

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO,
MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS

RECONSTITUIÇÃO DA CALHA NATURAL DO
RESERVATÓRIO DA PCH SALTO DO
PARAOPEBA

Vítor Lages do Vale

Belo Horizonte

2014

**RECONSTITUIÇÃO DA CALHA NATURAL DO
RESERVATÓRIO DA PCH SALTO DO
PARAOPEBA**

Vítor Lages do Vale

Vítor Lages do Vale

**RECONSTITUIÇÃO DA CALHA NATURAL DO
RESERVATÓRIO DA PCH SALTO DO
PARAOPEBA**

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

Linha de pesquisa: modelagem física e matemática em hidráulica

Orientador: Carlos Barreira Martinez

Belo Horizonte

Escola de Engenharia da UFMG

2014

V149r

Vale, Vítor Lages do.
Reconstituição da calha natural do reservatório da PCH Salto do
Paraopeba [manuscrito] / Vítor Lages do Vale . – 2014.
xiii, 66 f., enc.: il.

Orientador: Carlos Barreira Martinez.

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

Bibliografia: f. 64-66.

1. Engenharia sanitária - Teses. 2. Reservatório - Sedimentação - Teses.
3. Hidráulica - Modelos - Teses. 4. Recursos hídricos - Desenvolvimento -
Teses. I. Martinez, Carlos Barreira. II. Universidade Federal de Minas Gerais,
Escola de Engenharia. III. Título.

CDU: 628(043)



FOLHA DE APROVAÇÃO

Reconstituição da calha natural do reservatório da PCH Salto do Paraopeba

VITOR LAGES DO VALE

Dissertação defendida e aprovada pela banca examinadora constituída pelos Senhores:


Prof. CARLOS BARREIRA MARTINEZ - Orientador


Prof. EDNA MARIA DE FARIA VIANA - Coorientadora


Prof. JORGE LUIS ZEGARRA TARQUI


Eng. ALAFIO PORTUGAL MAIA SALIBA


Prof. LÚCIO FLÁVIO DE SOUZA VILLAR


Prof. MARCELO GIILLIAN MARQUES

Aprovada pelo Colegiado do PG SMARH


Prof. Juliana Calábeira de Araújo
Coordenadora

Belo Horizonte, 08 de agosto de 2014.

Versão Final aprovada por


Prof. Carlos Barreira Martinez
Orientador

*A desgraça de Dom Quixote não era suas fantasias,
Mas o ceticismo de Sancho Pança.*

Franz Kafka

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, pela criação, pelo incentivo e incondicional apoio em todos os momentos da minha vida.

Aos meus irmãos e amigos, pelos momentos perdidos, os quais serão devidamente recompensados.

Ao professor Carlos Barreira Martinez, pela orientação e pela oportunidade de desenvolver pesquisa em área que tanto aprecio.

Aos tantos amigos que se dispuseram a ajudar na confecção deste documento.

À ANEEL, à CEMIG, à ELETROBRAS FURNAS, à FAPEMIG, ao CNPq e à VALE, pelo suporte financeiro para a realização desse trabalho.

RESUMO

O trecho fluvial correspondente ao reservatório da PCH Salto Paraopeba, localizado no rio Paraopeba encontra-se assoreado desde o início dos anos 2000, sendo o foco do presente estudo realizar as avaliações de hidráulica fluvial para a determinação de sua geometria primitiva. Destaca-se, porém, que não existem dados da batimetria original deste reservatório; assim, para a determinação da geometria original foram realizadas simulações de transporte de sedimento com calibração a partir de dados coletados em campo.

Foram realizadas simulações das vazões naturais afluentes ao reservatório em sua condição atual, sem a restrição hidráulica imposta pelo barramento de modo que fosse possível simular a erosão do reservatório até que a condição natural de escoamento seja estabelecida.

Como premissa para definição da geometria primitiva foram aplicadas as equações de equilíbrio morfodinâmico de Julien, as quais auxiliaram na definição da declividade do trecho do reservatório a ser alcançada nas simulações. Além disto, assumiu-se a cota de fundo do barramento como sendo o limite para erosão do reservatório, condição imposta, pois os relatórios de Projeto indicam que o barramento foi implantado em rocha basáltica competente sobre trecho encachoeirado.

Os resultados demonstram que no 36º ano de simulação o reservatório alcançou a cota 823,48, correspondente à cota de fundo original do reservatório na altura do barramento, indicando que neste passo de tempo alcançou-se o reservatório original.

Com o intuito de verificar os resultados encontrados na simulação de erosão do reservatório foram realizadas simulações de assoreamento do reservatório a partir da geometria primitiva encontrada nas simulações apresentadas anteriormente. Nestas simulações foram recriadas as condições existentes em 1956.

Os resultados indicam que em 62 anos, ou seja, em 2018 o assoreamento alcançaria geometria similar àquela encontrada na topobatimetria de 2013. O volume assoreado é de 3,92 Mm³, valor 3% inferior àquele encontrado para o volume encontrado para o assoreamento ocorrido entre 1956 (ano de construção da PCH) e 2013 (ano em que foi realizada a topobatimetria utilizada para as simulações).

ABSTRACT

The Salto do Paraopeba power plant reservoir is silted since the early 2000s, being the focus of this study to determine its primitive geometry. It is noteworthy, however, that there is no data from the original bathymetry of this reservoir, thus to determine the original geometry sediment transport simulations were performed from calibration by data collected in the field.

Simulations were developed with the reservoir in its present condition, but without the restriction imposed by the dam so it was possible to simulate the erosion of the reservoir until the natural flow condition is established.

As a premise for defining the primitive geometry morphodynamic equilibrium equations created by Julien were used to help to find the slope of the stretch of the reservoir to be reached in the simulations. Moreover, it was assumed the elevation of the bottom do the dam as threshold for erosion of the reservoir, once reports indicate that the dam was implemented in competent basaltic rock on a steep slope stretch.

The results show that after 36 years of simulation the reservoir reached the quota 823.48, corresponding to the original bottom of the dam, indicating that this step is achieved the original reservoir.

In order to verify the results found in the simulation of reservoir erosion, silting of the reservoir simulations were performed from primitive geometry found in the simulations of erosion. In these simulations the existing conditions in 1956 were recreated.

The results indicate that in 62 years, or 2018, the silting reach similar conditions to that found in 2013 bathymetry. The silted volume is 3.92 Mm³, value 3% lower than that found for the volume for sedimentation occurred between 1956 (year of construction of the power plant) and 2013 (the year when the bathymetry used for the simulations was made).

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	VII
LISTA DE TABELAS.....	VIII
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS	IX
1 INTRODUÇÃO.....	1
2 OBJETIVOS.....	3
2.1 OBJETIVO GERAL	3
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	3
3 REVISÃO DA LITERATURA.....	4
3.1 PROBLEMAS ENVOLVENDO HIDROSSEDIMENTOLOGIA DE RESERVATÓRIOS.....	4
3.2 MECÂNICA DOS RIOS E SEDIMENTOS	9
3.2.1 <i>Equilíbrio morfodinâmico e equações empíricas</i>	10
3.2.2 <i>Modelação matemática do transporte de sedimentos</i>	17
4 METODOLOGIA.....	36
4.1 MONITORAMENTO HIDROSSEDIMENTOMÉTRICO E TOPOBATIMÉTRICO.....	36
4.2 APLICAÇÃO DAS EQUAÇÕES DE JULIEN	39
4.3 REGIONALIZAÇÃO DOS DADOS.....	40
4.3.1 <i>Curva-chave de sedimentos</i>	40
4.3.2 <i>Curva granulométrica</i>	40
4.3.3 <i>Série de vazões</i>	42
4.4 CALIBRAÇÃO DO MODELO DE TRANSPORTE DE SEDIMENTO	45
4.5 PREMISSAS DE SIMULAÇÃO DA EROSIÃO DO RESERVATÓRIO PARA DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA PRIMITIVA	46
4.6 SIMULAÇÃO DE ASSOREAMENTO DA GEOMETRIA PRIMITIVA.....	47
5 DESCRIÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	48
5.1 MONITORAMENTO HIDROSSEDIMENTOMÉTRICO	49
5.2 APLICAÇÃO DAS EQUAÇÕES DE JULIEN	54
5.3 CALIBRAÇÃO DO MODELO DE TRANSPORTE DE SEDIMENTO	55
5.4 RECONSTITUIÇÃO DA GEOMETRIA PRIMITIVA	56
5.5 ASSOREAMENTO DO RESERVATÓRIO	58
6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	60
REFERÊNCIAS	62

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1 – Assoreamento do reservatório da PCH Pandeiros. Fonte: CERPCH/UNIFEI.	6
Figura 3.2 - Geometrias típicas em planta.	10
Figura 3.3 – Evolução dos meandros.	11
Figura 3.4 – Meandro prestes a ser abandonado no rio Pará.	12
Figura 3.5 – Meandros abandonados no rio Pará.	12
Figura 3.6 - Representação esquemática da equação de equilíbrio.	14
Figura 3.7 – Gráficos para obtenção da vazão dominante.	15
Figura 3.8 – Primeira hipótese das equações de Saint Venant.	19
Figura 3.9 - Segunda hipótese das equações de Saint Venant.	20
Figura 3.10 - Relação entre diâmetro nominal do sedimento e a velocidade de queda para quartzo caindo infinitamente em água destilada em repouso.	22
Figura 3.11 – Volume de controle para o material do leito. Fonte: Manual HEC-6, 1993.	32
Figura 3.12 – Material sedimentar no leito do rio.	33
Figura 3.13 – Modificação da seção transversal devido à deposição de sedimento.	34
Figura 3.14 – Modificação da seção devido à erosão.	34
Figura 4.1 – Curvas granulométricas do material de fundo.	37
Figura 4.2 – Localização das seções transversais utilizadas.	38
Figura 4.3 – Curvas cota-área-volume do reservatório em 2011 e 2013.	38
Figura 4.4 – Curva-chave de sedimento considerada nas simulações.	41
Figura 4.5 – Curva-chave do vertedouro da PCH Salto do Paraopeba.	45
Figura 4.6 – Perfil longitudinal do vertedouro da PCH Salto do Paraopeba.	46
Figura 5.1 - Assoreamento do reservatório da PCH Salto Paraopeba.	48
Figura 5.2 - Perfil de fundo do reservatório da PCH Salto Paraopeba (levantamento topobatimétrico de 2013).	49
Figura 5.3 - Localização da estação hidrossedimentométrica Belo Vale.	50
Figura 5.4 - Localização da seção onde foram realizadas três campanhas hidrossedimentométricas para o presente trabalho.	51
Figura 5.5 – Comparação da descarga total encontrada nas campanhas realizadas para o presente trabalho com os valores de descarga total encontrados para os registros da estação Belo Vale a partir do Método de Colby.	52
Figura 5.6 - Curva-chave de sedimento considerada para a PCH Salto do Paraopeba.	54
Figura 5.7 – Resultados das simulações de calibração do modelo.	56
Figura 5.8 – Perfil longitudinal do reservatório obtido nas simulações de erosão do reservatório.	57
Figura 5.9 – Evolução da erosão do reservatório em valores acumulados.	58
Figura 5.10 – Resultados da simulação de assoreamento do reservatório a partir da geometria primitiva.	59
Figura 5.11 – Resultados da simulação de assoreamento do reservatório a partir da geometria primitiva.	59

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Alguns reservatórios no Brasil parcial ou totalmente assoreados	8
Tabela 3.2 – Classes granulométricas	21
Tabela 4.1 – Monitoramento de sedimento em suspensão	37
Tabela 4.2 – Série de vazões da Estação Belo Vale	42
Tabela 4.3 – Série de vazões da Estação Ponte Nova do Paraopeba.....	43
Tabela 4.4 – Série de vazões da PCH Salto do Paraopeba.	44
Tabela 5.1 – Descarga sólida total encontrada para cada campanha.....	52
Tabela 5.2 – Descarga sólida total encontrada para cada campanha.....	53
Tabela 5.3 – Resumo dos resultados obtidos para o trecho do reservatório.....	55

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

ABREVIATURAS:

ANA	Agência Nacional de Águas
ANEEL	Agência Nacional de Energia Elétrica
ASCE	<i>American Society of Civil Engineers</i>
CEMIG	Central Energética de Minas Gerais
CPRM	Serviço Geológico do Brasil
CERPCH	Centro Nacional de Referência em Pequenas Centrais Hidrelétricas
HEC	<i>Hydrologic Engineering Center</i>
PCH	Pequena Central Hidroelétrica
RAS	<i>River Analysis Sistem</i>
UHE	Usina Hidrelétrica
UNIFEI	Universidade Federal de Itajubá

SÍMBOLOS:

γ	Peso específico da água
γ_s	Peso específico do sedimento
τ_{0c}	Tensão cisalhante
τ_θ	Número de Shields
ν	Viscosidade cinemática
λ	Comprimento dos meandros
ρ	Densidade da água
ρ_s	Densidade do sedimento
ω	Velocidade de queda da partícula
A	Parâmetro de mobilidade crítica
Bo	Largura do leito móvel
CL	Concentração do sedimento na zona inferior
Cm	Concentração do sedimento
Ct	Concentração do sedimento total
D50	Diâmetro médio do sedimento
ds	Diâmetro médio do sedimento
Fgr	Parâmetro de mobilidade
g	Aceleração da gravidade,
G	Descarga média de sedimento
Ggr	Função de transporte
gs	Taxa de transporte de sedimento em peso/tempo/largura
gsb	Descarga sólida de fundo em toneladas/dia/largura
gssL	Descarga sólida em suspensão na zona inferior em toneladas/dia/largura
gssM	Descarga sólida em suspensão na zona intermediária em toneladas/dia/largura
gssU	Descarga sólida em suspensão na zona superior em toneladas/dia/largura
h	Profundidade hidráulica do escoamento

k	Coefficiente de rugosidade
K'	Coefficiente de rugosidade baseado em grãos
Ld	Comprimento do trecho a jusante
Lu	Comprimento do trecho a montante
n	Expoente de transição
nv	Expoente que descreve a temperatura
P	Sinuosidade do canal.
Q	Descarga líquida
QS	Descarga sólida
Qsm	Descarga sólida em suspensão
R	Raio hidráulico
Rh	Raio hidráulico
S	Gradiente de energia
s	Gravidade específica
U	Velocidade
u*	Tensão cisalhante
V	Velocidade média na seção
Vsed	volume de sedimento
W	Largura de topo do canal
X	Concentração do sedimento
x	distância ao longo do canal
Ys	Profundidade do sedimento no volume de controle
z	Expoente que descreve a relação entre sedimento e as características hidráulicas

1 INTRODUÇÃO

O estudo da dinâmica fluvial é uma das mais antigas áreas de atuação da Engenharia de Recursos Hídricos. Os estudos foram iniciados pelo médico e físico italiano Domenico Guiglielmini, nascido na cidade de Bologna em 1655. Responsável pela disciplina criada especialmente para ele na Universidade de Bolonha, Hidrometria, Guiglielmini publicou em 1697 a mais importante de suas obras: *Della Natura Dei Fiumi* (Da Natureza dos Rios), tratado de monumental importância no progresso da hidráulica de rios, resultante da combinação da teoria matemática com a observação prática.

Porém, somente a partir da década de 1940 que as primeiras propostas de equacionamentos par cálculo da descarga sólida total foram propostas, dentre elas: Meyer-Peter Muller (1948), Einstein, filho do físico Albert Einstein (1950), Laursen (1958), Colby (1964), Engelund e Hansen (1967), Toffaleti (1968), Ackers e White (1973) e Yang (1973 e 1984).

Em 1955, Lane estabeleceu as inter-relações entre as variáveis morfodinâmicas de maneira qualitativa (FISRWG, 2001). Estas inter-relações permitiram o desenvolvimento de equações empíricas, como aquelas propostas por Julien (1989), às quais permitem a estimativa de variáveis geométricas de cursos de água a partir das características do material depositado.

Estes estudos permitiram o avanço do conhecimento sobre a dinâmica sedimentar e conseqüentemente solucionar problemas relacionados à rios quando submetidos a alterações de suas características, como por exemplo: erosão provocada pela introdução de pilares no leito de rios, erosão das margens em função da supressão da vegetação ciliar, erosão a jusante de canais, assoreamento de canais e reservatórios, etc.

Dentre esses salienta-se o assoreamento de reservatórios, tema principal desta pesquisa. O assoreamento é proporcionado pela redução da velocidade do escoamento, propiciando com que partículas de menor diâmetro que antes encontravam-se em suspensão seja depositadas, enquanto partículas que eram transportadas por arraste ou saltação, também deixem se locomover, provocando o acúmulo deste material a partir da cabeceira do reservatório. O acúmulo contínuo proporciona a gradativa redução do volume útil do reservatório inutilizando-o quando completamente preenchido.

Estudo do Banco Mundial demonstra que a vida útil média dos reservatórios existentes no mundo foi reduzida de 100 para 22 anos desde que se tem registros, tendo sido gastos aproximadamente 6 bilhões de dólares anuais para promover o desassoreamento (ANEEL, 2000). Carvalho (2008) estimou que 0,5% da capacidade dos reservatórios brasileiros era perdida anualmente em função do assoreamento.

O estudo hidrossedimentológico é particularmente importante para o Brasil em função da matriz energética brasileira ser predominantemente de origem hidroelétrica, com participação de aproximadamente 90%. Apesar disto, estes estudos têm sido realizados de maneira incompleta, com a utilização de métodos empíricos que possuíam importante papel no passado, quando as ferramentas computacionais não permitiam a previsão de mudança de leito a partir da aplicação de equações de transporte sedimentar para simulações de longo termo. Porém, atualmente, métodos empíricos, como o Método Empírico de Redução de Área e o Método da Área Incremental, apresentam resultados amplamente inferiores àqueles alcançados com a utilização das equações de transporte de sedimento inseridas nos modelos computacionais como HEC-RAS, FLO2D, BASEMENT, etc.

Cortez, Pinheiro e Baptista (2013) demonstraram que a utilização da ferramenta HEC-RAS apresentou resultados significativamente mais próximos daqueles observados em campo para a UHE Aimorés, de propriedade da CEMIG, com resultados entre 30 e 100% mais aderentes aos dados de campo. Liu e Tominaga (2003) e Heredia *et al.* (2012) apresentaram resultados também favoráveis à utilização desta ferramenta também para simulações de *flushing* (lavagem) em reservatórios, indicando que não somente para assoreamento, mas como para erosão, estas ferramentas podem ser utilizadas.

Destaca-se que, para a utilização destas ferramentas, há necessidade de que se tenha uma boa base de dados de geometria e caracterização sedimentométrica, especialmente do material de fundo.

Nesta pesquisa buscou-se fazer uso do módulo de transporte de sedimento da ferramenta HEC-RAS para, com base em informações de campo, realizar a modelagem matemática de transporte de sedimento para reconstituir a geometria primitiva do reservatório da PCH Salto do Paraopeba, localizada no rio Paraopeba, próximo a cidade de Jeceaba, MG. Além disto, foi realizada a simulação de assoreamento da geometria primitiva encontrada na primeira etapa com o intuito de se alcançar a geometria atual.

2 OBJETIVOS

2.1 *Objetivo geral*

O objetivo geral desta pesquisa é a reconstituição da calha natural do trecho fluvial correspondente ao reservatório da PCH Salto Paraopeba por meio do emprego de metodologias empíricas e modelos matemáticos de transporte de sedimento.

2.2 *Objetivos específicos*

Os objetivos específicos abrangem a avaliação das variáveis significativas para a modelagem do transporte de sedimento, assim como das técnicas adotadas para regionalização e caracterização hidrossedimentológica. Os objetivos específicos são listados a seguir:

- avaliar a potencialidade do uso do programa HECRAS em simulações de transporte de reconstituição de calha natural;
- avaliação das técnicas de regionalização da curva-chave de sedimento;
- avaliação da sensibilidade dos modelos de transporte de sedimento para erosão e deposição; e
- avaliação das técnicas de calibração dos modelos de transporte de sedimento.

3 REVISÃO DA LITERATURA

Este item visa complementar os assuntos diretamente relacionados com a atividade fim desta pesquisa, analisar a geometria das calhas fluviais por meio de equações empíricas e modelos matemáticos existentes, além da geração de informações básicas necessárias às simulações ou análises dos resultados.

3.1 **Problemas envolvendo hidrossedimentologia de reservatórios**

Segundo Garcia (1999) *apud* Mays (2011), desde o início da humanidade, o processo de transporte de sedimento tem afetado o abastecimento de água, irrigação, agricultura, controle de cheias, migrações, barragens, navegação, pesca e habitat aquático. Nos últimos anos, ao processo de sedimentação, tem sido atribuído também um importante papel no transporte de poluentes.

Segundo Gottschalk e Jones (1955) *apud* Vanoni (2006), o sedimento que é transportado até os oceanos pouco afeta as atividades humanas, porém, representa apenas 25% de todo o material erodido no continente. O restante deste material fica depositado em planícies aluvionares e nas calhas dos rios e são removidos por processos de extração ou depositados nos reservatórios construídos pelo homem.

Carvalho (2008) apresentou alguns danos causados pela erosão, pelo transporte e depósito de sedimentos, dentre eles:

Erosão

- Destruição das nascentes;
- Empobrecimento do solo; e
- Instabilização de encostas.

Transporte

- Aumento do custo de tratamento de águas para consumo humano;

- Degradação de equipamentos hidráulicos, como turbinas ou bombas hidráulicas; e
- Transporte de poluentes.

Depósito

- Redução da vida útil de reservatórios;
- Redução da capacidade de amortecimento de cheias de reservatórios;
- Redução da capacidade de regularização de vazões de reservatórios;
- Elevação do NA aumentando o risco hidráulico de populações ribeirinhas ou redução do calado para navegação; e
- Dano a edificações quando transportada por enchentes.

O sedimento pode causar danos dependendo da quantidade, característica e local de deposição ou erosão, mas nem todo processo envolvendo sedimento é danoso. Depósitos aluvionares podem conceder benefícios, como formar planícies de inundação ou deltas férteis o suficientes para serem utilizados na agricultura, como material para aterro ou como solo superficial para novas plantações.

