



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA AMBIENTAL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA AMBIENTAL**

LIVIA MENEGHEL DE ALMEIDA

**ANÁLISE DE METODOLOGIAS PARA O CÁLCULO DA DESCARGA DE FUNDO,
APLICADA AO RIO DOCE, ES**

**VITÓRIA, ES
2012**

LIVIA MENEGHEL DE ALMEIDA

**ANÁLISE DE METODOLOGIAS PARA O CÁLCULO DA DESCARGA DE FUNDO,
APLICADA AO RIO DOCE, ES**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental do Centro Tecnológico da Universidade Federal do Espírito Santo, como requisito parcial para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Ambiental.

Orientador: Prof. Dr. Daniel Rigo.

VITÓRIA, ES
2012

LIVIA MENEGHEL DE ALMEIDA

**ANÁLISE DE METODOLOGIAS PARA O CÁLCULO DA DESCARGA DE FUNDO,
APLICADA AO RIO DOCE, ES**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental do Centro Tecnológico da Universidade Federal do Espírito Santo, como requisito parcial para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Ambiental, na área de concentração em Recursos Hídricos.

Aprovada em 17 de agosto de 2012.

COMISSÃO EXAMINADORA

Prof. Dr. Daniel Rigo
Universidade Federal do Espírito Santo
Orientador

Prof. Dr. Edmilson Costa Teixeira
Universidade Federal do Espírito Santo
Examinador interno

Prof. Dr. Frederico Fábio Mauad
Universidade de São Paulo
Examinador externo

Aos meus pais.

AGRADECIMENTOS

Ao Profº Dr. Daniel Rigo, pela oportunidade, orientação, paciência e compreensão durante todo o curso.

Aos professores Dr. Edmilson Costa Teixeira e Dr. Frederico Fábio Mauad por aceitarem participar da banca examinadora deste trabalho.

Ao corpo docente do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental da Universidade Federal do Espírito Santo pelos ensinamentos transmitidos.

À CAPES pelo financiamento da bolsa de mestrado.

À FAPES pelo financiamento do projeto de pesquisa.

Aos amigos do GEARH, pela inestimável ajuda durante a realização deste trabalho:

Ao parceiro Leandro Stanzani por todo o conhecimento prático transmitido, e a dedicação às minhas campanhas de campo.

À Mônica pela imensa ajuda durante o tratamento dos dados, pelas sugestões e muitas conversas sobre o trabalho.

Ao Antônio Carlos por ter realizado as análises granulométricas dos sedimentos.

Aos amigos Pimenta, Kaká, Felipe, Caio, Christian e Vanessa, por não medirem esforços para me ajudar nas campanhas de campo.

Ao Odair pelo auxílio com os equipamentos.

À Luana e a Vanessa pela ajuda no tratamento dos dados.

Ao Thiago por sempre ajudar com a parte burocrática do projeto, principalmente quando eu estava longe.

Aos meus pais, pelo incentivo, e pelas oportunidades que proporcionaram. Agradeço infinitamente a eles, por toda dedicação, amor e carinho.

Ao meu namorado, sempre amigo e parceiro, pela paciência, auxílio, atenção, estímulo, mas acima de tudo, por me fazer feliz.

Aos amigos e à minha família, que compreenderam com carinho os momentos de estresse e as ausências.

Aos colegas do curso, em especial à Thanira, por terem sido companheiros, dividindo e somando as experiências nesses anos.

Enfim, a todas as pessoas que de alguma forma fizeram parte desta conquista.

Muito obrigada a todos!

RESUMO

O conhecimento da descarga de sedimentos de fundo é de primordial importância em vários aspectos da gestão de uma bacia hidrográfica, incluindo, a geomorfologia e a ecologia fluvial, a estabilidade das estruturas de engenharia e condições de navegação. Apesar da sua fundamental importância, a quantidade de variáveis envolvidas na mecânica de transporte de sólidos de fundo, bem como a complexidade das interações entre os processos físicos, torna difícil estabelecer um critério totalmente satisfatório para determinar o transporte sólido de fundo, assim, não há ainda um método universalmente aceito. Com os avanços recentes, novos métodos têm sido propostos para a medição da descarga de fundo. Com isso, o objetivo deste trabalho foi avaliar a adequação de metodologias para o cálculo da descarga de fundo em um trecho do rio Doce, ES. Foram aplicados os métodos da amostragem direta, com um amostrador Helley Smith, as fórmulas propostas por Einstein & Brown (1950), Engelund & Hansen (1967), Ackers & White (1973), Yang (1973) e Van Rijn (1984); métodos do deslocamento de formas de fundo, considerando a velocidade de deslocamento, e a diferença de superfícies do leito; e o método da velocidade do leito medida com um ADCP. Os resultados indicaram um fluxo instável, com leito composto principalmente de areias finas e médias, e formas de fundo em transição. As descargas de fundo estimadas pelos diferentes métodos apresentaram variação de diferentes ordens de magnitude, e as maiores estimativas foram fornecidas pela equação de Yang (1973). A aplicação dos métodos de deslocamento das formas de fundo foi dificultada pelas condições de leito em transição encontrada no local, entretanto, a descarga do leito a partir da velocidade de deslocamento das formas de fundo foi bastante coerente com as condições hidráulicas. As fórmulas de Engelund & Hansen (1967) e Van Rijn (1984), e o método de velocidade do leito apresentaram ótimo desempenho, sendo este último uma alternativa muito promissora para a medição da descarga de fundo. Para confirmar a adequação desses métodos ao rio Doce (ES) sugere-se que sejam realizadas mais medições, em um trecho uniforme, utilizando principalmente os métodos de velocidade do leito e de deslocamento das formas de fundo.

Palavras-Chave: Sedimentos. Descarga sólida de fundo. Formas de fundo. Metodologias. Rio Doce.

ABSTRACT

Knowledge of bedload transport is of primary importance in a number of aspects in watershed management, including fluvial geomorphology and ecology, stability of engineered structures and navigation condition. Despite the fundamental importance of bedload measurement, the amount of variables involved in the bedload transport mechanics, as well the complexity of the interactions among the physical processes, makes it difficult to establish a fully satisfactory criteria to determine the solid transport, thus there is not an accepted universal method. With recent advances, new methods have been proposed for measuring the bedload transport. Therewith, the aim of this study was to evaluate the suitability of methodologies for bedload measurement on a reach of the Doce River, ES. For this were used traditional direct sampling method, with Helley Smith's sampler; formulas proposed by Einstein & Brown (1950), Engelund & Hansen (1967), Ackers & White (1973), Yang (1973) e Van Rijn (1984); bedform movement methods, considering velocity of bedform displacement and the difference between bed surfaces; and bedload velocity using an ADCP. Results indicated an unstable flow, with a bed composed primarily of fine and medium-sized sand, and bedforms in transition. Bedload values obtained by different methods showed variation of different orders of magnitude, and the highest estimates were provided by the equation of Yang (1973). The application of the bedform movement methods has been complicated by the bed condition at the site. However, the bedload measured from the velocity of bedform displacement has been quite consistent with the hydraulic conditions. The equations of Engelund & Hansen (1967) and Van Rijn (1984), and the bedload velocity method showed excellent performance, and the latter being a very promising alternative for the measurement of the bedload. To confirm the suitability of these methods in the Doce river (ES) is suggested to be carried out more measurements, in a uniform stretch, primarily using the bedload velocity and the bedform displacement methods.

Keywords: Sediments. Bedload. Bedforms. Methodologies. Doce River.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 – Formas de leito em canais aluviais	29
FIGURA 2 – Amostrador Mühlhofer do tipo cesta com fundo rígido.....	35
FIGURA 3 – Amostrador Losiebsky do tipo bandeja	36
FIGURA 4 – Amostrador Arnhem ou Holandês do tipo diferença de pressão.....	36
FIGURA 5 – Amostrador Mühlhofer do tipo poço.....	37
FIGURA 6 – Amostrador Helley-Smith do tipo diferença de pressão.....	39
FIGURA 7 (A) E (B) – Esquema de transmissão e reflexão de pulsos sonoros utilizados pelo ADCP	46
FIGURA 8 – Esquema demonstrando o erro do recurso <i>bottom track</i> em leito móvel o barco à esquerda representa a posição inicial, e o barco à direita representa a posição verdadeira final. as setas ao topo indicam o movimento do barco medido pelo recurso <i>bottom track</i> e pelo DGPS.....	48
FIGURA 9 – Localização da bacia do rio Doce e do trecho estudado.....	58
FIGURA 10 – Vazões médias anuais na seção da estação hidrológica da ANA localizada em colatina, para o período de 1939-2010.....	58
FIGURA 11 (A) E (B) – Seção do rio Doce estudada.....	59
FIGURA 12 – Linhas longitudinais planejadas para a navegação e aquisição dos dados batimétricos.....	60
FIGURA 13 – Equipamentos utilizados para o levantamento batimétrico	60
FIGURA 14 – Amostrador de material do leito o tipo Rock-Island.....	61
FIGURA 15 – Amostrador modelo Helley Smith.....	62
FIGURA 16 (A), (B), (C) E (D) – ADCP RDI <i>RiverRay</i>	64
FIGURA 17 – Gráfico para uso na fórmula de Einstein & Brown (1950)	67
FIGURA 18 – Diagrama modificado de Shields	75
FIGURA 19 – Duna típica de uma corrente aluvial em dois momentos diferentes (L1, cinza e L2, preto). a altura é representada por H , o comprimento é	

representado por λ , e o deslocamento entre os dois momentos é representado por d	78
FIGURA 20 – Perfil conceitual para as mudanças de elevação do leito a partir da migração das formas de fundo. a região preta representa os locais onde o leito se aprofunda (erosão) e a região cinza os locais onde o leito se eleva (deposição) entre os levantamentos 1 e 2	80
FIGURA 21 – Vazões médias diárias na seção de Itapina para os meses em que foram realizadas as campanhas de campo.....	86
FIGURA 22 – Perfil de velocidades da seção de estudo no rio Doce, medida com o ADCP a partir da margem esquerda, no dia 10/02/2012.	87
FIGURA 23 – Distribuição granulométrica do material do leito para a seção de estudo no rio Doce	91
FIGURA 24 – Distribuição granulométrica do material do leito ao longo da seção de estudo no rio Doce, em agosto de 2011	91
FIGURA 25 – Distribuição granulométrica do material do leito ao longo da seção de estudo no rio Doce, em dezembro de 2011.....	91
FIGURA 26 – Distribuição granulométrica do material do leito ao longo da seção de estudo no rio Doce, em fevereiro de 2012.....	92
FIGURA 27 (A) E (B) – Mapas batimétricos do trecho de estudo no rio Doce em dezembro de 2011.....	103
FIGURA 28 (A) E (B) – Mapas batimétricos do trecho de estudo no rio Doce em fevereiro de 2012	104
FIGURA 29 – Perfil longitudinal L1 referente aos levantamentos batimétricos realizados no mês de dezembro de 2011.....	106
FIGURA 30 – Perfil longitudinal L2 referente aos levantamentos batimétricos realizados no mês de dezembro de 2011.....	106
FIGURA 31 – Perfil longitudinal L3 referente aos levantamentos batimétricos realizados no mês de dezembro de 2011.....	107
FIGURA 32 – Perfil longitudinal L4 referente aos levantamentos batimétricos realizados no mês de dezembro de 2011.....	107

FIGURA 33 – Perfil longitudinal L5 referente aos levantamentos batimétricos realizados no mês de dezembro de 2011.....	107
FIGURA 34 – Perfil longitudinal L6 referente aos levantamentos batimétricos realizados no mês de dezembro de 2011.....	108
FIGURA 35 – Perfil longitudinal L7 referente aos levantamentos batimétricos realizados no mês de dezembro de 2011.....	108
FIGURA 36 – Perfil longitudinal L1 referente aos levantamentos batimétricos realizados no mês de fevereiro de 2012.....	108
FIGURA 37 – Perfil longitudinal L2 referente aos levantamentos batimétricos realizados no mês de fevereiro de 2012.....	109
FIGURA 38 – Perfil longitudinal L3 referente aos levantamentos batimétricos realizados no mês de fevereiro de 2012.....	109
FIGURA 39 – Perfil longitudinal L4 referente aos levantamentos batimétricos realizados no mês de fevereiro de 2012.....	109
FIGURA 40 – Perfil longitudinal L5 referente aos levantamentos batimétricos realizados no mês de fevereiro de 2012.....	110
FIGURA 41 – Perfil longitudinal L6 referente aos levantamentos batimétricos realizados no mês de fevereiro de 2012.....	110
FIGURA 42 – Polígonos delimitando áreas onde foram visualizadas dunas em dezembro de 2011	119
FIGURA 43 – Polígonos delimitando áreas onde foram visualizadas dunas em fevereiro de 2012	119
FIGURA 44 – Diferença de volume entre os dois levantamentos batimétricos realizados no mês de dezembro de 2011.....	120
FIGURA 45 – Diferença de volume entre os dois levantamentos batimétricos realizados no mês de fevereiro de 2012.....	121

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 – Valores de vazão e velocidade da água medidos com ADCP na seção de estudo durante as campanhas de campo	86
TABELA 2 – Valores dos diâmetros representativos da distribuição granulométrica dos pontos monitorados e de toda a seção	93
TABELA 3 – Dados geométricos e hidráulicos da seção transversal medidos em campo nas campanhas realizadas	93
TABELA 4 – Descarga de sedimentos de fundo medida com o amostrador Helley Smith nos pontos amostrados e em toda a seção.....	95
TABELA 5 – Descargas de sedimentos de fundo obtidas com a aplicação das equações selecionadas para o trecho estudado do rio Doce.....	98
TABELA 6 – Características geométricas das formas de fundo, em metros, encontradas nas campanhas de campo.....	112
TABELA 7 – Principais características dos polígonos utilizados para a aplicação do método de diferença das superfícies do leito	122
TABELA 8 – Valores de velocidade do leito e descarga de sedimentos de fundo pontuais medidos com o ADCP	127

LISTA DE ABREVIATURAS

ANA	Agência Nacional de Águas
ADCP	Perfilador Acústico de Correntes por efeito Doppler
ASCE	Sociedade Americana de Engenheiros Civis
DGPS	Sistema de Posicionamento Global Diferencial
FISP	Federal Interagency Sedimentation Project
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
RDI	RD Instruments
USGS	Instituto de Pesquisa Geológica dos Estados Unidos

LISTA DE SÍMBOLOS

Q_{sa}	Descarga sólida total do leito
q_{sa}	Descarga sólida do leito por unidade de largura
q_{sap}	Descarga sólida pontual do leito
q_{fli}	Descarga de fundo linear do perfil
q_{sai}	Descarga de sedimento de fundo por unidade de largura da partícula
q_{si}	Descarga de sedimentos de fundo por unidade de largura do polígono
B	Largura superficial
Rh	Raio hidráulico
S	Declividade da linha da água
h	Profundidade hidráulica
U	Velocidade média da água
g	Aceleração da gravidade
S_g	Gravidade específica do sedimento
CT	Concentração da descarga de material do leito
Q	Vazão
ν	Viscosidade cinemática da água
ρ_s	Massa específica do sedimento
γ_s	Peso específico do sedimento
γ	Peso específico da água
D_s	Diâmetro representativo de sedimento do leito (D_{50} ou D_m)
D_{35}	Diâmetro da partícula, para o qual 35% dos sedimentos são mais finos
D_{50}	Diâmetro da partícula, para o qual 50% dos sedimentos são mais finos
D_{90}	Diâmetro da partícula, para o qual 90% dos sedimentos são mais finos
τ_*	Tensão de cisalhamento adimensional de Shields
τ_0	Tensão de arraste
U_*	Velocidade de cisalhamento relativa aos grãos
U_c	Velocidade crítica do escoamento no movimento incipiente
U_{*c}	Velocidade de cisalhamento crítica para o início do movimento do grão

Re	Número de Reynolds
F	Número de Froude
Ω	Energia total do canal
ω	Energia do canal por unidade de largura
P	Perímetro molhado
Am	Área molhada
η	Coeficiente de Manning
E_{am}	Eficiência de amostragem do equipamento
p_s	Peso seco da amostra no ponto
l_a	Largura da boca do amostrador
t	Tempo de amostragem
F_1	Parâmetro de Rubey
W	Velocidade de queda da partícula de sedimento em suspensão
D_{gr}	Diâmetro adimensional da partícula
F_{gr}	Parâmetro referente à mobilidade da partícula
G_{gr}	Taxa adimensional do transporte de sedimentos
α	Coeficiente utilizado no método de Acker & White (1973)
n	Expoente de transição
A	Valor do número de Froude em movimento inicial
m	Expoente da função de transporte de sedimento
C_A	Coeficiente da função de transporte de sedimento
C_b	Concentração de partículas
u_b	Velocidade da partícula
δ_b	Espessura da camada ativa do leito
T	Parâmetro da intensidade de transporte
θ_{cr}	Parâmetro de mobilidade crítica
D_*	Diâmetro adimensional da partícula
C'	Coeficiente de Chézy relativo aos grãos
H_i	Altura da forma de fundo
λ_i	Comprimento da forma de fundo
d_i	Deslocamento da forma de fundo

u_{di}	Velocidade de deslocamento da forma de fundo
Δt	Tempo decorrido entre dois levantamentos
K	Coeficiente de forma das formas de fundo
A	Área das formas de fundo
q_{fi}	Descarga de fundo do perfil
l_i	Largura da faixa de abrangência do perfil
Dzi	Altura média de elevação entre os dois levantamentos batimétricos
$Volume_{dep}$	Volume de deposição de sedimentos
$Area_{dep}$	Área de deposição de sedimentos
Dxi	Deslocamento característico a jusante das formas de fundo
N_{dunas}	Número de dunas do polígono
B_{dunas}	Largura efetiva do polígono
Dt	Intervalo de tempo entre os dois levantamentos batimétricos
v_{BT}	Velocidade do barco dada pelo recurso <i>bottom track</i>
v_{DGPS}	Velocidade do barco dada pelo DGPS
v_B	Velocidade do leito
p_b	Porosidade da camada ativa do leito
v_{Bi}	Velocidade da partícula do leito
m_i	Massa da partícula por unidade de área
r_i	Raio da partícula
f_{mi}	Porcentagem do leito ocupada por cada partícula

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	18
2 OBJETIVOS	20
2.1 GERAL	20
2.2 ESPECÍFICOS	20
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	21
3.1 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS NOS CURSOS D'ÁGUA.....	21
3.1.1 Formas de fundo	26
3.2 MEDIÇÃO DA DESCARGA SÓLIDA DO LEITO	33
3.2.1 Amostradores	34
3.2.1.1 Amostrador Helley Smith.....	39
3.2.2 Fórmulas para estimativa da descarga de fundo	39
3.2.3 O uso do ADCP para cálculo da descarga de fundo	45
3.2.4 Método do deslocamento das formas de fundo	51
4 METODOLOGIA.....	57
4.1 ÁREA DE ESTUDO	57
4.2 COLETA DE DADOS	59
4.3 CARACTERIZAÇÃO QUALITATIVA DOS SEDIMENTOS DE FUNDO	64
4.4 AMOSTRADOR DE FUNDO.....	65
4.5 DESCARGA DE SEDIMENTOS DE FUNDO ATRAVÉS DE FÓRMULAS ...	66
4.5.1 Einstein & Brown (1950)	66
4.5.2 Engelund & Hansen (1967)	68
4.5.3 Yang (1973)	69
4.5.4 Ackers & White (1973).....	71
4.5.5 Van Rijn (1984).....	74

4.6 VELOCIDADE DE DESLOCAMENTO DAS FORMAS DE FUNDO	77
4.7 DIFERENÇA DAS SUPERFÍCIES DO LEITO.....	80
4.8 DESCARGA DE SEDIMENTOS DE FUNDO USANDO O ADCP	82
5 RESULTADOS E DISCUSSÃO	86
5.1 AMOSTRADOR DE FUNDO.....	94
5.2 FÓRMULAS.....	97
5.3 MOVIMENTO DAS FORMAS DE FUNDO	102
5.3.1 Velocidade de deslocamento das formas de fundo	113
5.3.2 Diferença das superfícies do leito	118
5.4 VELOCIDADE DO LEITO MEDIDA COM O ADCP	126
5.5 COMPARAÇÕES ENTRE OS MÉTODOS.....	132
6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	138
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	141

1 INTRODUÇÃO

A descarga sólida do leito representa somente a menor parte da descarga sólida total, sendo, em média, de 5 a 10%, podendo chegar a 30%, mas devido à sua importante contribuição à morfologia fluvial em rios e ambientes costeiros, é uma informação necessária e essencial nos estudos sobre assoreamento de canais e reservatórios (SIMONS; SENTURK, 1992).

Todavia, é comum as pesquisas só darem importância às medições de descarga em suspensão pela facilidade e menor custo de obtenção, e também pela maior quantidade no curso d'água. Por isso a descarga do leito geralmente é determinada como uma porcentagem da descarga em suspensão, o que nem sempre corresponde a uma aproximação desejável (CARVALHO *et al.*, 2000; CARVALHO, 2008).

Enquanto os métodos para medição da descarga suspensa são abundantes na literatura, e foram padronizados pela Sociedade Americana de Engenheiros Civis (ASCE), a quantificação da descarga de fundo constitui ainda uma dificuldade a ser enfrentada. A complexidade das interações entre os processos físicos e a quantidade de variáveis envolvidas na mecânica do transporte de sedimentos são as principais causas na dificuldade de determinação de um critério plenamente satisfatório para a determinação do transporte de fundo (CARVALHO *et al.*, 2000; CARVALHO, 2008; HUBBELL, 1964; MARTINS *et al.*, 2009; MARTINS; STEVAUX, 2005; RENNIE *et al.*, 2002).

A medição direta da descarga de fundo em rios é dificultada principalmente devido à grande variabilidade temporal e espacial das taxas de transporte por arraste, que somadas às amostras do leito por períodos curtos de tempo, dão origem a grandes erros de amostragem (CARVALHO, 2008; DE JONG; ERGENZINGER, 1994; HUBBELL, 1964; RENNIE *et al.*, 2002; RYAN *et al.*, 2003). Além disso, a instalação de um instrumento ao longo do canal pode modificar as condições de escoamento, perturbando a amostragem e com isso o próprio valor da descarga de fundo (CARVALHO, 2008; HUBBEL, 1964; MARTINS, 2004; VAN RIJN, 1993).

Devido às dificuldades de estimar a taxa de transporte de sedimentos de fundo mediante o uso de amostradores, verifica-se que as estimativas disponíveis na literatura correspondem, basicamente, à aplicação de fórmulas de cálculo, ou simplesmente à adoção de uma percentagem em relação à descarga de sedimento em suspensão (STRASSER, 2008).

Entretanto, atualmente, com a melhoria da resolução de alguns equipamentos e o surgimento de outros, novos métodos para medição da descarga de sedimentos de fundo estão sendo desenvolvidos. Entre eles, estão os métodos que envolvem o acompanhamento do movimento das formas de fundo, e o método que se baseia na medição da velocidade do leito utilizando um Perfilador Acústico de Correntes por efeito Doppler (ADCP), que têm sido apontados como métodos muito promissores para a determinação da taxa de transporte de sedimentos de fundo (ABRAHAM *et al.*, 2010; DINEHART, 2002; HOLMES, 2010; RENNIE *et al.*, 2002; VILLARD *et al.*, 2005).

Sendo assim, este trabalho pretende verificar a possibilidade de aplicação desses métodos desenvolvidos recentemente, no rio Doce, um curso d'água de grande proporção que sofre com um contínuo processo de assoreamento, em especial em seu baixo curso, ocasionado principalmente pelo desmatamento indiscriminado e o manejo inadequado do solo.

2 OBJETIVOS

2.1 GERAL

- Analisar metodologias de determinação da descarga de sedimentos de fundo em um trecho da calha do rio Doce no Espírito Santo

2.2 ESPECÍFICOS

- Quantificar a taxa de transporte de sedimentos de fundo utilizando um amostrador de fundo.
- Estimar a taxa de transporte de sedimentos do leito a partir de fórmulas empíricas;
- Calcular a taxa de transporte de sedimentos de fundo a partir do deslocamento das formas de fundo;
- Quantificar a taxa de transporte de sedimentos de fundo a partir de medições da velocidade do leito utilizando um ADCP;
- Comparar as taxas de transporte de sedimentos de fundo obtidas pelos diferentes métodos e avaliar a adequação dos mesmos ao rio Doce.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS NOS CURSOS D'ÁGUA

Segundo Carvalho (2008), o sedimento pode ser definido como a partícula derivada da rocha, ou de materiais biológicos, que pode ser transportada por fluido; ou ainda, como a partícula derivada da fragmentação das rochas, por processo físico ou químico, e que é transportada pela água ou pelo vento do lugar de origem aos rios e aos locais de deposição. De forma semelhante, Edwards e Glysson (1999) definem o sedimento como um material fragmentado transportado por suspensão, ou depositado pela água ou pelo ar, ou acumulado nos leitos por outros agentes naturais, que incluem precipitados químicos e biológicos e material orgânico decomposto. Segundo estes autores o sedimento é derivado de qualquer material sujeito a processos de erosão, através dos quais partículas são destacadas e transportadas pela gravidade, vento, água, ou uma combinação desses agentes. Quando o agente de transporte é a água, o sedimento é denominado sedimento fluvial.

Os sedimentos carregados pelos cursos d'água são resultantes da erosão na área de drenagem da bacia e dos processos atuantes sobre os contornos da calha fluvial (STRASSER, 2008). A erosão, o transporte e a deposição de sedimentos são processos naturais que podem sofrer desequilíbrio com a ação do homem. Ações como a retirada da vegetação, o manejo inadequado do solo, e a ocupação urbana acelerada próxima às margens de rios são alguns dos fatores que afetam o transporte de sedimentos. O desequilíbrio dos processos sedimentares em um rio pode ocasionar o aumento da ocorrência de enchentes, reduzir a vida útil de reservatórios, prejudicar a prática da navegação e elevar os custos de tratamento da água (SCAPIN *et al.*, 2007). Todavia, os desequilíbrios de sedimentos também podem surgir naturalmente, por razões como as alterações climáticas, a mudança do nível do mar, e a sobrecarga de encostas durante tempestades (FERGUSON, 2003).

Fenômenos fluviais, tais como rio sinuoso, o desenvolvimento de barras e ondulações, e a migração de dunas, dependem da erosão, transporte e deposição dos sedimentos (RAMOOZ; RENNIE, 2010). O conhecimento sobre o efeito das

mudanças naturais e antrópicas sobre a quantidade e características dos sedimentos gerados nas bacias de drenagem é, portanto, importante para ajudar a prever a qualidade ambiental do corpo d'água quando as alterações futuras na área forem realizadas (EDWARDS; GLYSSON, 1999), e para atividades como recuperação de rios, proteção do ecossistema, navegação e gestão da infraestrutura (HOLMES, 2010).

O transporte de sedimentos afeta a qualidade da água e a possibilidade para o consumo humano ou seu uso para outras finalidades. Numerosos processos industriais não toleram mesmo pequenas porções de sedimentos em suspensão na água. Esse fato envolve muitas vezes enormes gastos públicos para a solução do problema (CARVALHO *et al.*, 2000).

O sedimento sozinho degrada a qualidade da água para consumo humano, para recreação, para o consumo industrial, infra-estruturas hidroelétricas e vida aquática. Adicionalmente, produtos químicos e lixo são assimilados sobre e dentro das partículas de sedimento, e trocas iônicas podem ocorrer entre o soluto e o sedimento. Dessa forma as partículas de sedimento agem como potencializadores dos problemas causados por pesticidas, agentes químicos decorrentes do lixo, resíduos tóxicos, nutrientes, bactérias patogênicas, vírus, etc (CARVALHO *et al.*, 2000; VAN RIJN, 1993). Sendo assim, os processos sedimentares são de vital interesse na conservação, desenvolvimento e utilização dos recursos hídricos.

Devido, principalmente à interferência antrópica e os diversos problemas por ela acarretados no transporte de sedimento nos rios, o estudo dos sedimentos tem tido uma importância cada vez maior (CARVALHO, 2008).

As partículas de sedimentos que chegam ao curso d'água variam em tamanho, de grandes blocos a fragmentos de tamanho coloidal, variam na forma, de arredondada para angular, e variam na composição mineral e gravidade específica (CARVALHO, 2008; EDWARDS; GLYSSON, 1999). Sendo assim, os diferentes tipos de partículas sofrerão um processo de transporte variado de acordo com as condições locais e do escoamento. As forças que atuarão sobre a partícula podem mantê-la em suspensão, no fundo do rio, saltando do leito para o escoamento, deslizando ou

rolando ao longo do leito. Essa situação é função do tamanho, peso e forma da partícula, e da estrutura mecânica do fluxo (VAN RIJN, 1984).

A distribuição vertical de tamanhos de partículas de sedimentos pode variar entre diferentes cursos d'água, e entre diferentes seções de um mesmo curso d'água. No entanto, como regra geral, as partículas mais finas são uniformemente distribuídas ao longo da vertical, e as partículas mais grosseiras se concentram perto do leito. Ocasionalmente, partículas maiores podem atingir a superfície da água, geralmente transportadas por um fluxo turbulento ou como resultado da tensão dispersiva de grãos (LEOPOLD *et al.*, 1964 *apud* EDWARDS; GLYSSON, 1999).

O comportamento dinâmico do grão, isto é, sua velocidade, trajetória e modo de deslocamento, é uma resposta direta às forças nele atuantes (GIANINNI; RICCOMINI, 2009). Sendo assim, enquanto o transporte em suspensão é uma função predominante da velocidade da corrente, o transporte do leito é muito influenciado pelo atrito que atua no seu deslocamento (CARVALHO, 2008).

O arrasto é o deslocamento do grão subparalelo e rente à interface sedimento-fluido, em contato duradouro ou tangencial com esta interface (BIAZIN, 2005; GARCIA, 2008). Sendo assim, a carga do leito pode ser definida como a parte da carga de sedimento suportada por contato sólido frequente com o leito imóvel, que na prática, é o sedimento que se move sobre ou perto do fluxo do leito em vez de na maior parte da água que flui (EMMET, 1981). Ou ainda, com uma abordagem um pouco diferente, como o transporte das partículas de sedimentos em uma fina camada de partículas grossas logo acima do fundo por deslizamento, rolamento e às vezes fazendo saltos (VAN RIJN, 1993).

Na carga sólida do leito encontra-se o material grosso, como areias e pedregulhos, e, como o volume e densidade das partículas são maiores, e a velocidade da descarga do leito é menor que a do fluxo, as partículas podem se movimentar de modo intermitente (CHRISTOFOLETTI, 1981).

Por se constituir em material mais grosso e pesado, pode obstruir canais de navegação, impedindo o trânsito de barcos. Em reservatórios, esse sedimento se deposita na área de remanso, formando o delta que geralmente tem grande volume acima do volume morto, diminuindo a regularização e a capacidade reservada para a

geração de energia. Às vezes, esse sedimento pode assorear um pequeno reservatório em pouco tempo, ou mesmo durante uma só enchente (CARVALHO *et al.*, 2000).

A distribuição espaço-temporal da transferência de material do leito ao longo de um trecho do rio determina a morfologia do rio. Entender o transporte de material do leito é, portanto, importante para muitos aspectos da gestão da bacia, incluindo a produção e manutenção dos habitats aquáticos, a estabilidade de estruturas de engenharia como pontes e dutos; a operacionalidade de hidrovias, a instalação de portos, a construção de praias artificiais e extração de areia para construção civil (MARTINS; STEVAUX, 2005; RENNIE *et al.*, 2007).

O movimento dos sedimentos no leito fluvial depende da estrutura mecânica do fluxo configurando um sistema dinâmico e em permanente evolução. As propriedades deste movimento estão relacionadas principalmente com as características do fluído, do escoamento, e do sedimento (YALIN, 1972 *apud* MARTINS, 2004).

São duas as forças principais que atuam sobre a dinâmica fluvial e o transporte de sedimentos: a força da gravidade e a tensão de cisalhamento. A força da gravidade é a força vertical exercida pela massa líquida sobre o canal, e direciona o fluxo das áreas com maior declividade para as partes mais baixas (CHRISTOFOLETTI, 1981).

A tensão de cisalhamento por unidade de área é a força de atrito existente entre o líquido em movimento e o canal, implicando em uma resistência ao escoamento e ao transporte de sedimentos. Esta força é decisiva para iniciar o movimento de partículas pequenas, enquanto para o carregamento das partículas maiores além do atrito, a velocidade do fluxo é também imprescindível (SUGUIO; BIGARELLA, 1990).

A estimativa de tensão de cisalhamento é de importância prática, pois reflete a resistência do fluxo e é uma variável fundamental na previsão de transporte de sedimentos. A tensão de cisalhamento total exercida por um fluxo em um leito é composta pela tensão do atrito sobre as partículas de sedimentos, a tensão de forma produzida por grandes formas de fundo, e a tensão do transporte de sedimentos provocado por transferência de momento no arraste das partículas (KOSTASCHUK *et al.*, 2004). Esta divisão é importante quando se considera o transporte de

sedimentos, e a resistência de grão é o componente principal responsável pelo movimento dos sedimentos (HOLMES; GARCIA, 2002).

Quando as forças hidrodinâmicas atingem valores superiores aos das forças de resistência, provenientes do contato da partícula com o leito e do próprio peso da partícula, ocorre o deslocamento do grão de sedimento (CARVALHO, 2008; CHRISTOFOLETTI, 1981).

Usualmente, três modos de movimento de partículas são distinguidos: movimento por rolamento e/ou deslizamento; movimento por saltação; e movimento por suspensão. Assim que o valor da velocidade de cisalhamento do leito ultrapassa o valor crítico para o início do movimento, as partículas irão rolar e/ou deslizar em contínuo contato com o leito. Com o aumento da velocidade de cisalhamento do leito, as partículas irão se mover ao longo do leito por saltos mais ou menos regulares. Quando a velocidade de cisalhamento do leito ultrapassa a velocidade de queda das partículas, os sedimentos podem ser elevados a um nível em que as forças ascendentes turbulentas serão comparáveis ou de ordem superior ao peso submerso das partículas e como resultado, as partículas poderão ficar em suspensão (VAN RIJN, 1984).

Sendo assim, partículas de sedimento de fundo podem entrar na coluna d'água por um curto período de tempo, fazer parte da carga de sedimento em suspensão, e depois se depositar novamente e retornar à carga de fundo. Este processo é uma espécie de ciclo contínuo em que a circularidade é dependente da velocidade do fluxo, da intensidade da turbulência, da tensão de cisalhamento do grão, da concentração de sedimentos na coluna d'água, do tamanho dos sedimentos, e das formas de fundo. O entendimento desse processo é fundamental para compreender o comportamento de um rio aluvial (HOLMES, 2010).

Para Leopold *et al.* (1964) *apud* Edwards e Glysson (1999), o leito do rio é composto de dois elementos distintos um do outro pelo tamanho de partícula e pela sua reação à velocidade da corrente. O primeiro elemento consiste de partículas transportadas frequentemente como parte da carga em suspensão ou por arrastamento, mas considerado como material do leito em repouso. O segundo elemento é composto de partículas e agregados de partículas que compõem as estruturas definitivas sobre o

leito do rio e permanecem lá indefinidamente, ou pelo menos por longos períodos de tempo. As frações que compõem o segundo elemento podem ser movidas apenas pelo fluxo de eventos extremos.

Devido ao movimento irregular das partículas no leito, as taxas de transporte de fundo flutuam consideravelmente ao longo do tempo, e amostras consecutivas de curto prazo coletadas próximas de fluxo constante, tipicamente incluem taxas de transporte que variam de quase zero para quatro ou mais vezes a taxa de transporte média (BUNTE *et al.*, 2007).

Em geral, a descarga sólida de fundo representa apenas uma pequena parcela da descarga sólida total (SIMONS; SENTURK, 1992), mas a sua variação pode ser significativa, e segundo alguns autores, a descarga instantânea do leito pode variar entre 2 a 150% da descarga em suspensão (CARVALHO *et al.*, 2000).

Em situações extremas, como a que pode acontecer durante uma enchente em um rio, a descarga de fundo pode representar até 70% da descarga total de sedimentos (STRASSER, 2008). Essa grande variabilidade, segundo Carvalho *et al.* (2000) justifica medições regulares dessa descarga do leito e não somente da descarga em suspensão.

3.1.1 Formas de fundo

Trabalhos de campo e de laboratório mostraram que a superfície do leito se deforma adquirindo irregularidades periódicas denominadas formas de fundo, que migram progressivamente e mudam em resposta às variações de fluxo (CHRISTOFOLETTI, 1981). As formas de fundo variam com as magnitudes hidráulicas e com o tamanho do sedimento, mas também apresentam uma interação complexa com a resistência ao escoamento e a forma em que se transporta o sedimento (ENGELUND; FREDSE, 1982).

Para Strasser (2008) as formas de fundo são uma expressão através das quais um curso de água tenta estabelecer condições de equilíbrio entre as características hidráulicas (vazão, profundidade, declividade, entre outras) e as características

sedimentológicas (tamanho das partículas de sedimento, distribuição granulométrica, entre outras).

Nos canais aluviais, em função da inconsistência do material de fundo, há uma facilidade para movimentação dos sedimentos e esculturação de formas topográficas. Nesta perspectiva, a topografia do leito apresenta uma natureza deformável e de rápida mutabilidade (CHRISTOFOLETTI, 1981).

As formas topográficas do leito constituem uma categoria ampla abrangendo toda e qualquer irregularidade produzida no leito de um canal aluvial pela interação entre o fluxo de água e a movimentação de sedimentos. Sob outra perspectiva, as formas são elementos morfológicos individuais, distintos, maiores que as partículas de areia ou de cascalho, presentes nos leitos dos rios (CHRISTOFOLETTI, 1981).

Muitos tipos de formas de fundo podem ser observados na natureza. Quando a crista das formas de fundo é perpendicular à direção do fluxo, as formas de fundo são chamadas de formas de fundo transversais, como as ondulações, dunas e anti-dunas (VAN RIJN, 1993).

A presença das formas de fundo torna a dinâmica entre o fluxo e o transporte de sedimentos do leito ainda mais complexo, e adiciona mais um componente para a tensão de cisalhamento total por causa da resistência ocasionada pelas formas do leito (HOLMES, 2010). Quando o leito é coberto por formas de fundo de larga escala, as variações temporais e espaciais nas taxas de transporte de carga de fundo são ainda maiores (EMMET, 1981). A velocidade do fluxo, em geral, é maior sobre a crista da forma de fundo e mais baixa sobre a cava (KOSTASCHUK *et al.*, 2004), o que resulta em descargas de fundo que podem variar de zero, ou quase zero, nas cavas, até um valor máximo nas cristas (HUBBELL *et al.*, 1985).

Durante muitos anos, diversos autores buscaram uma compreensão e formulação de mecanismos responsáveis pela geração de formas de fundo. Esse grande interesse se deve tanto a sua ocorrência paradoxal, como devido a sua importância prática (KENNEDY, 1969).

Tem sido um desafio contínuo para os pesquisadores determinar por que as formas de leito crescem e mudam de um formato para outro e ainda assim permanecem

estáveis por um determinado conjunto de condições e fluxo de sedimentos (ENGELUND; FREDSE, 1982).

Todas as formas de fundo sedimentares são o resultado de um padrão ordenado de erosão e deposição. O crescimento das mesmas ocorre por material que está sendo erodido das regiões de cava e depositado sobre as cristas, e este processo continua até que as formas atingem sua amplitude de equilíbrio, após o qual não há mais deposição líquida sobre os picos ou erosão a partir do fundo das cavas. O padrão de erosão e deposição responsável pelo crescimento das formas de fundo é geralmente só uma perturbação imposta sobre o transporte de material bruto a jusante, e não todo o sedimento transportado, necessariamente, participa do processo (KENNEDY, 1969).

Sabe-se que as formas de fundo modificam a sua forma com as condições hidráulicas. Entretanto, no fluxo instável, as dimensões das formas de leito normalmente não estão relacionadas às condições hidráulicas instantâneas, porque a forma de fundo demora um certo espaço de tempo para alterar a sua geometria. É necessário conhecer este lapso de tempo, a fim de calcular a resistência de fluxo e de transporte de sedimento no fluxo instável. O problema não é inteiramente determinístico, e devido a natureza estocástica do comportamento da forma de fundo, pequenas formas de fundo desaparecem, e novas formas de fundo são formadas no leito do rio. Devido a isso, a alteração das configurações do leito é dividida em duas classes: as alterações nas dimensões de cada forma de fundo, e o surgimento/desaparecimento de formas de fundo (ENGELUND; FREDSE, 1982).

Os eventos relativos ao surgimento/desaparecimento das formas de fundo podem acontecer através de diversos processos. Gabel (1993) *apud* Strasser (2008) reconheceu quatro diferentes tipos de processos:

- separação: fenômeno que ocorre quando surgem duas ou mais formas de fundo no espaço ocupado por uma única forma de fundo na medição anterior, resultando na destruição de uma forma de fundo e na criação de duas (ou mais) formas de fundo.
- amálgama: fenômeno que ocorre quando uma forma de fundo aparece onde houve duas ou mais formas de fundo antes. Esse processo comumente ocorre quando uma

forma de fundo se desloca com maior velocidade que outra e progressivamente vai superpondo-se a outra forma de fundo.

- diluição: ocorre quando uma forma de fundo desaparece de um registro não como consequência da separação ou amálgama de formas de fundo, mas simplesmente pela diminuição do seu tamanho entre perfis sucessivos, até desaparecer.

