

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
Escola de Engenharia
Programa de Pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos

Vinícius Roman

**ANÁLISE DO EQUILÍBRIO MORFOLÓGICO EM RIOS REGULARIZADOS:
MODELAGEM MATEMÁTICA UNIDIMENSIONAL DO TRANSPORTE DE
SEDIMENTOS NO RIO SÃO FRANCISCO**

Belo Horizonte
2004

Vinícius Roman

**ANÁLISE DO EQUILÍBRIO MORFOLÓGICO EM RIOS REGULARIZADOS:
MODELAGEM MATEMÁTICA UNIDIMENSIONAL DO TRANSPORTE DE
SEDIMENTOS NO RIO SÃO FRANCISCO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos.

Área de concentração: Recursos Hídricos

Orientador: Mário Cicareli Pinheiro

Belo Horizonte
2004

R758a

Roman, Vinícius.

Análise do equilíbrio morfológico em rios regularizados
[recurso eletrônico] : modelagem matemática unidimensional do
transporte de sedimentos no rio São Francisco / Vinícius Roman- 2004.
1 recurso online (171 f. : il., color.) : pdf.

Orientador: Mário Cicareli Pinheiro.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Minas Gerais,
Escola de Engenharia.

Apêndices: f. 132-171.

Bibliografia: f. 125-131.

Exigências do sistema: Adobe Acrobat Reader.

1. Engenharia sanitária - Teses. 2. Recursos hídricos -
Desenvolvimento - Teses. 3. Modelagem matemática - Teses. 4.
Transporte de sedimento - Teses. I. Pinheiro, Mário Cicareli. II.
Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. III. Título.

CDU: 628(043)



UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

Escola de Engenharia

Programa de Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos

Av. Contorno 842 – 7º andar 30110-060 Belo Horizonte – BRASIL

Tel: 55 (31) 3238-1882 Fax: 55 (31) 3238-1882 posgrad@desa.ufmg.br

www.smarh.eng.ufmg.br

ESCOLA DE ENGENHARIA

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO, MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS

ATA DA DEFESA DE DISSERTAÇÃO DE VINÍCIUS ROMAN

NÚMERO REGISTRO: 234º

Às 13:30 horas do dia 21 de Dezembro de 2004, reuniu-se na Escola de Engenharia da UFMG a Comissão Examinadora de DISSERTAÇÃO, indicada pelo Colegiado do PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO, MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS, para julgar, em exame final, o trabalho final intitulado:

**"ANÁLISE DO EQUILÍBRIO MORFOLÓGICO EM RIOS REGULARIZADOS:
MODELAGEM MATEMÁTICA UNIDIMENSIONAL DO TRANSPORTE DE
SEDIMENTOS NO RIO SÃO FRANCISCO"**

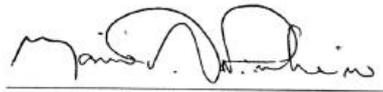
requisito para a obtenção do Grau de MESTRE em SANEAMENTO, MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS, Área de Concentração: HIDRÁULICA E RECURSOS HÍDRICOS

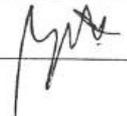
Abrindo a sessão, o Orientador, Prof. Mário Cicareli Pinheiro, após dar conhecimento aos presentes o teor das Normas Regulamentares do Trabalho Final, passou a palavra ao candidato para apresentação de seu trabalho. Seguiu-se a arguição pelos examinadores com a respectiva defesa pelo candidato. Logo após, a Comissão se reuniu sem a presença do candidato e do público, para julgamento e expedição do resultado final. Foram atribuídas as seguintes indicações:

BANCA EXAMINADORA	INSTITUIÇÃO	INDICAÇÃO
Prof. Dr. Mário Cicareli Pinheiro - Orientador	EHR/UFMG	APROVADO
Prof. Dr. Márcio Benedito Baptista	EHR/UFMG	aprovado
Prof. Dr. Mauro da Cunha Naghettini	EHR/UFMG	aprovado
Prof. Dr. Rui Carlos Vieira da Silva	COPPE/UFRJ	APROVADO

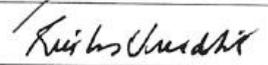
Pelas indicações, o candidato foi considerado APROVADO, devendo proceder a pequenas alterações no trabalho, para a sua edição definitiva, a ser entregue no prazo de 2 meses.

O resultado final foi comunicado publicamente ao candidato pelo Presidente da Comissão. Nada mais havendo a tratar, o Presidente encerrou a reunião e lavrou a presente ATA, que será assinada por todos os membros participantes da Comissão Examinadora. Belo Horizonte, 21 de dezembro de 2004.









Aos meus pais,
Lucinha e Geraldo.

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Mário Cicareli Pinheiro, pela orientação e pela fonte infindável de idéias.

Aos meus pais, por me acolherem na volta de Pirapora e apoiarem a conclusão do mestrado.

Aos amigos Luiz Felipe de Carvalho Gomes Ferreira e José Humberto Borato Jabur, pelo incentivo para realização da primeira etapa do meu mestrado.

Ao pessoal da hidrologia e programação energética da CEMIG pelo envio de dados ao longo das pesquisas: Cláudio Antuña, Júlio César Ezequiel da Costa, Marcelo de Deus, Inês, Jeanne, Toninho, e ao superintendente Marcus Vinícius do Nascimento.

À Alice Silva de Castilho, pela inestimável ajuda com as bibliografias e obtenção de dados, além de possibilitar o acompanhamento de trabalhos de coleta de sedimentos.

Ao Newton de Oliveira Carvalho, pelas dicas imprescindíveis e o fornecimento de dados.

Ao Éber José de Andrade, “quase” conterrâneo de Resende Costa, por sanar minhas dúvidas, e vai-e-vem de bibliografia para a UFMG.

Ao professor Mauro da Cunha Naghetini, pelo incentivo a enveredar pelos assuntos hídricos. Pelo primeiro empurrão para trabalhar com navegação fluvial. Pelas bibliografias do WRR.

A todos os professores do EHR, em especial; Luiz Rafael Palmier, Márcio Benedito Baptista e Nilo de Oliveira Nascimento, pelas bibliografias.

Aos colegas de mestrado, em especial ao Antônio Carlos Câmara Júnior (pelas conversas mais filosóficas na sala 1009), e Wilson, pelos dados de cota e mapas.

À Iara, que sempre ajudou nos assuntos administrativos e burocráticos.

Ao pessoal da ANA; Walszon, Valdemar, Cláudio e Andrelina.

Ao Capitão Cícero, pela obtenção de cartas topográficas de difícil acesso.

Ao Marco Aurélio, pela revisão do inglês.

“E isso de que me serve? Água, águas. O senhor verá um ribeirão que verte no Canabrava – que verte no Taboca, que verte no Rio Preto, o primeiro Preto do Rio Paracatú – pois a daquele é sal só, vige salgada grossa, azula muito: quem conhece fala que é a do mar, descritamente; nem boi não gosta, não traga, eh não. E tanta explicação dou, porque muito ribeirão e vereda, nos contornados por aí, redobra nome. Quando um ainda não aprendeu, se atrapalha, faz raiva. Só *Preto*, já molhei mão nuns dez. *Verde*, uns dez. Do *Pacari*, uns cinco. Da *Ponte*, muitos. Do *Boi*, ou da *Vaca*, também. E uns sete por nome de *Formoso*. *São Pedro*, *Tamboril*, *Santa Catarina*, uma porção. O sertão é do tamanho do mundo.

Agora, por aqui, o senhor já viu: *Rio* é só o São Francisco, o rio do Chico. O resto pequeno é vereda, e algum ribeirão.”

João Guimarães Rosa

RESUMO

Os rios transportam naturalmente os sedimentos das regiões das vertentes para o oceano. Quando o transporte de sedimentos tem seu equilíbrio quebrado pela construção de uma barragem no leito do rio, ocorrem três impactos mais significativos: (i) a retenção dos volumes de sedimento gerados pela bacia até o local da barragem, que não mais escoam para o oceano; (ii) a diminuição da vazão sólida a jusante da barragem, aumentando o poder erosivo das águas sobre o leito do rio; e (iii) a diminuição da magnitude dos picos de vazão líquida a jusante da barragem que diminuem o poder de transporte de sedimentos pelo escoamento. Estes impactos geram um desequilíbrio no leito do rio que se ajusta às novas condições de vazão líquida e sólida, e encontra novo equilíbrio algum tempo após a intervenção estrutural realizada. Este trabalho investiga o fenômeno das alterações morfológicas que ocorrem no rio a jusante de uma barragem através da utilização de modelagem matemática em uma dimensão realizada para o escoamento líquido e sólido e as alterações morfológicas decorrentes da erosão ou sedimentação. O estudo foi desenvolvido em uma bacia em que já existe a barragem. Foi descrita uma metodologia para recomposição das séries naturais de vazão sólida e simuladas as condições de existência e não existência da barragem. A modelagem em uma dimensão foi realizada com o software HEC-6. A comparação entre os resultados dos dois cenários propostos aplicados ao caso do rio São Francisco a jusante da barragem de Três Marias demonstraram que aquele barramento não influencia sobre o balanço de massa dos sedimentos no longo prazo, ao menos em um trecho de cerca de 350 quilômetros entre a barragem de Três Marias e a cidade de São Francisco.

Palavras-chave: hidráulica fluvial, transporte de sedimentos, morfologia fluvial.

ABSTRACT

The rivers naturally transport sediment from the uplands to the ocean. When sediment transport equilibrium is broken by the construction of a dam in the river, the three most significant impacts are: (i) retention of sediment yield from the river basin until the dam section; (ii) reduction of sediment discharge downstream from the dam, increasing the erosive power of the water in the river bed; and (iii) reduction of the flood peaks downstream the dam, decreasing the sediment transport power of the stream. These impacts induce certain instability in the river bed which adjusts itself to the new conditions and cause a new equilibrium situation later. This work investigates the adjustment in river morphology downstream the dam using one dimensional mathematical modeling, of stream, sediment transport and river morphological changes due to the erosion and deposition of sediment. The study was developed in a river basin where the dam already exists. The methodology was described for the recomposition of natural sediment discharge series and simulated considering the existence and non-existence of the dam. The software HEC-6 was used for the one dimensional modeling process. The comparison between this two hypothesis was tested using the São Francisco river basin downstream from Três Marias dam, and have demonstrated that the dam does not affect in the sediment mass balance in the long term, at least in an extension of 350 kilometers between the Três Marias dam and São Francisco town.

Keywords: river hydraulics, sediment transport, river morphology.

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1 – Relação entre o diâmetro nominal do sedimento e a velocidade de queda para quartzo caindo infinitamente em água destilada em repouso	28
Figura 3.2 – Desenho ilustrativo dos diferentes métodos de caracterização dos sedimentos transportados pelo curso d'água	32
Figura 3.3 – Ábaco 1 de Colby, de 1957, para estimar o valor da descarga de sedimentos não medida por unidade de largura em relação à velocidade média do escoamento... 40	
Figura 3.4 – Ábaco 2 de Colby, de 1957, para estimar o valor da concentração relativa de areia em suspensão.....	41
Figura 3.5 – Ábaco 3 de Colby, de 1957, para estimar o valor do fator de correção K.....	41
Figura 3.6 – Ábacos 1 e 3 de Colby, de 1964, para estimar a descarga sólida de areias e o valor do fator de correção K_3	43
Figura 3.7 – Ábacos 2 de Colby, de 1964, para estimar o fator de correção devido à temperatura da água e da concentração de sedimentos finos	43
Figura 3.8 – Desenho ilustrativo da balança de Lane (1955)	49
Figura 3.9 – Linha d'água com os termos da equação de energia	57
Figura 3.10 – Desenho esquemático do volume de controle.....	60
Figura 3.11 – Grid com elemento finito para cálculos computacionais	61
Figura 3.12 – Diagrama de Brune para cálculo da eficiência de retenção de sedimentos em reservatórios	63
Figura 3.13 – Diagrama de Churchill para cálculo da quantidade de sedimentos passando pelo reservatório	63
Figura 4.1 – Mapa de localização da bacia do rio São Francisco em Minas Gerais	65
Figura 4.2 – Percentuais de contribuição dos afluentes à vazão líquida e sólida em suspensão na bacia do rio São Francisco, período de 1986 a 1999, baseado em dados de Lima et al. (2001)	67
Figura 5.1 – Gráfico de barras da disponibilidade temporal de dados de vazão líquida para as estações fluviométricas	76
Figura 6.1 – Correlação linear entre vazões em Porto Mesquita (CEMIG) e Ponte da Taquara (ANA), rio Paraopeba.....	94
Figura 6.2 – Curva-chave na estação fluviométrica de São Francisco, rio São Francisco....	96
Figura 6.3 – Curva-chave de sedimentos totais na estação de Porto Mesquita, rio Paraopeba	98
Figura 6.4 – Curva-chave de sedimentos totais reconstituída para Três Marias, rio São Francisco	100
Figura 6.5 – Curva-chave de sedimentos totais calculada para a estação de ponte da BR-040, rio Abaeté.....	100
Figura 6.6 – Curvas granulométricas do material em suspensão, por faixa de vazão, em Porto das Andorinhas, rio São Francisco	104
Figura 6.7 – Gráfico entre d_{50} dos sedimentos em suspensão e a vazão em Porto Mesquita, rio Paraopeba	105

Figura 6.8 – Correlação entre d_{50} do material do leito e a vazão em Porto Mesquita, rio Paraopeba	105
Figura 6.9 – Correlação entre d_{50} do material do leito e a profundidade de coleta em Porto Mesquita, rio Paraopeba	106
Figura 6.10 – Perfil longitudinal do fundo do rio São Francisco entre Três Marias e São Francisco, simulado com o HEC-6 no período 1987-1996, considerando duas hipóteses: fundo fixo em toda a extensão e fundo móvel em toda a extensão	110
Figura 6.11 – Perfil longitudinal do fundo do rio São Francisco entre Três Marias e São Francisco, simulado com o HEC-6 no período 1987-1996, considerando-se a não existência de Três Marias	112
Figura 6.12 – Perfil longitudinal do fundo do rio São Francisco, simulado com o HEC-6 no período 1987-1996, considerando-se a não existência do rio Paracatu	114
Figura 6.13 – Perfil longitudinal do fundo do rio São Francisco entre Três Marias e São Francisco, simulado com o HEC-6 no período 1987-1996, considerando-se a existência e a não existência da barragem de Três Marias.....	115
Figura 6.14 – Perfil longitudinal simulado com HEC-6 de trecho logo a jusante da barragem de Três Marias, considerando a existência e não existência da barragem e degradação permitida	118
Figura 6.15 – Fluviograma em Três Marias, comparando as vazões defluentes praticadas (CEMIG) e as vazões naturais reconstituídas (ONS)	118

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Propriedades físicas da água	26
Tabela 3.2 – Classes granulométricas, adaptado do American Geophysical Union	27
Tabela 3.3 – Tabela esquemática de classificação da carga sólida para cálculo quantitativo do transporte de sedimentos totais	31
Tabela 3.4 – Fórmulas para o cálculo dos coeficientes da equação de Ackers e White.....	37
Tabela 3.5 – Classificação das equações selecionadas e testadas por Alonso (1980, citado por ASCE, 1982).....	44
Tabela 4.1 – Resumo dos resultados de transporte sólido em suspensão na bacia do São Francisco, no período de 1986 a 1999, segundo Lima et al. (2001)	68
Tabela 5.1 – Dados sedimentométricos de acordo com a estação, tipo de dado e fonte.	81
Tabela 6.1 – Valores dos coeficientes a e b da correlação linear pra preenchimento de falhas nas séries de vazão	93
Tabela 6.2 – Valores médios, mínimos e máximos das séries de vazão média mensal no período de 1976 a 1998, em m ³ /s.....	95
Tabela 6.3 – Valores médios de descarga sólida em suspensão, Q _{ss} (dados brutos da CEMIG e ANA), por arraste, Q _{sa} , e total, Q _{st} (calculados pelo método simplificado de Colby)	98
Tabela 6.4 – Valores dos coeficientes a e b das equações de potência das curvas-chave de sedimentos, por gama de validade, em função da vazão líquida em m ³ /s	99
Tabela 6.5 – Resumo das descargas líquida e sólida e da produção específica de sedimentos, valores médios, para o período de 1976 a 1998	101
Tabela 6.6 – Distribuição granulométrica média dos sedimentos do material do leito, em suspensão e de sedimentos totais, em percentual acumulado que passa nas peneiras, para as estações afluentes e reconstituídas para Três Marias.....	102
Tabela 6.7 – Distribuição granulométrica média dos sedimentos do material do leito, em suspensão e de sedimentos totais, em percentual acumulado que passa nas peneiras, para as estações afluentes ao rio São Francisco a jusante de Três Marias	103
Tabela 6.8 – Distribuição granulométrica média dos sedimentos do material do leito, em suspensão e de sedimentos totais, em percentual acumulado que passa nas peneiras, na calha principal do rio São Francisco.....	103

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

ABREVIATURAS

1D – uma dimensão
2D – duas dimensões
3D – três dimensões
AHSFRA – Administração da Hidrovia do São Francisco
ANA – Agência Nacional de Águas
ASCE – American Society of Civil Engineers
CEMIG – Companhia Energética de Minas Gerais
CODEVASF – Companhia de Desenvolvimento dos Vales do São Francisco e do Parnaíba
CPRM – CPRM - Serviços Geológicos do Brasil
GEF – Fundo para o Meio Ambiente Mundial
OEA – Organização dos Estados Americanos
PNUMA – Programa das Nações Unidas para o Meio Ambiente
UHE – Usina Hidrelétrica

SÍMBOLOS

α_1, α_2 = Coeficientes de distribuição da velocidade
 Δt = intervalo de tempo
 τ_c = tensão de cisalhamento crítica no fundo do canal
 τ = tensão de cisalhamento no fundo do canal
 A_1, A_2 = área molhada de jusante e montante, respectivamente, no HEC-6
 a_i = área do escoamento para cada elemento trapezoidal entre dois pontos da seção transversal
 A_m = área molhada
 B_0 = largura da parte móvel do leito
 B_{sp} = largura da parte móvel do leito, no elemento finito
 C = coeficiente de Chèzy
 C_L = coeficiente de perda de carga por expansão ou contração
 C_s = concentração de sedimentos em ppm
 C_{ss} = concentração de sólidos em suspensão amostrada
 d = diâmetro característico dos sedimentos (algumas equações)
 d = profundidade do rio (algumas equações)
 D_{avg} = profundidade média do escoamento em cada elemento trapezoidal da seção
EFD = profundidade efetiva
EFW = largura efetiva
 f = fator de atrito da equação de Darcy-Weisbach
 F = relação largura-profundidade
 Fr = número de Froude
 g = aceleração da gravidade
 G = descarga sólida média (em pés cúbicos por segundo) durante o intervalo Δt
 G_u, G_d = carga de sedimento na seção de montante e de jusante, respectivamente
 h_e = perda de carga
 i_t = número total de elementos trapezoidais de uma seção transversal
 K = coeficiente na fórmula de Duboys
 K = fator de correção no método simplificado de Colby
 k_1, k_2, k_3 = fatores de correção para o método de Colby (1964)
 K'_t = condutância comprimento-peso da subseção
 L = comprimento de onda dos meandros do rio (equações de Schumm)

L = largura do rio, em m
 L_j = comprimento do j -ésimo termo entre subseções
 L_u, L_d = distância entre a seção atual e as seções de montante e de jusante, respectivamente.
 M = parâmetro adimensional na equação de Yang
 n = coeficiente de rugosidade de Manning
 N = parâmetro adimensional na equação de Yang
 NSS = número total de subseções em uma seção transversal
 P = sinuosidade do rio, relação entre o comprimento do rio e o comprimento do vale
 P_m = perímetro molhado
 Q = descarga líquida
 q_b = descarga de sedimentos do fundo em volume por unidade de largura
 q_{nm} = descarga sólida não medida por unidade de largura
 Q_{nm} = descarga sólida não medida, em toneladas/dia
 q_s = descarga sólida de areias por unidade de largura
 Q_s = descarga sólida do material do leito
 q_{s1} = descarga de areias não corrigida obtida no ábaco 1
 Q_{sm} = descarga sólida medida, em toneladas/dia
 Q_{ss} = descarga sólida em suspensão
 Q_{st} = descarga sólida total, em toneladas/dia
 Q_t = descarga sólida total
 R = raio hidráulico
 R_1, R_2 = raio hidráulico de jusante e montante, respectivamente
 S = declividade da linha de energia, gradiente de energia
 s = gravidade específica do sedimento
 S_f = declividade do leito
 t = tempo
 U = velocidade média do escoamento
 U_* = velocidade de cisalhamento
 U_c = velocidade crítica
 V_1, V_2 = velocidade média nas seções 1 e 2, respectivamente
 w = largura do rio
 w_s = velocidade de queda da partícula de sedimento
 WS_1, WS_2 = Linha d'água (water surface elevation) nas seções de montante e jusante
 x = distância ao longo do canal
 Y_s = profundidade do volume de controle (altura erodível a partir do leito atual)
 Y_{sp}, Y'_{sp} = profundidade da parte móvel do leito, antes e depois do tempo t

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	16
2	OBJETIVOS	20
2.1	Objetivo Geral	20
2.2	Objetivos Específicos	20
3	REVISÃO DA LITERATURA.....	21
3.1	Modelação matemática do transporte de sedimentos	22
3.1.1	<i>Equações hidráulicas relevantes</i>	<i>24</i>
3.1.2	<i>Propriedades físicas da água</i>	<i>25</i>
3.1.3	<i>Propriedades dos sedimentos</i>	<i>26</i>
3.1.3.1	Diâmetro nominal dos sedimentos.....	26
3.1.3.2	Granulometria dos sedimentos	27
3.1.3.3	Velocidade de queda dos sedimentos	28
3.1.3.4	Densidade dos sedimentos.....	29
3.1.4	<i>Hidrossedimentometria.....</i>	<i>29</i>
3.1.5	<i>Transporte de sedimentos em rios</i>	<i>30</i>
3.1.6	<i>Equações para cálculo do transporte de sedimentos</i>	<i>33</i>
3.1.6.1	Função de transporte baseada no conceito de tensão de cisalhamento	34
3.1.6.2	Funções de transporte baseadas no conceito probabilístico de Einstein.....	34
3.1.6.3	Funções de transporte baseadas no conceito de potência do escoamento	35
3.1.6.4	Funções de transporte baseadas em dados medidos	39
3.1.7	<i>Comparação entre as equações de transporte de sedimentos</i>	<i>44</i>
3.2	Morfologia fluvial.....	47
3.2.1	<i>Influência de reservatórios e obras civis na morfologia fluvial</i>	<i>52</i>
3.2.2	<i>Degradação do leito limitada pela armadura</i>	<i>53</i>
3.2.3	<i>Degradação do leito limitada pela declividade estável</i>	<i>54</i>
3.2.4	<i>Influência de afluente não regularizado no rio principal regularizado ...</i>	<i>54</i>
3.3	Escolha do modelo matemático	55
3.4	Modelação matemática com o software HEC-6	56
3.4.1	<i>Equações para cálculo de linha d'água</i>	<i>56</i>
3.4.2	<i>Equações para cálculo do transporte de sedimentos</i>	<i>59</i>
3.5	Eficiência de retenção de sedimentos em reservatórios	61
4	TRECHO ESTUDADO NA BACIA DO RIO SÃO FRANCISCO.....	64
4.1	Estudos de sedimentos na bacia do São Francisco	65

5	METODOLOGIA.....	69
5.1	Modelo matemático computacional utilizado – HEC-6	70
5.1.1	<i>Restrições da modelagem matemática com o software HEC-6</i>	<i>73</i>
5.1.2	<i>Dados e informações não existentes.....</i>	<i>74</i>
5.1.3	<i>Calibração do modelo matemático e análise de sensibilidade</i>	<i>74</i>
5.2	Fontes de dados.....	75
5.3	Séries de vazão líquida	76
5.3.1	<i>Preenchimento das séries de vazão líquida média mensal.....</i>	<i>77</i>
5.3.2	<i>Análises de consistência dos dados de vazão líquida.....</i>	<i>79</i>
5.4	Dados sedimentológicos	80
5.4.1	<i>Geração de curvas-chave de vazão sólida total.....</i>	<i>81</i>
5.4.2	<i>Regionalização para estimar dados nos rios Borrachudo e Abaeté</i>	<i>83</i>
5.4.3	<i>Definição da granulometria dos sedimentos totais e do material do leito</i> <i>85</i>	
5.4.3.1	<i>Granulometrias do material do leito</i>	<i>86</i>
5.4.3.2	<i>Granulometrias dos sedimentos totais afluentes.....</i>	<i>87</i>
5.4.4	<i>Eficiência de retenção de sedimentos no reservatório de Três Marias</i>	<i>87</i>
5.5	Reconstituição de séries de vazões naturais	88
5.5.1	<i>Série de vazão líquida</i>	<i>88</i>
5.5.2	<i>Curva-chave de sedimentos totais em Três Marias.....</i>	<i>88</i>
5.5.3	<i>Granulometria dos sedimentos.....</i>	<i>89</i>
6	APLICAÇÃO DA METODOLOGIA E RESULTADOS	91
6.1	Considerações sobre as incertezas das simulações.....	91
6.2	Dados preliminares para as simulações.....	92
6.2.1	<i>Dados geométricos.....</i>	<i>92</i>
6.2.2	<i>Dados de descarga líquida.....</i>	<i>93</i>
6.2.3	<i>Eficiência de retenção de sedimentos</i>	<i>96</i>
6.2.4	<i>Dados de descarga sólida</i>	<i>97</i>
6.2.5	<i>Granulometrias dos sedimentos</i>	<i>101</i>
6.3	Considerações sobre as medições para validação das simulações.....	106
6.4	Análises dos resultados.....	107
6.4.1	<i>Primeira série de simulações – existência do barramento</i>	<i>107</i>
6.4.2	<i>Segunda série de simulações – não existência do barramento</i>	<i>111</i>
6.4.3	<i>Terceira série de simulações – não existência de afluente de grande</i> <i>porte</i>	<i>113</i>
6.4.4	<i>Análises comparadas</i>	<i>115</i>

7 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	121
REFERÊNCIAS.....	125
APÊNDICE A – CURVAS-CHAVE DE DESCARGA SÓLIDA TOTAL.....	132
APÊNDICE B – GRÁFICOS DE CORRELAÇÃO ENTRE VAZÕES	138
APÊNDICE C – SÉRIES DE VAZÃO LÍQUIDA	142
APÊNDICE D – SEÇÕES TRANSVERSAIS	151
APÊNDICE E – GRÁFICOS DE DIÂMETRO CARACTERÍSTICO DOS SEDIMENTOS.....	161
APÊNDICE F – CURVAS-CHAVE NAS ESTAÇÕES DE CONTROLE.....	170

1 INTRODUÇÃO

Os rios são explorados pelo homem com diversos fins, visando melhorar a qualidade de vida da sociedade. Dentre as obras civis de intervenção em rios, talvez a de maior importância e influência sobre o escoamento e o meio ambiente seja a construção de barragens no leito do rio.

As barragens construídas para a formação de reservatórios de regularização de vazões proporcionam vantagens à sociedade, podendo-se citar: geração energética, controle de cheias, navegação interior, irrigação, barragens de rejeito, piscicultura, turismo e lazer, dentre outras. O efeito da regularização de vazões é o armazenamento de água no período das cheias, com a conseqüente diminuição da magnitude das cheias a jusante do barramento, e a liberação de descargas superiores à vazão natural do rio no período de estiagem. Pode-se chamar este efeito regularizador de laminação do hidrograma, que ocorre a jusante do barramento.

Na sedimentologia o impacto gerado ao se construir um barramento é a modificação da movimentação dos sedimentos na bacia hidrográfica, que deixa de fluir naturalmente das vertentes para o oceano e passa a ficar retida no reservatório criado ou pode depositar-se nas cabeceiras do reservatório, devido à desaceleração do escoamento. A jusante do barramento, dois efeitos são observados imediatamente após o início da operação: a diminuição da vazão natural de sedimentos, proporcionando águas mais limpas e com maior poder erosivo, e a diminuição dos picos de cheia, diminuindo o poder de transporte de sedimentos. Ajustes morfológicos podem ocorrer na calha do rio para se adaptar às novas condições de escoamento líquido e sólido, seja a montante do reservatório, dentro do próprio reservatório, ou no rio a jusante. Em algum tempo, novo equilíbrio morfológico é estabelecido no trecho fluvial sujeito aos impactos da obra.

No Brasil estes impactos normalmente não têm sido estudados a fundo. A maior parte dos estudos para rios brasileiros visa contemplar a produção sólida afluyente a um reservatório e o cálculo de sua vida útil. As modificações ocorridas no rio a jusante do local de implantação de uma barragem e o assoreamento nas cabeceiras dos reservatórios raramente são estudados. O desenvolvimento de ferramentas para a análise de impactos morfológicos em rios brasileiros é uma carência na área da hidráulica fluvial, como forma a subsidiar projetos de obras civis que interfiram no transporte de sedimentos e na morfologia dos rios, podendo até evitar efeitos

adversos decorrentes do rearranjo da calha fluvial, que podem ser prejudiciais a conglomerados urbanos, obras civis já existentes e ao meio ambiente.

Atualmente, o que ocorre na prática é a construção do reservatório e a simples observação dos efeitos a jusante, ao longo dos anos. Às vezes a correção de problemas gerados pode ser mais dispendiosa que a previsão e mitigação dos efeitos da regularização. Estudar o assunto pode ajudar a compreender e a conviver com a atual dinâmica morfológica de rios regularizados e prever possíveis impactos gerados com a construção de novos barramentos, possibilitando o refinamento de planejamentos estratégicos. O conhecimento prévio destes efeitos também pode ser interessante para a elaboração de estudos de impacto ambiental quando do projeto de barragens.

Uma importante demanda para o estudo e quantificação deste fenômeno é a navegação interior, para a qual a morfologia a jusante de barragens é extremamente importante. Os barcos se deslocam pelo talvegue do rio, sendo obrigados a realizar um zigue-zague entre bancos de areia alternados. A formação de altos fundos arenosos, chamados de baixios na nomenclatura hidroviária, causa a diminuição das profundidades disponíveis à navegação, constrição do canal de navegação e aumento de sinuosidade do talvegue por onde se deslocam as embarcações, aumentando os custos de transporte e manutenção da via.

Freqüentemente o excesso de sedimentação localizada gera a estricção do canal de navegação e obriga à remoção dos sedimentos do canal de navegação. Estudos de modelagem matemática da morfologia fluvial podem ajudar a diagnosticar locais problemáticos e se são decorrentes da operação das barragens, de forma a planejar uma solução definitiva, como a de obras estruturais de fixação de margens e aprofundamento do canal de navegação.

Embora a bibliografia consultada explore os efeitos a jusante do barramento, ela o faz de forma qualitativa, tal como os efeitos de degradação da calha menor do rio logo a jusante do reservatório, perda da capacidade de transporte de sedimentos, erosão regressiva nos afluentes e sedimentação no rio principal a jusante da desembocadura de afluentes (Unesco, 1986).

A modelagem matemática pode ser útil para melhorar o conhecimento acerca de um processo hidrológico. Segundo Morris e Fan (1998), mesmo que os dados de campo para validação da modelagem sejam esparsos, a modelagem matemática pode gerar um entendimento de um

provável mecanismo dos processos físicos envolvidos, sendo que as análises de sensibilidade permitem focar sobre os assuntos mais relevantes a serem explorados. Porém, as conclusões alcançadas não devem ser dissociadas de outras ferramentas, tal como a modelagem física e conhecimentos anteriores de engenharia. Visitas de campo, experiências anteriores, revisão de estudos de caso, avaliação geomorfológica para identificação de eventos históricos relevantes e tendências de modificações morfológicas locais, são todos componentes essenciais dos estudos de modelagem, seja ela matemática ou física.

O presente trabalho tem como um de seus objetivos a qualificação de possíveis impactos gerados a jusante de um barramento, através da utilização de modelagem matemática. Para se estudar o equilíbrio morfológico, foi desenvolvido o tema sob a ótica do transporte de sedimentos. A utilização da modelagem matemática se concretizou na utilização do *software* HEC-6 (*HEC-6 - Scour and deposition in rivers and reservoirs*), utilizado para calcular o transporte de sedimentos e as modificações morfológicas da calha fluvial por meio da simulação unidimensional. Trata-se de grande simplificação para um processo que ocorre em três dimensões, porém, com arcabouço matemático que permite simular condições de escoamento e apresentar resultados muitas vezes coerentes com o processo físico.

Duas hipóteses foram criadas e estudadas através da comparação de resultados: a existência e a não existência de um barramento. Para o caso da existência do barramento simulou-se a condição real de vazões líquidas e sólidas, observando trechos de instabilidade morfológica. Para a condição de não existência do reservatório foi criada uma metodologia de recomposição das séries de vazão sólida caso não existisse o barramento, simuladas a partir da forma atual da calha do rio. A aplicação da metodologia foi feita no rio São Francisco, entre a barragem de Três Marias e a cidade de São Francisco, cerca de 350 quilômetros a jusante.

A questão sedimentológica na bacia do São Francisco sempre foi de grande importância para o setor elétrico nacional, devido à existência de grandes usinas hidrelétricas na bacia hidrográfica – Três Marias, Sobradinho, Itaparica, Moxotó, complexo de Paulo Afonso e Xingó –, à grande geração de sedimentos nas vertentes, e a alta capacidade de transporte de sedimentos na calha principal do rio São Francisco e alguns de seus maiores afluentes. Quanto ao aspecto ambiental, recente preocupação da Agência Nacional de Águas (ANA) em esforço conjunto com o Fundo para o Meio Ambiente Mundial (GEF), Programa das Nações Unidas para o Meio Ambiente (PNUMA) e Organização dos Estados Americanos (OEA), culminou

em um projeto para realização de diagnósticos das condições da calha principal do rio São Francisco, denominado GEF-São Francisco.

Outro motivo para a escolha do local de aplicação da metodologia foi a disponibilidade de dados confiáveis e coletados sistematicamente desde o final da década de 1970, a montante de Três Marias, pela Companhia Energética de Minas Gerais (CEMIG).

Os métodos existentes para a previsão de processos de agradação, degradação e modificações nos volumes de sedimentos transportados devido a intervenções de engenharia nos rios são ainda ineficazes para todas as situações, devido à ausência de uma formulação física definitiva para prever os processos de resistência ao fluxo, transporte de sedimentos e o processo de encouraçamento da calha fluvial (Unesco, 1986).

Além da inexistência de formulações definitivas e universais para o transporte de sedimentos, a coleta de dados em campo é extremamente difícil e sujeita a erros de diversas naturezas. Simulações em laboratório também apresentam limitações para aplicação dos resultados obtidos aos casos práticos.

O desafio proposto no início desta pesquisa era o de contornar o problema da necessidade de grande quantidade de dados hidrosedimentométricos para calibrar e validar as simulações com modelagem matemática, dada a escassez de medições de sedimentos no Brasil. Além disso, há carência de dados de monitoramento da morfologia fluvial antes e depois da implantação de obras hidráulicas ou após a ocorrência de eventos extremos de vazão.

O estudo da modelagem matemática utilizada no *software* HEC-6 e a sensibilidade de tal modelagem quanto às alterações nos valores de contorno e nos parâmetros de calibração, pode permitir a ampliação da utilização do *software* para locais com menor disponibilidade de dados, conhecendo-se melhor as potencialidades e limitações de tal metodologia de estudos. A disseminação do estudo da modelagem matemática do transporte de sedimentos e das modificações morfológicas para rios brasileiros pode representar um ganho significativo para o conhecimento da dinâmica dos sedimentos e da morfologia fluvial, ajudando em aplicações nas obras de engenharia e em estudos de impacto hidráulico e ambiental.

2 OBJETIVOS

2.1 *Objetivo Geral*

O objetivo deste trabalho é analisar o equilíbrio morfológico da calha fluvial de um rio com fundo móvel, a jusante de reservatório de regularização de vazões, observando o impacto do reservatório sobre o equilíbrio morfológico. A metodologia é a de análise de cenários dos resultados de modelagens matemáticas unidimensionais do transporte de sedimentos e alterações morfológicas na calha fluvial.

2.2 *Objetivos Específicos*

São objetivos específicos do trabalho:

- (i) Estudar a condição atual do rio, com a existência de reservatório a montante do trecho estudado, para identificar locais em que exista instabilidade morfológica conforme a variação da magnitude das vazões – condição natural observada em campo;
- (ii) Estudar a não existência do reservatório e seus efeitos para jusante, através da recomposição de série de vazões naturais sólidas para a seção do barramento, de forma a observar as alterações morfológicas no leito menor do rio – condição hipotética;
- (iii) Analisar as alterações morfológicas em trechos sobre influência de afluentes de grande porte não regularizados, onde a estabilidade hidrodinâmica natural e o aporte de sedimentos foram quebrados pela regularização – condição hipotética;
- (iv) Analisar o impacto morfológico e de transporte de sedimentos na calha fluvial do rio São Francisco devido à regularização de vazões e retenção de sedimentos na barragem de Três Marias, em trecho de cerca de 350 quilômetros entre Três Marias e a cidade de São Francisco;
- (v) Realizar o diagnóstico do fluxo de sedimentos e da morfologia fluvial no rio São Francisco, no trecho estudado, definindo os subtrechos onde ocorre agitação, degradação ou estabilidade morfológica.

3 REVISÃO DA LITERATURA

Os cursos d'água naturais são meios para o transporte das águas de uma bacia hidrográfica provenientes das chuvas, do escoamento subterrâneo ou de reservatórios, e possuem a capacidade de transportar sedimentos devido à energia do escoamento.

O transporte de sedimentos é realizado de diferentes formas, pelas águas ou pelos ventos. No transporte pelas águas existe o sedimento carregado sobre os terrenos pelas águas de chuva, chamado carreamento pluvial, e aqueles carregados nos rios e riachos pelas águas fluviais. O transporte de sedimentos realizados nos rios é matéria de estudo da hidrossedimentologia.

Por outra vertente de estudos, a decomposição das rochas e solos e o carreamento de sedimentos pelas vias fluviais determinam as formas do terreno e dos caudais fluviais. Esta é a área de estudos da geomorfologia, e para o caso específico dos rios, a geomorfologia fluvial e a morfologia fluvial.

Em um processo natural de formação dos relevos, os sedimentos fluem naturalmente das regiões mais altas para o oceano. O efeito humano sobre os processos de erosão ou armazenamento de água em reservatórios pode aumentar ou diminuir a produção de sedimentos em uma bacia hidrográfica de forma diferenciada ao longo do curso d'água.

Este trabalho enveredou por estas duas áreas, hidrossedimentologia e morfologia fluvial. O foco foi nas equações hidráulicas do balanço de massa e do transporte de sedimentos e as equações de modificação morfológica do canal fluvial. Posteriormente, os conhecimentos de morfologia e geomorfologia fluviais foram úteis nas análises e na busca por explicações para o resultado das simulações.

O transporte de sedimentos no Brasil é matéria relegada ao segundo plano, devido à falta de dados e de estudos na área. Por um lado, a pouca disponibilidade de dados confiáveis é consequência direta da dificuldade de se realizar medições precisas de sedimentos e do custo das campanhas de levantamento de dados em campo e das análises de laboratórios, se comparadas a outros tipos de coleta de dados hidrológicos. Com uma rede de coleta de sedimentos pouco densa, que não contempla muitos rios importantes, e relativamente recente, os dados com coleta regular e disponibilizados ao grande público são poucos. Por outro lado, a pequena quantidade de estudos realizados na área, com poucos profissionais se dedicando

ao assunto, não exige que sejam feitas novas coletas de medições de dados ou ampliada a rede de monitoramento hidrossedimentológica.

Este capítulo de revisão da literatura visa contemplar os assuntos diretamente relacionados à atividade fim desta pesquisa, a de análise do equilíbrio morfológico de um rio através da utilização de um modelo matemático existente, na geração de informações básicas necessárias às simulações, e nas análises dos resultados.

3.1 Modelação matemática do transporte de sedimentos

A modelação matemática é a utilização de formulações determinísticas, probabilísticas ou ao mesmo tempo determinísticas e probabilísticas, de forma a representar um processo físico. As deduções de equações devem ser posteriormente validadas com a aplicação das mesmas e comparações com dados obtidos em campo ou em laboratório.

A modelação matemática do transporte de sedimentos pode ser realizada de diferentes formas conforme se decida utilizar equações para resolver o problema em uma, duas ou três dimensões. Pode-se inclusive utilizar o conceito de quase-duas dimensões. A seguir são resumidos alguns aspectos dos tipos de classificação das modelagens, conforme artigo de Yang (2002).

Os modelos em três dimensões são utilizados basicamente para simulações localizadas, tal como uma curva do rio, efeitos de erosão em uma estrutura hidráulica, etc. São modelos com equacionamento complexo e que necessitam de dados de campo também em três dimensões, para testes e calibração. São normalmente usados para simulações detalhadas em estuários e fluxos próximos a estruturas hidráulicas e geralmente para simulações de curto prazo.

Os modelos em duas dimensões mais utilizados são aqueles em que os parâmetros da vertical podem ser aproximados por seus valores médios e a simulação ocorreria nos sentidos da largura do canal e longitudinal ao escoamento. São utilizados para simular pequenos trechos de rio.

Os modelos em uma dimensão, tal como o utilizado nesta pesquisa, são normalmente adotados para trechos mais longos de rio e simulações de longo prazo. Todos os cálculos são feitos baseando-se em valores médios para o escoamento em uma seção transversal.

O conceito de quase-duas dimensões é proporcionado pelo efeito de liberação da variação lateral, tanto das condições hidráulicas quanto das de sedimento. Pode ser realizado através da divisão do escoamento por faixas de largura, ou por faixa de vazões, ou por composição destas duas características.

Os modelos computacionais podem ser divididos em permanentes ou não permanentes, caso a fase líquida da simulação seja resolvida com a ausência ou presença de variação de vazão ao longo do tempo simulado. O *software* HEC-6, utilizado nesta pesquisa, resolve as equações hidráulicas em regime permanente, porém, permite discretizar o hidrograma de entrada em intervalos de tempo tão pequenos quanto se queira definir, de tal sorte que resolva os cálculos de linha d'água e de transporte de sedimentos em regime que pode ser considerado como quase-permanente. No entanto, com intervalos pequenos de tempo podem surgir alguns problemas durante a execução da fase sólida do escoamento.

Os modelos também podem ser classificados em acoplados ou não acoplados. Os modelos acoplados resolvem simultaneamente as equações da fase líquida e da fase sólida do escoamento. Os modelos não acoplados resolvem inicialmente as equações da fase líquida e posteriormente as equações da fase sólida do escoamento.

Modelos matemáticos podem ser classificados em de equilíbrio ou de não equilíbrio, se os volumes de sedimentos são instantaneamente modificados entre os dois estados existentes: em transporte na massa fluida ou depositado no leito do rio. Se a troca de volumes de sedimentos entre o escoamento e o leito do rio é considerada imediata, sem a utilização de uma equação de decaimento, o modelo é considerado de equilíbrio. Os modelos de equilíbrio são normalmente utilizados quando o material é grosso e normalmente transportado por arraste.

Os modelos matemáticos de transporte de sedimentos também podem ser classificados como modelos uniformes ou não uniformes. Os modelos uniformes utilizam um único tamanho característico de sedimento para os cálculos, enquanto os não uniformes utilizam vários tamanhos característicos para os sedimentos, realizando cálculos para cada faixa granulométrica separadamente.

O *software* HEC-6, utilizado nesta pesquisa, é um modelo matemático com as seguintes características de simulação: (i) uma dimensão; (ii) regime quase-permanente de escoamento; (iii) resolve as equações das duas fases do escoamento de forma não acoplada; (iv) realiza a

troca de sedimentos em transporte no escoamento e sedimentados no leito do rio de forma automática, ou seja, com características de não equilíbrio; (v) resolve as equações da fase sólida do escoamento separadamente para cada faixa granulométrica, de maneira não uniforme.

3.1.1 Equações hidráulicas relevantes

Nesta seção são apresentadas algumas equações fundamentais da hidráulica e que são utilizadas ao longo desta pesquisa, seja na obtenção de dados preliminares ou na utilização pelo *software* utilizado ou para explicação de equações de transporte de sedimentos.

O número de Froude, que representa a comparação entre a velocidade do escoamento e a velocidade de propagação de uma onda no fluido, é dado pela equação:

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{gR}} \quad (3.1)$$

onde:

U = velocidade média do escoamento na seção transversal

g = aceleração da gravidade

R = raio hidráulico

Sendo o raio hidráulico dado pela razão entre a área molhada e o perímetro molhado da seção transversal:

$$R = \frac{A_m}{P_m} \quad (3.2)$$

Para o cálculo de vazão e linha d'água considerando-se a resistência ao escoamento podem ser utilizadas as equações propostas por Manning, Chèzy ou Darcy-Weisbach, conforme mostradas a seguir, resolvidas para a velocidade média do escoamento na seção transversal.

Equação de Manning:

$$U = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (3.3)$$

onde:

U = velocidade média na seção transversal
 n = coeficiente de rugosidade de Manning
 R = raio hidráulico
 S = declividade da linha de energia

Equação de Chèzy:

$$U = C(RS)^{1/2} \quad (3.4)$$

onde:

C = coeficiente de Chèzy

Equação de Darcy-Weisbach:

$$U = \left(\frac{8gRS}{f} \right)^{1/2} \quad (3.5)$$

onde:

f = fator de atrito

Embora as três equações possam ser usadas para o cálculo da velocidade média na seção, e conseqüentemente a vazão, este trabalho privilegia o uso da equação de Manning, utilizada pelo *software* HEC-6.

3.1.2 Propriedades físicas da água

As propriedades da água que são relevantes ao estudo de sedimentos, principalmente para aplicação nas fórmulas de cálculo da capacidade de transporte de sedimentos, são apresentadas na Tabela 3.1. A tabela é apresentada em unidades inglesas devido à sua aplicação nesta pesquisa ser em fórmulas que exigem dados de entrada em tal sistema de unidades. As propriedades da água variam conforme a variação de temperatura.

Tabela 3.1 – Propriedades físicas da água

Temperatura	Temperatura	Peso Específico	Massa Específica	Viscosidade Dinâmica	Viscosidade Cinemática
°F	°C	lb/ft ³	lb-s ² /ft ⁴	lb-s/ft ²	ft ² /s
32	0.0	62.42	1.940	3.746	1.931
40	4.4	62.43	1.940	3.229	1.664
50	10.0	62.41	1.940	2.735	1.410
60	15.6	62.37	1.938	2.359	1.217
70	21.1	62.30	1.936	2.050	1.059
80	26.7	62.22	1.934	1.799	0.930
90	32.2	62.11	1.931	1.959	0.826
100	37.8	62.00	1.927	1.424	0.739
110	43.3	61.86	1.923	1.284	0.667
120	48.9	61.71	1.918	1.168	0.609
130	54.4	61.55	1.913	1.069	0.558
140	60.0	61.38	1.908	0.981	0.514
150	65.6	61.20	1.902	0.905	0.476
160	71.1	61.00	1.896	0.838	0.442
170	76.7	60.80	1.890	0.780	0.413
180	82.2	60.58	1.883	0.726	0.385
190	87.8	60.36	1.876	0.678	0.362
200	93.3	60.12	1.868	0.637	0.341
212	100.0	59.83	1.860	0.593	0.319

3.1.3 Propriedades dos sedimentos

Algumas propriedades dos sedimentos serão utilizadas ao longo deste trabalho para caracterização e execução de cálculos de transporte, e serão utilizadas conforme definidas nesta subseção.

3.1.3.1 Diâmetro nominal dos sedimentos

Em rios e córregos naturais não existem sedimentos de granulometria única, e sim uma diversidade de tamanhos e formas de sedimentos. A dificuldade ou mesmo impossibilidade de se trabalhar com diversas gamas de tamanho de sedimentos, por vezes, exige a utilização de diâmetros característicos. Os diâmetros característicos dos sedimentos são calculados a partir das análises de laboratório dos sedimentos coletados em campo, a qual é feita a partir de retenção de sedimentos em peneiras com aberturas cada vez menores.

O diâmetro nominal mais usado é o diâmetro médio dos sedimentos, d_{50} , que na verdade é uma mediana e não uma média. Porém, na literatura, tratado como o diâmetro médio dos

sedimentos. Ele seria o diâmetro característico para o qual 50% dos sedimentos, em peso, apresentam um diâmetro inferior a este valor. Mantendo-se essa premissa de quantil de uma amostra baseada em peso dos sedimentos, podem ser calculados outros diâmetros característicos, tal como: d_{16} , d_{25} , d_{35} , d_{65} e d_{84} , que são utilizados em algumas das formulações de transporte de sedimentos e morfologia fluvial.

3.1.3.2 Granulometria dos sedimentos

De acordo com as dimensões do sedimento ele pode ser classificado como argila, silte, areia, cascalho, pedregulho ou matacão. Neste trabalho serão utilizadas as granulometrias conforme definidas pelo American Geophysical Union, por ser esta a classificação adotada pelo modelo HEC-6 e ser geralmente adotada nos estudos sobre sedimentos (Yang, 1996). A nomenclatura e as classes granulométricas apresentadas na Tabela 3.2 foram utilizadas ao longo deste trabalho.

Tabela 3.2 – Classes granulométricas, adaptado do American Geophysical Union (Vanoni, 1975)

Classe granulométrica	Diâmetros (mm)	
	mínimo	máximo
Matacão	2048	4096
Pedregulho grande	1024	2048
Pedregulho médio	512	1024
Pedregulho pequeno	256	512
Seixo grande	128	256
Seixo pequeno	64	128
Cascalho muito grosso	32	64
Cascalho grosso	16	32
Cascalho médio	8	16
Cascalho fino	4	8
Cascalho muito fino	2	4
Areia muito grossa	1	2
Areia grossa	0,5	1
Areia média	0,25	0,5
Areia fina	0,125	0,25
Areia muito fina	0,062	0,125
Silte grosso	0,031	0,062
Silte médio	0,016	0,031
Silte fino	0,008	0,016
Silte muito fino	0,004	0,008
Argila grossa	0,002	0,004
Argila média	0,001	0,002
Argila fina	0,0005	0,0010
Argila muito fina	0,00024	0,00050

Difícilmente consegue-se definir a forma exata dos sedimentos, e é improvável que eles sejam perfeitamente esféricos. Porém, alguns autores desenvolveram estudos e fórmulas partindo-se da premissa de que os sedimentos são esféricos, caracterizando a dimensão apenas pelo diâmetro característico.

3.1.3.3 Velocidade de queda dos sedimentos

A velocidade de queda dos sedimentos é um parâmetro necessário para as equações de transporte de sedimentos, e é influenciada pela densidade relativa entre o fluido e o sedimento, viscosidade do fluido, rugosidade da superfície do sedimento, tamanho e forma do sedimento, concentração de sedimentos em suspensão e a força da turbulência do escoamento (Yang, 1996). Neste trabalho, foram consideradas as recomendações feitas pelo U.S. Inter-Agency Committee on Water Resources, Subcommittee on Sedimentation de 1957 (Yang, 1996) e apresentadas em forma de gráfico conforme a Figura 3.1. Pelo gráfico, três parâmetros são considerados para a obtenção da velocidade de queda do sedimento: o diâmetro nominal, a temperatura da água e o fator de forma do sedimento.

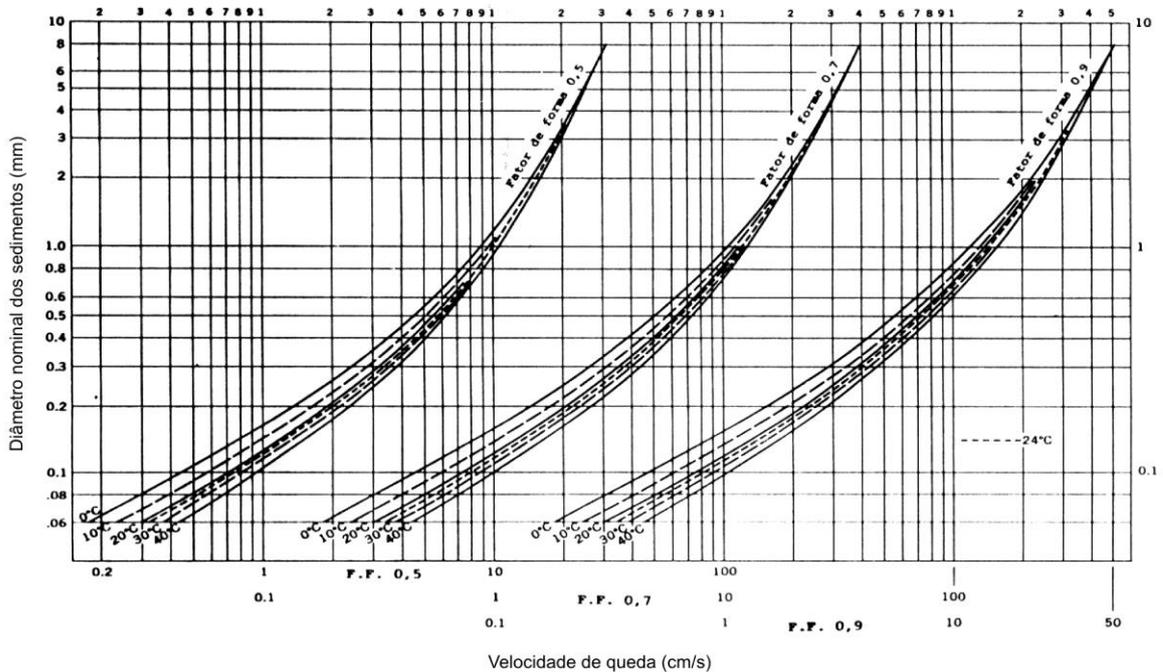


Figura 3.1 – Relação entre o diâmetro nominal do sedimento e a velocidade de queda para quartzo caindo infinitamente em água destilada em repouso – extraída de Carvalho (1994)

3.1.3.4 Densidade dos sedimentos

A densidade característica dos sedimentos é relacionada à composição mineral dos mesmos. Seria a razão entre o volume e o peso específico. Porém, o parâmetro mais utilizado nas equações de transporte de sedimentos é a gravidade específica dos sedimentos, definida como a relação entre a densidade do sedimento (ou peso específico do sedimento) e a densidade da água. Para a maioria dos rios o material dominante transportado é o quartzo, que possui gravidade específica de 2,65. Este é o valor adotado em diversas fórmulas de transporte de sedimentos, inclusive é o valor padrão do *software* HEC-6.

3.1.4 Hidrossedimentometria

Este item pretende apenas esclarecer alguns pontos quanto à coleta e tratamento de dados sedimentométricos, de modo a embasar futuras argumentações sobre a confiabilidade dos dados e as comparações com resultados obtidos por modelagem matemática.

A coleta de sedimentos tradicionalmente utilizada na rede sedimentológica brasileira é realizada através da determinação da concentração de material sólido em suspensão no escoamento. Da mesma forma que as medições de vazão líquida, as medições de vazão sólida são realizadas por medições verticais em uma seção transversal, obedecendo a determinados critérios de determinação de espaçamento entre duas verticais consecutivas de medição, tempo de coleta, equipamento adequado, etc.

Dois tipos de coleta podem ser feitos em uma vertical: várias medidas pontuais em uma vertical, denominada amostragem pontual, e medidas contínuas em uma vertical, denominada de integração na vertical.

As coletas são realizadas com o enchimento de garrafas com a mistura água e sedimentos, e posterior análise de laboratório do material coletado, definindo a concentração de sedimentos na água e, às vezes, a granulometria destes sedimentos. O grande desafio é colocado ao hidrometrista, que deve descer e subir a garrafa em velocidade constante, sem extrapolar a capacidade da garrafa e sem que seja coletado pouco da mistura de água e sedimentos. Para que estas condições sejam satisfeitas, diversos diâmetros de abertura de bico são utilizados nas garrafas, conforme a velocidade do escoamento e a profundidade da vertical.

O espaçamento das verticais, o método de coleta, a dependência da qualidade e calibragem do equipamento para realização da amostragem e a dependência da experiência do hidrometrista em coletar o material são fatores relevantes para as considerações e análises dos dados obtidos em campo. A partir da utilização desta metodologia de coleta é acrescentado um certo grau de imprecisão aos valores medidos em campo, ajudando a explicar parte da grande dispersão para os valores medidos em campo.

Análises do material do leito são feitas através da coleta de material em vários pontos da área molhada da seção transversal e, às vezes, das margens. Para os sedimentos do leito é sempre realizada a análise de granulometria dos sedimentos coletados, motivo da coleta. Dificilmente são realizadas no Brasil coletas de sedimentos transportados por arraste.

Para melhor entendimento dos processos de coleta e tratamento de dados brutos de sedimentos e dos aparelhos de medição utilizados no Brasil, recomenda-se a consulta às bibliografias: Carvalho (1994 e 2000a) e Filizola et al. (2000). Das bibliografias internacionais sobre o assunto recomenda-se a consulta a Vanoni (1975) e ASCE (1969a e 1969b).

3.1.5 Transporte de sedimentos em rios

O transporte de sedimentos em um rio ocorre devido à erosão dos solos da bacia hidrográfica e carreamento para dentro dos cursos d'água e também pela ação da carga hidráulica sobre o leito do rio. Ele ocorre nos rios de duas formas diferentes: em suspensão e por arraste. O transporte em suspensão ocorre junto à massa fluida e normalmente apresenta velocidade de transporte semelhante à velocidade do escoamento. O transporte por arrasto ocorre junto ao fundo do rio, com as partículas sólidas saltando, rolando ou arrastando. O transporte em suspensão apresenta granulometria normalmente inferior às partículas transportadas por arraste.

Diferentes enfoques são utilizados para a diferenciação entre o material transportado, conforme abordado nas bibliografias consultadas. A distinção entre as diversas cargas sólidas transportadas pelas águas dos rios pode ser feita com base na granulometria dos sedimentos, na eficiência de escoamento do leito, no modo de transporte, ou nos métodos de campo utilizados para quantificação de sedimentos na massa fluida.

De acordo com o modo de transporte, os sedimentos totais são a soma dos sedimentos transportados junto ao leito por arraste e dos sedimentos transportados em suspensão. Baseando-se na fonte destes sedimentos, pode-se dividir a carga sólida em material do leito e material fino. O material fino é composto de sedimentos com granulometria menor que aquela dos sedimentos encontrados no leito e sua presença junto à descarga líquida depende da sua produção por erosão na bacia e não propriamente da hidráulica do escoamento (Yang, 1996). Desta forma torna-se difícil a quantificação dos sedimentos finos através de equações de transporte baseadas em parâmetros hidráulicos do rio, sendo a maioria das equações de sedimentos totais relativas ao transporte de material do leito, sem considerar os finos. O cálculo da quantidade de sedimentos finos através de equações normalmente utiliza-se de princípios estatísticos e medições de campo.

Carvalho (1994) agrupou os métodos de classificação da carga sólida conforme apresentado na Tabela 3.3, acrescentando ainda métodos quantitativos para cálculo de sedimentos totais baseados em amostragem de campo. Outra abordagem interessante e bastante didática foi feita Morris e Fan (1998), baseada em texto de Andy, Allen e Piest de 1979, e é mostrada na Figura 3.2. A partir do desenho é possível visualizar onde, dentro do escoamento, são transportados os sedimentos de acordo com os diferentes métodos de classificação.

Tabela 3.3 – Tabela esquemática de classificação da carga sólida para cálculo quantitativo do transporte de sedimentos totais

Baseado na granulometria	Baseado na eficiência de escoamento do leito e na granulometria	Baseado no modo de transporte	Baseado no método de quantificação	Baseado na amostragem de sedimentos
Carga de finos + Carga em suspensão de material do leito + Carga do leito	Carga de finos + Carga de material do leito	Carga em suspensão + Carga saltante + Carga do leito	Carga medida + Carga não-medida	Carga amostrada em suspensão + Carga não-amostrada em suspensão + Carga do leito

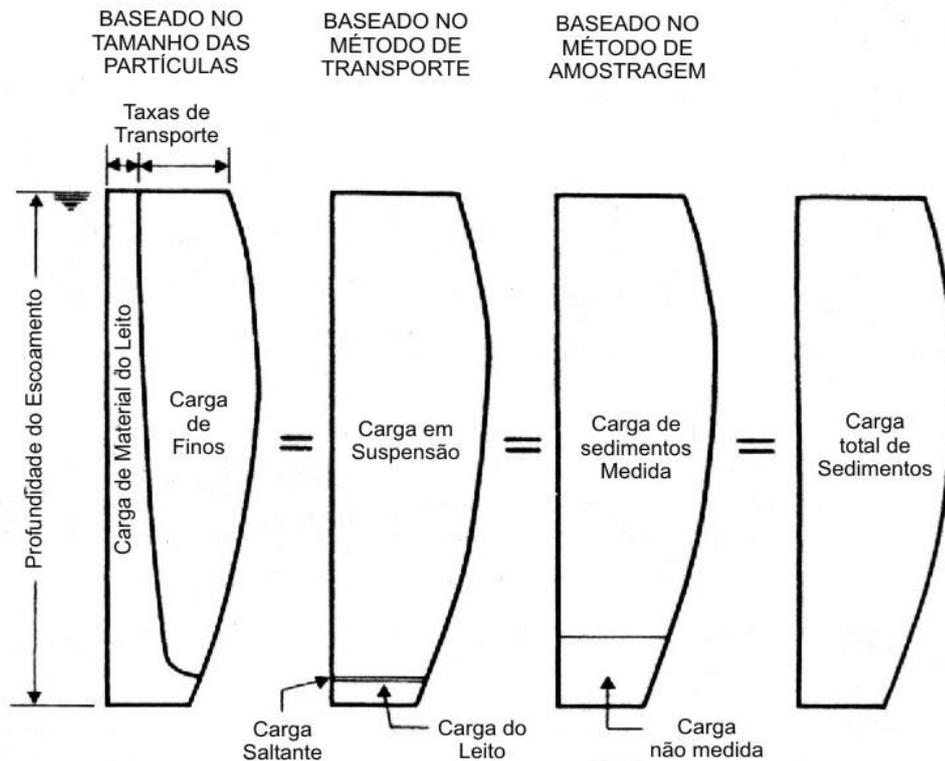


Figura 3.2 – Desenho ilustrativo dos diferentes métodos de caracterização dos sedimentos transportados pelo curso d'água – Fonte: Morris e Fan (1998)

Na tentativa de se realizar previsões do transporte de sedimentos nos rios baseando-se em parâmetros hidráulicos, inúmeras formulações foram desenvolvidas ao longo dos anos, baseando-se em diferentes premissas e para diferentes condições específicas de campo ou laboratório. Alonso (1980, citado por ASCE, 1982) enumerou 31 equações para cálculo do transporte de sedimentos no início de seus estudos. Uma descrição mais completa dos diversos métodos de cálculo do transporte de sedimentos em rios é apresentada em Yang (1996).

