

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Maurice AINON

**REMOÇÃO DE SEDIMENTOS EM RESERVATÓRIOS DE BARRAGENS DE USINAS HIDRELÉTRICAS
ATRAVÉS DE DESCARGA DE FUNDO**

**Porto Alegre
Julho de 2018.**

Maurice AINON

**REMOÇÃO DE SEDIMENTOS EM RESERVATÓRIOS DE BARRAGENS DE USINAS
HIDRELÉTRICAS ATRAVÉS DE DESCARGA DE FUNDO**

Trabalho de Diplomação apresentado à Comissão de Graduação do Curso de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Dr. Eder Daniel Teixeira

Coorientadora: Eng^a Hídrica Aline Saupe Abreu

Maurice AINON

**REMOÇÃO DE SEDIMENTOS EM RESERVATÓRIOS DE BARRAGENS DE USINAS
HIDRELÉTRICAS ATRAVÉS DE DESCARGA DE FUNDO**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelos Professores Orientadores e pela Coordenadora da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 20 de junho de 2018

Prof. Dr. Eder Daniel Teixeira
PhD. Pela UFRGS
Orientador

Aline Saupe Abreu
Eng^a hídrica pela UFPel
Co-orientador

BANCA EXAMINADORA

Eder Daniel Teixeira
Dr. Pela UFRGS

Maurício Dai Prá
Dr. pela UFRGS

Marcelo Giulian Marques
PhD. Pela Université Laval

Aline Saupe Abreu
Eng^a hídrica pela UFPel

Dedico este trabalho a família AYINON, Léonard AYINON e Daniel AYINON, que me ensinaram que não há dor que seja eterna, mas que acima de tudo, o primeiro e maior obstáculo é mental e do imaginário.

AGRADECIMENTOS

Agradeço à minha família, pelo incentivo, pela motivação, pelo consolo e ajuda em todos os momentos de minha vida. Especialmente a Daniel AYINON e Leonard AYINON que permitiram a realização deste momento pelos seus sacrifícios.

A Stephen ARBOGAST que mesmo longe, me deu um apoio imensurável nos momentos delicados e difíceis, não medindo esforço para ajudar todas as vezes que solicitados.

A Josiane ANDRADES que desde o início foi um amor, uma companheira de todas as horas, compartilhando os bons e os momentos ruins. Pelo esforço e paciência durante este período todo, a ela devo muito.

Ao Prof. Eder Daniel TEIXEIRA, orientador deste trabalho, pela dedicação, compreensão, paciência e valiosos ensinamentos desde o início de meu trabalho.

A Eng^a. Aline SAUPE, co-orientadora deste trabalho pelas sugestões e atenção ao longo do tempo que durou este trabalho. Pelo tempo passado corrigindo e reformulando meu português.

A Dr. Laetitia ABIYOU e a comunidade beninense em Porto Alegre que sempre deram seu apoio, sendo aqui a família que deixei longe. Pelo acolhimento e assistência.

A Casa do Estudante Universitário Aparício Cora de Almeida (CEUACA) que proporcionou um espaço de convivência fantástico para o aprendizado e troca de conhecimento.

À comunidade universitária, a UFRGS, a todos os professores e principalmente a Andréa BENITES que foi fundamental, compreendendo situações pelo qual passamos como estrangeiros e dando seu apoio constante. Espero que PEC-G não pare tão cedo pela oportunidade que proporciona.

Un j'ávalú mexó ce lé

.

RESUMO

A produção de sedimentos em bacias hidrográficas e sua gestão são parâmetros importantes a serem considerados na concepção e construção de projetos de barragens em seus diferentes usos, principalmente associados a reservatórios de usinas hidrelétricas. Essa produção de sedimentos, um processo progressivo e inerente aos reservatórios de barragens instaladas ao longo dos cursos de água, causam seu assoreamento intensificado pelas ações antrópicas e uso desordenado do solo em questão. Desta forma, faz-se necessário o monitoramento constante da produção de sedimentos na bacia e do volume depositado no reservatório, junto a estrutura do paramento de jusante do maciço, próxima a região da tomada d'água. Neste trabalho foram realizados estudos referentes á busca de referencial teórico dos principais métodos hidráulicos de remoção de sedimentos existentes, e dos quais utilizam a água armazenada no reservatório durante o processo de remoção de sedimentos. Foram avaliadas a remoção de sedimentos por meio da utilização de orifícios instalados na parte inferior do barramento, estes denominados de descarregadores de fundo, que quando acionados no processo de descarga de fundo em condições de *Pressure Flushing* para a remoção de sedimentos depositados em reservatórios. Considerando as formulações definidas em literatura foram aplicadas através de um estudo de caso à barragem da PCH Andorinhas localizada no município de Pejuçara no estado do Rio Grande do Sul, a qual vem sendo monitorada há alguns anos devido a recorrência do assoreamento em seu reservatório, e detém em seu barramento um descarregador de fundo implementado ao seu sistema durante sua construção. Através das informações e características da PCH em questão estimou-se os volumes de sedimentos removidos e os comprimentos máximo de alcance ($L_{sm\acute{a}x.}$) do “cone” ou “fossa” de remoção teóricos por meio dos equacionamentos definidos por diferentes autores, sendo posteriormente comparados aos dados de batimetria extraídos em campo para o posto de monitoramento próximo ao descarregador de fundo existente no reservatório de Andorinhas. Os dados das estimativas permitiram identificar que, no caso do volume de remoção, as equações subestimam o volume real quando comparados aos resultados medidos em campo nos anos de 2015 e 2016. Quanto comparados os resultados das estimativas dos comprimentos máximos de alcance de remoção de sedimentos ($L_{sm\acute{a}x.}$) e os comprimentos máximos efetivamente medidos no reservatório da PCH obteve-se uma estimativa que permite afirmar que as equações retratam, em sua maioria, as condições reais da remoção de sedimentos, sendo indicadas como metodologias de predição de remoção de sedimentos via descarregadores de fundo em pequenas barragens.

Palavras-chave: Barragem, sedimentos, assoreamento, descarregador de fundo, remoção de sedimentos, métodos hidráulicos.

ABSTRACT

The production of sediment in the watersheds and its management are important parameters to be considered in the design and construction of dams projects in their different uses, mainly associated with reservoirs of hydroelectric plants. This sediment production, progressive process and inherent in the reservoirs of dams causes their silting, intensified by the anthropogenic actions and lack of soil management. In this way, the constant monitoring of sediment production in the basin and the volume deposited in the reservoir and near the region's demand is required. Studies were carried out concerning the search for the theoretical reference of hydraulic methods of sediment removal, which used the stored water from the reservoir during the removal process. Sediment removal was evaluated by the use of orifices installed at the bottom of the dam, which is triggered in the discharge process under pressure flushing conditions for the Removal of sediment deposited in reservoirs. Considering the formulations defined in the study of the case to the dam of the SHP of Andorinhas located in the municipality of Pejuçara in the state of Rio Grande do Sul, which has been monitored for some years due to the recurrence of the silting in it reservoir and has a bottom outlet in the dam structure. Through the information and characteristics of the SHP it was estimated that the volumes of removal and the maximum lengths ($L_{sm\acute{a}x}$) of the "flushing cone" or "scour cone" of theoretical removal were used by means of the equations defined by different authors. The results were subsequently compared to the bathymetry data extracted in the field to the post at the bottom outlet. The figures of the estimates made it possible to identify that, in the case of the volume of removal, the equations underestimate the actual volume compared to the measured results in the field in the years 2015 and 2016. When comparing the results of the estimates of the maximum lengths of the sediment removal range ($L_{sm\acute{a}x}$) and the maximum lengths effectively measured in the SHP reservoir, an estimate was obtained which permits to affirm that the equations portray, in its majority, the actual conditions of the removal of sediments, being indicated as methodology of prediction of removal of sediments through the bottom outlet in small dams.

Key-Words: Dams, sediment, silting, bottom outlet, desilting, hydraulics methods.

RESUME

La production de sédiments dans les bassins versants et sa gestion sont des paramètres importants à considérer dans la conception et la construction de projets de barrages dans leurs différents usages, principalement associés aux réservoirs des centrales hydroélectriques. Cette production de sédiments, un processus progressif et inhérent aux réservoirs des barrages installés le long des cours d'eau causent leur alluvionnement, intensifié par les actions anthropiques et l'utilisation désordonnée du sol. De cette façon, la surveillance constante de la production de sédiments dans le bassin et le volume déposé dans le réservoir sont nécessaires, ainsi que le dépôt à l'aval du barrage près de la prise d'eau. Des études ont été effectuées concernant la recherche de référence théorique des principales méthodes hydrauliques d'enlèvement des sédiments existants dont l'utilisation requiert l'eau stockée dans le réservoir pendant le processus d'enlèvement des sédiments. L'enlèvement des sédiments a été évalué par l'utilisation d'orifices installés au bas de la structure du barrage, ces décharges inférieures, lorsqu'ils sont ouverts enclenchent le processus de vidange, dans les conditions d'un rinçage sous pression pour l'enlèvement des sédiments déposés. Après la revue bibliographique, les formulations définies dans la littérature ont été appliquées par le biais d'une étude de cas sur le barrage de la PCH de Andorinhas situé dans la municipalité de Pejuçara dans l'état de Rio Grande do Sul, qui a été surveillé pendant quelques années en raison de la récurrence de l'envasement de son réservoir, et qui possède un orifice de décharge inférieur construit dans sa structure. À travers les informations et les caractéristiques de la PCH en question, nous avons estimé les volumes de sédiments enlevés et la portée maximale ($L_{smáx}$) du «cône» ou «fosse» d'enlèvement théorique au moyen des équations définies par différents auteurs. Ces estimations ont par la suite été comparées aux données bathymétriques extraites par le poste de surveillance près de la décharge inférieur existant. Les chiffres des estimations ont permis ainsi d'identifier que, dans le cas du volume d'enlèvement, les équations sous-estiment le volume réel par rapport aux résultats mesurés sur le terrain dans les années 2015 et 2016. Quant aux résultats des estimations des portées maximales d'enlèvement des sédiments ($L_{smáx}$) et des longueurs maximales mesurées dans le réservoir de PCH, nous avons obtenu une estimation qui permet d'affirmer que les équations dépeignent, dans leurs majorités, les conditions réelles de l'enlèvement des sédiments et sont indiquées comme des méthodes de prédiction de l'enlèvement des sédiments par les décharges inférieures dans les petits barrages.

