

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA  
CENTRO TECNOLÓGICO  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA  
AMBIENTAL**

Fernando Grison

**ESTUDO DA GEOMETRIA HIDRÁULICA DO RIO DOS  
BUGRES, NO MUNICÍPIO DE RIO NEGRINHO - SC**

Florianópolis  
abril/2013



Fernando Grison

**ESTUDO DA GEOMETRIA HIDRÁULICA DO RIO DOS  
BUGRES, NO MUNICÍPIO DE RIO NEGRINHO - SC**

Tese de Doutorado  
submetida ao Programa de Pós-graduação  
em Engenharia Ambiental  
da Universidade Federal de Santa Catarina

Orientador: Prof. Dr. Masato Kobiyama

Florianópolis  
abril/2013

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,  
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Grison, Fernando

Estudo da geometria hidráulica do rio dos Bugres, no município de Rio Negrinho - SC / Fernando Grison ; orientador, Masato Kobiyama - Florianópolis, SC, 2013. 236 p.

Tese (doutorado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental.

Inclui referências

1. Engenharia Ambiental. 2. Geometria Hidráulica. 3. Rio dos Bugres. 4. Modificação de seção transversal. 5. Coeficiente de rugosidade de Manning. I. Kobiyama, Masato. II. Universidade Federal de Santa Catarina. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental. III. Título.

## TERMO DE APROVAÇÃO

"Estudo da geometria hidráulica do rio dos Bugres, no município de Rio Negrinho - SC".

Fernando Grison

A Tese foi julgada e aprovada pela banca examinadora no Programa de Pós Graduação em Engenharia Ambiental da Universidade Federal de Santa Catarina como parte dos requisitos necessários para obtenção do grau de

### DOUTOR EM ENGENHARIA AMBIENTAL

Aprovado por:



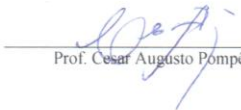
Prof. Masato Kobiyana  
(Orientador)



Prof. Davide Franco, Dr.



Prof.ª Nádya Bernardi Bonumá, Dr.ª



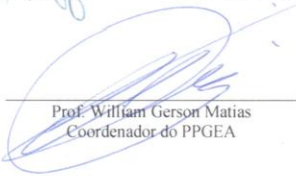
Prof. Cesar Augusto Pompêo



Prof. Marcelo Gomes Miguez, Dr.



Prof.ª Ana Luiza de Oliveira Borges, Dr.ª



Prof. William Gerson Matias  
Coordenador do PPGEA

FLORIANÓPOLIS, SC – BRASIL  
ABRIL/2013.



## AGRADECIMENTOS

Utilizo este espaço para agradecer o apoio e colaboração de instituições e pessoas que juntos somaram esforços para a realização dessa pesquisa.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) agradeço pela aprovação desse projeto de pesquisa e pelo auxílio financeiro em forma de bolsa de estudo.

Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental (PPGEA) da UFSC e à secretaria do PPGEA pela atenção e cuidado com os assuntos burocráticos.

A empresa Renova Floresta, representada pelo funcionário Mármonn, pela permissão de acesso as suas áreas particulares, que fizeram parte da área de estudo desse trabalho. Além disso, pela ajuda com a instalação de equipamentos de monitoramento hidrológico e pela atenção quanto à segurança desses equipamentos.

Ao Serviço Autônomo Municipal de Água e Esgoto – SAMAE, de Rio Negrinho – SC, pela ajuda com a instalação da estação hidrológica nas áreas particulares de José Zeman, a quem também agradeço pelo apoio e confiança.

Aos professores que compuseram a banca examinadora desse trabalho, pela enriquecedora contribuição. Agradeço especialmente ao Prof. Davide, por suas inúmeras contribuições durante o desenvolvimento dessa pesquisa.

Ao meu orientador, Prof. Masato Kobiyama, agradeço por toda a ajuda e confiança que me foi dada para construir esse trabalho. Por acreditar na contribuição dessa pesquisa sobre essa fascinante teoria da Geometria Hidráulica e por sua grande amizade e ensinamentos que me foram passados durante vários anos de convívio no laboratório de hidrologia - LabHidro.

A todos os amigos do LabHidro, Albert, Gean, Joana, Leonardo, Marco e Roberto que contribuíram com esse trabalho.

À minha namorada, Aline, pela incansável e fundamental ajuda, tanto nas atividades de campo quanto na construção dessa tese. Além disso, agradeço por sua parceria, companheirismo, amizade e amor.

Aos meus pais, pela base familiar, educação e apoio à minha carreira.

Muito obrigado.





*“You cannot step in the same river twice, for the second time  
it is not the same river”*  
(Heraclitus)

*“We owe rivers the respect due to any source of information that helps  
us to understand our history and so to understand ourselves”*  
(Ellen Wohl, 2004)

*“The river is the carpenter of its own edifice”*  
(Luna B. Leopold, 1994)



## RESUMO

O presente trabalho aplicou a teoria da geometria hidráulica no rio dos Bugres, em várias seções e trechos desse rio. Foi feita uma comparação entre resultados da geometria hidráulica obtidos pelo método clássico proposto por Leopold com derivações analíticas propostas por Dingman. Foram definidos 11 pontos de estudo ao longo do rio dos Bugres onde instalaram-se estações fluviométricas, pluviométricas e hidrossedimentológicas. Nesses locais foram realizados levantamentos topobatimétricos de duas seções transversais: uma próxima à estação fluviométrica e outra à montante ou à jusante desta. Além disso, foram feitas medições de vazão e de declividade superficial da água e ainda identificado o nível de margens plenas nessas seções. Uma relação entre vazão e o coeficiente de rugosidade  $n$  de Manning foi determinada para as análises de resistência do fluxo e para geração e análise dos resultados da geometria hidráulica. Das observações de campo destaca-se: (1) em muitas seções transversais, a vazão média pode ser a principal responsável por uma significativa erosão das margens do rio; (2) em média, a largura das seções transversais em nível de margens plenas, ao longo de alguns trechos do rio, é pouco diferenciada; e (3) em geral, ao longo do rio dos Bugres, algumas seções transversais ficam mais largas e rasas, ou mais estreitas e profundas. A análise da geometria hidráulica das seções transversais mostrou que há tendência da profundidade média sofrer sempre maior variação do que a largura com o aumento da vazão. Os valores dos expoentes e coeficientes calculados com as derivações analíticas se mostraram muito próximos dos valores estimados pelo método clássico e com isso comprovou-se a eficiência dessas derivações. Além disso, verificou-se que o método de Dingman pode ser mais adequado para as estimativas de largura em nível de margens plenas. Da análise da geometria hidráulica aplicada ao longo do rio dos Bugres, mostrou-se que a largura e profundidade média das seções pouco se alteram. A velocidade é a variável mais sensível às mudanças de vazão ao longo do rio. Além disso, para os níveis de margens plenas, de transbordamento e de outros 7 níveis observados concomitantemente em campo, constatou-se que a vazão não aumenta naturalmente de maneira constante ao longo de todo o rio.

**Palavras-chave:** Geometria hidráulica; Rio dos Bugres; Modificação de seção transversal; Coeficiente de rugosidade de Manning.



## ABSTRACT

The present work applied the Hydraulic Geometry theory to the Bugres river, at several sections and reaches of this river. The results obtained by applying the classical method of the hydraulic geometry and the analytical derivations of this theory were compared. A field reconnaissance along the whole channel of Bugres river was held in order to set 11 points of study. After that, gauge, rainfall, and hydrosedimentological stations were installed at these points. A topobathymetric survey was also conducted at two cross sections: one near the gauge station and the other upstream or downstream of that one. In addition, discharges and water surface slopes were measured, and bankfull levels were identified. A relationship between discharge and Manning's roughness coefficient ( $n$ ) was determined for the analysis of flow resistance, extrapolation of the stage-discharge curves and also to the hydraulic geometry analysis. From the field observations it can be pointed out: (1) in many cross-sections of Bugres river the mean discharge may be primarily responsible for a significant erosion of the river banks, (2) on average, the bankfull width of cross-section presents low variation along some reaches of the Bugres river, and (3) in general, the cross sections between the points of study are getting wider and shallower, or narrower and deeper. The analysis at-a-station hydraulic geometry of Bugres river showed that there is a trend of mean depth to present a greater variation than the width with increasing discharge. In general, the values of coefficients and exponents of hydraulic geometry that were calculated with analytical derivation of Dingman's method were very close to the values estimated by the classical method, and thus proved the efficiency of these equations. Moreover, the Dingman's method might be more appropriate to estimate the bankfull width. The results of downstream hydraulic geometry analysis of Bugres river showed that the mean depth and width have little variation. The velocity is the most sensitive variable to changes in discharge along the river. Furthermore, for bankfull, flood, and other seven levels simultaneously observed in the field, it was found that the discharge does not naturally increase along the entire river.

**Keywords:** Hydraulic geometry, Bugres river, cross-section variation, Manning's roughness coefficient.



## LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1 – Sistema fluvial dividido em três diferentes zonas conforme proposto por Schumm (1977) .....	34
Figura 3.2 – Classificação de tipos de canais fluviais. A, B, C, D, DA, E, F e G representam respectivamente canais retilíneo, sinuoso, meandrado, trançado, anastomosado (ramificado), altamente meandrado, sinuoso e meandrado respectivamente. $w/d$ é a relação entre largura e profundidade, também chamada de fator de forma e N/A é a abreviação para “Não Aplicável”. .....	36
Figura 3.3 – Ciclo de ajuste de um canal fluvial.....	38
Figura 3.4 – Teoria do equilíbrio do canal proposta por Lane (1955) .....	39
Figura 3.5 – Planícies de inundação de uma determinada seção transversal de um rio .....	40
Figura 3.6 – Comparação de vazões em uma determinada seção transversal e em direção à jusante de um rio .....	42
Figura 3.7 – Variáveis da geometria hidráulica. (a) Variáveis em um perfil transversal; (b) Variáveis em um perfil transversal e longitudinal.....	45
Figura 3.8 – Comportamento das variáveis da geometria hidráulica em função da variação da vazão .....	48
Figura 3.9 – Modelo da seção transversal considerado para as derivações da geometria hidráulica. $d_m$ é a profundidade máxima de um determinado nível d’água na seção .....	50
Figura 3.10 – Formas de seção transversal como função do expoente $r$ . $r = 1$ representa um triângulo, $r = 2$ uma parábola e $r \rightarrow \infty$ um retângulo.....	51
Figura 3.11 – Diagrama triaxial com suas subdivisões ( $b=f$ ; $m=f$ ; $m=f/2$ ; $b+f=m$ ; $m/f=2/3$ e expoente $r$ ), tipos de canais (1 a 10) .....	58
Figura 3.12 – Subdivisão $b = f$ .....	59
Figura 3.13 – Subdivisão $m = f$ .....	60
Figura 3.14 – Subdivisão $m = f/2$ .....	61
Figura 3.15 – Subdivisão $b + f = m$ .....	62

Figura 3.16 – Subdivisão $m/f = 2/3$ .....	62
Figura 3.17 – Diagrama de definição das equações da potência do escoamento .....	64
Figura 3.18 – Sequência de formas do leito a resistência ao fluxo em rios de leito arenosos ( <i>sand-bed-rivers</i> ).....	66
Figura 3.19 – Tipos de trechos de rio, conforme contribuições de água subterrânea(a) rio recebe água subterrânea; (b) e (c) rio perde água para o aquífero; (d) recebe e perde água para o lençol subterrâneo .....	71
Figura 3.20 – Esquema da localização da zona hiporréica em um trecho de rio.....	72
Figura 4.1 – Variabilidade do coeficiente de rugosidade $n$ com a vazão para 4 diferentes tamanhos de grãos de areia.....	78
Figura 4.2 – Relação entre $n$ e vazão encontrada por Dingman (1971). $N_{Re}$ é o número de Reynolds.....	80
Figura 5.1 – Localização da bacia do Rio dos Bugres .....	81
Figura 5.2 – Perfil longitudinal do rio dos Bugres .....	82
Figura 5.3 – Modelo digital de elevação do terreno da bacia do rio dos Bugres .....	83
Figura 5.4 – Geologia da BHRB. (a) Estratificação do arenito exposta pela erosão hídrica em uma estrada da bacia; (b), (c) e (d) Perfis de solo e rocha.....	84
Figura 5.5 – Mapa de solos da BHRB.....	86
Figura 5.6 – Mapa de uso do solo da BHRB.....	87
Figura 5.7 – Mapa de localização dos pontos de estudo definidos ao longo do Rio dos Bugres. Os pontos são identificados por RB01, RB02, RB03, RB04, RB05, RB06, RB07, RB08, RB09, RB10 e RB11.....	89
Figura 5.8 – Instalação das régua (a) Fixação da primeira régua no leito do rio do ponto RB05; (b) Nivelamento das régua com um nível topográfico no ponto RB06; (c) e (d) Estações fluviométricas instaladas nos pontos RB11 e RB04, respectivamente .....	92



Figura 5.9 – Estação pluviométrica do ponto de estudo RB09 .....	93
Figura 5.10 – Instalação da estação hidrossedimentológica do ponto de estudo RB01. (a) Abertura de uma vala para colocação do tubo; (b) Tubo colocado na vala e (c) enterrado; (d) Estação instalada .....	94
Figura 5.11 – Esquema do levantamento topobatimétrico .....	95
Figura 5.12 – Exemplo do levantamento topobatimétrico em campo. (a) e (c) Atividades do levantamento em campo em RB04 e RB05, respectivamente; (b) e (d) Seções resultantes para RB04 e RB05, respectivamente.....	96
Figura 5.13 a Pontos de estudo RB01 a RB11. (a) Esquema da seção de estudo e suas características de material do leito e margens e tipo de vegetação das margens; (b) e (c) Ilustrações representativas de montante e jusante, respectivamente .....	97
Figura 5.23 – Fotos das medições de vazão com o FlowTracker. (a) e (b) RB07; (c) e (d) RB05; (e) RB02; (f) RB11; e (g) e (h) RB01.....	108
Figura 5.24 – Fotos das medições de vazão com o FlowTracker. (a) e (b) RB07; (c) e (d) RB05; (e) RB02; (f) RB11; e (g) e (h) RB01.....	108
Figura 5.25 – Esquema ilustrativo do método da meia seção .....	110
Figura 5.26 – Esquema ilustrativo do método da seção média .....	111
Figura 5.27 – Esquema da medição de declividade superficial da água para um trecho de rio.....	112
Figura 5.28 – Esquema da medição de declividade superficial da água para um trecho de rio.....	113
Figura 5.29 – Esquema da variação da declividade da superfície d'água e da energia em um trecho de rio entre duas seções .....	115
Figura 5.30 – Esquema de medições para o cálculo de distâncias e profundidades em uma seção transversal para o nível de margens plenas .....	117
Figura 5.31 – Diagrama demonstrativo de curvas de variabilidade temporal das variáveis da geometria hidráulica em conjunto com curvas de duração de fluxo .....	121
Figura 5.32 – Fluxograma para análise da Geometria Hidráulica em uma determinada seção transversal .....	122

Figura 5.33 – Fluxograma para análise da Geometria Hidráulica em direção à jusante .....	125
Figura 6.1 – Etapas da modificação de seções transversais pela vazão média .....	128
Figura 6.2 – Fotos das modificações das seções transversais pela vazão média. (a) e (b) Margens escavadas, nos trechos RB11 e RB06 respectivamente; (c) Desabamentos de margens nos trechos RB03 e RB05. (d) Margem depois de desabada, no trecho RB03; (e) Exemplo de forma do leito do tipo Ripples, no trecho RB11 .....	129
Figura 6.3 – Seções transversais de estudo do rio dos Bugres com seus parâmetros de largura de topo e profundidade média para o nível de margens plenas .....	131
Figura 6.4 – Curvas-chave das seções de medição do rio dos Bugres. Nota-se que a distância observada em alguns gráficos mostra a diferença entre a cota máxima medida e a cota de margens plenas simbolizada por “MP” .....	132
Figura 6.5 – Curvas de ajuste do coeficiente $n$ com a vazão e seus respectivos intervalos de confiança .....	140
Figura 6.6 – Histograma do coeficiente $n$ .....	146
Figura 6.7 – Todos os valores encontrados de $n$ em função de suas respectivas vazões, separados visualmente em dois grupos, A e B .....	146
Figura 6.8 – Ajustes entre $n$ e $Q$ . (a) Ajuste entre $n$ e $Q$ com os valores do grupo A da Figura 6.7; (b) Ajuste entre $n$ e $Q$ com os valores do grupo B da Figura 6.7; (c) Valores referentes aos trechos do grupo A; e (d) Valores referentes aos trechos do grupo B .....	147
Figura 6.9 – Intervalos de valores para $b$ , $f$ e $m$ no rio dos Bugres, bacia do rio Iguaçu e em outros rios .....	153
Figura 6.10 – Formas simétricas calculadas pela Equação 3.20 com os dados topobatimétricos das seções de medição .....	155
Figura 6.11 – Variações dos expoentes com o aumento de $\hat{r}$ , $r'$ e $r_{geom}$ ...	162

Figura 6.12 – Variações dos coeficientes com o aumento de $\hat{r}$ , $r'$ e $r_{geom}$ .....	163
Figura 6.13 – Estimativas de largura, profundidade média e velocidade com base nos expoentes e coeficientes da Tabela 6.7. (a) variação das larguras dos trechos do rio; (b) comportamento do desvio das larguras em relação a largura com margens plenas, medida em campo; (c) variação das profundidades médias dos trechos do rio; (d) comportamento do desvio das profundidades médias em relação a profundidade média com margens plenas, medida em campo; (e) variação das velocidades dos trechos do rio; e (f) comportamento do desvio das velocidades em relação a velocidade com margens plenas, medida em campo.....	165
Figura 6.14 – Diagrama de Rhodes. (a) Diagrama com os valores de $b$ , $f$ e $m$ obtidos pelo método de Leopold; e (b) Diagrama com os valores de $b$ , $f$ e $m$ obtidos pelo método de Dingman.....	169
Figura 6.15 – Curvas de permanência do trecho RB01 .....	176
Figura 6.16 – Curvas de permanência do trecho RB10 .....	177
Figura 6.17 – Curvas de permanência do trecho RB11 .....	178
Figura 6.18 – Distribuição de chuva mensal na bacia do rio dos Bugres..	179
Figura 6.19 – Variação do expoente $y$ com os expoentes da geometria hidráulica. (a) $y$ em função de $m$ ; (b) $y$ em função de $f$ ; (c) $y$ em função de $p$ .....	180
Figura 6.20 – Variação da largura ( $w$ ), profundidade média ( $d$ ) e velocidade ( $v$ ) com o aumento da vazão para a cota de margens plenas ao longo do rio dos Bugres .....	183
Figura 6.21 – Variação da largura ( $w$ ), profundidade média ( $d$ ) e velocidade ( $v$ ) com o aumento da vazão para a cota referente ao nível de transbordamento das seções ao longo do rio dos Bugres.....	186
Figura 6.22 – Variação da vazão ao longo do rio dos Bugres para os níveis de margens plenas ( $Q_{mp}$ ) e de transbordamento ( $Q_{mp2}$ ).....	190

Figura 6.23 – Variação da vazão ao longo do rio dos Bugres para vários níveis d'água observados concomitantemente em vários dias em campo ..... 190

Figura 6.24 – Variação da taxa  $w/d$  ao longo do rio dos Bugres ..... 191

Figura 6.25 – Influência da área de drenagem. (a) Variação da área de drenagem com a vazão para o nível de margens plenas e de transbordamento; (b) Variação da área de drenagem com a vazão para vários níveis d'água, observados concomitantemente ao longo do rio; (c) Relação entre largura para o nível de margens plenas e a área de drenagem (d); Relação entre profundidade média para o nível de margens plenas e a área de drenagem; e (e) Relação entre a área da seção transversal para o nível de margens plenas e a área de drenagem ..... 194

Figura 6.26 – Relação entre vazão e área da seção transversal para o nível de margens plenas ..... 197

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Comportamento das variáveis com o aumento da vazão, no diagrama de Rhodes (1977).....	63
Tabela 4.1 – Aplicações da geometria hidráulica.....	74
Tabela 4.2 – Métodos de determinação do coeficiente $n$ .....	76
Tabela 4.3 – Expoentes $b, f, m$ e $y$ de seções transversais de rios da bacia de Bollin-Dean, EUA .....	79
Tabela 5.1 – Tipos de solos da BHRB .....	85
Tabela 5.2 – Uso do solo da BHRB .....	88
Tabela 5.3 – Características relativas à área de drenagem, comprimento de drenagem e densidade de drenagem dos pontos de estudo .90	90
Tabela 5.4 – Resumo das instalações das estações.....	91
Tabela 5.5 – Tabela de cálculo das velocidades médias pelo Método Detalhado.....	108
Tabela 5.6 – Distâncias adotadas entre as verticais.....	108
Tabela 5.7 – Resumos das derivações dos expoentes e coeficientes da geometria hidráulica .....	120
Tabela 6.1 – Valores máximo e mínimo de $n$ ( $n_{\text{máx}}$ e $n_{\text{mín}}$ ) e respectivas vazões máximas e mínimas ( $Q_{n_{\text{mín}}}$ e $Q_{n_{\text{máx}}}$ ) para os trechos de estudo do rio dos Bugres. $\Delta n$ é a diferença entre $n_{\text{máx}}$ e $n_{\text{mín}}$ .....	138
Tabela 6.2 – Valores de $n$ pelo método de Dingman (2009).....	149
Tabela 6.3 – Valores dos expoentes e coeficientes das relações da geometria hidráulica de seções transversais do rio dos Bugres.....	150
Tabela 6.4 – Valores de área das formas simétricas no nível de margens plenas e respectivos erros relativos .....	154
Tabela 6.5 – Valores encontrados para $r'$ , $\hat{r}$ e $r_{\text{geom}}$ .....	157
Tabela 6.6 – Dados utilizados para as estimativas dos expoentes e coeficientes da geometria hidráulica pelo método de Dingman.....	159

Tabela 6.7 – Comparação entre os expoentes e coeficientes da geometria hidráulica pelos métodos de Dingman e Leopold .....	160
Tabela 6.8 – Comparação de valores de largura, profundidade média e velocidade calculados pelos métodos de Leopold e Dingman .....	164
Tabela 6.9 – Resumo do diagrama de Rhodes (1977). Este resumo apresenta o comportamento das variáveis com o aumento da vazão .....	170
Tabela 6.10 – Dados estatísticos das curvas de permanência .....	173
Tabela 6.11 – Dados para a análise da geometria hidráulica de jusante para o nível de margens plena de cada seção .....	182
Tabela 6.12 – Dados para a análise da geometria hidráulica de jusante para o nível de transbordamento (mp2) de cada seção .....	185
Tabela 6.13 – Dados de cota e vazão obtidos das observações dos níveis das seções d'água para vários dias .....	188
Tabela 6.14 – Expoentes e coeficientes da geometria hidráulica de jusante .....	189

## LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Descrição	Unidade
$a$	coeficiente da relação da geometria hidráulica para largura	(—)
$a'$	coeficiente da relação entre largura e área molhada da seção	(—)
$acal$	coeficiente da largura estimada pelo método de Dingman com o uso de $r_{geom}$	(—)
$a'cal$	coeficiente da largura estimada pelo método de Dingman com o uso de $r'$	(—)
$A$	área da seção transversal	(m <sup>2</sup> )
$A_D$	área de drenagem	(km <sup>2</sup> )
$a_i$	área dos segmentos nas estimativas de vazão pelo método da Meia Seção e Seção Média	(m <sup>2</sup> )
$A_{mp}$	área da seção transversal com margens plenas	(m <sup>2</sup> )
$A_{mp2}$	área para o nível de transbordamento	(m <sup>2</sup> )
$b$	expoente da relação da geometria hidráulica para largura	(—)
$b'$	expoente da relação entre largura e área molhada da seção	(—)
$bcal$	expoente da largura estimada pelo método de Dingman com o uso de $r_{geom}$	(—)
$b'cal$	expoente da largura estimada pelo método de Dingman com o uso de $r'$	(—)
$c$	coeficiente da relação da geometria hidráulica para a profundidade média	(—)
$C$	coeficiente de resistência ou coeficiente de rugosidade de Chézy	(—)
$c'$	coeficiente da relação entre profundidade média e área molhada da seção	(—)
$ccal$	coeficiente da profundidade média estimada pelo método de Dingman com o uso de $r_{geom}$	(—)
$c'cal$	coeficiente da profundidade média estimada pelo método de Dingman com o uso de $r'$	(—)
$Ct$	cota d'água ou nível da régua linimétrica	(m)
$Ct_{mp}$	cota d'água para o estado de margens plenas	(m)
$d$	profundidade média (ou profundidade hidráulica)	(m)
$d_m$	profundidade máxima de determinado nível d'água	(m)
$d_{mp}^*$	profundidade máxima em margens plenas	(m)
$D_{50}$	diâmetro médio do grão do material do leito do rio	(m)
$d_{i+1}$	semi-distâncias às verticais nas estimativas de vazão pelo método da Meia Seção e Seção Média	(m)

$d_{i-1}$	semi-distâncias às verticais nas estimativas de vazão pelo método da Meia Seção e Seção Média	(m)
$d_{mp}$	profundidade com margens plenas	(m)
$d_{mp2}$	profundidade média para o nível de transbordamento	(m)
$F$	número de Froude	(—)
$f$	expoente da relação da geometria hidráulica para a profundidade média	(—)
$f'$	expoente da relação entre profundidade média e área molhada da seção	(—)
$f_{cal}$	expoente da profundidade média estimada pelo método de Dingman com o uso de $r_{geom}$	(—)
$f'_{cal}$	expoente da profundidade média estimada pelo método de Dingman com o uso de $r'$	(—)
$g$	aceleração gravitacional	(m/s <sup>2</sup> )
$h$	elevação da superfície d'água entre duas seções transversais	(m)
$h_f$	perda de energia devido ao atrito no trecho	(m)
$h_i$	profundidade da vertical nas estimativas de vazão pelo método da Seção Média	(m)
$h_{i-1}$	profundidade da vertical nas estimativas de vazão pelo método da Seção Média	(m)
$h_m$	profundidade média dos segmentos nas estimativas de vazão pelo método da Meia Seção	(m)
$h_v$	carga de energia cinética	(m)
$i$	numero da ordem de cada vazão máxima	(—)
$j_1$	expoente da relação da geometria hidráulica para a vazão sólida	(—)
$j_2$	expoente da relação da geometria hidráulica para a declividade da superfície da água	(—)
$k$	coeficiente da relação da geometria hidráulica para a velocidade	(—)
$K$	coeficiente geral de condutância na forma geral de equação hidráulica	(—)
$k_{cal}$	coeficiente da velocidade estimada pelo método de Dingman com o uso de $r_{geom}$	(—)
$k'_{cal}$	coeficiente da velocidade estimada pelo método de Dingman com o uso de $r'$	(—)
$L$	comprimento do trecho entre duas seções	(m)
$Li$	largura dos segmentos nas estimativas de vazão	(m)
$m$	expoente da relação da geometria hidráulica para a velocidade	(—)



$m_{cal}$	expoente da velocidade estimada pelo método de Dingman com o uso de $r_{geom}$	(—)
$m'_{cal}$	expoente da velocidade estimada pelo método de Dingman com o uso de $r'$	(—)
$N$	número de anos considerados para cada série histórica de dados	(—)
$n$	coeficiente de rugosidade de Manning	(s/m <sup>1/3</sup> )
$n_{máx}$	coeficiente de rugosidade máximo encontrado pelo método de Barnes	(s/m <sup>1/3</sup> )
$n_{mín}$	coeficiente de rugosidade mínimo encontrado pelo método de Barnes	(s/m <sup>1/3</sup> )
$p$	expoente da profundidade média na forma geral de equação hidráulica	(—)
$\hat{p}$	estimador do expoente da profundidade média na forma geral de equação hidráulica	(—)
$P_{mp}$	perímetro molhado com margens plenas	(m)
$P_{mp2}$	perímetro molhado para o nível de transbordamento	(m)
$P_{wi}$	perímetro molhado na seção $i$ na estimativa da resistência de um trecho	(m)
$Q$	vazão líquida	(m <sup>3</sup> /s)
$q$	expoente do gradiente de energia na forma geral de equação hidráulica	(—)
$Q_{n_{máx}}$	vazão referente ao coeficiente de rugosidade máximo encontrado pelo método de Barnes	(m <sup>3</sup> /s)
$Q_{n_{mín}}$	vazão referente ao coeficiente de rugosidade mínimo encontrado pelo método de Barnes	(m <sup>3</sup> /s)
$Q_{ft}$	vazão na equação de ajuste entre rugosidade e vazão encontrada por Dingman	(ft <sup>3</sup> /s)
$q_i$	vazão parcial nas estimativas de vazão método da Meia Seção e Seção Média	(m <sup>3</sup> /s)
$Q_{mp}$	vazão com margens plenas	(m <sup>3</sup> /s)
$Q_{mp}$	vazão de margens plenas	(m <sup>3</sup> /s)
$Q_{mp2}$	vazão para o nível de transbordamento	(m <sup>3</sup> /s)
$Q_s$	vazão sólida	(ton/dia)
$Q_T$	vazão total da seção nas estimativas de vazão pelo método da Meia Seção e Seção Média	(m <sup>3</sup> /s)
$r$	expoente que dita a forma da seção transversal	(—)
$\hat{r}$	estimador do expoente que dita a forma da seção	(—)
$r'$	expoente da forma da seção obtido por meio das relação entre largura e profundidade média com a área molhada	(—)

$r_{geom}$	expoente da forma da seção obtido pelo método de minimização das diferenças entre as verticais de profundidade da seção transversal	(—)
$Rh_{mp}$	raio hidráulico com margens plenas	(m)
$Rh_{mp2}$	raio hidráulico para o nível de transbordamento	(m)
$s$	declividade da superfície da água	(m/m)
$S$	gradiente de energia ou declividade de atrito	(m/m)
$S_b$	declividade do leito do rio	(m/m)
$SP$	potência do escoamento por unidade de comprimento do canal, ou <i>stream power</i>	(N/s)
$SS(r_{geom})$	soma dos quadrados das diferenças no método de minimização das diferenças entre as verticais de profundidade da seção transversal	(m)
$T$	período de retorno em anos de cada vazão máxima	(anos)
$v$	velocidade, determinada pela razão entre vazão líquida e área molhada da seção	(m/s)
$v_{mi}$	velocidade média na vertical nas estimativas de vazão pelo método da Meia Seção	(m/s)
$v_{mp}$	velocidade com margens plenas	(m/s)
$v_{mp2}$	velocidade para o nível de transbordamento	(m/s)
$v_{msi}$	velocidade média na subseção nas estimativas de vazão método da Seção Média	(m/s)
$w$	largura (ou largura de topo)	(m)
$w_{mp}$	largura com margens plenas	(m)
$w_{mp2}$	largura para o nível de transbordamento	(m)
$x$	distância horizontal medida do centro da seção até a margem	(m)
$Xc$	centro da seção no método de minimização das diferenças entre as verticais de profundidade da seção transversal	(m)
$x_i$	distâncias no método de minimização das diferenças entre as verticais de profundidade da seção transversal	(m)
$y$	expoente da relação entre o coeficiente de rugosidade e a vazão	(—)
$z$	altura da parte mais baixa do leito do canal, no centro da seção, até a superfície d'água	(m)
$Zi$	profundidades de elevação do fundo da seção no método de minimização das diferenças entre as verticais de profundidade da seção transversal	(m)

$\hat{Z}_i(r_{\text{geom}})$	estimador da elevação do fundo da seção no método de minimização das diferenças entre as verticais de profundidade da seção transversal	(m)
$\alpha$	coeficiente da relação entre o coeficiente de rugosidade e a vazão	(—)
$\alpha_1$	coeficiente da relação da geometria hidráulica regional para vazão com margens plenas	(—)
$\alpha_2$	expoente da relação da geometria hidráulica regional para vazão com margens plenas	(—)
$\alpha_3$	coeficiente da relação da geometria hidráulica regional para largura com margens plenas	(—)
$\alpha_4$	expoente da relação da geometria hidráulica regional para largura com margens plenas	(—)
$\alpha_5$	coeficiente da relação da geometria hidráulica regional para profundidade com margens plenas	(—)
$\alpha_6$	expoente da relação da geometria hidráulica regional profundidade com margens plenas	(—)
$\alpha_7$	coeficiente da relação da geometria hidráulica regional para área da seção com margens plenas	(—)
$\alpha_8$	expoente da relação da geometria hidráulica regional para área da seção com margens plenas	(—)
$\gamma$	peso específico da água	(N/m <sup>3</sup> )
$\sigma$	coeficiente que tem valor zero para trechos contraídos e 0,5 para trechos expandidos	(—)
$\tau_0$	tensão cisalhante	(N/m <sup>2</sup> )
$\phi_1$	coeficiente da relação da geometria hidráulica para a vazão sólida	(—)
$\phi_2$	coeficiente da relação da geometria hidráulica para a declividade da superfície da água	(—)
$\Omega$	resistência de um trecho	(—)
$\omega_A$	<i>stream power</i> por unidade de área do leito	(N/s.m)
$\omega_w$	<i>stream power</i> por unidade de peso da água, ou <i>unit stream power</i>	(m/s)
$\Delta h$	variação do nível d'água entre duas seções	(m)
$\Delta h_v$	variação da energia cinética	(m)
$\Delta n$	variação do coeficiente de rugosidade encontrado pelo método de Barnes	(s/m <sup>1/3</sup> )

---



## SUMÁRIO

<b>RESUMO .....</b>	<b>v</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>vii</b>
<b>LISTA DE FIGURAS .....</b>	<b>ix</b>
<b>LISTA DE TABELAS.....</b>	<b>xv</b>
<b>LISTA DE SÍMBOLOS .....</b>	<b>xvii</b>
<b>SUMÁRIO .....</b>	<b>xxiii</b>
<b>1.INTRODUÇÃO.....</b>	<b>27</b>
<b>2.OBJETIVOS.....</b>	<b>31</b>
2.1 OBJETIVO GERAL .....	31
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	31
<b>3.FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA .....</b>	<b>33</b>
3.1 SISTEMA FLUVIAL .....	33
3.2 FORMA DE UM CANAL FLUVIAL .....	34
3.3 AJUSTE E EQUILÍBRIO DE UM CANAL.....	37
3.4 A PLANÍCIE DE INUNDAÇÃO E O NÍVEL DE MARGENS PLENAS DO RIO .....	39
3.5 FREQUÊNCIA DE UMA VAZÃO .....	41
3.5.1 Frequência da vazão de margens plenas .....	43
3.5.2 Vazão dominante.....	43
3.5.3 Relação entre vazão dominante e área de drenagem .....	44
3.6 A GEOMETRIA HIDRÁULICA .....	45
3.6.1 Conceitos básicos sobre geometria hidráulica .....	45
3.6.2 A geometria hidráulica em uma determinada seção transversal do rio .....	46
3.6.3 Derivação analítica das relações da geometria hidráulica em uma determinada seção transversal .....	49
3.6.4 A geometria hidráulica em direção à jusante do rio .....	57
3.6.5 Análise de geometria hidráulica .....	57
3.7 Potência do escoamento .....	64
3.8 RESISTÊNCIA DE UM FLUXO .....	65
3.8.1 Equações de resistência .....	67
3.8.2 Resistência de um trecho de rio .....	69
3.9 ZONA HIPORRÉICA.....	70

<b>4. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>73</b>
4.1 GEOMETRIA HIDRÁULICA DE SEÇÃO E EM DIREÇÃO À JUSANTE .....	73
4.2 APLICAÇÕES DA GEOMETRIA HIDRÁULICA .....	74
4.3 O COEFICIENTE DE RUGOSIDADE DE MANNING “ <i>n</i> ” E SUA VARIABILIDADE .....	76
<b>5. MATERIAIS E MÉTODOS .....</b>	<b>81</b>
5.1 ÁREA DE ESTUDO .....	81
5.1.1 Localização e hipsometria .....	81
5.1.2 Geologia .....	84
5.1.3 Geomorfologia.....	85
5.1.4 Tipos de solo .....	85
5.1.5 Uso do solo.....	87
5.2 DEFINIÇÃO DOS PONTOS DE ESTUDO .....	88
5.3 INSTALAÇÃO DE ESTAÇÕES HIDROMÉTRICAS .....	90
5.3.1 Instalação de estações fluviométricas .....	91
5.3.2 Instalação de estações pluviométricas .....	92
5.3.3 Instalação de estações hidrossedimentológicas.....	93
5.4 COLETA DE DADOS EM CAMPO .....	94
5.4.1 Levantamento topobatimétrico e caracterização de seções.....	94
5.4.2 Medições de vazão.....	107
5.4.3 Estimativa de vazão .....	109
5.4.4 Medições de declividade superficial da água .....	111
5.5 ESTIMATIVA DO COEFICIENTE DE RUGOSIDADE DE MANNING “ <i>n</i> ” .....	114
5.6 ESTIMATIVA DO EXPOENTE “ <i>r</i> ” .....	116
5.7 CONSTRUÇÃO DE CURVAS-CHAVE .....	119
5.8 RELAÇÕES DA GEOMETRIA HIDRÁULICA .....	119
5.8.1 Em uma determinada seção transversal .....	119
5.8.2 Em direção à jusante .....	123
<b>6. RESULTADOS E DISCUSSÃO.....</b>	<b>127</b>
6.1 ANÁLISE DE SEÇÕES TRANSVERSAIS .....	127
6.1.1 Modificação de seções transversais pela vazão média .....	127
6.1.2 Modificação de seções transversais pela vazão em nível de margens plenas.....	130
6.2 ANÁLISE DAS CURVAS-CHAVE.....	132
6.3 ANÁLISE DO COEFICIENTE <i>n</i> .....	138

6.4 GEOMETRIA HIDRÁULICA EM DETERMINADA SEÇÃO TRANSVERSAL .....	150
<b>6.4.1 Método Clássico de Leopold</b> .....	<b>150</b>
<b>6.4.2 Método de Dingman</b> .....	<b>153</b>
6.4.2.1 Estimativas do expoente $r$ .....	153
<b>6.4.3 Análise comparativa dos métodos de Leopold e Dingman</b> .....	<b>158</b>
6.4.3.1 Diagramas de Rhodes e de Dingman .....	168
6.4.3.2 Curvas de permanência .....	173
6.4.3.3 Efeito do coeficiente $n$ nos expoentes da geometria hidráulica	180
6.5 GEOMETRIA HIDRÁULICA EM DIREÇÃO À JUSANTE.....	181
<b>6.5.1 Análise de vazões e o conceito da descontinuidade fluvial</b> .....	<b>187</b>
<b>6.5.2 Geometria hidráulica e área de drenagem</b> .....	<b>193</b>
<b>7. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES</b> .....	<b>199</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	<b>203</b>
<b>APÊNDICES</b> .....	<b>215</b>
<b>ANEXOS</b> .....	<b>233</b>





## 1. INTRODUÇÃO

Rios, riachos, arroios, entre outros nomes, são termos utilizados na nomenclatura de canais de cursos d'água formadores de uma rede de drenagem. Cada rede de drenagem tem sua área de captação natural da água da chuva, isto é, a bacia hidrográfica.

Uma bacia hidrográfica é uma área de terreno que drena água, sedimentos e materiais dissolvidos para uma saída comum, em algum momento ao longo de um curso d'água (Dunne & Leopold, 1978). Portanto, nela ocorrem diversos processos hidrológicos desde a cabeceira até sua saída, a exutória.

O entendimento dos processos hidrológicos de uma bacia hidrográfica é útil para o desenvolvimento da sociedade. Com base neste entendimento, se pode analisar riscos ambientais, instalar empreendimentos, estações de captação e tratamento de água e promover o uso adequado dos recursos disponíveis da bacia.

Entre os processos hidrológicos existem aqueles relacionados à rede de drenagem que são significativamente influenciados pela forma da bacia. As características morfológicas de uma bacia hidrográfica são determinadas por vários fatores como regime climático e hidrológico, formações geológicas e morfológicas, solos, vegetação, entre outros. Conseqüentemente, a quantidade e qualidade de água drenada superficial e subterraneamente na bacia também são influenciadas por tais fatores.

Segundo Leopold & Maddock (1953), a vazão sólida e líquida são resultados da interação entre os mecanismos da hidrologia, geologia e fisionomia da bacia que podem promover o equilíbrio dos processos naturais na bacia hidrográfica. Portanto, a forma de uma seção transversal de qualquer rio, basicamente descrita por sua largura e profundidade, pode ser vista como indicador desse equilíbrio, pois também é função da quantidade de água drenada superficialmente e da quantidade e característica do material sedimentar de suas margens e leito (Leopold *et al.*, 1992). Além disso, é influenciada pela zona ripária, importante para a estabilização de suas margens (Kobiyama, 2003).

O entendimento sobre a variação da forma de um curso d'água pode ser útil em vários aspectos que contribuem com o gerenciamento dos recursos hídricos em uma bacia hidrográfica. Por exemplo, é interessante que a retirada de água para abastecimento público seja feita em locais de estabilidade da seção do canal do rio. Canais com margens e leito instáveis podem prejudicar a qualidade da água por aumento da

taxa de sedimentos em suspensão o que aumenta os custos de tratamento dessa água. Outros exemplos que exigem conhecimento sobre as variações da forma do canal do rio podem ser os projetos de renaturalização e revitalização de cursos d'água (Binder, 2001; FISRWG, 1998), projetos de gestão de pesca (Olson-Rutz & Marlow, 2011), projetos de construção de barragens e estimativas do coeficiente de rugosidade de Manning (Barnes, 1967; Dingman, 2009).

Assim como diversas cidades, o município de Rio Negrinho-SC vive uma situação preocupante com relação ao abastecimento de água potável. A Bacia Hidrográfica do Rio Negrinho, atual manancial de abastecimento do município, vem sofrendo constante aumento de ocupação urbana e industrial. Somado a isso, os frequentes eventos de inundação do Rio Negrinho prejudicam ainda mais a qualidade da água desse rio.

A preocupação das autoridades locais com relação a mananciais alternativos para abastecimento de água não é recente. No dia 17 de agosto de 1998 foi aprovada a Lei Municipal nº 1.093, que cria a APA (área de proteção ambiental) do rio dos Bugres, constituída pela Bacia Hidrográfica do rio dos Bugres, principal sub-bacia do Rio Negrinho. O Artigo 1º, inciso I, mostra que um dos objetivos dessa lei é: “proteger as nascentes do rio dos Bugres, tendo em vista sua condição de futura fonte de abastecimento de água potável do Município”.

No sentido de atender a estas demandas apresentadas pela administração do município de Rio Negrinho, estudos científicos têm sido desenvolvidos e poderão fornecer subsídios para o zoneamento dessa APA. Por exemplo, Mota *et al.* (2011) analisaram a relação de propriedades do solo e da topografia com a sinuosidade do rio principal na Bacia Hidrográfica do rio dos Bugres (BHRB) por meio de índices topográficos. Cardoso *et al.* (2012) avaliaram os problemas na estimativa de sedimentos em suspensão associados à elaboração e extrapolação da curva-chave de sedimentos na BHRB.

Uma das ferramentas que visam contribuir para o entendimento das mudanças que ocorrem na forma dos cursos d'água é a teoria da geometria hidráulica. Essa teoria foi introduzida por Leopold & Maddock (1953), que a definiram como uma medida da largura, profundidade, velocidade e carga sedimentar de um curso d'água natural que descreve a maneira pela qual as propriedades do canal fluvial mudam com a vazão líquida.

Segundo Singh (2003), o entendimento da geometria hidráulica serve como um excelente ponto de partida para o desenvolvimento da teoria da geometria de drenagem de uma bacia. Consequentemente, também para a compreensão da evolução da rede de canais. Isso permite a integração dos canais hidráulicos com a hidrologia e geomorfologia da bacia hidrográfica. Segundo Rhodes (1977), essa teoria é um recurso útil para sumarizar as complicadas interações da morfologia com suas dinâmicas variáveis dos rios naturais.

Hogan & Church (1989) e Kellerhalls & Church (1989) mostraram a utilidade da geometria hidráulica para quantificar as características hidráulicas do habitat de peixes. Morisawa (1985) mostrou como o uso do solo influencia nas mudanças da forma e tamanho de um canal. Por exemplo, o acréscimo da vazão e o alargamento do canal podem acompanhar a urbanização de uma bacia. Dingman (1971) estimou o tempo de concentração de uma bacia experimental aplicando a teoria da geometria hidráulica.

O rio, principal objeto de estudo da teoria da geometria hidráulica, têm sido um foco de desenvolvimento ao longo do tempo. E a compreensão de sua estabilidade natural é necessária para garantir sua preservação e manter suas funções (Rosgen, 1996). Segundo Wohl (2004) se não houver conhecimento de como um rio é ou funciona em seu estado natural, não se pode reconhecer alterações em seu ambiente.

Os rios são considerados indicadores de perturbações ao meio ambiente. Certas atividades impactantes que são desenvolvidas nas bacias hidrográficas, como pastagem, desmatamento, entre outras, podem ser percebidas por meio de seus impactos nos sistemas fluviais, como por exemplo, excesso de produção de sedimentos e de ajustes no canal do rio (Rosgen, 1996).

Diversos estudos contribuíram para o avanço da teoria da geometria hidráulica. Ferguson (1986) observou que o entendimento da geometria hidráulica de um rio depende principalmente da compreensão das características relacionadas à forma das seções transversais do rio.

O avanço mais recente da teoria da geometria hidráulica foi obtido por Dingman (2007). Este autor analisou analiticamente a conclusão de Ferguson (1986) e provou que a geometria hidráulica é função de uma determinada forma de seção transversal e de equações hidráulicas.

Existem poucos trabalhos científicos que comparam a teoria clássica da geometria hidráulica, como proposta por Leopold & Maddock (1953), com as derivações analíticas da geometria hidráulica

desenvolvidas por Dingman (2007). Neste sentido, o presente trabalho possibilita o conhecimento neste assunto, por apresentar uma comparação das duas formas da geometria hidráulica do rio dos Bugres por meio do uso de um extenso banco de dados.

Muitos estudos sobre geometria hidráulica foram desenvolvidos desde o clássico trabalho de Leopold & Maddock (1953). A maioria desses estudos aconteceu em rios estrangeiros como nos EUA (Leopold & Maddock, 1953; Wohl, 2005), na Austrália (De Rose et al, 2008) na Nova Zelândia (Griffiths, 1980), entre outros países. Estudos sobre geometria hidráulica de rios brasileiros são poucos e recentes (Thornes, 1970; Latrubesse & Aquino, 1998; Aquino *et al.*, 2005; Fernandez & Bortoluzzi, 2008; Grison *et al.*, 2009; Grison & Kobiyama, 2011). Portanto, do ponto de vista da teoria da geometria hidráulica, ainda se sabe pouco sobre os rios brasileiros. Como o Brasil apresenta geologia, pedologia e clima diferente dos países onde se tem mais estudos de geometria hidráulica, então, é necessário estudar mais os rios brasileiros segundo essa teoria.

O rio dos Bugres pode ser considerado um rio pequeno, e estudos em rios pequenos são ainda mais escassos. Por isso, um estudo detalhado de geometria hidráulica no rio dos Bugres é importante. Além disso, complementa os outros estudos de geometria hidráulica no Brasil e aumenta o banco de dados para rios pequenos.

Neste sentido, o presente trabalho estudou a geometria hidráulica do rio dos Bugres, em várias seções e trechos desse rio.

## 2. OBJETIVOS

### 2.1 OBJETIVO GERAL

Aplicar a teoria da geometria hidráulica em determinadas seções e na direção de jusante do rio dos Bugres.

### 2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

1. Reconhecer o sistema fluvial do rio dos Bugres de modo a buscar informações sobre mudanças significativas na forma de seções transversais do rio dos Bugres;
2. Analisar a influência da vazão na modificação das seções transversais;
3. Estabelecer as relações da geometria hidráulica de seções transversais e na direção de jusante do rio dos Bugres pelos métodos de Leopold e de Dingman e compará-los;
4. Analisar as mudanças ocorridas nas formas das seções transversais com base nos resultados da geometria hidráulica;
5. Analisar o comportamento do coeficiente de rugosidade  $n$  com a variação da vazão, assim como sua influência na geometria hidráulica;
6. Compreender a influência da área de drenagem da bacia do rio dos Bugres nas variáveis da geometria hidráulica na direção de jusante.

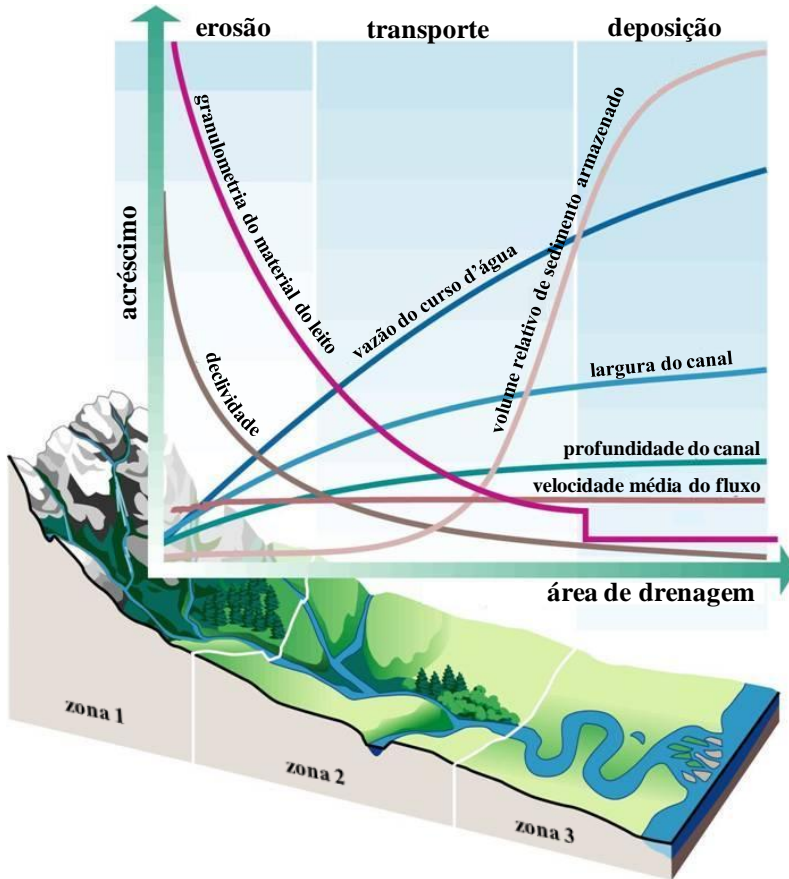


### 3. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

#### 3.1 SISTEMA FLUVIAL

Segundo Schumm (1977), um sistema fluvial natural consiste de uma área fonte de sedimentos, uma rede de transporte e locais de deposição de sedimentos. Tal sistema fluvial pode ser dividido em três diferentes zonas (Figura 3.1). A zona 1 representa a porção superior do sistema, cabeceira da bacia hidrográfica, e é onde ocorre grande erosão e geração de sedimentos. A zona 2 representa a porção média do sistema fluvial que funciona como uma zona de transporte de sedimentos. A zona 3 representa a porção inferior do sistema onde ocorrem as formações de meandros, deltas e lagos. Essa zona funciona como a área de deposição. Por mais artificial (irreal) que pareça essa divisão do sistema fluvial, é importante ressaltar que os três processos (erosão, transporte e deposição) ocorrem em todas as zonas. Entretanto, é válido aceitar que em cada zona um processo é dominante, ou seja, na zona 1 predomina a produção de sedimentos, na zona 2, a transferência de sedimentos e na zona 3, a deposição de sedimentos.

Um sistema fluvial é formado à medida que seus rios tributários o encontram e aumentam sua área de drenagem e conseqüentemente sua vazão. Ao mesmo tempo, ocorrem mudanças na declividade, no transporte de sedimentos, tipo de material do leito, entre outras mudanças na geometria hidráulica do rio (Leopold *et al.*, 1992).



**Figura 3.1 - Sistema fluvial dividido em três diferentes zonas conforme proposto por Schumm (1977) (adaptada de FISRWG, 1998)**

### 3.2 FORMA DE UM CANAL FLUVIAL

A geometria hidráulica é uma teoria que investiga as mudanças das características geométricas dos canais fluviais. As formas e tamanhos das seções transversais do canal de um rio merecem atenção pela grande variabilidade, organização e relacionamento com certos parâmetros característicos. São o resultado da interação de muitos fatores que podem ser separados e analisados do ponto de vista de duas



classes: os fatores relacionados a carga de sedimentos (como seus tamanhos, litologia, quantidade e formas de deposição) e os fatores relacionados ao fluxo d'água, que são os fatores hidráulicos (Dunne & Leopold, 1978). Segundo Leopold (1994), a forma da seção transversal de qualquer canal de rio é função do seu fluxo d'água, da quantidade e característica do sedimento transportado e do material que compõe o leito e as margens do rio, incluindo o tipo de vegetação das margens.

A diversidade nas características das bacias hidrográficas, com diferentes particularidades do ponto de vista hidráulico, hidrológico, geológico, geomorfológico, etc, acarreta a existência de vários tipos de canais. Rosgen (1994), com base em características morfológicas, classificou 41 tipos de canais (Figura 3.2). O entrincheiramento representa a inter-relação do rio com seu vale e/ou as características do relevo. Esta inter-relação determina se o rio é profundamente inserido (encaixado) no fundo do vale ou em algum depósito característico. A taxa de entrincheiramento é a relação entre a largura da zona susceptível à inundação e a largura da superfície do canal em nível de margens plenas. A zona susceptível de inundação é definida como a largura medida a uma altura correspondente a duas vezes a profundidade máxima do canal em nível de margens plenas. A taxa de entrincheiramento de 1 a 1,4 corresponde a rios entrincheirados, de 1,41 a 2,2 rios moderadamente entrincheirados e acima de 2,2 são ligeiramente mais entrincheirados, como por exemplo uma várzea bem desenvolvida. A relação  $w/d$  representa um fator de forma da seção transversal. A sinuosidade mostra o grau de meandramento do canal. É calculada pela divisão da distância real entre pontos no canal e a menor distância entre os mesmos pontos.

Material do leito		A	B	C	D	DA	E	F	G
1	Rocha								
2	Seixo								
3	Pedra								
4	Cascalho								
5	Areia								
6	Silte/argila								
Entrincheiramento		<1,4	1,4 – 2,2	>2,2	N/A	>2,2	>2,2	<1,4	<1,4
<i>w/d</i>		<12	>12	>12	>40	<40	<12	>12	<12
Sinuosidade		1 – 1,2	>1,2	>1,4	<1,1	1,1 – 1,6	>1,5	>1,4	>1,2
Declividade (m/m)		0,04– 0,099	0,02–0,039	<0,02	<0,02	<0,005	<0,02	<0,02	0,02–0,039

**Figura 3.2 – Classificação de tipos de canais fluviais. A, B, C, D, DA, E, F e G representam respectivamente canais retilíneo, sinuoso, meandrado, trançado, anastomosado (ramificado), altamente meandrado, sinuoso e meandrado respectivamente. *w/d* é a relação entre largura e profundidade, também chamada de fator de forma e N/A é a abreviação para “Não Aplicável”. (adaptada de Rosgen, 1994)**

### 3.3 AJUSTE E EQUILÍBRIO DE UM CANAL

Na situação de equilíbrio entre os processos de erosão e deposição no canal do rio a forma da seção transversal é estável e o que muda é a posição do canal do rio. Portanto, a carga de sedimentos é considerada a principal responsável pela manutenção da forma do canal do rio e não a água (Dunne & Leopold, 1978).

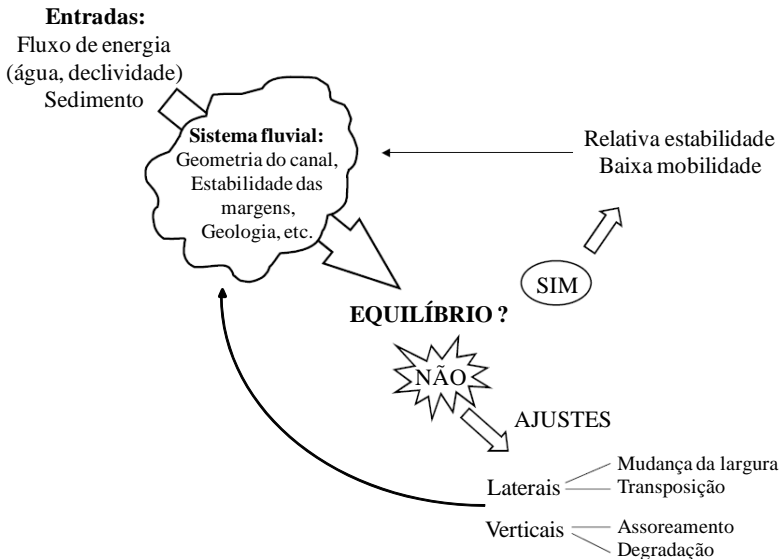
Quando as características da água e dos sedimentos de um rio são alteradas (por exemplo, por alterações antrópicas da cobertura vegetal no solo da bacia ou por mudanças climáticas) o canal do rio se ajusta para o novo conjunto de condições, ou seja, busca um novo equilíbrio. Mesmo assim, o canal nunca será grande o suficiente para evitar o transbordamento, mesmo na ocorrência de vazões de alta frequência (Dunne e Leopold, 1978).