A existência de várias equações para o cálculo do transporte sólido pelos rios já indica a dificuldade de se obter um equacionamento de aplicação universal. Usualmente, as equações de sedimentos são desenvolvidas para determinadas gamas de granulometria dos sedimentos e condições específicas de escoamento. A acurácia de cada uma se justifica pelas teorias e experiências utilizadas para seu desenvolvimento. O próprio *software* HEC-6 permite que o usuário defina uma equação empírica para o transporte de sedimentos, conforme as particularidades do curso d'água estudado.

Neste trabalho as equações de transporte de sedimento são necessárias em duas ocasiões: para o cálculo de sedimentos totais (em suspensão e por arraste) afluentes ao trecho de rio estudado, e também para o cálculo de transporte de sedimentos realizado nas simulações pelo *software* HEC-6. Portanto, são aqui descritas algumas das equações para o cálculo do transporte de sedimentos passíveis de utilização pelo usuário no HEC-6, e algumas daquelas recomendadas nos estudos comparativos entre metodologias de cálculo de transporte de sedimentos, conforme será abordado com maiores detalhes mais adiante neste texto.

Uma vez que não foram realizadas medições de descarga de fundo para esta pesquisa e nem se encontravam disponíveis nos dados hidrossedimentométricos obtidos, evitou-se a determinação de equações empíricas para aplicação neste trabalho, foram utilizadas formulações existentes e metodologias e valores obtidos nas referências bibliográficas.

As formulações para o transporte de sedimentos que serão apresentadas nesta revisão são as de Duboys, Yang, simplificada de Colby (de 1957), Colby (de 1964), Engelund e Hansen, e Ackers e White. Estas equações foram selecionadas por serem passíveis de utilização no *software* HEC-6 ou por serem consideradas de utilização possível para a geração das séries de descarga sólida total. Além destas, a fórmula de Duboys também foi apresentada por ter sido a primeira equação de transporte de sedimentos, bem como citações as formulações de Einstein que foram precursoras em conceitos adotados em estudos posteriores.

3.1.6 Equações para cálculo do transporte de sedimentos

Neste item serão apresentados alguns dos métodos para o cálculo do transporte de sedimentos em rios. A organização do capítulo foi realizada conforme as premissas básicas utilizadas para o desenvolvimento dos métodos de cálculo de transporte. Inicialmente é apresentado o método precursor baseado na tensão cisalhante que escoamento exerce sobre o leito do rio, de DuBoys. Em seguida apresentadas algumas metodologias desenvolvidas sob o conceito estatístico-probabilístico, introduzido por Hans Albert Einstein. A terceira série de equações apresentada é formada de equações baseadas no conceito da potência do escoamento, desenvolvido inicialmente por Bagnold e posteriormente explorado por vários autores. A quarta parte reúne metodologias que foram desenvolvidas a partir de dados empíricos.

Esta não pretende ser uma lista exaustiva de equações para o transporte sólido, pois somente durante o prazo da pesquisa foram encontradas mais de 40 formulações e ainda não havia

exaurido as fontes bibliográficas. Foi dada atenção para as formulações disponíveis no software HEC-6 e citações aos precursores de conceitos das quais derivam as formulações escolhidas e utilizadas.

3.1.6.1 Função de transporte baseada no conceito de tensão de cisalhamento

3.1.6.1.1 DuBoys

Esta formulação é aqui apresentada por ser o primeiro equacionamento do transporte de sedimentos. Foi apresentada por DuBoys em 1879 (Yang, 1996), baseando-se no conceito de que os sedimentos se movem em camadas superpostas que escorregam uma sobre as outras no fundo do rio. Mesmo que o princípio básico deste equacionamento tenha sido considerado incorreto posteriormente, uma vez que as partículas se movem rolando e saltando, ele ainda é usado devido aos resultados às vezes se aproximarem dos valores medidos. A descarga de sedimentos é calculada pela equação:

$$q_b = K\tau(\tau - \tau_c) \quad (3.6)$$

onde:

q_b = descarga de sedimentos do fundo em volume por unidade de largura

τ = tensão de cisalhamento no fundo do canal

τ_c = tensão de cisalhamento crítica no fundo do canal

K = fator dimensional dependente da granulometria do sedimento

O valor de τ_c pode ser calculado através da utilização do diagrama de Shields (ver Vanoni, 1975). Straub em 1935 apresentou uma relação para o cálculo de K baseada no tamanho médio dos sedimentos (d):

$$K = \frac{0,173}{d^{3/4}} \quad (3.7)$$

3.1.6.2 Funções de transporte baseadas no conceito probabilístico de Einstein

3.1.6.2.1 Einstein

Hans Albert Einstein foi precursor da aplicação do conceito probabilístico para transporte de sedimentos em rios. Em artigos de 1942 e 1950 apresentou a análise mais extensa já apresentada sobre o transporte dos sedimentos do leito do rio, baseadas em mecânica dos fluidos e probabilidade (Chang, 1988).

Segundo Yang (1996), Einstein rompeu com dois conceitos: (1) o critério crítico para início do movimento, porque é difícil de ser definido; (2) o transporte de material do leito se relaciona mais com as flutuações da turbulência do escoamento do que com valores médios exercidos pelo escoamento nos sedimentos. Desta forma, o início e o fim do movimento dos sedimentos podem ser expressos em termos de probabilidade.

A formulação completa do método de Einstein tomaria várias páginas e não será utilizada nesta pesquisa, embora tenha servido como base para a metodologia simplificada de Colby que será utilizada e muitas das pesquisas desenvolvidas posteriormente. A formulação completa dos métodos de Einstein para material do leito e em suspensão pode ser obtida nas bibliografias de referência: Vanoni (1975), Chang (1988) ou Yang (1996).

3.1.6.3 Funções de transporte baseadas no conceito de potência do escoamento

3.1.6.3.1 Bagnold

O princípio estudado por Bagnold para o transporte de sedimentos em rios, em artigo de 1966 (citado por Yang, 1996), é que a potência do escoamento da água fornece a energia para o transporte de sedimentos. Aqui não se pretende aprofundar na formulação de Bagnold por não ser usado diretamente nos softwares de simulação de transporte sólido. Porém, o desenvolvimento das formulações posteriores, tal como as de Engelund e Hansen ou Ackers e White, por exemplo, derivaram dos estudos de Bagnold.

Apenas por curiosidade, pois foge ao tema desta pesquisa, Bagnold começou seus estudos com ventos e o transporte de areias no deserto, em artigo publicado em 1936 pelo *Geographical Journal*.

3.1.6.3.2 Engelund e Hansen

A equação de Engelund e Hansen, inicialmente publicado por Engelund em 1966 e posteriormente por Engelund e Hansen em 1967, foi desenvolvida a partir do conceito de potência do escoamento de Bagnold, sendo embasada no gasto de energia por unidade de peso da água (produto de U e S) e na tensão de cisalhamento (produto de R e S). Segundo Chang (1988), a equação pode ser escrita da seguinte forma:

$$C_s = 0,05 \left(\frac{s}{s-1} \right) \cdot \frac{US}{[(s-1)gd]^{1/2}} \cdot \frac{RS}{(s-1)d} \quad (3.18)$$

onde:

C_s = concentração de sedimentos em ppm

s = gravidade específica do sedimento

U = velocidade média do escoamento

S = gradiente de energia

g = aceleração da gravidade

d = diâmetro característico dos sedimentos

R = raio hidráulico

3.1.6.3.3 Ackers e White

Ackers e White (1973), desenvolveram uma equação baseando-se no conceito de potência do escoamento de Bagnold. Eles relacionaram a concentração de material do leito com uma função denominada número de mobilidade (F_g).

$$C_s = cs \frac{d}{R} \cdot \left(\frac{U}{U_*} \right)^n \left(\frac{F_g}{A} - 1 \right)^m \quad (3.19)$$

$$F_g = \frac{U_*^n}{[gd(s-1)]^{1/2}} \cdot \left[\frac{U}{32^{1/2} \log(10R/d)} \right]^{1-n} \quad (3.20)$$

onde:

C_s = concentração de sedimentos do material do leito

n, m, c, A = coeficientes

Os tamanho dos sedimentos foi expresso por eles em um diâmetro adimensional, dado por:

$$d_g = d \left[\frac{g(s-1)}{\nu^2} \right]^{1/3} \quad (3.21)$$

Os coeficientes foram determinados empiricamente a partir de curvas ajustadas para quase 1000 dados de laboratório com sedimentos maiores que 0,04 mm e número de Froude inferior a 0,8. Os coeficientes são determinados de acordo com o valor do diâmetro adimensional, conforme a Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Fórmulas para o cálculo dos coeficientes da equação de Ackers e White

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

3.1.6.3.4 Yang

Yang (1972) analisou as equações disponíveis para o cálculo do transporte de sedimentos e concluiu que as deduções do total de sedimentos transportados a partir da vazão, velocidade média do escoamento, declividade da linha de energia ou pela tensão de cisalhamento eram questionáveis. Ele plotou gráficos em que uma das variáveis dominantes, enumeradas anteriormente, ficava no eixo das abscissas e a descarga total de sedimentos ficava no eixo das ordenadas. Nenhum dos gráficos apresentou relação inequívoca entre as variáveis. Um determinado valor de vazão, por exemplo, estava associado a mais de um valor de transporte total de sedimentos. As análises foram feitas para mais de mil dados de laboratório e vários dados de campo.

A partir deste estudo, ele desenvolveu o conceito de que a taxa de energia potencial dissipada por unidade de peso da água em um canal aberto de comprimento x e queda total de z , que foi denominado potência unitária do escoamento, seria dada pela multiplicação da velocidade (U) pela declividade da linha de energia (S):

$$\frac{dz}{dt} = \frac{dx}{dt} \frac{dz}{dx} = US \quad (3.8)$$

A equação básica de Yang para a potência unitária do escoamento é dada por:

$$\log C_s = M + N \log \frac{US}{w_s} \quad (3.9)$$

onde:

C_s = concentração de sedimentos em ppm

w_s = velocidade de queda da partícula de sedimento

M e N = parâmetros adimensionais relacionados com o escoamento e as características dos sedimentos

Yang (1973), com base na análise de regressão de diversos dados de laboratório, definiu a equação de transporte total de sedimentos, válida para areias com diâmetro médio dos sedimentos inferior a 2 mm, dada por:

$$\log C_s = 5,435 - 0,286 \log \frac{w_s d}{\nu} - 0,457 \log \frac{U_*}{w_s} + \left(1,799 - 0,409 \log \frac{w_s d}{\nu} - 0,314 \log \frac{U_*}{w_s} \right) \log \left(\frac{US}{w_s} - \frac{U_c S}{w_s} \right) \quad (3.10)$$

onde:

U_* = velocidade de cisalhamento

d = diâmetro nominal dos sedimentos

U_c = velocidade crítica

O fator de velocidade crítica para o início do movimento do sedimento, U_c , normalizado pela velocidade de queda da partícula, w_s , variável conforme o valor do número de Reynolds, é dado por:

$$\frac{U_c}{w_s} = \frac{2,5}{\log(U_* d / \nu) - 0,06} + 0,66, \text{ para } 1,2 < \frac{U_* d}{\nu} < 70 \quad (3.11)$$

ou:

$$\frac{U_c}{w_s} = 2,05, \text{ para } 70 \leq \frac{U_* d}{\nu} \quad (3.12)$$

Em 1979, Yang modificou os valores constantes dos coeficientes na Equação 3.10, desenvolvendo nove fórmulas, mas concluiu que as duas apresentavam acurácias semelhantes para concentrações de sedimentos maiores que 100 ppm. Para concentrações de sedimento menores, Yang (1996) recomendou a utilização da equação de 1973. A equação de 1979 não será apresentada aqui.

Posteriormente, Yang (1984) desenvolveu a equação válida para cascalhos, com diâmetro médio dos sedimentos entre 2 e 10 mm, conforme apresentada a seguir:

$$\log C_s = 6,681 - 0,633 \log \frac{w_s d}{\nu} - 4,816 \log \frac{U_*}{w_s} +$$

$$+ \left(2,784 - 0,305 \log \frac{w_s d}{\nu} - 0,282 \log \frac{U_*}{w_s} \right) \log \left(\frac{US}{w_s} - \frac{U_c S}{w_s} \right) \quad (3.13)$$

3.1.6.4 Funções de transporte baseadas em dados medidos

3.1.6.4.1 Método simplificado de Colby

Colby desenvolveu ao menos três métodos empíricos a partir das concepções das metodologias de Einstein, que não devem ser confundidos, por apresentarem metodologias diferentes em sua elaboração. Este método simplificado, apresentado em 1957, foi baseado no método modificado de Einstein e em medições de campo. A intenção do autor era a de elaborar um método que possibilitasse o cálculo da descarga sólida total apenas com dados de medições de vazão e de descarga sólida em suspensão, facilitando a coleta de dados e reaproveitamento de dados antigos. Não é considerado pelas bibliografias consultadas um dos métodos mais confiáveis, porém tem sua aplicação a redes sedimentométricas como a brasileira, com escassez de alguns tipos de dados, tais como o gradiente de energia, temperatura da água e descarga sólida de arraste.

A descarga total é calculada a partir das equações a seguir:

$$Q_{st} = Q_{sm} + Q_{nm} \quad (3.14)$$

$$Q_{sm} = 0,0864 \cdot Q \cdot C_s \quad (3.15)$$

$$Q_{nm} = q_{nm} \cdot K \cdot L \quad (3.16)$$

onde:

Q_{st} = descarga sólida total, em toneladas/dia

Q_{sm} = descarga sólida medida, em toneladas/dia

Q_{nm} = descarga sólida não medida, em toneladas/dia

Q = descarga líquida, em m³/s

C_s = concentração de sólidos medida, em ppm

q_{nm} = descarga sólida não medida por unidade de largura

L = largura do rio, em m

K = fator de correção

A descarga sólida não medida é aquela não coletada pelos amostradores somada à descarga de arraste, que não é amostrada. Sua obtenção se dá por meio dos ábacos propostos. No trabalho original de Colby, C_s é citado como a concentração de areias.

As análises são feitas com o auxílio de três ábacos (figuras 3.3, 3.4 e 3.5) para a determinação da descarga (Carvalho, 1994). Os ábacos apresentados neste trabalho se encontram com grandezas expressas no Sistema Internacional, conforme apresentado em Carvalho (1994). O método de cálculo envolve três etapas:

- (i) Baseado na velocidade média do escoamento, estimar a quantidade de sedimento não amostrado por unidade de largura através do ábaco 1 (Figura 3.3);
- (ii) Com a velocidade média e a profundidade média do escoamento, definir a concentração relativa de sedimentos (areias, segundo o autor) a partir do ábaco 2 (Figura 3.4);
- (iii) Calcular a razão de eficiência, através da divisão entre a concentração de sedimentos medida e a estimada pelo ábaco 2. Com esta razão de eficiência, entrar no ábaco 3 (Figura 3.5) e, pela curva média de 1,00, obter o fator de correção K. Entrar na equação 3.16 com os valores de descarga estimada não medida, o valor de K e a largura do escoamento, para obtenção da descarga não medida, considerada como transporte por arraste.

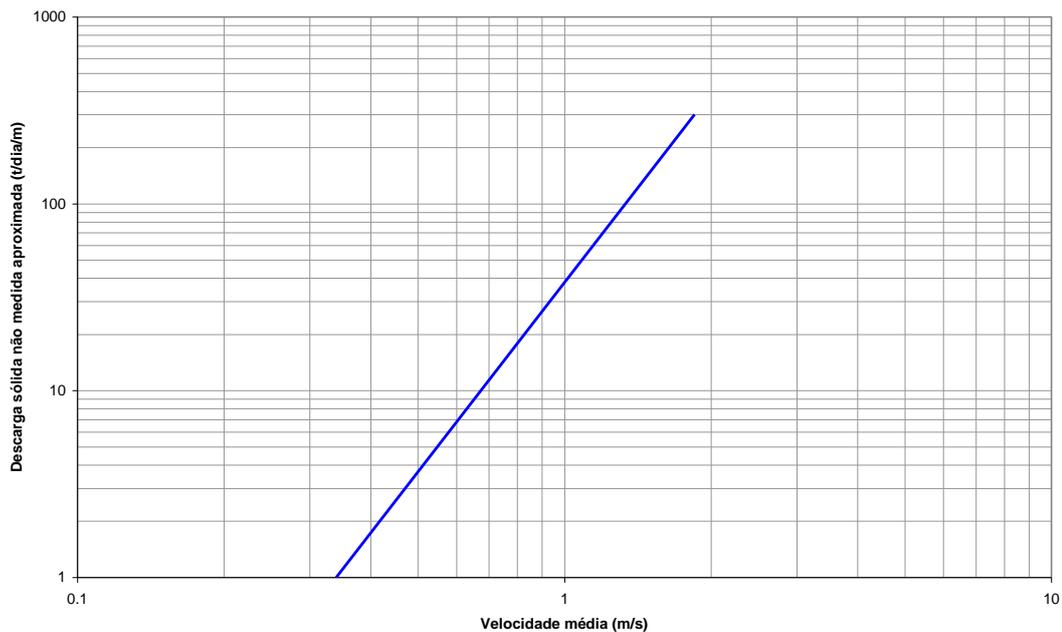


Figura 3.3 – Ábaco 1 de Colby, de 1957, para estimar o valor da descarga de sedimentos não medida por unidade de largura em relação à velocidade média do escoamento

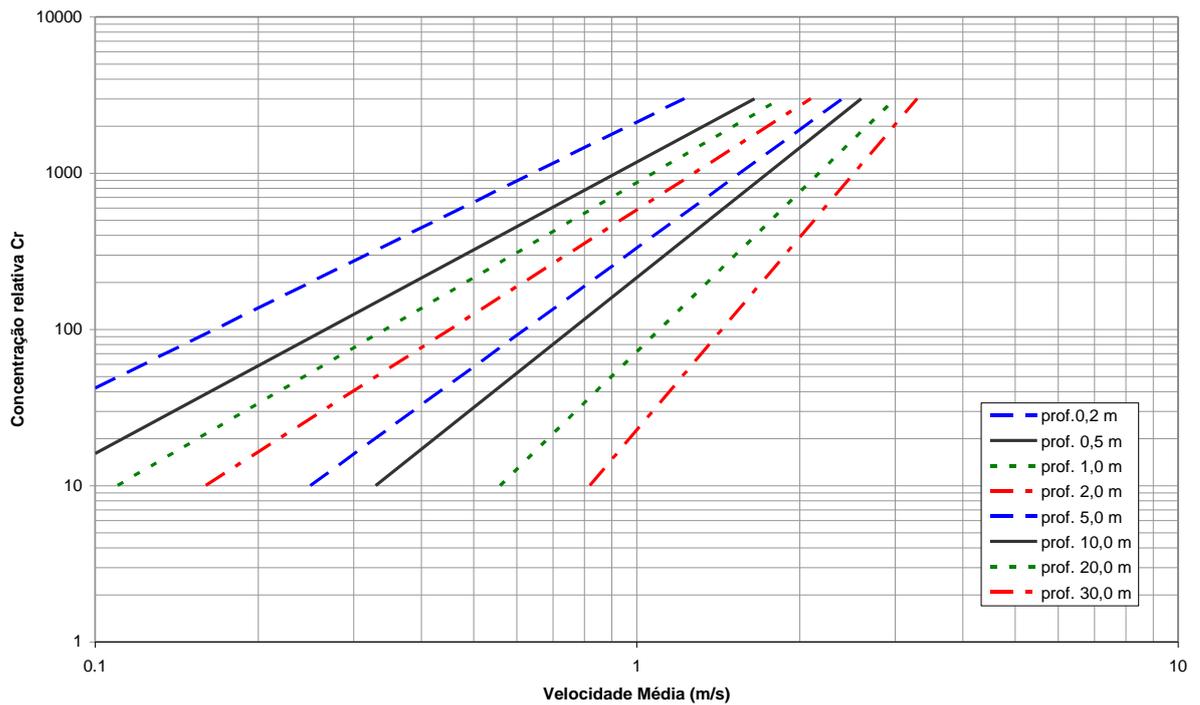


Figura 3.4 – Ábaco 2 de Colby, de 1957, para estimar o valor da concentração relativa de areia em suspensão

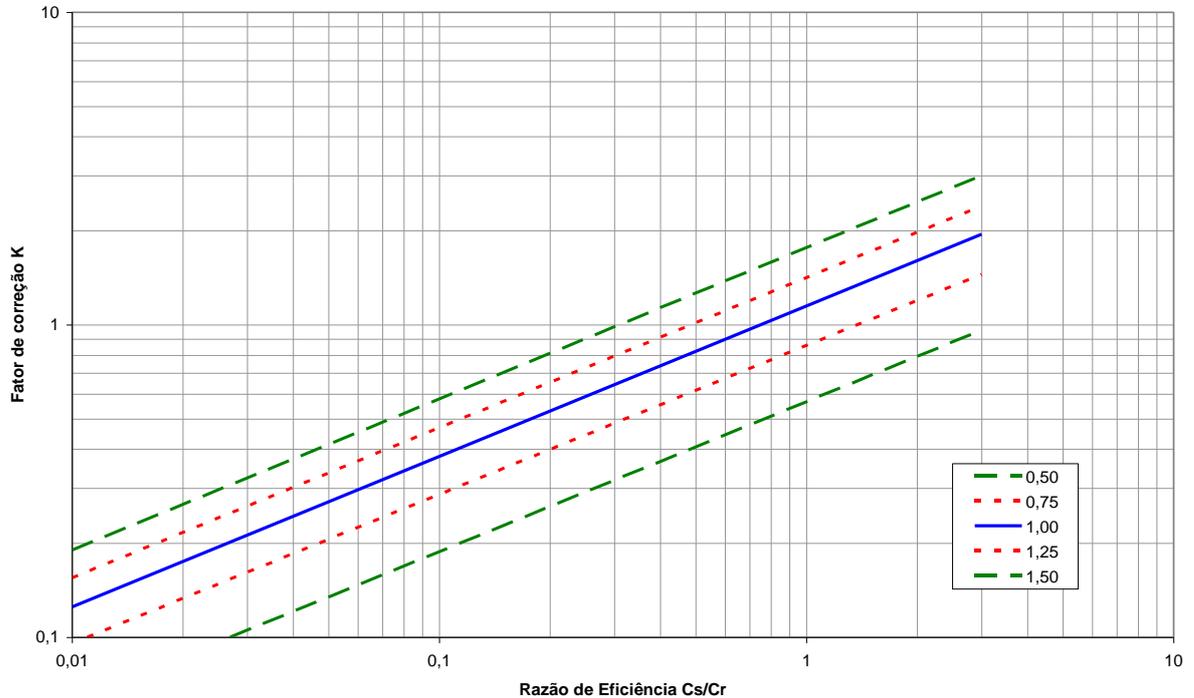


Figura 3.5 – Ábaco 3 de Colby, de 1957, para estimar o valor do fator de correção K

3.1.6.4.2 Colby de 1964

Colby em 1964 (ver Vanoni, 1975; Yang, 1996 ou Chang, 1988) desenvolveu um método simplificado para o cálculo da descarga sólida total a partir do método modificado de Einstein e de medições de campo. Ele desenvolveu, por regressão, uma função baseada em valores médios do escoamento para a velocidade, profundidade, diâmetro médio dos sedimentos, temperatura da água e concentração dos sedimentos finos (silte e argila). Esta é a equação mais conhecida de Colby e pode ser utilizada no *software* HEC-6.

A partir dos estudos realizados, Colby apresentou três ábacos (figuras 3.6a, 3.6b e 3.7) que associados à equação 3.17 permite o cálculo da descarga sólida total.

$$q_s = [1 + (k_1 k_2 - 1) 0,01 k_3] q_{s1} \quad (3.17)$$

onde:

q_s = descarga sólida de areias por unidade de largura

k_1, k_2, k_3 = fatores de correção obtidos a partir dos ábacos 2 e 3 (figuras 3.6b e 3.7)

q_{s1} = descarga de areias não corrigida obtida no ábaco 1 (figura 3.6a)

O cálculo é realizado de forma semelhante ao do método simplificado de Colby, porém, as variáveis de temperatura e concentração de finos aparecem como medições necessárias.

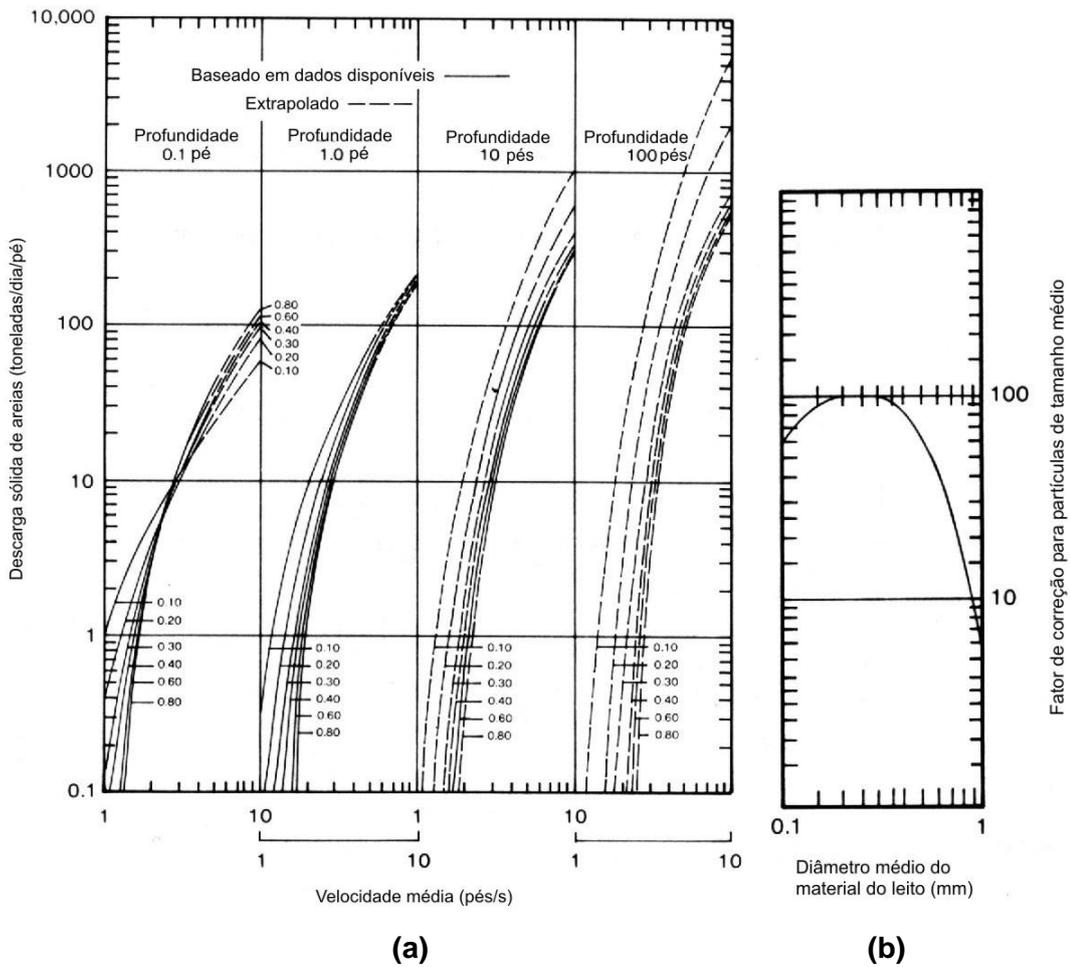


Figura 3.6 – Ábacos 1 e 3 de Colby, de 1964, para estimar a descarga sólida de areias e o valor do fator de correção K_3

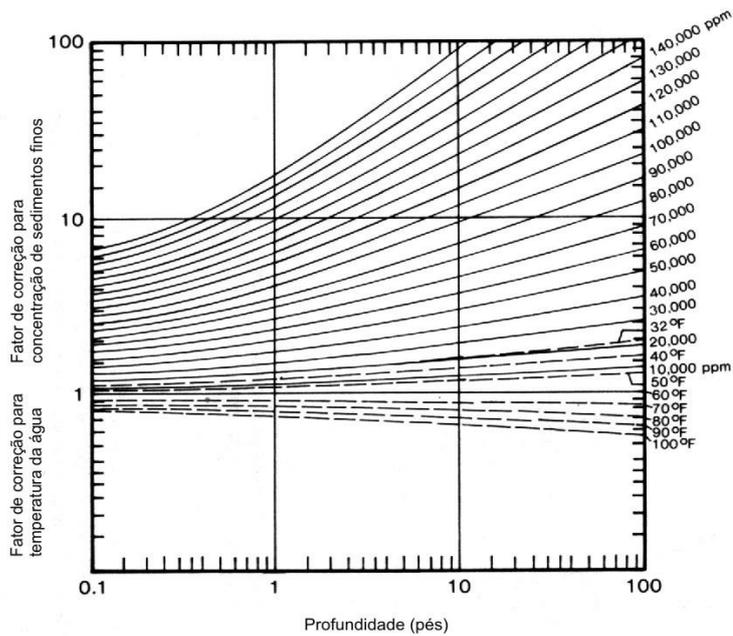


Figura 3.7 – Ábacos 2 de Colby, de 1964, para estimar o fator de correção devido à temperatura da água e da concentração de sedimentos finos

3.1.7 Comparação entre as equações de transporte de sedimentos

As equações de transporte de sedimentos foram utilizadas nesta pesquisa em dois momentos: (i) para estimar a vazão total de sedimentos nas estações sedimentométricas, uma vez que só foram disponibilizados dados de campo para a concentração de sólidos em suspensão, e (ii) para escolha da equação de transporte de sedimentos a ser utilizada na modelação matemática das modificações morfológicas calculadas pelo *software* HEC-6.

Para a comparação entre as equações de sedimentos, faz-se necessário o cálculo de transporte sólido com a utilização das mesmas e a posterior comparação com dados obtidos no campo e em laboratório. Como comparar a robustez das equações de transporte de sedimento não foi o foco deste trabalho, e nem havia dados suficientes para realizar tal tarefa, foi realizada uma revisão bibliográfica de análises comparativas nas publicações disponíveis, de modo a caracterizar as melhores opções para sua utilização nesta pesquisa.

Alonso em 1980 (citado por ASCE, 1980) iniciou seu estudo analisando trinta equações de sedimentos e, selecionando apenas oito para os cálculos de acurácia na previsão do transporte de sedimentos, usou os seguintes critérios para seleção das fórmulas: (i) ser de fácil modelação para simulação em computador; (ii) ser capaz de dar a vazão total de sedimentos a partir de propriedades hidráulicas e geométricas do escoamento; (iii) apresentar estimativas razoáveis do transporte de sedimentos para qualquer tamanho de canal.

Apenas sedimentos com dimensões superiores a 0,062 mm foram considerados nos cálculos. Dados utilizados no processo de teste das equações não foram utilizados para calibração das mesmas, garantindo independência dos resultados. Baseado na relação de discrepância entre a razão dos valores calculados pelos valores medidos, a partir de 40 testes com dados de campo e 165 testes com dados de canais de laboratório, as equações foram ordenadas conforme mostrado na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Classificação das equações selecionadas e testadas por Alonso (1980, citado por ASCE, 1982)

Referência da equação	Tipo de equação	Posição
Yang (1973)	descarga total de sedimentos	1
Laursen (1958)	descarga total de sedimentos	2
Ackers e White (1973)	descarga total de sedimentos	3
Engelund e Hansen (1967)	descarga total de sedimentos	4
Bagnold (1956)	descarga de fundo de sedimentos	5
Meyer-Peter e Müller (1948, 1950)	descarga total de sedimentos	6
Meyer-Peter e Müller (1948)	descarga de fundo de sedimentos	7
Yalin (1963)	descarga de fundo de sedimentos	8

Yang e Wan (1991) fizeram um estudo comparativo de sete equações de transporte de sedimentos do material do leito, considerando como critério diferentes gamas de valores para três variáveis do escoamento: concentração de sedimentos, número de Froude e declividade da linha de energia. Para o estudo comparativo foram utilizados 1119 dados de laboratório e 319 dados de campo. As equações comparadas foram: Laursen, Egelund e Hansen, Ackers e White, Yang, Einstein e Toffaleti. O estudo apresenta diversas tabelas com os resultados das análises, organizadas de acordo com os três parâmetros do escoamento analisados, e segundo a origem dos dados (laboratório ou campo). Uma conclusão interessante deste estudo é a de que a maior acurácia de uma equação em relação às outras não garante que esta equação seja superior para todos os tipos de condições de escoamento e sedimentos. Por isso, o resultado do estudo não é apresentado em uma única tabela, mas em várias tabelas. Para canais naturais, as equações de melhor acurácia são apresentadas na seguinte ordem: Yang (d_{50}), Toffaleti, Einstein, Ackers e White (d_{50}), Colby, Laursen, Engelund e Hansen, Ackers e White (d_{35}).

Williams e Julien (1989) fizeram um estudo comparando quatro equações: Ackers e White, Shen e Hung, Toffaleti e Yang. A análise é realizada a partir da comparação de três parâmetros: diâmetro adimensional do sedimento, número de mobilidade e rugosidade relativa (ou submersão). Dois gráficos indicam o índice de aplicabilidade das equações, que se mostraram altos para escoamentos de cerca de 60 centímetros (dois pés) e baixos para escoamentos de cerca de 3 metros (dez pés).

Yang (1996) também dedicou um capítulo de seu livro para as análises comparativas entre as equações de transporte de sedimentos. Segundo ele, a validade e generalidade maior das equações baseadas no conceito de potência do escoamento seria o motivo pela qual elas apresentam resultados normalmente mais acurados que outras equações. São elas: Engelund e Hansen, de 1972, Ackers e White, de 1973, e Yang, de 1973, 1979 e 1984. Outro motivo para a maior acurácia seria que todas estas equações apresentam parâmetros adimensionais.

Yang (1996) fez também uma lista de recomendações sobre as equações de transporte de sedimentos passíveis de aplicação e estudo dentre as diversas opções disponíveis. A seguir é transcrita a lista de recomendações apresentada por Yang:

- Meyer-Peter e Müller quando o material do leito for mais grosso que 5 mm;

- Einstein quando a descarga de arraste for proporção significativa do transporte de sedimentos;
- Toffaleti para rios com leito de areia grossa;
- Colby para rios com profundidade superior a 3 metros;
- Shen e Hung para canais de laboratório e rios muito pequenos;
- Karim e Kennedy para rios com grandes variações no escoamento e condições de sedimentos;
- Yang (1973) para areias em canais de laboratórios e rios, e Yang (1979) para areias quando a potência de fluxo unitária crítica para o início do movimento puder ser desprezada;
- Yang (1984) ou Parker (1990) para descarga de arraste ou para cascalhos;
- modificada de Yang (1996) para quando a concentração de material fino for alta;
- Ackers e White ou Engelund e Hansen para regime subcrítico;
- Laursen para canais de laboratório e rios rasos com areia fina e silte grosso;
- Meyer-Peter e Müller para descarga de arrasto associada a Einstein para descarga em suspensão para a obtenção da descarga total de sedimentos;
- Fórmulas de regressão devem ser aplicadas somente para rios em que o escoamento e as condições sedimentológicas forem similar às do rio para o qual foi obtida a fórmula;
- Selecionar a fórmula observando a lista da Tabela 3.5
- Pelas análises de Yang e Wan (1991), selecionar a fórmula que apresenta melhor acurácia para os parâmetros de escoamento e sedimentológicos apresentados no artigo.

Outra recomendação feita por Yang é a de que, na falta de outros dados ou características do local, deve-se plotar os dados disponíveis de medições de descarga sólida ou concentração de sólidos contra a vazão, velocidade, declividade, profundidade, tensão de cisalhamento, potência do escoamento, potência unitária do escoamento, potência unitária adimensional do escoamento, ou parâmetros de equações de transporte. Esses gráficos podem indicar possíveis caminhos para o aprofundamento dos estudos do transporte de sedimentos.

Destes comparativos depreendeu-se que poderiam ser usadas neste estudo as equações de Yang, Toffaleti, Colby, Ackers e White, Engelund e Hansen, e Einstein (ou modificado de Einstein), conforme as recomendações das bibliografias consultadas. A equação de Yang foi escolhida e utilizada para as simulações com o modelo HEC-6, porém, mostrou-se de difícil aplicação para os casos de definição das descargas sólidas dos afluentes, devido a inexistência de dados de gradiente de energia e à necessidade de se estimar a temperatura da água na maior parte dos casos. Mesmo algumas ressalvas tendo sido feitas por Carvalho (1994), quanto à aplicação de uma metodologia simplificada na estimativa de transporte sólido sem antes testar metodologia mais apurada, e de Castilho (1998), quanto à aplicação da metodologia simplificada de Colby para uma das estações fluviométricas estudada, nesta pesquisa foi utilizada a equação simplificada de Colby, de 1957, para a geração das descargas sólidas totais afluentes à calha do rio São Francisco. Isto foi feito devido à pouca disponibilidade de dados diferentes daqueles utilizados para a aplicação da metodologia simplificada de Colby.

3.2 *Morfologia fluvial*

O problema da erosão e transporte de sedimentos pelos cursos d'água abrange principalmente duas áreas de conhecimento: hidráulica fluvial e morfologia fluvial, tendo a sedimentologia (transporte, erosão e sedimentação) como aprofundamento dessas matérias.

A calha do rio São Francisco, objeto da pesquisa realizada, encontra-se em uma planície aluvial, com diferenciação marcante entre o leito menor e o leito maior, que abrange as planícies de inundação.

O leito menor dos rios de planície é modelado por diversas variáveis do escoamento, mantendo condições de equilíbrio entre as descargas sólida e líquida, a declividade e a granulometria média dos sedimentos transportados. O equilíbrio fluvial é alcançado no longo termo, com a declividade ajustando-se para promover, com a descarga líquida em trânsito e a geometria prevalecente no canal, a velocidade requerida para transportar a descarga sólida gerada na bacia hidrográfica.

A existência de uma controvérsia entre engenheiros, que percebem as modificações morfológicas de curto prazo, e geólogos, que analisam a estabilidade de rios a longo prazo, teve avanços em sua base teórica depois da publicação de Mackin (1948). Ele definiu o que seria um rio em regime hidrológico, considerando as descargas líquida e sólida, e definiu a

condição de equilíbrio. “Um rio em equilíbrio é aquele em que, ao longo de anos, a declividade é suavemente ajustada para proporcionar, com a vazão disponível e as características do canal, a velocidade necessária para o transporte de toda a carga de sedimentos gerada no alto da bacia” (Mackin, 1948). A declividade normalmente diminui para jusante, mas devido ao regime e magnitude das vazões, características do canal e carga de sedimentos, o perfil transversal não é uma curva matemática. Embora o fenômeno de ajuste da declividade a alterações nas descargas líquida e sólida possua algumas tendências gerais, a declividade se ajusta diferentemente para cada rio.

A descarga líquida é considerada a variável dominante, à qual são ajustadas as outras variáveis dependentes (largura, profundidade, velocidade, comprimento de fase dos meandros). A aplicação de métodos analíticos para equacionamento da interdependência entre as variáveis fica limitada pela complexidade dos fatores intervenientes. Assim, são usadas relações conceituais simplificadas para a análise qualitativa das questões relacionadas ao equilíbrio da morfologia fluvial. Uma das primeiras relações, e uma das mais conhecidas sobre o equilíbrio do perfil longitudinal de um rio, é a relação empírica proposta por Lane (1955), dada pela equação:

$$QS \propto Q_s d \quad (3.22)$$

onde:

Q = descarga líquida

Q_s = descarga sólida do material do leito

S = declividade do leito

d = granulometria média dos sedimentos

Antes de ser uma formulação matemática precisa dos parâmetros envolvidos na declividade estável de um rio, a relação de Lane – ou balança de Lane, conforme ficou conhecida – é uma relação qualitativa e não quantitativa, conforme ele mesmo enunciou em seu artigo. A relação mostra uma proporcionalidade, que fica didaticamente ilustrada pela Figura 3.8. Ao se aumentar a descarga sólida, por exemplo, o equilíbrio atual do rio é modificado, gerando uma agradação, que tende a se equilibrar com uma modificação no tamanho médio dos sedimentos ou na declividade do rio. Pela figura pode-se analisar facilmente as diversas possibilidades de estabelecimento de um novo equilíbrio morfológico.

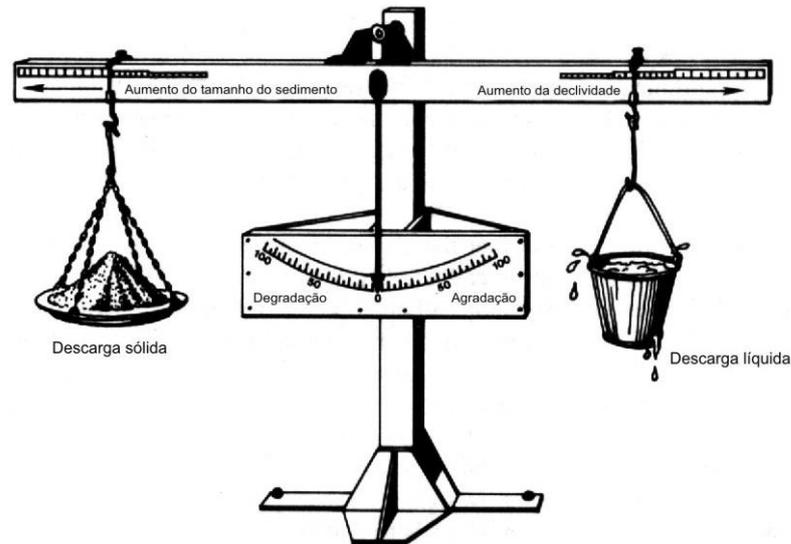


Figura 3.8 – Desenho ilustrativo da balança de Lane (1955)

Porém, conforme o próprio Lane, a modificação não ocorre somente no perfil longitudinal do rio. Alterações quanto à dinâmica dos sedimentos e a forma da calha fluvial, tal como largura e profundidade, também são alterados. A relação aponta apenas as tendências gerais de ajuste devido a alterações no equilíbrio morfológico.

Schumm (1969) aprofunda o estudo das relações empíricas sobre o assunto por meio do estudo de dados de rios no oeste dos Estados Unidos da América, em regiões semi-áridas ou sub-úmidas. Este fator climático, segundo ele, gera certas restrições para a aplicação universal das relações, porém representam bons indícios das modificações morfológicas que ocorrem nos rios devido a modificações na descarga líquida ou na descarga sólida. Ele intitula estas modificações de metamorfose do rio. As relações alcançadas por ele são apresentadas nas equações 3.23 e 3.24.

$$Q \propto \frac{w, d, L}{S} \quad (3.23)$$

$$Q_s \propto \frac{w, L, S}{d, P} \quad (3.24)$$

onde:

Q = descarga líquida, ou deflúvio médio ou deflúvio de cheia média

Q_s = descarga sólida do material do leito

w = largura do rio

d = profundidade do rio

L = comprimento de onda dos meandros do rio

S = gradiente do rio

P = sinuosidade do rio, relação entre o comprimento do rio e o comprimento do vale

As equações indicam uma relação de proporcionalidade entre a descarga e os diversos parâmetros analisados nos estudos de Schumm, e foram obtidas a partir da análise das diversas correlações executadas por ele. A partir destas correlações ele previu possíveis variações nos parâmetros caso se alterasse a descarga líquida ou sólida. As equações 3.25 a 3.28 mostram as alterações previstas em caso de alteração positiva ou negativa em uma das vazões. O expoente como um sinal de mais ou de menos indica a variação de aumento ou diminuição da variável, respectivamente.

$$Q^+ \propto \frac{w^+ d^+ L^+}{S^-} \quad (3.25)$$

$$Q^- \propto \frac{w^- d^- L^-}{S^+} \quad (3.26)$$

$$Q_s^+ \propto \frac{w^+ L^+ S^+}{d^- P^-} \quad (3.27)$$

$$Q_s^- \propto \frac{w^- L^- S^-}{d^+ P^+} \quad (3.28)$$

A partir das análises de modificação individual das descargas, Schumm aprofundou o estudo, analisando o que ocorreria em caso de modificação simultânea nas vazões líquida e sólida. Os resultados das análises são apresentados nas equações 3.29 a 3.32. O sinal de \pm significa que a variação depende de outros fatores e que não é explicado somente pela modificação das vazões, ou que depende da magnitude das modificações em cada uma das vazões.

$$Q^+ Q_t^+ \propto \frac{w^+ L^+ F^+}{P^-} S^\pm d^\pm \quad (3.29)$$

$$Q^- Q_t^- \propto \frac{w^- L^- F^-}{P^+} S^\pm d^\pm \quad (3.30)$$

$$Q^+ Q_t^- \propto \frac{d^+ P^+}{S^- F^-} w^\pm L^\pm \quad (3.31)$$

$$Q^- Q_t^+ \propto \frac{d^- P^-}{S^+ F^+} w^\pm L^\pm \quad (3.32)$$

onde:

Q_t = descarga s3lida total

F = rela33o largura-profundidade

Para este estudo a rela33o mais importante 3 aquela demonstrada na equa33o 3.30, que pode ser exemplificada como a metamorfose do canal a jusante de um novo barramento. As duas vaz3es diminuem. A vaz3o l3quida tem suas cheias m3dias diminu3das e a vaz3o s3lida diminu3da pela reten33o dos sedimentos no reservat3rio. Neste caso podem ocorrer modifica33es tal como: a diminui33o da largura do rio, aumento do comprimento de onda dos meandros, diminui33o da rela33o largura-profundidade, aumento da sinuosidade do rio. Quanto 3 declividade e granulometria dos sedimentos, n3o s3o definidos a priori. 3 certo que estas rela33es foram obtidas para rios sob determinadas condi33es espec3ficas, e generaliza33es devem ser feitas criteriosamente.

Na formula33o do *software* HEC-6, a principal premissa 3 a capacidade de transporte de sedimentos provocada principalmente pela carga hidr3ulica e pelas caracter3sticas sedimentol3gicas. No item 3.3, s3o apresentadas as equa33es gerais para defini33o da capacidade de transporte de sedimentos e modifica33es morfol3gicas decorrentes. Portanto, para o *software* HEC-6, a declividade se torna consequ3ncia das adapta33es da calha fluvial 3 vaz3o l3quida, caracter3sticas dos sedimentos, descarga s3lida na entrada do trecho estudado (dados inseridos pelo usu3rio) e a capacidade de transporte no trecho (calculada pelo *software*). Altera33es na rela33o largura-profundidade e na sinuosidade do rio n3o s3o simuladas e pode, sob determinadas circunst3ncias, comprometer os resultados.

Al3m dos textos aqui explorados, outros foram consultados e s3o considerados refer3ncias na 3rea de morfologia fluvial. Para aprofundamento no tema, pode-se consultar parte dos textos de Leopold et al. (1964), Christofolletti (1980), Christofolletti (1981), Chang (1988) e Morris e Fan (1998). Esta 3 uma lista de textos apenas exemplificativa, n3o exaustiva.

3.2.1 Influência de reservatórios e obras civis na morfologia fluvial

Os reservatórios de regularização de vazão causam três impactos significativos sobre o transporte de sedimentos: interrupção do transporte de sedimentos pela retenção no reservatório, redução da descarga sólida a jusante do barramento aumentando o poder de erosão das águas e redução dos picos de descarga líquida a jusante diminuindo o poder de transporte de sedimentos. Os principais efeitos morfológicos causados no rio são a formação de um delta na entrada do lago, a degradação do leito logo a jusante do barramento, e uma provável agradação mais a jusante, devido ao material deslocado logo após o barramento.

Neste trabalho, foi realizada a modelagem em uma dimensão, que é factível para trechos longos e para possibilitar conclusões gerais sobre a conformação morfológica do trecho de rio. Embora Yang (2002) argumente a favor da utilização de modelagem matemática em quase-duas dimensões para trechos sujeitos a mobilidade lateral (ou leito migratório), seriam necessários ainda mais dados de campo para aplicação deste tipo de modelagem em relação à simulação em uma dimensão. Talvez a modelagem em quase-duas dimensões aplicada ao rio São Francisco, que possui leito migratório, seja uma possível evolução do estudo aqui realizado.

Dentro do tema dos impactos causados por barramentos, um estudo interessante foi realizado por Grimshaw e Lewin (1980), para locais onde foram escassos os dados de campo, tal como o caso dos rios brasileiros. Foi considerada uma metodologia de comparação entre duas bacias hidrográficas vizinhas e de porte parecido, uma tendo sido regularizada e outra não, para determinação do impacto de um barramento na calha fluvial e no transporte de sedimentos. As análises são mais qualitativas que quantitativas, mas servem como um primeiro indício do que poderia ocorrer com a bacia não regularizada no caso de construção de um reservatório.

Smith e Winkley (1996) fizeram uma análise minuciosa de outros impactos além da construção de barragens. Eles estudaram o trecho do baixo rio Mississippi nos Estados Unidos, investigando os aspectos relacionados com alterações provocadas por obras estruturais, tal como o corte de meandros, retificações, proteção de margens, e os reservatórios. O artigo apresenta um ponto de vista geológico, histórico e qualitativo.

O assunto, tratando dos impactos causados por reservatórios e também por outros tipos de intervenção é explorado, com a adição de exemplos mundiais, em três textos da Unesco

(1985, 1986 e 1997), e tratados sob a ótica da modelação matemática para previsão de impactos em Unesco (2002). Morris e Fan (1998) trata do tema à exaustão, porém, com foco principal nos efeitos da sedimentação no reservatório.

E em artigo recente, Doyle et al. (2003) exploraram o problemático tema da remoção de barragens quando termina sua vida útil, o que apresenta uma nova visão sobre o assunto. O tema é bastante explorado na bibliografia tradicional considerando a construção de reservatórios. Neste estudo, é feita a análise do efeito inverso, a retirada do reservatório. Primeiro a carga de sedimentos aumenta sobremaneira, depois atinge um equilíbrio com condições de transporte semelhantes às anteriores a construção do barramento, mas ainda drenando sedimentos anteriormente retidos e alterando a morfologia fluvial por um período de tempo. Fortes impactos foram observados sobre a morfologia fluvial e a granulometria do material do leito, do local do início do antigo lago para jusante. Impacto semelhante é às vezes observado em estudos de rompimento de barragens, porém de forma apenas qualitativa e, geralmente, não é focado no transporte de sedimentos.

Yang (2002) aborda o problema do rompimento do barramento analisando o impacto a jusante decorrente do aumento da carga de sedimentos e a modificação da calha fluvial devido à passagem de uma cheia extraordinária. Diversos modelos matemáticos existentes na forma de *software* foram testados e comparados. Segundo Yang, para o estudo de longos trechos a jusante do barramento é recomendado a modelagem que trabalha em quase-duas dimensões. Este tipo de modelagem pode ser alcançado com o software escolhido para esta pesquisa, HEC-6.

3.2.2 Degradação do leito limitada pela armadura

Quando a quantidade de sedimentos que entra em um trecho fluvial é menor que a capacidade de transporte do escoamento ocorre a degradação do leito, inicialmente pelo carreamento do material mais fino pela facilidade de transporte e posteriormente dos materiais mais grossos. Ao longo do tempo o material do leito torna-se de granulometria mais grossa, ou mesmo há a consolidação de junções entre os sedimentos, o que impede a continuidade da degradação devido ao escoamento, a não ser que seja observada vazão de magnitude muito acima das que proporcionaram a formação do encouraçamento (*armour layer*). Esta camada de material mais grosso ou consolidado que protege o leito da degradação é chamada de couraça ou armadura. Esse cálculo é feito no HEC-6 pelo método chamado Exner 5 (HEC, 1991).

3.2.3 Degradação do leito limitada pela declividade estável

A declividade estável é definida como a declividade do fundo do rio na qual o material do leito não mais poderá ser transportado. Esse efeito tem relação com a energia do escoamento e a quantidade e características dos sólidos presentes no leito do rio. Esse efeito pode ser calculado por equações tal como a de Meyer-Peter e Muller, disponível no software HEC-6.

Equação de Meyer-Peter e Muller para o início do transporte de sedimentos:

$$S = \frac{0,19 \cdot \frac{Q}{Q_B} \cdot \left(\frac{n_s}{D_{90}^{1/6}} \right)^{3/2} \cdot D}{p}$$

onde:

Q = descarga líquida total

Q_B = parte da descarga líquida que influencia no leito

n_s = coeficiente de rugosidade de Manning para a seção

D₉₀ = diâmetro da partícula para a qual 90% do sedimento do leito é menor

p = profundidade média do canal

D = diâmetro médio mínimo transportável presente no material do leito

3.2.4 Influência de afluente não regularizado no rio principal regularizado

Após o barramento e regularização de vazões realizada na calha principal de um rio, um impacto interessante é observado sobre a morfologia fluvial a jusante de confluências com afluentes de grande porte. As vazões do rio regularizado possuem menor capacidade de transporte durante os períodos de cheia devido à laminação normalmente proporcionada pela operação da barragem. Afluentes de grande porte não regularizados permanecem com seus picos de cheia e de transporte de sedimentos. Os impactos normalmente esperados são a erosão regressiva da calha fluvial do afluente logo a montante da confluência e a deposição generalizada de sedimentos no rio principal, logo a jusante da confluência. Este assunto é abordado com alguns detalhes e exemplos mundiais em Unesco (1984).

O assunto foi abordado qualitativamente em Pinheiro (2000), argumentando que ao gerar uma regularização no rio principal, diminuindo a capacidade de transporte e o aporte de sedimentos, o afluente passaria a ser fornecedor de sedimentos, ocorrendo os efeitos de erosão regressiva no afluente e deposição no rio principal a jusante da confluência.

Wiele et al. (1996) estudou este efeito no rio Colorado, a jusante da confluência com o rio Little Colorado, no Grand Canyon, Estados Unidos. O estudo foi realizado de forma a obter-se obtenção de resultados quantitativos, com foco no transporte de areias. Para a realização dos estudos foi realizada a modelagem matemática em duas dimensões de alguns trechos considerados críticos quanto à deposição de sedimentos. O experimento foi realizado durante um pico de cheia do Little Colorado, e os resultados da modelagem foram validados com diversas medições de campo, morfológicas e de sedimentos. Os resultados indicam que 15% do total de areia despejado pelo Little Colorado depositaram nos primeiros 3 km do rio Colorado a jusante da confluência e sugeriu que a deposição de toda a areia extra derivada da cheia no afluyente depositaria em apenas algumas dezenas de quilômetros.

3.3 Escolha do modelo matemático

Para a execução do trabalho optou-se pela escolha de um *software* existente e sua utilização de acordo com a metodologia de análise de cenários desenvolvida durante as pesquisas. O modelo matemático escolhido para os cálculos de transporte de sedimentos e modificações morfológicas atendeu às premissas de simular modificações na calha fluvial, operar longos trechos de rio, simular grandes períodos do fluviograma do rio São Francisco, ser de distribuição gratuita ou para uso acadêmico.

Yang (2002) faz uma análise comparativa entre alguns modelos matemáticos disponíveis no mercado e utilizados para o cálculo do transporte de sedimentos. Dentre os modelos de 1D ou quase-2D foram comparados: CHARIMA, FLUVIAL-12, HEC-6, D-O-T e GSTARS 2.0. O autor também compara modelos 2D: TABS-2, MEANDER e USGS. Os modelos HEC-6, TABS-2, USGS e GSTARS 2.0 são de domínio público, os outros são para uso acadêmico restrito ou com direitos autorais.

Morris e Fan (1998) realizam um breve descritivo dos modelos: HEC-6, GSTARS, FLUVIAL, TABS e SSIIM. O modelo SSIIM realiza os cálculos em 3D, os demais foram apresentados no parágrafo anterior. Para esses autores, o HEC-6 talvez seja o modelo mais utilizado para o cálculo de transporte de sedimentos nos Estados Unidos.

Para a simulação de hidrogramas de vazões médias mensais em longos períodos e longos trechos de rios, não há necessidade de resolução da linha d'água por métodos de cálculos em regime de escoamento não permanente. Para a simulação de longos trechos de rios, com

vários quilômetros de extensão, é recomendada a utilização de modelos em 1D ou quase-2D, devido à grande quantidade de cálculos numéricos realizados pelo computador. Considerando estas duas considerações somadas à disponibilidade e gratuidade, a escolha do modelo ficou restrita a: HEC-6, GSTARS (em sua versão mais atual: 2.1) e FLUVIAL-12.

Para os fins desta pesquisa, em que não foi abordada a problemática da movimentação de margens e migração de meandros, seria desnecessária a utilização de um modelo quase-2D. Além destes fatores, o *software* HEC-6 é utilizado e citado em publicações da American Society of Civil Engineers (ASCE), largamente utilizado nos Estados Unidos e sofreu atualizações e aperfeiçoamentos ao longo do tempo, a partir de comparações entre simulações e dados de campo (HEC, 1991 e 1992).

No Brasil, uma aplicação é descrita em Pinheiro et al. (1997), quando foi utilizado o *software* HEC-6 para simular o efeito do assoreamento na cabeceira de um reservatório, para a verificação do impacto da sedimentação na morfologia fluvial a montante de uma barragem.

3.4 Modelação matemática com o software HEC-6

A modelação matemática realizada pelo *software* HEC-6 considera o trecho de rio em escoamento permanente. O hidrograma de entrada deve ser simplificado pelo usuário para várias vazões permanentes de duração Δt . Para cada vazão de entrada é calculada a linha d'água no trecho, são realizados os cálculos da continuidade dos sedimentos, considerando-se o volume de sedimentos afluentes ao trecho, a capacidade de transporte de sedimentos do deflúvio, causando agradação ou degradação da calha fluvial, e o conseqüente volume de sedimentos defluente do trecho. Cada trecho é calculado separadamente conforme as seções transversais inseridas pelo usuário.