Mots-clés : Barrage, sédiments, décharge inférieur, Alluvionnement, enlèvement de sediment, volume maximal, portée maximale.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Classificação de reservatórios (fonte: adaptado de BATUCA e JORDAAN, 2000, p.12).....	25
Figura 2: Vida do reservatório (fonte: adaptado de BATUCA e JORDAAN, 2000, p.14).....	26
Figura 3: Esquema de formação de depósitos de sedimentos nos reservatórios	32
Figura 4: Avaliação do assoreamento dos reservatórios das UHE's de Itaipu e Itiquira (fonte; OLIVEIRA et al., 2000).	36
Figura 5: Controlando o assoreamento no reservatório (fonte: BATUCA E JORDAAN JR., 2000),.....	38
Figura 6: Funcionamento esquemático da barragem de retenção (fonte: adaptado de CASTILLO et al., 2014),	40
Figura 7: Barragem de retenção no reservatório de MIWA no Japão (fonte: BATUCA e JORDAAN, 2000).	41
Figura 8: Esquema de barramentos submersos para retenção de sedimentos (fonte: CESARE E et al., 2011),.....	42
Figura 9: Descarga de limpeza de reservatório. (fonte: BATUCA e JORDAAN, 2000)	44
Figura 10: Remoção por descarga de limpeza sem rebaixamento do nível do reservatório (fonte: FRUCHART E CAMENEN, 2012).	47
Figura 11: Esquema operacional da descarga de sedimentos (fonte: TALEBBEYDOKHTI E NAGHSHINEH, 2004).	49
Figura 12: Ensaio de descarga de sedimento no IPH. 1) formação do cone de remoção. b) formação de canais preferenciais.	50
Figura 13: Remoção de sedimento por corrente de densidade (fonte: CESARE et al., 2011, p.68).....	54
Figura 14: Construção dos descarregadores de fundo do Cerro del Águila (SAYAH et al., 2016).....	56
Figura 15: Seção típica do descarregador de fundo na barragem Cerro del Águila (SAYAH et al., 2016),.....	58
Figura 16: Seção típica do descarregador de fundo na barragem de Sobradinho (Fonte: PEREIRA et al., 2015)	59
Figura 17: Operação do sifão na desobstrução dos descarregadores (SAYAH et al, 2016, p.7)	60
Figura 18: Descarregador de fundo em operação (MACHADO et al., 2009).....	62
Figura 19: Depósito de sedimento ao pé da barragem $Q= 50 \text{ m}^3/\text{s}$ (MACHADO et al., 2009)	63
Figura 20: Erosão e formação de canais no reservatório (MACHADO DE ALMEIDA; TONSO FABIANI; OTA, 2009),	63
Figura 21: Operação com rebaixamento do escoamento e formação canal preferencial de remoção do material ("Drawdown Flushing") (SARAIVA et al., 2017).	65
Figura 22: Operação sem rebaixamento do nível do reservatório com formação de cone ("Pressure Flushing") (SARAIVA et al., 2017).	65
Figura 23: Seção longitudinal de modelo de remoção com rebaixamento do nível de água no reservatório (SCHEUEKLEIN, 1990).....	68

Figura 24: Seção plana de modelo de remoção com rebaixamento do nível de água no reservatório (SCHEUEKLEIN, 1990).....	69
Figura 25: (a) Vista lateral do modelo com descarga de fundo aberta na posição 12 (b) Numeração das posições das descargas de fundo (ABREU et al., 2015).	75
Figura 26: Ensaios realizados com três diferentes tipos de materiais, areia, carvão e borracha, respectivamente, para a vazão de 4,20 l/s, para a descarga de fundo nas posições 20, 19, 14 e 15.(ABREU et al., 2016).....	76
Figura 27: (a) Superfície batimétrica gerada em 3D, e (b) Curvas de nível de fundo, material areia. (ABREU et al., 2016).	76
Figura 28: Esquema dos elementos da tabela 5 (SARAIVA et al., 2017).	77
Figura 29: PCH Andorinhas.	82
Figura 30: Amostragem de sedimentos em suspensão utilizando o amostrador DH-59, posto fluviométrico Andorinhas ago/17(a); Coleta de sedimentos de leito com amostrador Rock-Island, ago/17(b).....	84
Figura 31: Conformações de fundo do reservatório de Andorinhas, medições realizadas em 2015(a) e 2016(b), a área de influência foi demarcada em vermelho e a seção longitudinal a partir da maior profundidade da “cava” de remoção em amarelo. Fonte: LOH (2017).	86
Figura 32: Desenho esquemático de disposição das variáveis utilizadas nas equações de estimativa para o Lsmáx e os volumes proposto por diferentes autores. (fonte: elaborado pelo autor)	88
Figura 33: Comparação entre os valores teóricos obtidos das equações e os resultados obtidos na batimetria	99
Figura 34: Comparação entre os valores teóricos obtidos das equações e medidos na PCH. (fonte: IPH)	101

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Número de reservatório assoreados em vários países.....	23
Tabela 2: Valores de produção de sedimentos aceitáveis.....	33
Tabela 3: Índices K_s e K_w na avaliação da capacidade de assoreamento e desassoreamento de um reservatório.	39
Tabela 4: Expressões de avaliação da eficiência na remoção de sedimentos.....	66
Tabela 5: Expressões da avaliação da eficiência por diversos autores.....	70
Tabela 6: Avaliação da eficiência média anual.	71
Tabela 7: Dados de avaliação de eficiência em alguns reservatórios.....	72
Tabela 8: Equações encontradas na literatura para previsão do comprimento máximo de remoção do sedimento (L_{smax}) (SARAIVA et al., 2017).	73
Tabela 9: Equações encontradas na literatura para previsão do volume máximo de remoção do sedimento (V_{max}) (SARAIVA et al., 2017).	79
Tabela 10: Dados coletados no reservatório da PCH Andorinhas.....	85
Tabela 11: Comprimentos máximos de remoção e volumes de sedimentos removidos via descarregador de fundo na PCH Andorinhas.	87
Tabela 12: Níveis de água no reservatório em função da vazão.....	89
Tabela 13: Valores de altura de sedimento utilizados, a partir da cota da geratriz inferior do orifício.....	89
Tabela 14: Avaliação do comprimento de alcance máximo ($L_{smáx}$) para as vazões máxima, mínima e média,.....	91
Tabela 15: Avaliação do comprimento de alcance máximo ($L_{smáx}$) para as vazões máxima, mínima e média,.....	92
Tabela 16: Avaliação do comprimento de alcance máximo ($L_{smáx}$) para as vazões máxima, mínima e média,.....	93
Tabela 17: Avaliação do comprimento de alcance máximo ($L_{smáx}$) para as vazões máxima, mínima e média,.....	94
Tabela 18: Avaliação do volume de sedimento removido para as vazões máxima, mínima e média,.....	96
Tabela 19: Avaliação do volume de sedimento removido para as vazões máxima, mínima e média,.....	97
Tabela 20: Avaliação do volume de sedimento removido para as vazões máxima, mínima e média,.....	98
Tabela 21: Tabela resumo do comprimento de alcance máximo de remoção de sedimentos avaliados	99
Tabela 22: Tabela resumo de volume máximo de sedimentos removidos avaliados	100

LISTA DE SIGLAS

CBDB: Comitê Brasileiro De Barragens

EPE: Empresa de Pesquisa Energética

FAU: Fundação de Apoio Universitário

FINEP: Financiadora de Estudos e Projetos

ICOLD: International Commission On Large Dams

IPH: Instituto de Pesquisas Hidráulicas

LOH: Laboratório de Obras Hidráulicas

MME: Ministério de Minas e Energia

PCH: Pequena Central Hidrelétrica

TR: Tempo de retorno

UFPEL: Universidade Federal de Pelotas

UFRGS: Universidade de Federal do Rio Grande do Sul

UHE: Usina Hidrelétrica

LISTA DE SÍMBOLOS

a	Constante
a_c	Altura da comporta
A_{anual}	Taxa de perda anual de solo
A_{bacia}	Área da bacia
A_D	Área do orifício da descarga de fundo
A_{orif}	Área do orifício
A_{tc}	Área da seção transversal da comporta
A_{orif}	Área do orifício do descarregador
b	Coefficiente
B	Largura do canal
B_A	Comprimento transversal no leito do rio
B_c	Largura da comporta
B_D	Comprimento da água no paramento da descarga
B_o	Comprimento da água no nível normal no paramento
B_p	Comprimento da água no nível mais baixo no paramento
C	Coefficiente de descarga do rio C_{cult} Fator de prática de cultura
C_d	Coefficiente de fluxo
C_g	Coefficiente de descarga do orifício
C_h	Coefficiente de rugosidade de Chézy
c_s	Concentração de sedimento
C_{se}	Concentração de sedimento afluyente
C_{sed}	Concentração de sedimento da corrente de turbidez
C_{ss}	Concentração de sedimento na saída do descarregador
D	Diâmetro da descarga de fundo
D_{50}	Tamanho médio das partículas sólidas
D_{esc}	Profundidade do escoamento
D_p	Profundidade média do reservatório
d_{part}	Diâmetro das partículas de sedimento

d_s	Diâmetro médio da partícula
D_{taxa}	Taxa de sedimentação
E	Eficiência da remoção
E_c	Taxa de volume útil ganho
E_{eq}	Eficiência de amostragem do equipamento
$E_{\text{erosão}}$	Coefficiente de erodibilidade
E_{ret}	Eficiência de retenção do sedimento afluente ao reservatório
E_t	Variação do tempo necessário para perder o volume ganho
F_o	Fator de fricção
F_r	Número de Froude
F_{rd}	Número de Froude (adm) considerando o parâmetro D
F_{rw}	Número de Froude (adm) a montante de descarga de fundo considerando o parâmetro e e u
F_s	Coefficiente de atrito
g	Aceleração da gravidade
g'	Aceleração diferencial da gravidade
h_D	Altura do nível de água rebaixado
H	Profundidade do fluxo
H_{ag}	Altura da água no reservatório H_{me} Profundidade do fluxo no ponto de mergulho
h_{merg}	Profundidade no ponto de mergulho
H_o	Nível normal de operação
h_r	Altura do nível de água rebaixado
H_{res}	Carga hidráulica no reservatório
H_s	Altura do depósito de sedimentos
$H_{s\text{Meshkati}}$	Altura do depósito de sedimentos de Meshkati
$H_{s\text{Mesh}}$	Altura de sedimento acima do centro do orifício por Meshkati
h_{turb}	Altura da corrente de turbidez
H_w	Altura da lâmina d'água acima do depósito de sedimentos
$H_{w\text{Meshkati}}$	Altura da lâmina d'água acima do depósito de sedimentos de Meshkati

IS	Índice de sedimentação do reservatório
J_m	Declividade da linha que liga a extremidade de montante do nível máximo do reservatório com o fundo dos descarregadores
J_o	Declividade original do rio
K	Fator de erodibilidade
l	Distância entre pontos medidos
L	Comprimento do reservatório
L_d	Quantidade de sedimento depositado anualmente
LS	Fator de declividade e comprimento de encosta
L_{se}	Quantidade de sedimento afluente anualmente
L_{smax}	Comprimento máximo de remoção do sedimento
L_{sr}	Quantidade de sedimento removido anualmente
L_v	Comprimento do vertedouro
n	Coefficiente de rugosidade de Manning
n_c	Número de condutos
P_{cult}	Fator de pratica de cultura contra erosão
Q	Vazão do rio
Q_{am}	Vazão afluente média diária durante o período de estudo
Q_b	Descarga sólida do leito
q_b	Descarga sólida do leito em um ponto
Q_d	Descarga dominante do rio
Q_D	Vazão de saída pela descarga
Q_f	Volume de água usado no processo de descarga
Q_l	Descarga líquida
Q_m	Descarga livre máxima dos descarregadores de fundo sem retenção de enchente
Q_o	Vazão de água no descarregador
Q_{orif}	Vazão de saída
q_p	Vazão máxima de chuva na bacia
Q_{so}	Vazão de sedimento na saída
Q_{ss}	Descarga sólida em suspensão
Q_{st}	Deflúvio sólido total médio anual afluente ao reservatório

Q_{orif}	Vazão no orifício do descarregador	
r	Rugosidade relativa	
R	Fator erosividade da chuva	
R_e	Número de Reynolds	
R_h	Raio hidráulico	
s	Densidade relativa água/sedimento	S_f Declividade da linha de carga
S_o	Declividade média do leito do rio	
S_s	Densidade da corrente de turbidez	
S_s, S_a	Densidade de sedimentos, e da água	
S_{sr}	Volume de sedimento retido no reservatório	
T	Tempo de assoreamento de um determinado volume	
T_f	Tempo usado no processo de descarga	
T_r	Tempo de preenchimento do volume ganho	
u	Velocidade do escoamento no orifício	
U	Velocidade do fluxo	
U_c	Velocidade da corrente de turbidez	
v	Velocidade do escoamento	
V_1	Capacidade de armazenamento do reservatório antes da descarga	
V_2	Capacidade de armazenamento do reservatório depois da descarga	
V_c	Velocidade de cisalhamento	
V_{chuva}	Volume máximo de água de chuva	
v_D	Velocidade do fluxo na saída do descarregador	
V_f	Volume removido pelo escoamento	
V_{rio}	Velocidade do rio	
V_o	Volume útil original do reservatório	
V_{orig}	Volume útil original do reservatório	
V_{res}	Volume do reservatório, total ou volume morto	
V_{rm}	Volume do reservatório no nível médio de operação	