- criação espontânea: ocorre quando uma forma de fundo surge entre uma medição e outra, em um espaço entre duas formas de fundo já existentes.

Em virtude das diversas variáveis envolvidas na dinâmica das formas de fundo, torna-se difícil apresentar critério plenamente satisfatório para classificar as mesmas. Usando o critério da intensidade crescente do fluxo, Simons e Richardson (1966) *apud* Christofolletti (1981) demonstraram a seguinte sequência de formas (FIG. 1): a) ondas de pequena escala ou rugas b) dunas com pequenas ondas superpostas, c) dunas, d) transição; e) leito plano com transporte de sedimentos f) antidunas, g) antidunas e ondas rebentantes, h) rápidos e soleiras.

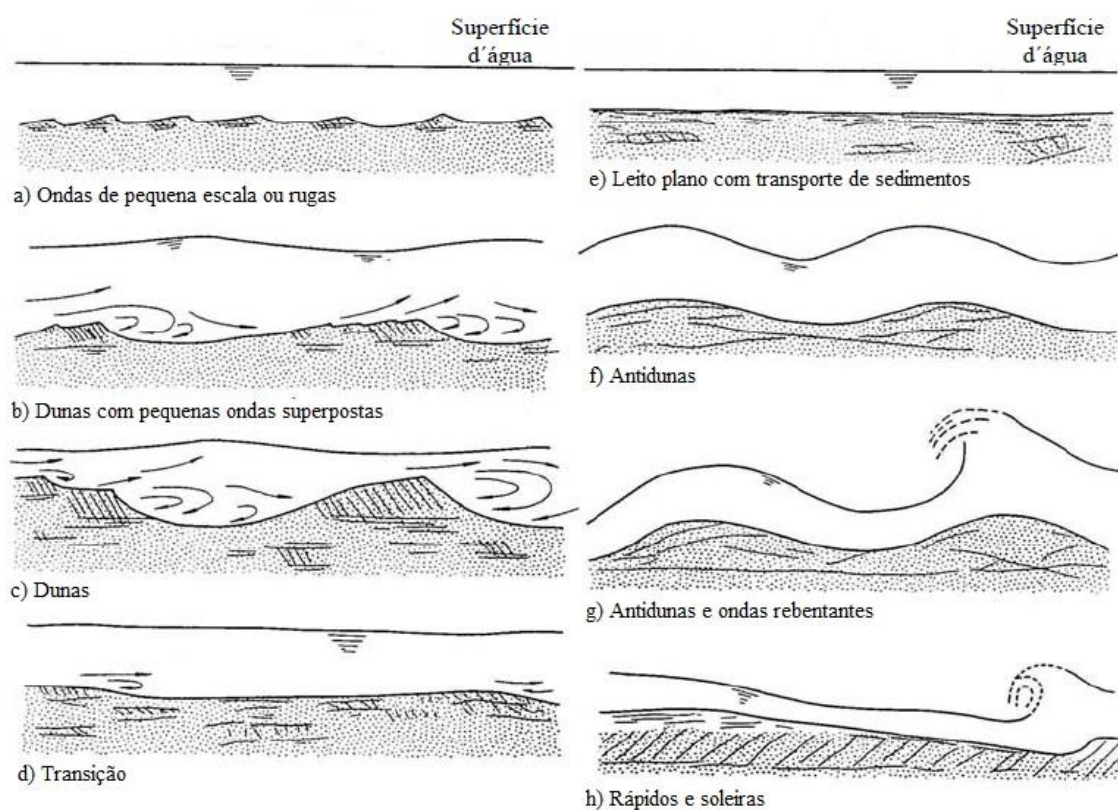


FIGURA 1 - Formas de leito em canais aluviais.

Fonte: SIMONS & RICHARDSON, 1966 *apud* CHRISTOFOLETTI, 1981.

Entretanto, deve-se considerar que essa sequência foi definida a partir de experimentos em laboratório, com profundidades de fluxo muito reduzidas, e, portanto, não deve ser esperado que a mesma seja encontrada de forma idêntica em fluxos naturais de leitos profundos com formas de fundo de grande escala. Devido principalmente às dificuldades de observar as formas de fundo na natureza e classificar os efeitos das mudanças nas condições de fluxo, bem como para a impraticabilidade de geração de formas de fundo de grande escala no laboratório, ainda não há um acordo geral sobre a classificação e a dinâmica das formas de fundo (COSTELLO; SOUTHARD, 1981).

Nas experiências realizadas, a sequência entre o leito plano sem movimentação de sedimentos e as formas transicionais ocorreu em condições de fluxo turbulento tranquilo, enquanto as demais ocorreram sob condições de fluxo turbulento rápido (CHRISTOFOLETTI, 1981; COSTELLO; SOUTHARD, 1981).

As ondulações são pequenas formas de fundo com comprimentos menores que aproximadamente 30 cm e alturas menores que aproximadamente 5 cm. Em uma seção longitudinal, as ondulações possuem formato aproximadamente triangular com declividade suave a montante e íngreme a jusante (KENNEDY, 1969; SIMONS; SENTURK, 1992). Segundo Van Rijn (1993), as ondulações possuem uma escala de comprimento menor que a profundidade.

Em geral são compostas de material sedimentar fino, inclusive areias, e as suas dimensões independem da granulometria e da profundidade do fluxo. A altura conserva-se na escala do centímetro e, após atingir a grandeza de forma estável, seu crescimento permanece estacionário e independente das influências externas. Correspondendo a formas topográficas de pequena escala, as ondulações podem compor topografias individualmente caracterizadas ou se desenvolver como superpostas em formas de escala maior, como no dorso de dunas e antidunas (CHRISTOFOLETTI, 1981).

Quando a velocidade próxima ao leito começa a aumentar, as ondulações começam a ficar mais irregulares no formato, altura e espaçamento, rendendo ondulações fortemente tridimensionais. Nesse caso a variação do comprimento e altura das ondulações fica maior. As maiores ondulações podem ter um comprimento superior

a profundidade da água e são comumente chamadas de mega-ondulações (VAN RIJN, 1993).

As formas de fundo do tipo dunas, em particular, são uma consequência das estruturas turbulentas que afetam toda a coluna de água, sendo assim, a duna é uma morfologia que evolui com a profundidade do escoamento e que, por sua vez, gera efeitos turbulentos que interagem com a totalidade do escoamento (ENGELUND; FREDSE, 1982).

As dunas são formas de fundo assimétricas maiores que as ondulações, que se encontram fora de fase em relação à superfície da água e, para baixas velocidades, podem apresentar ondulações ou pequenas dunas superpostas na sua face de montante. O perfil longitudinal das dunas também é aproximadamente triangular, com a face de montante suave e uma face de jusante abrupta, que provoca o descolamento do escoamento a jusante da crista (SIMONS; SENTURK, 1992). A sua relação altura-comprimento é maior que as encontradas nas ondulações e o seu intervalo granulométrico é muito variado, de areia fina até areia grossa com pequenos seixos (ENGELUND; FREDSE, 1982).

Dunas são em muitos aspectos similares às ondulações, a distinção primária começa no tamanho das duas classes de formas de fundo; as dunas tem faixas de comprimento de vários metros em canais de laboratório e em pequenos riachos a várias centenas de metros em grandes rios, e de altura de cerca de 30 cm a mais de 6 metros. As ondulações e as dunas apresentam muitas semelhanças, mas a distinção é feita porque não há um espectro contínuo de comprimentos de onda geradas com o aumento da velocidade do fluxo. As dunas mais curtas formadas são maiores que as ondulações mais longas, e formas de fundo com comprimentos intermediários não ocorrem (KENNEDY, 1969).

Segundo Van Rijn (1993), em concordância com Christofletti (1980), as dunas possuem uma escala de comprimento muito maior que a profundidade, e desenvolvem-se proporcionalmente com o aumento da mesma, com valores que variam de 3 a 15 vezes a profundidade média. Já para Engelund e Fredsøe (1982) o comprimento máximo de uma duna é limitado a aproximadamente seis vezes a profundidade do local.

Harms *et al.* (1982) *apud* Biazin e Santos (2008) afirmaram que sob condições de fluxo estável, a altura das dunas também é diretamente proporcional à profundidade da água, sendo que a sua altura oscila entre 10% e 20% do valor da profundidade. Essa relação também foi constatada por Van Rijn (1984), que afirma que a altura das dunas é fortemente dependente da profundidade do fluxo.

Prent e Hickin (2001) realizaram um estudo que verificou a correlação das formas de leito do tipo dunas com a descarga e a resistência da corrente, concluindo que de modo geral, a altura e o comprimento das dunas aumentam com a vazão e com a profundidade da água, mas permanece constante com o aumento da velocidade. Simons e Richardson (1966) *apud* Christofolletti (1981) afirmaram que a mudança da declividade da superfície da água pode alterar as características da configuração do leito do canal quando a profundidade da água permanecer constante

Já para Parsons *et al.* (2005) o aumento do tamanho das dunas possivelmente está relacionado com o aumento da velocidade de cisalhamento, assim como com o aumento do fluxo de água sobre a crista da forma de fundo. Van Den Berg e Van Gelder (1998) concordam que é razoável supor que o tamanho das dunas é controlado principalmente pela velocidade de cisalhamento do fundo, tendo em vista que as formas de fundo são fortemente relacionadas com o transporte da carga de fundo.

Hoekstra *et al.* (2004) verificaram em seus estudos em Spratt Sand-Teignmouth, que o tamanho da duna e a sua dinâmica não são funções apenas das condições hidrodinâmicas do local, mas também da disponibilidade de sedimentos

As dunas associadas a ambientes de elevadas velocidades apresentam uma configuração tipicamente tridimensional (ASHLEY,1990 *apud* STRASSER, 2008). A forma tridimensional das dunas causa uma variabilidade espacial ainda maior na velocidade do fluxo e na direção do campo de dunas, afetando os perfis de velocidade e a tensão de cisalhamento associada (KOSTASCHUK *et al.*, 2004).

As dunas constituem uma das formas de fundo de maior relevância, tanto pela resistência que oferecem ao escoamento quanto pelo mecanismo de transporte de sedimentos que representam (STRASSER, 2002). Estas formas de fundo são comuns no leito de areia em rios e estuários e desempenham um papel importante

nas relações entre a estrutura do fluxo e transporte de sedimentos. Como resultado de sua importância, a morfologia de fluxo, e os mecanismos de dunas do rio têm atraído muito interesse durante os últimos anos (BEST, 2005; KOSTASCHUK *et al.*, 2008).

A delimitação entre o regime de ondulação e de dunas e do regime de leito plano geralmente não é exata, em vez disso, a mudança ocorre como uma evolução através do assim chamado regime de transição. À medida que aumentam os valores do número de Froude, passando do fluxo tranquilo para as condições de fluxo rápido, as ondulações e dunas começam a dar lugar ao regime de transição (CHRISTOFOLETTI, 1981). Próximo a este regime, as dunas apresentam grandes comprimentos e baixas amplitudes (ENGELUND; FREDSE, 1982; SIMONS; SENTURK, 1992). O regime de transição é a configuração de fundo que consiste em um conjunto heterogêneo de formas de fundo, mas não possui nenhum tipo de forma de fundo bem definido, e se caracteriza pela elevada taxa de sedimentos em suspensão (KENNEDY, 1969; SIMON; SENTURK, 1992).

À medida que o valor do número de Froude aumenta ainda mais, um limite será atingido acima do qual ondulações ou dunas já não ocorrem e, em vez disso o leito é estavelmente plano. Para algumas combinações de profundidade, temperatura da água, e tamanho da partícula, o regime de leito plano não ocorre (KENNEDY, 1969).

3.2 MEDIÇÃO DA DESCARGA SÓLIDA DO LEITO

Por apresentarem diferentes características de transporte, as medições da descarga sólida de fundo e da descarga sólida em suspensão devem ser realizadas por processos diferentes (CARVALHO, 2008; HUBBELL, 1964). Por se movimentar com a mesma velocidade da água o sedimento em suspensão pode ser facilmente medido, sendo então o principal problema a determinação da descarga do leito (HUBBELL, 1964).

Os fenômenos complexos e a alta variabilidade espaço temporal do transporte de sedimento de fundo, tornam a sua medição relativamente cara em comparação com outros tipos de dados hidrológicos (EDWARDS; GLYSSON, 1999).

A predominância da teoria sobre a observação de campo é típica para os estudos de transporte de sedimentos de fundo. A maioria dos métodos na literatura foi elaborada a partir de dados de experimentos em laboratório, onde o pesquisador tem o controle de quase todas as variáveis envolvidas no transporte do material sólido. Há uma lista em constante crescimento de importantes publicações dedicadas a funções de descarga de fundo, mas os dados de validação são escassos (ERGENZINGER; DE JONG, 2003; MARTINS *et al.*, 2009).

O desenvolvimento das práticas de campo para o cálculo da descarga de leito foi feito gradualmente, desde os métodos mais simples, nas primeiras medições, até os mais complexos dos tempos recentes. As mais antigas medições da descarga sólida do leito foram efetuadas por Davis, em 1898, no Canal Nicaraguan. O equipamento utilizado consistia em uma caixa sem tampa e com abertura na frente, do tipo cesta ou caixa, com dificuldade para uma coleta adequada (CARVALHO, 2008).

Dentre os métodos disponíveis atualmente, alguns medem a quantidade de sedimentos transportados de maneira direta, através de levantamentos em campo. Outros estimam a quantidade de sedimentos transportados de maneira indireta, através da determinação de outras grandezas, sendo o cálculo da descarga sólida feito como valor final de fórmulas mais complexas (CARVALHO *et al.*, 2000; HUBBELL, 1964).

Apesar da medição da taxa de transporte de sedimentos do leito já ter sido testada e discutida por muitos pesquisadores, e de vários instrumentos terem sido desenvolvidos para medir a descarga de sedimentos do leito, não há um único aparelho e processo, teórico ou empírico, que foi totalmente aceito para a determinação da descarga de leito (ABRAHAM *et al.*, 2010; CARVALHO, 2008; HUBBELL, 1964; MARTINS *et al.*, 2009; MARTINS; STEVAUX, 2005; SIMONS & SENTURK, 1992; STRASSER, 2008).

3.2.1 Amostradores

De acordo com Ryan *et al.* (2003), os métodos diretos atuais mais utilizados para quantificar as taxas de transporte do leito envolvem principalmente amostradores de fundo que são colocados em contato com o leito, permitindo que os sedimentos

transportados como carga de fundo se acumulem no interior do amostrador em um determinado período de tempo. A amostra de sedimentos de fundo obtida por estes dispositivos é posteriormente analisada para determinar a massa total e cálculo dos percentuais do total em classes de tamanho de grãos variando de areia a grandes pedras.

Esses amostradores podem ser portáteis ou removíveis, sendo classificados em: de cesta ou caixa, de bandeja ou tanque, e de diferença de pressão; ou ainda, estruturas fixas, de poços ou fendas (CARVALHO, 2008; ERGENZINGER; DE JONG, 2003; HUBBELL, 1964; VAN RIJN, 1993).

Segundo Hubbell (1964) o amostrador de cesta ou caixa opera pela retenção do sedimento que é depositado dentro do recipiente devido à redução da velocidade da corrente. Os amostradores de caixa são abertos na frente e no topo, enquanto os amostradores de cesta são abertos, mas telados em todos os lados, exceto na frente e às vezes no fundo (FIG. 2).

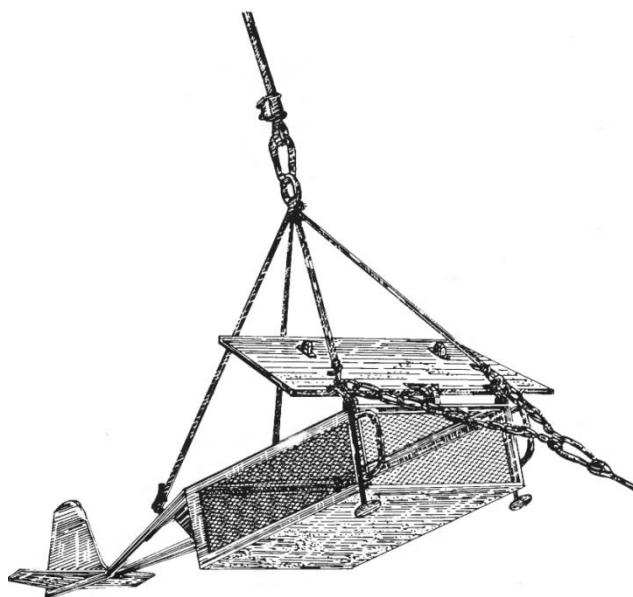


FIGURA 2 – Amostrador Mühlhofer do tipo cesta com fundo rígido.
Fonte: HUBBELL, 1964.

Já os amostradores do tipo bandeja ou tanque (FIG. 3) operam pela retenção do sedimento na abertura depois de ter rolado, deslizado ou saltado numa rampa de entrada (HUBBELL, 1964).

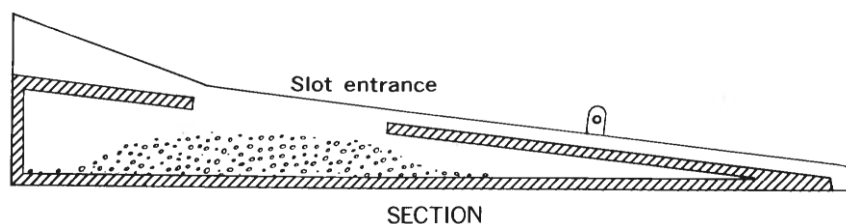


FIGURA 3 – Amostrador Losiebsky do tipo bandeja.

Fonte: HUBBELL, 1964.

Na operação dos amostradores do tipo cesta e bandeja, a resistência ao fluxo produz uma diminuição da velocidade na entrada do amostrador. Os amostradores de diferença de pressão (FIG. 4) são projetados para que a velocidade de entrada e a velocidade da corrente sejam aproximadamente as mesmas. A igualdade de velocidade é realizada através da criação de queda de pressão na saída do amostrador pela construção de suas paredes, de tal forma que divergem em direção ao fundo (HUBBELL, 1964).

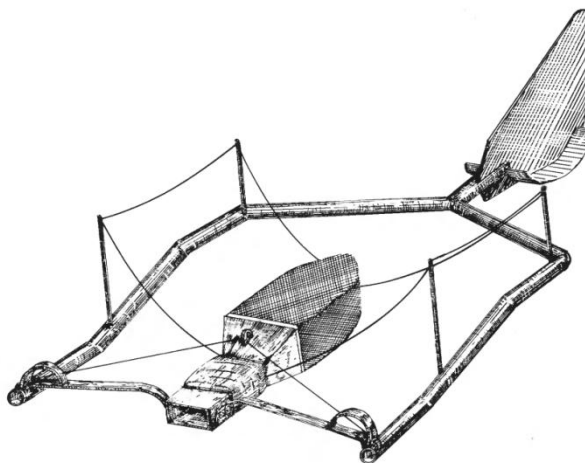


FIGURA 4 – Amostrador Arnhem ou Holandês do tipo diferença de pressão.

Fonte: HUBBELL, 1964.

Os amostradores do tipo fenda ou poço (FIG. 5) são fixos, e retêm o sedimento que se move ao longo do leito, sendo geralmente usado para a determinação das características do transporte de fundo. Consistem em poços construídos transversalmente ao curso d'água, retendo a carga sólida do leito. Entre os amostradores disponíveis é considerado o mais preciso, mas também o mais dispendioso (HUBBELL, 1964).

Os amostradores fixos instalados em seções do rio tem a vantagem de medir a passagem da carga de leito continuamente (ERGENZINGER; DE JONG, 2003). O uso de estruturas fixas ou fendas é uma técnica muito utilizada em canais de experimentação em laboratório ou em cursos de água pequenos, sendo sua aplicação em grandes rios inviável, em termos práticos e econômicos (STRASSER, 2008).

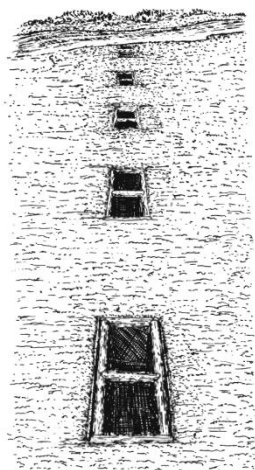


FIGURA 5 – Amostrador Mühlhofer do tipo poço.
Fonte: HUBBELL, 1964.

A utilização de um amostrador de fundo tem a vantagem de coleta das amostras diretamente e permite que o investigador examine fisicamente os sedimentos que são recolhidos. Além disso, fora a pesagem das amostras, pouco pós-processamento dos dados é necessário para chegar a uma estimativa da taxa de transporte do leito (HOLMES, 2010).

No entanto, existem muitos inconvenientes ao uso de um amostrador tipo armadilha em um leito de areia, e embora a maioria destes dispositivos tenha fornecido dados úteis em uma variedade de configurações, todos têm algumas deficiências que limitam o seu uso e evitam a aceitação generalizada como método padrão para o monitoramento do transporte de fundo (RYAN *et al.*, 2003). Uma grande limitação é a difícil utilização destas armadilhas em canais de grande magnitude, uma vez que as altas velocidades e grandes profundidades dificultam a colocação do amostrador no leito, e o amostrador do tipo fenda requer a instalação de sistemas de bombeamento, utilizados no esvaziamento da caixa coletora (HUBBELL, 1964).

Há de se considerar também que a instalação de um instrumento ao longo do canal pode modificar as condições de escoamento, perturbando a amostragem e com isso

o próprio valor da descarga de fundo. A presença do coletor provoca um aumento na resistência ao escoamento, interferindo assim na trajetória das partículas. Como resultado, pode-se ter, no interior do coletor, um volume de material não condizente com o volume transportado pelo curso d'água (CARVALHO, 2008; HUBBELL, 1964; MARTINS, 2004).

Mas, provavelmente, o fator que mais contribui para a imprecisão é a natureza do movimento instável da descarga de fundo. A grande variabilidade temporal e espacial das taxas de transporte de fundo, e amostras de larguras distintas do leito por períodos de tempo curtos, dão origem a grandes erros de amostragem (CARVALHO, 2008; DE JONG; ERGENZINGER, 1994; HUBBELL, 1964; RYAN *et al.*, 2003).

Essas dificuldades podem ser ainda maiores quando a amostragem é feita em grandes rios com leitos de areia, onde as taxas de transporte de sedimentos de fundo podem ser altas, e o desenvolvimento das formas de fundo é pronunciado. Nesses casos o posicionamento dos amostradores no leito é difícil de controlar ou monitorar e pode ocasionar grandes variações na descarga de fundo medida (GAEUMAN; JACOBSON, 2007).

Idealmente, a melhor medida de descarga de fundo ocorreria quando todo o movimento de fundo através de uma determinada largura durante um período de tempo específico fosse medido. A categoria de amostradores que mais se aproxima desse ideal é o tipo fenda. Este tipo de amostrador tem eficiência próxima a 100%. No entanto, a retirada das amostras coletadas nos poços é difícil, e muitas vezes exige o uso de um dispositivo transportador elaborado (EDWARDS; GLYSSON, 1999).

Para Strasser (2008), essas dificuldades ilustram a necessidade de considerar métodos não intrusivos que permitam medir a descarga de fundo sem precisar de um contato direto com o leito.

3.2.1.1 Amostrador Helley Smith

Helley e Smith introduziram em 1971 um amostrador de diferença de pressão de descarga de fundo que é uma versão modificada estruturalmente do amostrador Arnhem. O amostrador Helley-Smith (FIG. 6) de descarga de leito tem um bocal de expansão, o saco de amostra, e estrutura. O amostrador foi concebido para ser utilizado em fluxos com as velocidades médias de até 3 m/s, e tamanhos de sedimento de 2 a 10 mm (EMMET, 1981).

A investigação laboratorial de Hubbell *et al.* (1985) para diferentes materiais de leito e um intervalo de taxas de transporte indicou que a eficiência da amostragem do amostrador padrão de 3 polegadas por 3 polegadas varia com o tamanho de partícula e a taxa de transporte, mostrando uma eficiência aproximada de 150% para areia e cascalho pequeno e perto de 100% para cascalho grosso.

Testes em uma versão modificada do amostrador Helley-Smith, com uma expansão menor do que a do bico padrão (uma relação de área de 1,40), resultaram em eficiências relativamente constantes de cerca de 100% para todas as taxas de transporte e tamanhos de partículas (EDWARDS; GLYSSON, 1999).

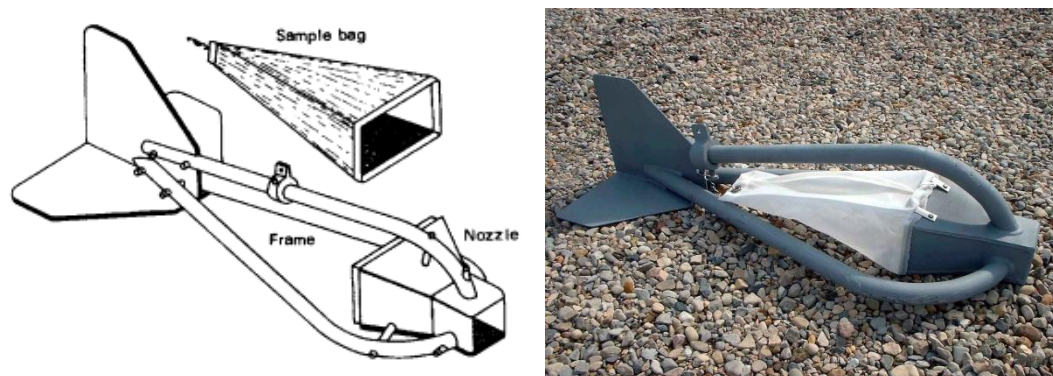


FIGURA 6 – Amostrador Helley-Smith do tipo diferença de pressão.
Fonte: RYAN; TROENDLE, 1999; RICKLY HYDROLOGICAL COMPANY, 2010.

3.2.2 Fórmulas para estimativa da descarga de fundo

A medição indireta mais tradicional é feita através da coleta de amostras do material do leito, determinação das características do curso d'água e análise granulométrica

do sedimento, possibilitando o cálculo da descarga de fundo por uma fórmula ou metodologia (CARVALHO, 2008).

As pesquisas desenvolvidas em transporte de sedimentos, com o uso de fórmulas, até a década de 1940 foram, especialmente influenciadas por DuBoys que, em 1879, apresentou a primeira fórmula de transporte de sedimentos para aplicação em rios e canais. Essa fórmula, baseada no conceito de condição crítica para o arrasto de sedimentos teria, e ainda tem forte influência nos trabalhos desenvolvidos em hidráulica fluvial (HUBBELL, 1964; STRASSER, 2008; VAN RIJN, 1993).

A primeira fórmula empírica foi apresentada por Meyer-Peter e Muller, em 1948. Eles realizaram experimentos em canais com partículas uniformes e com misturas de partículas. Com base na análise dos dados, uma fórmula relativamente simples foi obtida, a qual é frequentemente usada até hoje (VAN RIJN, 1993).

Além dos exemplos citados, ao longo dos anos, muitos outros pesquisadores tentaram estabelecer algumas relações que permitam a determinação da taxa de transporte sólido de fundo com precisão (MARTINS *et al.*, 2009).

Com a grande variedade disponível, o uso de fórmulas para o cálculo da descarga de fundo tem sido um método muito utilizado por hidrólogos e geomorfólogos para estimar a carga de fundo transportada por um curso d'água. Estas fórmulas variam desde métodos puramente empíricos até modelagens teóricas complexas, e as fórmulas de maior confiança indicadas por Stevens e Yang (1989) *apud* Carvalho (2008) são as de Schoklitsch (1934) e Meyer-Peter & Muller (1948), baseadas no movimento da descarga sólida do leito e as de Yang (1973), a de Ackers & White (1973), Engelund & Hansen (1967) e a de Yang (1984), baseadas nas propriedades de material do leito.

O valor da descarga do leito depende de muitas variáveis, mas a maioria das fórmulas foi desenvolvida com base em uma ou duas grandezas predominantes, tais como descarga líquida, velocidade média de corrente, declividade da superfície da água, tensão de cisalhamento e potência de corrente (CARVALHO, 2008).

Apesar de mais de uma centena de anos de pesquisa, o poder preditivo para processos de transporte de carga de fundo é ainda limitado e muitas questões ainda

estão sendo debatidas. Um grande número de equações e modelos está disponível para estimar as taxas de transporte em determinadas condições hidráulicas, mas a maioria delas foi calibrada a partir de medições de laboratório ou de campo e só são válidas em condições restritas (TUROWSKI; RICKENMANN, 2011).

Para Rennie e Millar (2002) as fórmulas para o transporte da carga de fundo são notoriamente pobres preditores da descarga de fundo, geralmente porque as fórmulas são derivadas de observações empíricas das condições médias de um trecho, enquanto o transporte da carga de fundo é um fenômeno complexo, espacial e temporalmente heterogêneo, que depende das interações locais entre o fluxo turbulento variável, a estrutura do leito, e o fornecimento de sedimentos.

Segundo Graf (1971) *apud* Paiva (2007), o método de Einstein (1942) representou um dos maiores avanços na ciência do transporte de sedimentos por substituir o conceito da tensão e das velocidades críticas pela teoria de probabilidade. O modelo teórico idealizado por Einstein (1942) para o transporte de fundo baseia-se na intensa troca entre as partículas que estão em movimento e as que estão em repouso. Esse modelo expressa a condição de equilíbrio entre essas trocas, ou seja, o número de partículas erodidas deve ser igual ao número de partículas depositadas, temporal e espacialmente. A metodologia desenvolvida por Einstein (1942) é até hoje referência para diversos pesquisadores.

A teoria de transporte sedimentar da equação de Einstein (1942) possui diferenças conspícuas em relação às demais fórmulas. Primeiramente, destaca-se que o transporte de fundo está muito mais relacionado a variações ao acaso da movimentação do fluido do que a valores médios de velocidade de escoamento. Outra divergência é que, como a definição de valores críticos de tensão de atrito no fundo é de difícil determinação, essa equação não leva em conta as condições críticas, e o início da movimentação da partícula sedimentar irá ocorrer a partir do momento em que as forças de suspensão forem maiores que a força exercida pelo peso (LOW, 1989; SIMONS; SENTURK, 1992).

Einstein (1942) adotou esta abordagem, a fim de que as dificuldades e as incertezas de determinação do ponto de início de movimento pudessem ser superadas, e nesta equação a descarga de fundo é dada em função de dois parâmetros: a intensidade

da corrente e o parâmetro de transporte da descarga do leito (HERBERTSON, 1969).

Einstein & Brown (1950), assim como muitos outros autores, ajustaram uma função relacionando os parâmetros de Einstein (1942), utilizando dados de laboratório de Gilbert (1914) e Meyer-Peter & Muller (1948) (SIMONS; SENTURK, 1992). A fórmula de Einstein & Brown (1950) deve ser utilizada apenas para canais com sedimentos de fundo com diâmetro característico entre 0,3 mm e 29,0 mm, e vazão inferior a 3240 m³/s (ALMEDIJ; DIPLAS, 2003; PAIVA, 2007; RECKING *et al.*, 2012).

O método de Engelund & Hansen (1967) é semiempírico, baseado na abordagem da tensão de cisalhamento (HOSSAIN; RAHMAN, 1998; YANG, 2006), e foi desenvolvido a partir de experimentos de laboratório, em condições de altas taxas de transporte, e declividades suaves (ABDEREZZAK; PAQUIER, 2011; MESELHE *et al.*, 2012; RECKING *et al.*, 2012). A equação de Engelund & Hansen (1967) foi projetada para prever o transporte de sedimentos de fundo quando o leito do rio é formado por dunas, com areias médias e grossas (BATALLA, 1997). Uma particularidade desta equação é que a mesma não considera o efeito da viscosidade do fluido (CHENG, 2011).

A equação de Engelund & Hansen (1967) é um dos métodos mais utilizados na prática devido à sua base teórica e confirmação com os experimentos. A equação de Engelund & Hansen (1967) foi desenvolvida com base em 116 séries de dados de laboratório, que incluem calhas com sedimento de diâmetro médio de 0,19 mm a 0,93 mm, com profundidades de até 0,34 m (MOLINAS; WU, 2001).

Considerando as condições para a qual foi elaborada, a equação de Engelund & Hansen (1967) deve ser empregada para fluxos com leitos formados por dunas. Entretanto, segundo Chang (1988) *apud* Paiva (1995), esta equação pode ser empregada para outros regimes de escoamento com partículas de tamanho superior a 0,15 mm com precisão razoável.

O método de Ackers & White (1967) é semiempírico, e foi desenvolvido para estimar o transporte de sedimentos de fundo baseado no conceito de potência de corrente (MOLINAS; WU, 2001). O mesmo utiliza a técnica da análise dimensional para

expressar a mobilidade e a taxa de transporte de sedimentos em termos de alguns parâmetros adimensionais (HOSSAIN; RAHMAN, 1998; PAIVA, 1995).

As relações propostas nesta equação foram obtidas com base em 925 experiências laboratoriais para profundidades de até 0,4 m, e para os tamanhos de partículas que variam de 0,04 mm a 4,94 mm (ABDEREZZAK; PAQUIER, 2011; MOLINAS; WU, 2001; YANG, 2006).

De acordo com Recking *et al.* (2012), a equação de Ackers & White (1973) deve ser usada apenas para valores de número de Froude inferior a 0,8 e é aplicável a condições hidráulicas onde o leito do rio é formado por ondulações, dunas ou leito plano (BATALLA, 1997).

Yang (1973) propôs uma equação com base no conceito de potência de corrente, que pode ser utilizada para a previsão do transporte de sedimentos de fundo em leitos de areia (HOSSAIN; RAHMAN, 1998; PAIVA, 1995). A equação de Yang (1973) é constituída por uma série de constantes e coeficientes que foram determinados por regressão múltipla a partir da análise de dados de laboratório, parâmetros de escoamento e de sedimentos, associados com a descarga de sedimentos de fundo (CARVALHO, 2008).

A precisão e aplicabilidade da equação foram verificadas experimentalmente para um grupo de 1093 dados de laboratório e 166 dados de rios, com sedimentos de fundo com diâmetro médio de 0,137 mm a 1,35 mm, e profundidades de até 0,86 m (MOLINAS; WU, 2001). Os experimentos de Yang (1979) *apud* Paiva (1995) mostraram que a equação pode ser aplicada para canais aluviais com diferentes formas de leitos. Os resultados mostraram ainda que a equação pode ser empregada tanto para pequenos como para grandes rios com precisão razoavelmente boa.

Além disso, segundo Paiva (1995), uma opção para a equação de Yang (1973), é que o cálculo seja feito por classes granulométricas, sendo a concentração calculada para cada classe separadamente, e somadas para obter a descarga total de sedimentos de fundo.

As fórmulas de Engelund & Hansen, Ackers & White (1973) e Yang (1973) estão entre as mais utilizadas para estimar a descarga de fundo e são citadas em várias compilações como estando entre as equações que fornecem melhores resultados (MESELHE *et al.*, 2010).

Na equação de Van Rijn (1984) a abordagem para a definição da descarga de sedimentos segue o enfoque de Bagnold, que considera que o movimento da partícula no fundo do escoamento é dominado pela força gravitacional que age no grão de sedimento, enquanto o efeito da turbulência é considerado de menor importância (PAIVA, 2007).

A partir dessa abordagem, Van Rijn (1984) desenvolveu uma relação analítica para o transporte de sedimento de fundo em termos da altura de saltação, da velocidade das partículas e da concentração da carga de fundo (BATALLA, 1997). A equação de Van Rijn (1984) pode ser expressa de uma forma simplificada, quando apenas a velocidade média, a profundidade de fluxo e de tamanho de partícula são conhecidos (HOSSAIN; RAHMAN, 1998).

Van Rijn (1984) define que o transporte de sedimentos de fundo ocorre numa espessura teórica definida por uma equação. O autor também admite que todas as partículas presentes em uma camada de altura maior do que as alturas correspondentes ao limite máximo da altura teórica calculada são transportadas em suspensão.

Na pesquisa de Van Rijn (1984) foram empregados experimentos realizados em canais de laboratório e conjuntos de dados de campo, com diâmetros médios de 0,19 mm a 3,60 mm, e pequenas declividades. É importante observar que esse método é recomendado para leitos de areia com regime de configurações de fundo do tipo dunas ou de transição (ABDERREZZAK; PAQUIER, 2011; BATALLA, 1997; PAIVA, 2007; RECKING *et al.*, 2012).

Embora baseadas em diferentes abordagens, todas essas equações citadas se apoiam nos mesmos pressupostos gerais: (1) as propriedades do fluido e dos sedimentos são estáveis e uniformes; (2) existe uma disponibilidade de partículas de sedimentos infinita e continua; e (3) existe uma relação específica entre os parâmetros hidráulicos e sedimentológicos e a taxa com a qual o sedimento de

fundo é transportado. Entretanto, essas condições não são claramente encontradas na maioria dos canais naturais (BRAVO-ESPINOSA *et al.*, 2003).

Um erro inerente da aplicação das fórmulas de transporte está relacionado às características físicas do canal para o qual a fórmula foi desenvolvida, necessitando-se de ajustes e calibração ao ser aplicada em outros rios (VAN RIJN, 1993). Por isso, uma fórmula que fornece bons resultados de descarga de sedimentos de fundo para rio, pode não ser adequada para outros cursos d'água (NAKATO, 1990). É comum também chegar-se a resultados completamente diferentes ao estimar a descarga de fundo em um mesmo curso d'água através da aplicação de diferentes fórmulas (MARTINS, 2004; STRASSER, 2002).

Além disso, muitas fórmulas existentes foram calibradas em laboratório e em situações de baixo transporte de sedimentos (BATALLA, 1997; CAO; CARLING, 2002 *apud* ABDERREZZAK; PAQUIER, 2011; SIMONS; SENTURK, 1992), e dificilmente são capazes de contemplar todas as intervenções impostas pela natureza ao transporte dos sedimentos (PAIVA, 2007).

3.2.3 O uso do ADCP para cálculo da descarga de fundo

Os avanços tecnológicos ocorridos nos últimos 20 anos permitiram o uso de novas tecnologias (e o aprimoramento de outras já existentes), com custos acessíveis, com o que os trabalhos de campo receberam um forte impulso, e as medições em campo ganharam em precisão, praticidade e, às vezes, em simplicidade (STRASSER, 2008).

O advento do ADCP resultou em enormes possibilidades para a medição das propriedades de fluxo. O impacto do ADCP na, qualidade, velocidade, densidade e resolução espacial de aquisição de dados de velocidade da água é sem precedentes na pesquisa hidráulica fluvial (HOLMES, 2010).

O ADCP já tem sido utilizado também para medição do fluxo e da concentração de sedimentos em suspensão (TAYLOR *et al.*, 1998, ZEDEL; HAY, 1999), e pode ser promissor para o sensoriamento remoto da descarga de sedimentos de fundo.

O ADCP utiliza o efeito Doppler através da transmissão de pulsos sonoros, chamados *pings*, em uma frequência fixa e os ecos desses pulsos produzidos por dispersores de som na água para calcular a velocidade da água. Estes dispersores de som são pequenas partículas de sedimentos ou plânctons que refletem o som de volta para o ADCP. Eles flutuam na água e, em média, eles se movem na mesma velocidade horizontal que a água (este é um pressuposto fundamental). O som espalha em todas as direções a partir dos dispersores (FIG. 7), sendo que a maior parte do som vai para frente, não afetada pelos mesmos. A partir da pequena quantidade de som refletida de volta é verificada a mudança na frequência, e calculada a velocidade dos dispersores, que é assumida como sendo a velocidade da água (RD Instruments - RDI, 2011).

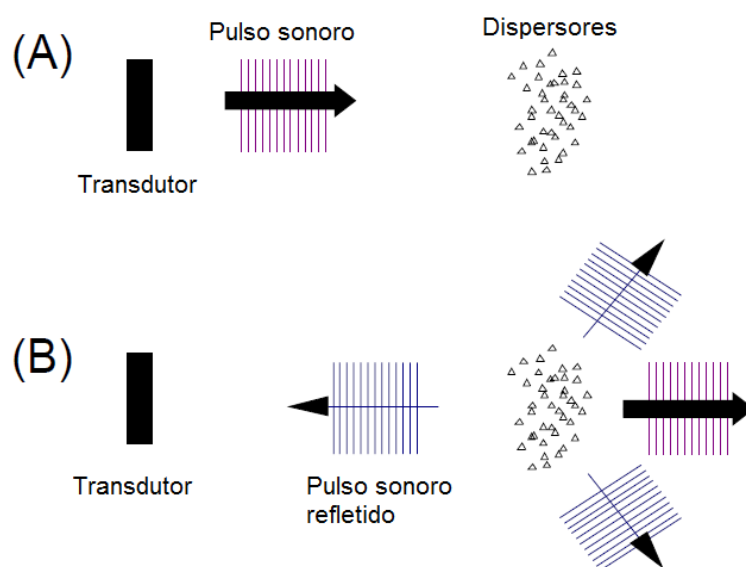


FIGURA 7 – Esquema de transmissão e reflexão de pulsos sonoros utilizados pelo ADCP. (A) Pulso transmitido; (B) Parte energia sonora é refletida de volta.

Fonte: RDI, 2011 (Modificado).