A erosão e a deposição fluvial são dois processos que atuam diretamente na modificação da forma do canal. Com o aumento gradativo do nível d'água na seção do rio há um aumento da velocidade e das forças de cisalhamento. Isso possibilita que as forças erosivas remanejem o material sedimentar do leito, o que promove a erosão do canal. Ao contrário, uma diminuição gradativa do volume do fluxo na seção é provocada pelo acúmulo da carga de sedimentos proveniente da área de montante. A deposição dessa carga conseqüentemente promove a elevação do nível do leito (Christofolletti, 1981).

Portanto, a compreensão dos mecanismos de ajuste de um canal pode ser realizada pelo entendimento dos fatores que controlam diretamente o equilíbrio ou desequilíbrio entre os processos de erosão e deposição de sedimentos.

Um rio de leito estável é em geral caracterizado pela manutenção do equilíbrio entre erosão e deposição no seu canal. Mackin (1948) denominou um rio de leito estável de *graded stream* e definiu como sendo um rio que ajusta as características de sua vertente e canal de modo a fornecer a velocidade necessária apenas para o transporte de sedimentos gerados por sua bacia de drenagem. Além disso, é um sistema em que qualquer mudança nos fatores que controlam esse equilíbrio causará um deslocamento do equilíbrio em uma direção que tenderá a absorver o efeito da mudança. Leopold & Bull (1979) sugeriram que um *graded stream* é um rio no qual, durante um período de anos, as variáveis declividade, velocidade, largura, profundidade, rugosidade, padrão e morfologia do canal se ajustam mutuamente para que não ocorra erosão ou deposição de sedimentos canal.

Richard (2001) mostrou que quando um sistema fluvial está em equilíbrio ele possui baixa mobilidade e relativa estabilidade de suas margens. Ao contrário, se o sistema não estiver em equilíbrio (por exemplo, ao sofrer uma enchente) ele buscará um novo equilíbrio por meio de ajustes em suas margens e leito. Dessa forma, o ciclo de ajuste de um canal de um sistema fluvial pode ser entendido pela Figura 3.3.



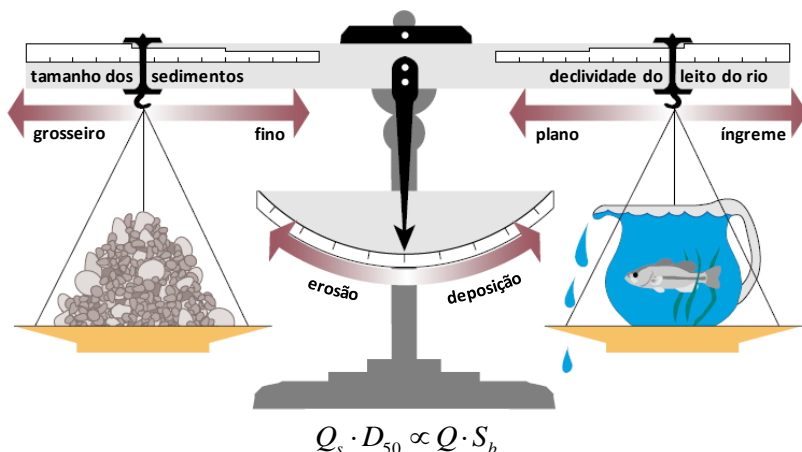
**Figura 3.3 - Ciclo de ajuste de um canal fluvial (adaptado de Richard, 2001)**

Se as forças de resistência em um determinado trecho do canal estão geralmente em equilíbrio, ao longo de um período de anos, então os processos de erosão, deposição ou transporte de sedimentos do leito provenientes de montante também estarão em equilíbrio nesse trecho. Portanto, há uma estabilidade das dimensões do canal nesse trecho. Lane (1955) explicou que a estabilidade do canal pode ser expressa matematicamente pela proporcionalidade:

$$Q_s \cdot D_{50} \propto Q \cdot S_b \quad (3.1)$$

onde  $Q_s$  é a vazão sólida (ton/dia);  $D_{50}$  é o diâmetro médio do grão do material do leito do rio (m);  $Q$  é vazão líquida ( $m^3/s$ ); e  $S_b$  é a declividade do leito do rio (m/m).

A Equação 3.1 é uma equação de equilíbrio que sugere que, se qualquer uma das quatro variáveis for alterada, serão necessárias mudanças em uma, duas, ou três das outras variáveis para que o equilíbrio seja restabelecido. Por exemplo, se um rio com uma determinada carga de sedimentos está fluindo em condição de equilíbrio e essa carga de sedimentos começa a diminuir o equilíbrio pode ser restabelecido se a vazão líquida ou a declividade do leito também diminuïrem suficientemente ou se o diâmetro do sedimento transportado aumentar numa quantidade adequada. A Figura 3.4 ilustra essa teoria de Lane (1955).



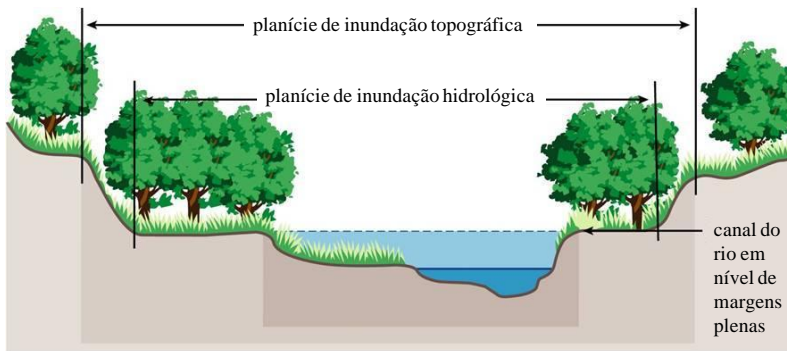
**Figura 3.4 – Teoria do equilíbrio do canal proposta por Lane (1955) (adaptado de Rosgen, 1996)**

### 3.4 A PLANÍCIE DE INUNDAÇÃO E O NÍVEL DE MARGENS PLENAS DO RIO

Quase todos os rios, sejam grandes ou pequenos, possuem capacidade para conter uma determinada vazão, que ocorre cerca de uma vez ao ano, sem sofrer transbordamento. Porém, no caso de vazões maiores, que ocorrem somente em média a cada 2,5 ou mais anos, o canal natural do rio não possui tamanho suficiente para conter toda a água. Conseqüentemente, o fluxo d'água sofre um transbordamento que

é direcionado para a área adjacente ao curso d'água, denominada planície de inundação. Então, essa planície faz parte do rio, mesmo que seja utilizada com pouca frequência (Leopold, 1997).

Em uma determinada seção transversal de um rio pode-se observar algumas planícies (ou patamares) de inundação (Figura 3.5). Quando a água preenche completamente o canal do rio, o nível de margens plenas do canal é atingido (também chamado de nível de *bankfull*). Nesse caso se diz que a superfície da água está no mesmo nível da planície de inundação hidrológica. O patamar superior a este é chamado planície de inundação topográfica.



**Figura 3.5 – Planícies de inundação de uma determinada seção transversal de um rio (adaptado de FISRWG, 1998)**

Wolman & Leopold (1957) definiram o nível de margens plenas como a cota da planície de inundação. Segundo Rosgen (1996), a definição para nível de margens plenas, universalmente aceita, foi proposta por Dunne & Leopold, 1978:

“O nível de margens plenas corresponde à vazão na qual a manutenção do canal é mais efetiva, isto é, a vazão em que a movimentação de sedimentos, formação ou remoção de depósitos aluviais, formação ou mudança de curvas e meandros resulta na média das características morfológicas do canal.”

Indicadores do nível de margens plenas em campo incluem mudanças significativas de declividade longitudinal, mudanças na vegetação, entre outras (Leopold, 1994). Fernandez & Bortoluzzi (2008) mostraram que a identificação do nível de margens plenas em uma seção transversal é feita pela identificação da atual superfície deposicional.

Rosgen (1996) sugeriu observar alguns indicadores do nível de margens plenas:

1. Depósitos de cascalho ou areia nas margens ou dentro do canal;
2. Mudanças no tamanho das partículas dos sedimentos, sendo que o material mais fino é geralmente depositado em casos de inundação da planície;
3. A coloração das rochas no interior ou adjacente ao canal;
4. A exposição de raízes abaixo de uma intacta camada de solo nas margens, o que indica um processo de erosão pelo fluxo;
5. O nível abaixo do qual os líquens, ou certas espécies de vegetação ripária estão ausentes.

Além disso, Rosgen (1996) enfatizou que devido à grande variabilidade desses indicadores de nível de margens plenas é importante que eles sejam determinados ao longo de um trecho do rio.

Devido a variação do nível de margens plenas em um trecho do rio nem sempre esse nível é localizado na cota da planície de inundação ou nível de transbordamento. As marcas de margens plenas em uma seção dependem muito das características morfológicas do trecho do rio. Por exemplo, em uma determinada seção transversal pode-se identificar a margem plena de um lado como sendo o nível de transbordamento e do outro lado não. Ou ainda, quando ocorre a vazão de margens plenas, em algumas seções do trecho ocorre transbordamento do canal e em outras seções não transborda. Entretanto, quando não se dispõe de informações de campo, geralmente se considera o nível de margens plenas na cota de transbordamento do canal.

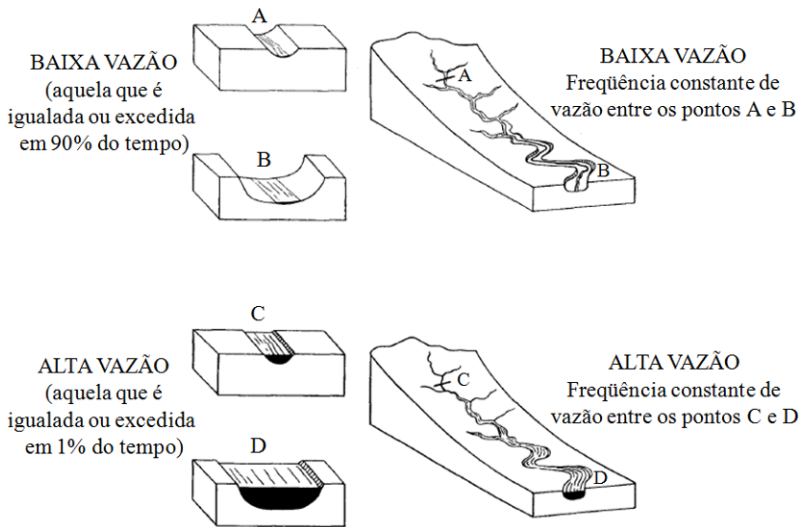
O limite entre os processos fluviais que moldam o canal e os que constroem a planície de inundação é geralmente encontrado no nível de margens plenas do canal. Assim, a definição desse nível bem como sua vazão correspondente é de grande importância prática (como para construção de pontes) e científica já que é geralmente nesse estado que as dimensões físicas do rio são controladas devido a maior influência dos processos erosivos e deposicionais (Fernandez, 2004).

### 3.5 FREQUÊNCIA DE UMA VAZÃO

O número de ocorrências de um valor de vazão ao longo de um determinado período de registro determina a sua frequência. A frequência de uma vazão é função da bacia hidrográfica e de suas

características físicas e hidrológicas. Em termos práticos, essa frequência é determinada por uma curva cumulativa de frequência, chamada de curva de duração do fluxo. Por essa curva pode-se descobrir a porcentagem de tempo em que determinado intervalo de vazões é igualado ou ultrapassado. Consequentemente se descobre a duração de uma determinada vazão.

A variação da vazão em uma determinada seção transversal e na direção de jusante pode ser vista na Figura 3.6. Essa figura mostra que, com o aumento da vazão, a largura e a profundidade de um canal aumentam em uma determinada seção transversal. Esse aumento é, portanto, peculiar da posição da seção transversal e do rio e segue um padrão no tempo (Leopold & Maddock, 1953).



**Figura 3.6 - Comparação de vazões em uma determinada seção transversal e em direção à jusante de um rio (adaptada de Leopold & Maddock, 1953)**

A variabilidade da vazão e de sua frequência é importante pelas relações que possuem com a erosão e transporte de carga sedimentar. Consequentemente, é importante para o estabelecimento das características da geometria hidráulica, construção de obras de engenharia e planejamento dos recursos hídricos (Christofolletti, 1981).



### 3.5.1 Frequência da vazão de margens plenas

Existem duas maneiras para se calcular a vazão de margens plenas. Uma delas é por meio de monitoramento fluviométrico em determinada seção para composição de uma série de dados de vazão suficientemente longa, e posterior análise de frequência de vazão. A outra é uma pesquisa em campo para observar sinais dos níveis de água nos terraços. Com isso, podem-se calcular as vazões para esses níveis pela curva-chave, a relação entre nível d'água e vazão.

A análise de frequência de vazões em nível de margens plenas pode ser feita pelo método proposto por Dalrymple (1960), pelo qual ordenam-se vazões máximas da maior para a menor e um período de retorno para cada vazão pode ser calculado:

$$T = \frac{N + 1}{i} \quad (3.2)$$

onde  $T$  é o período de retorno em anos de cada vazão máxima;  $N$  é o número de anos considerados para cada série histórica de dados; e  $i$  é o número da ordem de cada vazão máxima.

### 3.5.2 Vazão dominante

O conceito de vazão dominante ainda é muito discutido nos estudos de geometria hidráulica. A existência de vários termos, como vazão efetiva, vazão de margens plenas e vazão modificadora ou modeladora de canal, para um único conceito de vazão dominante evidencia essa discussão.

Wolman & Leopold (1957) definiram que vazão dominante é a vazão a qual a manutenção do canal é mais efetiva e que essa vazão ocorre quando o rio está em nível de margens plenas. Dunne & Leopold (1978) mostraram que é no nível de margens plenas que a vazão movimentada sedimentos, forma ou remove depósitos aluviais, forma ou muda curvas e meandros, e geralmente faz trabalhos que resultam em uma média de características geomorfológicas dos canais. Carling (1988) mostrou que a vazão dominante é a vazão que mais transporta sedimentos do leito de um curso d'água próximo a um estado estacionário.

Segundo Latrubesse (2008), estudos da geometria hidráulica em grandes rios mostraram que a vazão dominante ocorre abaixo do nível de margens plenas e é maior que a vazão média anual. Portanto, percebe-se que é preciso estudar mais sobre a ocorrência e característica

da vazão dominante. Principalmente, estudar nos pequenos rios em que essa vazão pode ter um comportamento diferente do que em grandes rios (Grison & Kobiyama, 2011a).

A vazão dominante pode ser estimada a partir da definição de uma vazão com determinado período de retorno, ou seja, uma vazão de mesma frequência. Para estimar um período de retorno para uma vazão qualquer é preciso antes fazer uma análise de frequência de vazões.

### 3.5.3 Relação entre vazão dominante e área de drenagem

A vazão dominante está intimamente relacionada com a área de drenagem, que é um parâmetro facilmente determinado. Além disso, a vazão dominante pode ser correlacionada com as dimensões do canal em nível de margens plenas. Essas correlações são definidas como Equações Regionais da Geometria Hidráulica, ou simplesmente Geometria Hidráulica Regional e são representadas pelas equações abaixo.

$$Q_{mp} = \alpha_1 \cdot A_D^{\alpha_2} \quad (3.3)$$

$$w_{mp} = \alpha_3 \cdot A_D^{\alpha_4} \quad (3.4)$$

$$d_{mp} = \alpha_5 \cdot A_D^{\alpha_6} \quad (3.5)$$

$$A_{mp} = \alpha_7 \cdot A_D^{\alpha_8} \quad (3.6)$$

onde  $Q_{mp}$  é a vazão com margens plenas ( $m^3/s$ );  $w_{mp}$  é a largura com margens plenas (m);  $d_{mp}$  é a profundidade com margens plenas (m);  $A_{mp}$  é a área da seção transversal com margens plenas ( $m^2$ );  $A_D$  é a área de drenagem ( $km^2$ );  $\alpha_1, \alpha_3, \alpha_5, \alpha_7$  são coeficientes; e  $\alpha_2, \alpha_4, \alpha_6, \alpha_8$  são expoentes de regressão.

As Equações de 3.3 a 3.6 mostram que, com medições da área da bacia de drenagem em um mapa, as dimensões do canal (largura, profundidade e área da seção transversal) e a vazão dominante podem ser estimadas com maior facilidade (Dunne e Leopold, 1978).

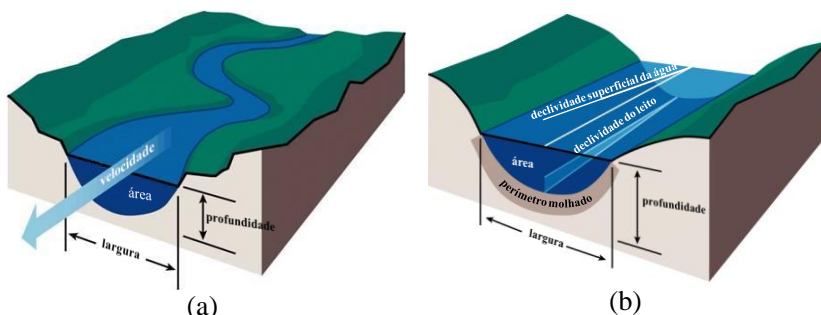
Glickauf *et al.* (2007) e Harman *et al.* (1999) estabeleceram as equações regionais da geometria hidráulica para cursos d'água na área rural de uma planície litorânea da Geórgia-EUA e na Carolina do Norte-EUA respectivamente. As equações mostraram uma forte relação entre o nível de margens plenas dos cursos d'água e a área da seção transversal, profundidade, largura, vazão dominante e área de drenagem dos cursos

d'água. Glickauf *et al.* (2007) mostraram que a geometria hidráulica regional é muito importante para projetos de restauração de cursos d'água.

## 3.6 A GEOMETRIA HIDRÁULICA

### 3.6.1 Conceitos básicos sobre geometria hidráulica

Leopold & Maddock (1953) definiram a geometria hidráulica como uma medida quantitativa das variáveis hidráulicas largura (ou largura de topo), profundidade média (ou profundidade hidráulica), velocidade e carga sedimentar que ajudam a determinar a forma de um curso d'água natural. Essas variáveis sofrem mudanças com a variação da vazão em uma determinada seção transversal e ao longo do canal de um rio e são representadas matematicamente por simples funções potenciais, que diferem apenas em seus coeficientes e expoentes. A Figura 3.7 mostra as variáveis consideradas no estudo da geometria hidráulica.



**Figura 3.7 – Variáveis da geometria hidráulica. (a) Variáveis em um perfil transversal; (b) Variáveis em um perfil transversal e longitudinal (adaptada de FISRWG, 1998)**

A geometria hidráulica pode ser estudada de duas formas: em uma determinada seção transversal do rio (ou seção de medição) e/ou em direção à jusante do rio (ao longo do curso d'água, rio abaixo). Em determinada seção transversal a geometria hidráulica prevê as mudanças na largura, profundidade média e velocidade com a variação da vazão, enquanto a geometria hidráulica em direção à jusante prevê a adaptação do tamanho e da forma do canal para uma vazão imposta.

### 3.6.2 A geometria hidráulica em uma determinada seção transversal do rio

A geometria hidráulica em uma seção transversal mostra que com o aumento da vazão na seção ocorre um aumento na profundidade média e na velocidade do fluxo. Também, o aumento da vazão provoca um leve aumento na largura da seção, uma pequena diminuição da rugosidade hidráulica e alguma mudança na declividade superficial da água. Entretanto, a maior mudança ocorre na carga de sedimentos em suspensão que aumenta rapidamente e em maior proporção que qualquer outro fator (Leopold & Maddock, 1953). Para a geometria hidráulica de seção, as variações ocorrem devido às configurações de um determinado local do canal do rio e devido ao modo em que o fluxo d'água atravessa a seção (Gordon *et al.*, 1992).

Leopold & Maddock (1953) estabeleceram as relações da geometria hidráulica de seção como funções potenciais diferenciadas somente pelos valores de seus expoentes e coeficientes, conforme as seguintes equações:

$$w = a \cdot Q^b \quad (3.7)$$

$$d = c \cdot Q^f \quad (3.8)$$

$$v = k \cdot Q^m \quad (3.9)$$

$$Q_s = \phi_1 \cdot Q^{j_1} \quad (3.10)$$

$$s = \phi_2 \cdot Q^{j_2} \quad (3.11)$$

onde  $Q$  é a vazão líquida ( $\text{m}^3/\text{s}$ );  $w$  é a largura (ou largura de topo) (m);  $d$  é a profundidade média (ou profundidade hidráulica) (m);  $v$  é a velocidade, determinada pela razão entre vazão líquida e área molhada da seção (m/s);  $Q_s$  é a vazão sólida (ton/dia);  $s$  é a declividade da superfície da água (m/m);  $a$ ,  $c$ ,  $k$ ,  $\phi_1$  e  $\phi_2$  são coeficientes; e  $b$ ,  $f$ ,  $m$ ,  $j_1$  e  $j_2$  são expoentes.

Devido à vazão ser estimada pelo produto da velocidade do fluxo pela área molhada, as Equações de 3.7 a 3.9 são normalmente as mais utilizadas em estudos sobre geometria hidráulica. Portanto, pela equação da continuidade essas equações podem ser relacionadas da seguinte forma:

$$Q = w \cdot d \cdot v \quad (3.12)$$

$$Q = a \cdot c \cdot k \cdot Q^{b+f+m} \quad (3.13)$$

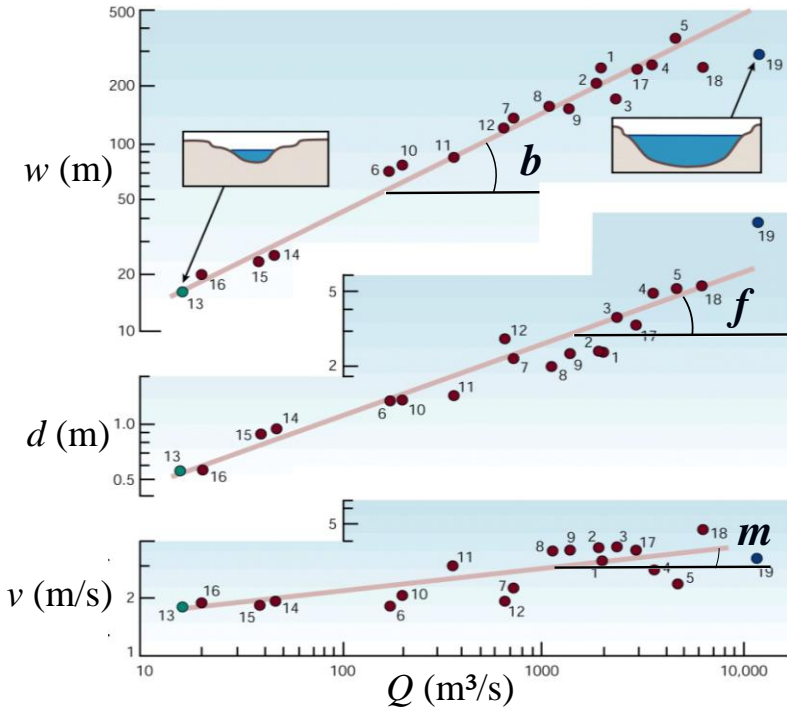
então,

$$b + f + m = 1 \quad (3.14)$$

$$a \cdot c \cdot k = 1 \quad (3.15)$$

Se  $w$ ,  $d$  e  $v$  forem plotadas em relação a  $Q$  em escala bilogarítmica, as relações resultantes são lineares, o que matematicamente facilita a interpretação. Por isso, os expoentes das Equações 3.7, 3.8 e 3.9 representam a inclinação de suas respectivas retas de ajuste. Já os coeficientes dessas equações representam interseção das retas quando a vazão é igual a uma unidade. É importante ressaltar que os valores dos coeficientes são dependentes do sistema de unidades de medida (Ferguson, 1986). A Figura 3.8 mostra o comportamento das variáveis da geometria hidráulica em função da variação da vazão em escalas bilogarítmicas.

No caso dos gráficos em escala bilogarítmica, se analisa os expoentes  $b$ ,  $f$  e  $m$  e coeficientes  $a$ ,  $c$  e  $k$  resultantes das regressões entre as variáveis largura, profundidade média e velocidade assim como a sensibilidade dessas variáveis com a mudança da vazão.



**Figura 3.8 - Comportamento das variáveis da geometria hidráulica em função da variação da vazão (adaptada de Leopold & Maddock, 1953)**

A partir das Equações 3.7 a 3.9, obtêm-se:

$$\frac{dw}{w} = b \cdot \left( \frac{dQ}{Q} \right) \quad (3.16)$$

$$\frac{dd}{d} = f \cdot \left( \frac{dQ}{Q} \right) \quad (3.17)$$

$$\frac{dv}{v} = m \cdot \left( \frac{dQ}{Q} \right) \quad (3.18)$$

Assim, as relações da geometria hidráulica mostram como os efeitos que pequenas variações na vazão causam na largura,

profundidade média e velocidade em um determinado trecho de rio. Por exemplo, se forem estimados os valores:  $b = 0,23$ ,  $f = 0,46$  e  $m = 0,31$ ; pode-se concluir que um aumento de 10% na vazão desse trecho causará um aumento de 2,3% na largura, 4,6% na profundidade média e 3,1% na velocidade.

É importante ressaltar que as relações da geometria hidráulica são válidas somente para variações dentro da calha principal do canal do rio. Portanto, quando ocorre o transbordamento, e consequentemente a inundação das planícies próximas ao canal, as Equações 3.7 a 3.11 não são válidas. Isso pode ser explicado pela mudança do comportamento da curva-chave. Porém, Garbrecht (1990) mostrou que quando ocorre inundação, as relações da geometria hidráulica podem ser modificadas e utilizadas para esse caso.

### 3.6.3 Derivação analítica das relações da geometria hidráulica em uma determinada seção transversal

As relações matemáticas da geometria hidráulica (Equações 3.7 a 3.11) chamaram a atenção de muitos pesquisadores que tentaram explicar melhor o comportamento dessas equações. Dois desses pesquisadores foram os que mais avançaram nesse sentido.

Dingman (1984) mostrou que com a aplicação da fórmula de Manning nas equações da geometria hidráulica, em um canal largo de forma retangular, é possível calcular a largura, profundidade média e velocidade com as equações:

$$w = w_{mp} \cdot Q^0 \quad (3.19)$$

$$d = \left( \frac{n^{0,6}}{S^{0,3} \cdot w_{mp}^{0,6}} \right) \cdot Q^{0,6} \quad (3.20)$$

$$v = \left( \frac{S^{0,3}}{n^{0,6} \cdot w_{mp}^{0,4}} \right) \cdot Q^{0,4} \quad (3.21)$$

onde  $S$  é o gradiente de energia ou declividade de atrito (m/m);  $n$  é o coeficiente de rugosidade de Manning ( $s/m^{1/3}$ )

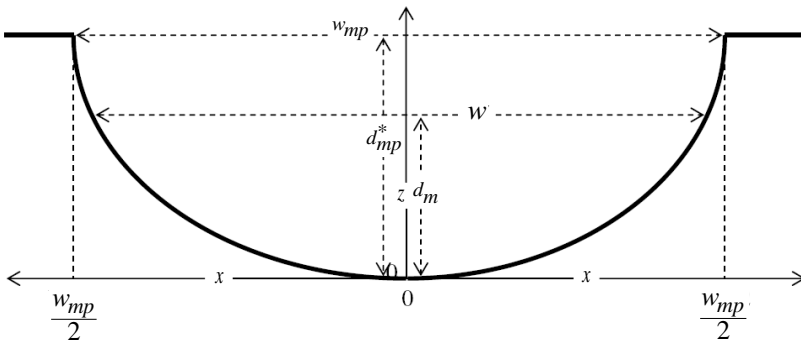
Ferguson (1986) mostrou que  $w(Q)$ ,  $d(Q)$  e  $v(Q)$  somente se comportam como leis potenciais quando  $w(d)$  e  $v(d)$  também forem leis potenciais. Apesar de Ferguson (1986) ter concluído que o entendimento das relações matemáticas da geometria hidráulica dependem principalmente da forma da seção transversal de um rio, não conseguiu

provar matematicamente. Por isso, Dingman (2007), investigou analiticamente a conclusão de Ferguson (1986) e provou como as relações da geometria hidráulica podem ser obtidas como funções de uma determinada forma de seção transversal e de equações hidráulicas. A seguir será resumido o trabalho de Dingman (2007).

Assumindo que uma seção transversal de um rio é simétrica, pode-se dizer que sua forma é dada pela equação:

$$z = d_{mp}^* \cdot \left( \frac{2}{w_{mp}} \right)^r \cdot x^r, \text{ para } 0 \leq x \leq \frac{w_{mp}}{2} \quad (3.22)$$

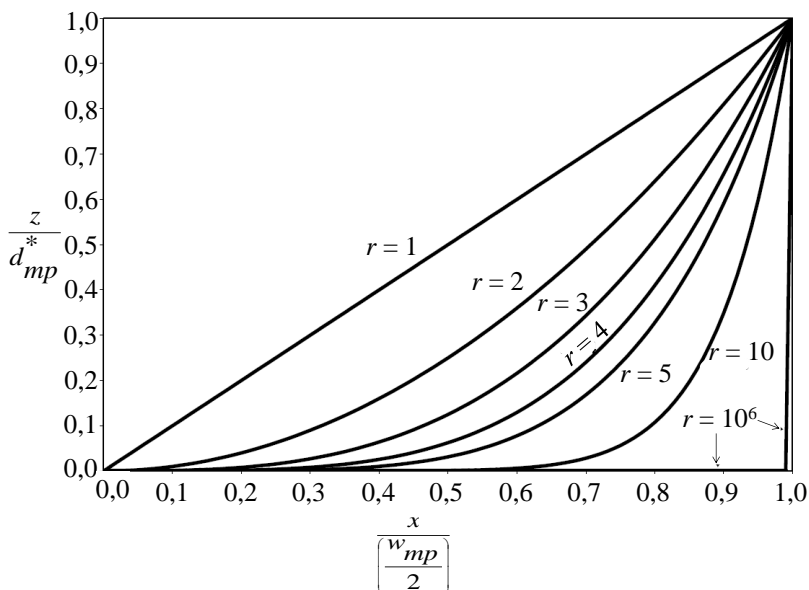
onde  $z$  é a altura a partir do ponto mais baixo do leito, no centro da seção, até a superfície d'água;  $d_{mp}^*$  é a profundidade máxima em margens plenas;  $r$  é o expoente que dita a forma da seção transversal; e  $x$  é a distância horizontal medida do centro da seção até a margem. A Figura 3.9 ilustra esse modelo de seção.



**Figura 3.9 - Modelo da seção transversal considerado para as derivações da geometria hidráulica.  $d_m$  é a profundidade máxima de um determinado nível d'água na seção (Fonte: Dingman, 2007)**

O expoente  $r$  da Equação 3.22 mostra, por exemplo, que para  $r = 1$  a seção transversal tem forma triangular, ou para  $r = 2$  a seção tem a forma de uma parábola. À medida que a forma da seção tende a ser mais próxima de um retângulo, o valor de  $r$  tende ao infinito. A Figura 3.10 mostra os valores do expoente  $r$  relacionados com algumas formas de seção.





**Figura 3.10 – Formas de seção transversal como função do expoente  $r$ .  $r = 1$  representa um triângulo,  $r = 2$  uma parábola e  $r \rightarrow \infty$  um retângulo. (Fonte: Dingman, 2007)**

Sendo conhecidas  $w_{mp}$  e  $d_{mp}^*$ , com a Equação 3.22 pode-se relacionar a profundidade média ( $d$ ) e a largura ( $w$ ) com a profundidade máxima ( $d_m$ ), da seguinte maneira:

$$d = \left( \frac{r}{r+1} \right) \cdot d_m, \quad d_m = \left( \frac{r+1}{r} \right) \cdot d \quad (3.23)$$

$$w = w_{mp} \cdot \left( \frac{d_m}{d_{mp}^*} \right)^{\frac{1}{r}} = w_{mp} \cdot \left( \frac{1}{d_{mp}^*} \right)^{\frac{1}{r}} \cdot \left( \frac{r+1}{r} \right)^{\frac{1}{r}} \cdot d^{\frac{1}{r}} \quad (3.24)$$

Para a construção das relações da geometria hidráulica, além das Equações 3.23 e 3.24, assume-se que a velocidade de um fluxo em um canal é dada pela seguinte forma geral de equação hidráulica:

$$v = K \cdot d^p \cdot S^q \quad (3.25)$$

onde  $K$  é um coeficiente geral de condutância (por exemplo, igual a  $1/n$ ); e  $p$  e  $q$  são expoentes da profundidade média e do gradiente de energia, respectivamente. A Equação 3.25 é uma simplificação da fórmula de Chézy e de Manning, em que o raio hidráulico foi substituído pela profundidade média. Isso porque nessa equação se considera um canal amplamente largo e, portanto os valores de profundidade média e raio hidráulico são muito próximos.

Substituindo as Equações 3.23, 3.24, e 3.25 na equação da continuidade (Equação 3.12), tem-se:

$$Q = w_{mp} \cdot \left( \frac{1}{d_{mp}^*} \right)^{\frac{1}{r}} \cdot \left( \frac{r+1}{r} \right)^{\frac{1}{r}} \cdot K \cdot S^q \cdot d^{1+\frac{1}{r+p}} \quad (3.26)$$

Resolvendo a Equação 3.26 para encontrar  $d$ , obtêm-se:

$$d = \left[ \left( \frac{1}{w_{mp}} \right) \cdot (d_{mp}^*)^{\frac{1}{r}} \cdot \left( \frac{r}{r+1} \right)^{\frac{1}{r}} \cdot \left( \frac{1}{K} \right) \cdot \left( \frac{1}{S^q} \right) \right]^{\frac{r}{1+r+r \cdot p}} \cdot Q^{\frac{r}{1+r+r \cdot p}} \quad (3.27)$$

Comparando as Equações 3.8 e 3.27, obtêm-se:

$$c = \left( \frac{1}{w_{mp}} \right)^{\frac{r}{\delta}} \cdot (d_{mp}^*)^{\frac{r}{\delta}} \cdot \left( \frac{r}{r+1} \right)^{\frac{r}{\delta}} \cdot \left( \frac{1}{K} \right)^{\frac{r}{\delta}} \cdot \left( \frac{1}{S^q} \right)^{\frac{r}{\delta}} \quad (3.28)$$

e,

$$f = \frac{r}{1+r+r \cdot p} = \frac{r}{\delta} \quad (3.29)$$

onde  $\delta = 1+r+r \cdot p$

A partir da determinação de  $c$  e  $f$ , pode-se então reescrever a Equação 3.12 e determinar o coeficiente  $a$  e o expoente  $b$  da relação da geometria hidráulica para a largura (Equação 3.7).

$$Q = w \cdot (c \cdot Q^f) \cdot [K \cdot (c \cdot Q^f)^p \cdot S^q] \quad (3.30)$$

$$Q^{1-f-f \cdot p} = w \cdot c^{1+p} \cdot K \cdot S^q \quad (3.31)$$

então,

$$w = \left[ \left( \frac{1}{c} \right)^{1+p} \cdot \left( \frac{1}{K} \right) \cdot \left( \frac{1}{S^q} \right) \right] \cdot Q^{1-f-f \cdot p} \quad (3.32)$$

e substituindo as Equações 3.28 e 3.29, de  $c$  e  $f$ , respectivamente, na Equação 3.32, se obtém:

$$w = \left[ \left( \frac{1}{c} \right)^{1+p} \cdot \left( \frac{1}{K} \right) \cdot \left( \frac{1}{S^q} \right) \right] \cdot Q^{\frac{1}{1+r+r \cdot p}} \quad (3.33)$$

e portanto encontra-se,

$$a = \left[ \left( \frac{1}{c} \right)^{1+p} \cdot \left( \frac{1}{K} \right) \cdot \left( \frac{1}{S^q} \right) \right] \quad (3.34)$$

Substituindo a Equação 3.28 na Equação 3.34, encontra-se:

$$a = w_{mp}^{\frac{r+r \cdot p}{\delta}} \cdot \left( \frac{1}{d_{mp}^*} \right)^{\frac{1+p}{\delta}} \cdot \left( \frac{r+1}{r} \right)^{\frac{1+p}{\delta}} \cdot \left( \frac{1}{K} \right)^{\frac{1}{\delta}} \cdot \left( \frac{1}{S^q} \right)^{\frac{1}{\delta}} \quad (3.35)$$

e portanto, pode-se calcular o expoente  $b$ :

$$b = \frac{1}{1+r+r \cdot p} = \frac{1}{\delta} \quad (3.36)$$

Por fim determina-se o coeficiente  $k$  e o expoente  $m$  da relação da geometria hidráulica para a velocidade (Equação 3.9). Reescrevendo a Equação 3.12, tem-se:

$$Q = a \cdot Q^b \cdot c \cdot Q^f \cdot v \quad (3.37)$$

$$Q^{1-b-f} = a \cdot c \cdot v$$

$$v = \left( \frac{1}{a \cdot c} \right) \cdot Q^{1-b-f} \quad (3.38)$$

Usando as Equações 3.28, 3.35 e 3.38, encontra-se:

$$k = \left( \frac{1}{w_{mp}} \right)^{\frac{r \cdot p}{\delta}} \cdot (d_{mp}^*)^{\frac{p}{\delta}} \cdot \left( \frac{r}{r+1} \right)^{\frac{p}{\delta}} \cdot K^{\frac{1+r}{\delta}} \cdot (S^q)^{\frac{1+r}{\delta}} \quad (3.39)$$

e por último, das Equações 3.29, 3.36 e 3.38:

$$m = \frac{r \cdot p}{1 + r + r \cdot p} = \frac{r \cdot p}{\delta} \quad (3.40)$$

Das derivações acima (Equações 3.23 a 3.40) observa-se que os estimadores de  $r$  e  $p$  são:

$$\hat{r} = \frac{f}{b} \quad (3.41)$$

e

$$\hat{p} = \frac{m}{f} \quad (3.42)$$

Dingman (2007) mostrou com suas derivações que os expoentes  $b$ ,  $f$  e  $m$  dependem somente da forma da seção,  $r$ , e do expoente da profundidade média,  $p$ , na forma geral da equação hidráulica (Equação 3.25). Já os coeficientes  $a$ ,  $c$  e  $k$  dependem, além das unidades de medida, de equações muito complexas. Ressalta-se também que as derivações assumem que a geometria da seção é fixa, não varia no tempo. Porém, sabe-se que durante grandes eventos de vazão em um canal geralmente acontecem mudanças na forma de uma seção. Essas mudanças são devido a erosão nas margens e no leito do canal. As dispersões nas regressões da geometria hidráulica (conforme exemplifica a Figura 3.9) são consequências dessas mudanças. Entretanto, Dingman (2007) justificou suas derivações com base em Dingman & Sharma (1997) que analisaram 77 seções de rios na Nova Zelândia e observaram que cerca de 2/3 das vazões medidas nesses rios

foram incapazes de causar movimentação significativa de sedimentos. Portanto, concluiu que na maior parte do tempo as seções permanecem inalteradas, o que justifica assumir o modelo de seção proposto (Equação 3.22).

Com base nas deduções mostradas acima, também observa-se que o expoente  $p$ , da equação hidráulica generalizada (Equação 3.25), pode ser estimado pela Equação 3.53, que será desenvolvida a seguir.

Considerando que área molhada é  $A_m = w \cdot d$ , pode-se equacionar a largura,  $w$ , e a profundidade média,  $d$ , em função da área molhada.

$$w = a' \cdot A_m^{b'} \quad (3.43)$$

e

$$d = c' \cdot A_m^{f'} \quad (3.44)$$

e portanto,

$$A_m = a' \cdot c' \cdot A_m^{b'+f'} \quad (3.45)$$

logo,

$$b' + f' = 1 \quad (3.46)$$

e

$$a' \cdot c' = 1 \quad (3.47)$$

Após isso, observa-se que os expoentes  $b$ ,  $f$ ,  $b'$  e  $f'$  estão relacionados como:

$$\frac{f}{b} \approx \frac{f'}{b'} \quad (3.48)$$

e sabendo que  $b + f + m = 1$ , pode-se escrever:

$$\frac{f'}{b'} = \frac{f}{b} = \frac{1-b-m}{b} \quad (3.49)$$

$$\frac{b \cdot f'}{b'} = 1 - b - m \quad (3.50)$$

$$m = 1 - b - \frac{b \cdot f'}{b'} \quad (3.51)$$

Lembrando que:

$$\hat{p} = \frac{m}{f}$$

substituindo fica:

$$f \cdot \hat{p} = 1 - b - \frac{b \cdot f'}{b'} \quad (3.52)$$

e por fim encontra-se uma nova equação para estimar  $p$ :

$$\hat{p} = \frac{1}{f} - \frac{b'}{f'} - 1 = \frac{b'}{b \cdot f'} - \frac{b'}{f'} - 1 \quad (3.53)$$

Dingman (2009) mostrou que com as relações da geometria hidráulica a velocidade se relaciona com a profundidade média da seguinte forma:

$$v = \frac{k}{c^{\frac{m}{f}}} \cdot d^{\frac{m}{f}} \quad (3.54)$$

Essa relação vem da equação geral da hidráulica (Equação 3.25), em que o expoente  $p$  é dado pela Equação 3.42. Assim, a vazão pode ser calculada em função da profundidade:

$$Q = \frac{1}{c^{\frac{1}{f}}} \cdot d^{\frac{1}{f}} \quad (3.55)$$

e da largura,

$$w = \frac{a}{b} \cdot d^{\frac{b}{f}} \quad (3.56)$$

E sendo

$$\hat{r} = \frac{f}{b} \text{ e } A_m = w \cdot d \quad (3.57)$$

$$A_m = a \cdot c \cdot Q^{b+f} = \frac{a}{c^f} \cdot d^{\frac{(b+f)}{f}} \quad (3.58)$$

Por fim,  $n$  pode ser expresso como:

$$n = \frac{c^{\frac{m}{f}} \cdot S^{\frac{1}{2}}}{k} \quad (3.59)$$

### 3.6.4 A geometria hidráulica em direção à jusante do rio

Na geometria hidráulica em direção à jusante (ou ao longo de um rio, rio abaixo) é feita uma comparação entre as variáveis da geometria hidráulica de várias seções transversais de um curso d'água. Para fazer essa comparação é importante que as vazões tenham um mesmo período de retorno, ou seja, uma mesma frequência. Isso, porque devido ao aumento da área de drenagem e do número de afluentes essas vazões têm tendência a aumentar na direção de jusante. Como esse aumento de vazão provoca um aumento proporcional na largura, profundidade e velocidade do fluxo, as equações utilizadas nesse tipo de análise são as mesmas da geometria hidráulica de seção (Leopold & Maddock, 1953).

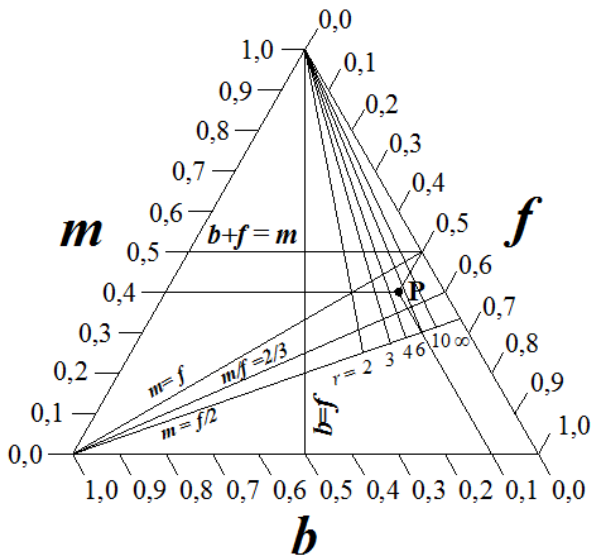
Segundo Leopold (1994), as mudanças de vazão mais significativas ao longo de um rio ocorrem quando o mesmo atinge o nível de margens plenas. Segundo Doll (2003), a análise de geometria hidráulica de um rio em estado de margem plena é muito valiosa para engenheiros, hidrólogos, geomorfólogos e biólogos, que participam dos processos de restauração e proteção dos rios.

### 3.6.5 Análise de geometria hidráulica

A análise da geometria hidráulica é feita pela interpretação dos gráficos em escala bilogarítmica (Figura 3.8) e por meio do diagrama proposto por Rhodes (1977) (Figura 3.11).

O diagrama de Rhodes (1977) serve para auxiliar na interpretação dos expoentes  $b$ ,  $f$  e  $m$  e suas implicações nas relações da geometria hidráulica. Esse diagrama é muito útil no entendimento dos resultados da geometria hidráulica, pois é formado por subdivisões com base somente em considerações hidráulicas e morfológicas. Pode até mesmo ser considerado o método de análise mais importante da geometria hidráulica.

Rhodes (1977) dividiu o diagrama em 10 campos. Cada campo representa um tipo de canal. As divisões foram feitas por linhas retas que representam relações específicas entre os expoentes. Sendo a soma dos expoentes igual a um (Equação 3.14), o diagrama permite que os três expoentes  $b$ ,  $f$  e  $m$  sejam representados em um único ponto (o que facilita a comparação com outros pontos). Por exemplo, o ponto P na Figura 3.11 representa os valores  $b = 0,1$ ,  $f = 0,5$  e  $m = 0,4$ . Cada ponto é interpretado em termos de comportamento hidráulico e de estabilidade do canal, conforme o campo em que ele se situa no diagrama. Além das subdivisões propostas por Rhodes (1977), Dingman (2007) adaptou subdivisões correspondentes ao expoente  $r$  (Equação 3.41).

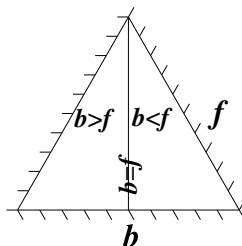


**Figura 3.11 - Diagrama triaxial com suas subdivisões ( $b=f$ ;  $m=f$ ;  $m=f/2$ ;  $b+f=m$ ;  $m/f=2/3$  e expoente  $r$ ), tipos de canais (1 a 10) (adaptada de Rhodes, 1977)**

Como se observa na Figura 3.11 as subdivisões do diagrama são:  $b = f$ ,  $m = f$ ,  $m = f/2$ ,  $b + f = m$  e  $m/f = 2/3$ . A seguir cada subdivisão é detalhada.

A subdivisão  $b = f$  (Figura 3.12) está relacionada à taxa de mudança da relação  $w/d$  (largura por profundidade média, Equações 3.7 e 3.8 respectivamente) com o acréscimo da vazão.





**Figura 3.12 - Subdivisão  $b = f$**

Fazendo,

$$\frac{w}{d} = \frac{a \cdot Q^b}{c \cdot Q^f}, \text{ e eliminando as constantes fica:}$$

$$\frac{w}{d} \propto \frac{Q^b}{Q^f} \propto Q^{b-f}, \text{ e então se pode dizer que:}$$

- Se  $b = f$ ,  $w/d$  não muda com o acréscimo da vazão;
- Se  $b > f$ , lado esquerdo dessa subdivisão,  $w/d$  aumenta com o acréscimo da vazão;
- Se  $b < f$ , lado direito dessa subdivisão,  $w/d$  diminui com o acréscimo da vazão.

Dessa subdivisão é possível obter informações sobre a estabilidade do material do leito e das margens, da forma do canal e do ajuste do canal para o transporte de carga sedimentar no leito. Segundo Schumm (1977), a relação  $w/d$  é importante para relacionar a morfologia do canal com a vazão líquida e sólida. Segundo Rhodes (1977), canais com seção transversal em forma de triângulo possuem a taxa  $w/d$  constante e canais com forma retangular e parabólica diminuem essa taxa com o acréscimo de vazão. Em canais retangulares, a diminuição dessa taxa é maior do que nas outras formas (Leopold & Maddock, 1953). Uma explicação para o decréscimo da taxa  $w/d$  com o acréscimo da vazão é que as margens do canal são mais estáveis do que o leito.

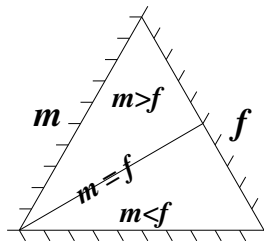
A taxa  $w/d$  representa uma medida inversa da influência das margens do canal na resistência ao fluxo e por isso é um dos mais importantes parâmetros de forma de seções transversais. Por exemplo, um valor grande de  $w/d$  significa um efeito pequeno do atrito das margens no fluxo e efeito maior do atrito devido ao leito do canal.

Pode-se analisar que se  $b > f$  é porque talvez as margens do canal sejam mais facilmente erodidas do que o leito e a tendência é que o

canal se torne largo e raso. Já se  $b < f$ , o leito é mais facilmente erodido do que as margens, e a tendência é que o canal se torne estreito e profundo. Entretanto, se o canal é estável em condições normais de vazão, então a situação em que  $b < f$  indica uma tendência de que a seção molhada no canal torne-se proporcionalmente mais profunda e estreita com o aumento da vazão (e portanto  $w/d$  diminui).

Outra observação é que essa subdivisão está relacionada com o expoente  $r$  da Equação 3.22. Assim, seções com expoente  $r = 1$ , terão pontos plotados exatamente sobre essa linha. Para seções com  $r > 1$ , os pontos ficam plotados a direita de  $b = f$  e com  $r < 1$  os pontos ficam plotados a esquerda de  $b = f$ .

A subdivisão  $m = f$  ou  $m/f = 1$  (Figura 3.13) está relacionada à taxa de mudança da relação  $v/d$  (velocidade por profundidade média, Equações 3.9 e 3.8 respectivamente) com o acréscimo da vazão.



**Figura 3.13 - Subdivisão  $m = f$**

Se  $m/f > 1$  (pontos plotados acima da subdivisão  $m = f$ ), durante um acréscimo de vazão ocorrerá um aumento mais rápido da velocidade do que da profundidade média. Isso poderá aumentar a taxa de transporte de sedimentos em uma determinada seção (Leopold & Maddock, 1953).

Wilcock (1971) concluiu que a competência para o transporte de sedimentos de um rio aumenta com o acréscimo da vazão somente quando  $m/f \geq 1$ . Segundo Merigliano (1997), a subdivisão  $m = f$  é a mais interessante, pois, ela relaciona a capacidade de transporte de sedimentos do canal que é essencial para mudanças de sua forma.

A subdivisão  $m = f/2$  (Figura 3.14) é baseada no número de Froude ( $F$ ) (que diferencia escoamentos supercríticos, quando  $F > 1$ , de escoamentos subcríticos, quando  $F < 1$ ) (Equação 3.60).

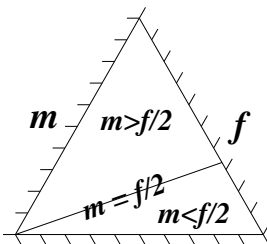


Figura 3.14 - Subdivisão  $m = f/2$

$$F = \frac{v}{\sqrt{gd}} \quad (3.60)$$

onde  $F$  é o número de Froude; e  $g$  é a aceleração gravitacional ( $m/s^2$ ). Com a substituição de  $v$  e  $d$  pelas Equações 3.9 e 3.8 respectivamente, tem-se:

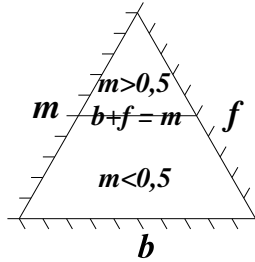
$$F = \frac{kQ^m}{\sqrt{g(cQ^f)}} \quad (3.61)$$

Com a eliminação das constantes da Equação 3.61 tem-se a subdivisão  $m = f/2$ , quando o número de Froude for igual a uma unidade.

No caso de  $m > f/2$ , tem-se os pontos plotados acima da subdivisão  $m = f/2$  o que mostra que o número de Froude aumenta com o acréscimo da vazão, caso contrário diminui.

Simons *et al.* (1965) mostraram que se  $F$  diminui com o acréscimo da vazão, o canal pode não possuir grande capacidade para transportar sedimentos em grandes regimes de fluxo d'água. Isso acontece porque, nessa situação, não ocorre escoamento crítico ( $F = 1$ ), e, conseqüentemente o supercrítico também não. Por outro lado, mesmo que o número de Froude aumente com o acréscimo da vazão (região acima da linha  $m = f/2$ ), também não significa que o escoamento supercrítico será atingido. Muitos rios podem nunca alcançar fluxos supercríticos porque as dimensões do canal seriam excedidas antes de  $F > 1$ .

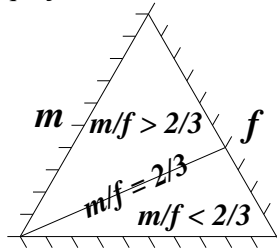
A subdivisão  $b + f = m$  ou  $m = 0,5$  (Figura 3.15) indica que a taxa de aumento da velocidade do fluxo é igual a taxa de aumento da vazão. Além disso, a velocidade aumenta na mesma taxa que a área da seção transversal.



**Figura 3.15 - Subdivisão  $b + f = m$**

Se  $b + f < m$ , a velocidade média aumenta mais rapidamente do que a área da seção transversal, e a resistência ao fluxo deve diminuir rapidamente com o aumento da vazão. Além disso, quando  $m > 0,5$  e a taxa  $w/d$  diminui com o aumento da vazão o canal pode ser considerado estável.

A subdivisão  $m/f = 2/3$  (Figura 3.16) está relacionada com a rugosidade do canal e pode ser explicada pela seguinte expressão da fórmula de Manning (Equação 3.62).



**Figura 3.16 - Subdivisão  $m/f = 2/3$**

$$v = \frac{1}{n} \cdot d^{2/3} \cdot S^{1/2} \quad (3.62)$$

Sendo  $S$  e  $n$  proporcionais a  $Q^z$  e  $Q^y$ , respectivamente, e  $d$  e  $v$  determinadas pelas Equações 3.8 e 3.9, respectivamente, tem-se:

$$kQ^m = \frac{cQ^{(2/3)f} Q^{(1/2)z}}{Q^y} \quad (3.63)$$

Com a eliminação das constantes da Equação 3.63 tem-se:

$$m = \frac{2}{3}f + \frac{z}{2} - y \quad (3.64)$$

Dessa forma pode-se dizer que:

- Se  $m = \frac{2}{3}f$ , então  $\frac{z}{2} - y = 0$ , ou  $\frac{S^{1/2}}{n}$  não sofre mudança com o acréscimo de vazão;
- Se  $m > \frac{2}{3}f$ , então  $\frac{z}{2} - y > 0$ , ou  $\frac{S^{1/2}}{n}$  deve aumentar com o acréscimo de vazão;
- Se  $m < \frac{2}{3}f$ , então  $\frac{z}{2} - y < 0$ , ou  $\frac{S^{1/2}}{n}$  deve diminuir com o acréscimo de vazão.

Se  $z = 0$ , a resistência do canal deve diminuir.

Também é válido observar que as subdivisões  $m = f$ ,  $m = f/2$ , e  $m/f = 2/3$  estão relacionadas com o expoente  $p$ , Equação 3.42 do item 3.6.3. Portanto, se  $p = 1$ , os pontos são plotados exatamente sobre a linha  $m = f$ , se  $p = 1/2$ , os pontos são plotados exatamente sobre a linha  $m = f/2$  e se  $p = 2/3$ , os pontos são plotados exatamente sobre a linha  $m/f = 2/3$ .

A Tabela 3.1 resume o diagrama proposto por Rhodes (1977), no qual a competência do canal está relacionada com a capacidade para transporte de sedimentos.