Muitos problemas envolvendo transporte de sedimento poderiam ser solucionados ao se interromper completamente a erosão da bacia hidrográfica, porém, isto nem sempre é possível ou economicamente viável. Além disto, esta solução pode levar a criação de outros problemas, como o aumento dos processos erosivos nas calhas dos rios, os quais teriam que buscar novamente seu equilíbrio morfodinâmico.

No caso específico de reservatórios, quando o escoamento alcança um grande volume de água, a velocidade e a capacidade de transporte de sedimento é reduzida e sua carga de sedimento é depositada. A quantidade de sedimento que é depositada depende do tempo de detenção, forma do reservatório, regra operacional e outros fatores, sendo que, na maioria dos casos, mais de 90% da carga de sedimento afluente a um reservatório é depositada (BRUNE, 1953, *apud* VANONI, 2006).

Apesar disto, pouco tem se considerado os processos de sedimentação no desenvolvimento de projetos de engenharia de barragens. Especialmente os reservatórios construídos em bacias hidrográficas localizadas em regiões úmidas, com processos de intemperização do solo são mais intensos ou mesmo em regiões onde há um intenso uso do solo pela agricultura, agropecuária, urbanização ou mineração, a erosão do solo se intensifica, proporcionando uma maior carga de sedimentos a ser transportada ao longo dos cursos de água.

Estudos do Conselho de Recursos Hídricos do Departamento de Agricultura dos Estados Unidos indicam que 33% dos reservatórios construídos nesse país desde 1935 apresentam perda de volume que variam entre 25 a 50% em função do seu assoreamento; 14% apresentam perda de volume que variam entre 50% e 75%; enquanto 10% perderam 100% de seu volume (VANONI, 2006).

Exemplo importante é a PCH Pandeiros, localizada no rio Pandeiros, município de Januária, MG, construída em 1957, a qual possui reservatório completamente assoreado e somente consegue manter sua operação por meio de abertura de comportas de fundo a cada 15 dias (FONSECA, 2008). O estado de assoreamento de seu reservatório pode ser observado na **Figura 3.1**.



Figura 3.1 – Assoreamento do reservatório da PCH Pandeiros. Fonte: CERPCH/UNIFEI.

Um estudo do Banco Mundial (MAHMOOD, 1987) mostrou que a vida útil média dos reservatórios existentes em todos os países no Mundo decresceu de 100 para 22 anos, tendo sido avaliado em 6 bilhões de dólares anuais o custo para promover a remoção dos volumes que vão sendo assoreados. Ficou demonstrado também que a perda média anual de volume dos reservatórios devido ao depósito de sedimentos era de 1%, sendo variável de país para outro, bem como de região para outra. A partir de estudo realizado pela Eletrobrás/IPH (1994) pode-se concluir que a perda anual de capacidade de armazenamento dos reservatórios do nosso país é de aproximadamente 0,5% ou um pouco mais nestes anos (CARVALHO, 2008).

Essa taxa pode corresponder a perdas de capacidade de armazenamento de $2.000 \times 10^6 \text{ m}^3$ por ano o que corresponde a um volume maior do que muitos dos médios reservatórios existentes (Estreito, Jaguari, Moxotó, Salto Osório, Porto Colômbia, etc.). Por outro lado, constatou-se que a erosão no país tem aumentado com o crescimento da população e do uso do solo.

O Brasil já possui muitos reservatórios total ou mesmo parcialmente assoreados. O assoreamento visível normalmente é a menor parte do depósito, podendo-se dizer que é a ponta do iceberg. Por falta de levantamentos sistemáticos e de sua divulgação, não se conhece a situação dos reservatórios do país. A

Tabela 3.1 mostra uma lista de reservatórios parcial ou totalmente assoreados, com base em informações coletadas por Carvalho (2008).

Nos Estados Unidos pode-se citar o Rio Mississippi, o qual transporta atualmente apenas metade da sua carga original de sedimentos o que contribuiu para a extensiva perda de terras cultiváveis no Estado da Louisiana. Na década de 1930, o Rio Colorado transportava cerca de 125 a 150 milhões de toneladas de sedimentos para o delta do Golfo da Califórnia. Devido às represas, agora nenhum sedimento atinge o mar, o que gerou perda de produção agrária (diminuição do fluxo de nutrientes essenciais), alterações no regime de salinidade, redução da diversidade das espécies da fauna local e aumento da concentração de substâncias químicas/tóxicas como o mercúrio.

A sedimentação ocasionou a perda de quatro quintos da capacidade do reservatório Anchicaya em Columbia, EUA, sendo que o volume original era de cinco milhões de metros cúbicos (LE PRESTE, 1989). Estudos realizados nos 17 maiores reservatórios da Índia mostraram uma sedimentação três vezes maior do que o esperado. Em 1992, o reservatório

Kotapalli já havia perdido 55,7% de seu volume útil devido ao assoreamento (REDDY, 2002).

Tabela 3.1 – Alguns reservatórios no Brasil parcial ou totalmente assoreados

Aproveitamento	Curso D'Água	Proprietário	Tipo
Bacia do Tocantins			
Itaipicurizinho	Itaipicuruzinho	CEMAR	UHE, 1,0 MW
Bacias do Atlântico Norte			
Limoeiro	Capibaribe	DNOS	Controle de cheias
Bacia do São Francisco			
Rio de Pedras	Velhas	CEMIG	UHE, 10 MW
Paraúna	Paraúna	CEMIG	UHE, 30 MW
Pandeiros	Pandeiros	CEMIG	UHE, 4,2 MW
Acabamundo	Acabamundo	DNOS	Controle de cheias
Arrudas	Arrudas	DNOS	Controle de cheias
Pampulha	Pampulha	SUDECAP	Controle de cheias
Bacias do Atlântico Leste			
Funil	Contas	CHESF	UHE, 30 MW
Pedras	Contas	CHESF	UHE, 23 MW
Candengo	Una, BA	CVI	UHE, -
Peti	Santa Bárbara	CEMIG	UHE, 9,4 MW
Brecha	Piranga	ASCAN	UHE, 25 MW
Piracicaba	Piracicaba	B.-MINEIRA	UHE, -
Sá Carvalho	Piracicaba	ACESITA	UHE, 50 MW
Dona Rita	Tanque	-	UHE, 2,41 MW
Madeira Lavrada	Santo Antônio	CEMIG	Armazenamento
Guanhães	Guanhães	CEMIG	Armazenamento
Tronqueiras	Tronqueiras	-	UHE, 7,87 MW
Bretas	Suaçuí Pequeno	-	-
Sinceridade	Manhuaçu	CFLCL	UHE, 1,416 MW
Mascarenhas	Doce	ESCELSA	UHE, 120 MW
Areal	Areal	CERJ	UHE, -
Paraitinga	Paraitinga	CESP	UHE, 85 MW
Ituerê	Pombas	CFLCL	UHE, 4,0 MW
Funil	Paraíba do Sul	FURNAS	UHE, 216 MW
Jaguari	Jaguari	CESP	UHE, 27,6 MW
Una	Una, SP	PM Taubaté	Abastec. d'água
Bacia do Paraná			
Pirapora	Tietê	-	-
Caconde	Pardo	CESP - AES Tiete	UHE, 80,4 MW
Euclides da Cunha	Pardo	CESP- AES Tiete	UHE, 108,8 MW
Americana	Atibaia	CPFL	UHE, 34 MW
Jurumirim	Paranapanema	CESP	UHE, 22 MW
Piraju	Paranapanema	CPFL	UHE, 120 MW
Pres. Vargas	Tibaji	Klabin	UHE, 22,5 MW
Poxoréu	Poxoréu	CEMAT	UHE, -
São Gabriel	Coxim	ENERSUL	UHE, 7,5 MW
Rib. Das Pedras	Descoberto	CAESB	Abastec. d'água
São João	São João	ENERSUL	UHE. 3,2 MW
Bacia do Uruguai			
Caveiras	Caveiras	CELESC	UHE, 4,3 MW
Silveira	Santa Cruz	CELESC	UHE, -
Celso Ramos	Chapecozinho	CELESC	UHE, 5,76 MW
Furnas Segredo	Jaguari	CEEE	UHE, -
Bacias do Atlântico/Sudeste			
Santa Cruz	Tacânica	CCPRB	UHE, 1,4 MW
Piraiá	Piraiá	CELESC	UHE, 1,37 MW
Ernestina	Jacuí	CEEE	UHE, 1,0 MW
Passo Real	Jacuí	CEEE	UHE, 125 MW

Fonte: adaptada de Roman (2004).

Antes da construção da barragem de Aswan, o Rio Nilo depositava anualmente cerca de 100 milhões de toneladas de sedimentos em um milhão de toneladas de terras próximas ao vale do rio. Entretanto, os fazendeiros que têm suas terras a jusante da barragem agora utilizam grandes quantidades de fertilizantes artificiais para manter o mesmo nível de produtividade. O próprio presidente Mubarak declarou que “um dos grandes desafios do Egito é tratar os problemas e efeitos da barragem Aswan” (MURPHY, 2001).

Outra consequência do processo de assoreamento em reservatórios é a diminuição da turbidez da água. Já que esta tende a se tornar mais translúcida permitindo que algumas plantas aquáticas consigam se fixar no fundo dos lagos devido a melhor penetração da luz solar. Com a ausência das fortes correntes de água, o que reduziria o crescimento excessivo de algumas plantas, podem surgir dificuldades de navegação. A água mais clara nos lagos também aumenta a atividade predatória de algumas espécies como o Lúcio (*Esox lucius*) (GREGORY, 1998). A introdução de alguns predadores em lagos artificiais também tem sido apontada como causa de uma maior mortalidade de peixes jovens do que aquelas que ocorrem em lagos naturais (JEPSEN, 2000).

3.2 Mecânica dos rios e sedimentos

Os rios drenam água dos continentes para os oceanos e são as principais rotas de transporte dos produtos do intemperismo. A gravidade proporciona a força pela qual o excesso de água e sedimentos são transportados dos pontos mais elevados até os pontos mais baixos do continente, mantendo um sistema físico extremamente avançado e organizado de transporte de material.

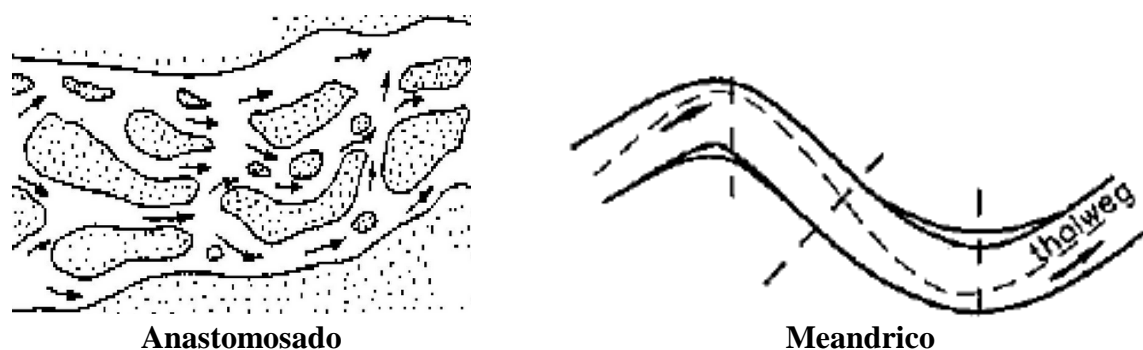
As inter-relações deste sistema são tão detalhadas que os problemas em engenharia fluvial possuem lacunas de conhecimento ainda tão vastas que as infinitas variações possíveis de litologia, topografia, clima ou vegetação tornam a compreensão humana ainda bastante limitada.

A diversidade dos rios é tão grande quanto a diversidade geográfica do mundo. E por isto a engenharia fluvial sofre com os inconvenientes de sua tradição empírica e particular (VIDE, 2009).

Este capítulo de revisão de literatura visa contemplar os assuntos diretamente relacionados com a atividade fim desta pesquisa, analisar o equilíbrio morfológico de um rio por meio de equações empíricas para definição da calha e modelo matemático de transporte de sedimento.

3.2.1 Equilíbrio morfodinâmico e equações empíricas

Em planta, os rios apresentam duas formações típicas (**Figura 3.2**): trançado (anastomosado) ou sinuoso (meandrigo), sendo uma terceira forma possível, reto, pouco comum.



Fonte: adaptada de Vide (2009).

Figura 3.2 - Geometrias típicas em planta.

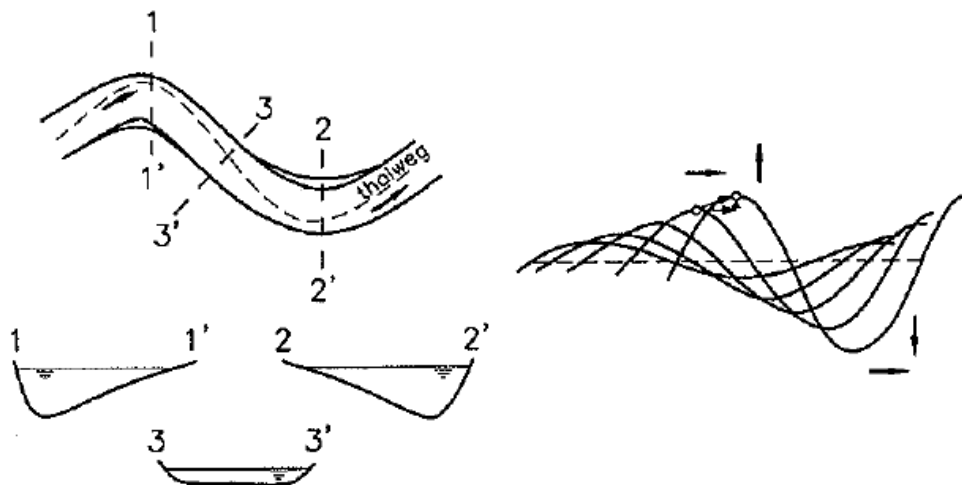
O primeiro tipo de formação (trançado) é comum para rios com largura elevada ($B \gg y$) e é composta por múltiplos canais entrelaçados que formam ilhas submersíveis ou não. São calhas instáveis no sentido que com o elevar dos níveis, os canais podem ser alterados consideravelmente, sendo, assim, chamados de divagantes, pois a calha principal pode alterar seu posicionamento com o passar de poucas cheias. Sua existência se associa com a grande capacidade de transporte de sólido (VIDE, 2009).

A segunda morfologia típica (sinuoso) é caracterizado por um curso de água único, porém com curvas muitas acentuadas. Já foi observado em laboratório que uma corrente formada por água e sedimento sobre um canal aluvionar reto tende a formar meandros a partir da menor imperfeição do alinhamento do canal ou mesmo por uma causa externa acidental (VIDE, 2009).

A ondulação em planta é acompanhada por uma assimetria das seções transversais, uma vez que a profundidade é maior junto à margem externo da curva e menor junto à margem interior da curva, sendo que nos pontos de inflexão em planta, a seção pode ser mais simétrica. Isto

ocorre, pois na parte interior da curva são depositados os materiais que emergem em forma de praia, também chamadas de barras alternadas.

Os meandros são uma morfologia dinâmica, uma vez que evoluem com o tempo. Esta evolução é uma combinação de movimentos de progressão e deslocamento na direção a jusante, de modo a aumentar sua amplitude, no sentido perpendicular ao curso d'água, conforme pode ser observado na **Figura 3.3**.



Fonte: adaptada de Vide (2009).

Figura 3.3 – Evolução dos meandros.

Esta evolução ocorre até o ponto em que o meandro se torna tão alongado e perpendicular em relação à sua direção original que a erosão no bordo externo de sua própria curva encontra a calha do rio ao final do meandro, proporcionando um caminho mais curto para a passagem da água e, conseqüentemente, o abandono daquele meandro.

Exemplo deste fenômeno está a ponto de ocorrer no rio Pará, na altura do município de Carmópolis de Minas, MG, a montante da ponte sob a Rodovia Fernão Dias (BR-381), conforme pode ser observado na **Figura 3.4**, na qual nota-se em linha tracejada o trecho do meandro que possui indícios de que irá ser galgado brevemente. Com o abreviamento do percurso da água, um menor volume será direcionado ao meandro, proporcionando a redução da velocidade e conseqüentemente o favorecimento à deposição do material sólido transportado pela corrente. Esta deposição irá proporcionar a elevação da seção a ponto de restringir o fluxo completamente. Pouco a jusante deste trecho, notam-se meandros já abandonados, como pode ser observado na **Figura 3.5**.



Fonte: Google: imagem de satélite.

Figura 3.4 – Meandro prestes a ser abandonado no rio Pará.



Fonte: Google: imagem de satélite.

Figura 3.5 – Meandros abandonados no rio Pará.

A predeterminação da geometria da calha de um rio, tanto em planta quanto em seção, é um problema que tem ocupado cientistas e engenheiros por muitos anos. A partir da observação simples das características geométricas dos rios é possível extrair relações entre elas.

A partir destas observações foram estabelecidos princípios baseados no equilíbrio morfodinâmico, no qual assume-se que, em trechos fluviais de canais entalhados em planícies aluviais ocorre uma interação permanente entre as variáveis descarga sólida e descarga líquida, contrabalançando-se em equilíbrio por meio da declividade do canal e do diâmetro mediano do material transportado no leito (PINHEIRO, 2011). Na medida em que há uma alteração brusca de alguma destas variáveis, naturalmente há uma compensação das demais variáveis de modo que o trecho fluvial encontre novamente seu equilíbrio. O equilíbrio ocorre por conta do balanço e conservação de massas, indicando que o volume de sedimentos que aporta à seção de montante de um trecho fluvial tende a se igualar com o volume que sai no extremo de jusante, quando considerada as condições médias de longo termo (FISRWG, 1998).

Em 1955, Lane estabeleceu uma relação qualitativa entre essas variáveis, que pode ser resumida no esquema da **Figura 3.6** e nas equações apresentadas a seguir.

$$Q_L \cdot S_0 \propto Q_S \cdot D_{50} \quad (3.1)$$

em que Q_L é a descarga líquida; S_0 é a declividade; Q_S é descarga sólida; e D_{50} é o diâmetro médio do sedimento.

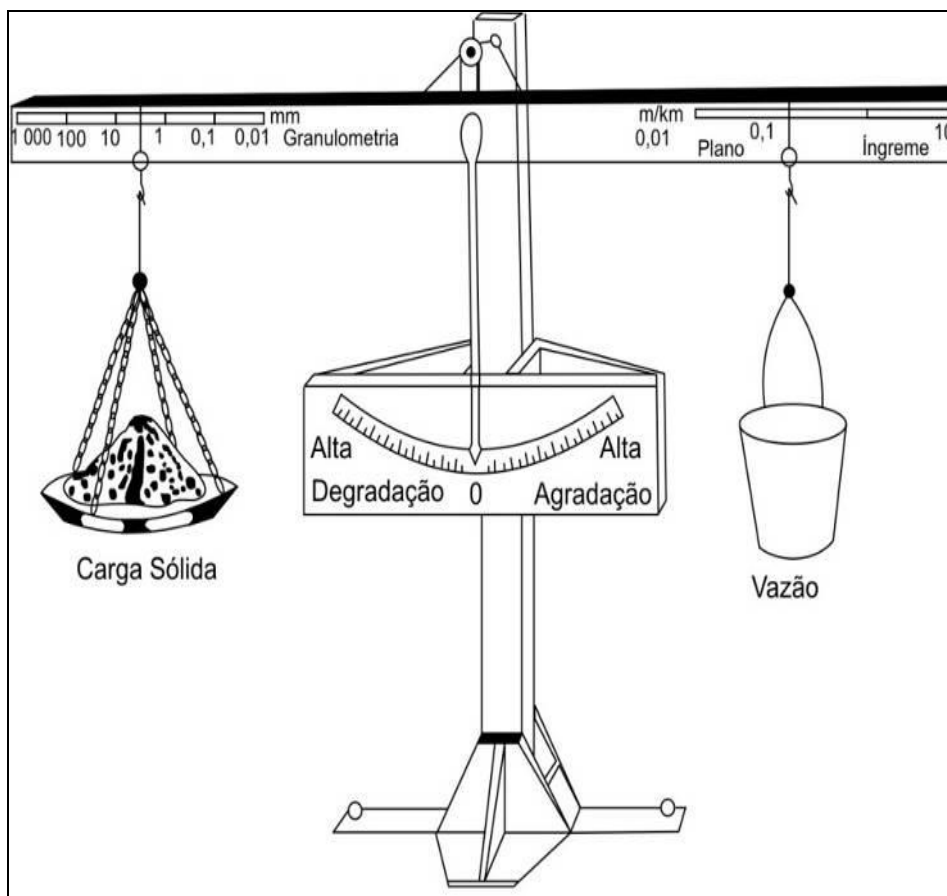
Um aprimoramento da relação de Lane foi feito por Schumm (1969), estabelecendo as relações qualitativas para análise da metamorfose de canais sujeitos a alterações das variáveis características, conforme apresentado a seguir nas Equações 3.2 e 3.3 :

- Redução simultânea da descarga líquida (QL-) e da descarga sólida (QS-):

$$QL- \text{ QS-} \sim W - h \text{ +/- } \lambda - S \text{ +/- } P + \quad (3.2)$$

- Aumento simultâneo da descarga líquida (QL+) e da descarga sólida (QS+):

$$QL+ \text{ QS+} \sim W + h \text{ +/- } \lambda + S \text{ +/- } P - \quad (3.3)$$



Fonte: adaptada de Fisrwg (1998).

Figura 3.6 - Representação esquemática da equação de equilíbrio.

Nas relações anteriormente apresentadas, o sinal (+) significa aumento e (-) redução. A letra W é a largura de topo do canal, h é a profundidade hidráulica do escoamento, λ o comprimento dos meandros, S é a declividade e P a sinuosidade do canal.