Esses equipamentos normalmente possuem três ou quatro transdutores que emitem um feixe sonoro cada, que se estendem por toda a profundidade. Esses feixes são divididos em várias células, que tem altura normalmente determinada pelo operador, ao longo da distância entre o ADCP e o leito do rio. A velocidade da água é então calculada para cada célula individualmente, e depois é feita uma média espacial entre as células dos três feixes para determinar a velocidade da água na coluna da água (RDI, 2011).

O ADCP geralmente é operado a partir embarcações em movimento, e nesses casos, como as velocidades da água são medidas em relação à estrutura de referência do equipamento, é necessário fazer uma correção para a velocidade do barco para obter a velocidade da água absoluta. Dois métodos de correção estão disponíveis. Um é a determinação da velocidade da embarcação diretamente a partir de estimativas da posição da embarcação usando um Sistema de Posicionamento Global Diferencial (DGPS). O segundo método utiliza a funcionalidade *bottom track* do ADCP (VILLARD *et al.*, 2005).

O recurso *bottom track* envolve a medição do efeito Doppler na frequência de um eco acústico do leito independente daqueles utilizados para medição da velocidade da água. Se o leito é estacionário a mudança na frequência é proporcional à velocidade do barco. No entanto, se o leito é móvel, a funcionalidade *bottom track* será induzida ao erro pelo movimento dos sedimentos, e a mudança na frequência será devido à velocidade do barco e ao movimento dos sedimentos (RENNIE *et al.*, 2002). Como exemplo, numa situação em que o barco está parado, com referência às margens do rio, e o leito do rio move-se para jusante, o instrumento interpreta-o como um movimento virtual do barco para montante (FIG. 8).

O erro na funcionalidade *bottom track* quando o leito é móvel já vinha sendo observado anteriormente, e Calledé *et al.* (2000) apresentaram um método para remover este erro relacionado ao movimento do leito da medição da velocidade da água. Mas o uso do ADCP para detectar e medir o transporte de sedimentos de fundo foi proposto e descrito primeiramente por Rennie *et al.* (2002).

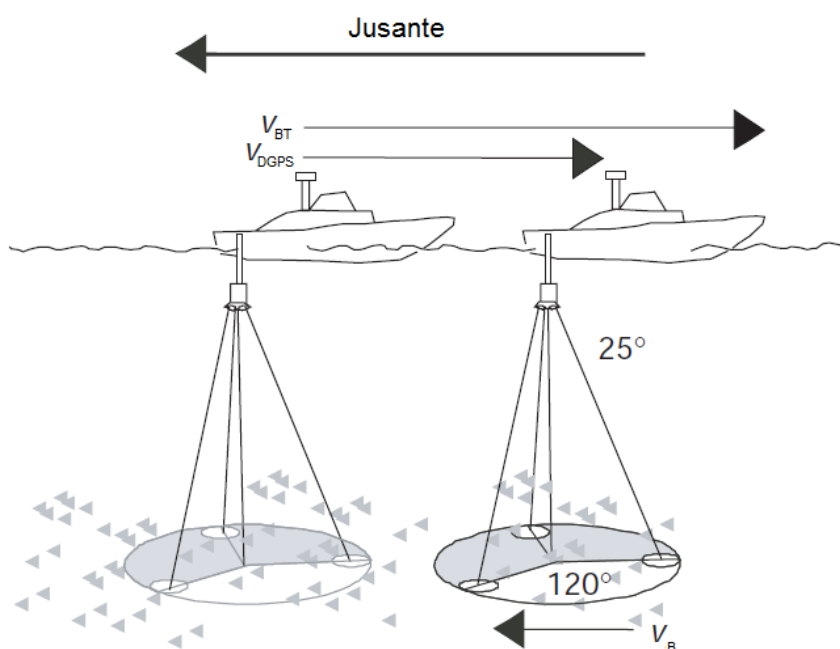


FIGURA 8 - Esquema demonstrando o erro do recurso *bottom track* em leito móvel. O barco à esquerda representa a posição inicial, e o barco à direita representa a posição verdadeira final. As setas ao topo indicam o movimento do barco medido pelo recurso *bottom track* e pelo DGPS.

Fonte: VILLARD *et al.*, 2005 (Modificado).

Rennie *et al.* (2002) admitiram a hipótese de que a diferença entre a velocidade aparente do instrumento dada pelo recurso *bottom track* (v_{BT}) e a real trajetória do instrumento medida pelo DGPS (v_{DGPS}) representa a velocidade média das partículas de sedimentos no leito do rio (v_B). Eles designaram essa diferença como a velocidade do leito, e propuseram que isso pode ser usado para estimar a taxa de transporte de sedimentos de fundo através de uma calibração empírica (GAEUMAN; RENNIE, 2006).

$$v_B = v_{DGPS} - v_{BT} \quad (1)$$

O uso da tecnologia *bottom track* do ADCP para medir a velocidade do movimento dos sedimentos perto do leito tem emergido como um método novo e intrigante para quantificar a descarga sólida do leito dos rios (GAEUMAN; JACOBSON, 2007).

A medição remota do transporte de sedimentos de leito utilizando a tecnologia do ADCP apresenta como vantagens a facilidade e a segurança para a realização das medições, podendo ser aplicada em grandes rios (RENNIE *et al.*, 2002).

Comparações de campo tem demonstrado uma boa correlação entre as medições de velocidade do leito feitas com o ADCP e as taxas de transporte medidas por métodos convencionais (GAEUMAN; JACOBSON, 2007; GAEUMAN; PITTMAN, 2010; GAEUMAN; RENNIE, 2006; HOLMES, 2010; JAMIESON *et al.*, 2011; KENNEY, 2006; RENNIE *et al.*, 2002; RENNIE; VILLARD, 2004; VILLARD *et al.*, 2005; YOROZUYA *et al.*, 2010).

Para Rennie *et al.* (2002) e Villard *et al.* (2005) a principal fonte de erro do método está relacionada ao ADCP, e é o erro inerente ao processo de média da velocidade aparente do leito quando há transporte heterogêneo entre os quatro feixes (RENNIE *et al.*, 2002; VILLARD *et al.*, 2005). De acordo com os autores uma diferença significativa na velocidade medida em apenas um dos feixes já é suficiente para gerar uma velocidade média com uma porcentagem considerável de erro agregado.

As medições das velocidades do barco medidas com o ADCP podem ainda serem contaminadas com o retroespalhamento das partículas se movendo na coluna d'água bem acima do leito. (GAEUMAN; JACOBSON, 2007). O sinal da velocidade do leito pode incorporar o retroespalhamento das partículas maiores em suspensão na coluna d'água que pode superestimar os valores da velocidade do leito (BEST, 2005; GAEUMAN; JACOBSON, 2007; RENNIE *et al.*, 2002). Esse fenômeno, o qual é usualmente chamado de *Water Bias*, é especialmente problemático quando a concentração de sedimento em suspensão é alta. Experimentos de campo sugerem que o retroespalhamento dos sedimentos em suspensão na coluna d'água tem efeito relativamente pequeno na medida da velocidade do leito sob condições de operação favoráveis (GAEUMAN; JACOBSON, 2006; GAEUMAN; PITTMAN, 2010; RENNIE; MILLAR, 2004).

Além disso, a teoria e a evidência empírica acústica preveem que a força do sinal de retroespalhamento das partículas em suspensão depende do tamanho das partículas e da frequência do instrumento (GAEUMAN; JACOBSON, 2007). Sendo assim, a característica da frequência do ADCP e a sua configuração, combinados com o tamanho das partículas no local, podem ser responsáveis pelo registro preferencial de partículas de um determinado tamanho ou velocidade (RENNIE *et al.*, 2002).

Alguns estudos foram realizados para investigar a influência da frequência e do comprimento de onda do pulso nas medições da velocidade do barco a partir do recurso *bottom track* (GAEUMAN; RENNIE, 2006; RAMOOZ; RENNIE, 2010; RENNIE; VILLARD, 2004). Os autores concluíram que comprimentos de pulso mais longos permitem uma maior influência dos sedimentos suspensos na velocidade aparente do leito. Além disso, segundo Gaeuman e Jacobson (2007) os instrumentos de frequências mais altas são mais sensíveis para as partículas de tamanho pequeno, as quais normalmente se encontram concentradas em suspensão na coluna d'água.

Na tentativa de reduzir os erros inerentes ao equipamento na medição da velocidade da água com o ADCP, alguns autores (RENNIE *et al.*, 2007; RENNIE; RAINVILLE, 2006; RENNIE; RAINVILLE, 2008) desenvolveram um algoritmo de filtro de Kalman para eliminar os erros da velocidade do barco dada pela funcionalidade *bottom track* do ADCP em condições de leito móvel. O uso desse filtro dispensa a necessidade da medição da velocidade do barco pelo DGPS, tendo em vista que o próprio algoritmo é capaz de calcular o erro que corresponde à velocidade do leito. De acordo com os autores, o emprego do filtro de Kalman reduziu significativamente o erro na medição da velocidade do leito devido a erros do DGPS, e forneceu velocidades semelhantes às aquelas fornecidas pelos DGPS de maior precisão disponíveis no mercado. Além de reduzir os erros relativos ao equipamento, esse filtro é uma alternativa interessante para possibilitar a aplicação do método sem a necessidade do DGPS, o que aumenta a viabilidade de aplicação do mesmo.

Para Gaeuman e Rennie (2006), obstáculos significativos devem se superados antes que as medidas do ADCP de velocidade do leito calibradas possam ser aplicadas para o monitoramento do transporte de sedimento de fundo. Talvez a dificuldade mais óbvia é que as amostras físicas de transporte de sedimentos de fundo são de difícil obtenção sob algumas condições de campo, e são muitas vezes de precisão incerta. Portanto, dados de transporte precisos e confiáveis para calibração podem não estar disponíveis. Em segundo lugar, a resposta acústica dada por um instrumento depende de algumas características, incluindo o tamanho das partículas de sedimento transportadas. Consequentemente, a medida em que uma calibração

da velocidade do leito obtida em um determinado local ou em um determinado momento pode ser transferida para locais semelhantes é desconhecida.

3.2.4 Método do deslocamento das formas de fundo

Em 1894, Deacon observou em laboratório que a descarga de sedimentos ao longo do leito pode ser determinada a partir do volume das formas de fundo e das suas velocidades. No entanto, o cálculo da descarga de fundo a partir do movimento das formas de fundo foi dissuadido no passado por uma incapacidade de obter dados precisos. O surgimento das sondas ultrassônicas possibilitou registros muito precisos e significativos do formato e do movimento dessas formas de fundo (HUBBELL, 1964).

Dois métodos foram concebidos. Um baseado na celeridade do deslocamento das formas de fundo, e o outro na diferença das superfícies do leito (ABRAHAM; PRATT, 2002).

O método empregado para se avaliar a velocidade de deslocamento de formas de fundo permite medir indiretamente a quantidade da descarga de fundo hidrotransportada, a partir do tamanho das formas de fundo e suas velocidades de deslocamento linear ao longo de um trecho, obtidas pela comparação de dois levantamentos consecutivos de perfis longitudinais (MARTINS *et al.*, 2009; MARTINS; STEVAUX, 2005), assumindo um fluxo permanente e "quase" uniforme (ENGELUND; FREDSE, 1982; HUBBELL, 1964; MARTINS; STEVAUX, 2005).

A aplicação deste método considera que as formas de fundo estão em equilíbrio, o que significa que o conjunto das mesmas deve manter sua forma enquanto se desloca a jusante. Esta condição foi observada por Martins (2004) e Martins e Stevaux (2005). E ainda, foi verificado que mesmo que o formato de uma forma de fundo se modifique individualmente, o conjunto de formas de fundo tende a apresentar uma constância morfológica (STRASSER, 2008).

A metodologia exige certos cuidados que envolvem escolha do trecho apropriado do curso d'água, balizamento na superfície d'água com bóias e na terra com estacas, para uso das equipes de topografia, escolha do equipamento adequado, técnica de

operação em campo, tempo de medição, interpretação dos gráficos e dos dados (CARVALHO, 2008).

A aplicação do método consiste basicamente em identificar e caracterizar cada duna do perfil individualmente nos dois levantamentos batimétricos, considerando altura, comprimento, e o deslocamento da mesma entre os dois levantamentos, para que seja possível obter a velocidade média de deslocamento das formas de fundo no trecho. A partir desses dados, é possível determinar a descarga de fundo utilizando a equação de transporte da carga de fundo demonstrada por Simons *et al.* (1965).

As dunas naturais não apresentam uma forma triangular exata, por ter a face de montante mais estendida e com declividade mais suave e a face de jusante mais abrupta e com maior declividade, sendo assim para o cálculo da descarga de fundo a partir da velocidade de deslocamento das mesmas é necessário adotar um coeficiente de forma, que se aproxime da configuração da duna (MARTINS, 2004).

A medição do transporte dos sedimentos de fundo usando a velocidade de deslocamento das formas de fundo é bastante viável desde que as formas de fundo sejam proeminentes e as medições batimétricas sejam de precisão suficiente (HOLMES, 2010).

A confiabilidade da taxa de transporte da carga de fundo derivada da velocidade de migração das formas de fundo foi avaliada em laboratório e canais naturais extensivamente (DINEHART, 2002; ENGEL; LAU, 1980; HOLMES, 2010; VAN DEN BERG, 1987), confirmando que esse procedimento é uma alternativa viável e sumamente interessante em relação às medições de descarga de sedimentos do leito.

A presente metodologia foi aplicada em grandes rios do território brasileiro (rio Amazonas, rio Paraná e rio Araguaia), e apresentou bons resultados (CARVALHO, 2007; MARTINS, 2004; MARTINS *et al.*, 2009; MARTINS; STEVAUX, 2005; STRASSER, 2002; STRASSER, 2008).

Em seu trabalho, Martins *et al.* (2009) compararam os resultados estimados pelo método do deslocamento de formas de fundo, com aqueles obtidos pelas fórmulas tradicionais. Os valores estimados pelos diferentes métodos foram coerentes, sendo

essa coerência mais expressiva com os resultados estimados pelas equações de Engelund-Fredsøe e Van Rijn, enquanto a equação de Meyer-Peter & Müller resultou em menores valores de descarga de fundo, quando comparados com os resultados obtidos com o método de deslocamento de formas de fundo.

As vantagens do método de monitoramento de formas de fundo para o cálculo do transporte dos sedimentos de fundo são dadas pela sua viabilidade em relação a medições de campo (por meio de levantamentos batimétricos), principalmente em grandes canais aluviais, por não causar perturbações no fluxo e no transporte dos sedimentos e por não sofrer interferência das variações de curto prazo na descarga de fundo (HUBBELL, 1964, MARTINS *et al.*, 2009).

Entretanto, levando em consideração que os dados de altura média das formas de fundo e velocidade média de deslocamento são medidos em alguns trechos e extrapolados para toda a seção, Simons *et al.* (1965) apontaram como uma limitação para a aplicação do método, que as formas de fundo sejam bidimensionais ao longo da seção.

A determinação da descarga de sedimentos de fundo pode ser afetada também pelos processos de criação e/ou a destruição de formas de fundo já citados neste trabalho, que dificultam a identificação e caracterização da sequência de dunas nos dois levantamentos batimétricos.

Outros fatores que podem influenciar a estimativa da descarga de sedimentos a partir do método de velocidade de deslocamento das formas de fundo é a presença de pequenas formas de fundo superpostas às grandes formas de fundo, e deslocamento lateral das formas de fundo. Embora escassos trabalhos tenham sido desenvolvidos em relação à superposição de formas de fundo, um fato conhecido é que as pequenas formas de fundos superpostas às grandes apresentam maiores velocidades de deslocamento. Amsler e Gaudin (1994) determinaram a partir de informação de campo do rio Paraná (Argentina), que ao desconsiderar o transporte sofrido pelas microformas pode-se incorrer em uma subestimativa da descarga de fundo.

O método da diferença das superfícies do leito por sua vez, processa os dados batimétricos e quantifica a taxa do transporte da carga de fundo para uma dada

seção transversal do rio. O método consiste basicamente em obter a diferença das superfícies do leito de uma determinada área durante certo período de tempo. Assim como no método de velocidade de deslocamento das formas de fundo, isso é feito a partir de dois levantamentos batimétricos, em diferentes dias, para o mesmo local. A ideia é tomar a diferença vertical das duas superfícies do leito medidas na área definida. A partir da interpolação dos dados é gerado um mapa batimétrico da superfície do leito para cada dia, que é dividido em pequenas células quadradas para facilitar os cálculos. A partir dos mapas é obtido o volume total de sedimentos modificado com o tempo, que quando considerada a densidade da mistura água/sedimento, fornece a massa da taxa de transporte.

Em grandes rios com leito de areia a regra geral é que as ondas de areia não são consistentes em tamanho e rapidez tanto longitudinalmente como lateralmente. Inevitavelmente muitas premissas e extrapolações devem ser feitas, a fim de fazer afirmações sobre a taxa de transporte de sedimentos de fundo de toda a seção. O método de diferença das superfícies do leito foi concebido como um tipo de controle de volume de consideração, a fim de contornar a necessidade de lidar com as variações da celeridade da onda espacialmente ou estatísticas e o perfil da forma de fundo. Esta é a principal diferença do método de diferença das superfícies do leito para o método de velocidade de deslocamento de formas de fundo (ABRAHAM; PRATT, 2002).

O método de cálculo da taxa de transporte de sedimentos de fundo por diferença das superfícies do leito que foi desenvolvido por Nittrouer *et al.* (2008) consegue capturar a variação espacial das formas de fundo e o deslocamento lateral das mesmas. Sendo assim, ao contrário dos demais métodos, este não apresenta como limitação a bidimensionalidade das formas de fundo, podendo ser aplicado em leitos com configuração tridimensional. A forma de cálculo da descarga de sedimentos de fundo desenvolvida por Abraham *et al.* (2011), apesar de utilizar a diferença das superfícies do leito não leva em consideração a tridimensionalidade do leito, e portanto não oferece muita vantagem em relação ao método de velocidade de deslocamento das formas de fundo.

Já o método de diferença das superfícies do leito aplicado em outros trabalhos (ABRAHAM *et al.*, 2010; ABRAHAM; HENDRICKSON, 2003; ABRAHAM; KUNHLE,

2006; ABRAHAM; PRATT, 2002) na verdade indica apenas uma diferença no volume de sedimentos no local no intervalo de tempo, e não pode ser considerado como a descarga de sedimentos de fundo, exceto nos casos especiais em que o fluxo de uma camada possa ser considerado como aproximadamente nulo. Entretanto os resultados desses trabalhos podem ser utilizados como indicadores da quantidade de sedimentos de fundo transportados (ABRAHAM; KUNHLE, 2006).

O movimento de uma forma de fundo ocorre quando a superfície a montante da crista é erodido e depois este material é posteriormente depositado na face jusante da forma de fundo. Com este mecanismo de movimento em mente, observa-se que uma importante limitação do método é que o fluxo não pode ser tal que o leito de dunas esteja em transição para o leito plano ou de antidunas (ABRAHAM; PRATT, 2002).

A partir desse método o fundo de um rio pode ser mapeado em detalhes, decifrando com precisão todas as formas de fundo. Sendo assim, neste método é dispensada a adoção de um coeficiente de forma para correção do formato da duna (ABRAHAM *et al.*, 2010).

O método de diferença das superfícies do leito contabiliza também as formas de fundo menores superpostas às maiores, que não são medidas no método de velocidade de deslocamento de formas de fundo. Entretanto, o material de fundo transportado na forma de saltação, que permanece boa parte do tempo em suspensão próximo ao leito, e não compõe a forma de fundo, não é contabilizado neste método (NITTROUER *et al.*, 2008)

Sob condições de regime de fluxo baixo a maior parte dos movimentos da descarga de sedimentos de fundo se dá em dunas e ondulações, portanto, parece razoável tentar medir o transporte de sedimentos de fundo medindo mudanças nos leitos de areia (ABRAHAM; KUNHLE, 2006).

O método de diferença das superfícies do leito ainda se encontra em na fase experimental de desenvolvimento e aprimoramento, mas apesar de recente, o método já foi aplicado algumas vezes em laboratório e em campo, e mostrou bons resultados, que foram coerentes com as características hidráulicas dos locais em que foi testado. Quando comparado com a descarga de sedimentos de fundo

medida e prevista por outros métodos, como as fórmulas e a velocidade de deslocamento de fundo, o método apresentou uma boa correlação, sendo considerado pelos autores como um método muito promissor para a medição da descarga de sedimentos de fundo em grandes rios com leito de areia (ABRAHAM *et al.*, 2010; ABRAHAM *et al.*, 2011; ABRAHAM; HENDRICKSON, 2003; ABRAHAM; KUNHLE, 2006; ABRAHAM; PRATT, 2002; NITTROUER *et al.*, 2008).

4 METODOLOGIA

4.1 ÁREA DE ESTUDO

A bacia hidrográfica do rio Doce situa-se na região Sudeste, entre os paralelos 17°45' e 21°15' S e os meridianos 39°30' e 43°45' W, integrando a região hidrográfica do Atlântico Sudeste. Esta bacia possui uma área de drenagem de aproximadamente 86.715 km², dos quais 86% pertencem ao estado de Minas Gerais e 14% ao Espírito Santo, abrangendo um total de 230 municípios (ECOPLAN; LUME, 2010).

As nascentes do rio Doce situam-se no estado de Minas Gerais, nas serras da Mantiqueira e do Espinhaço, sendo que suas águas percorrem cerca de 850 km, até atingir o oceano Atlântico, junto ao povoado de Regência, no estado do Espírito Santo (ECOPLAN; LUME, 2010).

No estado do Espírito Santo, o rio Doce representa o maior manancial de água doce, e os 26 municípios pertencentes à bacia possuem um total de 781.066 habitantes, quase um quarto da população capixaba (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE, 2010).

A atividade econômica da bacia do rio Doce é bastante diversificada, destacando-se: a agropecuária (reflorestamento, lavouras tradicionais, cultura de café, cana-de-açúcar, criação de gado leiteiro e de corte e suinocultura); a agroindústria (sucroalcooleira); a mineração (ferro, ouro, bauxita, manganês, pedras preciosas e outros); a indústria (celulose, siderurgia e laticínios); o comércio e serviços de apoio aos complexos industriais; e a geração de energia elétrica (ECOPLAN; LUME, 2010).

Para o trabalho foi escolhido um trecho na calha do rio doce, situado entre duas ilhas, localizado no distrito de Itapina, município de Colatina, Espírito Santo (FIG. 9).

A escolha do local foi feita com base na possibilidade de acesso e nas características do local, que permitiam a aplicação de todas as metodologias propostas no trabalho.

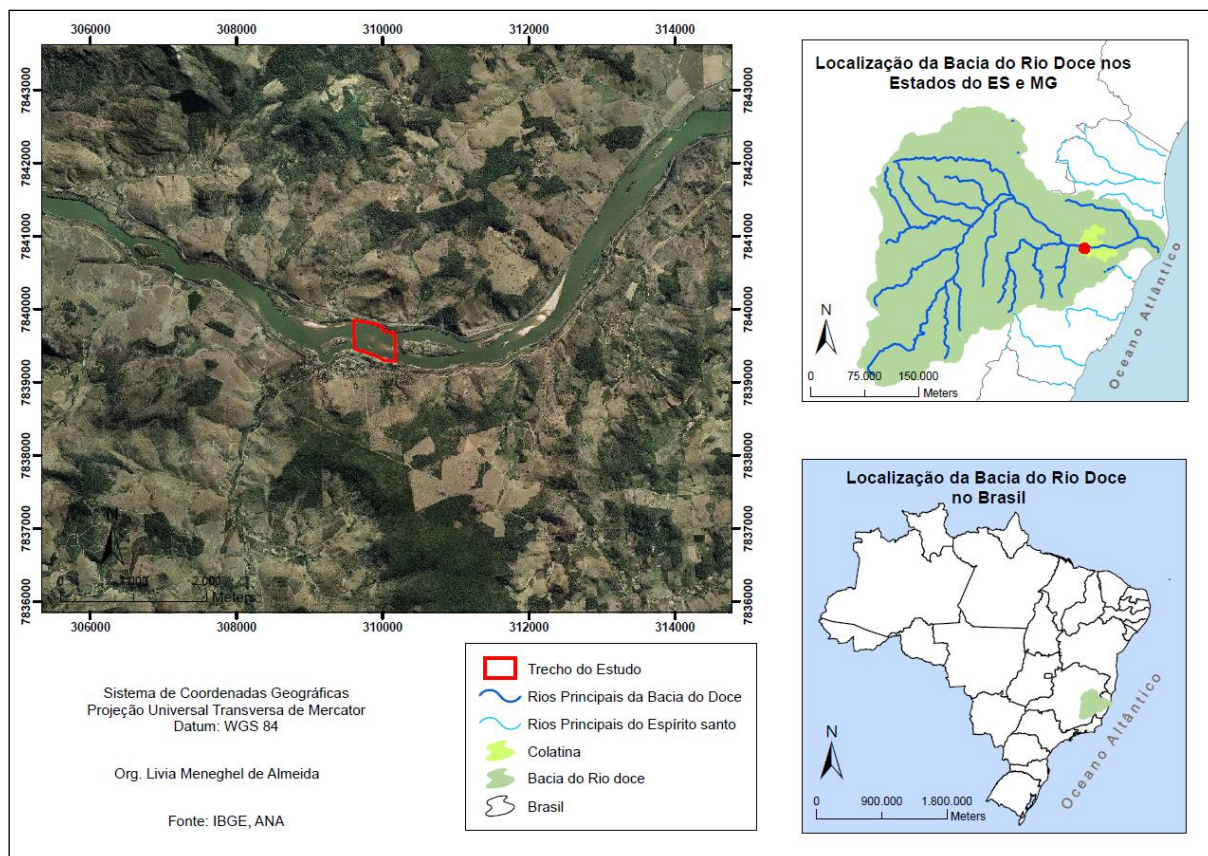


FIGURA 9 – Localização da Bacia do rio Doce e do trecho estudado.

O rio Doce, na seção da estação hidrológica da Agência Nacional de Águas (ANA) localizada em Colatina, apresenta uma descarga média anual de $902,7 \text{ m}^3/\text{s}$ para o período entre 1939-2010 (FIG. 10) com o período de cheia compreendido entre os meses de novembro e março, e o período de seca de abril a outubro. Nesta seção, o evento máximo se deu em 1997, no qual foi registrada uma vazão de $8687 \text{ m}^3/\text{s}$ em 07/01/1997.

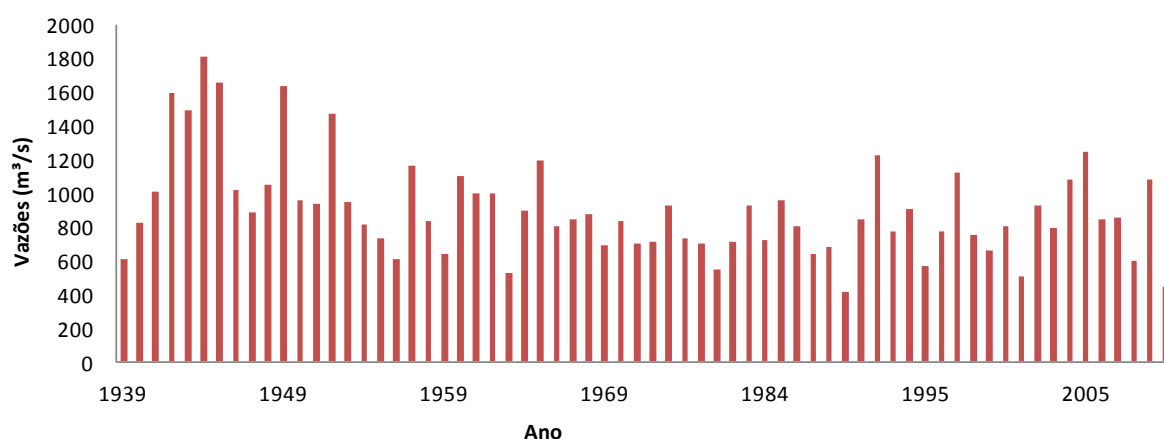


FIGURA 10 – Vazões médias anuais na seção da estação hidrológica da ANA localizada em Colatina, para o período de 1939-2010.

4.2 COLETA DE DADOS

Foram realizadas três campanhas de campo, sendo uma no período seco e duas no período chuvoso, com dois levantamentos de dados em cada campanha (FIG.11). A campanha do período seco foi realizada em agosto de 2011 (10 a 12/08/11), com apenas um levantamento de dados devido a problemas técnicos na execução da coleta de dados. O intervalo entre os dois levantamentos de dados nas campanhas do período chuvoso, realizadas em dezembro de 2011 (02 a 04/12/11 e 16/12/11) e fevereiro de 2012 (10 a 12/02/12 e 24/02/12), foi de aproximadamente 15 dias em cada uma delas. Este tempo foi necessário para permitir o deslocamento das formas de fundo, mantendo as características das mesmas, de tal maneira que fosse possível a sua identificação e comparação nos dois levantamentos.

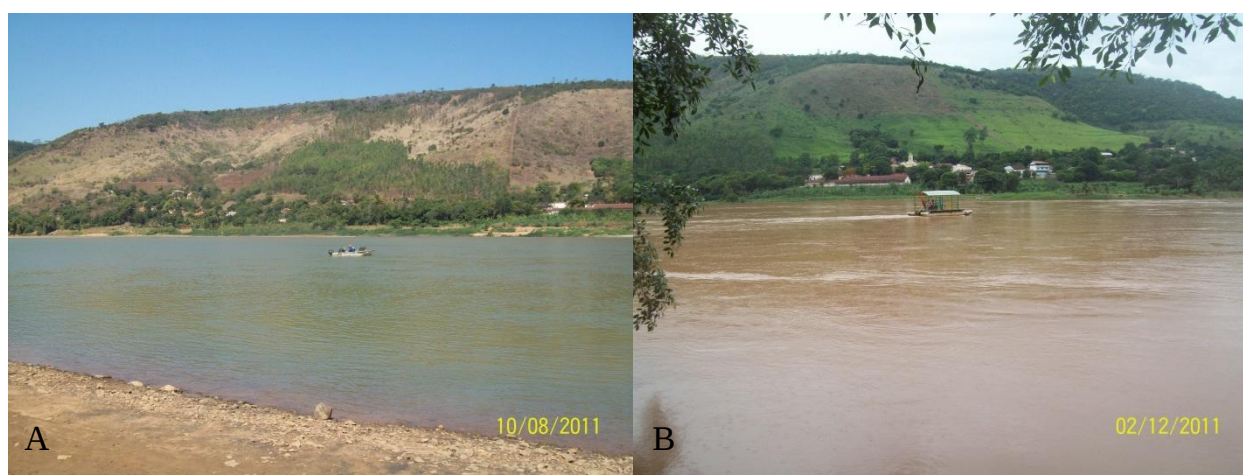


FIGURA 11 - Seção do rio Doce estudada. A) Período Seco (Agosto de 2011). B) Período Chuvoso (Dezembro de 2011).

Para o levantamento batimétrico foram feitas varreduras com linhas longitudinais à calha do rio doce, com espaçamento de 20 m entre cada uma delas (FIG. 12). Para a batimetria foi utilizado um ecobatímetro *Raytheon DE719D-MK2*. O ecobatímetro foi sincronizado com um receptor GPS *Trimble Pro-XR* com pós-processamento para correção diferencial. Para a navegação foi utilizado um receptor GPS *Garmin 12* acoplado a um computador portátil (FIG. 13). Os valores de profundidade emitidos continuamente pelo ecobatímetro foram registrados juntamente com seu posicionamento determinado pelo GPS de navegação. As correspondências entre as medições de posição e as medições de profundidade permitiram a obtenção de um

conjunto de pontos de profundidades, referenciadas geograficamente, a partir dos quais se estimaram as superfícies batimétricas do fundo do rio.

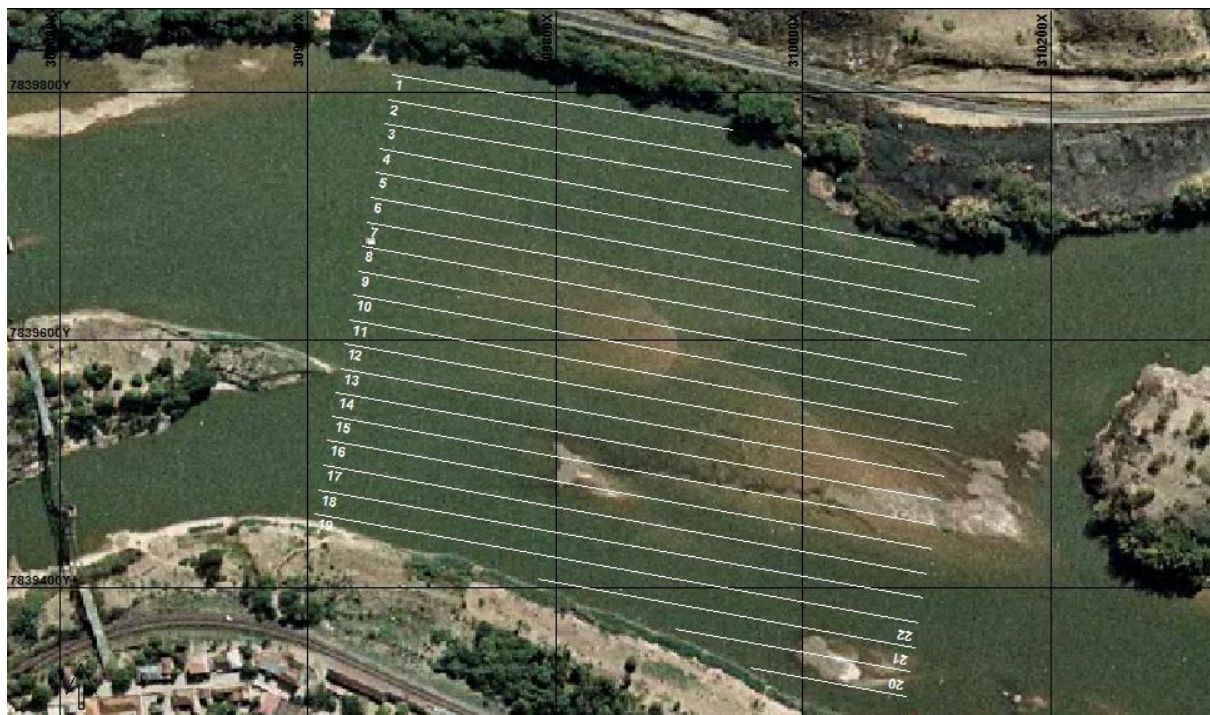


FIGURA 12 – Linhas longitudinais planejadas para a navegação e aquisição dos dados batimétricos.



FIGURA 13 – Equipamentos utilizados para o levantamento batimétrico.

Na seção transversal, localizada no início das linhas de navegação, foram marcados 4 pontos uniformemente distribuídos nos quais foram feitas as coletas de dados para aplicação dos métodos para cálculo de descarga de fundo utilizando o amostrador, e o ADCP.

O material de leito foi coletado utilizando um amostrador do tipo Rock-Island (FIG. 14) em três pontos distribuídos uniformemente ao longo da seção transversal. O amostrador do tipo Rock-Island é um amostrador de penetração horizontal, de caçamba de dragagem, que permite, no processo de dragagem, coletar uma camada superior de quase 5 cm do material do leito. Depois de ser arrastado no fundo o amostrador foi içado vagarosamente para evitar perdas do material coletado, tendo em vista que a caçamba do coletor permanece aberta.



FIGURA 14 – Amostrador de material do leito o tipo Rock-Island.

A descarga de sedimentos de fundo foi medida utilizando um amostrador modelo Helley-Smith (FIG. 15) em quatro pontos previamente planejados ao longo da seção transversal. O amostrador de fundo do tipo Helley Smith utilizado possui uma abertura de entrada de 3 x 3 polegadas (7,6 x 7,6 cm), uma taxa de expansão de área (relação entre a área de saída do bico para a área de entrada) de 1,40, e

tamanho de abertura da malha do saco de coleta de amostras de 0,25 mm, assim como o amostrador US BL-84 desenvolvido pelo Instituto de Pesquisa Geológica dos Estados Unidos (USGS), no qual o equipamento utilizado nesta pesquisa foi inspirado (Federal Interagency Sedimentation Project – FISP, 2012). Segundo Hubbell *et al.* (1985) para esta configuração, a eficiência hidráulica do amostrador encontrada nos experimentos foi de 1,35.

Depois de colocado na posição o amostrador permaneceu aproximadamente 20 minutos no leito. Esse tempo foi definido após alguns testes na própria seção, de forma que o mesmo fosse suficiente para coletar uma quantidade razoável de sedimentos, mas como o cuidado de que o volume coletado não correspondesse a mais que 40% do tamanho do saco do amostrador, evitando que a eficiência de amostragem fosse reduzida. Passado o período necessário, o amostrador foi içado vagarosamente, e colocado em posição adequada para a retirada do sedimento da cesta. O sedimento coletado foi colocado em sacos plásticos, procurando-se fazer com cuidado para não perder os finos (CARVALHO *et al.*, 2000, CARVALHO, 2008). As amostras foram etiquetadas com dados como ponto amostrado, data, hora da coleta, profundidade, e demais observações necessárias, e encaminhadas ao laboratório para as análises (CARVALHO *et al.*, 2000).



FIGURA 15 – Amostrador modelo Helley Smith.

As medições da velocidade de corrente foram feitas com o uso de um ADCP RDI *RiverRay* preso na embarcação (FIG. 16). O ADCP emite pulsos acústicos a partir de transdutores e, posteriormente, recebe e processa o sinal refletido pelas partículas sólidas em suspensão na água. Através do uso do efeito Doppler, é possível transformar esse sinal refletido em componentes da velocidade da corrente e, dessa forma, determinar a velocidade e a direção do fluxo em diferentes níveis da coluna de água. O somatório dos sucessivos perfis verticais de velocidades instantâneas ao longo da medição permite determinar a vazão instantânea do rio (KOSTASCHUK *et al.*, 2005). O ADCP *RiverRay* usa um único transdutor ao invés dos transdutores individuais encontrados em outros ADCPs. Este transdutor sintetiza eletronicamente quatro feixes acústicos simultâneos com um ângulo fixo de 30° em relação à vertical. Uma vez que apenas um transdutor é necessário, o *RiverRay* possui uma frequência mais baixa (600 kHz), mantendo uma pequena estrutura física. Além disso, boa parte dos seus parâmetros de medição são definidos automaticamente a partir da detecção da profundidade e condições da água (RDI, 2009).

Os dados característicos da seção, como largura, área e temperatura da água foram fornecidos pelo ADCP. Os dados obtidos foram processados no programa *WinRiver II*, que armazena, processa e exibe os dados registrados pelo ADCP. Os resultados são mostrados instantaneamente pelo *WinRiver II*, fornecendo informações das diferentes velocidades nas seções verticais do rio, vazão, vetor do fluxo, temperatura, profundidade, distância entre as margens, área da seção, velocidade relativa do barco, entre outras.

O ADCP foi utilizado ainda para calcular a velocidade das partículas de fundo a partir da funcionalidade *bottom track*. Para tanto o mesmo foi mantido em uma posição estacionária por um período de aproximadamente 25 minutos em cada um dos quatro pontos de coleta já citados. O tempo de amostragem para a aplicação deste método no rio Doce foi definido a partir das constatações de Rennie *et al.* (2002), após experimentos no rio Fraser em British Columbia, Canadá. Os autores concluíram que longos períodos de amostragem são necessários para alcançar uma estimativa confiável da velocidade média aparente da descarga de leito. Villard *et al.* (2005) também concluíram que a coleta de um número significativo de velocidades

do barco com a funcionalidade *bottom track* do ADCP aumenta a confiabilidade da estimativa da velocidade do leito.

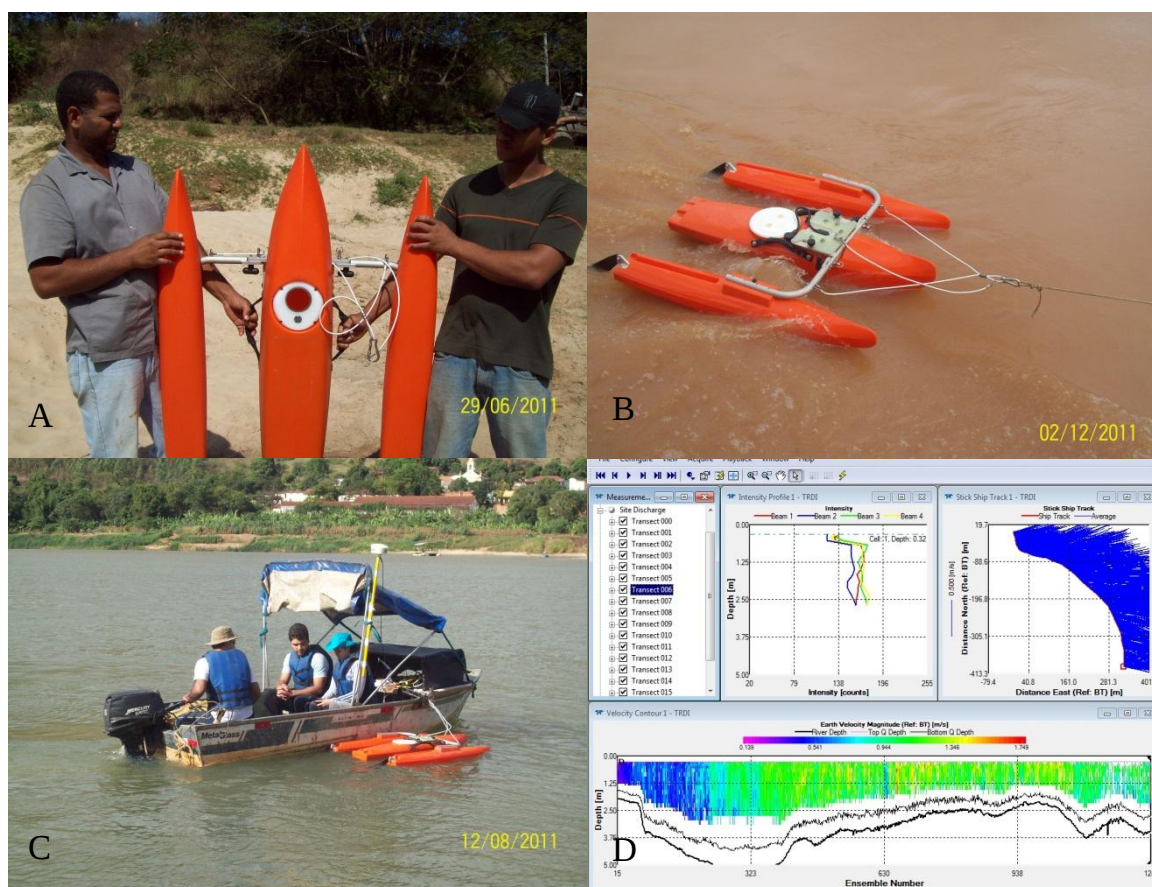


FIGURA 16 – ADCP RDI *RiverRay*. A) Visualização do transdutor do aparelho. B) Aparelho em funcionamento no rio. C) Aparelho preso à embarcação. D) Visualização dos dados no programa *WinRiver II*.