V_{se}	Volume de sedimento afluyente durante a descarga
V_{ret}	Volume de sedimento retido no reservatório
V_{sr}	Volume de sedimentos removido
V_{dec}	Velocidade de decantação das partículas a serem removidas
V_{ss}	Volume de sedimento na saída do descarregador
V_u	Volume de útil ganho
V_w	Volume de água usados na operação
V_{we}	Volume de água na entrada do descarregador
V_{ws}	Volume de água na saída do descarregador
w	Velocidade de queda do sedimento
w_{50}	Velocidade de deposição das partículas
Y_o	Taxa de perda anual de solo
Z	Altura de sedimento abaixo da geratriz inferior da descarga de fundo
Z_{mesh}	Cota do centro do orifício por Meshkati
γ_{ap}	Peso específico aparente médio dos depósitos
γ_s	Peso específico do sedimento
ϑ_{agua}	Viscosidade cinemática da água
ΔH	Perda de carga entre a tomada d'água e a comporta
μ	Viscosidade cinemática
μ	Viscosidade cinemática
μ	Viscosidade cinemática ρ_1 Massa específica do fluido leve
ρ_2	Massa específica do fluido pesado
ρ_s	Massa específica dos sedimentos
ρ_{sed}	Densidade do material sedimentar
ρ_w	Massa específica da água
ρ_{wb}	densidade da amostra úmida
τ_o	Tensão de cisalhamento no leito do rio

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	22
2	DIRETRIZES DA PESQUISA.....	24
2.1	QUESTÃO DA PESQUISA	24
2.2	OBJETIVO	24
2.3	DELINEAMENTO DA PESQUISA	24
3	ASSOREAMENTO EM RESERVATÓRIOS	25
3.1	O PROCESSO DA EROÇÃO NO RESERVATÓRIO	25
3.2	TRANSPORTE DE SEDIMENTOS	29
3.3	DEPOSIÇÃO DOS SEDIMENTOS	31
4	MÉTODOS DE REMOÇÃO DOS SEDIMENTOS EM RESERVATÓRIOS.....	37
4.1	BARRAGEM DE RETENÇÃO	39
4.2	DESCARGA DE LIMPEZA (FLUSHING)	43
4.3	DESCARGA DE SEDIMENTOS	48
4.4	TRANSPORTE POR CORRENTE DE DENSIDADE	52
4.5	PROJETO DE DESCARREGADORES DE FUNDO.....	55
4.6	AVALIAÇÃO DA REMOÇÃO DE SEDIMENTOS.....	64
4.6.1	Avaliação pelos Métodos de Eficiência	64
4.6.2	Avaliação pelo comprimento máximo de remoção.....	73
4.6.3	Avaliação pelos Volumes Removidos de Sedimentos	77
4.6.4	Níveis de água no reservatório e vazão no orifício do descarregador.....	80
5	METODOLOGIA.....	81
5.1	DESCRIÇÃO PCH ANDORINHAS.....	81
5.2	DADOS DE MEDIÇÕES DE VAZÃO, SEDIMENTOS E BATIMETRIA DO RESERVATÓRIO DA PCH ANDORINHAS.....	82
5.3	NÍVEIS DE ÁGUA NO RESERVATÓRIO – PCH ANDORINHAS	86
5.4	MÉTODOS DE ESTIMATIVA DO COMPRIMENTO MÁXIMO DE REMOÇÃO DE SEDIMENTOS (LsmÁx) EM BARRAGENS POR DIFERENTES AUTORES.....	88
5.5	ESTIMATIVA DO VOLUME DE SEDIMENTO REMOVIDOS NA USINA DE ANDORINHAS POR DIFERENTES AUTORES.....	89

6	RESULTADOS E DISCUSSÕES	90
6.1	ESTIMATIVA DO ALCANCE MÁXIMO DE REMOÇÃO DE SEDIMENTOS ($L_{sm\acute{a}x.}$)	90
6.2	RESULTADOS OBTIDOS PARA A ESTIMATIVA DO VOLUME REMOVIDO	94
6.3	COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DAS EQUAÇÕES COM OS RESULTADOS DAS BATIMETRIAS ..	97
7	CONCLUSÕES.....	100
8	RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	102
9	REFERÊNCIAS	103

1 INTRODUÇÃO

As barragens com reservatórios de água são estruturas importantes na nossa civilização e podem atender diferentes propósitos (abastecimento de água, irrigação, hidroeletricidade, lazer, etc.). As usinas hidrelétricas (UHEs) são estruturas importantes na matriz de geração de energia no mundo e, principalmente, no Brasil. Nas últimas décadas, observou-se um aumento na demanda energética ao redor do mundo e no Brasil. As UHEs representam cerca de 65% da capacidade de oferta de energia elétrica segundo o Ministério de Minas e Energia (MME) (EPE, 2015). O acúmulo de sedimentos em reservatórios tem sido reconhecido pelos profissionais de engenharia de barragens como um dos problemas dos aproveitamentos hidrelétricos e tem se registrado um aumento pelo mundo no número de barragens confrontadas em menor ou maior grau com esta situação, que gera consequências, tais como a perda da capacidade de armazenamento de água, a capacidade geração de energia elétrica. A vida útil de um reservatório depende, em grande parte, das condições apresentadas pelo rio no qual o mesmo se localiza. Essas condições se caracterizam, principalmente, pela quantidade de sedimentos produzidos, a montante do reservatório, na bacia hidrográfica e da retenção de sedimento no rio. Segundo MAHMOOD (1987), os reservatórios no mundo perdem aproximadamente 0,3% do seu volume de armazenamento ao ano em países onde a produção de sedimento a montante do reservatório é considerada baixa, podendo chegar a valores entre 1,5% a 1,7% em regiões como a China, cujos rios carregam grandes volumes de sedimentos.

Dados de BATUCA e JORDAAN (2000) apresentam o número de reservatórios com sérios problemas de assoreamento pelo mundo, conforme explicitado pelas faixas de valores na Tabela 1.

As regiões do Brasil onde são construídas as usinas, principalmente na região Sul, dispõem de grandes reservatórios que, segundo OLIVEIRA et al. (2000), demandam um maior tempo para ficarem assoreados, sendo a perda da sua capacidade de armazenamento ao ano estimada em 0,5%. Como exemplo, “[...] Pode-se citar os reservatórios das usinas de Itaipu, Itá, Sobradinho e Tucuruí cujo tempo de assoreamento total avaliado para cada reservatório pode ultrapassar 1.000 anos”, de acordo com OLIVEIRA et al. (2000, p.7).

Tabela 1: Número de reservatório assoreados em vários países.

Países	Número de reservatórios	Volume assoreado (hm³)	Percentual assoreado (%)	Tempo de assoreamento (anos)
Argélia	11	0,6 – 52	3 – 83	2 – 71
Áustria	13	0,1 – 19	0,2 – 72	8 – 25
China	7	3 – 3400	10 – 99	1,5 – 16
Etiópia	3	2,3 – 50	3 – 75	3 – 10
França	3	7 – 28	6 – 50	12 – 40
Alemanha	3	1,2 – 2,4	2,9 – 100	12 – 40
Índia	11	5,2 – 495	0,1 – 62	7 – 18
Japão	4	4 – 76	23 – 96	7 – 37
Espanha	5	17 – 50	6 – 97	8 – 22
USSR	13	1,1 – 313	0,4 – 99	4 – 24
EUA	54	0,1 - 5138	0,5 – 60	4 – 74

(fonte: BATUCA e JORDAAN, 2000, p.103)

Já as regiões com maior potencial para construção de novas barragens, localizadas ao norte do Brasil, apresentam bacias hidrográficas com alta produção de sedimentos, impondo assim o desafio de garantir a vida útil para os empreendimentos. Diversas soluções foram elaboradas e são encontradas nas bibliografias que tratam do assoreamento em reservatórios. Neste trabalho, são apresentadas algumas destas soluções, especialmente, as opções de remoção hidráulica, caracterizadas pela passagem dos sedimentos através de estruturas ligadas ao maciço da barragem (comumente denominadas de descarregadores de fundo). São apresentados os métodos de descarga de sedimentos, da descarga de limpeza e do transporte por corrente de turbidez, que podem ser combinados aos métodos mecânicos de escavação ou dragagem são possibilidades de remoção de sedimentos de reservatórios de barragens.

Cabe ressaltar que a bibliografia é escassa quanto à apresentação de critérios de projeto para dimensionamento de descarregadores de fundo, principalmente, em relação as suas dimensões e localização no maciço da barragem.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

Neste capítulo são apresentados os objetivos e delimitações do tema da pesquisa.

2.1 QUESTÃO DA PESQUISA

Quais os métodos de remoção de sedimentos existentes para assegurar a operação das tomadas d'água de barragens durante a vida útil dos empreendimentos?

2.2 OBJETIVO

O objetivo geral do trabalho é a apresentação dos métodos existentes na bibliografia com o intuito de controlar o assoreamento em reservatórios de barragens de acumulação de água, especialmente, junto as tomadas d'água e verificar a eficiência dos mesmos em um estudo de caso.

2.3 DELINEAMENTO DA PESQUISA

O trabalho consiste na revisão dos métodos encontrados na bibliografia que visam à remoção de sedimentos em reservatórios, com ênfase nos critérios empregados e nas condições de eficiência de cada método.

O trabalho foi realizado através das etapas apresentadas a seguir:

- a) revisão bibliográfica dos métodos existentes e aplicados: a revisão bibliográfica é caracterizada pela busca de artigos científicos e publicações relativos à remoção de sedimentos em reservatórios de barragens de usinas hidrelétricas e critérios utilizados no dimensionamento das estruturas hidráulicas responsáveis por esta remoção.
- b) definição de um estudo de caso: é se caracterizada pela aplicação dos métodos de avaliação da remoção de sedimentos em uma barragem que possui um descarregador de fundo no corpo do maciço.
- c) considerações sobre os resultados obtidos: é feita uma análise dos resultados obtidos com aplicação dos métodos de estimativa do alcance máximo de remoção e de volume removido pelo descarregador de fundo, referente ao estudo de caso.

3 ASSOREAMENTO EM RESERVATÓRIOS

Este capítulo apresenta, de forma simplificada, o mecanismo da erosão ou produção de sedimentos no reservatório, o transporte dos sedimentos e o processo de sedimentação, bem como os dados de reservatórios conhecidos apontando a magnitude do problema.

3.1 O PROCESSO DA EROSÃO NO RESERVATÓRIO

Reservatórios são obras complexas concebidos para armazenamento de água. A construção de uma barragem e seu reservatório tem efeitos importantes sobre o rio e sua bacia hidrográfica. Conforme BATUCA e JORDAAN (2000) e confirmado também por CESARE (1998), a construção de um reservatório no curso de um rio influencia enormemente o regime hidrológico e hidráulico afetando a vazão natural do rio, o transporte dos sedimentos, a morfologia do rio e o ambiente em todos seus aspectos.

Os reservatórios podem ser classificados segundo sua função, de acordo com BATUCA e JORDAAN (2000), função que determina o tempo de duração da sua existência conforme a Figura 1 e a Figura 2.