**Tabela 3.1 – Comportamento das variáveis com o aumento da vazão, no diagrama de Rhodes (1977)**

Tipo de canal	$w/d$	Competência	$F$	$v/A$	$S^{1/2}/n$
1	↑	↑	↑	↑	↑
2	↓	↑	↑	↑	↑
3	↑	↑	↑	↓	↑
4	↓	↑	↑	↓	↑
5	↑	*	↑	↓	↑
6	↓	*	↑	↓	↑
7	↑	*	↑	↓	↓
8	↓	*	↑	↓	↓
9	↑	*	↓	↓	↓
10	↓	*	↓	↓	↓

Obs. ↑: aumenta; ↓: diminui; \*: sem relação bem definida

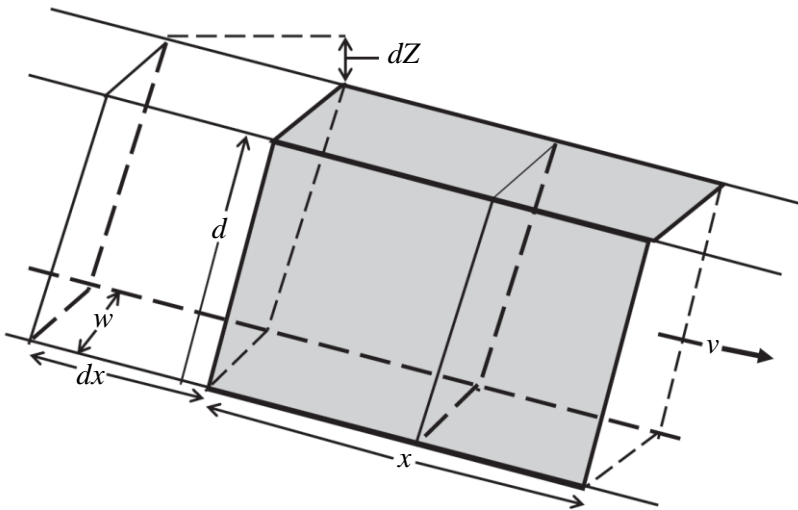
### 3.7 Potência do escoamento

Bagnold (1966) definiu potência do escoamento como a taxa de energia dissipada por um fluxo contra o leito e margens de seu canal. Assim, a potência do escoamento é compartilhada pela largura, profundidade, velocidade do fluxo e declividade do canal. Sendo a declividade dada pela razão entre o desnível e o comprimento de um trecho de canal, pode-se mostrar pela Figura 3.17 que:

$$\left| \frac{dZ}{dt} \right| = \left| \frac{dZ}{dx} \right| \cdot \frac{dx}{dt} \quad (3.65)$$

onde  $dZ$  representa a variação da cota da linha d'água. Sendo  $dZ/dx$  a declividade e  $dx/dt$  a velocidade, pode-se reescrever a equação acima como:

$$\left| \frac{dZ}{dt} \right| = S \cdot v \quad (3.66)$$



**Figura 3.17 - Diagrama de definição das equações da potência do escoamento (Adaptada de Dingman, 2009)**

O peso específico da água por unidade de comprimento do canal é dado por  $\gamma \cdot w \cdot d$  e a energia é igual a força vezes distância. Então a taxa temporal de energia dissipada, ou potência, por unidade de comprimento do canal, é dada pela taxa temporal de variação da cota,  $S \cdot v$ , vezes o peso específico da água por unidade de comprimento:

$$SP = \gamma \cdot w \cdot d \cdot v \cdot S \quad (3.67)$$

onde  $SP$  é a potência do escoamento por unidade de comprimento do canal (N/s), ou simplesmente *stream power*;  $\gamma$  é o peso específico da água (N/m<sup>3</sup>);

Escrevendo o  $SP$  em termos de vazão tem-se:

$$SP = \gamma \cdot Q \cdot S \quad (3.68)$$

Duas outras expressões para o  $SP$  também são consideradas úteis pelos pesquisadores desse assunto:  $SP$  por unidade de área do leito e  $SP$  por unidade de peso da água (também chamada de *unit stream power*):

$$\omega_A = v \cdot \tau_0 \quad (3.69)$$

$$\omega_w = v \cdot S \quad (3.70)$$

onde  $\omega_A$  é o  $SP$  por unidade de área do leito (N/s.m);  $\tau_0$  é a tensão cisalhante (N/m<sup>2</sup>); e  $\omega_w$  é o  $SP$  por unidade de peso da água (m/s).

Segundo Dingman (1984), os hidrólogos consideram que o  $SP$  é interessante principalmente por 3 razões: (i) é essencial na exploração de princípios físicos que determinam a forma das seções transversais e do perfil longitudinal dos cursos d'água; (ii) é extremamente útil na previsão de taxas de transporte de sedimentos; e (iii) é muito utilizado na previsão de formas de leito e consequentemente da resistência do fluxo nos rios.

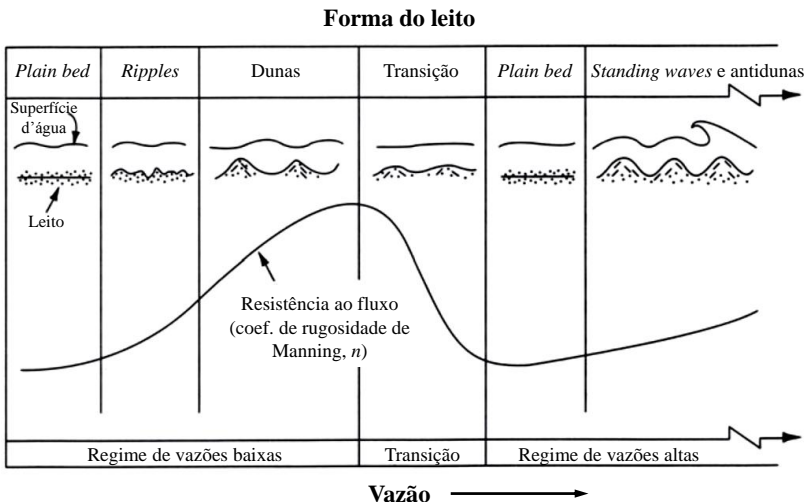
### 3.8 RESISTÊNCIA DE UM FLUXO

Como já foi comentado, um rio geralmente está em contínuo processo de mudança de seu curso. Suas margens sofrem erosão, sedimentos se depositam no canal e consequentemente, com o passar do

tempo, as planícies de inundação vão sendo modificadas. Para a maioria dos rios essas alterações são etapas normais da evolução morfológica (Schumm, 1977).

Em rios aluviais (rios cujos leitos são compostos por material granular que pode ser transportado pelo fluxo de água), além de mudanças nas margens, também ocorrem alterações morfológicas em seus leitos. Estas alterações podem ser notadas pelo arranjo das partículas do leito e acontecem durante grandes eventos de vazão. A Figura 3.18 apresenta algumas formas desses arranjos de partículas do leito. À medida que a vazão aumenta em um canal de leito arenoso, várias alterações em sua forma vão ocorrendo, como por exemplo, a formação de *ripples* e dunas. Consequentemente, ocorre uma grande variação na resistência ao fluxo. Portanto, a resistência do leito ao fluxo de água é função do regime do fluxo e da rugosidade do leito que varia de acordo com o arranjo de suas partículas.

As alterações na forma do leito podem também introduzir algumas variações nas relações entre vazão e dimensões do canal, relações dadas pela teoria da geometria hidráulica.



**Figura 3.18 - Sequência de formas do leito a resistência ao fluxo em rios de leito arenosos (*sand-bed-rivers*). (Adaptada de Schumm, 1977)**

A força de resistência de um fluxo é influenciada por três elementos essenciais: a rugosidade exercida pelos grãos das partículas



no perímetro do canal, a forma de rugosidade associada com a configuração do leito do canal, e as irregularidades do canal as quais distorcem o padrão de fluxo (Einstein & Barbarossa, 1952).

Segundo Dingman (1984), a irregularidade das formas das seções transversais e dos perfis longitudinais, vegetação, transporte de sedimentos e formas do leito são fatores que influenciam na magnitude da força de resistência. Portanto, diminuem a energia disponível para o fluxo. Além disso, a energia também é perdida pela aceleração e desaceleração devido a variação da declividade (Simons & Richardson, 1966).

Segundo Leopold (1994), as curvas do rio causam perdas de energia ao fluxo, pois introduzem uma grande resistência ao fluxo, tanto quanto todas as outras formas de rugosidade. Além disso, como o fluxo exerce uma força de erosão por unidade de área, ou uma tensão cisalhante, no leito e nas margens, a forma estável do canal por ser de tal modo que a tensão cisalhante em qualquer ponto no perímetro do canal é aproximadamente balanceada pela tensão de resistência do leito e das margens.

Segundo Rhodes (1977), a rugosidade é o fator que mais se altera com a mudança de vazão. Vários trabalhos (Leopold & Maddock, 1953; Leopold et al. 1992) mostram que a declividade é pouco influenciada pela vazão.

### **3.8.1 Equações de resistência**

A força de resistência de um fluxo em condições de escoamento uniforme tem origem no limite entre a parede do canal e o fluido. Portanto, depende da velocidade média do escoamento que só ocorre quando há equilíbrio entre a força de resistência e a força aceleradora (componente da força da gravidade na direção do escoamento) (Porto, 2006). A transmissão dessa força depende da viscosidade do fluido e da rugosidade do canal (Dingman, 1984).

Uma maneira de descrever a magnitude da força de resistência é em termos de tensão cisalhante e da velocidade de atrito (em um determinado ponto do fluxo). Segundo Henderson (1966), em canais abertos, as forças cisalhantes atuam nas paredes do canal de maneira não uniforme. Isso acontece principalmente devido a dois fatores: a existência de uma superfície livre (na qual a tensão cisalhante é pequena e praticamente desprezível) e a ampla variação de possíveis formas de

seções transversais, cada uma delas com sua própria distribuição de tensões cisalhantes ao redor do seu perímetro.

A tensão cisalhante é dada por:

$$\tau_0 = \gamma \cdot R \cdot S \quad (3.71)$$

onde  $R$  é o raio hidráulico (m).

Em função do fator de atrito, da fórmula universal de Darcy-Weisback, a tensão cisalhante é expressa como:

$$\tau_0 = \frac{\rho \cdot f \cdot v^2}{8} \quad (3.72)$$

onde  $f$  é o fator de atrito e  $\rho$  é a massa específica (kg/m<sup>3</sup>).

Assim,

$$\sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} = v \cdot \sqrt{\frac{f}{8}} \quad (3.73)$$

Com isso, a velocidade de atrito ou velocidade de cisalhamento é definida como:

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} \quad (3.74)$$

onde  $u_*$  é a velocidade de atrito (m/s).

Comparando as equações, obtêm-se:

$$\tau_0 = \gamma \cdot R \cdot S = \frac{\rho \cdot f \cdot v^2}{8} \quad (3.75)$$

e resolvendo tem-se:

$$v = \sqrt{\frac{8 \cdot g}{f}} \cdot \sqrt{R \cdot S} \quad (3.76)$$

E fazendo,

$$\sqrt{\frac{8 \cdot g}{f}} = C \quad (3.77)$$

têm-se

$$v = C \cdot \sqrt{R \cdot S} \quad (3.78)$$

que é a fórmula de Chézy, onde  $C$  é o coeficiente de resistência ou coeficiente de rugosidade de Chézy.

Entre as muitas fórmulas propostas para o cálculo do coeficiente  $C$ , a mais empregada é a fórmula de Manning, que foi desenvolvida para condições de fluxo uniforme. Nessas condições, o perfil superficial da água e a linha de energia são linhas paralelas ao leito do canal, e a área, o raio hidráulico e a profundidade do fluxo permanecem constantes em um trecho de canal. O coeficiente  $C$  e a fórmula de Manning são dados pelas expressões:

$$C = \frac{R^{\frac{1}{6}}}{n} \quad (3.79)$$

$$v = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}} \quad (3.80)$$

A maior justificativa para o uso da fórmula de Manning em vez da fórmula de Chézy, é que devido a sua popularidade foram desenvolvidos diversos métodos que fornecem estimativas rápidas (que são muitas vezes impróprias) do coeficiente de rugosidade  $n$ .

### 3.8.2 Resistência de um trecho de rio

Uma das maneiras mais corretas de se analisar a resistência ao fluxo d'água em uma seção é com base no trecho de rio que a contém. Um trecho de rio pode ser definido como um segmento de canal natural. É importante que o trecho tenha características uniformes, como seu

tamanho e forma, declividade superficial da água, materiais que o compoem e características do fluxo d'água (Dingman, 2009).

Segundo Dignman (1984),  $C$  e  $n$  refletem o atrito superficial somado a todas as características do rio que contribuem com a resistência ao longo de um trecho, como a variação na forma e tamanho da seção transversal, curvas e obstruções, etc. Portanto,  $C$  e  $n$  são definidos somente para um trecho de rio.

Com base nos conceitos usados para derivar a equação de Chézy, para fluxo uniforme em canais prismáticos, o cálculo da resistência de um trecho em canal natural pode ser determinado pela seguinte equação.

$$\Omega = \frac{g^{\frac{1}{2}} \cdot \left( \sum_{i=1}^N A_i \cdot S_i \cdot \Delta X_i \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \sum_{i=1}^N A_i \cdot \Delta X_i}{Q \cdot \Delta X_i \cdot \left( \sum_{i=1}^N P_{wi} \cdot \Delta X_i \right)^{\frac{1}{2}}} \quad (3.81)$$

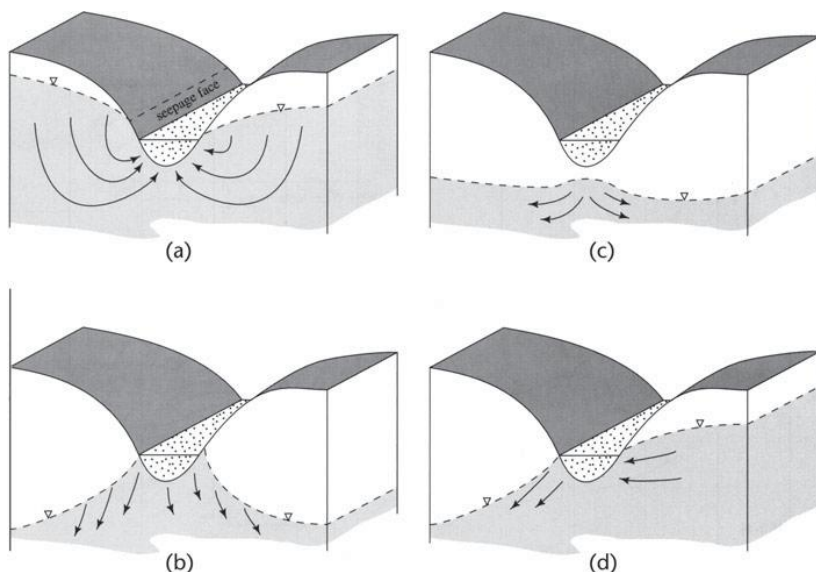
onde  $\Omega$  é a resistência de um trecho; os sub-índices indicam os valores medidos das variáveis na seções transversais  $i$  a  $N$ ;  $\Delta X$  é a distância ao longo do rio entre as sucessivas seções; e  $P_{wi}$  é o perímetro molhado na seção  $i$  (Dingman, 2009).

### 3.9 ZONA HIPORRÉICA

A fonte de água em um rio é originada em parte pela água da chuva que cai diretamente no canal do rio e o restante tem origem nos escoamentos superficiais e subterrâneos. A chuva que cai diretamente no rio é de muito pouca quantidade, geralmente menor que 5%. Os fluxos superficiais são em maior parte da rede de rios tributários, que encontram o rio principal da bacia, aumentando sua vazão. Também fluxos superficiais sobre o solo, que ocorrem durante grandes eventos de chuva, contribuem com o volume de água no rio. A água do rio originada pelos escoamentos subterrâneos, é o resultado de contribuições das margens e do leito ao longo de todo o canal do rio e sua rede.

Um trecho de rio que recebe contribuições de fluxo subterrâneo é denominado, em inglês, de *gaining reach* (Figura 3.19a) porque nesse

trecho a vazão aumenta na direção de jusante. Um trecho de rio que perde água para o lençol subterrâneo é denominado *losing reach* porque nesse trecho a vazão diminui na direção de jusante (Figuras 3.19b). Esse tipo pode não estar conectado com o fluxo de água subterrâneo (Figuras 3.19c). Um terceiro tipo de trecho de rio é denominado de *flow-through-reach*, que simultaneamente recebe e perde água para o lençol subterrâneo (Dingman, 2009).

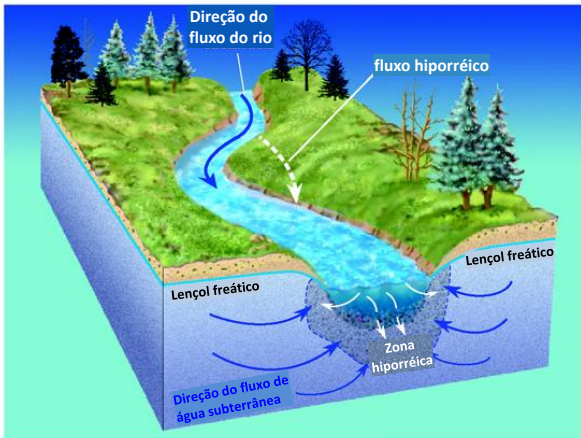


**Figura 3.19 – Tipos de trechos de rio, conforme contribuições de água subterrânea. (a) rio recebe água subterrânea; (b) e (c) rio perde água para o aquífero; (d) recebe e perde água para o lençol subterrâneo (Fonte: Dingman, 2009)**

A área do canal onde ocorre o processo de troca de água do rio com o lençol subterrâneo é conhecida como zona hiporréica (*hyporheic zone*) (Figura 3.20). O termo “*hyporheic* vem da língua grega. *Hypo*, significa “sob” ou “abaixo”, e *Rheos*, significa “fluxo”.

White (1993) definiu a zona hiporréica como "zona intersticial saturada abaixo do leito do rio, e nas margens, que contém alguma proporção de água do canal, ou que tenha sido alterada por infiltração de água no canal". Valett *et al.* (1993) descrevem a zona hiporréica como a "região do subsolo de córregos e rios em que ocorrem trocas com a superfície", enquanto Triska *et al.* (1989) tentaram definir mais

precisamente a zona hiporréica como aquela parte da superfície da sub-superfície em que tanto a superfície como a água subterrânea estão presentes, mas a água de superfície excede 10% do volume total.



**Figura 3.20 – Esquema da localização da zona hiporréica em um trecho de rio (Adaptada de Buss *et al.*, 2009)**

Alguns temas comuns nas definições da zona hiporréica na literatura são:

1. É a zona abaixo e adjacente ao leito do rio em que ocorre troca da água do rio com a água intersticial nos sedimentos do leito;
2. É a zona em torno do rio em que a fauna característica da zona hiporréica está distribuída e vive;
3. É na zona em que as águas subterrâneas e de superfície se misturam.

A zona hiporréica pode estender-se a partir de alguns centímetros a alguns quilômetros pelas margens do canal, e o volume de água superficial em movimento ao longo de trajetos de escoamento de subsuperfície pode ser igual a ou maior do que o movimento no canal (Stanford & Ward 1993, Jones & Holmes 1996).

## 4. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 4.1 GEOMETRIA HIDRÁULICA DE SEÇÃO E EM DIREÇÃO À JUSANTE

Leopold & Maddock (1953) analisaram a geometria hidráulica em 20 rios localizados nas partes central e sudoeste dos Estados Unidos. Por meio de gráficos com escala logarítmica eles ajustaram de maneira visual as relações entre a vazão e a largura, profundidade, velocidade e carga de sedimentos em suspensão para as seções dos 20 rios e para várias seções ao longo de alguns destes rios (Figura 3.8, citada anteriormente). Eles mostraram que, em média, com o acréscimo da vazão, a velocidade e a profundidade aumentam mais rapidamente do que a largura nas seções transversais. Em direção a jusante dos rios estudados, em média a velocidade é a variável mais insensível à mudança de vazão.

Principalmente antes do grande avanço da teoria da geometria hidráulica mostrado por Dingman (2007) muitos outros trabalhos sobre essa teoria foram desenvolvidos. Alguns deles sob a ótica de particularidades dos rios, como tipos de rios e tipos de leito. Leopold & Miller (1956) analisaram a geometria hidráulica de seção e em direção à jusante de rios efêmeros em Santa Fé e Novo México - EUA. Eles mediram as variáveis largura, profundidade, velocidade e transporte e sedimentos durante uma inundação brusca (*flash flood*) e relacionaram essas variáveis com a rede de drenagem. Eles observaram que para os rios efêmeros estudados, a velocidade aumenta em direção a jusante em um ritmo mais rápido do que em rios perenes. Assim, concluíram que esse aumento parece estar associado a um aumento da concentração dos sedimentos em suspensão em direção a jusante desses canais efêmeros.

Grison & Kobiyama (2011a) analisaram a influência de vários tipos de formações geológicas nos expoentes da geometria hidráulica de bacias hidrográficas do estado do Paraná. Os resultados médios dos expoentes mostram que, em geral, os canais dos rios estudados têm uma tendência de possuírem alta estabilidade de suas margens.

Grison & Kobiyama (2011b) mostraram várias maneiras pelas quais a geometria hidráulica vem sendo estudada desde sua criação em 1953 até os últimos anos.

## 4.2 APLICAÇÕES DA GEOMETRIA HIDRÁULICA

As aplicações da teoria da geometria hidráulica são, muitas vezes, o principal motivo de se estudá-la. Atualmente se observa que a maioria dos estudos destaca a importância dessa teoria para o gerenciamento dos recursos hídricos. A Tabela 4.1 apresenta algumas aplicações da geometria hidráulica.

**Tabela 4.1 - Aplicações da geometria hidráulica**

Autor	Aplicações da geometria hidráulica
Heede (1972)	Ferramenta de auxílio no manejo florestal. O crescimento da floresta influencia na formação de degraus ao longo de cursos d'água. Além disso, o corte das florestas em locais de cursos d'água com fluxo em equilíbrio dinâmico e com movimentação significativa de material do leito deve ser minimizado porque a manutenção desse equilíbrio, por exemplo, ajuda a preservar a desova de peixes.
Stewardson <i>et al.</i> (2011)	Modelagem de fluxo vertical na zona hiporréica.
Gregory & Park (1974)	Avaliação do comportamento da forma de um canal a jusante de um reservatório. A construção do reservatório ocasionou uma diminuição da capacidade do canal à jusante da barragem. Vazões dominantes com tempo de retorno de 1,5 e 2,33 anos foram estimadas em cerca de 40% do valor daquelas obtidas antes da construção do reservatório.
Riggs (1978)	Projetos de canais de irrigação, prevenção de respostas do rio para regulação ou transferência de fluxo e estimação de vazões presentes ou passadas das dimensões do canal.
Stout (1979)	Recuperação de pontos de poluição.
Mosley (1982)	Estimativa de fluxo mínimo para passagem de peixes e atividades recreacionais, como remo.
Mosley & Jowett (1985)	Avaliação de habitat disponível para peixes.
Morisawa (1985)	Demonstração da influência do uso do solo nas mudanças da forma e tamanho de um canal. O acréscimo da vazão e o alargamento do canal podem acompanhar a urbanização de uma bacia.
Ferguson (1986)	Auxílio no monitoramento da vazão de um rio.
Hogan & Church (1989)	Descrição quantitativa de habitações ribeirinhas.



**Tabela 4.1 - Continuação**

Kellerhals & Church (1989)	Descrição quantitativa de habitações ribeirinhas.
Jowett (1998)	Avaliação de fluxo ideal no rio para habitat, dentro de níveis razoáveis de precisão. As relações da geometria hidráulica de seção foram comparadas com medições de profundidade e velocidade.
Shields & Doyle (2000)	Projetos de restauração e renaturalização de rios.
Williams <i>et al.</i> (2002)	Projetos de restauração de rios em mangues. As relações da geometria hidráulica obtidas permitem estimar parâmetros de equilíbrio dos canais que podem ser úteis para prever a direção e a taxa de evolução dos sistemas de canais dos mangues.
Bjerklie <i>et al.</i> (2003)	Estimativa de vazão, profundidade e velocidade para níveis d'água do rio correspondente ao estado de margens plenas, com apenas dados de largura desse nível, que podem ser medidos via satélite ou por fotografias aéreas.
Grison & Kobiyama (2011a)	Estudos de regionalização de vazão.

Uma utilidade interessante da geometria hidráulica foi proposta por Dingman (1971). Utilizando a equação da geometria hidráulica para a profundidade média ele estimou o tempo de concentração de uma bacia. Sabendo o comprimento do canal principal da bacia, de sua exutória ao ponto mais longe, e o seu desnível, calcula-se a declividade. Com um bom intervalo de vazões da exutória (adquirido, por exemplo, por meio de um vertedor, ou medições com molinetes) e com a relação da geometria hidráulica para a profundidade média, encontram-se as profundidades correspondentes a essas vazões. Após, pela fórmula de Manning calcula-se a velocidade. Nesse cálculo, pode-se adotar um valor para o coeficiente  $n$  ou calculá-lo pela relação entre  $n$  e  $Q$ . Usa-se a profundidade média correspondente a vazão média, em vez do raio hidráulico, e a declividade calculada para o canal. O tempo de concentração é a razão entre o comprimento do canal e a velocidade. À medida que a vazão aumenta o tempo de concentração diminui.

### 4.3 O COEFICIENTE DE RUGOSIDADE DE MANNING “ $n$ ” E SUA VARIABILIDADE

A fórmula de Manning é considerada a fórmula de resistência mais utilizada em trabalhos de engenharia e no meio acadêmico e científico. Por isso, alguns trabalhos têm discutido sobre os valores adotados de  $n$  e também sobre a variação desses valores. Até mesmo os engenheiros mais experientes em trabalhos de campo têm encontrado uma grande variação nos valores de  $n$  (Hydrologic Engineering Center, 1986).

Existem muitos fatores incorporados ao coeficiente de rugosidade que contribuem para a perda de energia do fluxo em um curso d’água. Embora todos esses fatores sejam identificáveis, a contribuição individual de cada um deles na rugosidade total do canal é extremamente difícil de ser quantificada, se não for impossível. Segundo Leopold (1995), profissionais da área da hidráulica não tem tido sucesso em diferenciar os efeitos das várias fontes de resistência do fluxo. Essa dificuldade na estimação da rugosidade ocasionou o desenvolvimento de vários métodos para se obter o valor de  $n$ . Dingman (2009) apresentou uma revisão dos métodos mais utilizados para canais naturais. A Tabela 4.2 mostra brevemente esses métodos, com alguns comentários e referências.

**Tabela 4.2 – Métodos de determinação do coeficiente  $n$**

Método	Referências	Comentários de Dingman (2009)
1. Comparação visual com fotos de canais em que $n$ foi medido	Faskin (1963), Barnes (1967), Arcement & Schneider (1989), Hicks & Mason (1991)	Método expedito; subjetivo, dependente da experiência do operador; sujeito a uma incerteza considerável.
2. Tabela de valores típicos de $n$ para trechos de rios de vários tipos de materiais	Chow (1959), French (1985)	Método expedito; subjetivo, dependente da experiência do operador; sujeito a uma incerteza considerável.
3. Fórmulas que consideram componentes de resistência do trecho do rio	Cowan (1956), Faskin (1963), Arcement & Schneider (1989)	Método expedito; mais objetivo que os métodos 1 e 2 mas carece de base teórica.

**Tabela 4.2 – Continuação**

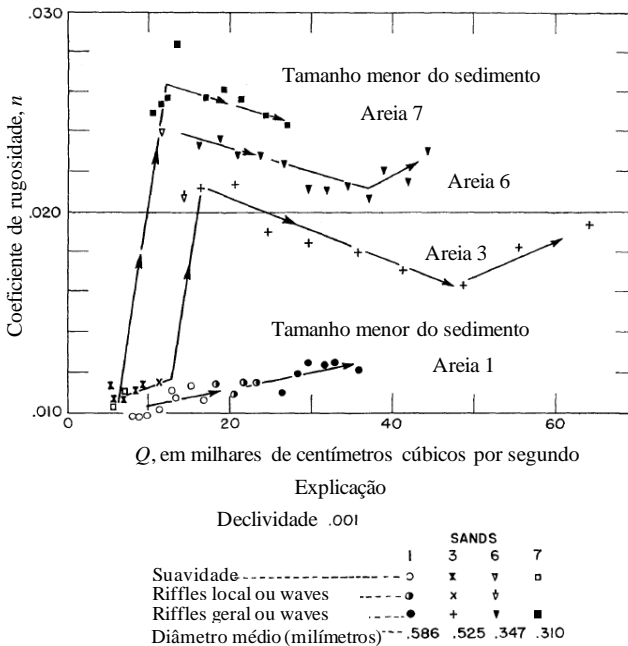
4. Fórmulas que relacionam $n$ com o tamanho do grão do material do leito	Chang (1988), Marcus <i>et al.</i> (1992)	Necessita de medições de sedimento do leito; confiável somente para canais com forma quase prismática em que a rugosidade do leito é o fator dominante que contribui para a resistência.
5. Fórmulas que relacionam $n$ com raio hidráulico e suavidade relativa	Limerinos (1970), Bathurst (1985)	Necessita de medições de sedimento do leito, profundidade e declividade; fórmulas estão baseadas na teoria; coeficientes estão baseados em medições de campo; pode dar bons resultados em condições similares aquelas para as quais estabelecidas.
6. Fórmulas estatísticas que relacionam $n$ com parâmetros de fluxo mensuráveis	Riggs (1976), Jarrett (1984), Dingman and Sharma (1997), Bjerklie <i>et al.</i> (2003)	Pode fornecer boas estimativas, especialmente úteis quando faltam informações sobre material do leito, como em sensoriamento remoto, mas sujeito a incertezas.

Chow (1959) e Barnes (1967) mostraram estudos detalhados sobre altos valores de  $n$  encontrados em pequenos cursos d'água. Chow (1959) explicou sobre vários fatores que interferem no coeficiente  $n$ , como por exemplo: tamanho e forma dos grãos do material que compõe o perímetro molhado, vegetação, irregularidades do canal (determinadas pela variação na forma das seções transversais ao longo do rio), grau de meandramento, aumento do nível d'água e da vazão, obstruções (pela presença de pontes), material em suspensão, carga do leito (*bed load*), entre outros fatores.

Segundo Barnes (1967) a habilidade para estimar valor de  $n$  deve ser desenvolvida com trabalhos práticos em campo. Assim, ele estimou este coeficiente para 50 canais de cursos d'água naturais nos EUA. Os resultados desse trabalho geraram um guia para determinação visual de  $n$ , por meio da comparação com fotos de trechos dos rios estudados.

Limerinos (1970) também estimou o coeficiente  $n$  diretamente pela fórmula de Manning, para 50 medições de vazão em 11 locais na Califórnia. Suas estimativas mostraram uma significativa relação com o raio hidráulico e o parâmetro de suavidade relativa (razão entre raio hidráulico e certo diâmetro de partícula que compõe o material do leito).

Leopold & Maddock (1953) analisaram a variabilidade de  $n$  com a vazão para 4 diferentes tamanhos de grãos de areia associados as suas formações no leito dos rios (Figura 4.1). Os maiores valores de rugosidade estão associados aos menores grãos de areia. Assim, no experimento que originou a Figura 4.1, para uma dada vazão e declividade, as partículas de menor tamanho podem se auto-arranjar e formar pequenas ou grandes ondulações no leito (conhecidas como *bed ripples* ou *waves*, respectivamente). Com essas formações, o efeito da rugosidade no leito pode ser muito maior do que quando o leito é composto por grandes partículas, como pedras de cascalho.



**Figura 4.1 - Variabilidade do coeficiente de rugosidade  $n$  com a vazão para 4 diferentes tamanhos de grãos de areia. (Adaptada de Leopold & Maddock, 1953)**

Segundo Knighton (1975), alterações na resistência de um fluxo podem ser descritas por uma simples relação potencial entre  $n$  e  $Q$  (Equação 4.1). Knighton (1975) apresentou uma tabela de valores encontrados para o expoente  $y$  dessa relação juntamente com os expoentes da geometria hidráulica (Tabela 4.3).

$$n = \alpha \cdot Q^y \quad (4.1)$$

onde  $\alpha$  é o coeficiente; e  $y$  o expoente.

**Tabela 4.3 - Expoentes  $b$ ,  $f$ ,  $m$  e  $y$  de seções transversais de rios da bacia de Bollin-Dean, EUA**

$b$	$f$	$m$	$y$
0,05	0,45	0,50	-0,16
0,02	0,63	0,35	0,03*
0,27	0,30	0,41	-0,26
0,02	0,41	0,57	-0,33
0,33	0,43	0,24	0,13*
0,29	0,40	0,31	-0,09*
0,01	0,32	0,68	-0,54
0,02	0,54	0,45	-0,10
0,19	0,40	0,41	-0,25
0,03	0,26	0,71	-0,53
0,12	0,36	0,52	-0,30
0,02	0,33	0,65	-0,51

\*Não diferente de zero (95% de nível de significância)

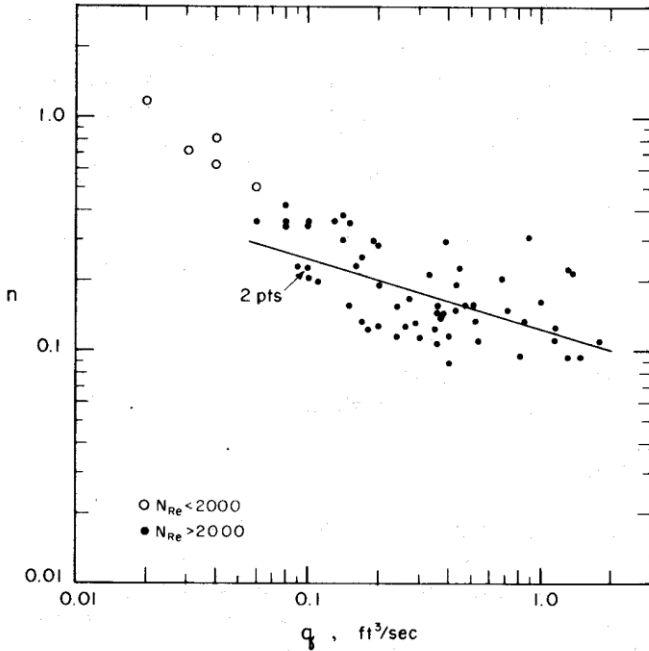
**Fonte: Knighton (1975)**

Com os dados da Tabela 4.3 Ridenour & Giardino (1995) mostraram que o expoente  $y$  da Equação 4.1 tem relação com os expoentes da geometria hidráulica. Os autores afirmaram que esse resultado é apoiado por Richards (1973), quem já havia afirmado que as mudanças na velocidade e profundidade estão relacionadas com a rugosidade. Além disso, Richards (1973, 1977) destacou que a variação da resistência de um fluxo é um problema complexo em canais com margens instáveis.

Dingman (1971) observou que os valores de  $n$  diminuem rapidamente com o aumento da vazão e que a vegetação das margens foi um importante fator na resistência do fluxo. A relação entre  $n$  e  $Q$  desse trabalho é dada pela Equação 4.2 e pode ser vista na Figura 4.2.

$$n = 0,127 \cdot Q_{ft}^{-0,288} \quad (4.2)$$

onde  $Q_{ft}$  é a vazão em  $\text{ft}^3/\text{s}$ .



**Figura 4.2 - Relação entre  $n$  e vazão encontrada por Dingman (1971).  $N_{Re}$  é o número de Reynolds**

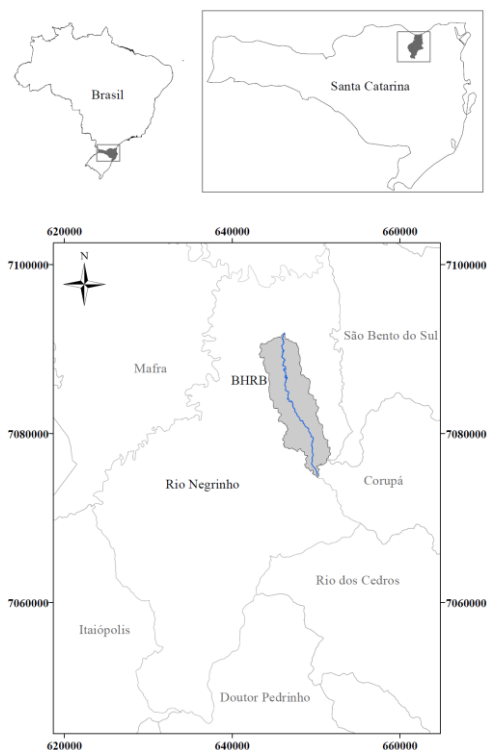
Dingman (1971) encontrou o intervalo  $0,089 \leq n \leq 0,421$ , com uma média de 0,197, para canais pequenos, sinuosos e com vegetação densa, em rios da parte central do Alasca.

## 5. MATERIAIS E MÉTODOS

### 5.1 ÁREA DE ESTUDO

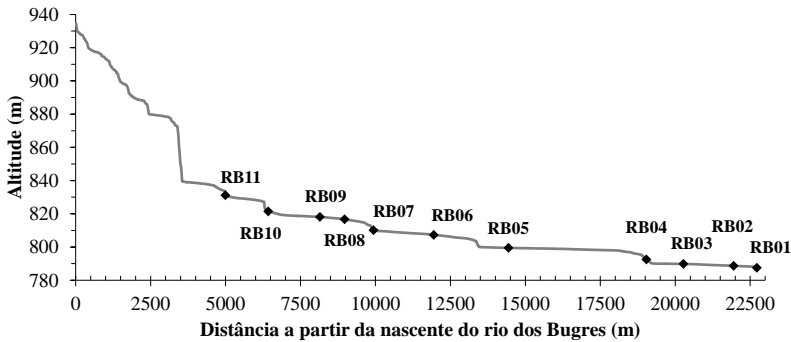
#### 5.1.1 Localização e hipsometria

A Bacia Hidrográfica do rio dos Bugres (BHRB) está localizada no norte do estado de Santa Catarina e inserida em sua totalidade no município de Rio Negrinho (Figura 5.1). A BHRB possui um sistema fluvial de 5ª ordem e sua área é de 66,41 km<sup>2</sup>.



**Figura 5.1 - Localização da bacia do rio dos Bugres**

A Figura 5.2 apresenta o perfil longitudinal do Rio dos Bugres, e os pontos de estudo (RB01 a RB11), que serão posteriormente explicados.

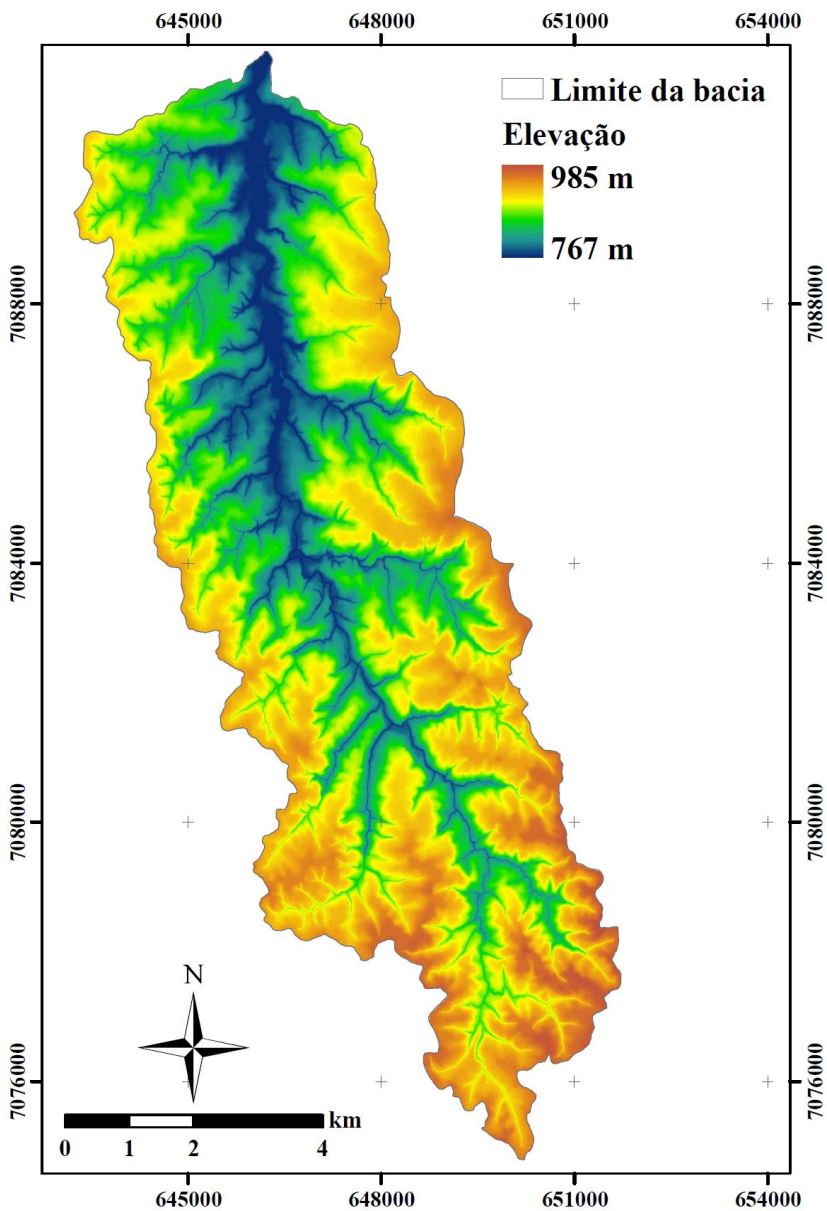


**Figura 5.2 – Perfil longitudinal do rio dos Bugres**

Por esse perfil nota-se que existe uma grande variação de altitude no trecho mais à montante. Ao considerar que a variação total de altitude do perfil é de aproximadamente 150 m, em uma distância de aproximadamente 22700 m, a partir da nascente do rio, observa-se que 95 m de altitude variam em apenas 3700 m de distância da nascente do rio. Ou seja, 63,3% da altitude varia em apenas 16,3% de distância.

A Figura 5.3 apresenta o modelo digital de elevação do terreno (MDT) da BHRB. A altimetria da BHRB varia de 767 a 985 m aproximadamente. Além disso, a altimetria é bastante variada nas proximidades da cabeceira, e o talvegue principal se mostra bastante encaixado, com exceção do trecho mais próximo da exutória da bacia.

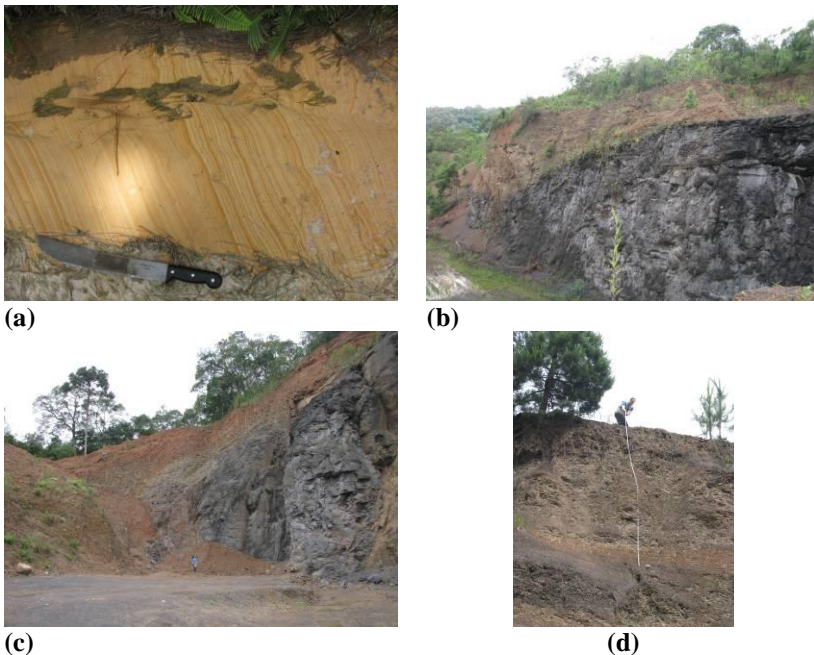




**Figura 5.3 – Modelo digital de elevação do terreno da bacia do rio dos Bugres**

### 5.1.2 Geologia

Com relação a aspectos geológicos a BHRB faz parte do Grupo Itararé e Super-Grupo Tubarão compreendida pela unidade litoestratigráfica Formação Mafra. Essa unidade é resultante da deposição de extensas e espessas seqüências de sedimentos predominantemente finos, desde os tempos do Período Carbonífero (há aproximadamente 340 milhões de anos) até o início do Período Mesozóico (há cerca de 230 milhões de anos). Tais sedimentos formaram camadas ou extratos de siltitos, folhelhos, argilitos, arenitos, arcóseos e conglomerados, com intercalações de lentes e camadas de calcário e carvão (Santa Catarina, 1986; Veado, 2001). Apesar de a BHRB ter uma geologia bastante variada, há predominância do arenito e do folhelho. A Figura 5.4 mostra algumas fotos da geologia da BHRB.



**Figura 5.4 – Geologia da BHRB. (a) Estratificação do arenito exposta pela erosão hídrica em uma estrada da bacia; (b), (c) e (d) Perfis de solo e rocha**

### 5.1.3 Geomorfologia

Com relação a aspectos geomorfológicos a BHRB faz parte da Unidade Geomorfológica Patamar de Mafra. Essa unidade corresponde a uma superfície regular, quase plana. No conjunto é individualizado como um patamar intermediário, constituído predominantemente por uma superfície colinosa que resultou de um modelado de dissecação homogênea, ou seja, erosão constante e homogênea ao longo do tempo em praticamente toda a bacia.

### 5.1.4 Tipos de solo

Os solos predominantes da BHRB são Cambissolos. Os Cambissolos compreendem solos minerais, não hidromórficos, com horizonte B incipiente bastante heterogêneo, tanto no que se refere à cor, espessura e textura, quanto no que diz respeito à atividade química da fração argila e saturação por bases. Além disso, esses solos são derivados de materiais relacionados a rochas de composição e natureza bastante variáveis, desde as mais antigas que constituem o embasamento do Complexo Brasileiro até as de origem recente, passando pelas rochas metamórficas do Complexo Brusque, intrusivas graníticas referidas ao Eo-Paleozóico, sedimentares do Paleozóico, pelo arenito Botucatu e efusivas da Formação Serra Geral (EMBRAPA, 1998). A Figura 5.5 mostra um mapa de tipos de solos da BHRB. Esse mapa foi elaborado com base no levantamento de solos realizado em 2004 pelo Centro de Informações de Recursos Ambientais e de Hidrometeorologia de Santa Catarina (EPAGRI/CIRAM, 2008) em escala 1:250.000. A Tabela 5.1 mostra as áreas dos tipos de solo em relação a área total da BHRB.

**Tabela 5.1 – Tipos de solos da BHRB**

<b>Tipo de solo</b>	<b>Área (km<sup>2</sup>)</b>	<b>(%)</b>
Ca22	1,09	1,65
Ca23	13,06	19,67
Ca37	17,32	26,07
Ca47	13,47	20,28
Ca51	14,42	21,72
Ca54	0,16	0,25
Ca62	4,10	6,18
Ca9	2,79	4,19
<b>Total</b>	<b>66,41</b>	<b>100</b>

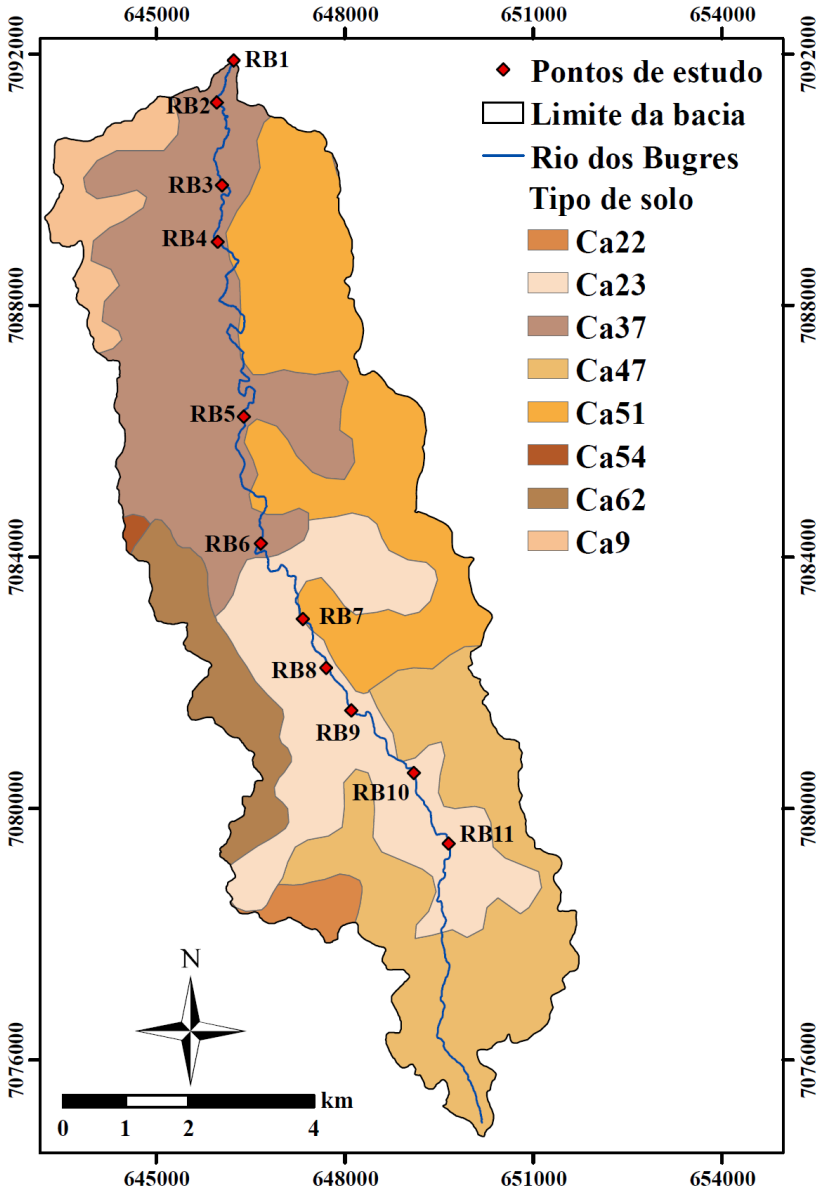


Figura 5.5 – Mapa de solos da BHRB

### 5.1.5 Uso do solo

O uso do solo da BHRB foi analisado com base no mapa da Figura 5.6. O mapa foi elaborado a partir de uma imagem de satélite obtida através do sensor Landsat 5 (7 bandas), com data de 19 de novembro de 2010, retirada do site do INPE. O software utilizado foi o Spring 5.1.6, e aplicou-se a metodologia de segmentação seguida pela classificação supervisionada.

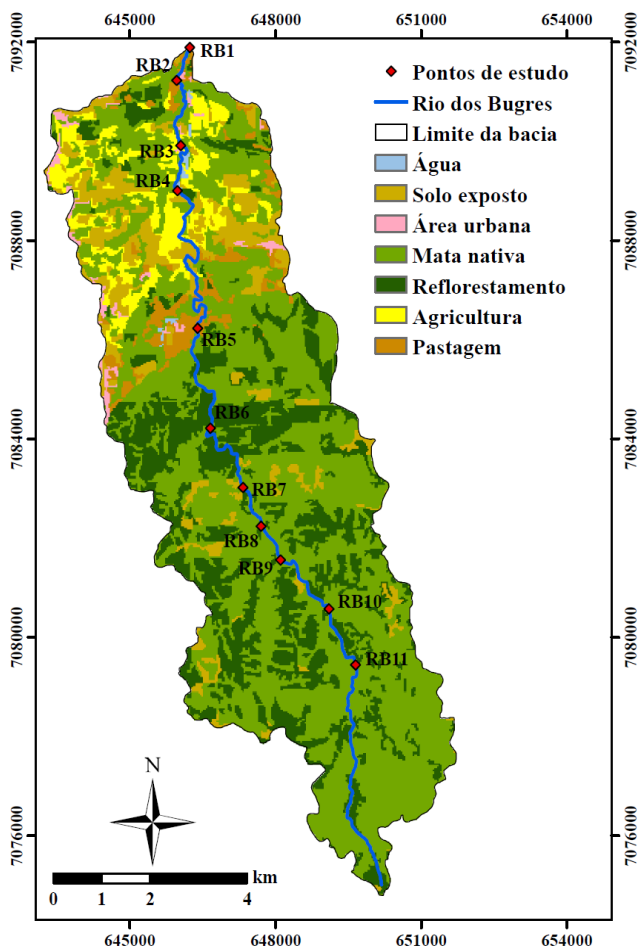


Figura 5.6 – Mapa de uso do solo da BHRB

A Tabela 5.2 mostra as áreas e suas respectivas porcentagens correspondentes aos diferentes usos de solo mostrados na Figura 5.6.

**Tabela 5.2 – Uso do solo da BHRB**

<b>Uso/Manejo do solo</b>	<b>Área (km<sup>2</sup>)</b>	<b>%</b>
Água	0,14	0,21
Solo exposto	6,29	9,47
Área urbana	0,67	1,01
Mata nativa	37,93	57,11
Reflorestamento	15,26	22,98
Agricultura	3,96	5,96
Pastagem	2,17	3,26
<b>Total</b>	<b>66,41</b>	<b>100</b>

Conforme a Figura 5.6 e a Tabela 5.2, a BHRB é caracterizada em sua maior parte por mata nativa, composta por Floresta Ombrófila Mista. Em seguida se destaca a atividade de reflorestamento de pinus, atividade bastante explorada na região do município de Rio Negrinho. Os demais usos do solo aparecem em porcentagens bem menores.

## 5.2 DEFINIÇÃO DOS PONTOS DE ESTUDO

Para a definição dos pontos de estudo foi feito um reconhecimento da área da bacia em campo. Para isso, foi utilizada uma carta topográfica, um GPS e ortofotos da região. Foram definidos 11 pontos de estudo (pequenos trechos de canal) ao longo do rio dos Bugres, com base principalmente nos critérios: facilidade de acesso aos locais das seções; proximidades dos principais afluentes; localização em trechos altos, médios e baixos do sistema fluvial; mudança significativa de declividade do canal do rio e segurança quanto a atos de vandalismo aos aparelhos de monitoramento. A Figura 5.7 mostra um mapa da rede de drenagem da BHRB com a localização dos pontos de estudo. Seguindo a classificação de Strahler, por esse mapa da Figura 5.7, os pontos RB01 e RB02 são classificados como de 5ª ordem e os demais de 4ª ordem.

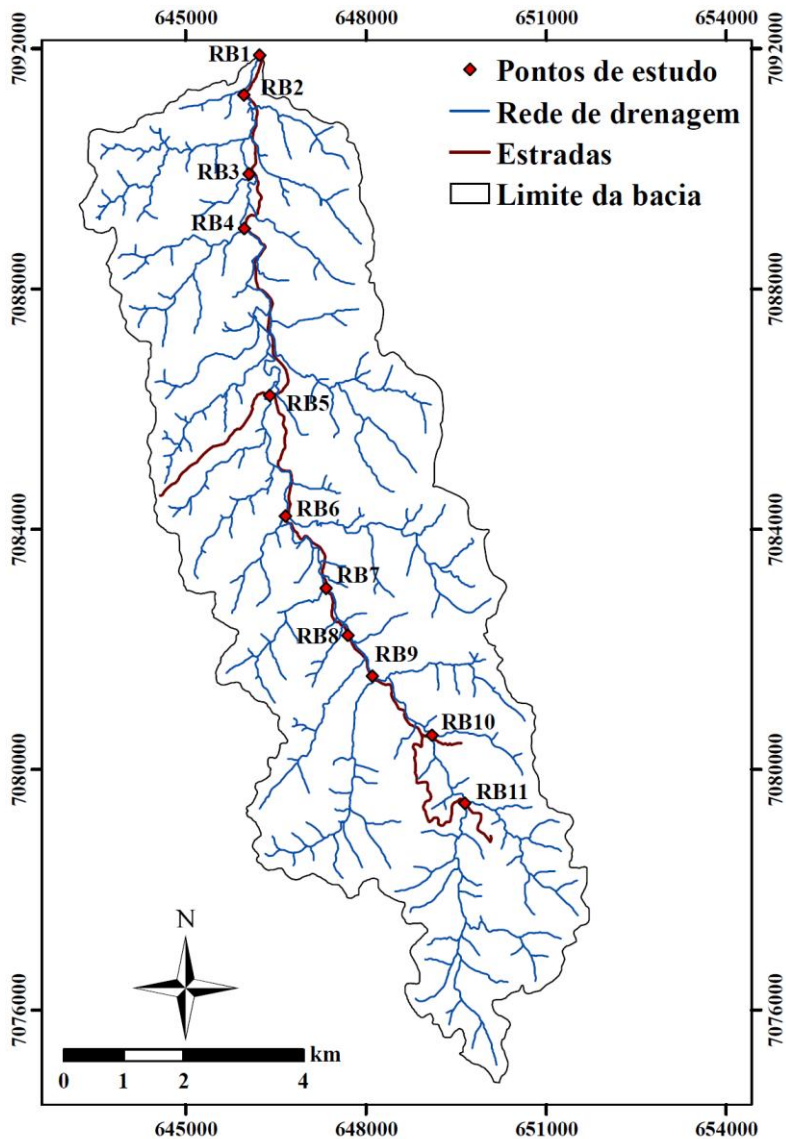


Figura 5.7 - Mapa de localização dos pontos de estudo definidos ao longo do Rio dos Bugres

A Tabela 5.3 apresenta os valores de área de drenagem, comprimento de drenagem e densidade de drenagem e seus incrementos relativos a cada ponto de estudo.

**Tabela 5.3 – Características relativas à área de drenagem, comprimento de drenagem e densidade de drenagem dos pontos de estudo**

Pontos	Área (km <sup>2</sup> )	Incr.área (km <sup>2</sup> )	Dren. (km)	Incr.Dren. (km)	Dens.Dren (km)
RB11	6,94	6,94	17,95	17,95	2,59
RB10	11,43	4,49	28,34	10,39	2,48
RB09	20,70	9,27	49,54	21,20	2,39
RB08	24,02	3,32	56,22	6,68	2,34
RB07	25,22	1,20	59,66	3,45	2,37
RB06	29,93	4,70	71,82	12,15	2,40
RB05	39,66	9,73	94,45	22,63	2,38
RB04	52,04	12,38	124,20	29,74	2,39
RB03	58,11	6,07	138,84	14,64	2,39
RB02	65,39	7,28	157,39	18,55	2,41
RB01	66,25	0,86	159,89	2,49	2,41

### 5.3 INSTALAÇÃO DE ESTAÇÕES HIDROMÉTRICAS

Depois de definir os pontos de estudo foram definidos os locais para as instalações das estações hidrométricas. Para isso, foram observados locais do trecho do rio próximos a seções de controle. Segundo Jacon & Cudo (1989), o trecho do rio em que se instala uma estação deve permitir a medição de vazão em todos os níveis d'água de uma determinada seção transversal desse trecho. Além disso, permitir que a estação fluviométrica fique próxima e à montante de controles hidráulicos, pois, proporcionam sensibilidade à variação do nível d'água.