Juntamente com a coleta de dados do ADCP foram coletados dados de posicionamento com o receptor GPS Trimble Pro-XR para verificar os possíveis deslocamentos da embarcação durante o período de coleta. As coletas de dados de velocidade de fundo com o ADCP foram realizadas nos mesmos pontos de coleta do amostrador modelo Helley Smith.

4.3 CARACTERIZAÇÃO QUALITATIVA DOS SEDIMENTOS DE FUNDO

As amostras de material do leito coletadas com o amostrador do tipo Rock-Island, e com o amostrador modelo Helley Smith, encaminhadas ao laboratório foram mantidas úmidas até a sua análise para não formarem torrões. Próximo da ocasião da análise as amostras foram colocadas para secar ao sol, com os devidos

cuidados, misturando as partículas para não haver perdas e também haver melhor evaporação, e após a secagem as amostras foram pesadas (CARVALHO *et al.*, 2000).

Para obter a distribuição granulométrica do material do leito foi utilizado o método de peneiramento a seco, mediante a agitação da série de peneiras com malhas padronizadas. As peneiras são empilhadas, ficando a peneira de maior diâmetro de malha no topo e a de menor no fundo, todas acopladas para um recipiente final que recebe os finos da última peneira. Cada porção de material retido na peneira foi pesada, sendo a porcentagem de cada diâmetro de malha de peneira obtida com a divisão pelo peso total da amostra.

4.4 AMOSTRADOR DE FUNDO

A descarga sólida do leito usando o amostrador de fundo modelo Helley Smith foi calculada pelo processo de múltiplas análises (CARVALHO, 2008). Para o cálculo foram utilizados os dados de peso seco e granulometria determinados em laboratório, conforme a seção 4.3, a partir da análise individual das amostras coletadas em cada ponto. A descarga sólida do leito em um ponto foi então calculada pela seguinte equação:

$$q_{sap} = \frac{1}{E_{am}} \cdot \frac{p_s \cdot (d_{i+1} - d_{i-1})}{l_a \cdot t} \quad (2)$$

E a descarga total do leito foi calculada por:

$$Q_{sa} = \sum \frac{1}{E_{am}} \cdot \frac{p_s \cdot (d_{i+1} - d_{i-1})}{l_a \cdot t} \quad (3)$$

Onde

Q_{sa} = descarga sólida total do leito;

q_{sap} = descarga sólida pontual do leito;

E_{am} = eficiência de amostragem do equipamento;

p_s = peso seco da amostra no ponto;

$(d_{i+1} - d_{i-1})$ = distância entre a metade da largura vertical antecedente ao ponto medido até a metade da largura da vertical subsequente. Os pontos extremos terão suas distâncias contadas até a margem;

l_a = largura da boca do amostrador;

t = tempo de amostragem.

4.5 DESCARGA DE SEDIMENTOS DE FUNDO ATRAVÉS DE FÓRMULAS

Como na literatura as fórmulas que permitem determinar a descarga de sedimentos de fundo em cursos d'água são abundantes foram selecionadas apenas 5 fórmulas para serem aplicadas neste trabalho. Essas metodologias foram escolhidas de acordo com as limitações de aplicação de cada equação em relação às condições hidrodinâmicas encontradas no trecho estudado, e de acordo com a extensão de uso e grau de reconhecimento das equações na literatura. Na escolha das equações tentou-se optar por fórmulas com diferentes abordagens para verificar o comportamento de cada uma delas ao local. Além disso, foram considerados também os dados de campo que poderiam ser viabilizados dentro das limitações do projeto. Portanto, para este trabalho foram utilizadas as metodologias propostas por Einstein & Brown (1950), Engelund & Hansen (1967), Yang (1973), Ackers & White (1973), e Van Rijn (1984).

4.5.1 Einstein & Brown (1950)

A formulação do método de Einstein & Brown (1950), descrita por Carvalho (2008), tem sua aplicação de acordo com as seguintes etapas:

a) Calcular o parâmetro de Rubey:

$$F_1 = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36 \cdot v^2}{g \cdot D_s^3 \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right)}} - \sqrt{\frac{36 \cdot v^2}{g \cdot D_s^3 \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right)}} \quad (4)$$

b) Calcular a tensão de arraste:

$$\tau_o = \gamma \cdot Rh \cdot S \quad (5)$$

c) Calcular a tensão de cisalhamento adimensional de Shields:

$$\frac{1}{\Psi} = \frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma) \cdot D_s} = \tau_* \quad (6)$$

d) Utilizando o gráfico da FIG. 17 encontrar Φ e calcular a descarga total de sedimentos de fundo por unidade de largura:

$$\Phi = \frac{q_{sa}}{\gamma_s \cdot F_1 \sqrt{g \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right) \cdot D_s^3}} = f \left(\frac{1}{\Psi} \right) \quad (7)$$

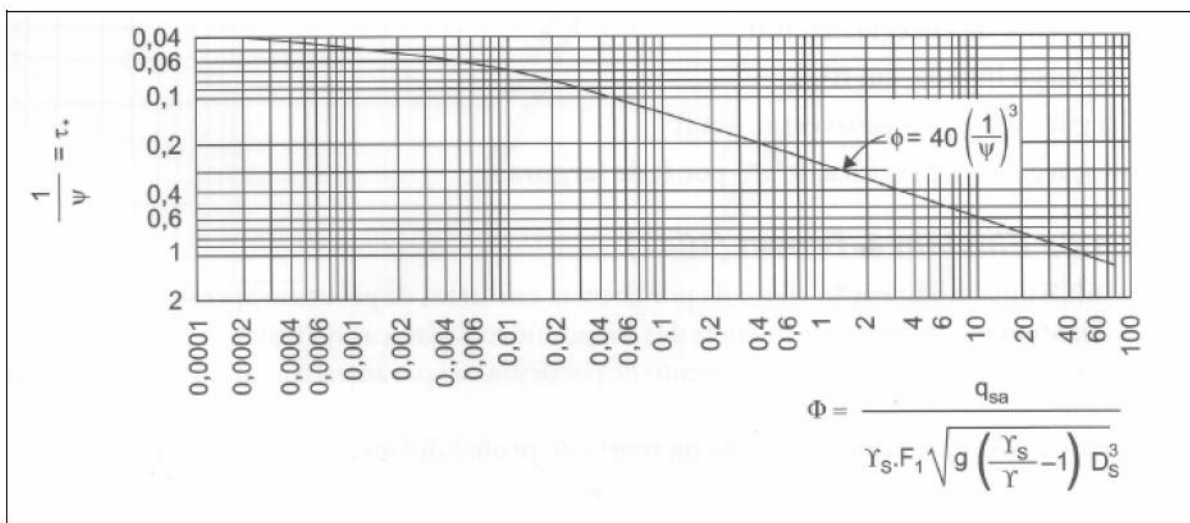


FIGURA 17 – Gráfico para uso na fórmula de Einstein & Brown (1950).

Fonte: SIMONS; SENTURK, 1992.

Para valores de tensão de cisalhamento adimensional de Shields maiores que 0,52, o valor de Φ pode ser calculado pela seguinte expressão (JULIEN, 1995 *apud* WEINHOLD, 2001):

$$\Phi = 15 \cdot \left(\frac{1}{\Psi} \right)^{1,5} \quad (8)$$

Para se obter a descarga de sedimentos de fundo em ton/dia é necessário aplicar a seguinte fórmula:

$$Q_{sa} = q_{sa} \cdot B \cdot 86,4 \quad (9)$$

Onde

Q_{sa} = descarga total de sedimentos de fundo em ton/dia;

q_{sa} = descarga total de sedimentos de fundo por unidade de largura;

γ_s = peso específico do sedimento;

γ = peso específico da água;

D_s = diâmetro representativo de sedimento do leito, que é usualmente considerado com D_{50} ou a média geométrica D_m ;

ν = viscosidade cinemática da água;

F_1 = parâmetro de Rubey;

τ_* = tensão de cisalhamento adimensional de Shields;

τ_0 = tensão de arraste;

B = largura superficial;

Rh = raio hidráulico;

S = declividade da linha da água.

4.5.2 Engelund & Hansen (1967)

A aplicação do método de Engelund & Hansen (1967), descrita por Carvalho (2008), é dada de forma simplificada pela seguinte fórmula:

$$q_{sa} = \frac{0,05 \cdot \gamma_s \cdot U^2 \cdot h^{\frac{1}{2}} \cdot S^{\frac{1}{2}}}{D_{50} \cdot g \cdot (S_g - 1)^2} \quad (10)$$

Para se obter a descarga de sedimentos de fundo em ton/dia é necessário aplicar a seguinte fórmula:

$$Q_{sa} = q_{sa} \cdot B \cdot 86,4 \quad (11)$$

Onde

q_{sa} = Descarga sólida por unidade de largura em Kg/m.s;

γ_s = peso específico do sedimento;

γ = peso específico da água;

D_{50} = diâmetro da partícula, para o qual 50% do material do leito são mais finos;

S = declividade da linha da água;

h = profundidade hidráulica;

U = velocidade média da água;

g = aceleração da gravidade;

S_g = gravidade específica do sedimento (γ_s/γ).

4.5.3 Yang (1973)

O equacionamento para aplicação do método de Yang (1973) descrito por Paiva (2001) é o seguinte:

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

$$U_* = (9,81 \cdot Rh \cdot S)^{1/2} \quad (12)$$

b) Calcula-se a velocidade de queda da partícula do sedimento em suspensão em m/s:

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

$$W = \frac{\left[\frac{2}{3} \cdot g \cdot \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right) \cdot D_{50}^3 + 36 \cdot v^2 \right]^{1/2} - 6 \cdot v}{D_{50}} \quad (13)$$

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

$$W = \frac{1}{6} \cdot \frac{(s-1) \cdot g \cdot D_{50}^2}{\nu} \quad (14)$$

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

$$\frac{U_c}{W} = \frac{2,5}{\log \frac{U_* \cdot D_{50}}{\nu} - 0,06} + 0,66 \quad \text{para} \quad 1,2 < \frac{U_* \cdot D_{50}}{\nu} < 70 \quad (15)$$

$$\text{e} \quad \frac{U_c}{W} = 2,05 \quad \text{para} \quad \frac{U_* \cdot D_{50}}{\nu} \geq 70 \quad (16)$$

- d) Calcula-se a concentração total de material de leito no escoamento, para grãos de diâmetro até 2 mm, pela equação:

$$\begin{aligned} \log CT = & 5,435 - 0,286 \cdot \log \frac{W \cdot D_{50}}{\nu} - 0,457 \cdot \log \frac{U_*}{W} + \\ & + \left(1,799 - 0,409 \cdot \log \frac{W \cdot D_{50}}{\nu} - 0,314 \cdot \log \frac{U_*}{W} \right) \cdot \log \left(\frac{U \cdot S}{W} - \frac{U_c \cdot S}{W} \right) \end{aligned} \quad (17)$$

- e) Calcula-se a descarga sólida em ton/dia pela equação:

$$Q_{sa} = 0,0864 \cdot Q \cdot CT \quad (18)$$

Onde

Q_{sa} = descarga sólida total do leito em ton/dia;

CT = concentração da descarga de material do leito;

Q = vazão;

W = velocidade de queda da partícula de sedimento em suspensão;

U_* = velocidade de cisalhamento relativa aos grãos;

U = velocidade média do escoamento;

U_c = velocidade crítica do escoamento no movimento incipiente;

Rh = raio hidráulico;

S = declividade da linha d'água;

γ_s = peso específico do sedimento;

γ = peso específico da água;

D_{50} = diâmetro da partícula, para o qual 50% do material do leito são mais finos;

g = aceleração da gravidade;

ν = viscosidade cinemática da água.

4.5.4 Ackers & White (1973)

Ackers & White (1973) obtiveram uma função para cálculo da descarga sólida do material do leito em termos de três grupos adimensionais: um diâmetro adimensional da partícula (D_{gr}), um parâmetro referente à mobilidade da partícula (F_{gr}) e uma taxa adimensional do transporte de sedimentos (G_{gr}). Para o cálculo da concentração de material do leito pelo equacionamento de Ackers & White (1973) segundo Carvalho (2008), segue-se o seguinte roteiro:

a) Calcular a velocidade de atrito:

$$U_* = (9,81 \cdot Rh \cdot S)^{1/2} \quad (19)$$

b) Calcular o diâmetro adimensional do grão:

$$D_{gr} = D_{35} \left[\frac{g \cdot (S_g - 1)}{\nu^2} \right]^{1/3} \quad (20)$$

c) Calcular a grandeza adimensional de mobilidade

$$F_{gr} = \frac{U_*^n}{\sqrt{g \cdot D_{35} \cdot (S_g - 1)}} \left[\frac{U}{5,657 \cdot \log\left(\frac{\alpha \cdot h}{D_{35}}\right)} \right]^{1-n} \quad (21)$$

d) Calcular a descarga sólida adimensional

$$G_{gr} = C_A \left(\frac{F_{gr}}{A} - 1 \right)^m \quad (22)$$

e) Calcular a concentração da descarga sólida expressa como fluxo de sedimentos por unidade de peso de fluxo fluido:

$$CT = 10^6 \cdot \frac{G_{gr} \cdot S_g \cdot D_{35}}{h} \cdot \frac{1}{\left(\frac{U_*}{U} \right)^n} \quad (23)$$

f) Calcular a descarga sólida total pela equação

$$Q_{sa} = 0,0864 \cdot Q \cdot CT \quad (24)$$

Onde

Q_{sa} = descarga sólida total do leito em ton/dia;

CT = concentração da descarga de material do leito;

Q = vazão;

U_* = velocidade de cisalhamento relativa aos grãos;

U = velocidade média do escoamento;

Rh = raio hidráulico;

S = declividade da linha d'água;

γ_s = peso específico do sedimento;

γ = peso específico da água;

S_g = gravidade específica do sedimento (γ_s/γ);

D_{35} = diâmetro da partícula, para o qual 35% do material do leito são mais finos;

g = aceleração da gravidade;

ν = viscosidade cinemática da água;

h = profundidade hidráulica;

D_{gr} = diâmetro adimensional do grão;

F_{gr} = grandeza adimensional de mobilidade;

G_{gr} = descarga sólida adimensional;

α = coeficiente que no regime turbulento é 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;

C_A = coeficiente da função de transporte de sedimento;

Para $1,0 < D_{gr} \leq 60$

$$n = 1,00 - 0,56 \cdot \log D_{gr} \quad (25)$$

$$A = \frac{0,23}{\sqrt{D_{gr}}} + 0,14 \quad (26)$$

$$m = \frac{9,66}{D_{gr}} + 1,34 \quad (27)$$

$$\log C_A = 2,86 \cdot \log D_{gr} - (\log D_{gr})^2 - 3,53 \quad (28)$$

Para $D_{gr} > 60$, $n = 0,00$, $A = 0,17$, $m = 1,5$, $C_A = 0,025$.

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

4.5.5 Van Rijn (1984)

No método de Van Rijn (1984) a quantificação da descarga de fundo pode ser obtida através do produto da concentração de partículas (C_b), a velocidade da partícula (u_b) e a espessura da camada ativa do leito (δ_b).

$$q_{sa} = C_b \cdot u_b \cdot \delta_b \quad (29)$$

Com os resultados obtidos a partir da equação anterior, Van Rijn (1984) estabeleceu uma equação adimensional para o transporte de sedimentos que inclui todas as partículas que se movimentam por rolamento, deslizamento e saltação no leito do escoamento, como uma função do parâmetro da intensidade de transporte (T), e o parâmetro da partícula (D_*).

Sendo assim, para o cálculo da concentração de material do leito, segundo o equacionamento de Van Rijn (1984), segue-se o seguinte roteiro:

a) Calcular o diâmetro adimensional da partícula

$$D_* = D_{50} \left(\frac{(S_g - 1)g}{v^2} \right)^{1/3} \quad (30)$$

b) Calcular o parâmetro de mobilidade crítica

- Para $D_* \leq 4$, $\theta_{cr} = 0,24 \cdot D_*^{-1}$ (31)

- Para $4 < D_* \leq 10$, $\theta_{cr} = 0,14 \cdot D_*^{-0,64}$ (32)

- Para $10 < D_* \leq 20$, $\theta_{cr} = 0,04 \cdot D_*^{-0,10}$ (33)

- Para $20 < D_* \leq 150$, $\theta_{cr} = 0,013 \cdot D_*^{0,29}$ (34)

- Para $D_* > 150$, $\theta_{cr} = 0,055$ (35)

c) Calcular a velocidade de cisalhamento crítica a partir do diagrama modificado de Shields (FIG. 18) proposto por Van Rijn (1984):

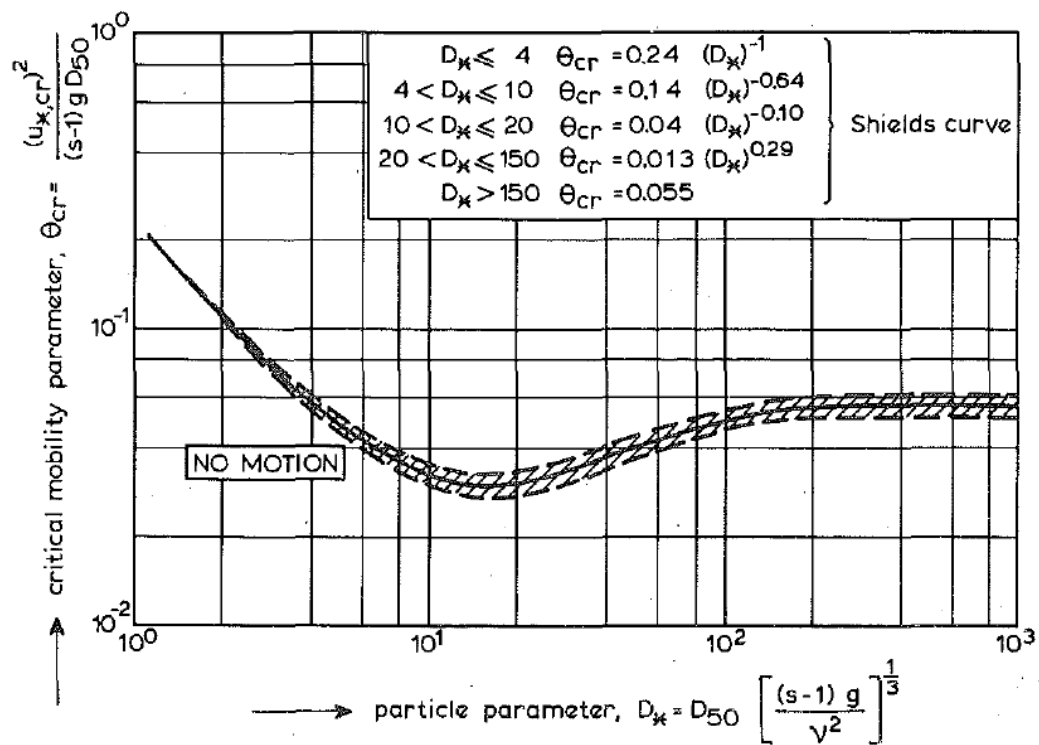


FIGURA 18 – Diagrama modificado de Shields.
Fonte: VAN RIJN, 1984.

d) Calcular o coeficiente de Chézy relativo aos grãos:

$$C' = 18 \log \left(\frac{12Rh}{3D_{90}} \right) \quad (36)$$

e) Calcular a velocidade de cisalhamento do grão:

$$U_* = \left(\frac{g^{1/2}}{C'} \right) \cdot U \quad (37)$$

f) Calcular o parâmetro da intensidade de transporte:

$$T = \frac{U_*^2 - U_{*c}^2}{U_{*c}^2} \quad (38)$$

g) Calcular a descarga de sedimentos de fundo:

$$\frac{q_{sa}}{[(S_g - 1) \cdot g]^{0,5} \cdot D_{50}^{1,5}} = 0,053 \frac{T^{2,1}}{D_*^{0,3}} \quad (39)$$

h) Calcular a descarga de sedimentos de fundo em ton/dia:

$$Q_{sa} = 2,65 \cdot B \cdot q_{sa} \cdot 86400 \quad (40)$$

Onde

Q_{sa} = descarga sólida total do leito em;

q_{sa} = descarga sólida por unidade de largura;

T = parâmetro da intensidade de transporte;

θ_{cr} = parâmetro de mobilidade crítica;

D_* = diâmetro adimensional da partícula;

U_* = velocidade de cisalhamento relativa aos grãos;

U_{*c} = velocidade de cisalhamento crítica para o início do movimento do grão;

U = velocidade média do escoamento;

Rh = raio hidráulico;

S_g = gravidade específica do sedimento (γ_s/γ);

γ_s = peso específico do sedimento;

γ = peso específico da água;

D_{50} = diâmetro da partícula, para o qual 50% do material do leito são mais finos;

D_{90} = diâmetro da partícula, para o qual 90% do material do leito são mais finos;

C' = coeficiente de Chézy relativo aos grãos;

g = aceleração da gravidade;

ν = viscosidade cinemática da água;

B = largura superficial.

4.6 VELOCIDADE DE DESLOCAMENTO DAS FORMAS DE FUNDO

O tratamento dos dados batimétricos levantados em campo iniciou-se com a correção diferencial dos dados de posicionamento das linhas batimétricas coletadas pelo *GPS Trimble Pro-XR*, que foram processados no programa *Pathfinder Office 2.51*. Após esse procedimento os dados de posicionamento foram relacionados com os dados de profundidade através do horário de coleta, que foi previamente sincronizado em campo.

A partir dos dados de posição e profundidade foram gerados mapas batimétricos a partir da interpolação dos dados no programa *Surfer 7.0*. Nos mapas batimétricos foram feitos cortes em perfis longitudinais para melhor visualização das formas de fundo. Nesta etapa foi levantada a altura, o comprimento, e o deslocamento de cada forma de fundo do perfil. A altura (H) foi determinada pela diferença entre a crista da forma de fundo e a cava a jusante, enquanto o comprimento (λ) é a medida entre duas cavas consecutivas (FIG. 19).

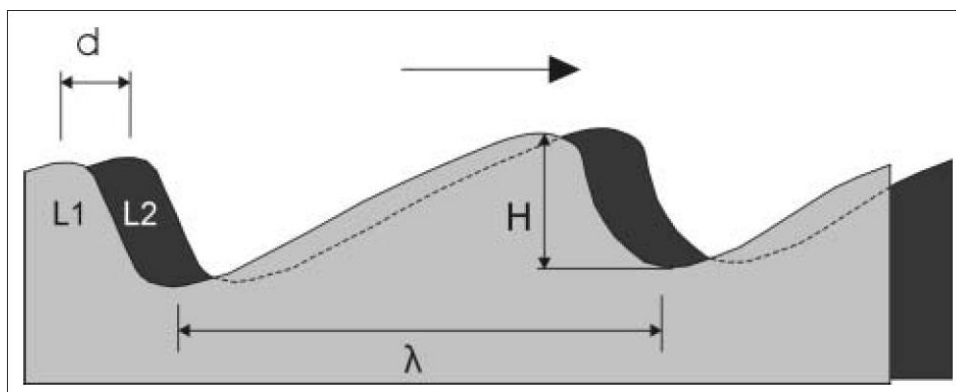


FIGURA 19 – Duna típica de uma corrente aluvial em dois momentos diferentes (L1, cinza e L2, preto). A altura é representada por H , o comprimento é representado por λ , e o deslocamento entre os dois momentos é representado por d .

Fonte: MARTINS; STEVAUX, 2005.

Os perfis obtidos nas duas séries de levantamento de cada campanha foram comparados e cada forma de fundo foi visualmente identificada. Com as formas de fundo combinadas em um mesmo gráfico, as mesmas foram codificadas numericamente para auxiliar na quantificação do deslocamento de formas de fundo (d), que é dado pela distância entre a crista da forma de fundo nos dois levantamentos consecutivos de uma mesma campanha. Em seguida foi calculada a altura média e o deslocamento médio de cada perfil, para que seja possível calcular a velocidade de deslocamento das formas de fundo para cada perfil, a partir da expressão (MARTINS; STEVAUX, 2005):

$$udi = \frac{di}{\Delta t} \quad (41)$$

Onde

udi = velocidade de deslocamento da forma de fundo;

di = deslocamento da forma de fundo;

Δt = tempo entre dois levantamentos.

A descarga de fundo de um perfil foi então determinada a partir da equação demonstrada por Hubbell (1964) e Simons *et al.* (1965):

$$q_{fi} = (1 - p) \cdot H_i \cdot K \cdot ud_i \quad (42)$$

Onde

q_{fi} = descarga de fundo linear do perfil;

p = porosidade do material de fundo;

H_i = altura média das formas de fundo do perfil;

K = coeficiente do formato das formas de fundo;

ud_i = velocidade de deslocamento médio das formas de fundo do perfil.

Foi adotado um coeficiente de forma a fim de minimizar os erros advindos do formato irregular da forma de fundo no cálculo da descarga de fundo. Este coeficiente de forma pode ser obtido a partir da seguinte expressão (STRASSER, 2002):

$$K = \frac{A}{H_i \lambda_i} \quad (43)$$

Onde

A = área das formas de fundo;

H_i = altura média das formas de fundo no trecho;

λ_i = comprimento médio das formas de fundo no trecho.

Em seguida a descarga de fundo linear foi ponderada pela largura de abrangência de cada perfil obtendo-se a descarga de fundo dada em m³/dia.

$$q_{fi} = q_{fi} \cdot l_i \quad (44)$$

Onde

q_{fi} = descarga de fundo do perfil;

l_i = largura da faixa de abrangência do perfil.

Para se obter a descarga de fundo total da seção, as descargas de fundo de todos os perfis foram somados. Multiplicando-se este valor pelo peso específico do sedimento, obteve-se o peso do material transportado para o período analisado.

4.7 DIFERENÇA DAS SUPERFÍCIES DO LEITO

Para o cálculo da descarga de sedimentos de fundo pelo método da diferença das superfícies do leito, foi aplicada a metodologia proposta por Nittrouer *et al.* (2008). Os mapas batimétricos utilizados foram os mesmo gerados para a metodologia de velocidade de sedimentos de fundo, conforme as especificações apresentadas na seção 4.6.

Nos mapas batimétricos foram criados polígonos de quatro lados em locais onde a configuração do leito encontrava-se mais uniforme. Cada polígono possui um tamanho diferente, que foi definido de acordo com as sequências das formas de fundo, e o número de polígonos por seção foi dependente da configuração de fundo encontrada.

No programa *Surfer 7.0* foi calculada a diferença de volume entre os mapas batimétricos dos dois levantamentos de uma mesma campanha. Os locais de erosão do solo, onde o levantamento 2 possui profundidades maiores que o levantamento 1, são então representados por valores negativos; e os locais de deposição de sedimentos, onde o levantamento 2 possui profundidades menores que o levantamento 1, são representados por valores positivos (FIG. 20).

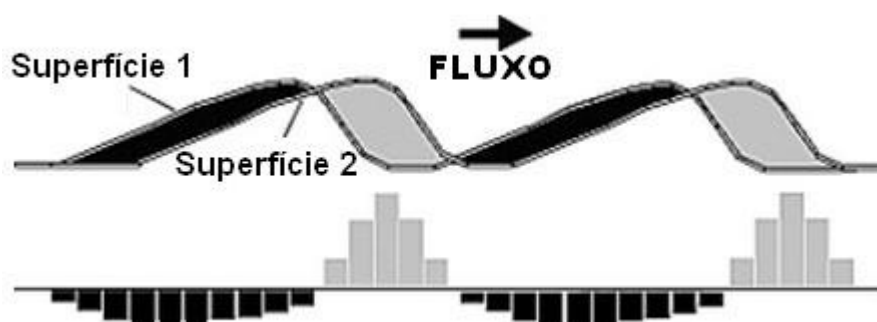


FIGURA 20 – Perfil conceitual para as mudanças de elevação do leito a partir da migração das formas de fundo. A região preta representa os locais

onde o leito se aprofunda (erosão) e a região cinza os locais onde o leito se eleva (deposição) entre os levantamentos 1 e 2.

Fonte: NITTROUER *et al.*, 2008 (Modificado)

Para o cálculo da descarga de sedimentos de fundo associado ao volume de sedimentos deslocado na migração das formas de fundo foram consideradas apenas as áreas onde ocorreu deposição de sedimentos. Assim, a partir do volume e da área de deposição de sedimentos de cada polígono foi calculada a altura de elevação média para cada polígono.

$$Dzi = \frac{Volume_{dep}}{Area_{dep}} \quad (45)$$

Onde:

Dzi = altura média de elevação entre os dois levantamentos batimétricos;

$Volume_{dep}$ = volume de deposição de sedimentos;

$Area_{dep}$ = área de deposição de sedimentos.

O deslocamento a jusante característico (médio) para cada polígono foi calculado a partir do número de formas de fundo, da largura efetiva, e da área de deposição de sedimentos de cada polígono. A largura efetiva do polígono leva em consideração a largura real da forma de fundo, sendo assim, esta largura, em geral, é ligeiramente maior que a largura do polígono.

$$Dxi = \frac{Area_{dep}}{N_{dunas} \cdot B_{dunas}} \quad (46)$$

Onde:

Dxi = deslocamento característico a jusante das formas de fundo;

$Area_{dep}$ = área de deposição de sedimentos;

N_{dunas} = número de dunas do polígono;

B_{dunas} = largura efetiva do polígono.

Os valores de descarga de sedimentos de fundo por unidade de largura para cada polígono pode então ser calculada da seguinte forma:

$$q_{si} = \frac{Dzi \cdot Dxi}{Dt} \quad (47)$$

Onde:

q_{si} = descarga de sedimentos de fundo por unidade de largura do polígono;

Dxi = deslocamento característico a jusante das formas de fundo;

Dzi = altura média de elevação entre os dois levantamentos batimétricos;

Dt = intervalo de tempo entre os dois levantamentos batimétricos.

A partir da média dos valores de descarga de sedimentos de fundo por unidade de largura de todos os polígonos é possível calcular a descarga de sedimentos de fundo total da seção:

$$Q_{sa} = q_{sa} \cdot B \cdot \rho_s \quad (48)$$

Onde:

Q_{sa} = descarga de sedimentos de fundo total da seção;

q_{sa} = descarga de sedimentos de fundo média por unidade de largura;

B = largura total da seção;

ρ_s = massa específica do sedimento.

4.8 DESCARGA DE SEDIMENTOS DE FUNDO USANDO O ADCP

Tal como acontece com a velocidade da água, o ADCP mede a velocidade do barco através do recurso *bottom track* enviando pulsos sonoros (*pings*) de cada um dos quatro feixes. Sendo assim, cada medição da velocidade do barco pelo recurso *bottom track* do ADCP é uma média espacial, com base na amostragem de quatro áreas distintas, que são afastadas dentro de um círculo que tem um diâmetro

aproximadamente igual à distância entre o leito e o ADCP. O tamanho de cada área amostrada aumenta com a profundidade, devido à propagação do feixe, mas as áreas individuais nunca se sobrepõem independentemente da profundidade.

A velocidade do barco é então determinada em cada feixe, e depois combinada à informação de cada um dos quatro feixes, para determinar a velocidade média do barco em cada ponto.

De acordo com a metodologia estabelecida por Rennie *et al.* (2002), em leitos móveis, a velocidade aparente do sedimento do leito pode ser determinada a partir da velocidade do barco dada pelo DGPS e pela velocidade do barco obtida pela funcionalidade *bottom track* do ADCP, conforme a equação (1). Uma velocidade do leito foi calculada para cada conjunto de dados denominado *ensemble*, que foi coletado a cada 1 s de medição. Finalmente, uma velocidade média aparente do leito foi determinada para cada ponto amostrado.

No entanto, o ADCP fornece uma velocidade aparente do leito, enquanto a informação desejada é a taxa de transporte de sedimentos de fundo. Se a velocidade aparente for assumida como a medição real da velocidade dos sedimentos de fundo, a taxa de transporte de sedimentos de fundo por unidade de largura no local pode ser calculada cinematicamente, da seguinte forma:

$$q_{sa} = v_B \cdot \delta_b \cdot (1 - p_b) \cdot \rho_s \quad (49)$$

Onde:

q_{sa} = Descarga de sedimento de fundo por unidade de largura

v_B = velocidade do leito

δ_b = profundidade da camada ativa do leito

p_b = porosidade da camada ativa do leito

ρ_s = massa específica do sedimento

Na prática, nem a profundidade, nem a porosidade da camada ativa do leito são explicitamente conhecidas, mas nenhum dos dois parâmetros é altamente variável,

sendo possível estimar esses dois parâmetros dentro de limites aceitáveis. No entanto, uma alternativa ao modelo cinemático foi desenvolvida para prever a taxa de transporte de sedimentos de fundo a partir da velocidade do leito. Partindo do pressuposto de que velocidades reais das partículas individuais do leito irão variar dependendo do tamanho e formato da partícula, rugosidade do leito no local, e variabilidade estocástica da força do fluido, a velocidade média do leito é uma função da velocidade da partícula e da porcentagem da superfície do leito ocupada por cada partícula. Assim a taxa de transporte do leito pode ser estimada por:

$$q_{sa} = \sum_i q_{sai} = \sum_i v_{Bi} \cdot m_i \quad (50)$$

Onde:

q_{sai} = descarga de sedimento de fundo por unidade de largura da partícula;

v_{Bi} = velocidade da partícula do leito;

m_i = massa da partícula por unidade de área.

Assumindo partículas esféricas e que a profundidade de transporte nunca excede o tamanho de uma única partícula, teremos que:

$$m_i = \frac{4}{3} r_i \rho_s f_{mi} \quad (51)$$

Onde

m_i = massa da partícula por unidade de área;

r_i = raio da partícula ($D_i/2$);

ρ_s = massa específica do sedimento;

f_{mi} = porcentagem do leito ocupada por cada partícula.

Considerando um tamanho uniforme da partícula, com r_i constante, a taxa de transporte de sedimentos por ser calculada por:

$$q_{sa} = \frac{3}{4} v_B \rho_s r \quad (52)$$

Onde

v_B = velocidade das partículas do leito;

ρ_s = massa específica do sedimento;

r = raio da partícula ($D_{50}/2$).

5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Para os meses em que foram realizados os levantamentos, o rio Doce, na seção de Itapina, localizada a aproximadamente 5,5 km a montante da seção de estudo, apresentou descargas médias de 294,5 m³/s, 2222,8 m³/s e 983,3 m³/s respectivamente (FIG. 21). A primeira campanha apresentou vazões abaixo da média anual, a segunda campanha apresentou vazões acima da média anual, e a terceira campanha apresentou vazões próximas à média anual.

Na primeira campanha, em agosto de 2011, a velocidade de fluxo variou entre 0,04 m/s e 1,59 m/s, com média de 0,57 m/s, para uma vazão de 297,9 m³/s. Na segunda campanha esta variação foi de 0,04 a 1,97 m/s, com média de 0,96 m/s, para uma vazão de 2494,5 m³/s e, na terceira campanha obteve-se uma variação entre 0,08 a 2,27 m/s, com média de 0,76 m/s, para uma vazão média de 1180 m³/s (TAB. 1). A FIG. 22 ilustra o perfil de velocidades da seção de estudo medida no dia 10/02/2012.

TABELA 1 – Valores de vazão e velocidade da água medidos com ADCP na seção de estudo durante as campanhas de campo

Vazão e velocidade da água nas campanhas de campo			
Parâmetro	10/08/2011	02/12/2011	10/02/2012
Velocidade mín (m/s)	0,04	0,04	0,08
Velocidade máx (m/s)	1,59	1,97	2,27
Velocidade média (m/s)	0,57	0,96	0,76
Vazão média (m ³ /s)	297,9	2494,5	1180,0

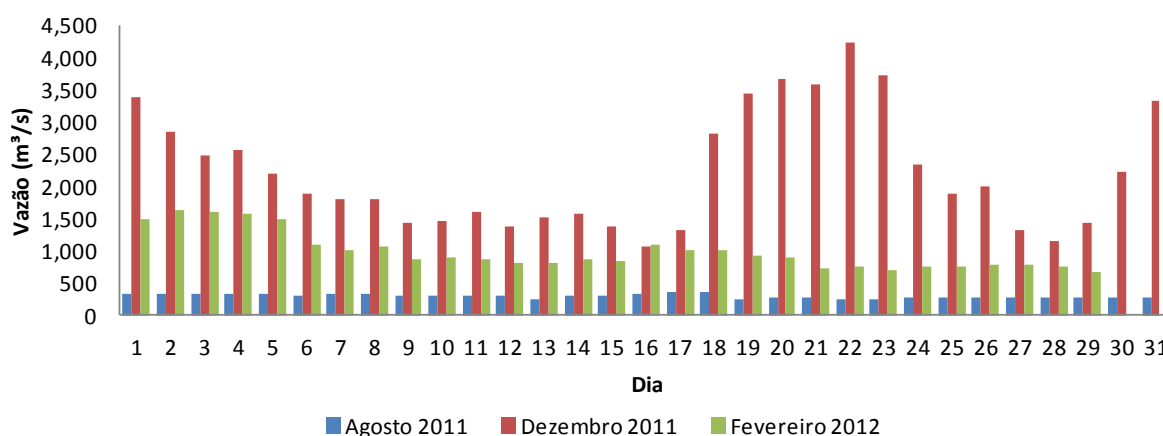


FIGURA 21 – Vazões médias diárias na seção de Itapina para os meses em que foram realizadas as campanhas de campo.

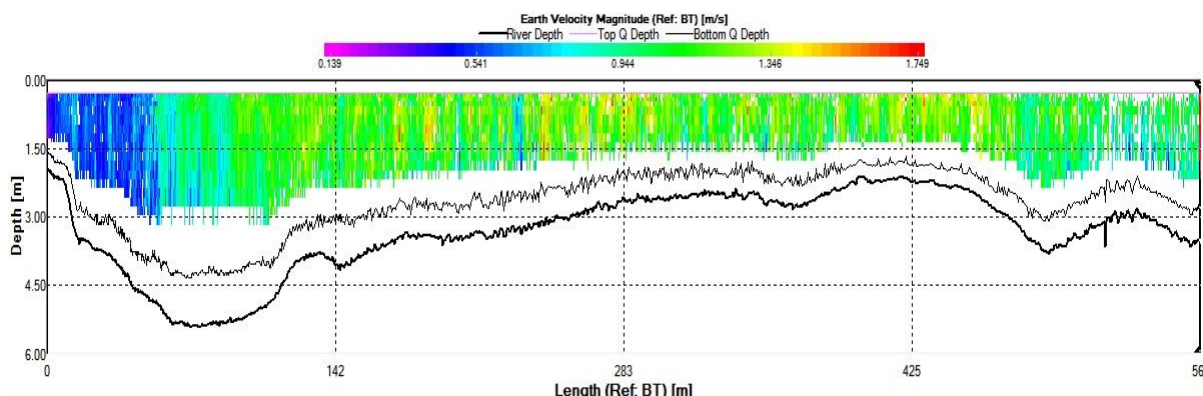


FIGURA 22 – Perfil de velocidades da seção de estudo no rio Doce, medida com o ADCP a partir da margem esquerda, no dia 10/02/2012.

O rio Doce, na seção de estudo, apresenta uma profundidade média de 3,5 metros, variando ao longo do ano. Durante o período das campanhas de campo foram encontradas profundidades médias de 1,52, 6,17, e 3,91 metros nos meses de agosto de 2011, dezembro de 2011 e fevereiro de 2012, respectivamente. Ao longo do trecho de estudo, a profundidade é bastante irregular, sendo que na campanha realizada em dezembro de 2011 foram encontradas profundidades variando de 10,5 metros na região jusante do trecho próxima a margem esquerda, a 1,6 metros, na região jusante do trecho próxima a margem direita.