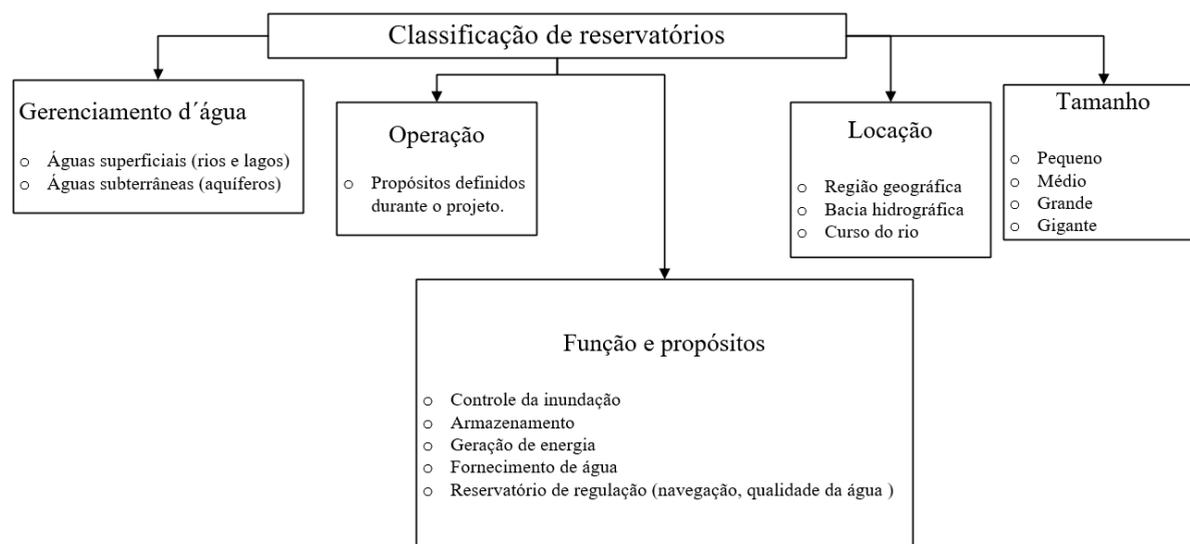


Figura 1: Classificação de reservatórios (fonte: adaptado de BATUCA e JORDAAN, 2000, p.12).

Observando a Figura 2, que apresenta as diferentes fases de um reservatório, destaca-se o tempo de vida útil, que indica o tempo durante o qual o conjunto de benefícios alcançados supera os gastos relativos à operação e manutenção da barragem, principalmente quando se trata de barragens de UHEs, cujos custos são elevados.

A vida do reservatório pode ser dividida em cinco partes, conforme ilustrado na Figura 2:

- a) a vida do reservatório é o tempo durante o qual o reservatório serve todas suas funções. A mesma é composta pela vida útil, vida econômica, vida de uso, vida de projeto, fim de vida;
- b) a vida útil é o período durante o qual o reservatório serve de forma plena suas funções de projeto;
- c) a vida econômica expressa o limite de tempo no qual o reservatório gera benefícios;
- d) a vida de uso é o tempo durante o qual o reservatório ainda serve alguns de seus propósitos de construção depois do vencimento da sua vida econômica;
- e) a vida de projeto é o tempo utilizado para a análise econômica;
- f) fim de vida do reservatório é o tempo no qual a capacidade do reservatório é drasticamente reduzida pela sedimentação.

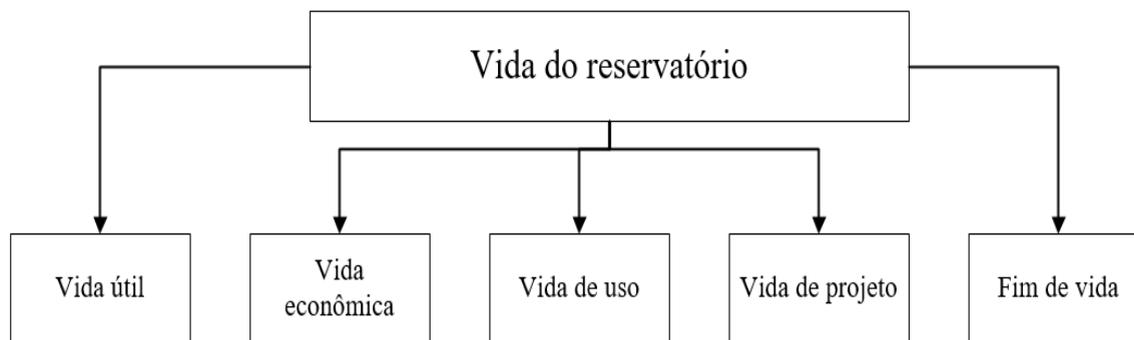


Figura 2: Vida do reservatório (fonte: adaptado de BATUCA e JORDAAN, 2000, p.14).

Desta caracterização da vida do reservatório apresentado na figura 2, ressalta-se o fim de vida, onde a capacidade do reservatório é reduzida pelo acúmulo de sedimentos produzidos na bacia hidrográfica. O fim de vida se caracteriza então pelo assoreamento do reservatório a ponto de impossibilitar a produção de energia, seja obstruindo a tomada de água.

O acúmulo de sedimentos, sobretudo o entendimento da sua produção, é um problema a ser levado em conta durante o projeto da obra, pois indica um início de solução preventiva. A deposição do material arrancado nas áreas planas ou vales proporciona o assoreamento dos reservatórios, reduzindo a capacidade de armazenamento de água, podendo reduzir benefícios gerados pelo empreendimento e causar problemas de segurança, segundo WANG; KONDOLF, (2014). A dimensão do problema é destacada por BOROUJENI (2012, p. 115), segundo o qual,

[...] Os reservatórios de UHEs estão perdendo sua capacidade de armazenamento devido ao processo de sedimentação e isso está afetando suas performances no mundo tornando-se urgentes medidas mitigatórias. Está se tornando evidente que o controle da sedimentação em reservatórios intenta novas estratégias.

O sedimento é o resultado do material arrancado e acumulado devido à erosão, que é definida por MAHMOOD (1987), como o arrancamento de partículas de rochas pelo vento ou pela água, chamado de erosão mecânica, que corresponde ao maior gerador de sedimentos nas bacias hidrográficas. As partículas arrancadas pela chuva ou pelo vento são transportadas pelas águas e depositadas pela bacia hidrográfica nas áreas de depressão, segundo MORRIS e FAN (1998, p. 95):

[...] A maior parte dos sedimentos entram no reservatório como consequência do transporte pelo fluxo de rio. Uma boa redução da produção de sedimentos necessita do entendimento e da elaboração de modelos da erosão e do mecanismo de transporte na bacia.

A erosão gera duas formas de sedimentos, são eles: os sedimentos coesivos e os sedimentos não coesivos. BATUCA e JORDAAN (2000) definem estes sedimentos da seguinte forma:

- a) sedimentos coesivos: são sedimentos relativamente homogêneos, de partículas finas compostas por argilas ou siltes carregadas eletricamente por uma carga eletroquímica que garante sua coesão, sua união;
- b) sedimentos não coesivos: são sedimentos não homogêneos compostos pelas misturas de areias, solos e fragmentos de rochas.

Parte dos sedimentos produzidos na bacia é depositada nas áreas inundáveis, não fazendo parte necessariamente do curso principal do rio. A segunda parte, majoritária, é carregada pelo curso d'água chegando ao reservatório. MAHMOOD (1987) propôs a equação 1 para o cálculo do percentual de sedimento por unidade de área D_{taxa} , transportado até o reservatório, estimada em função da área da bacia, do tamanho e da textura das partículas. Para pequenas bacias com até 0,002 km², o valor de D_{taxa} é praticamente 100%, variando em função da área para grandes bacias pela equação 1.

$$D_{taxa} = \frac{a}{A_{bacia}^b} \quad \text{Equação (1)}$$

Onde:

D_{taxa} : Taxa de sedimento (%/ano);

a: Constante;

b: Coeficiente, usualmente varia de 1/4 a 1/8;

A_{bacia} : Área da bacia (km²).

A determinação da quantidade de sedimentos produzidos em uma bacia é feita, em geral, por equações semi-empíricas, que levam em conta diversas variáveis que influenciam sua produção. Uma das principais relações utilizadas, segundo BATUCA e JORDAAN (2000) é conhecida como Equação Universal de Perda de Solo (USLE), sendo expressa a seguir na equação 2.

$$A_{\text{anual}} = R \cdot K \cdot LS \cdot C_{\text{cult}} \cdot P_{\text{cult}} \quad \text{Equação (2)}$$

Onde:

A_{anual} : Taxa de perda anual de solo (ton/ha.ano);

R: Fator erosividade da chuva (adimensional);

K: Fator de erodibilidade (adimensional);

LS: Fator de declividade e comprimento de encosta (adimensional);

C_{cult} : Fator de prática de cultura variando de 0,001 a 1,0 (adimensional);

P_{cult} : Fator de prática de cultura contra erosão que varia de 0,3 a 1,0 (adimensional).

A equação 2 foi remodelada na equação 3 com o nome de MUSLE, segundo BATUCA e JORDAAN (2000), para se atingir uma maior precisão nos dados registrados em relação a quantidade de sedimento produzido na bacia.

$$Y_o = 0,0278 \cdot (V_{\text{chuva}} \cdot q_p)^{0,8} \cdot K \cdot LS \cdot C_{\text{cult}} \cdot P_{\text{cult}} \quad \text{Equação (3)}$$

Onde:

Y_o : Taxa de perda anual de solo (ton/ha/ano);

V_{chuva} : Volume máximo de água de chuva (m³);

q_p : Vazão máxima de chuva na bacia (m³/s);

K: Fator de erodibilidade (adimensional);

LS: Fator de declividade e comprimento de encosta (adimensional);

C_{cult} : Fator de prática de cultura variando de 0,001 a 1,0 (adimensional);

P_{cult} : Fator de pratica de cultura contra erosão que varia de 0,3 a 1,0 (adimensional).

O desenvolvimento tecnológico permitiu a criação de modelos de simulação computacional de erosão mais precisos para grandes reservatórios, considerando variáveis mais complexas e peculiares da área em estudo. O uso dos métodos computacionais permite avaliar diversos modelos de transporte e deposição dos sedimentos. Em virtude da especificidade do tema relativo aos métodos computacionais, o mesmo não será tratado neste trabalho.

3.2 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

Os sedimentos produzidos na bacia hidrográfica são transportados seguindo diferentes fases, correspondentes à produção, ao transporte e à deposição de material no interior de reservatórios. A forma de transporte é diretamente dependente da força de tração exercida pelo fluxo do escoamento e da resistência exercida pelas partículas, esta influenciada pelos tamanhos de grãos.

Assim, é necessária a obtenção de dados, periodicamente, sobre a granulometria dos sedimentos em suspensão no leito do rio, como recomendado por OLIVEIRA et al. (2000). A variação na granulometria afeta de forma significativa a qualidade da água seja a montante ou a jusante do paramento segundo ROBERTS et al. (1996), podendo influenciar negativamente a vida e atividades na bacia.

As condições de carreamento e transporte dos sedimentos dependem de vários fatores, apresentados como parâmetros gerais, conforme BATUCA e JORDAAN (2000). São eles:

- a) geometria e parâmetros morfológicos do reservatório;
- b) hidrologia da região da bacia;
- c) características hidráulicas do rio e do reservatório;
- d) relação água – sedimento (densidade relativa).

Essas condições gerais de transporte e deposição são representadas pela função adimensional apresentada na equação 4 que expressa as condições de entrada em movimento e regime de transporte das partículas.

$$f(R_e, F_s, r, s) = 0 \quad \text{Equação (4)}$$

Onde:

$$R_e = \frac{d_{\text{part}} V_*}{\nu_{\text{agua}}}: \text{Número de Reynolds};$$

$$F_s = \frac{V_*^2}{(s-1)g \cdot d_{\text{part}}}: \text{Coeficiente de atrito};$$

$$r = \frac{h_{\text{merg}}}{d_{\text{part}}}: \text{Rugosidade relativa};$$

$s = \frac{S_s}{S_a}$: Densidade relativa água/sedimento;

$V_c = \sqrt{\frac{\tau_o}{\rho}}$: Velocidade de cisalhamento;

$\tau_o = \rho \cdot g \cdot h_{\text{merg}} \cdot S_f$: Tensão de cisalhamento no leito do rio.

Em que:

h_{merg} : Profundidade no ponto de mergulho (m);

S_f : Declividade da linha de carga (m/m);

ϑ_{agua} : Viscosidade cinemática da água ($\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$);

d_{part} : Diâmetro das partículas de sedimento (mm);

S_s, S_a : Densidade de sedimentos, e da água ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$);

g : Aceleração da gravidade ($\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$).