3.4.1 Equações para cálculo de linha d'água

As informações deste item estão apresentadas conforme o manual do *software* HEC-6 (HEC, 1991), com poucas alterações, para manter a integridade sobre a informação da seqüência de cálculos. Ao iniciar a modelagem matemática, o *software* realiza o cálculo de linha d'água, através das equações de conservação de energia resolvidas pelo método passo-a-passo padrão (standard step method). A perda de carga é calculada pela fórmula de Manning. A seguir a equação da conservação de energia, ilustrada pela Figura 3.9.

$$WS_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = WS_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad (3.33)$$

onde:

g = aceleração da gravidade

h_e = perda de carga

V_1, V_2 = velocidade média nas seções 1 e 2, respectivamente

WS_1, WS_2 = Linha d'água (water surface elevation) nas seções 1 e 2, respectivamente

α_1, α_2 = Coeficientes de distribuição da velocidade

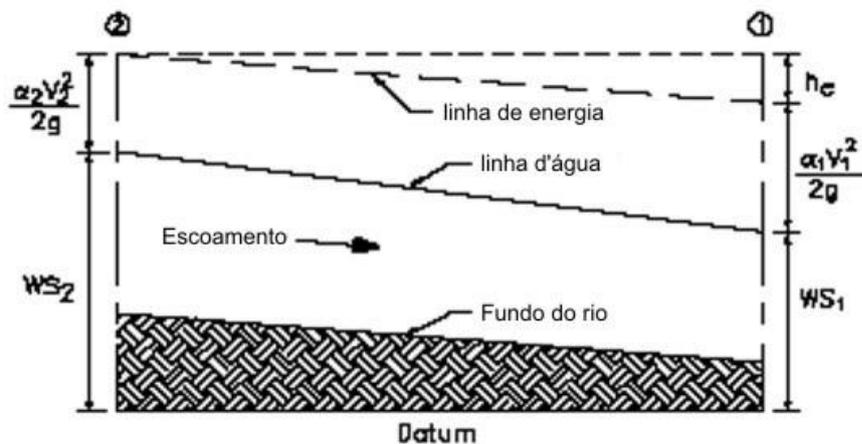


Figura 3.9 – Linha d'água com os termos da equação de energia

As perdas de carga (h_e) são devidas às perdas por fricção (h_f) e por contração e expansão do canal (h_0):

$$h_e = h_f + h_0 \quad (3.34)$$

Para realizar a aproximação de uma distribuição transversal do fluxo, o trecho de rio é subdividido em faixas com propriedades hidráulicas semelhantes. Estas subdivisões recebem o nome de subseções, e a perda por fricção é calculada conforme as equações:

$$h_f = \left(\frac{Q}{K_f} \right)^2 \quad (3.35)$$

onde:

$$K'_t = \sum_{j=1}^{NSS} \left(\frac{1,49}{n_j} \right) \frac{\left(\frac{A_2 + A_1}{2} \right)_j \left(\frac{R_2 + R_1}{2} \right)_j^{2/3}}{L_j^{1/2}} \quad (3.36)$$

sendo:

K'_t = condutância comprimento-peso da subseção

A_1, A_2 = área molhada de jusante e montante, respectivamente

NSS = número total de subseções em uma seção transversal

L_j = comprimento do enésimo termo entre subseções

n = coeficiente de rugosidade de Manning

Q = vazão líquida

R_1, R_2 = raio hidráulico de jusante e montante, respectivamente

Para as perdas de carga devido à expansão ou contração do canal, é utilizada a equação:

$$h_0 = C_L \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad (3.37)$$

onde:

C_L = coeficiente de perda de carga por expansão ou contração

Para o cálculo do perímetro molhado:

$$P_i = (\Delta Y^2 + W^2)^{1/2} \quad (3.38)$$

Para o valor de K :

$$K_j = \frac{1,49}{n_j} A_j R_j^{2/3} \quad (3.39)$$

Para o cálculo do coeficiente de distribuição das velocidades:

$$\alpha = \frac{\sum_{j=1}^{NSS} \left(\frac{K_j^3}{A_j^2} \right)}{\left(\frac{K'_t^3}{A'_t^2} \right)} \quad (3.40)$$

Para seções não retangulares, a capacidade de transporte de sedimentos é calculada a partir de valores de profundidade efetiva (EFD) e largura efetiva (EFW):

$$EFD = \frac{\sum_{i=1}^{i_t} D_{avg} \cdot a_i \cdot D_{avg}^{2/3}}{\sum_{i=1}^{i_t} a_i \cdot D_{avg}^{2/3}} \quad (3.41)$$

$$EFW = \frac{\sum a_i \cdot D_{avg}^{2/3}}{EFD^{5/3}} \quad (3.42)$$

onde:

a_i = área do escoamento para cada elemento trapezoidal entre dois pontos da seção transversal

D_{avg} = profundidade média do escoamento em cada elemento trapezoidal da seção

i_t = número total de elementos trapezoidais de uma seção transversal

3.4.2 Equações para cálculo do transporte de sedimentos

Na formulação da análise morfodinâmica do *software* HEC-6 a principal premissa é a capacidade de transporte de sedimentos, calculada principalmente pela carga hidráulica e pelas características sedimentométricas. Os processos de agitação e degradação dos sedimentos precisam ser transformados em algoritmos para a execução da simulação computacional. A base para simulação do movimento vertical do leito do rio é a equação de continuidade de massa aplicada aos sedimentos, denominada equação de Exner (HEC, 1991):

$$\frac{\partial G}{\partial x} + B_0 \cdot \frac{\partial Y_s}{\partial t} = 0 \quad (3.43)$$

onde:

B_0 = largura da parte móvel do leito

t = tempo

G = descarga sólida média (em pés cúbicos por segundo) durante o intervalo Δt

Δt = intervalo de tempo

x = distância ao longo do canal

Y_s = profundidade do volume de controle (altura erodível a partir do leito atual)

O volume de controle dos sedimentos é calculado a partir da profundidade do volume de controle, do formato da seção transversal e da metade da distância para as seções transversais de montante e jusante (ver Figura 3.10).

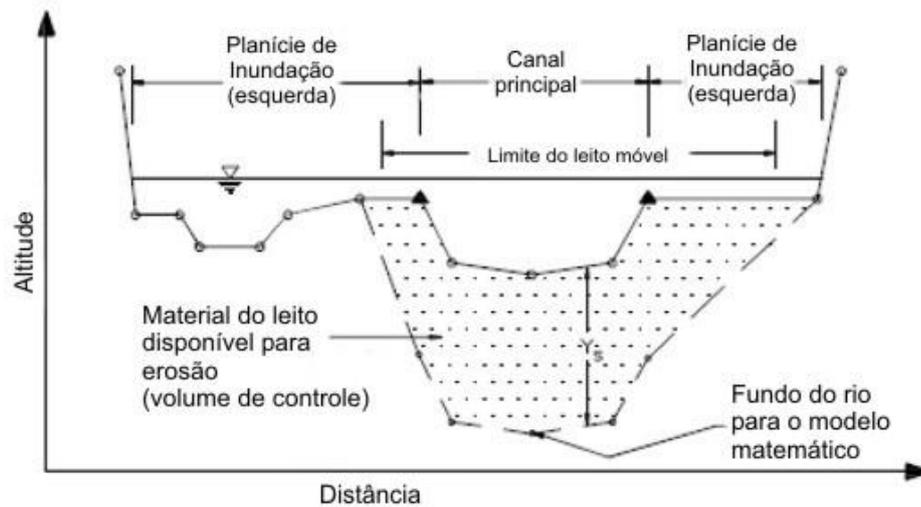


Figura 3.10 – Desenho esquemático do volume de controle

E para a simulação computacional a equação precisa ser transformada para diferenças finitas. A Figura 3.11 ilustra o grid contendo um elemento finito da região sujeita a erosão, com as variáveis necessárias ao cálculo computacional do modelo matemático, calculado conforme mostrado nas equações 3.44 e 3.45.

$$\frac{G_d - G_u}{0,5(L_d + L_u)} + \frac{B_{sp}(Y'_{sp} - Y_{sp})}{\Delta t} = 0 \quad (3.44)$$

Rearranjando os termos em função de Y'_{sp} :

$$Y'_{sp} = Y_{sp} - \frac{\Delta t}{(0,5)B_{sp}} \cdot \frac{G_d - G_u}{L_d + L_u} \quad (3.45)$$

onde:

B_{sp} = largura da parte móvel do leito, no elemento finito

G_u, G_d = carga de sedimento na seção de montante e de jusante, respectivamente

L_u, L_d = distância entre a seção atual e as seções de montante e de jusante, respec.

Y_{sp}, Y'_{sp} = profundidade da parte móvel do leito, antes e depois do tempo t

0,5 = fator de volume do elemento finito

Δt = passo de tempo computacional

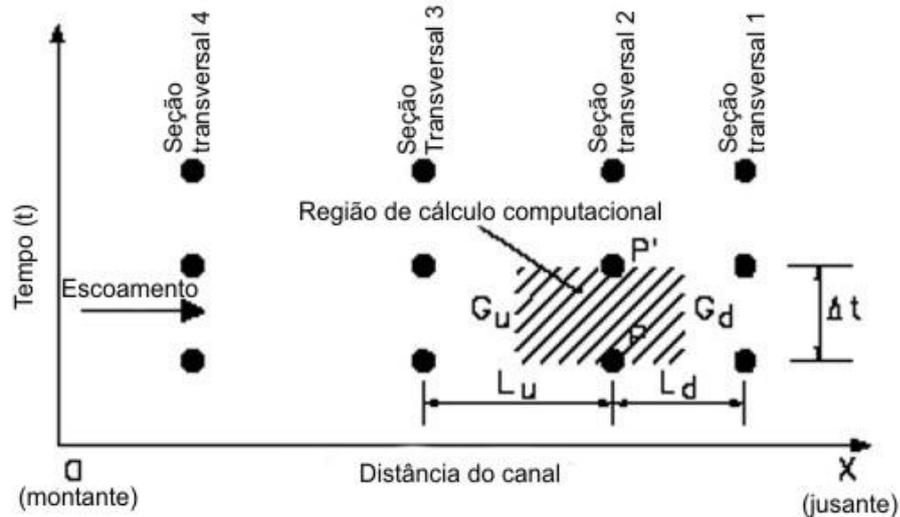


Figura 3.11 – Grid com elemento finito para cálculos computacionais

As equações diferenciais apresentadas são utilizadas para a resolver de forma numérica as equações do transporte de sedimentos. Aplica-se então metodologia de cálculo iterativo, com utilização do método das diferenças finitas entre seções definidas pelo usuário e as subseções criadas pelo *software*. Os parâmetros hidráulicos são convertidos em valores representativos da capacidade de transporte de sedimentos e estes fatores são os constantes nas equações diferenciais apresentadas. A conexão entre as equações hidráulica e de capacidade de transporte é feita através de G (carga de sedimento).

O *software* calcula inicialmente os parâmetros hidráulicos, posteriormente a capacidade de transporte através da equação de transporte de sedimentos escolhida, insere o volume de sedimentos fornecido na forma de uma curva-chave de sedimentos, e a partir da diferença entre os volumes calculados calcula os volumes de deposição ou erosão da calha fluvial, gerando uma nova seção transversal para a rodada seguinte de execução de cálculos. Este processo é executado separadamente para cada faixa granulométrica dos sedimentos totais conforme curva granulométrica inserida pelo usuário. Estão disponíveis no *software* as faixas apresentadas na Tabela 3.2.

3.5 Eficiência de retenção de sedimentos em reservatórios

O cálculo ou a estimativa da eficiência de retenção em reservatórios pode ser realizada para fins de determinação da vida útil do reservatório ou também, como no caso desta pesquisa, para determinação da descarga sólida proporcionada pelas defluências da usina hidrelétrica, seja com passagem pela turbina ou pelos vertedores do barramento.

Segundo Morris e Fan (1998) existem dois métodos mais difundidos para o cálculo da retenção de sedimentos no reservatório: Churchill de 1948 e Brune de 1953. Os dois métodos são empíricos e se baseiam na relação entre o volume do reservatório e a vazão média em trânsito pelo reservatório. Nos cálculos de ambos os métodos não são considerados dados relativos a granulometria dos sedimentos ou configuração das tomadas d'água e vertedores. Devido a estas limitações, alguns especialistas em sedimentos preferem fazer julgamento próprio, adotando fatores diferentes dos dois métodos (Vanoni, 1975).

Segundo Vanoni (1975), Brune desenvolveu sua relação empírica a partir do estudo de dados de 44 reservatórios. Churchill baseou sua relação empírica no estudo dos reservatórios do Tennessee Valley Authority. Borland, em 1971, a partir da análise de dados de campo de diversos reservatórios, teria verificado melhor acurácia do método de Churchill para reservatórios de até alguns milhões de metros cúbicos de volume.

Carvalho et al. (2000b) recomenda a utilização da metodologia de Churchill para pequenos reservatórios e a metodologia proposta por Brune para médios e grandes reservatórios. Para Morris e Fan, o método de Brune tem sua aplicabilidade limitada para análises de longo termo, já que o dado de entrada é a vazão média afluyente de longo termo.

O método de Brune consiste em determinar a razão entre o volume de armazenamento do reservatório e o deflúvio afluyente anual. A partir desta relação no eixo das abscissas e o gráfico apresentado na Figura 3.12 retira-se o valor percentual da eficiência de retenção de sedimentos no eixo das ordenadas. As curvas envoltórias apresentadas no gráfico englobam os dados de campo utilizados por Brune, e a curva média é a utilizada para cálculos estimativos.

O método de Churchill utiliza o índice de sedimentação do reservatório como dado de entrada no eixo das abscissas do gráfico mostrado na Figura 3.13, definido como a razão entre o período de retenção e a velocidade média do escoamento através do reservatório. O período de retenção é dado pela razão entre a capacidade do reservatório e a afluência ao reservatório. A capacidade do reservatório definida pelo volume médio de operação (m^3), e a afluência dada pelo valor médio diário no período estudado (m^3/s). A velocidade (em m/s), por sua vez, calculada pela razão entre a afluência média e a seção transversal média do reservatório. A seção transversal média pode ser calculada a partir de dados geométricos do projeto do barramento ou pela divisão entre a capacidade do reservatório e o comprimento do

reservatório, considerando-se a cota média de operação. O valor obtido no eixo das ordenadas é o percentual de sedimentos finos que passa pelo reservatório.

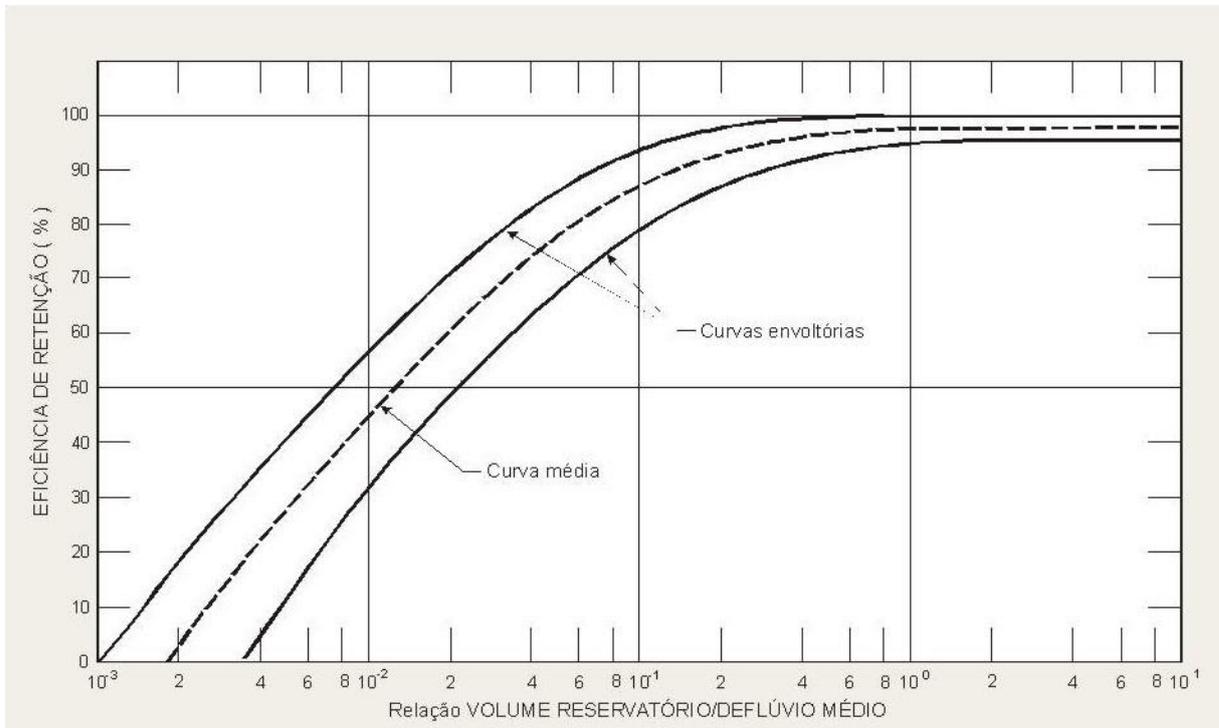


Figura 3.12 – Diagrama de Brune para cálculo da eficiência de retenção de sedimentos em reservatórios

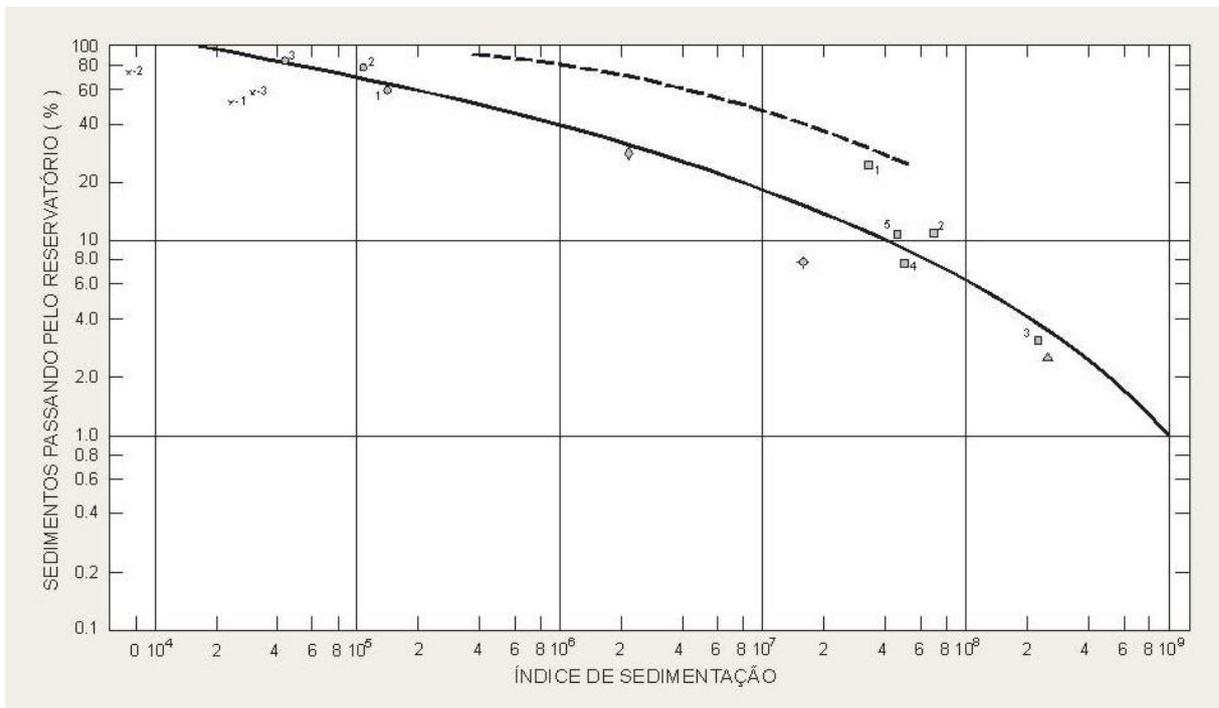


Figura 3.13 – Diagrama de Churchill para cálculo da quantidade de sedimentos passando pelo reservatório

4 TRECHO ESTUDADO NA BACIA DO RIO SÃO FRANCISCO

O rio São Francisco tem 2.700 km de extensão e drena uma área total de 645.000 km². A nascente do rio localiza-se na serra da Canastra no estado de Minas Gerais, que drena ainda outros seis estados brasileiros: Bahia, Pernambuco, Alagoas, Sergipe, Goiás e Distrito Federal. Deságua no oceano Atlântico entre os estados de Sergipe e Alagoas. A bacia hidrográfica é dividida em quatro sub-bacias: alto, médio, sub-médio e baixo São Francisco. O alto São Francisco se estende da nascente até a cidade de Pirapora-MG, o médio entre Pirapora e Remanso, o sub-médio entre Remanso e Paulo Afonso e o baixo entre Paulo Afonso e a foz.

O trecho estudado nesta pesquisa se estende da barragem de Três Marias até a cidade de São Francisco. Foram também estudados dados de vazão e medições de sedimentos de estações fluviométricas e sedimentométricas em afluentes do rio São Francisco. As estações estudadas são apresentadas na Tabela 4.1. Os afluentes estudados foram os rios: São Francisco a montante de Três Marias, Paraopeba, Pará, Indaiá, Borrachudo, Abaeté, das Velhas, Jequitaí, Paracatu e Urucuia.

Para descrições dos diversos aspectos da bacia do São Francisco, sugere-se a visita aos sítios da ANA (www.ana.gov.br), da CODEVASF (www.codevasf.gov.br), e do projeto GEF - São Francisco (www.ana.gov.br/gefsf) na internet.

A bacia do São Francisco possui seis barragens de grande porte de usinas hidrelétricas (UHE) ao longo de sua calha principal. De montante para jusante: Três Marias, Sobradinho, Itaparica, complexo de Paulo Afonso, Xingó e Moxotó. A barragem alvo deste estudo é a de Três Marias, no estado de Minas Gerais. A UHE Três Marias situa-se cerca de dois mil quilômetros a montante da foz do rio São Francisco, construída do fim da década de 1950 até o início dos anos sessenta, e começou a operar em 1962. Com um reservatório de 1040 km² de espelho d'água, cerca de 15 trilhões de metros cúbicos de volume útil e 21 trilhões de metros cúbicos de volume total.

A Figura 4.1 mostra a localização da parte da bacia hidrográfica do rio São Francisco em Minas Gerais, com as principais cidades. No próximo capítulo, ao tratar da metodologia, serão apresentadas as principais características das estações e dos bancos de dados. O trecho estudado se estende de Três Marias à cidade de São Francisco.



Figura 4.1 – Mapa de localização da bacia do rio São Francisco em Minas Gerais

4.1 Estudos de sedimentos na bacia do São Francisco

A grande capacidade de transporte de sedimentos na bacia do São Francisco está relacionada às características do solo, cobertura vegetal, relevo, regime de chuvas e ação antrópica, o que tornam o rio matéria de estudo de autores e órgãos de governo no Brasil, dentre os quais ressaltam-se alguns que se tornaram conhecidos no meio técnico: OEA/Planvasf de 1986 (citado por Carvalho, 1994), Eletrobrás (1992), item 9.3.3 de Carvalho (1994) e Lima et al. (2001). Este item não pretende fazer uma lista exaustiva de estudos de sedimentos na bacia do rio São Francisco, mas apresentar alguns relevantes para esta pesquisa.

Recentemente, projeto realizado em parceria entre ANA, GEF, PNUMA e OEA, vem sendo realizado no rio São Francisco, para diagnosticar problemas ambientais da bacia hidrográfica e apontar possíveis soluções e melhorias. Com resumos disponíveis no endereço eletrônico da ANA na Internet, existem dois estudos com enfoque geomorfológico que também são relevantes dentro do assunto desta pesquisa: Junqueira (2002) e Fontes (2003).

No relatório da OEA/Planvasf é feito um estudo consistente de dados de medições de sedimento realizadas na bacia do São Francisco durante a década de 1970, tanto de concentração dos sedimentos em suspensão quanto de granulometria dos sedimentos em suspensão e do leito. Inclusive, estes dados de granulometria foram utilizados nesta pesquisa como dados de entrada para o *software* HEC-6.

Outro estudo de sedimentos marcante no cenário nacional é o realizado pela Eletrobrás (1992), onde o trecho estudado nesta pesquisa é apontado como sendo de sedimentação. Tal conclusão é obtida a partir dos balanços do transporte de sedimentos ao longo do tempo.

Lima et al. (2001) realizaram diagnóstico do fluxo de sedimentos em suspensão na bacia do São Francisco, tendo analisado os dados disponíveis no banco de dados da ANEEL à época, contemplando um histórico de 1986 a 1999. A Tabela 4.1 apresenta o resumo com os valores médios de longo prazo, considerado o histórico entre 1986 e 1999.

Outro produto interessante gerado no estudo é comparação entre a influência relativa nas vazões sólida e líquida calculadas para cada afluente do rio São Francisco, o gráfico comparando os valores em percentuais é apresentado na Figura 4.2. Interessante observar que os rios Paraopeba, das Velhas, Paracatu e Urucuia contribuem com percentual maior de sedimentos que de água. Os afluentes Carinhanha – na divisa dos estados de Minas Gerais e Bahia –, Corrente e Grande – no estado da Bahia –, contribuem percentualmente com mais água que sedimentos.

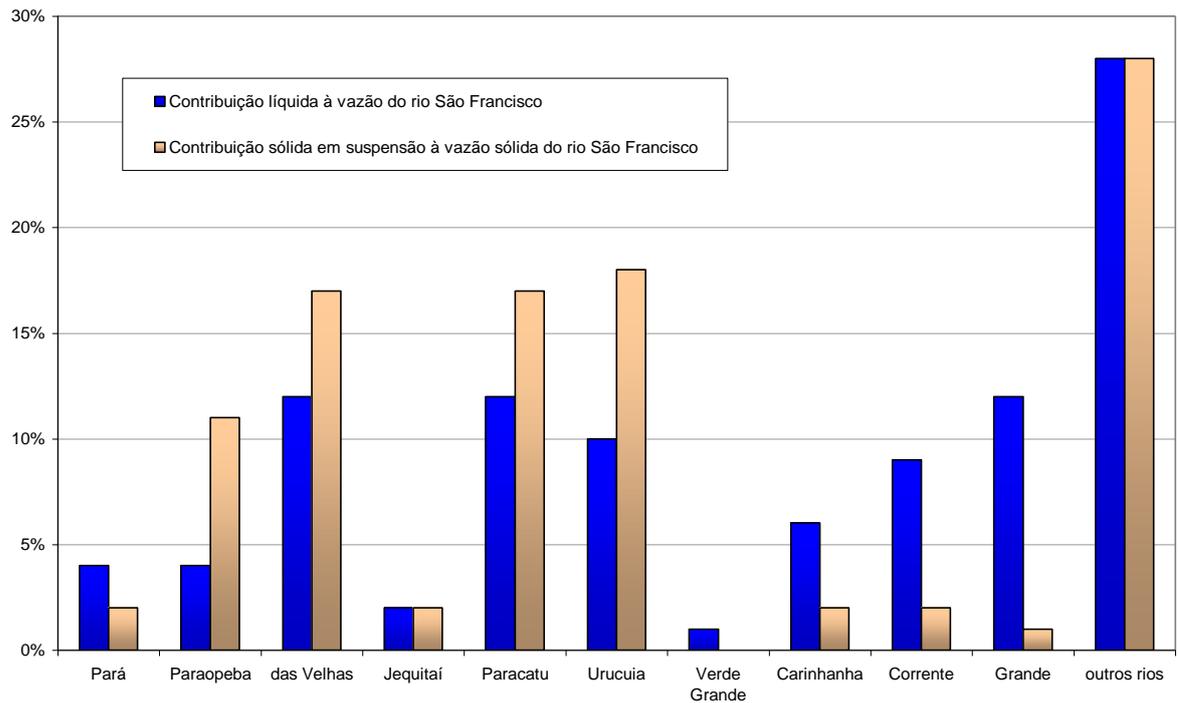


Figura 4.2 – Percentuais de contribuição dos afluentes à vazão líquida e sólida em suspensão na bacia do rio São Francisco, período de 1986 a 1999, baseado em dados de Lima et al. (2001)

Tabela 4.1 – Resumo dos resultados de transporte sólido em suspensão na bacia do São Francisco, no período de 1986 a 1999, segundo Lima et al. (2001)

Estação	Rio	Área dre. (km ²)	Q (m ³ /s)	Qss (t/dia)	Qss espec. (t/km ² .ano)	Css (mg/l)
Porto das Andorinhas	São Francisco	13.087	217,7	4.767	133	253
Pari	Itapecerica	1.849	23,2	227	45	113
Jaguaruna-jusante	São João ou Cornélio	1.543	19,7	39	9	23
Velho da Taipá	Pará	7.350	99,2	649	32	76
Belo Vale	Paraopeba	2.690	47,8	4.517	613	1.094
Ponte Nova do Paraopeba	Paraopeba	5.680	82,6	4.510	290	632
Cândidos	Rib.Serra Azul/Freitas	265	3,3	26	35	90
Mateus Leme - Aldeia	Ribeirão Mateus Leme	89	1,5	21	86	166
Pirapora – Barreiro	São Francisco	61.880	860,0	7.626	45	103
Honório Bicalho-montante	das Velhas	1.642	29,4	1.215	270	479
Vespasiano	Ribeirão da Mata	676	8,0	213	115	307
Ponte Raul Soares	das Velhas	4.780	77,6	3.632	277	542
Jequitibá	das Velhas	6.292	94,9	6.188	359	755
Ponte do Licínio-jusante	das Velhas	10.980	126,7	4.884	162	446
Santo Hipólito	das Velhas	16.528	194,9	5.019	111	298
Várzea da Palma	das Velhas	25.940	283,4	6.518	92	266
Fazenda Umburana-montante	Jequitaí	6.853	44,9	573	31	148
Santa Rosa	Paracatu	12.880	151,2	2.705	77	207
Porto do Cavalo	Paracatu	39.640	278,8	6.567	60	273
Arinos-montante	Urucuia	11.710	122,5	2.082	65	197
Barra do Escuro	Urucuia	27.700	243,2	6.801	101	324
São Francisco	São Francisco	182.537	1.847,3	33.619	67	211
Pedras de Maria da Cruz	São Francisco	191.063	1.827,6	31.947	61	202
Boca da Caatinga	Verde Grande	30.474	23,8	77	1	38
Juvenília	Carinhonha	15.600	140,4	707	17	58
Bom Jesus da Lapa	São Francisco	273.750	2.009,8	43.418	58	250
Santa Maria da Vitória	Corrente	29.640	209,4	404	5	22
Porto Novo	Corrente	31.156	211,9	598	7	33
Gameleira	São Francisco	311.232	2.236,0	42.783	50	221
Morpará	São Francisco	348.074	2.243,8	36.692	38	189
Barreiras	Rio Grande	18.560	88,9	335	7	44
Formosa do rio Preto	Preto	14.210	97,8	26	1	3
Boqueirão	Rio Grande	68.540	283,5	335	2	14
Juazeiro	São Francisco	510.800	2.140,6	8.607	6	47
Ibó	São Francisco	568.600	2.154,4	2.621	2	14
Petrolândia	São Francisco	586.700	2.967,8	7.841	5	31
Traipu	São Francisco	622.600	2.104,8	4.647	3	26
Própria	São Francisco	623.500	2.119,5	5.022	3	27

5 METODOLOGIA

As pesquisas envolveram inicialmente a análise teórica e qualitativa dos efeitos da regularização de vazões sobre o leito fluvial de um rio aluvionar, apontando as modificações esperadas devido à existência de um reservatório. O local de aplicação da metodologia é um trecho do rio São Francisco no estado de Minas Gerais, entre a barragem de Três Marias e a cidade de São Francisco, com cerca de 350 km de extensão.

Para as simulações das modificações geradas foram criadas as hipóteses de existência e não existência do barramento. Para a condição de não existência do barramento foi utilizada a série de vazões naturais em Três Marias correlacionada à produção sólida dos principais rios afluentes ao reservatório. Para condição de existência do barramento, situação real, foi calculada de forma expedita a eficiência de retenção de sedimentos pelo reservatório. Depois foram realizados cálculos de não existência de um afluente de grande porte.

As simulações finais envolveram etapas preliminares de pesquisa e coleta de dados do trecho a ser estudado. Os dados necessários para a utilização do modelo HEC-6 são descritos em HEC (1991 e 1992), e apresentados a seguir:

- Seções transversais ao escoamento, contendo a batimetria do leito fluvial e a topografia de margens;
- Coeficientes de perda de carga ao longo do canal, valores calibrados durante as simulações;
- Coeficientes de expansão ou contração do canal, valores calibrados durante as simulações;
- Aporte de sedimentos, dado proveniente das medições de descarga sólida em estações sedimentométricas;
- Granulometria dos sedimentos em suspensão;
- Granulometria do material do leito do rio;
- Histórico de vazão líquida no trecho a ser simulado e afluentes.

A metodologia utilizada para a calibração do modelo foi a execução recursiva, de modo a testar algumas das sensibilidades aos parâmetros e dados de entrada. Este método teve que ser utilizado devido à ausência de medições sistemáticas da morfologia fluvial, inexistência de

medições de descarga de arraste ou de descarga total, além de poucas medições de concentração de sedimentos em suspensão em algumas das estações estudadas. Foram feitas simulações de estabilidade morfológica da calha fluvial, considerando-se vários eventos de vazões na bacia hidrográfica, sendo os principais: o funcionamento do reservatório amortecendo os hidrogramas de cheia e o afluente operando em regime natural; simulações considerando-se o rio com e sem o efeito de regularização; simulações com a utilização de diferentes períodos do histórico de vazões disponível; simulações considerando a retirada de afluente para observação dos impactos; simulações considerando-se a existência de estricção da calha fluvial por espigões.

Como o *software* trabalha com as teorias do balanço de massas, foi necessária a utilização de séries de vazão homogêneas no tempo, para as vazões líquidas e associação à vazão sólida a partir de curvas-chave de sedimentos. Estas séries foram montadas por meio de estudos das estações fluviométricas e sedimentométricas a montante e a jusante do barramento de Três Marias, de acordo com a disponibilidade de dados.

5.1 Modelo matemático computacional utilizado – HEC-6

A simulação matemática do escoamento líquido e sólido, além de cálculos de erosão e assoreamento do leito fluvial é totalmente incluída no *software* HEC-6. Esta pesquisa teve como base a comparação dos resultados das modelagens de diversos cenários hipotéticos. Os dados necessários à execução da modelagens pelo *software* são divididos em três grupos: geométricos, sedimentométricos e hidráulicos, que devem ser inseridos nesta ordem no arquivo de entrada do *software*.

Todos os dados são inseridos no *software* HEC-6 em unidades inglesas. Apesar de serem apresentados, ao longo deste trabalho, gráficos e tabelas conforme o sistema internacional de unidades, todos estes dados foram convertidos para utilização no HEC-6 ou após extração e interpretação dos arquivos finais das simulações.

Dados geométricos

Seções transversais, contendo a calha principal, determinada entre as margens direita esquerda pelo usuário, e as planícies de inundação. O valor de n na equação de Manning, bem como os coeficientes de expansão ou contração, podem ser inseridos pelo usuário para cada seção

transversal, ou por trechos, caso seja conveniente. A largura do leito móvel, a profundidade do leito móvel, as distâncias entre seções transversais sucessivas, a simulação de obstruções (tal como espigões), e a determinação de áreas efetivas para o escoamento, são todos valores definidos junto às seções transversais. É possível a variação do valor de n de acordo com a profundidade.

Funções de transporte de sedimentos

Quanto aos dados relativos às propriedades dos sedimentos, podem ser utilizadas as configurações padrões do *software* ou podem ser escolhidos pelo usuário. São possíveis: cálculo automático da granulometria do material do leito, recomendado apenas para os casos onde não haja medição; especificação da gravidade específica do fluido; definição da aceleração da gravidade; método de cálculo da velocidade de queda dos sedimentos; método de cálculo da tensão de cisalhamento no leito do rio; peso específico dos sedimentos; peso específico dos depósitos de silte consolidado; peso específico do silte em movimento; coeficiente de compactação de siltes; dentre outros.

O transporte é realizado por diferentes métodos para os três grupos de granulometrias de sedimentos: argila; silte; e areias e cascalhos. Para argilas e siltes, é utilizado o método de Krone (1962) para deposição, e o método de Ariuathurai e Krone (1976), adaptado de Parthenaides (1965), para o cálculo da erosão.

Para o cálculo do transporte de sedimentos do material do leito, deve ser definida a equação de transporte de sedimentos totais, escolhida dentre as 12 opções oferecidas pelo *software*, além da possibilidade de inserção de uma relação empírica. As equações são:

- (i) Toffaleti de 1966;
- (ii) Madden de 1963, modificado de Laursen (1958);
- (iii) Yang (1973) para areias;
- (iv) DuBoys;
- (v) Ackers e White (1973);
- (vi) Colby de 1964;
- (vii) Combinação de Toffaleti de 1966, e Schoklitsch de 1930;

- (viii) Meyer-Peter e Müller de 1948;
- (ix) Combinação de Toffaleti e Meyer-Peter and Müller;
- (x) Madden de 1985 (artigo não publicado), modificada de Laursen (1958);
- (xi) Ariathurai e Krone (1976) modificada de Parthenaides (1965), para erosão, e Krone de 1962, para deposição. Aplicadas ao transporte de sedimentos coesivos;
- (xii) Copeland de 1990, modificada de Laursen;
- (xiii) Relação empírica especificada pelo usuário.

Com exceção do primeiro método listado acima, Tofaletti, todas as outras fórmulas utilizam o método de Colby de 1964, para ajustar o transporte potencial de sedimentos quando a concentração da carga de sedimentos finos é muito grande.

A formação ou destruição da camada de encouraçamento é simulada pelas equações aproximadas de Gessler de 1970 (citada por HEC, 1991).

A escolha da equação utilizada nas simulações baseou-se nas análises comparativas feitas na revisão da literatura. O método de Yang (1973) para areias foi considerado o mais adequado para as simulações e seus resultados apresentados nos arquivos finais.

Dados sedimentométricos

Os dados de sedimentos necessários à simulação são: curva-chave da descarga de sedimentos totais (em toneladas/dia) de acordo com a vazão líquida (em pés cúbicos por segundo); granulometria dos sedimentos totais transportados, e granulometria do material do leito. As distribuições granulométricas devem ser inseridas para cada valor de vazão incluído na curva-chave de sedimentos. As curvas-chave de sedimentos acompanhadas das granulometrias de sedimentos totais devem ser definidas para a entrada na primeira seção transversal, a montante do trecho estudado, e em cada uma das entradas locais de vazão (rios afluentes).

Dados hidrológicos

Os dados hidrológicos necessários são: histórico de cotas e vazões para a última seção transversal, a jusante do trecho estudado, e histórico de vazões dos afluentes. O histórico de

cotas e vazões a jusante pode ser substituído por um histórico de vazões e a definição de uma curva-chave, para que o *software* possa calcular as linhas d'água.

Trechos dos afluentes podem ser calculados em forma não apenas de uma calha principal com entradas de vazão, mas como uma malha de rios. Neste trabalho foi considerada apenas a calha principal com as entradas de vazão localizadas.

5.1.1 Restrições da modelagem matemática com o *software* HEC-6

Para a clareza de discussões futuras neste texto e interpretações de resultados, são listadas algumas limitações da modelagem matemática utilizada nesta pesquisa:

- *Software* de simulação em uma dimensão.
- Operação com seqüências de vazões permanentes para simular um hidrograma.
- Operação com equações hidráulicas e de sedimentos de forma desacoplada.
- Não simulação da migração lateral do leito do rio, formação de meandros ou modificações na largura.
- Ao depositar ou erodir sedimentos em uma seção transversal, toda a seção transversal móvel, definida pelo usuário, se movimenta uniformemente para cima ou para baixo, não simula a distribuição lateral dos sedimentos em uma seção transversal.
- Não é feita simulação considerando-se escoamento ao redor de ilhas.
- Opera apenas uma entrada local de vazões entre duas seções transversais.
- Limitação de até 120 dados de vazão. Para utilização de vazões médias mensais, como nesta pesquisa, as simulações ficaram restritas a 10 anos para cada execução do modelo.

O HEC-6, assim como a maioria dos *softwares* utilizados para o cálculo de transporte de sedimentos em uma dimensão e com equações desacopladas, foi desenvolvido especialmente para as simulações de longo prazo em trechos longos. Eventos de rápida variação da vazão em trânsito, tal como enchentes, não são simuladas a contento, podendo apresentar forte instabilidade no modelo (HEC, 1991). O manual do *software* recomenda a simulação deste tipo de evento somente quando necessário e para obtenção de respostas qualitativas apenas.

5.1.2 Dados e informações não existentes

As curvas de distribuição granulométrica dos sedimentos totais afluentes ao trecho de rio estudado e em cada afluente que chega à calha principal do rio é o tipo de dado mais difícil de ser obtido no Brasil. A ANA, nos históricos de dados da sua rede sedimentométrica possui, basicamente, dados de concentração de sedimentos em suspensão. Não são feitas amostragens de transporte por arraste e nem medições granulométricas, seja do material do fundo ou em suspensão. Só recentemente, a partir de 2002, estão sendo feitas medições regulares de granulometria do material do leito, pela CPRM. Esta exigência do *software* pode ser responsável pela inibição de utilização do HEC-6.

5.1.3 Calibração do modelo matemático e análise de sensibilidade

Para calibrar o modelo matemático dentro das premissas simuladas nesta pesquisa, seria necessária a coleta de dados e utilização do modelo matemático antes da implantação de uma obra, prevendo-se as alterações morfológicas. Posteriormente seria necessário o monitoramento das alterações morfológicas ao longo do tempo. Tal tarefa não seria possível de realização dentro de um projeto de pesquisa, e sim ao longo dos anos de existência de obras civis.

Após a entrada da geometria do canal fluvial, os primeiros parâmetros necessários aos cálculos hidráulicos são aqueles relativos ao cálculo da linha d'água: o coeficiente de rugosidade de Manning (n) e os coeficientes de expansão e contração do canal fluvial.

Para a definição do valor de n nas diversas seções transversais foram consideradas as prospecções de campo, necessárias ao conhecimento da calha fluvial em todo o trecho, as considerações do estudo de Arcement e Shneider (1989), e os valores utilizados por Pinheiro (2000), que realizou simulações hidrodinâmicas no mesmo trecho, e com as seções transversais que também foram utilizadas neste trabalho.

Destarte, as comparações de valores de linha d'água obtidos com o HEC-6 foram comparados aos resultados de linha d'água obtidos por Pinheiro (2000) e com valores de cota nas estações de controle, no trecho entre Três Marias e São Francisco. O posto fluviométrico de São Francisco é utilizado como dado de entrada do modelo, e as estações de controle foram: Pirapora-Barreiro, Cachoeira da Manteiga e São Romão. Estas operações servem somente para a verificação da linha d'água calculada.

Para os dados de descarga sólida e volumes agradados ou degradados não é possível calibrar os volumes de sedimentos totais a longo prazo (hipóteses simuladas), uma vez que não foram obtidos dados de campo para tal. Apenas algumas batimetrias realizadas pela AHSFRA em diferentes anos serviram de indício sobre a modificação ou não da morfologia fluvial. Poucas comparações puderam ser realizadas.

Dentro da metodologia proposta, a sensibilidade do modelo foi testada considerando-se as variações isoladas nos seguintes dados e parâmetros: distribuição granulométrica dos sedimentos totais afluentes, distribuição granulométrica dos sedimentos do fundo do canal, quantidade de sedimentos afluentes, equação de transporte de sedimentos para areias, vazões diferentes das ocorridas no período do histórico disponível, limites disponíveis para degradação, rugosidade.

5.2 Fontes de dados

Os dados utilizados nesta pesquisa foram obtidos de:

- AHSFRA – Administração da Hidrovia do São Francisco – topo-batimetrias, dados sobre as características dos sedimentos do rio São Francisco, dados linimétricos, relatórios de levantamentos de campo.
- ANA – Agência Nacional de Águas – dados linimétricos (histórico de cotas), fluviométricos (vazões, descarga líquida), sedimentométricos (descarga sólida) e seções transversais nas estações de medição.
- CEMIG – Companhia Energética de Minas Gerais – dados linimétricos, fluviométricos, sedimentométricos (descarga sólida, granulometria dos sedimentos do leito e em suspensão), para estações a montante de Três Marias e rio Abaeté.
- CPRM – Serviço Geológico do Brasil – dados sedimentométricos (granulometria dos sedimentos do leito e em suspensão) para estações no rio São Francisco e afluentes.
- Newton de Oliveira Carvalho – medições de descarga sólida, utilizadas para os estudos de elaboração do OEA/Planvasf (1986) citado por Carvalho (1994).
- Pinheiro (2000) – Seções transversais do rio São Francisco entre a UHE Três Marias e a cidade de São Francisco/MG.
- Souza (1993) – Deflúvios superficiais no estado de Minas Gerais.

Por ser um *software* que trabalha todo o tempo com balanço de massa e continuidade temporal, para a utilização do HEC-6 foi necessário o histórico completo no período a ser simulado, uma vez que as simulações de longo prazo são as recomendadas pelo manual do *software* (HEC, 1991). Portanto, optou-se pela complementação das séries de vazão ao invés de truncar parte delas até que se tivesse um período de dados contínuo em todas as estações.

Para manter a melhor coerência possível foram utilizadas prioritariamente as séries da CEMIG, complementadas, sempre que necessário, com dados da ANA, através de correlação. Em algumas estações, por indisponibilidade de dados ou excesso de falhas foram utilizadas as séries da ANA, complementadas, quando necessário, com dados de estações a montante ou a jusante, e em apenas um caso foi utilizado dado obtido em Souza (1993).

Optou-se nesta pesquisa pela complementação das séries através de correlação entre os valores de vazão nos postos de medição no mesmo local, porém com fontes diferentes de dados, ou de estações a montante e jusante com dados provenientes de uma mesma fonte. Tal associação tem como premissa básica a consideração de escoamento permanente no rio. Tal simplificação é uma falácia para o caso de dados diários, mas para o caso de dados mensais tem sua influência relativa diminuída.

Alternativa a este enfoque seria a complementação das séries através de definição da vazão específica por unidade de área da bacia a montante de uma estação, mas neste caso, a bacia são-franciscana apresenta diferente distribuição espacial das chuvas, especialmente quando se afasta da região das vertentes para as planícies do médio curso, de modo que uma associação pela vazão específica entre estações a montante e a jusante talvez não seja representativa da realidade. Uma terceira opção, a aplicação de modelos chuva-vazão, é uma aplicação complexa e foge ao escopo desta pesquisa.

5.3.1 Preenchimento das séries de vazão líquida média mensal

As séries básicas utilizadas para as estações de Porto das Andorinhas, Porto Pará, Porto Mesquita, Porto Indaiá, UHE Três Marias (turbinada e vertida), Ponte da BR-040 e fazenda Umburana, foram as fornecidas pela CEMIG. As séries utilizadas para as estações de Pirapora-Barreiro, Várzea da Palma, Porto do Cavalo, Barra do Escuro e São Francisco, foram as da ANA. A série de vazões naturais em Três Marias foi a do ONS. Outras estações foram

utilizadas para preencher as falhas destas, e serão discutidas ao longo dos próximos parágrafos.

Para o preenchimento de falhas nos históricos foram utilizados apenas valores de vazão média mensal, variando o método de associação conforme as falhas na estação fluviométrica.

Foi necessário completar as séries nas estações de Porto Mesquita, Porto Indaiá, Ponte da BR-040 e Fazenda Umburana-montante, da CEMIG; Porto do Cavalo e Barra do Escuro, da ANA. Os valores de vazão média mensal foram correlacionados com valores de estações a montante e, posteriormente, com a curva de correlação linear obtida foram preenchidas as falhas.

A estação de Porto Mesquita no rio Paraopeba, série CEMIG, teve suas 20 falhas preenchidas através de correlação com a estação de Ponte da Taquara, série ANA.

A estação de Porto Indaiá no rio Indaiá, série CEMIG, teve suas 16 falhas preenchidas através de correlação com a estação Barra do Funchal, série ANA.

Para a estação de Fazenda São Félix no rio Borrachudo, série ANA, teve que ser utilizada metodologia diferente. Devido à pequena dimensão da bacia hidrográfica do rio Borrachudo só existe uma estação fluviométrica no rio, dificultando as análises para preenchimento de falhas. Devido a pequena magnitude das vazões do rio na composição das vazões afluentes a Três Marias (2,6%, conforme valor médio de histórico 1976-1998), sua influência relativa é pequena e, neste caso, as vazões do rio Borrachudo na Fazenda São Félix foram correlacionadas com as vazões de Porto Indaiá, no rio Indaiá. Foram preenchidos 19 dados. Apesar de esta correlação ser entre rios diferentes e não corresponder à realidade física do escoamento no rio Borrachudo, a simplificação não compromete os resultados das simulações finais com o HEC-6, por dois motivos: pequena magnitude das vazões preenchidas e pequena quantidade de dados preenchida (6,9% da série).

A estação Ponte da BR-040 no rio Abaeté, série CEMIG, teve suas 7 falhas preenchidas através de correlação com a estação de Porto do Passarinho, série ANA.

A estação da Fazenda Umburana-montante no rio Jequitáí, série CEMIG, teve 24 falhas preenchidas através de correlação com a série da ANA para a mesma estação, e uma falha foi completada após as análises de consistência hidrológica, uma vez que o dado não existia em nenhuma das quatro fontes disponíveis.

A estação de Porto do Cavalo no rio Paracatu, série da ANA, teve 20 falhas preenchidas por correlação com as vazões em Caatinga, 2 falhas preenchidas por complementação direta da série CEMIG para a estação, e um dado preenchido por correlação com a estação Caatinga de Souza (1993).

A estação de Barra do Escuro, no rio Urucuia, série ANA, teve suas falhas preenchidas por meio de correlação com as vazões na estação Santo Inácio a montante. Essa era a série mais incompleta, 150 falhas (54,3%) do histórico foram preenchidas. Grandes discrepâncias entre as séries da ANA e da CEMIG levaram à utilização apenas dos dados da ANA.

Ao todo foram preenchidos 273 dados de vazão média mensal, representando 7,1% de todas as séries juntas, e foram modificados 100 valores na análise de consistência, que representa 2,6% do total dos dados.

5.3.2 Análises de consistência dos dados de vazão líquida

Análises de consistência de dados hidrológicos foram realizadas para as séries de vazão, mantendo-se uma continuidade hidrológica dos dados ao longo do escoamento de montante para jusante, considerando-se as entradas de afluentes.

As análises foram realizadas na ordem e da forma apresentada a seguir:

- Somatório das vazões das cinco estações afluentes a Três Marias é igual ou menor às vazões naturais do ONS para Três Marias. Apenas um dado apresentou valor superior no somatório, em out/90, mas com erro insignificante (1,1%), optando-se por não alterar dados das séries até Três Marias.
- Soma das vazões defluentes de Três Marias com as vazões do rio Abaeté, sempre menor ou igual às vazões na estação Pirapora-Barreiro. Foram encontrados 9 dados com valores superiores no somatório, optando-se por aumentar os valores de vazão em Pirapora até zerar o erro. Todos os ajustes somados foram de 367 m³/s, que para a soma de vazões da estação Pirapora no histórico significou aumento de 0,14% das vazões. Nenhum aumento isolado significou majoração de vazões superior a 5,3%.
- Soma das vazões em Pirapora-Barreiro, Várzea da Palma, Umburana, Porto do Cavalo e Barra do Escuro, sempre menor ou igual às vazões em São Francisco. Nesta análise foram encontradas muitas inconsistências, embora, com raras exceções, de pequena magnitude.

Foram encontrados 91 dados com valores superiores no somatório. As vazões em São Francisco foram majoradas até zerar este erro de descontinuidade das séries.

Cabe ressaltar que a reconstituição destas séries não é o foco central deste trabalho, embora o histórico seja necessário para as análises de longo prazo com o HEC-6. O preenchimento de séries por correlação e a alteração das séries manualmente foi necessário nessa fase da pesquisa. Os valores com erros detectados, e modificados, não representaram grande porcentagem do histórico total.

As séries completas de vazão média mensal, preenchidas e consistidas, utilizadas neste trabalho, encontram-se no Apêndice C.

5.4 *Dados sedimentológicos*

Os dados sedimentológicos se dividem basicamente em duas vertentes estudadas: descarga sólida total para a geração de curvas-chave de sedimentos totais transportados, e dados de granulometria dos sedimentos. Cada item se ramifica em dois. Os dados de descarga sólida total foram necessários para a reconstituição da série em Três Marias e para a geração de curvas para os afluentes. Os dados de granulometria são necessários para a composição da granulometria do deflúvio sólido total e para caracterização do material do leito.

Informações quanto às estações sedimentométricas estudadas para caracterização do transporte sólido e das propriedades granulométricas dos sedimentos, bem como o tipo de dado disponível e a fonte de obtenção destes dados, estão resumidos na Tabela 5.1. O tipo de dado disponível pode ser de concentração de sólidos em suspensão (C), granulometria do material em suspensão (GS) ou granulometria do material do leito (GL). Ressalta-se que os dados de granulometrias obtidos do Planvasf não se tratam propriamente de medições, mas sim de valores médios do estudo OEA/Planvasf (1986) obtidos em Carvalho (1994). Notar que nem todos os dados estavam disponíveis nas estações de referência para cada afluente, utilizando-se, às vezes, dados de estações a montante ou a jusante como válida para caracterização do afluente.

Tabela 5.1 – Dados sedimentométricos de acordo com a estação, tipo de dado e fonte.

Código	Estação	Rio	Tipo de dado	Área de drenagem	Fonte de dados
40100001	Porto das Andorinhas	São Francisco	C, GS, GL	13,300	CEMIG
40450001	Porto Pará	Pará	C, GS, GL	12,200	CEMIG
40865001	Porto Mesquita	Paraopeba	C, GS, GL	10,300	CEMIG
40963000	Porto Indaiá	Indaiá	C, GS, GL	2,260	CEMIG
40973000	Fazenda Matinha	Borrachudo	C	500	Planvasf
41135000	Pirapora - Barreiro	São Francisco	C, GS, GL	62,100	ANA, CPRM, Planvasf
41650000	Ponte do Licínio-jusante	das Velhas	GL	10,980	CPRM
41990000	Várzea da Palma	das Velhas	C, GS, GL	25,940	ANA, Planvasf
42090000	Porto Aliança	Jequitaiá	GL, GS	4,374	Planvasf
42145498	Umburana - montante	Jequitaiá	C, GL	6,853	ANA, CPRM
42930000	Porto do Cavalo	Paracatu	C, GL	39,640	ANA, CPRM
42980000	Porto Alegre	Paracatu	GL, GS	40,300	Planvasf
43200000	São Romão	São Francisco	C, GL, GS	154,100	Planvasf
43980002	Barra do Escuro	Urucuia	C, GL, GS	24,700	ANA, CPRM, Planvasf
44200000	São Francisco	São Francisco	C, GL	182,537	ANA, CPRM
44290002	Pedras de Maria da Cruz	São Francisco	C, GS, GL	191,063	ANA, Planvasf

Os arquivos da CEMIG foram fornecidos separadamente, com dados de: medições de granulometria, medições de concentração de sólidos em suspensão (sem vazão associada), e medições de vazão. O arquivo de medições de vazão era significativamente menor que o de medições de concentração de sólidos em suspensão, principalmente na estação de Porto das Andorinhas, razão pela qual esta estação apresenta menos pontos plotados nos gráficos do Apêndice E, em relação às demais estações da CEMIG.

As coletas de sedimentos são de diferentes instituições. A metodologia adotada para o tratamento dos dados é meramente estatística, não se levando em conta a fonte de dados. Ao utilizar dados de ANA, CEMIG e do Planvasf, corre-se o risco misturar dados que podem ter sido coletados e tratados em laboratório com metodologias diferentes.

5.4.1 Geração de curvas-chave de vazão sólida total

Os dados de concentração de sólidos em suspensão foram utilizados para a determinação dos valores de descarga sólida em suspensão através da equação:

$$Q_{SS} = 0,0864.Q.C_{SS} \quad (5.1)$$

onde:

Q_{ss} = descarga sólida em suspensão (toneladas/dia)

Q = vazão líquida medida ao mesmo tempo que a medição de descarga (m^3/s)

C_{ss} = concentração de sólidos em suspensão amostrada (mg/l)

Para a utilização do *software* HEC-6 é necessária a entrada da curva-chave de sedimentos totais, sem distinção entre descarga em suspensão e descarga de arraste. Na ausência de medições de descarga total para realizar a regressão foi necessária a utilização de equações para o cálculo do transporte de sedimentos.

Não foi realizada para esta pesquisa a comparação entre os resultados da aplicação de diversas equações de transporte de sedimentos que, por falta de medições de descarga total em campo, não teriam um parâmetro de comparação. Ao invés disso, foi realizada a análise da bibliografia disponível e as recomendações feitas por diversos autores, conforme apresentado no item 3.1.7. Segundo tal critério, a equação de Yang (1973) parece ser uma das mais apropriadas.

Foi tentada uma solução simplificada para obtenção dos dados de entrada para a aplicação da equação de Yang (1973) para areias, utilizando dados médios. Tais simplificações consistiram em retirada do gradiente de energia obtido a partir de perfis transversais dos rios da bacia do rio São Francisco feitos pela Canambra Engineering Consultants Limited, obtidos em CEMIG (1985), à exceção do rio Indaiá, cujo perfil não consta no relatório. Para este caso foi retirada a declividade a partir de carta topográfica em escala 1:100.000. Outra simplificação necessária era a estimativa da temperatura da água conforme a época do ano, dado que os bancos de dados utilizados muitas vezes não continham.

Os resultados foram abaixo das expectativas, tal como a obtenção de descarga de arraste negativa, ou seja, o valor da descarga de sedimentos totais calculados em alguns casos era inferior ao valor medido de descarga em suspensão. Tais dados levaram a uma curva-chave de sedimentos bastante distorcida. Não chega a ser um caso isolado para o cálculo de transporte de sedimentos, diferenças entre os valores de descarga sólida calculados por diferentes métodos podem ser da ordem de 518 % ou até maiores, conforme exemplo 7.2 do livro Chang (1988). Castilho (1998) alerta para a alta sensibilidade das equações de sedimento a modificações no gradiente de energia.

Não obstante os erros e diferenças de valores calculados por diferentes métodos, as descargas de arraste negativas dificultam a montagem de uma curva-chave de descarga total considerando-se as granulometrias dos sedimentos, pois privilegiaria as granulometrias do material do leito. Outras simplificações e utilização de dados médios seriam necessárias caso se optasse por enveredar este caminho. Testar outras equações considerando-se estas e outras simplificações necessárias tornou-se inviável dentro desta pesquisa.

Para esta pesquisa optou-se pela aplicação do método simplificado de Colby, de 1957, que necessita de dados existentes nos monitoramentos de sedimentos executados no Brasil, sendo: descarga líquida, velocidade média, profundidade média, largura da seção transversal e concentração de sedimentos em suspensão. Além da metodologia para determinações dos dados de entrada no modelo, foi adotada a equação de Yang para areias como opção para o cálculo da capacidade de transporte dentro do *software* HEC-6.

A metodologia de determinação das descargas sólidas totais pelo método simplificado de Colby está descrita no item 3.1.6.3 deste texto.

As curvas de descarga sólida total foram utilizadas como dado de entrada para o *software* HEC-6 nas estações a jusante de Três Marias, e para gerar séries de dados de descarga sólida média mensal, em toneladas dia, para as estações a montante de Três Marias.

5.4.2 Regionalização para estimar dados nos rios Borrachudo e Abaeté

Para caracterização do transporte sólido em rios que não possuem medições sedimentométricas, Carvalho (1994) sugere, apenas para planejamento e em nível de inventário, a regionalização de dados de sedimentos de outros rios da bacia, baseando-se na produção específica de sedimentos e nas áreas de drenagem. Segundo o autor, para fins de viabilidade, anteprojeto, projeto e operação de obras hidráulicas, é imprescindível a medição de dados do próprio curso d'água. Quando muito, pode-se usar a correlação de poucas medições no curso d'água com séries maiores em bacias vizinhas.

Dois afluentes do rio São Francisco não possuem dados de descarga sólida próximo ao local da confluência; são eles: rio Borrachudo, a montante de Três Marias, e rio Abaeté, a jusante da barragem.

Para o rio Borrachudo havia os dados de descarga sólida total em Fazenda da Matinha, do Planvasf. Estes dados não foram utilizados para estimar dados de sedimentos em Fazenda São Félix por alguns motivos: (i) os dados apresentam grande dispersão para os valores de descarga sólida em suspensão; (ii) a área da bacia em que se situa a estação é na região das vertentes, enquanto que Fazenda São Félix está locada no baixo curso do rio, onde a produção específica dos sedimentos é relativamente menor, gerando grandes discrepâncias de dados; (iii) não havia históricos de dados de vazão coincidentes nas duas estações para os dias das medições de descarga sólida.

Portanto, foi realizada a regionalização de dados com a produção sólida do rio Indaiá. Trata-se de simplificação grosseira, porém necessária. O rio Abaeté, também sem uma única estação de medição de descarga sólida também teve valores estimados conforme dados do rio Indaiá.

O rio Indaiá foi escolhido por apresentar a mesma tipologia dos outros dois rios, segundo estudo de Souza (1993). Os três rios apresentam, inclusive, as cabeceiras com tipologia igualmente diferenciada de seu médio curso, e são bacias hidrográficas vizinhas. Os estudos também foram feitos baseando-se no adensamento das curvas topográficas de cartas topográficas do IBGE, em escala 1:100.000. As três bacias apresentam formatos parecidos, encaixadas entre quatro cadeias de montanhas, com larguras parecidas e altimetrias semelhantes.

Segundo dados do estudo do Governo do Estado de Minas Gerais (2002), o fator de forma das bacias hidrográficas é de 0,053 para o rio Indaiá, 0,037 para o rio Borrachudo e 0,068 para o rio Abaeté. Ou seja, as três bacias possuem forma alongada e estreita, uma vez que o fator de forma seria próximo de 1,0 para bacias arredondadas. A declividade média dos rios é de 0,94 m/km para o rio Indaiá, 1,71 m/km para o rio Borrachudo e 1,03 m/km para o rio Abaeté. Somente o rio Borrachudo apresenta declividade um pouco maior e poderia apresentar maior capacidade de transporte de sedimentos por causa disto. Porém, a ocupação da bacia, área da bacia, tipo de solo, controles geológicos, dentre outros, também influenciam significativamente sobre a geração de sedimentos e são aspectos não considerados.

Nesta pesquisa, optou-se por manter a mesma produção específica de sedimentos por área de bacia para os três rios. E mais, a mesma relação entre descarga sólida em suspensão e de arrasto para os três rios. É uma simplificação grosseira para a estimativa de afluência sólida

ao rio São Francisco e deve ser levada em conta quanto ao resultado das simulações, porém, a não consideração dessas afluições seria simplificação ainda mais grosseira.

Para Fazenda São Félix, no rio Borrachudo, foram calculados os valores médios mensais de descarga sólida a partir dos dados diários em Porto Indaiá, mantendo-se a mesma produção específica de sedimentos.