Visualmente foi possível constatar que as maiores velocidades da água são encontradas em regiões próximas às formações rochosas. Essas regiões são também aquelas onde foram encontradas as maiores profundidades. Embora o trecho seja aproximadamente retilíneo, a presença de ilhas, bancos de areia, e afloramentos rochosos, dá uma configuração assimétrica para o fluxo e consequentemente para o leito. Apesar disso, privilegiou-se esta seção em Itapina por estar localizada entre a hidrelétrica de Mascarenhas e a cidade de Colatina, e também devido à facilidade de acesso e de logística de apoio para os trabalhos de campo.

Para todas as campanhas de campo e métodos aplicados foi assumido que o peso específico do quartzo é representativo do material que compõe o leito ($\gamma_s = 2650$ Kgf/m³) e adotado um valor constante de porosidade ($p = 0,4$). O valor da viscosidade cinemática da água adotado em todos os métodos, para a temperatura de 24,4°C foi de 0,00000094 m²/s, para a temperatura de 25°C foi de 0,00000093

m²/s, e para a temperatura de 29,2°C foi de 0,00000084 m²/s. O valor do coeficiente de rugosidade de Manning adotado foi de 0,055 e a declividade da linha d'água foi obtida a partir da fórmula de Manning.

Para caracterizar o regime de fluxo de corpos d'água, é comumente utilizado o número de Reynolds, que engloba no seu cálculo, características do fluxo e propriedades do fluido (CHOW, 1973). Aplicando a equação de Reynolds, apresentada a seguir, no trecho de estudo para as características encontradas durante as três campanhas de campo realizadas, obteve-se um valor superior a 2500, o que enquadra o fluxo do rio Doce na categoria de fluxo turbulento, que é caracterizado por uma variedade de movimentos caóticos, heterogêneos, com muitas correntes secundárias contrárias ao fluxo principal para jusante (CHRISTOFOLETTI, 1981).

$$Re = \frac{U \cdot Rh}{\nu} \quad (53)$$

Onde

U = velocidade média da água

Rh = raio Hidráulico

ν = viscosidade cinemática da água

O efeito da gravidade sobre o regime do fluxo é representado pela relação entre a inércia de um corpo e as forças gravitacionais (CHOW, 1973). Essa relação é dada pelo número de Froude, apresentado abaixo, que quando aplicado para as características do rio Doce, resultou em valores próximos a 0,1, o que classifica o fluxo como subcrítico, ou tranquilo, que é comumente encontrado nos cursos fluviais (CHRISTOFOLETTI, 1981).

$$F = \frac{U}{\sqrt{g \cdot h}} \quad (54)$$

Onde

U = velocidade média da água

g = aceleração da gravidade

h = profundidade hidráulica

O fluxo do rio Doce pode ser classificado ainda como não uniforme e instável, tendo em vista que a magnitude e a direção da velocidade se modificam ao longo do comprimento do canal, ocorrendo variações na profundidade ao longo do mesmo e com o decorrer do tempo (CHRISTOFOLETTI, 1981).

Aplicando as equações (5) e (12) para as situações encontradas nas campanhas de campo realizadas em agosto de 2011, dezembro de 2011 e fevereiro de 2012, encontrou-se uma tensão de cisalhamento de 9,35, 15,43 e 10,99 N/m², respectivamente, e uma velocidade crítica, que é a velocidade mínima para que haja movimento de sedimento de fundo, de 0,10, 0,12 e 0,10 m/s, respectivamente.

A energia total do canal (Ω) e a energia do canal por unidade de largura (ω), dadas pelas equações abaixo, são variáveis importantes na hidráulica fluvial, pois representam o trabalho despendido ou a energia perdida pelo canal devido ao regime de fluxo, que está intimamente relacionado com a turbulência e a velocidade das águas (CHRISTOFOLETTI, 1981).

$$\Omega = \gamma \cdot Q \cdot S \quad (55)$$

Onde

γ = peso específico da água

Q = vazão

S = declividade da linha d'água

$$\omega = \frac{\Omega}{B} \quad (56)$$

Onde

Ω = energia total do canal

B = largura superficial

Para o trecho estudado a energia total do canal foi 2071,3, 6421 e 3378,4 W/m, e a energia do canal por unidade de largura foi de 6,17, 15,29 e 8,45 W/m², para as

campanhas de agosto de 2011, dezembro de 2011 e fevereiro de 2012, respectivamente.

A potência do escoamento, que é dada pelo produto da tensão de cisalhamento pela velocidade média do escoamento, apresentou uma variação entre 5,30, 14,74 e 8,36 N/m.s, para os meses de agosto de 2011, dezembro de 2011 e fevereiro de 2012.

As FIG. 23 a 26 ilustram a distribuição granulométrica de material de leito, obtida a partir das coletas realizadas com o amostrador modelo Rock-Island. Nos eixos das abscissas são representados os diâmetros equivalentes e nos eixos das ordenadas estão representadas as porcentagens passantes. A FIG. 23 ilustra a distribuição granulométrica média do material do leito em toda a seção para as três campanhas de campo, com o diâmetro médio (D_{50}) do sedimento de fundo da seção transversal variando de 0,447 mm, em agosto de 2011, a 0,342mm, em fevereiro de 2012 (TAB. 2). Sendo assim, foi possível constatar a ocorrência de sedimentos mais finos durante as maiores vazões. O sedimento encontrado no trecho de estudo é composto basicamente de areia, com uma predominância marcada de areias de tamanho fino e médio (0,125-0,500 mm). Na campanha de agosto de 2011, foi encontrada também uma quantidade considerável de areia grossa (0,500-1,00 mm).

As FIG. 24, 25 e 26 ilustram a distribuição granulométrica para os pontos monitorados nas campanhas de agosto de 2011, dezembro de 2011, e fevereiro de 2012, respectivamente. Em agosto de 2011 foi encontrada uma variação significativa entre os diferentes pontos da seção. Próximo à margem esquerda foram encontrados sedimentos com grande diversidade de tamanhos, desde os mais finos até os mais grossos. Já no ponto central os sedimentos estavam concentrados em uma pequena faixa de tamanho, com diâmetro médio de 0,716 mm, considerado elevado quando comparado com os demais pontos.

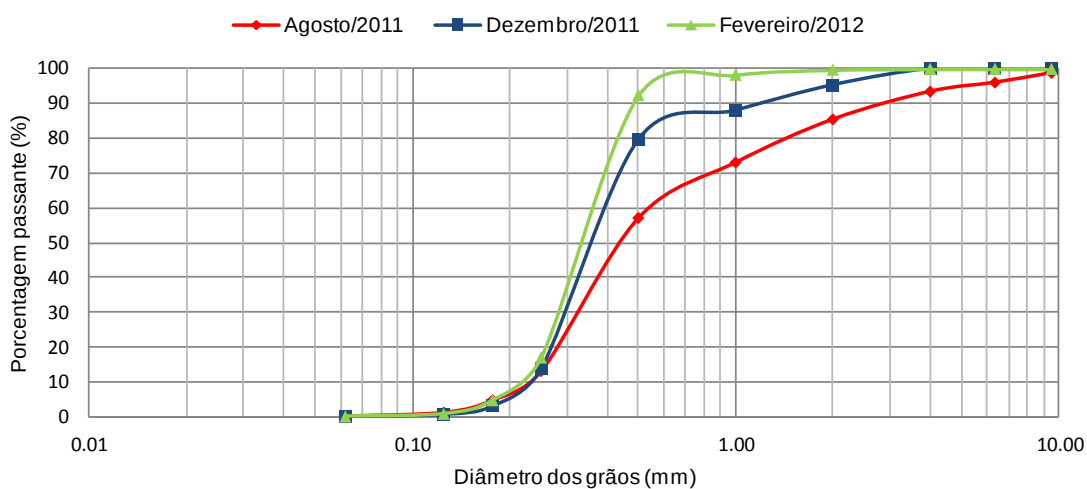


FIGURA 23 – Distribuição granulométrica do material do leito para a seção de estudo no rio Doce.

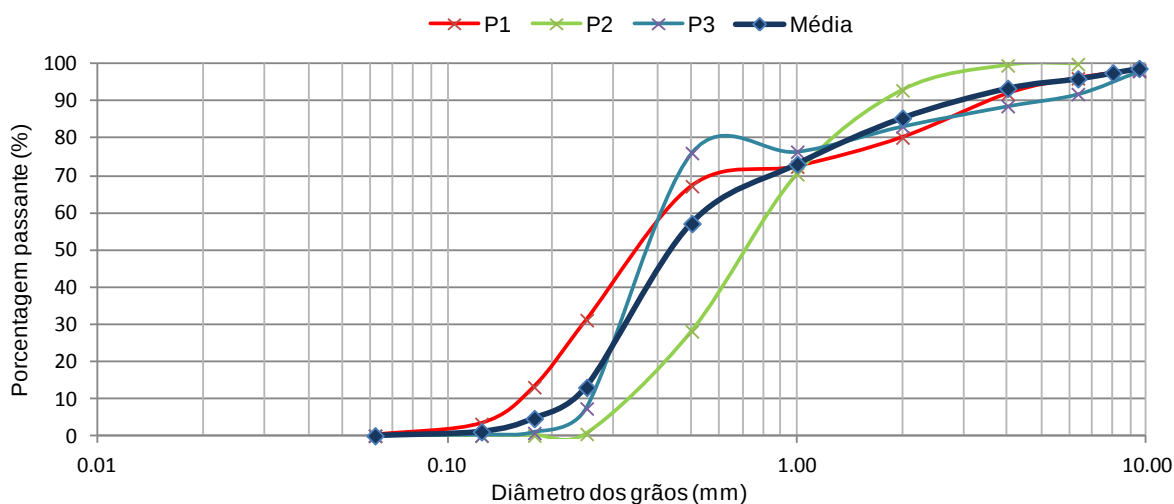


FIGURA 24 - Distribuição granulométrica do material do leito ao longo da seção de estudo no rio Doce, em agosto de 2011.

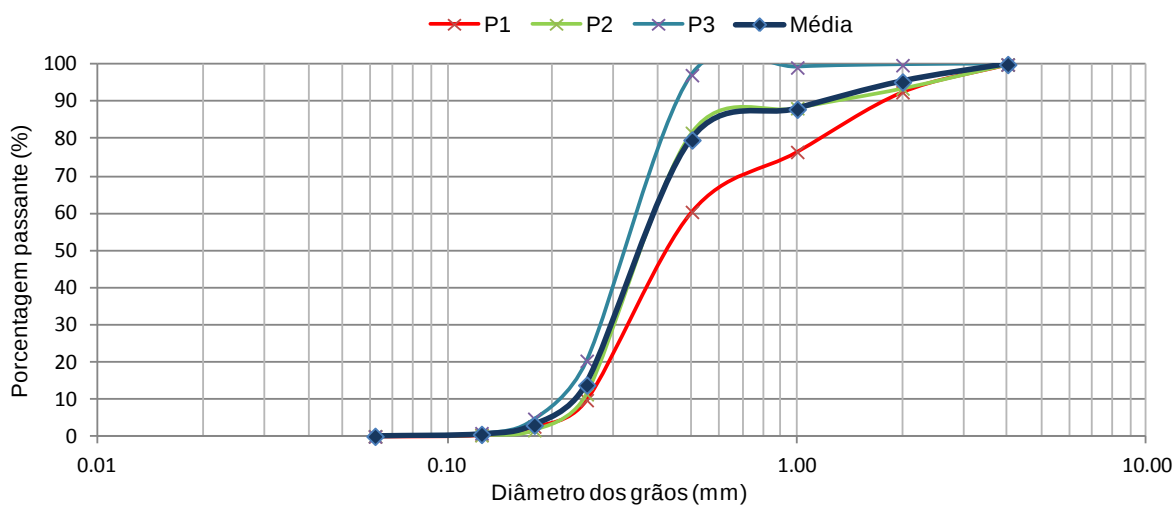


FIGURA 25 - Distribuição granulométrica do material do leito ao longo da seção de estudo no rio Doce, em dezembro de 2011.

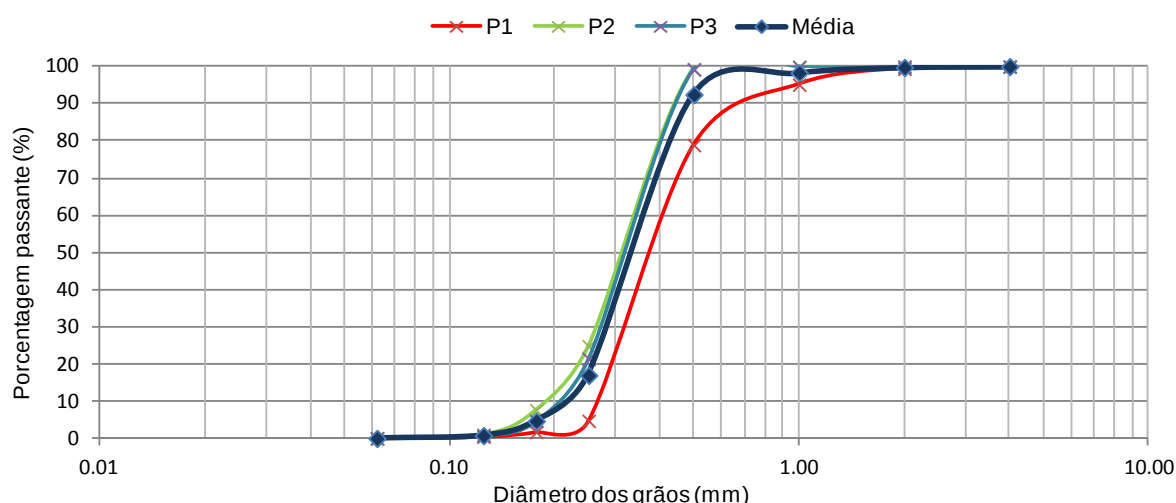


FIGURA 26 - Distribuição granulométrica do material do leito ao longo da seção de estudo no rio Doce, em fevereiro de 2012.

Em dezembro de 2011 a variação no tamanho dos sedimentos entre os pontos da seção foi menor que em agosto de 2011. O ponto próximo à margem direita foi o que apresentou maior divergência, com sedimentos mais finos que o restante da seção. Já em fevereiro de 2012 a variação da distribuição granulométrica entre os pontos da seção foi bem pequena, com sedimentos ligeiramente maiores próximo à margem esquerda.

Ao contrário do que foi encontrado na campanha de agosto de 2011, na qual o ponto próximo à margem esquerda foi o que apresentou o menor diâmetro médio, nas campanhas de dezembro de 2011 e fevereiro de 2012, o ponto próximo à margem esquerda teve os maiores diâmetros médio. A TAB. 2 apresenta os diâmetros representativos (D_{35} , D_{50} e D_{90}) para cada ponto monitorado e para toda a seção nas três campanhas de campo.

TABELA 2 – Valores dos diâmetros representativos da distribuição granulométrica dos pontos monitorados e de toda a seção.

Diâmetros representativos dos pontos de monitoramento e da seção				
Período	Ponto	D35 (mm)	D50 (mm)	D90 (mm)
Agosto/2011	P1	0,2716	0,3589	3,539
	P2	0,5636	0,7161	1,815
	P3	0,3277	0,3806	4,842
	Seção	0,3523	0,4467	2,961
Dezembro/2011	P1	0,3544	0,4300	1,788
	P2	0,3140	0,3652	1,226
	P3	0,2851	0,3262	0,4709
	Seção	0,3126	0,3643	1,208
Fevereiro/2012	P1	0,3307	0,3802	0,8100
	P2	0,2751	0,3166	0,4592
	P3	0,2825	0,3232	0,4602
	Seção	0,2958	0,3424	0,4870

* Os pontos de monitoramento estão uniformemente distribuídos na seção iniciando sempre pela margem esquerda do rio.

A TAB. 3 resume os principais dados hidráulicos e geométricos da seção transversal que foram medidos em campo nas campanhas realizadas, e utilizados para o cálculo da descarga de sedimentos de fundo. Nesta tabela é possível observar as seguintes faixas de variação entre as campanhas: área da seção transversal (509,87 a 2591,53 m²), perímetro molhado (378,94 a 432,34 m), raio hidráulico (1,35 a 5,99 m), declividade da linha d'água (0,000695 a 0,000257 m/m), largura da seção transversal (335,50 a 420,00 m).

TABELA 3 – Dados geométricos e hidráulicos da seção transversal medidos em campo nas campanhas realizadas

Dados de entrada para cálculo da descarga de sedimentos de fundo			
Parâmetro	Agosto/2011	Dezembro/2011	Fevereiro/2012
Largura da superfície do rio - B (m)	335,5	420,0	400,0
Perímetro molhado - P (m)	378,94	432,34	407,82
Raio Hidráulico - Rh (m)	1,35	5,99	3,84
Profundidade hidráulica - h (m)	1,52	6,17	3,91
Área molhada - Am (m ²)	509,87	2591,53	1564,90
Velocidade média da superfície - U (m/s)	0,57	0,96	0,76
Vazão - Q (m ³ /s)	297,92	2494,53	1180,00

Declividade da linha d'água - S (m/m)	0,000695	0,000257	0,000286
Temperatura - T° (°C)	24,4	25,0	29,2
Viscosidade cinemática - ν (m ² /s)	0,00000094	0,00000093	0,00000084
Coeficiente de Manning - η	0,055	0,055	0,055
D35 (mm)	0,354	0,312	0,294
D50 (mm)	0,447	0,364	0,342
D90 (mm)	2,982	1,239	0,489
Peso específico sedimento - γ_s (kgf/m ³)	2650	2650	2650
Peso específico da água - γ (kgf/m ³)	1000	1000	1000
Número de Reynolds (Re)	811604	6155320	3476311
Número de Froude (F)	0,15	0,12	0,12
Energia total - Ω (W/m)	2071,3	6421,0	3378,4
Energia específica - ω (W/m ²)	6,17	15,29	8,45
Tensão de cisalhamento - τ_o (N/m ²)	9,35	15,43	10,99
Velocidade crítica - U_* (m/s)	0,10	0,12	0,10
Potência - Pot (N/m.s)	5,30	14,74	8,36

Para os dados coletados no período seco, na campanha de agosto de 2011, foram aplicados apenas os métodos de cálculo da descarga de sedimentos de fundo através da aplicação de fórmulas e da velocidade de fundo medida com o ADCP. Já para os dados coletados no período chuvoso, nas campanhas de dezembro de 2011 e fevereiro de 2012 foram aplicados todos os métodos propostos no trabalho.

5.1 AMOSTRADOR DE FUNDO

As coletas com o amostrador de fundo foram realizadas nos dias 16/12/11 e 12/02/12, com durações que variaram de 19min52s até 22min41s. Nestes dias a vazão média foi de 1068,78 m³/s e 820,6 m³/s, respectivamente.

Após os testes, tempos de amostragem mais longos foram privilegiados em detrimento de tempos muito curtos com o objetivo de evitar que a taxa de transporte fosse subestimada, e de tentar eliminar as flutuações da taxa de curto prazo, e produzir taxas que variam com a taxa média de acordo com a distribuição normal, seguindo as orientações de uso do amostrador US BL-84 (FISP, 2012).

O tempo de amostragem definido, de aproximadamente 20 minutos, se mostrou apropriado para medição da descarga de fundo no trecho de estudo, possibilitando a

coleta de uma quantidade adequada de sedimento de fundo para um funcionamento eficiente do amostrador.

Os pesos secos das amostras medidos em laboratório foram aplicados nas equações (2) e (3) conforme descrito na seção 4.4. Para o dia 16/12/11 foi encontrada uma descarga de sedimentos de fundo de 112,63 ton/dia, enquanto para o dia 12/02/12 foi encontrada uma descarga de sedimentos de fundo de 153,85 ton/dia (TAB. 4).

As taxas de transporte de sedimentos de fundo medidas com o amostrador foram muito próximas nos diferentes dias, e não se mostraram coerentes com as condições hidráulicas, tendo em vista que se espera que durante as maiores vazões e velocidades da água haja um maior deslocamento de sedimentos de fundo. Entretanto, devido à alta variabilidade temporal e espacial do transporte de sedimento de fundo, somada à pequena quantidade de amostras coletadas, não é possível estabelecer essas relações com precisão. Considerando ainda que a variação entre as vazões médias para os dias analisados, e entre os resultados não é muito ampla, e os possíveis erros de amostragem, a falta de uma relação mais apropriada entre a taxa de transporte de sedimentos e a vazão líquida do rio é aceitável.

TABELA 4 – Descarga de sedimentos de fundo medida com o amostrador Helley Smith nos pontos amostrados e em toda a seção.

Descarga de sedimentos de fundo medida com o amostrador Helley Smith (Ton/dia)					
Período	P50	P150	P250	P350	Seção
Dezembro/2011	2,49	37,08	70,25	2,80	112,63
Fevereiro/2012	11,48	91,22	50,51	0,63	153,85

* Os números dos pontos indicam a distância do local de medição até a margem esquerda do rio na seção de estudo.

Apesar desta incoerência, foi possível observar que as maiores descargas de sedimentos de fundo foram registradas nos pontos centrais da seção, enquanto nos pontos laterais foram registradas descarga de sedimentos de fundo menores. Considerando que, em geral, as maiores velocidades da água encontram-se no meio do rio, e tendem a reduzir próximo às margens, esse comportamento do transporte de sedimento acompanha a velocidade da água. Essa relação foi observada nos dois dias de medição, entretanto, no dia 16/12/11, essa diferença foi mais

exacerbada, como pode ser observado na TAB. 4, e foi encontrada uma descarga de sedimentos de fundo pontual média de 2,65 ton/dia e 53,66 ton/dia, próximo às margens e na região central, respectivamente.

A maior dificuldade encontrada na aplicação deste método foi manter a embarcação ancorada durante o tempo necessário para a amostragem. Apesar das inúmeras tentativas, em alguns pontos o barco foi ligeiramente arrastado devido à alta velocidade da água, e possivelmente o amostrador também se movimentou sobre o leito, interferindo nos dados coletados. Este arraste pode provocar grandes erros na medição da descarga de sedimentos de leito, tendo em vista que a perturbação do leito, uma das principais fontes de erro na medição com amostradores, é ainda maior nesse caso. Para futuras medições, o ideal seria o uso de embarcações mais estáveis e com sistema de ancoragem mais robusto, ou ainda, quando a seção permitir, o uso de pontes e/ou outras estruturas que permitam a coleta de dados sem a necessidade da embarcação.

Além disso, devido à alta turbidez não foi possível verificar a posição do amostrador no leito em relação às formas de fundo, o que impossibilitou inferir se a descarga de sedimentos de fundo medida sofreu um desvio considerável do valor médio, tendo em vista que essa variação depende da localização do amostrador em relação à crista da forma de fundo (EMMET, 1980). Essa visualização seria importante para evitar que o amostrador fosse posicionado muito próximo à crista, ou muito próximo à cava, fugindo assim das variações mais extremas. Entretanto, para Emmet (1980) a única forma de reduzir o erro relacionado a esse efeito seria realizar várias medições ao longo dos comprimentos das formas de fundo, já que segundo o autor a variabilidade da taxa de transporte dos sedimentos de fundo ao longo de uma forma de leito é tão grande que a taxa de transporte só pode ser determinada com precisão tendo um grande número de amostras.

Outra dificuldade encontrada devido à alta turbidez da água foi verificar a orientação do amostrador de sedimentos em relação à direção da velocidade da água após o mesmo alcançar o leito. Apesar de o amostrador Helley Smith possuir um formato hidrodinâmico que permite que o mesmo permaneça sempre com a abertura orientada na direção da velocidade da água, o toque da parte traseira do amostrador no leito antes do restante do equipamento, ou ainda, o choque com alguma pedra

pode deslocar o direcionamento do mesmo. Segundo Gaudet *et al.* (1994), se a orientação do amostrador de sedimentos em relação ao campo de velocidades difere em 10 graus podem ocorrer desvios de até 50% na medição do transporte de sedimentos do leito.

Em alguns pontos amostrados, principalmente na medição realizada em dezembro de 2011, a quantidade de sedimentos com diâmetro menor que 0,25 mm coletados foi razoavelmente grande (maior que 20%), sugerindo que parte do sedimento coletado estava se deslocando em suspensão (GRAF, 1983). Considerando o tamanho da abertura da malha do saco de coleta, a grande quantidade de sedimentos menores que a abertura pode inviabilizar resultados satisfatórios de descarga de sedimentos de fundo com esse amostrador, e segundo Emmet (1981), este equipamento não deveria ser utilizado nessas situações.

Sabe-se que a taxa de transporte de sedimentos de fundo em um determinado ponto geralmente apresenta flutuações naturais, com uma grande variação no tempo, mesmo durante condições de fluxo estável. Esta ampla variação, somada as dificuldades de medição, e aos erros inerentes ao método, citados na seção 3.2.1, não permite que as medições realizadas no rio Doce para este trabalho sejam consideradas precisas. Situação parecida já foi constatada em uma série de trabalhos que mediram o transporte de sedimentos de fundo utilizando amostradores (FIENBERG *et al.*, 2010; GAWEESH; VAN RIJN, 1994; IMAIZUMI *et al.*, 2009; RECKING *et al.*, 2012; SINGH *et al.*, 2009). Para que as medições realizadas com este amostrador pudessem ser consideradas concisas, seria necessário um maior número de amostragens temporais e espaciais, que foram inviabilizadas neste trabalho devido às dificuldades para operacionalizar mais medições com o equipamento.

5.2 FÓRMULAS

Para a aplicação das equações para cálculo da descarga de sedimentos de fundo foram utilizados os dados coletados nos dias 10/08/11, 02/12/11 e 10/02/12, englobando todas as campanhas de campo realizadas. Os dados de entrada utilizados nas diferentes fórmulas foram os mesmos apresentados na TAB. 3.

Após o cálculo da descarga de sedimentos de fundo a partir da aplicação das equações propostas por Einstein & Brown (1950), Engelund & Hansen (1967), Yang (1973), Ackers & White (1973), e Van Rijn (1984), foi encontrada uma grande variação entre os valores obtidos como resultado, alcançando várias ordens de magnitude, como pode ser verificado na TAB. 5.

Para todas as equações utilizadas foi encontrada uma boa coerência com os valores de vazão líquida e velocidade média da água, sendo que os menores resultados foram observados para campanha de agosto de 2011, e as maiores descargas de sedimento de fundo foram observadas em dezembro de 2011.

As descargas de sedimentos de fundo, no trecho estudado, obtidas pelas equações apresentadas na seção 4.5 variaram de 393,8 ton/dia para a campanha de agosto de 2011 com a aplicação da fórmula de Engelund & Hansen (1967), até 32803,6 ton/dia para a campanha de dezembro de 2011 com a aplicação da fórmula de Yang (1973).

Levando em consideração as características do trecho encontradas durante as campanhas de campo e os resultados dos demais métodos, pode-se considerar que, dentre as equações aplicadas, as equações de Engelund & Hansen (1967) e Van Rijn (1984) foram as que apresentaram as estimativas mais razoáveis para a descarga de sedimentos de fundo. As demais fórmulas aparentemente superestimaram a descarga de sedimentos de fundo, sendo a equação de Yang (1973) a responsável pelas maiores estimativas.

TABELA 5 – Descargas de sedimentos de fundo obtidas com a aplicação das equações selecionadas para o trecho estudado do rio Doce.

Descarga de sedimentos de fundo com aplicação de equações (ton/dia)			
Métodos	Agosto/2011	Dezembro/2011	Fevereiro/2012
Einstein & Brown (1950)	3960,81	9880,98	5649,25
Engelund & Hansen (1967)	393,78	778,13	471,53
Yang (1973)	5397,68	32803,57	13005,52
Ackers & White (1973)	2258,30	20782,34	8288,00
Van Rijn (1984)	729,76	3788,14	967,23

A equação de Engelund & Hansen (1967) já foi exaustivamente avaliada por vários autores, e muitos deles encontraram resultado semelhante ao desta pesquisa, na

qual esta fórmula apresentou boas estimativas da descarga de fundo (ALARCÓN *et al.*, 2003; AMSLER; PRENDES, 2000; BATALLA, 1997; HUMMEL; DUAN, 2011; MESELHE *et al.*, 2010; PAIVA, 1995). Entretanto, sabe-se que uma fórmula que fornece descarga de sedimentos de fundo adequada pra um rio, pode fornecer estimativas ruins para outros rios (NAKATO, 1990), sendo assim, não é possível indicar a equação de Engelund.& Hansen (1967) para uso irrestrito em outros casos, e até mesmo em outros trechos do Rio Doce. Todavia, o fato da fórmula se adaptar bem a uma série de rios diferentes, a torna uma boa opção a ser testada, desde que as características do local sejam comparáveis às condições para as quais a equação foi desenvolvida.

A equação de Einstein & Brown (1950), dentre as fórmulas utilizadas, é a que utiliza uma abordagem mais diferente, apoiada na teoria da probabilidade, e, apesar do trecho de estudo se enquadrar dentro da faixa de condições para a qual a fórmula foi desenvolvida, esta equação superestimou a descarga de sedimentos de fundo, com valores bem superiores a outros métodos deste trabalho.

A equação de Yang (1973), que apresentou as maiores estimativas da descarga de sedimentos de fundo para o trecho estudado, é constituída por uma série de constantes e coeficientes. Sendo assim, é possível que esses valores, obtidos em laboratório, não tenham apresentado uma boa correlação com as condições hidráulicas do rio Doce, inviabilizando a aplicação desta equação para o trecho estudado.

Em seu estudo, Paiva (1995) encontrou resultados mais razoáveis ao aplicar a equação de Yang (1973) fracionada em classes granulométricas no rio Atibaia, entretanto o autor afirmou que ainda assim as estimativas de descarga de sedimentos de fundo previstas pelo método não foram boas.

Outra equação que superestimou a descarga de sedimentos de fundo foi a de Ackers & White (1967), que apesar de se adequar às limitações impostas para o diâmetro, as características do trecho estudado divergem fortemente daquelas produzidas em laboratório para o desenvolvimento do método. Sendo assim, embora essas características não tenham sido sugeridas pelos autores como limitações para

a aplicação desta equação, a mesma não foi capaz de se adaptar às condições do local estudado.

As equações de Yang (1973) e de Ackers & White (1973) foram relatadas em muitos estudos como estando entre as equações que fornecem melhores resultados (MESELHE *et al.*, 2010), entretanto não apresentaram resultados satisfatórios para o trecho estudado do rio Doce. Essa verificação corrobora com o fato de as equações para estimativa da descarga de fundo podem apresentar comportamentos divergentes em diferentes rios, mesmo que suas características não sejam tão diversas (NAKATO, 1990).

Em um estudo sobre a aplicação de equações de descarga de sedimentos, que incluiu dados de uma série de rios, entre eles o rio Amazonas, o rio Orinoco, e o rio Mississippi e alguns de seus afluentes, Molinas e Wu (2001), concluíram que as fórmulas de Ackers & White (1973) e Yang (1973), desenvolvidas em calhas de laboratório, não se adaptam muito bem em rios de grande e médio porte.

Estas discrepâncias entre as descargas de sedimentos de fundo estimadas por diferentes equações, para as mesmas características hidráulicas e de material do leito, já foram relatadas na literatura por diversos autores (ALMEDEIJ; DIPLAS, 2003; BARRY *et al.*, 2004; BATHURST, 2007; CARVALHO, 2008; MARTINS, 2004; NAKATO, 1990; RECKING *et al.*, 2012; RICKENMANN, 2001; STRASSER, 2002; TUROWSKI, 2010). Em geral, essas diferenças estão relacionadas às diferentes abordagens, e grandezas predominantes utilizadas em cada fórmula (CARVALHO, 2008).

Para o trecho de estudo, a abordagem baseada na potência de corrente parece não ser muito apropriada, tendo em vista que as duas fórmulas aplicadas na pesquisa que utilizavam este enfoque, Ackers & White (1973) e Yang (1973), foram também as que apresentaram as estimativas mais elevadas de descarga de fundo, com valores muito divergentes dos demais métodos.

Já as abordagens baseadas nas forças diretamente relacionadas ao movimento dos sedimentos, como a Engelund & Hansen (1967) e a de Van Rijn (1984), baseadas na força de cisalhamento e na força gravitacional, respectivamente, foram as que apresentaram as estimativas mais razoáveis da descarga de fundo.

Com relação aos parâmetros utilizados, a declividade da linha d'água, por exemplo, é ignorada na equação de Van Rijn (1984), entretanto interfere fortemente nos resultados fornecidos principalmente pelas equações de Ackers & White (1973) e Einstein & Brown (1950). A velocidade média da água por sua vez, não participa da equação proposta por Einstein & Brown (1950), mas é um dos parâmetros mais importantes das equações de Van Rijn (1984), Ackers & White (1973), Yang (1973) e Engelund & Hansen (1967). Outro exemplo é o raio hidráulico, que não interfere na equação de Engelund & Hansen (1967), mas é um parâmetro importante para as equações de Van Rijn (1984) e Einstein & Brown (1950). A única equação que ignora a viscosidade cinemática do fluido é a de Engelund & Hansen (1967), entretanto, a sua participação na fórmula de Van Rijn (1984) também é mínima. O diâmetro das partículas é importante em todas as equações utilizadas, mas a fórmula de Einstein & Brown (1950) foi a que se mostrou mais sensível às alterações deste parâmetro. Com essas grandes diferenças entre as equações, é difícil apontar os parâmetros mais importantes e influentes na determinação da descarga de fundo para o trecho estudado.

Outro ponto vulnerável a resultados falseados está na definição dos parâmetros envolvidos nas equações. A dificuldade para navegação e coleta de dados em cursos d'água do porte do rio Doce agrega pequenos erros às características hidráulicas medidas, que quando somados em uma mesma equação podem gerar diferenças significativas. Além disso, parâmetros como a declividade da linha d'água são de difícil determinação em campo, e foram adotados a partir de fórmulas e coeficientes obtidos em tabelas, que claramente não são precisos. A declividade d'água é uma das variáveis que mais interferem no resultado final das equações, e diferenças mínimas na definição do coeficiente de Manning resultam em uma grande variação na descarga de sedimentos de fundo, que para as condições do trecho de estudo foi da ordem de quase uma centena de tonelada por dia.

Além disso, no trecho estudado, a partir dos dados coletados, fica evidente que as propriedades do fluido e dos sedimentos não são estáveis e uniformes. Entretanto este é um dos principais pressupostos de todas as formulações para o cálculo de descarga de fundo, o que pode contribuir significativamente para o aumento do erro inerente à aplicação das equações.

Deve-se considerar também a dificuldade das fórmulas em se adaptar às condições naturais complexas e variáveis do transporte de sedimentos em cursos d'água, já que a maior parte delas foi desenvolvida em laboratório, como mais uma possível fonte de erro aos resultados.

Se forem consideradas todas as dificuldades no desenvolvimento e aplicação dessas equações, percebe-se facilmente que as diversas equações citadas na literatura para estimar a descarga de sedimentos transportada em rios naturais, podem fornecer resultados totalmente irreais. Portanto, as afirmações e decisões tomadas a partir de resultados obtidos com essas equações devem se feitos com cautela, já que os mesmos dificilmente podem ser considerados confiáveis.

5.3 MOVIMENTO DAS FORMAS DE FUNDO

Para as campanhas de campo de dezembro de 2011 e fevereiro de 2012, foram elaborados mapas batimétricos para cada levantamento de dados realizados. O mapa de isolinhas foi gerado utilizando o programa *Surfer 7.0*, a partir da aplicação do método Kriging para interpolação dos dados de profundidade, com grade de espaçamento de 2,5 m e interpolação de toda a massa de dados para criação das isolinhas batimétricas. A partir dos mapas foi possível verificar visualmente o deslocamento de sedimentos de fundo no trecho analisado entre os dois levantamentos de cada campanha de campo. Os mapas batimétricos obtidos estão representados nas FIG. 27 (A e B) e 28 (A e B)

Em cada mapa batimétrico foram feitos cortes longitudinais, independentes das linhas utilizadas na navegação, para melhor visualização das formas de fundo. Com os dados de posição e profundidade dos cortes foram elaborados gráficos dos perfis longitudinais para a identificação das formas de fundo e o acompanhamento do seu deslocamento. A escolha dos locais dos cortes foi feita com base nas sequências das formas de fundo encontradas. Os cortes estão demonstrados nas imagens dos mapas batimétricos.

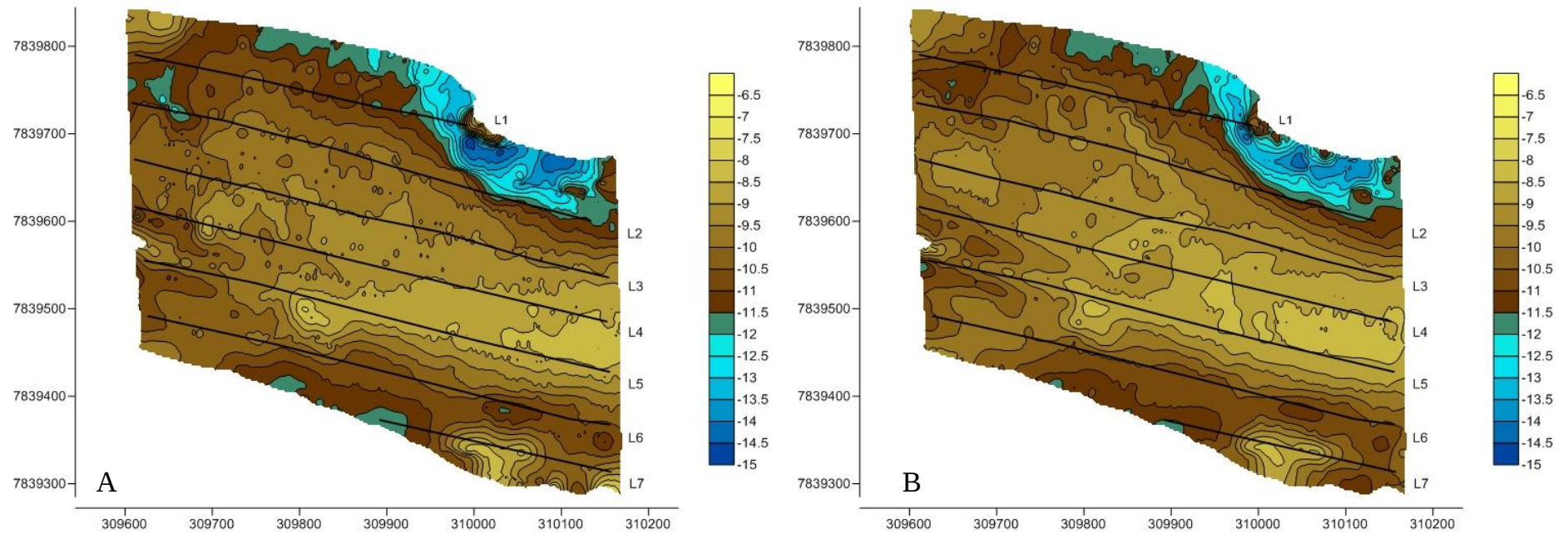


FIGURA 27 – Mapas batimétricos do trecho de estudo no rio Doce em dezembro de 2011. A) Mapa batimétrico referente aos dados coletados em 03/12/2011. B) Mapa batimétrico referente aos dados coletados em 16/12/2011.

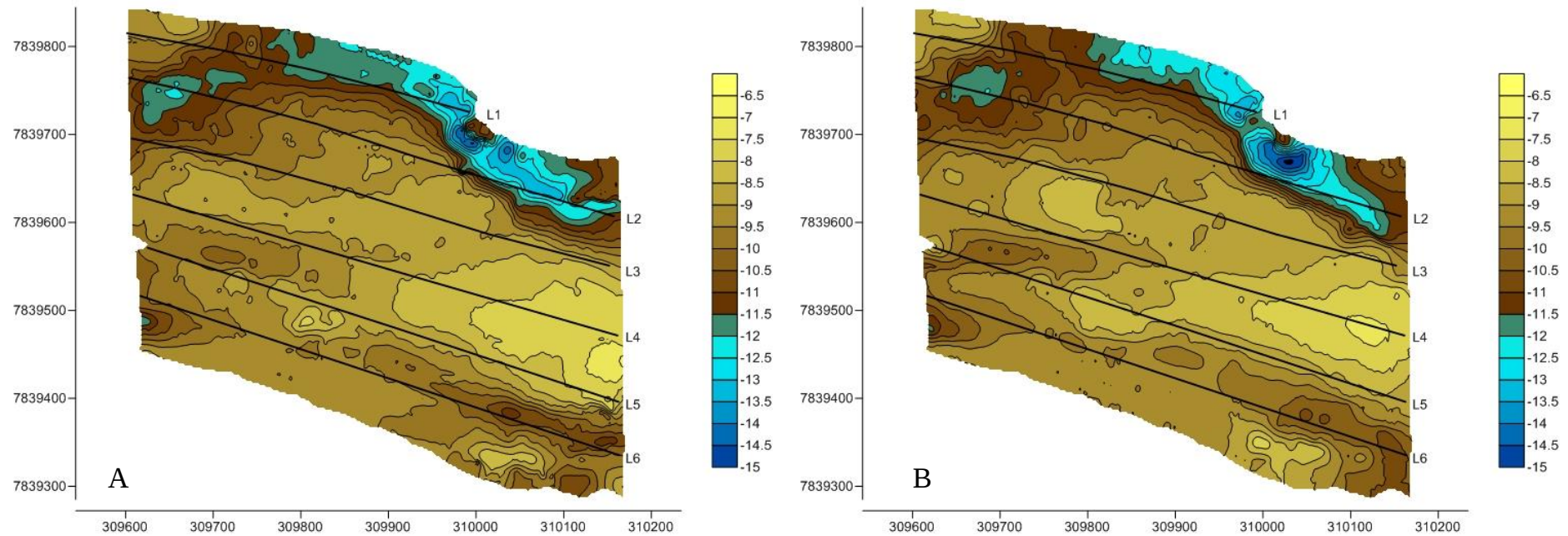


FIGURA 28 – Mapas batimétricos do trecho de estudo no rio Doce em fevereiro de 2012. A) Mapa batimétrico referente aos dados coletados em 11/02/2012. B) Mapa batimétrico referente aos dados coletados em 24/02/2012. .