Entre as estações hidrométricas instaladas existem 3 tipos: fluviométrica, pluviométrica e hidrossedimentológica. A fluviométrica é composta apenas de réguas linimétricas (ou linímetros) que servem para a observação do nível d'água do rio. A pluviométrica é uma estação automática composta de um pluviógrafo de básculas, um *datalogger* para armazenamento dos dados, um painel solar e uma bateria que fornecem energia para o funcionamento do sistema. A



hidrossedimentológica é também uma estação automática composta por sensores de pressão (para monitoramento do nível d'água), turbidez ou sedimento em suspensão, *datalogger*, painel solar e bateria.

Foram automatizados apenas os pontos RB10 e RB11 (dois locais de difícil acesso, principalmente após eventos de chuva) e a exutória da BHRB, ponto RB01, (para o devido controle e análise do hidrograma e hietograma de saída da bacia). Também, para uma melhor análise da distribuição de chuvas na BHRB foi instalado um pluviógrafo na parte central da bacia, no ponto RB09. A Tabela 5.4 apresenta um resumo das estações instaladas.

**Tabela 5.4 - Resumo das instalações das estações**

<b>Tipo de estação</b>	<b>Componentes</b>	<b>Qde</b>	<b>Pontos</b>	<b>Período de instalação</b>
Fluviométrica	Réguas linimétricas	11	RB01 a RB11	31/01/2011 a 02/02/2011
Pluviométrica	Pluviógrafo de básculas, datalogger, painel solar e bateria	2	RB01 e RB09	29/04/2011
Hidrossedimen- tológica	Sensores de pressão, turbidez, datalogger, painel solar e bateria	3	RB01, RB10 e RB11	15/03/2011 a 16/03/2011

### 5.3.1 Instalação de estações fluviométricas

A instalação das estações fluviométricas foi feita com o uso de um nível topográfico (Anexo 1), para nivelamento entre as réguas, um nível de bolha, para nivelamento da régua e de hastes de ferro para fixação das réguas. As réguas foram presas nessas hastes e fixadas no leito e nas margens do rio. A primeira régua foi fixada de modo a ficar com a cota zero o mais próximo possível do leito. Ao mesmo tempo em que as réguas eram fixadas também se fazia o nivelamento entre elas, ou seja, exatamente onde acaba uma régua começa a régua seguinte, formando um tipo de escada de réguas na seção transversal. Assim, todos os níveis d'água da seção foram compreendidos pelas réguas. Também foi instalado um RN (referência de nível) para manutenção da posição das réguas. Em todos os pontos de estudo foram instaladas estações fluviométricas. A Figura 5.8 mostra algumas fases da instalação das réguas.



**Figura 5.8 - Instalação das réguas (a) Fixação da primeira régua no leito do rio do ponto RB05; (b) Nivelamento das réguas com um nível topográfico no ponto RB06; (c) e (d) Estações fluviométricas instaladas nos pontos RB11 e RB04, respectivamente**

### 5.3.2 Instalação de estações pluviométricas

A instalação das estações pluviométricas foi feita basicamente pela fixação de um pluviógrafo de básculas e um *datalogger* em um cano galvanizado. Esse cano também serve de suporte para a fixação de um painel solar e de uma caixa suporte para o *datalogger* e bateria. Apenas nos pontos RB01 e RB09 foram instaladas estações pluviométricas. A Figura 5.9 mostra uma foto da estação pluviométrica no ponto RB09.



**Figura 5.9 - Estação pluviométrica do ponto de estudo RB09**

### **5.3.3 Instalação de estações hidrossedimentológicas**

Para a instalação das estações hidrossedimentológicas foi utilizado um tubo de PVC como suporte para fixação e proteção dos sensores. Esse tubo foi fixado na margem do canal do rio e faz uma comunicação com o fluxo d'água na sua direção perpendicular. Por esse tubo os fios dos sensores foram passados até um cano galvanizado fixado na margem do rio e afastado da área de possível inundação. Nesse cano foi fixada uma caixa suporte para o *datalogger*, onde os sensores foram ligados, e para a bateria e um painel solar. Essas estações foram instaladas nos pontos de estudo RB01, RB10 e RB11. A Figura 5.10 mostra várias fases da construção da estação hidrossedimentológica instalada no ponto RB01 juntamente com a estação pluviométrica.



**Figura 5.10 - Instalação da estação hidrossedimentológica do ponto de estudo RB01. (a) Abertura de uma vala para colocação do tubo; (b) Tubo colocado na vala e (c) enterrado; (d) Estação instalada**

## 5.4 COLETA DE DADOS EM CAMPO

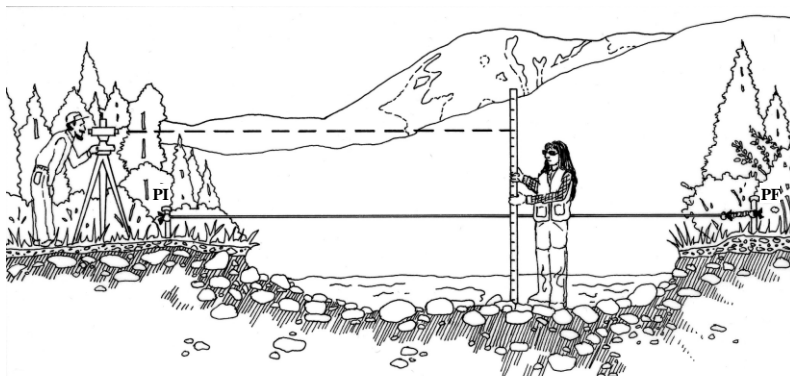
### 5.4.1 Levantamento topobatimétrico e caracterização de seções

Em cada trecho de estudo foram feitos levantamentos topobatimétricos de duas seções transversais: uma próxima à estação fluviométrica e outra à montante ou à jusante desta. A seção próxima à estação fluviométrica foi utilizada como seção de medição de vazão.

Outra seção foi definida em local mais distante possível da seção de medição de vazão, porém dentro do alinhamento do trecho do rio.

Essa seção transversal foi denominada seção Manning, pois, foi utilizada principalmente para o cálculo de  $n$ .

Para fazer o levantamento topobatimétrico foi utilizado o nível topográfico. Foram definidos um ponto inicial (PI) e um ponto final (PF) para cada seção levantada, um em cada margem e próximos de marcas de inundação do rio fora do canal. Segundo Harrelson *et al.* (1994), as medidas de um levantamento de seção transversal fora do canal do rio são fundamentais para estudos da planície de inundação ativa e de níveis de margens plenas. O nível topográfico foi posicionado próximo ao PI e a partir dele foram medidas várias verticais ao longo da seção em direção ao PF. Em cada vertical foi medida a distância ao nível topográfico e a profundidade. O espaçamento entre as verticais foi detalhado de maneira a representar adequadamente as mudanças na forma da seção transversal. A Figura 5.11 mostra um esquema de como foi feito o levantamento.

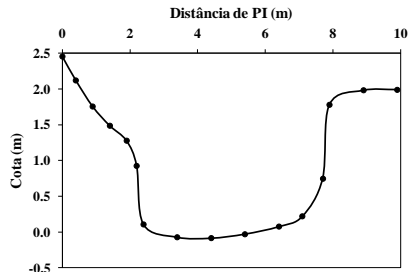


**Figura 5.11 - Esquema do levantamento topobatimétrico (Fonte: Hardy *et al.*, 2005)**

A Figura 5.12 mostra a realização do levantamento topobatimétrico em campo nos pontos de estudo RB04 e RB05 e as respectivas seções resultantes.



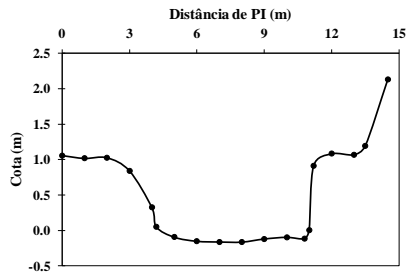
(a)



(b)



(c)

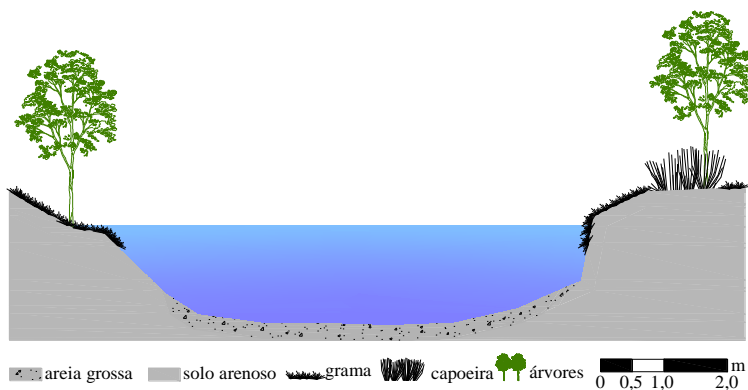


(d)

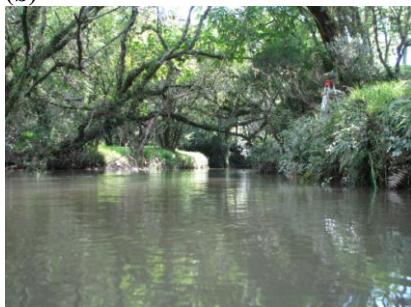
**Figura 5.12 - levantamento topobatimétrico em campo. (a) e (c) Atividades do levantamento em campo em RB04 e RB05, respectivamente; (b) e (d) Seções resultantes para RB04 e RB05, respectivamente**

Juntamente com o levantamento topobatimétrico as seções transversais foram caracterizadas. Foram identificados a presença de vegetação nas margens, assim como o tipo de vegetação, e o tipo de material que compõe o leito e as margens das seções. Com o nível topográfico, de maneira aproximada, essa caracterização foi referenciada no perfil da seção transversal resultante do levantamento topobatimétrico. As Figuras 5.13 a 5.23 mostram as seções resultantes desse levantamento com suas características identificadas em campo e visões desses trechos do rio dos Bugres. O nível d'água indicado nas seções é o de margens plenas.

(a)



(b)

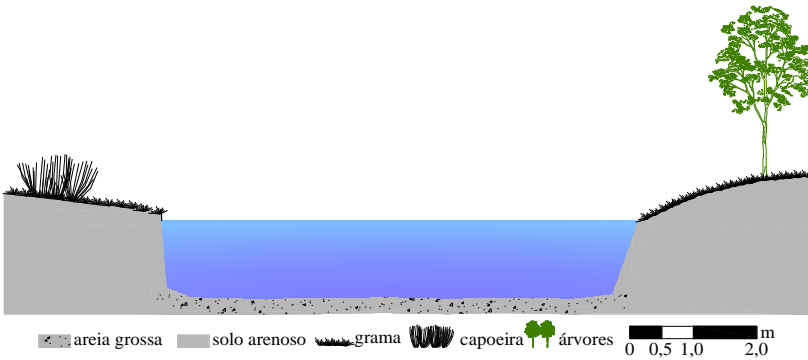


(c)



**Figura 5.13 - Ponto de estudo RB01. (a) Esquema da seção de estudo e suas características de material do leito e margens e tipo de vegetação das margens; (b) e (c) Visões representativas de montante e jusante, respectivamente**

(a)



(b)

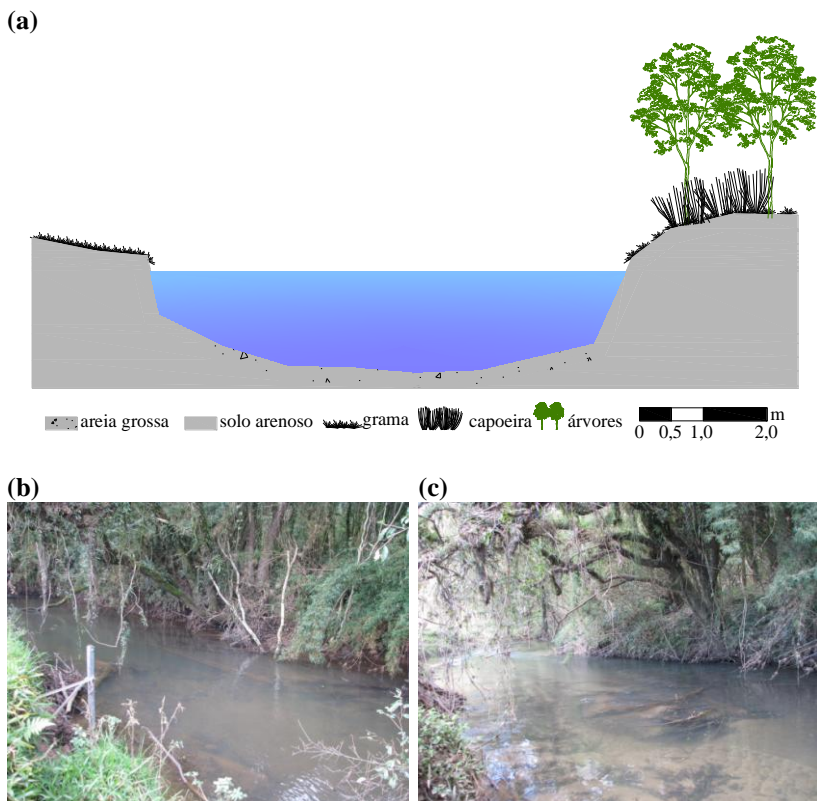


(c)



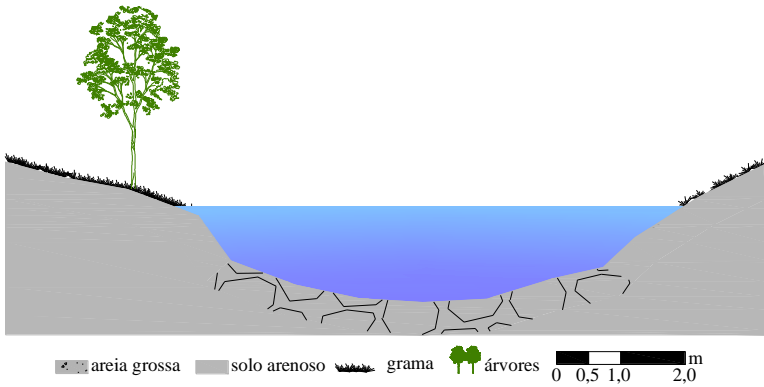
**Figura 5.14 - Ponto de estudo RB02. (a) Esquema da seção de estudo e suas características de material do leito e margens e tipo de vegetação das margens; (b) e (c) Visões representativas de montante e jusante, respectivamente**





**Figura 5.15 - Ponto de estudo RB03. (a) Esquema da seção de estudo e suas características de material do leito e margens e tipo de vegetação das margens; (b) e (c) Visões representativas de montante e jusante, respectivamente**

(a)



(b)

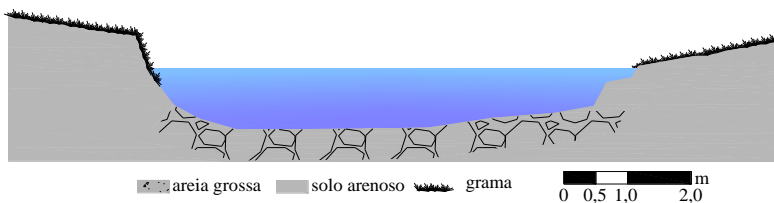


(c)



**Figura 5.16 - Ponto de estudo RB04. (a) Esquema da seção de estudo e suas características de material do leito e margens e tipo de vegetação das margens; (b) e (c) Visões representativas de montante e jusante, respectivamente**

(a)



(b)

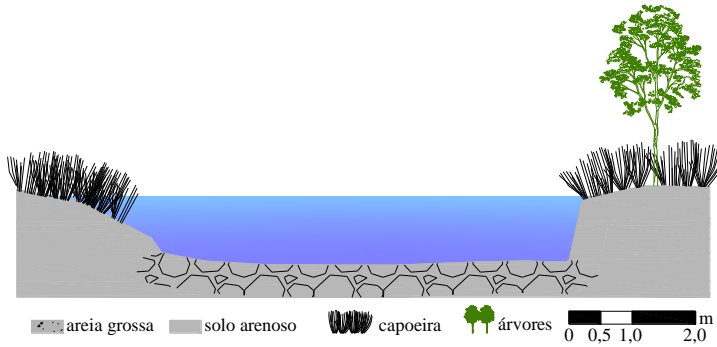


(c)



**Figura 5.17 – Ponto de estudo RB05. (a) Esquema da seção de estudo e suas características de material do leito e margens e tipo de vegetação das margens; (b) e (c) Visões representativas de montante e jusante, respectivamente**

(a)



(b)

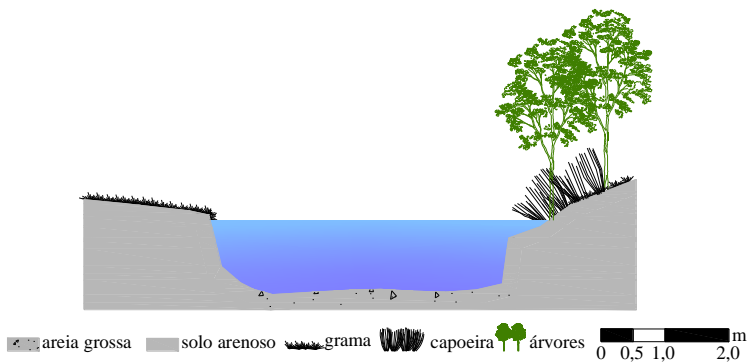


(c)



**Figura 5.18 - Ponto de estudo RB06. (a) Esquema da seção de estudo e suas características de material do leito e margens e tipo de vegetação das margens; (b) e (c) Visões representativas de montante e jusante, respectivamente**

(a)



(b)

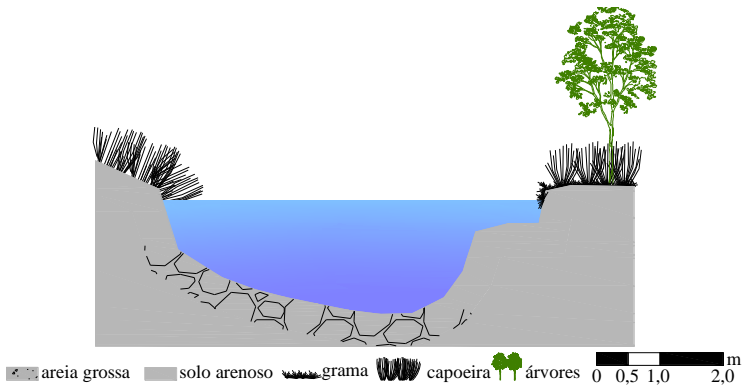


(c)



**Figura 5.19 - Ponto de estudo RB07. (a) Esquema da seção de estudo e suas características de material do leito e margens e tipo de vegetação das margens; (b) e (c) Visões representativas de montante e jusante, respectivamente**

(a)



(b)

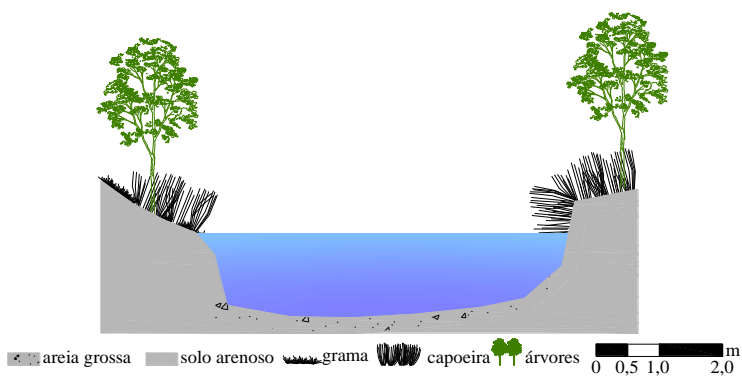


(c)



**Figura 5.20 - Ponto de estudo RB08. (a) Esquema da seção de estudo e suas características de material do leito e margens e tipo de vegetação das margens; (b) e (c) Visões representativas de montante e jusante, respectivamente**

(a)



(b)

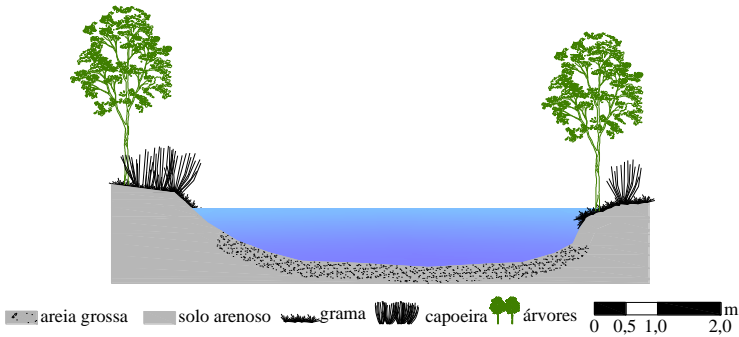


(c)



**Figura 5.21 - Ponto de estudo RB09. (a) Esquema da seção de estudo e suas características de material do leito e margens e tipo de vegetação das margens; (b) e (c) Visões representativas de montante e jusante, respectivamente**

(a)



(b)



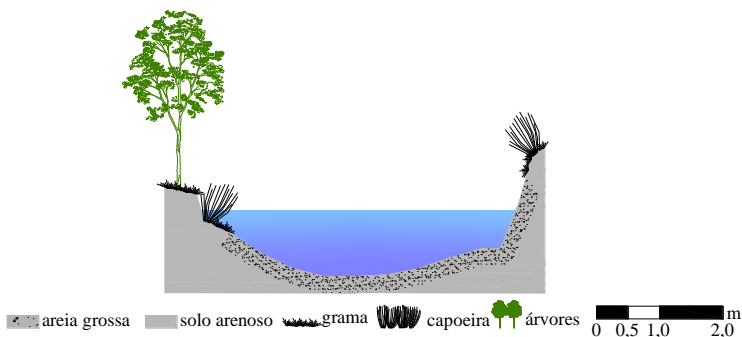
(c)



**Figura 5.22 - Ponto de estudo RB10. (a) Esquema da seção de estudo e suas características de material do leito e margens e tipo de vegetação das margens; (b) e (c) Visões representativas de montante e jusante, respectivamente**



(a)



(b)



(c)



**Figura 5.23 - Ponto de estudo RB11. (a) Esquema da seção de estudo e suas características de material do leito e margens e tipo de vegetação das margens; (b) e (c) Visões representativas de montante e jusante, respectivamente**

#### 5.4.2 Medições de vazão

As medições de vazão foram feitas com o aparelho FlowTracker. O FlowTracker é indicado para medições em níveis d'água de 0,02 a 1,2m. O princípio de funcionamento desse aparelho é o efeito *Doppler*, que nesse caso é a mudança na frequência de uma onda sonora causada por um movimento relativo entre o dispositivo transmissor do som (chamado de transdutor) e o material em suspensão na água. Esse

material ao ser atingido por um feixe de ondas sonoras muda a frequência de retransmissão. Como esse material se desloca na mesma velocidade da corrente de água, a magnitude do efeito *Doppler* é diretamente proporcional a essa velocidade (Filho *et al.*, 1999). Um resumo das especificações técnicas e também algumas informações sobre o software desse aparelho pode ser visto nos Anexos 2 e 3.

As medições de vazão foram realizadas a vau. O método de medição foi o mesmo utilizado para molinetes hidrométricos, ou seja, segue o Método Detalhado (Tabela 5.5). Além disso, o espaçamento entre as verticais de profundidade foi feito seguindo a Tabela 5.6.

**Tabela 5.5. Tabela de cálculo das velocidades médias pelo Método Detalhado**

Nº de pontos	Posição na vertical em relação à profundidade (m)	Cálculo da velocidade média na vertical (m/s)	Profundidade (m)
1	0,6p	$\bar{v} = v_{0,6}$	0,15 – 0,6
2	0,2p e 0,8p	$\bar{v} = (v_{0,2} + v_{0,8})/2$	0,6 - 1,2

**Tabela 5.6. Distâncias adotadas entre as verticais**

Largura do canal (m)	Distância entre as verticais (m)
< 3,0	0,30
3,0 a 6,0	0,50
6,0 a 15,0	1,00

A Figura 5.24 mostra algumas fotos das medições de vazão com o FlowTracker.



(a)



(b)

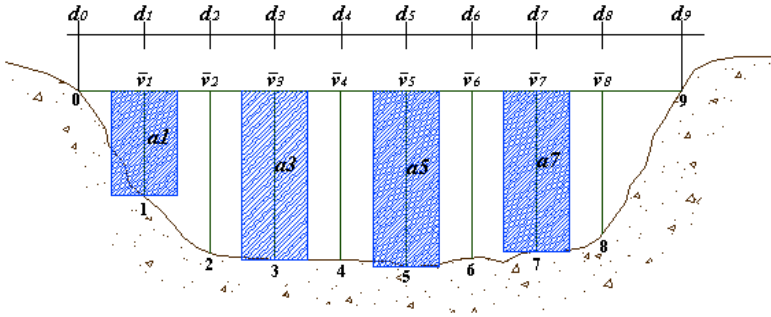


**Figura 5.24 - Fotos das medições de vazão com o FlowTracker. (a) e (b) RB07; (c) e (d) RB05; (e) RB02; (f) RB11; e (g) e (h) RB01**

### 5.4.3 Estimativa de vazão

A estimativa de vazão com dados medidos pelo FlowTracker foi feita da mesma forma que se faz a estimativa com dados de um molinete, ou seja, pelo método da Meia Seção e pelo método da Seção Média. A diferença é que no FlowTracker a vazão é automaticamente estimada no controlador dos dados da sonda (Anexo 2). Além disso, um relatório de todos os dados medidos pode ser visualizado no software *SonTek FlowTracker v2.30* (Anexo 2).

O método da Meia Seção consiste em calcular vazões parciais de várias subseções. Isso é feito através da multiplicação da velocidade média da vertical pela área do segmento retangular, definido pelo produto da profundidade média pela soma das semi-distâncias às verticais adjacentes (Santos *et al.*, 2001) (Figura 5.25).



**Figura 5.25 - Esquema ilustrativo do método da meia seção (Fonte: Grison, 2008)**

Neste método, primeiro calcula-se a largura do segmento:

$$L_i = \frac{(d_{i+1} - d_{i-1})}{2} \quad (5.1)$$

onde  $L_i$  é a largura dos segmentos (m); e  $d_{i+1}$  e  $d_{i-1}$  são as semi-distâncias às verticais (m). Após, a área dos segmentos pode ser calculada:

$$a_i = L_i h_m \quad (5.2)$$

onde  $a_i$  é a área dos segmentos ( $m^2$ ); e  $h_m$  é a profundidade média dos segmentos (m). Com isso, a vazão parcial fica:

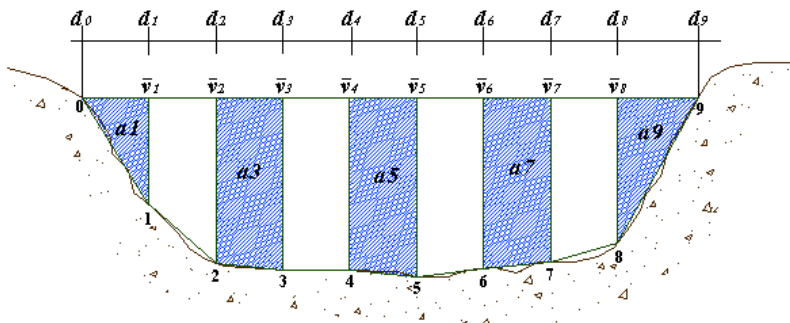
$$q_i = v_{mi} a_i \quad (5.3)$$

onde  $q_i$  é a vazão parcial ( $m^3 \cdot s^{-1}$ ); e  $v_{mi}$  é a velocidade média na vertical  $i$  (m.s). Finalmente, obtém-se a vazão total:

$$Q_T = \sum q_i \quad (5.4)$$

onde  $Q_T$  é a vazão total da seção ( $m^3 \cdot s^{-1}$ ).

O método da Seção Média consiste em calcular as vazões parciais para as subseções formadas entre as verticais. Considera-se nas extremidades subseções triangulares e as demais trapezoidais. A velocidade é a média aritmética das verticais (Santos *et al.*, 2001) (Figura 5.26).



**Figura 5.26 - Esquema ilustrativo do método da seção média (Fonte: Grison, 2008)**

Neste método, primeiramente é calculada a velocidade média na subseção:

$$v_{msi} = \frac{(\bar{v}_i + \bar{v}_{i-1})}{2} \quad (5.5)$$

Onde  $v_{msi}$  é a velocidade média na subseção ( $\text{m.s}^{-1}$ ). Posteriormente, a área dos segmentos pode ser calculada:

$$a_i = (d_i - d_{i-1}) \cdot \left( \frac{h_i + h_{i-1}}{2} \right) \quad (5.6)$$

onde  $h_i$  e  $h_{i-1}$  são as profundidades das verticais (m). Assim, a vazão parcial fica:

$$q_i = v_{msi} a_i \quad (5.7)$$

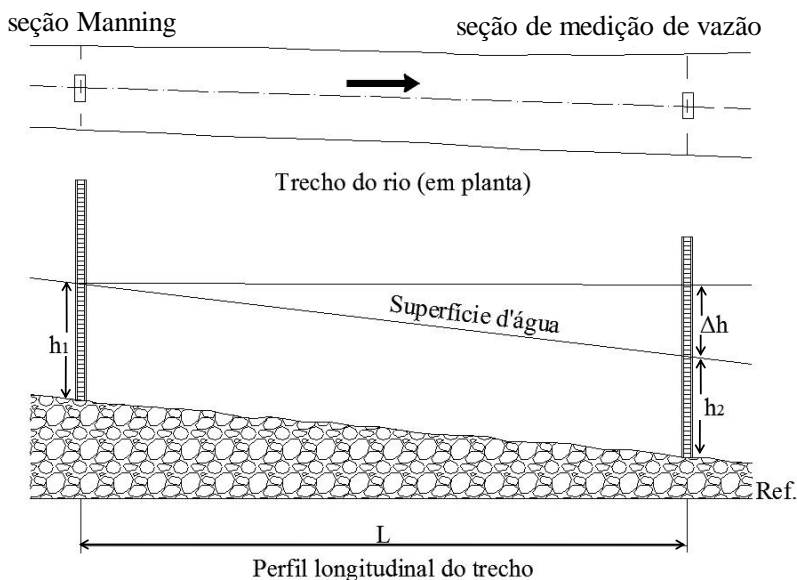
Finalmente, com a Equação (5.4) obtém-se a vazão total.

#### 5.4.4 Medições de declividade superficial da água

Para a determinação do coeficiente de rugosidade  $n$  de Manning foram necessárias medições de declividade superficial da água. O coeficiente  $n$  foi utilizado nas análises de resistência do fluxo, na

construção das curvas-chave e também na análise e geração dos resultados da geometria hidráulica.

Essas medições foram feitas com o nível topográfico. Para cada medição de vazão foi feita uma medição de declividade superficial. Foi considerado o trecho de rio entre as seções de medição de vazão e Manning (explicadas no item 5.4.1) e nele medido o desnível entre essas seções, obtendo dois pontos: um ponto na seção de medição de vazão e outro na seção Manning. A partir desses pontos a declividade foi estimada pela razão entre o desnível e a distancia entre os pontos. As Figuras 5.27 e 5.28 mostram como os pontos foram medidos.



**Figura 5.27 – Esquema da medição de declividade superficial da água para um trecho de rio**

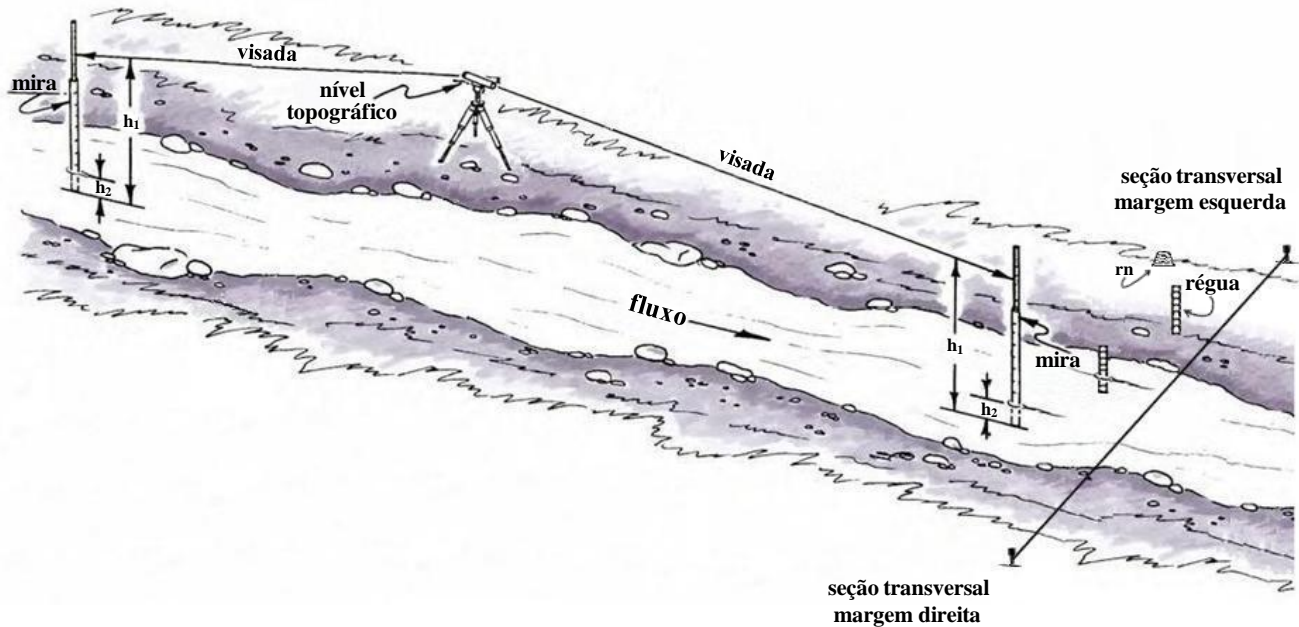


Figura 5.28 – Esquema da medição de declividade superficial da água para um trecho de rio. (Adaptada de Frazier *et al.*, 2005)

## 5.5 ESTIMATIVA DO COEFICIENTE DE RUGOSIDADE DE MANNING “ $n$ ”

Os dados do coeficiente  $n$  foram utilizados para análise de resistência do fluxo, extrapolações das curvas-chave dos pontos de estudo e também para as estimativas dos expoentes e coeficientes da geometria hidráulica propostas por Dingman (2007). Por isso, é muito importante que os valores de  $n$  sejam representativos dos trechos de estudo no rio dos Bugres.

Na Tabela 4.2 foram apresentados vários métodos empregados nas estimativas de  $n$ . Mas mesmo com a aplicação desses diferentes métodos a única maneira de se obter um valor médio desse coeficiente, com maior representatividade e menor grau de incerteza, é através da medição das variáveis hidráulicas em determinadas seções transversais. Por isso, foram adotados dois métodos para as estimativas de  $n$ : o método de Barnes (1967) e o método proposto por Dingman (2009), que têm como característica a medição das variáveis hidráulicas em determinadas seções transversais.

O método de Barnes foi adaptado do método de estimação de vazão por área e declividade, proposto por Dalrymple & Benson (1966). Segundo Dalrymple & Benson (1966) se considera que a fórmula de Manning é válida para trechos de rios naturais com fluxo não uniforme, desde que o gradiente de energia seja modificado somente por perdas devido ao atrito da seção do canal com o fluxo d'água. Nesse caso, a equação de energia para um trecho de rio entre duas seções, seções 1 e 2 (uma a montante e outra a jusante, respectivamente), é dada por:

$$(h + h_v)_1 = (h + h_v)_2 + (h_f)_{1,2} + \sigma(\Delta h_v)_{1,2} \quad (5.11)$$

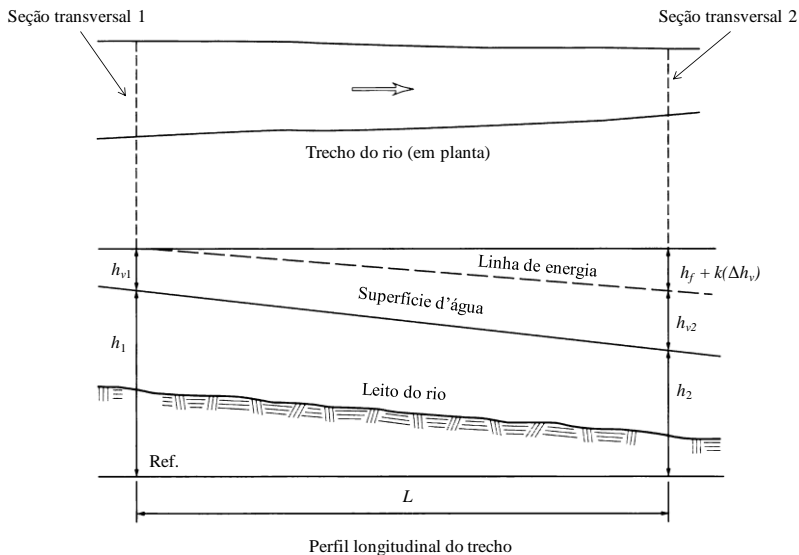
onde  $h$  é a elevação da superfície d'água entre duas seções (m);  $h_v$  é a carga de energia cinética ( $v^2/2g$ ) (m);  $h_f$  é a perda de energia devido ao atrito no trecho (m);  $\Delta h_v$  é a variação da energia cinética (m); e  $\sigma$  é um coeficiente que tem valor zero para trechos contraídos e 0,5 para trechos expandidos. A Figura 5.29 mostra um esquema da declividade da superfície d'água e da energia em um trecho de rio considerado entre duas seções.

Com base na Equação 5.11, a declividade de atrito pode ser calculada.



$$S = \frac{h_f}{L} = \frac{\Delta h + \Delta h_v - \sigma(\Delta h_v)}{L} \quad (5.12)$$

onde  $\Delta h$  é variação do nível d'água entre duas seções (m); e  $L$  é o comprimento do trecho entre duas seções (m).



**Figura 5.29 – Esquema da variação da declividade da superfície d'água e da energia em um trecho de rio entre duas seções. (adaptada de Barnes, 1967)**

O método de Barnes (1967) consiste em determinar um valor médio de  $n$  para um trecho de rio considerado entre duas ou mais seções transversais. Por esse método devem ser medidos em campo dados de vazão, declividade superficial da água e dados topobatimétricos das seções transversais. Com base nas Equações 5.11 e 5.12 a estimativa do coeficiente  $n$  entre varias seções (1, 2, 3... $M-1$ ,  $M$ ) em um mesmo trecho de rio é dada por:

$$n = \frac{1}{Q} \cdot \sqrt{\frac{(h + h_v)_1 - (h + h_v)_M - [(k\Delta h_v)_{1,2} + (k\Delta h_v)_{2,3} + \dots + (k\Delta h_v)_{(M-1),M}]}{\frac{L_{1,2}}{Z_1 Z_2} + \frac{L_{2,3}}{Z_2 Z_3} + \dots + \frac{L_{(M-1),M}}{Z_{(M-1)} Z_M}}} \quad (5.13)$$

onde  $Z = A \cdot R^{\frac{2}{3}}$

Nota-se que a Equação 5.13 é formada simplesmente pela fórmula de Manning em que se isola  $n$  e substitui-se a declividade superficial pela declividade de atrito, de modo a poder ser aplicada entre duas ou mais seções do rio.

Para a determinação de  $n$  praticamente seguiu-se as etapas:

1. Medição de vazão líquida para um determinado nível d'água;
2. Medição da declividade superficial da água;
3. Estimativa dos dados de área molhada e raio hidráulico com os dados do levantamento topobatimétrico;

Para a etapa 3 foram estimados também o perímetro molhado e a largura de topo. Foi utilizado o software AutoCAD Map3D 2011 na obtenção das variáveis dessa etapa.

4. Estimação de  $n$  pela Equação 5.13.

Também foi utilizado o método apresentado por Dingman (2009) para a determinação de  $n$ . Segundo Dingman (2009), a partir da equação de resistência de um trecho de canal (Equação 3.81), da fórmula de Chézy e de Manning, o coeficiente de rugosidade  $n$  pode ser calculado pela seguinte expressão:

$$n = \frac{R^{\frac{1}{6}} \cdot \Omega}{g^{\frac{1}{2}}} \quad (5.14)$$

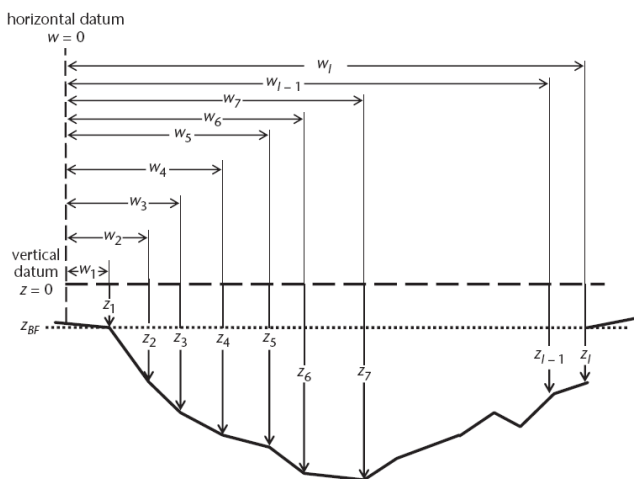
As estimativas pela Equação 5.14 foram feitas apenas com o intuito de comparar os valores de  $n$  entre os dois métodos e confirmar o método de Barnes (1967). Como são duas estimativas de  $n$  independentes, acredita-se que essa comparação seja válida.

## 5.6 ESTIMATIVA DO EXPOENTE “ $r$ ”

Para estimar os expoentes das derivações analíticas da geometria hidráulica (explicadas no item 3.6.3) é preciso calcular valores para o expoente  $r$  (conforme o modelo de seção transversal (Equação 3.22)).

Utilizou-se o método de minimização das diferenças entre as verticais de profundidade da seção transversal, quando em nível de margens plenas. Por esse método, considera-se que a seção transversal é aproximadamente simétrica e, portanto sua forma e seu expoente  $r$  podem ser matematicamente descritos com medidas de largura e profundidade. A fim de diferenciar as estimativas do expoente  $r$  por esse método no decorrer do texto convencionou-se chamá-lo de  $r$ -geométrico, abreviado por  $r_{geom}$ .

Primeiramente plotou-se a seção transversal obtida do levantamento topobatimétrico. Após, com base nas identificações em campo, referenciadas na seção, determinou-se o nível de margens plenas da seção (ZBF). Com base em uma referência de nível (datum) e em ZBF calcularam-se várias distancias e profundidades para toda a seção transversal (Figura 5.30).



**Figura 5.30 – Esquema de medições para o cálculo de distâncias e profundidades em uma seção transversal para o nível de margens plenas (Adaptada de Dingman, 2009)**

Determina-se então o centro da seção:

$$X_c = X_1 + \frac{W_{BF}}{2} \quad (5.15)$$

Com base em  $X_c$  determinam-se várias distancias ( $x_i$ ) de  $X_c$ :

$$x_i = |X_i - X_C| \quad (5.16)$$

Nos mesmos locais  $X_i$  determinam-se as profundidades de elevação do fundo da seção ( $Z_i$ ):

$$Z_i = \max(Y_{MPi}) - Y_{MPi} \quad (5.17)$$

Então, se a seção transversal segue o modelo da Equação 3.22, o estimador da elevação do fundo da seção  $\hat{Z}_i(r_{geom})$  até o ponto  $x_i$  para um dado valor de  $r_{geom}$  é dado por:

$$\hat{Z}_i(r_{geom}) = \Psi_{BF} \cdot \left( \frac{2}{W_{BF}} \right)^{r_{geom}} \cdot x_i^{r_{geom}} \quad (5.18)$$

A soma dos quadrados das diferenças entre os valores medidos e calculados  $SS(r_{geom})$ , para um dado valor de  $r_{geom}$ , pode ser calculada:

$$SS(r_{geom}) = \sum_{i=1}^I \left[ \hat{Z}_i(r_{geom}) - Z_i \right]^2 \quad (5.19)$$

O melhor valor de ajuste de  $r_{geom}$  que minimiza  $SS(r_{geom})$  foi então encontrado por tentativa e erro.

A fim de facilitar as estimativas de  $r_{geom}$ , esse método foi implementado em rotina computacional. Valores para  $r_{geom}$  de 1 até 10000, com variação de 0,1, foram automaticamente testados em todas as seções de medição de vazão, as seções próximas as estações fluviométricas.

Outro método para a determinação do expoente  $r$  é por meio das relações entre as variáveis largura e profundidade média com a área molhada, descritas no item 3.6.3. A partir dessas relações calculou-se  $r$  pela razão entre  $f'$  e  $b'$ , já que essa razão é muito próxima da razão entre  $f$  e  $b$  (lembra-se que o estimador de  $r$  é dado pela razão entre  $f$  e  $b$ , Equação 3.41). Por esse método o expoente  $r$  será descrito por  $r'$ . Assim como  $r_{geom}$ ,  $r'$  também foi determinado apenas com os dados de topobatimetria das seções transversais de estudo.

## 5.7 CONSTRUÇÃO DE CURVAS-CHAVE

Para a construção das curvas-chave foram feitas 160 medições de vazão e características hidráulicas correspondentes nos 11 trechos de estudo, aproximadamente 16 medições em cada trecho. As curvas-chaves dos pontos de estudo foram construídas fazendo-se o ajuste potencial entre cota d'água (nível d'água lido na régua) e a vazão medida com o aparelho FlowTracker.

As curvas-chave foram construídas para as estimativas de vazões utilizadas na construção e análise das relações matemáticas da geometria hidráulica de jusante.

Além disso, nos pontos RB01, RB10 e RB11, que possuem monitoramento automático, as curvas-chave desses locais foram utilizadas para a construção das curvas de permanência de vazão, utilizadas na análise da geometria hidráulica dessas seções pelo diagrama de Dingman (2009).

## 5.8 RELAÇÕES DA GEOMETRIA HIDRÁULICA

### 5.8.1 Em uma determinada seção transversal

As relações da geometria hidráulica para as seções transversais foram construídas pelo método clássico proposto por Leopold & Maddock (1953) e pelo método apresentado por Dingman (2007).

No método clássico, os dados de largura, profundidade, velocidade, medidos em campo a cada medição de vazão, foram plotados em função dos respectivos dados de vazão. Posteriormente, foi ajustada uma regressão linear simples para cada relação e estabelecidos os expoentes e coeficientes das relações da geometria hidráulica, conforme mostra o esquema da Figura 3.8. Para cada seção de medição dos pontos de estudo, foram estimadas as relações matemáticas da geometria hidráulica.

O método de Dingman (2007) consiste em calcular os expoentes e coeficientes da geometria hidráulica com base no modelo de seção transversal (Equação 3.22) e na forma geral de equação hidráulica (Equação 3.25). A Tabela 5.7 resume as fórmulas propostas para as estimativas dos expoentes e coeficientes (já deduzidas no item 3.6.3)

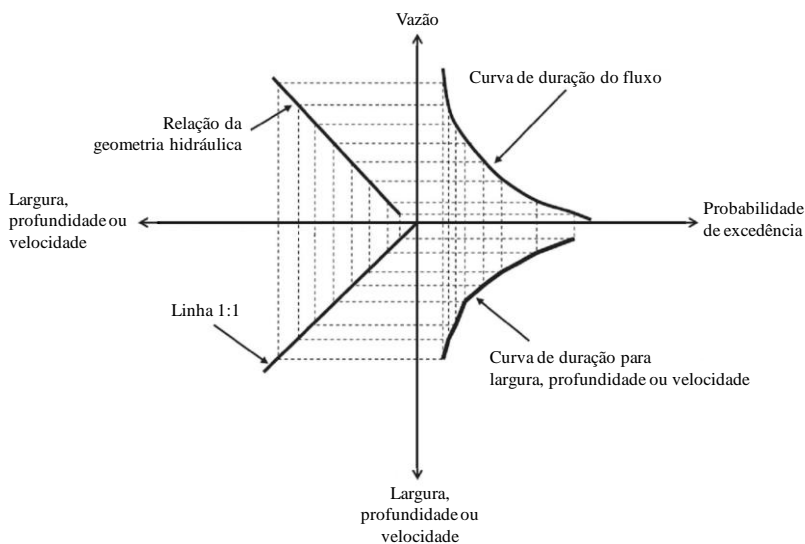
**Tabela 5.7 – Resumos das derivações dos expoentes e coeficientes da geometria hidráulica**

Expoente	Equação	Coefficiente	Equação
$b$	Equação 3.36	$a$	Equação 3.35
$f$	Equação 3.29	$c$	Equação 3.28
$m$	Equação 3.40	$k$	Equação 3.39

Depois de construídas as relações da geometria hidráulica, para as 11 seções, os expoentes  $b$ ,  $f$  e  $m$  foram analisados pelo diagrama triaxial proposto por Rhodes (1977) (Figura 3.11). Por esse diagrama também foram analisados os expoentes  $b_{cal}$ ,  $f_{cal}$  e  $m_{cal}$ .

Também foi utilizado o método das curvas de permanência, proposto por Dingman (2002). Por esse método foram construídas curvas de permanência das variáveis largura, profundidade e velocidade a partir das curva de permanência de vazão e das relações da geometria hidráulica para essas variáveis (Figura 5.31). As informações que podem ser extraídas dessas curvas são de grande valor, pois podem ser úteis para o gerenciamento dos recursos hídricos. Como exemplo pode-se citar: caracterização do trecho de um rio como adequado para o habitat de organismos aquáticos, que normalmente dependem da velocidade e profundidade do fluxo; determinação da frequência de inundações de um trecho de rio, que é função da profundidade; e avaliação do potencial de erodibilidade do leito do rio em locais com pontes, o qual é função da velocidade e da profundidade do fluxo.

O período utilizado para a construção das curvas de permanência foi de 16/12/2011 à 16/12/2012, selecionado com base nos dados disponíveis e na distribuição mensal da chuva na bacia do rio dos Bugres. Para uma análise mais detalhada da chuva mensal, além dos dados dos pluviógrafos dos pontos RB01 e RB09, também foram utilizados dados de um pluviógrafo da bacia experimental do rio Araponga, próxima do rio dos Bugres.



**Figura 5.31 – Diagrama demonstrativo das curvas de variabilidade temporal das variáveis da geometria hidráulica em conjunto com as curvas de permanência de vazão (Adaptada de Dingman, 2009)**

A Figura 5.32 mostra o fluxograma da metodologia para a análise da geometria de seção transversal.

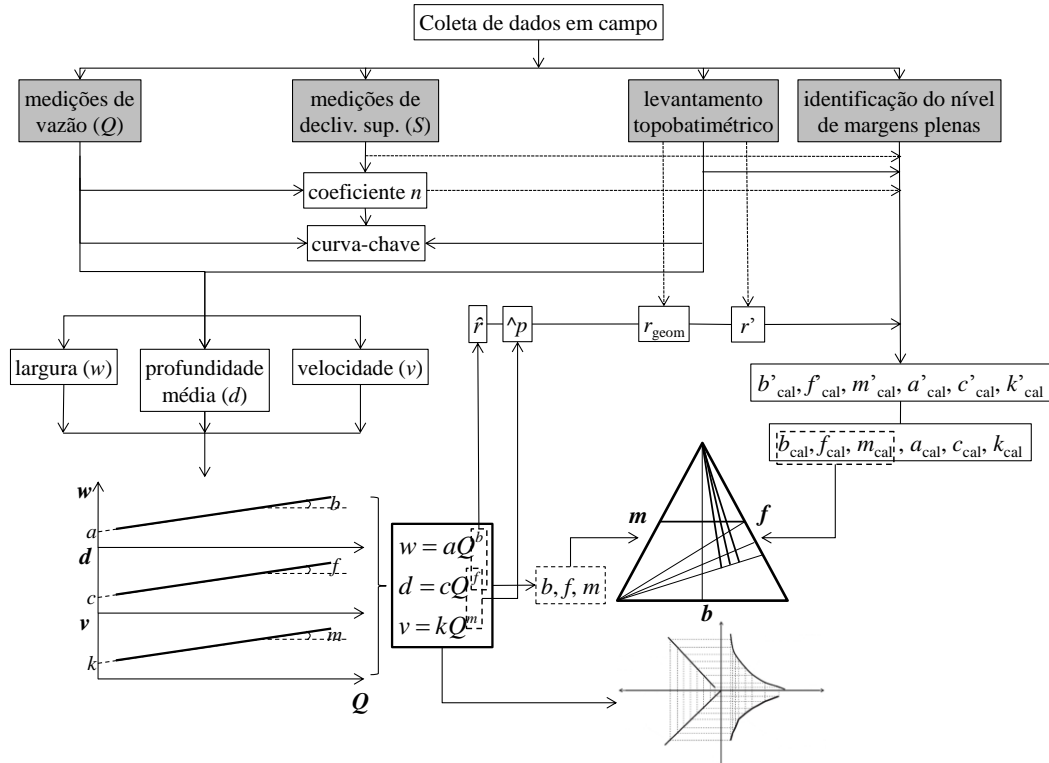


Figura 5.32 – Fluxograma para análise da Geometria Hidráulica em uma determinada seção transversal



### 5.8.2 Em direção à jusante

Para a análise da geometria hidráulica em direção à jusante foram construídas as relações matemáticas para a largura, profundidade média e velocidade (Equações 3.7 a 3.9).

Conforme explicado no item 3.6.4 para essa análise é necessário estimar vazões de mesma frequência e a partir delas calcular as demais variáveis da geometria hidráulica. Para isso, se utiliza uma série histórica de vazões fazendo uma análise de frequência, conforme explicado no item 3.5.1. Mas como não existe uma série histórica de dados de vazão em todos os pontos de estudo do rio dos Bugres, para esse trabalho, foram observados vários níveis d'água em todos os pontos, o mais concomitantemente possível. Devido a facilidade de acesso aos locais de estudo, percorreu-se rapidamente todas as seções anotando as cotas das réguas (com exceção dos pontos RB10 e RB11, que são de difícil acesso, mas possuem monitoramento automático de nível d'água). Isso foi feito em vários dias sem que houvesse chuva, para tentar garantir que o regime fluvial não sofresse variação significativa. Dessa forma, mediu-se, quase ao mesmo tempo, cotas em todos os pontos de estudo para um determinado regime do rio dos Bugres. Com essas cotas foram calculadas as respectivas largura, profundidade média, velocidade e vazão (com a curva-chave). Também foram identificadas marcas nas margens das seções, correspondentes aos níveis d'água do rio dos Bugres em estado de margens plenas. Para isso, seguiram-se as recomendações de Rosgen (1996), como explicado no item 3.4. Com o uso do nível topográfico essas marcas foram referenciadas com as seções de estudo. Portanto, foram obtidos vários dados de largura, profundidade média, velocidade e vazão em baixos e médios níveis d'água e para o estado de margens plenas.

Para cada conjunto de dados foram calculados os expoentes e coeficientes da geometria hidráulica em direção à jusante. A Figura 5.33 mostra o fluxograma da metodologia para a análise dessa parte do trabalho.

A fim de investigar a relação entre as variáveis da geometria hidráulica na direção de jusante e a área de drenagem da BHRB foram estabelecidas as equações da geometria hidráulica regional (Equações 3.3 a 3.6). Foram plotados os dados dessas variáveis em função das áreas de drenagem correspondentes a cada ponto de estudo. Assim, foram construídas curvas que relacionam essas variáveis e

consequentemente as relações matemáticas da geometria hidráulica regional.

Também foi analisada a geometria hidráulica para o nível de transbordamento das seções, que foi identificado pelos dados das topobatimetrias. Isso foi feito para confirmar o nível de margens plenas identificado em campo.