Para o rio Abaeté, foram gerados dados de descarga sólida média mensal de 1976 a 1998. Estes dados foram correlacionados com os valores de vazão líquida médias mensais do rio Abaeté, gerando uma curva-chave de sedimentos que foi utilizada como dado de entrada do *software* HEC-6.

5.4.3 Definição da granulometria dos sedimentos totais e do material do leito

Os dados de granulometria disponíveis para os cálculos realizados nesta pesquisa foram fornecidos pela CEMIG para as estações a montante do reservatório de Três Marias, tanto do material em suspensão quanto do material do leito do rio, medidos em cada coleta de descarga sólida disponível. De acordo com os dados fornecidos, nem todas as medições de sedimento possuíam medições de vazão associadas.

Para a definição da granulometria do rio São Francisco e afluentes, no trecho a jusante de Três Marias, foram utilizados os dados granulométricos dos sedimentos do leito do rio, fornecidos pela CPRM, de medições que vêm sendo feitas a partir do ano de 2002. Estações em que não havia disponibilidade de dados medidos da CPRM para o material do leito, foram utilizados os dados médios do OEA/Planvasf disponíveis em Carvalho (1994), página 252. Para as granulometrias do material em suspensão foram utilizados os dados do OEA/Planvasf como válidas para o rio, pois algumas estações estudadas nesta pesquisa não possuíam dados de medição de sedimentos em suspensão no Planvasf. Estações a montante ou a jusante foram então utilizadas, são elas: Porto Aliança válida no rio Jequitaí, sendo a estação estudada a de Fazenda Umburana-montante; Porto Alegre no rio Paracatu, sendo Porto do Cavalo a estação estudada. O rio das Velhas teve como premissa a utilização de dados do Planvasf em Várzea da Palma e dados medidos pela CPRM em Ponte do Licínio-jusante.

A premissa básica foi a utilização de dados medidos em preferência aos dados obtidos nas bibliografias. Para os dados de entrada do HEC-6 é solicitado ao usuário a discretização das

granulometrias dos sedimentos totais para cada vazão entrada na curva-chave de sedimentos, ou seja, para o *software*, a granulometria dos sedimentos totais pode variar conforme a magnitude das vazões.

As granulometrias foram estudadas para as estações da CEMIG e nenhum indício de que há grande variação da granulometria do material do leito ou em suspensão de acordo com a vazão ou a profundidade.

Os dados granulométricos em suspensão na estação de Porto das Andorinhas foram estudados conforme diferentes faixas de magnitudes de vazão, considerando a granulometria e a forma da curva granulométrica. Tal teste foi realizado somente em Porto das Andorinhas devido à imensa quantidade de dados nas quatro estações da CEMIG (7329 medições para o material do leito e 1586 dados de medição granulométrica do material em suspensão). A impossibilidade de se correlacionar os dados e a tendência de não modificação devido à magnitude das vazões obrigaram a utilização de granulometrias médias.

Foi então adotada a metodologia de utilização dos dados médios de granulometria, o d_{50} , que é o diâmetro característico do sedimento tal que 50% dos sedimentos, em peso, apresentam um diâmetro inferior a este.

Foram plotados dados de d_{50} do material em suspensão contra vazão, d_{50} do material do leito contra vazão, d_{50} do material do leito contra profundidade de coleta. Não foram obtidas correlações significativas. Neste caso, a magnitude das granulometrias só teria variação de acordo com a modificação da proporção entre sedimentos transportados por arraste ou em suspensão.

5.4.3.1 Granulometrias do material do leito

Para auxiliar na definição das granulometrias do material do leito do rio São Francisco foram ainda obtidos dados da AHSFRA e consideradas as observações quanto à constituição granulométrica do leito do rio São Francisco dos relatórios AHSFRA (2002) e CODEBA (2002).

Os dados de material do leito caracterizam os volumes de sedimentos disponíveis para erosão pelo HEC-6. Tais dados foram obtidos pela adoção de valores médios das medições disponíveis para as estações de Pirapora-Barreiro, São Romão e São Francisco. A

granulometria do material em cada seção é calculada pelo *software* através de interpolação dos valores entre dois pontos de referência.

5.4.3.2 Granulometrias dos sedimentos totais afluentes

A granulometria dos sedimentos totais afluentes, necessária a montante do trecho simulado e em cada afluência, foi calculada a partir de valores médios, devido à imensa massa de dados.

Foram calculados os valores médios da proporção entre o material transportado por arraste e em suspensão em comparação com a descarga total média de sedimentos em cada afluente do trecho principal simulado. O percentual médio de transporte por arraste foi multiplicado pelas faixas granulométricas do material do leito. O percentual médio de transporte em suspensão foi multiplicado pelas faixas granulométricas do material em suspensão; essas foram aqui denominadas de faixas granulométricas ponderadas. As duas faixas ponderadas foram somadas, resultando em uma curva granulométrica de sedimentos totais, que é o dado de entrada do *software* HEC-6.

Não foram adotadas variações na granulometria média dos sedimentos devido à variação na magnitude das vazões.

Para o caso da afluência principal ao trecho, nas séries reconstituídas para Três Marias, a metodologia é um pouco mais complexa e será tratada no item 5.5 deste trabalho.

5.4.4 Eficiência de retenção de sedimentos no reservatório de Três Marias

As duas metodologias de cálculo da eficiência de retenção de sedimentos em reservatórios, descritas no item 3.5, foram aplicadas neste trabalho, para efeito comparativo entre os valores obtidos.

A eficiência de retenção de sedimentos foi calculada exclusivamente para a determinação da curva-chave de sedimentos da vazão sólida defluente do reservatório de Três Marias (dado de entrada para a modelagem com o *software* HEC-6) nas simulações em que se considera a existência do barramento.

5.5 Reconstituição de séries de vazões naturais

Para simular a não existência do reservatório de Três Marias foi necessária a reconstituição das séries de vazão líquida e sólida naturais do rio São Francisco no local do barramento e nas estações de jusante no rio São Francisco. Este é o cerne desta pesquisa, a base para comparações entre existência e não existência do barramento, possibilitando, com o uso do HEC-6, a comparação entre o resultado das alterações morfológicas esperadas.

5.5.1 Série de vazão líquida

A série de vazão líquida natural utilizada para Três Marias foi obtida no estudo ONS (2001). Como o HEC-6 realiza os cálculos de linha d'água de jusante para montante, os dados de vazão para entrada dos trechos entre Três Marias e Pirapora, ou entre Três Marias e São Francisco, são os das estações de Pirapora-Barreiro e São Francisco, respectivamente.

A vazão nas duas estações considerando-se a não existência do barramento foi calculada a partir da diferença nas vazões em Três Marias. A Equação 5.2 apresenta o cálculo realizado para cada dado mensal de vazão em Pirapora. Ou seja, a vazão natural em Pirapora é a vazão observada somada à diferença entre as vazões naturais reconstituídas pelo ONS e as vazões defluentes observadas pela CEMIG em Três Marias. Cálculo análogo foi realizado para a estação fluviométrica de São Francisco. A íntegra das séries reconstituídas para as duas estações são apresentadas no Apêndice C.

$$Q_{\text{natural.pirapora}} = Q_{\text{pirapora}} + (Q_{\text{naturaltrês.marias}} - Q_{\text{três.marias}}) \quad (5.2)$$

onde:

$Q_{\text{natural.pirapora}}$ = vazão média mensal reconstituída natural na estação Pirapora-Barreiro

Q_{pirapora} = vazão média mensal observada na estação Pirapora-Barreiro

$Q_{\text{natural.três.marias}}$ = vazão média mensal natural reconstituída em Três Marias (ONS, 2001)

$Q_{\text{três.marias}}$ = vazão média mensal observada (turbinada + vertida) em Três Marias pela CEMIG

5.5.2 Curva-chave de sedimentos totais em Três Marias

Para os dados de vazão sólida foram utilizados dados brutos de coleta de sedimentos da CEMIG e as séries de vazão descritas no item 5.3 deste texto. Para que fosse possível realizar a reconstituição das séries de vazão sólida, foram adotadas as seguintes premissas:

- (i) todo o volume de sedimentos afluyente ao reservatório, transportado pelo rio São Francisco e afluentes de grande porte, seria transportado para jusante caso não existisse o barramento. Não foi considerada agradação nem erosão no trecho entre as estações sedimentométricas e o local do barramento;
- (ii) a afluência sólida foi considerada como a soma dos valores dos volumes de sedimentos de cada um dos cinco grandes afluentes ao reservatório, quais sejam; rio Paraopeba em Porto Mesquita, rio Pará em Porto Pará, rio São Francisco em Porto das Andorinhas, rio Indaiá em Porto Pará, e rio Borrachudo em Fazenda São Félix;
- (iii) não foram consideradas outras afluências sólidas, tal como a geração de sedimentos na bacia incremental ou o desbarrancamento de margens no trecho;
- (iv) a soma dos valores de vazão sólida total afluyente foram associados às vazões do estudo ONS (2001) para a geração de em uma curva-chave de sedimentos totais.

Foram inicialmente calculados os valores de descarga sólida total em cada uma das cinco estações afluentes ao reservatório, em cada mês do histórico. Estes valores foram somados e o total foi considerado como a descarga sólida total em Três Marias, em uma série com dados mensais. Foi plotado um gráfico com as vazões líquidas do ONS no eixo das abscissas e com a descarga sólida total calculada no eixo das ordenadas. A curva-chave de sedimentos obtida, com dois trechos em forma de potência, conforme a equação 5.3.

$$Q_{st} = a.Q^b \quad (5.3)$$

onde:

Q_{st} = descarga sólida total média mensal, em toneladas/dia

Q = descarga líquida, em m³/s

a, b = coeficientes de regressão

5.5.3 Granulometria dos sedimentos

Para o caso de não existência do barramento, as granulometrias dos sedimentos totais de cada afluyente foram ponderadas de acordo com a representatividade de cada afluyente na soma do transporte total de sedimentos.

O fator de ponderação é o valor médio de sedimentos totais transportado por um afluente multiplicado pela curva granulométrica (em percentuais) daquele afluente. A soma dos totais dos cinco afluentes, por faixa granulométrica, e divididos pelo total geral dá o percentual relativo de cada faixa granulométrica para Três Marias.

Para o caso de existência do barramento foi feita conta semelhante, só que considerando-se apenas o valor da descarga sólida em suspensão pelos afluentes e as granulometrias do material em suspensão. Isto para manter a eficiência de retenção de 100% no material transportado por arraste para dentro do reservatório.

6 APLICAÇÃO DA METODOLOGIA E RESULTADOS

A metodologia proposta foi aplicada no rio São Francisco no trecho entre a barragem da UHE Três Marias e a cidade de São Francisco, estado de Minas Gerais, utilizando-se a cachoeira de Pirapora como singularidade hidráulica para seccionar o estudo em dois subtrechos diferentes. Destarte, as análises foram feitas entre Três Marias e Pirapora, e entre Pirapora e São Francisco. Posteriormente foi feita simulação contemplando todo o trecho.

6.1 Considerações sobre as incertezas das simulações

Ao se aplicar a metodologia proposta, deve-se manter sempre em mente as limitações de simulações e de dados básicos, para que se possa realizar as análises dos resultados obtidos. Neste item são ressaltados alguns pontos que geram dúvidas e tendências nas análises dos resultados das simulações.

Incertezas sobre os dados de entrada

A geração de curvas de sedimento, se desconsiderarmos o efeito proporcionado pelas escalas logarítmicas na dispersão dos pontos, pode-se observar que a adequação das curvas médias em formato de potência aparentam-se com bom ajuste para valores pequenos e com ajuste ruim para grandes valores de vazão. Isto, considerando-se que o transporte de sedimentos ocorre majoritariamente em vazões de grande magnitude, pode distanciar o valor médio adotado dos valores medidos de concentração de sedimentos em suspensão.

Quanto às seções transversais, ressalta-se que foram realizadas análises considerando-se a existência e a não existência do barramento de Três Marias sobre seções recentes, levantadas na década de 1990, ou seja, adotou-se uma declividade atual do canal, com formatos de seção atuais. Isto pode não ser verdade para épocas anteriores a Três Marias, e aumenta a incerteza sobre as análises de não existência do barramento.

Cabe lembrar que várias das seções foram retiradas de cartas de navegação, baseadas somente nas curvas de nível batimétricas, dentro da calha do rio, e em cartas topográficas 1:100.000, 1:25.000 e em alguns casos 1:5.000. Conforme pode ser observado nas curvas do Apêndice D, algumas seções transversais são significativamente menos detalhadas que outras.

A definição do aluvião, ou seja, a altura da camada de sedimento erodível em cada seção transversal, e o conseqüente volume de controle com a quantidade de sedimento disponível para erosão, necessitaria de furos de sondagem para sua correta determinação. Tais dados foram estimados para as seções transversais baseados no conhecimento do local das seções. A calha do rio São Francisco possui várias lages de conglomerado e rocha sã, denominadas de pedrais na nomenclatura da navegação, e a localização destes foi apenas uma referência para a restrição da profundidade da calha passível de erosão.

Incertezas sobre a modelagem matemática

Diversos tipos de simplificações utilizadas para se conseguir modelar o processo do transporte de sedimentos podem alterar os resultados, afastando os resultados da modelagem matemática do fenômeno real que ocorre nos rios.

O modelo matemático aqui utilizado utiliza equações de regime permanente para simular uma situação não permanente. Embora os dados sejam mensais e as análises sejam de longo prazo, o transporte de sedimentos e as alterações morfológicas ocorrem de forma contínua e principalmente sobre efeitos de vazões de grande magnitude.

A escolha da equação de transporte de sedimentos é uma tarefa complexa, nem sempre uma função de cálculo da capacidade de transporte de sedimentos exprime com exatidão o processo físico. Além da equação de transporte, a formação de uma camada de encouraçamento também possui algumas limitações matemáticas.

6.2 Dados preliminares para as simulações

6.2.1 Dados geométricos

Como dados geométricos foram utilizadas 110 seções transversais de levantamentos topobatimétricos, algumas com detalhamento melhor e outras mais simplificadas, tal como alguns exemplos apresentados no Apêndice D. No apêndice também são encontrados dois mapas com a localização das seções transversais ao longo da calha principal do rio São Francisco. Em geral, as seções localizadas no trecho entre Três Marias e Pirapora apresentam melhor detalhamento.

6.2.2 Dados de descarga líquida

Para o preenchimento de falhas nas séries de dados de vazão líquida média mensal, diversas análises de correlação foram realizadas entre as estações fluviométricas, conforme metodologia descrita. A Tabela 6.1 apresenta os valores obtidos para os coeficientes a e b da equação linear, e o valor de R^2 da correlação, para todas as estações que tiveram dados preenchidos no histórico de vazão. A Figura 6.1 apresenta um gráfico exemplo, da correlação realizada no rio Paraopeba entre as estações Porto Mesquita, dados CEMIG, e Ponte da Taquara, dados ANA. Todos os gráficos são apresentados no Apêndice B.

Tabela 6.1 – Valores dos coeficientes a e b da correlação linear pra preenchimento de falhas nas séries de vazão

Estação preenchida	Estação referência	Rio	a	b	R^2
Porto Mesquita (CEMIG)	Ponte da Taquara (ANA)	Paraopeba	1,05099	-5,31594	0,95423
Porto Indaiá (CEMIG)	Barra do Funchal (ANA)	Indaiá	2,34051	-6,11018	0,93026
Fazenda São Félix (ANA)	Porto Indaiá (CEMIG)	Borrachudo e Indaiá	0,44142	2,78441	0,83461
Ponte BR-040 (CEMIG)	Porto Passarinho (ANA)	Abaeté	1,08058	3,39235	0,94594
Faz. Umburana (CEMIG)	Faz. Umburana (ANA)	Jequitaí	0,99011	0,48626	0,99804
Porto do Cavalo (ANA)	Caatinga (ANA)	Paracatu	1,22940	0,77274	0,98809
Barra do Escuro (ANA)	Santo Inácio (ANA)	Urucuia	1,06167	-9,37896	0,98777

Notar que somente uma correlação apresentou R^2 menor que 90%, exatamente a que correlaciona rios diferentes, rio Borrachudo e rio Indaiá. Tal correlação só foi utilizada devido à ausência de outra fonte de dados e a necessidade de séries homogêneas no tempo para simulação no HEC-6. Importante salientar que o rio Borrachudo contribui com apenas 2,6 % das vazões médias de longo prazo afluentes ao reservatório de Três Marias.

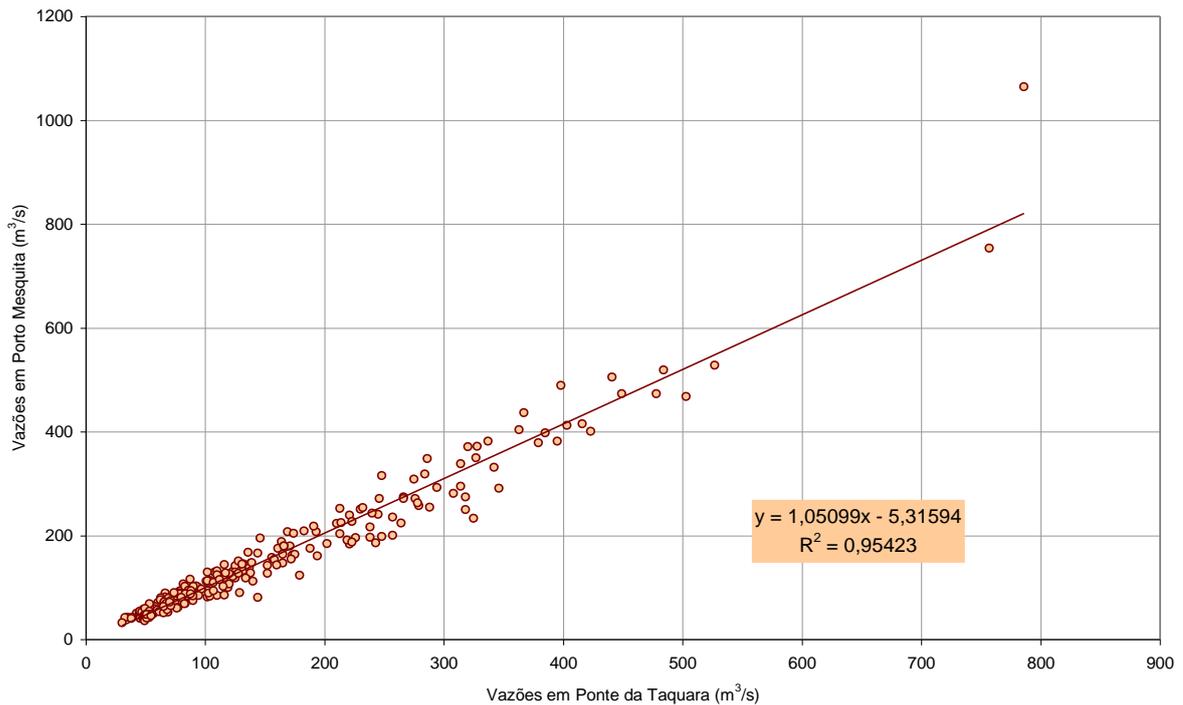


Figura 6.1 – Correlação linear entre vazões em Porto Mesquita (CEMIG) e Ponte da Taquara (ANA), rio Paraopeba

As séries de vazão utilizadas nesta pesquisa, com falhas preenchidas e análises de consistência realizadas conforme metodologia descrita, encontram-se no Apêndice C. A Tabela 6.2 apresenta um resumo das características principais das séries hidrológicas. Séries naturais são reconstituídas considerando-se a não existência da barragem de Três Marias.

Tabela 6.2 – Valores médios, mínimos e máximos das séries de vazão média mensal no período de 1976 a 1998, em m³/s.

Estação	Rio	Vazão média	Vazão mínima	Vazão máxima
Porto das Andorinhas	São Francisco	247	51	1.471
Porto Pará	Pará	158	46	818
Porto Mesquita	Paraopeba	148	32	1.064
Porto Indaiá	Indaiá	40	4	314
Fazenda São Félix	Borrachudo	20	1	131
Três Marias	São Francisco	736	126	3.790
Três Marias (naturais)	São Francisco	763	148	3.957
Ponte da BR-040	Abaeté	81	9	457
Pirapora-Barreiro	São Francisco	928	391	5.694
Pirapora-Barreiro (naturais)	São Francisco	955	192	5.764
Várzea da Palma	das Velhas	328	44	2.424
Fazenda Umburana	Jequitaiá	44	1	404
Porto do Cavalo	Paracatu	484	51	2.887
Barra do Escuro	Urucuia	276	21	1.567
São Francisco	São Francisco	2.178	672	13.515
São Francisco (naturais)	São Francisco	2.205	334	13.585

Os dados hidrológicos são inseridos no *software* HEC-6 na estação de jusante e nas estações afluentes à calha principal do rio São Francisco, mas somente nas estações fluviométricas de jusante do trecho estudado é necessário o cálculo da linha d'água. Vários estudos anteriores foram realizados com dados de cota da ANA, mas foram abandonados para utilização das séries de vazão. Neste trabalho foram usadas ainda seções de controle. A Figura 6.2 apresenta a curva-chave determinada para a estação de São Francisco, com as regressões em dois trechos, descritas por curvas de polinômio de segundo grau a partir de dados de medição de vazão da ANA. As demais curvas-chave utilizadas estão no Apêndice F.

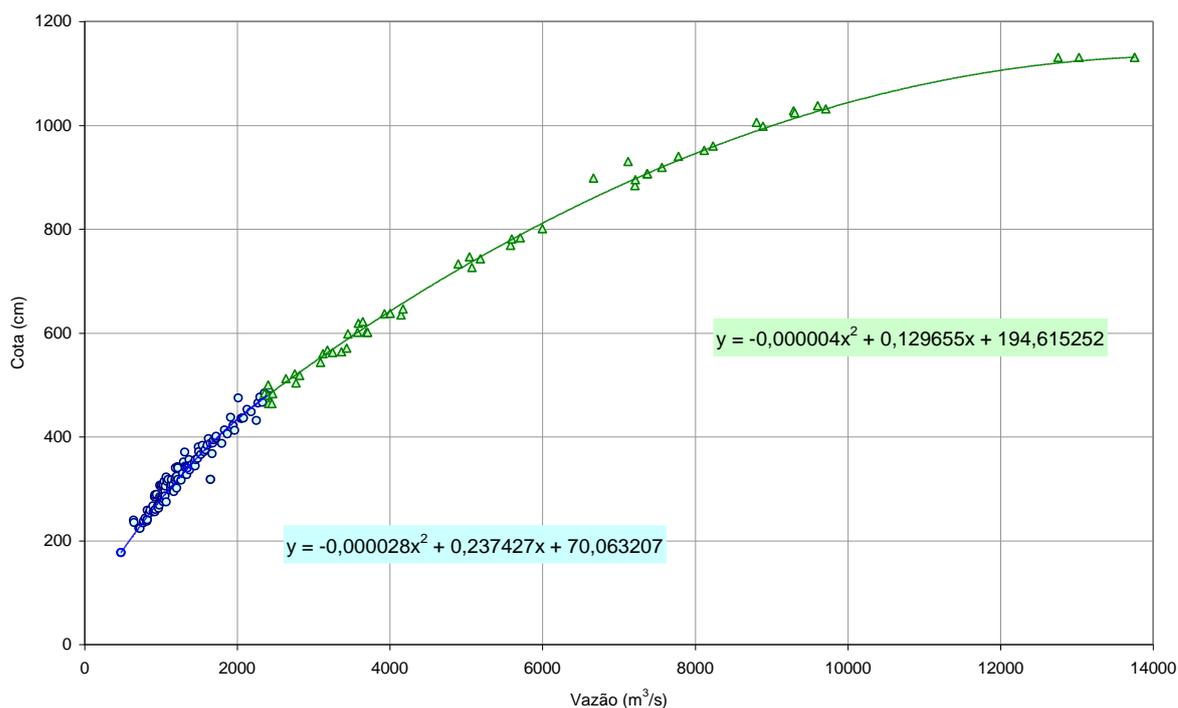


Figura 6.2 – Curva-chave na estação fluviométrica de São Francisco, rio São Francisco.

6.2.3 Eficiência de retenção de sedimentos

O valor calculado pelo método de Brune foi de 97,5 % de retenção dos sedimentos. Pelo método de Churchill, utilizando valores de reservatório cheio por desconhecimento dos níveis operacionais no período estudado, obteve-se valor fora da curva do gráfico da Figura 3.13. Isto significaria que menos de 1 % dos sedimentos passa pelo reservatório. Como os valores para o cálculo do índice de sedimentação de Churchill foram simplificados, e o resultado fora da curva, escolheu-se o valor calculado pelo método de Brune.

A definição dos dados de sedimentos defluentes de Três Marias, considerando-se a existência do reservatório, levou à determinação da eficácia de retenção dos sedimentos do leito, transportados por arraste como sendo de 100%, e a eficácia de retenção dos sedimentos em suspensão conforme os cálculos pelo método de Brune. Este valor foi definido por ausência de medições sedimentométricas logo a jusante do barramento de Três Marias, pela insignificância desta vazão sólida, e pelo fato desta afluência sólida na entrada do modelo HEC-6 não oferecer sensibilidade à modelagem, uma vez que o sedimento em suspensão não é facilmente passível de deposição dentro da calha a jusante, devido à diferença granulométrica entre os sedimentos em suspensão e os sedimentos do material do leito.

Aplicou-se o percentual 2,5 % aos valores da afluência sólida em suspensão a Três Marias, e foram utilizadas as faixas granulométricas obtidas para a série reconstituída em Três Marias para o material em suspensão.

A eficiência de retenção de sedimentos foi calculada para auxílio na determinação da curva-chave de sedimentos da vazão sólida defluente do reservatório de Três Marias (dado de entrada para a modelagem com o *software* HEC-6) nas simulações em que se considera a existência do barramento.

6.2.4 Dados de descarga sólida

Os dados de descarga sólida média mensal foram utilizadas somente para reconstituição das séries para a seção da barragem de Três Marias e para reconstituições nas estações de Fazenda São Félix e Ponte da BR-040. Para as demais estações foram montadas as curvas-chave de sedimentos totais, que é o dado de entrada necessário para as simulações com o *software* HEC-6. Todas as curvas-chave de sedimentos totais calculadas estão no Apêndice A, inclusive a curva-chave de sedimentos em suspensão na estação de Pirapora-Barreiro, mostrando a impossibilidade de se trabalhar com dados desta estação. O gráfico apresentado na Figuras 6.3 mostra um exemplo de curva-chave de sedimentos totais no posto sedimentométrico de Porto Mesquita, rio Paraopeba.

As curvas-chave de sedimentos foram feitas em duas tendências de forma visual, não há relação com o processo físico. Considerou-se que o ajuste com duas curvas evita uma dispersão muito grande entre curva de regressão e os dados na parte alta da curva, de forma a evitar superestimativas de sedimentos nas altas vazões.

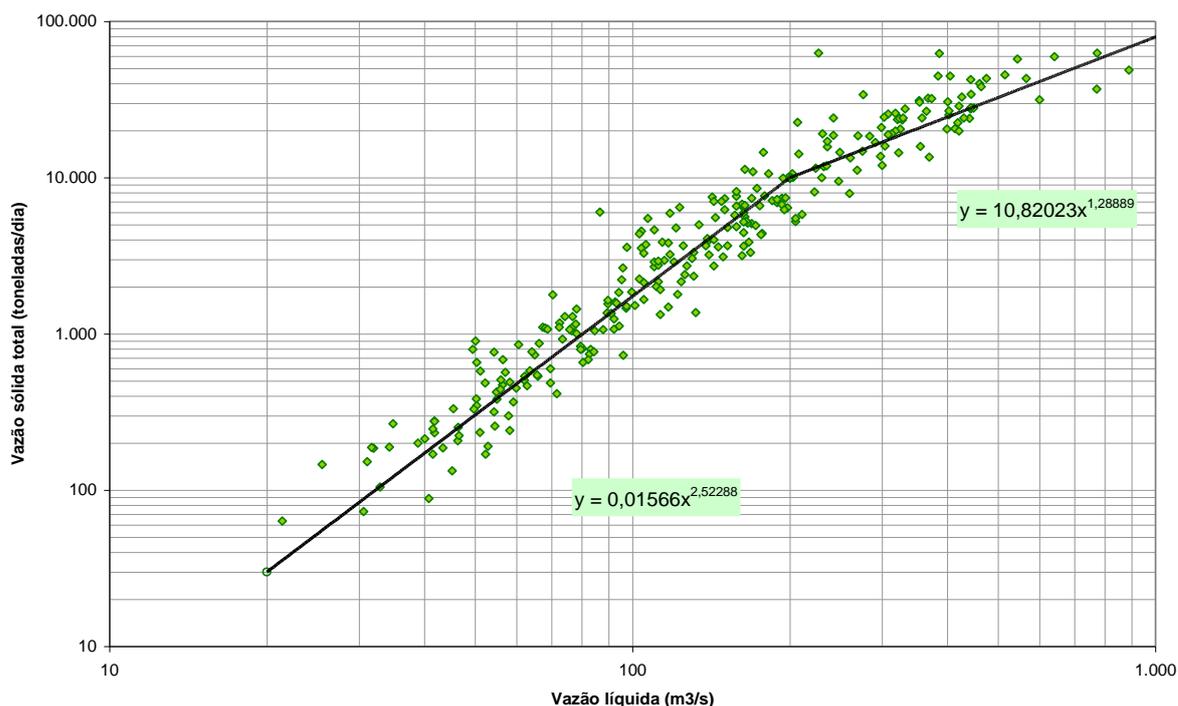


Figura 6.3 – Curva-chave de sedimentos totais na estação de Porto Mesquita, rio Paraopeba

A seguir, a Tabela 6.3 apresenta um resumo dos dados característicos das medições de vazão sólida e dos resultados de sedimentos totais obtidos a partir do método simplificado de Colby.

Tabela 6.3 – Valores médios de descarga sólida em suspensão (ton/ano), Q_{ss} (dados brutos da CEMIG e ANA), por arraste, Q_{sa} , e total, Q_{st} (calculados pelo método simplificado de Colby)

Estação	Rio	Q_{ss}	Q_{sa}	Q_{st}	Q_{sa}/Q_{st}	Q_{ss}/Q_{st}
Porto das Andorinhas	São Francisco	6.637	3.638	10.275	35,4%	64,6%
Porto Pará	Pará	2.976	1.362	4.338	31,4%	68,6%
Porto Mesquita	Paraopeba	7.091	2.139	9.230	23,2%	76,8%
Porto Indaiá	Indaiá	2.264	543	2.807	19,3%	80,7%
Fazenda São Félix*	Borrachudo	-	-	-	19,3%	80,7%
Três Marias**	São Francisco	-	-	-	28,0%	72,0%
Ponte da BR-040*	Abaeté	-	-	-	19,3%	80,7%
Várzea da Palma	das Velhas	13.055	5.347	18.402	29,1%	70,9%
Fazenda Umburana	Jequitaiá	652	248	900	27,6%	72,4%
Porto do Cavalo	Paracatu	8.206	2.670	10.876	24,5%	75,5%
Barra do Escuro	Urucuia	4.505	1.105	5.610	19,7%	80,3%

* dados estimados a partir de valores de descarga sólida do rio Indaiá

** dados calculados a partir das estações afluentes ao reservatório

A Tabela 6.4 apresenta os valores dos coeficientes a e b das equações de potência para as curvas-chave de descarga sólida total. Os valores dos coeficientes estão apresentados conforme a gama de validade da curva, de acordo com a magnitude da vazão líquida em m^3/s . Notar que todas as curvas de sedimentos foram determinadas para alcançar toda a magnitude de vazões líquidas do histórico (ver Tabela 6.2), ou seja, toda e qualquer extrapolação foi realizada no traçado das curvas de sedimentos (ver Apêndice A) e nunca por extrapolação da aplicação de uma equação de potência a um dado de vazão líquida. Todos os ajustes foram visuais e, portanto, sem o cálculo de R^2 .

Tabela 6.4 – Valores dos coeficientes a e b das equações de potência das curvas-chave de sedimentos, por gama de validade, em função da vazão líquida em m^3/s .

Estação	Rio	validade (m^3/s)		a	b
		início	fim		
Porto das Andorinhas	São Francisco	50	260	0,00219	2,74271
		260	1.500	31,60608	1,02031
Porto Pará	Pará	30	200	0,03059	2,17547
		200	820	0,61630	1,60866
Porto Mesquita	Paraopeba	20	200	0,01566	2,52288
		200	1.100	10,82023	1,28889
Porto Indaiá	Indaiá	4	49	0,09461	2,49345
		49	320	0,49687	2,06727
Três Marias (naturais)	São Francisco	150	870	0,00324	2,32402
		870	4.000	2,22141	1,35934
Ponte da BR-040	Abaeté	8	80	0,01133	2,75696
		80	540	0,09957	2,26101
Várzea da Palma	das Velhas	40	230	0,00151	2,76030
		230	2.500	0,27456	1,80391
Fazenda Umburana	Jequitaiá	1	410	0,48327	1,72959
Porto do Cavalo	Paracatu	40	500	0,00438	2,53271
		500	2.900	0,56840	1,74973
Barra do Escuro	Urucuia	17	220	0,00150	2,78506
		220	2.000	0,11185	1,98527

As curvas-chave de sedimentos que foram reconstituídas para Três Marias e calculada para Ponte da BR-040 no rio Abaeté, são apresentadas nas figuras 6.4 e 6.5. Três Marias associa valores médios mensais de vazão sólida total somada dos afluentes com a vazão líquida natural reconstituída pelo ONS. Ponte da BR-040 associa as vazões sólidas calculadas a partir da produção específica em Porto Indaiá, rio Indaiá, em cada mês, com as vazões líquidas médias mensais em Ponte da BR-040. Os valores da Tabela 6.5 que será apresentada mais

adiante, foram calculados a partir da utilização desta curva-chave de sedimentos e não dos valores mensais estimados a partir do rio Indaiá.

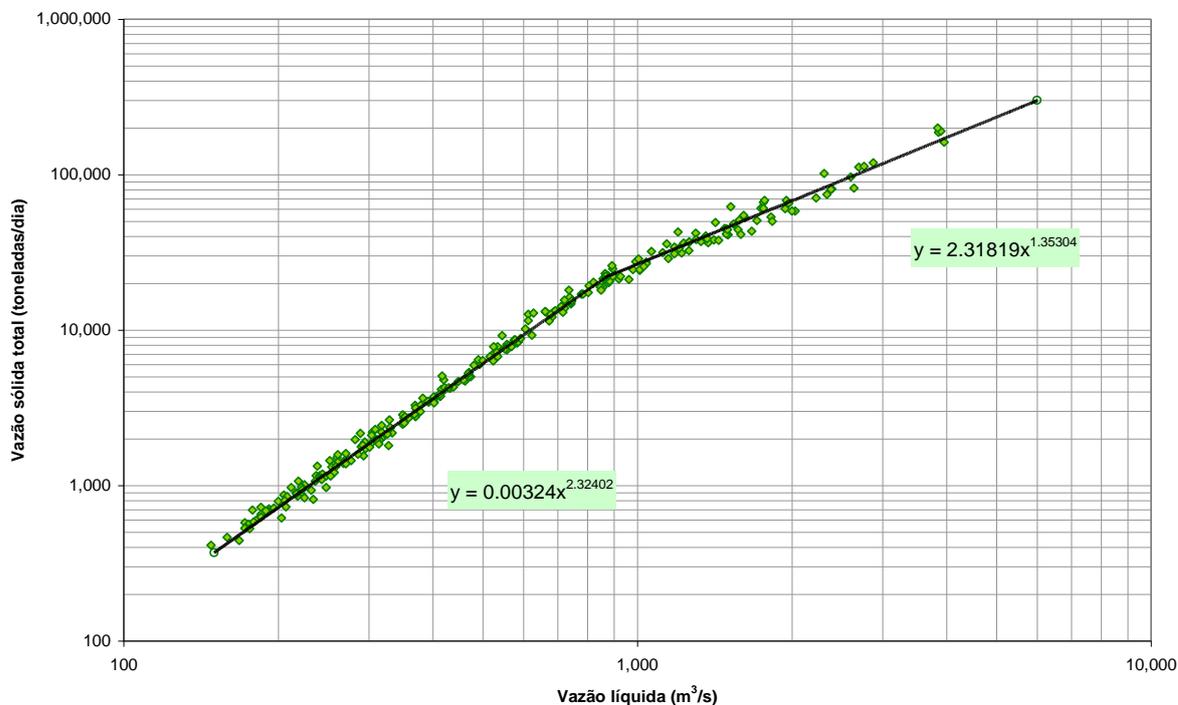


Figura 6.4 – Curva-chave de sedimentos totais reconstituída para Três Marias, rio São Francisco

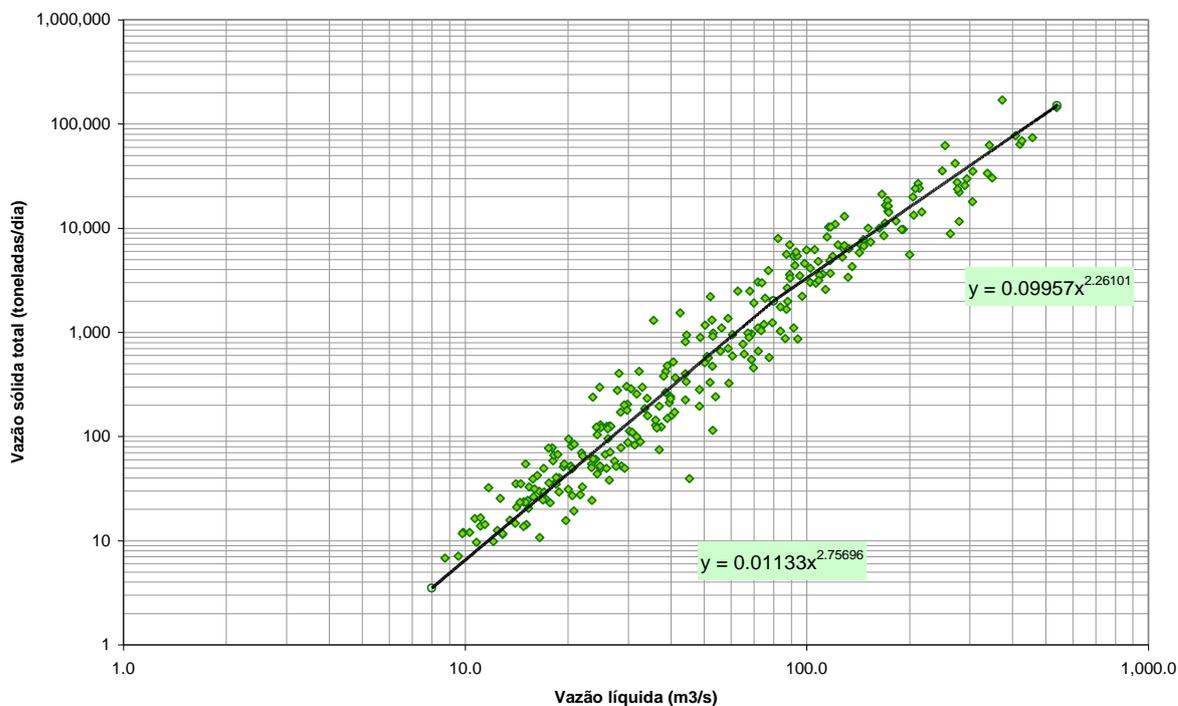


Figura 6.5 – Curva-chave de sedimentos totais calculada para a estação de ponte da BR-040, rio Abaeté

Na Tabela 6.5 é apresentado o resumo dos dados médios calculados para as estações estudadas para o período entre 1976 e 1998, onde Q é a vazão líquida, Q_{ss} é a vazão sólida em suspensão, Q_{sa} é a vazão sólida de arraste, Q_{st} é a vazão sólida total, e P.E. é a produção específica de sedimentos totais por área de bacia por ano.

Tabela 6.5 – Resumo das descargas líquida e sólida e da produção específica de sedimentos, valores médios, para o período de 1976 a 1998

Estação	Rio	Q (m ³ /s)	Q_{ss} (t/dia)	Q_{sa} (t/dia)	Q_{st} (t/dia)	P.E. (t/km ² .ano)
Porto das Andorinhas	São Francisco	247	4.571	2.506	7.077	194
Porto Pará	Pará	158	1.721	788	2.509	81
Porto Mesquita	Paraopeba	148	4.660	1.406	6.066	215
Porto Indaiá	Indaiá	40	2.102	504	2.606	421
Fazenda São Félix	Borrachudo	20	843	201	1.044	421
Três Marias (natural)	São Francisco	763	13.897	5.405	19.302	139
Ponte da BR-040	Abaeté	81	4.940	1.182	6.122	420
Várzea da Palma	das Velhas	328	11.226	4.598	15.824	223
Fazenda Umburana	Jequitaiá	44	511	195	706	38
Porto do Cavalo	Paracatu	484	31.869	10.369	42.238	389
Barra do Escuro	Urucuia	276	12.108	2.970	15.078	223

6.2.5 Granulometrias dos sedimentos

Ao aplicar a metodologia apresentada, foram obtidas as granulometrias das estações a montante do reservatório de Três Marias e calculados os valores para a estação no local da barragem hoje existente. Os dados das granulometrias médias calculados e utilizados para reconstituição da granulometria para a estação Três Marias são apresentados na Tabela 6.6, para os sedimentos do leito e em suspensão. Na tabela também são apresentados os valores utilizados como dado de entrada no *software* HEC-6 e os valores nominais dos sedimentos para os quantis d_{50} , d_{16} , d_{25} , d_{35} , d_{65} , d_{84} .

Interessante observar que o material do leito, conforme valores de d_{50} , são de areia grossa para as estações de Porto das Andorinhas, Porto Pará, Porto Mesquita e calculada para Três Marias. Somente a estação de Porto Indaiá e conseqüentemente a de Fazenda São Félix, por terem sido consideradas de granulometria iguais, estão na faixa de areia média. Para os sedimentos em suspensão, as faixas variam de silte muito fino a grosso, e o calculado para Três Marias como sendo de silte fino. Na última coluna são apresentados os resultados médios ponderados, de acordo com os percentuais transportados em suspensão ou por arraste, para os

sedimentos totais, valor de entrada no *software* HEC-6. Os dados brutos utilizados foram os fornecidos pela CEMIG.

Tabela 6.6 – Distribuição granulométrica média dos sedimentos do material do leito, em suspensão e de sedimentos totais, em percentual acumulado que passa nas peneiras, para as estações afluentes e reconstituídas para Três Marias

d <= (mm)	P.Andorinhas		Porto Pará		Porto Mesquita		Porto Indaiá		Faz. São Félix		Três Marias			
	leito	susp.	leito	susp.	leito	susp.	leito	susp.	leito	susp.	leito	susp.	totais	
0,001		0,0				0,0		0,0		0,0			0,0	0,0
0,002		3,6		0,0		0,8		3,8		3,8			2,3	1,6
0,004		38,8		33,1		21,4		45,4		45,4			33,7	24,2
0,008		54,5		46,1		33,6		59,4		59,4			47,5	34,2
0,016		71,2		63,3		49,0		74,1		74,1			63,4	45,6
0,031	0,0	87,5	0,0	77,3	0,0	70,1	0,0	86,6	0,0	86,6	0,0	80,2	57,8	
0,0625	1,4	96,7	0,1	90,2	1,5	87,1	1,6	93,8	1,6	93,8	1,3	92,1	66,6	
0,125	4,4	99,2	0,4	94,2	3,6	93,7	4,4	96,5	4,4	96,5	3,6	96,2	70,2	
0,25	12,3	99,8	2,3	97,6	9,2	98,0	22,1	99,0	22,1	99,0	11,3	98,8	74,3	
0,5	29,8	100,0	19,7	99,5	39,1	99,4	81,7	100,0	81,7	100,0	37,5	99,7	82,3	
1	74,0		62,7	100,0	75,9	100,0	96,1		96,1		75,7	100,0	93,2	
2	91,7		84,1		92,8		97,4		97,4		91,6		97,7	
4	98,9		89,5		97,5		97,7		97,7		97,0		99,2	
8	100,0		94,5		98,9		98,1		98,1		98,7		99,6	
16			97,2		98,9		98,6		98,6		99,1		99,8	
32			99,1		99,7		99,5		99,5		99,7		99,9	
64			100,0		100,0		100,0		100,0		100,0		100,0	
d ₅₀	0,7285	0,0069	0,8523	0,0098	0,6481	0,0167	0,3670	0,0053	0,3670	0,0053	0,6633	0,0093		
d ₁₆	0,3029	0,0027	0,4468	0,0030	0,3069	0,0035	0,2069	0,0026	0,2069	0,0026	0,2947	0,0029		
d ₂₅	0,4314	0,0032	0,5616	0,0035	0,3821	0,0052	0,2622	0,0030	0,2622	0,0030	0,3805	0,0034		
d ₃₅	0,5588	0,0038	0,6779	0,0046	0,4657	0,0087	0,3041	0,0035	0,3041	0,0035	0,4759	0,0044		
d ₆₅	0,8982	0,0130	1,1075	0,0178	0,8519	0,0274	0,4299	0,0110	0,4299	0,0110	0,8596	0,0174		
d ₈₄	1,5650	0,0278	1,9953	0,0474	1,4793	0,0568	0,5799	0,0279	0,5799	0,0279	1,5203	0,0411		

Na Tabela 6.7, são apresentados os dados de granulometria dos sedimentos do material do leito e em suspensão para as estações de rios afluentes ao São Francisco no trecho entre Três Marias e a cidade de São Francisco. A partir dos dados foram realizadas as compilações para os sedimentos totais, utilizados como dado de entrada no *software* HEC-6. Os dados são uma mescla entre dados brutos fornecidos pela CPRM e dados do estudo OEA/Planvasf.

Na Tabela 6.8 são apresentados os dados para as granulometrias do material do leito na calha principal do rio São Francisco utilizados no *software* HEC-6, nas estações de Pirapora-Barreiro, São Romão e São Francisco. Os valores de sedimentos em suspensão e em Pedras de Maria de Cruz são apresentados apenas como complemento de informação e caracterização do trecho, não foram utilizados em nenhum momento das simulações. Importante observar a diferença entre os valores de d₅₀ entre São Francisco e Pedras de Maria da Cruz, apenas 64 km a jusante e em trecho sem entrada de afluentes de grande porte. Os dados são de fontes diferentes e tratados por metodologias diversas.

Tabela 6.7 – Distribuição granulométrica média dos sedimentos do material do leito, em suspensão e de sedimentos totais, em percentual acumulado que passa nas peneiras, para as estações afluentes ao rio São Francisco a jusante de Três Marias

d <= (mm)	Ponte da BR-040			Várzea da Palma			Faz. Umbrana			Porto do Cavalo			Barra do Escuro		
	leito	susp.	totais	leito	susp.	totais	leito	susp.	totais	leito	susp.	totais	leito	susp.	totais
0,001		0,0	0,0			0,0			0,0			0,0			0,0
0,002		3,8	3,1		0,0	0,0		0,0	0,0		0,0	0,0		0,0	0,0
0,004		45,4	36,6		30,4	21,6		40,0	29,0		33,6	25,4		16,8	13,5
0,008		59,4	47,9		44,7	31,7		55,5	40,2		46,8	35,3		29,9	24,0
0,016		74,1	59,8		59,0	41,8		71,0	51,4		60,0	45,3		43,0	34,5
0,031	0,0	86,6	69,9		72,0	51,0	0,0	81,3	58,9	0,0	68,5	51,7	0,0	63,1	50,7
0,0625	1,6	93,8	76,0	0,0	94,0	66,6	0,8	97,0	70,5	0,8	82,0	62,1	3,0	96,0	77,7
0,125	4,4	96,5	78,7	1,0	98,0	69,8	3,1	98,0	71,8	4,3	92,0	70,5	8,7	99,0	81,2
0,25	22,1	99,0	84,2	7,0	100,0	72,9	11,0	99,0	74,7	16,5	96,0	76,5	26,8	99,0	84,8
0,5	81,7	100,0	96,5	46,0		84,3	36,9	100,0	82,6	70,5	100,0	92,8	79,9	100,0	96,0
1	96,1		99,2	82,0		94,8	47,1		85,4	99,0		99,8	96,1		99,2
2	97,4		99,5	86,0		95,9	51,5		86,6	99,6		99,9	98,1		99,6
4	97,7		99,6	92,0		97,7	60,0		89,0	100,0		100,0	99,4		99,9
8	98,1		99,6	98,0		99,4	77,2		93,7				100,0		100,0
16	98,6		99,7	100,0		100,0	93,2		98,1						
32	99,5		99,9				100,0		100,0						
64	100,0		100,0												

d ₅₀	0,3670	0,0053		0,5556	0,0111		1,6638	0,0050		0,4116	0,0097		0,3360	0,0210	
d ₁₆	0,2069	0,0026		0,2982	0,0021		0,2860	0,0016		0,2450	0,0019		0,1755	0,0038	
d ₂₅	0,2622	0,0030		0,3464	0,0033		0,3516	0,0025		0,2910	0,0030		0,2375	0,0069	
d ₃₅	0,3041	0,0035		0,4000	0,0046		0,4744	0,0035		0,3392	0,0042		0,2804	0,0117	
d ₆₅	0,4299	0,0110		0,7639	0,0227		5,1620	0,0126		0,4764	0,0247		0,4121	0,0324	
d ₈₄	0,5799	0,0279		1,5000	0,0453		11,4024	0,0350		0,6241	0,0750		0,5636	0,0469	

Tabela 6.8 – Distribuição granulométrica média dos sedimentos do material do leito, em suspensão e de sedimentos totais, em percentual acumulado que passa nas peneiras, na calha principal do rio São Francisco

d <= (mm)	Pirapora		São Romão		S.Fco.	Maria da Cruz	
	leito	susp	leito	susp	leito	leito	susp
0,001							
0,002		0,0		0,0			0,0
0,004		32,0		21,6			19,2
0,008		46,0		40,3			38,6
0,016		60,0		59,0			58,0
0,031	0,0	74,8		72,0	0,0		72,3
0,0625	1,6	96,0	0,0	92,0	0,1	0,0	95,0
0,125	7,2	99,0	1,0	98,0	1,3	2,0	99,0
0,25	21,2	99,0	10,0	99,0	13,5	11,0	99,0
0,5	65,3	100,0	48,0	100,0	66,8	37,0	100,0
1	91,4		82,0		93,4	77,0	
2	97,4		93,0		97,8	90,0	
4	99,8		96,0		99,3	94,0	
8	100,0		98,0		99,8	98,0	
16			100,0		100,0	100,0	

d ₅₀	0,3980	0,0103	0,5294	0,0126	0,4113	0,6625	0,0131
d ₁₆	0,2036	0,0020	0,2833	0,0030	0,2592	0,2941	0,0033
d ₂₅	0,2683	0,0031	0,3333	0,0046	0,2922	0,3735	0,0053
d ₃₅	0,3167	0,0044	0,3889	0,0077	0,3288	0,4778	0,0084
d ₆₅	0,4981	0,0208	0,7500	0,0227	0,4907	0,8500	0,0231
d ₈₄	0,7913	0,0406	1,1818	0,0453	0,7147	1,5385	0,0436

No capítulo da metodologia foi brevemente discutida a questão da não variação dos percentuais das faixas granulométricas dos sedimentos de acordo com as vazões. O gráfico da Figura 6.6 mostra um esforço realizado nesta pesquisa para clarear o assunto. A granulometria do material em suspensão da estação de Porto das Andorinhas foi separado por faixas de vazão, foram tirados dados médios dentro destas faixas de vazão e os dados foram plotados em uma curva granulométrica. É possível notar que as curvas se cruzam, apresentam granulometrias diversas porém dentro de certos limites e, se for observado, a curva para a menor faixa de vazão apresenta os maiores valores granulométricos.

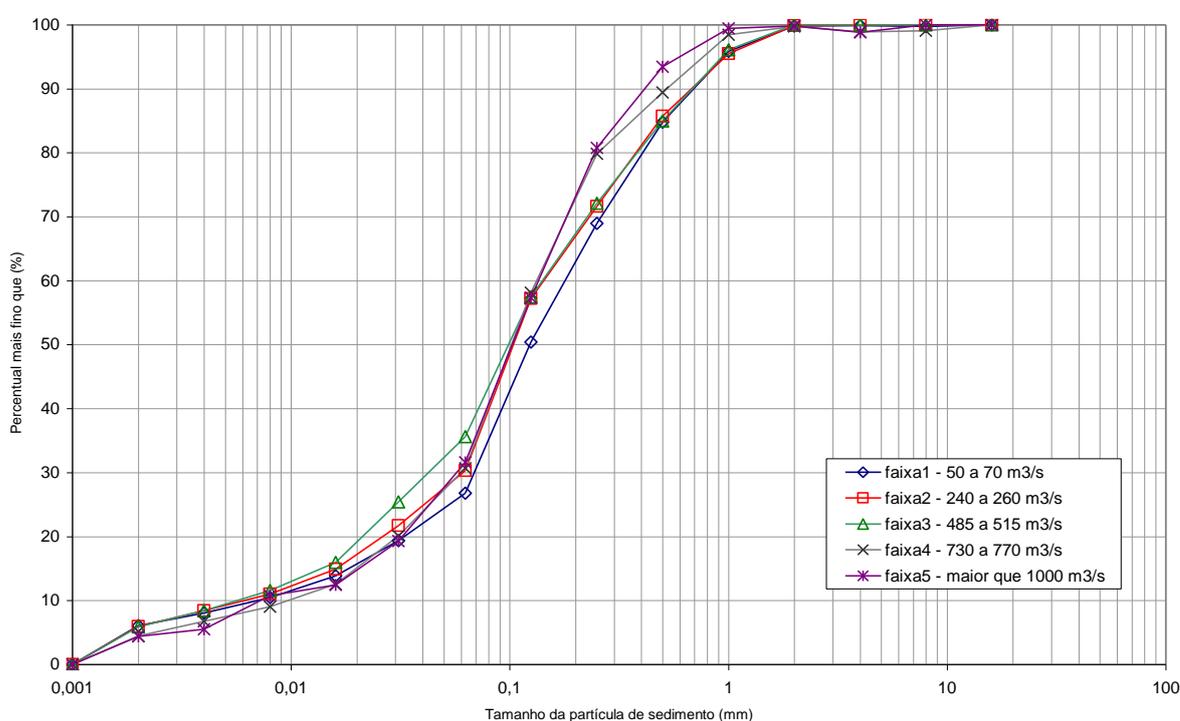


Figura 6.6 – Curvas granulométricas do material em suspensão, por faixa de vazão, em Porto das Andorinhas, rio São Francisco

Devido ao excesso de dados, este estudo foi realizado só em Porto das Andorinhas. Para as demais estações foi adotada metodologia diferente, a plotagem de dados de d_{50} dos sedimentos contra vazão, e de d_{50} contra a profundidade de coleta para o caso do material do leito. Três gráficos da estação de Porto Mesquita, rio Paraopeba são mostrados como exemplo, nas figuras 6.7 a 6.9. Os outros gráficos plotados para as demais estações de acordo com os dados disponíveis são apresentados no Apêndice E. Os gráficos apresentam grande dispersão para valores pequenos de vazão e de d_{50} , e uma tendência de não variação para valores altos de vazão. Notar que só é possível ver maior dispersão nos valores de d_{50} do

material em suspensão devido às escalas utilizadas no eixo y para visualização de todos os dados disponíveis.

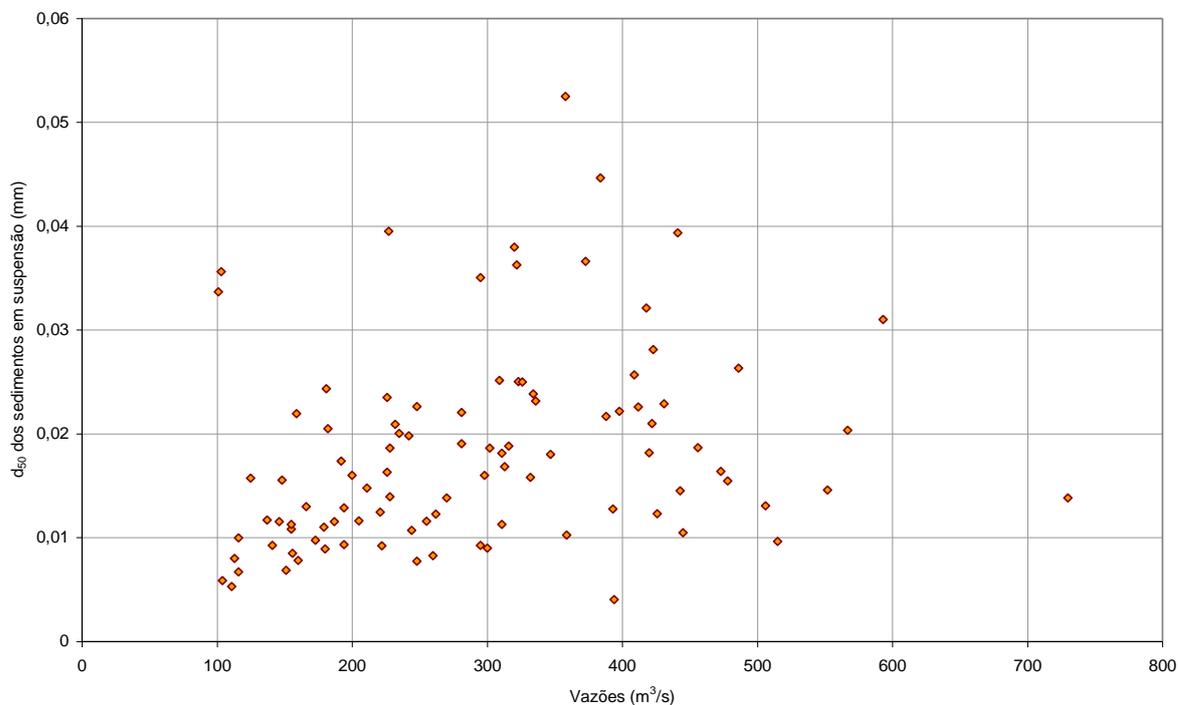


Figura 6.7 – Gráfico entre d_{50} dos sedimentos em suspensão e a vazão em Porto Mesquita, rio Paraopeba

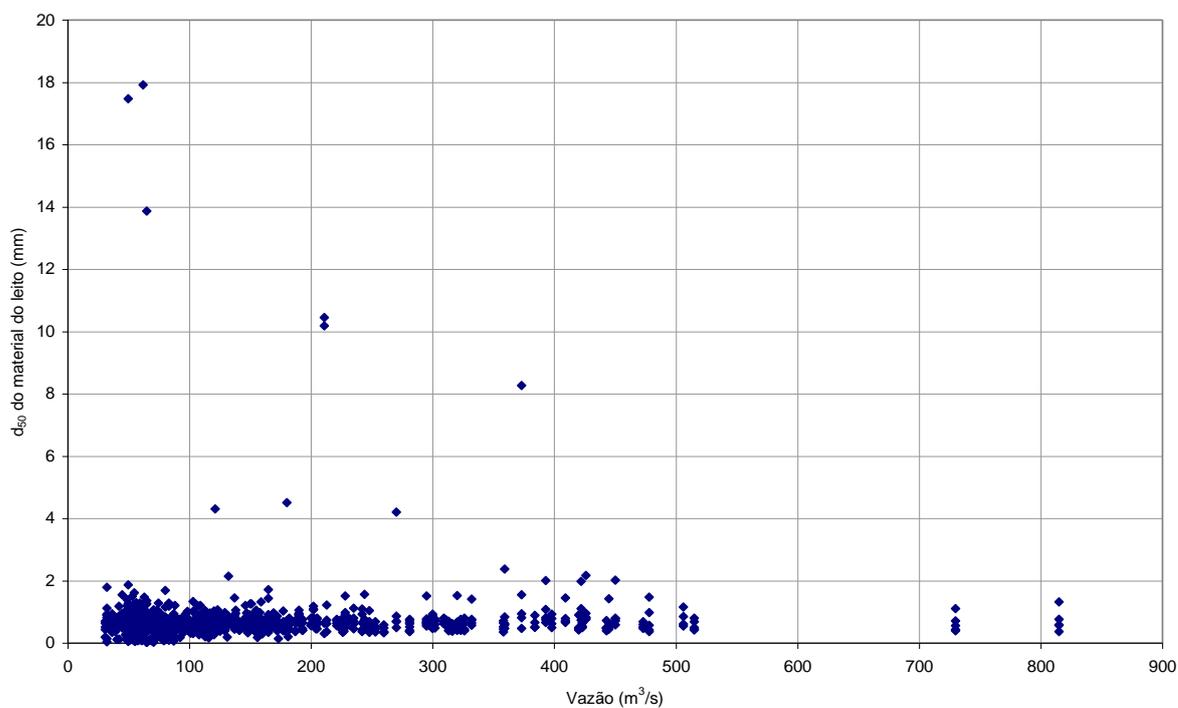


Figura 6.8 – Correlação entre d_{50} do material do leito e a vazão em Porto Mesquita, rio Paraopeba

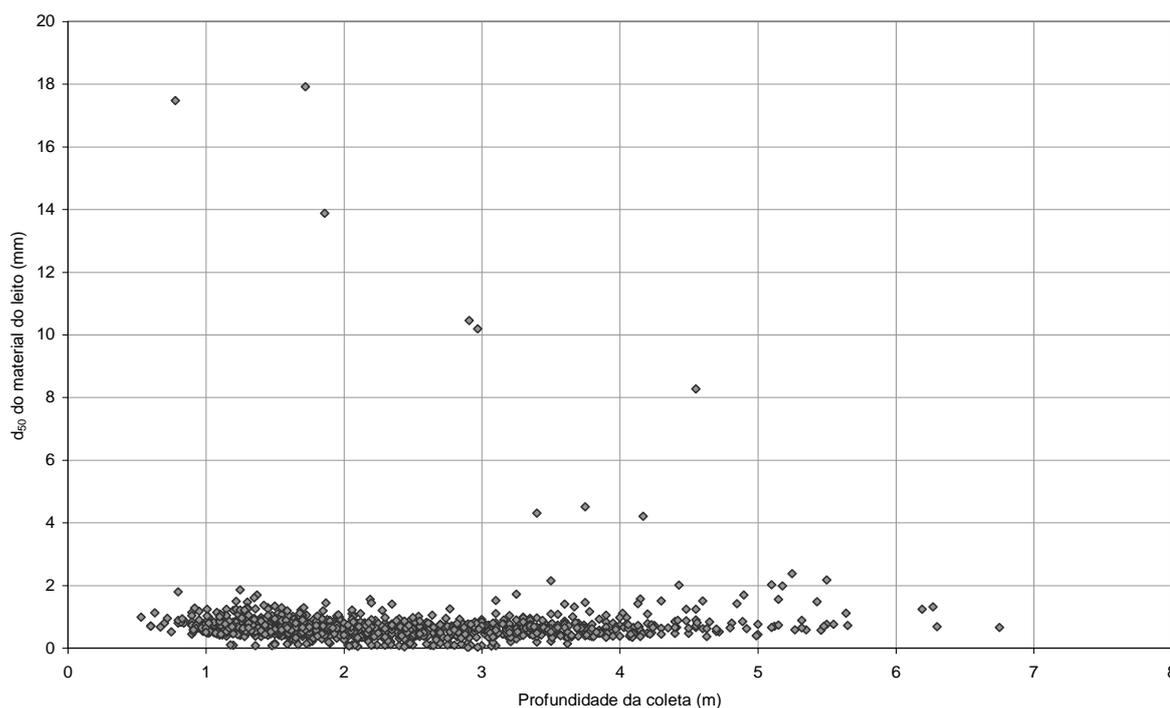


Figura 6.9 – Correlação entre d_{50} do material do leito e a profundidade de coleta em Porto Mesquita, rio Paraopeba

A conclusão destes estudos é a incapacidade de se definir a variação das faixas granulométricas de acordo com a variação da vazão para as estações estudadas nesta pesquisa, seja da carga em suspensão ou do material do leito. A modificação destas proporções sugerida por HEC (1991 e 1992) pode estar relacionada não com a variação das faixas granulométricas, mas sim da variação entre os quantitativos de descarga sólida de arraste e descarga sólida em suspensão, o que alteraria as faixas granulométricas dos sólidos totais transportados. Este tipo de análise não foi explorado nesta pesquisa.