O transporte de sedimentos ocorre através de condições críticas, quando a tensão de cisalhamento inicial é maior do que a tensão de cisalhamento crítica necessária para colocar em movimento as partículas de sedimentos produzidas na bacia.

O transporte junto ao fundo do reservatório ocorre por meio de correntes de densidade e/ou através do transporte de sedimentos em suspensão. As duas formas de transporte dependem do tipo de sedimento produzido na bacia hidrográfica.

O transporte dos sedimentos em suspensão, é definida como o movimento de pequenas partículas de sedimentos sendo uma mistura de argila e areia transportadas em suspensão no reservatório e as mesmas são mantidas em suspensão devido ao fato de estarem carregadas eletricamente. O transporte dos sedimentos em suspensão é, por escoamento turbulento, que mantém as partículas suspensas ou em semi-suspensão. O limite da concentração de sedimentos podendo ser transportado em suspensão é uma função da velocidade do fluxo, mas quanto mais profundo e largo é o reservatório, a velocidade se reduz rapidamente, e a capacidade de transporte se torna o fator limitante do transporte em suspensão segundo ROOSEBOOM (1992, p.62):

3.3 DEPOSIÇÃO DOS SEDIMENTOS

Os sedimentos produzidos nas bacias hidrográficas são transportados e depositados em regiões mais baixas em relação ao seu local de origem, regiões planas ou vales que apresentam reservatórios de barragens. KASSOUL et al. (1997, p.342) explicitam o impacto da produção de sedimento sobre o rio, de forma que: “[...] A erosão dentro da bacia impacta sobre o aumento da turbidez dos rios, lagos, e reservatórios provocando depósitos de sedimentos nas planícies”.

Em reservatórios de hidrelétricas, a inicialização e a evolução do processo de deposição dos sedimentos são influenciadas pela mistura água-sedimento do fluxo a montante, pela estrutura do paramento e pelo modo de operação do empreendimento em vista de atingir os objetivos da sua construção. Os depósitos de sedimentos ocorrem de três formas dentro do reservatório, conforme detalhado por OLIVEIRA et al. (2000):

- a) depósito de remanso: são sedimentos que se depositam pela influência do reservatório, estendendo-se para montante e sendo o limite a jusante caracterizado pelo início do delta, entrada do reservatório;
- b) pelo delta: são sedimentos depositados na transição do rio para o reservatório. O delta se forma com sedimentos grossos;
- c) depósito de margem: sedimentos depositados na margem do reservatório onde a velocidade do fluxo é mais baixa;
- d) depósito do leito: sedimentos depositados no fundo do rio constituído geralmente por partículas mais leves, como argila e siltes.

A Figura 3 apresenta os depósitos de sedimentos em um reservatório.

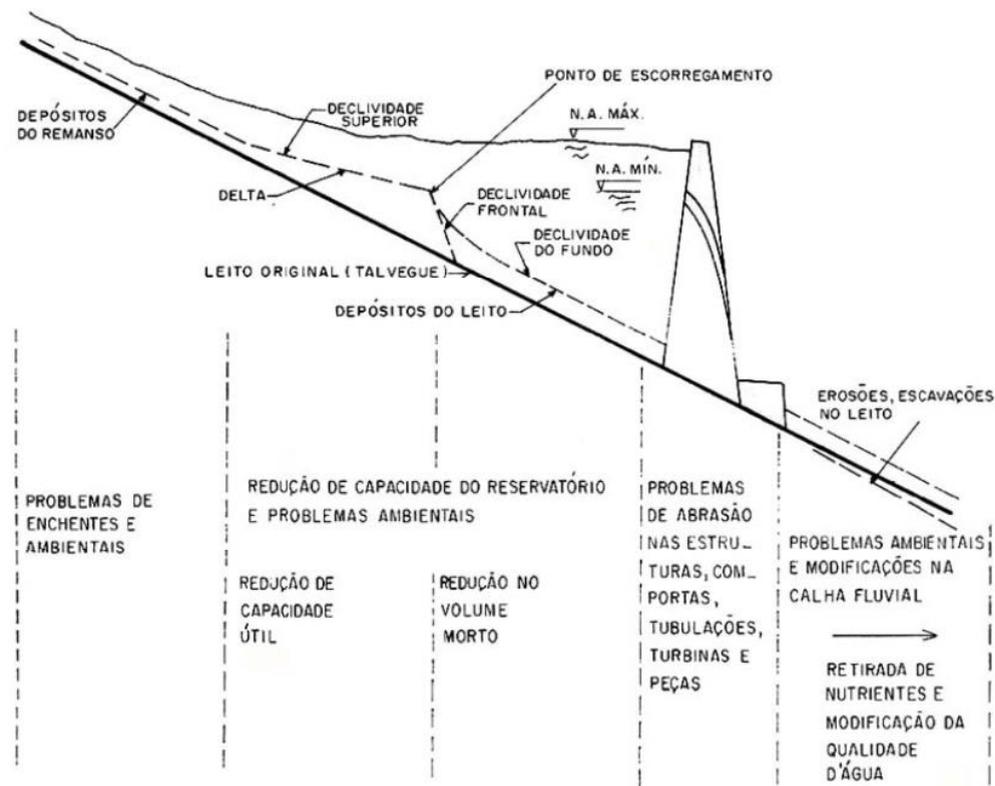


Figura 3: Esquema de formação de depósitos de sedimentos nos reservatórios (fonte: CARVALHO et al, 2000, p.12).

O volume de sedimentos acumulados (V_s) durante certo período, considerando a capacidade inicial de armazenamento do reservatório, pode ser calculado pela equação 5, proposta por BATUCA e JORDAAN (2000),

$$V_{s,acc} = V_{r,inicial}(1 - e^{-\alpha X}) \quad \text{Equação (5)}$$

Onde:

$V_{s,acc}$: Volume de sedimento acumulado (m^3);

$X = \frac{Q_{s,anual}}{V_{r,inicial}} \cdot t$: Parâmetro adimensional;

$V_{r,inicial}$: Volume de armazenamento inicial do reservatório (m^3);

$\alpha = 2 \cdot \ln 2 = 1,40$;

Em que:

$Q_{s,anual}$: Vazão anual do sedimento afluente (m^3/s);

t: Tempo (ano).

Segundo OLIVEIRA et al. (2000), valores muito altos, acima de 200 t/(km².ano), na produção de sedimentos são prejudiciais ao reservatório no que diz respeito à remoção de sedimentos. Segundo os autores, a Tabela 2 apresenta valores internacionais aceitáveis de produção de sedimentos em uma bacia hidrográfica.

Tabela 2: Valores de produção de sedimentos aceitáveis.

Tolerância	Produção de sedimentos	
	ton/(mi ² .ano)	ton/(km ² .ano)
Alta	> 500	175
Moderada	200 a 500	70 a 175
Baixa	< 100	35

Fonte: (OLIVEIRA et al., 2000)

O cálculo da produção de sedimentos, apresentado em tonelada/dia, é dado pela equação 6 de acordo com OLIVEIRA et al. (2000).

$$Q_{SS} = 0,0864 \cdot Q_l \cdot c_s \quad \text{Equação (6)}$$

Onde:

Q_{SS} : Descarga sólida em suspensão (t/dia);

Q_l : Descarga líquida (m³/s);

c_s : Concentração de sedimento (mg/l).

Oliveira et al. (2000) recomendam a equação 7 para valores altos de concentração de sedimento (c_s) no cálculo da vazão de sedimentos sólidos em suspensão, para valores acima de 200 ton/(km².ano).

$$Q_{SS} = 86,4 \cdot Q_l \cdot c_s \quad \text{Equação (7)}$$

Onde:

Q_{SS} : Descarga sólida em suspensão, em t/dia;

Q_l : Descarga líquida, em m³/s;

c_s : Concentração de sedimento (mg/l).

Oliveira et al. (2000) sugerem também a equação 8 para a determinação da quantidade de sedimentos depositados no fundo do reservatório.

$$Q_b = \frac{86,4}{E_{eq}} \left(\frac{q_{b1}}{2} l_1 + \frac{q_{b1}+q_{b2}}{2} l_2 + \dots + \frac{q_{bn-1}+q_{bn}}{2} l_{n-1} + \frac{q_{bn}}{2} l_n \right) \quad \text{Equação (8)}$$

Sendo:

Q_b : Descarga sólida do leito (t/dia);

q_b : Descarga sólida do leito em um ponto (kg/s.m);

E_{eq} : Eficiência de amostragem do equipamento (adimensional);

l : Distância entre pontos medidos (m).

Em pequenos reservatórios, que geralmente operam a fio d'água, usa-se o método de Churchill para avaliação da sedimentação no reservatório, sendo aplicada a equação 9. Em grandes reservatórios, uma avaliação preliminar é feita pela equação 10 e pela equação 11 na determinação do tempo de assoreamento do reservatório.

$$IS = \frac{V_{rm}^2}{Q_{am}^2 \cdot L} \quad \text{Equação (9)}$$

Onde:

IS: Índice de sedimentação do reservatório (s/ft³);

V_{rm} : Volume do reservatório no nível médio de operação (ft³);

Q_{am} : Vazão afluyente média diária durante o período de estudo (ft³/s);

L : Comprimento do reservatório (ft).

$$V_{ret} = \frac{D_{st} \cdot E_{ret}}{\gamma_{ap}} = \frac{365 \cdot Q_{st} \cdot E_{ret}}{\gamma_{ap}} \quad \text{Equação (10)}$$

$$T = \frac{V_{res}}{S_{sr}} \quad \text{Equação (11)}$$

Onde:

V_{ret} : Volume de sedimento retido no reservatório (m³/ano);

Q_{st} : Deflúvio sólido total médio anual afluyente ao reservatório (t/ano);

E_{ret} : Eficiência de retenção do sedimento afluyente ao reservatório (decimal);

Q_{st} : Descarga sólida total média afluyente ao reservatório (t/dia);

γ_{ap} : Peso específico aparente médio dos depósitos (t/m³);

T: Tempo de assoreamento de um determinado volume (anos);

S_{sr} : volume de sedimento retido no reservatório (m^3 /ano);

V_{res} : Volume do reservatório, total ou volume morto (m^3).

A Figura 4 apresenta os dados de assoreamento da UHE de Itaipu e da UHE Itiquira. A UHE Itaipu é uma das maiores usinas do mundo, localizada no rio Paraná na fronteira entre o Brasil e o Paraguai. O reservatório engloba uma área de 1350 km^2 e a UHE Itiquira se localiza no estado de Mato Grosso com potência instalada de 156MW e uma bacia hidrográfica de 10.750 m^3 . Ambas as UHEs são localizadas em regiões de grande produção de sedimentos. A Figura 4 apresenta dados comparativos da eficiência da retenção de sedimentos nos seus reservatórios, calculado para a UHE Itiquira pela curva de Churchill pela equação 9 e para a UHE de Itaipu pela equação 10.