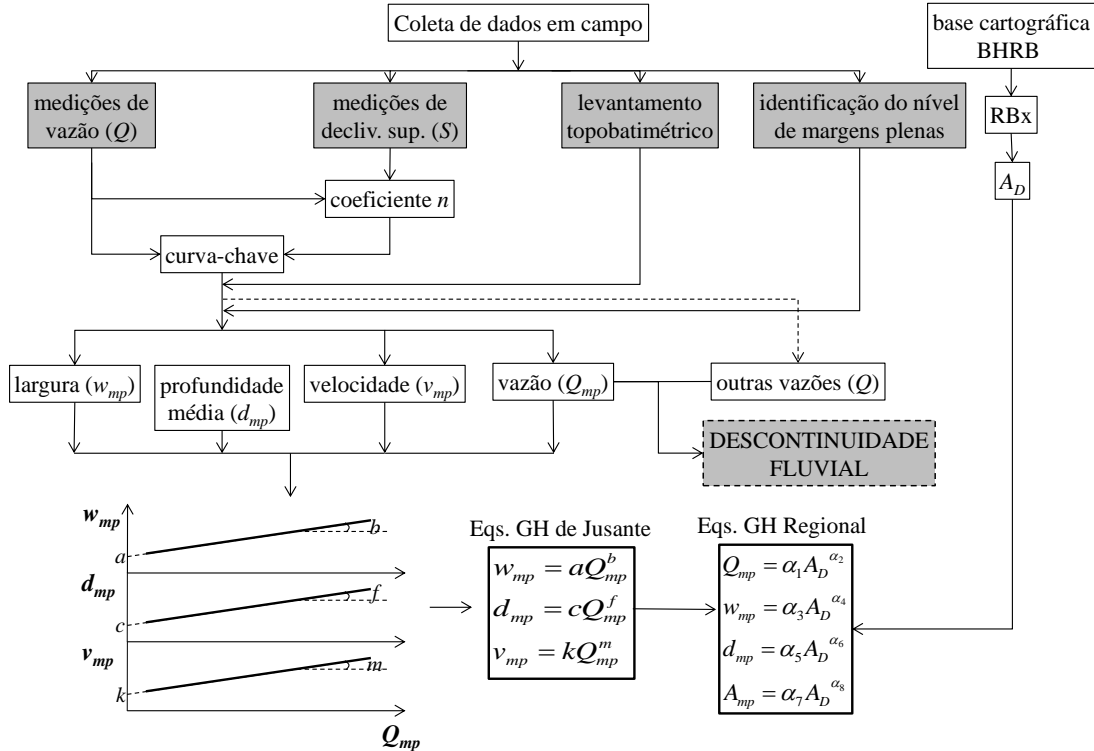


Figura 5.33 – Fluxograma para análise da Geometria Hidráulica em direção a jusante



## 6. RESULTADOS E DISCUSSÃO

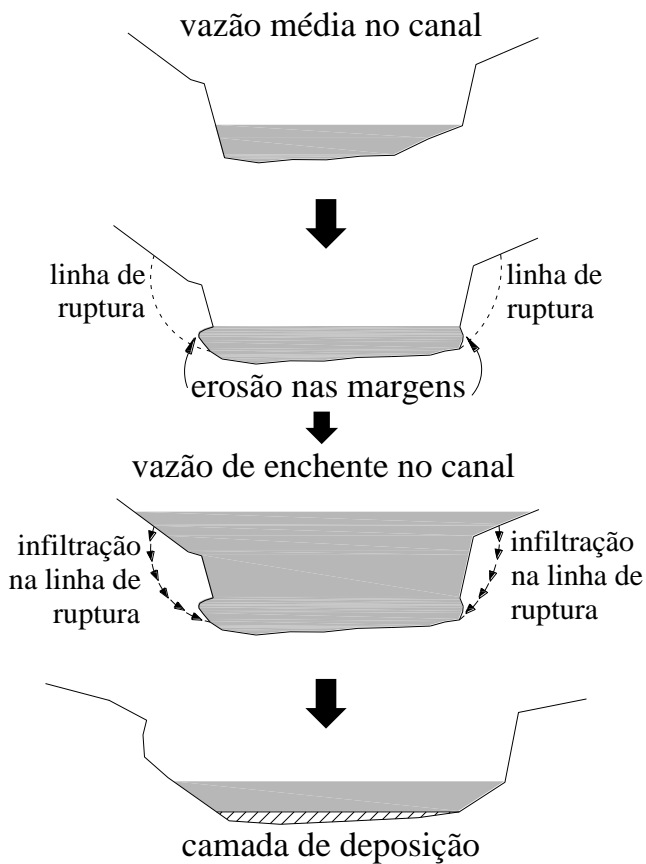
### 6.1 ANÁLISE DE SEÇÕES TRANSVERSAIS

#### 6.1.1 Modificação de seções transversais pela vazão média

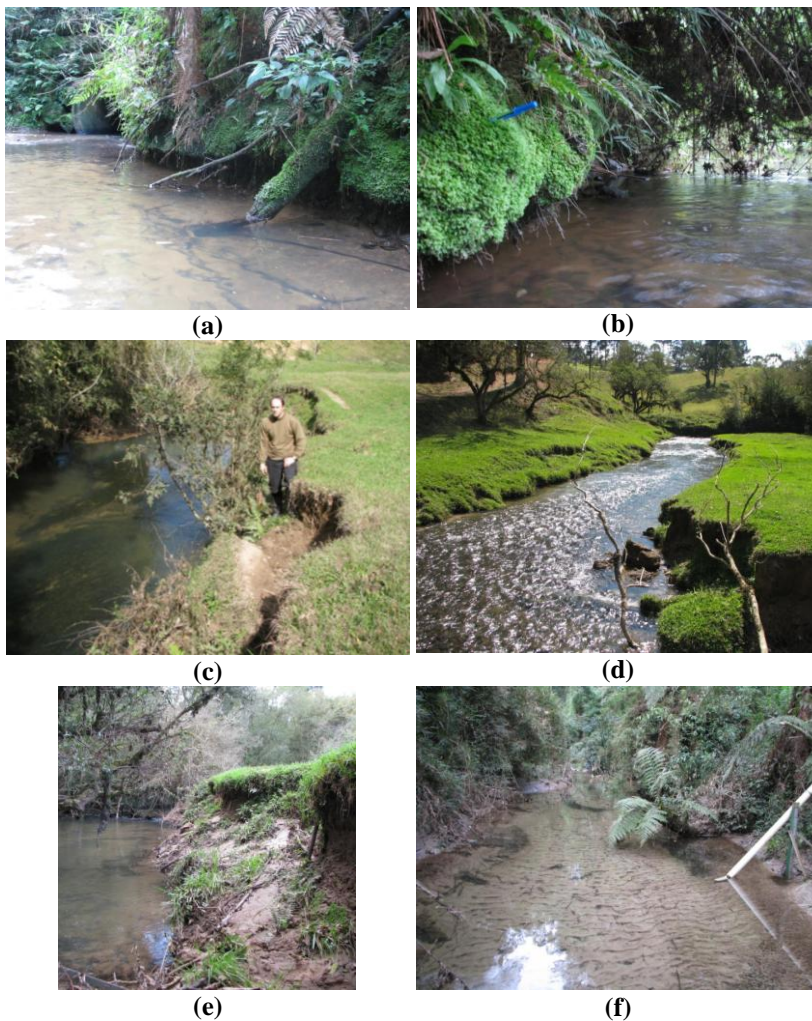
Observou-se em campo que em muitas seções transversais do rio dos Bugres a vazão média pode ser a principal responsável por uma significativa erosão das margens do rio. Devido ao solo que compõe as margens ser muito arenoso, a permanência da vazão média do rio vai aos poucos escavando as margens em sua parte baixa e junto ao leito. Após isso, ou junto com esse processo de escavação, as margens se desestabilizam e sofrem rachaduras, ou linhas de ruptura, como mostra o esquema da Figura 6.1. Quando ocorre um evento de grande vazão, que transborda pelas margens, essas rachaduras servem de caminho de retorno para parte da água que transbordou para o canal do rio. Esse processo “lubrifica” essas rachaduras e aos poucos partes das margens desabam e se depositam no leito do rio.

Lentamente uma parte do material depositado no leito é transportada pela vazão do rio e a seção transversal vai adquirindo uma nova forma e um novo equilíbrio. Não só determinadas seções, mas todo um determinado trecho de canal vai sendo alargado. A Figura 6.2 mostra algumas fotos dessas alterações da forma das seções transversais no rio dos Bugres.

A deposição do solo erodido das margens no leito provoca a alteração da camada do leito e conseqüentemente da sua forma (*bed form*), o que aumenta a resistência ao fluxo no trecho (conforme explicado no item 3.8 e Figura 3.18) (Figura 6.1f). Além disso, pode aumentar a dispersão dos pontos nos gráficos das análises de geometria hidráulica. Porém, ressalta-se que nas seções transversais escolhidas para o estudo da geometria hidráulica, não foi observado esse fenômeno de desabamento e deposição das margens.



**Figura 6.1 – Etapas da modificação de seções transversais pela vazão média**



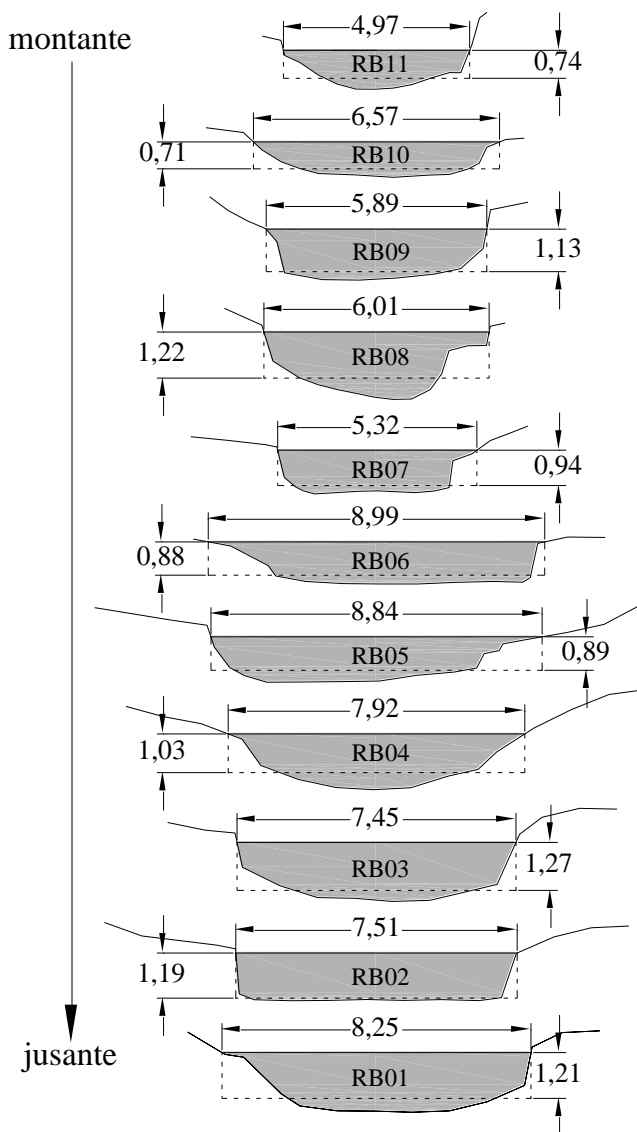
**Figura 6.2 – Fotos das modificações das seções transversais pela vazão média. (a) e (b) Margens escavadas, nos trechos RB11 e RB06 respectivamente; (c) e (d) Desabamentos de margens nos trechos RB03 e RB05; (e) Margem depois de desabada, no trecho RB03; (f) Exemplo de forma do leito do tipo Ripples, no trecho RB11**

### **6.1.2 Modificação de seções transversais pela vazão em nível de margens plenas**

Também observou-se em campo que, em média, a largura das seções transversais, em nível de margens plenas, ao longo de alguns trechos do rio dos Bugres é pouco diferenciada. A Figura 6.3 demonstra a largura e profundidade média de todas as seções transversais (seções de medição) no nível de margens plenas. Observa-se que a seção RB10 (a montante) é mais larga que a seção RB09 (a jusante). Da mesma maneira, esse comportamento é observado da seção RB08 para RB07, que além de diminuir significativamente a largura, também ficou mais rasa. Após, da seção RB06 até RB03, a largura só diminui em direção à jusante do rio. Portanto, esses processos de alargamento, estreitamento, aumento e diminuição da profundidade média e largura das seções transversais do rio dos Bugres podem ser extremamente controlados pela imposição da vazão em nível de margens plenas. O caso da seção RB07 ser mais estreita e rasa, ou seja, ter menor área e perímetro molhado no nível de margens plenas pode ser explicado pelo fato de a vazão no nível de margens plenas em RB07 ser menor que em RB08. Portanto, a vazão dominante, modificadora do canal, é menor em RB07 e maior em RB08.

Também se observa na Figura 6.3 que, em geral, entre as seções transversais dos trechos de estudo, ao longo do rio dos Bugres, ocorre o processo dessas seções ficarem mais largas e rasas ou mais estreitas e profundas. Com exceção de RB08 e RB01, que ficam mais largas e profundas e de RB07, que fica mais estreita e rasa.



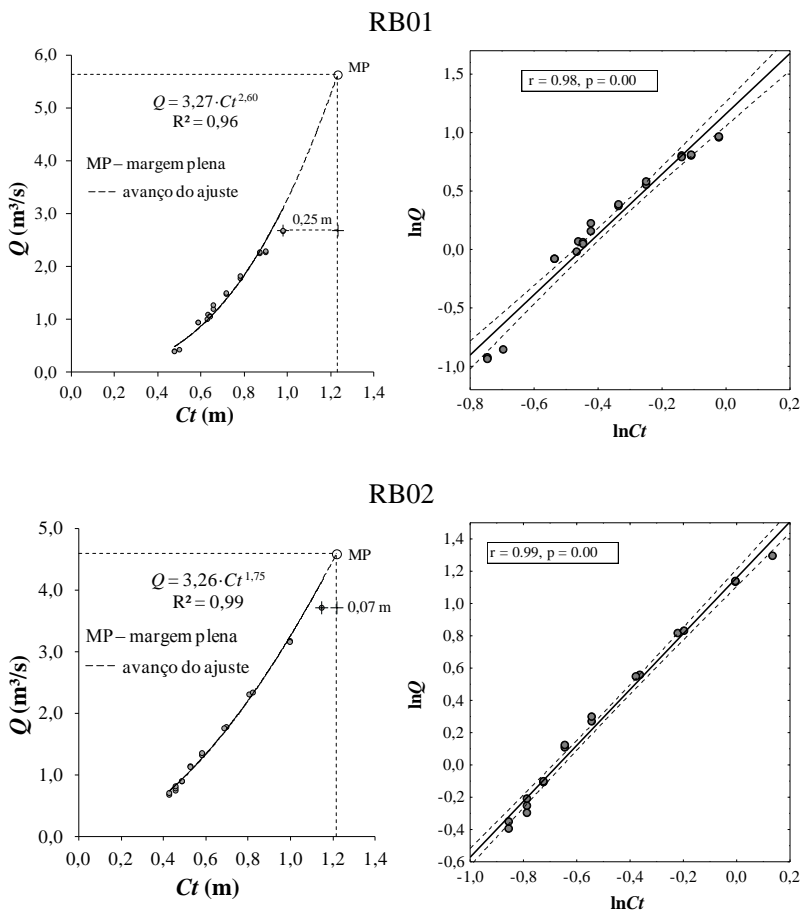


\*Medidas em metros.

**Figura 6.3 – Seções transversais de estudo do rio dos Bugres com seus parâmetros de largura de topo e profundidade média para o nível de margens plenas**

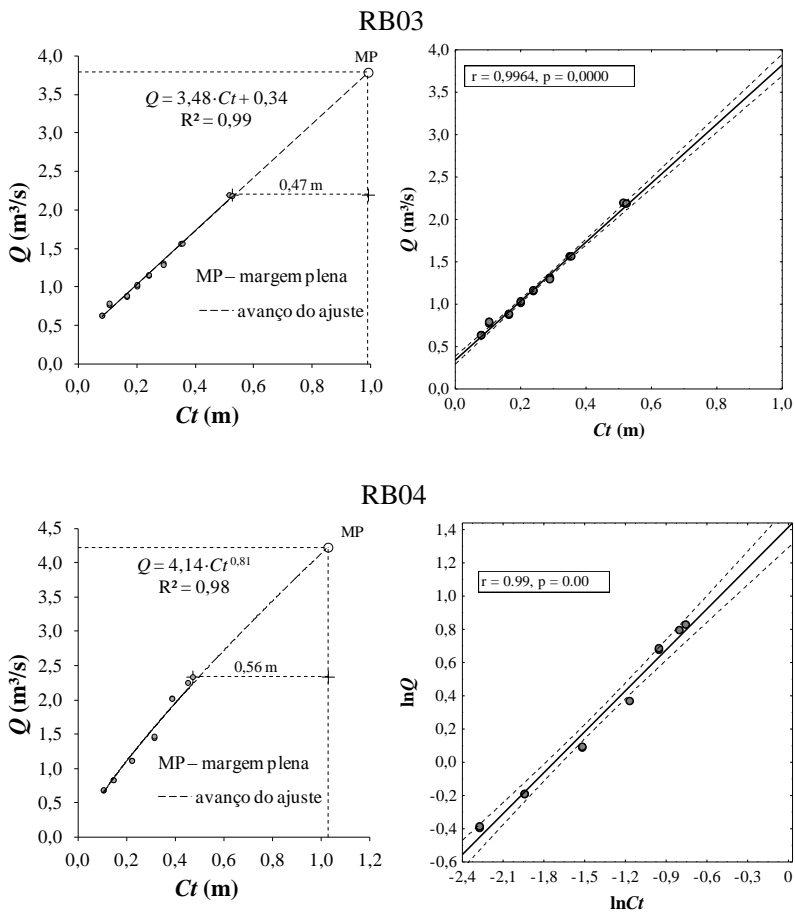
## 6.2 ANÁLISE DAS CURVAS-CHAVE

A Figura 6.4 apresenta as 11 curvas-chave do rio dos Bugres com seus respectivos ajustes e intervalo de confiança.



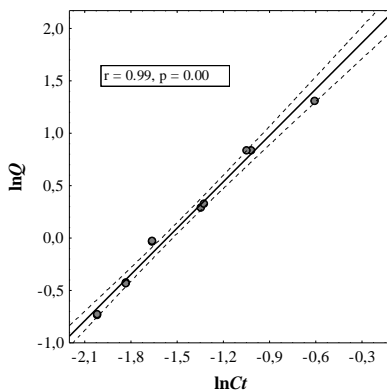
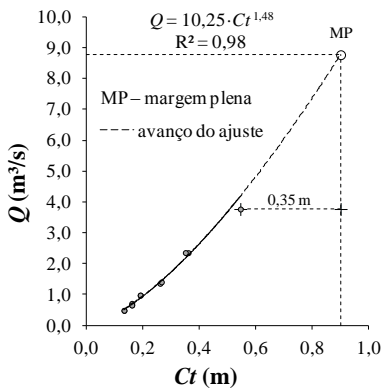
**Figura 6.4 – Curvas-chave das seções de medição do rio dos Bugres.**

**Nota-se que a distância observada em alguns gráficos mostra a diferença entre a cota máxima medida e a cota de margens plenas simbolizada por “MP”**



**Figura 6.4 – Continuação**

RB05



RB06

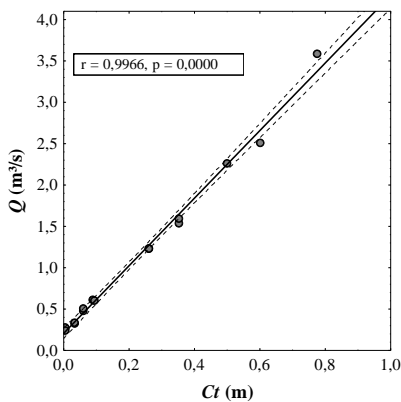
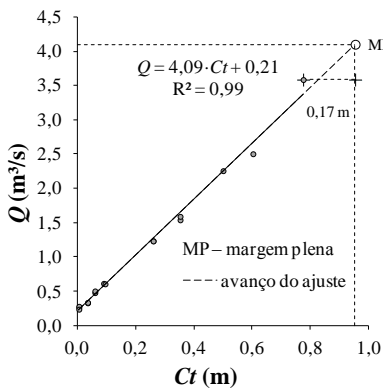
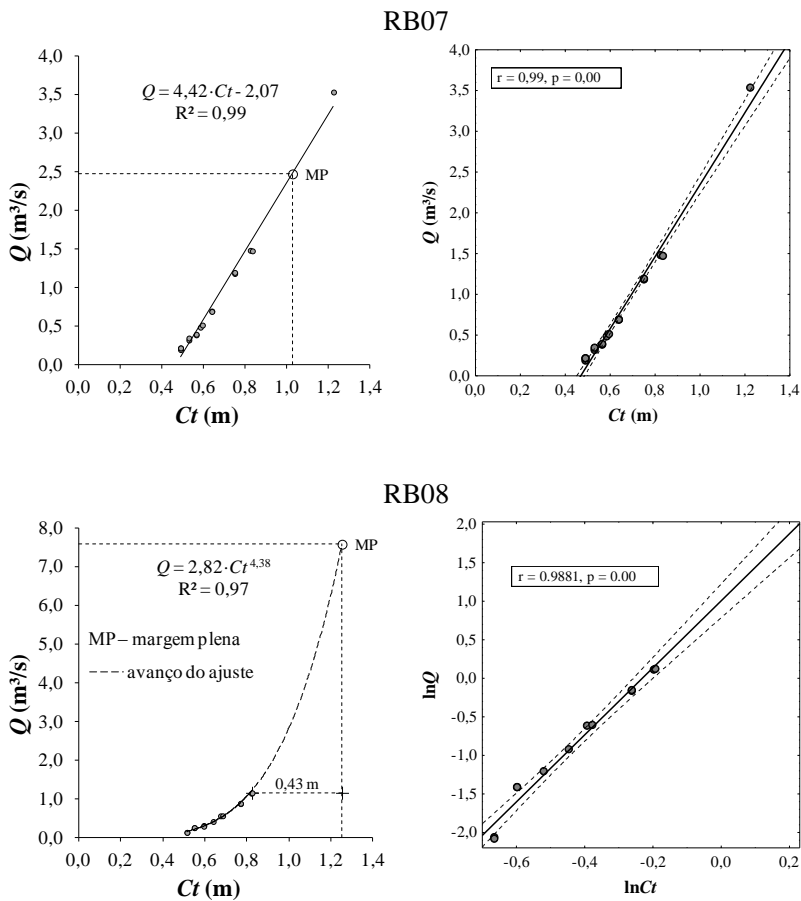
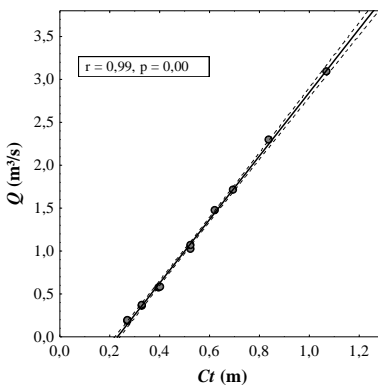
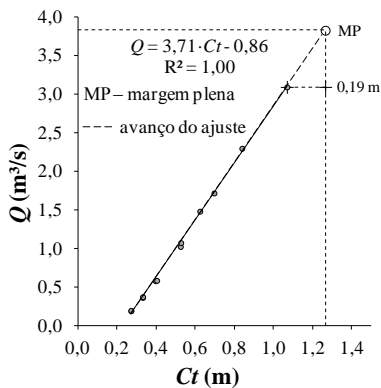


Figura 6.4 – Continuação



**Figura 6.4 – Continuação**

RB09



RB10

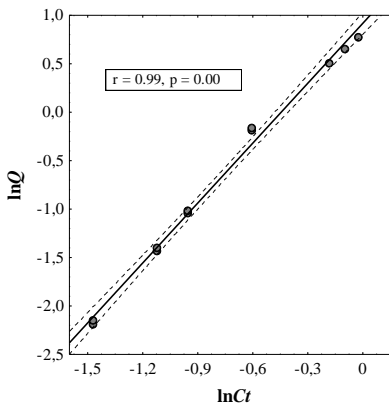
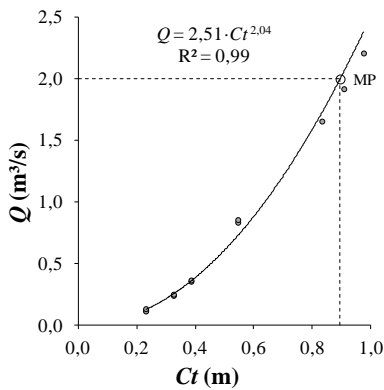
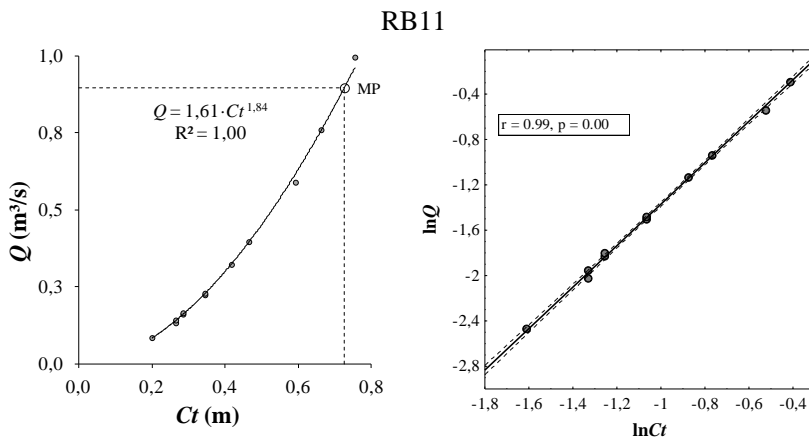


Figura 6.4 – Continuação



**Figura 6.4 – Continuação**

Todas as curvas-chave têm ajustes com  $R^2$  acima de 0,9 e grau de significância  $p < 0,01$ . Para todos os ajustes também foi verificado o intervalo de confiança de 95% até a cota de margens plenas.

Observa-se na Figura 6.4 que para as curvas-chave de RB07, RB10 e RB11 foram realizadas medições acima da cota de margens plenas. Também que os ajustes dessas curvas passam quase exatamente pela cota de margens plenas. Em RB02, RB06 e RB09, as maiores cotas medidas se aproximam significativamente da cota de margens plenas, distantes apenas 0,07 m, 0,17 m e 0,19 m, respectivamente. Para as demais curvas-chave, apesar das medições na cota de margens plenas ou próxima dela não terem sido possíveis, os ajustes gerados mostram que para essa cota o intervalo de confiança de 95% é muito próximo da linha de tendência ajustada.

Os melhores ajustes para as curvas-chave em RB03, RB06, RB07 e RB09 foram obtidos por regressão linear e nos demais por regressão potencial. O fato desses dois tipos de regressão terem acontecido pode ser explicado pela forma das margens das seções transversais de estudo (apresentadas na Figura 6.3). Nas seções transversais com margens mais retangulares e trapezoidais os melhores ajustes foram lineares enquanto que nas margens mais parabólicas os melhores ajustes foram potenciais.

Em RB02 a seção transversal possui a forma mais retangular de todas as seções de estudo. Porém foi adotado um ajuste potencial para sua curva-chave, mesmo com o  $R^2$  do ajuste linear sendo maior que o

potencial, pois o ajuste potencial tem uma tendência melhor direcionada para a cota de margens plenas do que o ajuste linear. No item 6.4.2.1 será melhor discutido a influência da forma das seções transversais de estudo nas vazões medidas com base no expoente  $r$  (explicado no item 3.6.3).

As 11 curvas-chave geradas poderão ser utilizadas como auxílio na construção do hidrograma de futuras estações fluviométricas.

No Apêndice 1 se encontram as relações entre cota e área da seção transversal e entre cota e velocidade média (vazão/área). No Apêndice 2 se encontram os resultados das estimativas de vazões do rio dos Bugres pelos métodos da Meia Seção e da Seção Média.

### 6.3 ANÁLISE DO COEFICIENTE $n$

A Tabela 6.1 apresenta os valores máximo e mínimo de  $n$  estimados para cada trecho de estudo, com suas respectivas vazões. Essa tabela foi construída com base em 160 estimativas de  $n$  pelo método de Barnes (1967).

**Tabela 6.1 - Valores máximo e mínimo de  $n$  ( $n_{\text{máx}}$  e  $n_{\text{mín}}$ ) e respectivas vazões máximas e mínimas ( $Q_{n_{\text{mín}}}$  e  $Q_{n_{\text{máx}}}$ ) para os trechos de estudo do rio dos Bugres.  $\Delta n$  é a diferença entre  $n_{\text{máx}}$  e  $n_{\text{mín}}$**

Trecho	$n_{\text{mín}}$	$n_{\text{máx}}$	$Q_{n_{\text{mín}}}$	$Q_{n_{\text{máx}}}$	$\Delta n$
RB01	0,0564	0,1724	2,63	0,39	0,1160
RB02	0,0310	0,0381	3,10	0,68	0,0071
RB03	0,0947	0,1489	2,15	0,62	0,0542
RB04	0,0267	0,0400	1,99	0,67	0,0133
RB05	0,0413	0,0748	2,31	0,48	0,0335
RB06	0,0141	0,0345	0,50	0,24	0,0204
RB07	0,0246	0,0905	3,46	0,21	0,0659
RB08	0,1354	0,4185	1,15	0,25	0,2831
RB09	0,0367	0,1028	1,06	0,19	0,0660
RB10	0,0383	0,0555	0,85	0,24	0,0172
RB11	0,0422	0,1029	0,98	0,08	0,0607

As maiores variações de  $n$  encontradas foram de 0,1160 e 0,2831 nos trechos RB01 e RB08 respectivamente. Os valores menor e maior de  $n$  foram de 0,0141 e 0,4185 nos trechos RB06 e RB08, respectivamente.

Na fórmula de Manning, o coeficiente  $n$  é inversamente proporcional à vazão. Portanto, quanto maior a vazão menor será o valor

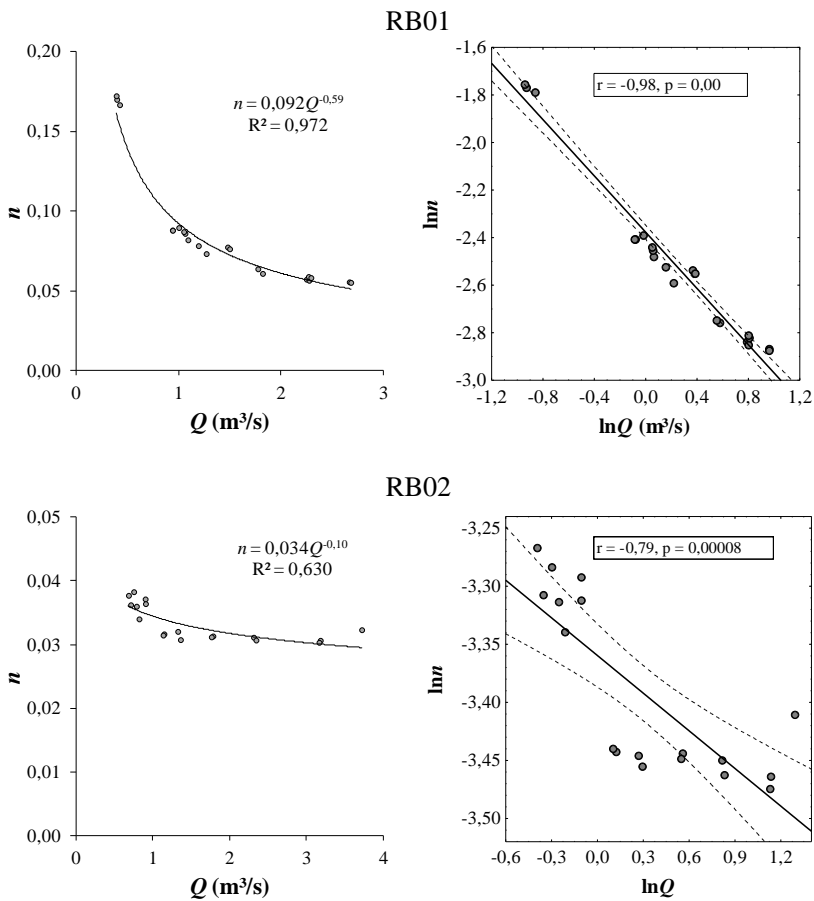


de  $n$ . Entretanto, observa-se na Tabela 6.1 que para os trechos estudados essa afirmação não se aplica. O maior valor medido de vazão não necessariamente resultou no menor  $n$ . Contrariamente, o menor valor de vazão não resultou no maior valor de  $n$ . Isso implica que o coeficiente  $n$  não varia somente com a vazão e características hidráulicas da seção no canal natural.

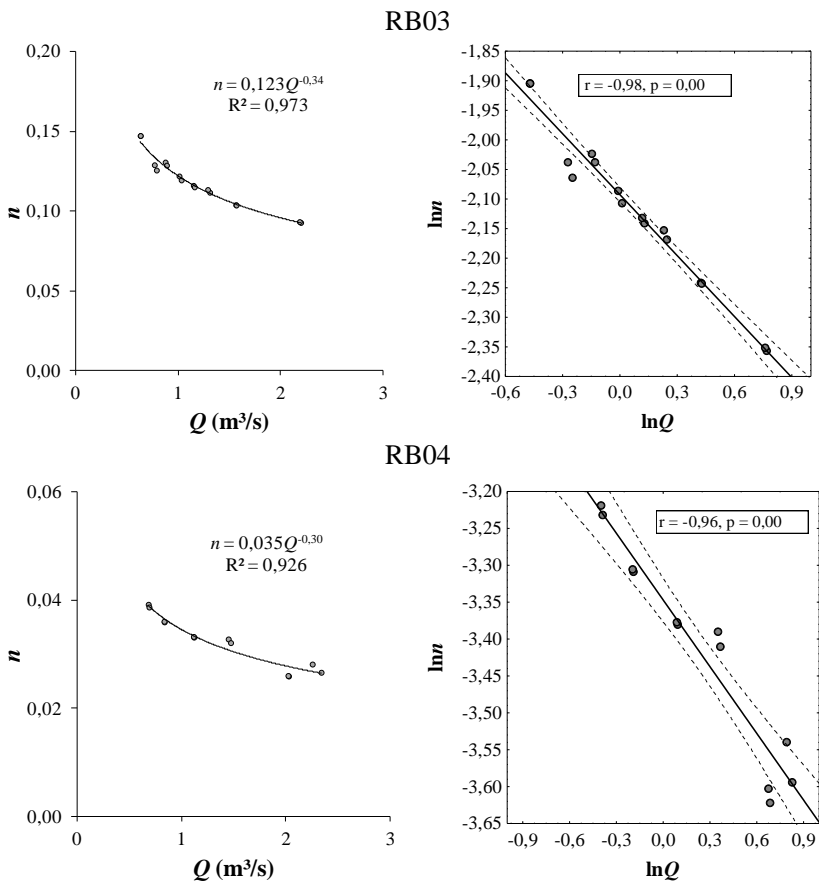
Barnes (1967) estudou o coeficiente  $n$  em 50 trechos de rios nos EUA e encontrou valores entre 0,024 a 0,075. Coon (1998) aplicou o método de Barnes (1967) para analisar o coeficiente  $n$  em 21 trechos de rios nos EUA. Ele encontrou valores de  $n$  entre 0,024 a 0,129. Conforme explicado no item 3.8.3, muitos fatores podem influenciar na variação de  $n$ . No caso do rio dos Bugres, fatores como as formas do leito (*bed forms*) e irregularidades nas formas das seções transversais parecem estar fortemente atuando na resistência ao fluxo, e conseqüentemente na variação do coeficiente  $n$ .

Powell (1978) aplicou o método de Barnes (1967) para estimar valores de  $n$  e analisar suas variações com mudanças no nível d'água, crescimento da vegetação em margens e com as estações do ano. Nesse estudo encontrou valores de  $n$  entre 0,023 a 0,785. Ele concluiu que o crescimento da vegetação foi o principal fator responsável pela grande variabilidade de  $n$  entre as estações do ano.

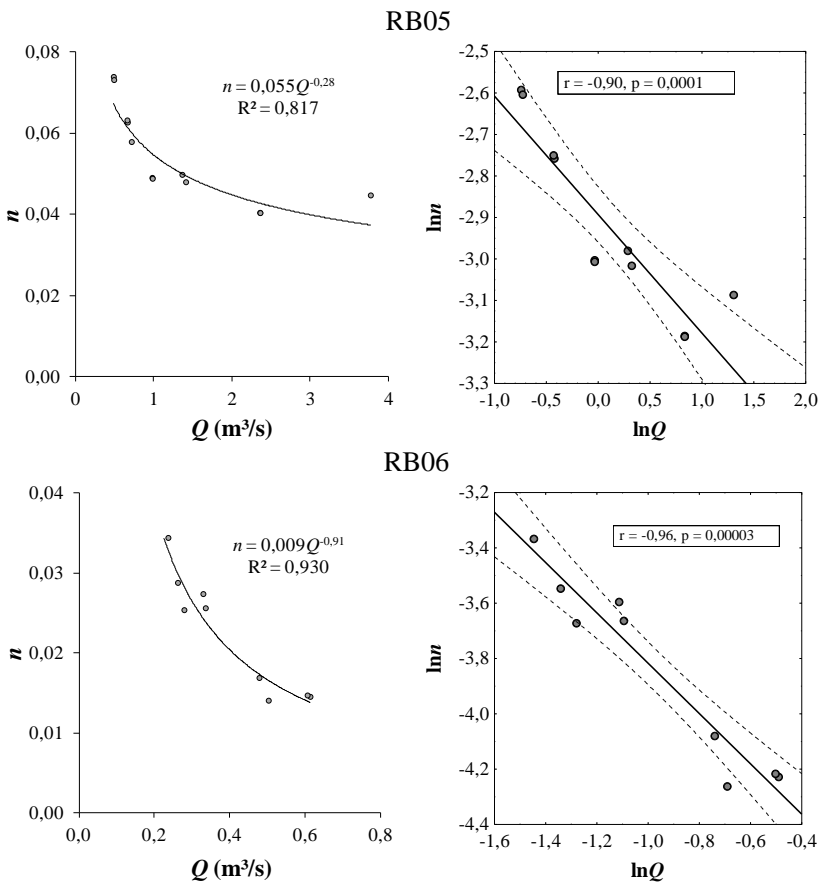
A Figura 6.5 apresenta as 11 curvas de ajuste de  $n$  com a vazão e seus respectivos intervalos de confiança.

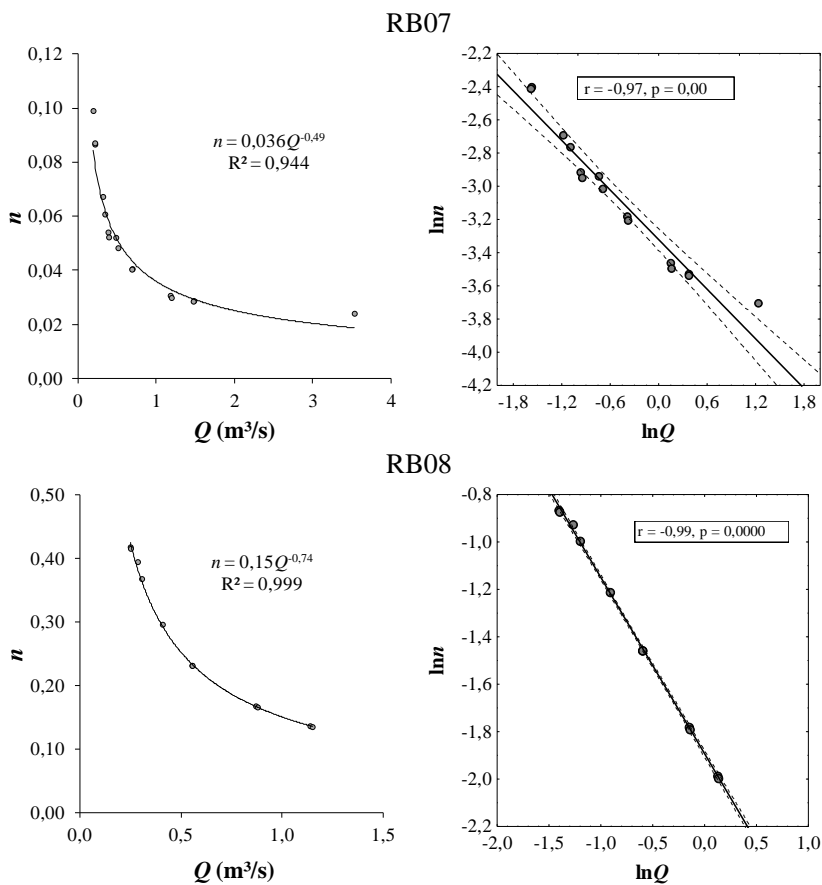


**Figura 6.5 - Curvas de ajuste do coeficiente  $n$  com a vazão e seus respectivos intervalos de confiança**



**Figura 6.5 - Continuação**





**Figura 6.5 - Continuação**

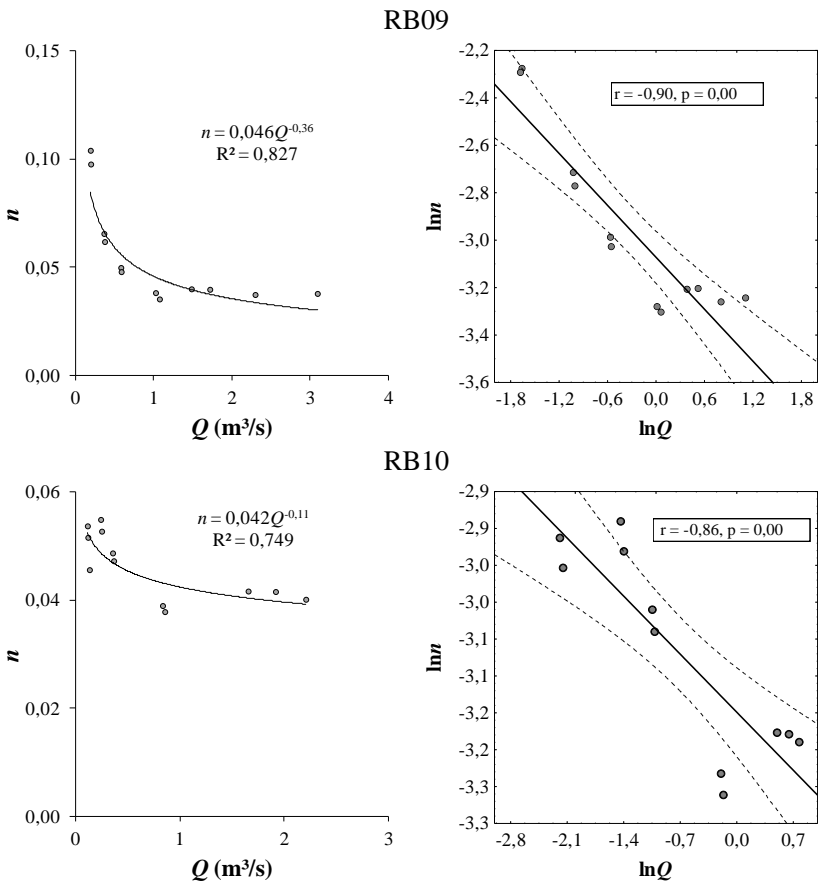
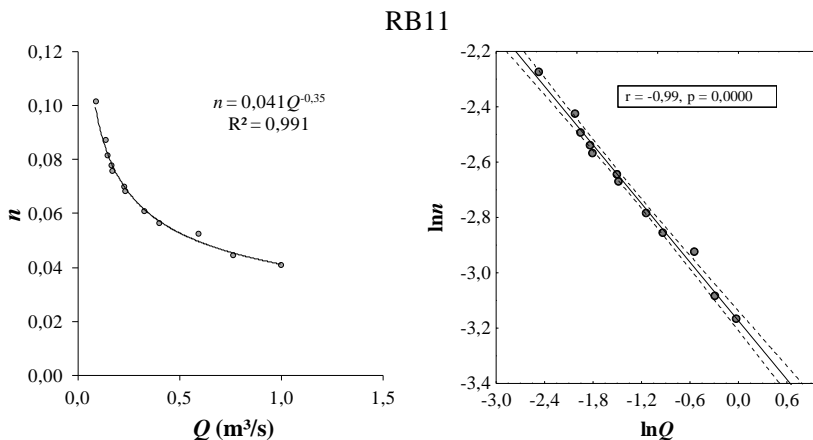


Figura 6.5 - Continuação



**Figura 6.5 - Continuação**

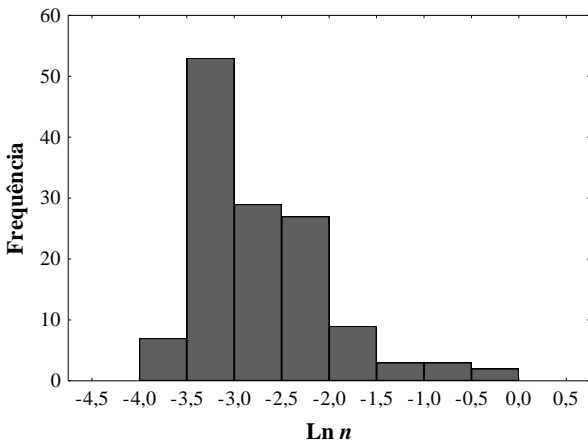
Observa-se que em quase todos os 11 trechos os valores de  $R^2$  foram significativos. Apenas o ponto RB02 teve baixo valor de  $R^2$ . Os valores encontrados para o expoente  $y$  (a potência do ajuste entre  $n$  e  $Q$ ) variaram entre -0,10 e -0,91.

Destacam-se os trechos RB02 e RB10 em que  $y$  é igual a -0,10 e -0,11, respectivamente. Esses valores de  $y$  podem significar que nesses trechos  $n$  tem comportamento mais constante do que variável. Mas se RB02 e RB10 forem desconsiderados,  $y$  varia de -0,28 a -0,91. Portanto, em geral pode-se dizer que  $n$  é sensível à mudança de vazão nos trechos de estudo do rio dos Bugres. Além disso,  $n$  varia negativamente com a mudança de vazão.

Conforme a Tabela 4.3 (item 3.8.3), Knighton (1975) encontrou valores para  $y$  com variação de -0,09 a -0,54 e variação de 0,03 a 0,13.

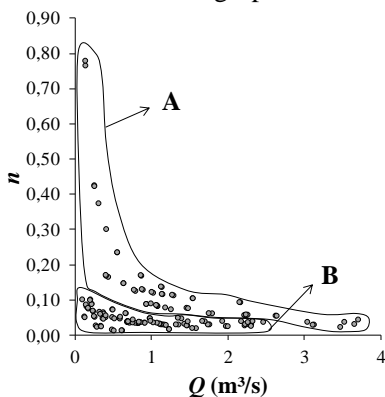
Dingman (1971) encontrou  $y$  igual a -0,288. Observou que os valores de  $n$  diminuem rapidamente com o aumento da vazão e que a vegetação das margens foi um importante fator na resistência do fluxo.

A Figura 6.6 mostra o histograma dos valores de  $n$ . Observa-se que as maiores frequências para  $n$  ocorrem entre 0,03 e 0,05 aproximadamente.



**Figura 6.6 - Histograma do coeficiente  $n$**

A fim de melhor analisar o comportamento do coeficiente  $n$ , todos os valores encontrados, com suas respectivas vazões, foram plotados em um único gráfico (Figura 6.7). Nesse gráfico os valores de  $n$  foram separados visualmente em dois grupos, identificados por A e B.

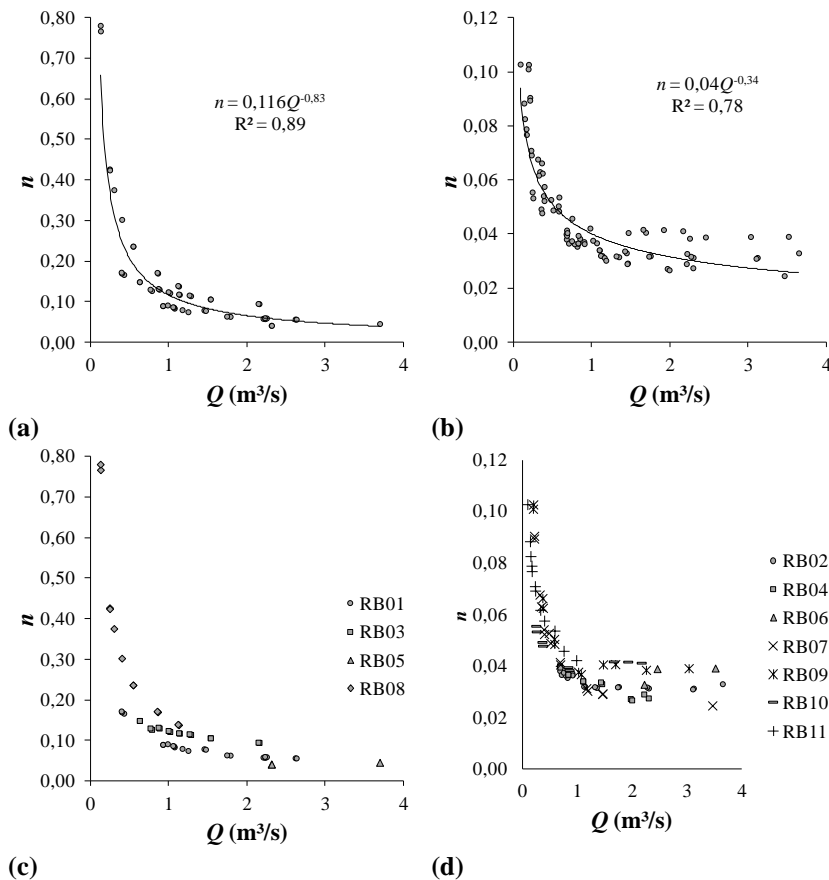


**Figura 6.7 – Todos os valores encontrados de  $n$  em função de suas respectivas vazões, separados visualmente em dois grupos, A e B**

Com base nos grupos A e B da Figura 6.7, os pontos do gráfico foram separados e criaram-se outros dois ajustes (Figuras 6.8(a) e 6.8(b)). Também é possível observar os valores correspondentes a cada



trecho (Figura 6.8(c) e Figura 6.8(d)). Os valores encontrados para o expoente  $y$  foram de  $-0,83$  e  $-0,34$ , para os grupos A e B respectivamente.



**Figura 6.8 – Ajustes entre  $n$  e  $Q$ . (a) Ajuste entre  $n$  e  $Q$  com os valores do grupo A da Figura 6.7; (b) Ajuste entre  $n$  e  $Q$  com os valores do grupo B da Figura 6.7; (c) Valores referentes aos trechos do grupo A; e (d) Valores referentes aos trechos do grupo B**

Observando a Figura 6.8(c) nota-se que os valores referentes ao trecho RB08 são os principais determinantes do grupo A e consequentemente do ajuste mostrado na Figura 6.8(a). Isso pode ser

entendido pela alta sensibilidade de  $n$  com a variação de vazão no trecho RB08.

De modo geral, a Figura 6.8 mostra que para determinados trechos a variação de  $n$  com a vazão é semelhante e, portanto, a equação de ajuste pode ser a mesma. Assim, para os pontos RB01, RB03, RB05 e RB08 poderia ser utilizada a equação de ajuste do grupo e A e para os demais pontos a equação do grupo B.

A Tabela 6.2 apresenta os resultados dos cálculos realizados para encontrar os valores de  $n$  pelo método de Dingman (2009) (identificados por  $n$ -Ding) (Equação 3.81). Conforme explicado no item 3.8.2, esse método é baseado na resistência do trecho do rio quando em nível de margens plenas. Na Tabela 6.2 também são apresentados os valores de  $n$ , para o nível de margens plenas, calculados pelas equações de ajuste entre  $n$  e  $Q$  (identificados por  $n$ -ajuste), mostradas na Figura 6.5, em que foi aplicado o método de Barnes.

Em geral o método de Dingman (2009) tende a superestimar os valores de  $n$  em relação aos valores calculados pelas equações de ajuste. A diferença entre os resultados pelos dois métodos pode ser explicada devido ao fato de que os valores de  $n$  calculados pelas equações de ajuste não foram medidos diretamente como explica o método de Barnes (1967). Esses valores foram estimados com base nas equações de ajuste entre  $n$  e  $Q$  para o nível de margens plenas.

Apesar das pequenas diferenças encontradas nas estimativas de  $n$ , a Tabela 6.2 permite concluir que o método de Dingman (2009) confirma que o método de Barnes (1967) é confiável.

Tabela 6.2 – Valores de  $n$  pelo método de Dingman (2009)

Trecho	$Ct_{mp}$ (m)	$Q_{mp}$ (m <sup>3</sup> /s)	Seção (i)	$A_i$ (m <sup>2</sup> )	$R_i$ (m)	$Pw_i$ (m)	$\Delta X_i$ (m)	$ \Delta Z_i $ (m)	$Ss_i =  \Delta Z_i  / \Delta X_i$	$\Omega$	$n$ -Ding	$n$ -Ajuste
RB01	1,23	5,63	1	10,39	1,14	9,09						
			2	10,00	1,04	9,59	25,9	0,0093	0,0004	0,1076	0,0346	0,0332
RB02	1,22	4,59	1	9,20	0,94	9,73						
			2	8,97	0,96	9,38	31,2	0,0075	0,0002	0,0928	0,0294	0,0292
RB03	0,99	3,79	1	9,01	1,01	8,92						
			2	9,45	1,06	8,91	28,3	0,0231	0,0008	0,2298	0,0741	0,0782
RB04	1,03	4,23	1	9,28	1,03	9,00						
			2	8,12	0,93	8,78	31,2	0,0157	0,0005	0,1299	0,0409	0,0227
RB05	0,90	8,77	1	7,85	0,80	9,77						
			2	8,15	0,81	10,11	14,7	0,0343	0,0023	0,1261	0,0388	0,0299
RB06	0,95	4,10	1	6,85	0,86	8,00						
			2	7,94	0,79	10,05	13,3	0,0082	0,0006	0,1339	0,0411	0,0413
RB07	1,03	2,47	1	4,97	0,74	6,70						
			2	4,87	0,65	7,51	29,6	0,0113	0,0004	0,0973	0,0289	0,0231
RB08	1,25	7,58	1	7,62	1,02	7,51						
			2	7,33	0,94	7,80	28,5	0,0346	0,0012	0,1024	0,0323	0,0313
RB09	1,26	3,83	1	5,22	0,81	6,42						
			2	6,63	0,90	7,35	12,1	0,0146	0,0012	0,1794	0,0563	0,0284
RB10	0,90	2,00	1	3,45	0,61	5,63						
			2	4,68	0,65	7,15	22,5	0,0190	0,0008	0,1724	0,0513	0,0389
RB11	0,73	0,90	1	3,22	0,56	5,73						
			2	3,70	0,64	5,75	13,2	0,0046	0,0003	0,1932	0,0573	0,0426

## 6.4 GEOMETRIA HIDRÁULICA EM DETERMINADA SEÇÃO TRANSVERSAL

### 6.4.1 Método Clássico de Leopold

O Apêndice 1 mostra as regressões entre largura, profundidade média e velocidade em função da vazão para as seções de medição dos trechos de RB01 a RB11 do rio dos Bugres. A Tabela 6.3 apresenta os expoentes e coeficientes das relações matemáticas da geometria hidráulica, com as somas e produtos desses valores encontrados para o rio dos Bugres.

**Tabela 6.3 – Valores dos expoentes e coeficientes das relações da geometria hidráulica de seções transversais do rio dos Bugres**

Trechos	<i>b</i>	<i>f</i>	<i>m</i>	<i>b+f+m</i>	<i>a</i>	<i>c</i>	<i>k</i>	<i>a·c·k</i>
RB01	0,04	0,26	0,69	1,00	7,09	0,79	0,18	1,00
RB02	0,02	0,53	0,45	1,00	7,20	0,53	0,26	1,00
RB03	0,10	0,47	0,43	1,00	6,66	0,57	0,26	1,00
RB04	0,11	0,49	0,40	1,00	5,84	0,42	0,40	1,00
RB05	0,05	0,34	0,61	1,00	6,80	0,40	0,37	1,00
RB06	0,06	0,71	0,23	0,99	7,10	0,32	0,44	0,98
RB07	0,07	0,22	0,71	1,00	4,87	0,74	0,28	1,00
RB08	0,03	0,14	0,83	1,00	4,90	0,95	0,22	1,00
RB09	0,06	0,44	0,50	1,00	5,20	0,51	0,38	1,00
RB10	0,12	0,47	0,41	1,00	6,05	0,51	0,32	1,00
RB11	0,10	0,35	0,55	1,00	5,02	0,75	0,27	1,00
<b>Média.</b>	0,07	0,40	0,53	1,00	6,07	0,59	0,31	1,00
<b>Desv. Pad.</b>	0,03	0,16	0,17	0,00	0,95	0,19	0,08	0,00
<b>Coef. Var.</b>	0,47	0,40	0,33	0,00	0,16	0,33	0,27	0,00

Com relação aos expoentes da Tabela 6.3, para todas as seções estudadas *b* possui menor valor que *f* e *m*. Portanto, a variável largura é a menos sensível à mudança de vazão. Em todas as seções *f* é muito maior do que *b*, ou seja, com o aumento da vazão a profundidade média aumenta muito mais rapidamente e em maior proporção do que a largura. Então, a razão entre a largura e a profundidade média (*w/d*) diminui com o aumento da vazão.

A diminuição da taxa *w/d* com o aumento da vazão pode ser explicada pela análise da forma das margens das seções transversais.

Observa-se na Figura 6.3 e posteriormente na Figura 6.10 que as seções possuem formas que variam entre parabólicas, trapezoidais e retangulares. Quanto mais parabólica, trapezoidal ou retangular for a seção a profundidade média varia em maior proporção do que a largura. Ou então, quanto mais triangular for a seção, mais constante é a relação  $w/d$ . Portanto, no rio dos Bugres, devido a esse comportamento das formas das seções transversais, há tendência da profundidade média sofrer sempre maior variação do que a largura com o aumento da vazão.