6.3 Considerações sobre as medições para validação das simulações

Para validar as séries hidrológicas preenchidas seria necessário voltar no tempo e medir os dados falhos, ou talvez, com históricos de chuva e modelos chuva-vazão tentar recompor as séries. Para validar os dados de sedimentos totais calculados, seria necessário uma boa gama de medições de descarga de arraste, que não existem para as estações estudadas. Para validação das simulações com o HEC-6, quanto aos volumes, seriam necessárias medições de descarga total na calha do São Francisco, também não existem. Em alguns casos, topobatimetrias constantes em seções transversais de referência seriam interessantes, mas este não

é o caso desta pesquisa, uma vez que se considera uma situação hipotética, de não existência de uma barragem.

Foram feitas pequenas mudanças nos dados de entrada para testar a sensibilidade do modelo a determinadas características do escoamento e dos sedimentos. Alguns testes foram feitos alterando-se arbitrariamente a granulometria de entrada do modelo matemático. Sob este aspecto, o modelo se mostrou pouco sensível às mudanças na granulometria dos sedimentos mais finos afluentes. O sedimento do rio São Francisco se mostrou de fácil transporte pelas vazões líquidas disponíveis, o aumento da carga sólida em granulometrias mais finas era facilmente carregado pelas vazões mais altas do rio.

A granulometria do material do leito é mais sensível que a granulometria em suspensão quando das modelagens de alterações morfológicas. Sedimentos muito grossos são mais suscetíveis à deposição.

O modelo se mostrou bastante sensível ao formato das seções transversais e da largura do leito móvel. Isto já era esperado, conforme previsto em HEC (1992). Este fato cria uma atenção especial às simulações aqui realizadas, uma vez que algumas seções transversais estão pouco detalhadas.

6.4 *Análises dos resultados*

Além dos resultados apresentados neste item sob a forma de gráficos, foram realizadas diversas simulações com o modelo, considerando-se cenários hipotéticos, para que fosse possível realizar testes de sensibilidade do modelo aos dados de entrada e parâmetros calibrados. Os resultados apresentados neste capítulo foram gerados com a utilização da equação de transporte de sedimentos de Yang (1973) para areias, com o *software* HEC-6.

A comparação entre as várias simulações realizadas e a conclusão da existência ou não de influência significativa do barramento quanto à estabilidade morfológica da calha fluvial, além da análise a jusante de uma confluência são discutidas a seguir.

6.4.1 Primeira série de simulações – existência do barramento

A primeira série de simulações foi a realizada com a existência da barragem de Três Marias. As vazões utilizadas neste cenário são as observadas nas estações de monitoramento. Foram

feitos testes alterando-se a quantidade de execuções da equação de Exner em cada passo de tempo e variação das alturas erodíveis, o que pode alterar a camada de sedimentos do leito disponível para degradação, ou seja, são alterações na entrada do modelo para simular a degradação possível para o modelo.

Este teste foi realizado pois, como estava sendo simulada a situação real atual do rio, o desejado era a estabilidade da calha fluvial (pouca degradação ou agradação) no longo prazo, mesmo com a camada erodível disponível para o modelo matemático.

Resultados de relativo equilíbrio para a situação atual do rio foram obtidos com 50 vezes de execução na equação de Exner, e liberdade da altura erodível (camada de aluvião) no leito do rio. Lembra-se que este valor deve ser calibrado para cada rio. Instabilidade na formação da camada de encouraçamento pode ocorrer caso de este valor ser menor que o necessário.

A correta definição da altura da camada de aluvião em cada seção transversal é interessante para simular a calha real. Sob este aspecto as cachoeiras são as primeiras referências, onde a altura da camada de aluvião é zero, ou seja, nenhum material disponível para erosão. Porém, como esta pesquisa visa explorar o modelo e testar condições hipotéticas optou-se por ilustrar aqui vários casos em que a degradação máxima era permitida em todo o trecho. Desta forma o modelo trabalha pela declividade de equilíbrio de acordo com a geometria das seções transversais e as vazões líquida e sólida.

A Figura 6.10 apresenta o perfil longitudinal do trecho do rio entre Três Marias e São Francisco, simulada com o HEC-6 no período de 1987 a 1996. Três situações de perfil do fundo do rio foram sobrepostas: o fundo inicial, o fundo fixo não suscetível de degradação e o fundo móvel suscetível de degradações de até quase 20 metros.

Sem degradação permitida, os resultados do modelo mostram que em raros pontos ocorreria agradação; de fato, ocorre principalmente após a confluência do rio Paracatu (quilômetros 70 a 90 da Figura 6.10), após a confluência com o rio das Velhas (km 180 a 190) e após a confluência com o rio Urucuia (km 30 a 35). Interessante observar este padrão. O modelo indica que o rio São Francisco, após receber os afluentes de grande porte recebe mais sedimentos que a capacidade final de transportes e os deposita pouco a jusante.

Ao se liberar todo o trecho para degradação, inclusive as cachoeiras e locais sabidamente estáveis, onde estão locados pedrais indicados nas cartas de navegação da AHSFRA, ocorre movimentação generalizada do fundo do rio. Isto já era esperado, pois o *software* está apenas buscando a declividade de equilíbrio para as vazões líquida e sólida disponíveis, sem a interferência de controles geológicos. Os volumes sedimentados são provenientes das seções transversais degradadas. As tendências de assoreamento após as confluências com rio das Velhas são acentuadas e após o rio Paracatu, mantidas.

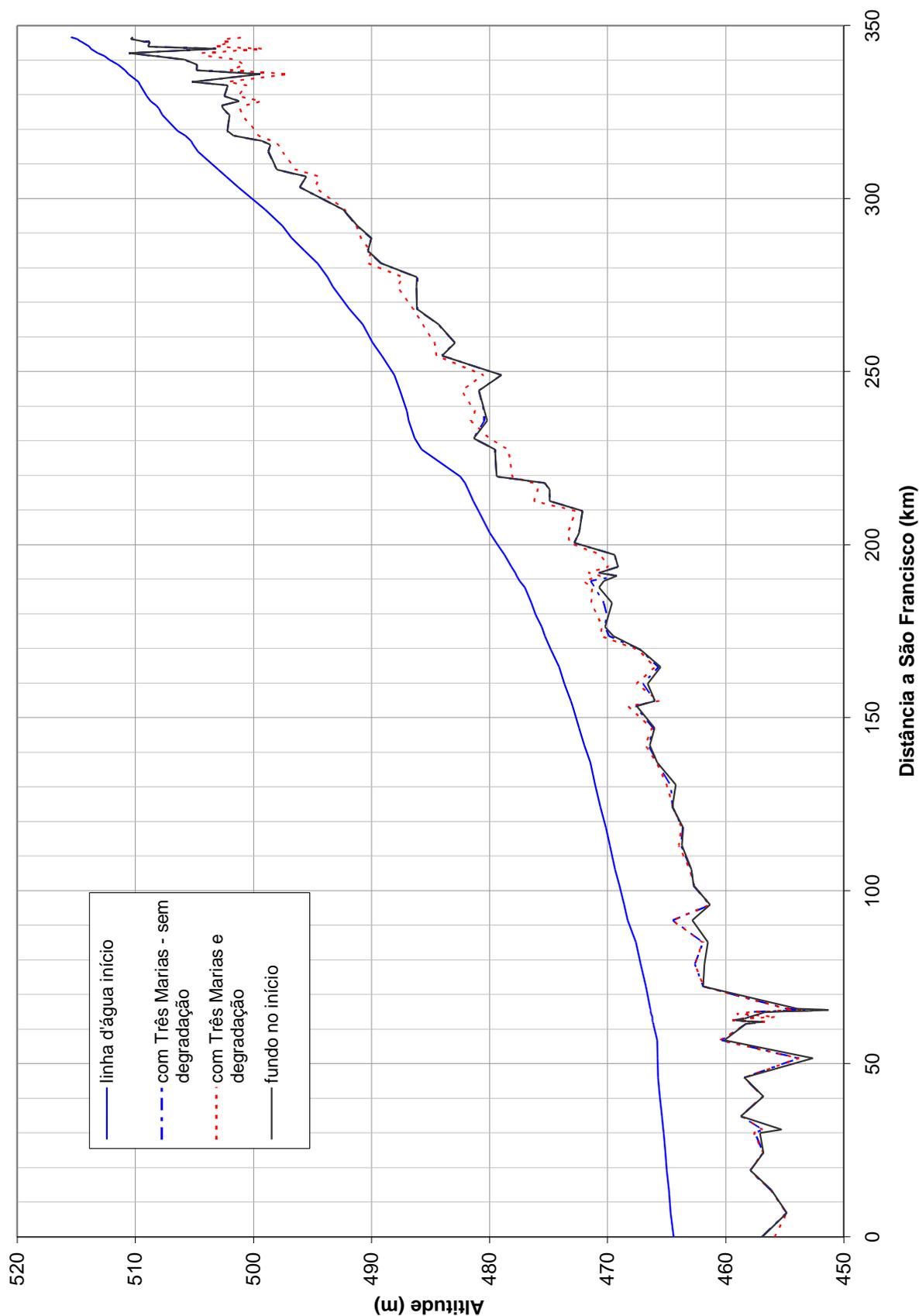


Figura 6.10 – Perfil longitudinal do fundo do rio São Francisco entre Três Marias e São Francisco, simulado com o HEC-6 no período 1987-1996, considerando duas hipóteses: fundo fixo em toda a extensão e fundo móvel em toda a extensão

6.4.2 Segunda série de simulações – não existência do barramento

Após análises com a existência do barramento o modelo foi rodado várias vezes para a condição de não existência do barramento, considerando-se hipóteses de alturas diferentes para degradação e anos mais secos ou mais úmidos.

A Figura 6.11 apresenta o perfil longitudinal com o resultado as simulações realizadas considerando-se as hipóteses de leito passível de degradação em todo o trecho e leito não degradável em todo o trecho. O histórico de vazões utilizado é do período 1987 a 1996.

Os resultados indicam uma interessante estabilidade a jusante do barramento de Três Marias, mostrando que o perfil atual talvez seja o perfil de equilíbrio do trecho, embora existam algumas cachoeiras funcionando como controle geológico.

Interessante também a simulação no trecho próximo a São Romão (entre 60 e 70 km no gráfico) descrevendo perfeitamente o fundo mais baixo no local. Este resultado também foi obtido nas simulações com a existência da barragem. Trata-se de fato interessante para observar a robustez dos resultados das simulações com o *software* HEC-6 nas análises de longo prazo. O local funciona como controle geológico, o rio descreve uma curva muito acentuada logo a montante de São Romão, com forte afunilamento do leito fluvial, profundidades muito grandes e uma ilha logo a jusante das altas profundidades.

A tendência ao forte assoreamento a jusante dos afluentes também se manteve.

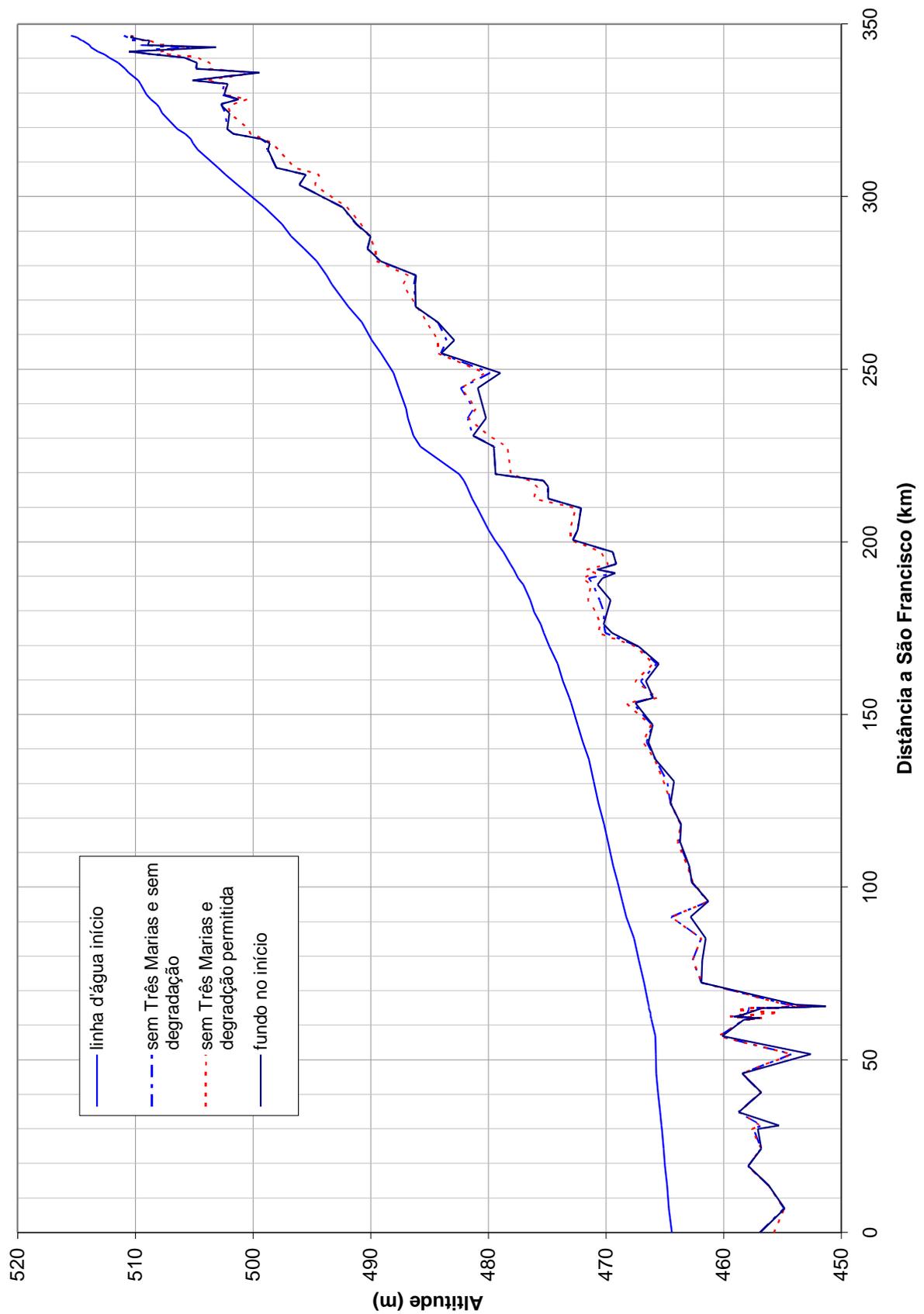


Figura 6.11 – Perfil longitudinal do fundo do rio São Francisco entre Três Marias e São Francisco, simulado com o HEC-6 no período 1987-1996, considerando-se a não existência de Três Marias

6.4.3 Terceira série de simulações – não existência de afluente de grande porte

Após análises anteriores foi constatada agradação no leito do rio a jusante dos afluentes de grande porte, especialmente após a confluência com o rio Paracatu. O volume da vazão sólida calculada também pode gerar este tipo de assoreamento. A partir deste fato foram feitas simulações diminuindo-se os volumes sólidos. O resultado esperado foi obtido. Quanto menos vazão sólida no rio Paracatu, menos deposição ocorrerá na calha do São Francisco logo a jusante da confluência. O teste limite foi o de desconsiderar as afluições do rio Paracatu.

Ressalta-se que este foi um cenário meramente hipotético, apenas para teste de sensibilidade, não guardando qualquer relação com aspectos físicos reais possíveis de ocorrer em uma bacia hidrográfica.

Para tal foi retirada a entrada local do rio Paracatu e diminuídas em igual valor as vazões de entrada no HEC-6, que é feita na estação fluviométrica de São Francisco. As simulações foram feitas para as vazões do período de 1987 a 1996, considerando-se as séries líquida e sólida do cenário de existência de Três Marias, situação real, e considerando-se a altura máxima de degradação. O resultado é apresentado na forma de perfil longitudinal na Figura 6.12.

As simulações com o *software* demonstraram que a retirada do rio Paracatu implica em redução do assoreamento a jusante da confluência a quase zero. Outra resposta interessante do modelo é a de que também não ocorre degradação do alto fundo da seção transversal logo a jusante do rio Paracatu. Apenas uma pequena deposição foi observada próxima ao quilômetro 80 a montante de São Francisco. Todas as demais tendências se mantiveram.

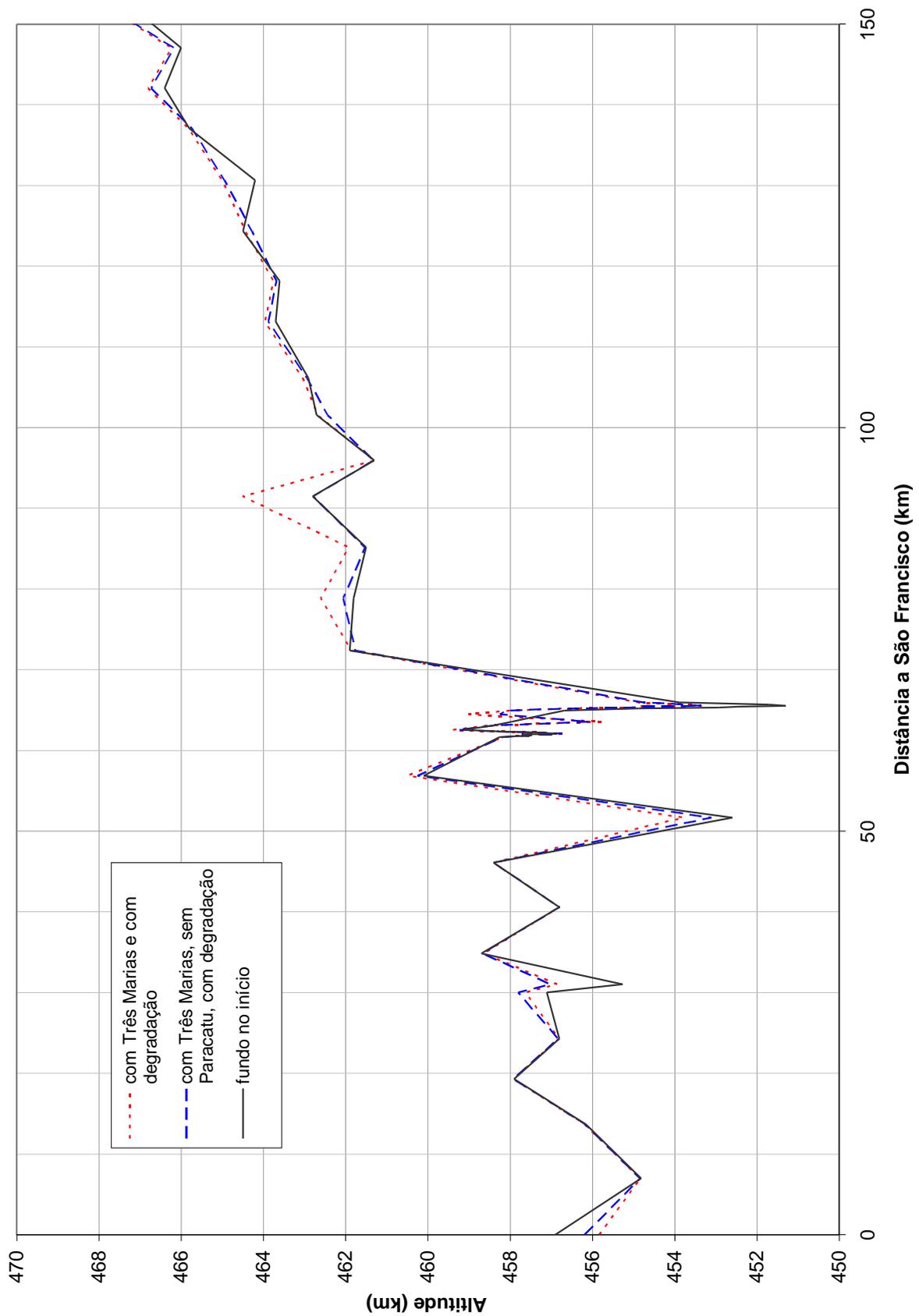


Figura 6.12 – Perfil longitudinal do fundo do rio São Francisco, simulado com o HEC-6 no período 1987-1996, considerando-se a não existência do rio Paracatu

6.4.4 Análises comparadas

O objetivo principal desta pesquisa foi a análise das alterações morfológicas em um rio regularizado, considerando-se a existência e não existência de uma barragem com capacidade de regularização de vazões. Segundo a metodologia adotada e os dados disponíveis, esta análise pode ser resumida na Figura 6.13, a qual talvez seja a figura central deste texto. Trata-se da comparação entre o fundo do rio simulado com e sem a existência da barragem de Três Marias, considerando-se todo o trecho com a degradação máxima permitida. E neste caso tem-se a resposta do *software* HEC-6 para a influência provocada por Três Marias, embora a metodologia aqui desenvolvida para a reconstituição das vazões sólidas naturais em Três Marias tenha forte influência sobre os resultados obtidos.

A influência de Três Marias está basicamente a montante do trecho. Nos primeiros 40 km de rio logo a jusante da barragem (aproximadamente, quilômetros 310 a 350 do gráfico) o *software* HEC-6 indica como de possível degradação, sendo que a degradação observada entre os quilômetros 255 e 300, aproximadamente, é apenas consequência do deslocamento da carga do leito degradada a montante. Este seria o principal impacto da barragem na morfologia do rio, caso o trecho não fosse majoritariamente rochoso. Existem duas cachoeiras nestes quilômetros logo a jusante da barragem, e algumas corredeiras e cascalheiras.

A Figura 6.14 mostra uma aproximação do gráfico no local da degradação. As cachoeiras e corredeiras citadas estão localizadas nos quilômetros 308, 319, 334 e 342 do gráfico. A degradação observada é a simulação do HEC-6 para a declividade de equilíbrio. E a diferença entre as linhas pontilhadas, os perfis após as simulações, é basicamente o efeito de Três Marias sobre a morfologia fluvial. Obviamente, o material degradado tem que se depositar em outro lugar e, segundo as simulações, isto ocorre de cinquenta a cem quilômetros para jusante.

Para o caso da influência de Três Marias, vale lembrar que o poder de laminar os picos de cheia é limitado nos períodos estudados. O gráfico da Figura 6.15 mostra a diferença entre as vazões praticadas e a série de vazões naturais reconstituída pelo ONS. O fato de o transporte sólido se realizar majoritariamente quando as vazões são maiores, aliada a este pequeno poder laminador das cheias, também é um indício da não interferência significativa de Três Marias sobre a morfologia do rio no trecho estudado. O maior impacto de Três Marias sobre o transporte de sedimentos é a retenção deles em seu reservatório, e isto pode ter influência até

mesmo sobre a degradação da foz do rio, devido à diminuição do aporte de sedimentos ao mar.

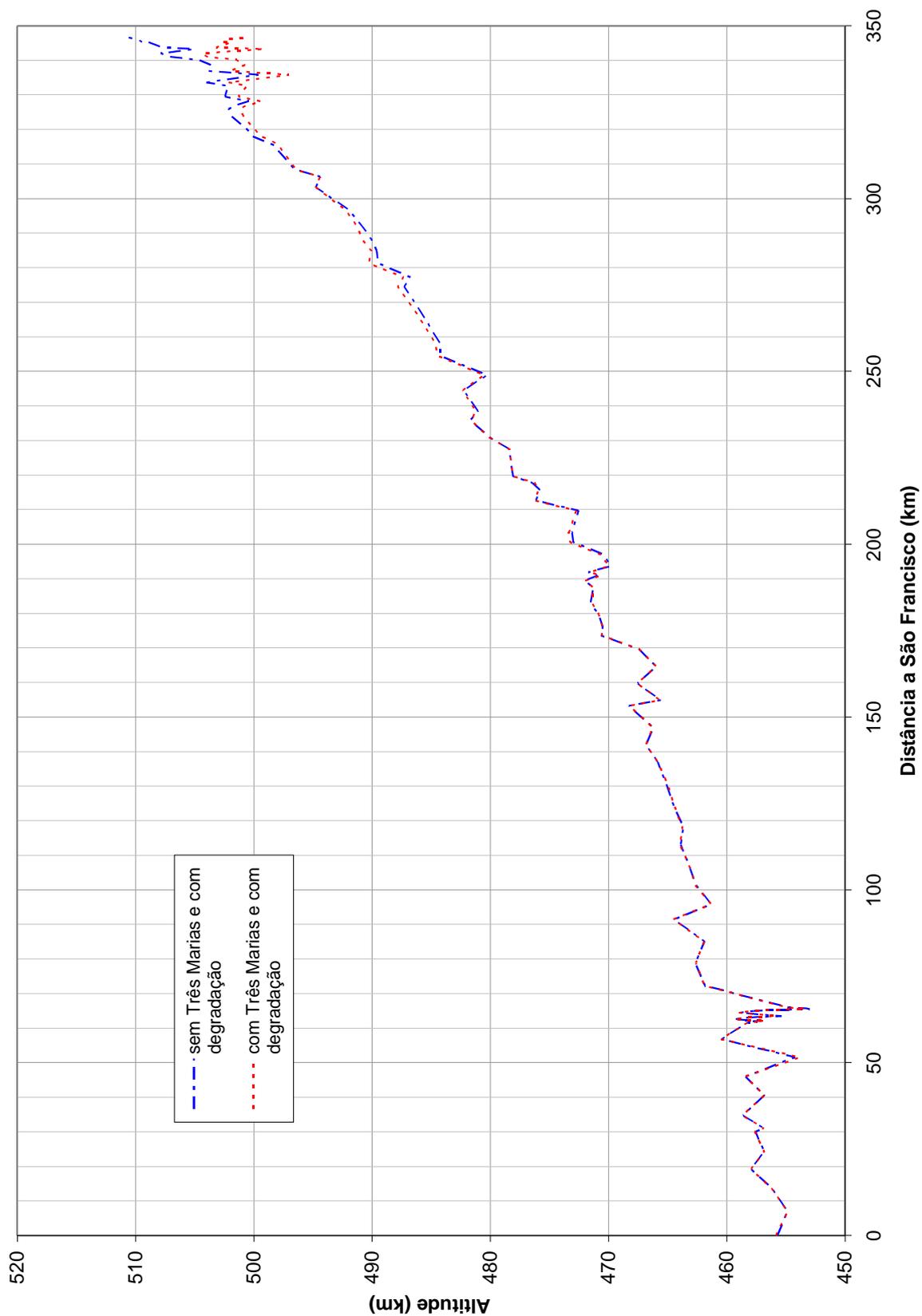


Figura 6.13 – Perfil longitudinal do fundo do rio São Francisco entre Três Marias e São Francisco, simulado com o HEC-6 no período 1987-1996, considerando-se a existência e a não existência da barragem de Três Marias

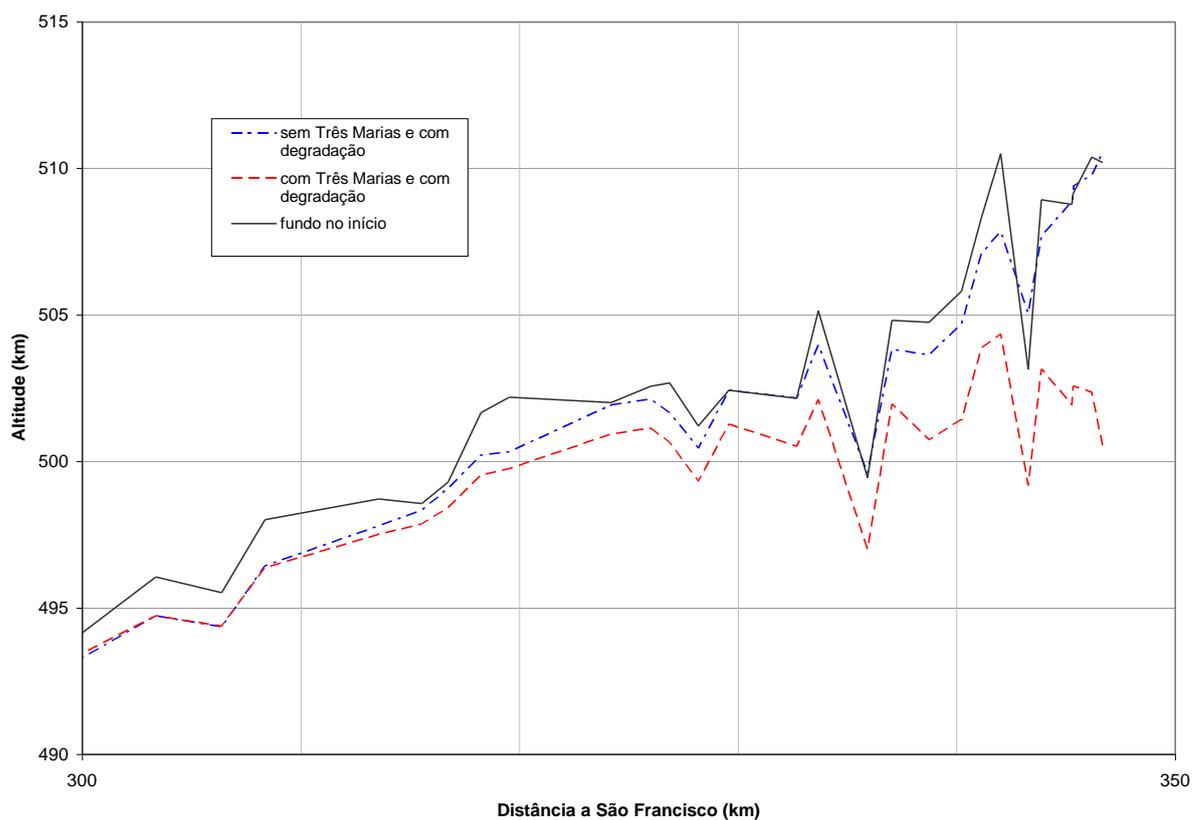


Figura 6.14 – Perfil longitudinal simulado com HEC-6 de trecho logo a jusante da barragem de Três Marias, considerando a existência e não existência da barragem e degradação permitida

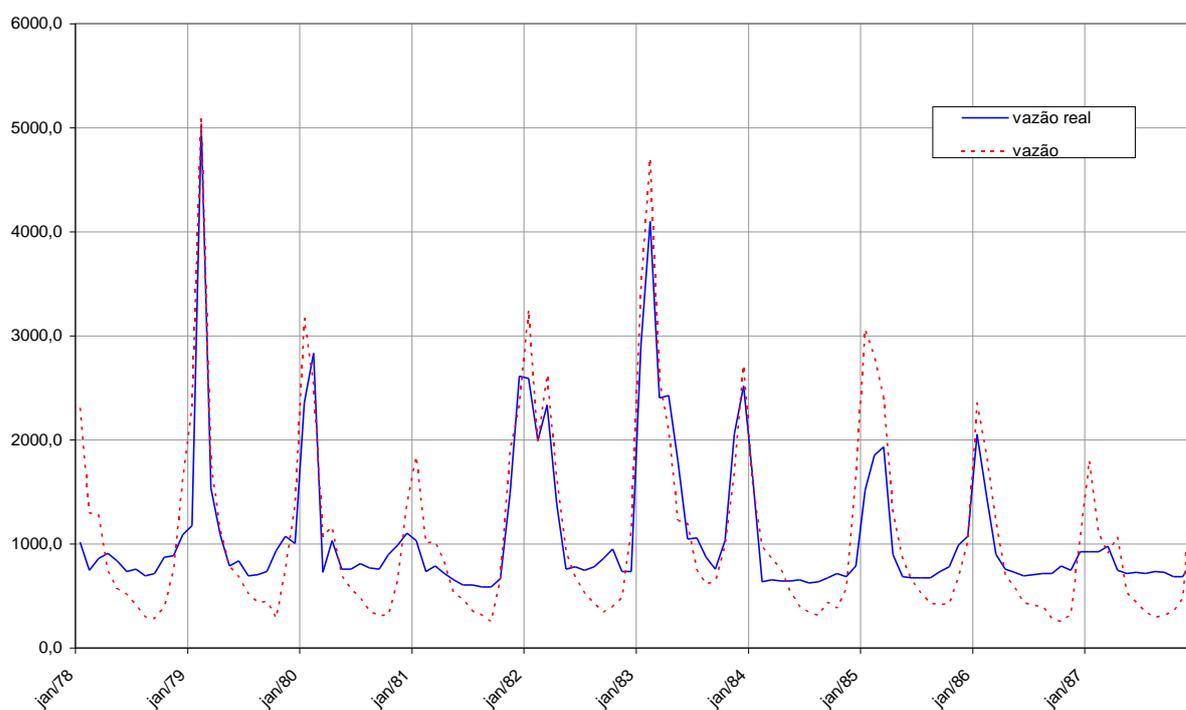


Figura 6.15 – Fluviograma em Três Marias, comparando as vazões defluentes praticadas (fonte: CEMIG) e as vazões naturais reconstituídas (ONS, 2001)

Um problema típico enfrentado pela navegação interior, de deslocamento de bancos de areia, pode até estar relacionado com a modificação brusca da carga hidráulica através da operação de ponta e base do sistema energético por parte da UHE Três Marias, gerando descargas entre 350 e 950 m³/s. Mas as simulações realizadas indicam que isto não afetaria os volumes transportados em longo prazo.

A variação da carga hidráulica também foi testada ao se utilizar dois períodos diferenciados do histórico, correspondendo aos dez anos consecutivos com menor vazão média (1987 a 1996) e os dez anos consecutivos com maior vazão média (1977 a 1986), na cidade de São Francisco. Modificações nos quantitativos ocorrem, tais como maior degradação a jusante de Três Marias e maior agradação em vários pontos, porém, nos mesmos locais. Não foram feitos testes considerando-se cenários de curto prazo. Para detectar influências de Três Marias sobre os bancos de areia não poderiam ser utilizadas vazões médias mensais e nem médias diárias, teriam que ser simulado um evento com dados horários.

Não obstante, no trecho estudado, a influência de Três Marias seria mais qualitativa, de mobilidade de bancos de areia e modificação de ilhas e margens, conforme observações de campo realizadas por este autor quando trabalhava com navegação interior no rio São Francisco. Neste caso, um estudo interessante que pode ser feito é a combinação de variações bruscas nas descargas de Três Marias, tal como a operação de pico e base do setor energético e um acompanhamento batimétrico bi-diário em algumas seções transversais de controle, em locais fixos e previamente determinados. Um esforço coordenado entre AHSFRA e CEMIG pode proporcionar tais estudos.

Outra questão a ser discutida é a dos locais de assoreamento observados nas duas situações, com e sem a barragem. Dúvidas sobre o motivo dos fortes assoreamentos provocados após as confluências com os afluentes de grande porte e principalmente com o rio Paracatu poderiam ser colocadas como empecilho à utilização do HEC-6 neste tipo de simulações, uma vez que as seções transversais foram levantadas em campo e condizem com a realidade física, ou pelo menos espera-se isso dos dados de campo. Ou seja, a condição de equilíbrio do rio é o perfil antes das simulações. O que ocorre após as simulações é uma condição hipotética não observada na prática, conforme análise das cartas batimétricas de navegação da AHSFRA.

Em contrapartida lembra-se que o HEC-6 é incapaz de simular deposição localizada em um único ponto da seção transversal, especialmente se considerada a planície de inundação. Isso

quer dizer que o trecho pode ser realmente local de assoreamento, porém isto ocorre junto às ilhas, junto às margens ou mesmo na planície de inundação. E é exatamente esse tipo de assoreamento que foi detectado no estudo de Junqueira (2002), para o trecho entre a foz do rio Jequitaiá e a cidade de Itacarambi (cerca de 135 km a jusante de São Francisco). E mais, em seu estudo, Junqueira cita três locais onde ocorre o pico de modificação morfológica: próximo à foz do rio Paracatu, na altura de Januária (cerca de 80 km a jusante de São Francisco) e próximo a Itacarambi.

Por conseguinte, aliar as análises realizadas com o HEC-6 a estudos geomorfológicos qualitativos é extremamente importante. Pode ajudar na árdua tarefa de desvendar a morfologia do rio, qualitativa e quantitativamente.

7 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Embora no estudo de sedimentos utilize-se a teoria e as observações de campo e laboratório, enfrenta-se com frequência um empecilho: os experimentos significativos de uma realidade dificilmente são universalmente aplicados. As formulações normalmente decorrem de simplificações e os dados de campo e laboratório são específicos de uma realidade, de um tipo de rio ou de condições geomorfológicas e climáticas peculiares. Desta forma, a validação de uma simulação com um rio só pode ser corroborada com monitoramento posterior naquele mesmo rio. Não há certeza se a metodologia elaborada e as previsões realizadas podem ser aplicadas para rios diferentes sem que sejam feitas adaptações.

Embora as simulações tenham sido executadas considerando-se diversas simplificações, pode-se inferir que o HEC-6 é útil para a realização de diagnósticos das alterações morfológicas causadas na calha fluvial devido a intervenções humanas através de obras civis. A limitação de simulação em apenas uma dimensão provoca a modificação da declividade do rio, no caso de qualquer instabilidade morfológica. Para se manter o balanço de sedimentos, somente é possível a alteração na profundidade em cada seção e na declividade do trecho simulado.

Portanto, o HEC-6 não pode simular perfeitamente as modificações morfológicas como as ocorridas no rio São Francisco, tal como o aumento de bancos de areia, de ilhas ou a deposição de sedimentos nas margens. Os resultados das simulações devem ser avaliados criteriosamente, pois apontam tendências de modificação e não propriamente os quantitativos corretos e não necessariamente a tendência correta de modificação da declividade do rio. É de extrema importância o conhecimento da calha fluvial a ser simulada, da hidráulica do escoamento, das propriedades dos sedimentos e da geomorfologia fluvial do trecho simulado.

Convém lembrar a significativa diferença existente entre a interferência nos balanços de sedimento de longo prazo e as alterações morfológicas na calha do rio no curto prazo. Deslocamentos de banco de areia ou modificação da forma da rugosidade do leito, por exemplo, são eventos de curto prazo. Podem ocorrer pela variação brusca na carga hidráulica. Tendência de assoreamento constante em determinado local representa uma alteração de longo prazo, a busca do escoamento pelo equilíbrio entre as vazões líquida e sólida.

Conforme as pesquisas realizadas, tendo seguido a metodologia descrita e respeitando as limitações da modelagem matemática aqui executada, conclui-se o exposto a seguir.

1) O modelo HEC-6 apresentou resultados satisfatórios como exploração de tendências de modificação morfológica no rio São Francisco. A modelagem pode ser utilizada para a realização de diagnósticos de longo prazo e em trechos longos, porém a análise dos resultados deve ser feita criteriosamente, respeitando as tendências geomorfológicas do rio e observando que a correção de volumes de sedimento agradado ou degradado depende muito dos dados de entrada do modelo e de bom levantamento de seções topo-batimetrias.

2) Como tema central da pesquisa, a análise do equilíbrio morfológico em um rio regularizado, considerando-se a existência e não existência de uma barragem, pode-se dizer que Três Marias não influencia significativamente nos balanços de massa e volume de longo prazo para o transporte de sedimentos no rio São Francisco, no trecho entre Pirapora e São Francisco. A influência detectada seria de até cerca de 35 km a jusante da barragem, onde o modelo indicou que haveria forte degradação caso o fundo tivesse alta camada de aluvião, onde seria possível a degradação. Porém, este trecho é possui muitos locais com fundo mais rochoso, e este pode ser o motivo da não ocorrência da degradação prevista após a implantação e operação da barragem. As variações observadas nos volumes de sedimentos são mais sensíveis às vazões dominantes, às variações entre anos secos e chuvosos, que propriamente à existência do barramento.

3) O modelo se mostrou consistente quanto aos resultados. As diversas tendências de agradação e degradação foram mantidas em todos os cenários simulados, independente dos anos de dados utilizados do histórico disponível, e da magnitude das vazões. Este fato foi observado inclusive na simulação de defluência constante em Três Marias. Os volumes se alteram, mas as tendências gerais são as mesmas. Os locais indicados como de assoreamento ou degradação não mudam muito entre as simulações. Fato que aumenta a responsabilidade sobre a correção dos dados de entrada para se obter os quantitativos buscados nas previsões de impactos, principalmente seções transversais, granulometria dos sedimentos do leito e vazão sólida afluente.

4) O *software* HEC-6 mostrou-se estável para simular as condições do rio São Francisco, sem instabilidades numéricas na execução dos cálculos matemáticos e nas execuções seguidas da equação de Exner, que pode levar ao encouraçamento do leito. Convém lembrar que o trecho simulado do rio São Francisco é de pequena declividade, à exceção de algumas cachoeiras entre Três Marias e Pirapora, e o escoamento é subcrítico.

5) Como o modelo HEC-6 realiza simulações em uma dimensão, no sentido longitudinal ao fluxo do rio, ele é incapaz de simular as alterações morfológicas vistas nas duas dimensões dos mapas. Assim, as alturas agradadas ou degradadas em determinadas seções podem não corresponder à realidade quanto à sua magnitude. Atenção especial deve ser dada aos resultados para conseguir identificar estas características no rio estudado.

6) Os resultados das simulações podem se tornar melhores por meio de um maior detalhamento das seções transversais. No caso específico deste trabalho, dois problemas foram enfrentados: (i) algumas seções eram simplificadas e baseadas em poucos dados batimétricos, além da planície de inundação ter sido retirada de cartas topográficas com escala pequena; e (ii) o trecho simulado do rio São Francisco pode ter alguns problemas quanto a referências altimétricas. Problemas quanto a este aspecto foram enfrentados por este autor nos anos em que trabalhava com navegação interior neste trecho de rio.

7) As simulações com o modelo mostram que pode ocorrer agradação ou degradação em trechos específicos do estirão de rio simulado. Por outro lado, sabe-se que o perfil longitudinal do rio São Francisco não tem se alterado significativamente ao longo dos anos, conforme observações da calha fluvial nas seções transversais de estações fluviométricas da ANA. Ou seja, a ocorrência da sedimentação ocorre de forma que um modelo 1D talvez não seja o mais adequado para representar o fenômeno, ela pode ocorrer nas margens, nas ilhas e nas planícies de inundação e não concentrada nas partes fundas do leito conforme é possível simular no *software* HEC-6.

8) Uma vez que para diagnosticar alterações morfológicas em longos trechos de rio torna-se extremamente difícil a utilização de modelos em duas ou três dimensões, utilizar uma ferramenta como o HEC-6, operando em uma dimensão, associado a prospecções de campo e trabalho com imagens de satélite ou mapas planimétricos pode apresentar bons resultados. Uma comparação entre os resultados do HEC-6, que calcula modificações na dimensão y (profundidade) de uma seção transversal, com o estudo de Junqueira (2002), focado na dimensão x (largura + ilhas e bancos de areia) de uma seção transversal, pode ser útil para realizar conclusões acerca do equilíbrio morfológico de um rio. O estudo de Junqueira é qualitativo e o HEC-6 proporciona dados quantitativos de volumes de sedimento transportados, degradados ou agradados.

9) A disseminação da modelagem matemática unidimensional para os rios brasileiros de modo a prever modificações a jusante de reservatórios, antes de realizar sua construção pode ser útil para antever problemas em determinados trechos de rio. Nos casos de alterações a montante, tal como o assoreamento da cabeceira de reservatórios, Pinheiro et al. (1997) mostram efeitos nocivos à passagem de cheias em aglomerados urbanos situados nestes locais e a modelagem matemática unidimensional como uma ferramenta passível de aplicação na previsão de tais impactos.

10) A tarefa de utilização de um modelo matemático que necessita de grande quantidade de dados de entrada em um país como o Brasil, que não realiza coleta de todos os dados necessários para simulações mais complexas, pode ser desafiadora. A sensibilidade aos dados de entrada é grande nos quantitativos, porém, qualitativamente ela torna-se menos influente. Conforme salientado por Morris e Fan (1998), a modelagem matemática pode gerar o discernimento de um provável funcionamento dos processos físicos, sendo que as análises de sensibilidade permitem focar sobre os levantamentos de campo mais relevantes a serem executados. Pode ser útil para delinear hipóteses para estudos futuros.

11) Associar o trabalho de engenheiros que trabalham com hidráulica fluvial a geólogos que trabalham com geomorfologia fluvial pode ser interessante para o ganho de conhecimento na área, conforme sugestão de Lane (1955). Em muitos momentos desta pesquisa, a consulta às bibliografias sobre geomorfologia e morfologia fluvial foi necessária para a interpretação dos resultados das modelagens matemáticas.

REFERÊNCIAS

ACKERS, Peter. e WHITE, Willian Rodney. Sediment transport: New approach analysis. *Journal of Hydraulics Division*, Vol. 99, No. 11, p. 2041-2060, nov. 1973.

ALONSO, C.V. Selecting a formula to estimate sediment transport capacity in nonvegetated channels, in CREAMS (A field scale model for chemicals, runoff, and erosion from agricultural management system), W.G. Knisel, U.S. Department of Agrilcuture, Conservation Research Report, no.26, cap. 5, p. 426-439. *apud* ASCE Task Committee on Relations Between Morphology of Small Streams and Sediment Yield of the Committee on Sedimentation of the Hydraulics Division. Relationships between morphology of small streams and sediment yields. *Journal of Hydraulics Division*, Vol. 108, No. 11, p. 1328-1365, nov. 1982.

ANA – Agência Nacional de Águas. *HidroWeb – Sistema de Informações Hidrológicas*. Disponível em <<http://hidroweb.ana.gov.br/hidroweb/>>. Acesso em: 25 ago. 2004.

AHSFRA – Administração da Hidrovia do São Francisco. *Relatório dos ensaios realizados nas amostras coletadas nos bancos de areia no leito do rio São Francisco próximo a Ibotirama/BA (PK 1263), Meleiro/BA (PK 1210) e Goiabeira/BA (PK 1063)*, por Trisa Engenharia Ltda. Belo Horizonte, out. 2002.

ARCEMENT, G.J.J. e SCHNEIDER, V.R. Guide for selecting Manning's roughness coefficients for natural channels and flood plains, USGS Water Supply Paper 2339. Washington-DC. 1989. 67 p.

ARIATHURAI, R. e FRONE, R.B. Finite element model for cohesive sediment transport. *Journal of Hydraulics Division*. Vol. 102, No. 3, p. 323-338, mar. 1976.

ASCE Task Committee for Preparation of Sediment Manual, Committee on Sedimentation of Hydraulics Division. Sediment transportation mechanics: H. Sediment discharge formulas. *Journal of Hydraulics Division*, Vol. 97, No. 4, p. 523-567, abr. 1971.

ASCE Task Committee on Preparation of Sedimentation Manual Committee on Sedimentation of the Hydraulics Division. Sediment measurement techniques: A. Fluvial sediment. *Journal of Hydraulics Division*, Vol. 95, No. 5, p. 1477-1514, set. 1969a.

ASCE Task Committee on Preparation of Sedimentation Manual Committee on Sedimentation of the Hydraulics Division. Sediment measurement techniques: F. Laboratory procedures. *Journal of Hydraulics Division*, Vol. 95, No. 5, p. 1515-1545, set. 1969b.

ASCE Task Committee on Relations Between Morphology of Small Streams and Sediment Yield of the Committee on Sedimentation of the Hydraulics Division. Relationships between morphology of small streams and sediment yields. *Journal of Hydraulics Division*, Vol. 108, No. 11, p. 1328-1365, nov. 1982.

BRANDT Meio Ambiente. Hidrovia do São Francisco: Obras de Melhoria da Navegação - Caracterização Granulométrica do Material do Leito do Rio. Belo Horizonte: Brandt Meio Ambiente, Companhia das Docas do Estado da Bahia, 2002. 41 p. Relatório.

CARVALHO, Newton de Oliveira. *Hidrossedimentologia Prática*. Rio de Janeiro: CPRM. 1994. 372 p.

CARVALHO, Newton de Oliveira. et al. *Guia de práticas sedimentométricas*. Brasília: Agência Nacional de Energia Elétrica. 2000a. 154 p.

CARVALHO, Newton de Oliveira et al. *Guia de avaliação de assoreamento de reservatórios*. Brasília: Agência Nacional de Energia Elétrica, Superintendência de Estudos e Informações Hidrológicas. 2000b. 140 p.

CASTILHO, Alice Silva de. *Avaliação da Aplicabilidade do Método Simplificado de Colby na Estimativa da Descarga Sólida Total em Cursos D'água. Estudo de Caso: Sub-Bacia 40 – Região do Alto São Francisco*. 1998. 2 vol. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

CEMIG – Companhia Energética de Minas Gerais. *Bacia do alto rio São Francisco – Regionalização de vazões naturais médias diárias máximas – Resultados finais*, por Superintendência de Projetos de Geração, Departamento de Estudos Especializados de Engenharia Civil, Divisão de Hidrologia, CEMIG. Belo Horizonte, set. 1985.

CHANG, Howard H. *Fluvial Processes in River Engineering*. Malabar, Florida: Krieger Publishing Company. 1988. 432 p.

CHRISTOFOLETTI, Antônio. *Geomorfologia*. 2 ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1980. 188 p.

CHRISTOFOLETTI, Antônio. *Geomorfologia Fluvial: Volume 1 – O canal fluvial*. São Paulo: Edgard Blücher, 1981. 313 p.

CHOW, Ven Te. *Open Channel Hydraulics*. New York: McGraw-Hill Book Company. 1959. 680 p.

CODEBA – Companhia das Docas do Estado da Bahia. *Hidrovia do São Francisco – Obras de melhoria da navegação – Caracterização granulométrica do material do leito do rio*, por Brandt Meio Ambiente. Belo Horizonte, out. 2002.

DOYLE, Martin W.; STANLEY, Emily H.; HARBOR, Jon M. Channel adjustments following two dam removals in Wisconsin. *Water Resources Research*, Vol. 39, No. 1, p. ESG 2-1 a ESG 2-15, jan. 2003.

ELETOBRÁS. *Diagnóstico das condições sedimentológicas dos principais rios brasileiros*. Rio de Janeiro: Eletrobrás. 1992. 99 p.

FONTES, Luiz Carlos da Silveira (Coord.). Projeto de Gerenciamento Integrado das Atividades Desenvolvidas em Terra na Bacia do São Francisco: Subprojeto 2.4 – Estudo do Processo Erosivo das Margens do Baixo São Francisco e seus Efeitos na Dinâmica de Sedimentação do Rio. Aracaju: ANA, GEF, PNUMA, OEA. 2003. 79 p. Resumo Executivo do Relatório Final.

FILIZOLA, Naziano; COUTINHO, Paulo; CARVALHO, Newton de oliveira; LIMA, Jorge Enoch Furquim Werneck; SCILEWSKI, Leandro e RÊGO, Augusto. *Informações hidro sedimentométricas no Brasil* in IV Encontro de Engenharia de Sedimentos. Santa Maria, nov. e dez. 2000. 20p.

GOVERNO DO ESTADO DE MINAS GERAIS. *Plano diretor de recursos hídricos das bacias de afluentes do rio São Francisco em Minas Gerais*, Estudos e inventário de recursos hídricos, Volume 1 – Diagnóstico, Tomo VIIb – Estudos hidrológicos básicos, Fluviometria. SEAPA/MG, Ruralminas, SEMAD/MG, IGAM. Belo Horizonte, nov. 2002. 782 p.

GRIMSHAW, D. L. e LEWIN, J. Reservoir effects on sediment yield. *Journal of Hydrology*, Vol. 47, No. 1-2, p. 163-171, mai. 1980.

HEC – US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center. *HEC-6, Scour and deposition in Rivers and Reservoirs, User's Manual*. Davis, CA. 1991.

HEC – US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center. *Guidelines for the Calibration and Application of Computer Program HEC-6*, Training Document No. 13, Davis, CA, 1992. 35 p.

JUNQUEIRA, Rui Alcides de Carvalho (Coord.). Projeto de Gerenciamento Integrado das Atividades Desenvolvidas em Terra na Bacia do São Francisco: Subprojeto 2.2.C – Análise Multitemporal da Dinâmica de Alteração da Conformação do Leito do Rio São Francisco – Trecho Médio. Brasília: ANA, GEF, PNUMA, OEA. 2002. 74 p. Relatório Final.

LANE, E. W. The importance of Geomorphology in Hydraulic Engineering, *American Society of Civil Engineers, Proceedings*, Vol. 81, Paper 795, p. 1-17, 1955.

LEOPOLD, Luna B.; WOLMAN, M. Gordon; MILLER, John P. *Fluvial Processes in Geomorphology*. New York: Dover Publications. 1964. 522 p.

LIMA, Jorge Enoch Furquim Werneck; SANTOS, Paulo Marcos Coutinho dos; CHAVES, Adriana Goretti de Miranda; SCILEWSKI, Leandro Rocha. *Diagnóstico do fluxo de sedimentos em suspensão na bacia do rio São Francisco*. Brasília: Embrapa Cerrados, ANEEL, ANA. 2001. 108 p.

LAURSEN, Emmett M. The total sediment load of streams. *Journal of Hydraulics Division*, Vol. 84, No. 1, p. 1530-1 a 1530-36, fev. 1958.

MACKIN, J. Hoover. Concept of the graded river. *Bulletin of the Geological Society of America*. Vol. 59, p. 463-512, mai. 1948.

MORRIS, Gregory L.; FAN, Jiahua. *Reservoir sedimentation handbook: design and management of dams, reservoirs, and watersheds for sustainable use*. New York: McGraw-Hill Companies. 1998.

OEA/PLANVASF – *Plano diretor para o desenvolvimento do vale do São Francisco. Diagnóstico sedimentológico da bacia do São Francisco*. Relatório técnico RTP-86/23, por Newton de Oliveira Carvalho. Brasília, 1986. *apud* CARVALHO, Newton de Oliveira. *Hidrossedimentologia Prática*. Rio de Janeiro: CPRM. 1994. 372 p.

ONS – Operador Nacional do Sistema Elétrico. Vazões médias mensais nos aproveitamentos hidrelétricos – Período 1931 a 1998. Rio de Janeiro: Operador Nacional do Sistema Elétrico, Diretoria de Planejamento e Programação da Operação, 2001. 321 p. Relatório.

PARTHENAIDES, E. Erosion and deposition of cohesive soils. *Journal of Hydraulics Division*, Vol. 91, No. 1, p. 105-139, jan. 1965.

PINHEIRO, Mário Cicareli. *Modelação Matemática do Escoamento e Caracterização Geométrica da Morfologia Fluvial: Subsídios para a Navegação e a Operação de Reservatórios*. 2000. 212 f. Tese (Doutorado em Ciências) – Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

PINHEIRO, M.C.; SILVA, R.C. Vieira da; SILVA, D. L. *Modelação matemática de assoreamento em cabeceiras de reservatórios*. Anais XII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Vitória: ABRH. 1997.

SCHUMM, Stanley A. River metamorphosis. *Journal of Hydraulics Division*, Vol. 95, No. 1, p. 255-273, jan. 1969.

SMITH, Lawson M. e WINKLEY, Brien R. The response of the Lower Mississippi River to river engineering. *Engineering Geology*, Vol. 45, No. 1-4, p. 433-455, dez. 1996.

SOUZA, Sérgio Menin Teixeira de (Coord.). *Deflúvios superficiais no estado de Minas Gerais*. Belo Horizonte: Hidrosistemas. 1993. 264p.

UNESCO – United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization. *Regulated River Basins: A Review of Hydrological Aspects for Operational Management*, Technical Documents in Hydrology, International Hydrological Programme. Paris: Unesco, 1984. 122 p.

UNESCO – United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization. *Recent developments in erosion and sediment yield studies*, Technical Documents in Hydrology, International Hydrological Programme. Paris: Unesco, 1985. 127 p.

UNESCO – United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization. *River Response to Hydraulic Structures*, Technical Documents in Hydrology, International Hydrological Programme. Paris: Unesco, 1986. 115 p.

UNESCO – United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization. *Study of erosion, river bed deformation and sediment transport in river basins as related to natural and man-made changes*, Technical Documents in Hydrology No. 10, International Hydrological Programme. Paris: Unesco, 1997. 393 p.

UNESCO – United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization. *Modeling erosion, sediment transport and sediment yield*, Technical Documents in Hydrology No. 60, International Hydrological Programme. Paris: Unesco, 2002. 264 p.

USACE – U.S. Army Corps of Engineers. *Sedimentation investigations of rivers and reservoirs*. Engineering Manual 1110-2-4000, Washington: USACE, dez. 1989.

VANONI, Vito A. (Ed.). *Sedimentation engineering*. American Society of Civil Engineers, manual 54. New York: American Society of Civil Engineers. 1975. 745 p.

WIELE, S. M.; GRAF, J. B.; SMITH, J. D. Sand deposition in the Colorado River in the Grand Canyon from flooding of the Little Colorado River. *Water Resources Research*, Vol. 32, No. 12, p. 3579-3596, dez. 1996.

WILLIAMS, David T.; JULIEN, Pierre Y. Applicability Index for Sand Transport Equations. *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 115, No. 11, p. 1578-1581, nov. 1989.

YANG, Chih Ted. Unit stream power and sediment transport. *Journal of Hydraulics Division*, Vol. 98, No. 10, p. 1805-1826, out. 1972.

YANG, Chih Ted. Incipient motion and sediment transport. *Journal of Hydraulics Division*, Vol. 99, No. 10, p. 1679-1704, out. 1973.

YANG, Chih Ted. Unit stream power equation for gravel. *Journal of Hydraulics Division*, Vol. 110, No. 12, p. 1783-1798, dez. 1984.

YANG, Chih Ted. *Sediment transport: theory and practice*. New York: McGraw-Hill. 1996. 396 p.