A partir da visualização dos mapas batimétricos é possível verificar que o leito do trecho estudado não apresenta uniformidade quanto às profundidades, mas que mantém seu padrão ao longo do tempo. É possível observar ainda que a região central do trecho estudado apresenta as menores profundidades. Nessa região, no período seco forma-se um grande banco de areia, com a presença de alguns pedregulhos. Além disso, é possível verificar que as maiores profundidades encontram-se próximo a margem esquerda do rio na porção jusante do trecho. Nessa região existe a presença de um afloramento rochoso na margem que desvia o fluxo de água para direita com grandes velocidades. Outra região que apresenta maior profundidade, em dezembro de 2011, é aquela próxima à margem direita do rio, na qual é possível observar logo a jusante uma região de menor profundidade.

Nesse trecho existe a presença de um afloramento rochoso, que permanece submerso durante as maiores vazões, que também provoca o desvio do fluxo de água, gerando uma região mais profunda a montante do afloramento, e uma região mais rasa a jusante.

Apesar da irregularidade encontrada nas profundidades e no fluxo de água no trecho estudado, é possível visualizar claramente a alteração do leito provocada pelo deslocamento de sedimentos ocorrido entre os levantamentos batimétricos de cada campanha. Entretanto, não é possível identificar um padrão de formas de fundo no trecho.

Como pode ser observado nos mapas batimétricos os perfis utilizados para análise não foram os mesmos nas duas campanhas, devido às diferenças nas sequências de formas do leito encontradas entre as duas campanhas de campo. Além disso, para a campanha de dezembro de 2011 foram traçados sete perfis, enquanto para a campanha de fevereiro de 2012 foram traçados apenas seis perfis. Os gráficos dos perfis longitudinais (FIG. 29 a 41) permitiram a caracterização das formas de fundo, em relação ao seu comprimento e altura em todos os levantamentos de dados realizados.

Para efetuar esta caracterização, foi selecionado o maior número possível de formas de fundo de cada perfil, com características mais representativas. Na campanha de campo realizada em dezembro de 2011, os perfis L1, L2, L5, L6 e L7 foram os que

apresentaram melhor correspondência entre os dois levantamentos, enquanto para a campanha de campo realizada em fevereiro de 2012 os perfis L1, L3, L5 e L6 foram os que apresentaram melhor correspondência entre os dois levantamentos. Os demais perfis não apresentaram um bom padrão geométrico e não foi identificada a mesma sequência de formas de fundo, sendo assim não foi possível fazer a caracterização das formas de fundo, e os referidos perfis foram descartados. Portanto, para cada campanha de campo foram descartados dois perfis. Na campanha de dezembro de 2011 foram descartados os perfis L3 e L4, e na campanha de fevereiro de 2012 foram descartados os perfis L2 e L4.

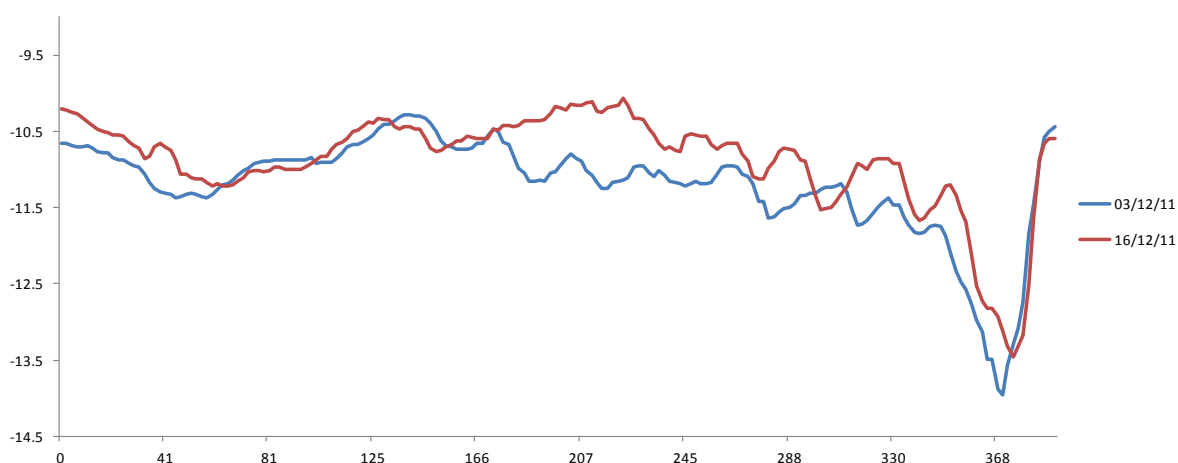


FIGURA 29– Perfil longitudinal L1 referente aos levantamentos batimétricos realizados no mês de dezembro de 2011.

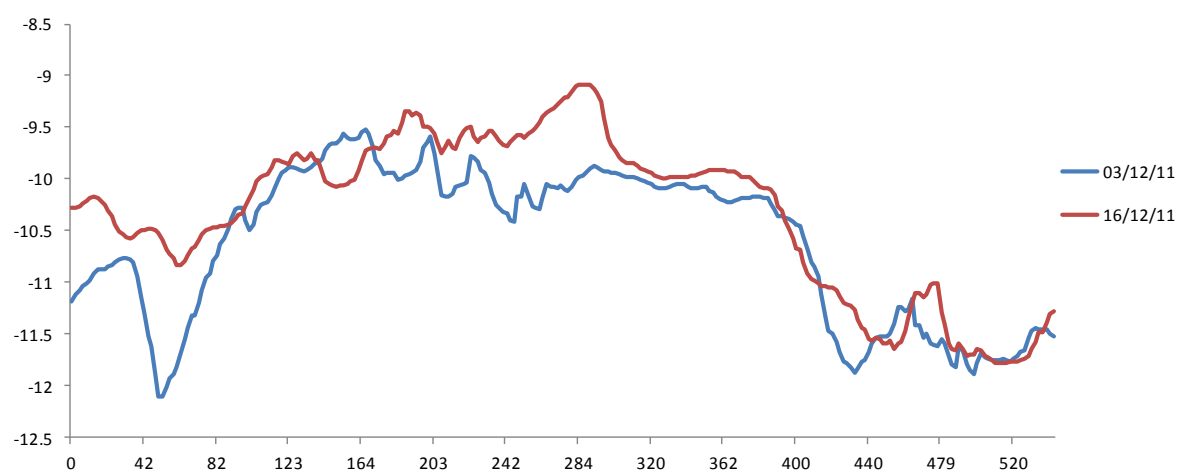


FIGURA 30 – Perfil longitudinal L2 referente aos levantamentos batimétricos realizados no mês de dezembro de 2011.

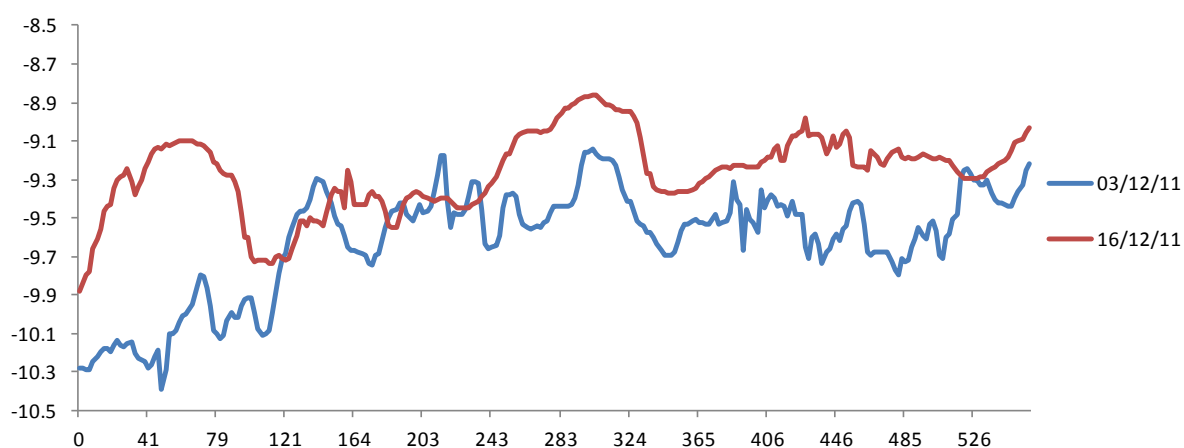


FIGURA 31 – Perfil longitudinal L3 referente aos levantamentos batimétricos realizados no mês de dezembro de 2011.

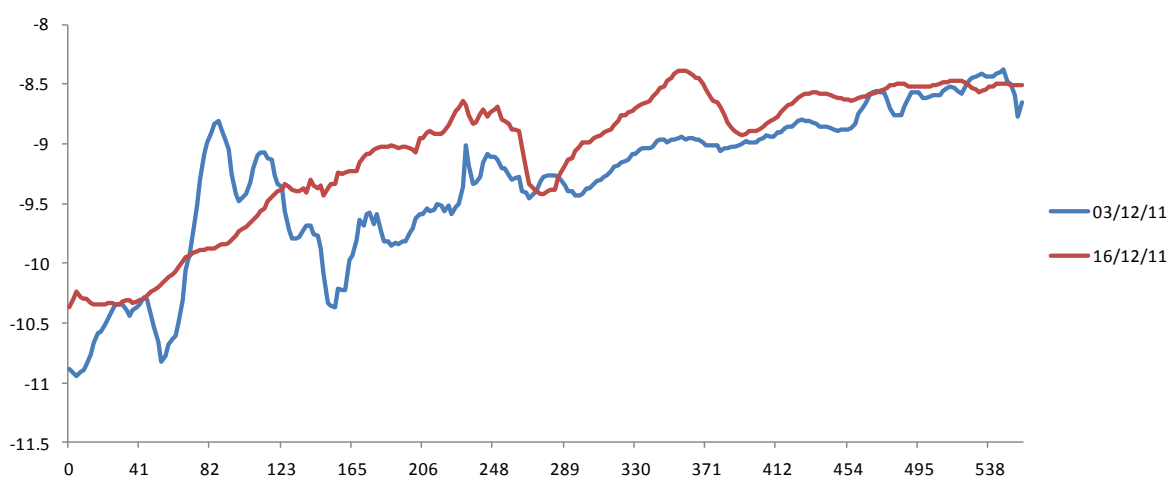


FIGURA 32 – Perfil longitudinal L4 referente aos levantamentos batimétricos realizados no mês de dezembro de 2011.

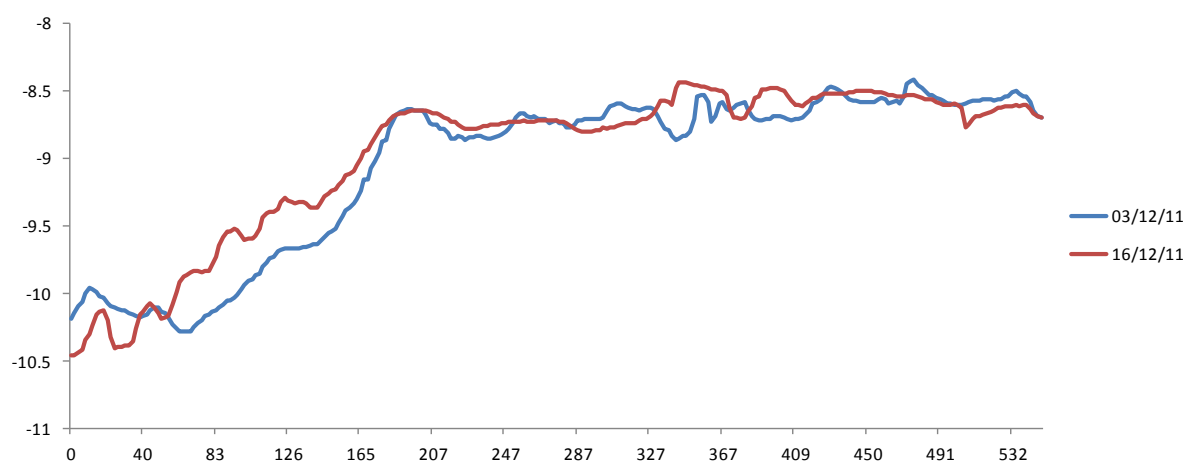


FIGURA 33 – Perfil longitudinal L5 referente aos levantamentos batimétricos realizados no mês de dezembro de 2011.

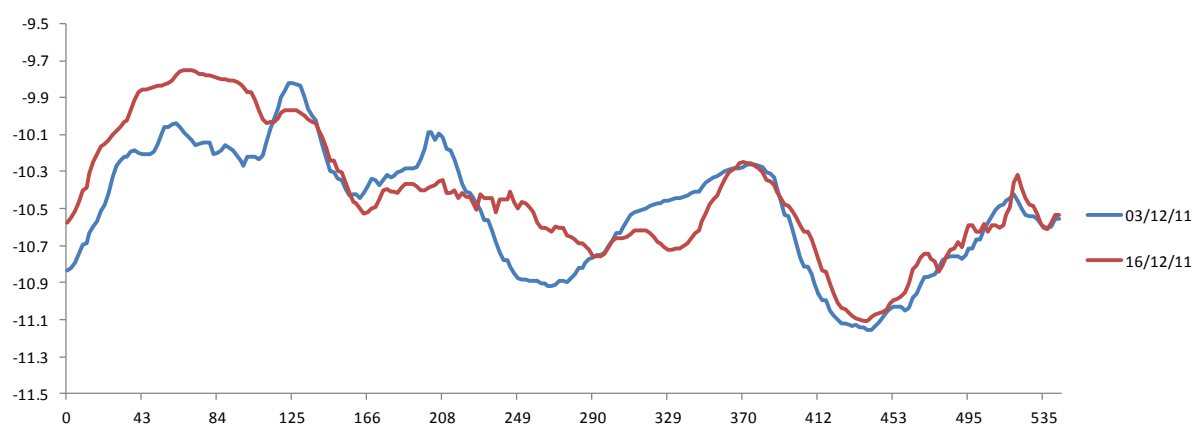


FIGURA 34 – Perfil longitudinal L6 referente aos levantamentos batimétricos realizados no mês de dezembro de 2011.

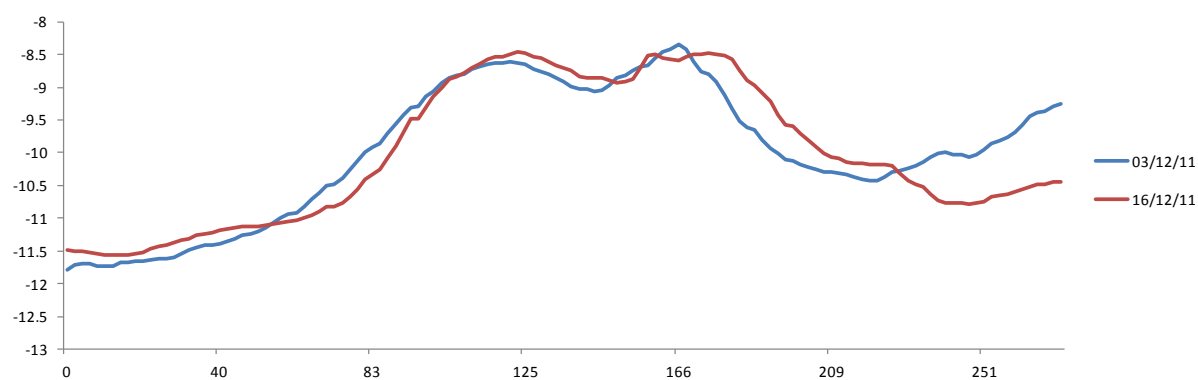


FIGURA 35 – Perfil longitudinal L7 referente aos levantamentos batimétricos realizados no mês de dezembro de 2011.

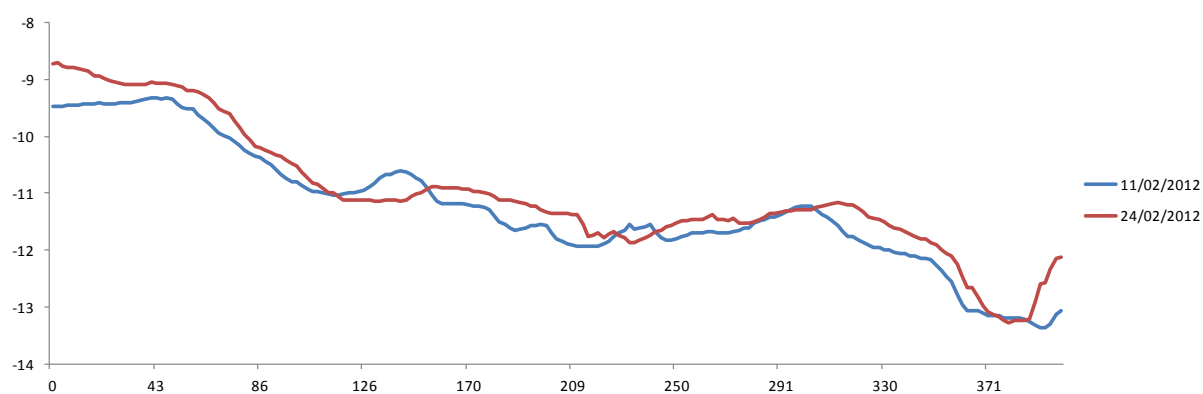


FIGURA 36 – Perfil longitudinal L1 referente aos levantamentos batimétricos realizados no mês de fevereiro de 2012.

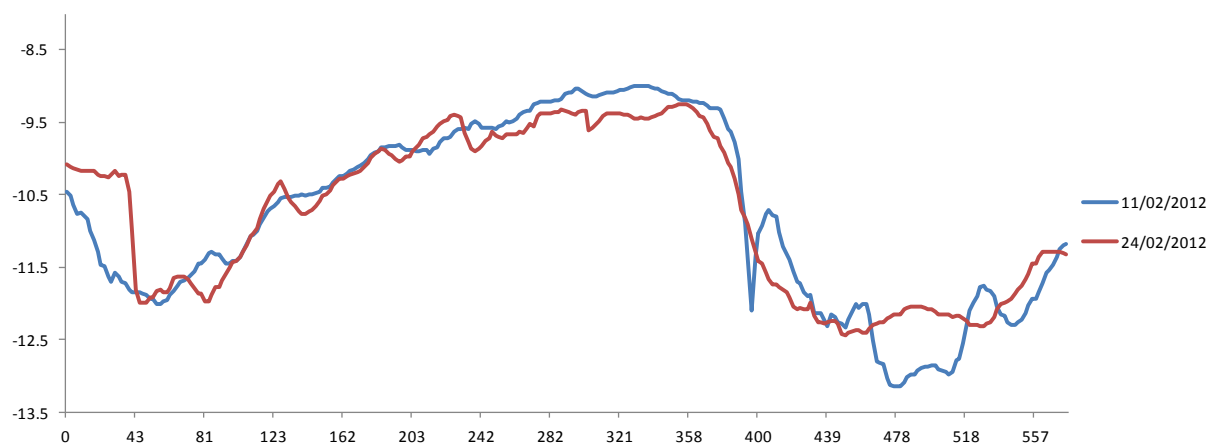


FIGURA 37 – Perfil longitudinal L2 referente aos levantamentos batimétricos realizados no mês de fevereiro de 2012.

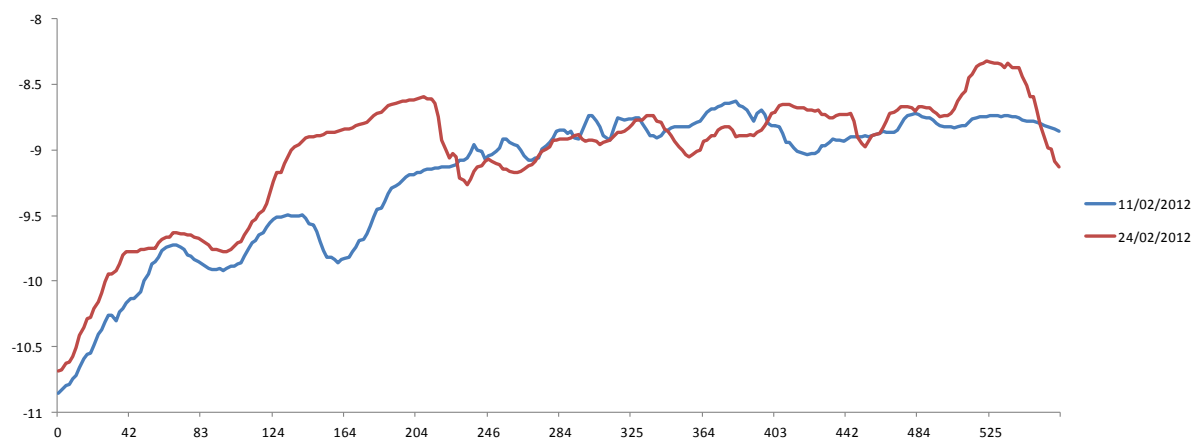


FIGURA 38 – Perfil longitudinal L3 referente aos levantamentos batimétricos realizados no mês de fevereiro de 2012.

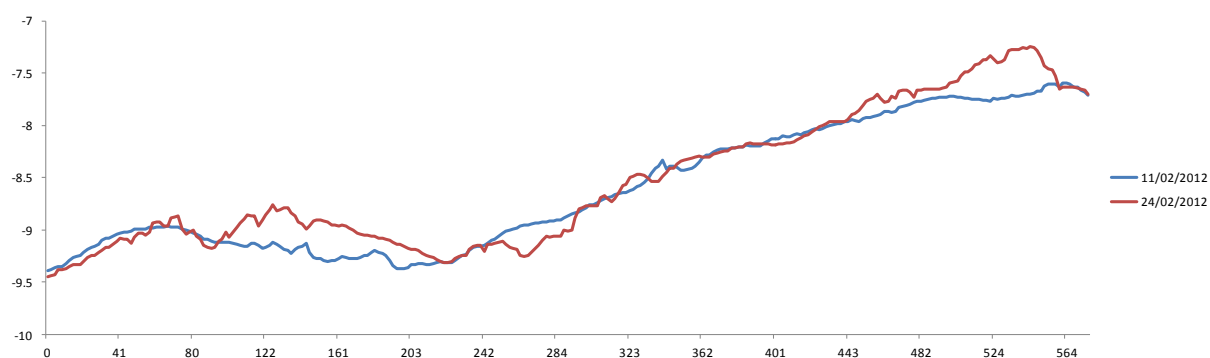


FIGURA 39 – Perfil longitudinal L4 referente aos levantamentos batimétricos realizados no mês de fevereiro de 2012.

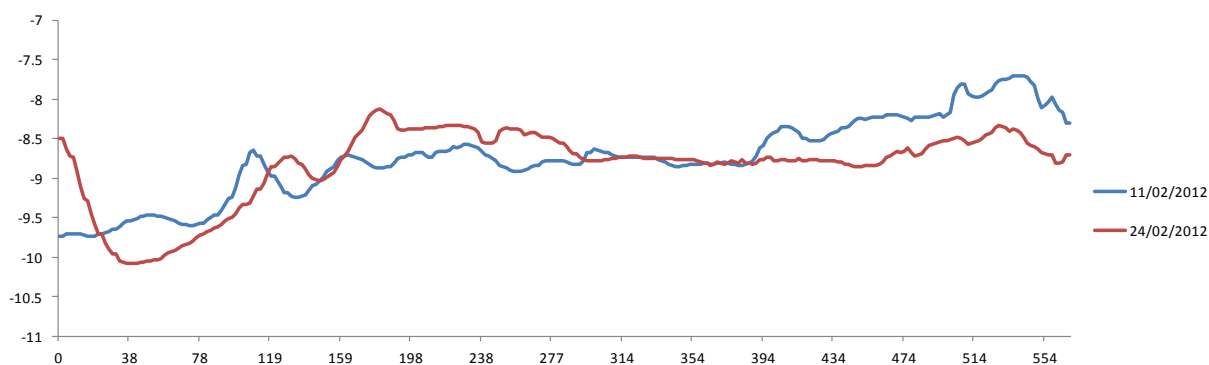


FIGURA 40 – Perfil longitudinal L5 referente aos levantamentos batimétricos realizados no mês de fevereiro de 2012.

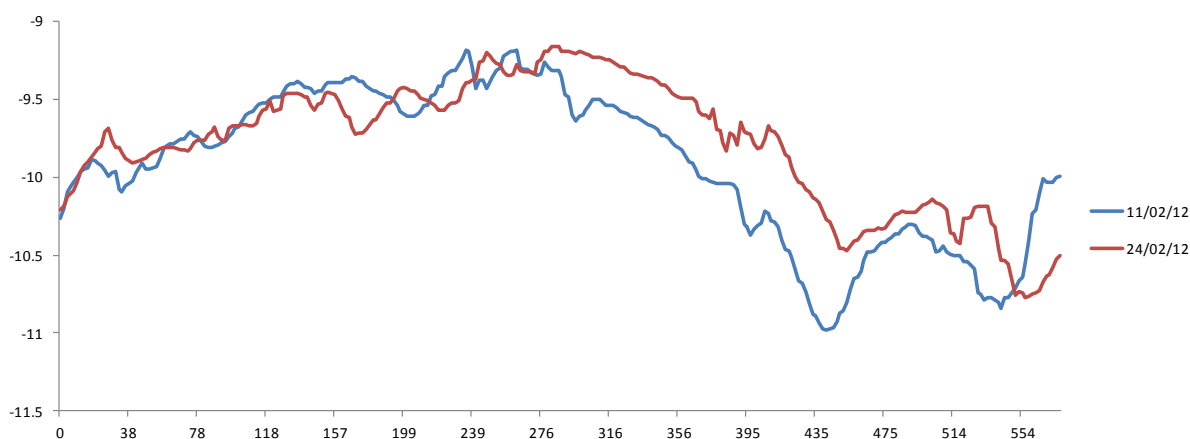


FIGURA 41 – Perfil longitudinal L6 referente aos levantamentos batimétricos realizados no mês de fevereiro de 2012.

A TAB. 6 mostra as características médias das formas de fundo encontradas durante as campanhas de campo. A altura das formas de leito variou de 0,11 metros até 2,23 metros na campanha de dezembro de 2011, e de 0,06 metros até 1,98 metros em fevereiro de 2012. Já o comprimento variou de 28,3 metros a 164,5 metros em dezembro de 2011, e de 17,2 metros a 126,9 metros em fevereiro de 2012.

No trecho estudado do rio Doce, foi encontrada uma grande variedade de tamanho de formas de fundo, desde formas pequenas como as encontradas no rio Sacramento por Dinehart (2002), que variam de 0,2 a 0,4 metros de altura, e de 12 a 17 metros de comprimento, no rio Araguaia por Carvalho (2009), que variam de 0,8 a 1,35m de altura, e aquelas registradas no rio Ivaí por Biazin (2005), que variam de 0,09 a 1,22 metros de altura, e de 3,35 a 48,2 metros de comprimento; até formas de fundo maiores, comparáveis com aquelas encontradas no rio Missouri por Holmes e Garcia (2002), que variam de 1,00 a 2,00 metros de altura, e de 25 a 40 metros de

comprimento, na porção brasileira do rio Paraná por Martins (2004), que variam de 0,60 metros a 2,00 metros de altura, e de 50 metros a 150 metros de comprimento, e na porção argentina do rio Paraná por Kostaschuk *et al.* (2008) e Parsons *et al.* (2005), que variam de 1,20 a 2,50 metros de altura, e de 45 a 85 metros de comprimento. Entretanto, suas dimensões são bem menores quando comparadas às formas de fundo encontradas no rio Amazonas por Strasser (2008) e Strasser (2002), com mais de 7 metros de altura e 400 metros de comprimento, ou quando comparadas àquelas registradas por Serra e Vionnet (2005) em eventos de enchente no rio Paraná, que possuíam altura média entre 5 e 7 metros.

As maiores alturas das formas de fundo no trecho estudado foram encontradas nos perfis próximos às margens, e as menores alturas nos perfis centrais. Além disso, os perfis próximos às margens também foram aqueles nos quais foi encontrada maior heterogeneidade nos tamanhos das formas de fundo, sendo que as menores formas de fundo foram observadas na região montante do perfil e as maiores na porção jusante do perfil. Já nos perfis centrais a altura média das formas de fundo se manteve homogênea ao longo de todo o perfil. Essa tendência acompanhou a profundidade do rio e a velocidade da água no trecho, com as formas de fundo de maior altura sendo observadas nos pontos mais profundos e de maior velocidade.

Apesar de não terem sido realizadas medições de velocidade da água sobre cada forma de fundo, a partir das observações realizadas é possível inferir que os locais de maior fluxo de água coincidem com os locais onde estão presentes as formas de fundo de maior altura, concordando com o que foi observado por Van Den Berg e Van Gelder (1998) e Parsons *et al.* (2005), que constataram um aumento do tamanho da forma de fundo com o aumento da velocidade de cisalhamento e do fluxo de água sobre a crista da forma de fundo.

Com relação ao comprimento, não foi observado um padrão típico que pudesse ser constatado nas duas campanhas. Em dezembro de 2011, os perfis que apresentaram maior comprimento médio foram o L6 e o L7 que estão localizados na margem direita do rio, todavia o perfil L1 também apresentou valor elevado de comprimento médio. Já em fevereiro de 2012, o perfil L1 foi o que apresentou maior comprimento médio, enquanto o perfil L6 foi o que apresentou menor comprimento médio. Todavia, é importante destacar que na campanha de fevereiro de 2012 os

comprimentos médios permaneceram dentro de uma pequena faixa de variação, portanto, a diferença entre os perfis foi não foi elevada.

Levando em consideração as características individuais de cada forma de fundo, foi possível observar uma grande heterogeneidade nos comprimentos ao longo de todo o trecho. Essa constatação não concorda com a afirmação de Van Rijn (1993) de que o comprimento das formas de fundo aumenta com o aumento da profundidade. Além disso, não foi observada uma relação padrão entre a altura e o comprimento, tendo em vista que foram encontradas desde formas de fundo com pequena altura e pequeno comprimento, a formas de fundo de grande altura e pequeno comprimento e vice-versa.

TABELA 6 – Características geométricas das formas de fundo, em metros, encontradas nas campanhas de campo.

Características geométricas das formas de fundo					
Período	Perfil	Altura (h)	Comprimento (λ)	Deslocamento (d)	Relação h/λ
Dez/2011	L1	0,86	47,47	34,15	0,018
	L2	0,82	90,25	43,28	0,009
	L5	0,18	68,31	23,77	0,003
	L6	0,59	109,11	6,97	0,005
	L7	1,31	94,90	5,44	0,014
Fev/2012	L1	1,12	81,79	19,81	0,014
	L3	0,30	72,26	16,62	0,004
	L5	0,30	75,05	30,33	0,004
	L6	0,34	60,78	24,29	0,006

De forma geral, as formas de fundo apresentaram menor altura e menor comprimento durante a campanha de fevereiro de 2012, que apresentou também vazões menores comparadas à dezembro de 2011, todavia esta comparação não pode ser feita de forma efetiva, tendo em vista que os perfis longitudinais utilizados não foram os mesmos nas diferentes campanhas.

Entretanto, foi possível verificar também que as formas de fundo não apresentaram regularidade quanto a sua forma, com uma grande variedade de formatos e diferentes valores para a relação altura-comprimento ao longo do trecho. Essa irregularidade no formato, altura e espaçamento, que atribuem uma configuração tridimensional às formas de fundo, pode ser causada pela falta de uniformidade do

fluxo encontrada no trecho estudado, e pelas altas velocidades encontradas em alguns trechos.

Serra e Vionnet (2005) também encontraram uma alta variabilidade na altura, comprimento e deslocamento das formas de fundo durante eventos de enchentes no rio Paraná. Outros autores que relataram essa instabilidade foram Kostaschuk *et al.* (2008), e Parsons *et al.* (2005), também no rio Paraná. Esses últimos afirmaram que a tridimensionalidade das formas de fundo pode induzir uma grande variação na altura de uma forma de fundo, assim como grandes variações entre as alturas das diferentes formas de fundo de um rio. Entretanto, apesar da instabilidade encontrada por esses autores, as formas de fundo por eles medidas estavam bem definidas dentro do tipo dunas, e possuíam ainda pequenas ondulações superpostas às mesmas.

De acordo com as definições de Kennedy (1969) e Van Rijn (1993), as formas de fundo encontradas no trecho de estudo do rio Doce são compostas por dunas, ondulações e até alguns trechos de leito plano. Essa configuração encontrada é o que os autores chamam de regime de transição, no qual a configuração do leito não consiste em formas de fundo bem definidas de qualquer tipo, e as dunas apresentam comprimentos maiores do que o máximo previsto (ENGELUND; FREDSE, 1982), como foi verificado no trecho estudado.

5.3.1 Velocidade de deslocamento das formas de fundo

O cálculo da velocidade de deslocamento das formas de fundo foi prejudicado pela dificuldade de interpretação das mesmas pela metodologia aplicada. A metodologia de velocidade de deslocamento das formas de fundo necessita da identificação de uma mesma forma de fundo em dois levantamentos consecutivos, para calcular o deslocamento que esta sofreu no intervalo de tempo entre os dois levantamentos, e a irregularidade das formas de fundo encontradas no trecho estudado dificultou a identificação das sequências.

Apesar disso, foi selecionada a maior quantidade de formas de fundo que pode ser identificada nos dois levantamentos, e o deslocamento no intervalo de tempo foi

calculado. Os dados de deslocamento calculados estão apresentados na TAB. 6 juntamente com os dados geométricos das formas de fundo.

No período analisado o deslocamento das formas de fundo variou de 2,7 metros a 88,4 metros em dezembro de 2011, e de 7,78 metros a 68,67 metros em fevereiro de 2012. Em dezembro de 2011, os perfis L6 e L7 foram os que apresentaram os menores deslocamentos médios, enquanto em fevereiro de 2012, a diferença entre os deslocamentos médios foi pequena, se mantendo uniforme em todo o trecho analisado. Foi observado ainda que em algumas formas de fundo o deslocamento medido no período foi superior ao comprimento da forma de fundo, sendo que uma delas apresentou deslocamento equivalente ao dobro do comprimento. Esta observação difere do postulado por Van Rijn (1993) de que uma forma de fundo não pode se deslocar além de um comprimento sem perder as principais feições que permitem reconhecê-la, tendo em vista que foi possível visualizar as mesmas características desta forma de fundo nos dois levantamentos.

Na campanha de dezembro de 2011 a velocidade média de deslocamento linear das formas de fundo foi de 22,72 m em todo o período analisado, o que equivale a uma média de 1,75 m/dia e 52,44 m/mês, sob uma velocidade de fluxo média de 0,96 m/s. Já na campanha de fevereiro de 2012, a velocidade média de deslocamento linear das formas de fundo foi de 22,76 m em todo o período analisado, o que equivale a uma média de 1,75 m/dia e 52,52 m/mês, sob uma velocidade de fluxo média de 0,76 m/s.

Apesar da diferença considerável na velocidade média do fluxo e na vazão medida durante os levantamentos batimétricos, a velocidade de deslocamento média das formas de fundo se manteve praticamente igual nos dois períodos de medições. Observando as vazões médias diárias que ocorreram no período entre os dois levantamentos batimétricos, pode-se sugerir que esta similaridade na velocidade de deslocamento das formas de fundo está relacionada ao fato de que entre os dois levantamentos realizados em dezembro de 2011 houve uma redução considerável da vazão média no trecho. Durante o período de cheia, como a que ocorreu durante o primeiro levantamento de dados da campanha de dezembro de 2011, são mobilizadas as maiores quantidades de sedimento de fundo, com profundas modificações na geometria e na dinâmica local do canal. Assim, logo após a esses

eventos podem localmente ocorrer locais com baixa disponibilidade de sedimento, ou mesmo com transporte sedimentar menos efetivo (CHRISTOFOLETTI, 1981), o que poderia explicar as velocidades de deslocamento das formas de fundo comparáveis às que ocorreram em fevereiro de 2012.

Considerando que dinâmica das formas de fundo está relacionada também à disponibilidade de sedimentos, e não apenas às condições hidrodinâmicas do local (HOEKSTRA *et al.*, 2004), a similaridade do deslocamento das formas de fundo nas duas campanhas de campo pode ser justificado também por uma diferença na quantidade de sedimentos disponível na bacia hidrográfica durante o período analisado. Entretanto este fator não foi mensurado para que essa afirmativa possa ser feita com segurança.

O coeficiente de forma utilizado no cálculo da descarga de sedimentos de fundo, como citado anteriormente, é específico para cada caso particular, já que em diferentes escoamentos naturais as formas de fundo não possuem exatamente a mesma forma. Devido à dificuldade de se calcular um coeficiente que correspondesse às mais variadas formas de fundo encontradas no trecho estudado, foi assumido um valor médio de 0,6 para o coeficiente de forma, tendo em vista que segundo a Lima *et al.* (1990) *apud* Martins (2004) a constante referente ao formato da forma de fundo varia geralmente entre 0,50 e 0,66.

A partir dos dados referentes à geometria das formas de fundo e a velocidade de deslocamento das mesmas, foi possível calcular o volume de sedimentos transportado no leito no período entre os dois levantamentos de uma campanha, utilizando-se a equação (42).

A taxa de transporte de carga de fundo no rio Doce, na seção de estudo, calculada com base nos dados de velocidade de deslocamento das formas de fundo foi de 736,42 ton/dia na campanha de dezembro de 2011 e de 334,45 ton/dia na campanha de fevereiro de 2012. Portanto, apesar da velocidade de deslocamento encontrada ter sido praticamente a mesma nas duas campanhas de campo, a descarga de sedimentos de fundo acompanhou a variação da descarga líquida, assim como a altura das formas de fundo.

O trecho de estudo não atende de forma satisfatória as limitações do método de bidimensionalidade e de estabilidade das formas de fundo, o que pode gerar erros na estimativa da descarga de sedimentos de fundo calculada a partir do deslocamento das formas de fundo. Entretanto, a limitação de uniformidade é inerente a praticamente todos os métodos aplicados neste trabalho, tendo em vista que em grande parte dos métodos é feita a extrapolação dos dados coletados em alguns pontos para toda a seção.

De acordo com os experimentos de Simons *et al.* (1965) a aplicação da metodologia de deslocamento das formas de fundo para rios com sedimentos mais finos (aproximadamente 0,45mm), como os encontrados no trecho de estudo, e altas taxas de transporte de sedimento não fornece resultados eficientes, tendo em vista que nessa situação uma quantidade considerável de material de fundo apresenta-se em suspensão próximo ao leito, sendo transportado na forma de saltação, e, conseqüentemente não é considerado no cálculo da descarga de sedimentos a partir do movimento da forma de fundo. O mesmo acontece para leito em estágio de transição entre diferentes configurações de leito, que além de possuir o transporte de sedimentos de fundo na forma de saltação elevado, comumente possui configuração tridimensional.

Durante o processamento das informações batimétricas foi possível observar a ocorrência de fenômenos de criação e/ou destruição de formas de fundo com frequência, principalmente o fenômeno de amálgama, que foi observado em boa parte dos perfis. Foi observada também a ocorrência do fenômeno de separação no perfil L6 da campanha de fevereiro de 2012. A grande frequência de ocorrência desses fenômenos confirma a inconstância das formas de fundo encontradas no trecho de estudo, o que se traduz em mais um fator para a imprecisão da descarga de sedimentos de fundo calculada por este método. Já em outros rios como o rio Amazonas e o rio Paraná, a criação e a destruição de dunas foram raras (MARTINS, 2004; STRASSER, 2008). No rio Amazonas, por exemplo, Strasser (2008) observou a criação de uma única duna, após acompanhar as formas de fundo durante o período de um ano ao longo de um trecho 3000 km.

Foram observadas também, em menor quantidade, a presença de pequenas formas de fundo sobrepostas às formas de fundo maiores. Apesar da pequena quantidade,

a desconsideração dessas pequenas formas de fundo afeta diretamente o cálculo da quantidade de transporte de sedimentos de fundo, tendo em vista as diferenças de velocidade entre as formas de fundo de diferentes tamanhos, podendo ocasionar uma subestimativa da descarga de fundo.

Deve ser considerada ainda a possibilidade da existência de erros relacionados a fatores intrínsecos ao próprio método, e à resolução dos equipamentos tanto na determinação da geometria das formas de fundo (erro do ecobatímetro), como no cálculo da sua velocidade de deslocamento (erro introduzido pelo DGPS). Considerando os aparelhos utilizados, o ecobatímetro é o que possui resolução passível de interferências consideráveis no resultado final. A resolução vertical do ecobatímetro de 10 cm pode representar uma diferença importante quando consideradas as formas de fundo menores. Apesar disso, os erros dos equipamentos não representam grande parcela de erro no resultado final, uma vez que o mesmo é obtido a partir de dados médios provindos da interpolação de vários perfis, havendo, portanto, uma diluição do erro.