Em algumas seções do rio dos Bugres as relações da geometria hidráulica para largura, profundidade média e velocidade possuem comportamento semelhante. É o caso das seções em RB03, RB04 e RB10 em que os respectivos expoentes são muito parecidos.

Conforme mostram as Equações 3.29, 3.36 e 3.40, os expoentes  $b$ ,  $f$  e  $m$  dependem somente do expoente  $r$  e do expoente  $p$  na equação hidráulica (Equação 3.25). Como pôde ser visto na Figura 6.3 (e também será mostrado posteriormente pela análise do expoente  $r$ ) a forma das seções transversais em RB03, RB04 e RB10 são semelhantes e portanto explicam a semelhança entre  $b$ ,  $f$  e  $m$ .

Ao analisar o expoente  $r$  e o expoente  $p$ , pelas Equações 3.41 e 3.42, percebe-se que as seções em RB03, RB04 e RB10 têm valores muito próximos para  $r$  e para  $p$ . Então, a forma e a variação do raio hidráulico (ou profundidade média no presente estudo) com a vazão são semelhantes, o que também explica o porque das relações da geometria hidráulica serem parecidas. Posteriormente, no item 6.3.2.1, as análises dos expoentes  $r$  e  $p$  para todas as seções estudadas serão explicadas mais detalhadamente.

Destaca-se ainda que em RB06 foram encontrados o maior valor de  $f$  e o menor valor de  $m$ . Já em RB08 foram encontrados o menor valor de  $f$  e o maior valor de  $m$ . O maior e o menor valor para  $b$  foram encontrados em RB10 e RB02, respectivamente.

A soma dos expoentes e produto dos coeficientes resultaram em valor igual a 1 em todas as seções de estudo no rio dos Bugres. Com exceção no RB06 que a soma resultou 0,99 e o produto 0,98.

Em geral, pela geometria hidráulica das seções transversais do rio dos Bugres estudadas, pode-se dizer que um aumento, por exemplo, de 10% na vazão é acomodado em média por 0,7% de aumento na largura, 4,0% de aumento na profundidade média e 5,3% de aumento na velocidade. Portanto, as variáveis profundidade média e velocidade são mais sensíveis ao aumento da vazão do que a largura. As maiores

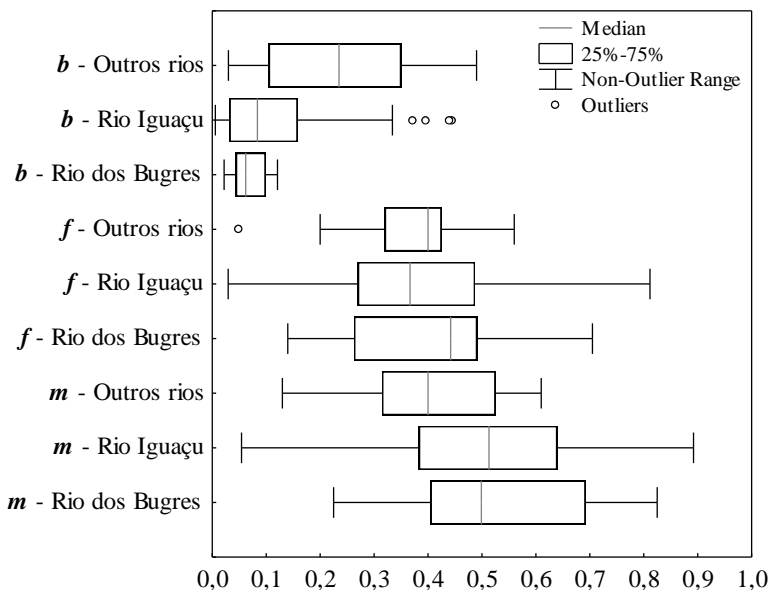
frequências dos expoentes  $b$ ,  $f$  e  $m$  ocorrem nos intervalos de 0,02 a 0,12, 0,14 a 0,71 e 0,23 a 0,83 respectivamente.

Grison & Kobiyama (2011a) analisaram a geometria hidráulica em 448 seções de rios no estado do Paraná. Os valores médios encontrados para  $b$ ,  $f$  e  $m$  foram 0,08, 0,36 e 0,54, respectivamente. As maiores frequências para  $b$ ,  $f$  e  $m$  foram encontradas nos intervalos de 0,0 a 0,1, 0,2 a 0,5 e 0,4 a 0,7 respectivamente. Assim como nesse trabalho, a profundidade média e a velocidade são mais sensíveis ao aumento da vazão do que a largura. Entre as bacias analisadas por Grison & Kobiyama (2011a), foi analisada a bacia do rio Iguaçu, que tem como sub-bacia a bacia do rio dos Bugres. Para a bacia do rio Iguaçu, os valores médios de  $b$ ,  $f$  e  $m$  encontrados na análise de 175 seções transversais, em vários rios, foram 0,11, 0,36 e 0,53, respectivamente. Portanto, valores muito próximos aos encontrados no rio dos Bugres (Tabela 6.3). Com isso, pode-se dizer que é possível extrapolar algumas conclusões sobre a geometria hidráulica do rio dos Bugres para os rios da bacia do rio Iguaçu. Como por exemplo, pode-se dizer que a forma das seções transversais nesses rios tendem a ser semelhantes.

Park (1977), em uma pesquisa feita em trabalhos publicados desde 1953, encontrou intervalos de 0,0 a 0,59, 0,06 a 0,73 e 0,07 a 0,71 para  $b$ ,  $f$  e  $m$  respectivamente e as maiores frequências desses expoentes foram encontradas nos intervalos de 0,0 a 0,2, 0,3 a 0,5 e 0,2 a 0,5 respectivamente. Leopold & Maddock (1953) analisaram 20 rios localizados nas partes central e sudoeste dos Estados Unidos e encontraram os seguintes valores médios:  $b = 0,26$ ;  $f = 0,40$ ; e  $m = 0,34$ .

Os valores de  $b$ ,  $f$  e  $m$  encontrados no rio dos Bugres, em rios da bacia do rio Iguaçu e em diversos rios do mundo analisados por Grison & Kobiyama (2011b) são apresentados em formato *box-plot* (Figura 6.9). É importante ressaltar que os expoentes referentes aos diversos rios do mundo são valores médios de várias seções.

Os intervalos de variação dos expoentes  $m$  e  $f$  do rio dos Bugres e dos rios da bacia do Iguaçu são semelhantes. Já o intervalo do expoente  $b$  é menor no rio dos Bugres. Porém, ainda se mantém dentro da faixa de valores de  $b$  encontrados para rios da bacia do Iguaçu. O comportamento dos três expoentes para os outros rios (Grison & Kobiyama, 2011b) difere significativamente do rio dos Bugres e do rio Iguaçu. Nota-se que o rio dos Bugres se localiza dentro da bacia do rio Iguaçu.



**Figura 6.9 – Intervalos de valores para  $b$ ,  $f$  e  $m$  no rio dos Bugres, bacia do rio Iguaçu e em outros rios**

Com base na Figura 6.9 pode-se dizer que em um mesmo rio é possível estimar vários valores para um mesmo expoente da geometria hidráulica. Por isso é preciso ter cuidado com a representatividade de valores médios desses expoentes para um mesmo rio.

## 6.4.2 Método de Dingman

### 6.4.2.1 Estimativas do expoente $r$

A Figura 6.10 mostra as formas simétricas calculadas pela Equação 3.20 com os dados topobatimétricos das seções de medição. Observa-se que essas formas foram calculadas de duas maneiras. Uma com o expoente  $\hat{r}$  e outra com o expoente identificado na figura como  $r_{geom}$ . Os valores de  $\hat{r}$  foram obtidos pela razão entre os expoentes  $f$  e  $b$  (Equação 3.41) e os valores para  $r_{geom}$  obtidos pelo método das diferenças entre as verticais de profundidades (explicado no item 5.6). Também foram calculadas formas simétricas com  $r'$  (dado pela razão entre  $f'$  e  $b'$ ) mas que não foram plotadas devido aos valores de  $r'$  serem

muito próximos aos de  $\hat{r}$ . Juntamente com as formas simétricas também estão plotadas as respectivas seções de estudos.

Observa-se na Figura 6.10 que em todos os pontos as formas simétricas geradas com  $\hat{r}$  e  $r_{geom}$  estão aparentemente próximas das seções de medição.

A Tabela 6.4 apresenta os valores de área das formas simétricas no nível de margens plenas calculadas com  $\hat{r}$  ( $A_{mp\hat{r}}$ ) e  $r_{geom}$  ( $A_{mp}r_{geom}$ ) e respectivos erros relativos em relação às áreas das seções obtidas topograficamente em campo ( $A_{mp,top}$ ).

**Tabela 6.4 – Valores de área das formas simétricas no nível de margens plenas e respectivos erros relativos**

Trecho	$A_{mp,top}$ (m <sup>2</sup> )	$A_{mp\hat{r}}$ (m <sup>2</sup> )	Erro $A_{mp\hat{r}}$	Valor (m <sup>2</sup> )	$A_{mp}r_{geom}$ (m <sup>2</sup> )	Erro $A_{mp}r_{geom}$	Valor (m <sup>2</sup> )
RB01	10,00	10,92	0,093	0,92	9,78	-0,022	-0,22
RB02	8,97	8,93	-0,005	-0,04	9,11	0,015	0,14
RB03	9,45	9,37	-0,009	-0,08	9,95	0,053	0,50
RB04	8,12	9,47	0,166	1,35	8,17	0,005	0,04
RB05	7,85	9,30	0,185	1,45	7,59	-0,033	-0,26
RB06	7,94	9,08	0,143	1,14	8,60	0,083	0,66
RB07	4,97	4,56	-0,083	-0,41	5,14	0,035	0,17
RB08	7,33	8,56	0,168	1,23	7,14	-0,026	-0,19
RB09	6,63	6,89	0,040	0,26	6,73	0,015	0,10
RB10	4,68	4,88	0,042	0,20	4,80	0,026	0,12
RB11	3,70	3,96	0,071	0,26	3,73	0,009	0,03

Em geral as áreas calculadas com as formas simétricas geradas com  $r_{geom}$  apresentam menores erros do que geradas com  $\hat{r}$ , o que já era esperado, devido ao seu método. Apenas em RB02 e RB03 os erros com  $r_{geom}$  foram maiores que com  $\hat{r}$ . Porém, as diferenças percentuais de área entre as seções levantadas em campo e calculadas com  $r_{geom}$ , em RB02 e RB03, são de apenas 1,5% e 5,3%, que correspondem a 0,14 m<sup>2</sup> e 0,50 m<sup>2</sup>, para RB02 e RB03, respectivamente. Portanto, em geral o método das diferenças entre as verticais de profundidades é mais adequado para as estimativas de formas simétricas de seções transversais.



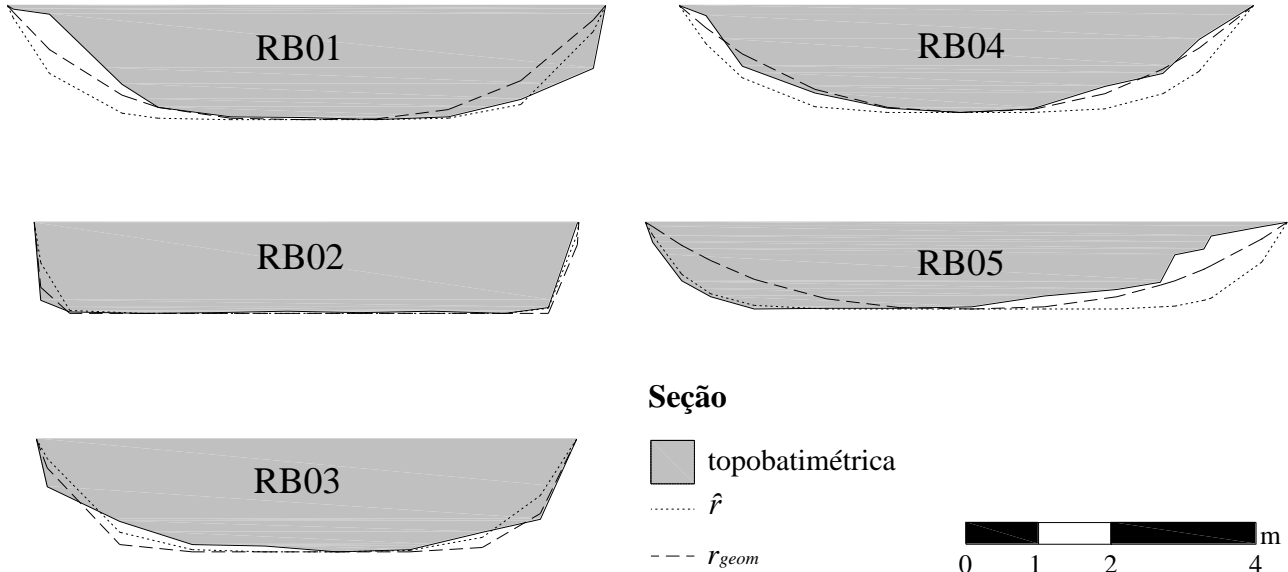
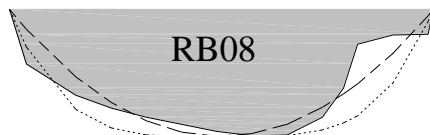


Figura 6.10- Formas simétricas calculadas pela Equação 3.20 com os dados topobatimétricos das seções de medição



**Figura 6.10- Continuação**

A Tabela 6.5 apresenta os valores de  $r'$  (com seus expoentes  $b'$ ,  $f'$  e soma  $b'+f'$ ),  $\hat{r}$  e  $r_{geom}$ .

**Tabela 6.5 - Valores encontrados para  $r'$ ,  $\hat{r}$  e  $r_{geom}$**

Ponto	$b'$	$f'$	$b'+f'$	$r'=f'/b'$	$\hat{r}=f/b$	$r_{geom}$
RB01	0,14	0,86	1,00	5,94	5,98	3,20
RB02	0,04	0,96	1,00	23,39	24,14	51,20
RB03	0,17	0,83	1,00	4,81	4,76	7,50
RB04	0,18	0,82	1,00	4,55	4,55	2,40
RB05	0,12	0,88	1,00	7,12	7,64	2,60
RB06	0,08	0,91	0,99	11,38	11,37	6,50
RB07	0,29	0,71	1,00	2,40	2,92	5,40
RB08	0,20	0,80	1,00	4,02	4,12	2,00
RB09	0,12	0,88	1,00	7,54	7,62	6,30
RB10	0,21	0,79	1,00	3,85	3,90	3,60
RB11	0,22	0,78	1,00	3,56	3,58	2,80

Observa-se que  $r'$  e  $\hat{r}$  são muito próximos, o que já era esperado. Os valores de  $r_{geom}$  diferem significativamente de  $\hat{r}$  e de  $r'$ , com exceção do RB10. Em RB02, RB03 e RB07  $r_{geom}$  é menor que  $\hat{r}$  e  $r'$  e nos demais pontos é maior.

Em todos os pontos  $b' < f'$ , portanto a profundidade média é sempre mais sensível ao aumento da área molhada do que a largura. Isso mostra que as formas das seções do rio dos Bugres são em média mais retangulares que parabólicas. Também, em todos os pontos a soma  $b'+f'$  é igual a um, o que significa que a vazão pode ser substituída pela área molhada, já que essa soma comprova as relações de largura e profundidade média com a área molhada (Equações 3.43 e 3.44).

Se for considerado que antes de sofrerem quaisquer modificações as formas das seções transversais eram descritas pelo expoente  $r_{geom}$ , pode-se dizer pela Figura 6.10 que as seções estão sendo modificadas muito mais por alterações em suas margens que seus leitos. Com isso, observa-se que as seções dos trechos RB05, RB06, RB07 e RB08 são as que mais apresentam alterações em suas margens.

Observa-se ainda na Figura 6.10 e Tabela 6.5 que as seções em RB04, RB05, RB08 e RB11 têm formas aproximadamente parabólicas. As seções em RB01 e RB10 variam suas formas entre parabólicas e trapezoidais. As seções em RB03, RB06, RB07, RB09 variam entre formas trapezoidais e retangulares. A seção em RB02 tem forma praticamente retangular.

### 6.4.3 Análise comparativa dos métodos de Leopold e Dingman

A Tabela 6.6 apresenta os dados utilizados para as estimativas dos expoentes e coeficientes da geometria hidráulica pelo método de Dingman. Os valores para as variáveis geométricas foram calculados a partir dos dados de topobatimetria das seções de estudo. Os coeficientes de rugosidade  $n$  foram calculados pelas relações entre  $n$  e  $Q$  (Figura 6.5), considerando a vazão para a cota de margens plenas de cada seção. Considerou-se também a declividade de atrito média de cada seção, obtida pelo método de Barnes (1967). Para os expoentes da profundidade média e declividade,  $p$  e  $q$  na forma geral da equação hidráulica (Equação 3.25), adotou-se a relação entre  $m$  e  $f$  (Equação 3.42) e o valor 0,5, respectivamente, em todas as seções.

A Tabela 6.7 apresenta os resultados gerados pelo método de Dingman juntamente com os dados pelo método de Leopold (expoentes  $b$ ,  $f$  e  $m$  e coeficientes  $a$ ,  $c$  e  $k$ ). Foram gerados dois conjuntos de resultados: um com o expoente  $r'$  ( $b'_{cal}$ ,  $f'_{cal}$ ,  $m'_{cal}$ ,  $a'_{cal}$ ,  $c'_{cal}$ ,  $k'_{cal}$ ) e outro com o expoente  $r_{geom}$  ( $b_{cal}$ ,  $f_{cal}$ ,  $m_{cal}$ ,  $a_{cal}$ ,  $c_{cal}$ ,  $k_{cal}$ ).

**Tabela 6.6 - Dados utilizados para as estimativas dos expoentes e coeficientes da geometria hidráulica pelo método de Dingman**

<b>Trecho</b>	<b><math>Ct_{mp}</math> (m)</b>	<b><math>A_{mp}</math> (m)</b>	<b><math>w_{mp}</math> (m)</b>	<b><math>d_{mp}</math> (m)</b>	<b><math>d^*_{mp}</math> (m)</b>	<b><math>P_{mp}</math> (m)</b>	<b><math>Rh_{mp}</math> (m)</b>	<b><math>n</math>-Barnes</b>	<b><math>So</math> (hf/L)</b>	<b><math>p</math>(m/f)</b>
RB01	1,23	10,00	8,25	1,21	1,58	9,59	1,04	0,0332	0,00034	2,63
RB02	1,22	8,97	7,51	1,19	1,26	9,38	0,96	0,0292	0,00024	0,84
RB03	0,99	9,45	7,45	1,27	1,56	8,91	1,06	0,0782	0,00222	0,91
RB04	1,03	8,12	7,92	1,03	1,48	8,78	0,93	0,0227	0,00037	0,81
RB05	0,90	7,85	8,84	0,89	1,20	9,77	0,80	0,0299	0,00216	1,77
RB06	0,95	7,94	8,99	0,88	1,12	10,05	0,79	0,0413	0,00031	0,32
RB07	1,03	4,97	5,32	0,93	1,16	6,70	0,74	0,0231	0,00029	3,28
RB08	1,25	7,33	6,01	1,22	1,79	7,80	0,94	0,0313	0,00121	5,89
RB09	1,26	6,63	5,89	1,13	1,35	7,35	0,90	0,0284	0,00093	1,13
RB10	0,90	4,68	6,57	0,71	0,94	7,15	0,65	0,0389	0,00076	0,86
RB11	0,73	3,70	4,97	0,74	1,03	5,75	0,64	0,0426	0,00032	1,57

**Tabela 6.7 – Comparação entre os expoentes e coeficientes da geometria hidráulica pelos métodos de Dingman e Leopold**

	expoentes									coeficientes								
	<i>w</i>			<i>d</i>			<i>v</i>			<i>w</i>			<i>d</i>			<i>v</i>		
<b>Trecho</b>	<i>b</i>	<i>b'cal</i>	<i>bcal</i>	<i>f</i>	<i>f'cal</i>	<i>fc</i>	<i>m</i>	<i>m'cal</i>	<i>mcal</i>	<i>a</i>	<i>a'cal</i>	<i>acal</i>	<i>c</i>	<i>c'cal</i>	<i>ccal</i>	<i>k</i>	<i>k'cal</i>	<i>kcal</i>
RB01	0,04	0,04	0,08	0,26	0,26	0,25	0,69	0,69	0,67	7,09	7,35	6,93	0,79	0,68	0,69	0,18	0,20	0,21
RB02	0,02	0,02	0,01	0,53	0,53	0,54	0,45	0,45	0,45	7,20	7,22	7,37	0,53	0,48	0,48	0,26	0,29	0,28
RB03	0,10	0,10	0,07	0,47	0,47	0,49	0,43	0,43	0,45	6,66	6,12	6,49	0,57	0,51	0,49	0,26	0,32	0,31
RB04	0,11	0,11	0,19	0,49	0,49	0,45	0,40	0,40	0,37	5,84	6,21	5,48	0,42	0,40	0,43	0,40	0,40	0,42
RB05	0,05	0,05	0,12	0,34	0,34	0,32	0,61	0,61	0,56	6,80	7,74	6,74	0,40	0,41	0,43	0,37	0,32	0,35
RB06	0,06	0,06	0,10	0,71	0,71	0,68	0,23	0,23	0,22	7,10	8,25	7,85	0,32	0,39	0,40	0,44	0,31	0,32
RB07	0,07	0,09	0,04	0,22	0,21	0,22	0,71	0,70	0,73	4,87	5,09	5,04	0,74	0,73	0,73	0,28	0,27	0,27
RB08	0,03	0,03	0,07	0,14	0,14	0,14	0,83	0,83	0,80	4,90	5,16	4,88	0,95	0,78	0,78	0,22	0,25	0,26
RB09	0,06	0,06	0,07	0,44	0,44	0,44	0,50	0,50	0,49	5,20	5,17	5,07	0,51	0,45	0,45	0,38	0,43	0,44
RB10	0,12	0,12	0,13	0,47	0,47	0,47	0,41	0,41	0,40	6,05	5,82	5,80	0,51	0,47	0,47	0,32	0,37	0,37
RB11	0,10	0,10	0,12	0,35	0,35	0,34	0,55	0,55	0,54	5,02	4,89	4,96	0,75	0,76	0,75	0,27	0,27	0,27

Os resultados gerados com  $r'$  mostram que os expoentes  $b'_{cal}$ ,  $f'_{cal}$  e  $m'_{cal}$  são praticamente iguais aos expoentes  $b$ ,  $f$  e  $m$  obtidos pelo método de Leopold. Isso já era esperado, pois  $r'$  é semelhante a  $\hat{r}$  e  $p$  vem da relação entre  $m$  e  $f$ . No caso das estimativas com  $r_{geom}$  os resultados mostram que  $f'_{cal}$  e  $m'_{cal}$  também são praticamente iguais a  $f$  e  $m$ . Porém,  $b'_{cal}$  difere um pouco de  $b$  em alguns trechos. Apesar disso, pode-se considerar que as estimativas dos expoentes da largura, profundidade média e velocidade com o uso de  $r'$  e  $r_{geom}$  geraram resultados semelhantes aos da geometria hidráulica clássica. Mesmo com  $r'$  e  $r_{geom}$  sendo significativamente diferente em seus valores (como mostra a Tabela 6.5).

Com relação aos coeficientes observa-se que na maioria dos trechos  $c'_{cal}$  e  $k'_{cal}$  são próximos ou iguais a  $c_{cal}$  e  $k_{cal}$ , respectivamente. Porém,  $a'_{cal}$  e  $a_{cal}$  diferem um pouco entre si. Em comparação com  $c$  e  $k$ , os coeficientes  $c_{cal}$  e  $k_{cal}$  são próximos nos trechos RB11, RB10, RB09, RB07, RB05 e RB04. Nos demais trechos são um pouco diferente. Para os coeficientes da largura, pode-se dizer em quase todos os trechos  $a$  é um pouco diferente de  $a'_{cal}$  e  $a_{cal}$ . Lembra-se que os coeficientes  $a$ ,  $c$  e  $k$  dependem das unidades de medida e de equações muito complexas.

Segundo Dingman (2007) se  $p < 1$ , sempre  $f > m > b$  e se  $p > 1$ , então  $f < m$ . Exceto para um canal triangular, em que  $f = b$  para todos os casos. Essas afirmações são confirmadas nos trechos estudados, conforme as Tabelas 6.3 e 6.6.

Os dados apresentados na Tabela 6.7 permitem concluir que, em geral, os valores dos expoentes e coeficientes calculados com  $r'$  e  $r_{geom}$  são muito próximos dos valores estimados pelo método clássico e portanto comprova-se a eficiência das equações analíticas derivadas por Dingman.

Para uma melhor análise desses resultados das equações analíticas as Figuras 6.11 e 6.12 mostram as variações dos expoentes e coeficientes com o aumento de  $\hat{r}$ ,  $r'$  e  $r_{geom}$ .

Na Figura 6.11 nota-se que em média à medida que  $\hat{r}$ ,  $r'$  e  $r_{geom}$  aumentam, em média  $b$  e  $b_{cal}$  praticamente não se alteram,  $f$  e  $f_{cal}$  aumentam e  $m$  e  $m_{cal}$  diminuem. Portanto, para esse conjunto de seções do rio dos Bugres, os expoentes da profundidade média estão mais relacionados com as formas das seções do que os expoentes da largura e velocidade. Ou seja, à medida que uma determinada seção transversal fica mais retangular, há tendência dela se ajustar mais pela profundidade média do que pela largura e velocidade com o aumento da vazão.

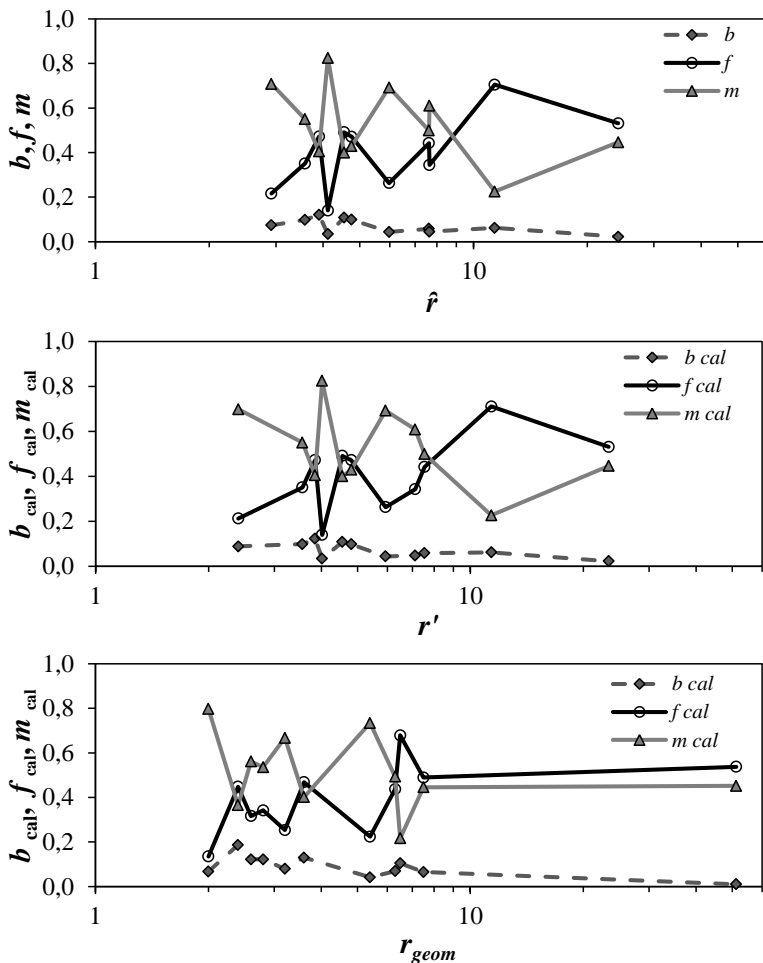
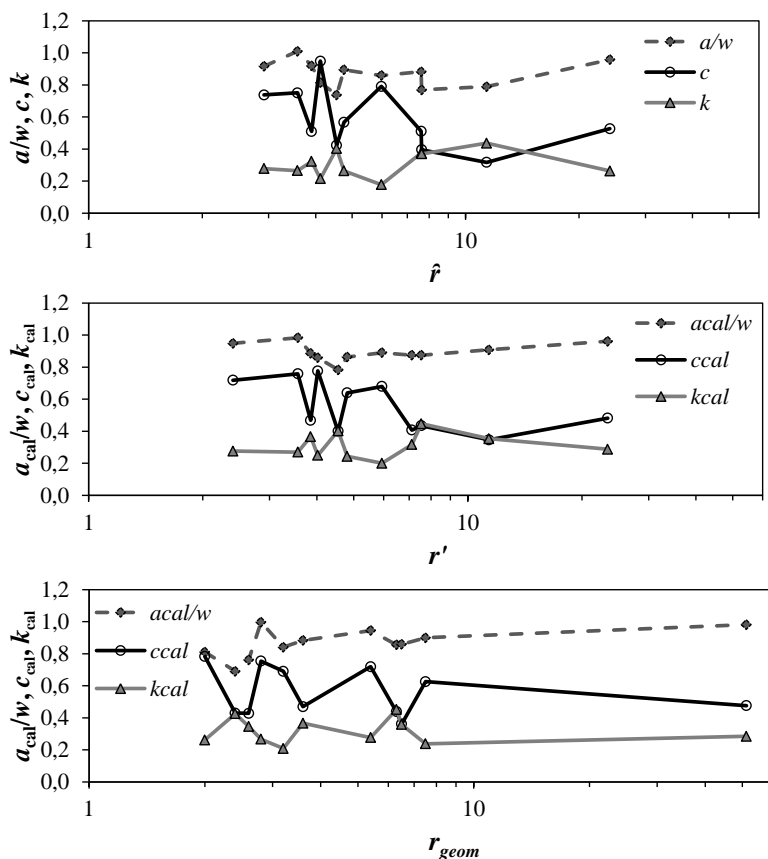


Figura 6.11 – Variações dos expoentes com o aumento de  $\hat{r}$ ,  $r'$  e  $r_{geom}$

Na Figura 6.12 pode-se notar que, em média, à medida que  $\hat{r}$ ,  $r'$  e  $r_{geom}$  aumentam,  $a/w$  e  $a_{cal}/w$  levemente aumentam,  $c$  e  $c_{cal}$  diminuem e  $k$  e  $k_{cal}$  pouco se alteram. Portanto, para esse conjunto de seções do rio dos Bugres, os coeficientes da profundidade média estão mais relacionados com as formas das seções do que os coeficientes da largura e velocidade.



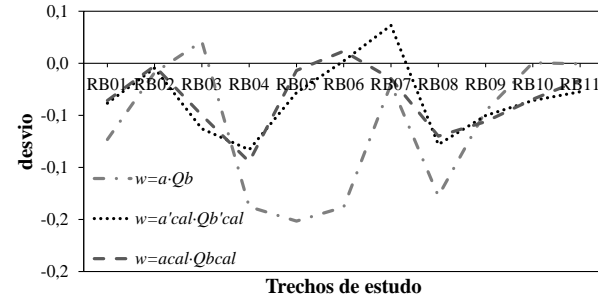
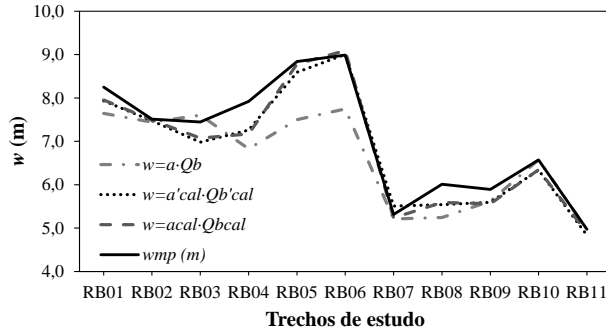


**Figura 6.12** – Variações dos coeficientes com o aumento de  $\hat{r}$ ,  $r'$  e  $r_{geom}$

A fim de fazer uma melhor análise comparativa entre os respectivos expoentes e coeficientes da largura, profundidade média e velocidade, conforme a Tabela 6.7, essas variáveis foram calculadas para o nível de margens plenas por equações formadas a partir de seus expoentes e coeficientes. No total foram calculados 33 valores para cada variável. Os resultados dessas estimativas são apresentados na Tabela 6.8 e analisados na Figura 6.13.

**Tabela 6.8 – Comparação de valores de largura, profundidade média e velocidade calculados pelos métodos de Leopold e Dingman**

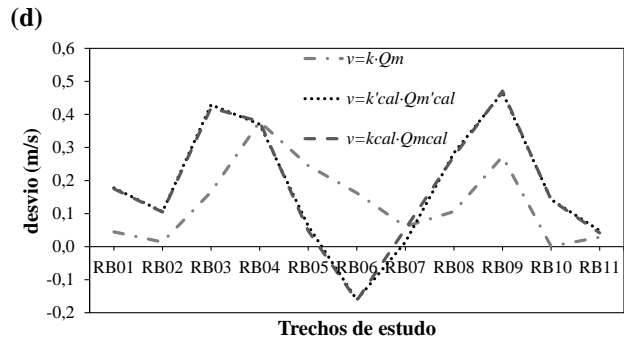
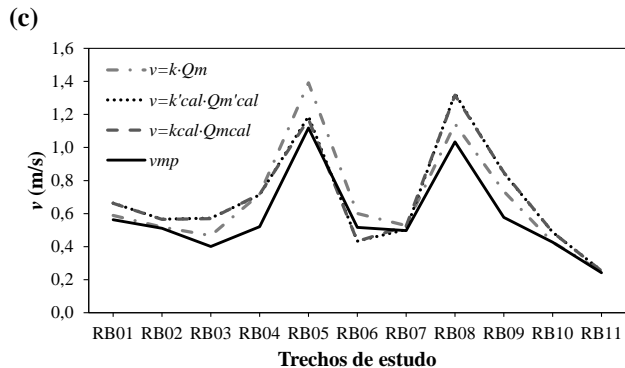
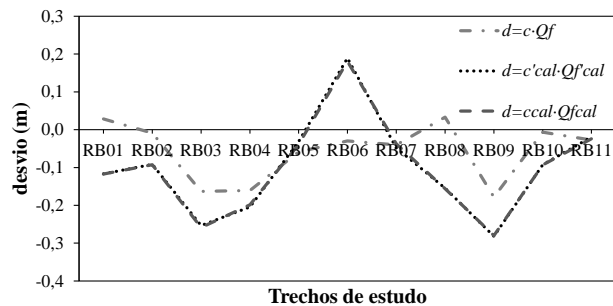
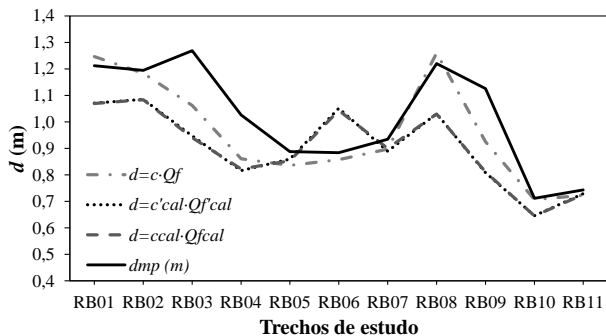
Trecho	$Q_{mp}$	$w_{mp}$				$d_{mp}$				$v_{mp}$			
	( $m^3/s$ )	(m)	$w=a \cdot Q^b$	$w=a' \cdot Q^{b'cal}$	$w=a_{cal} \cdot Q^{bcal}$	(m)	$d=c \cdot Q^f$	$d=c' \cdot Q^{f'cal}$	$d=c_{cal} \cdot Q^{fcal}$	(m/s)	$v=k \cdot Q^m$	$v=k' \cdot Q^{m'cal}$	$v=k_{cal} \cdot Q^{mcal}$
RB01	5,63	8,25	7,64	7,93	7,95	1,21	1,25	1,07	1,07	0,56	0,59	0,66	0,66
RB02	4,59	7,51	7,44	7,48	7,49	1,19	1,18	1,08	1,08	0,51	0,52	0,57	0,57
RB03	3,79	7,45	7,60	6,98	7,08	1,27	1,06	0,95	0,94	0,40	0,47	0,57	0,57
RB04	4,23	7,92	6,83	7,26	7,17	1,03	0,86	0,82	0,82	0,52	0,72	0,71	0,72
RB05	8,77	8,84	7,50	8,59	8,78	0,89	0,84	0,86	0,85	1,12	1,39	1,19	1,17
RB06	4,10	8,99	7,75	9,01	9,09	0,88	0,86	1,05	1,04	0,52	0,60	0,43	0,43
RB07	2,47	5,32	5,21	5,51	5,24	0,93	0,90	0,89	0,90	0,50	0,53	0,50	0,52
RB08	7,58	6,01	5,25	5,54	5,59	1,22	1,26	1,03	1,03	1,03	1,14	1,33	1,32
RB09	3,83	5,89	5,62	5,59	5,56	1,13	0,92	0,81	0,81	0,58	0,73	0,85	0,85
RB10	2,00	6,57	6,58	6,34	6,35	0,71	0,71	0,65	0,65	0,43	0,43	0,49	0,49
RB11	0,90	4,97	4,97	4,84	4,89	0,74	0,72	0,73	0,73	0,24	0,25	0,25	0,25



(a)

(b)

**Figura 6.13 – Estimativas de largura, profundidade média e velocidade com base nos expoentes e coeficientes da Tabela 6.7. (a) variação das larguras dos trechos do rio; (b) comportamento do desvio das larguras em relação a largura com margens plenas, medida em campo; (c) variação das profundidades médias dos trechos do rio; (d) comportamento do desvio das profundidades médias em relação a profundidade média com margens plenas, medida em campo; (e) variação das velocidades dos trechos do rio; e (f) comportamento do desvio das velocidades em relação a velocidade com margens plenas, medida em campo.**



(e)

(f)

Figura 6.13 – Continuação

Com relação a largura observa-se nas Figuras 6.13(a) e 6.13(b) que as maiores diferenças dos valores calculados para os valores de margem plena medidos estão em RB04, RB05, RB06 e RB08, todos calculados com  $a$  e  $b$ . Essas diferenças são de -13,8%, -15,2%, -13,8% e -12,8%, que correspondem a aproximadamente 1,1 m, 1,34 m, 1,24 m e 0,77 m para RB04, RB05, RB06 e RB08 respectivamente.

As menores diferenças para a largura de margem plena ocorrem nos trechos RB02 com as três equações, em RB05 para os valores calculados com  $a_{\text{cal}}$  e  $b_{\text{cal}}$ , em RB06 calculados com  $a'_{\text{cal}}$  e  $b'_{\text{cal}}$  e em RB10 e RB11 calculados com  $a$  e  $b$ . Essas diferenças são de: -0,009%, -0,005% e -0,003%, que correspondem a 0,07 m, 0,03 m e 0,02 m em RB02; -0,007%, que corresponde a 0,06 m em RB05; 0,002%, que corresponde a 0,02 m em RB06; e 0,001% e -0,001% correspondentes a 0,03 m em RB10 e RB11 respectivamente.

As estimativas para a profundidade média mostram que as maiores diferenças para os valores medidos acontecem em RB03, RB06 e RB09, calculados com  $c'_{\text{cal}}$ ,  $c_{\text{cal}}$ ,  $f'_{\text{cal}}$  e  $f_{\text{cal}}$ . Essas diferenças são de: -25,3% e -25,9%, que correspondem a 0,32 m e 0,33 m em RB03; 18,9% e 18,1%, correspondentes a 0,17 m e 0,16 m em RB06; -28,2% e -28,0%, que correspondem a 0,32 m e 0,31 m para RB09.

As menores diferenças de profundidade ocorrem nos trechos RB02 e RB10 com os valores calculados com  $c$  e  $f$ . Essas diferenças são de -0,009% e -0,007% que correspondem a 0,01 m e 0,005 m em RB02 e RB10 respectivamente.

As estimativas para a velocidade mostram que as maiores diferenças para os valores medidos são em RB03, RB04 e RB09. Em RB03 são calculadas com  $k'_{\text{cal}}$  e  $m'_{\text{cal}}$ , e  $k_{\text{cal}}$  e  $m_{\text{cal}}$ , e resultam em uma diferença de 42,9% e 42%, o que corresponde a aproximadamente 0,17 m/s e 0,16 m/s, respectivamente. Para RB04, em todos os casos as diferenças de velocidades foram significativas. Os valores mostram para  $k$  e  $m$  diferença de 37,8%, para  $k'_{\text{cal}}$  e  $m'_{\text{cal}}$  37,1% e para  $k_{\text{cal}}$  e  $m_{\text{cal}}$  37,8%, que correspondem a aproximadamente 0,2 m/s para os três casos. Em RB09 as diferenças de velocidades foram calculadas com  $k'_{\text{cal}}$  e  $m'_{\text{cal}}$ , e  $k_{\text{cal}}$  e  $m_{\text{cal}}$ , e são de 46,6% e 47,1%, o que corresponde a aproximadamente 0,27 m/s nos dois casos.

As menores diferenças ocorrem nos trechos RB02 e RB10 com  $k$  e  $m$  e em RB07 com  $k'_{\text{cal}}$  e  $m'_{\text{cal}}$ . Essas diferenças são de 1,4% para RB02 e RB07 e de 0,01% para RB10, e correspondem a aproximadamente 0,007 m/s e 0,0005 m/s respectivamente.

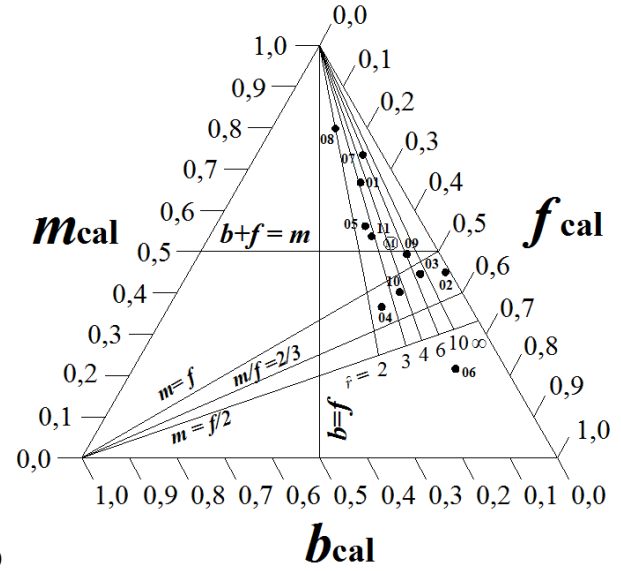
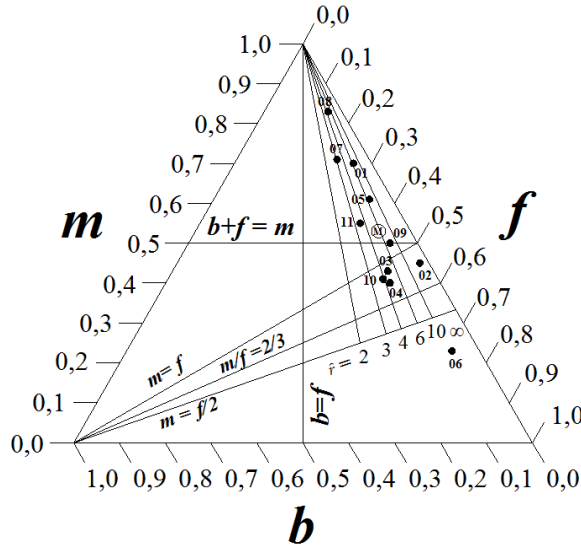
O estudo comparativo permite dizer que: o método de Dingman pode ser mais adequado para as estimativas de largura em nível de margens plenas. Portanto, com  $b_{cal}$  e  $a_{cal}$  e com  $b'_{cal}$  e  $a'_{cal}$  as larguras estimadas são mais próximas da largura medida em campo. Para as estimativas de profundidade média e velocidade, em geral o método de Leopold apresentou menores erros.

Para o nível de margens plenas as diferenças nas estimativas de largura variaram entre 0,1% a -15,2%, nas profundidades variaram entre -0,7% a -28,2% e para as velocidades entre 0,1% e 47,1%.

Os resultados das estimativas de largura, profundidade média e velocidade com  $r'$  e  $r_{geom}$  não apresentam diferenças significativas, apesar das diferenças entre esses expoentes (Tabela 6.5). Isso pode ser explicado pelo fato de que o expoente da seção para o nível de margens plenas não tem um valor ideal e sim um intervalo de valores que podem ser representativos. Talvez não só para o nível de margens plenas mas também para outros níveis.

#### 6.4.3.1 Diagramas de Rhodes e de Dingman

A Figura 6.14 apresenta os diagramas de Rhodes com os expoentes obtidos pelo método de Leopold e Dingman. Para o método de Dingman foram plotados apenas os expoentes  $b_{cal}$ ,  $f_{cal}$  e  $m_{cal}$ , gerados com  $r_{geom}$ . Os expoentes  $b'_{cal}$ ,  $f'_{cal}$  e  $m'_{cal}$ , gerados com  $r'$ , não foram analisados no diagrama, pois se diferenciam muito pouco de  $b$ ,  $f$  e  $m$  do método de Leopold. Mesmo com a análise de dois conjuntos diferentes de expoentes as conclusões observadas em cada diagrama são praticamente as mesmas.



(a)

(b)

Figura 6.14 – Diagrama de Rhodes. (a) Diagrama com os valores de  $b, f$  e  $m$  obtidos pelo método de Leopold; e (b) Diagrama com os valores de  $b, f$  e  $m$  obtidos pelo método de Dingman

A Tabela 6.9 apresenta o resumo dos diagramas de Rhodes para os métodos de Leopold e Dingman. Este resumo apresenta o comportamento das variáveis com o aumento da vazão.

**Tabela 6.9 – Resumo do diagrama de Rhodes (1977)**

Subdivisão	$b=f$	$m=f$	$m=f/2$	$b+f=m$	$m/f=2/3$
Trechos	$w/d$	$v/d$	$F$	$v/A$	$s^{1/2}/n$
RB01	↓	↑	↑	↑	↑
RB02	↓	↓	↑	↓	↑
RB03	↓	↓	↑	↓	↑
RB04	↓	↓	↑	↓	↑
RB05	↓	↑	↑	↑	↑
RB06	↓	↓	↓	↓	↓
RB07	↓	↑	↑	↑	↑
RB08	↓	↑	↑	↑	↑
RB09	↓	↑	↑	*	↑
RB10	↓	↓	↑	↓	↑
RB11	↓	↑	↑	↑	↑

↑ / ↓ Indica que há tendência de aumento / diminuição com o acréscimo da vazão

\* Indica que a taxa de aumento da velocidade do fluxo é igual a taxa de aumento da vazão e da área da seção

Com relação à subdivisão  $b=f$ , relacionada com mudança na taxa  $w/d$ , em todos os pontos do diagrama  $b < f$  e  $b_{cal} < f_{cal}$ . Portanto, em todos os trechos a taxa  $w/d$  diminui com o aumento da vazão. Isso acontece porque as seções de estudo possuem formas que variam entre parabólicas, trapezoidais ou retangulares. Apenas as formas triangulares possuem  $b > f$ . Observa-se também que há uma tendência dos pontos se afastarem da linha do expoente  $\hat{r} = 1$  (ou subdivisão  $b=f$ ) e se situarem próximos das linhas relativas ao expoente  $\hat{r}$  maior que 2 e tendendo ao infinito. No método de Leopold, a largura é muito pouco sensível à mudança da vazão, pois no máximo  $b = 0,12$  em RB10. Já no método de Dingman, a largura é mais sensível à mudança da vazão, e  $b_{cal}$  chega a ter valor máximo de 0,19 em RB04. De um modo geral, pela análise dos diagramas, como  $b < f$  há tendência dos leitos das seções de medição serem mais facilmente erodidos do que as margens com o aumento da vazão, e que os trechos se tornem mais estreitos e profundos. Isso porque as margens das seções de medição, utilizadas para essa análise,



são estáveis. Entretanto, diferentemente dessas seções de medição, em outras seções nos trechos de estudo foram observados desabamentos das margens, como explicado no item 6.1.1. Portanto, pode-se dizer que as conclusões sobre a morfologia de uma determinada seção transversal nem sempre são válidas para todo um determinado trecho do rio.

Com relação à taxa de mudança da relação  $v/d$ , relacionada à subdivisão  $m=f$ , nos trechos RB01, RB05, RB07, RB08, RB09 e RB11 a velocidade aumenta mais rapidamente do que a profundidade média, já que  $m/f > 1$  (pontos estão acima dessa subdivisão). Portanto, nesses trechos a capacidade de transporte de sedimentos aumenta com o acréscimo da vazão. Nos demais trechos, a profundidade média aumenta mais rapidamente do que a velocidade.

Conforme explicado na descrição do diagrama de Rhodes, o expoente  $p$ , estimado pela relação  $m/f$  (Equação 3.42), está relacionado com as subdivisões  $m = f$ ,  $m = f/2$ , e  $m/f = 2/3$ . Se  $p = 1$ , os pontos são plotados exatamente sobre a linha  $m = f$ . Se  $p = 1/2$ , os pontos são plotados exatamente sobre a linha  $m = f/2$  e se  $p = 2/3$ , os pontos são plotados exatamente sobre a linha  $m/f = 2/3$ .

Observa-se nos diagramas da Figura 6.14 que os valores para  $p$  variam significativamente. Isso mostra que a aplicação da fórmula de Manning nos trechos de estudo com uma potência fixa e igual a  $2/3$  para o raio hidráulico (ou profundidade média) pode ser inadequada.

No caso da subdivisão  $m = f/2$ , relacionada com o número de Froude, somente RB06 ficou abaixo, os demais ficaram acima dessa subdivisão. Nos trechos com pontos plotados acima o número de Froude aumenta com o acréscimo da vazão, e em RB06 o número de Froude diminui. Entretanto, mesmo que haja uma tendência de aumento de  $F$  com o aumento de  $Q$ , não significa que nos trechos de estudos acontecem escoamentos supercríticos, pois não há garantia de que o escoamento crítico, quando  $F = 1$  (ponto sobre a subdivisão  $m = f/2$ ), ocorrerá. Segundo Simons *et al.* (1965), muitos rios podem nunca alcançar escoamentos supercríticos porque as dimensões de seus canais seriam excedidas antes de  $F > 1$ . Com base em observações de campo o rio dos Bugres não apresenta sofrer escoamento supercrítico. Pela análise das curvas de permanência para a velocidade em RB01, RB10 e RB11 (explicadas posteriormente), pode-se constatar que nesses pontos não podem ocorrer escoamentos supercríticos.

Com relação ao ponto RB06, que ficou abaixo de  $m = f/2$ , segundo a teoria do diagrama, o canal do rio dos Bugres pode não possuir grande capacidade para transportar sedimentos, especialmente

em grandes regimes de fluxo d'água. Isso acontece porque como  $F$  diminui com  $Q$ , o escoamento crítico não ocorrerá e, portanto o escoamento supercrítico também não.

A subdivisão  $b + f = m$ , ou  $m = 0,5$ , indica nos dois diagramas que a taxa de aumento da velocidade média do fluxo é maior que a taxa da área molhada em RB01, RB05, RB07, RB08 e RB11, pois os respectivos pontos estão acima dessa subdivisão ( $m > 0,5$ ). Também, a resistência ao fluxo nesses pontos deve diminuir rapidamente com o aumento da vazão. Como os pontos estão acima de  $b + f = m$  e a direita de  $b = f$ , nesses trechos há tendência de estabilidade do canal do rio.

Para os trechos RB02, RB03, RB04, RB06 e RB10  $m < 0,5$ , consequentemente nesses locais a taxa de aumento da velocidade média do fluxo é menor que a taxa da área molhada. Em RB09 o ponto fica plotado quase exatamente sobre a subdivisão  $b + f = m$  e, portanto há uma tendência de que a taxa de aumento da velocidade média do fluxo seja igual a taxa de aumento da vazão e da área molhada.

Com relação à subdivisão  $m/f = 2/3$ , relacionada com a fórmula de Manning, pode-se notar nos diagramas que apenas o trecho RB06 está abaixo dessa subdivisão. Portanto, em geral, no rio dos Bugres,  $S^{1/2}/n$  deve aumentar com o acréscimo de vazão. Rhodes (1977) mostrou que a rugosidade é o fator que mais se altera com a mudança de vazão. Vários trabalhos (Leopold & Maddock, 1953; Leopold *et al.* 1992) mostram que a declividade é pouco influenciada pela vazão.

Além dos pontos referentes aos trechos de estudo, verifica-se nos diagramas que também foi plotado um ponto referente à média dos expoentes, representado pelo símbolo “ $\textcircled{M}$ ” na Figura 6.14. Observa-se que a média é representativa apenas dos trechos RB01, RB05, RB07, RB08 e RB11, já que também estão localizados à direita da subdivisão  $b=f$  e acima da subdivisão  $b+f = m$ . Nos outros trechos a média não é representativa. Rhodes (1977) alertou que a representatividade de valores médios em seu diagrama só é válida para pequenas bacias, com pouca dispersão dos expoentes no diagrama, e é preciso ter cuidado porque valores médios podem causar falsa impressão das condições do canal.

### 6.4.3.2 Curvas de permanência

As Figuras 6.15, 6.16 e 6.17 mostram as curvas de permanência de vazão, largura, profundidade média e velocidade para os trechos de estudo RB01, RB10 e RB11, respectivamente. Lembra-se que somente esses trechos possuem monitoramento automático, com intervalo de 10 minutos, e por isso somente para eles foi possível a construção das curvas de permanência. O período selecionado para a construção das curvas foi de 16/12/2011 a 16/12/2012. A Figura 6.18 mostra a distribuição mensal da chuva na bacia do rio dos Bugres, que serviu de base para a escolha do período. A Tabela 6.10 apresenta alguns dados estatísticos das curvas de permanência.

**Tabela 6.10 – Dados estatísticos das curvas de permanência**

(RB01)				
	Média	Mediana	Moda	Prob. = 95%
$Q$ (m <sup>3</sup> /s)	1,6697	0,7242	0,5393	0,3428
$w$ (m)	7,0547	6,9858	6,8958	6,7596
$d$ (m)	0,7898	0,7267	0,6723	0,5965
$v$ (m/s)	0,2120	0,1427	0,1164	0,0850
(RB10)				
	Média	Mediana	Moda	Prob. = 95%
$Q$ (m <sup>3</sup> /s)	0,2641	0,1366	0,0941	0,0941
$w$ (m)	4,9208	4,7458	4,5356	4,5356
$d$ (m)	0,2425	0,1993	0,1672	0,1672
$v$ (m/s)	0,1691	0,1444	0,1241	0,1241
(RB11)				
	Média	Mediana	Moda	Prob. = 95%
$Q$ (m <sup>3</sup> /s)	0,1370	0,0833	0,0553	0,0553
$w$ (m)	4,0283	3,9324	3,7765	3,7765
$d$ (m)	0,3491	0,3139	0,2718	0,2718
$v$ (m/s)	0,0820	0,0675	0,0539	0,0539

Os resultados da Tabela 6.10 mostram que a vazão média e a velocidade se diferenciam significativamente dos respectivos valores de mediana (ou 50% do tempo), moda (ou ponto de inflexão da curva) e de probabilidade de 95% de tempo. Isso pode ser explicado pelos expoentes da geometria hidráulica da seção em RB01. Na Tabela 6.3 verifica-se que o expoente da velocidade,  $m$ , possui valor igual a 0,69, o que significa que um aumento de, por exemplo, 10% na vazão, será

acomodado em 6,9% pela velocidade do fluxo. A alta sensibilidade da velocidade em RB01 faz com que os valores estatísticos da curva de permanência se diferenciem significativamente. No caso da largura e profundidade média os respectivos valores de mediana, moda e de probabilidade de 95% de tempo, pouco se diferenciam, já que  $b= 0,04$  e  $f= 0,26$ .

Pela curva de permanência de RB01 é possível observar que a probabilidade da vazão de margens plenas dessa seção, de valor igual a 5,63 m<sup>3</sup>/s, ser igualada ou excedida é de aproximadamente 4,6%. Isso significa que a cada ano há uma probabilidade de 4,6% da seção em RB01 sofrer inundação.