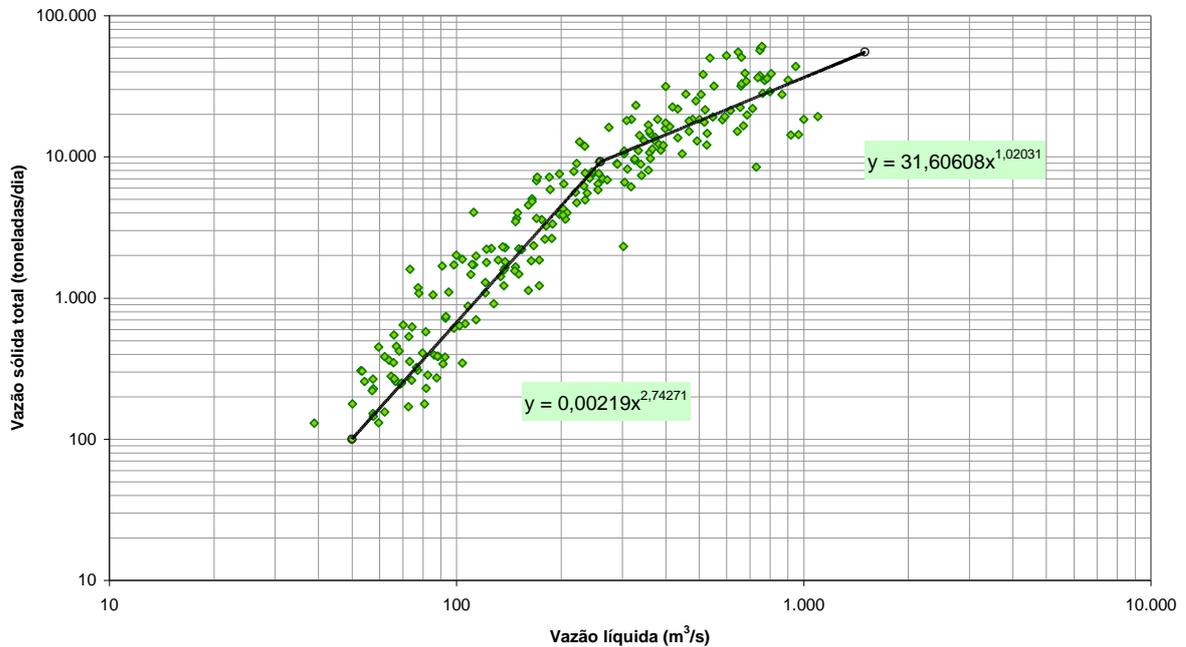
YANG, Chih Ted. Sediment transport modeling – combination of theoretical concepts and practical approach. In: UNESCO. *Modeling erosion, sediment transport and sediment yield*, Technical Documents in Hydrology No. 60, International Hydrological Programme. Paris: Unesco, 2002. p. 101-136.

YANG, Chih Ted; SIMÕES, Francisco J.M. *User's manual for GSTARS 2.1 – Generalized Stream Tube Model for alluvial river simulation version 2.1*. Denver, Colorado: U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation. 2000. 94 p.

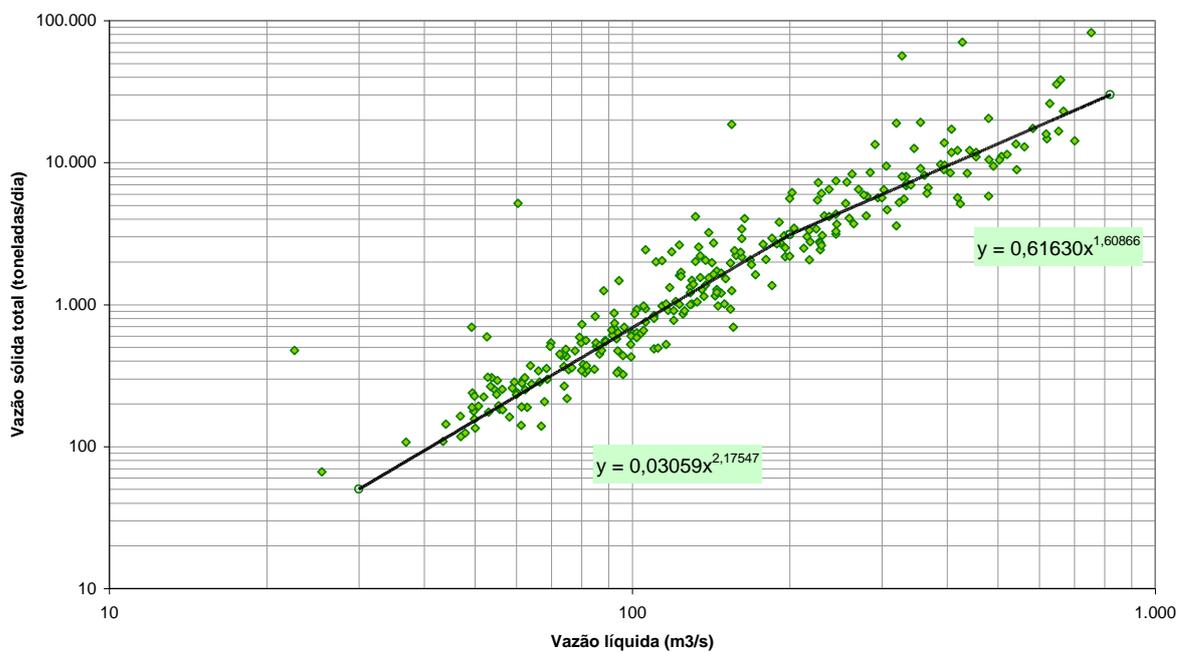
YANG, Chih Ted; WAN, Schenggan. Comparisons of Selected Bed-Material Load Formulas. *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 117, No. 8, p. 973-989, aug. 1991.

APÊNDICE A – CURVAS-CHAVE DE DESCARGA SÓLIDA TOTAL

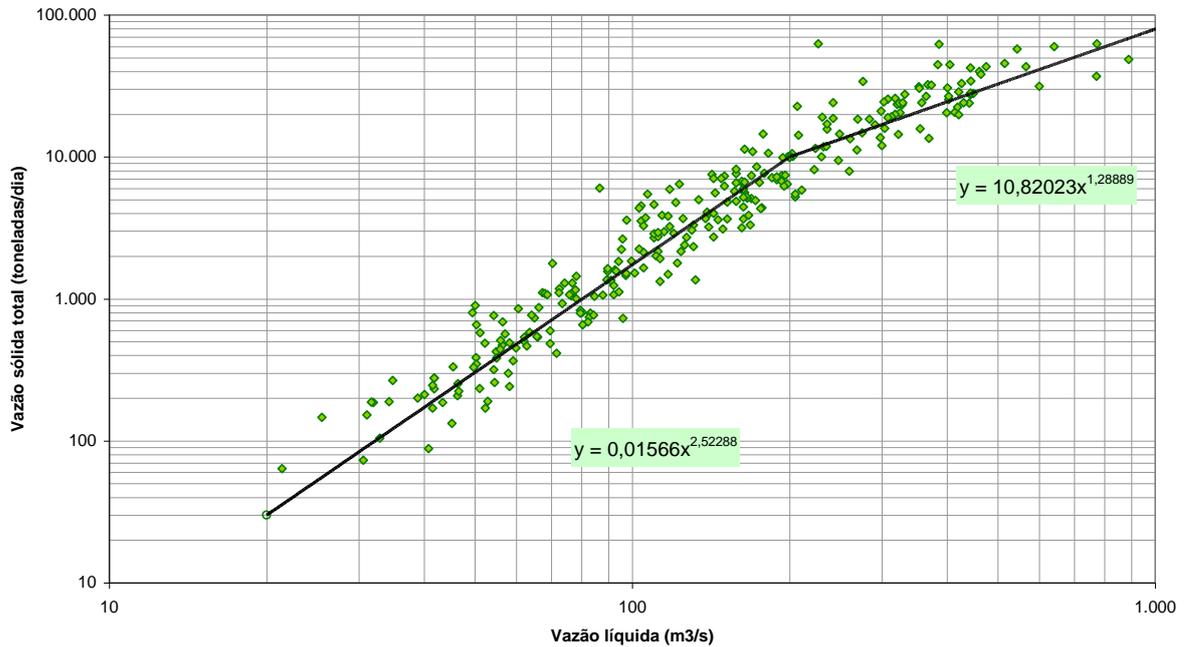
Curva-chave de sedimentos totais em Porto das Andorinhas, rio São Francisco



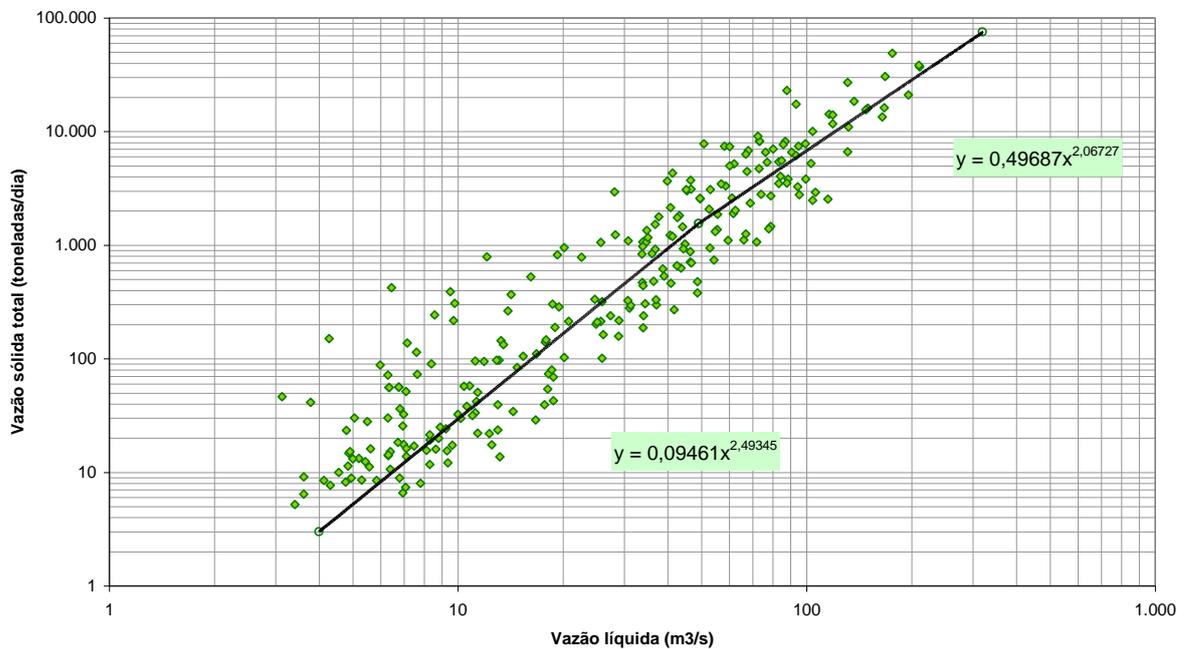
Curva-chave de sedimentos totais em Porto Pará, rio Pará



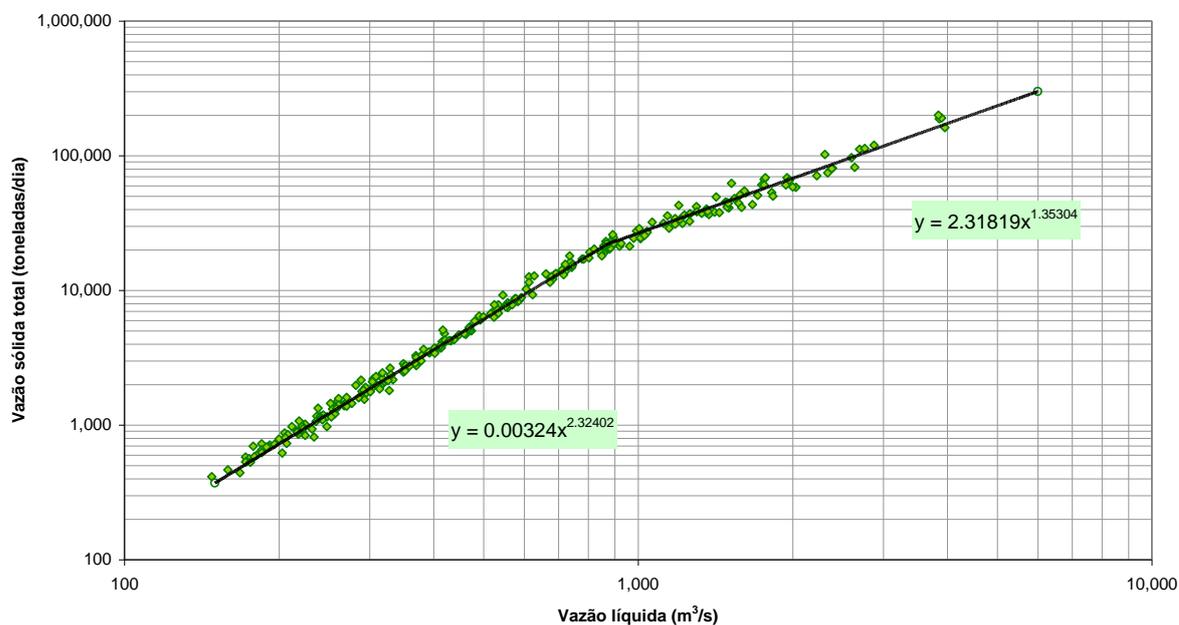
Curva-chave de sedimentos totais em Porto Mesquita, rio Paraopeba



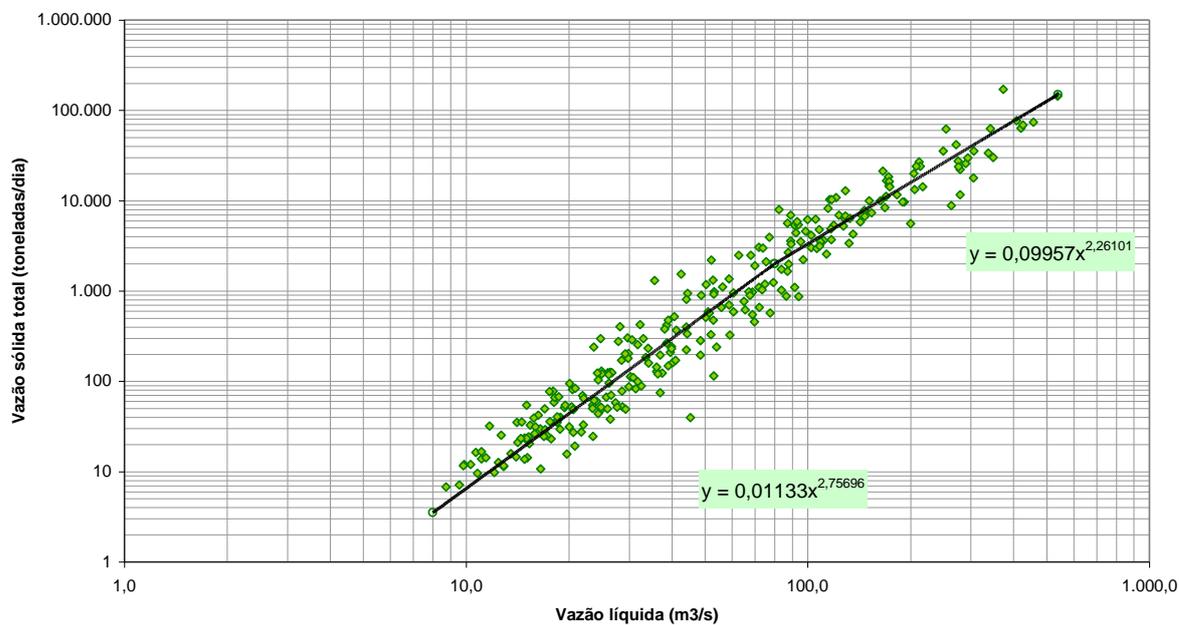
Curva-chave de sedimentos em Porto Indaiá, rio Indaiá



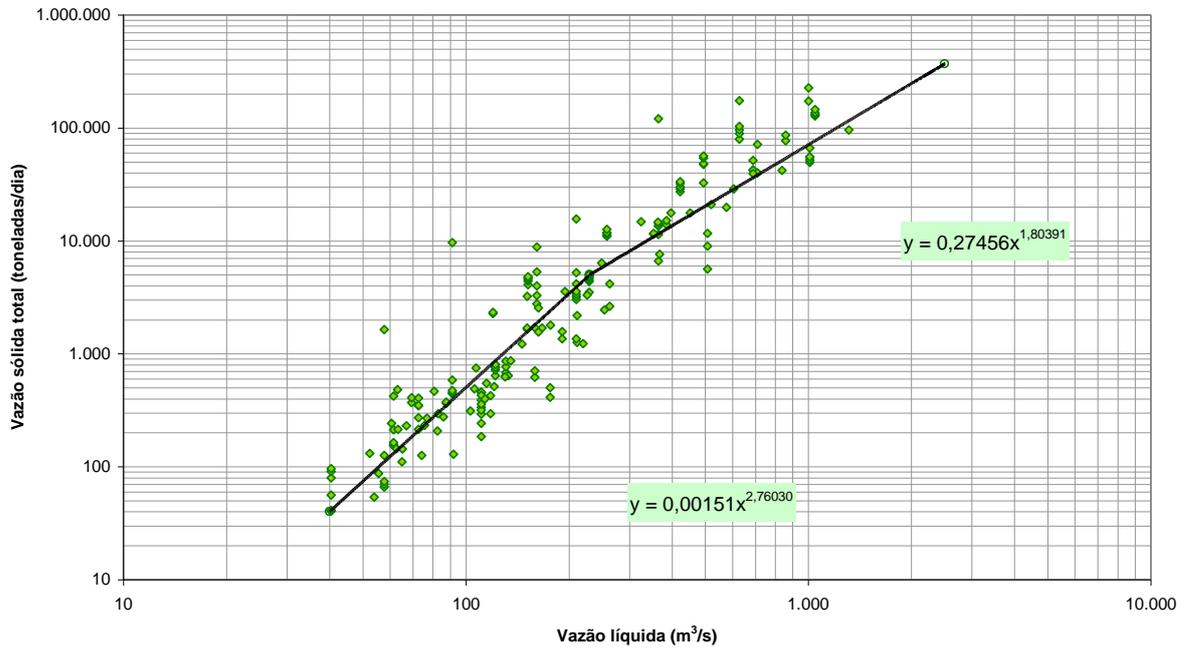
Curva-chave de sedimentos totais reconstituída para Três Marias, rio São Francisco
(calculada a partir de dados de sedimentos totais de estações afluentes ao reservatório)



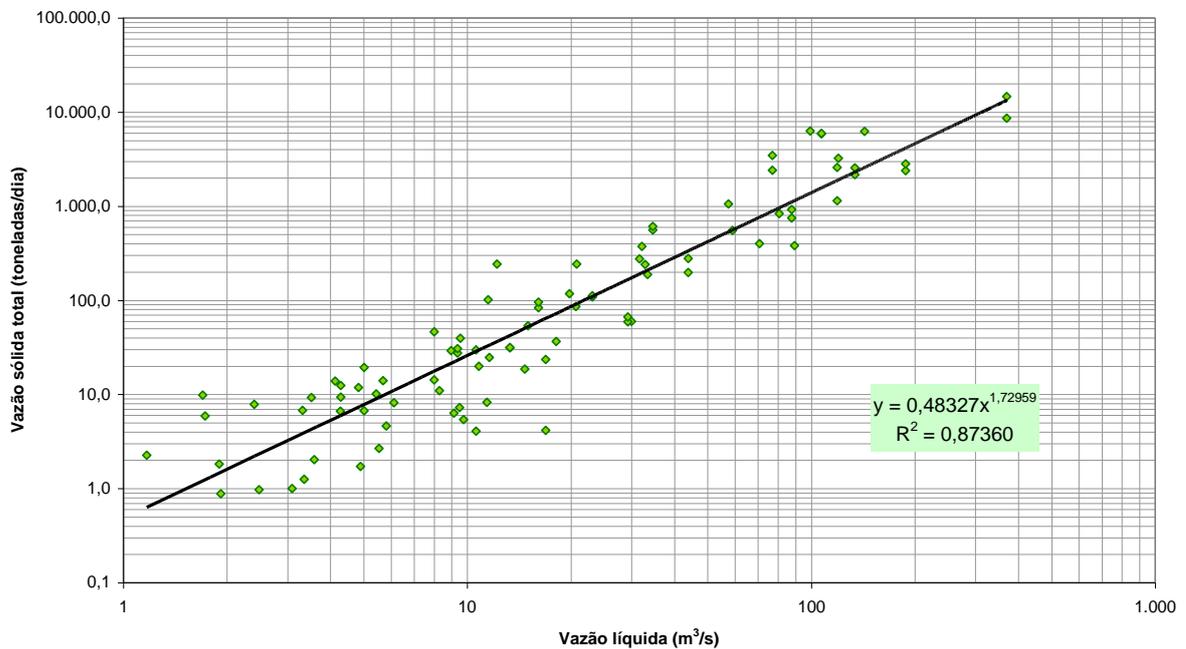
Curva-chave de sedimentos totais em Ponte da BR-040, rio Abaeté
(calculada a partir de dados da bacia do rio Indιά)



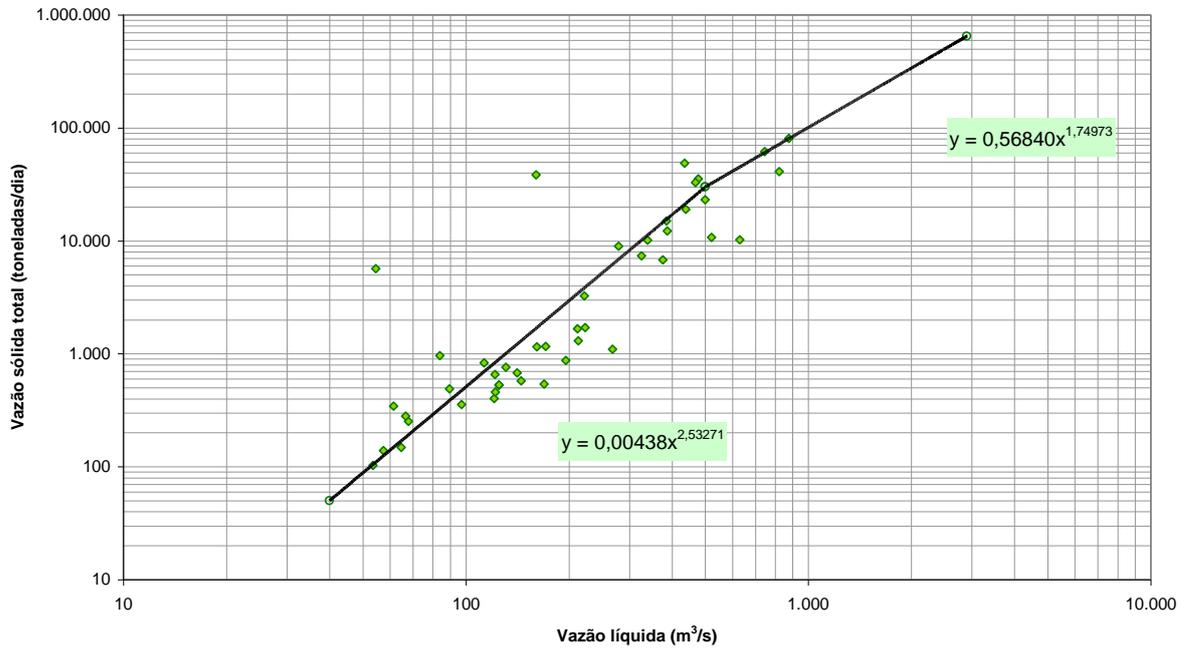
Curva-chave de sedimentos totais em Várzea da Palma, rio das Velhas



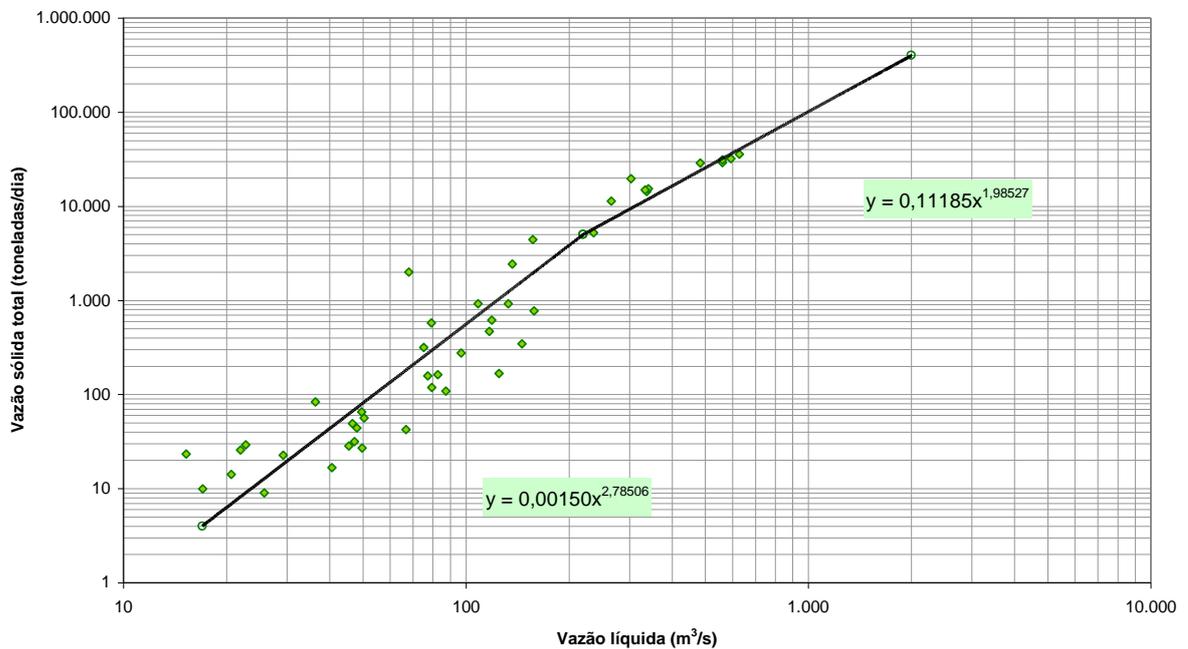
Curva-chave de sedimentos totais em Fazenda Umburana-montante, rio Jequitai



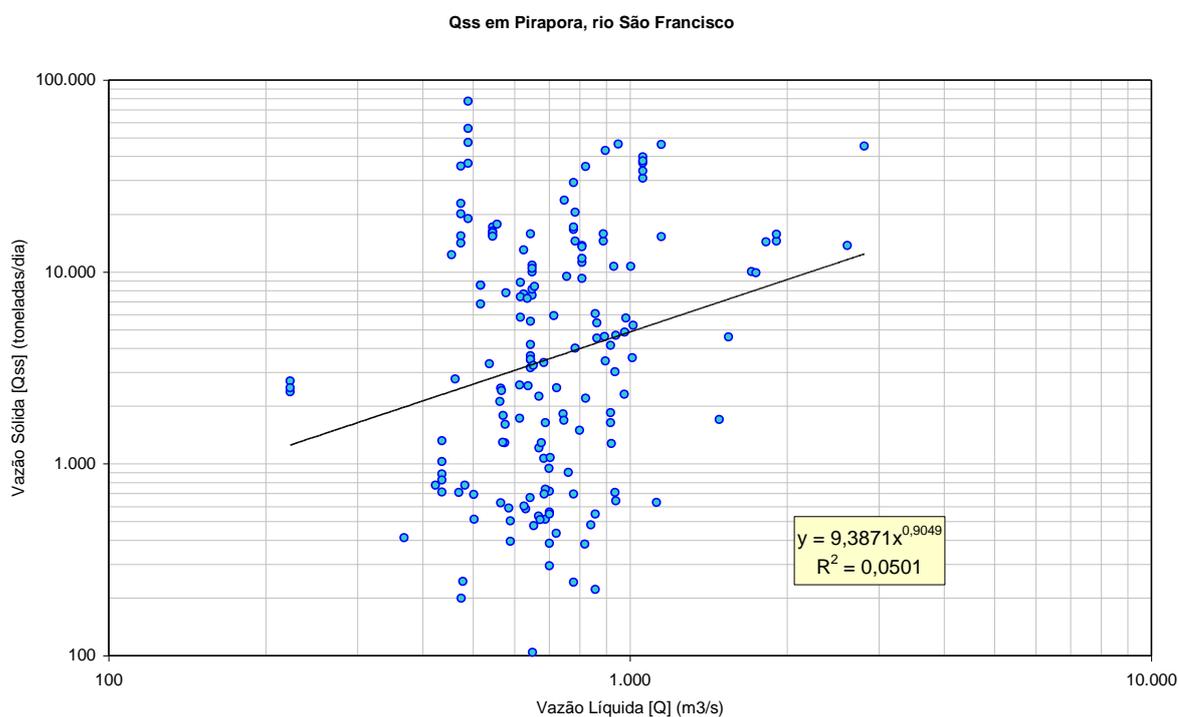
Curva-chave de sedimentos totais em Porto do Cavalo, rio Paracatu



Curva-chave de sedimentos totais em Barra do Escuro, rio Urucuia

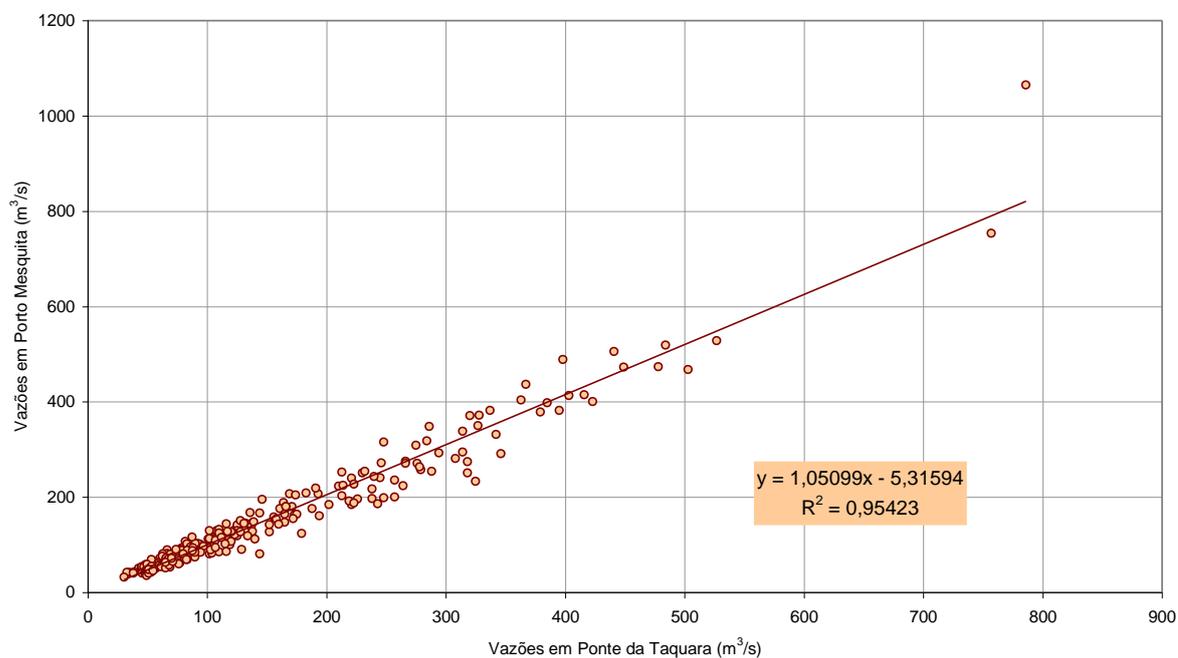


A seguir é apresentada a curva-chave dos sedimentos em suspensão da estação de Pirapora-Barreiro, locada a montante da cachoeira de Pirapora, mostrando a impossibilidade de se trabalhar com os dados desta estação para obter uma correlação entre as vazões sólidas e líquidas. Notar que o valor de R^2 é bem menor que 10%. O mesmo problema foi detectado por Lima et al. (2001). Tal fato impossibilitou as simulações sem reconstituição de dados no trecho 2, entre Pirapora e São Francisco, uma vez que o *software* HEC-6 necessita de dados de afluência sólida, na seção transversal de montante.

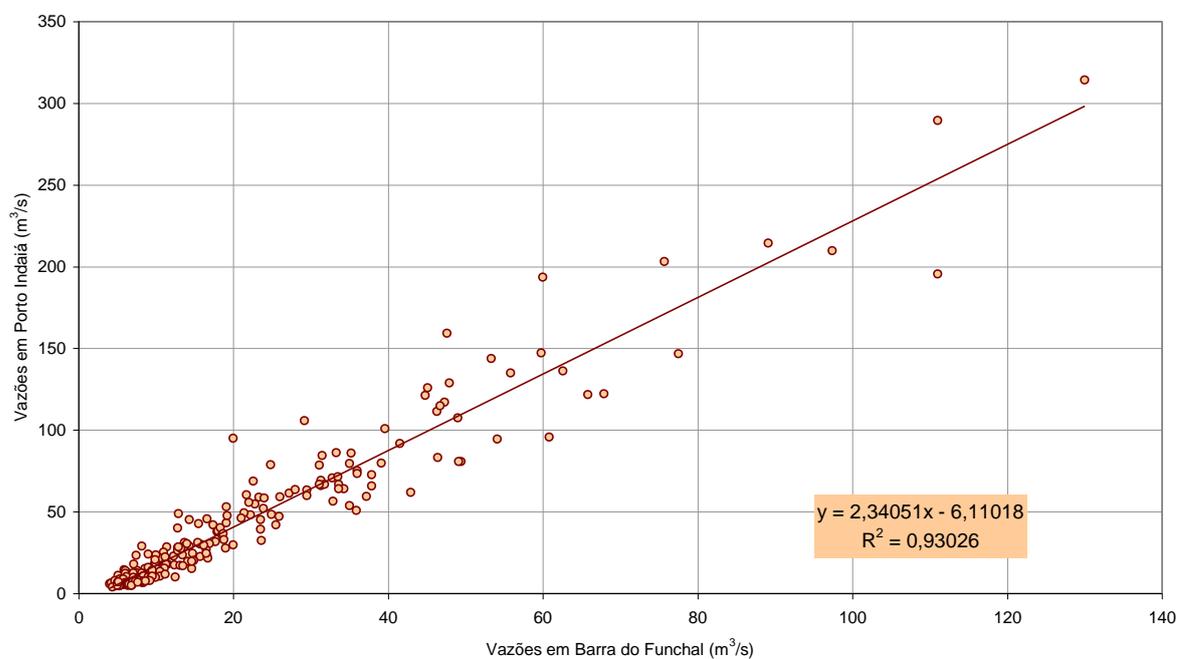


APÊNDICE B – GRÁFICOS DE CORRELAÇÃO ENTRE VAZÕES

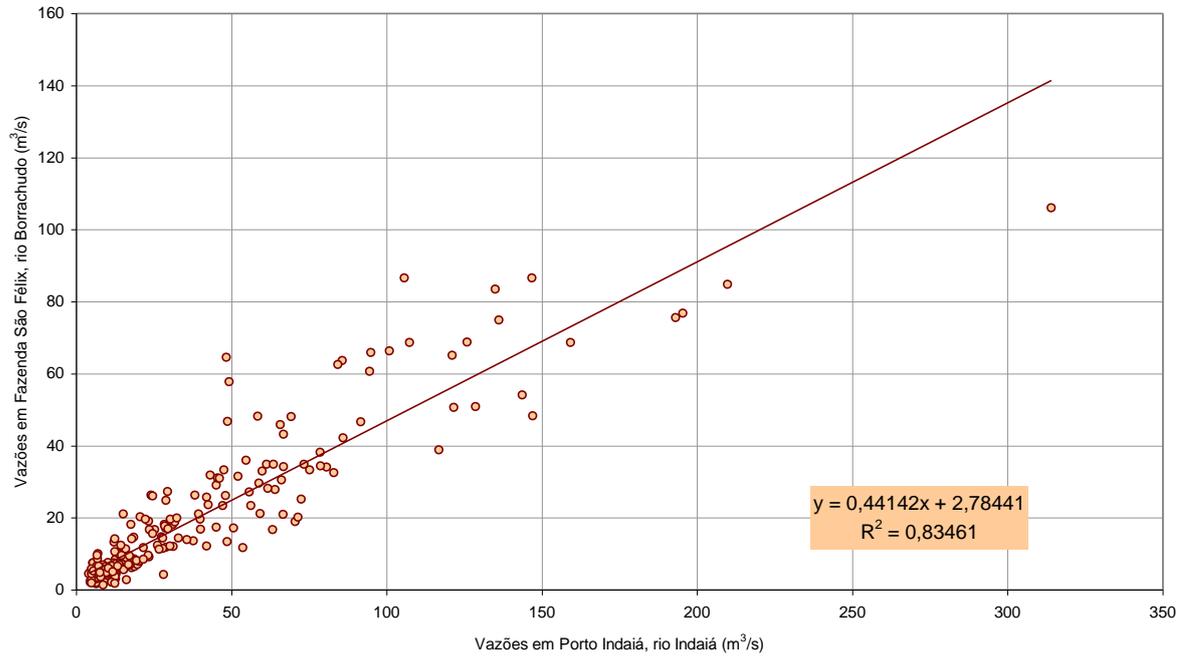
Correlação entre as vazões em Ponte da Taquara (ANA) e Porto Mesquita (CEMIG), rio Paraopeba



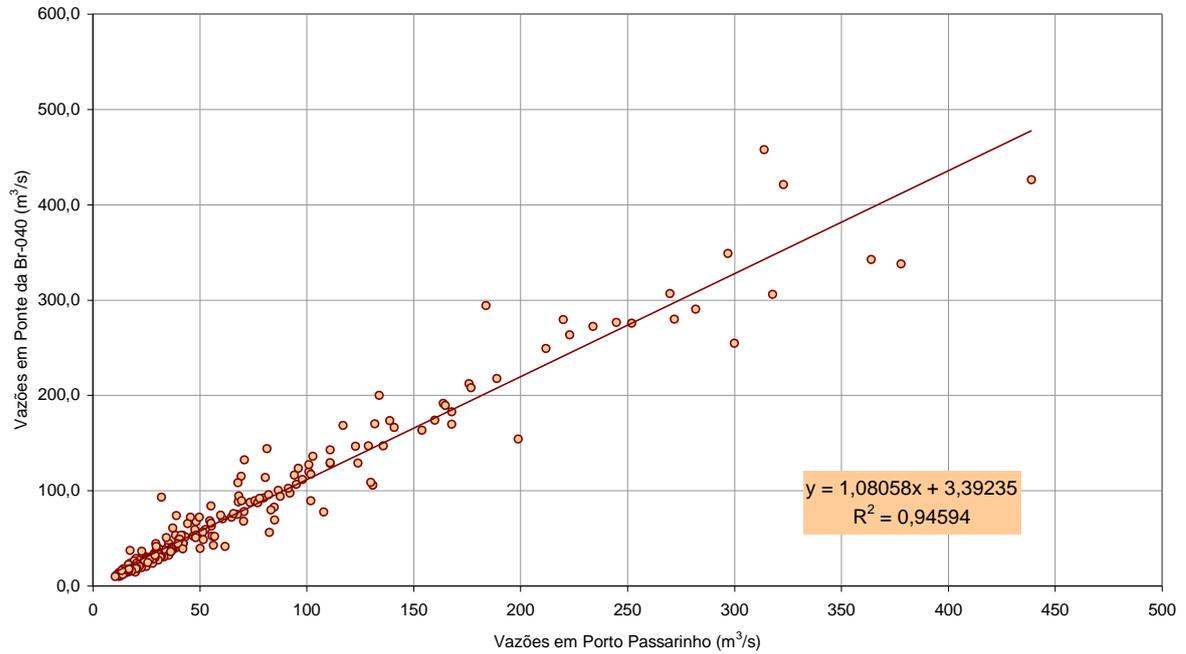
Correlação entre as vazões em Barra do Funchal (ANA) e Porto Indaiá (CEMIG), rio Indaiá



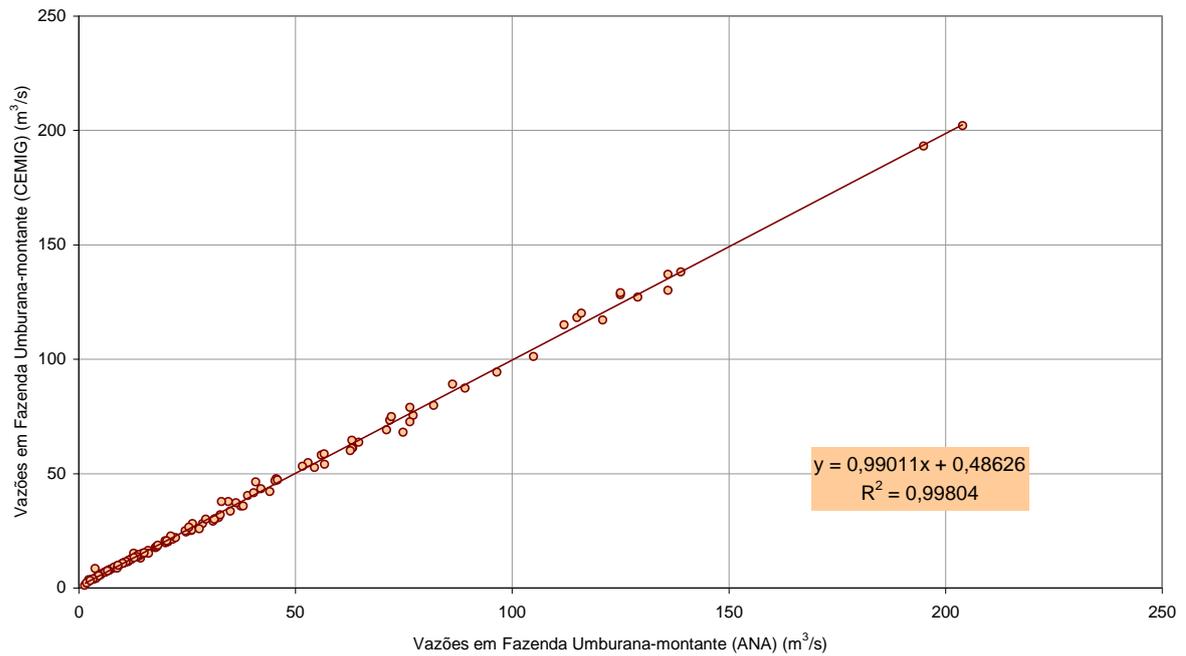
Correlação entre as vazões do rio Borrachudo em Fazenda São Félix (ANA) e do rio Indaiá em Porto Indaiá (CEMIG)



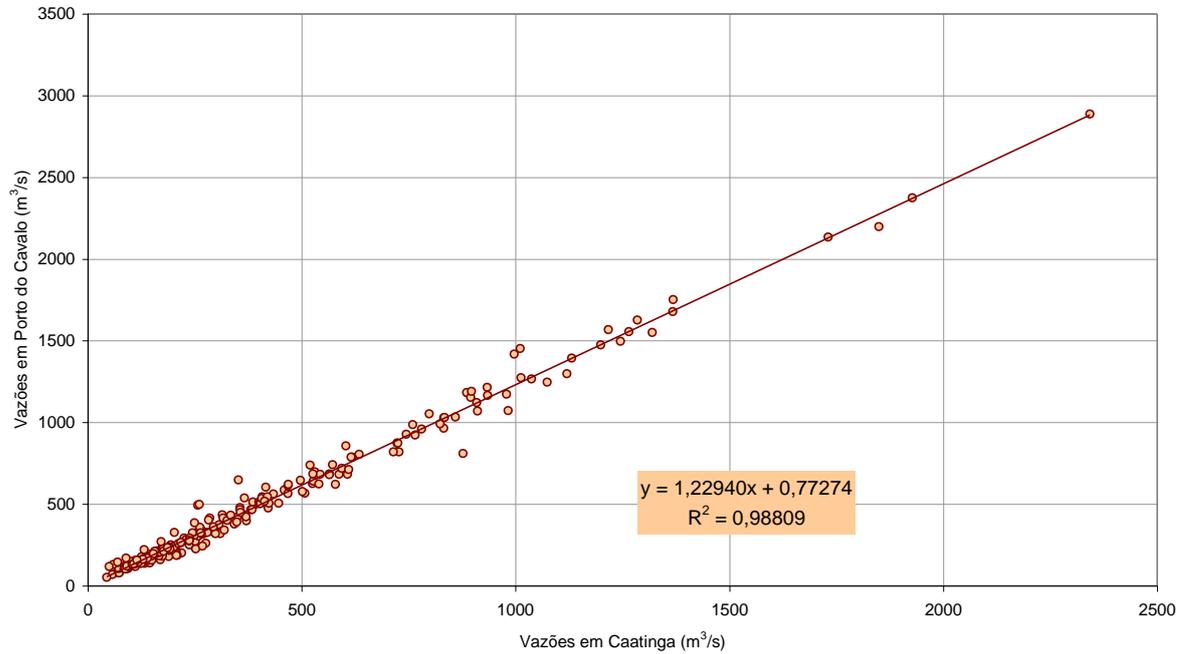
Correlação entre as vazões em Porto Passarinho (ANA) e Ponte da BR-040 (CEMIG), rio Abaeté



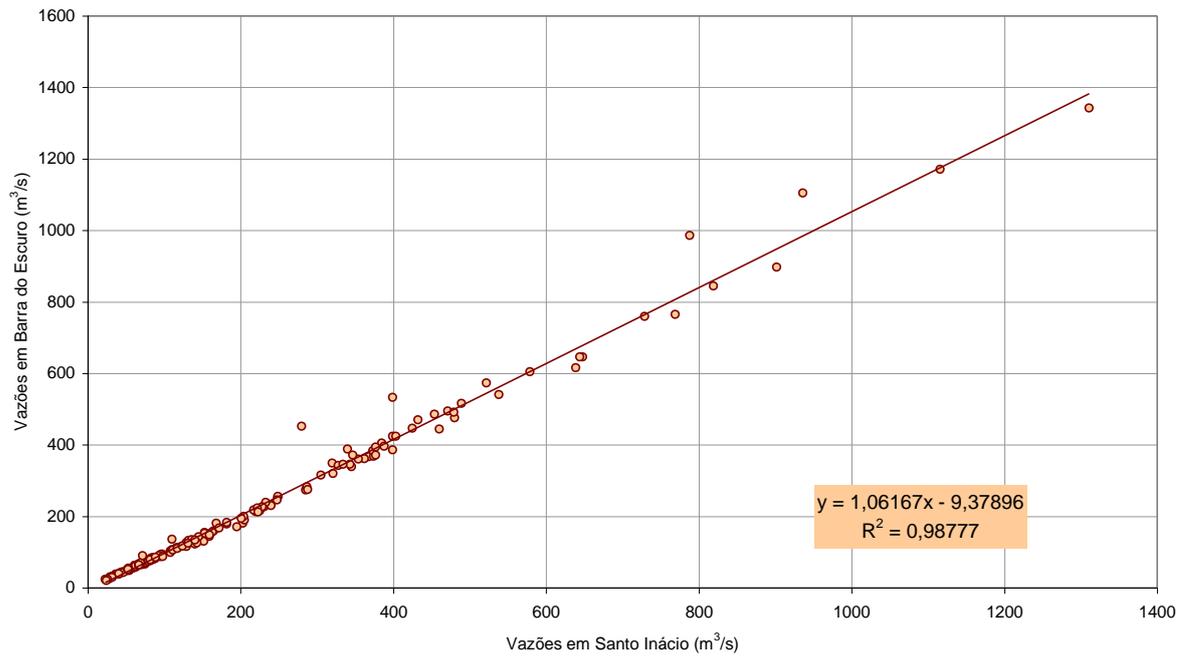
Correlação entre as vazões em Fazenda Umbrana-montante (séries CEMIG e ANA)



Correlação entre as vazões em Caatinga e Porto do Cavalo, rio Paracatu



Correlação entre as vazões em Santo Inácio e Barra do Escuro, rio Urucua



APÊNDICE C – SÉRIES DE VAZÃO LÍQUIDA

Série de vazões médias mensais em Porto das Andorinhas, rio São Francisco (fonte: CEMIG)

ANO	jan	fev	mar	abr	mai	jun	jul	ago	set	out	nov	dez	Média	Mínima	Máxima
1976	237	217	261	164	122	90	82	75	109	129	292	510	191	75	510
1977	480	533	244	262	143	110	84	66	75	69	185	327	215	66	533
1978	531	285	443	184	135	139	100	77	68	84	171	354	214	68	531
1979	384	762	544	342	205	152	120	105	115	97	176	262	272	97	762
1980	737	840	320	347	183	146	128	95	84	79	142	245	279	79	840
1981	401	255	215	246	136	123	88	77	62	197	389	669	238	62	669
1982	883	772	762	614	278	199	151	117	93	109	130	320	369	93	883
1983	787	1.409	743	670	424	390	236	173	181	295	476	647	536	173	1.409
1984	535	296	239	188	157	107	89	78	98	91	104	362	195	78	535
1985	631	899	632	354	218	160	123	98	92	92	120	208	302	92	899
1986	597	448	343	204	155	112	102	95	73	63	74	262	211	63	597
1987	570	386	227	342	170	125	98	77	75	86	129	313	216	75	570
1988	215	467	289	172	123	99	74	61	51	82	109	180	160	51	467
1989	286	286	250	135	99	80	66	65	62	74	148	302	154	62	302
1990	502	194	198	152	116	78	71	62	63	57	70	75	137	57	502
1991	452	630	460	634	256	160	117	88	72	122	93	165	271	72	634
1992	484	1.471	561	338	291	178	132	103	113	164	378	397	384	103	1.471
1993	390	556	511	341	191	160	116	95	86	97	92	137	231	86	556
1994	760	357	358	233	205	136	106	84	67	70	92	200	222	67	760
1995	197	635	350	234	176	114	90	71	67	79	107	260	198	67	635
1996	519	207	236	147	106	81	67	59	68	61	249	376	181	59	519
1997	1.261	506	412	270	174	159	110	86	71	100	115	468	311	71	1.261
1998	378	435	326	193	159	137	92	80	61	71	192	220	195	61	435
Média	531	559	388	294	183	141	106	86	83	103	175	316	247		
Mínima	197	194	198	135	99	78	66	59	51	57	70	75		51	
Máxima	1.261	1.471	762	670	424	390	236	173	181	295	476	669			1.471

Observações:

nenhum dado preenchido

nenhum dado alterado por análise de consistência hidrológica

Série de vazões médias mensais em Porto Pará, rio Pará (fonte: CEMIG)

ANO	jan	fev	mar	abr	mai	jun	jul	ago	set	out	nov	dez	Média	Mínima	Máxima
1976	107	102	92	67	59	56	57	50	66	88	153	286	99	50	286
1977	243	235	137	119	78	70	60	50	55	54	93	137	111	50	243
1978	286	145	148	92	79	81	70	59	56	81	137	224	122	56	286
1979	334	818	346	210	159	139	111	99	103	95	132	277	235	95	818
1980	571	336	163	195	127	123	110	88	81	79	120	281	189	79	571
1981	309	164	128	105	79	92	67	68	66	111	282	324	150	66	324
1982	545	302	356	236	165	138	117	95	86	121	127	227	209	86	545
1983	615	654	424	379	256	270	174	136	153	228	360	518	347	136	654
1984	273	188	150	152	118	93	80	75	109	90	123	330	149	75	330
1985	608	483	444	243	181	149	122	106	104	98	127	169	236	98	608
1986	357	320	187	125	112	93	84	89	70	57	58	233	149	57	357
1987	335	184	126	119	84	79	67	59	61	60	69	258	125	59	335
1988	180	266	185	105	77	70	59	52	46	77	82	118	110	46	266
1989	158	206	202	82	65	61	55	53	49	54	97	218	108	49	218
1990	225	118	127	82	69	56	55	52	54	46	52	71	84	46	225
1991	388	314	195	204	125	89	72	61	55	99	81	140	152	55	388
1992	418	586	250	179	146	107	89	75	83	103	248	308	216	75	586
1993	226	259	178	166	110	114	80	70	66	80	75	109	128	66	259
1994	468	145	227	143	136	100	85	71	59	55	61	182	144	55	468
1995	121	325	200	162	110	81	70	56	53	66	116	248	134	53	325
1996	307	137	132	94	74	62	55	52	57	51	217	248	124	51	307
1997	698	251	282	202	139	135	95	76	72	91	109	321	206	72	698
1998	247	219	137	106	94	90	70	65	52	57	123	163	119	52	247
Média	349	294	209	155	115	102	83	72	72	84	132	234	158		
Mínima	107	102	92	67	59	56	55	50	46	46	52	71		46	
Máxima	698	818	444	379	256	270	174	136	153	228	360	518			818

Observações:

nenhum dado preenchido

nenhum dado alterado por análise de consistência hidrológica

Série de vazões médias mensais em Porto Mesquita, rio Paraopeba (fonte: CEMIG)

ANO	jan	fev	mar	abr	mai	jun	jul	ago	set	out	nov	dez	Média	Mínima	Máxima
1976	83	98	84	65	48	41	47	42	68	96	150	240	88	41	240
1977	269	205	129	110	67	57	45	42	50	42	92	130	103	42	269
1978	318	188	125	112	86	93	73	58	53	64	131	207	126	53	318
1979	403	1.064	371	207	158	142	108	91	94	78	147	295	263	78	1.064
1980	473	257	146	200	114	101	87	68	58	55	103	275	161	55	473
1981	331	175	154	106	90	85	66	62	46	89	316	309	153	46	331
1982	398	204	348	218	145	118	95	79	63	90	97	163	168	63	398
1983	528	505	413	338	208	197	144	113	120	166	250	473	288	113	528
1984	239	150	132	130	89	71	62	60	81	66	102	271	121	60	271
1985	519	489	468	252	167	129	106	89	81	88	127	161	223	81	519
1986	372	254	175	116	102	80	76	74	54	43	50	184	132	43	372
1987	223	141	180	132	89	79	62	51	55	48	65	291	118	48	291
1988	198	350	224	138	95	80	63	53	40	71	89	145	129	40	350
1989	124	148	180	77	60	63	58	52	44	75	124	254	105	44	254
1990	192	110	119	94	74	53	52	45	51	40	54	81	80	40	192
1991	401	378	281	196	124	88	73	59	57	84	90	126	163	57	401
1992	415	437	195	142	123	85	70	59	74	86	241	250	181	59	437
1993	263	233	188	164	100	90	69	59	54	81	74	106	123	54	263
1994	382	128	271	143	112	84	69	54	41	40	53	184	130	40	382
1995	118	203	186	121	83	62	51	39	35	69	89	274	111	35	274
1996	382	164	155	94	73	57	48	42	48	41	243	292	137	41	382
1997	754	225	272	180	127	115	81	63	60	65	73	236	187	60	754
1998	227	217	127	88	72	69	49	48	32	46	102	128	100	32	227
Média	331	275	214	149	105	89	72	61	59	71	124	221	147		
Mínima	83	98	84	65	48	41	45	39	32	40	50	81		32	
Máxima	754	1.064	468	338	208	197	144	113	120	166	316	473			1.064

Legenda:

cinza dados preenchidos através de correlação com a estação Ponte da Taquara, fonte: ANA (2004)

20 dados preenchidos (7,2% da série)

nenhum dado alterado por análise de consistência hidrológica

Série de vazões médias mensais em Porto Indaiá, rio Indaiá (fonte: CEMIG)

ANO	jan	fev	mar	abr	mai	jun	jul	ago	set	out	nov	dez	Média	Mínima	Máxima
1976	19,8	25,4	49,6	19,0	14,9	8,3	5,7	4,3	7,2	8,9	91,4	130,3	32,1	4,3	130,3
1977	102,6	64,2	35,0	33,9	12,7	8,8	6,2	4,5	5,5	8,2	42,0	80,7	33,7	4,5	102,6
1978	136,1	78,6	63,2	37,8	28,9	17,9	12,8	7,7	7,1	14,4	28,4	128,7	46,8	7,1	136,1
1979	147,1	209,8	66,7	42,1	23,5	15,2	10,7	8,9	12,8	9,1	38,3	58,9	53,6	8,9	209,8
1980	195,4	85,8	35,7	42,6	17,5	16,5	11,0	8,3	7,4	6,0	23,3	60,0	42,4	6,0	195,4
1981	75,2	40,1	69,3	48,6	18,8	15,6	9,3	8,8	6,4	40,0	159,3	143,6	52,9	6,4	159,3
1982	203,2	79,7	214,4	64,1	31,2	18,7	14,0	11,0	7,8	12,6	13,6	60,3	60,9	7,8	214,4
1983	193,6	289,3	111,3	79,6	36,4	22,9	16,5	11,6	12,1	45,1	78,7	116,9	84,5	11,6	289,3
1984	66,1	33,0	28,8	25,3	14,8	9,4	7,1	6,6	12,5	13,9	12,2	58,4	24,0	6,6	66,1
1985	146,8	70,6	86,0	30,3	20,2	12,0	8,7	6,9	8,7	8,9	29,0	48,8	39,7	6,9	146,8
1986	121,1	94,9	52,1	21,6	16,2	9,9	8,9	10,5	5,3	4,7	10,3	45,5	33,4	4,7	121,1
1987	48,2	31,1	27,9	71,4	18,0	11,3	7,6	5,6	7,6	8,7	15,2	68,7	26,8	5,6	71,4
1988	53,0	114,7	59,0	26,2	12,7	9,1	6,6	5,0	4,0	12,5	17,7	54,7	31,3	4,0	114,7
1989	48,4	49,3	43,2	15,4	9,3	8,7	5,4	4,9	5,5	6,9	23,6	91,7	26,0	4,9	91,7
1990	83,0	30,3	18,5	14,6	12,6	6,5	6,6	4,6	4,9	7,1	17,9	20,6	18,9	4,6	83,0
1991	107,4	95,6	122,0	80,7	22,5	12,6	8,9	6,4	6,5	9,5	16,0	27,5	43,0	6,4	122,0
1992	125,9	314,1	64,1	53,7	28,2	16,2	11,4	8,7	12,4	28,5	100,9	73,4	69,8	8,7	314,1
1993	72,5	121,7	59,3	47,2	19,7	15,3	10,0	8,0	6,6	10,8	14,3	47,6	36,1	6,6	121,7
1994	135,0	27,8	105,7	31,7	24,6	13,4	10,1	7,3	5,2	9,8	22,3	55,8	37,4	5,2	135,0
1995	30,3	61,7	45,1	26,8	17,4	9,9	7,6	5,2	5,3	8,1	24,1	61,4	25,2	5,2	61,7
1996	56,3	23,2	29,6	20,2	10,5	6,7	4,9	4,9	5,6	7,3	66,8	66,8	25,2	4,9	66,8
1997	193,0	50,7	63,5	46,1	19,5	17,1	9,7	7,4	7,3	10,4	32,4	94,5	46,0	7,3	193,0
1998	65,8	84,3	39,4	21,7	16,9	11,8	7,9	7,7	4,9	6,8	29,4	24,6	26,8	4,9	84,3
Média	105,5	90,3	64,8	39,1	19,4	12,8	9,0	7,2	7,3	13,0	39,4	70,4	39,8		
Mínima	19,8	23,2	18,5	14,6	9,3	6,5	4,9	4,3	4,0	4,7	10,3	20,6		4,0	
Máxima	203,2	314,1	214,4	80,7	36,4	22,9	16,5	11,6	12,8	45,1	159,3	143,6			314,1

Legenda:

cinza dados preenchidos através de correlação com a estação Barra do Funchal, fonte: ANA (2004)

16 dados preenchidos (5,8% da série)

nenhum dado alterado por análise de consistência hidrológica

Série de vazões médias mensais em Fazenda São Félix, rio Borrachudo (fonte: ANA, 2004)

ANO	jan	fev	mar	abr	mai	jun	jul	ago	set	out	nov	dez	Média	Mínima	Máxima
1976	17,4	13,4	17,1	5,1	4,7	2,5	3,0	1,7	13,6	5,4	24,5	42,7	12,6	1,7	42,7
1977	35,6	19,1	11,6	13,3	4,5	4,0	2,9	2,1	2,7	3,6	25,7	34,1	13,3	2,1	35,6
1978	74,9	38,2	16,7	13,6	11,8	6,2	4,4	3,0	3,0	6,1	18,1	50,9	20,6	3,0	74,9
1979	48,3	84,8	20,9	12,1	9,1	6,8	4,6	3,8	8,6	5,0	26,3	29,6	21,7	3,8	84,8
1980	76,8	63,6	13,9	23,6	6,9	6,8	3,6	3,1	2,9	3,6	19,0	32,9	21,4	2,9	76,8
1981	33,3	16,8	48,1	13,4	6,4	6,1	4,2	4,4	3,6	19,6	68,7	54,1	23,2	3,6	68,7
1982	92,5	38,0	97,4	31,1	12,0	8,6	7,0	5,7	4,4	8,4	10,0	29,4	28,7	4,4	97,4
1983	88,3	130,5	51,9	37,9	18,9	12,9	8,2	6,5	7,4	29,0	34,4	38,8	38,7	6,5	130,5
1984	30,5	14,4	17,1	16,7	7,1	5,0	4,5	5,5	10,6	7,0	13,2	48,2	15,0	4,5	48,2
1985	86,6	18,9	42,2	12,1	7,5	4,7	3,8	3,2	6,1	5,7	24,8	46,7	21,9	3,2	86,6
1986	65,1	65,9	31,5	11,7	9,0	5,4	4,9	4,7	7,4	5,1	7,5	31,0	20,8	4,7	65,9
1987	26,2	18,1	11,5	20,1	8,3	6,7	3,3	2,6	5,5	6,9	21,0	33,1	13,6	2,6	33,1
1988	26,2	53,4	28,8	12,3	3,2	2,3	2,5	2,5	4,4	14,1	18,1	35,9	17,0	2,3	53,4
1989	64,5	57,7	31,8	5,9	3,5	4,0	2,3	2,6	7,4	8,6	16,7	46,6	21,0	2,3	64,5
1990	32,5	19,2	14,6	9,6	3,7	1,6	6,5	2,4	5,8	10,0	14,1	20,2	11,7	1,6	32,5
1991	68,7	45,0	56,6	38,4	12,7	3,7	2,6	2,0	3,0	6,4	11,4	14,7	22,1	2,0	68,7
1992	68,8	106,0	27,8	11,7	4,2	2,8	2,1	1,4	1,8	17,7	66,3	34,8	28,8	1,4	106,0
1993	25,2	50,6	21,1	23,4	7,1	5,6	4,0	3,6	5,4	5,4	12,3	33,3	16,4	3,6	50,6
1994	83,4	14,4	86,6	18,8	15,6	6,5	5,2	4,3	3,1	4,8	19,6	27,2	24,1	3,1	86,6
1995	19,6	28,1	17,4	11,2	7,0	4,5	3,5	2,7	3,5	5,9	26,3	34,8	13,7	2,7	34,8
1996	23,4	9,6	16,9	7,9	5,3	3,5	2,8	4,5	5,3	5,0	34,2	43,2	13,5	2,8	43,2
1997	75,6	17,1	34,8	30,9	8,1	9,4	4,8	4,1	6,6	6,1	19,9	60,6	23,2	4,1	75,6
1998	45,8	62,5	21,0	8,5	7,0	5,0	3,5	4,7	1,9	9,5	27,3	26,0	18,6	1,9	62,5
Média	52,6	42,8	32,1	16,9	8,0	5,4	4,1	3,5	5,4	8,7	24,3	36,9	20,1		
Mínima	17,4	9,6	11,5	5,1	3,2	1,6	2,1	1,4	1,8	3,6	7,5	14,7		1,4	
Máxima	92,5	130,5	97,4	38,4	18,9	12,9	8,2	6,5	13,6	29,0	68,7	60,6			130,5