Dados	Reservatório de Itaipu (ITAIPU BINACIONAL)	Reservatório de Itiquira (ITICON S.A.)
Nível d'água máximo normal	220,00 m	412,00 m
Nível d'água mínimo normal	197,00 m	411,50 m
Nível d'água na soleira da tom. d'água	176,00 m	
Volume no NA máx. normal	$29 \times 10^9 \text{ m}^3$	$4,8 \times 10^6 \text{ m}^3$
Volume no NA mín. normal	$10 \times 10^9 \text{ m}^3$	$4,2 \times 10^6 \text{ m}^3$
Volume morto (na soleira tom. d'água)	$4,7 \times 10^9 \text{ m}^3$	$3,9 \times 10^6 \text{ m}^3$
Vazão média de longo termo Q_{mlt}	$9.729 \text{ m}^3/\text{s}$	$72,9 \text{ m}^3/\text{s}$
Comprimento do reservatório	170 km	5.600 m
Equações de transporte de sedimentos	$Q_{st} = 1,704 \times 10^{-31} \cdot Q^{8,9034}$ para $Q < 10000 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_{st} = 6,121 \times 10^{-6} \cdot Q^{2,5146}$ para $Q > 10000 \text{ m}^3/\text{s}$ (período 1988/1989)	$Q_{st} = 46,888 \times Q^{0,9472}$ (período 1979/1982)
Descarga sólida total média anual Q_{st} (obtida da equação e da série de vazões)	71.063 t/dia (período de 1931/1992)	2.715 t/dia (período de 1931/1997)
Deflúvio sólido total médio anual D_{st} ($= 365 \times Q_{st}$)	30.788.845 t/ano	990.775 t/ano
Obtenção da eficiência de retenção E_r	Curva de Brune: Capac. afluência = 0,098	Seg. Roberts (Annandale, 1987), curva de Churchill
	$E_r = 86\%$	$IS.g = \frac{9,8 \times (4,8 \times 10^6)^2}{(72,9)^2 \times 5600} = 7,6 \times 10$ $E_r = 45\%$ (adotado 50%)
Peso específico aparente γ_{ap}	Seg. Lara e Pemberton $1,13 \text{ t/m}^3$	Seg. Lara e Pemberton $1,5 \text{ t/m}^3$
Volume de sedimento médio anual (calculado a partir da equação de transporte de sedimento e da série de vazões)	$23,37 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{ano}$	$330.325 \text{ m}^3/\text{ano}$
Tempo de assoreamento do volume total, no NA máx. normal	1240 anos	14 anos
Tempo de assoreamento do volume no NA mín. normal	430 anos	12,7 anos
Tempo de assoreamento de um volume igual volume na soleira da tom. d'água (vida útil do reservatório)	200 anos	12 anos
Tempo de assoreamento do volume total considerando aumento do transporte de sedimento desde o ano das medições de descarga sólida (1982)	-----	15 meses

Figura 4: Avaliação do assoreamento dos reservatórios das UHE's de Itaipu e Itiquira (fonte; OLIVEIRA et al., 2000).

Assim a Figura 4 apresenta uma estimativa do tempo de assoreamento do reservatório de cada UHE, percebe-se então a grande diferença para um mesmo condicionamento volume no NA mínimo normal sendo de 430 anos para a UHE Itaipu e 14 anos para Itiquira.

4 MÉTODOS DE REMOÇÃO DOS SEDIMENTOS EM RESERVATÓRIOS

A erosão da bacia hidrográfica é um fato inevitável devido aos processos de degradação dos solos e é verificada, principalmente, em regiões localizadas em áreas de produção agrícola ou em zonas de desmatamento. Esse processo erosivo gera uma grande quantidade de sedimentos, que são transportados até o curso do rio e, por sua vez, carreados até encontrar condições para sua deposição. A deposição dos sedimentos transportados é responsável pelo assoreamento dos reservatórios, podendo ser um processo lento em regiões de pouca produção de sedimentos ou razoavelmente rápido em regiões de alta produção, encurtando a vida útil dos aproveitamentos hídricos. Controlar o assoreamento de forma eficiente implica na tomada de medidas que possam influir na produção de sedimentos na bacia hidrográfica, sejam práticas de engenharia ou de reflorestamento da região. O controle do processo de assoreamento requer um gerenciamento integrado desde o início da etapa de projeto das estruturas de uma barragem e do seu reservatório. Apesar do esforço no controle, todos os reservatórios estão sujeitos ao processo de assoreamento, que ocorre de forma natural. Quanto à eficiência da remoção de sedimentos, SCHEUEKLEIN (1990, p.01) afirma que a:

Sedimentação em reservatórios criados pelo homem serão os maiores problemas a serem enfrentados por engenheiros hidráulicos no futuro. Apesar dos diversos métodos reconhecidos e que podem aplicados em vista de minimizar a quantidade de sedimento produzido no reservatório, a intrusão e o depósito nunca poderão ser completamente evitados.

Os fatores relevantes nas decisões a serem tomadas repousam em três pontos essenciais segundo BATUCA e JORDAAN (2000, p.217):

- a) reduzir/minimizar a produção de sedimentos na bacia;
- b) reduzir/minimizar o fluxo de sedimentos que chegam ao reservatório;
- c) reduzir/minimizar a quantidade de sedimentos depositados.

A Figura 5 apresenta aspectos e meios de redução da produção de sedimentos e minimização do assoreamento.

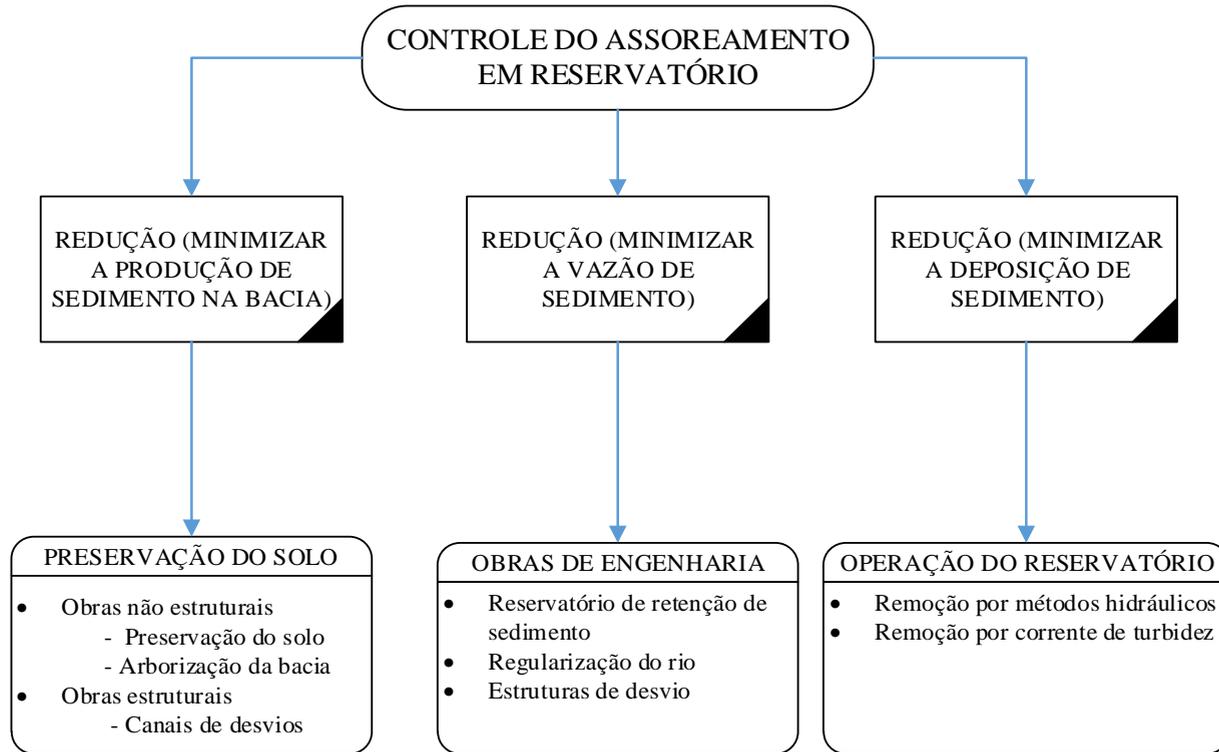


Figura 5: Controlando o assoreamento no reservatório (fonte: BATUCA E JORDAAN JR., 2000),

Um dos desafios da engenharia na construção de um reservatório é minimizar o impacto sobre sua vida útil devido à deposição de sedimentos. Os sedimentos transportados e depositados nas planícies e vales são fatores importantes para a determinação da viabilidade econômica a longo prazo e da sustentabilidade de uma barragem.

O custo relativo aos métodos de remoção de sedimentos com uso de instrumentos mecânicos, tais como dragagem ou escavação pode ser reduzido com a aplicação de métodos hidráulicos. O método hidráulico consiste no uso de uma parte do volume d'água no reservatório para remoção do sedimento através de orifícios incorporados ao maciço da barragem comumente chamado de descarregador de fundo. Segundo BATUCA e JORDAAN (2000), dois índices podem ser usados na medição do grau de assoreamento e na capacidade de desassoreamento do reservatório: a relação capacidade do reservatório /volume de água afluyente (K_w) e a relação capacidade do reservatório/aporte de sedimento (K_s). Os valores de K_w e K_s , levando em consideração a relação os dois índices, levam a conclusões que podem validar e estimar o grau do problema de assoreamento dentro do reservatório a ser construído.

Segundo BATUCA e JORDAAN Jr. (2000), faixas de valores de K_s e K_w apresentada na Tabela 3, permitem determinar o grau de preocupação que se deve ter em relação ao assoreamento do reservatório e a existência ou não de água suficiente para aplicação de um método de remoção hidráulica:

Tabela 3: Índices K_s e K_w na avaliação da capacidade de assoreamento e desassoreamento de um reservatório.

K_s capacidade do reservatório/aporte de sedimentos	K_w capacidade do reservatório/volume de água afluyente	Consequência
< 50-100	-	problemas sérios de assoreamento devem ser esperados
< 25-30	-	a perda anual de capacidade de armazenamento deve ultrapassar 2%
	> 0,2	não haverá água suficiente para operação de métodos de remoção hidráulica
< 100	> 0,2	a perda de capacidade de armazenamento em tempo relativamente curto deve ser esperada
> 50	> 0,2	a maior parte dos sedimentos serão depositados no “volume morto”
< 100	< 0,2	haverá problema de assoreamento, mas métodos de remoção hidráulica podem ser considerados como solução
< 25-30	$K_w < 0,1$	métodos de remoção hidráulica serão eficientes
	< 0,03	métodos de remoções hidráulicas terão sucesso

Fonte: (Batuca e Jordan Jr., 2000)

O assoreamento é um problema que vem sendo estudado nas últimas décadas em regiões onde a produção de sedimentos é alta e o risco da perda de capacidade de armazenamento em curto prazo é alto. Sendo assim, diversos métodos de remoção hidráulica foram desenvolvidos a fim de restaurar essa capacidade. Sendo os principais:

- a) barragem de retenção;
- b) descarga de sedimentos;
- c) descarga de limpeza;
- d) transporte por corrente de densidade.

À exceção do transporte por corrente de densidade e da barragem de retenção, os demais métodos citados requerem que uma grande quantidade de água seja liberada para o transporte dos sedimentos, sendo necessária a existência de descarregadores de fundo no corpo da barragem.

4.1 BARRAGEM DE RETENÇÃO

Barragens de retenção ou barragens de sedimentos são estruturas construídas com o intuito de criar um reservatório temporário, onde o fluxo a montante, com alta concentração de sedimentos, é retido permitindo a deposição dos sedimentos e a passagem da água clara. CHEN *et al.* (2016) considera a barragem de retenção como um mecanismo convencional de

prevenção do assoreamento aplicado aos rios. Ela tem como função o controle da erosão a montante e o controle da vazão do rio e são comuns em regiões de grande produção agrícola ou em regiões semiáridas onde atuam como estrutura de preservação do solo. Barragens de sedimentos construídas e com manutenção regular diminuem a velocidade do fluxo e reduzem a erosão do canal, permitindo que o sedimento em suspensão, transportado a montante, seja depositado aos pés da barragem de retenção. Segundo CASTILLO et al. (2014, p.1705):

Barragens de sedimentos são estruturas transversais desenhadas principalmente para três propósitos: controle de vazão, conservação do solo e melhoria de área. Uma das funções mais importantes é de melhorar a deposição de sedimentos, reduzindo a inclinação do leito e a velocidade do fluxo [...].

A Figura 6 mostra, esquematicamente, o funcionamento de uma barragem de retenção onde o fluxo a montante é retido para deposição de sedimento em suspensão e armazenamento do sedimento carregado no leito do rio.