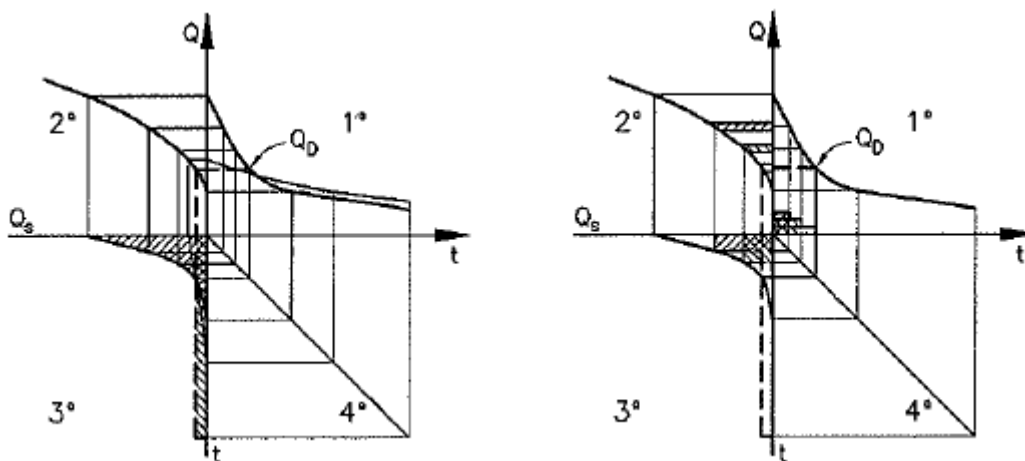
No caso da instalação de um barramento, a profundidade hidráulica irá aumentar, reduzindo a declividade de escoamento, proporcionando um desequilíbrio morfodinâmico que será compensado pela redução da declividade do trecho do reservatório e redução do diâmetro do material depositado de modo a restabelecer novamente o equilíbrio.

Outro conceito já bem consolidado para a definição da calha de um rio é o da vazão dominante, cujo nível alcançado corresponde ao limite da calha menor, a qual possui período de retorno de aproximadamente 2 anos (BAPTISTA, 2011), podendo ser maior caso haja uma maior amplitude das vazões máximas, ou menor caso possua uma menor amplitude (RITTER; KOCHER; MILLER, 1978).

Uma outra maneira de se definir a calha melhor é por meio da Teoria do Regime, a qual busca substituir a variabilidade do regime anual de cheias pelo conceito do transporte do material de fundo para a definição da geometria. Como é o transporte do material de fundo que define a geometria da calha, se define a vazão dominante como aquela que fluindo constantemente ao longo do ano transportaria o mesmo volume de material sólido de fundo observado naquela seção. Ao volume sólido transportado em um ano, contribuem as cheias com alto transporte sólido, apesar da pouca duração, mas também as vazões médios, que apesar de transportar pouco material, possuem maior permanência no tempo.

Os passos necessários para se calcular a vazão dominante pela Teoria do Regime são apresentadas a seguir:

- A curva de permanência das vazões (Primeiro Quadrante da **Figura 3.7**) é correlacionada à de transporte de material de fundo (Terceiro Quadrante da Figura 3.7), cuja área é o volume de transporte sólido total transportado;
- Determinar a ordenada do transporte sólido que proporcione 50% do volume de sedimento acima e 50% do volume de sedimento abaixo deste valor, volumes sendo calculados pela área do gráfico. Esta a vazão equivalente corresponde à vazão dominante.



Fonte: adaptada de Vide (2009).

Figura 3.7 – Gráficos para obtenção da vazão dominante.

No entanto, estas relações são qualitativas, e não definem a geometria da calha, enquanto os estudos conduzidos por Julien (1988, 1989), permitiram o desenvolvimento de relações quantitativas para determinar alterações na geometria de canais aluvionares a partir da avaliação da estabilidade do material de fundo. As equações permitem o cálculo da largura, profundidade, velocidade de escoamento e declividade do trecho fluvial em função da vazão dominante e da granulometria do sedimento.

As equações de Julien foram alcançadas a partir da combinação das equações de escoamento uniforme, resistência ao escoamento, tensão de arraste e Número de Shields, nas quais Q é a vazão dominante; W a largura da seção; h a profundidade de escoamento; U a velocidade; g a aceleração da gravidade; S a declividade; τ_0 a tensão de arraste; ρ a densidade da água; ρ_s a densidade do sedimento; R_h o raio hidráulico; d_s o diâmetro médio do sedimento; e τ_θ^* o número de Shields.

$$Q = WhU \quad (3.4)$$

$$U = W \sqrt{8g} \left(\frac{h}{d_s} \right)^m h^{1/2} S^{1/2} \quad (3.5)$$

$$\tau_0 = R_h \rho g S \quad (3.6)$$

$$\tau_\theta^* = \frac{\tau_0}{(\rho_s - \rho) g d_s} \quad (3.7)$$

Destaca-se que do número de Shields depende exclusivamente da profundidade de escoamento para a determinação se a partícula estará em movimento ou não, desta forma, é fundamental que esta variável tenha aderência com os resultados obtidos em campo. Além disto, salienta-se a premissa imposta pela Equação 3.1, na qual é considerada uma seção prismática para a determinação da vazão dominante, o que poderá implicar em alterações da largura para canais com seções trapezoidais ou triangulares. As equações de Julien são apresentadas nas equações a seguir.

$$h = 0,133 \cdot Q^{\frac{1}{3m+2}} \cdot d_s^{\frac{6m-1}{6m+4}} \cdot \tau_\theta^{*\frac{-1}{6m+4}} \quad (3.8)$$

$$W = 0,512.Q^{\frac{2m+1}{3m+2}}.d_s^{\frac{-4m-1}{6m+4}}.\tau_{\theta}^{\frac{-2m-1}{6m+4}} \quad (3.9)$$

$$U = 14,7.Q^{\frac{m}{3m+2}}.d_s^{\frac{2m-2}{6m+4}}.\tau_{\theta}^{\frac{2m+2}{6m+4}} \quad (3.10)$$

$$S = 12,4.Q^{\frac{-1}{3m+2}}.d_s^{\frac{5}{6m+4}}.\tau_{\theta}^{\frac{6m+5}{6m+4}} \quad (3.11)$$

$$m = \frac{1}{\ln\left(12,2 \cdot \frac{h}{d_{50}}\right)} \quad (3.12)$$

3.2.2 Modelação matemática do transporte de sedimentos

A modelação matemática do transporte de sedimentos pode ser realizada de diferentes formas conforme se decida utilizar as equações para resolver um problema. A maneira como solucionar irá depender da complexidade daquilo que se quer modelar, podendo ser realizada em ambientes unidimensionais, bidimensionais ou até mesmo tridimensionais. A seguir são apresentados alguns aspectos dos tipos de classificação das modelagens, conforme artigo de Yang (1996).

Os modelos em três dimensões são utilizados para simulações mais detalhadas e de curto prazo, que não abrangem longos estirões fluviais, podendo ser utilizados nas modelagens de curvas, intervenções hidráulicas como pontes, diques ou barragens. São modelos que necessitam de uma maior quantidade de informações principalmente topográfica e consequentemente necessitam de maior esforço computacional e para sua calibração.

Os modelos em duas dimensões mais utilizados são aqueles em que os parâmetros da vertical podem ser considerados por seus dados médios, enquanto as simulações ocorrem em planta. São usualmente utilizados para simular especialmente confluências ou distribuição do escoamento em reservatórios. Estes modelos requerem um menor esforço computacional e para sua calibração, em relação aos modelos bidimensionais.

Os modelos em uma dimensão, tal como utilizado nesta pesquisa, são usualmente adotados para trechos mais longos de rios e para simulações de longo prazo, uma vez que dependem de

menor esforço computacional, permitindo maior agilidade. Para este tipo de modelo todos os cálculos são realizados baseando-se em valores médios para o escoamento em uma seção transversal.

Os modelos podem ser classificados em acoplados ou não acoplados, conforme a solução das equações hidráulicas e de sedimentos sejam realizadas de forma simultânea ou não. Podem ser classificados em modelos de equilíbrio ou não equilíbrio, se os sedimentos são instantaneamente modificados entre os estados; em transporte ou depositado no leito. Se a troca de sedimentos entre o fluxo e o leito é considerada imediata, sem 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; e podem ainda ser classificados como modelos uniformes ou não uniformes. Os modelos uniformes utilizam um único tamanho característico do sedimento para os cálculos, enquanto os não uniformes utilizam vários tamanhos característicos, de acordo com a faixa granulométrica.

O modelo HEC-RAS, utilizado nesta pesquisa, é um modelo de uma dimensão, permanente, desacoplado, de não equilíbrio, não uniforme.

A seguir são apresentadas os principais equacionamentos considerados.

3.2.2.1 Equações hidráulicas

Neste item são apresentadas as equações da hidráulica relevantes para o desenvolvimento das modelagens hidráulicas realizadas ao longo desta pesquisa.

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

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{gR}} \quad (3.13)$$

em que

U = velocidade média de escoamento na seção transversal;

g = aceleração da gravidade;

R = raio hidráulico

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

$$R = \frac{A}{P} \quad (3.14)$$

Para o cálculo da linha d'água considerando-se são consideradas as equações de Saint Venant, que descrevem o escoamento através de uma interpretação da equação de Bernoulli, através de um cálculo numérico implícito, conseguindo assim solucionar para cada passo de tempo $Q_{(x,t)}$ e $h_{(x,t)}$, baseando-se nas condições de contorno fornecidas. A seguir são apresentados os fundamentos destas equações.

Para desenvolvimento das equações fundamentais da hidráulica, são aceitas as seguintes hipóteses iniciais:

- 1) Escoamento gradualmente variado, onde $z + \frac{P}{\gamma} = z_{\text{fundo}} + h$

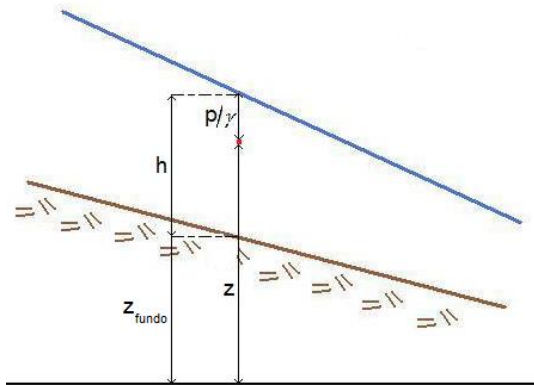


Figura 3.8 – Primeira hipótese das equações de Saint Venant.

2) Seções transversais se confundem com a vertical;

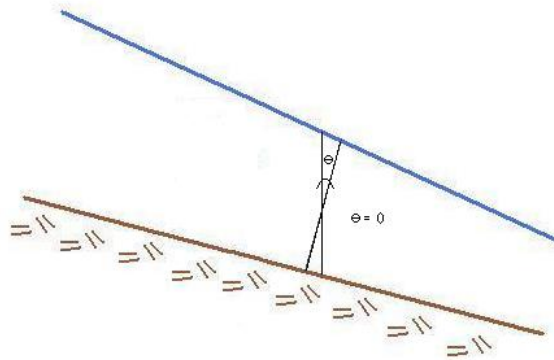


Figura 3.9 - Segunda hipótese das equações de Saint Venant.

3) Não existe incremento de vazão, ou seja, $\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0$.

Aplicando o teorema de Bernoulli completo obtém-se:

$$\frac{\partial(z + \frac{p}{\gamma} + \frac{\alpha V^2}{2g})}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} = -J \quad (3.15)$$

$$\frac{\partial(z_{\text{fundo}} + h + \frac{\alpha V^2}{2g})}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} = -J \quad (3.16)$$

Aplicando a derivada em cada parâmetro, com $\alpha = 1$, obtém-se:

$$\frac{\partial z_{\text{fundo}}}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{V}{g} \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} = -J \quad (3.17)$$

em que $\frac{\partial z_{\text{fundo}}}{\partial x} = i$

$$\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{V}{g} \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} = i - J \quad (3.18)$$

Assim, as equações de Saint Venant completas são:

$$\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{V}{g} \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} = i - J \quad (\text{Equação do Escoamento Uniforme}) \quad (3.19)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (\text{Equação da continuidade}) \quad (3.20)$$

3.2.2.2 Propriedades dos sedimentos

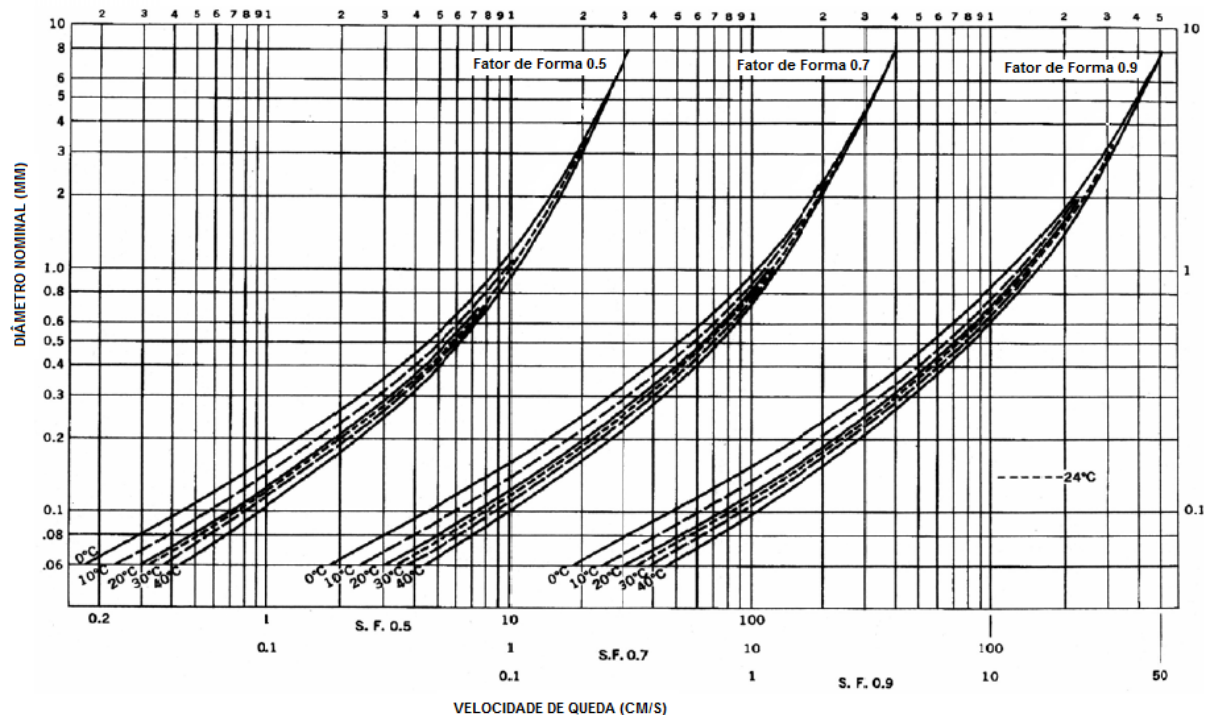
De acordo com seu diâmetro, o sedimento pode ser classificado como argila, silte, areia, cascalho, pedregulho ou matacão. Nesta pesquisa foram utilizadas as faixas granulométricas conforme definida pelo American Geophysical Union, por ser esta a classificação adotada no modelo hidráulico HEC-RAS e ser geralmente utilizada em estudos sobre sedimento (YANG, 1996). A nomenclatura e as classes granulométricas consideradas são apresentadas na **Tabela 3.2**.

Tabela 3.2 – Classes granulométricas

Classe Granulométrica	Diâmetro Mínimo (mm)	Diâmetro Máximo (mm)	Diâmetro Médio (mm)
Argila	0,002	0,004	0,003
Silte muito fino	0,004	0,008	0,006
Silte fino	0,008	0,016	0,011
Silte médio	0,016	0,032	0,023
Silte grosso	0,032	0,0625	0,045
Areia muito fina	0,0625	0,125	0,088
Areia fina	0,125	0,25	0,177
Areia média	0,25	0,5	0,354
Areia grossa	0,5	1	0,707
Areia muito grossa	1	2	1,41
Cascalho muito fino	2	4	2,83
Cascalho fino	4	8	5,66
Cascalho médio	8	16	11,3
Cascalho grosso	16	32	22,6
Cascalho muito grosso	32	64	45,3
Seixo pequeno	64	128	90,5
Seixo grande	128	256	181
Pedregulho pequeno	256	512	362
Pedregulho médio	512	1024	724
Pedregulho grande	1024	2048	1448
Matacão	2048	>2048	>2048

Fonte: adaptada de Vanoni (1975).

A velocidade de queda dos sedimentos tem importante papel nos estudos de hidráulica fluvial, uma vez que ajudam a definir o local de queda das partículas em suspensão. Esta 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). Nesta pesquisa 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 o gráfico apresentado na **Figura 3.10**. Para definição da velocidade de queda, é necessário avaliar o diâmetro nominal, temperatura da água e o fator de forma do sedimento.



Fonte: Carvalho (2008).

Figura 3.10 - Relação entre diâmetro nominal do sedimento e a velocidade de queda para quartzo caindo infinitamente em água destilada em repouso.

A densidade dos sedimentos é outro importante parâmetro para a resolução das equações de transporte de sedimento. Porém, esta característica varia de acordo com a composição mineral dos mesmos. Assim, assume-se que para a maioria dos rios o sedimento dominante transportado é o quartzo, que possui gravidade específica de 2,65, sendo este o valor adotado nesta pesquisa.

3.2.2.3 Hidrossedimentometria

Neste item são apresentados alguns aspectos relevantes quanto à coleta e tratamento de dados hidrossedimentométricos, informações imprescindíveis para a calibração dos modelos de transporte de sedimento.

O monitoramento hidrossedimentométrico tradicionalmente realizado na rede de monitoramento da Agência Nacional das Águas – ANA é realizado por meio da determinação da concentração do material em suspensão. Da mesma maneira que a medição de vazão líquida, a vazão sólida é medida por meio de medições verticais em uma seção transversal, obedecendo a determinados critérios de espaçamento entre duas verticais consecutivas de medição, tempo de coleta, equipamento adequado, etc.

As coletas são realizadas por meio do enchimento de garrafas com a mistura de água e sedimentos e posterior análise de laboratório do material coletado, definindo a concentração de sedimentos na água. A garrafa deve ser movimentada ao longo desta vertical sem que alcance a superfície completamente cheia, de modo que permita que toda a vertical seja amostrada. Para que estas condições sejam satisfeitas, podem ser utilizados distintos diâmetros de abertura do bico destas garrafas, as quais serão selecionadas em função da velocidade de escoamento e profundidade do escoamento.

O material de fundo é amostrado nas mesmas verticais nas quais são colhidas as amostras de material em suspensão, além das margens. A partir da análise granulométrica do material colhido nestas verticais é realizada a definição da curva granulométrica que será utilizada nas simulações de transporte de sedimento.

Além do não determinismo para a definição se uma partícula estará em movimento ou parada, os processos envolvidos no monitoramento hidrossedimentométrico auxiliam ainda mais em aumentar a dispersão destes dados. 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 que influenciam diretamente no resultado final de qualquer análises hidrossedimentológica.

3.2.2.4 Equações de transporte de sedimento

Os transporte de sedimentos ao longo da calha fluvial ocorre de duas maneiras: em suspensão e por arraste. O transporte em suspensão ocorre junto com o escoamento e geralmente apresenta a mesma velocidade da água. O transporte por arrasto ocorre junto ao fundo do rio, com as partículas sólidas saltando, rolando ou arrastando. As partículas em suspensão encontram-se neste estado, pois o escoamento possui energia suficiente para mantê-las assim continuamente, enquanto as partículas de arrasto, por possuírem maior diâmetro, são transportadas rente ao fundo de maneira contínua ou não (VANONI, 2006).

As equações que traduzem a capacidade de transporte de um determinado escoamento em determinadas condições possuem diversas variações, podendo ser totais, as quais consideram o transporte por arraste e em suspensão, ou podem calcular separadamente a descarga em suspensão e de arraste.

Atualmente existem mais de 41 equações de transporte de sedimento regularmente utilizadas por diversos autores para diferentes abordagens e características fluviais (ROMAN, 2004). No entanto, neste documento é dado enfoque às 6 equações disponíveis no software proposto para realização das simulações: HEC-RAS, sendo elas propostas por Ackers-White, Englund-Hansen, Laursen, Meyer-Petter Muller, Toffaleti e Yang.

A seguir é apresentada uma breve descrição do desenvolvimento e aplicabilidade de cada uma destas equações, conforme apresentado por HEC (2010).

Ackers White

Trata-se de uma equação de cálculo da descarga sólida total desenvolvida a partir da hipótese de que o transporte do sedimento fino é melhor relacionado com a turbulência do escoamento, enquanto o sedimento grosso, transportado por arraste, é melhor relacionado com a tensão cisalhante a partir da velocidade média.

Em condições normais, sedimentos finos possuem diâmetro menor que 0,04 mm, enquanto os sedimentos grossos possuem diâmetro superior a 2,50 mm, a faixa entre estes dois valores é de transição. A equação foi desenvolvida para areias sem coesão com diâmetro maior que 0,04 mm. O limite superior pode alcançar areia com diâmetro de até 7,00 mm.

Esta função é baseada em aproximadamente 1000 experimentos utilizando escoamento uniforme e não uniforme com profundidade superior a 40 cm. Foram utilizadas uma grande variedade de formações de fundo, incluindo plano, ondulado e dunas, porém não é aplicável quando o número de Froude é superior a 0,8.

A equação geral descreve a concentração de sedimento por faixa na coluna d'água por fração granulométrica, conforme apresentado a seguir:

$$X = \frac{G_{gr} s d_s}{D \left(\frac{u_*}{V} \right)^n} \quad (3.21)$$

$$G_{gr} = C \left(\frac{F_{gr}}{A} - 1 \right) \quad (3.2)$$

em que

X = concentração do sedimento;

G_{gr} = função de transporte;

s = gravidade específica;

d_s = diâmetro médio;

u_* = tensão cisalhante;

V = velocidade média na seção;

n = Expoente de transição, a depender do diâmetro;

C = coeficiente;

F_{gr} = Parâmetro de mobilidade; e

A = Parâmetro de mobilidade crítica.

Engelund-Hansen

Trata-se de uma equação de cálculo da descarga sólida total a qual provê bons resultados para cursos d'água com granulação mais próxima à areia e elevada concentração de material em suspensão. É adequada para a faixa granulométrica entre 0,19 e 0,93 mm. Foi extensivamente testada e apresentou-se consistente com dados de campo.