Legenda:

cinza dados preenchidos através de correlação com o rio Indaiá em Porto Indaiá, fonte: CEMIG

19 dados preenchidos (6,9% da série)

nenhum dado alterado por análise de consistência hidrológica

Série de vazões médias mensais (turbina + vertida) em Três Marias, rio São Francisco (fonte: CEMIG)

ANO	jan	fev	mar	abr	mai	jun	jul	ago	set	out	nov	dez	Média	Mínima	Máxima
1976	494	366	310	337	705	762	757	811	563	375	231	126	486	126	811
1977	235	905	329	473	427	537	428	408	494	817	694	741	541	235	905
1978	447	341	591	703	669	623	648	623	634	743	722	657	617	341	743
1979	613	3.790	1.577	990	679	686	593	614	655	957	918	804	1.073	593	3.790
1980	1.888	2.335	514	905	597	658	723	708	697	817	804	826	956	514	2.335
1981	670	532	509	520	525	508	521	514	528	1.107	2.229	724	724	508	2.229
1982	2.099	1.854	2.020	1.263	608	674	667	705	789	934	687	574	1.073	574	2.099
1983	2.342	3.291	2.164	2.335	1.790	999	1.030	791	689	946	1.932	2.188	1.708	689	3.291
1984	1.561	507	513	515	562	586	560	580	587	636	531	500	636	500	1.561
1985	1.057	1.689	1.753	766	569	586	587	598	647	701	803	798	880	569	1.753
1986	1.671	1.091	692	631	614	610	613	630	660	713	645	732	775	610	1.671
1987	711	778	793	535	607	616	624	648	632	581	542	497	630	497	793
1988	493	394	363	399	376	504	545	601	607	600	597	462	495	363	607
1989	393	348	362	415	414	437	449	413	391	378	361	313	390	313	449
1990	299	264	269	282	324	367	360	366	380	406	371	358	337	264	406
1991	229	235	644	1.187	576	463	457	502	550	567	611	582	550	229	1.187
1992	1.577	3.026	969	743	664	594	592	601	636	602	940	1.893	1.070	592	3.026
1993	1.173	640	715	468	522	415	503	464	514	655	588	510	597	415	1.173
1994	1.949	526	506	471	544	499	537	516	564	561	586	588	654	471	1.949
1995	584	438	470	464	495	549	609	577	617	537	630	708	556	438	708
1996	727	590	520	601	597	613	611	654	656	736	650	651	634	520	736
1997	1.417	755	679	811	669	665	801	846	817	910	810	643	818	643	1.417
1998	840	770	807	757	747	724	650	668	732	697	623	660	723	623	840
Média	1.020	1.107	786	720	621	595	603	602	610	669	712	785	736		
Mínima	229	235	269	282	324	367	360	366	380	375	231	126		126	
Máxima	2.342	3.790	2.164	2.335	1.790	999	1.030	846	817	957	1.932	2.229			3.790

Observações:

nenhum dado preenchido

nenhum dado alterado por análise de consistência hidrológica

Série de vazões médias mensais naturais em Três Marias, rio São Francisco (fonte: ONS, 2001)

ANO	jan	fev	mar	abr	mai	jun	jul	ago	set	out	nov	dez	Média	Mínima	Máxima
1976	545	581	613	382	296	223	234	203	328	393	896	1.620	526	203	1.620
1977	1.540	1.410	687	663	370	293	225	172	207	186	526	877	596	172	1.540
1978	1.740	892	1.010	532	405	401	303	225	200	260	583	1.200	646	200	1.740
1979	1.760	3.860	1.820	1.040	675	535	421	349	369	305	606	1.180	1.077	305	3.860
1980	2.700	2.030	858	1.040	533	463	392	290	254	237	474	1.120	866	237	2.700
1981	1.480	805	739	628	391	372	268	241	185	525	1.520	1.950	759	185	1.950
1982	2.760	1.830	2.310	1.500	778	576	448	354	271	379	432	980	1.052	271	2.760
1983	2.880	3.900	2.340	2.000	1.220	1.150	722	535	570	900	1.570	2.390	1.681	535	3.900
1984	1.500	847	716	623	462	333	277	257	351	301	413	1.360	620	257	1.500
1985	2.600	2.640	2.230	1.180	742	557	438	351	330	349	493	742	1.054	330	2.640
1986	1.970	1.490	1.010	579	470	351	320	316	222	181	218	866	666	181	1.970
1987	1.590	962	722	858	420	329	252	205	223	248	330	1.230	614	205	1.590
1988	822	1.610	993	557	370	282	219	178	148	261	353	613	534	148	1.610
1989	784	880	883	375	269	243	208	192	175	238	481	1.140	489	175	1.140
1990	1.330	562	586	415	318	217	206	179	191	159	212	295	389	159	1.330
1991	1.760	1.940	1.420	1.490	661	421	289	244	217	378	318	553	808	217	1.940
1992	1.770	3.840	1.440	920	745	470	359	286	309	417	1.360	1.360	1.106	286	3.840
1993	1.260	1.580	1.260	927	517	459	326	268	243	304	292	490	661	243	1.580
1994	2.380	850	1.300	692	593	402	318	242	185	185	261	736	679	185	2.380
1995	578	1.668	1.030	682	469	315	248	185	173	259	402	1.066	590	173	1.668
1996	1.710	679	711	429	311	236	189	172	196	176	1.005	1.301	593	172	1.710
1997	3.957	1.373	1.367	896	568	524	352	271	243	314	414	1.499	982	243	3.957
1998	1.206	1.261	802	500	412	368	253	232	168	207	552	673	553	168	1.261
Média	1.766	1.630	1.167	822	522	414	316	259	250	311	596	1.097	763		
Mínima	545	562	586	375	269	217	189	172	148	159	212	295		148	
Máxima	3.957	3.900	2.340	2.000	1.220	1.150	722	535	570	900	1.570	2.390			3.957

Observações:

nenhum dado preenchido

nenhum dado alterado por análise de consistência hidrológica

Série de vazões médias mensais em Ponte da BR-040, rio Abaeté (fonte: CEMIG)

ANO	jan	fev	mar	abr	mai	jun	jul	ago	set	out	nov	dez	Média	Mínima	Máxima
1976	69,8	86,6	102,5	38,7	23,6	15,0	15,3	8,7	45,4	20,5	128,8	275,3	69,2	8,7	275,3
1977	170,0	92,3	42,6	52,8	26,0	19,4	14,2	10,8	13,5	16,3	62,8	116,1	53,1	10,8	170,0
1978	348,7	191,4	100,0	70,0	53,2	33,1	24,9	18,4	16,5	28,5	44,5	212,1	95,1	16,5	348,7
1979	249,1	457,4	123,4	68,1	51,1	37,0	31,3	28,7	36,1	23,4	88,0	119,2	109,4	23,4	457,4
1980	421,1	279,3	87,3	113,6	48,6	39,9	29,9	24,3	22,0	20,8	77,7	199,9	113,7	20,8	421,1
1981	263,4	96,9	146,7	89,2	44,4	39,6	27,4	23,4	17,8	52,2	271,8	337,5	117,5	17,8	337,5
1982	426,1	168,3	397,8	128,4	74,9	52,1	40,2	32,6	26,4	37,5	39,1	87,2	125,9	26,4	426,1
1983	342,1	455,7	227,9	163,3	92,4	74,6	56,1	31,8	30,3	106,4	189,3	279,6	170,8	30,3	455,7
1984	128,9	58,8	69,0	58,8	33,6	24,1	18,8	17,3	36,4	34,2	53,1	127,0	55,0	17,3	128,9
1985	306,6	146,4	182,6	72,0	44,2	30,8	25,0	20,6	25,9	27,7	67,3	111,2	88,4	20,6	306,6
1986	276,4	217,2	102,3	53,0	39,9	25,7	24,8	28,6	15,1	16,5	37,0	72,0	75,7	15,1	276,4
1987	95,4	50,5	48,8	82,4	29,7	20,1	14,1	10,7	18,5	29,3	48,5	153,8	50,1	10,7	153,8
1988	135,7	166,0	91,5	65,1	26,4	19,5	15,3	12,4	9,5	25,0	30,6	98,5	58,0	9,5	166,0
1989	108,9	117,3	87,6	29,8	18,1	17,0	14,0	12,9	19,7	21,7	60,7	205,5	59,4	12,9	205,5
1990	121,1	91,5	59,2	29,8	24,3	14,8	16,9	12,1	12,9	17,0	24,8	32,4	38,1	12,1	121,1
1991	172,6	172,8	213,5	117,4	40,6	26,7	20,4	15,0	14,5	23,7	44,2	94,0	79,6	14,5	213,5
1992	289,9	373,5	132,8	92,3	53,1	34,1	26,2	20,6	26,1	60,6	173,3	168,0	120,9	20,6	373,5
1993	114,9	207,9	93,8	89,3	38,2	29,2	21,9	18,9	23,5	20,9	41,1	132,2	69,3	18,9	207,9
1994	294,0	67,7	305,8	79,4	56,0	36,2	26,6	20,0	14,8	18,2	50,4	108,1	89,8	14,8	305,8
1995	56,3	93,0	74,0	44,1	27,9	18,7	14,6	11,1	11,4	18,5	65,5	142,5	48,1	11,1	142,5
1996	116,8	51,6	73,6	28,2	18,0	12,7	10,3	9,9	11,1	11,7	89,1	143,6	48,0	9,9	143,6
1997	254,4	77,3	105,5	108,3	41,3	38,6	22,1	15,4	16,0	17,6	35,6	173,8	75,5	15,4	254,4
1998	146,9	169,4	75,6	39,1	31,8	24,4	15,8	17,6	9,8	15,9	83,8	72,1	58,5	9,8	169,4
Média	213,4	169,1	128,0	74,5	40,8	29,7	22,9	18,3	20,6	28,9	78,6	150,5	81,3		
Mínima	56,3	50,5	42,6	28,2	18,0	12,7	10,3	8,7	9,5	11,7	24,8	32,4		8,7	
Máxima	426,1	457,4	397,8	163,3	92,4	74,6	56,1	32,6	45,4	106,4	271,8	337,5			457,4

Legenda:

cinza dados preenchidos através de correlação com a estação Porto Passarinho, fonte: ANA (2004)

7 dados preenchidos (2,5% da série)

nenhum dado alterado por análise de consistência hidrológica

Série de vazões médias mensais em Pirapora-Barreiro, rio São Francisco (fonte: ANA)

ANO	jan	fev	mar	abr	mai	jun	jul	ago	set	out	nov	dez	Média	Mínima	Máxima
1976	618	545	507	420	779	858	857	920	733	462	519	601	652	420	920
1977	512	1.245	440	603	520	633	526	473	558	971	914	1.032	702	440	1.245
1978	1.128	768	887	917	846	732	753	696	709	884	897	1.139	863	696	1.139
1979	1.198	5.694	1.701	1.123	817	845	701	705	739	981	1.096	1.021	1.385	701	5.694
1980	2.599	3.134	724	1.074	760	760	810	770	763	899	999	1.116	1.201	724	3.134
1981	1.063	744	814	712	647	597	597	581	578	665	1.550	2.621	931	578	2.621
1982	2.679	2.051	2.429	1.446	764	784	759	795	870	972	748	749	1.254	748	2.679
1983	2.975	4.298	2.462	2.498	1.875	1.068	1.084	884	771	1.065	2.122	2.561	1.972	771	4.298
1984	1.780	640	658	651	651	659	627	641	679	726	692	802	767	627	1.780
1985	1.722	1.973	1.973	913	691	683	674	677	740	790	1.001	1.077	1.076	674	1.973
1986	2.169	1.546	914	764	726	702	706	720	724	796	759	947	956	702	2.169
1987	937	930	989	767	722	731	723	740	734	686	686	857	792	686	989
1988	761	745	567	569	472	588	637	697	705	723	789	739	666	472	789
1989	658	604	602	544	524	553	576	526	508	515	578	996	599	508	996
1990	607	523	446	391	403	443	450	452	457	497	481	481	469	391	607
1991	655	624	1.088	1.557	774	563	546	582	631	673	868	852	784	546	1.557
1992	2.283	3.874	1.274	925	794	708	697	718	730	753	1.301	2.202	1.355	697	3.874
1993	1.486	1.046	934	660	639	531	604	537	601	758	717	873	782	531	1.486
1994	2.451	701	1.167	662	671	609	612	584	623	637	712	824	854	584	2.451
1995	739	624	631	584	597	652	691	649	685	613	803	1.007	690	584	1.007
1996	954	690	727	704	712	710	705	746	737	762	931	991	781	690	991
1997	1.936	954	875	995	763	745	853	881	943	970	901	929	979	745	1.936
1998	1.090	1.086	947	847	821	792	703	707	756	763	785	850	846	703	1.090
Média	1.435	1.523	1.033	884	738	693	691	682	695	764	906	1.099	928		
Mínima	512	523	440	391	403	443	450	452	457	462	481	481		391	
Máxima	2.975	5.694	2.462	2.498	1.875	1.068	1.084	920	943	1.065	2.122	2.621			5.694

Legenda:

laranja dados modificados após análise de consistência hidrológica

nenhum dado preenchido

9 dados alterados por consistência hidrológica (3,3% da série)

Série de vazões médias mensais naturais em Pirapora, rio São Francisco (reconstituídas para esta pesquisa)

ANO	jan	fev	mar	abr	mai	jun	jul	ago	set	out	nov	dez	Média	Mínima	Máxima
1976	669	760	810	465	370	319	334	312	498	480	1.184	2.095	692	312	2.095
1977	1.817	1.750	798	793	463	389	323	237	271	340	746	1.168	758	237	1.817
1978	2.421	1.319	1.306	746	582	510	408	298	275	401	758	1.682	892	275	2.421
1979	2.345	5.764	1.944	1.173	813	694	529	440	453	329	784	1.397	1.389	329	5.764
1980	3.411	2.829	1.068	1.209	696	565	479	352	320	319	669	1.410	1.111	319	3.411
1981	1.873	1.017	1.044	821	513	461	344	308	242	662	1.963	2.342	966	242	2.342
1982	3.340	2.027	2.719	1.683	934	686	540	444	353	417	493	1.155	1.233	353	3.340
1983	3.513	4.907	2.638	2.163	1.305	1.219	776	628	652	1.019	1.760	2.763	1.945	628	4.907
1984	1.719	980	861	759	551	406	344	318	443	391	574	1.662	751	318	1.719
1985	3.265	2.924	2.450	1.327	864	654	525	430	423	438	691	1.021	1.251	423	3.265
1986	2.468	1.945	1.232	712	582	443	413	406	286	264	332	1.081	847	264	2.468
1987	1.816	1.114	918	1.090	535	444	351	297	325	353	474	1.590	775	297	1.816
1988	1.090	1.961	1.197	727	466	366	311	274	246	384	545	890	705	246	1.961
1989	1.049	1.136	1.123	504	379	359	335	305	292	375	698	1.823	698	292	1.823
1990	1.638	821	763	524	397	293	296	265	268	250	322	418	521	250	1.638
1991	2.186	2.329	1.864	1.860	859	521	378	324	298	484	575	823	1.042	298	2.329
1992	2.476	4.688	1.745	1.102	875	584	464	403	403	568	1.721	1.669	1.391	403	4.688
1993	1.573	1.986	1.479	1.119	634	575	427	341	330	407	421	853	845	330	1.986
1994	2.882	1.025	1.961	883	720	512	393	310	244	261	387	972	879	244	2.882
1995	733	1.854	1.191	802	571	418	330	257	241	335	575	1.365	723	241	1.854
1996	1.937	779	918	532	426	333	283	264	277	202	1.286	1.641	740	202	1.937
1997	4.476	1.572	1.563	1.080	662	604	404	306	369	374	505	1.785	1.142	306	4.476
1998	1.456	1.577	942	590	486	436	306	271	192	273	714	863	676	192	1.577
Média	2.181	2.046	1.415	985	638	513	404	339	335	406	790	1.411	955		
Mínima	669	760	763	465	370	293	283	237	192	202	322	418		192	
Máxima	4.476	5.764	2.719	2.163	1.305	1.219	776	628	652	1.019	1.963	2.763			5.764

Série de vazões médias mensais em Várzea da Palma, rio das Velhas (fonte: ANA)

ANO	jan	fev	mar	abr	mai	jun	jul	ago	set	out	nov	dez	Média	Mínima	Máxima
1976	114	217	160	108	69	53	52	44	140	120	472	738	191	44	738
1977	1.072	544	203	271	126	90	76	65	67	78	205	302	258	65	1.072
1978	891	884	420	260	182	173	117	82	74	146	305	696	352	74	891
1979	1.265	2.424	817	413	281	271	187	146	156	142	549	548	600	142	2.424
1980	1.201	945	345	473	254	175	152	117	109	105	251	659	399	105	1.201
1981	722	260	457	269	168	162	112	104	81	213	1.013	781	362	81	1.013
1982	1.423	431	996	457	276	212	168	141	117	128	132	196	390	117	1.423
1983	1.312	955	711	524	275	225	171	141	137	260	411	1.022	512	137	1.312
1984	384	223	278	236	130	108	94	89	135	160	286	811	244	89	811
1985	1.861	943	793	410	280	197	162	140	136	168	238	426	480	136	1.861
1986	1.151	663	285	194	165	130	116	114	89	76	113	337	286	76	1.151
1987	419	188	319	417	149	120	92	75	89	99	200	683	237	75	683
1988	478	698	358	240	138	115	91	78	63	110	168	592	261	63	698
1989	275	386	375	126	92	96	85	78	69	132	289	1.144	262	69	1.144
1990	332	249	237	151	115	84	95	79	93	77	172	202	157	77	332
1991	1.184	741	734	336	208	142	114	97	97	138	376	403	381	97	1.184
1992	1.594	1.359	398	279	210	152	127	108	117	185	668	792	499	108	1.594
1993	553	414	286	260	156	128	104	91	99	135	156	428	234	91	553
1994	852	219	713	290	170	135	111	87	72	70	223	515	288	70	852
1995	247	397	344	227	141	101	82	65	58	85	262	754	230	58	754
1996	833	281	319	189	129	104	90	83	83	83	645	597	286	83	833
1997	1.300	323	766	383	231	207	148	121	126	129	153	795	390	121	1.300
1998	510	456	256	164	134	129	95	91	66	112	354	465	236	66	510
Média	868	617	460	290	177	144	115	97	99	128	332	604	328		
Mínima	114	188	160	108	69	53	52	44	58	70	113	196		44	
Máxima	1.861	2.424	996	524	281	271	187	146	156	260	1.013	1.144			2.424

Observações:

nenhum dado preenchido

nenhum dado alterado por consistência hidrológica

Série de vazões médias mensais em Fazenda Umbrana-montante, rio Jequitai (fonte: CEMIG)

ANO	jan	fev	mar	abr	mai	jun	jul	ago	set	out	nov	dez	Média	Mínima	Máxima
1976	10,4	27,3	16,4	8,8	4,6	3,3	3,1	2,8	2,5	22,2	66,3	97,7	22,1	2,5	97,7
1977	115,0	112,0	15,4	19,4	10,5	8,1	6,7	5,8	4,8	5,7	37,6	47,7	32,4	4,8	115,0
1978	203,0	199,0	97,1	46,3	28,1	28,1	13,0	9,6	6,8	30,7	29,1	138,0	69,1	6,8	203,0
1979	389,0	404,0	130,0	101,0	42,0	33,5	25,1	19,7	17,6	20,2	63,6	68,0	109,5	17,6	404,0
1980	309,0	247,0	61,2	75,3	35,8	25,0	20,2	15,3	12,3	10,9	21,2	87,3	76,7	10,9	309,0
1981	199,0	52,6	110,0	107,0	30,2	25,2	17,7	14,1	12,7	24,3	127,0	79,8	66,6	12,7	199,0
1982	311,0	69,0	94,2	61,0	29,9	21,9	18,0	14,1	12,5	14,2	10,0	11,8	55,6	10,0	311,0
1983	128,0	117,0	78,9	73,2	24,9	16,3	11,9	9,1	7,8	26,4	54,6	202,0	62,5	7,8	202,0
1984	46,7	15,1	40,3	20,5	8,6	7,5	6,3	5,3	9,2	18,4	12,5	89,7	23,3	5,3	89,7
1985	89,7	140,0	64,8	59,8	24,9	23,9	18,9	12,5	9,0	14,9	10,0	44,9	42,8	9,0	140,0
1986	224,0	84,8	49,9	14,6	11,0	9,0	8,1	7,0	5,0	8,0	9,0	20,0	37,5	5,0	224,0
1987	24,9	26,4	44,9	27,9	18,4	12,0	5,0	4,0	2,5	6,5	15,0	118,0	25,5	2,5	118,0
1988	64,5	41,5	43,3	19,7	13,5	11,0	3,6	3,5	1,0	3,9	11,4	60,0	23,1	1,0	64,5
1989	49,9	22,6	37,7	7,6	3,6	2,8	2,1	2,1	4,0	8,5	15,0	214,0	30,8	2,1	214,0
1990	89,0	37,2	53,1	14,0	11,1	17,5	14,6	7,8	12,1	5,6	18,8	22,9	25,3	5,6	89,0
1991	19,9	44,9	85,3	94,7	44,9	12,6	16,0	9,5	4,4	13,9	58,0	47,1	37,6	4,4	94,7
1992	266,0	319,0	58,6	30,0	20,5	13,6	11,4	13,0	10,5	25,7	137,0	193,0	91,5	10,5	319,0
1993	115,0	74,8	54,8	44,1	15,2	10,7	8,9	7,6	6,9	8,6	10,7	54,0	34,3	6,9	115,0
1994	129,0	18,6	120,0	31,9	13,1	9,8	7,4	5,3	3,8	3,1	35,7	72,5	37,5	3,1	129,0
1995	34,5	51,1	38,3	24,6	9,8	6,2	4,4	3,1	2,4	3,3	45,8	104,4	27,3	2,4	104,4
1996	70,8	15,4	17,9	12,5	6,1	4,3	3,0	1,8	1,8	2,7	39,7	52,1	19,0	1,8	70,8
1997	151,5	21,0	125,5	37,2	24,6	11,9	6,3	4,0	5,0	5,0	6,5	83,3	40,1	4,0	151,5
1998	35,4	64,9	26,6	7,8	4,4	3,1	2,0	1,3	0,5	2,6	64,8	97,0	25,9	0,5	97,0
Média	133,7	95,9	63,7	40,8	18,9	13,8	10,2	7,8	6,7	12,4	39,1	87,2	44,2		
Mínima	10,4	15,1	15,4	7,6	3,6	2,8	2,0	1,3	0,5	2,6	6,5	11,8		0,5	
Máxima	389,0	404,0	130,0	107,0	44,9	33,5	25,1	19,7	17,6	30,7	137,0	214,0			404,0

Legenda

cinza dados preenchidos através de correlação com a série da ANA (2004) para a estação Umbrana-montante

laranja dado preenchido por análise de consistência hidrológica

24 dados preenchidos por correlação (8,7% da série)

1 dado preenchido por consistência hidrológica (0,3% da série)

Série de vazões médias mensais em Porto do Cavalo, rio Paracatu (fonte: ANA)

ANO	jan	fev	mar	abr	mai	jun	jul	ago	set	out	nov	dez	Média	Mínima	Máxima
1976	195	291	374	147	104	81	69	53	133	164	603	1.053	272	53	1.053
1977	985	819	236	326	181	137	105	83	78	141	249	567	326	78	985
1978	1.393	788	1.071	626	317	286	191	138	117	217	227	873	520	117	1.393
1979	1.650	2.860	1.246	683	398	332	251	196	194	178	437	438	739	178	2.860
1980	1.089	2.197	818	922	467	318	259	202	179	183	648	927	684	179	2.197
1981	1.550	681	640	719	332	324	215	177	141	301	1.181	1.152	618	141	1.550
1982	1.752	1.172	1.678	1.069	505	420	320	225	213	186	208	276	669	186	1.752
1983	1.272	2.375	1.297	958	476	340	273	216	189	421	809	1.497	844	189	2.375
1984	712	377	389	621	242	186	159	140	182	181	223	804	351	140	804
1985	1.418	1.033	965	505	305	220	184	154	154	196	281	587	500	154	1.418
1986	1.555	1.028	565	310	243	196	181	180	140	136	177	415	427	136	1.555
1987	478	350	434	323	214	156	131	106	111	150	234	1.122	317	106	1.122
1988	696	740	685	497	264	201	161	133	106	156	293	576	376	106	740
1989	512	544	466	229	161	141	119	104	121	153	513	2.133	433	104	2.133
1990	1.266	561	504	274	237	178	210	150	143	138	156	238	338	138	1.266
1991	614	738	1.215	990	361	233	181	144	130	196	414	644	488	130	1.215
1992	1.451	2.887	1.166	680	466	318	258	218	212	357	1.190	1.474	890	212	2.887
1993	873	1.031	622	504	325	276	226	205	181	210	226	856	461	181	1.031
1994	1.568	535	1.626	682	400	319	265	211	173	170	431	684	589	170	1.626
1995	544	788	518	449	324	233	195	162	136	157	402	621	377	136	788
1996	536	327	384	269	221	169	143	130	117	145	492	498	286	117	536
1997	887	456	711	597	314	248	161	120	105	113	148	522	365	105	887
1998	494	684	454	193	168	137	90	72	51	91	330	509	273	51	684
Média	1.021	1.011	785	547	305	237	189	153	144	189	429	803	484		
Mínima	195	291	236	147	104	81	69	53	51	91	148	238		51	
Máxima	1.752	2.887	1.678	1.069	505	420	320	225	213	421	1.190	2.133			2.887

Legenda:

- cinza** dados preenchidos através de correlação com a estação Caatinga, fonte: ANA (2004)
- verde** dados preenchidos por complementação direta através da série da CEMIG para a estação Porto do Cavalo
- azul** dados preenchidos através de correlação com a estação Caatinga, fonte: Souza (1993)

25 dados preenchidos por correlação (9,1% da série)

1 dado preenchido por complementação direta (0,3% da série)

nenhum dado alterado por consistência

Série de vazões médias mensais em Barra do Escuro, rio Urucuia (fonte: ANA)

ANO	jan	fev	mar	abr	mai	jun	jul	ago	set	out	nov	dez	Média	Mínima	Máxima
1976	95	203	215	86	55	38	29	21	48	138	324	413	139	21	413
1977	342	279	89	140	74	57	37	25	22	86	177	302	136	22	342
1978	639	595	908	630	228	200	133	92	71	153	226	579	371	71	908
1979	1.265	1.567	754	510	279	206	159	124	134	124	399	304	486	124	1.567
1980	986	1.160	437	538	245	176	138	98	99	111	261	605	405	98	1.160
1981	710	309	423	531	189	177	112	98	65	232	881	647	365	65	881
1982	1.290	624	687	487	251	184	144	125	100	101	111	163	356	100	1.290
1983	649	1.161	764	605	236	169	130	97	88	149	338	939	444	88	1.161
1984	427	250	335	603	169	121	96	87	108	157	151	326	236	87	603
1985	773	338	442	249	132	96	79	62	61	160	205	470	256	61	773
1986	967	498	286	151	125	89	87	90	64	102	117	253	236	64	967
1987	213	159	274	233	155	74	57	44	56	66	218	897	204	44	897
1988	470	424	646	349	140	102	81	65	49	122	215	475	261	49	646
1989	367	339	227	127	79	67	59	47	53	88	283	1.171	242	47	1.171
1990	765	368	342	180	132	94	113	70	87	82	130	180	212	70	765
1991	444	386	615	494	156	106	84	67	63	92	361	424	274	63	615
1992	844	1.342	540	315	230	144	115	99	93	190	604	759	440	93	1.342
1993	486	646	405	256	153	112	90	77	74	105	134	320	238	74	646
1994	986	452	1.104	446	178	142	110	84	62	49	309	405	361	49	1.104
1995	229	393	231	282	176	95	72	52	42	53	304	356	190	42	393
1996	181	107	187	162	81	51	44	38	31	69	217	167	111	31	217
1997	388	183	516	396	200	117	75	56	61	64	124	360	212	56	516
1998	239	384	227	88	80	51	40	31	24	83	345	491	174	24	491
Média	598	529	463	342	163	116	91	72	68	112	280	478	276		
Mínima	95	107	89	86	55	38	29	21	22	49	111	163		21	
Máxima	1.290	1.567	1.104	630	279	206	159	125	134	232	881	1.171			1.567

Legenda:

cinza dados preenchidos através de correlação com a estação Santo Inácio, fonte: ANA (2004)

150 dados preenchidos por correlação (54,3% da série)
nenhum dado alterado por consistência hidrológica

Série de vazões médias mensais em São Francisco, rio São Francisco (fonte: ANA)

ANO	jan	fev	mar	abr	mai	jun	jul	ago	set	out	nov	dez	Média	Mínima	Máxima
1976	1.039	1.283	1.293	846	1.011	1.032	1.011	1.040	1.056	906	2.194	3.170	1.324	846	3.170
1977	3.099	3.580	1.032	1.435	949	925	779	672	730	1.281	1.583	2.338	1.534	672	3.580
1978	4.425	3.289	3.696	2.738	1.612	1.522	1.207	1.018	978	1.509	1.756	3.547	2.275	978	4.425
1979	6.056	13.515	5.886	3.249	2.058	2.012	1.560	1.431	1.486	1.644	2.743	2.529	3.681	1.431	13.515
1980	7.216	8.507	3.072	3.338	1.914	1.657	1.613	1.429	1.338	1.445	2.181	3.679	3.116	1.338	8.507
1981	4.806	2.382	2.523	2.884	1.555	1.464	1.235	1.154	1.055	1.552	4.823	5.578	2.584	1.055	5.578
1982	7.622	5.361	5.977	4.314	2.060	1.810	1.564	1.467	1.435	1.516	1.386	1.427	2.995	1.386	7.622
1983	6.336	9.254	5.775	4.937	3.110	2.003	1.778	1.475	1.321	1.923	3.734	6.561	4.017	1.321	9.254
1984	3.825	1.700	1.778	2.241	1.318	1.177	1.086	1.042	1.168	1.273	1.392	2.986	1.749	1.042	3.825
1985	5.864	5.510	4.470	2.392	1.533	1.283	1.162	1.091	1.108	1.346	1.735	2.700	2.516	1.091	5.864
1986	6.432	4.028	2.224	1.467	1.306	1.135	1.098	1.111	1.039	1.118	1.175	1.972	2.009	1.039	6.432
1987	2.098	1.660	2.073	1.801	1.258	1.093	1.008	969	992	1.008	1.353	3.812	1.594	969	3.812
1988	2.589	2.649	2.382	1.706	1.071	1.013	984	976	925	1.115	1.476	2.482	1.614	925	2.649
1989	1.890	1.922	1.751	1.077	920	896	895	824	804	946	1.678	6.297	1.658	804	6.297
1990	3.730	1.773	1.693	1.117	983	857	918	802	849	817	991	1.177	1.309	802	3.730
1991	2.917	2.730	3.737	3.660	1.590	1.088	972	926	929	1.113	2.077	2.407	2.012	926	3.737
1992	6.438	11.333	3.960	2.324	1.886	1.417	1.278	1.156	1.168	1.521	3.976	5.597	3.504	1.156	11.333
1993	3.948	3.316	2.418	1.763	1.326	1.079	1.033	917	962	1.217	1.244	2.531	1.813	917	3.948
1994	6.006	1.926	4.730	2.178	1.432	1.215	1.105	972	933	929	1.711	2.582	2.143	929	6.006
1995	1.846	2.253	1.762	1.608	1.248	1.088	1.044	932	924	911	1.817	2.842	1.523	911	2.842
1996	2.701	1.421	1.635	1.336	1.150	1.039	984	999	970	1.062	2.325	2.305	1.494	970	2.701
1997	4.833	2.099	3.281	2.444	1.573	1.329	1.242	1.182	1.240	1.281	1.333	2.867	2.059	1.182	4.833
1998	2.393	2.730	1.975	1.299	1.207	1.113	930	902	898	1.052	1.900	2.587	1.582	898	2.730
Média	4.266	4.097	3.005	2.268	1.481	1.272	1.152	1.065	1.057	1.238	2.025	3.216	2.178		
Mínima	1.039	1.283	1.032	846	920	857	779	672	730	817	991	1.177		672	
Máxima	7.622	13.515	5.977	4.937	3.110	2.012	1.778	1.475	1.486	1.923	4.823	6.561			13.515

Legenda:

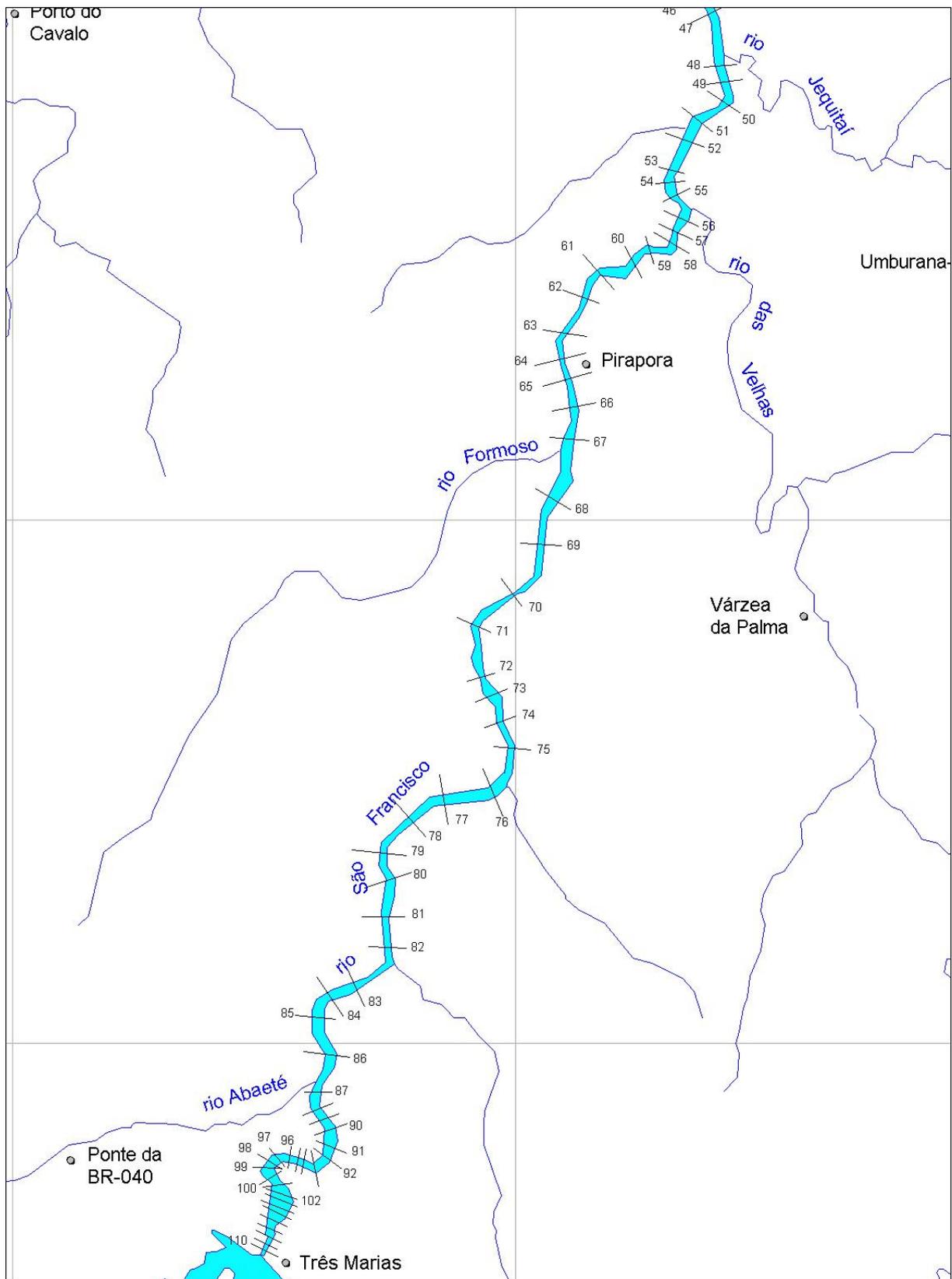
laranja dados modificados após análise de consistência hidrológica

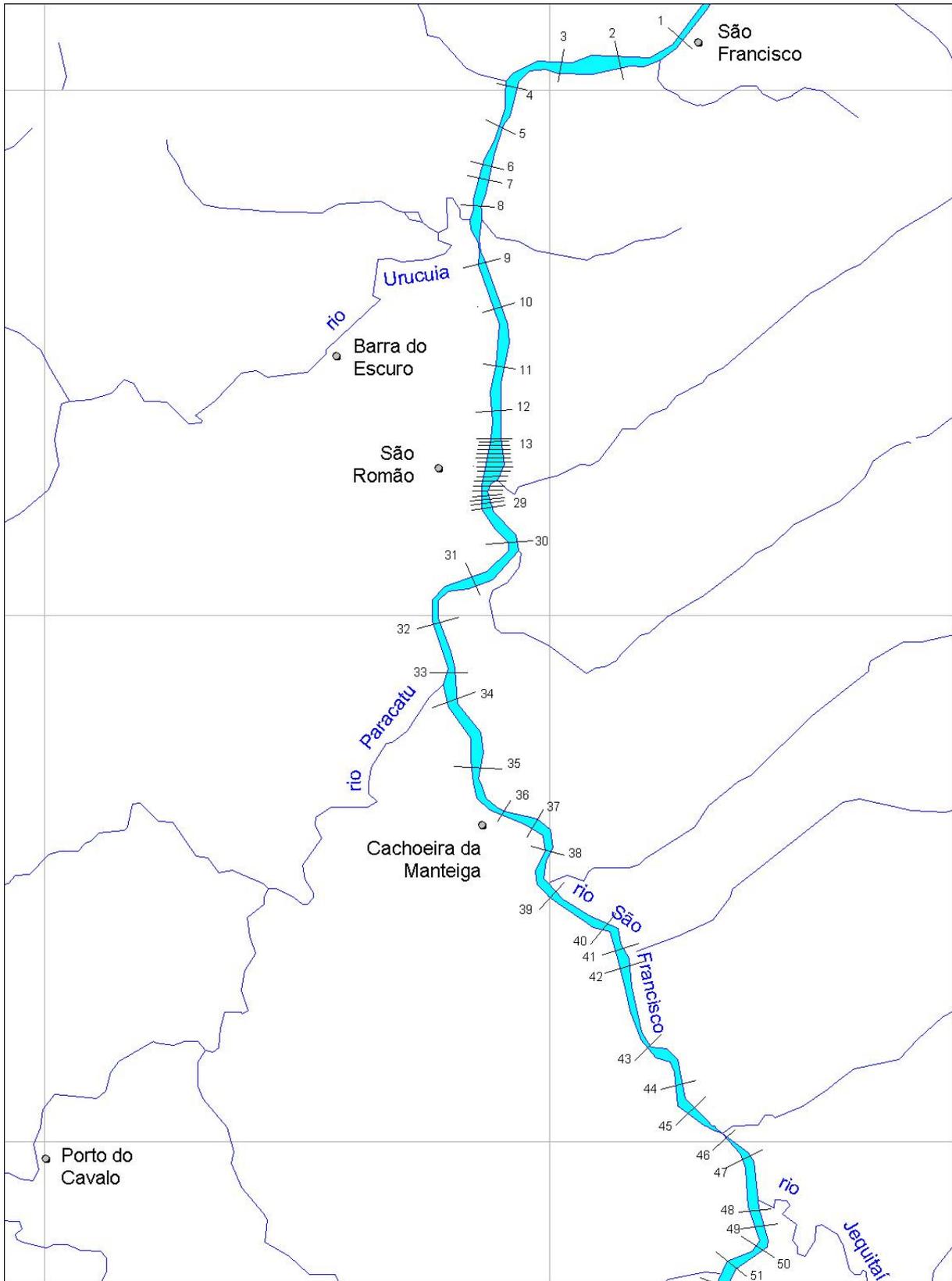
nenhum dado preenchido
91 dados alterados por consistência hidrológica (33,0% da série)

**Série de vazões médias mensais naturais em São Francisco, rio São Francisco
(reconstituídas para esta pesquisa)**

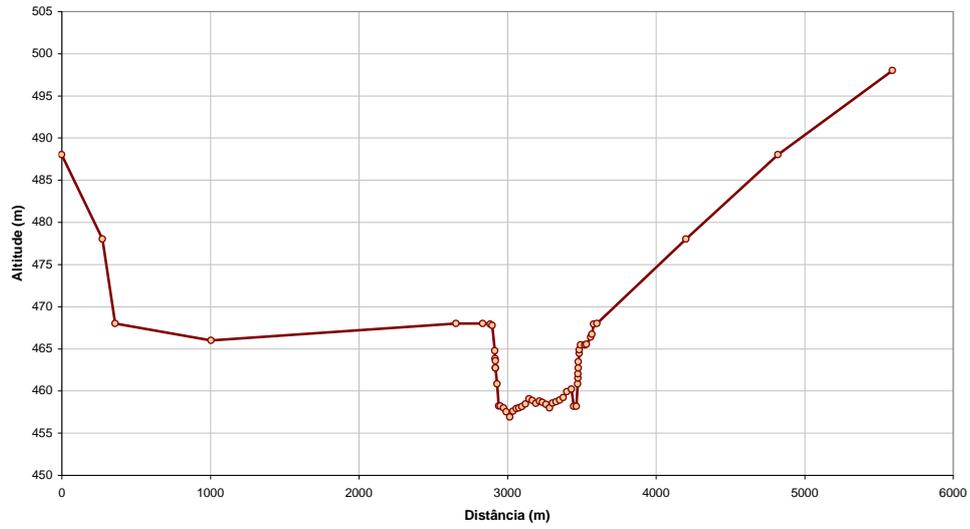
ANO	jan	fev	mar	abr	mai	jun	jul	ago	set	out	nov	dez	Média	Mínima	Máxima
1976	1.090	1.498	1.596	891	602	494	488	432	822	925	2.859	4.664	1.363	432	4.664
1977	4.404	4.085	1.390	1.625	892	681	576	436	443	651	1.415	2.474	1.589	436	4.404
1978	5.718	3.840	4.115	2.567	1.348	1.300	862	620	544	1.026	1.617	4.090	2.304	544	5.718
1979	7.203	13.585	6.129	3.299	2.054	1.861	1.388	1.166	1.200	992	2.431	2.905	3.684	992	13.585
1980	8.028	8.202	3.416	3.473	1.850	1.462	1.282	1.011	895	865	1.850	3.973	3.026	865	8.202
1981	5.616	2.655	2.753	2.993	1.421	1.328	982	881	719	1.549	5.236	5.299	2.619	719	5.616
1982	8.283	5.337	6.267	4.551	2.230	1.712	1.345	1.116	918	961	1.131	1.833	2.974	918	8.283
1983	6.873	9.863	5.951	4.602	2.540	2.154	1.470	1.219	1.202	1.877	3.372	6.763	3.991	1.202	9.863
1984	3.764	2.040	1.981	2.349	1.218	924	803	719	932	938	1.274	3.846	1.732	719	3.846
1985	7.406	6.461	4.947	2.806	1.706	1.254	1.013	844	791	994	1.425	2.644	2.691	791	7.406
1986	6.731	4.427	2.542	1.415	1.162	876	805	796	601	586	748	2.106	1.900	586	6.731
1987	2.977	1.844	2.002	2.124	1.071	806	636	527	583	675	1.141	4.545	1.577	527	4.545
1988	2.918	3.864	3.012	1.864	1.065	791	658	553	466	776	1.232	2.633	1.653	466	3.864
1989	2.281	2.454	2.272	1.037	775	702	654	603	588	806	1.798	7.124	1.758	588	7.124
1990	4.761	2.071	2.010	1.250	977	707	764	615	660	570	832	1.114	1.361	570	4.761
1991	4.448	4.435	4.514	3.963	1.675	1.046	804	668	596	923	1.784	2.378	2.270	596	4.514
1992	6.631	12.147	4.431	2.501	1.967	1.293	1.045	841	841	1.336	4.396	5.064	3.541	841	12.147
1993	4.035	4.256	2.963	2.222	1.321	1.123	856	721	691	865	947	2.511	1.876	691	4.256
1994	6.437	2.250	5.524	2.399	1.481	1.118	887	698	555	553	1.386	2.730	2.168	553	6.437
1995	1.840	3.483	2.322	1.826	1.222	853	683	540	480	634	1.589	3.200	1.556	480	3.483
1996	3.684	1.510	1.826	1.164	864	661	562	516	510	502	2.680	2.955	1.453	502	3.684
1997	7.373	2.717	3.969	2.529	1.472	1.188	793	607	666	685	937	3.723	2.222	607	7.373
1998	2.759	3.221	1.970	1.042	873	757	533	466	334	562	1.829	2.600	1.412	334	3.221
Média	5.011	4.619	3.387	2.369	1.382	1.091	865	722	697	880	1.909	3.529	2.205		
Mínima	1.090	1.498	1.390	891	602	494	488	432	334	502	748	1.114		334	
Máxima	8.283	13.585	6.267	4.602	2.540	2.154	1.470	1.219	1.202	1.877	5.236	7.124			13.585