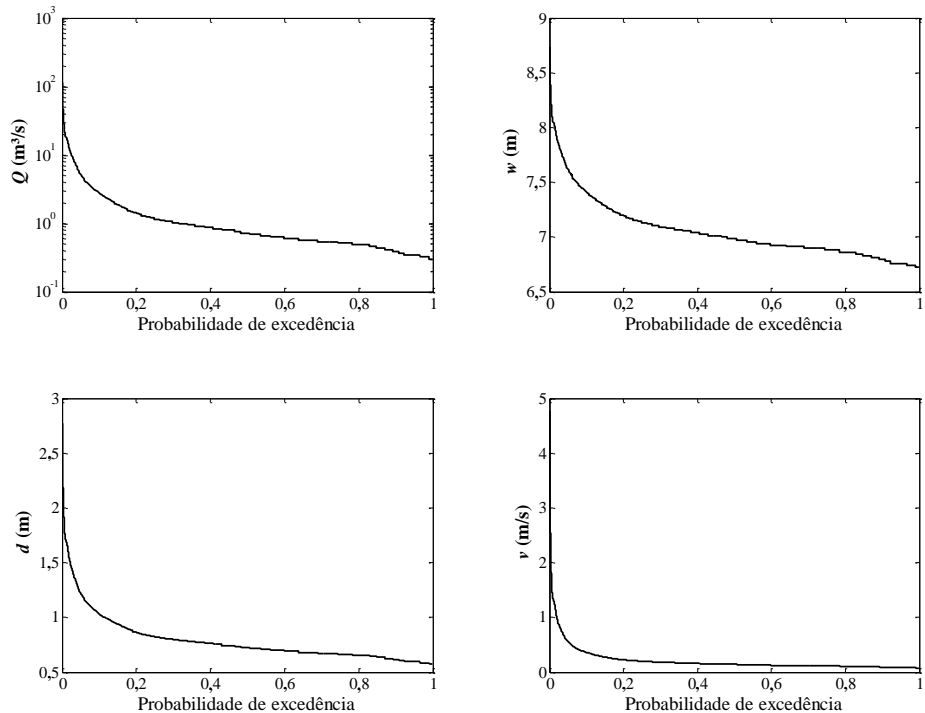
No caso dos resultados referentes as curvas de permanência dos trechos RB10 e RB11 observa-se na Tabela 6.10 que a moda e a probabilidade de 95% possuem valores iguais para as respectivas variáveis analisadas em seus respectivos trechos. As diferenças são pequenas entre valores médios e medianos para a largura nos dois trechos sendo maiores para a profundidade média. Novamente, assim como para as curvas de permanência em RB01, o comportamento desses resultados pode ser explicado pelos expoentes da geometria hidráulica desses trechos.

Pelas curvas de permanência de RB10 e RB11 é possível observar que a probabilidade das respectivas vazões de margens plenas dessas seções, de valores iguais a 1,99 m<sup>3</sup>/s e 0,90 m<sup>3</sup>/s, serem igualadas ou excedidas é de aproximadamente 0,9% em 1 ano. Isso significa que a cada ano há uma probabilidade de 0,9% das seções em RB10 e RB11 sofrerem inundação.

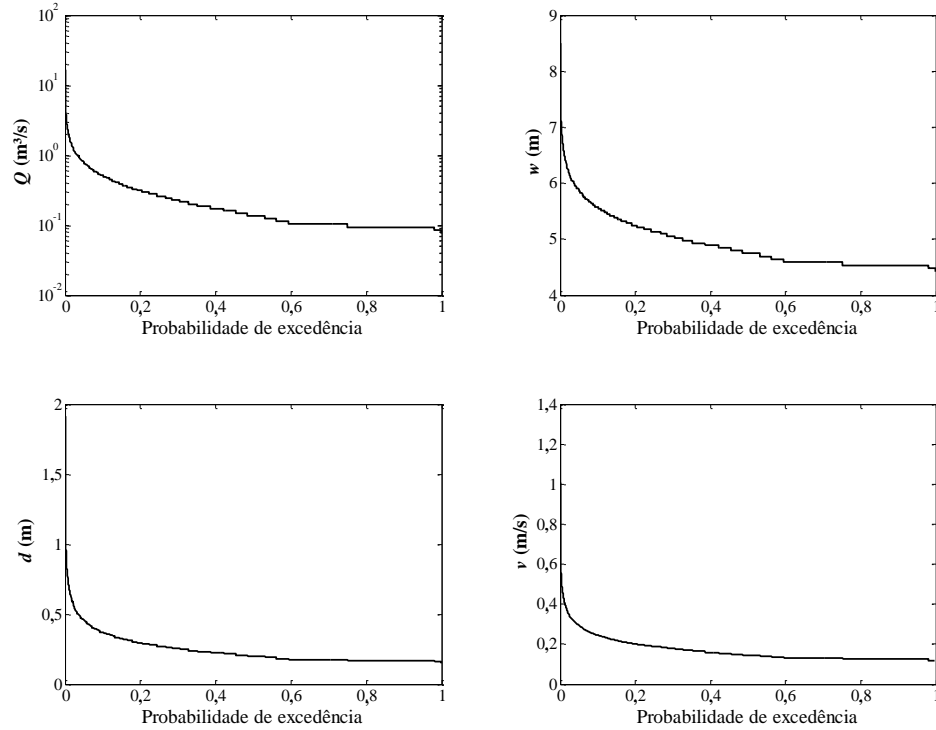
Segundo Searcy (1959) a forma de uma curva de permanência é determinada pelas características hidrológicas e geológicas da bacia de drenagem. Uma curva com inclinação íngreme significa que o rio possui fluxo altamente variável e originado em grande parte a partir de escoamento superficial de seu trecho. Já uma curva com uma inclinação mais plana e suave revela que ocorre armazenamento de água de superfície ou água subterrânea ao longo de um trecho do rio, o que tende a manter um determinado fluxo no canal. Se a curva tiver inclinação plana e suave na extremidade inferior, pode-se dizer que há indícios de uma grande quantidade de armazenamento no trecho do rio. Ao analisar as curvas de permanência da vazão para RB01, RB10 e RB11 verifica-se que as formas das curvas, como explicadas por Searcy (1959), tendem a ser planas e suaves, principalmente na extremidade inferior. Portanto,

considerando o período analisado, há uma tendência de que nesses trechos o rio dos Bugres armazene grande quantidade de água.

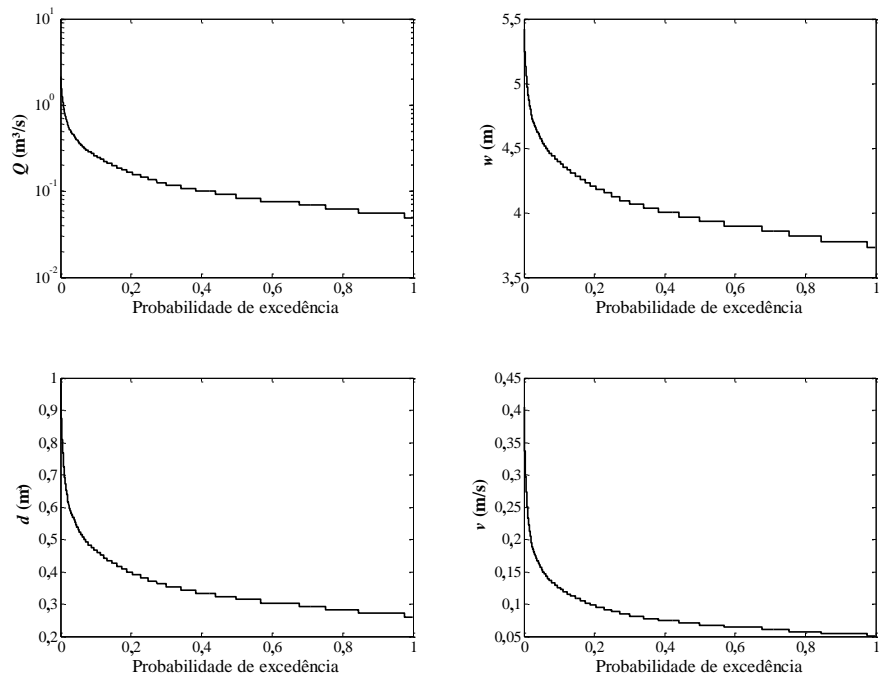
Da mesma maneira, ao analisar as curvas de permanência para a largura, profundidade média e velocidade pode-se dizer que essas variáveis tendem a manter determinados valores em grande parte do tempo, já que a vazão pouco varia devido ao armazenamento de água no rio.



**Figura 6.15 – Curvas de permanência do trecho RB01**

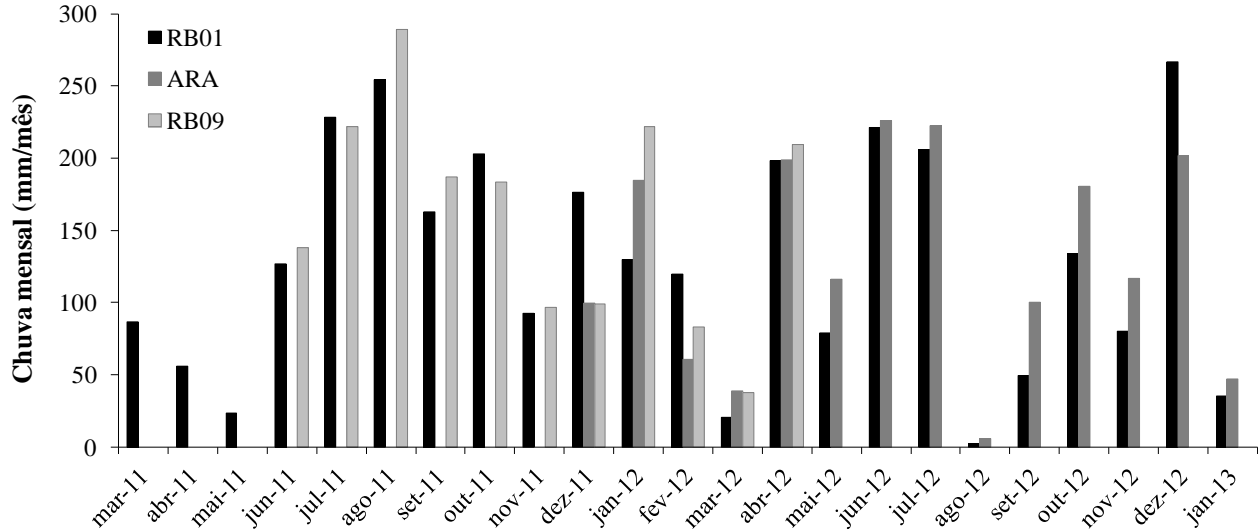


**Figura 6.16 - Curvas de permanência do trecho RB10**



**Figura 6.17** Curvas de permanência do trecho RB11

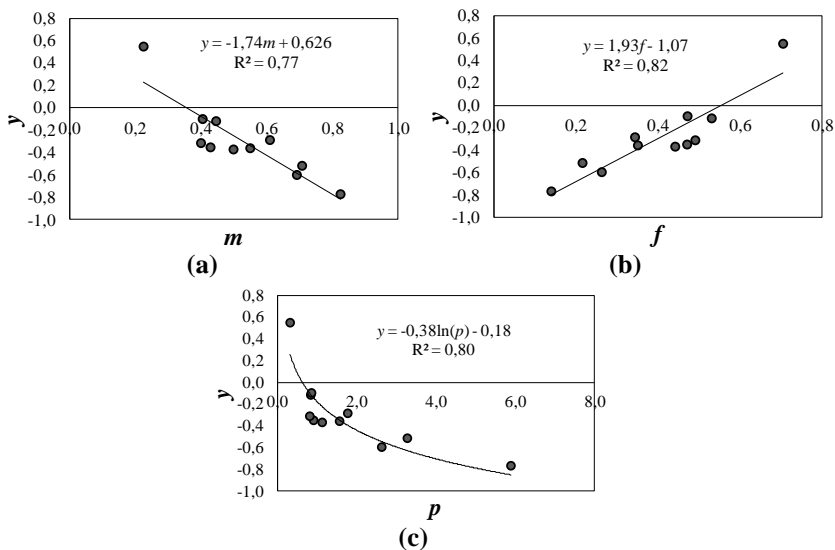




**Figura 6.18 – Distribuição de chuva mensal na bacia do rio dos Bugres utilizando dados do monitoramento automático nos pontos RB01, RB09 e dados da bacia do rio Araponga (ARA), próxima a BHRB**

### 6.4.3.3 Efeito do coeficiente $n$ nos expoentes da geometria hidráulica

A Figura 6.19 mostra a variação do expoente  $y$ , da relação entre  $n$  e  $Q$ , com a variação dos expoentes da geometria hidráulica e com o expoente  $p$ .



**Figura 6.19 – Variação do expoente  $y$  com os expoentes da geometria hidráulica. (a)  $y$  em função de  $m$ ; (b)  $y$  em função de  $f$ ; (c)  $y$  em função de  $p$**

A Figura 6.19(a) mostra que em uma seção, com o aumento da vazão a velocidade é mais sensível do que profundidade média e largura e o expoente  $m$  é maior que  $b$  e  $f$ . A inclinação da reta de ajuste entre  $v$  e  $Q$  é maior. Quanto maior for o valor de  $m$  mais sensível é a velocidade e menos a profundidade média e largura à mudança da vazão (comportamento típico de seções largas e rasas, com formas trapezoidais e retangulares). Quanto mais sensível for a velocidade há tendência de que o efeito de  $n$  também seja mais sensível à mudança da vazão, principalmente para baixas vazões. Na Tabela 6.3, o expoente  $m$  tem o maior valor em RB08 e na Tabela 6.1 o coeficiente  $n$  tem a maior variação em RB08. Também, em RB01, RB05, RB07, RB09 e RB11  $m$

é maior que  $b$  e  $f$  e praticamente ocorrem as maiores variações de  $n$ . Portanto, a tendência entre  $y$  e  $m$  na Figura 6.19 fica comprovada.

Pela Figura 6.19(b), em uma seção, com o aumento da vazão a profundidade média é mais sensível do que velocidade e largura e o expoente  $f$  é maior que  $b$  e  $m$ . A inclinação da reta de ajuste entre  $d$  e  $Q$  é maior. Quanto maior for o valor de  $f$  mais sensível é a profundidade média e menos velocidade e a largura à mudança da vazão (comportamento típico de seções estreitas e profundas, com formas triangulares). Quanto mais sensível for a profundidade média há uma tendência de que o efeito de  $n$  seja menos sensível à mudança da vazão. Na Tabela 6.3  $f$  tem o maior valor em RB06 e na Tabela 6.1  $n$  possui uma das menores variações em RB06. A menor variação é em RB02. Entretanto, fica comprovada a tendência entre  $y$  e  $f$ .

Outra relação interessante é entre os expoentes  $y$  e  $p$  (Figura 6.19(c)). Observa-se que a medida que  $p$  aumenta,  $y$  diminui. Quanto mais sensível for a velocidade à mudança de vazão do que a profundidade média, maior é o valor de  $p$ . Quanto maior o valor de  $p$  maior a velocidade na equação geral hidráulica (Equação 3.25) e maior é a tendência de que  $n$  seja mais sensível à mudança da vazão.

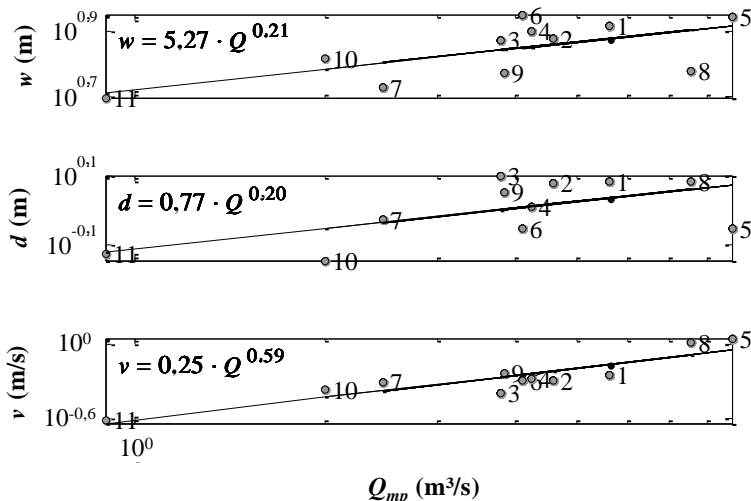
## 6.5 GEOMETRIA HIDRÁULICA EM DIREÇÃO À JUSANTE

A Tabela 6.11 apresenta os dados obtidos das observações em campo para a análise da geometria hidráulica de jusante considerando o nível margens plenas das seções de estudo. Nessa tabela os dados de cota ( $Ct_{mp}$ ), área ( $A_{mp}$ ), perímetro ( $P_{mp}$ ), raio hidráulico ( $Rh_{mp}$ ), largura ( $w_{mp}$ ) e profundidade média ( $d_{mp}$ ) foram calculados com base nas topobatimetrias das seções de medição. Os dados de vazão ( $Q_{mp}$ ) foram calculados pelas curvas-chaves e as velocidades ( $v_{mp}$ ) pela razão entre  $Q_{mp}$  e  $A_{mp}$ .

**Tabela 6.11 - Dados para a análise da geometria hidráulica de jusante para o nível de margens plena de cada seção**

Trecho	$Ct_{mp}$ (m)	Curvas-chave	$R^2$	$Q_{mp}$ (m <sup>3</sup> /s)	$A_{mp}$ (m <sup>2</sup> )	$P_{mp}$ (m)	$Rh_{mp}$ (m)	$w_{mp}$ (m)	$d_{mp}$ (m)	$v_{mp}$ (m/s)
RB01	1,23	$Q=3,27 \cdot Ct^{2,60}$	0,99	5,63	10,00	9,59	1,04	8,25	1,21	0,56
RB02	1,22	$Q=3,26 \cdot Ct^{1,75}$	0,99	4,59	8,97	9,38	0,96	7,51	1,19	0,51
RB03	0,99	$Q=3,48 \cdot Ct+0,34$	0,98	3,79	9,45	8,91	1,06	7,45	1,27	0,40
RB04	1,03	$Q=4,14 \cdot Ct^{0,82}$	0,99	4,23	8,12	8,78	0,93	7,92	1,03	0,52
RB05	0,90	$Q=10,25 \cdot Ct^{1,48}$	0,99	8,77	7,85	9,77	0,80	8,84	0,89	1,12
RB06	0,95	$Q=4,09 \cdot Ct+0,21$	0,99	4,10	7,94	10,05	0,79	8,99	0,88	0,52
RB07	1,03	$Q=4,42 \cdot Ct-2,07$	0,99	2,47	4,97	6,70	0,74	5,32	0,93	0,50
RB08	1,25	$Q=2,82 \cdot Ct^{4,38}$	1,00	7,58	7,33	7,80	0,94	6,01	1,22	1,03
RB09	1,26	$Q=3,71 \cdot Ct-0,86$	1,00	3,83	6,63	7,35	0,90	5,89	1,13	0,58
RB10	0,90	$Q=2,5 \cdot Ct^{2,04}$	0,99	2,00	4,68	7,15	0,65	6,57	0,71	0,43
RB11	0,73	$Q=1,61 \cdot Ct^{1,84}$	1,00	0,90	3,70	5,75	0,64	4,97	0,74	0,24

A Figura 6.20 mostra o gráfico das relações das variáveis da geometria hidráulica em direção a jusante para o nível de margens plenas.



**Figura 6.20 – Variação da largura ( $w$ ), profundidade média ( $d$ ) e velocidade ( $v$ ) com o aumento da vazão para a cota de margens plenas ao longo do rio dos Bugres**

Na Figura 6.20 a largura e profundidade média praticamente possuem uma mesma sensibilidade ao aumento da vazão, pois,  $b = 0,21$  e  $f = 0,20$ . A velocidade é a variável mais sensível às mudanças de vazão ao longo do rio, já que  $m = 0,59$ .

Observa-se, também, que à medida que a vazão aumenta entre alguns trechos ocorre grande dispersão dos pontos no gráfico. Isso acontece devido ao aumento da vazão ao longo do rio não ser acompanhado pelo aumento da largura, profundidade média e velocidade. Apenas nos trechos 10 e 11 ocorreu essa tendência. Pela Tabela 6.11, pode-se constatar que a taxa  $w/d$  também varia, aumentando e diminuindo seus valores na direção de jusante do rio. Como  $w/d$  influencia diretamente na forma do canal, pode influenciar na mudança da vazão e conseqüentemente na dispersão dos pontos das regressões.

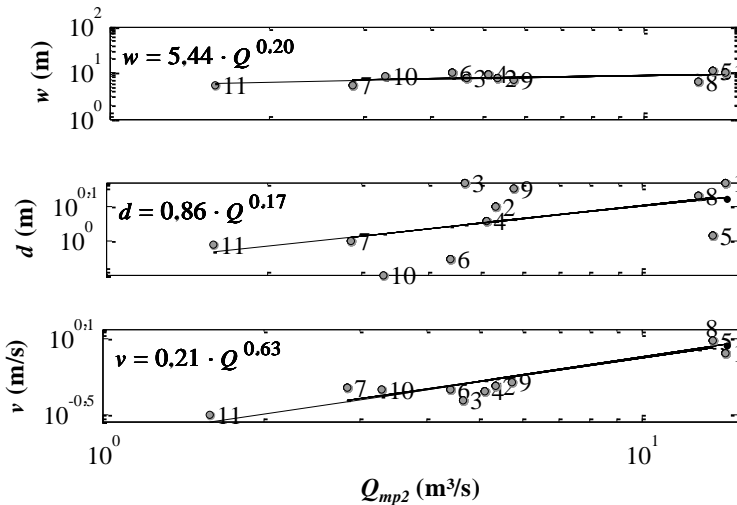
Além das relações obtidas com as cotas de margens plenas, foi analisada a geometria hidráulica de jusante para o nível máximo de cada

seção, antes de um possível transbordamento (Tabela 6.12). Isso foi feito para comparar com o nível de margens plenas e de certa forma confirmar as identificações em campo. Os dados da Tabela 6.12 foram obtidos mesma maneira que os dados da Tabela 6.11. Ou seja, os dados de cota ( $C_{t_{mp2}}$ ), área ( $A_{mp2}$ ), perímetro ( $P_{mp2}$ ), raio hidráulico ( $Rh_{mp2}$ ), largura ( $w_{mp2}$ ) e profundidade média ( $d_{mp2}$ ) foram calculados com base nas topobatimetrias das seções de medição, os dados de vazão ( $Q_{mp2}$ ) foram calculados pelas curvas-chaves e as velocidades ( $v_{mp2}$ ) pela razão entre  $Q_{mp2}$  e  $A_{mp2}$ .

**Tabela 6.12 – Dados para a análise da geometria hidráulica de jusante para o nível de transbordamento (mp2) de cada seção**

<b>Trecho</b>	<b><math>Ct_{mp2}</math> (m)</b>	<b>Curvas-chave</b>	<b><math>R^2</math></b>	<b><math>Q_{mp2}</math> (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b><math>A_{mp2}</math>(m<sup>2</sup>)</b>	<b><math>P_{mp2}</math>·(m)</b>	<b><math>Rh_{mp2}</math> (m)</b>	<b><math>w_{mp2}</math> (m)</b>	<b><math>d_{mp2}</math> (m)</b>	<b><math>v_{mp2}</math> (m/s)</b>
RB01	1,76	$Q=3,27 \cdot Ct^{2,60}$	0,99	14,30	14,77	11,67	1,27	9,97	1,48	0,97
RB02	1,33	$Q=3,26 \cdot Ct^{1,75}$	0,99	5,34	9,81	9,77	1,00	7,77	1,26	0,54
RB03	1,24	$Q=3,48 \cdot Ct+0,34$	0,98	4,65	11,32	9,45	1,20	7,64	1,48	0,41
RB04	1,30	$Q=4,14 \cdot Ct^{0,82}$	0,99	5,13	10,46	10,12	1,03	9,13	1,14	0,49
RB05	1,21	$Q=10,25 \cdot Ct^{1,48}$	0,99	13,52	10,83	11,67	0,93	10,50	1,03	1,25
RB06	1,03	$Q=4,09 \cdot Ct+0,21$	0,99	4,40	8,63	10,81	0,80	9,73	0,89	0,51
RB07	1,12	$Q=4,42 \cdot Ct-2,07$	0,99	2,85	5,44	6,94	0,78	5,46	1,00	0,52
RB08	1,41	$Q=2,82 \cdot Ct^{4,38}$	1,00	12,69	8,28	8,15	1,02	6,11	1,35	1,53
RB09	1,78	$Q=3,71 \cdot Ct-0,86$	1,00	5,73	9,97	9,04	1,10	7,04	1,42	0,57
RB10	1,14	$Q=2,5 \cdot Ct^{2,04}$	0,99	3,29	6,51	8,86	0,73	8,16	0,80	0,51
RB11	0,99	$Q=1,61 \cdot Ct^{1,84}$	1,00	1,58	5,03	6,30	0,80	5,13	0,98	0,31

A Figura 6.21 mostra as relações das variáveis da geometria hidráulica em direção à jusante para o nível de transbordamento das seções. A largura e profundidade média, possuem expoentes  $b = 0,20$  e  $f = 0,17$ . Para a velocidade o expoente é  $m = 0,63$ . Esses resultados permitem dizer que, quando o canal do rio dos Bugres está em nível de transbordamento, a largura e profundidade média das seções ao longo do rio pouco se alteram. A velocidade é a variável mais sensível às mudanças de vazão ao longo do rio.



**Figura 6.21 – Variação da largura ( $w$ ), profundidade média ( $d$ ) e velocidade ( $v$ ) com o aumento da vazão para a cota referente ao nível de transbordamento das seções ao longo do rio dos Bugres**

Mesmo utilizando a cota de transbordamento da calha principal das seções em vez do nível de margens plenas, a geometria hidráulica é praticamente a mesma. Portanto, por mais que a identificação do nível de margens plenas em campo contenha erros, a geometria hidráulica ao longo do rio do Bugres pode ser representada pelas relações mostradas na Figura 6.20.

Em comparação com a Figura 6.20 observa-se na Figura 6.21 que diminuiu a dispersão dos pontos das relações de largura e velocidade com a vazão. Porém, para essas relações, novamente ocorre uma



descontinuidade da sequência dos pontos em direção à jusante do rio dos Bugres.

Com o uso de um valor de vazão média anual, Leopold & Maddock (1953) descobriram que o aumento na direção de jusante da largura, profundidade média e velocidade relativo à vazão foi similar para rios de variada forma de bacia de drenagem. Os valores médios para os expoentes foram  $b = 0,5$ ;  $f = 0,4$ ; e  $m = 0,1$ . Os autores concluíram que grandes rios tendem a ser mais largos e rasos do que pequenos rios e que a velocidade aumenta ligeiramente na direção de jusante.

Grison & Kobiyama (2011) analisaram a geometria hidráulica de jusante de 6 rios principais situados no estado do Paraná. Os expoentes encontrados foram:  $b = 0,39$ ;  $f = 0,59$ ; e  $m = 0,01$  para o rio Cinzas,  $b = 0,18$ ;  $f = 0,53$ ; e  $m = 0,28$  para o rio Ivaí,  $b = 0,77$ ;  $f = 0,34$ ; e  $m = -0,11$  para o rio Piquiri,  $b = 1,12$ ;  $f = 0,38$ ; e  $m = -0,49$  para o rio Ribeira,  $b = 0,42$ ;  $f = 0,34$ ; e  $m = 0,24$  para o rio Tibagi e  $b = 0,57$ ;  $f = 0,28$ ; e  $m = 0,14$  para o rio Iguaçu. Os autores concluíram que a pouca quantidade de seções ao longo de cada rio e má distribuição dessas seções prejudicou uma análise mais precisa da geometria hidráulica de jusante.

### **6.5.1 Análise de vazões e o conceito da descontinuidade fluvial**

A Tabela 6.13 apresenta os dados de cotas e respectivas vazões obtidos das leituras das réguas linimétricas das seções, para vários dias e praticamente num mesmo momento para cada dia. Como explicado anteriormente foram percorridas rapidamente todas as seções anotando as cotas das réguas (com exceção dos pontos RB10 e RB11, que são de difícil acesso, mas possuem monitoramento automático de nível d'água). Dessa forma, foi possível saber, quase ao mesmo tempo, cotas em todos os pontos de estudo para um determinado regime do rio dos Bugres. As vazões para essas cotas foram calculadas pelas curvas-chaves.

**Tabela 6.13 - Dados de cota e vazão obtidos das observações dos níveis d'água das seções em vários dias**

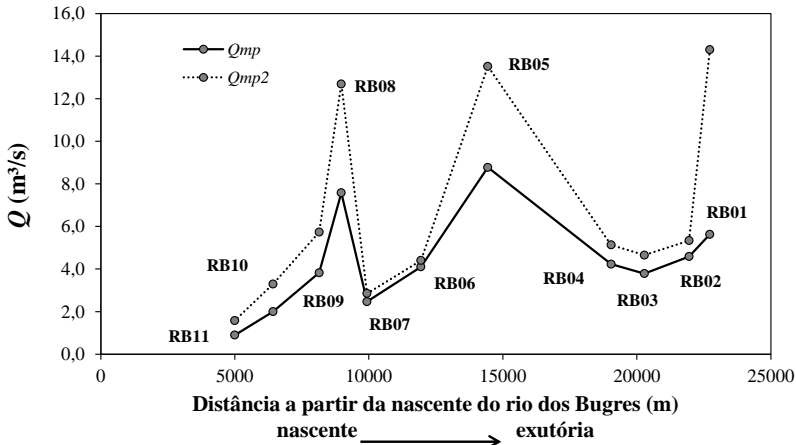
<b>Trecho</b>	<b>08/01/2012</b>		<b>09/01/2012</b>		<b>10/01/2012</b>		<b>13/01/2012</b>		<b>18/01/2012</b>		<b>19/01/2012</b>		<b>20/01/2012</b>		<b>26/01/2012</b>	
	<i>Ct</i> (m)	<i>Q</i> (m³/s)	<i>Ct</i> (m)	<i>Q</i> (m³/s)	<i>Ct</i> (m)	<i>Q</i> (m³/s)	<i>Ct</i> (m)	<i>Q</i> (m³/s)	<i>Ct</i> (m)	<i>Q</i> (m³/s)	<i>Ct</i> (m)	<i>Q</i> (m³/s)	<i>Ct</i> (m)	<i>Q</i> (m³/s)	<i>Ct</i> (m)	<i>Q</i> (m³/s)
RB01	0,59	0,81	0,57	0,74	0,60	0,85	0,56	0,72	0,69	1,22	0,66	1,09	0,63	0,98	1,04	3,64
RB02	0,46	0,82	0,45	0,81	0,47	0,87	0,43	0,73	0,58	1,26	0,53	1,07	0,50	0,97	0,98	3,12
RB03	0,11	0,71	0,09	0,64	0,14	0,81	0,08	0,60	0,25	1,19	0,20	1,04	0,08	0,62	0,70	2,78
RB04	0,19	1,05	0,18	1,02	0,14	0,82	0,10	0,62	0,22	1,20	0,20	1,11	0,18	0,99	0,58	2,63
RB05	0,14	0,56	0,14	0,56	0,16	0,65	0,13	0,50	0,19	0,88	0,17	0,75	0,16	0,68	0,35	2,17
RB06	0,05	0,39	0,06	0,45	0,08	0,53	0,04	0,37	0,13	0,74	0,10	0,59	0,08	0,53	0,41	1,86
RB07	0,55	0,36	0,59	0,51	0,60	0,56	0,55	0,34	0,64	0,76	0,60	0,58	0,58	0,49	0,86	1,71
RB08	0,62	0,33	0,71	0,61	0,67	0,47	0,61	0,32	0,72	0,65	0,68	0,50	0,66	0,44	0,90	1,73
RB09	0,32	0,31	0,40	0,63	0,37	0,50	0,31	0,29	0,41	0,66	0,37	0,52	0,35	0,44	0,60	1,35
RB10	0,31	0,24	0,42	0,42	0,39	0,37	0,33	0,26	0,42	0,42	0,37	0,33	0,35	0,29	0,54	0,70
RB11	0,26	0,14	0,40	0,31	0,35	0,24	0,28	0,15	0,35	0,24	0,31	0,19	0,29	0,17	0,43	0,34

Com os dados da Tabela 6.13 e das seções de estudo, foram estabelecidas as relações matemáticas da geometria hidráulica de jusante para os dias observados. Os expoentes e coeficientes dessa análise e das anteriores se encontram na Tabela 6.14.

**Tabela 6.14 – Expoentes e coeficientes da geometria hidráulica de jusante**

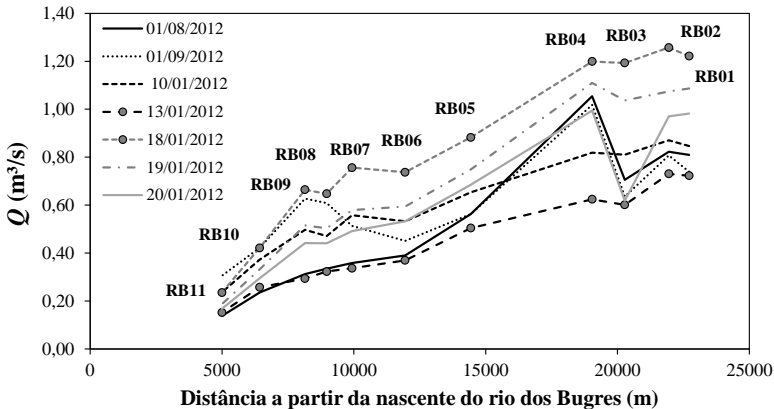
<b>Data - Hora</b>	<b><i>b</i></b>	<b><i>f</i></b>	<b><i>m</i></b>	<b><i>b+f+m</i></b>	<b><i>a</i></b>	<b><i>c</i></b>	<b><i>k</i></b>	<b><i>a*c*k</i></b>
08/01/2012 - 7:44hs	0,26	0,22	0,52	1,00	6,96	0,49	0,29	1,00
09/01/2012 - 6:44hs	0,27	0,31	0,42	1,00	6,62	0,53	0,29	1,00
10/01/2012 - 7:00hs	0,35	0,18	0,47	1,00	6,96	0,49	0,29	1,00
13/01/2012 - 7:15hs	0,33	0,20	0,47	1,00	7,54	0,48	0,28	1,00
18/01/2012 - 6:40hs	0,27	0,22	0,51	1,00	6,32	0,54	0,30	1,00
19/01/2012 - 8:20hs	0,27	0,24	0,49	1,00	6,53	0,51	0,30	1,00
20/01/2012 - 7:30hs	0,28	0,20	0,52	1,00	6,70	0,49	0,30	1,00
26/01/2012 - 8:20hs	0,21	0,34	0,45	1,00	5,50	0,59	0,31	1,00
<b>mp</b>	<b>0,21</b>	<b>0,20</b>	<b>0,59</b>	<b>1,00</b>	<b>5,27</b>	<b>0,77</b>	<b>0,25</b>	<b>1,00</b>
<b>mp2</b>	0,20	0,17	0,61	0,98	5,44	0,86	0,21	1,00

A Figura 6.22 mostra a variação da vazão ao longo do rio dos Bugres para os níveis de margens plenas ( $Q_{mp}$ ) e de transbordamento ( $Q_{mp2}$ ). Observa-se que a variação da vazão ao longo do rio para esses níveis tem um mesmo comportamento. Na direção da nascente para a exutória as vazões aumentam entre RB11 e RB08, entre RB07 e RB05 e entre RB03 e RB01. Ao contrário, diminuem entre RB08 e RB07 e entre RB05 e RB03. Portanto, há uma descontinuidade de vazão ao longo do rio dos Bugres em direção a jusante, para os níveis de margens plenas e de transbordamento do canal.



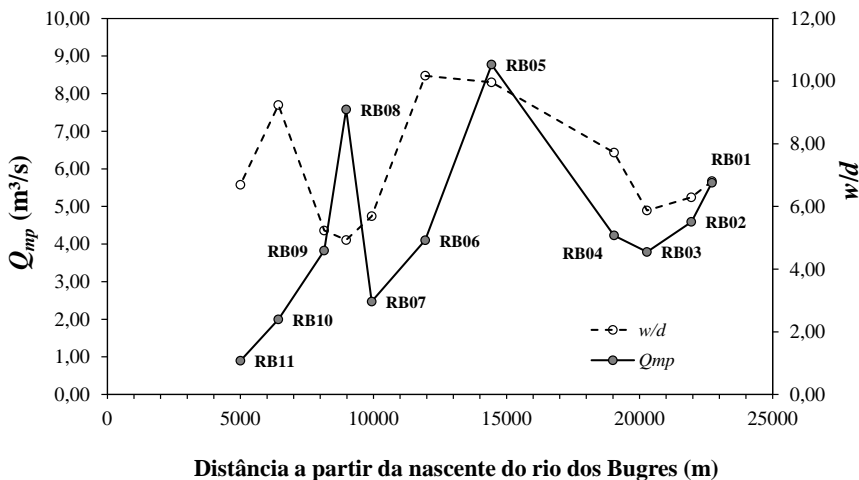
**6.22 - Variação da vazão ao longo do rio dos Bugres para os níveis de margens plenas ( $Q_{mp}$ ) e de transbordamento ( $Q_{mp2}$ )**

Na Figura 6.23 observa-se a variação da vazão para vários níveis d'água, em vários dias, observados praticamente ao mesmo tempo, ao longo do rio. Entre RB11 e RB09 e entre RB06 e RB04, a vazão tende a aumentar, em todos os dias. Já entre RB09 e RB06 e entre RB04 e RB01 a vazão aumenta em alguns trechos e diminui em outros. Dessa forma, ocorre uma descontinuidade de vazão entre o trecho RB09 e RB06 e entre o trecho RB04 e RB01.



**Figura 6.23 - Variação da vazão ao longo do rio dos Bugres para vários níveis d'água observados concomitantemente em vários dias em campo**

A Figura 6.24 mostra a variação das taxas  $w/d$ , entre as seções no nível de margens plenas, juntamente com a variação de vazão ao longo do rio dos Bugres.



**Figura 6.24 - Variação da taxa  $w/d$  ao longo do rio dos Bugres**

Entre RB11 e RB10, RB07 e RB06, RB03 e RB01,  $w/d$  tende a aumentar com o aumento da vazão. Entre RB10 e RB08 e entre RB06 e RB05,  $w/d$  tende a diminuir com o aumento da vazão. Entre RB08 e RB07  $w/d$  tende a aumentar com a diminuição da vazão. Entre RB05 e RB03  $w/d$  tende a diminuir com a diminuição da vazão. Resumindo, entre RB10 e RB08 e entre RB06 e RB05,  $w/d$  não acompanha a variação da vazão.

Nos diagramas de Rhodes (Figura 6.14) foi observado que os pontos plotados se situam à direita da subdivisão  $b=f$  e que então há uma tendência da taxa  $w/d$  diminuir com o aumento da vazão nas seções. A análise da Figura 6.24 mostra que para o nível de margens plenas a taxa  $w/d$  diminui com o aumento da vazão apenas entre RB10, RB09 e RB08 e entre RB06 e RB05. Nas demais seções esse comportamento não ocorre.

É importante notar que a relação entre  $b$  e  $f$  indica mudanças na taxa  $w/d$  e não no valor absoluto dessa relação. Uma seção transversal pode ter  $w/d$  relativamente grande em todos os seus níveis d'água, mesmo com  $b < f$ .

Conforme discutido nos resultados da geometria hidráulica de jusante, a vazão para os níveis de margens plenas e de transbordamento

(Figura 6.22) e outros 7 níveis observados concomitantemente em campo (Figura 6.23), a vazão não aumenta de maneira constante ao longo de todo o rio dos Bugres.

Em termos de quantidade de água, observa-se na Tabela 6.10 que entre RB08 e RB07 a vazão de margens plenas diminui de 7,58 m<sup>3</sup>/s para 2,47 m<sup>3</sup>/s. Ou seja, uma perda de 5,1 m<sup>3</sup>/s em aproximadamente 960 m de canal do rio. Mesmo com um aumento de 3,45 km de rede de drenagem entre esses pontos (Tabela 5.3). Entre RB05 e RB04 a vazão diminui 4,5 m<sup>3</sup>/s em aproximadamente 4600 m de canal do rio e entre RB04 e RB03 a vazão diminui 0,44 m<sup>3</sup>/s em aproximadamente 1238 m de canal do rio. Entretanto, a rede de drenagem aumenta em 29,74 km e em 14,74 km entre RB05 e RB04 e entre RB04 e RB03, respectivamente. Portanto, há uma alteração significativa da quantidade de água presente nas seções de margens plenas, principalmente entre RB08 e RB07 e entre RB05 e RB04. Isso provocou a dispersão dos pontos das regressões de ajuste da geometria hidráulica em direção à jusante.

Também, é possível observar pela Tabela 6.2 que a declividade entre os trechos de estudo sofre significativa alteração ao longo do rio dos Bugres. Do trecho RB08 para RB07 a declividade diminui de 0,0012 para 0,0004 m/m. Do trecho RB05 para RB04 a declividade diminui de 0,0023 para 0,0004 m/m. Conseqüentemente, se a declividade e a vazão diminuem entre esses trechos, a potência do escoamento (item 3.7) também diminui. Portanto, o transporte natural de sedimentos nesses trechos também decresce.

A descontinuidade da vazão entre RB04 e RB03 pode ser explicada pela presença de pequenos açudes muito próximos do rio nesse trecho, que são alimentados com água do rio. Esses açudes podem ser vistos no mapa de uso do solo (Figura 5.6). Já a descontinuidade da vazão nos outros trechos pode ser explicada por vários fatores. Entre eles pode-se citar por exemplo: alterações na forma do leito, as quais introduzem variações nas relações entre vazão e dimensões do canal (Schumm, 1977); aumento da resistência ao fluxo no trecho, devido deposição do solo erodido das margens no leito; variabilidade do coeficiente de rugosidade  $n$  com a mudança de vazão; e existência de falha geológica.

Entretanto, devido à grande variação na quantidade de água, entre RB08 e RB07 (perda de 5,1 m<sup>3</sup>/s) e entre RB05 e RB04 (4,5 m<sup>3</sup>/s) o que

mais pode estar influenciando na descontinuidade da vazão no rio é o intenso fluxo de água na zona hiporréica (item 3.9).

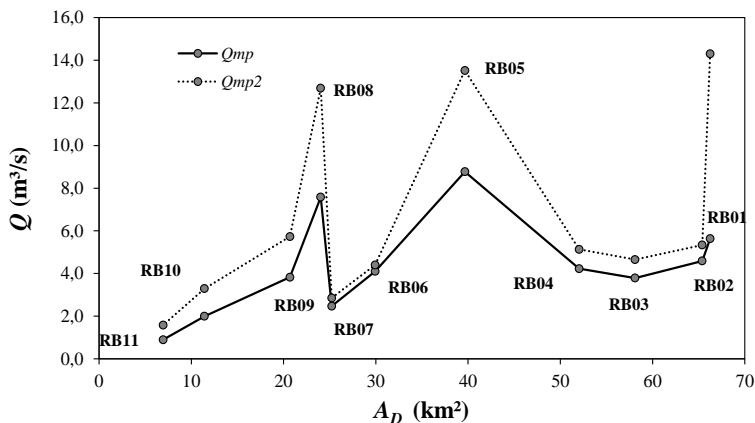
Lembra-se que segundo Leopold *et al.* (1992) um sistema fluvial é formado à medida que seus rios tributários o encontram e aumentam sua área de drenagem e conseqüentemente sua vazão. Porém, no caso do rio dos Bugres, o estudo em alguns trechos mostrou que nem sempre a vazão aumenta. Portanto, é preciso ter em mente que quando um rio é analisado hidraulicamente por pequenos trechos, nem sempre pode-se concordar com essa idéia clássica de sistema fluvial.

### 6.5.2 Geometria hidráulica e área de drenagem

A Figura 6.25 apresenta as relações entre área de drenagem e as variáveis da geometria hidráulica para o nível de margens plenas, relações conhecidas como geometria hidráulica regional. A Figura 6.26 apresenta a relação entre vazão e área da seção transversal para o nível de margens plenas.

Nas Figuras 6.25(a) e 6.25(b) observa-se que a área de drenagem não tem uma boa correlação com a vazão. Isso pode ser justificado pela descontinuidade fluvial do rio dos Bugres.

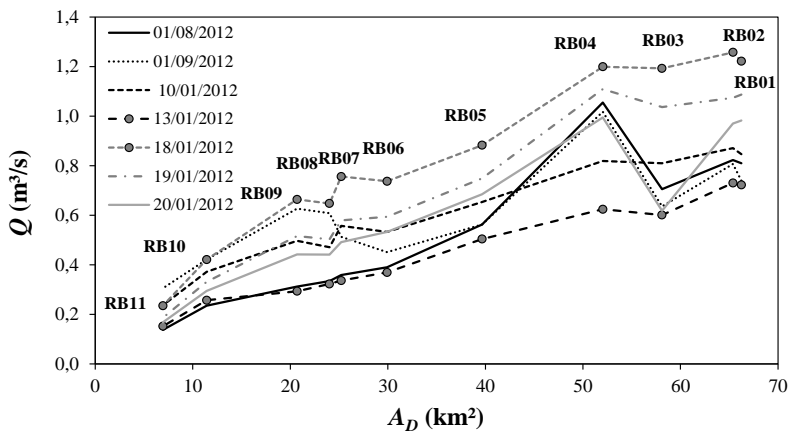
Além disso, nas Figuras 6.26(c) e 6.26(d) não ocorre uma boa correlação entre a largura e a profundidade média com a área de drenagem, o que pode ser justificado devido as seções do rio não estarem em equilíbrio, ou seja, ainda estão em processo de ajuste de suas formas. Por outro lado, entre a área da seção transversal e área de drenagem e entre área da seção transversal e vazão, Figuras 6.25(e) e 6.26, respectivamente, as correlações podem ser consideradas satisfatórias. Isso mostra que a área da seção transversal pode ser uma variável indicadora da capacidade do canal quando em nível de margens plenas, já que há uma boa correlação entre área e vazão de margens plenas. Assim, a geometria hidráulica pode ser utilizada no estudo de regionalização de vazão.



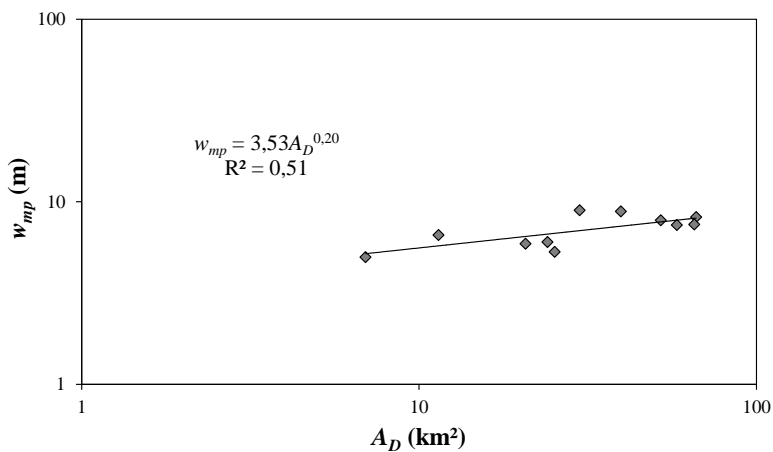
(a)

**Figura 6.25 – Influência da área de drenagem. (a) Variação da área de drenagem com a vazão para o nível de margens plenas e de transbordamento; (b) Variação da área de drenagem com a vazão para vários níveis d'água, observados concomitantemente ao longo do rio; (c) Relação entre largura para o nível de margens plenas e a área de drenagem (d); Relação entre profundidade média para o nível de margens plenas e a área de drenagem; e (e) Relação entre a área da seção transversal para o nível de margens plenas e a área de drenagem**



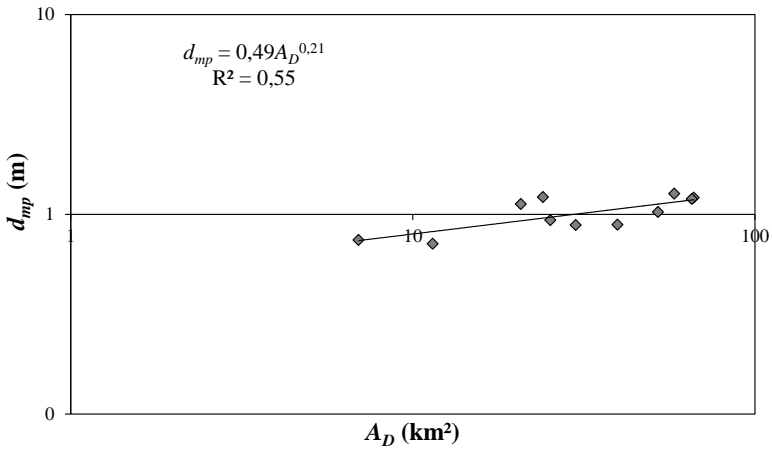


(b)

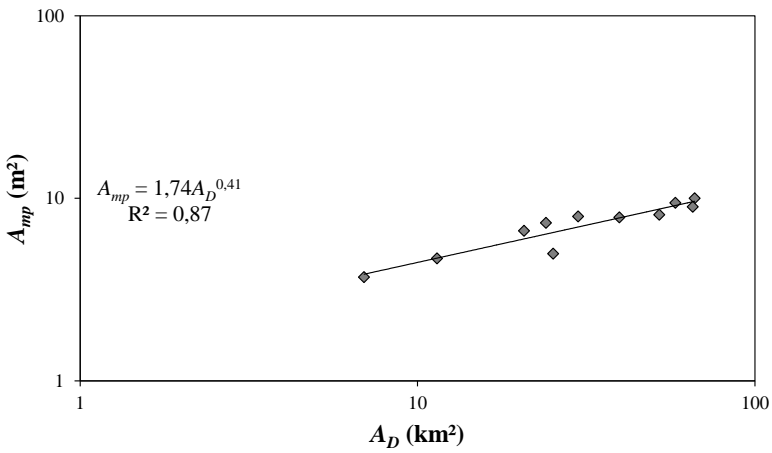


(c)

Figura 6.25 – Continuação

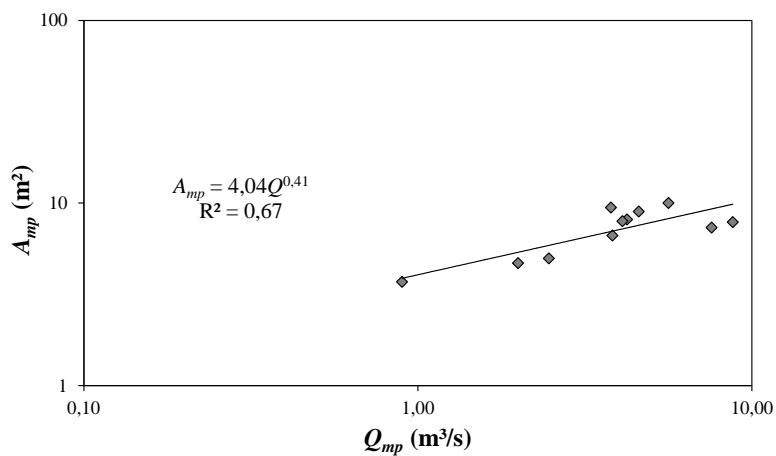


(d)



(e)

Figura 6.25 – Continuação



**Figura 6.26 - Relação entre vazão e área da seção transversal para o nível de margens plenas**



## 7. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

A teoria da geometria hidráulica foi aplicada no rio dos Bugres, no município de Rio Negrinho – SC. Foram analisadas seções transversais em 11 pontos de estudo e assim estabelecidas as relações matemáticas da geometria hidráulica de seções transversais e de jusante.

No decorrer do trabalho, algumas observações em campo permitiram concluir que a vazão média tem grande influência na erosão das margens do rio. Além disso, em média, a largura das seções transversais, em nível de margens plenas, ao longo de alguns trechos do rio dos Bugres é pouco diferenciada.

Das análises do coeficiente de rugosidade de Manning,  $n$ , conclui-se que esse coeficiente é extremamente sensível e varia negativamente com o aumento da vazão no rio dos Bugres. Portanto, valores médios não são representativos dos trechos de estudo.

Das análises da geometria hidráulica das seções transversais do rio dos Bugres, pode-se dizer que um aumento, por exemplo, de 10% na vazão é acomodado em média por 0,7% de aumento na largura, 4,0% de aumento na profundidade média e 5,3% de aumento na velocidade.

A análise do comportamento das formas das seções transversais no rio dos Bugres permite concluir que há tendência da profundidade média sofrer sempre maior variação do que a largura com o aumento da vazão.

A comparação com outros valores de expoentes, de outros rios estudados no mundo, mostra que o estudo de geometria hidráulica no rio dos Bugres está coerente com de outros rios já estudados e que a grande variação dos valores dos expoentes ocorreu porque o estudo de geometria hidráulica foi bem detalhado. Além disso, por essa análise pode-se concluir que valores médios podem não ser representativos do rio como um todo e sim de determinados trechos do seu canal.

Das estimativas referentes ao expoente da forma da seção transversal percebeu-se que as formas das seções do rio dos Bugres são em média mais retangulares que parabólicas, pois a profundidade média é sempre mais sensível ao aumento da área molhada do que a largura. Além disso, que as seções transversais do rio dos Bugres estão sendo modificadas muito mais por alterações em suas margens que seus leitos.

Pela análise comparativa dos métodos de Leopold e Dingman comprovou-se a eficiência das equações analíticas derivadas por Dingman. Os valores dos expoentes e coeficientes estimados pelo método de Dingman são em geral próximos dos valores estimados pelo método clássico de Leopold. Além disso, que o método de Dingman

pode ser mais adequado para as estimativas de largura em nível de margens plenas. Para as estimativas de profundidade média e velocidade, em geral, o método de Leopold é mais adequado no caso do rio dos Bugres.

Por meio de uma análise mais detalhada das equações analíticas, constatou-se que os expoentes da profundidade média estão mais relacionados com as formas das seções do que os expoentes da largura e velocidade. Portanto, na medida em que uma determinada seção transversal fica mais retangular (quando seu expoente de forma tende ao infinito), há tendência dela se ajustar mais pela profundidade média do que pela largura e velocidade.

Das análises dos expoentes pelos diagramas, pode-se concluir que que, de modo geral, há tendência dos leitos das seções analisadas serem mais facilmente erodidos do que as margens com o aumento da vazão, pois os expoentes da largura são menores que os expoentes da profundidade média. Além disso, que os trechos se tornem mais estreitos e profundos.

Também pode-se dizer, pelas análises dos diagramas, que a aplicação da fórmula de Manning nos trechos de estudo, com uma potência fixa e igual a  $2/3$  para o raio hidráulico (ou profundidade média), pode ser inadequada, já que essa potência variou significativamente.

As curvas de permanência mostraram que há uma tendência de que o rio dos Bugres armazene grande quantidade de água e que por isso as variáveis largura, profundidade média e velocidade mantêm determinados valores em grande parte do tempo.

Os resultados das análises da geometria hidráulica em direção à jusante do rio dos Bugres permitem dizer que a largura e profundidade média das seções ao longo do rio pouco se alteram. A velocidade é a variável mais sensível às mudanças de vazão ao longo do rio.

Também observou-se que há uma descontinuidade do aumento natural da vazão do rio dos Bugres em um mesmo momento e na direção à jusante do seu canal. Essa descontinuidade fluvial foi constatada para os níveis de margens plenas e de transbordamento e outros níveis observados concomitantemente ao longo do canal do rio. Portanto, a idéia clássica de um sistema fluvial, em que a vazão sempre aumenta com o aumento da área de drenagem, nem sempre pode ser aceita.

No caso do rio dos Bugres, projetos de gestão da BHRB devem estar atentos ao fenômeno da descontinuidade fluvial. Principalmente

projetos de captação de água para abastecimento que não devem ser executados em locais com grande perda de vazão. Além disso, para construção de barragens para captação de água também devem observar trechos do canal mais estáveis, o que reduzirá custos de tratamento de água e manutenção. Assim, esse trabalho pode ser útil para a gestão da BHRB.

Recomenda-se que futuros estudos tenham como objetivo caracterizar a descontinuidade fluvial em algum trecho do rio dos Bugres, tentando medir o quanto de água o rio perde para o lençol freático, ou quanto de água flui do lençol para o canal do rio. Com isso, estimarão novamente as vazões no rio e comparar-se-ão com as vazões medidas nesse trabalho. Além disso, é importante entender a partir de qual nível d'água a vazão de um trecho começa a ficar descontínua.

A descontinuidade fluvial é importante, pois quando identificada em um rio poderá ajudar não apenas o entendimento do seu regime fluvial, mas também expandir o conhecimento da hidráulica e hidrologia de sistemas fluviais.

Recomenda-se também estudar e verificar se de fato a vazão média é a modificadora de algumas seções transversais do rio.

Por último, recomenda-se estudar as relações da geometria hidráulica para a carga sólida total e para a declividade superficial, o que complementaria essa pesquisa.





## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AQUINO, S.; STEVAUX, J. C.; LATRUBESSE, E. M. Regime hidrológico e aspectos do comportamento morfohidráulico do Rio Araguaia. **Revista Brasileira de Geomorfologia**, n.2, p.29-41, 2005.
- ARCEMENT, G.J.; SCHNEIDER, V.R. Guide for selecting Manning's roughness coefficients for natural channels and flood plains. **U.S. Geological Survey Water-Supply Paper**, n.2339, 1989.
- BAGNOLD, R. A. An approach to the sediment transport problem from general physics. **U.S. Geol. Survey Prof. Paper**, n.422-I, 1966.
- BARNES, H. H. Jr. Roughness characteristics of natural channels. **U.S. Geol. Survey Prof. Paper**, 1967. (Water Supply Paper, n.1849).
- BATHURST, J.C. Flow resistance estimation in mountain rivers. **Journal of Hydraulic Engineering**, n.111, v.4, p.625-643, 1985.
- BINDER, W. **Rios e Córregos, Preservar - Conservar – Renaturalizar**. A Recuperação dos Rios, Possibilidades e Limites da Engenharia Ambiental, Projeto PLANÁGUA, Rio de Janeiro, 2001.
- BJERKLIE, D. M.; DINGMAN, S. L.; VOROSMARTY, C. J.; BOLSTER, C. H.; CONGALTON, R. G. Evaluating the potential for measuring river discharge from space. **Journal of Hydrology**, v.278, p.17-38, 2003.
- BUSS, S.; CAI, Z.; CARDENAS, B.; FLECKENSTEIN, J.; HANNAH D.; HEPPELL, K.; HULME, P.; IBRAHIM, T.; KAESER, D.; KRAUSE, S.; LAWLER, D.; LERNER, D.; MANT, J.; MALCOLM, I.; OLD, G.; PARKIN, G.; PICKUP, R.; PINAY, G.; PORTER J.; RHODES, G.; RICHIE, A.; RILEY, J.; ROBERTSON, A.; SEAR, D.; SHIELDS, B.; SMITH, J.; TELLAM, J.; WOOD, P. **The Hyporheic Handbook: a handbook on the groundwater-surface water interface and hyporheic zone for environment managers**. Integrated

Catchment Science Programme, Science report SC040070, Environment Agency, Bristol, U.K, 2009.