A equação geral é apresentada a seguir:

$$g_s = 0,05 \gamma_s V^2 \sqrt{\frac{d_{50}}{g \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right) \left[\frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma) d_{50}} \right]^{3/2}} \quad (3.22)$$

em que

g_s = Taxa de transporte de sedimento em peso/tempo/largura;

γ = Peso específico da água;

γ_s = Peso específico do sedimento;

V = Velocidade média no canal;

τ_0 = Tensão cisalhante; e

d_{50} = Diâmetro do sedimento.

Laursen (Copeland)

Trata-se de uma equação de cálculo da descarga sólida total, derivada da combinação de análises qualitativas, experimentos e dados de campo. O transporte de sedimentos é baseado nas características hidráulicas de velocidade média, profundidade do escoamento, energia e nas características do sedimento. Este equacionamento é aplicável a granulometrias que variam entre 0,011 e 29,0 mm.

A equação geral é apresentada a seguir:

$$C_m = 0,01\gamma\left(\frac{d_s}{D}\right)^{7/6}\left(\frac{\tau_0'}{\tau} - 1\right)f\left(\frac{u_*'}{w}\right) \quad (3.23)$$

em que

C_m = Concentração do sedimento;

G = Peso específico da água;

d_s = Diâmetro médio do sedimento;

D = Profundidade do escoamento;

τ_0' = Tensão cisalhante devido à resistência do grão;

τ = Tensão cisalhante crítica; e

$f\left(\frac{u_*'}{w}\right)$ = Função da relação entre velocidade crítica e velocidade de queda da partícula.

Meyer-Peter Muller

Esta é uma equação baseada em dados experimentais e foi exaustivamente testada e utilizada em rios com sedimento grosso. A taxa de transporte é proporcional à diferença entre a média da tensão cisalhante atuante no grão e a tensão cisalhante crítica. É aplicável a faixa granulométrica entre 0,40 mm e 29,0 mm com densidade específica entre 1,25 e 4,0.

A equação geral é apresentada a seguir:

$$\left(\frac{k_r'}{k_r}\right)^{3/2} \gamma R S = 0,041(\gamma_s - \gamma)d_m + 0,25\left(\frac{\gamma}{g}\right)^{1/3}\left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma_s}\right)g_s^{2/3} \quad (3.24)$$

em que

g_s = Taxa de transporte de sedimento em peso/tempo/largura;

k_r = Coeficiente de rugosidade;

k_r' = Coeficiente de rugosidade baseado em grãos;

γ = Peso específico da água;

γ_s = Peso específico do sedimento;

g = Aceleração da gravidade;

d_m = Diâmetro mediano;

R = Raio hidráulico; e

S = Gradiente de energia.

Toffaleti

Este equacionamento é baseado no método Modificado de Einstein para descarga de sedimento o qual separa a carga em suspensão em zonas verticais, replicando o movimento livre do sedimento ao longo da coluna d'água. A distribuição do sedimento é definida em quatro zonas: superior, intermediária, inferior e leito. A descarga sólida é calculada independentemente para cada zona, as quais são somadas para se calcular a descarga total.

O método foi desenvolvido por meio de campanhas experimentais e de campo. As campanhas experimentais foram realizadas considerando a faixa granulométrica entre 0,30 mm e 0,93 mm, no entanto experimentos sugerem que o equacionamento pode ser aplicado a diâmetros de até 0,095 mm.

A equação geral é apresentada a seguir:

$$g_{ssU} = M \frac{\left(\frac{R}{11,24}\right)^{0,244z} \left(\frac{R}{2,5}\right)^{0,5z} \left[R^{1+n_v-1,5z} - \left(\frac{R}{2,5}\right)^{1+n_v-1,5z} \right]}{1 + n_v - 1,5z} \quad \text{(zona superior)} \quad (3.25)$$

$$g_{ssM} = M \frac{\left(\frac{R}{11,24}\right)^{0,244z} \left[\left(\frac{R}{2,5}\right)^{1+n_v-z} - \left(\frac{R}{11,24}\right)^{1+n_v-z} \right]}{1 + n_v - z} \quad \text{(zona intermediária)} \quad (3.62)$$

$$g_{ssL} = M \frac{\left(\frac{R}{11,24}\right)^{1+n_v-0,756z} - (2d_m)^{1+n_v-0,756z}}{1+n_v-0,756z} \quad (\text{zona inferior}) \quad (3.27)$$

$$g_{sb} = M(2d_m)^{1+n_v-0,756z} \quad (\text{zona do leito}) \quad (3.28)$$

$$M = 43,2C_L(1+n_v)VR^{0,756z-n_v} \quad (3.29)$$

$$g_s = g_{ssU} + g_{ssM} + g_{ssL} + g_{sb} \quad (3.30)$$

em que

g_{ssU} = Descarga s3lida em suspens3o na zona superior em toneladas/dia/largura;

g_{ssM} = Descarga s3lida em suspens3o na zona intermedi3ria em toneladas/dia/largura;

g_{ssL} = Descarga s3lida em suspens3o na zona inferior em toneladas/dia/largura;

g_{sb} = Descarga s3lida de fundo em toneladas/dia/largura;

M = Par3metro de concentra3o de sedimento;

C_L = Concentra3o do sedimento na zona inferior;

R = Raio hidr3ulico;

d_m = Di3metro mediano;

z = Expoente que descreve a rela3o entre sedimento e as caracter3sticas hidr3ulicas; e

n_v = Expoente que descreve a temperatura.

Yang

Este equacionamento foi desenvolvido sob o conceito de que a taxa de energia potencial dissipada por unidade de peso da água (US) em um canal aberto de comprimento x e queda total z seria dada pela multiplicação da velocidade pela declividade da linha de energia, conforme descrito pela equação a seguir.

$$\frac{dz}{dt} = \frac{dx}{dt} \frac{dz}{dx} = US \quad (3.31)$$

A equação é aplicável para sedimentos cuja faixa granulométrica varia entre 0,062 mm e 7,0 mm, com concentração variando entre 10 ppm e 585.000 ppm. Canais com largura entre 0,13 m até 532 m, profundidade entre 0,01 m e 15,0 m, temperatura da água entre 0 °C e 34,3 °C, velocidade média entre 0,23 m/s e 1,97 m/s e declividades entre 0,000043 e 0,029 m/m.

A equação geral é apresentada a seguir:

$$\begin{aligned} \log C_t = & 5,435 - 0,286 \log \frac{\omega d_m}{\nu} - 0,457 \log \frac{u_*}{\omega} + \\ & (1,799 - 0,409 \log \frac{\omega d_m}{\nu} - 0,314 \log \frac{u_*}{\omega}) \log \left(\frac{VS}{\omega} - \frac{V_{cr} S}{\omega} \right) \end{aligned} \quad (3.32)$$

Para areia com $d_m < 2,0$ mm

$$\begin{aligned} \log C_t = & 6,681 - 0,633 \log \frac{\omega d_m}{\nu} - 4,816 \log \frac{u_*}{\omega} + \\ & (2,784 - 0,305 \log \frac{\omega d_m}{\nu} - 0,282 \log \frac{u_*}{\omega}) \log \left(\frac{VS}{\omega} - \frac{V_{cr} S}{\omega} \right) \end{aligned} \quad (3.33)$$

Para cascalho com $d_m > 2,0$ mm

em que

C_t = concentração do sedimento total;

ω = velocidade de queda da partícula;

d_m = diâmetro médio das partículas de sedimento;

ν = viscosidade cinemática;

u_* = velocidade crítica

V = velocidade média; e

S = gradiente de energia.

3.2.2.5 Modelação hidráulica de transporte de sedimento com o HEC-RAS

O HEC-6 é um modelo unidimensional de canais abertos para simulação e previsão de mudanças no leito fluvial, seja por erosão ou deposição. As análises de transporte de sedimentos são realizadas para cada fração granulométrica, variando desde a argila até o cascalho.

Conforme Manual do HEC-6, disponibilizado pelo USACE (1993), os parâmetros hidráulicos necessários para o cálculo do transporte de sedimento potencial são velocidade, profundidade, largura e declividade da linha energética, todos eles obtidos nas simulações dos perfis de linha d'água. Os dados de entrada para o modelo consistem, portanto, na geometria do reservatório, geralmente obtida por meio de seções topobatimétricas, hidrograma de vazões afluentes, condições de contorno hidráulicas, curva-chave de sedimentos totais e na granulometria do material em suspensão e de fundo.

As taxas de transporte de sedimento são calculadas, para uma determinada vazão em trânsito, para cada faixa granulométrica. Para isso, é definido um volume de controle, limitado por duas seções sucessivas e com largura igual à do leito móvel (fração da largura da seção sujeita a erosão ou assoreamento). A equação de continuidade de sedimento é escrita para este volume de controle (**Figura 3.11**) da seguinte forma:

$$V_{\text{sed}} = B_0 Y_s \frac{L_u + L_d}{2} \quad (3.34)$$

em que

V_{sed} = volume de sedimento;

B_o = largura do leito móvel;

L_u, L_d = comprimento do trecho, a montante e a jusante; e

Y_s = profundidade do sedimento no volume de controle.

Para uma profundidade de escoamento D , o volume de fluido (V_f) na coluna d'água é:

$$V_f = B_o D_s \frac{L_u + L_d}{2} \quad (3.35)$$

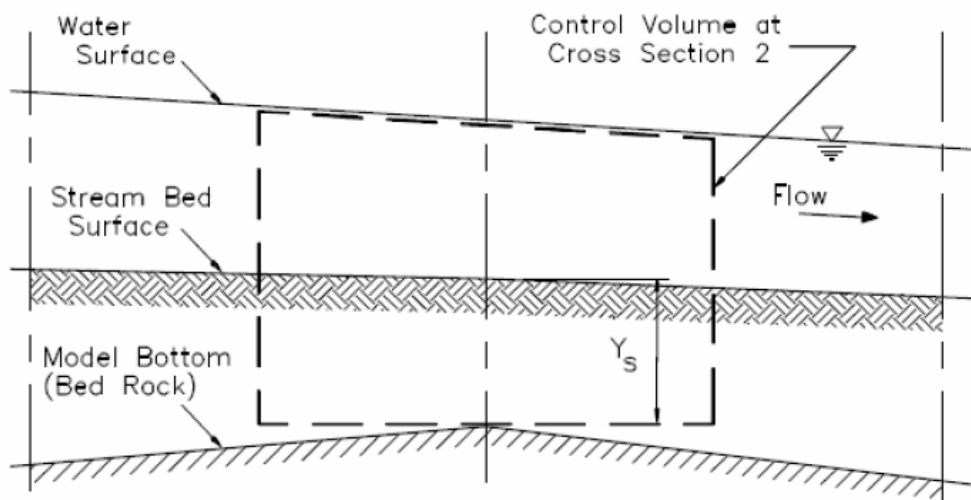
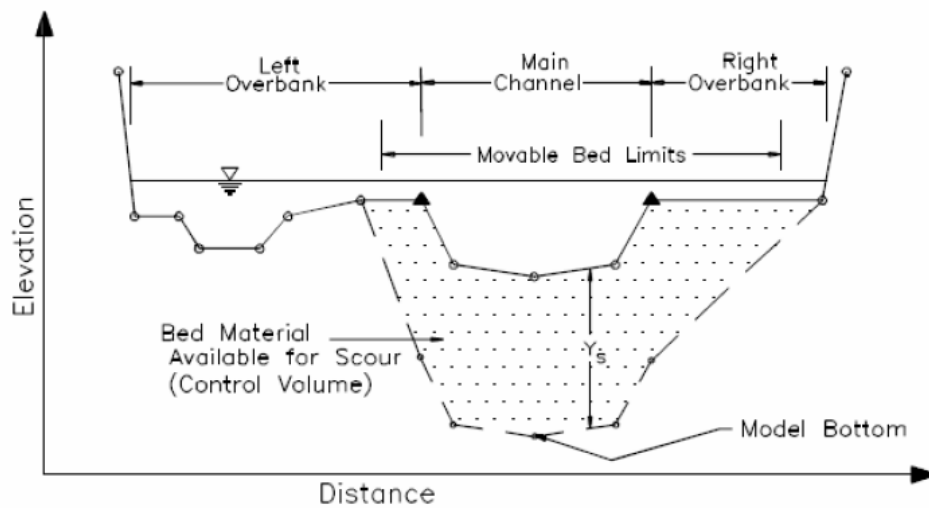


Figura 3.11 – Volume de controle para o material do leito. Fonte: Manual HEC-6, 1993.

Os parâmetros hidráulicos, granulometria de material de fundo e capacidade de transporte calculada são admitidos uniformes ao longo do volume de controle. O HEC-6 admite que ao longo do tempo a profundidade de sedimento Y_s do volume de controle pode se alterar, devido ao balanço entre o sedimento que entra e que sai do volume, mas não admite variação lateral.

A **Figura 3.12**, a seguir mostra como é visto, pelo HEC-6, o material sedimentar no leito do rio.



Fonte: Manual HEC-6 (1993).

Figura 3.12 – Material sedimentar no leito do rio.

A largura e a profundidade máxima do material sedimentar disponível para erosão deve ser fornecida ao modelo pelo usuário, de acordo com o indicado na figura anterior. Nesta, a linha cheia representa a seção inicial de escoamento e a linha tracejada o limite máximo erodível. A base para a simulação do movimento vertical do leito é a equação de continuidade de sedimento – Equação de Exner – exposta a seguir:

$$\frac{\partial G}{\partial x} + B_0 \frac{\partial Y_s}{\partial t} = 0 \quad (3.36)$$

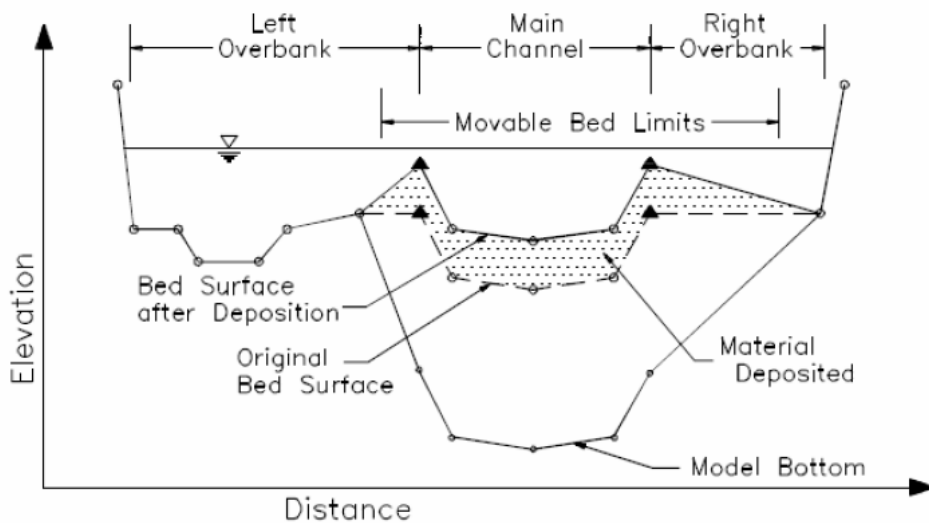
Na qual, além dos termos já definidos, se tem

G = descarga média de sedimento durante o intervalo de tempo t ;

x = distância ao longo do canal.

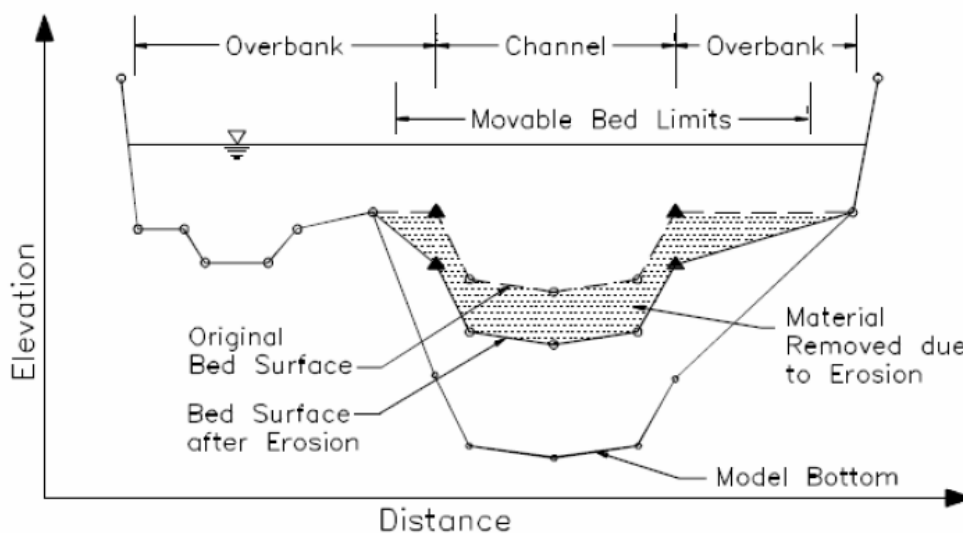
A equação de Exner é resolvida pelo método das diferenças finitas.

Quando ocorre erosão ou deposição durante um certo intervalo de tempo, o modelo ajusta as elevações do leito na porção móvel da seção transversal. As Figuras 3.13 e 3.14, a seguir, ilustra os ajustes realizados pelo modelo em casos de deposição (assoreamento) e erosão, respectivamente.



Fonte: Manual HEC-6 (1993).

Figura 3.13 – Modificação da seção transversal devido à deposição de sedimento.



Fonte: Manual HEC-6 (1993).

Figura 3.14 – Modificação da seção devido à erosão.

O modelo HEC-RAS considera ainda a influência dos depósitos de silte e argila sobre o material do leito. Os depósitos de partículas finas são calculados pelo método de KRONE (1962). A erosão é baseada no trabalho de Parthenaides (1965).

Ainda segundo o Manual, o modelo fornece como resultados os perfis de leito do rio e de linha d'água após cada período simulado, indicando os balanços sedimentométricos em cada trecho de interesse (reservatório, estirão estudado, etc.). Os balanços de sedimento são fornecidos por faixas granulométricas, de modo a se ter uma noção da influência de cada

parcela no transporte total. Caso requerido, o modelo fornece também as seções transversais, modificadas após o processo de transporte sólido.

4 METODOLOGIA

O desenvolvimento dos trabalhos desdobrou-se nas seguintes atividades: coleta, análise de tratamento de dados de campo, avaliação da atual condição de assoreamento do reservatório por meio de equações empíricas para definição da geometria da calha, regionalização dos dados hidrológicos e hidrossedimentométricos para o reservatório, calibração do modelo de transporte de sedimento, definição de premissas para simulação da erosão do reservatório até a geometria primitiva, simulação de assoreamento da geometria primitiva encontrada na etapa anterior.

Os itens a seguir apresentam a metodologia utilizada para em cada uma destas etapas.

4.1 Monitoramento hidrossedimentométrico e topobatimétrico

Para o desenvolvimento da pesquisa foram realizadas três campanhas de monitoramento hidrossedimentométrico a montante do reservatório da PCH Salto Paraopeba, na altura da sede do município de Jeceaba, MG, além de uma nova topobatimetria do reservatório, para que ser comparada à topobatimetria realizada em abril de 2011. Estas campanhas forneceram os seguintes resultados:

- Curva granulométrica do material de fundo;
- Vazão em trânsito;
- Concentração média do material em suspensão.

Na Figura 4.1 são apresentadas as curvas granulométricas para o material de fundo do trecho a montante do reservatório. Destaca-se que para as simulações do modelo, foi realizado cômputo da média dos valores encontrado para cada vertical, de modo a representar o material de fundo.

Os dados de monitoramento do material em suspensão são apresentados na **Tabela 4.1**.