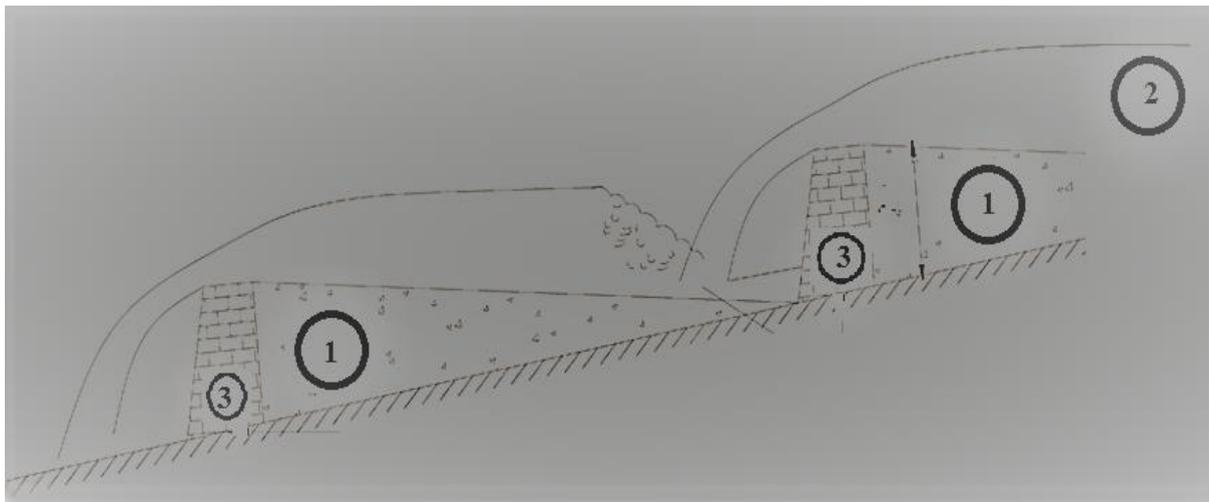


Figura 6: Funcionamento esquemático da barragem de retenção (fonte: adaptado de CASTILLO et al., 2014),

Onde:

- (1) sedimento retido;
- (2) fluxo de entrada;
- (3) barragem de retenção.

A Figura 7 apresenta a combinação entre túnel de derivação e barragens de retenção. O fluxo a montante é parado pelas barragens de retenção. Uma vez os sedimentos depositados e retidos, os mesmos são removidos pelo túnel de derivação, como no caso da barragem de MIWA no Japão.

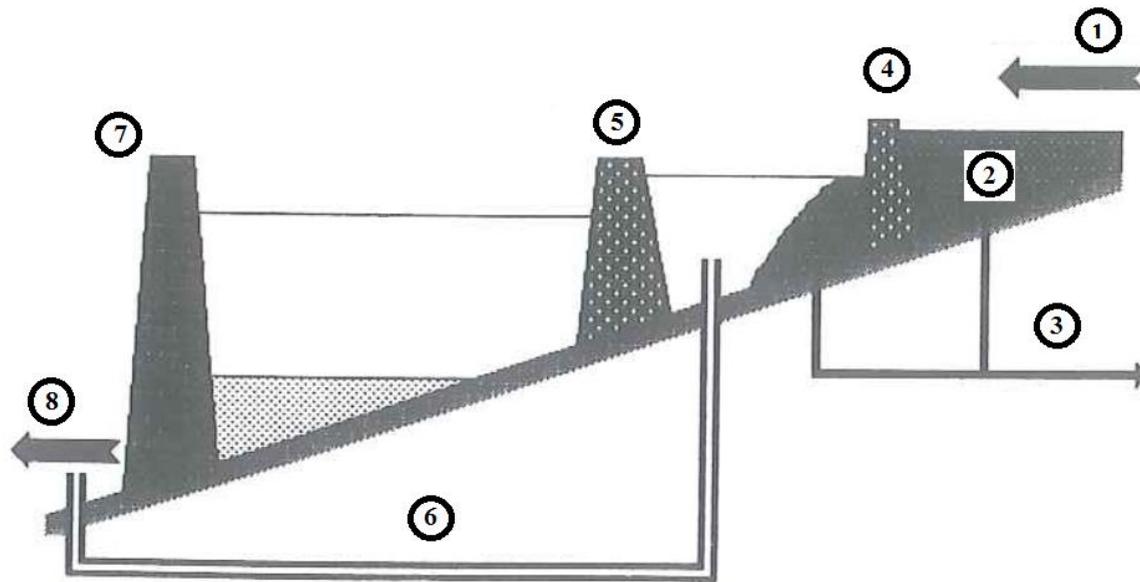


Figura 7: Barragem de retenção no reservatório de MIWA no Japão (fonte: BATUCA e JORDAAN, 2000).

Onde:

- (1) Fluxo de entrada;
- (2) Sedimento retido;
- (3) Sedimento retirado por escavação;
- (4) e (5) Barragem de retenção;
- (6) Túnel de desvio;
- (7) Barragem de MIWA;
- (8) Fluxo de saída.

O desvio de sedimentos é uma prática efetiva na redução do assoreamento de reservatórios. As estruturas de desvios fazem parte da estrutura das barragens de retenção a montante do reservatório principal, com estruturas (canais e galerias, por exemplo) para liberação dos sedimentos depositados. Segundo CHEN *et al.* (2016):

[...] túneis de derivação podem ser construídos em barragens existentes para evitar perda de armazenamento do reservatório uma vez que não há necessidade de rebaixar o nível da água no reservatório. Além de ter um impacto mínimo no meio ambiente a montante da barragem, a carga afluyente é desviada pelo túnel com a mesma vazão natural do rio.

A Figura 7 apresenta o reservatório principal com água isenta de sedimentos armazenados, enquanto a barragem de retenção a montante favorece a deposição dos sedimentos. O desvio de sedimento consiste, segundo BATUCA e JORDAAN (2000) em:

- a) interceptação dos sedimentos por pequenas barragens a montante;
- b) liberação dos sedimentos diretamente a montante no fluxo do rio.

Essa técnica é eficiente, uma vez que possui a vantagem de não depender da operação do reservatório que armazena somente água com poucos sedimentos e mais finos. Assim, nos períodos de ocorrência de grandes cheias, cujo início é caracterizado por grandes concentrações de sedimentos nas águas do rio, as barragens localizadas mais a montante do reservatório retêm os sedimentos que são depositados e descarregados por canais ou galerias como apresentado na Figura 7. É importante notar que os sedimentos depositados são removidos das barragens a montante por escavação para permitir a continua deposição de sedimento afluente. Essa remoção deve ser feita de forma regular exigindo um monitoramento constante dos níveis de sedimentos acumulados em cada barragem a montante da principal.

No estudo da estrutura do desassoreamento do reservatório Grimsel, localizado no cantão de Berna na Suíça, CESARE et al. (2011) analisaram a possibilidade de construção de barramentos submersos com o intuito de reter os sedimentos a montante, o mais a montante possível da barragem. A ideia do barramento submerso surgiu devido à ocorrência de corrente de turbidez e do formato estreito do curso do rio. CESARE et al. (2011) afirmam que a ideia é inovadora no ponto de vista que a possibilidade de descarga por corrente de turbidez existia, mas que se optou por essa solução que elimina o risco de entrada de sedimentos na tomada d'água. Foram testadas duas alternativas de barramento a montante do reservatório e comparados os resultados em cada caso.

A Figura 8 apresenta as opções de localização das barragens submersas escolhidas e estudadas pelos autores.

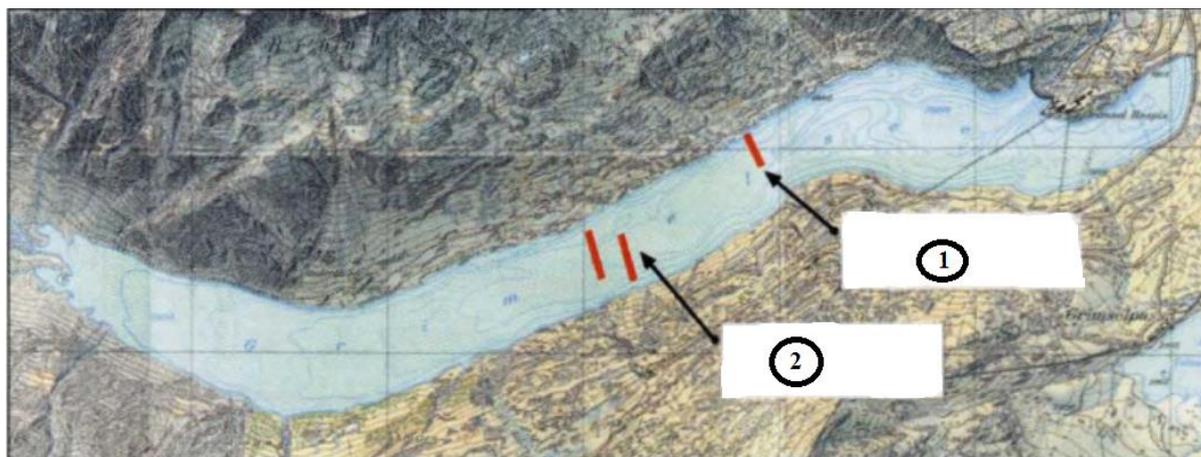


Figura 8: Esquema de barramentos submersos para retenção de sedimentos (fonte: CESARE E et al., 2011),

Onde:

- (1) configuração com uma barragem submersa;
- (2) configuração com duas barragens submersas.

WANG e KONDOLF (2014) reporta que a maioria das barragens de retenção construídas antes de 1980 no Japão foram completamente assoreadas por volta de 1996. A exemplo, o reservatório Mrica no Java Central, construído em 1988 com uma vida útil de 50 anos, perdeu mais de 56% da sua capacidade de armazenamento até 2004, reduzindo sua vida útil a 33 anos. A estratégia que funcionou no Japão foi a execução de múltiplas barragens de retenção para aumentar a vida útil dos reservatórios e reduzir a sedimentação principal, como realizado no reservatório Shihmen.

4.2 DESCARGA DE LIMPEZA (*FLUSHING*)

O método da descarga de limpeza, também chamado de *flushing*, é uma técnica em que sedimentos depositados são erodidos hidraulicamente pela velocidade do escoamento no canal do rio sendo por rebaixamento do nível da água no reservatório ou por pressão da água sobre o depósito de sedimento com um fluxo do rio permanecendo rápido e constante. SCHEUEKLEIN (1990, p.02) indica que é um dos métodos comumente usados na remoção de sedimentos, de forma que:

É um método elegante na resolução do problema de assoreamento no momento que toma vantagem da capacidade de transporte do fluxo sem uso que quaisquer energias externas. A técnica comumente chamada de “flushing” é usada pelo mundo, apesar de não ter o sucesso teórico esperado na prática. [...] O método flushing pode ser aplicado de forma efetiva quando o nível de água no reservatório pode ser mantido baixo por um tempo enquanto o fluxo do rio permanece rápido.

A Figura 9 apresenta o impacto de uma descarga de limpeza e a variação do nível de água no reservatório no início e fim do processo de descarga quando se faz a remoção com rebaixamento do nível de água no reservatório chamado de “*drawdown Flushing*”.