CARDOSO, A. T.; KOBAYAMA, M.; GRISON, F. Problemas na estimativa de sólidos em suspensão associados à elaboração da curva-chave para sensor de turbidez. **In: X Encontro Nacional de Engenharia de Sedimentos**, Foz do Iguaçu: ENES, Anais, 15p., 2012.

CARLING, P. The concept of dominant discharge applied to two gravel-bed streams in relation to channel stability thresholds. **Earth Surf. Process. Landforms**, v.13, p.355-367, 1988.

CHANG, H.H. **Fluvial Processes in River Engineering**. Malabar, FL: Krieger, 1988.

CHOW, V.T. **Open-Channel Hydraulics**. New York: McGraw-Hill, 1959.

CHRISTOFOLETTI, A. **Geomorfologia Fluvial**. Editora Edgard Blucher, São Paulo – SP, 313p., 1981.

COON, W.F. Estimation of roughness coefficients for natural stream channels with vegetated banks: **U.S. Geological Survey Water-Supply Paper**, n.2441, 133p, 1998.

COWAN, W.L. Estimating hydraulic roughness coefficients. **Agricultural Engineering**, n.37, p.473–475, 1956.

DALRYMPLE, T. Manual of Hydrology: Part 3. Flood-frequency analyses. **Geological Survey Water-Supply**, Paper 1543-A, 80p, 1960.

DALRYMPLE, T.; BENSON, M. A. Measurement of peak discharge by the slope-area method. **U.S. Geol. Survey Techniques Water-Resources**, Inv., book 3, chap. A2 (in press), 1966.

- DE ROSE, R. C.; STEWARDSON, M. J.; HARMAN, C. Downstream hydraulic geometry of rivers in Victoria, Australia. **Geomorphology**, v.99, p.302–316, 2008.
- DINGMAN, S.L. Hydrology of the Glenn Creek watershed, Tanana River drainage, central Alaska. **U. S. Army Cold Regions Research and Engineering Laboratory**, Research Report, n. 297, 117p, 1971.
- DINGMAN, S.L. **Fluvial Hydrology**. W.H. Freeman, New York, 384p.,1984.
- DINGMAN, S.L. **Physical Hydrology**. Prentice Hall: Upper Saddle River, NJ. 2<sup>a</sup> Ed., 646p., 2002.
- DINGMAN, S. L. Analytical derivation of at-a-station hydraulic–geometry relations. **Journal of Hydrology**, v.334, p.17-27, 2007.
- DINGMAN, S. L. **Fluvial Hydraulics**. Oxford University Press. New York, 559p., 2009.
- DINGMAN, S.L.; SHARMA, K.P. Statistical development and validation of discharge equations for natural channels. **Journal of Hydrology**, v.199, p.13–35, 1997.
- DOLL, B. A.; DOBBINS, A. D.; SPOONER, J.; CLINTON, D.R.; BIDELESPACH, D.A. Hydraulic geometry relationships for rural north carolina coastal plain streams. **NC Stream Restoration Institute**, Report to N.C. Division of Water Quality for 319 Grant Project No. EW20011, www.ncsu.edu/sri, 11 p., 2003.
- DUNNE, T.; LEOPOLD, L. B. **Water in Environmental Planning**. W. H. Freeman and Company, New York, 818p., 1978.
- EINSTEIN, H. A.; BARBAROSSA, N. L. River channel roughness. **Am. Soc. Civil Engineers Trans**, v.117, p.1121-1132, 1952.
- EMBRAPA. **Levantamento de reconhecimento dos solos do Estado de Santa Catarina**. Rio de Janeiro: Boletim de Pesquisa; n.6, 1998.

EMPRESA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA E EXTENSÃO RURAL DE SANTA CATARINA S.A. – EPAGRI / CENTRO DE INFORMAÇÕES DE RECURSOS AMBIENTAIS E DE HIDROMETEOROLOGIA DE SANTA CATARINA - CIRAM. **Zoneamento Agroecológico.** Disponível em: <[http://ciram.epagri.rctsc.br/portal/website/index.jsp?url=jsp/agricultura/zone\\_Agroecologico.jsp&tipo=agricultura](http://ciram.epagri.rctsc.br/portal/website/index.jsp?url=jsp/agricultura/zone_Agroecologico.jsp&tipo=agricultura)>. Acesso em: 29 de novembro de 2008.

FASKIN, G.B. **Guide for selecting roughness coefficient “n” values for channels.** Lincoln, NE, U.S. Soil Conservation Service, 1963.

FERGUSON, R. I. Hydraulics and hydraulic geometry. **Progress in Physical Geography**, v.10, p.1-31, 1986.

FERNANDEZ, O. V. Q.; ARNDT, M. A. Identificação do nível de margens plenas numa bacia peri-urbana em Marechal Cândido Rondon-PR, 2004.

FERNANDEZ, O. V. Q.; BORTOLUZZI, L. N. Magnitude e frequência das descargas dominantes em rios das regiões oeste e sudoeste do Paraná. **In:** VII Simpósio Nacional de Geomorfologia, Belo Horizonte-MG, Anais, 2008.

FILHO, G.L.T.; VIANA, A.N.C.; CAETANO, G.T.; SANTOS, R.M. O Uso do ADCP em pequenos e médios cursos d’água. **In:** Grupo de trabajo sobre hidromecânica - 5ª Reunião, Montevideu – Uruguai, 1999, 10p.

FISRWG. **Stream Corridor Restoration: Principles, Processes, and Practices.** Federal Interagency Stream Restoration Working Group. Item No. 0120-A; SuDocs No. A 57.6/2:EN 3/PT.653. ISBN-0-934213-59-3. 1998.

FRAZIER, J.W.; ROBY, K.B; BOBERG, J.A; KENFIELD, K.; REINER, J.B; AZUMA, D.L.; FURNISH, J.L.; STAAB, B.P.; GRANT, S.L. **Stream Condition Inventory Technical Guide.** USDA Forest Service, Pacific Southwest Region - Ecosystem Conservation Staff, Vallejo, CA., 111p., 2005.

- FRENCH, R.H. **Open-Channel Hydraulics**. New York, McGraw-Hill, 1985.
- GARBRECHT, J. Analytical representation of cross-section hydraulic properties. **Journal of Hydrology**, v.119, p.43–56, 1990.
- GLICKAUF, S.; HARMAN, W.; BEVINGTON, S.; GILLAND, K. The development of bankfull hydraulic geometry relationships for streams of the Georgia coastal plain. **In: Proceedings of the Georgia Water Resources Conference**, University of Georgia, 2007.
- GORDON, N. D.; MCMAHON, T. A.; FINLAYSON, B. L. **Stream hydrology: an introduction for ecologists**. John Wiley & Sons Ltd, New York, 526p., 1992.
- GREGORY, K. J. & PARK, C. Adjustment of River Channel Capacity Downstream From a Reservoir. **Water Resources Research**, v.10, p.870-873, 1974.
- GRIFFITHS, G. Hydraulic geometry of some New Zealand gravel-bed rivers. **Journal of Hydrology**, v.19, p.106-18, 1980.
- GRISON, F. Uso do ADCP como ferramenta de apoio no traçado e extrapolação de curva-chave na bacia do rio Cubatão do Norte. Florianópolis: UFSC/CTC/ENS, 2008. 46 f. **Monografia** (Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Sanitária e Ambiental - UFSC)
- GRISON, F.; KOBIYAMA, M. Geometria hidráulica em bacias hidrográficas Paranaenses. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v.16, n.2, p.111-131, 2011a.
- GRISON, F.; KOBIYAMA, M. Teoria e aplicação da geometria hidráulica: revisão. **Revista Brasileira de Geomorfologia**, v.12, n.2, p.25-38, 2011b.
- GRISON, F.; KOBIYAMA, M.; GIGLIO, J.N.; LARA, P.G. Análise preliminar de geometria hidráulica da bacia hidrográfica do rio

Iguaçu. **In:** XVIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Campo Grande-MS, ABRH, Anais, 2009.

HARDY, T.; PANJA, P.; MATHIAS, D. **WinXSPRO, A Channel Cross Section Analyzer, User's Manual, Version 3.0.** Gen. Tech. Rep. RMRS-GTR-147. Fort Collins, CO: U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Rocky Mountain Research Station. 94p., 2005.

HARMAN, W.A.; JENNINGS, G.D.; PATTERSON, J.M.; CLINTON, D.R.; SLATE, L.O.; JESSUP, A.G; EVERHART, J.R; SMITH, R.E. Bankfull Hydraulic Geometry Relationships for North Carolina Streams. **In:** AWRA Wildland Hydrology Proceedings. D.S. Olsen and J.P. Potyondy, editors. AWRA Summer Symposium. Bozeman, MT. 1999.

HARRELSON, C. C; RAWLINS, C. L.; POTYONDY, J. P. **Stream channel reference sites: an illustrated guide to field technique.** Gen. Tech. Rep. RM-245. Fort Collins, CO: U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Rocky Mountain Forest and Range Experiment Station, 61p., 1994.

HEEDE, B. H. Influences of a forest on the hydraulic geometry of two mountain streams. **Water Resources Bulletin**, v.8, p.523-530, 1972.

HENDERSON, F. M. **Open Channel Flow.** Macmillan, New York, 522p., 1966.

HICKS, D.M.; MASON, P.D. **Roughness Characteristics of New Zealand Rivers.** Wellington, New Zealand: New Zealand National Institute of Water and Atmospheric Research (Reprint:Water Resources Publications, 1998), 1991.

HOGAN, D. L.; CHURCH, M. Hydraulic geometry in small, coastal streams: progress towards quantification of salmonid habitat. **Canadian Journal of Fisheries and Aquatic Sciences**, v.46, p.844-852, 1989.

- HYDROLOGIC ENGINEERING CENTER. **Accuracy of computed water surface profiles**. Research Document 26, U.S. Army Corps of Engineers Hydrologic Engineering Center, 1986.
- JACCON, G.; CUDO, K.J. **Curva-chave: análise e traçado**, Brasília, DNAEE, 1989. 273p., 1989.
- JARRETT, R.D. Hydraulics of high-gradient streams. **Journal of Hydraulic Engineering**, n.110,v.11,p.1519–1539, 1984.
- JONES, J. B.; HOLMES, R. M. Surface-subsurface interactions in stream ecosystems. **Trends in Ecology and Evolution**, n.11, p.239–242, 1996.
- JOWETT, I. G. Hydraulic geometry of New Zealand rivers and its use as a preliminary method of habitat assessment. **Regul. Rivers: Res. Mgmt.**, v.14, p.451–466, 1998.
- KELLERHALS, R.; CHURCH, M. The morphology of large rivers: characterization and management. **In: Proceedings of the International Large Rivers Symposium**. Can. Spec. Publ. Fish. Aquat. Sci. 106, p.31-48, 1989.
- KNIGHTON, A. D. Variations in at-a-station hydraulic geometry. **American Journal of Science**, n.275, p.186-218, 1975.
- KOBIYAMA, M. Conceitos de zona ripária e seus aspectos geobiohidrológicos. **In: I Seminário de Hidrologia Florestal: Zonas Ripárias – Alfredo Wagner/SC, Florianópolis: UFSC/PPGEA, Anais**, p.1-13, 2003.
- LANE, E.W. The Importance of Fluvial Morphology in Hydraulic Engineering. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, **Journal of the Hydraulics Division**, v.81, n.745, p.1-17, 1955.
- LATRUBESSE, E. M. Patterns of anabranching channels: The ultimate end-member adjustment of mega rivers. **Geomorphology**, v.101, p.130-145, 2008.

- LATRUBESSE, E. M.; AQUINO, S. Geometria hidráulica em rios da Amazônia Sul-Occidental. **Revista Geosul**, Florianopolis, v. 14, p.610-613, 1998.
- LEOPOLD, L. B. **A View of the River**. Harvard University Press, Cambridge, Massachusetts, 290p., 1994.
- LEOPOLD, L. B. **Water, Rivers and Creeks**. University Science Books, Sausalito-CA, 208p., 1997.
- LEOPOLD, L. B.; BULL, W. B. Base level, aggradation and grade. **Proceedings of the American Philosophical Society**, v.123, p.168-202, 1979.
- LEOPOLD, L.B.; MADDOCK, T. The hydraulic geometry of stream channels and some physiographic implications. **United States Geological Survey**, Prof. Paper, n.252, 56p., 1953.
- LEOPOLD, L.B; MILLER J.P. Ephemeral streams-hydraulic factors and their relation to the drainage net. **United States Geological Survey**, Prof. Paper, n.282A, 42p., 1956.
- LEOPOLD, L. B.; WOLMAN, M. G.; MILLER, J. P. **Fluvial Processes in Geomorphology**. W.H. Freeman and Co., San Francisco, CA, 522p., 1964.
- LIMERINOS, J. T. Determination of the Manning coefficient from measured bed roughness in natural channels. **Geological Survey Water-Supply**, Paper 1898-B, 1970.
- MACKIN, J. H. Concept of the graded river, **Geol. Soc. Am. Bull.**, n.59, p.463– 512, 1948.
- MARCUS, W.A.; ROBERTS, K.; HARVEY, L.; TACKMAN, G. An evaluation of methods for estimating Manning's  $n$  in small mountain streams. **Mountain Research and Development**, n.12, v.3, p.227–239, 1992.



- MERIGLIANO, M. F. Hydraulic geometry and stream channel behavior: a uncertain link. **Journal of the American Water Resources Association**, v.33, p.1327-1336, 1997.
- MORISAWA, M. **Rivers: Form and Process**. Harlow: Longman, 222p.,1985.
- MOSLEY, M. P. Critical depths for passage in braided rivers, Canterbury, New Zealand. **New Zeal. J. Mar. Freshwat. Res.**, v.16, p.351-357, 1982.
- MOSLEY, M. P.; JOWETT, I. G. Fish habitat analysis using river flow simulation. **New Zeal. J. Mar. Freshwat. Res.**, v.19, p.293-309, 1985.
- MOTA, A. A.; GRISON, F.; KOBİYAMA, M. Análise da relação de propriedades do solo e da topografia com a sinuosidade do Rio dos Bugres por meio de índices topográficos. **In: XIX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Maceió-AL, Anais**, 15p., 2011.
- OLSON-RUTZ, K. M.; MARLOW, C. B. Analysis and Interpretation of Stream Channel Cross-Sectional Data. **North American Journal of Fisheries Management**, v.12, p.55-61, 1992.
- PARK, C. C. World-wide variations in hydraulic geometry exponents of stream channels: an analysis and some observations. **Journal of Hydrology**, v.33, p.133-146, 1977.
- PORTO, R. M. Hidráulica básica. São Carlos, EESC/USP,540p., 2006.
- POWELL, K. E. C. Chapter 9: Weed growth—a factor of channel roughness. **In: Hydrometry: Principles and Practices** (ed. by R. W. Herschy), pp.327-352. John Wiley & Sons, Chichester, West Sussex, UK, 1978.
- RHODES, D.D. The *b-f-m* diagram graphical representation and interpretation of at-a-station hydraulic geometry. **American Journal of Science**, v.277, p.73-42, 1977.

- RICHARD, G. A. Quantification and prediction of lateral channel adjustments downstream from Cochiti Dam, Rio Grande, NM. **Doctor of Philosophy Dissertation**, Colorado State University, 2001.
- RICHARDS, K. S. Hydraulic geometry and channel roughness—a non-linear system. **American Journal of Science**, n.273, p.877-896, 1973.
- RIDENOUR, G. S.; GIARDINO, J. R. Logratio linear modelling of hydraulic geometry using indices of flow resistance as covariates. **Geomorphology** v.14, p.65-72, 1995.
- RIGGS, H.C. A simplified slope-area method for estimating flood discharges in natural channels. **U.S. Geological Survey Journal of Research**, n.4, p.285–291, 1976.
- RIGGS, H.C. Streamflow characteristics from channel size. **Journal of the Hydraulics Division**, n.104, p.87-96, 1978.
- ROSGEN, D.L. A classification of natural rivers. **Catena**, v.22, p.169-199, 1994.
- ROSGEN, David L. **Applied River Morphology**. Wildland Hydrology Books, Pagosa Springs, Colorado, p 6-42. SAS Institute, 1989. GLM Procedures, SAS Users Guide, Cary, North Carolina, 1996.
- SANTA CATARINA - Gabinete de Planejamento e Coordenação Geral, Subchefia de Estatística, Geografia e Informática. **Atlas de Santa Catarina**. Rio de Janeiro, Aerofoto Cruzeiro, 173p., 1986.
- SANTOS, I.; FILL, H.D.; SUGAI, M.R.V.; BUBA, H.; KISHI, R.T.; MARONE, E.; LAUTERT, L.F.C. **Hidrometria Aplicada**. Curitiba - Pr: Lactec, 372 p., 2001.
- SCHUMM, S.A. **The fluvial system**. John Wiley & Sons, New York - EUA, 338p., 1977.

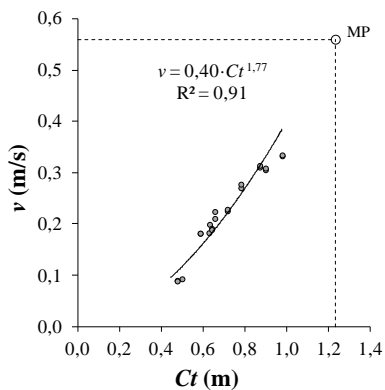
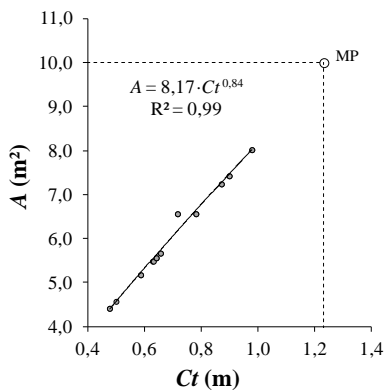
- SEARCY, J. K. Flow-Duration Curves. Manual of Hydrology: Part 2. Low-Flow Techniques. **U.S. Geological Survey Water-Supply**, Paper 1542-A, 33 p., 1959.
- SHIELDS, F. D. Jr.; DOYLE, M. W. Sedimentation Engineering Design in River Restoration: System Stability Assessment for Design Guidance. **In:** Walton, R. and Nece, R. E. Proceedings of the 1999 International Water Resources Engineering Conference, Environmental and Water Resources Institute of the American Society of Civil Engineers, Reston, 10p, 2000.
- SIMONS, D.B.; RICHARDSON, E.V. Resistance to flow in alluvial channels. **U.S. Geological Survey Professional Paper**, n.422-J, 1966.
- SIMONS, D. B.; RICHARDSON, E. V.; NORDIN, C. J. Sedimentary structures generated by flow in alluvial channels. **SEPM Special Publication**, v.12, p.34-52, 1965.
- SINGH, V.P. On the theories of hydraulic geometry. **International Journal of Sediment Research**, v.18, p.196-218, 2003.
- SONTEK/YSI. **FlowTraker ADV**. Technical Manual, 2009.
- STANFORD, J.A; WARD, J.V. An ecosystem perspective of alluvial rivers - connectivity and the hyporheic corridor. **Journal of the North American Benthological Society**, n.12, p.48-60, 1993.
- STEWARTSON, M.J.; GRANT, S.B.; MARUSIC, I. Modelling hyporheic exchange: From the boundary layer to the basin. **In:** Proc 19th International Congress on Modelling and Simulation, p.3973-3979, 2011.
- STOUT, H. P. Prediction of oxygen deficits associated with effluent inputs to the rivers of the Forth catchment. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**, v.2, p.51-64, 1979.
- THORNES, J. B. The hydraulic geometry of stream channels in the Xingu-Araguaia headwaters. **Geographical Journal**, v.136, p.366-82, 1970.

- TRISKA, FJ; KENNEDY, V.C.; AVANZINO, R.J.; ZELLWEGER, G.W.; BENCALA, K.E. Retention and transport of nutrients in a third-order stream in northwestern California: hyporheic processes. **Ecology**, n.70, p.1893–1905, 1989.
- VALETT, H.M; HAKENKAMP, C.C; BOULTON, A.J. Perspectives on the hyporheic zone: integrating hydrology and biology. Introduction. **J. N. Am. Benthol. Soc.**, n.12, p.40–43, 1993.
- VEADO, R. W. A.; TROPPEMIR, H. Geossistemas do Estado de Santa Catarina. **In:** GERARDI, L. H. O. & MENDES, I. A. (org). Teoria, Técnicas, Espaços e Atividades: temas de Geografia contemporânea. Rio Claro: UNESP-AGETEO, 2001.
- WHITE, D.S. Perspectives on defining and delineating hyporheic zones. **J. N. Am. Benthol. Soc.**, n.12, p.61–69, 1993.
- WILCOCK, D. N. Investigation into the relations between bed load transport and channel shape. **Geol. Soc. America Bull**, v.82, p.2159-2176, 1971.
- WILLIAMS, P. B.; ORR, M. K.; GARRITY, N. J. Hydraulic Geometry: A Geomorphic Design Tool for Tidal Marsh Channel Evolution in Wetland Restoration Projects. **Restoration Ecology**, v.10, n.3, p.577-590, 2002.
- WOHL, E. **Disconnected rivers: linking rivers to landscapes**. Yale University Press, 2004.
- WOHL, E. Downstream hydraulic geometry along a tropical mountain river. **In:** The Rio Chagres: A multidisciplinary profile of a tropical watershed, R. S. Harmon, ed, Kluwer Academic Publishers, New York-NY, p.169-188, 2005.
- WOLMAN, M. G.; LEOPOLD, L. B. River flood plains: some observations on their formation. **United States Geological Survey**, Prof. Paper 282-C, 30p, 1957.

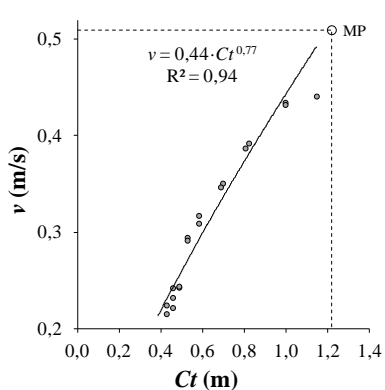
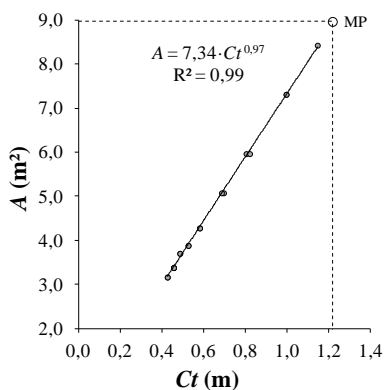
## APÊNDICES

### APÊNDICE 1: Curvas cota-área e cota-velocidade média para os pontos de estudo do rio dos Bugres

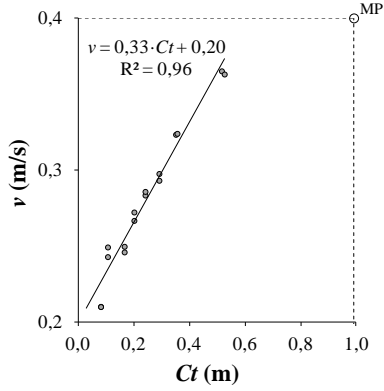
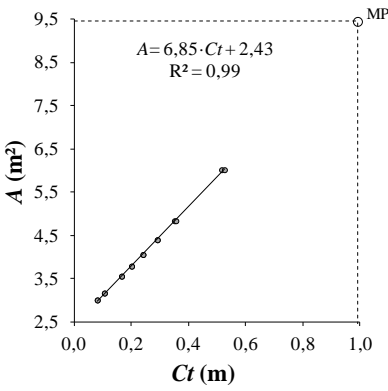
#### RB01



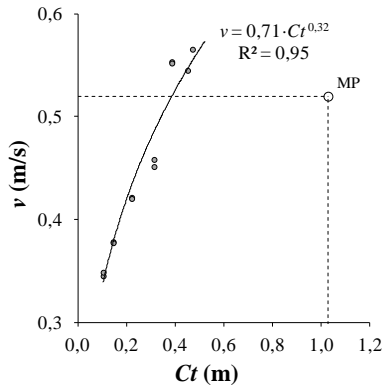
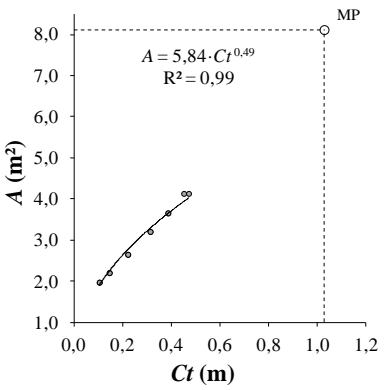
#### RB02



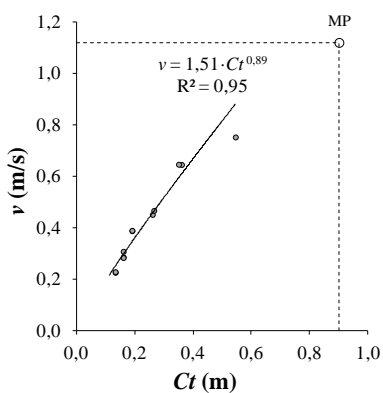
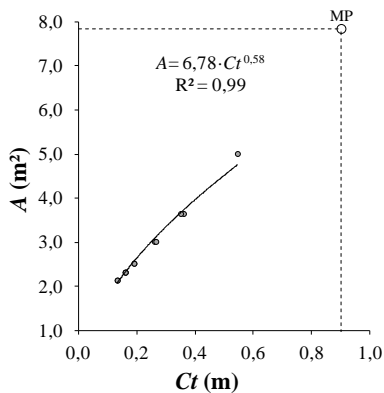
RB03



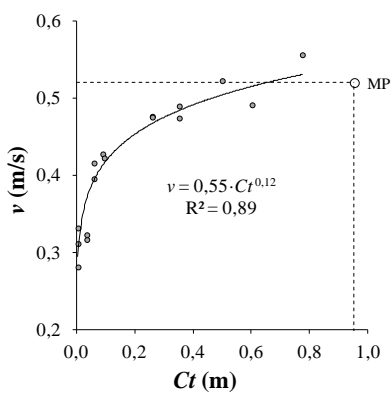
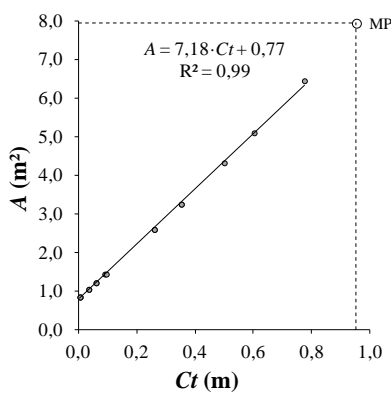
RB04



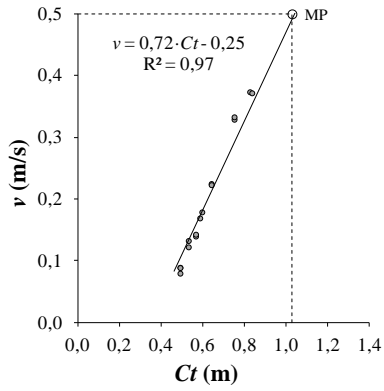
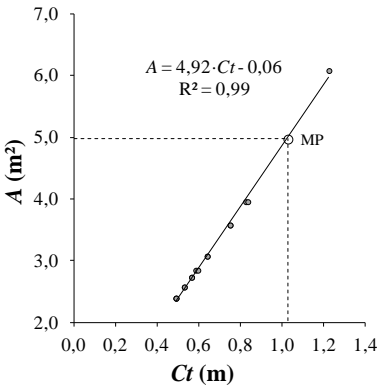
## RB05



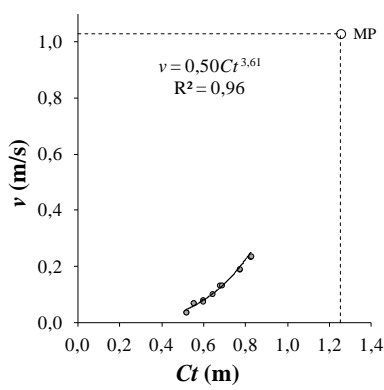
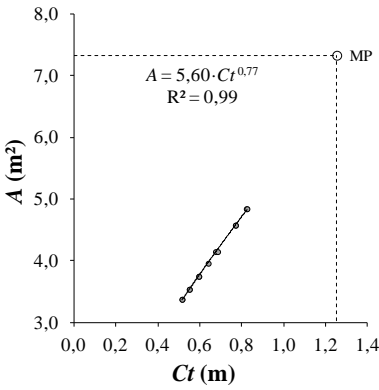
## RB06



RB07

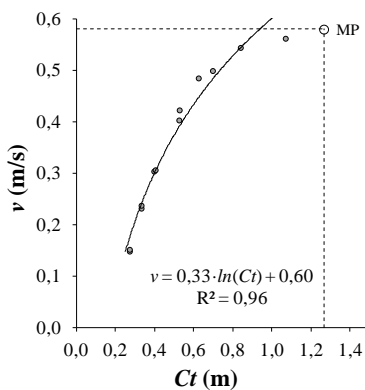
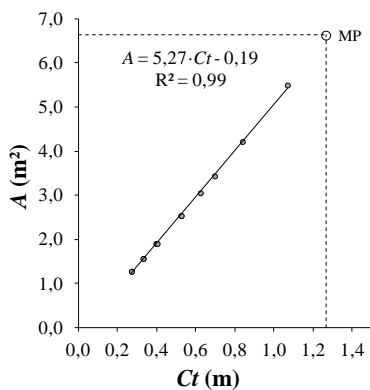


RB08

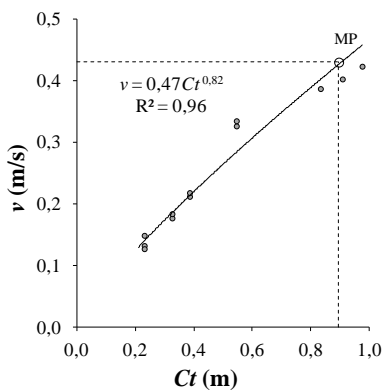
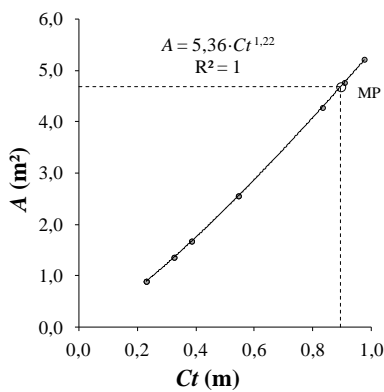




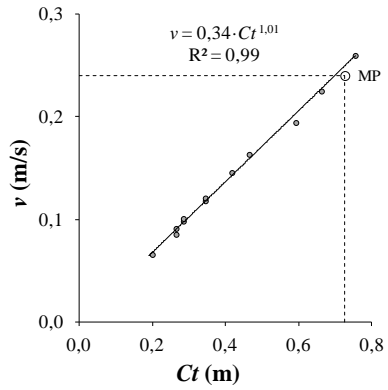
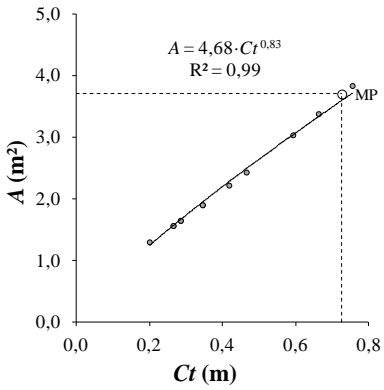
## RB09



## RB10



## RB11



**APÊNDICE 2: Resultados das estimativas de vazões do rio dos Bugres  
pelos métodos da Meia Seção (MS) e da Seção Média (SM)**

<b>Seção</b>	<b>Cota (m)</b>	<b>Vazão (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Método</b>
RB01	0,475	0,397	SM
	0,475	0,392	SM
	0,498	0,425	SM
	0,585	0,940	MS
	0,585	0,942	MS
	0,627	1,003	SM
	0,630	1,092	SM
	0,640	1,064	SM
	0,640	1,051	SM
	0,655	1,194	SM
	0,655	1,271	SM
	0,715	1,480	SM
	0,715	1,500	SM
	0,780	1,775	SM
	0,780	1,821	SM
	0,870	2,250	SM
	0,870	2,275	SM
	0,898	2,269	SM
	0,898	2,293	SM
	0,978	2,668	MS
0,978	2,683	MS	

<b>Seção</b>	<b>Cota (m)</b>	<b>Vazão (m³/s)</b>	<b>Método</b>
RB02	0,425	0,682	SM
	0,425	0,711	SM
	0,455	0,750	SM
	0,455	0,785	SM
	0,455	0,819	SM
	0,485	0,900	SM
	0,485	0,904	SM
	0,525	1,144	MS
	0,525	1,133	MS
	0,580	1,324	MS
	0,580	1,359	MS
	0,685	1,762	MS
	0,695	1,782	MS
	0,803	2,312	MS
	0,820	2,342	MS
	0,995	3,180	MS
0,995	3,164	MS	
1,145	3,719	SM	

<b>Seção</b>	<b>Cota (m)</b>	<b>Vazão (m³/s)</b>	<b>Método</b>
RB03	0,080	0,631	SM
	0,080	0,631	SM
	0,105	0,768	SM
	0,105	0,789	SM
	0,165	0,874	SM
	0,165	0,887	SM
	0,200	1,010	SM
	0,200	1,031	SM
	0,240	1,149	SM
	0,240	1,159	SM
	0,290	1,309	SM
	0,290	1,289	SM
	0,350	1,564	SM
	0,355	1,567	SM
	0,515	2,198	SM
	0,525	2,185	SM

<b>Seção</b>	<b>Cota (m)</b>	<b>Vazão (m³/s)</b>	<b>Método</b>
RB04	0,103	0,682	SM
	0,103	0,689	SM
	0,144	0,835	SM
	0,144	0,833	SM
	0,220	1,119	SM
	0,220	1,116	SM
	0,312	1,449	SM
	0,312	1,471	SM
	0,385	2,027	SM
	0,385	2,022	SM
	0,450	2,255	SM
	0,470	2,340	SM

<b>Seção</b>	<b>Cota (m)</b>	<b>Vazão (m³/s)</b>	<b>Método</b>
RB05	0,133	0,483	SM
	0,133	0,488	SM
	0,160	0,662	SM
	0,160	0,713	SM
	0,160	0,657	SM
	0,190	0,977	MS
	0,190	0,981	MS
	0,260	1,360	SM
	0,265	1,408	SM
	0,350	2,359	SM
	0,360	2,355	SM
	0,545	3,771	SM

<b>Seção</b>	<b>Cota (m)</b>	<b>Vazão (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Método</b>
RB06	0,005	0,261	MS
	0,005	0,278	MS
	0,005	0,236	SM
	0,035	0,329	SM
	0,035	0,335	SM
	0,060	0,478	SM
	0,060	0,502	SM
	0,090	0,613	SM
	0,095	0,606	SM
	0,260	1,234	MS
	0,260	1,231	MS
	0,353	1,539	SM
	0,353	1,590	SM
	0,500	2,257	SM
	0,603	2,504	SM
0,775	3,586	SM	

<b>Seção</b>	<b>Cota (m)</b>	<b>Vazão (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Método</b>
RB07	0,490	0,191	MS
	0,490	0,213	MS
	0,490	0,212	MS
	0,530	0,315	SM
	0,530	0,341	SM
	0,565	0,382	SM
	0,565	0,390	SM
	0,585	0,481	SM
	0,595	0,509	SM
	0,640	0,691	MS
	0,640	0,686	MS
	0,750	1,178	MS
	0,750	1,192	MS
	0,825	1,478	MS
	0,835	1,471	MS
1,225	3,531	SM	

<b>Seção</b>	<b>Cota (m)</b>	<b>Vazão (m³/s)</b>	<b>Método</b>
RB08	0,515	0,127	SM
	0,515	0,125	SM
	0,550	0,248	MS
	0,550	0,249	MS
	0,595	0,304	SM
	0,595	0,284	SM
	0,640	0,407	SM
	0,675	0,553	SM
	0,685	0,554	SM
	0,770	0,869	SM
	0,770	0,878	SM
	0,822	1,138	MS
	0,825	1,149	MS

<b>Seção</b>	<b>Cota (m)</b>	<b>Vazão (m³/s)</b>	<b>Método</b>
RB09	0,270	0,189	MS
	0,270	0,193	MS
	0,330	0,362	SM
	0,330	0,371	SM
	0,395	0,578	SM
	0,402	0,583	SM
	0,523	1,023	SM
	0,525	1,072	SM
	0,623	1,480	SM
	0,695	1,716	SM
	0,838	2,296	SM
	1,068	3,092	SM

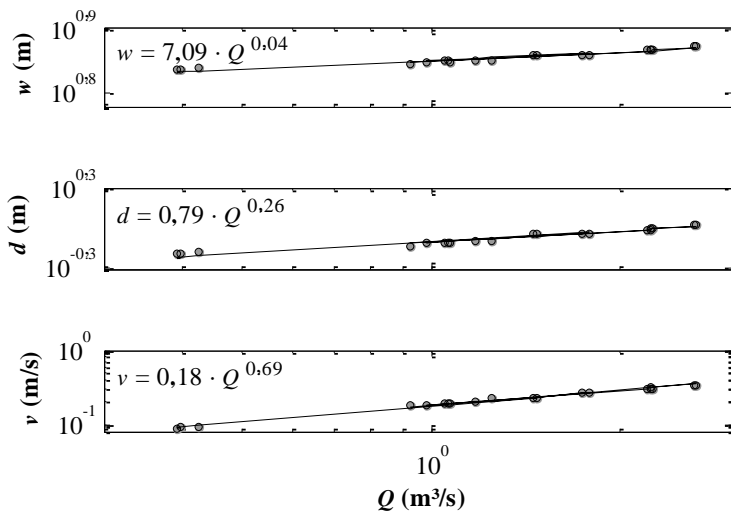
<b>Seção</b>	<b>Cota (m)</b>	<b>Vazão (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Método</b>
RB10	0,230	0,118	MS
	0,230	0,113	MS
	0,230	0,133	MS
	0,325	0,240	SM
	0,325	0,250	SM
	0,385	0,355	SM
	0,385	0,365	SM
	0,545	0,834	SM
	0,545	0,855	SM
	0,833	1,655	SM
	0,908	1,918	SM
0,975	2,208	SM	

<b>Seção</b>	<b>Cota (m)</b>	<b>Vazão (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Método</b>
RB11	0,200	0,085	MS
	0,265	0,134	MS
	0,265	0,143	MS
	0,285	0,162	SM
	0,285	0,166	SM
	0,345	0,225	SM
	0,345	0,230	SM
	0,418	0,323	SM
	0,465	0,397	SM
	0,593	0,590	SM
	0,663	0,760	SM
	0,755	0,996	SM

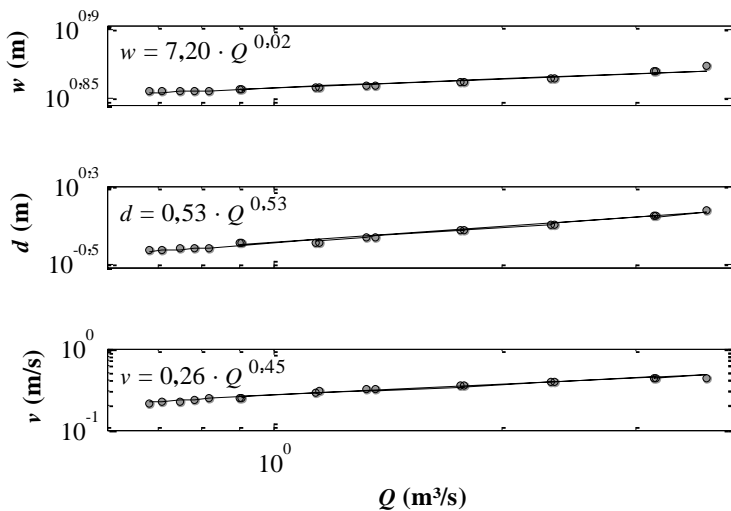


**APÊNDICE 3: Relações da geometria hidráulica para as seções de medição dos trechos RB01 a RB11 do rio dos Bugres**

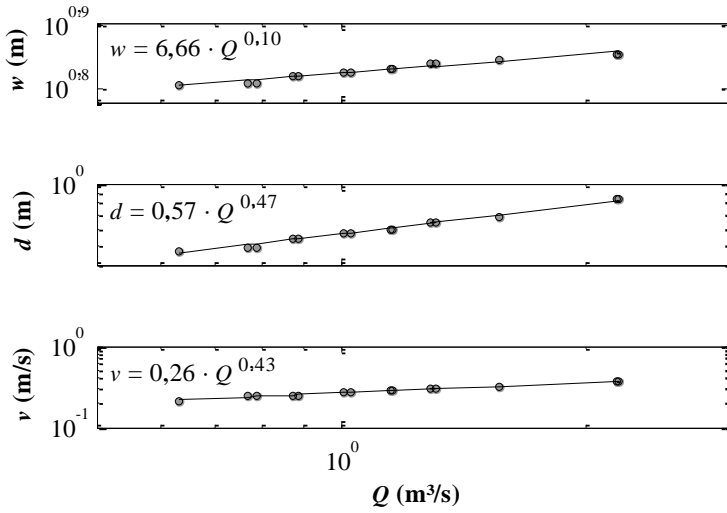
**RB01**



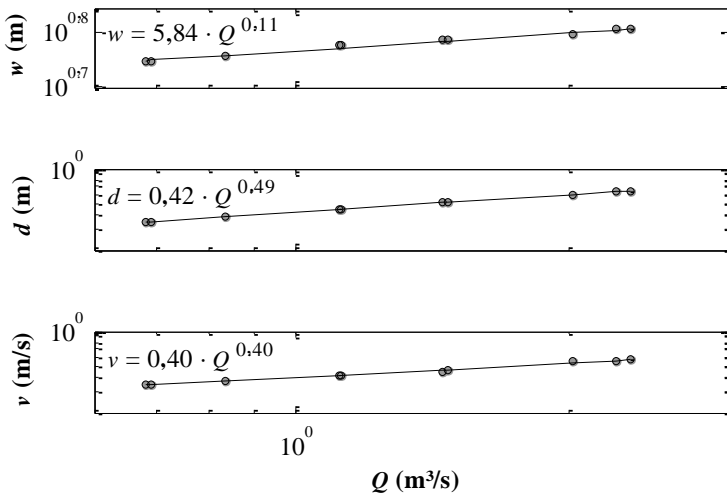
**RB02**



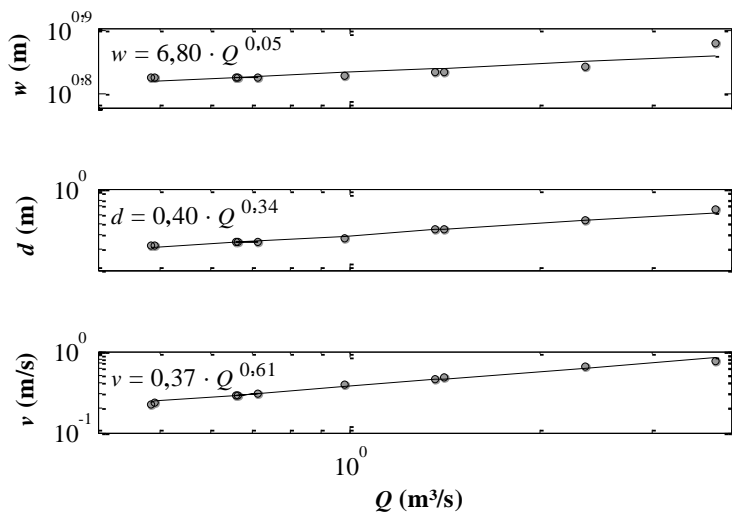
## RB03



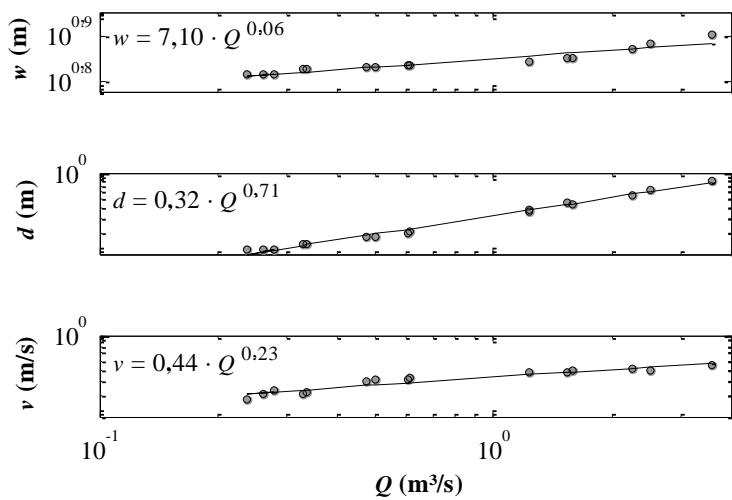
## RB04



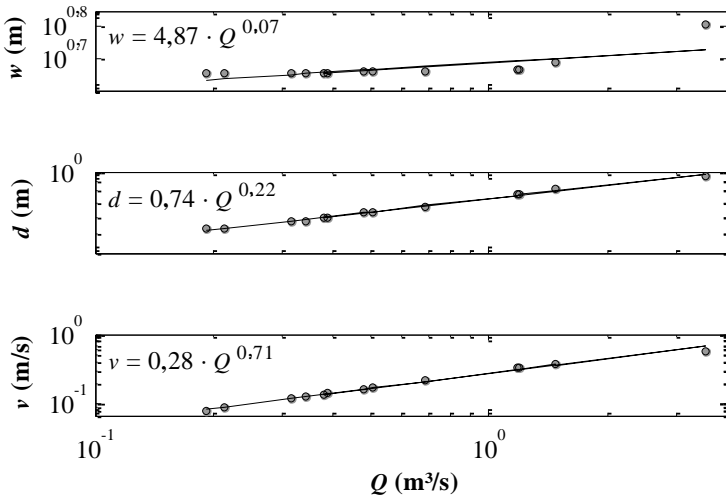
## RB05



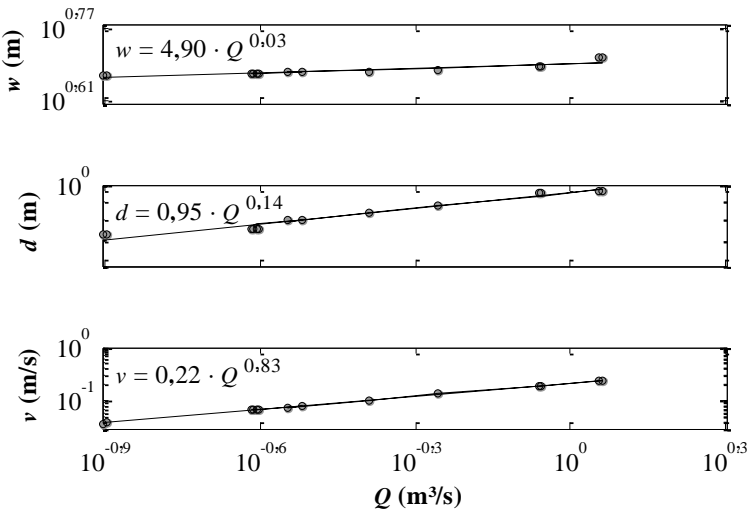
## RB06



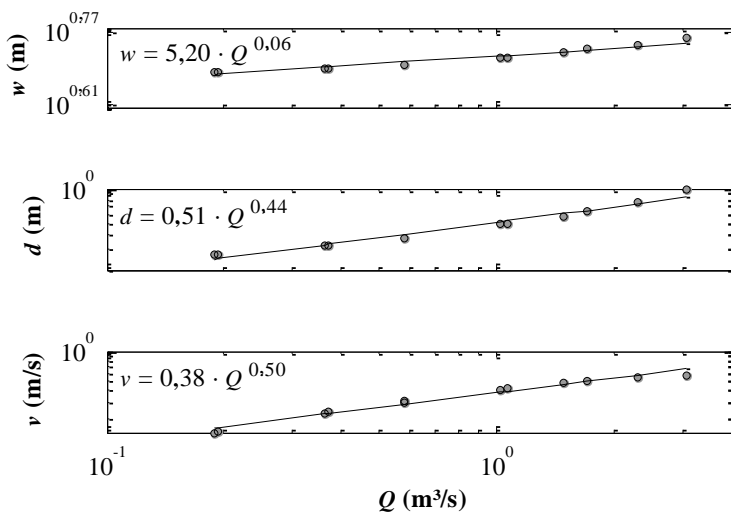
RB07



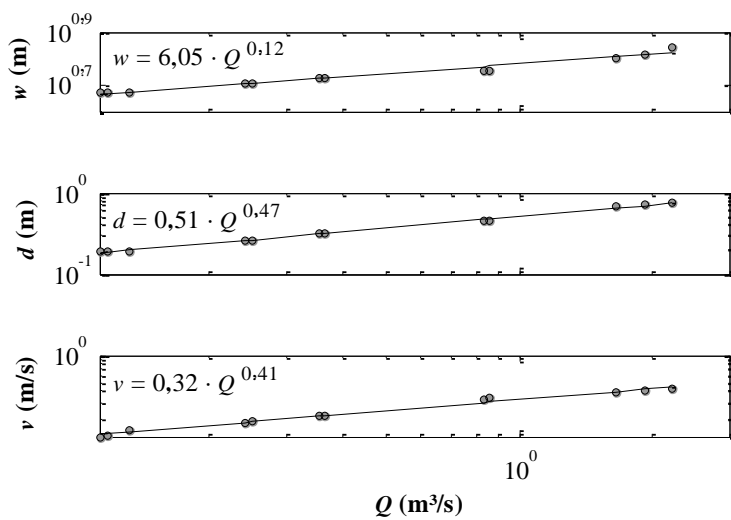
RB08



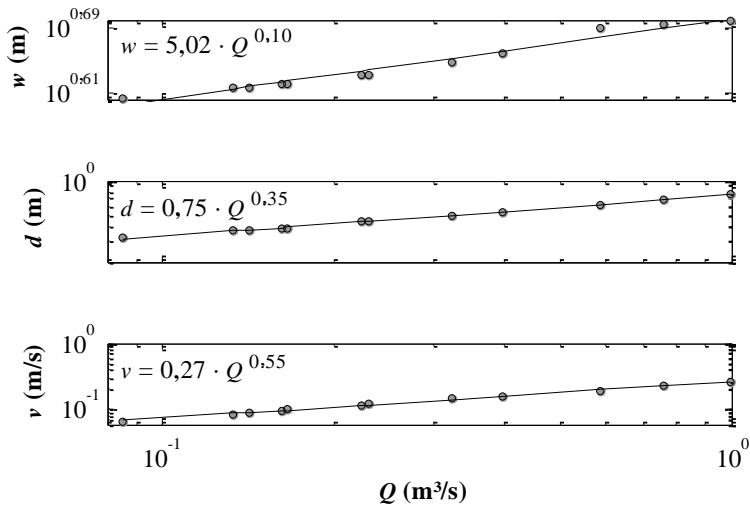
## RB09



## RB10



## RB11



## ANEXOS

### ANEXO 1: Nível topográfico digital

O nível topográfico utilizado nesse trabalho é da marca *Leica*, modelo *Sprinter-150M*. A Tabela A1 apresenta algumas especificações técnicas desse modelo.

**Tabela A1 - especificações técnicas do nível topográfico**

<b>Parâmetro</b>	<b>Valor</b>
Erro médio (por km de nivelamento duplo)	2,0mm
Alcance da medição eletrônica	2m à 80m
Focagem mínima (ótica)	0,5m
Tempo de medição	3 segundos
Memória interna	1.000 medições



(a)

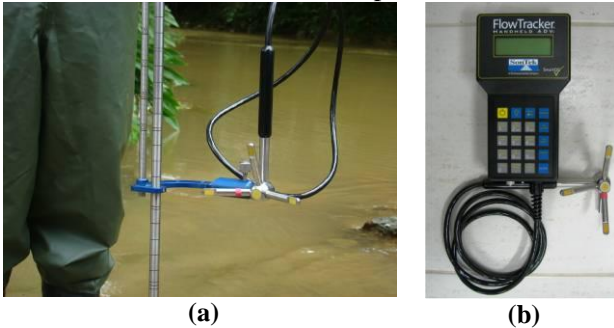


(b)

**Figura A1 – Nível topográfico *Leica/ Sprinter-150M*. (a) Vista lateral; e (b) Tela de comandos**

## ANEXO 2: FlowTracker -ADV

O FlowTracker (Figura A3) é um aparelho *Doppler* do tipo ADV (*Acoustic Doppler Velocimeter*) desenvolvido pela empresa SonTek/YSI. Algumas peculiaridades desse aparelho estão descritas abaixo e foram traduzidas do manual do aparelho (SonTek/YSI, 2009).



**Figura A2 – FlowTracker-ADV. (a) Sonda do FlowTracker presa na haste de medição.(b) Controlador dos dados da sonda**

O FlowTracker é basicamente composto por uma sonda e por um controlador. A sonda é o dispositivo que contém os elementos acústicos usados para medir a velocidade. O controlador contém um teclado para operação da sonda e uma tela para visualização das operações, dados medidos e erros durante as medições.

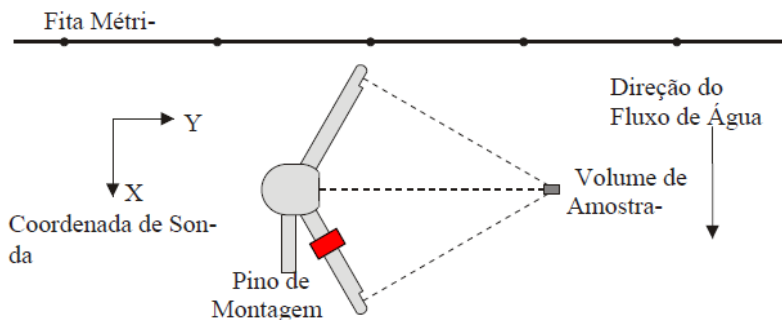
A utilização de um FlowTracker possibilita várias vantagens:

- Medições de velocidades da água em 2D ou 3D e de 0,0001 a 4,0 m/s;
- Os dados de velocidade tem um nível de exatidão igual à 1% da velocidade real numa amostra de um segundo;
- Os dados de velocidade podem ser usados imediatamente sem quaisquer correções pós-processamento;
- As medições podem ser feitas a partir de 2 cm de profundidade até aproximadamente 1,5 metros;
- A calibragem do FlowTracker não mudará exceto se a sonda for fisicamente danificada.

Durante a utilização do FlowTracker um importante cuidado é com relação a orientação a sonda na água. A Figura A3 mostra um



esquema dessa orientação. Observa-se a sonda deve ficar posicionada perpendicular a direção do fluxo e com seu eixo X imaginário (pino de montagem) na direção de jusante.



**Figura A3 - Posicionamento do FlowTracker em relação a direção do fluxo d'água. (Fonte: SonTek/YSI, 2009)**

### ANEXO 3: Software SonTek FlowTracker v2.30

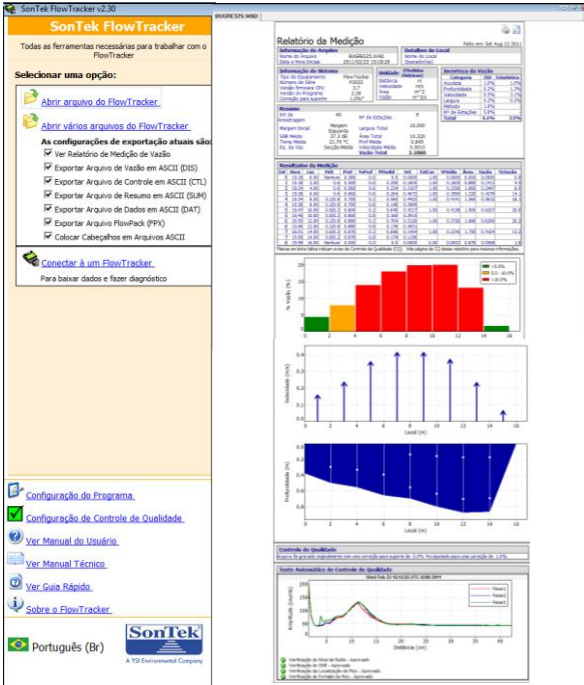


Figura A4 - Layout Software do FlowTracker