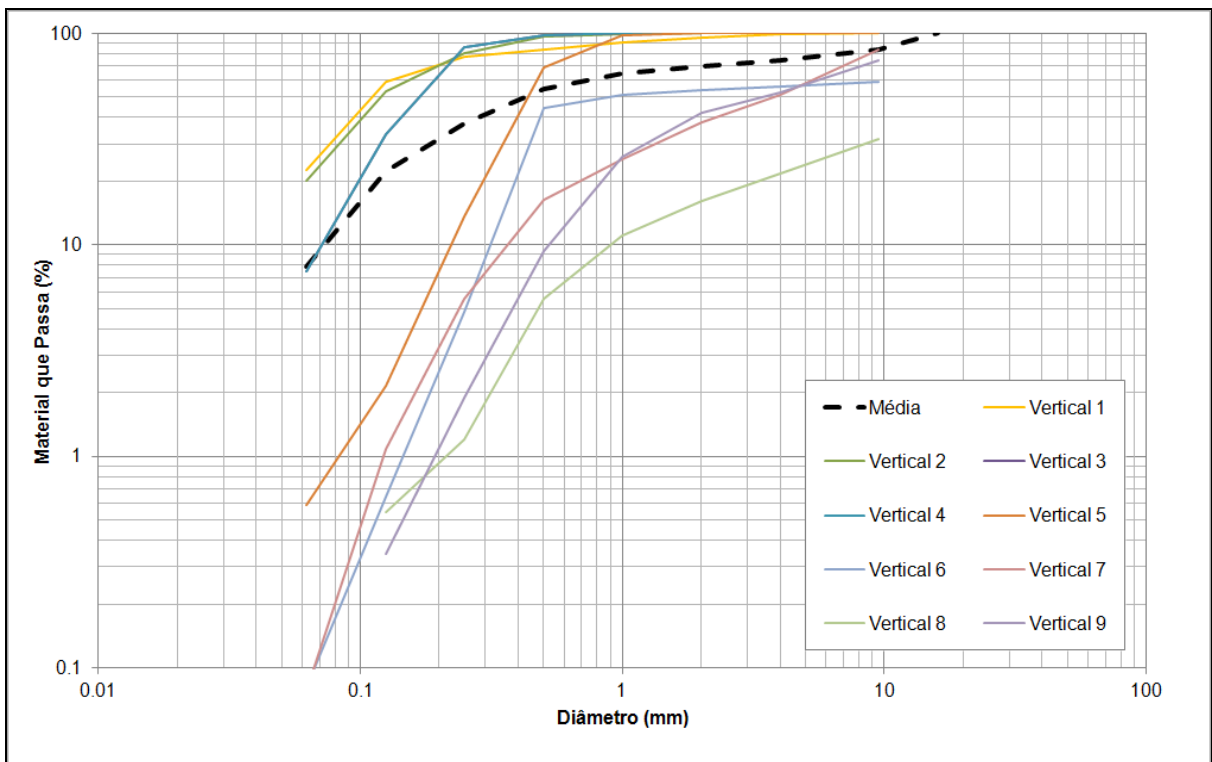


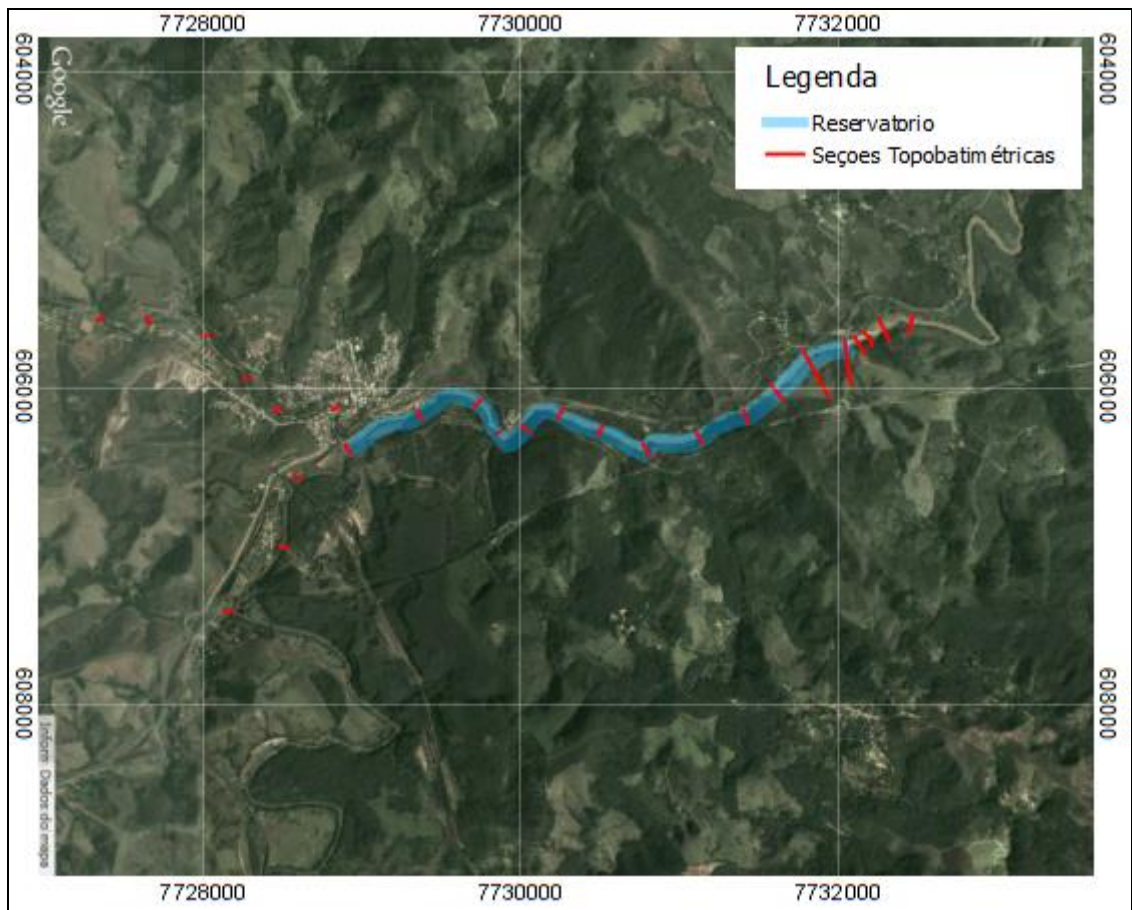
Figura 4.1 – Curvas granulométricas do material de fundo.

Tabela 4.1 – Monitoramento de sedimento em suspensão

Campanha	Data	Vazão (m ³ /s)	Concentração (mg/L)
1	02/07/2013	20,8	18,26
2	30/09/2013	21,5	39,56
3	30/10/2013	13,8	11,42

A partir da topobatimetria de 2013 foram geradas seções transversais conforme apresentado na **Figura 4.2**.

Na **Figura 4.3** são apresentadas as curvas cota-área-volume do reservatório para os anos de 2011 e 2013, indicando pouca variação destas variáveis ao longo destes anos, o que leva a crer que o reservatório esteja em equilíbrio morfológico, ou seja, não há retenção de material, seja de fundo ou em suspensão.



Fonte: Google: imagem de satélite.

Figura 4.2 – Localização das seções transversais utilizadas.

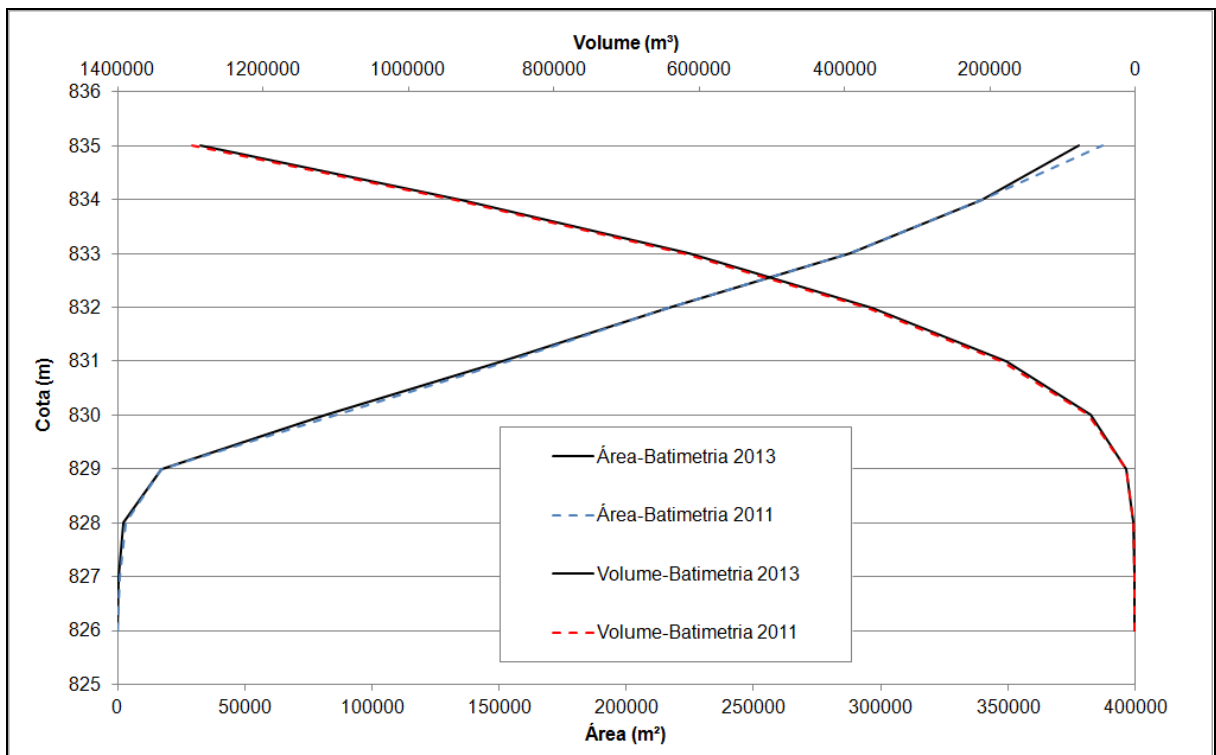


Figura 4.3 – Curvas cota-área-volume do reservatório em 2011 e 2013.

4.2 Aplicação das equações de Julien

As equações de Julien (1988, 1989) foram ajustadas à condição assoreada para a verificação de sua aderência à geometria da calha com o objetivo de ratificar a premissa de que o reservatório está em seu estado de equilíbrio.

Foram avaliadas as variáveis profundidade (h), largura da calha menor (W), velocidade para a vazão Q_{MLT} (U) e declividade do fundo (S). Como variável de entrada, foi considerado diâmetro médio do material encontrado no leito (d_{50}). As equações de Julien são apresentadas a seguir.

$$h = 0,133.Q^{\frac{1}{3m+2}}.d_s^{\frac{6m-1}{6m+4}}.\tau_{\theta}^{*\frac{-1}{6m+4}} \quad (4.1)$$

$$W = 0,512.Q^{\frac{2m+1}{3m+2}}.d_s^{\frac{-4m-1}{6m+4}}.\tau_{\theta}^{*\frac{-2m-1}{6m+4}} \quad (4.2)$$

$$U = 14,7.Q^{\frac{m}{3m+2}}.d_s^{\frac{2m-2}{6m+4}}.\tau_{\theta}^{*\frac{2m+2}{6m+4}} \quad (4.3)$$

$$S = 12,4.Q^{\frac{-1}{3m+2}}.d_s^{\frac{5}{6m+4}}.\tau_{\theta}^{*\frac{6m+5}{6m+4}} \quad (4.4)$$

$$m = \frac{1}{\ln(12,2.\frac{h}{d_{50}})} \quad (4.5)$$

em que

Q = vazão dominante;

W = largura da seção;

h = profundidade de escoamento,

U = velocidade;

S = declividade;

τ_{θ} = tensão de arraste; e

d_s = diâmetro médio do sedimento.

4.3 Regionalização dos dados

Para a realização das simulações de transporte de sedimento era necessário a geração de informações que caracterizassem a hidrologia e as condições de transporte de material de fundo e em suspensão do reservatório. Para isto foram regionalizadas as seguintes informações: curva-chave de sedimento, curva granulométrica total, série de vazões.

4.3.1 Curva-chave de sedimentos

A curva-chave de sedimento correlaciona a vazão em trânsito com a descarga sólida total afluente ao trecho fluvial simulado. Assim, para definição a curva-chave do trecho a montante do reservatório da PCH Salto do Paraopeba utilizou-se como referência a estação hidrossedimentométrica Belo Vale (Código ANA: 40710000), operada pela CPRM – Serviço Geológico do Brasil, a qual possui 128 campanhas de monitoramento hidrossedimentométrico, realizadas desde 1975.

Estas campanhas fornecem a vazão em trânsito, concentração do material em suspensão e características hidráulicas, como velocidade média, profundidade, área molhada e largura.

Uma vez que a área de drenagem da estação é menos 10% superior a área de drenagem da PCH, optou-se por não realizar a regionalização desta curva, pois entende-se que a curva-chave reflete as condições do material transportado e as condições hidráulicas de transporte deste, as quais pouco se alteram entre a estação e a PCH.

4.3.2 Curva granulométrica

Para a curva granulométrica do material de fundo, foi considerada a curva média observada nos ensaios de laboratório para as amostras colhidas na seção de monitoramento a montante do reservatório, conforme descrito no item 4.1. Enquanto para a curva granulométrica total, também necessária para as simulações matemáticas, foi considerado o somatório ponderado entre a curva granulométrica do material de fundo e material em suspensão, conforme proporção entre as descargas de arraste e em suspensão, conforme a publicação da Eletrobrás (1992), a qual apresenta os resultados de extensivas campanhas hidrossedimentométricas realizadas nos principais rios brasileiros (inclusive o Paraopeba), indicando para cada um deles uma faixa de variação estimada para a relação entre estas duas variáveis.

Para o rio Paraopeba esta relação deveria variar entre 1 e 0,5, tendo sido encontrado um melhor ajuste aos pontos resultantes das campanhas realizadas a montante do reservatório a relação 0,50, conforme será descrito no item 5.

Uma vez que as campanhas hidrossedimentométricas não englobaram a caracterização da curva granulométrica do material em suspensão, foi considerada a proporção de argila, silte e areia apresentada na publicação Eletrobrás (1992). Destaca-se que, tratando de material em suspensão, para a areia foi considerada apenas a faixa de areia fina e muito fina, uma vez que granulometrias superiores a esta somente entram em trânsito por suspensão para velocidades superiores a 3,0 m/s, conforme ábaco de Hjulstrom (1935), velocidades que somente são encontradas para o trecho encachoeirado a jusante do barramento.

Na **Figura 4.4** são apresentadas as curvas granulométricas do material de fundo, em suspensão e total.

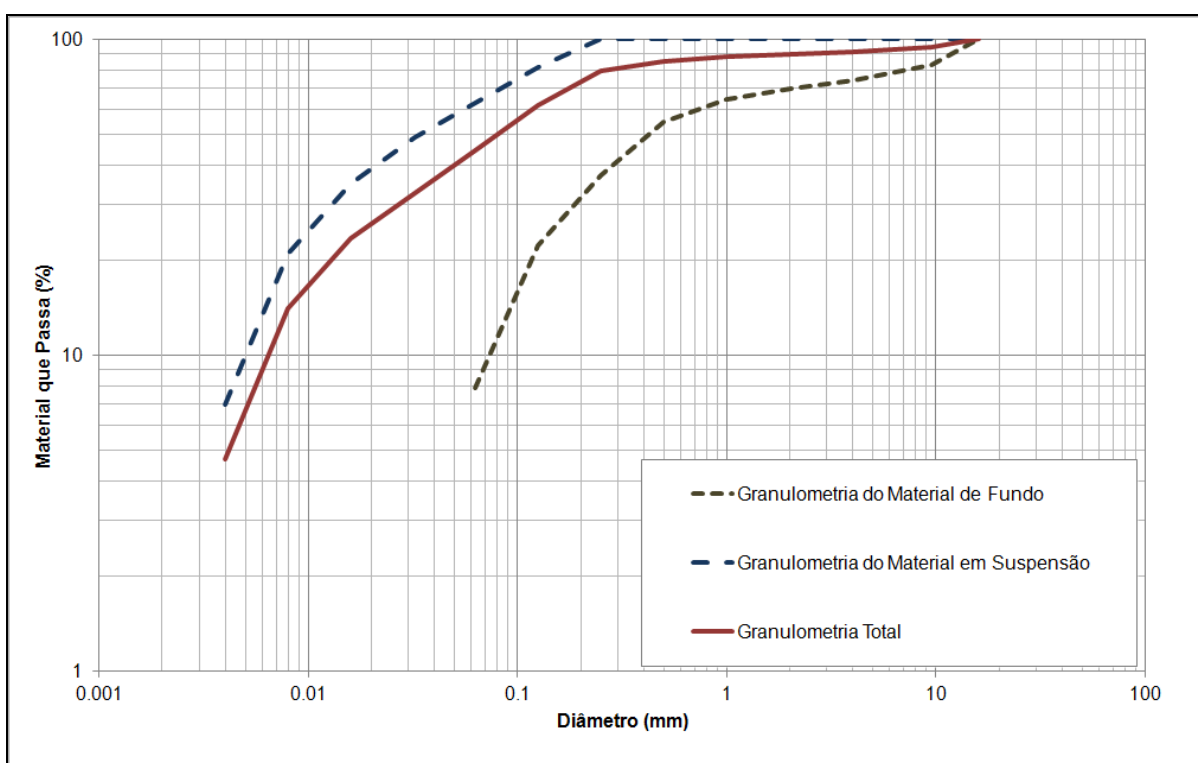


Figura 4.4 – Curva-chave de sedimento considerada nas simulações.

4.3.3 Série de vazões

Para definição da série de vazões a ser utilizada nas simulações realizou-se o preenchimento das falhas mensais existentes na estação de referência para os estudos, Belo Vale, para os registros entre os anos de 1965 e 2006. O preenchimento foi realizado a partir da estação Ponte Nova do Paraopeba (Código ANA: 40800001), também localizada no rio Paraopeba, com área de drenagem de 5.690 km². As séries de vazões médias mensais originais (sem preenchimento) destas duas estações estão apresentadas nas **Tabelas 4.2 e 4.3**.

Tabela 4.2 – Série de vazões da Estação Belo Vale

Ano	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
1965	-	-	-	-	-	-	-	30,26	24,09	47,49	52,89	64,82
1966	178,16	90,21	72,73	50,40	43,18	34,69	29,85	25,24	21,46	33,76	80,45	66,53
1967	117,29	134,33	80,61	50,09	38,58	32,24	27,65	22,90	18,97	25,09	62,03	64,59
1968	72,06	61,37	56,77	39,00	25,68	21,92	18,89	18,27	21,64	29,47	31,69	83,33
1969	50,50	42,18	35,97	25,00	19,68	21,50	17,16	15,41	14,09	30,96	65,93	88,75
1970	86,75	52,94	35,30	30,83	22,04	17,62	17,24	16,23	19,73	28,88	43,61	31,18
1971	24,25	19,27	23,37	16,31	12,43	15,71	11,20	8,98	13,41	22,68	59,99	110,44
1972	48,13	81,21	76,84	43,90	30,77	23,71	26,03	20,24	18,44	34,36	66,16	90,88
1973	113,36	90,39	89,48	49,55	37,22	31,44	27,11	21,77	19,65	31,24	51,20	106,66
1974	101,37	54,44	69,08	48,47	32,62	28,85	24,60	20,75	16,27	28,09	25,23	60,41
1975	92,22	73,21	35,84	35,24	25,75	19,82	21,59	15,28	13,38	21,09	53,19	42,12
1976	41,45	59,09	46,67	33,73	32,09	29,27	32,58	30,88	49,93	61,74	72,39	108,89
1977	103,86	73,49	73,08	58,03	40,68	36,74	31,64	29,30	34,72	27,59	49,16	72,03
1978	143,90	67,22	50,60	51,03	48,25	42,98	38,38	32,36	32,53	34,73	65,58	73,39
1979	150,32	243,72	106,86	70,25	55,65	46,76	43,81	41,61	47,88	37,14	60,02	120,45
1980	176,63	92,70	56,39	73,65	48,15	47,41	41,30	36,28	35,21	34,49	54,20	133,01
1981	110,71	73,97	71,77	53,34	45,05	46,00	37,77	37,78	33,51	49,22	91,99	110,03
1982	142,30	73,24	124,74	74,85	57,44	50,26	45,34	40,76	35,06	64,74	56,28	109,16
1983	166,26	133,18	134,31	123,89	80,39	78,09	57,71	50,28	61,32	70,53	83,31	144,76
1984	83,14	54,83	49,17	47,93	43,00	34,83	33,75	35,73	42,07	35,71	62,21	99,90
1985	182,39	123,38	133,01	73,83	54,54	45,12	40,49	34,46	38,93	46,42	63,74	69,42
1986	114,63	85,85	60,31	44,15	40,10	34,46	37,85	42,04	29,51	25,52	34,73	118,16
1987	87,39	69,68	92,97	60,00	48,56	40,92	33,18	29,70	36,19	33,22	35,18	84,57
1988	65,17	121,99	69,83	51,73	41,31	34,74	29,47	27,74	24,71	42,23	54,16	72,88
1989	55,84	69,15	71,46	39,17	32,90	33,23	30,40	30,34	30,86	42,91	51,99	79,37
1990	56,99	40,83	50,73	45,54	38,75	28,47	32,40	30,48	31,46	30,91	41,49	46,39
1991	205,50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	50,20	66,81
1992	186,41	119,41	64,70	59,25	56,08	38,27	34,04	31,38	40,50	45,00	102,43	73,64
1993	108,51	93,20	87,76	85,78	46,47	40,05	31,45	29,93	29,77	53,79	41,21	48,52
1994	107,63	67,08	83,19	38,74	37,82	33,02	28,89	22,08	20,55	23,52	28,49	85,97
1995	53,31	89,96	70,95	48,86	37,85	27,94	25,56	19,84	22,86	38,28	50,87	132,91
1996	108,83	68,16	60,14	40,50	35,56	28,24	21,69	20,01	27,24	26,17	91,36	-
1997	269,88	66,30	54,12	55,85	34,92	33,01	23,21	19,33	26,77	20,96	30,85	44,22
1998	36,00	-	-	-	-	19,32	19,38	20,82	-	-	-	56,72
1999	59,93	33,65	84,28	32,93	22,73	21,04	20,11	15,18	14,25	20,12	39,51	50,75
2000	81,87	68,41	73,03	36,81	24,30	22,85	22,28	20,82	29,56	16,95	45,89	128,65
2001	137,93	29,15	30,07	24,60	21,81	15,57	13,30	13,02	15,19	18,09	40,05	70,65
2002	75,69	98,69	46,54	27,56	23,38	18,18	16,29	13,41	18,12	12,93	45,58	73,56
2003	112,60	48,72	55,72	32,09	24,86	19,08	16,99	15,94	14,50	13,94	26,38	64,89
2004	109,88	110,16	71,56	57,31	33,85	33,47	27,01	20,16	15,19	18,15	20,65	83,28
2005	135,06	81,09	109,53	43,56	47,69	31,34	26,50	21,65	24,96	22,15	56,90	94,14
2006	56,51	52,70	56,43	31,10	24,48	20,64	17,87	16,45	18,12	28,35	38,79	63,29