Outra consideração importante a ser feita é o tempo que as formas de fundo demoram em modificar a sua geometria após alterações das condições hidráulicas, o que implica que as dimensões das formas de fundo encontradas não correspondem às condições instantâneas. Entretanto, como no método de deslocamento de formas de fundo o transporte de sedimentos de fundo calculado é referente a uma descarga média durante todo o período compreendido entre os dois levantamentos de cada campanha, que neste trabalho foi de 13 dias, esse tempo de atraso pode não ser relevante no valor final.

Apesar das limitações e possíveis interferências, a estimativa da descarga de sedimentos de fundo dada pelo método de velocidade de deslocamento das formas de fundo para o trecho estudado no rio Doce, foi coerente com as vazões e velocidades do fluxo para o período analisado.

Em diversos estudos em rios com o leito de areia inteiramente coberto com formas de fundo do tipo dunas, foram encontrados resultados muito satisfatórios para a descarga de sedimentos de fundo aplicando este método (BILLI; ALI, 2010; CARVALHO, 2009; DINEHART, 2002; DUFFY, 2006; HOLMES, 2010; HOEKSTRA

et al., 2004; KNAAPEN *et al.*, 2005; MARTINS, 2004; RUBIN *et al.*, 2001; SIMONS *et al.*, 1965; STRASSER, 2002; STRASSER 2008;.VILLARD; CHURCH, 2003).

Entretanto, alguns autores como Serra e Vionnet (2005), Kostaschuk *et al.* (2008), e Parsons *et al.* (2005), também encontraram uma alta variabilidade na altura, comprimento e deslocamento das formas de fundo que dificultaram o cálculo da descarga de fundo a partir deste método. Além disso, outros estudos relataram que o cálculo de sedimentos de fundo foi subestimado devido à presença de pequenas formas de fundo superpostas às maiores, como verificado no presente estudo (AMSLER; GAUDIN, 1994, SERRA; VIONNET, 2005; ZORNDT *et al.*, 2010).

5.3.2 Diferença das superfícies do leito

Para o cálculo da descarga de sedimentos de fundo a partir do método de diferença das superfícies do leito, foram definidos sete polígonos para cada campanha de campo. O posicionamento e o tamanho dos polígonos foram definidos de acordo com a localização das sequências de formas de fundo encontradas (FIG. 42 e 43). Os locais em que havia presença de dunas mais bem definidas foram priorizados, devido à limitação do método (NITTROUER *et al.*, 2008).

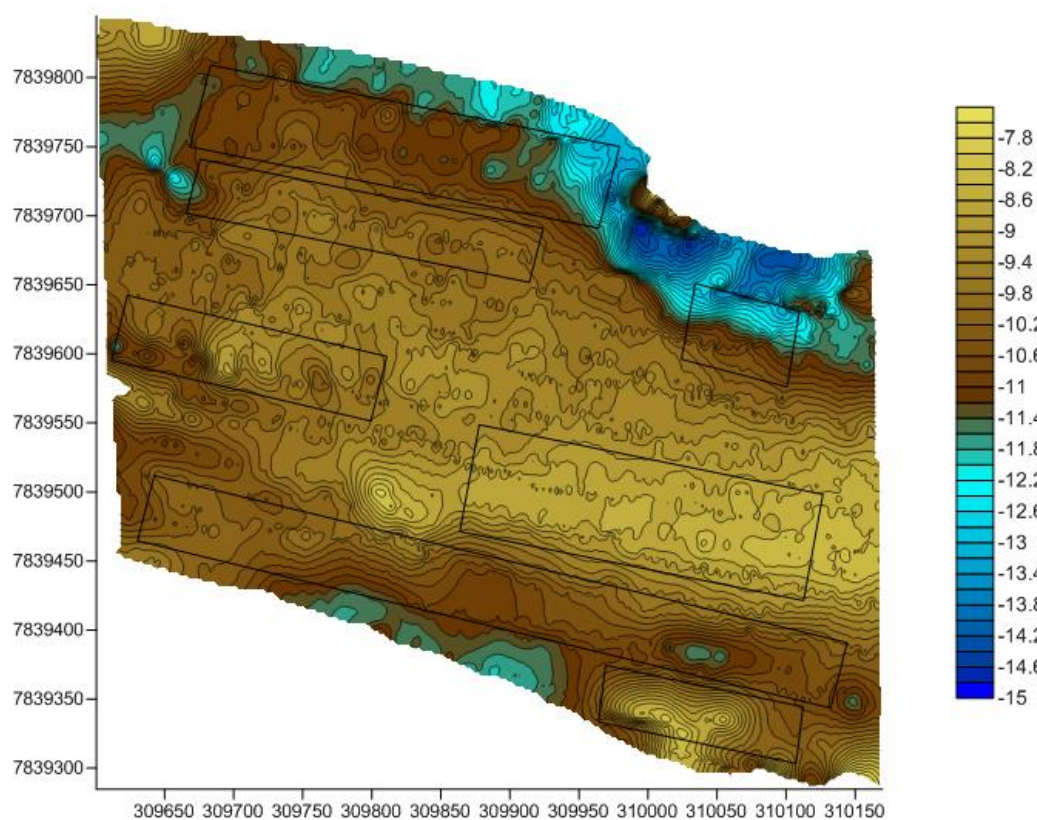


FIGURA 42 – Polígonos delimitando áreas onde foram visualizadas dunas em dezembro de 2011.

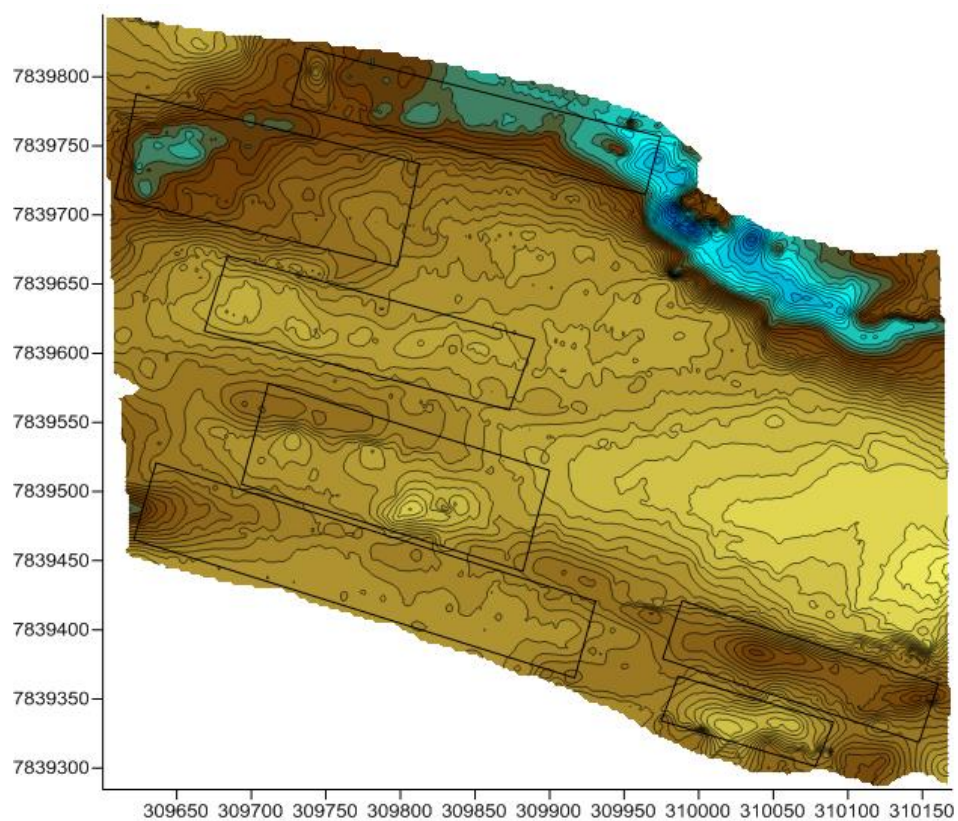


FIGURA 43 – Polígonos delimitando áreas onde foram visualizadas dunas em fevereiro de 2012.

Apesar do cálculo da descarga de fundo utilizar apenas a diferença das superfícies do leito dos polígonos citados acima e depois extrapolar os resultados para toda a seção, foi calculada também a diferença das superfícies total do leito entre os dois levantamentos batimétricos de cada campanha de campo para o trecho estudado. Como resultado foram obtidos os mapas apresentados nas FIG. 44 e 45, que indicam as áreas onde ocorreram erosão e deposição. Todas as áreas em vermelho representam locais onde ocorreu erosão do leito durante o período analisado, e são identificadas por valores negativos. Por outro lado, todas as áreas em azul representam locais onde ocorreu deposição de sedimentos no leito durante o período analisado, e são identificadas por valores positivos.

A partir dos mapas de diferença das superfícies do leito é possível identificar que durante a campanha de dezembro de 2011 a deposição de sedimentos foi muito superior à erosão, enquanto durante a campanha de fevereiro de 2012 foi verificado certo equilíbrio entre os dois fenômenos.

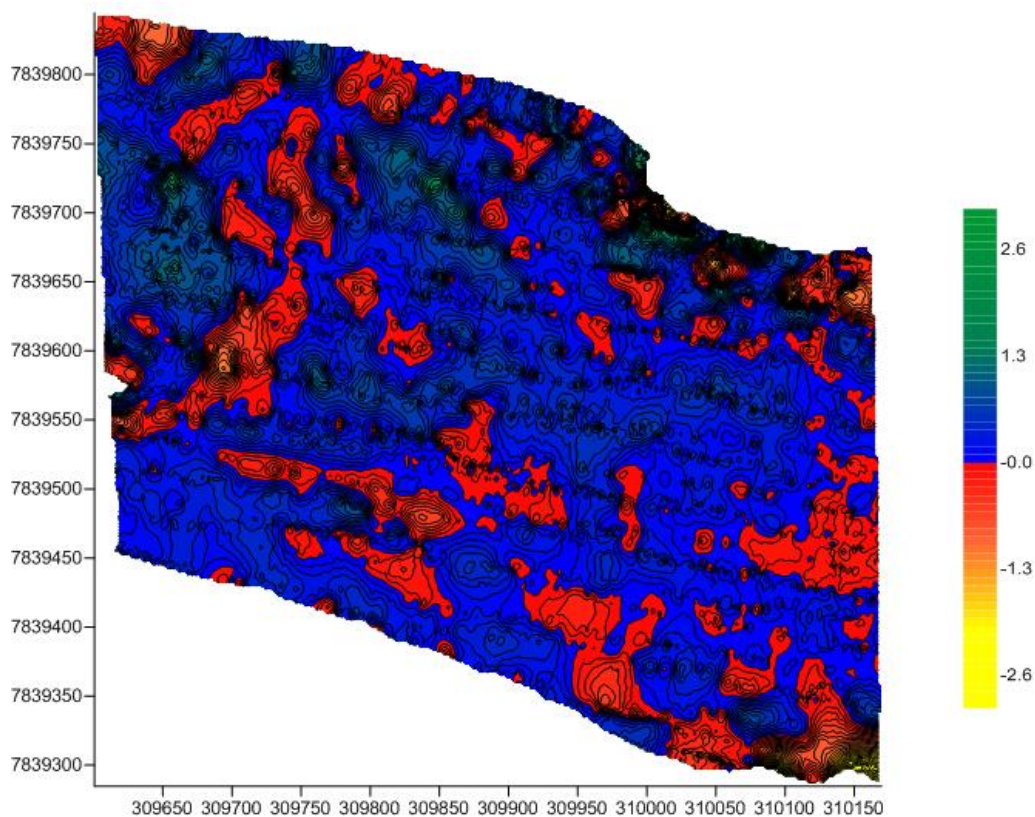


FIGURA 44 - Diferença de volume entre os dois levantamentos batimétricos realizados no mês de dezembro de 2011

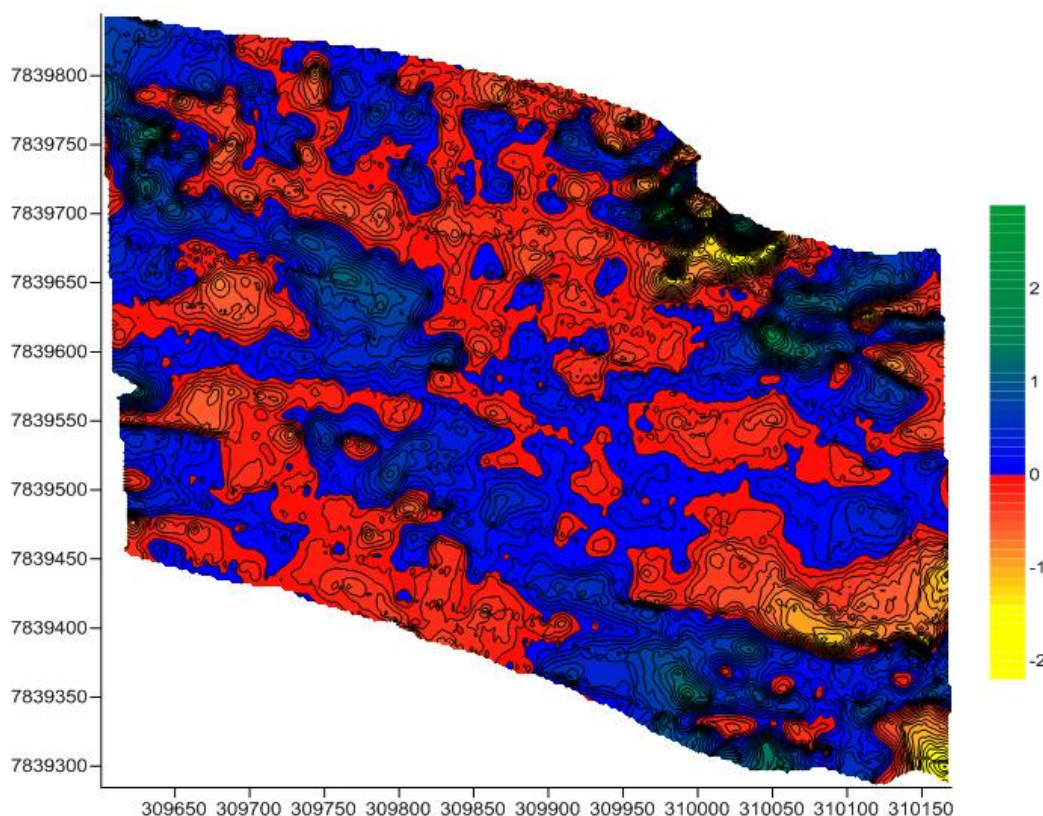


FIGURA 45 - Diferença de volume entre os dois levantamentos batimétricos realizados no mês de fevereiro de 2012

Considerando a cheia verificada na primeira medição da campanha de dezembro, que foi seguida por uma grande redução de vazão até a segunda medição, a maior quantidade de sedimentos sendo depositados durante a campanha de dezembro de 2011 pode ser justificada por essa redução das velocidades e pela baixa disponibilidade de sedimentos que pode ocorrer após grandes cheias. Este é o mesmo fator que pode ter sido responsável pela pequena velocidade de deslocamento de formas de fundo ocorrida em dezembro de 2011 quando considerada a alta vazão média do período. Sugere-se que essa redução na disponibilidade de sedimentos e na velocidade da água possa ter provocado a deposição da grande quantidade de sedimentos erodidos durante as maiores vazões. Considerando que os mapas representam uma média dos eventos ocorridos durante os 13 dias que separam os dois levantamentos batimétricos, a erosão ocorrida nos primeiros dias do intervalo foi ocultada pela sedimentação ocorrida nos demais dias do período.

A TAB. 7 resume as principais características dos polígonos que foram utilizados para o cálculo da descarga de sedimentos a partir do método de diferença das

superfícies do leito. O número de dunas analisadas por polígono variou de sete dunas até apenas uma duna, enquanto a área dos polígonos variou de 2389 m² até 16553 m². Já a altura média da diferença das superfícies do leito ficou entre 0,18 m e 0,65 m.

As descargas de sedimentos de fundo variaram independentemente do número de dunas e da área de cada polígono, entre valores de 0,34 m³/dia.m a 1,88 m³/dia.m. Em geral os polígonos com menor descarga de sedimentos foram aqueles localizados na região central do trecho estudado, entretanto isso não foi uma regra, e valores menores também foram encontrados nas margens do trecho. Já os valores mais altos estão sempre relacionados às porções marginais do trecho, o que pode estar relacionado com a presença de formas de fundo de maior altura nesses locais, como foi visto na seção anterior, que conseqüentemente tem um maior volume de sedimentos. Além disso, não foi verificada uma diferença considerável dos valores da descarga de sedimentos de fundo dos polígonos da campanha de campo de dezembro de 2011 em relação à fevereiro de 2012.

TABELA 7 – Principais características dos polígonos utilizados para a aplicação do método de diferença das superfícies do leito

Características dos polígonos do método de diferença das superfícies do leito						
Período	Polígono	Nº de dunas	Área (m ²)	Dxi (m)	Dzi (m)	qsi (m ³ /dia.m)
Dezembro/2011	P1	6	12911,6	35,48	0,39	1,08
	P2	4	7377,1	38,38	0,45	1,32
	P3	1	3188,1	57,35	0,29	1,30
	P4	6	6083,6	19,37	0,44	0,65
	P5	4	13977,7	49,54	0,18	0,70
	P6	4	16553,2	75,72	0,22	1,26
	P7	2	3162,4	27,84	0,26	0,56
Fevereiro/2012	P1	7	5674,3	17,37	0,25	0,34
	P2	3	6891,1	31,33	0,43	1,03
	P3	5	6651,5	22,44	0,42	0,73
	P4	4	9414,9	36,50	0,26	0,74
	P5	2	5698,4	47,52	0,65	0,55
	P6	2	6090,3	66,25	0,37	1,88
	P7	2	2388,8	31,60	0,65	1,58

O transporte dos sedimentos de fundo no rio Doce, na seção de estudo, calculado com base nos dados de diferença das superfícies do leito dos polígonos foi de

1127,9 ton/dia durante a campanha de dezembro de 2011 e de 1185,9 ton/dia durante a campanha de fevereiro de 2012. Apesar da grande área de deposição de sedimentos em detrimento das áreas erodidas em dezembro de 2011, e do equilíbrio encontrado em fevereiro de 2012, essas diferenças não foram refletidas na descarga de sedimentos de fundo calculada pelo método de diferença das superfícies do leito, que foi bastante semelhante nas duas campanhas.

Durante o período analisado na campanha de dezembro de 2011 a média das vazões diárias foi de 1726,1 m³/s, enquanto para a campanha de fevereiro de 2012 a vazão média foi de 863,7 m³/s. Sendo assim, mesmo considerando a vazão de todo o intervalo de tempo fica claro que a descarga de sedimentos de fundo calculada pelo método de diferença das superfícies do leito não foi proporcional à descarga líquida.

Sugere-se que esses resultados podem ter sido influenciados pelo tempo de resposta que as formas de fundo necessitam para se adequar às mudanças das condições hidráulicas, como foi verificado de forma semelhante no rio Amazonas por Strasser (2008). Entretanto, para confirmar que essa defasagem também está presente no rio Doce, como uma possível explicação para os resultados encontrados, levando em consideração que as dimensões dos dois rios não são comparáveis, seria necessário um monitoramento contínuo durante um período de tempo mais extenso.

Ao contrário do que foi encontrado no rio Doce, os resultados de outros estudos utilizando o método de diferença de superfícies do leito indicaram o aumento do transporte de sedimentos de fundo com o aumento da vazão. Contudo, assim como no rio Doce, as demais aplicações encontraram que as maiores descargas de sedimento de fundo estão relacionadas com os locais onde ocorrem as maiores formas de fundo.

Abraham e Hendrickson (2003), assim como Nittrouer *et al.* (2008), também testaram a aplicação do método de diferença das superfícies do leito no rio Mississippi, e encontram taxas de transporte de sedimentos de fundo exponencialmente correlacionadas com a descarga líquida. Os primeiros autores compararam os resultados com medições realizadas a partir de diversas equações

de estimativa da descarga de fundo e encontraram uma variação semelhante dos dois métodos com as características dos sedimentos e hidráulicas.

Abraham *et al.* (2010) aplicaram o método no rio Missouri, e obtiveram resultado semelhante ao encontrado no rio Mississippi, com uma boa correlação entre o transporte de sedimentos de fundo e a vazão.

Quando aplicado em calhas de laboratório, o método de diferença das superfícies do leito forneceu valores aproximadamente 30% menores que os medidos (ABRAHAM *et al.*, 2011; ABRAHAM; KUNHLE, 2006;).

Abraham e Pratt (2002) compararam os dados obtidos no rio Mississippi a partir do método de diferença das superfícies do leito com medições direta da descarga de fundo com amostradores e a partir da aplicação de fórmulas. Assim como nos casos citados acima, apesar das correlações terem sido boas, o método de diferença das superfícies do leito pareceu subestimar a descarga de sedimentos de fundo.

O método de diferença das superfícies do leito é capaz de contabilizar as formas de fundo menores superpostas às maiores. Para tanto, uma boa resolução do mapa batimétrico é importante, sendo que quanto menor o espaçamento da grade dos mapas, maior será a precisão da medição das formas de fundo superpostas (NITTROUER *et al.*, 2008), desde que os dados coletados permitam uma boa interpolação para o espaçamento. Neste trabalho, optou-se por utilizar o mesmo espaçamento dos mapas confeccionados para o método de velocidade do deslocamento das formas de fundo, o que já foi suficiente para capturar boa parte das formas de fundo.

Os principais problemas encontrados no método de velocidade das formas de fundo, que são o formato irregular das formas de fundo, a superposição de formas de fundo menores se deslocando com velocidades diferentes, a variação espacial e o deslocamento lateral das formas de fundo, parecem ter sido superados no método de diferença das superfícies do leito.

Entretanto, em casos como o rio Doce, no qual o leito do rio não está inteiramente coberto com formas de fundo do tipo dunas, e no qual foi encontrada uma grande variação de tamanhos de formas de fundo, a extrapolação dos valores encontrados

nos polígonos para todo o trecho estudado, pode gerar resultados que não refletem a real situação do local.

Além disso, este método, assim como o de velocidade de deslocamento das formas de fundo, também não leva em consideração as partículas que se movimentam por saltação, o que pode ocasionar um subdimensionamento da descarga de sedimentos de fundo no local de estudo, tendo que em vista, que, segundo Simons *et al.* (1965), leitos que se encontram em transição entre diferentes formas de fundo, como o do trecho estudado, possuem uma elevada quantidade de sedimentos sendo transportados por saltação.

Segundo Abraham *et al.* (2010) e Nittrouer *et al.* (2008), é evidente que o método é independente do intervalo de tempo adotado entre os dois levantamentos batimétricos. Entretanto uma definição cuidadosa deste intervalo é importante, de forma que o deslocamento das formas de fundo não seja menor que a resolução do equipamento e possa ser mensurado. No entanto, se o tempo entre os dois levantamentos for muito elevado, não será possível capturar as mesmas formas de fundo nos dois levantamentos, e a diferença das superfícies do leito não será coerente.

Aparentemente, o intervalo de tempo adotado neste trabalho se mostrou adequado para o cálculo da diferença das superfícies do leito e aplicação do método. Todavia, o emprego de diferentes intervalos de tempo pode ser interessante para relacionar os resultados de descarga de sedimentos de fundo com eventos hidrológicos específicos, e analisar como o movimento do leito reage às variações de vazão no local. Além disso, diferentes intervalos de tempo permitem uma melhor análise sobre a sensibilidade do tempo no equilíbrio do transporte (ABRAHAM *et al.*, 2010).

Outro fator que não pode ser deixado de lado é o erro gerado pela resolução dos equipamentos. O DGPS utilizado possui uma resolução espacial submétrica. Individualmente, os erros gerados por este equipamento podem ser considerados muito pequenos na medição de formas de fundo com um comprimento médio de aproximadamente 80 metros e um deslocamento médio de mais de 20 metros. Já o ecobatímetro utilizado possui uma resolução vertical de 10 cm, que pode gerar um erro considerável para as formas de fundo menores, e pode até mesmo inviabilizar a

aplicação do método para intervalos de tempo muito pequenos. Entretanto, segundo Nittrouer *et al.* (2008), desde que a geometria das dunas e a distância de deslocamento das mesmas sejam relativamente grandes comparados ao erro de posição do aparelho utilizado, o método pode ser aplicado com relativa acurácia.

A utilização dos métodos que envolvem o deslocamento das formas de fundo, além de possibilitar o cálculo do transporte de sedimentos de fundo, permitiu uma caracterização detalhada da morfologia e distribuição espacial das formas de fundo a partir do mapeamento batimétrico do trecho estudado. Esta caracterização, além de ser importante para a aplicação e avaliação dos métodos, é uma grande contribuição para o entendimento da dinâmica dos sedimentos no local.

O método de diferença de superfícies do leito é recente e, apesar de ter apresentado bons resultados nos primeiros estudos, e dos argumentos teóricos, a aplicação do método para o trecho de estudo no rio Doce não apresentou um bom ajuste com a descarga líquida no local. Sendo assim, sabe-se que mais experimentos, análises estatísticas e medições repetidas em diferentes condições devem ser feitas para comprovar a viabilidade e a precisão do método de forma mais rigorosa.

5.4 VELOCIDADE DO LEITO MEDIDA COM O ADCP

O método da velocidade do leito medida com o ADCP foi aplicado para as campanhas de agosto de 2011, dezembro de 2011 e fevereiro de 2012. Para o cálculo da descarga de sedimentos fundo a partir deste método foram utilizados os dados coletados nos dias 12/08/11, 04/12/11 e 12/02/12, com a embarcação parada durante pelo menos 25 minutos. Nestes dias a vazão média estimada foi de 291,2 m³/s, 2560,5 m³/s e 820,6 m³/s, respectivamente.

A TAB. 8 reúne as velocidades do leito e as descargas de sedimentos de fundo totais encontradas a partir dos dados coletados com ADCP e DGPS em cada ponto. As velocidades do leito variaram de 0,0104 m/s em fevereiro de 2012 até 0,0598 m/s em dezembro de 2011. Apesar de a menor velocidade do leito ter sido encontrada em fevereiro de 2012, ao considerar a velocidade média do leito para os quatro pontos da seção, verifica-se que a menor velocidade média do leito é aquela encontrada em agosto de 2011. A baixa velocidade do leito medida no Ponto 1 em

fevereiro de 2012 pode estar relacionada com uma região de baixas velocidades da água que foi ocasionalmente escolhida, devido à distância média entre os pontos que foi utilizada. Entretanto, áreas desse tipo devem ser evitadas, pois elas não representam as condições hidráulicas da maior parte da seção. Por este motivo, optou-se por não utilizar a velocidade do leito do Ponto 1 no cálculo da descarga de fundo para a campanha de fevereiro de 2012.

O comportamento das variações entre os pontos medidos na seção não foi uniforme, tendo em vista que enquanto na campanha de fevereiro de 2012 o Ponto 1 foi o que registrou a menor velocidade de fundo, na campanha de agosto de 2011 o mesmo Ponto 1 apresentou a maior velocidade do leito. A mesma situação aconteceu com o Ponto 3 que foi responsável pela menor velocidade do leito da campanha de agosto de 2011, mas apresentou valores consideráveis na campanha de fevereiro de 2012.

TABELA 8 – Valores de velocidade do leito e descarga de sedimentos de fundo pontuais medidos com o ADCP

Método de velocidade do leito com o ADCP			
Período	Ponto	V_B (m/s)	Q_{sa} (Ton/dia)
Ago/2011	P1	0,0201	583,99
	P2	0,0191	553,57
	P3	0,0115	333,53
	P4	0,0119	343,58
Dez/2011	P1	0,0488	1769,76
	P2	0,0598	2171,74
	P3	0,0530	1924,62
	P4	0,0259	939,89
Fev/2012	P1	0,0104	360,18
	P2	0,0239	827,17
	P3	0,0212	733,31
	P4	0,0206	712,20

* Os pontos de monitoramento estão uniformemente distribuídos na seção iniciando sempre pela margem esquerda do rio.

Essas diferenças, provavelmente, estão relacionadas com a alta variabilidade espacial da descarga de sedimentos de fundo, que dificulta a determinação de um comportamento padrão ao longo da seção, apesar de existir uma distribuição esperada coerente com as condições hidráulicas do curso d'água. A grande variação espacial de velocidades da água e profundidades no trecho estudado, devido à

presença das ilhas, contribui ainda mais para a não uniformidade da distribuição das velocidades do leito ao longo da seção.

Apesar disso a velocidade média aparente do leito apresentou boa concordância com as condições hidráulicas médias da seção, incluindo a vazão, a tensão de cisalhamento e a profundidade hidráulica.

As descargas de sedimentos de fundo calculadas a partir das velocidades aparentes do leito pontuais variaram de 333,5 ton/dia em agosto de 2011 a 2171,7 ton/dia em dezembro de 2012. Os valores médios de descarga de sedimentos de fundo calculados foram de 453,6 ton/dia, 1701,5 ton/dia e 757,5 ton/dia para as campanhas de campo de agosto de 2011, dezembro de 2011 e fevereiro de 2012, respectivamente.

De maneira semelhante à velocidade aparente do leito, as descargas de sedimentos de fundo também apresentaram uma boa concordância com as condições hidráulicas médias da seção, e também com a própria velocidade do leito.

Para cálculo da descarga de sedimentos de fundo a profundidade da camada ativa do leito e as características das partículas de sedimento foram consideradas constantes, entretanto, sabe-se que esta afirmação não é verdadeira. Apesar disso, de forma semelhante ao que foi verificado para o rio Doce, os resultados encontrados por Rennie *et al.* (2002) mostraram que a velocidade aparente do leito variou linearmente com a taxa de transporte dos sedimentos de fundo. Sendo assim, esses autores concluíram que esses parâmetros não variam muito, e a velocidade de transporte é a variável mais importante na determinação da descarga de sedimentos por este método.

Assim como na medição da descarga de sedimentos de fundo com o amostrador do tipo Helley Smith, uma grande dificuldade para a aplicação do método foi manter a embarcação ancorada durante o tempo necessário para a amostragem. Entretanto, para este método o problema foi amenizado durante o processamento dos dados. Os dados do DGPS que continham um grande deslocamento, e as suas respectivas velocidades do barco medidas pela funcionalidade *bottom track* do ADCP foram eliminados para evitar que esse movimento agregasse erro à determinação da velocidade aparente do leito, e consequentemente à descarga de sedimentos de

fundo calculada. Tendo em vista a grande quantidade de dados gerada pelos longos períodos de amostragem, a eliminação destes dados não interfere na confiabilidade da estimativa da velocidade aparente do leito.

Rennie *et al.* (2002) definiram como critério para a qualidade dos dados do ADCP que cada conjunto de velocidades do leito medidas tivesse mais que 33% de *pings* válidos. Para os dados medidos no rio Doce, os piores dados apresentaram 75% de *pings* válidos. Sendo assim, a partir do critério definido por estes autores, os dados coletados pelo ADCP neste trabalho podem ser considerados de ótima qualidade, e confiáveis para a aplicação do método.

O longo tempo de amostragem foi importante para garantir a qualidade dos dados, porém o mesmo foi definido por Rennie *et al.* (2002) em condições de leito de cascalhos, no qual o movimento dos sedimentos do leito ocorre de forma mais esporádica, com maiores variações da velocidade do leito. Considerando o leito de areia do trecho de estudo, e a pequena amplitude das variações da velocidade do leito encontrada, sugere-se que tempos de amostragem menores sejam suficientes para garantir dados de qualidade.

O processo de média da velocidade aparente do leito quando há transporte heterogêneo entre os quatro feixes é considerado como uma importante fonte de erro do método (RENNIE *et al.*, 2002; VILLARD *et al.*, 2005). Entretanto a variabilidade espacial é uma propriedade do transporte de sedimentos de fundo, e para uma boa caracterização deste transporte ao longo da seção é necessário um grande número de pontos de medição. Considerando que os cálculos da descarga de sedimentos estão sendo feitos para um tamanho médio dos grãos para toda seção, as diferenças entre as velocidades do leito medidas nos quatro feixes podem ser consideradas também como uma forma de se contabilizar essa variabilidade espacial do transporte de sedimentos de fundo.

Outra fonte de erro a ser considerada é a resolução dos equipamentos, tanto na medição da velocidade do barco pela funcionalidade *bottom track* do ADCP, como na medição da velocidade real do barco dada pelo DGPS. Os erros oriundos dos equipamentos são mínimos, principalmente devido ao fato de que os valores finais são relativos à média de uma grande quantidade de dados coletada em quatro

pontos da seção. Entretanto, se considerarmos a magnitude das velocidades do leito, uma diferença da ordem de milímetros pode ser importante, e, portanto a precisão dos equipamentos deve ser considerada.

O método assume que o DGPS fornece uma medida exata e precisa da velocidade do barco, e os erros na velocidade do DGPS são transferidos diretamente como erros da velocidade aparente do leito. Porém, com base nos erros de medição da velocidade estimada pelo DGPS e da velocidade estimada pela funcionalidade *bottom track* em leitos móveis, assume-se previamente que os erros do DGPS não contribuem significativamente para erros na velocidade da descarga de fundo (RENNIE *et al.*, 2002; RENNIE *et al.*, 2007; RENNIE; RAINVILLE, 2006). Apesar disso, segundo Rennie e Rainville (2006) erros de até 11% na velocidade do leito podem ser encontrados quando são utilizados DGPS de baixa qualidade.

No caso deste estudo, o ADCP utilizado possui frequência de 600 kHz, que é relativamente insensível às partículas em suspensão. Adicionalmente, o comprimento de onda do pulso acústico no equipamento utilizado é definido automaticamente de acordo com a profundidade encontrada, de forma que os erros referentes ao retroespalhamento das partículas em suspensão na água e do registro preferencial de partículas de determinado tamanho sejam reduzidos ao máximo (RDI, 2009). Sendo assim, a tecnologia do equipamento utilizado permite que os erros relativos à frequência e comprimento de onda do pulso possam ser considerados praticamente desprezíveis.

O ADCP *RiverRay* utilizado na medição da velocidade aparente do leito tem capacidade de realizar medições em pequenas profundidades, de até 0,45 m (RDI, 2009). Esse alcance do equipamento oferece uma vantagem em relação aos demais equipamentos do gênero, tendo em vista que praticamente todos os outros modelos disponíveis possuem como limitação uma profundidade mínima de 2 m, o que restringe a aplicação do método a rios de grande porte.

Mais uma consideração a ser feita sobre o método, é que a velocidade do fundo medida é aquela dos sedimentos em movimento na superfície do leito. Assim como a velocidade da superfície da água não é igual à velocidade média da coluna d'água, a velocidade dos sedimentos da superfície do leito provavelmente não é igual à

velocidade média dos sedimentos da camada ativa de movimento do leito. O uso da velocidade dos sedimentos da superfície do leito para representar a velocidade virtual de toda a camada ativa pode resultar em uma pequena superestimativa da taxa de transporte de sedimentos de fundo.

Uma enorme vantagem do método é o pequeno número de parâmetros estimados para a sua aplicação, e certamente o método pode ser considerado mais confiável que os demais métodos que necessitam que uma quantidade razoável de parâmetros seja estimada.

Este método foi aplicado por uma série de pesquisadores recentemente, os quais têm feito bons progressos na medição da velocidade virtual do leito utilizando o ADCP. Gaeuman e Pittman (2010), Holmes (2010), Rennie *et al.* (2002), Rennie e Millar (2004), Ramooz e Rennie (2010), Villard *et al.* (2005) e Yorozyua *et al.* (2009) encontraram boas correlações entre as velocidades do leito medidas com o ADCP e as descargas de sedimento de fundo medidas com amostradores nos rios Fraser e Trinity e em experimentos de laboratório. Outros estudos encontraram resultados semelhantes quando compararam o método de medição da velocidade do leito com o ADCP às equações tradicionais e ao método de deslocamento de formas de fundo em laboratório e em rios como o Fraser, Tone, Missouri e Mississippi (GAEUMAN; JACOBSON, 2007; HOLMES, 2010; RAMOOZ; RENNIE, 2010; VILLARD *et al.*, 2005; YOROZUYA *et al.*, 2009; YOROZUYA *et al.*, 2010). Assim como neste trabalho, praticamente todos os estudos que aplicaram este método, incluindo os trabalhos de Jamieson *et al.* (2011), Kenney (2006) e Rennie e Millar (2007), que ainda não foram citados, encontraram ótimas correlações entre as velocidades do leito medidas com o ADCP e as características hidráulicas do trecho do curso d'água estudado. Por isso, muitos autores tem apontado o método como uma opção promissora para medição rápida da descarga de sedimentos de fundo.

Apesar das pequenas dificuldades relatadas, aparentemente os erros provocados pelos equipamentos e pela aplicação do método em campo foram mínimos, e quando comparados às flutuações naturais da descarga de sedimentos no espaço e no tempo, os mesmos são dissolvidos e não afetam a qualidade dos dados.

Com o uso de uma embarcação e/ou sistema de ancoragem mais adequado às velocidades do rio para garantir maior segurança, as medições remotas da descarga de fundo utilizando o ADCP podem ser realizadas com relativa facilidade e rapidez, sem a necessidade de grande esforço para processamento dos dados. Isso faz com que a técnica seja especialmente favorável para a medição das taxas de transporte de sedimentos de fundo em grandes rios, que são difíceis de monitorar com outros equipamentos e métodos.

5.5 COMPARAÇÕES ENTRE OS MÉTODOS

A comparação entre as descargas de sedimentos medida e estimada com diferentes métodos aplicados neste estudo envolve algumas considerações complexas e muito importantes que devem ser analisadas com extrema cautela para evitar que sejam encontradas correlações equivocadas entre os métodos.

Em primeiro lugar, é preciso considerar a característica temporal das metodologias. Alguns métodos aplicados, como a medição com o amostrador, as fórmulas e a medição da velocidade do leito com o ADCP, refletem as descargas instantâneas dos sedimentos do leito e são extremamente influenciados pela alta variabilidade das descargas do leito. Sendo assim, os valores de descarga de sedimentos de fundo desses métodos podem apresentar divergências que não necessariamente estão relacionadas apenas a erros de medição e erros intrínsecos do método e dos equipamentos. A variação entre esses valores, ou uma parte dela, pode ser referente também ao próprio comportamento do transporte de sedimentos do leito no local.

Em contrapartida, os métodos que envolvem o movimento das formas de fundo necessitam de dois levantamentos de dados para a medição da descarga de sedimentos de fundo e representam um valor médio de transporte de sedimentos para o intervalo de tempo decorrido entre os dois levantamentos. Isso implica no fato que, além de não sofrer a influência da variabilidade temporal das descargas do leito, a análise desses métodos deve considerar todos os eventos ocorridos no período e comportamento das características hidráulicas nesse intervalo.

Sendo assim, fica claro que a comparação direta entre esses métodos e aqueles de comportamento considerado instantâneo é inviável, e não será feita neste trabalho. Entretanto, se feitas as ponderações necessárias, a comparação indireta do comportamento dos métodos é razoável.

Além disso, conforme pode ser percebido ao longo do trabalho, não foi possível coletar todos os dados necessários à aplicação dos métodos ao mesmo tempo, e nem mesmo durante um único dia. Isso significa que durante todo o período necessário para a realização das medições em campo ocorreram variações nas condições hidráulicas do trecho estudado, que obviamente acarretaram alterações na descarga de sedimentos de fundo. Entretanto, devido à proporção do curso d'água analisado essas variações geralmente são lentas e pequenas se considerarmos o curto espaço de tempo decorrido e a ausência de eventos de chuva importantes. Mesmo com o conhecimento prévio destas prováveis variações, optou-se por mensurar as características hidráulicas uma única vez em toda a campanha, e aplicar os valores encontrados para todos os métodos, devido à inviabilidade de realizar várias medições, e à pequena variação que isso iria representar no resultado final.

Mais importante que isso são as divergências espaciais de amostragem entre os métodos. Enquanto a aplicação das fórmulas utiliza valores médios da seção transversal, o amostrador e o ADCP utilizam dados de amostras pontuais, o método de diferença das superfícies do leito utiliza áreas de polígonos englobando as formas de fundo, e o método da velocidade de deslocamento das formas de fundo, por sua vez, considera perfis longitudinais distribuídos ao longo da seção transversal. Obviamente, a amostragem de diferentes áreas, com diferentes tamanhos também irá contribuir para a variação dos valores de descarga de sedimentos de fundo entre os métodos aplicados.

Após a apresentação dessas considerações, fica evidente que diferenças entre valores de descarga de sedimentos de fundo medidos e estimados pelos métodos aplicados neste estudo irão existir independente da qualidade dos dados gerados, tendo em vista a variação temporal e espacial da coleta dos dados.

Os valores de descarga de sedimento de fundo encontrados após a aplicação dos métodos propostos para o trecho analisado do rio Doce apresentaram uma grande variação, que alcançou algumas ordens de magnitude. De forma geral os menores valores encontrados foram aqueles medidos pelo amostrador modelo Helley Smith que variou de 112,6 ton/dia em dezembro de 2011 a 153,8 ton/dia em fevereiro de 2012. Enquanto os maiores valores de descarga de sedimentos foram aqueles estimados pela fórmula proposta por Yang (1973), que variaram de 5397,7 ton/dia em agosto de 2011 a 32803,5 ton/dia em dezembro de 2011. Mesmo o menor valor de descarga de sedimentos de fundo estimado pela fórmula proposta por Yang (1973), referente à campanha do período seco, é muito maior que os maiores valores previstos pela maior parte dos métodos aplicados. Por conta dessa grande divergência as descargas de sedimentos de fundo mensuradas a partir do método de Yang (1973) foram consideradas as piores dentre os métodos aplicados, com uma exacerbada superestimativa da taxa de transporte de sedimentos de fundo.