APÊNDICE D – SEÇÕES TRANSVERSAIS

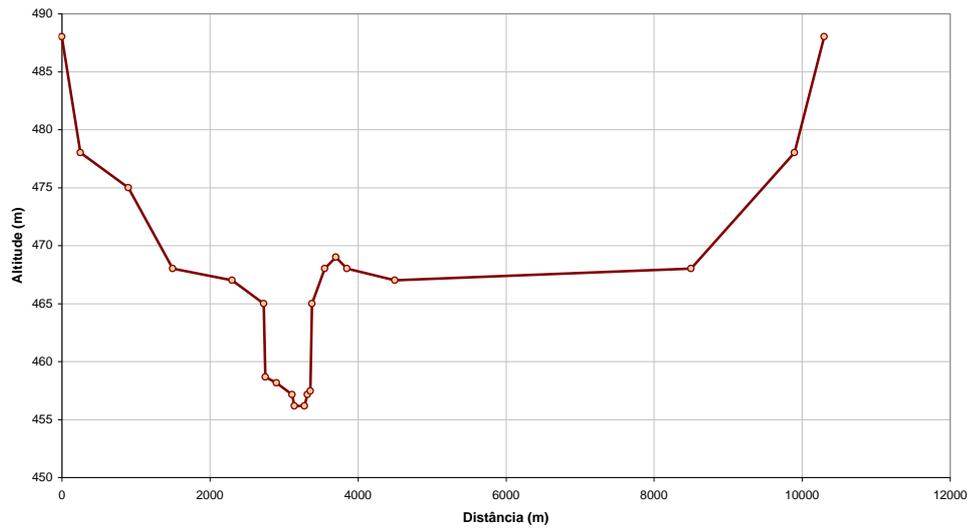




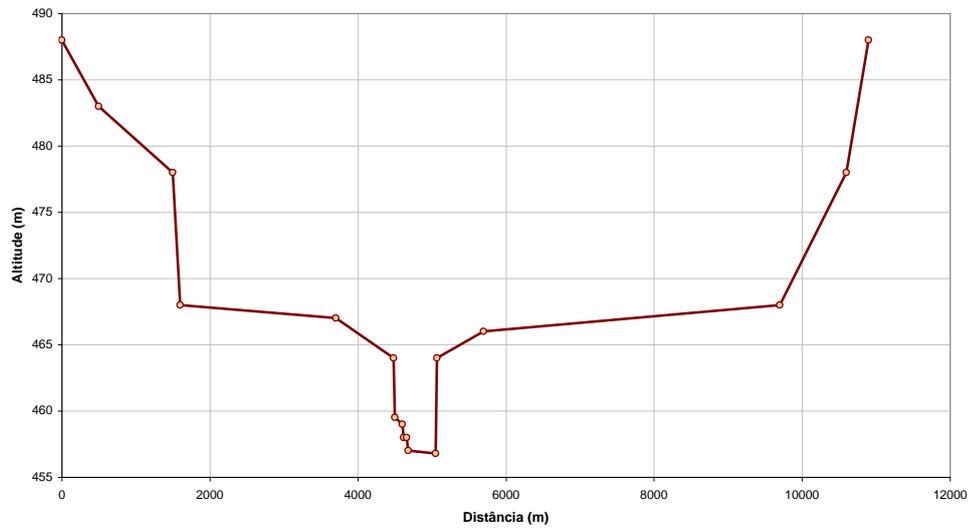
Seção 001



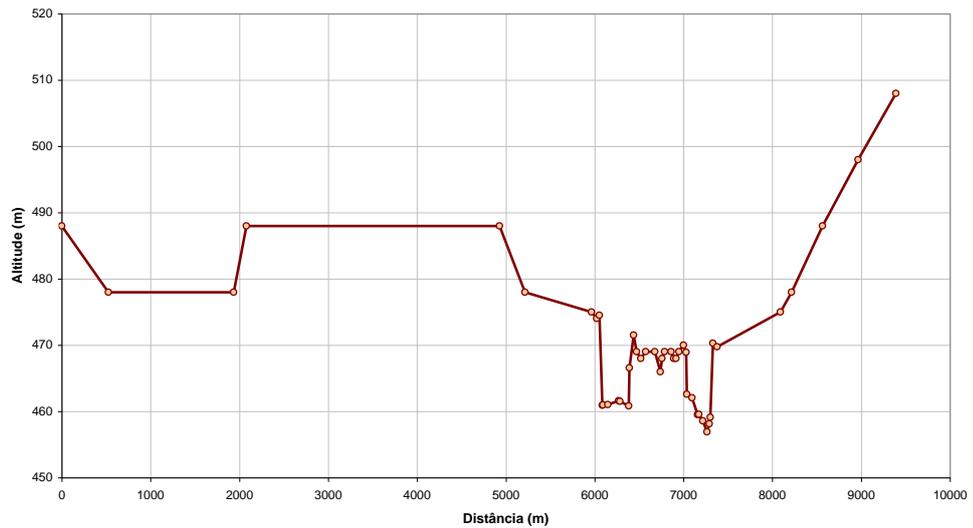
Seção 003



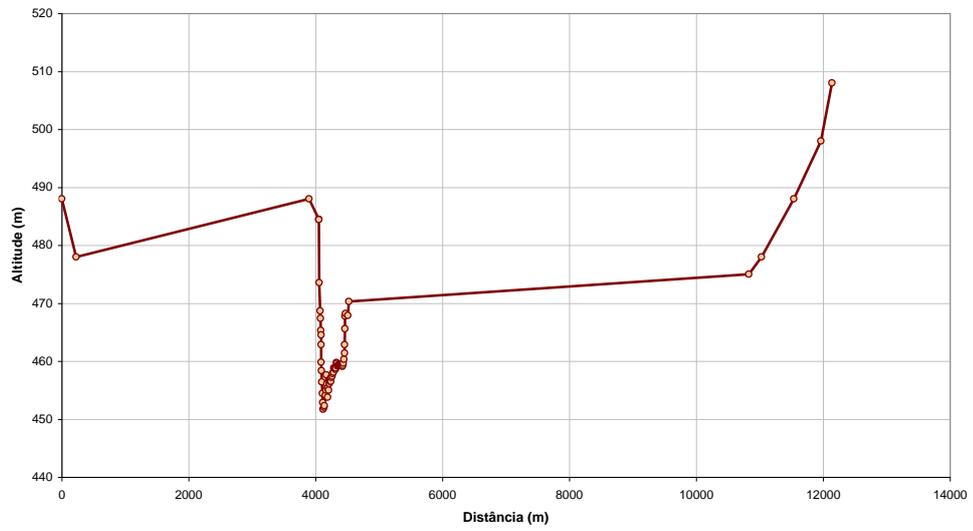
Seção 005



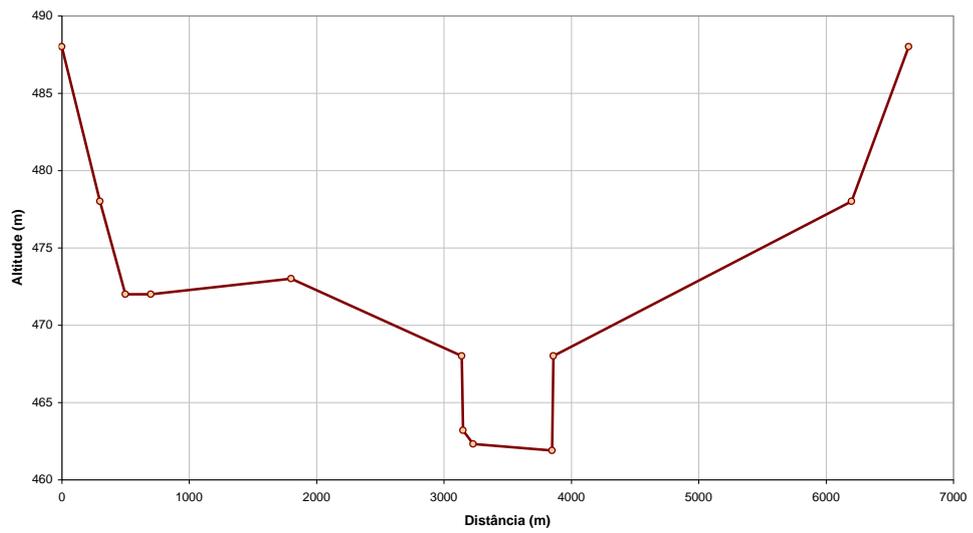
Seção 016



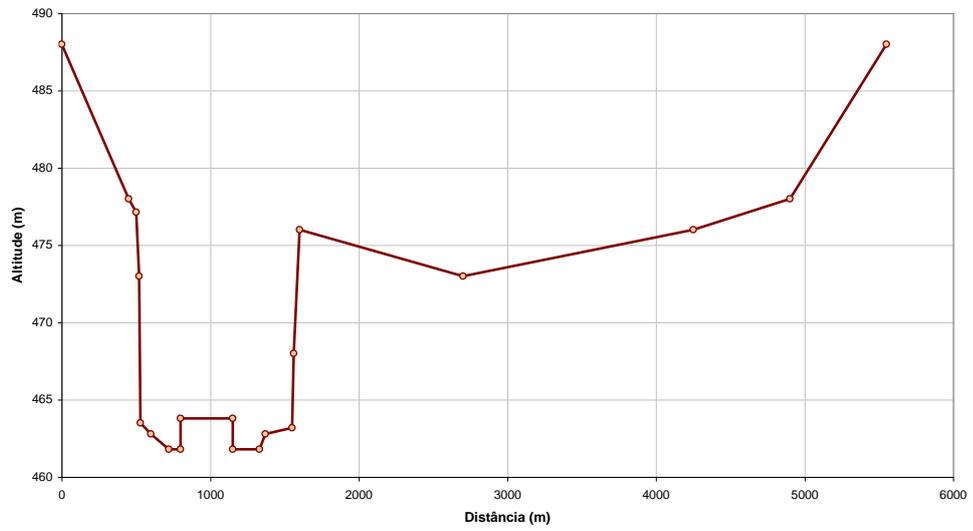
Seção 028



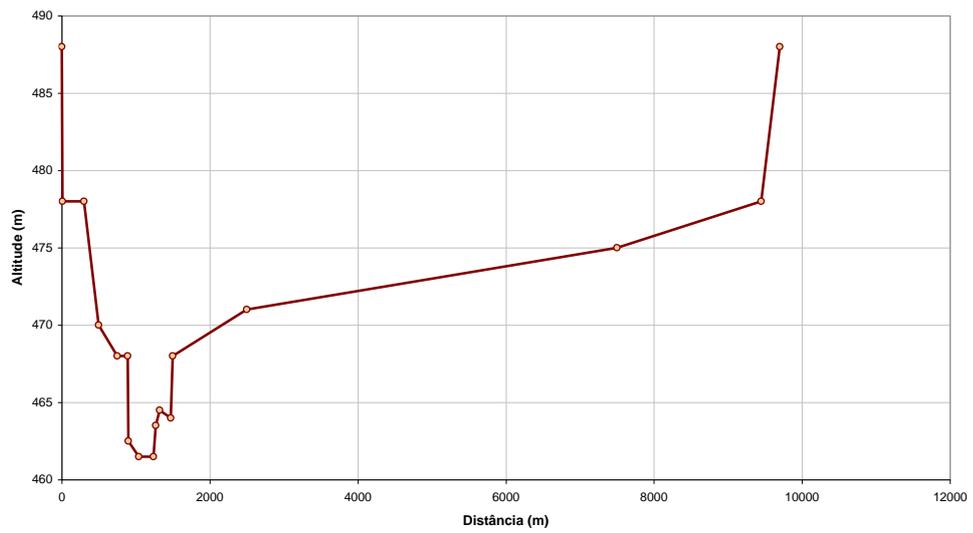
Seção 030



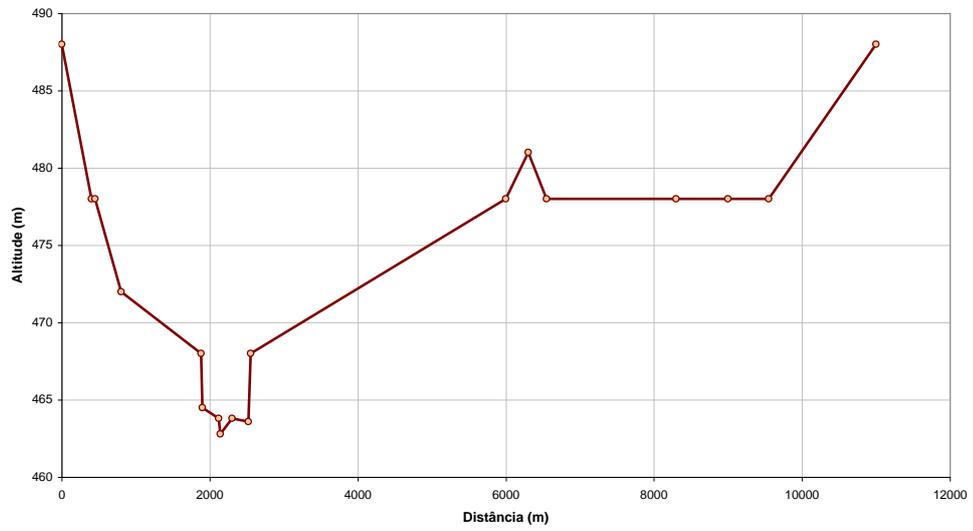
Seção 031



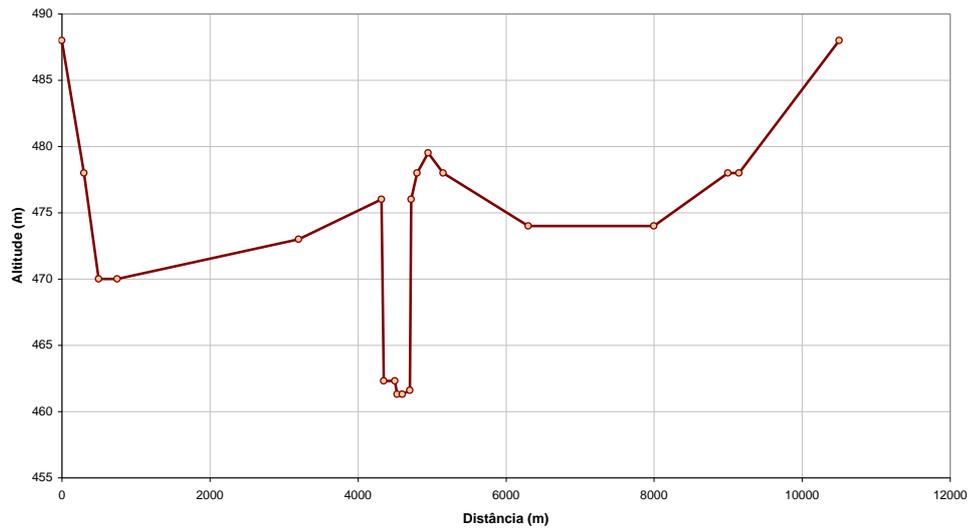
Seção 032



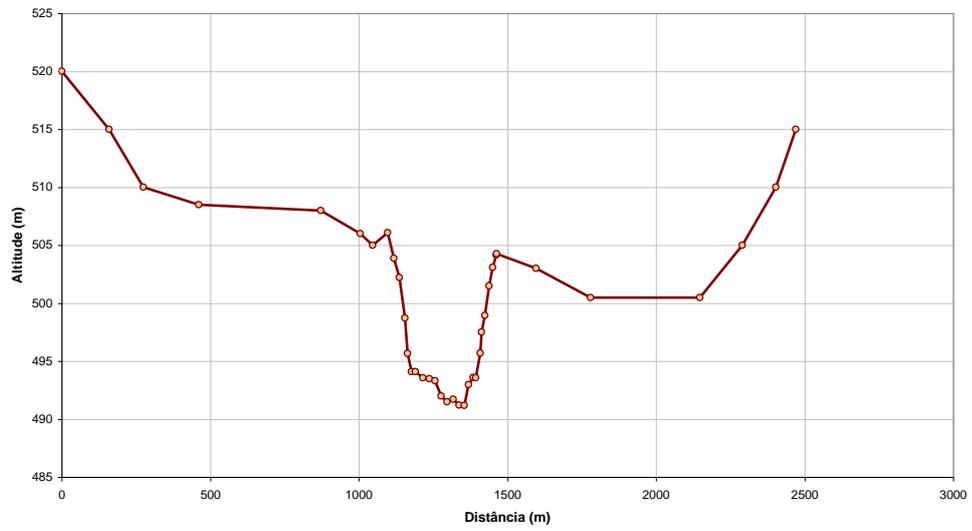
Seção 033



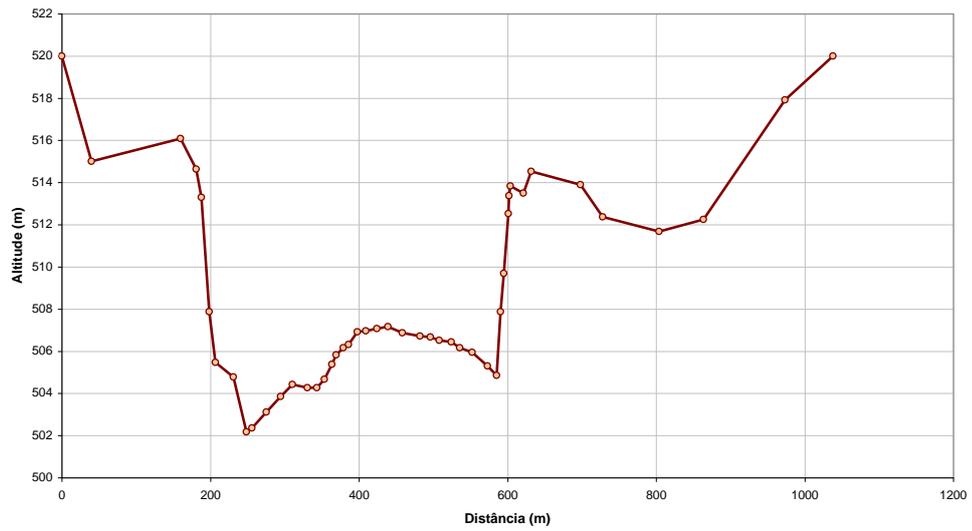
Seção 034



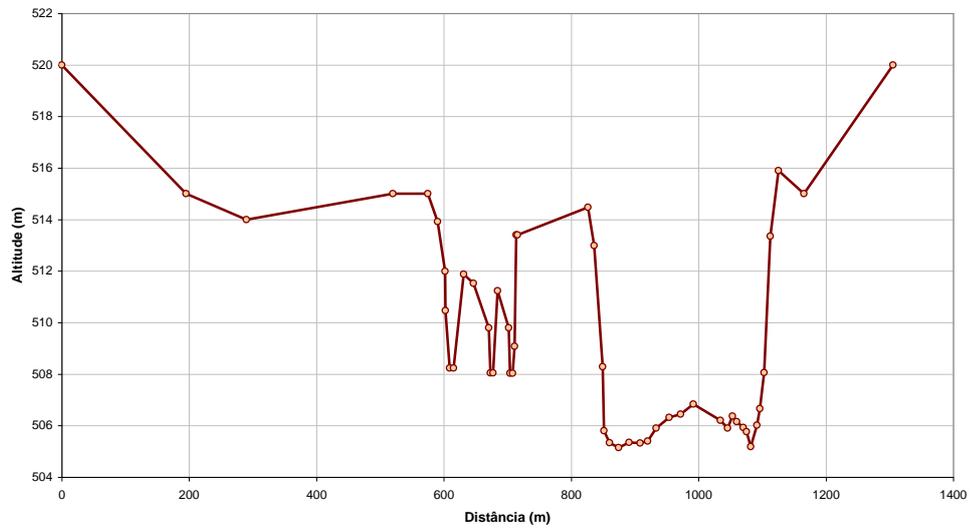
Seção 081



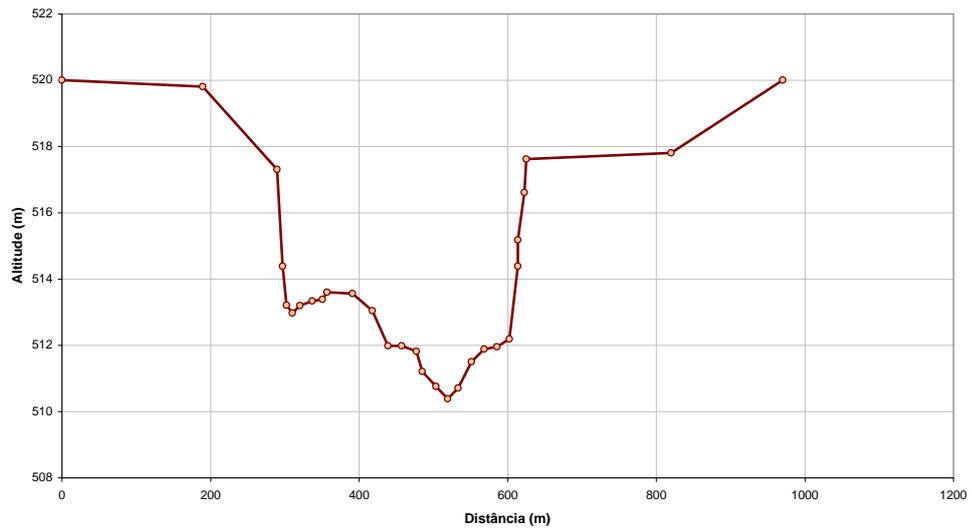
Seção 096



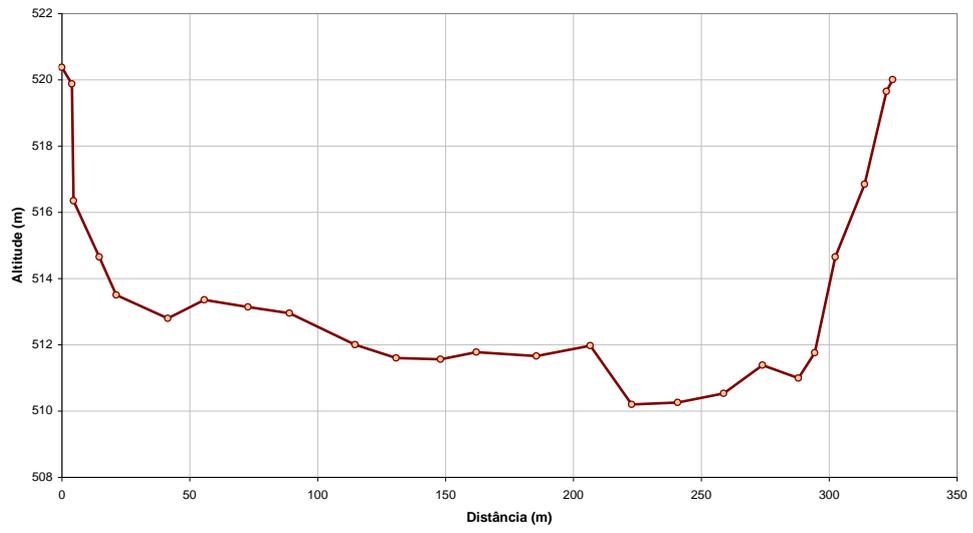
Seção 097



Seção 109



Seção 110



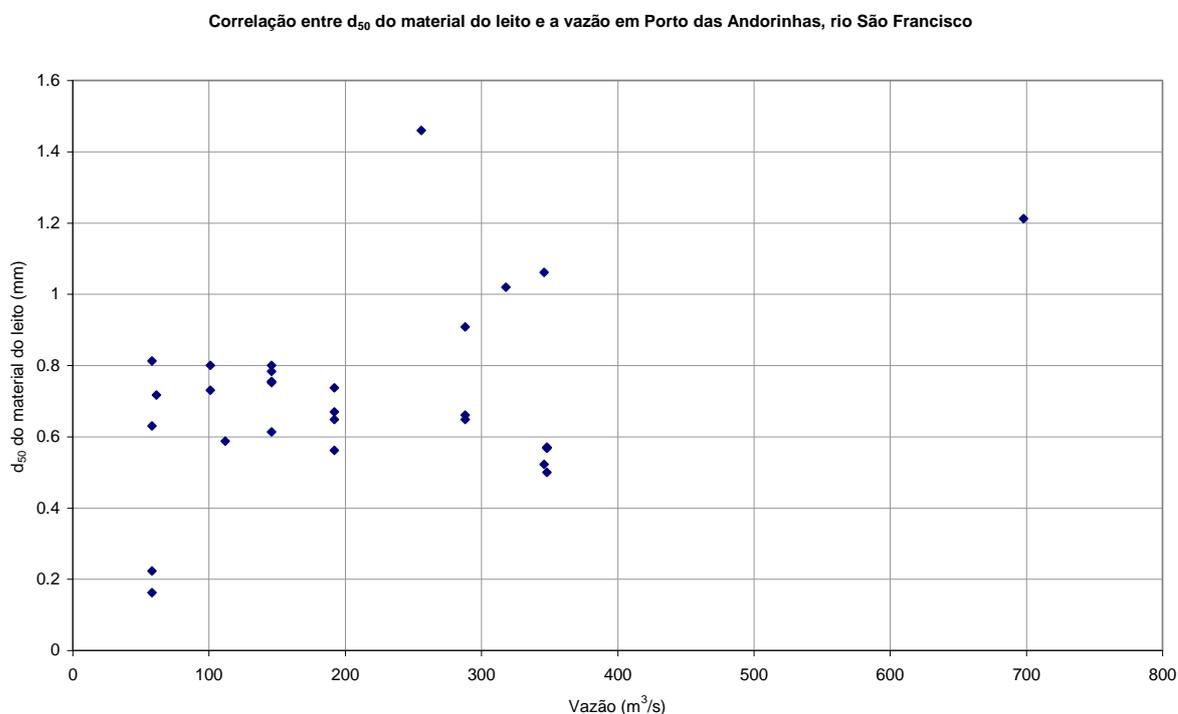
APÊNDICE E – GRÁFICOS DE DIÂMETRO CARACTERÍSTICO DOS SEDIMENTOS

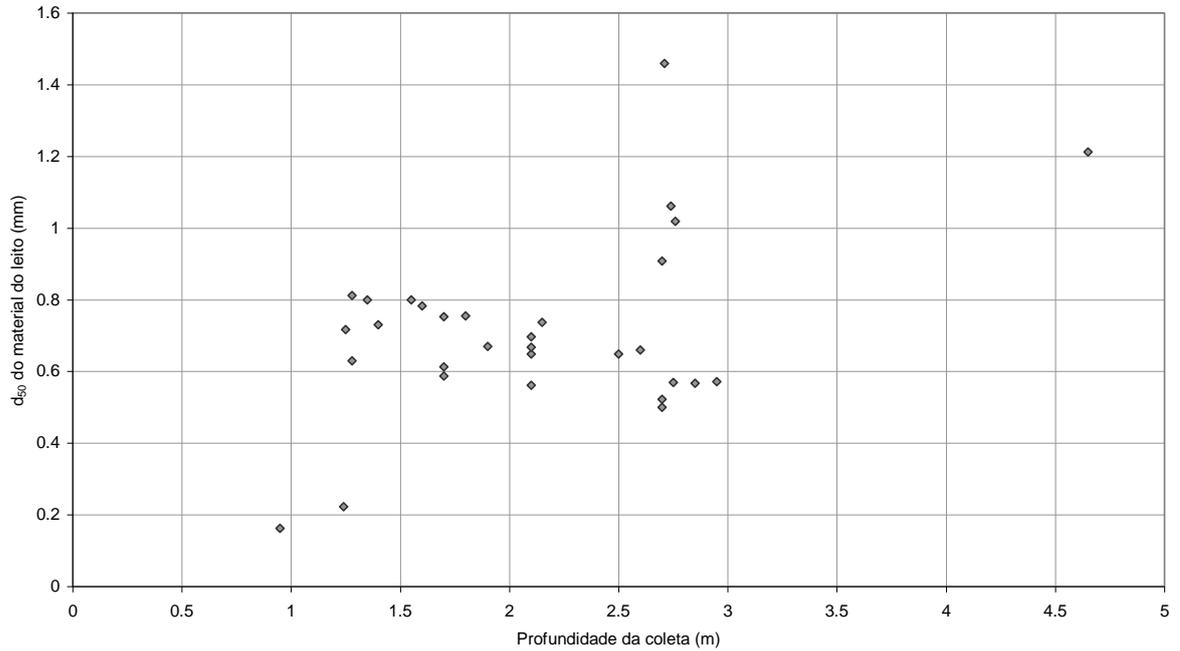
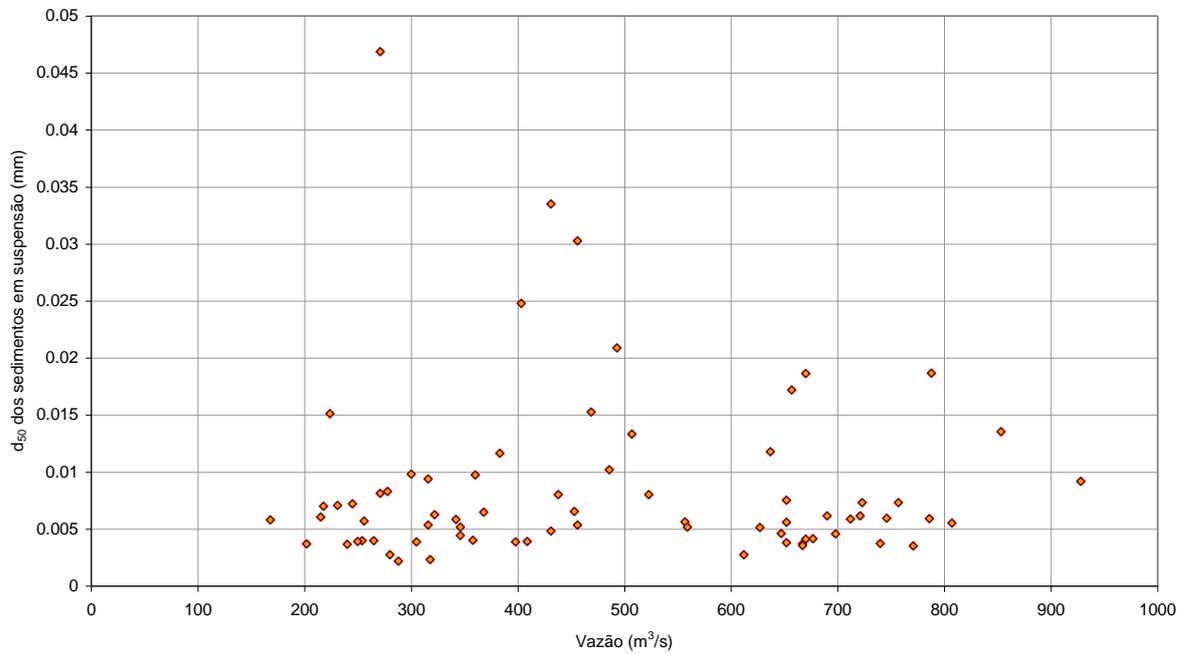
A seguir são apresentados diversos gráficos com os dados de vazão plotados no eixo das abscissas e a granulometria dos sedimentos plotada no eixo das ordenadas. Para sedimentos do material do leito e sedimentos em suspensão.

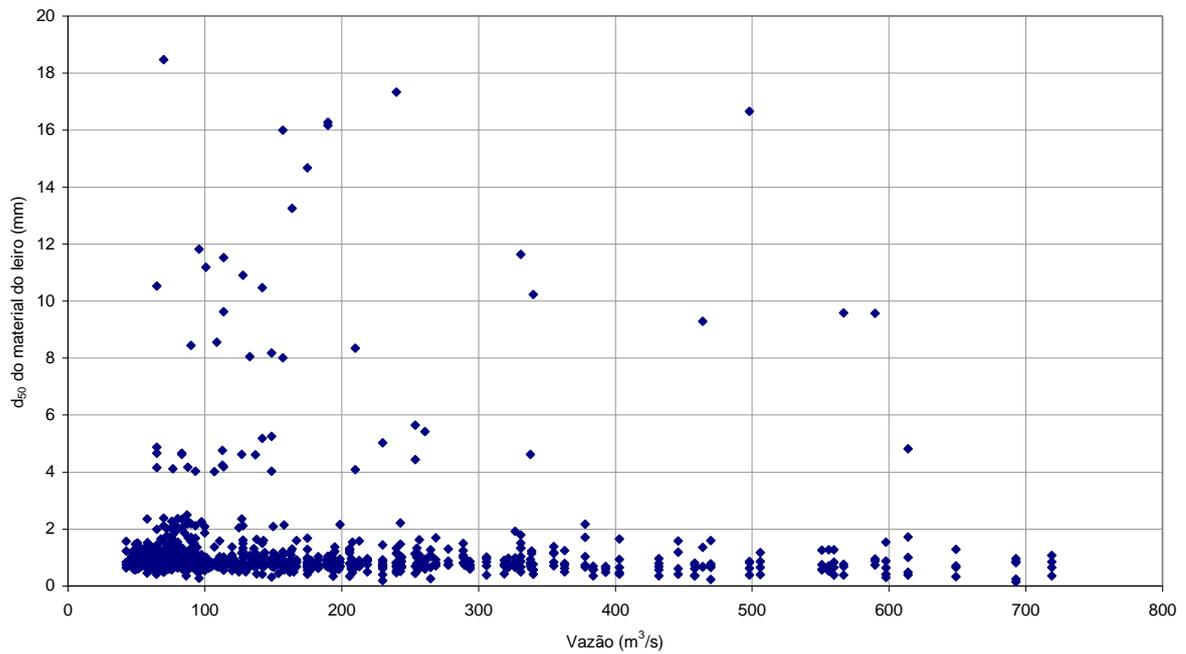
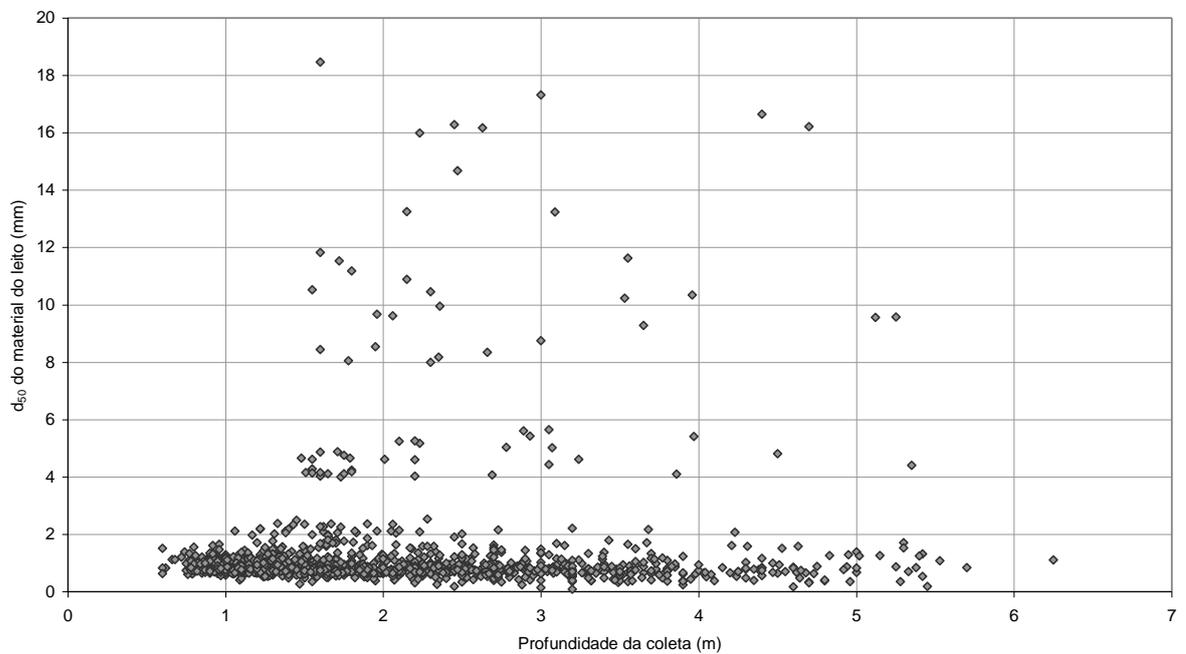
Foram também plotados dados de diâmetro médio dos sedimentos em relação à profundidade da coleta para o material do leito em estações a montante de Três Marias.

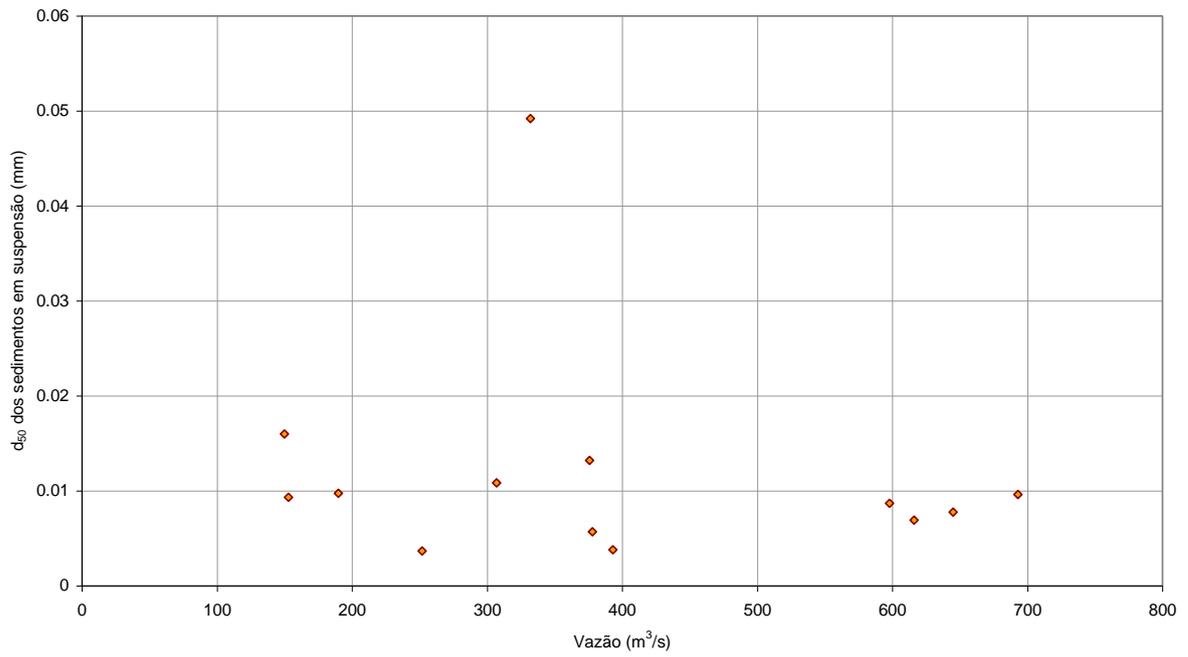
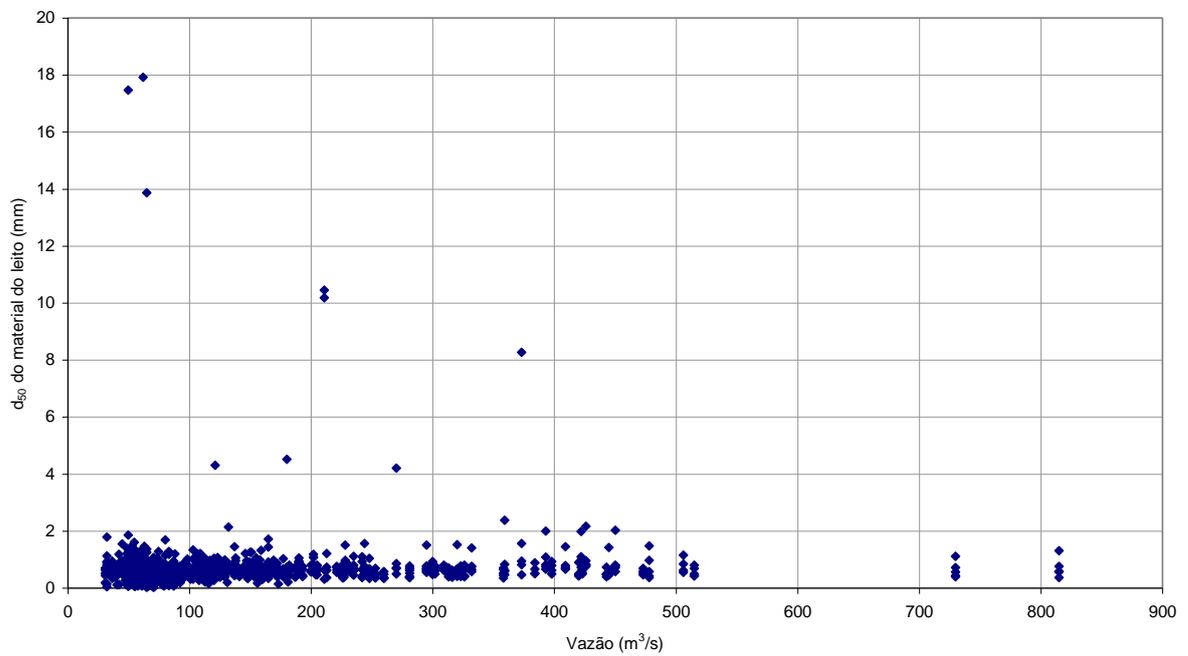
Para os dados do Porto das Andorinhas foram feitas análises com as granulometrias médias separadas para diversas faixas de vazão.

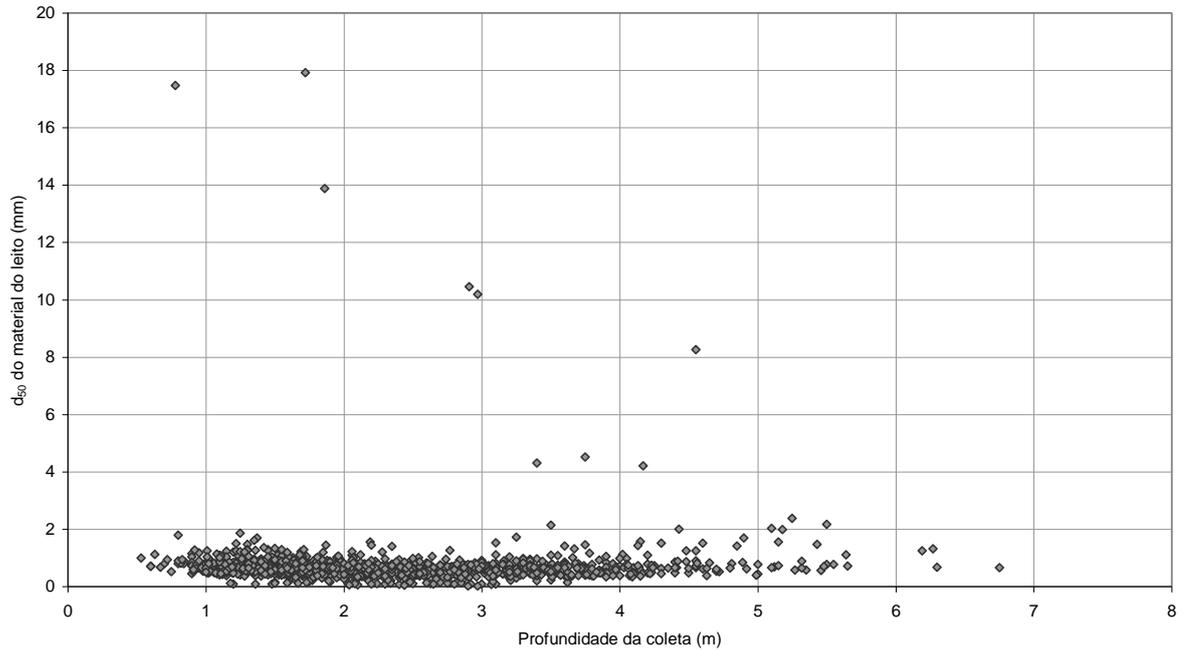
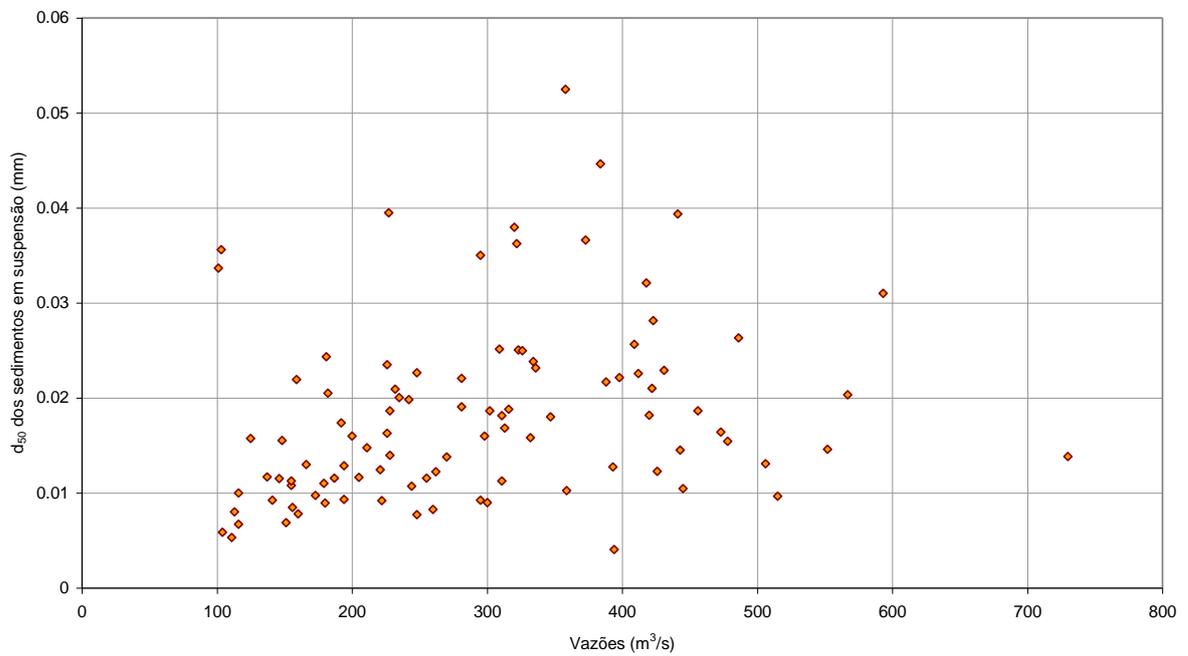
A não observação de correlação entre os parâmetros ocorreu em todos os casos, indicando a necessidade de análises diferenciadas destas para determinação da variação granulométrica dos sedimentos de acordo com a variação da vazão ou profundidade do escoamento, dado de entrada do *software* HEC-6.

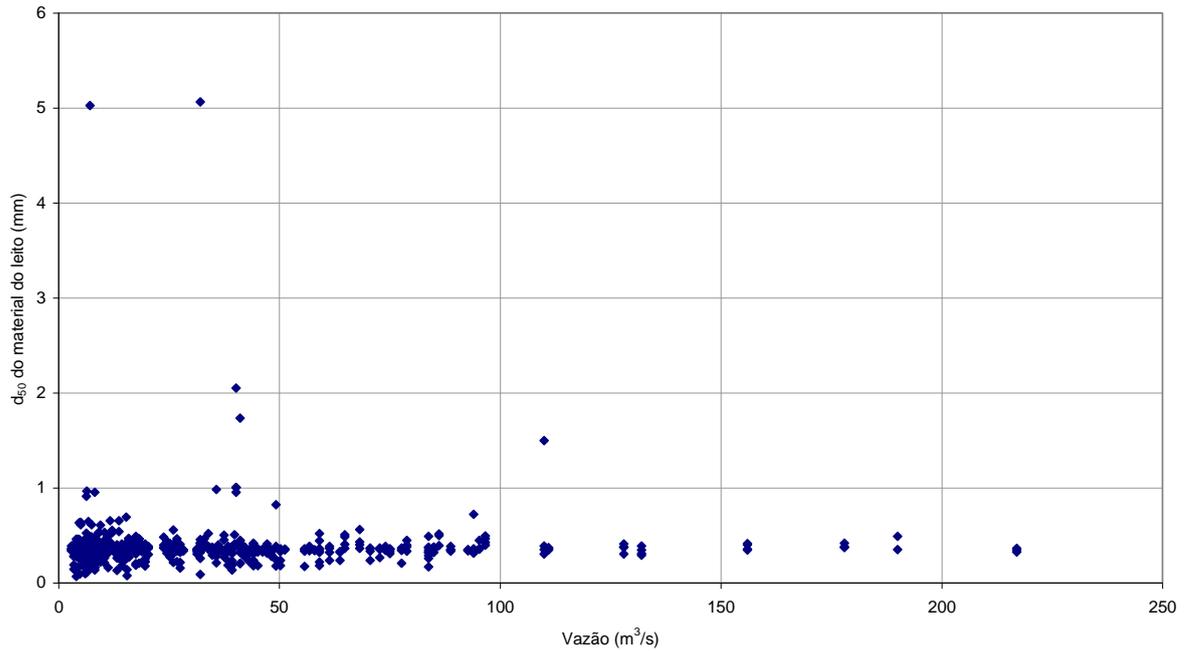
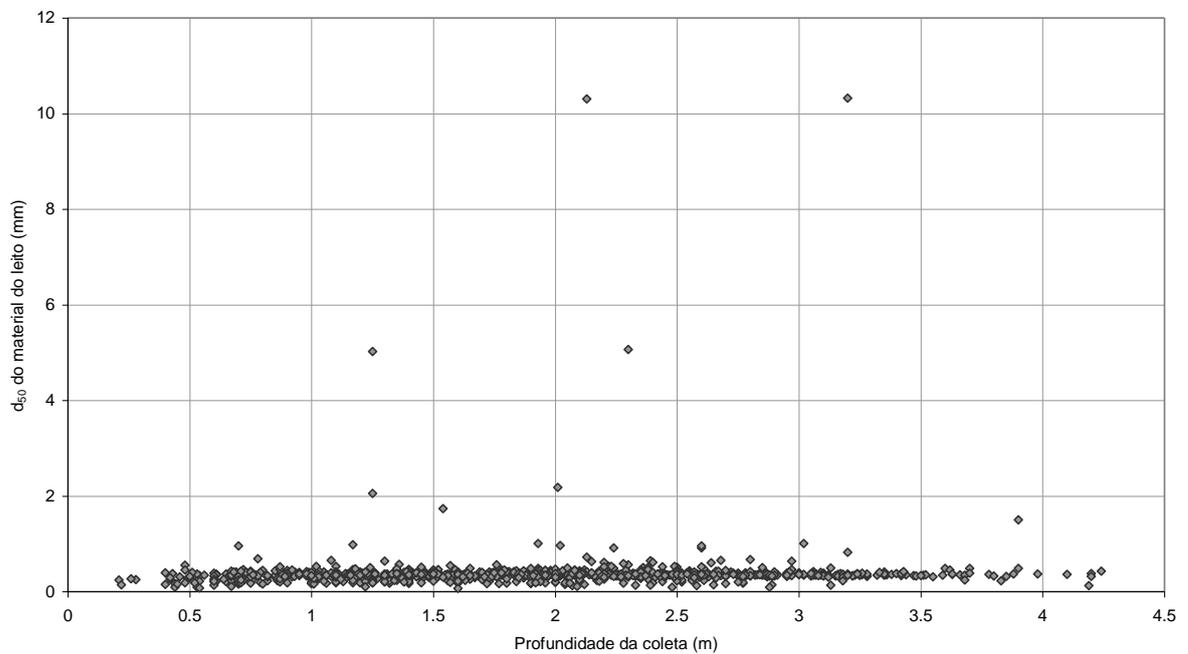


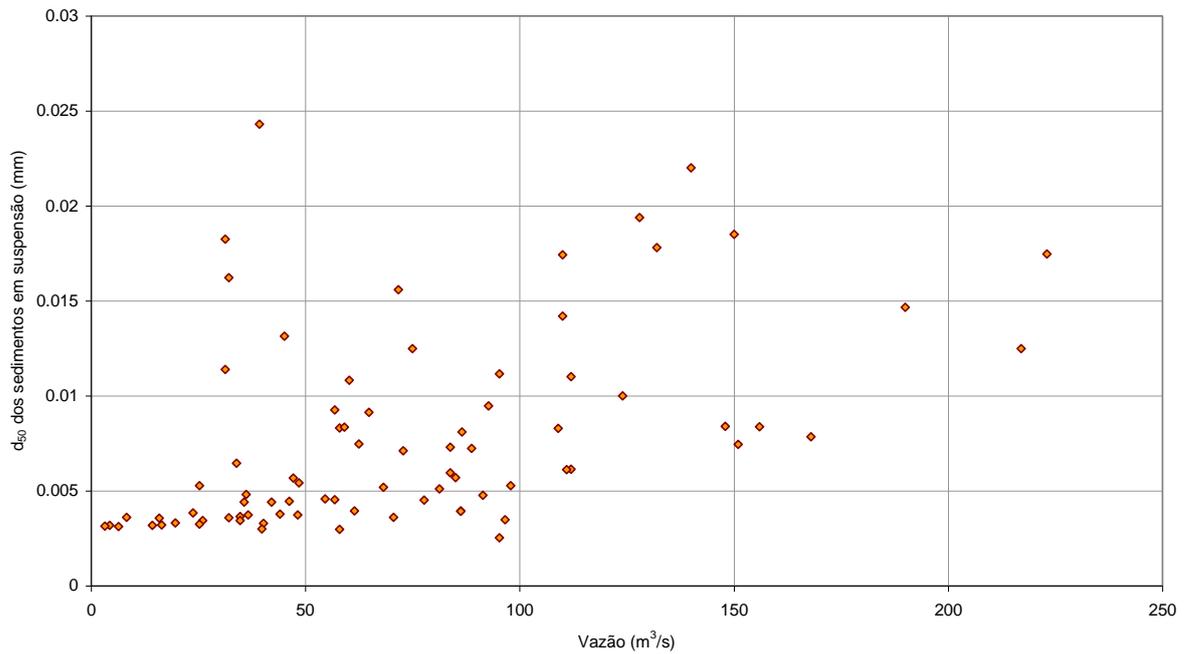
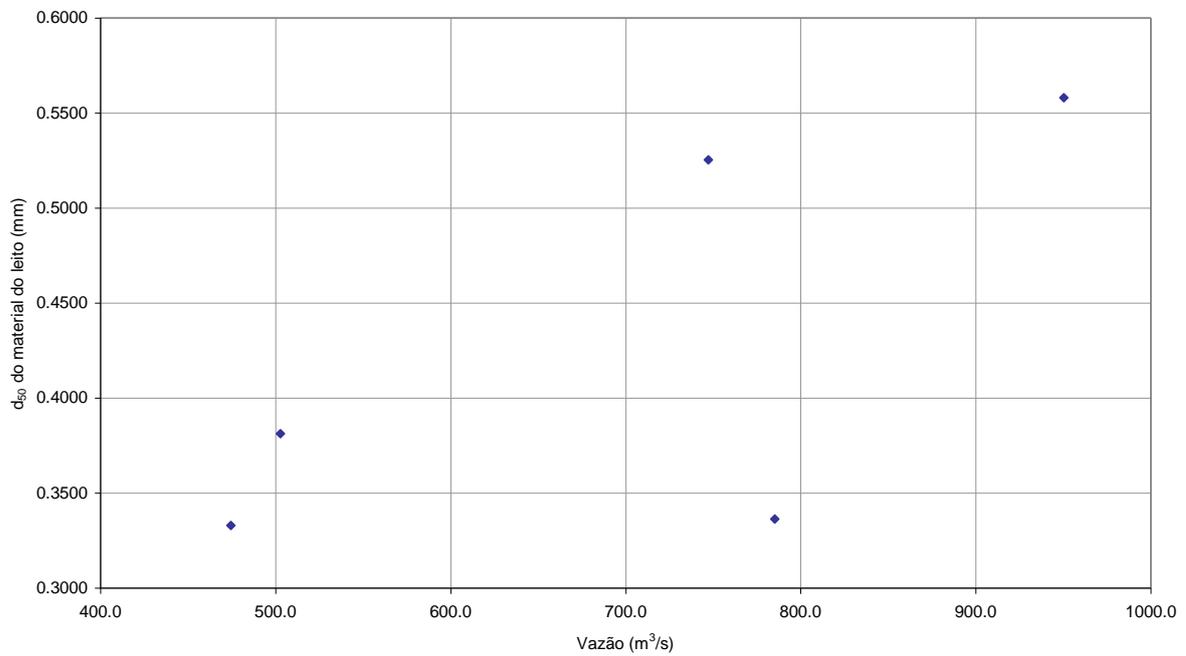
Correlação entre d_{50} do material do leito e a profundidade de coleta em Porto das Andorinhas, rio São FranciscoCorrelação entre d_{50} dos sedimentos em suspensão e a vazão em Porto das Andorinhas, rio São Francisco

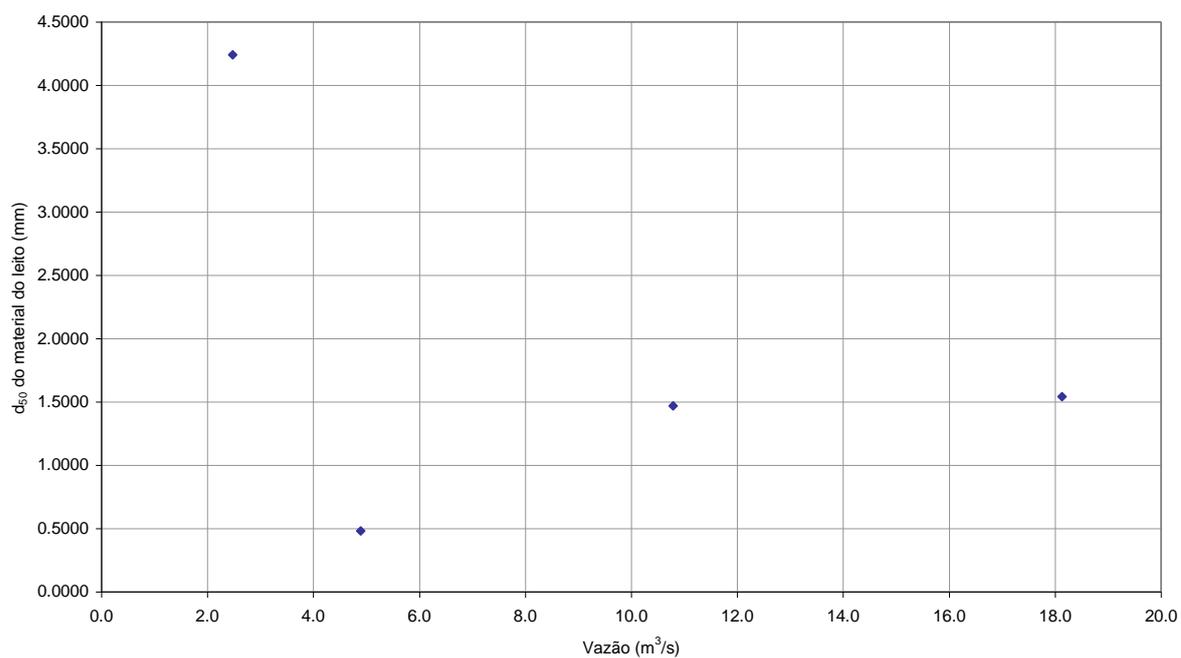
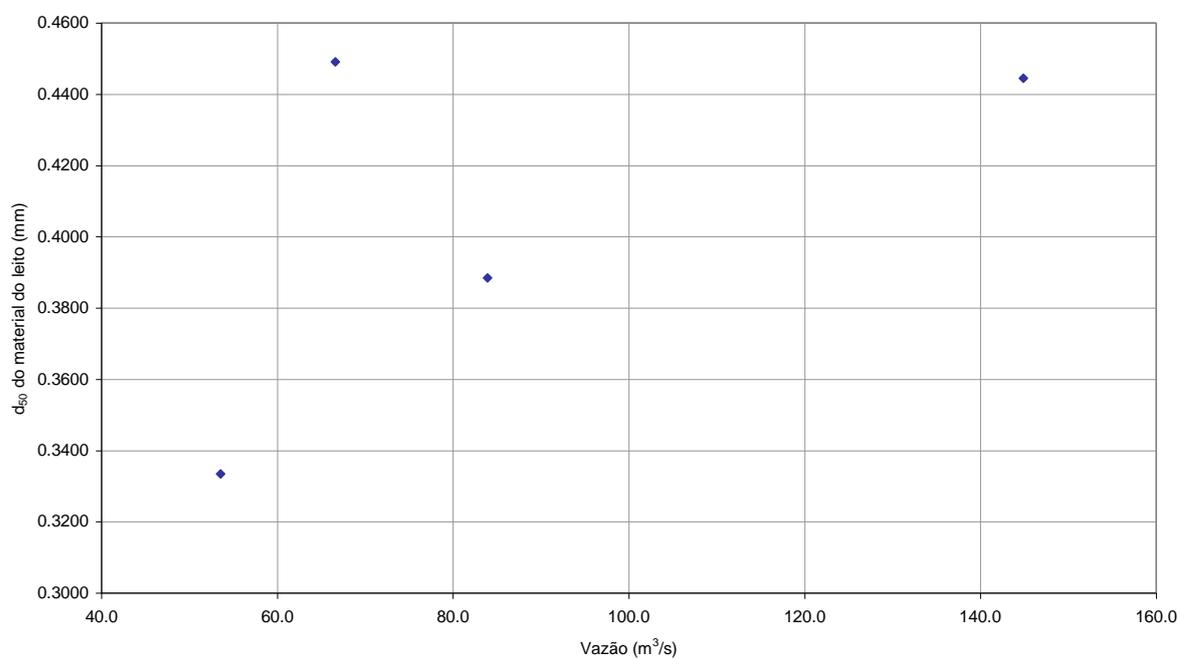
Correlação entre d_{50} do material do leito e a vazão em Porto Pará, rio ParáCorrelação entre d_{50} do material do leito e a profundidade de coleta em Porto Pará, rio Pará

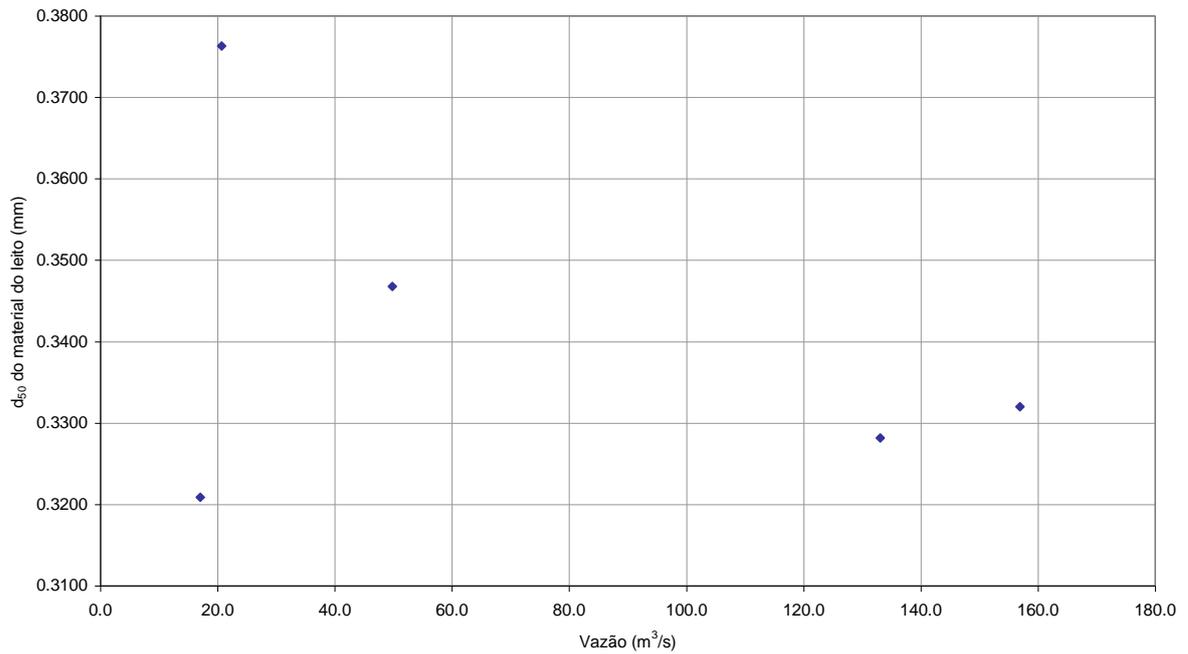
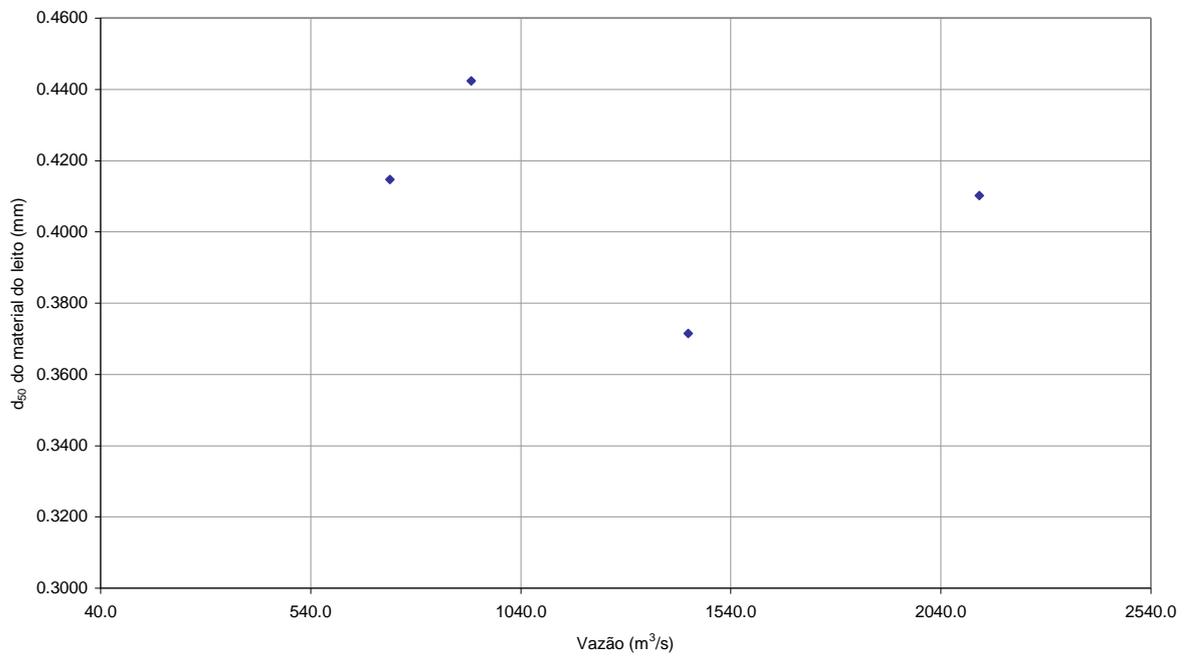
Correlação entre d_{50} dos sedimentos em suspensão e a vazão em Porto Pará, rio ParáCorrelação entre d_{50} do material do leito e a vazão em Porto Mesquita, rio Paraopeba

Correlação entre d_{50} do material do leito e a profundidade de coleta em Porto Mesquita, rio ParaopebaCorrelação entre d_{50} dos sedimentos em suspensão e a vazão em Porto Mesquita, rio Paraopeba

Correlação entre d_{50} do material do leito e a vazão em Porto Indaiá, rio IndaiáCorrelação entre d_{50} do material do leito e a profundidade de coleta em Porto Indaiá, rio Indaiá

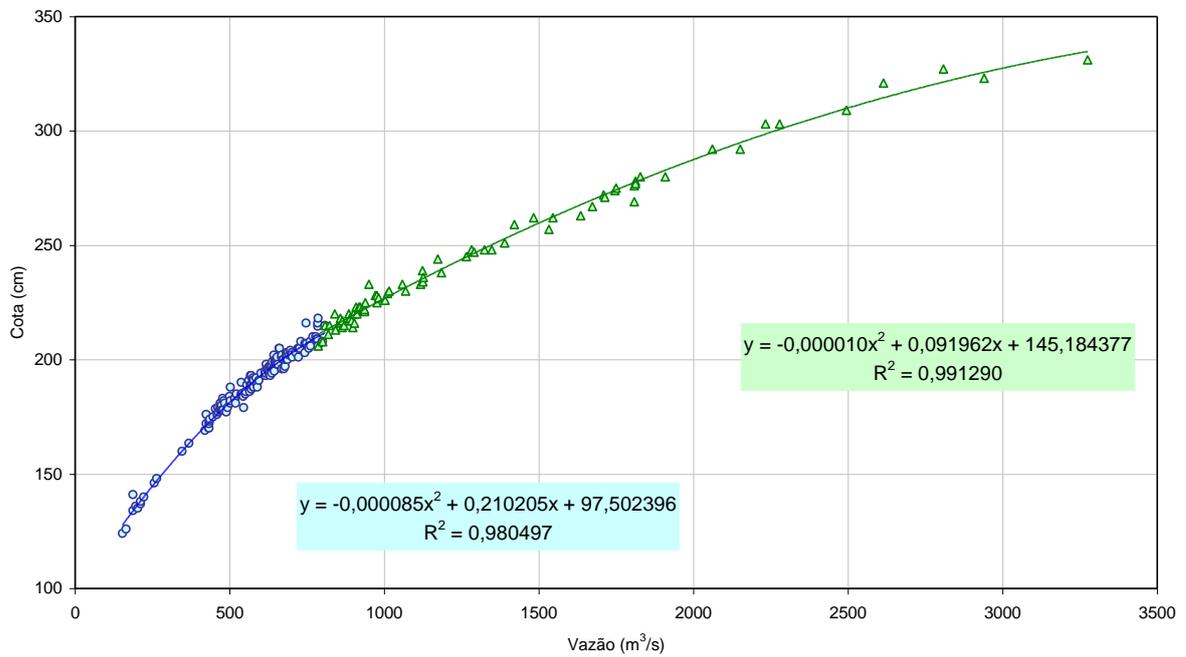
Correlação entre d_{50} dos sedimentos em suspensão e a vazão em Porto Indaiá, rio IndaiáCorrelação entre d_{50} do material do leito e a vazão em Pirapora-Barreiro, rio São Francisco

Correlação entre d_{50} do material do leito e a vazão em Fazenda Umburana-montante, rio JequitaiCorrelação entre d_{50} do material do leito e a vazão em Porto do Cavalo, rio Paracatu

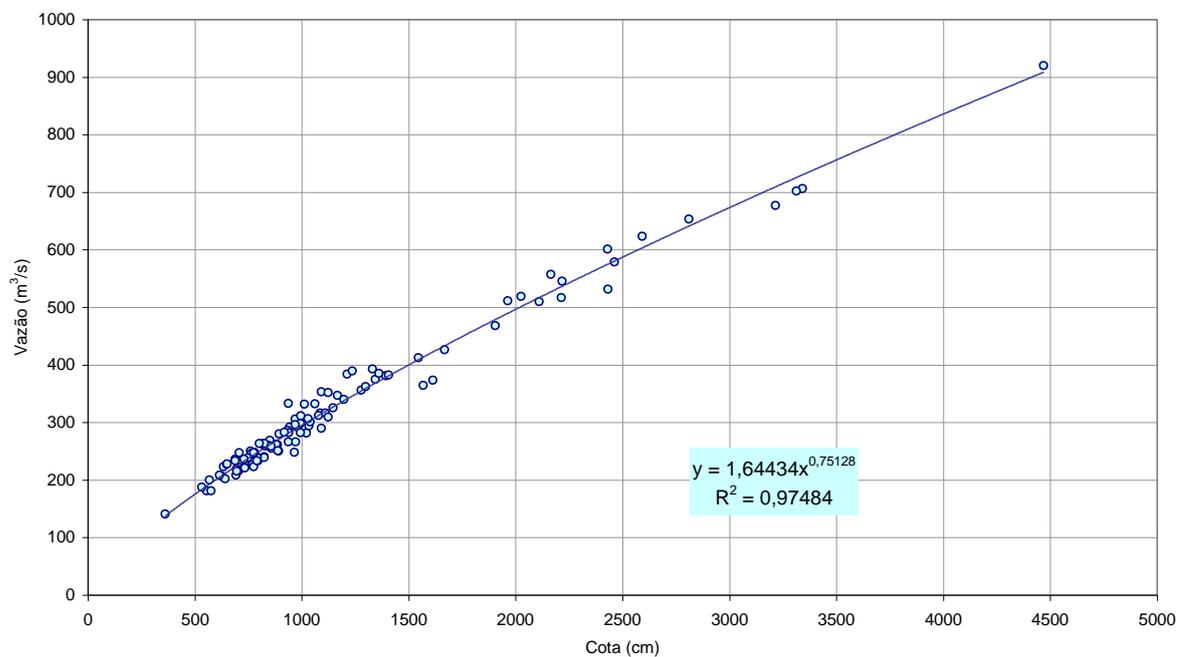
Correlação entre d_{50} do material do leito e a vazão em Barra do Escuro, rio UrucuiaCorrelação entre d_{50} do material do leito e a vazão em São Francisco, rio São Francisco

APÊNDICE F – CURVAS-CHAVE NAS ESTAÇÕES DE CONTROLE

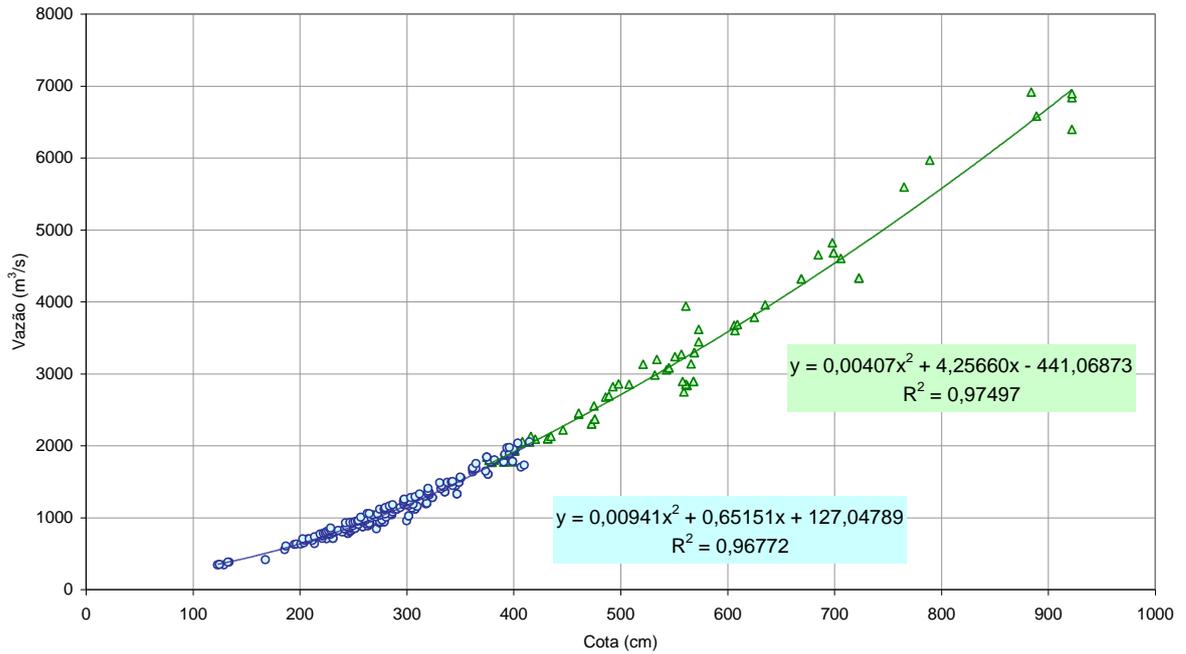
Curva-chave em Pirapora-Barreiro, rio São Francisco



Curva-chave em Cachoeira da Manteiga, rio São Francisco



Curva-Chave em São Romão, rio São Francisco



Curva-chave em São Francisco, rio São Francisco