Tabela 4.3 – Série de vazões da Estação Ponte Nova do Paraopeba

Ano	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
1965	201,08	301,58	225,37	107,77	88,33	64,61	56,54	52,15	43,12	87,32	104,65	117,90
1966	337,35	213,38	140,88	91,82	70,70	58,14	50,94	41,91	37,69	61,64	119,84	136,76
1967	223,91	229,84	141,16	90,12	66,56	54,65	49,44	39,20	33,49	42,80	112,61	129,34
1968	144,31	108,02	108,20	71,40	51,09	43,57	38,19	35,55	39,65	53,12	55,39	145,12
1969	92,74	74,65	60,44	46,03	35,40	40,56	29,56	25,73	24,00	48,45	97,51	141,51
1970	164,15	100,35	65,69	61,32	43,80	37,18	35,64	31,55	38,57	55,21	83,27	57,29
1971	39,73	32,93	39,75	29,49	21,37	27,48	19,89	16,32	23,05	38,61	116,27	186,94
1972	84,76	131,48	148,97	81,16	55,55	44,13	47,28	36,94	34,19	56,36	129,78	162,19
1973	202,54	171,15	159,91	89,04	69,09	55,36	49,28	38,92	35,66	50,09	87,96	175,91
1974	196,30	104,25	128,95	94,10	64,07	55,06	46,36	38,29	29,45	48,70	44,78	97,65
1975	170,07	128,69	64,55	63,26	47,30	35,98	40,84	29,06	23,46	35,31	95,19	79,73
1976	55,06	70,25	59,80	41,67	34,84	29,40	35,00	31,49	60,23	73,79	103,23	174,46
1977	165,59	130,70	92,58	76,35	49,85	43,12	-	-	36,62	27,96	59,30	84,10
1978	210,89	94,06	72,39	68,04	58,71	57,85	48,43	36,90	34,93	38,56	83,57	99,03
1979	243,90	506,74	187,81	107,90	83,97	69,33	60,47	52,65	56,26	46,35	89,87	185,40
1980	291,67	139,60	84,50	106,80	65,56	61,70	51,53	41,83	37,77	37,80	66,34	178,06
1981	170,91	99,16	98,42	66,77	55,88	54,41	41,19	38,24	29,97	54,83	141,91	168,81
1982	235,62	107,95	188,10	120,20	81,56	65,19	53,53	44,94	36,89	68,90	63,31	136,34
1983	323,02	264,39	238,55	189,30	122,97	121,36	89,23	70,34	84,75	106,47	139,95	253,15
1984	131,02	87,83	75,42	77,05	56,68	45,39	40,43	42,26	58,55	46,63	77,80	159,34
1985	311,01	223,98	279,21	147,56	102,27	79,78	66,65	56,25	55,11	63,13	92,16	123,69
1986	204,88	142,83	105,65	71,22	63,11	51,21	51,08	51,55	36,28	29,34	41,72	172,20
1987	140,13	103,97	131,49	89,15	66,39	55,32	43,81	36,60	42,74	37,03	49,42	151,40
1988	121,17	186,97	120,70	82,41	58,37	48,30	38,89	33,41	26,31	52,82	59,41	87,67
1989	75,33	91,21	104,96	47,97	36,86	40,00	35,99	35,46	32,30	53,64	72,58	144,35
1990	110,56	66,03	76,10	63,17	52,18	35,05	35,11	31,46	36,54	29,56	40,77	59,70
1991	331,96	225,67	171,05	128,89	81,06	58,77	48,37	39,32	41,50	60,31	68,18	90,87
1992	293,39	207,48	110,39	92,12	79,43	52,52	44,97	39,63	56,37	57,25	136,89	159,91
1993	171,00	144,80	124,26	107,63	65,00	59,40	44,44	38,59	38,22	66,40	54,05	72,02
1994	259,60	93,62	145,32	89,70	76,57	58,25	49,94	39,56	30,88	34,56	42,28	139,75
1995	86,51	152,83	118,29	82,71	61,99	47,66	39,85	29,98	28,55	62,22	71,31	192,67
1996	218,13	105,22	103,12	71,16	55,92	43,89	37,81	33,34	42,74	38,17	154,03	176,52
1997	-	139,19	158,29	112,30	77,55	71,20	50,06	39,66	44,95	48,45	53,46	124,70
1998	148,47	128,69	79,91	54,73	41,10	37,68	26,19	28,55	18,69	35,84	68,03	90,71
1999	115,07	53,83	158,99	56,41	35,77	29,11	25,14	19,08	18,56	24,24	64,52	92,37
2000	159,26	167,77	110,87	65,09	44,08	36,44	32,38	28,64	36,52	24,64	62,49	110,63
2001	132,03	47,46	48,87	36,00	28,85	24,09	19,62	19,12	20,59	27,21	57,68	119,30
2002	143,52	202,55	93,15	49,18	40,38	31,14	28,20	22,48	28,73	19,76	64,68	124,93
2003	261,98	106,99	106,61	61,34	44,29	34,16	29,07	26,52	22,34	20,30	41,22	102,73
2004	190,26	164,37	124,36	95,33	56,34	53,75	44,98	32,51	24,41	29,79	31,30	138,22
2005	208,34	140,96	202,63	81,10	81,52	58,86	47,53	39,16	42,37	32,87	98,20	170,82
2006	103,94	92,04	106,02	56,45	43,32	34,32	29,59	26,05	29,87	39,42	61,07	131,89

Para regionalização da série de vazões realizou-se a proporção por área de drenagem entre a estação Belo Vale e a PCH Salto do Paraopeba para cada vazão média mensal, tendo sido gerada a série de vazões apresentada na **Tabela 4.4**.

Tabela 4.4 – Série de vazões da PCH Salto do Paraopeba.

Ano	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
1965	102,96	96,34	100,84	99,78	145,84	159,64	125,81	90,70	71,02	112,05	155,28	133,22
1966	86,20	68,20	61,76	55,58	51,17	49,85	54,70	80,86	111,52	115,22	88,14	62,64
1967	59,90	80,86	74,11	65,29	60,88	62,20	67,23	68,68	57,96	50,73	56,51	62,64
1968	75,04	80,37	71,46	68,68	71,02	123,16	207,11	196,65	143,72	117,87	110,46	110,99
1969	136,44	216,77	265,12	215,53	179,71	167,10	177,42	221,71	189,46	152,06	130,57	109,40
1970	95,86	92,28	86,68	100,84	88,14	102,43	94,40	83,28	105,03	143,72	138,16	128,98
1971	175,13	120,52	98,28	86,20	92,81	107,94	102,43	97,31	98,77	92,28	75,52	75,04
1972	72,79	75,04	98,77	94,89	80,86	68,20	61,76	56,02	53,82	53,38	55,58	52,93
1973	51,61	50,29	50,73	50,29	49,41	50,73	49,41	48,96	47,64	46,79	48,08	45,13
1974	44,71	43,47	42,22	43,47	43,05	42,63	41,38	40,54	39,70	38,86	39,28	44,30
1975	49,85	52,93	46,79	43,05	40,96	39,28	38,04	37,22	36,81	36,40	35,58	35,58
1976	35,17	34,76	34,36	33,57	33,17	33,57	49,85	62,20	53,38	43,47	38,45	35,17
1977	34,36	33,17	32,78	32,38	32,38	31,58	31,58	31,19	30,79	30,79	30,40	30,01
1978	30,01	29,63	29,63	29,24	29,24	29,24	28,85	28,85	28,46	28,46	28,46	28,07
1979	28,07	27,68	27,68	27,68	27,30	26,91	26,53	26,53	27,30	28,07	27,30	26,53
1980	26,15	26,15	25,39	25,39	25,39	25,01	25,39	26,53	28,85	27,68	27,68	28,07
1981	27,68	26,91	25,77	25,39	25,01	25,01	24,63	24,63	24,63	24,63	24,63	23,49
1982	23,11	23,11	23,11	22,75	22,03	21,67	21,67	21,67	22,03	22,03	21,67	21,31
1983	21,67	21,67	21,67	21,31	21,31	20,94	20,94	20,94	24,28	24,28	23,20	22,20
1984	21,20	21,20	21,20	24,28	29,54	46,30	52,92	34,07	32,89	25,28	25,28	23,20
1985	24,28	23,20	22,20	22,20	22,20	22,20	21,20	20,30	20,30	20,30	20,30	20,30
1986	20,30	20,30	20,30	19,30	21,20	20,30	19,30	19,30	19,30	19,30	18,39	18,39
1987	19,30	18,39	19,30	19,30	20,30	21,20	29,54	46,30	36,34	37,51	106,02	71,95
1988	48,93	36,34	30,63	28,45	26,28	25,28	24,28	29,54	36,34	35,16	29,54	29,54
1989	37,51	30,63	29,54	29,54	30,63	31,71	35,16	31,71	32,89	35,16	43,68	52,92
1990	47,57	43,68	79,92	145,89	83,27	58,54	44,94	38,78	36,34	34,07	30,63	28,45
1991	27,37	26,28	26,28	28,45	37,51	47,57	61,44	64,34	79,92	57,09	44,94	37,51
1992	36,34	38,78	42,41	39,96	34,07	34,07	48,93	133,20	71,95	64,34	57,09	104,21
1993	113,27	79,92	62,89	51,56	50,20	52,92	52,92	55,73	52,92	50,20	50,20	58,54
1994	50,20	47,57	52,92	58,54	52,92	46,30	54,37	52,92	52,92	64,34	57,09	52,92
1995	79,92	52,92	46,30	38,78	67,42	145,89	79,92	131,39	145,89	156,76	156,76	211,13
1996	128,67	106,02	107,83	167,64	353,39	406,86	414,10	406,86	308,99	209,32	154,95	121,42
1997	109,64	91,52	88,26	83,27	75,12	71,95	64,34	62,89	61,44	152,23	115,08	115,08
1998	121,42	167,64	152,23	100,58	100,58	100,58	135,01	106,02	88,26	78,29	73,58	71,95
1999	67,42	62,89	62,89	58,54	57,09	55,73	54,37	52,92	67,42	59,99	75,12	64,34
2000	57,09	78,29	62,89	55,73	52,92	50,20	55,73	70,41	62,89	59,99	54,37	59,99
2001	107,83	109,64	145,89	115,08	91,52	79,92	64,34	61,44	57,09	48,93	48,93	52,92
2002	52,92	50,20	48,93	47,57	47,57	44,94	62,89	61,44	71,95	57,09	47,57	44,94
2003	71,95	67,42	62,89	50,20	54,37	52,92	58,54	57,09	47,57	44,94	47,57	43,68
2004	42,41	42,41	42,41	39,96	38,78	38,78	38,78	39,96	39,96	38,78	37,51	36,34
2005	37,51	37,51	39,96	37,51	37,51	37,51	37,51	36,34	36,34	36,34	36,34	36,34
2006	36,34	35,16	37,51	37,51	37,51	37,51	37,51	36,34	36,34	35,16	35,16	34,07

4.4 Calibração do modelo de transporte de sedimento

Morris e Fan (1998) definem calibração como o processo de ajustar os parâmetros do modelo dentro de um intervalo de valores aceitáveis, para fazer com que este possa reproduzir com precisão as condições observadas.

Para calibração do modelo de transporte de sedimento do reservatório da PCH Salto do Paraopeba, foram realizadas simulações na ferramenta HEC-RAS considerando a geometria do curso d'água, a caracterização sedimentométrica apresentada nos itens anteriores e a série de vazões afluente.

A premissa básica deste estudo é a de que o reservatório encontra-se em equilíbrio. Em função disto, foram realizadas simulações do comportamento morfodinâmico deste considerando a curva-chave do vertedouro da barragem da PCH Salto do Paraopeba, conforme apresentado na **Figura 4.5**.

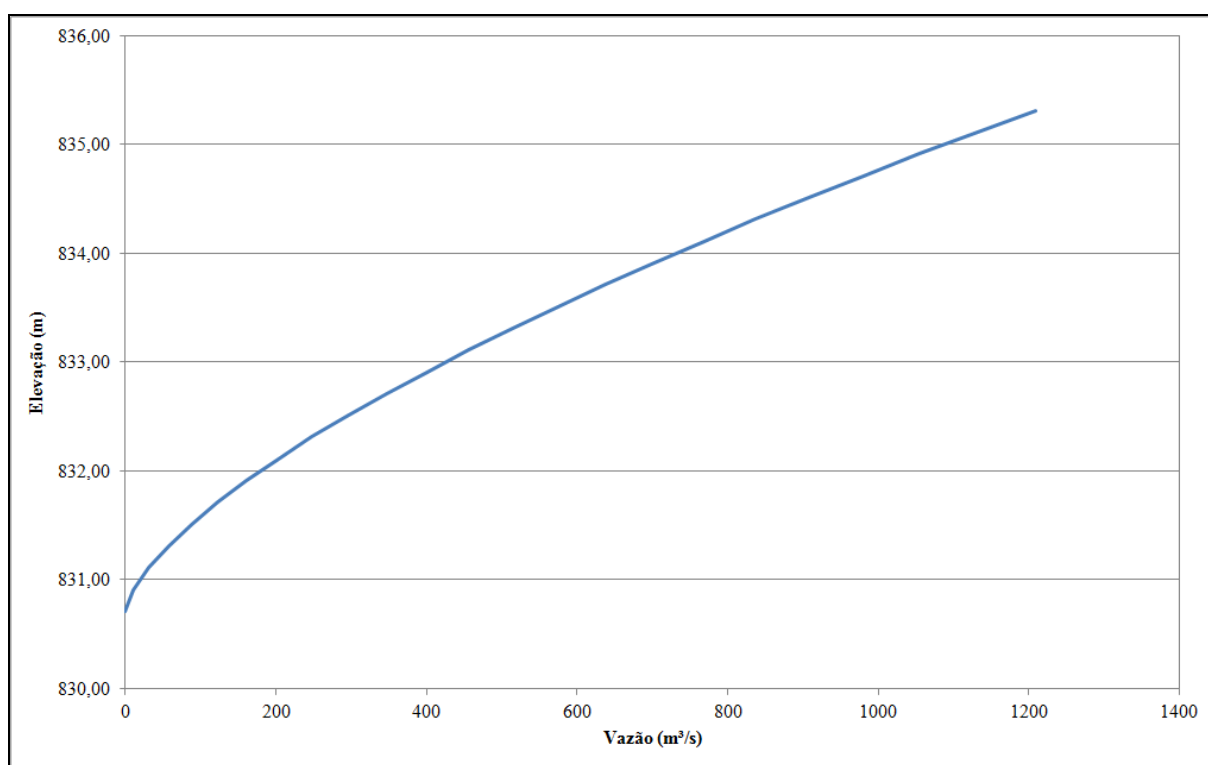


Figura 4.5 – Curva-chave do vertedouro da PCH Salto do Paraopeba.

À esta geometria foram realizadas simulações considerando as equações de transporte de sedimento disponíveis na ferramenta HEC-RAS, sendo elas propostas por Ackers-White, Englund-Hansen, Laursen, Meyer-Petter Muller, Toffaleti e Yang, tendo sido selecionada

aquela que melhor se ajustou à premissa do estudo de que o reservatório encontra-se em equilíbrio, proporcionando a menor variação na geometria do reservatório ao longo da simulação com a série de vazões de 41 anos.

4.5 Premissas de simulação da erosão do reservatório para definição da geometria primitiva

Para reconstituição da geometria primitiva do reservatório foram realizadas simulações de transporte de sedimento sem considerar a restrição hidráulica imposta pelo barramento de modo a permitir o aumento da velocidade de escoamento ao longo deste e consequentemente a erosão do seu leito.

Para melhor traduzir a condição de escoamento a jusante do barramento foram adicionadas as quatro seções topobatimétricas levantadas a jusante do barramento, dispostas conforme apresentado na **Figura 4.6**.

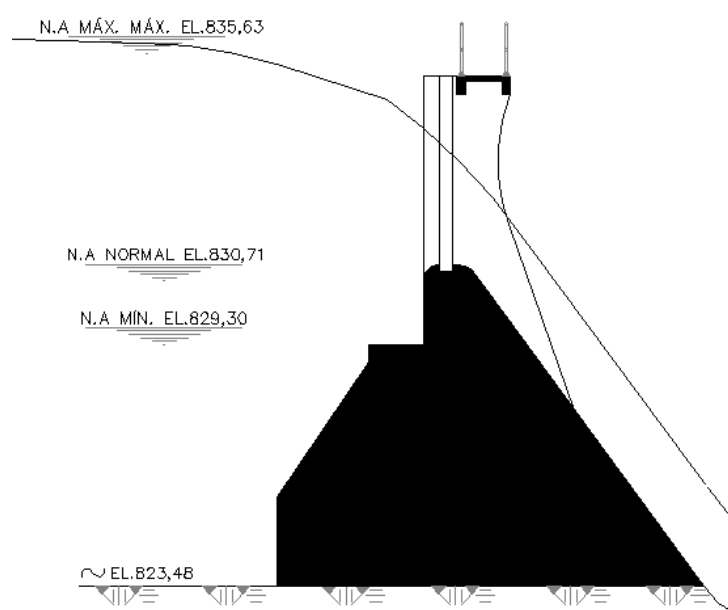


Figura 4.6 – Perfil longitudinal do vertedouro da PCH Salto do Paraopeba.

Como não há informações topografia original ou mesmo sondagens para identificar a profundidade em que há existência de rocha no leito do reservatório assoreado, assumiu-se que o limite para erosão no trecho do reservatório coincidente com a cota de fundo do barramento construído em 1956 (823,48 m), conforme pode ser observado na Figura 4.6. Condição imposta, pois os relatórios de Projeto indicam que o barramento foi implantado em

rocha basáltica competente sobre trecho encachoeirado, assim, assumiu-se que esta é a cota original da seção onde foi implantado o barramento, não podendo ser escavada.

4.6 Simulação de assoreamento da geometria primitiva

A partir da geometria primitiva encontrada foram realizadas simulações de assoreamento considerando a restrição hidráulica imposta pelo barramento, com condição de contorno de jusante definida pela curva-chave do vertedouro apresentada na Figura 4.5. O objetivo é verificar se a geometria primitiva, a qual corresponde a geometria de 1956, quando o barramento foi construído, alcançaria a cota de assoreamento atual (topobatimetria de 2013) se submetida a simulação de 57 anos.

5 DESCRIÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Para desenvolvimento da pesquisa, foram utilizados os dados do Projeto Básico de reativação PCH Salto do Paraopeba, localizada rio Paraopeba com área de drenagem total de aproximadamente 2510 km², a qual possui o rio Brumado como um dos principais afluentes da margem esquerda.

O intervalo do curso de água selecionado para a elaboração do estudo corresponde ao trecho entre a confluência do rio Brumado com o rio Paraopeba e a PCH Salto Paraopeba, cuja extensão é de aproximadamente 3,7 km. Para a obtenção das características do escoamento incluiu-se também o trecho a montante da confluência no rio Paraopeba e Brumado, assim como o trecho de jusante do barramento.

A usina entrou em operação em 1956 e em 2000 teve de passar por reformas, visto que o assoreamento havia alcançado a tomada d'água impedindo a continuidade de seu funcionamento. Atualmente a usina encontra-se inoperante, novamente devido ao assoreamento. Nas fotos da **Figura 5.1** pode se observar que o assoreamento já alcança o topo da tomada d'água do empreendimento.

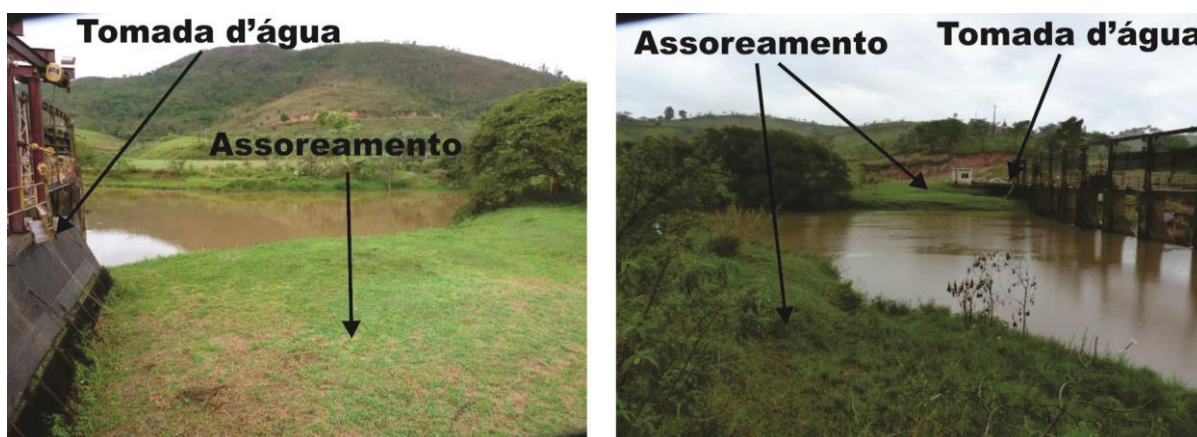


Figura 5.1 - Assoreamento do reservatório da PCH Salto Paraopeba.

Ao se avaliar o perfil de fundo do reservatório no ano de 2013, apresentado na **Figura 5.2**, observa-se a redução da declividade do fundo proporcionada pelo assoreamento. Neste trecho a declividade média encontrada é de 0,01%, enquanto no trecho natural a montante a declividade encontrada é de 0,18%. Destaca-se que o empreendimento foi instalado em um trecho encachoeirado com elevada declividade, possivelmente da mesma declividade do

trecho de jusante da barragem (1,93%), comprovando a significativa alteração do leito no trecho do reservatório.