Conforme esperado, as menores taxas de transporte de fundo foram observadas em agosto de 2011 enquanto as maiores taxas foram observadas em dezembro de 2011, seguindo o comportamento da vazão.

Com exceção das medições realizadas com o amostrador e da aplicação do método de diferença das superfícies do leito, todos os outros métodos apresentaram uma boa concordância entre a descarga de sedimentos de fundo estimada e as vazões médias da seção. Relações semelhantes foram observadas com as velocidades médias da água, profundidades médias e tensões de cisalhamento.

Entre os métodos de comportamento instantâneo, as fórmulas propostas por Engelund & Hansen (1967) e Van Rijn (1984), e o método baseado nas velocidades do leito medidas com o ADCP foram os que apresentaram melhor associação. Ainda assim, as diferenças entre as descargas de sedimentos de fundo calculadas por estes métodos foram consideráveis, principalmente para a campanha de campo de dezembro de 2011, em que foram registradas as maiores vazões.

As demais fórmulas, propostas por Einstein & Brown (1950), Ackers & White (1973) e Yang (1973), aparentemente superestimaram a descarga de sedimento de fundo para todas as campanhas de campo. Apesar das taxas de transporte de fundo

estimadas por estas fórmulas terem apresentado variações associadas ao comportamento da vazão e da velocidade da água, é evidente que os valores calculados não são compatíveis com o local de estudo. Aparentemente, para que seja possível aplicar estas equações no trecho analisado são necessárias adaptações nas constantes e coeficientes, e até mesmo na definição de alguns parâmetros.

As medições realizadas com o amostrador Helley Smith resultaram em valores de descarga de sedimentos de fundo muito inferiores aos demais métodos, e não apresentaram boa relação com a vazão líquida do rio Doce. Considerando as dificuldades envolvidas na aplicação deste método, e as incertezas a respeito do posicionamento do amostrador no leito, sugere-se que a medição realizada com este equipamento subestimou a taxa de transporte de sedimentos do leito.

Em geral, as medições diretas da descarga de fundo utilizando amostrador são utilizadas para avaliar o desempenho de outros métodos. Todavia, os dados coletados com este equipamento no presente estudo não são consistentes e confiáveis, e, portanto, o amostrador não parece ser uma opção viável para a validação ou calibração da medição da descarga de fundo com outras técnicas. Alguns autores já relataram situação semelhante a essa em estudos que visavam avaliar o comportamento de métodos de medição do transporte de sedimentos de fundo, e optaram por relacionar os dados medidos apenas com as condições hidráulicas do local, ou ainda com o comportamento de outros métodos, como as equações convencionais e a velocidade do deslocamento de formas de fundo (GAEUMAN; JACOBSON, 2006; GAEUMAN; JACOBSON, 2007).

Considerando o potencial apresentado pelo método de determinação da velocidade do leito com o ADCP para a medição da descarga de sedimentos de fundo, e a pequena quantidade de erros agregados ao sistema de medição, os valores apresentados por este método parecem ser os que mais se aproximaram da realidade do transporte de sedimentos de fundo no local. Todavia, esta afirmação não pode ser confirmada, devido à falta de dados precisos e confiáveis que possam validar esses resultados.

Para os métodos que consideram a descarga de sedimentos de fundo média para um determinado período, a comparação é mais complicada. Os valores de descarga de fundo medidas pelo método de velocidade de deslocamento das formas de fundo e pelo método de diferença das superfícies do leito apresentaram um comportamento bastante diverso, principalmente no que se refere à campanha de fevereiro de 2012, para a qual os valores apresentaram variações consideráveis.

Enquanto as descargas de sedimento de fundo fornecidas pelo método de velocidade de deslocamento das formas de fundo aparentemente estão relacionadas com a vazão média do período, as descargas de fundo calculadas pelo método de diferença das superfícies do leito parecem ter sido mais influenciadas pelas variações da vazão durante o período. Para o método de velocidade de deslocamento de formas de fundo durante as maiores vazões observadas em dezembro, foi verificada também a maior descarga de sedimentos de fundo. Entretanto para o método de diferença das superfícies do leito as descargas de sedimentos de fundo foram extremamente semelhantes. Isso parece estar relacionado com o fato de que, mesmo com o grande volume de água, durante o intervalo de tempo da campanha de dezembro de 2011 foi verificada uma redução significativa da vazão, da ordem de $1400 \text{ m}^3/\text{s}$, representando mais da metade da vazão inicial do período, enquanto que na campanha de fevereiro de 2012 foi observado um pequeno pico de vazão durante o período. As duas relações entre a descarga de sedimentos de fundo e a vazão líquida, apesar de muito diferentes, parecem ser razoáveis.

Considerando as características inerentes a cada um desses métodos, é possível observar que o método de diferença das superfícies do leito parece ser mais eficiente, por contabilizar algumas características importantes do leito como a tridimensionalidade, o deslocamento lateral e a superposição de formas de fundo.

Entretanto, sabe-se que para sistemas de leito de areia em regime de transição, onde o leito plano e/ou ondulações estão presentes juntamente com as dunas, os métodos que consideram o movimento das formas de fundo não podem ser aplicados com eficiência porque as formas de fundo são muito irregulares e há uma grande quantidade de sedimento se movimentando por saltação. Sendo assim, não

é possível afirmar que os resultados apresentados por estes dados foram satisfatórios.

Apesar disso, os valores de descarga de sedimentos de fundo fornecidos por estes métodos apresentaram uma ordem de grandeza semelhante àquela dos resultados do método de velocidade do leito medida com o ADCP, e das equações de Engelund & Hansen (1967) e Van Rijn (1984). Portanto, apesar das incertezas relativas aos métodos que consideram o movimento das formas de fundo, aparentemente as descargas de fundo fornecidas por eles não foram tão incoerentes como aquelas medidas pelo amostrador.

Um grande problema encontrado na validação de novos métodos de determinação da descarga de sedimentos de fundo é que as medições de transporte de sedimentos de fundo geralmente são indisponíveis ou imprecisas, como neste estudo. Com isso, o desenvolvimento e a calibração dos métodos para grandes rios ficam em grande parte restritos a experiências de laboratório, nas quais não são considerados o caráter aleatório e as interferências naturais que ocorrem nos cursos d'água.

6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

A análise dos dados coletados nas campanhas de campo demonstrou que o trecho estudado no rio Doce apresenta um fluxo turbulento, de regime subcrítico, não uniforme e instável, sendo a última característica justificada, principalmente, pela presença de ilhas e afloramentos rochosos ao longo do trecho. O sedimento de fundo é composto basicamente de areias de tamanho fino e médio, com uma redução significativa do diâmetro médio com o aumento da vazão.

A aplicação da medição direta com o amostrador de fundo no rio Doce foi marcada por inúmeras dificuldades, que somadas aos erros característicos do método resultaram em descargas de sedimentos de fundo que não puderam ser consideradas precisas. Portanto, os resultados apresentados por este método não foram úteis para validar os demais métodos.

Os resultados obtidos com a aplicação das fórmulas mostraram uma grande variação, englobando várias ordens de magnitude. Entretanto, todas as fórmulas apresentaram resultados coerentes com as condições hidráulicas do local. Dentre as fórmulas aplicadas, as de Engelund & Hansen (1967) e Van Rijn (1984) foram as que apresentaram as melhores estimativas. As demais equações superestimaram os valores de descarga de sedimentos de fundo, sendo que a fórmula proposta por Yang (1973) foi a que apresentou as maiores estimativas.

As formas de fundo do local são heterogêneas e tridimensionais, com a ocorrência de formas de fundo de maior altura nos locais mais profundos e de maiores velocidades da água. Não foi constatado nenhum tipo de forma de fundo predominante no local, e a mistura entre ondulações, dunas e até algumas regiões de leito plano, enquadram o leito no regime de transição.

A velocidade de deslocamento das formas de fundo foi igual nas campanhas de campo de dezembro de 2011 e fevereiro de 2012, o que sugere-se estar relacionado ao comportamento da vazão média durante o intervalo de tempo analisado em cada campanha, ou ainda, com a disponibilidade de sedimento no período.

A descarga de sedimentos de fundo estimada pelo método de velocidade de deslocamento das formas de fundo foi bastante coerente com a vazão, e comparável

àquela estimada pela fórmula de Engelund & Hansen (1967). Todavia, as características das formas de fundo encontradas no local não são favoráveis à aplicação do método de velocidade de deslocamento das formas de fundo, portanto não pode ser afirmado que os dados são confiáveis.

A diferença das superfícies do leito geradas com a interpolação dos dados batimétricos mostrou que em dezembro de 2011 a deposição de sedimentos foi muito superior à erosão, causada possivelmente pela redução drástica da vazão entre os dois levantamentos dessa campanha. Já na campanha de fevereiro de 2012 houve um equilíbrio entre os dois fenômenos.

As descargas de sedimentos estimadas pelo método de diferença das superfícies do leito não foram proporcionais às vazões médias do período, mas quando analisados os eventos que ocorreram durante o intervalo de tempo entre os dois levantamentos, esse fato pode ser justificado. Apesar das diversas vantagens em relação ao método de velocidade de deslocamento das formas de fundo, as condições do leito também não foram compatíveis com a aplicação do método. Apesar das dificuldades encontradas, os métodos que envolvem o movimento das formas de fundo parecem muito promissores se aplicados em locais com características do leito adequadas.

O método de velocidade do leito medida com o ADCP apresentou dados confiáveis, de boa qualidade e poucos erros. As descargas sólidas de fundo mostraram concordância com as condições hidráulicas, e, considerando a pequena quantidade de parâmetros estimados, o método pode ser considerado mais preciso que os demais.

No presente estudo, todos os métodos aplicados apresentaram alguns erros em maior ou menor grau, seja na aplicação, na resolução dos equipamentos, ou até mesmo nas limitações dos métodos. Entretanto, o método de velocidade do leito medida com o ADCP, e as fórmulas de Engelund & Hansen (1967) e Van Rijn (1984) apresentaram bom desempenho, e, aparentemente, o método de velocidade do leito foi o que apresentou as estimativas da descarga de fundo mais confiáveis.

A maior dificuldade em afirmar a qualidade dos resultados foi a falta de medições diretas que pudessem ser utilizadas para validação dos demais métodos. Com isso, a única maneira de confirmar a adequação desses métodos ao rio Doce seria a

realização de uma maior quantidade de medições, espaciais e temporais, em um trecho mais uniforme. Para os métodos de deslocamento das formas de fundo é interessante ainda que seja escolhido um trecho com o leito coberto por dunas, abordando inclusive variações no intervalo de tempo entre os levantamentos, que permitam analisar a sensibilidade do tempo no equilíbrio do transporte.

Para uma aplicação mais segura dos métodos no rio Doce, com a consequente obtenção de dados de maior qualidade recomenda-se que sejam utilizadas embarcações mais estáveis e com sistema de ancoragem mais robusto, ou ainda, quando a seção permitir, utilizar pontes e/ou outras estruturas que permitam a coleta de dados sem a necessidade da embarcação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABDERREZZAK, K. E. K.; PAQUIER, A. Applicability of Sediment Transport Capacity Formulas to Dam-Break Flows over Movable Beds. *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 137, n. 2, 2011.
- ABRAHAM, D.; HENDRICKSON, J. Effects of drawdown and structures on bed-load transport in pool 8 navigation channel. *Coastal and Hydraulics Engineering Technical Notes*, v. 7, n.5, 2003.
- ABRAHAM, D.; KUHNLE, R. Using high resolution bathymetric data for measuring bed-load transport. In: Federal Interagency Sedimentation Conference, 8., Reno, NV, USA. *Proceedings...* Reno: JFIC, 2006.
- ABRAHAM, D.; KUHNLE, R. A.; ODGAARD, A. J. Validation of bed-load transport measurements with time-sequenced bathymetric data. *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 137, n. 7, 2011.
- ABRAHAM, D.; PRATT, T.; Quantification of bed-load transport on the upper Mississippi river using multibeam survey data and traditional methods. *Coastal and Hydraulics Engineering Technical Notes*, v. 7, n. 4, 2002.
- ABRAHAM, D.; PRATT, T.; SHARP, J. Measuring bedload transport on the Missouri River using time sequenced bathymetric data. In: Joint Federal Interagency Conference, 2., 2010, Las Vegas. *Proceedings...* Las Vegas: USGS, 2010.
- ALARCÓN, J. J.; SZUPIANY, R.; MONTAGNINI, M. D.; GAUDIN, H.; PRENDES, H. H.; AMSLER, M. L. Evaluación del transporte de sedimentos en el tramo medio del río Paraná. In: Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos, 1, 2003. Buenos Aires. *Proceedings...* Buenos Aires: INA-IRHi , 2003.
- ALMEDEIJ, J. H.; DIPLAS, P. Bedload Transport in Gravel-Bed Streams with Unimodal Sediment. *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 129, n. 11, 2003.
- AMSLER, M.; GAUDIN, H. E. La superposición de dunas y el transport de la carga de fondo en el rio Paraná. *Memórias XV Congresso Nacional del Água*. v. 3, p. 1-10, 1994
- AMSLER, M. L.; PRENDES, H. H. Transporte de sedimentos y processos fluviales associados. In: *El Río Paraná em su trama médio: Contribuicion al conocimiento y practicas ingenieriles em um gran rio de llanura*. Santa Fé, Argentina: UNL, 2000. cap. 5, p. 247-253
- ASHLEY, G. M. Classification of large-scale subaqueous bedforms: a new look at an old problem. *Journal of Sedimentary Research*, v. 60, n. 1, p. 160-172, 1990 *apud* STRASSER, M. A. *Dunas fluviais no rio Solimões-Amazonas: Dinâmica e transporte de sedimentos*. 2008. 148 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

BATALLA, R. J. Evaluating bed-material transport equations using field measurements in a sandy gravel-bed stream, Arbúcies River, NE Spain. *Earth Surface Processes and Landforms*, v. 22, p. 121–130, 1997.

BARRY, J. J.; BUFFINGTON, J. M.; KING, J. G. A general power equation for predicting bed load transport rates in gravel bed rivers. *Water Resources Research*, v. 40, p. 1-22, 2004.

BATHURST, J. C. Effect of coarse surface layer on bed-load transport. *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 133, n.11, p. 1192-1205, 2007.

BEST, J. The fluid dynamics of river dunes: A review and some future research directions. *Journal of Geophysical Research*, v. 110, 2005.

BIAZIN, P. C. *Característica Sedimentar e hidrológica do rio Ivaí em sua foz com o rio Paraná, Icaraíma - PR*. 2005. 73 f. Dissertação (Mestrado em Geografia) - Universidade Estadual de Maringá, Maringá, 2005.

BIAZIN, P. C.; SANTOS, M. L. Características geomórficas do canal e das formas de leito do rio Ivaí em seu curso inferior, Icaraíma-PR. *Revista Brasileira de Geomorfologia*, v. 9, n. 1, 2008.

BILLI, P.; ALI, O. B. Sediment transport of the Blue Nile at Khartoum. *Quaternary International*, v. 226, p. 12-22, 2010.

BRAVO-ESPINOSA; M.; OSTERKAMP, W. R.; LOPES, V. L. Bedload Transport in Alluvial Channels. *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 129, n. 10, 2003.

BUNTE, K.; SWINGLE, K.W.; ABT, S.R. Guidelines for using bedload traps in coarse-bedded mountain streams: Construction, installation, operation and sample processing. *General Technical Report*, RMRS-GTR-191, Fort Collins, Colorado: USDA Forest Service, 2007. 91 p.

CALLEDE, J.; GUYOT, P. K. J.; GUIMARÃES, V. S. Discharge determination by Acoustic Doppler Current Profilers (ADCP): a moving bottom error correction method and its application on the River Amazon at Obidos. *Hydrological Sciences-Journal-des Sciences Hydrologiques*, v. 45, n. 6, p. 911-924, 2000.

CAO, Z.; CARLING, P. A. Mathematical modelling of alluvial rivers: Reality and myth. Part I: General review. *Water and Maritime Engineering*, v. 154, n. 3, p. 207-219, 2002. *Apud* ABDERREZZAK, K. E. K.; PAQUIER, A. Applicability of Sediment Transport Capacity Formulas to Dam-Break Flows over Movable Beds. *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 137, n. 2, 2011.

CARVALHO, N. O.; FILIZOLA JR., N. P.; SANTOS, P. M. C.; LIMA, J. E. F. W. *Guia de Práticas Sedimentométricas*. Brasília: ANEEL, 2000. 154p.

CARVALHO, N. O. *Hidrossedimentologia prática*. 2 ed. Rio de Janeiro: Interciência, 2008. 600p.

CARVALHO, T. M. Quantificação dos sedimentos em suspensão e de fundo no médio rio Araguaia. *Revista Geográfica Acadêmica*, v. 1, n. 1, p. 55-64, 2007.

CARVALHO, T. M. Avaliação do transporte de carga sedimentar no médio rio Araguaia. *Geosul*, v. 24, n. 47, p. 147-160, 2009.

CHANG, H. H. Fluvial process in river engineering. New York: awiley-Interscience Publication, 1988. 432 p. *apud* PAIVA, L. E. D. *Aplicação de métodos macroscópicos na determinação da carga sólida total transportada em rios*. 1995. 199 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia civil) - Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 1995.

CHENG, N. S. Application of Incomplete Self-Similarity Argument for Predicting Bed-Material Load Discharge. *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 137, n. 9, 2011.

CHOW, V. T. *Open-channel hydraulics*. New York: McGraw-Hill, 1973. 680 p.

CHRISTOFOLETTI, A. *Geomorfologia fluvial*. São Paulo: Blücher, 1981. 313 p.

COSTELLO, J. B.; SOUTHARD, W. R. Flume experiments on lower-flow-regime bed forms in coarse sand. *Journal of Sedimentary Petrology*, v. 51, n. 3, p. 849-864, 1981.

DE JONG, C.; ERGENZINGER, P. Interpreting the temporal and spatial dynamics of bed load transport phases according to F.A.S.T. (Fluid And Sediment Transfer Model). *IAHS Publication*, n. 224, 1994.

DINEHART, R. L. Bedform movement recorded by sequential in tidal rivers. *Journal of Hydrology*, v. 258, p. 25-39, 2002.

DUFFY, G. P. *Bedform migration and associated sand transport on a banner bank: application of repetitive multibeam surveying and tidal current measurement to the estimation of sediment transport*. 2006. 228 f. Tese (Doutorado em Filosofia) - University of New Brunswick, Fredericton, New Brunswick, Canada, 2006.

ECOPLAN; LUME. *Plano Integrado de Recursos Hídricos da Bacia Hidrográfica do rio Doce*. Volume I. Relatório Final. 2010. 472 p.

EDWARDS, T. K.; GLYSSON, G. D. Field Methods for Measurement of Fluvial Sediment. *Techniques of Water-Resources Investigations of the US Geological Survey*. Book 3, Applications of Hydraulics. Reston: USGS, 1999.

EMMET, W. W. A field calibration of the sediment-trapping characteristics of the Helley-Smith bedload sampler. *U. S. Geological Survey Professional Paper*, 1139. Washington D.C: U.S. Government Printing Office, 1980.

EMMET, W. W. Measurement of bed load in rivers. *IAHS Publication*, n. 133, p. 3-15, 1981.

ENGEL, P.; LAU, Y. L. Computation of Bed Load Using Bathymetric Data. *Journal of the Hydraulics Division*, v. 106, n. 3, p. 369-380, 1980.

ENGELUND, F.; FREDSE, J. Sediment ripples and dunes. *Annual Review on Fluid Mechanics*, v. 14, p. 13-37, 1982.

ERGENZINGER, P.; DE JONG, C. Perspectives on bed load measurement. In: Erosion and Sediment transport in rivers: technological and Methodological advances, 2003, Oslo. *Proceedings...Oslo: IAHS, 2003.*

FERGUSON, R. I. The missing dimension: effects of lateral variation on 1-D calculations of fluvial bedload transport. *Geomorphology*, v. 56, p. 1-14, 2003.

FIENBERG, K.; SINGH, A.; FOUFOULA-GEORGIOU, E.; JEROLMACK, D.; A Theoretical Framework for Interpreting and Quantifying the Sampling Time Dependence of Gravel Bedload Transport Rates. *U.S. Geological Survey Scientific Investigations Report*, 2010-5091. Washington D.C: U.S. Government Printing Office, 2010

FISP. *Sampling with the US BL-84 bed-load sampler*. Vicksburg: FISP. Disponível em: <http://water.usgs.gov/fisp/docs/Instructions_US_BL-84_990507.pdf>. Acesso em: 04 jan. 2012.

GABEL, S. L. Geometry and kinematics of dunes during steady and unsteady flows in the Calamus River, Nebraska, USA. *Sedimentology*, v. 40, n. 2, p. 237-269, 1993. *Apud* STRASSER, M. A. *Dunas fluviais no rio Solimões-Amazonas: Dinâmica e transporte de sedimentos*. 2008. 148 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

GAEUMAN, D., JACOBSON, R. B. Acoustic bed velocity and bed load dynamics in a large sand bed river. *Journal of Geophysical Research*, v. 111, 2006.

GAEUMAN, D.; JACOBSON, R. B. Field assessment of alternative bed-load transport estimators. *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 133, n. 12, p. 1319-1328, 2007.

GAEUMAN, D.; PITTMAN, S. Relative Contributions of Sand and Gravel Bedload Transport to Acoustic Doppler Bed-Velocity Magnitudes in the Trinity River, California. *U.S. Geological Survey Scientific Investigations Report*, 5091. Washington D.C: U.S. Government Printing Office, 2010.

GAEUMAN, D.; RENNIE, C. D. A comparison of two field studies of acoustic bed velocity: grain size and instrument frequency effects. In: Federal Interagency Sedimentation Conference, 8., Reno, NV, USA. *Proceedings... Reno:JFIC, 2006.*

GARCIA, G. E. *Implementação de modelo numérico para avaliação do transporte de sedimentos no reservatório de Itaipu – PR*. 2008. 143 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental) - Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2008.

GAUDET, J. M., ROY, A. G; BEST, J. L. Effect of orientation and size of Helley-Smith sampler on its efficiency. *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 120, n. 6, pp. 758-766, 1994.

GAWEESH, M. T. K; VAN RIJN, L. C. Bedload sampling in sand-bed rivers. *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 120, n. 12, pp. 1364-1384, 1994.

GIANNINI, P. C.; RICCOMINI, C. Sedimentos e Processos Sedimentares In: TEIXEIRA, W. (Org.). *Decifrando a terra*. 2. ed. São Paulo: Nacional, 2009. p. 167-190.

GRAF, W. H. *Hydraulics of Sediment Transport*. New York: McGraw-Hill, 1971. 513p. *apud* PAIVA, L. E. D. *A influência do diâmetro representativo do material do leito nas fórmulas de cálculo do transporte de sedimentos em escoamentos com superfície livre*. 2007. 615 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2007.

GRAF, J. B. Measurement of bedload discharge in nine Illinois streams with the Helley-Smith sampler. *U.S. Geological Survey Water Resources Investigations Report*, 83-4136. Washington D.C: U.S. Government Printing Office, 1983.

HARMS, J. C.; SOUTHARD, J. B.; WALKER, R. G. *Structures and sequences in clastic rocks*. Calgary: Ed. Soc. Of Economic Paleontologists and Mineralogists (SEMPs), n. 9, 1982. *apud* BIAZIN, P. C.; SANTOS, M. L. Características geomórficas do canal e das formas de leito do rio Ivaí em seu curso inferior, Icaraíma-PR. *Revista Brasileira de Geomorfologia*, v. 9, n. 1, 2008.

HERBERTSON, J. G. A critical review of conventional bed load formulae. *Journal of Hydrology*, v. 8, p. 1-26, 1969.

HOEKSTRA, P.; BELL, P.; VAN SANTEN, P.; ROODE, N.; LEVOY, F.; WHITEHOUSE, R. Bedform migration and bedload transport on an intertidal shoal. *Continental Shelf Research*, v. 24, p. 1249-1269, 2004.

HOLMES, R. R.; GARCIA, M. H. Velocity and Sediment Concentration Measurements over Bedforms in Sand-Bed Rivers. In: Hydraulic Measurements and Experimental Methods Conference, 2002, Colorado. *Proceedings...* Virginia: ASCE, 2002.

HOLMES, R. R. Measurement of Bedload Transport in Sand-Bed Rivers: A Look at Two Indirect Sampling Methods. *U.S. Geological Survey Scientific Investigations Report*, 5091. Washington D.C: U.S. Government Printing Office, 2010.

HOSSAIN, M. M.; RAHMAN, M. L. Sediment transport functions and their evaluation using data from large alluvial rivers of Bangladesh. *IAHS- AISH Publication*, v. 249, p. 375- 382, 1998.

HUBBELL, D. W. Apparatus and techniques for measuring bedload. *U.S. Geological Survey, Water Supply Paper*, 1748, Washington D.C: U.S. Government Printing Office, 1964. 74 p.

HUBBELL, D. W.; STEVENS, H. H.; SKINNER, J. V.; BEVERAGE, J. P. New approach to calibrating bedload samplers. *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 111, n. 4, p. 677-694, 1985.

HUMMEL, R.; DUAN, J. G. Modeling Sediment Transport in the Pantano Wash, Tucson. In: World Environmental and Water Resources Congress, 2011, Palm Spring. *Proceedings...* Reston: ASCE, 2011.

IBGE. *Censo Demográfico*. 2010. Disponível em <www.ibge.com.br>. Acesso em: 07 Dez. 2010.

IMAIZUMI, F.; GOMI, T.; KOBAYASHI S.; NEGISHI, J. N. Changes in bedload transport rate associated with episodic sediment supply in a Japanese headwater channel. *Catena*, v. 77, pp. 207–215, 2009.

JAMIESON, E. C.; RENNIE, C. D.; JACOBSON, R. B.; TOWNSEND, R. D. Evaluation of ADCP Apparent Bed Load Velocity in a Large Sand-Bed River: Moving versus Stationary Boat Conditions. *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 137, n. 9, 2011.

JULIEN, P.Y. *Erosion and Sedimentation*. Cambridge University Press, New York, NY. 1995. 280 pp. apud WEINHOLD, M. R. *Application of a site-calibrated Parker-Klingeman bedload transport model*: Little Granite Creek, Wyoming. 2001. 143 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Colorado State University, Colorado, 2001.

KENNEDY, J. F. The formation of sediment ripples, dunes, and antidunes. *Annual Review of Fluid Mechanics*, v. 1, p. 147-168, 1969.

KENNEY, T. A. Cross-sectional progression of apparent bedload velocities. In: Federal Interagency Sedimentation Conference, 8., Reno, NV, USA. *Proceedings...* Reno: USGS, 2006.

KNAAPEN, M. A. F.; VAN BERGEN HENEGOUW, C. N.; HU, Y. Y. Quantifying bedform migration using multi-beam sonar. *Geo-Marine Letters*, v. 25, p. 306-314, 2005.

KOSTASCHUK, R.; BEST, J. Response of sand dunes to variations in tidal flow: Fraser Estuary, Canada. *Journal of Geophysical Research*, v. 110, 2005.

KOSTASCHUK, R.; BEST, J.; VILLARD, P. Measuring Velocity and Shear Stress over Dunes with Acoustic Doppler Profiler. *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 130, n. 9, p. 932-936, 2004.

KOSTASCHUK, R.; BEST, J.; VILLARD, P.; PEAKALL, J.; FRANKLIN, M. Measuring flow velocity and sediment transport with an acoustic Doppler current profiler. *Geomorphology*, v. 68, p. 25-37, 2005.

KOSTASCHUK, R.; SHUGAR, D.; BEST, J. L.; PARSONS, D. R.; ORFEO, O. Suspended sediment transport over a dune. In: *Marine and River Dune Dynamics*, Leeds, UK, 2008.

LEOPOLD, L. B.; WOLMAN, M. G.; MILLER, J. P. *Fluvial processes in geomorphology*: San Francisco, California: W.H. Freeman and Company, 1964, 522 p. apud EDWARDS, T. K.; GLYSSON, G. D. Field Methods for Measurement of Fluvial Sediment. *Techniques of Water-Resources Investigations of the US Geological Survey*. Book 3, Applications of Hydraulics. Reston: USGS, 1999.

LIMA, D. R., CAMPANA, N. A., AMSLER, M., SCHREIDER, M. I., GAUDIN, H. E., 1990. Desplazamiento de dunas y carga de fondo en un tramo del río Paraná.

Memórias XVI congresso Latino-americano de Hidráulica, v.3, p. 1203-1214, 1990.
 Apud MARTINS, D. P. *Dinâmica das formas de leito e transporte de carga de fundo no alto rio Paraná*. 2004. 69 f. Dissertação (Mestrado em Geografia) - Universidade Estadual de Maringá, Maringá, 2004.

LOW, H. S. Effect of sediment density on bed-load transport. *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 115, n. 1, 1989.

MARTINS, D. P. *Dinâmica das formas de leito e transporte de carga de fundo no alto rio Paraná*. 2004. 69 f. Dissertação (Mestrado em Geografia) - Universidade Estadual de Maringá, Maringá, 2004.

MARTINS, D. P.; STEVAUX, J. C. Formas de leito e transporte de carga de fundo do alto rio Paraná. *Revista Brasileira de Geomorfologia*, v. 6, n. 2, p. 43-50, 2005.

MARTINS, D. P.; BRAVARD, J.P.; STEVAUX, J. C. Dynamics of water flow and sediments in the upper Paraná River between Porto primavera and Itaipu dams, Brazil. *Latin American Journal of Sedimentology and Basin Analysis*, v. 16, n. 2, p. 111-118, 2009.

MESELHE, E. A.; PEREIRA, J. F.; GEORGIOU, I. Y.; ALLISON, M. A.; McCORQUODALE, J. A.; DAVIS, M. A. Numerical modeling of mobile-bed hydrodynamics of the lower Mississippi River. In: World Environmental and Water Resources Congress, 2010, Rhode Island. *Proceedings...* Reston: ASCE, 2010.

MOLINAS, A.; WU, B. Transport of Sediment in Large Sand-Bed Rivers. *Journal of Hydraulic Research*, v. 39, n. 2, p. 135-146, 2001.

NAKATO, T. Tests of selected sediment-transport formulas. *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 116, n. 3, p. 362-379, 1990.

NITTROUER, J. A.; ALLISON, M. A.; CAMPANELLA, R. Bedform transport rates for the lowermost Mississippi River. *Journal of Geophysical Research Earth Surface*, v. 113, 2008.

PAIVA, J. B. D. *Quantidade dos Recursos Hídricos*. Hidrologia Aplicada a Gestão de Pequenas Bacias Hidrográficas. Porto Alegre. ABRH, 2001. p. 539-540.

PAIVA, L. E. D. *Aplicação de métodos macroscópicos na determinação da carga sólida total transportada em rios*. 1995. 199 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia civil) - Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 1995.

PAIVA, L. E. D. *A influência do diâmetro representativo do material do leito nas fórmulas de cálculo do transporte de sedimentos em escoamentos com superfície livre*. 2007. 615 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2007.

PARSONS, D. R. BEST, J. L.; ORFEO, O.; KOSTASCHUK, R. J. H.; LANE, S. N. Morphology and flow fields of three-dimensional dunes, rio Paraná, Argentina: Results from simultaneous multibeam echo sounding and acoustic Doppler current profiling. *Journal of Geophysical Research*, v. 110, 2005.

PRENT, M. T. H.; HICKIN, E. J. Annual regime of bedforms roughness and flow resistance. Lilloet River, British Columbia, BC. *Geomorphology*, v. 41, p. 369-390, 2001.

RAMOOZ, R.; RENNIE, C. D. Laboratory measurement of bedload with an ADCP. U.S. *Geological Survey Scientific Investigations Report*, 5091. Washington D.C: U.S. Government Printing Office, 2010.

RDI. *RiverRay ADCP User's Guide*. California: RDI, 2009. 32 p.

RDI. *Acoustic Doppler Current Profiler principles of operation: a practical primer*. California: RDI, 2011. 62 p.

RECKING, A.; LIÉBAULT, F.; PETEUIL, C.; JOLIMET, T. Testing bedload transport equations with consideration of time scales. *Earth Surface Processes and Landforms*, v. 37, n. 7, pp.774-789, 2012.

RENNIE, C. D.; MILLAR, R. G.; CHURCH, M. A. Measurement of bed load velocity using an Acoustic Doppler Current Profiler. *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 128, n. 5, p. 473-483, 2002.

RENNIE, C. D.; MILLAR, R. G. Spatial distribution of bedload transport velocity using an acoustic Doppler current profiler. In: Hydraulic Measurements and Experimental Methods 2002, Reston, VA. *Proceedings...* Reston: ASCE, 2002.

RENNIE, C. D.; MILLAR, R. G. Measurement of the spatial distribution of fluvial bedload transport velocity in both sand and gravel. *Earth Surface Processes and Landforms*, v. 29, p. 1173–1193, 2004.

RENNIE, C. D.; MILLAR, R. G. Deconvolution technique to separate signal from noise in gravel bedload velocity data. *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 133, n. 8, 2007.

RENNIE, C. D.; RAINVILLE, F. Real time estimation of ADCP bedload velocity using a Kalman filter. IN: World Environmental and Water Resource Congress, 2006, Nebraska. *Proceedings...*Reston: ASCE, 2006.

RENNIE, C. D.; RAINVILLE, F. Improving precision in the reference velocity of ADCP measurements using a Kalman filter with GPS and *bottom track*. *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 134, n. 9, 2008.

RENNIE, C. D.; RAINVILLE, F.; KASHYAP, S. Improved estimation of ADCP apparent bed-load velocity using a real-time Kalman filter. *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 133, n. 12, p. 1337-1344, 2007

RENNIE, C. D.; VILLARD, P. V. Site specificity of bedload measurement using an acoustic Doppler current profiler. *Journal of Geophysical Research*, v. 109, 2004.

RICKENMANN, D. Comparison of bed load transport in torrents and gravel bed streams. *Water Resources Research*, v. 37, n. 12, p. 3295-3305, 2001.

RICKLY HYDROLOGICAL COMPANY. *Bedload Samplers*. Disponível em <<http://www.rickly.com/ss/bedload.htm>>. Acesso em: 27 nov. 2010.

RUBIN, D. M.; TATE, G. B.; TOPPING, D. J.; ANIMA, R. A. Use of rotating side-scan sonar to measure bedload. In: Federal Interagency Sedimentation Conference, 7., 2001, Reno. *Proceedings...* Reno: USGS, 2001.

RYAN, S. E.; BUNTE, K.; POTYONDY, J. P. Bedload-Transport Measurement: Data Needs, Uncertainty, and New Technologies. In: Federal Interagency Sediment Monitoring Instrument and Analysis Research Workshop, 2003, Flagstaff. *Proceedings...* Flagstaff: USGS, 2003.

RYAN, S. E.; TROENDLE, C. A. *Measuring Bedload with Handheld Samplers in Coarse-Grained Mountain Channels*. 1999. Disponível em: <<http://stream.fs.fed.us/news/streamnt/jul99/jul99a1n.htm>>. Acesso em 27 Nov. 2010.

SCAPIN, J.; PAIVA, J. B. D.; BELING, F. A. Avaliação de métodos de cálculo do transporte de sedimentos em um pequeno rio urbano. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 12, n.4, p. 5-21, 2007.

SERRA, S. G.; VIONNET, C. A. Migration of large dunes during extreme floods of the Paraná River, Argentina. In: River, Coastal and Estuarine Morphodynamics, 4., 2005, Illinois. *Proceedings...*Madrid: IAHR, 2005.

SIMONS, D. B.; RICHARDSON, E. V.; NORDIN JR, C. F. Bedload equation for ripples and dunes. *U. S. Geological Survey Professional Paper*, 462-H. Washington D.C: U.S. Government Printing Office, 1965.

SIMONS, D. B., RICHARDSON, E.V. Resistance to flow in alluvial channels. *U. S. Geological Survey Professional Paper*, 422-J. Washington D.C: U.S. Government Printing Office, 1966 *apud* CHRISTOFOLETTI, A. *Geomorfologia fluvial*. São Paulo: Blücher, 1981. 313 p.

SIMONS, D. B.; SENTURK, F. *Sediment transport technology: water and sediment dynamics*. Littleton: Water Resources Publications, 1992. 897p.

SINGH, A.; FIENBERG, K.; JEROLMACK, D. J.; MARR, J.; FOUFOULA-GEORGIOU, E. Experimental evidence for statistical scaling and intermittency in sediment transport rates. *Journal of Geophysical Research*, v. 114, 2009.

STEVENS, H. H.; YANG, C. T. *Summary and use of selected fluvial sediment-discharge formulas*. Water resources investigations report, 89-4026. Denver: USGS, 1989. 121 p. *Apud* CARVALHO, N. O. *Hidrossedimentologia prática*. 2 ed. Rio de Janeiro: Interciência, 2008. 600p.

STRASSER, M. A. *Estudo da geometria das formas de fundo no curso médio do rio Amazonas*. 2002. 113 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

STRASSER, M. A. *Dunas fluviais no rio Solimões-Amazonas: Dinâmica e transporte de sedimentos*. 2008. 148 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

SUGUIO, K.; BIGARELLA, J.J. *Ambientes fluviais*. Florianópolis: EdUFSC, 1990. 183p.

TAYLOR, J. A.; VINCENT, C. E.; THORNE, P. D.; HARDCASTLE, P. J.; HUMPHREY, V. F.; ZHANG, J. D.; SCHAAFSMA, A.; DOHMEN-JANSEEN, C. M.; PERENNES, M. Three-dimensional sediment transport measurements by acoustics (TRIDISMA). In: Oceans Conference, 2, 1998, Nice. *Proceedings...* Hoes Lane: IEEE Oceanic Engineering Society, 1998.

TUROWSKI, J. M. Probability distributions of bed load transport rates: a new derivation and comparison with field data. *Water Resources Research*, v. 46, n. 8, 2010.

TUROWSKI, J. M.; RICKENMAN, D. Measuring the statistics of bed-load transport using indirect sensors. *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 137, n. 1, 2011.

VAN DEN BERG, J. H. Bedform migration and bed-load transport in some rivers and tidal environments. *Sedimentology*, v. 34, n. 4, p. 681-698, 1987.

VAN DEN BERG, J. H.; VAN GELDER, A. Flow and sediment transport over large subaqueous dunes: Fraser river, Canada. *Sedimentology*, v. 45, p. 217-221, 1998.

VAN RIJN, L. C. Sediment transport, part I: Bed load transport. *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 110, n. 10, p. 1431-1456, 1984.

VAN RIJN, L. C. *Principles of sediment transport in rivers, estuaries and coastal seas*. Amsterdam: Aqua Publications, 1993. 690 p.

VILLARD, P. V.; CHURCH, M. Dunes and associated sand transporte in a tidally influence sand-bed channel: Fraser River, British Columbia. *Canadian Journal of Earth Sciences*, v. 40 n.1, p. 115-130, 2003.

VILLARD, P. V.; CHURCH, M.; KOSTASCHUK, R. Estimating bedload in sand-bed channels using bottom tracking from an acoustic Doppler profiler. *Special Publication of the International Association of Sedimentologists*, n. 35, p. 197-209, 2005.

YALIN, M. S. *Mechanics of sediment transport*. Oxford: Pergamon Press, 1972. 290 p. *apud* MARTINS, D. P. *Dinâmica das formas de leito e transporte de carga de fundo no alto rio Paraná*. 2004. 69 f. Dissertação (Mestrado em Geografia) - Universidade Estadual de Maringá, Maringá, 2004.

YANG, C. T. Unit stream Power equations for total load. *Journal of Hidrology*, v. 40, n. 1-2, p. 556 – 568, 1979. *apud* PAIVA, L. E. D. *Aplicação de métodos macroscópicos na determinação da carga sólida total transportada em rios*. 1995. 199 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia civil) - Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 1995.

YANG, C. T. Noncohesive Sediment Transport. In: UNITED STATES. Bureau of Reclamation. Denver Office. Technical Service Center. *Erosion and sedimentation manual*. 2. ed. Denver: Government Printing Office, 2006. p. 3-1 – 3-104.

YOROZUYA, A.; SHINTAKU, S.; EJIMA, K.; FUKAMI, K.; KANAZAWA, H. Development of a sediment discharge measurement system with ADCP. In: International Conference on Fluid control, Measurements, and Visualization, 10., 2009, Moscow, Russia. *Proceedings...* JIHTRAS: Moscow, 2009.

YOROZUYA, A.; KANNO, Y.; FUKAMI, K.; OKADA, S. Bed-load discharge measurement by ADCP in actual rivers. In: River Flow Conference, 2010, Germany. *Proceedings...* Germany IAHR-Fluvial Hydraulics Committee, 2010.

ZEDEL, L.; HAY, A. E. A coherent Doppler profiler for high resolution particle velocimetry in the ocean: Laboratory measurements for turbulence and particle flux. *Journal of Atmospheric and Oceanic Technology*, v. 16, p. 1102-1117, 1999

ZORNDT, A.; WURPTS, A.; SCHLURMANN, T.; OHLE, N.; STROTMANN, T. Dune migration and sand transport rates in tidal estuaries: the example of the River Elbe. In: International Conference on Coastal Engineering, 32 , 2010, Shanghai. *Proceedings...* Reston: ASCE, 2010.