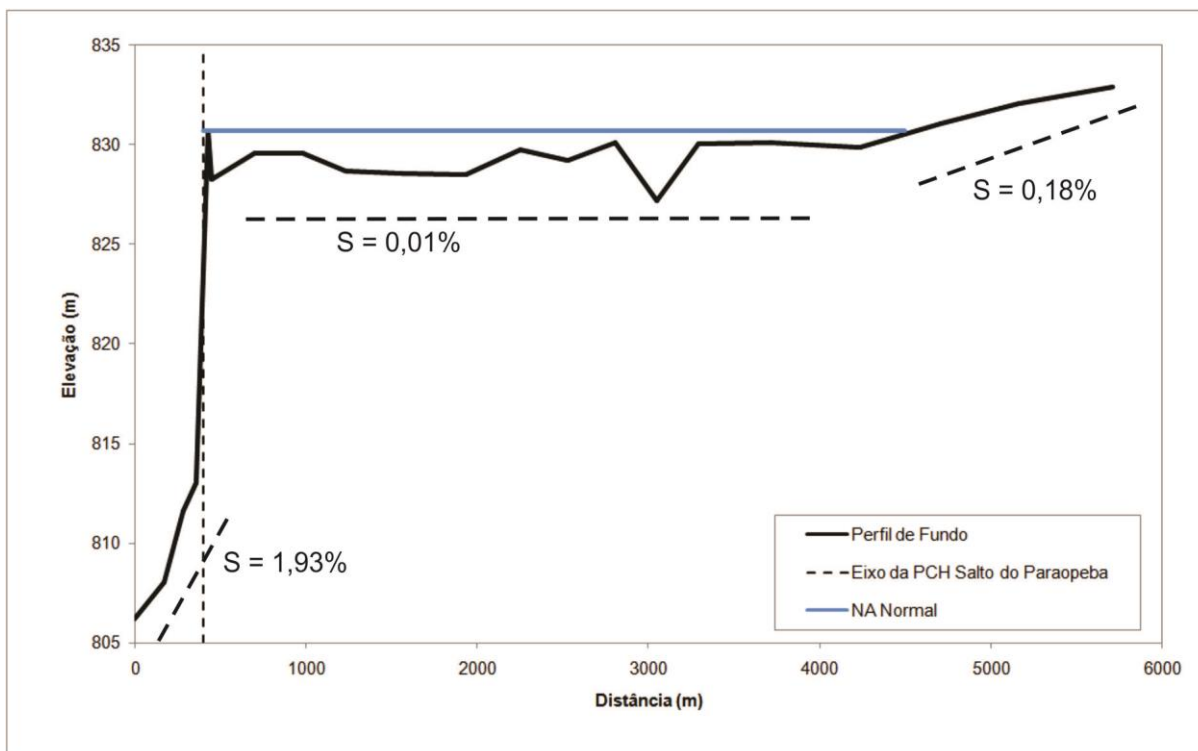
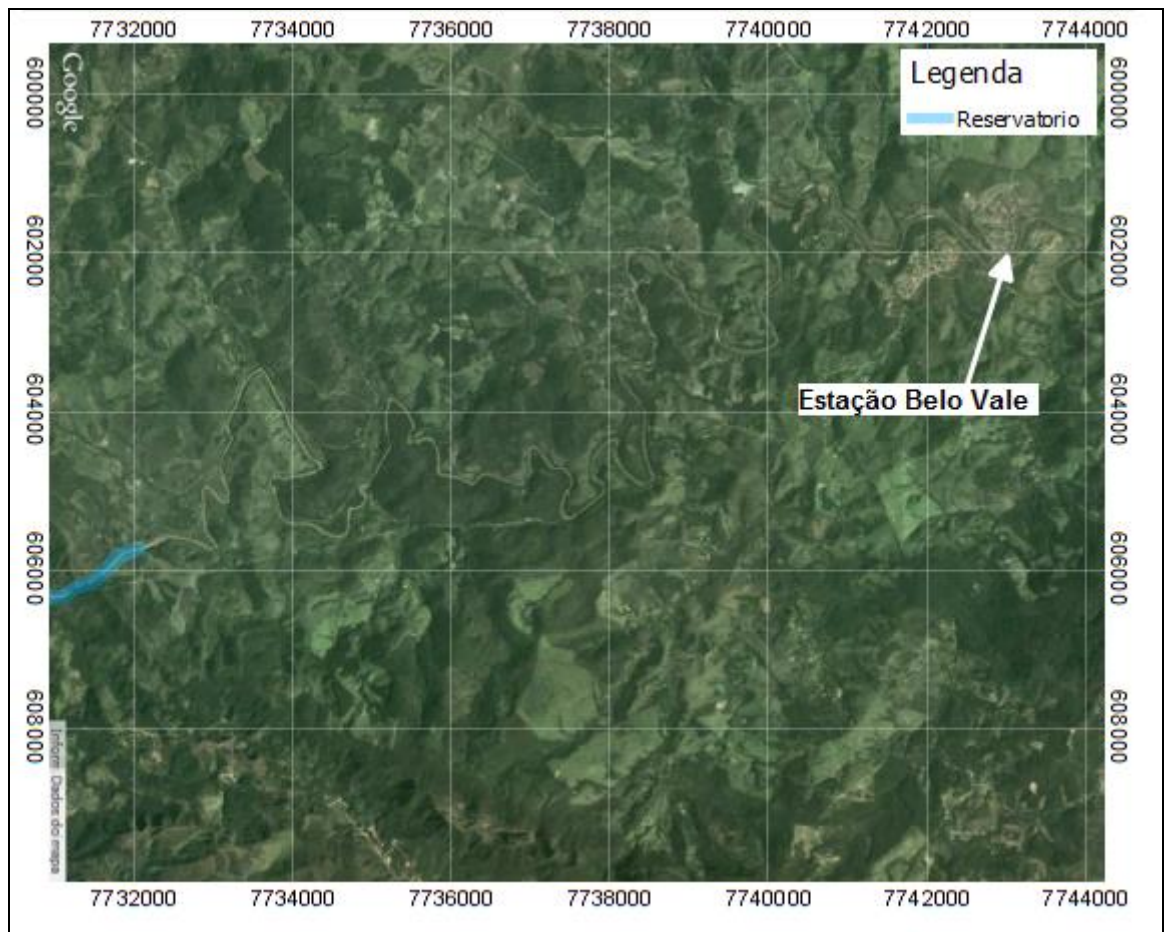


Figura 5.2 - Perfil de fundo do reservatório da PCH Salto Paraopeba (levantamento topobatimétrico de 2013).

5.1 Monitoramento hidrossedimentométrico

Para definição da curva-chave de sedimento a ser utilizada como condição de contorno de montante do modelo matemático de transporte de sedimento, foram utilizados os dados da estação hidrossedimentométrica Belo Vale (código 40710000), operada pela CPRM (Serviço Geológico do Brasil), localizada a 15 km a jusante da usina hidrelétrica, na qual é realizado o registro de vazão e concentração do material sólido em suspensão. Em função da proximidade da estação com a PCH Salto Paraopeba, optou-se por utilizar a mesma curva-chave de sedimento desta estação para os estudos da usina. Na **Figura 5.3** é apresentada a localização da estação Belo Vale.



Fonte: Google: imagem de satélite.

Figura 5.3 - Localização da estação hidrossedimentométrica Belo Vale.

Para verificar a possibilidade de se utilizar os dados desta estação na seção a montante do reservatório, foram realizadas três campanhas hidrossedimentométricas a montante do reservatório da PCH Salto do Paraopeba, conforme **Figura 5.4**.



Fonte: Google: imagem de satélite.

Figura 5.4 - Localização da seção onde foram realizadas três campanhas hidrossedimentométricas para o presente trabalho.

A partir dos dados material em suspensão obtidos junto à estação Belo Vale e nestas campanhas, calculou-se a descarga sólida em suspensão por meio equação apresentada a seguir.

$$Q_{sm} = 0,0864 \cdot Q \cdot C \quad (6.1)$$

em que Q_{sm} é a descarga sólida em suspensão, em t/dia; Q a vazão líquida, em m^3/s ; e C a concentração, em mg/L .

A partir da concentração do material sólido em suspensão, das características hidráulicas do escoamento e da caracterização granulométrica do material sólido de fundo encontradas nas campanhas realizadas para o presente trabalho, foi aplicado o Método de Colby, apresentado por Carvalho (2008), para cálculo da descarga sólida total. Os resultados são apresentados na **Tabela 5.1**.

Tabela 5.1 – Descarga sólida total encontrada para cada campanha

Campanha	1	2	3
Data	30 de julho de 2013	30 de setembro de 2013	30 de outubro de 2013
Vazão (m ³ /s)	20,8	21,5	13,8
Velocidade Média(m/s)	0,530	0,556	0,462
Profundidade (m)	1,18	1,16	0,95
Largura (m)	33,3	33,3	31,4
D ₅₀ (mm)		0,358	
Concentração do Material em Suspensão (mg/L)	18,26	39,56	11,42
Descarga Sólida Total Calculada por Colby (t/dia)	57,1	84,4	20,6

Ao se aplicar a mesma metodologia aos registros da estação Belo Vale e comparar os resultados com aqueles encontrados nas campanhas hidrossedimentométricas realizadas para este trabalho, não obteve-se boa aderência, conforme pode ser observado na **Figura 5.5**.

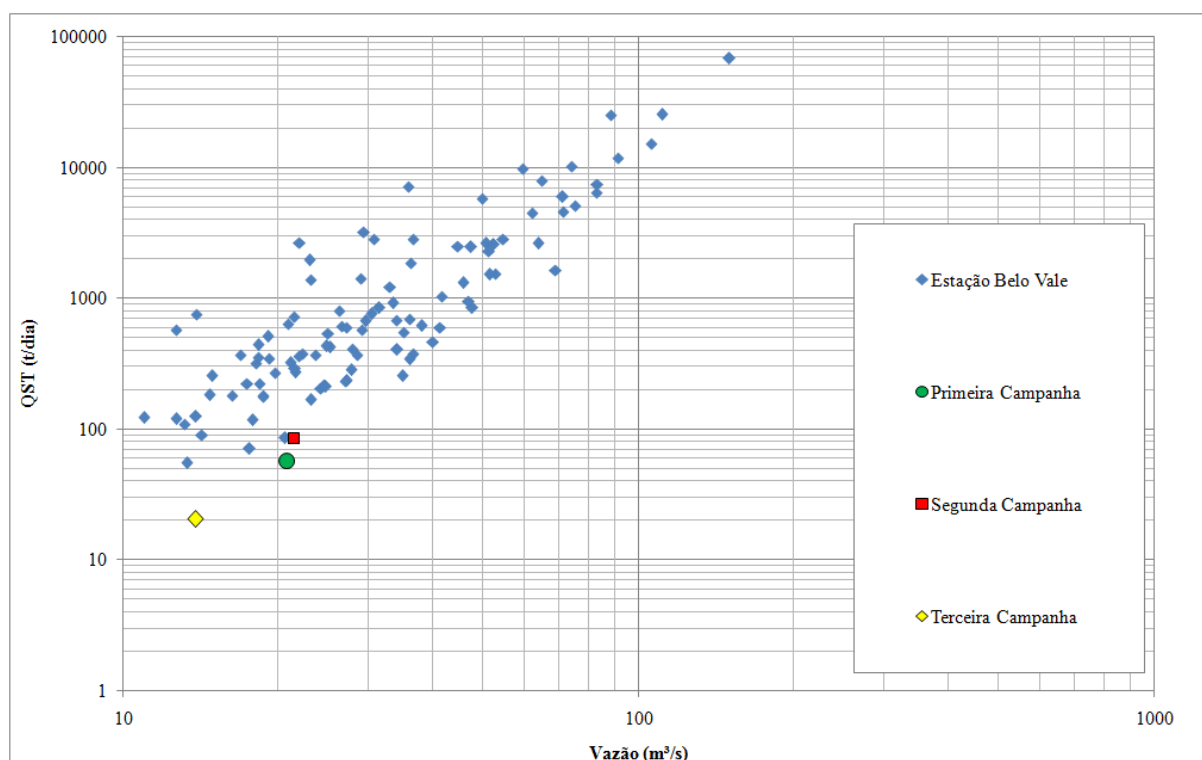


Figura 5.5 – Comparação da descarga total encontrada nas campanhas realizadas para o presente trabalho com os valores de descarga total encontrados para os registros da estação Belo Vale a partir do Método de Colby.

Assim, optou-se por calcular a descarga total a partir da relação entre descarga sólida de arrasto e descarga sólida em suspensão indicada pela publicação Eletrobrás (1992), a qual apresenta os resultados de extensivas campanhas hidrossedimentométricas realizadas nos principais rios brasileiros (inclusive o Paraopeba), indicando para cada um deles uma faixa de variação estimada para a relação entre estas duas variáveis. Assim, calculada a descarga em suspensão, encontrada a partir da concentração e vazão média, é possível o cômputo da descarga em suspensão.

Para o rio Paraopeba esta relação deveria variar entre 1 e 0,5, tendo sido encontrado um melhor ajuste aos pontos resultantes das campanhas realizadas a montante do reservatório a relação 0,50, conforme pode ser apresentado na **Tabela 5.2** e na **Figura 5.6**, na qual também é apresentada a curva-chave de sedimento ajustada para os pares de ponto da estação Belo Vale. Destaca-se que o ramo superior da curva-chave foi ajustado graficamente de modo a não gerar instabilidade numérica ou inconsistência física para vazões superiores a 150 m³/s.

Tabela 5.2 – Descarga sólida total encontrada para cada campanha

Campanha	1	2	3
Data	30 de julho de 2013	30 de setembro de 2013	30 de outubro de 2013
Concentração do Material em Suspensão (mg/L)	18,26	39,56	11,42
Descarga Sólida Total Calculada pela relação Qsa/Qss (t/dia)	49,2	110,2	20,4

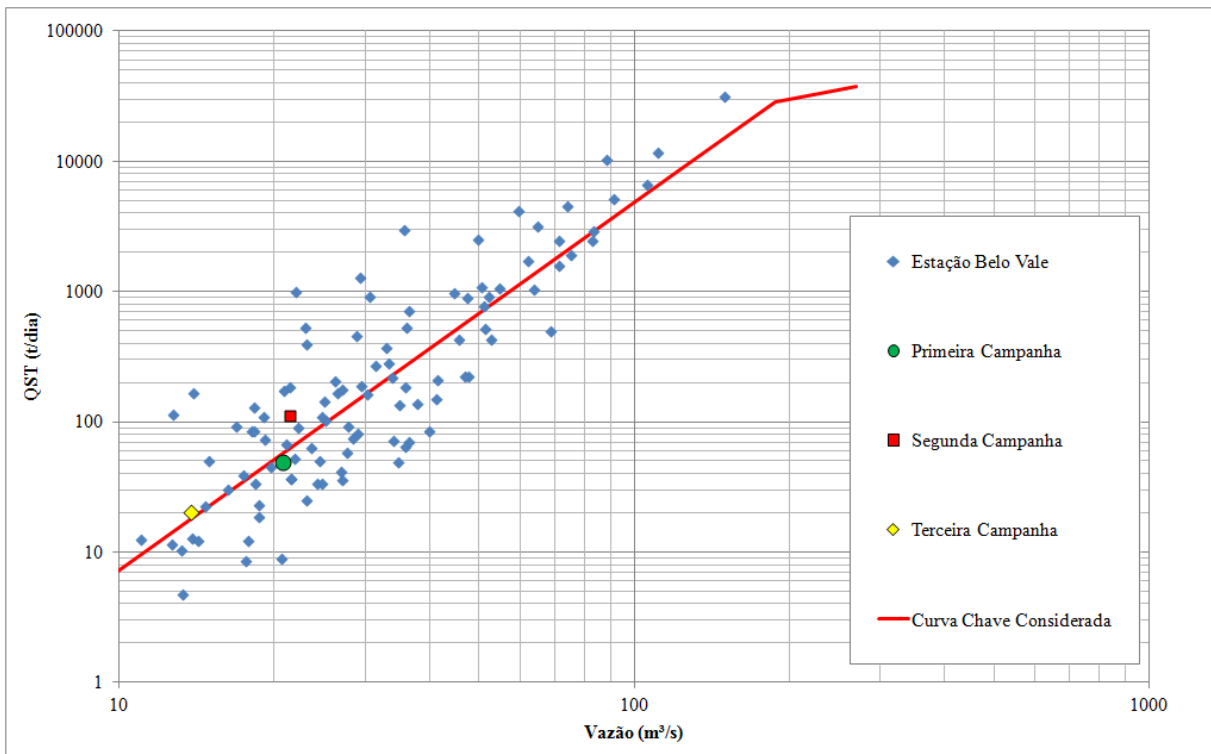


Figura 5.6 - Curva-chave de sedimento considerada para a PCH Salto do Paraopeba.

5.2 Aplicação das equações de Julien

De posse das características do escoamento obtidas na modelagem hidráulica buscou-se uma aderência com as equações propostas por Julien, sendo necessário para sua aplicação a vazão dominante e o diâmetro médio das partículas transportadas. A vazão dominante utilizada foi aquela que gerou maior aderência com a modelagem matemática, sendo esta a Q_{MLT} , enquanto o diâmetro médio foi definido em função da visita de campo, na qual foi possível caracterizar o material de fundo do trecho do reservatório como sendo predominantemente composto por silte e areia fina, assim, assumiu-se $D_{50} = 0,06$ mm. Uma vez que granulometria predominante nos demais trechos fluviais encontrados na região é caracterizada por areia, encontrar material entre silte e areia fina no trecho compreendido pelo reservatório indica a alteração da capacidade de transporte da vazão dominante, o que deverá proporcionar um contrabalanceamento das demais equações da balança de Lane para alcançar o novo equilíbrio. Na **Tabela 5.3** são apresentados os resultados obtidos a partir da aplicação das equações de Julien.

Tabela 5.3 – Resumo dos resultados obtidos para o trecho do reservatório

Metodologia	Largura (m)	Profundidade (m)	Velocidade (m/s)	Declividade (m/m)	Área Molhada (m ²)	Q/Área Molhada (m/s)
HEC-RAS	42,95	2,23	0,95	0,00010	95,7	0,50
Julien	55,26	2,11	0,43	0,00011	115,7	0,41

Os resultados encontrados indicaram boa aderência para declividade e profundidade, enquanto a largura e velocidade apresentaram maior divergência. Destaca-se, porém, que, ao dividir a vazão pela área molhada do escoamento, calculada multiplicando-se W por h , partindo da premissa adotada de canal prismático, o resultado encontrado (velocidade) para as duas metodologias é similar, sendo 0,50 m/s para os resultados encontrados pelo HEC-RAS e 0,41 m/s para as equações de Julien.

A divergência encontrada para a largura pode estar condicionada à restrições geométricas impostas pela geologia local, a qual é caracterizada por rochas gnáissicas medianamente a pouco alterada, fraturada e em forma de lajeados (SPEC, 2011). Ao longo do reservatório é possível identificar terraços aluvionares às margens do curso d'água, porém, a proximidade das encostas e sua inclinação indicam a presença destas rochas de elevada resistência que condicionam a geometria da calha.

Como forma de compensar a restrição quanto a largura da calha, as equações proporcionaram o aumento da velocidade de escoamento, mantendo-se, porém, a mesma magnitude da área molhada. Destaca-se que, dentre as equações básicas utilizadas para o desenvolvimento das equações de Julien, está o número de Shields, o qual depende diretamente da profundidade de escoamento (h) para a verificação da condição de estabilidade do material depositado no leito. Por isto, os resultados não indicaram o aumento da profundidade, pois com o aumento desta variável, haveria o aumento da tensão de arraste e aumento do D_{50} do material encontrado no leito fluvial.

5.3 Calibração do modelo de transporte de sedimento

Partindo-se da premissa de que o reservatório encontra-se em equilíbrio, foram realizadas simulações matemáticas do reservatório buscando-se o modelo de transporte de sedimento que apresentasse menor variação da geometria ao longo da série de 41 anos (série de dados

disponível), tendo sido selecionado o modelo de Toffaleti. Na **Figura 5.7** são apresentados os resultados das simulações realizadas para cada equação de transporte. Destaca-se que estão sendo apresentados somente os resultados para as equações de transporte de sedimento que não apresentaram instabilidade numérica.

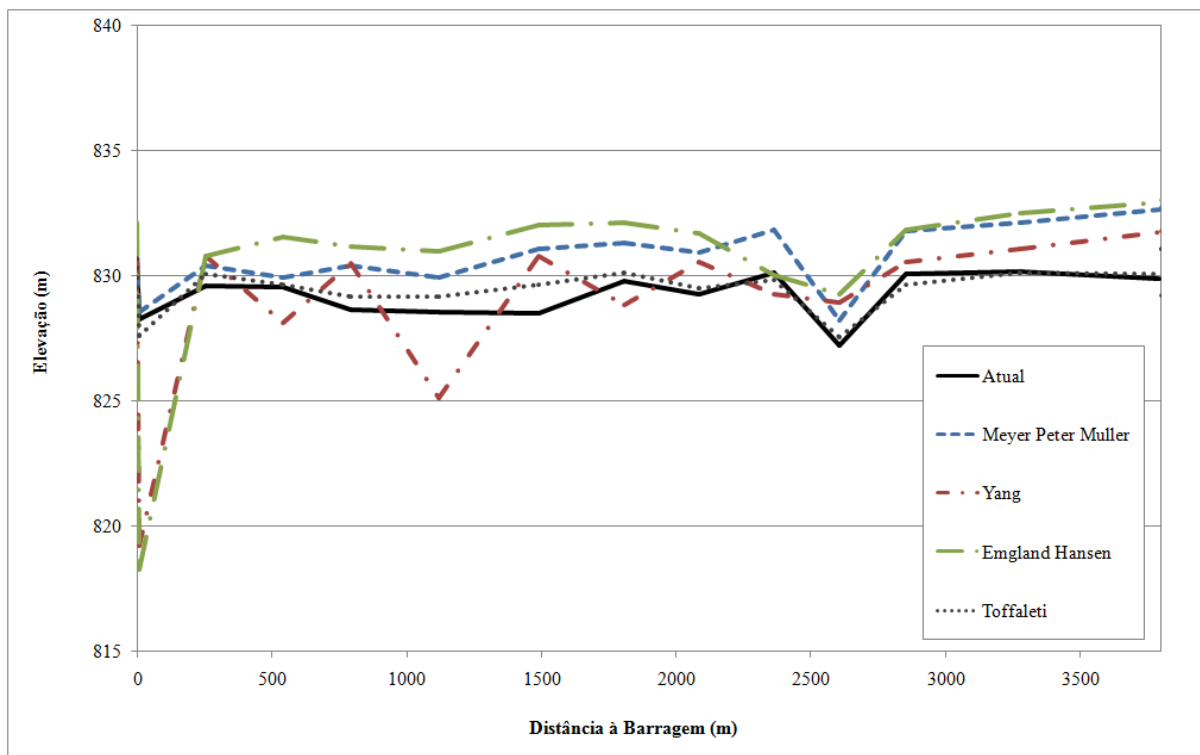


Figura 5.7 – Resultados das simulações de calibração do modelo.

5.4 Reconstituição da geometria primitiva

Nesta simulação foi removida a condição de contorno imposta pelo barramento, permitindo que o a vazão afluente erodisse o reservatório assoreado até que este retornasse à sua condição primitiva.

Os resultados demonstram que no 36º ano de simulação o reservatório alcançou a cota 823,48, correspondente à cota de fundo original do reservatório na altura do barramento, indicando que neste passo de tempo alcançou-se o reservatório original.

Ao se continuar as simulações, a cota nesta seção não se altera, em função do limite de erosão imposto, porém a montante o reservatório continua a erodir, conduzindo a uma declividade e geometria não coerente com o trecho a montante, conforme pode ser observado na **Figura 5.8**.

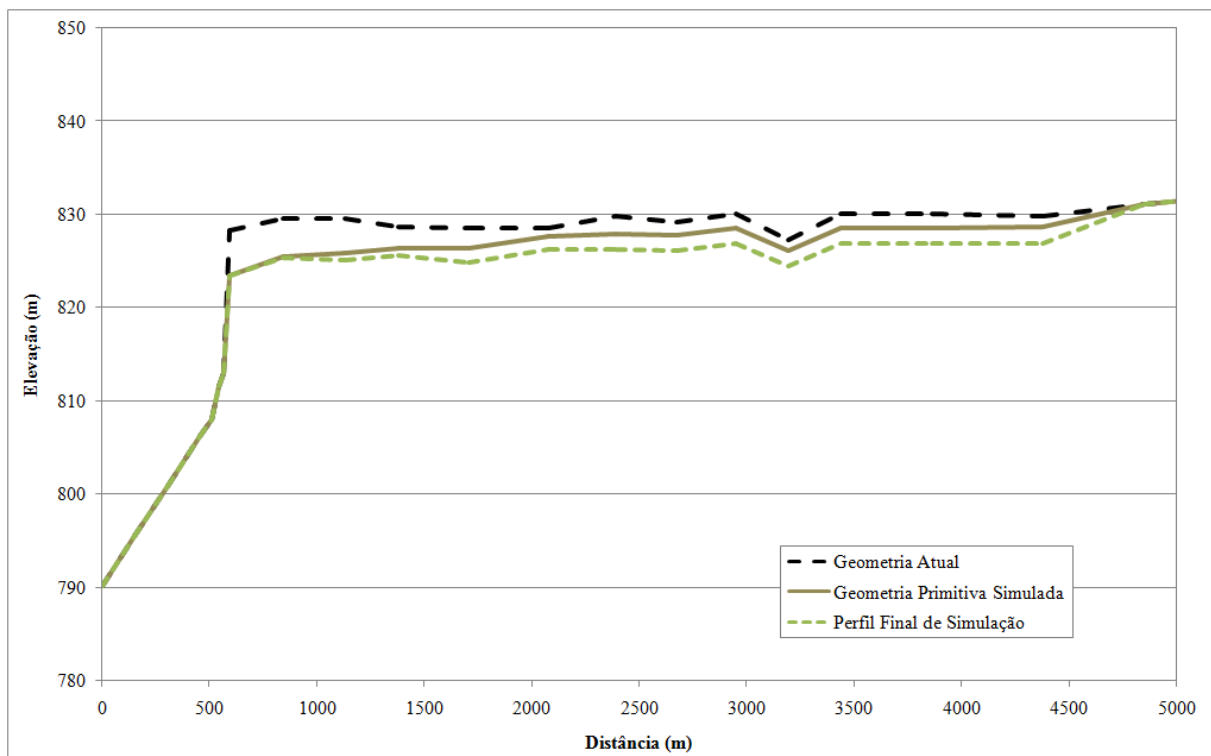


Figura 5.8 – Perfil longitudinal do reservatório obtido nas simulações de erosão do reservatório.

Destaca-se ainda que os resultados obtidos vão de encontro com as simulações empíricas realizadas por meio das equações de Julien, uma vez que resultaram na alteração do perfil de fundo do reservatório conduzindo este a uma declividade média de 0,0014 m/m próxima à 0,0018 m/m encontrado no trecho natural a montante do reservatório. Estas simulações comprovaram que a declividade encontrada no reservatório assoreado (0,0001 m/m) não condiz com sua situação de equilíbrio em sem a condição imposta pelo barramento.

Na **Figura 5.9** é apresentada a evolução da erosão do reservatório, na qual pode se observar que o reservatório recuperou 4,03 Mm³ de volume antes ocupado por sedimento ao longo da simulação de erosão até atingir o 36º ano de simulação, coincidente com o perfil indicado na **Figura 5.9**.

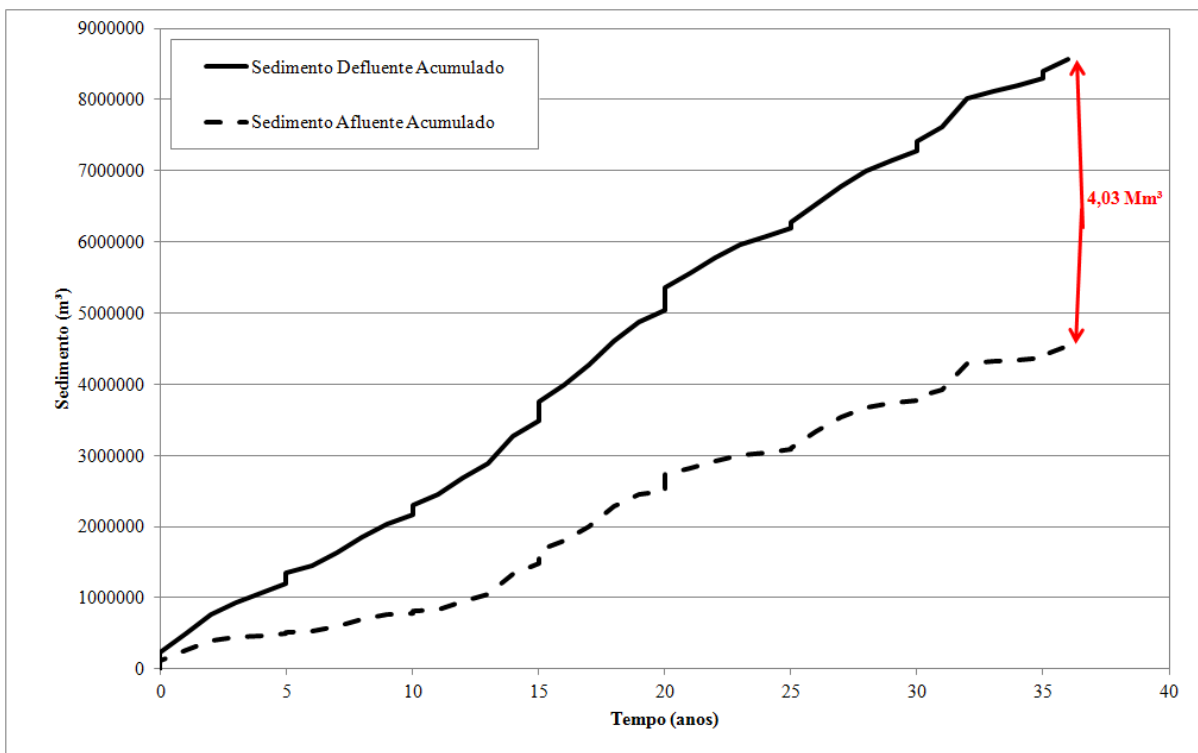


Figura 5.9 – Evolução da erosão do reservatório em valores acumulados.

5.5 Assoreamento do reservatório

Com o intuito de verificar os resultados encontrados na simulação de erosão do reservatório, foram realizadas simulações de assoreamento do reservatório a partir da geometria primitiva encontrada nas simulações apresentadas anteriormente.

Nestas simulações foram recriadas as condições existentes em 1956, quando a usina foi construída, com o objetivo de verificar se a geometria primitiva encontrada alcançaria condições similares com as atuais a partir de seu assoreamento.

Os resultados indicam que em 62 anos, ou seja em 2018, o assoreamento alcançaria geometria similar àquela encontrada na topobatimetria de 2013, conforme apresentado na **Figura 5.10**.

Conforme pode ser observado na Figura 5.11, o volume de assoreamento correspondente ao perfil indicado na **Figura 5.11** é de 3,92 Mm³, valor 3% inferior àquele encontrado para o volume encontrado para o assoreamento ocorrido entre 1956 (ano de construção da PCH) e 2013 (ano em que foi realizada a topobatimetria utilizada para as simulações).

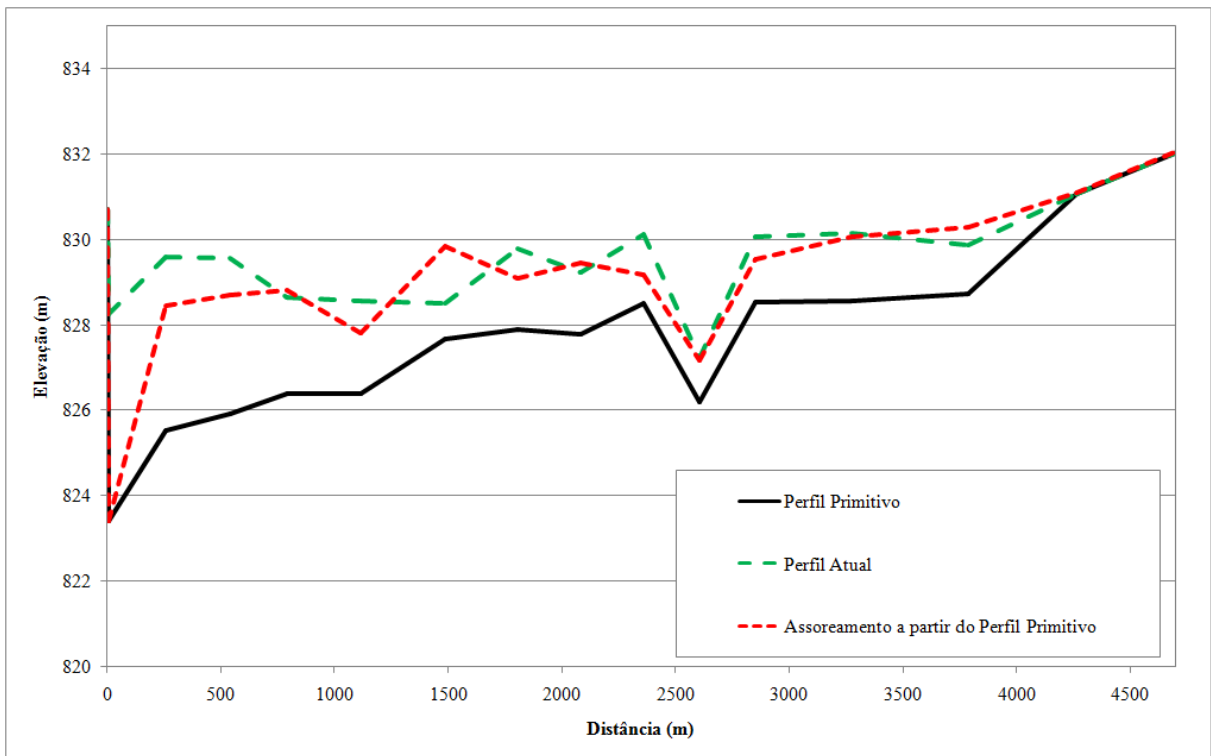


Figura 5.10 – Resultados da simulação de assoreamento do reservatório a partir da geometria primitiva.

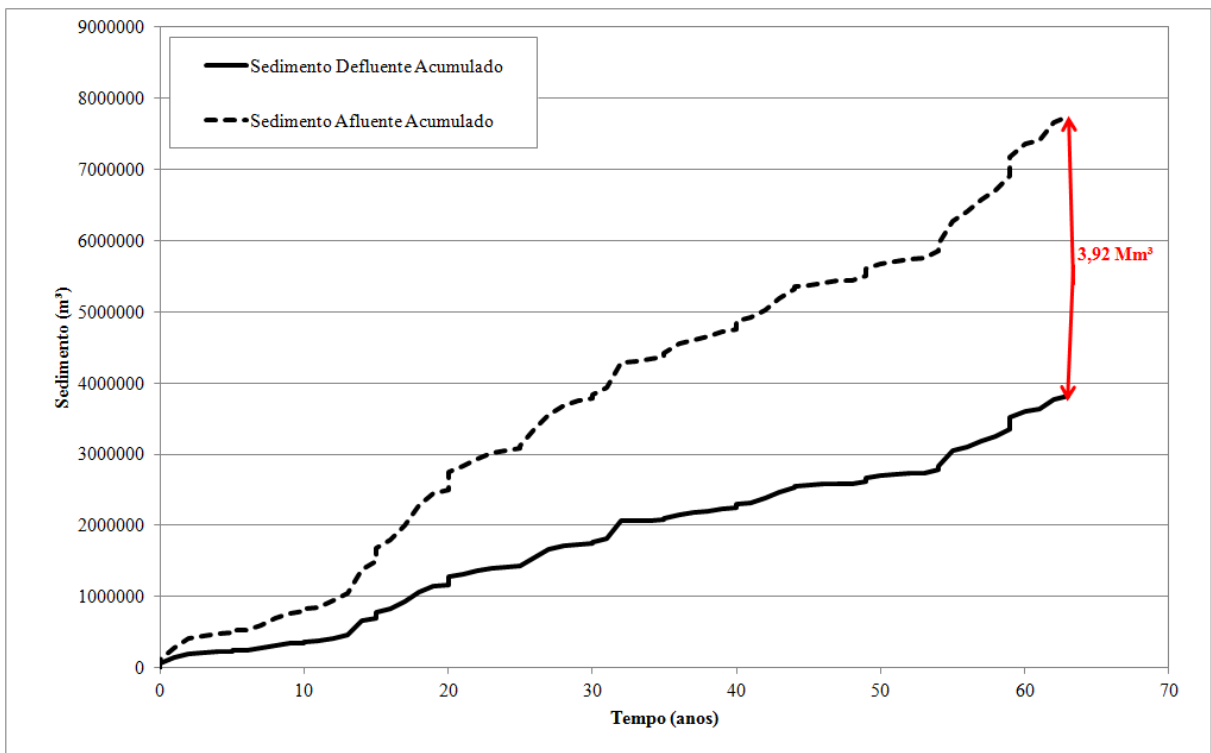


Figura 5.11 – Resultados da simulação de assoreamento do reservatório a partir da geometria primitiva.

6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

São vários os problemas de hidráulica fluvial que não são solucionados em função do desconhecimento da engenharia de rios e de suas aplicações. Esta pesquisa visa exatamente demonstrar as potencialidades das ferramentas matemáticas existentes sejam elas equações empíricas de equilíbrios morfodinâmicos ou equações de transporte de sedimento inseridas em modelos computacionais.

O exemplo utilizado para promoção destas ferramentas foi a reconstituição da calha natural do reservatório da PCH Salto do Paraopeba, a qual possui reservatório completamente assoreado desde o ano 2000. O objetivo era remover o controle hidráulico imposto pelo barramento da PCH e simular a série de vazões afluentes permitindo a erosão do reservatório até que as premissas de declividade definidas pelas equações de equilíbrio morfodinâmico de Julien e cota de fundo do reservatório original fossem encontradas.

Destaca-se, porém, que não existem dados da batimetria original deste reservatório, impossibilitando a verificação dos resultados das simulações de erosão do reservatório. Assim, para análise de consistência dos resultados realizou-se a simulação de assoreamento do reservatório encontrado na primeira simulação, agora considerando a restrição hidráulica imposta pelo barramento.

As simulações indicam que a diferença entre o volume retido nas simulações de assoreamento a partir do reservatório erodido e aquele efetivamente retido no reservatório foi de menos de 3%, conduzindo a um perfil longitudinal também bastante similar. Além disto, o tempo de assoreamento também foi coerente, enquanto as simulações indicaram 62 anos para se alcançar as premissas assumidas nas simulações, originalmente foi necessário 57 anos para que o reservatório assumisse a condição atual, diferença de apenas 5 anos.

A consistência dos resultados demonstram o potencial das ferramentas de prognóstico de assoreamento e erosão mesmo quando as informações disponíveis são escassas. Além disto, esta pesquisa demonstrou o potencial de utilização das equações empíricas de Julien para auxílio na calibração de modelos matemáticos de transporte de sedimento.

É certo que modelos unidimensionais apresentam limitações de aplicação, porém, são robustos e de simples manuseio quando operados por profissional treinado. Em função disto, é imprescindível que seja utilizados em todas as fases de desenvolvimento de um empreendimento hidroelétrico, por exemplo. Desde o planejamento (inventário, viabilidade e projeto básico) até a fase de operação.

Os estudos hidrossedimentológicos apresentam diversos tipos de abordagem nas diversas fases dos trabalhos de um aproveitamento, sendo tanto mais detalhado quanto maiores forem os problemas de erosão, de transporte de sedimentos e assoreamento que se apresentarem na bacia, no curso d'água ou regionalmente. Faz-se os estudos para conclusões das providências do controle de sedimento a serem adotadas em qualquer que seja a fase dos estudos (CARVALHO, 2008).

Ao longo do desenvolvimento desta pesquisa identificou-se alguns temas que poderão ser abordados em estudos futuros, como:

- Simulações bidimensionais para verificar se modelos computacionais são capazes de representar o abandono de um meândro;
- Desenvolvimento de modelo físico para comprovar a modelagem matemática realizada ao longo desta pesquisa;
- Monitoramento de descarga de fundo para comprovar a premissa de $Q_{sa}/Q_{ss} = 0,5$; e
- Aplicação das Equações de Julien em outros rios brasileiros para verificação de sua aderência.

REFERÊNCIAS

AGÊNCIA NACIONAL DE ENERGIA ELÉTRICA – ANEEL. *Guia de avaliação de assoreamento de reservatórios*. Brasília, DF: Programa das Nações Unidas para o Desenvolvimento, 2000.

BAPTISTA, M.; LARA, M. *Fundamentos de engenharia hidráulica*. Belo Horizonte, MG: UFMG, 2011.

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

ELETROBRAS. *Diagnóstico das condições sedimentológicas dos principais rios brasileiros*, Rio de Janeiro, RJ: Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1992.

FISRWG. *Stream corridor restoration: Principles, process and practices*. USA: Federal Interagency Stream Restoration Working Group, 1998. 637 p.

FONSECA, E. M. B. PCH Pandeiros: Uma complexa interface com a gestão ambiental regional. In: SIMPÓSIO SOBRE PEQUENAS E MÉDIAS CENTRAIS HIDRELÉTRICAS, 6., Belo Horizonte, 2008. *Anais...* Belo Horizonte, MG: CBDB, 2008.

GREGORY, R. S.; LEVINGS, C. D. Turbidity reduces predation on migrating juvenile pacific salmon. *Transactions of the American Fisheries Society*, v. 127, p. 275-285, 1998.

HEREDIA, E. Estudio mediante modelación matemática de la sedimentación y lavado de sedimentos mediante “flushing” en el embalse manduriacu. In: CONGRESSO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA, 20., San José, Costa Rica, 2012.

JEPSEN, N.; PEDERSEN S.; THORSTAD E. Behavioral interactions between prey (trout smolts) and predators (Pike and Pikeperch) in an impounded river. *Regulated Rivers: Research & Management*, v. 16, p. 189-198, 2000.

JULIEN, P. Y. *Erosion and sedimentation*. Cambridge, UK: Cambridge University Press, 1994. 280 p.

JULIEN, P. Y. River brings geomorphologists and engineers together. In: ANTHONY, D. J. (Org.). *Applying geomorphology to environmental management*, 2001.

HARVEY, M. D.; LARONNE, J. B.; MOSLEY, M. P. *Water resource publications*. Highlands Ranch, CO, USA: LLC, 2001. p. 383-395.

JULIEN, Y. P. Downstream hydraulic geometry of noncohesive alluvial channels. In: CONF. ON RIVER REGIME, New York, 1988. p. 9-16.

KRONE, R. B. *Flume studies of the transport of sediment in estuarial shoaling processes*, Hydraulic Engineer Laboratory, Berkeley, CA: University of California, 1962.

LANE, E. W. *Design of stable channels*. Transactions ASCE, 1955. Vol. 120.

- LEPRESTE, P. *The world bank and the environmental challenge*. London Associated University Press, 1989.
- LIU, J.; TOMINAGA, A. *New development of sediment flushing technique*. World Water & Environment Resources Congress, ASCE, 2003.
- MAHMOOD, K. *Reservoir sedimentation – impact, extent and mitigation*. Washington, DC: World Bank Tech, Paper no. 71, 1987.
- MAYS, L. W. *Water resources engineering*. 2. ed., Wiley, USA, 2011.
- MORRIS, G. L.; FAN, J. *Reservoir sedimentation handbook*. New York: McGraw-Hill, 1997.
- MORRIS GREGORY L.; FAN, JIAHUA. *Reservoir sedimentation handbook*. New York: McGraw-Hill Book Co., 1998.
- MURPHY, B. *The politics and economics of large-scale hydropower dams*. California: California State University, Fullerton Graduate Seminar on Cultural Ecology, 2001.
- PARTHENAIDES, E. Erosion and deposition of cohesive soils. *Journal of The Hydraulics Division*, ASCE, p. 755-771, March 1965.
- PINHEIRO, M. C. *Diretrizes para a elaboração de estudos hidrológicos e dimensionamentos hidráulicos em obras de mineração*. Porto Alegre, RS: ABRH, ed. UFRGS, 2011. 308 p.
- REDDY, D. N. Recent water management strategies. Water: will there be enough for all? III 2002. Disponível em: <<http://www.indiatogether.org/environment/water/cre-water3.htm>>. Acesso em: 28 ago. 2003.
- RITTER, F. R.; KOCHER, R. C.; MILLER, J. R. *Process geomorphology*. 5. ed. Long Grove, Illinois: Waveland Press, Inc., 1978.
- ROMAN, V. *Análise do equilíbrio morfológico em rios regularizados: modelagem matemática do transporte de sedimentos no Rio São Francisco*. 2004. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, 2004.
- SCHUMM, S. A. River metamorphosis. *Journal of Hydraulics Division*, ASCE, 1969. Vol. 95.
- SPEC. *Relatório Final do Projeto Básico – PCH Salto Paraopeba*. Belo Horizonte, MG: CEMIG, 2011.
- USACE – US. Army Corps of Engineers. Sediment transport. The Hydrologic Engineering Center, Hydrologic Engineering Methods for Water Resources Development, HEC-IND-1200, Davis, CA, 1977.
- VANONI, V. A. Sedimentation engineering. *ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice*, No. 54, USA, 2006.

VIDE, J. P. M. *Ingeniería de ríos*. Barcelona: Edicions UPC, Universitat Politècnica de Catalunya, 2009.

YANG, Chih Ted. *Sediment transport: Theory and Practice*. New York: MacGraw-Hill, 1996, 396 p.