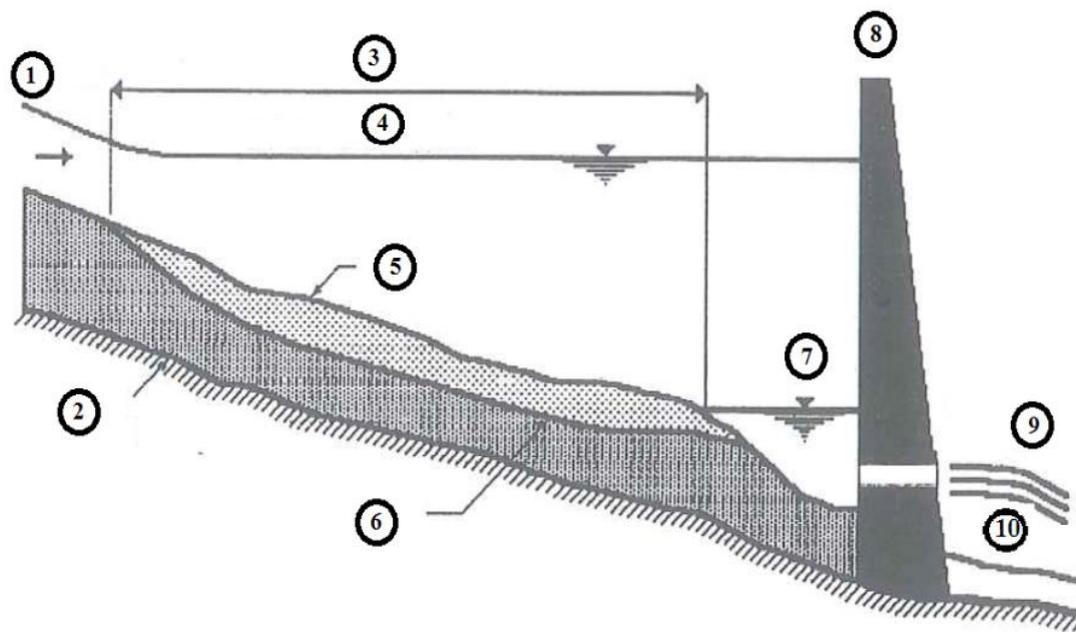


Figura 9: Descarga de limpeza de reservatório. (fonte: BATUCA e JORDAAN, 2000)

Onde:

- (1) Fluxo de entrada;
- (2) Leito original do rio;
- (3) Zona de erosão;
- (4) Nível inicial d'água;
- (5) Depósitos antes da limpeza;
- (6) Nível de depósito depois da limpeza;
- (7) Nível final d'água;
- (8) Maciço da barragem;
- (9) Descarregador de fundo;
- (10) Fluxo de saída.

A descarga de limpeza, é uma técnica eficiente na remoção dos sedimentos através dos descarregadores de fundo, ela é muito usada devido a simplicidade dos requisitos da bacia hidrográfica necessários para garantir a efetividade e eficiência da operação. Apesar de ser um dos métodos de remoção mais usado, a sua aplicabilidade possui algumas limitações, conforme observado por ATKINSON (1996):

- a) grande quantidade de água é necessária para a operação de descarga;
- b) o esvaziamento quase completo do reservatório pode ser requisito por períodos intercalados no processo de remoção.

No caso de uma UHE, o esvaziamento do reservatório poderá ser necessário dependendo da quantidade de sedimento a ser removido interferindo na finalidade principal do empreendimento, que é de gerar energia. O enchimento do reservatório, nestes casos, dependendo das características do rio e do reservatório, pode levar um período de tempo longo (meses).

ATKINSON (1996, p.5) observa que a aplicação do método da descarga pode se revelar custoso devido à quantidade de água a ser liberada, no entanto, afirma que:

[...] Há vários reservatórios onde há uma perda severa da capacidade de armazenamento devido à sedimentação, mas são dificuldades que podem ser superadas. Nessas circunstâncias, a descarga de limpeza pode oferecer uma solução viável para recuperar e manter a capacidade de armazenamento quando comparado o custo com outras opções.

O impacto da água liberada pode se revelar significativo em regiões semiáridas onde a gestão da água é importante devido a não disponibilidade da mesma, sobretudo na produção de energia em UHEs. Como afirma BRANT (2000, p.16), “[...] em geral, a descarga de limpeza é mais econômica se tratando de reservatório de fornecimento de água do que em UHE onde não há impacto na produção de energia”. O dimensionamento da operação de descarga representa uma etapa essencial do projeto podendo ser calculado sobre pressão ou de escoamento livre. A aplicação sobre pressão deve ser feita com cuidado uma vez que implica na manutenção do nível de água no reservatório durante todo o período da descarga.

O fator principal para o dimensionamento da operação de descarga de limpeza é a capacidade de transporte de sedimentos, que deve exceder o valor crítico dos sedimentos depositados. Esses valores críticos podem ser determinados por meio de relações para sedimentos sem coesão ou coloidais. A determinação da camada limite turbulenta, seguindo as diretrizes apresentadas pelo ICOLD (1996), responsável pelo carreamento dos sedimentos, pode ser determinada pela equação 12.

$$\frac{\sqrt{g \cdot D_{desc} \cdot S_f}}{v_{agua}} * d_{50} > 13 \quad \text{Equação (12)}$$

Então, a condição para que haja transporte é estabelecida pelas equações 13 e 14.

$$\frac{\sqrt{g \cdot D_{desc} \cdot S_f}}{v_{dec}} > 0,12 \quad \text{Equação (13)}$$

$$\frac{\sqrt{g \cdot D_{desc} \cdot S_f}}{v_{agua}} * d_{50} < 13 \quad \text{Equação (14)}$$

O transporte de partículas soltas ocorrerá se a condição apresentada na equação 15 for satisfeita.

$$\frac{\sqrt{g \cdot D_{esc} \cdot S_f}}{V_{dec}} = \frac{1,6}{\frac{\sqrt{g \cdot D_{esc} \cdot S_f}}{\vartheta_{agua}} \cdot d_{50}} \quad \text{Equação (15)}$$

$$S_f = \frac{v^2}{C_h^2 \cdot R_h} \text{ ou } \frac{v^2 \cdot n^2}{R_h^{4/3}} \quad \text{Equação (16)}$$

Onde:

g: aceleração da gravidade ($\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$);

D_{esc} : profundidade do escoamento (m);

S_f : declividade da linha de carga (m/m);

ϑ_{agua} : viscosidade cinemática da água ($\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$);

D_{50} : tamanho médio das partículas sólidas (mm);

V_{dec} : velocidade de decantação das partículas a serem removidas (m^3);

R_h : raio hidráulico (m);

v: velocidade do escoamento (m/s);

n: coeficiente de rugosidade de Manning;

C_h : coeficiente de rugosidade de Chézy.

A erosão no reservatório começa na região mais próxima do barramento como exibido na Figura 10, onde é apresentada a erosão progressiva sem a variação do nível de água.

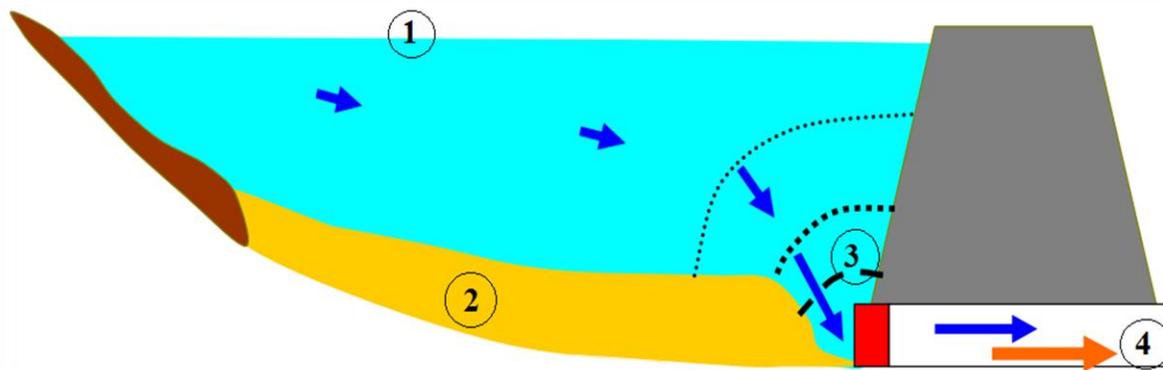


Figura 10: Remoção por descarga de limpeza sem rebaixamento do nível do reservatório (fonte: FRUCHART E CAMENEN, 2012).

Onde:

- (1) Nível d'água;
- (2) Depósito de sedimento;
- (3) Cone de descarga;
- (4) Descarregador de fundo.

Essa erosão se localiza junto ao barramento. Se o nível de água for rebaixado o suficiente neste momento, gera um fluxo de alta velocidade que erode o delta. Uma vez erodida a parte frontal, se forma o cone de descarga tornando a remoção de sedimentos subsequente mínima. Segundo TALEBBEYDOKHTI e NAGHSHINEH (2004), o cálculo da quantidade de sedimentos descarregado é determinado pela equação 17, sendo o coeficiente de erodibilidade determinado conforme a equação 18.

$$Q_{so} = E_{erosão} \frac{Q_{a,desc}^{1,6} \cdot S_f^{1,2}}{B^{0,6}} \quad \text{Equação (17)}$$

$$E_{erosão} = \frac{\gamma_s \cdot k_o}{g \cdot w \cdot (g-1) \cdot n^{2,4}} \quad \text{Equação (18)}$$

Onde:

- Q_{so} : Vazão de sedimento na saída (ton/s);
- Q_o : Vazão de água no descarregador (m^3/s);
- n : Coeficiente de rugosidade de Manning;

B: Largura do canal (m);
S_f: Declividade da linha de carga (m/m);
E_{erosão}: Coeficiente de erodibilidade;
g: Aceleração da gravidade (m/s²);
γ_s: Peso específico do sedimento (kg/m³);
w: Velocidade de queda do sedimento (m);
k_o: Índice de erodibilidade do solo (adimensional).

4.3 DESCARGA DE SEDIMENTOS

A descarga de sedimentos é uma técnica utilizada para descarregar o material em suspensão que necessita o rebaixamento completo do nível da água no reservatório. BATUCA e JORDAAN (2000) definem a descarga de sedimentos como o processo de retirada do material através do reservatório antes que o mesmo possa se sedimentar e se depositar no fundo, assim somente a água limpa e sem sedimento é armazenada no reservatório. A operação possui as seguintes características, segundo BATUCA e JORDAAN (2000):

- a) redução do nível da água no reservatório visando aumentar a velocidade do fluxo, manter o sedimento em suspensão, e facilitar o transporte;
- b) abertura dos descarregadores de fundo para rápida liberação dos sedimentos em suspensão;
- c) fechamento dos descarregadores de fundo para enchimento do reservatório com a água clara, com mínimo de sedimentos possível.

A Figura 11 apresenta, de forma esquemática o modo de funcionamento e as etapas sucessivas do rebaixamento do nível de água, no intuito de aumentar a velocidade do fluxo na remoção dos sedimentos.

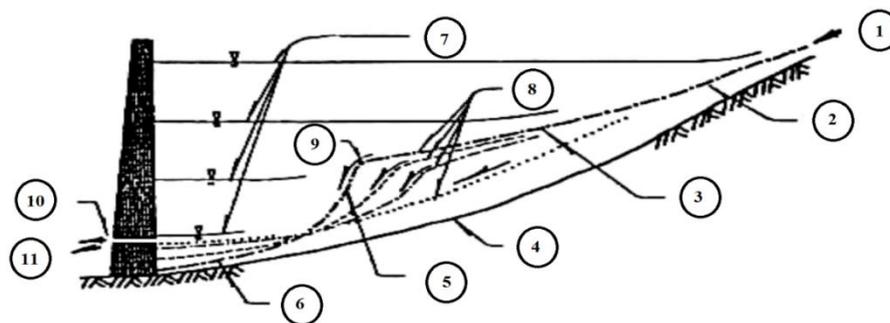


Figura 11: Esquema operacional da descarga de sedimentos (fonte: TALEBBEYDOKHTI E NAGHSHINEH, 2004).

Onde:

- (1) Fluxo de entrada;
- (2) Sedimentos grossos;
- (3) Camada de topo;
- (4) Declividade do leito original;
- (5) Declividade da camada frontal;
- (6) Declividade dos depósitos do leito;
- (7) Nível d'água;
- (8) Nível de sedimento;
- (9) Ponto de escorregamento;
- (10) Descarregador de fundo;
- (11) Fluxo de saída.

A operação de descarga não é contínua e se limita geralmente ao início da estação de cheia onde ocorre um volume de água excedente e há grande quantidade de sedimentos carregados. MAHMOOD (1987) enumera condições necessárias para uma operação de descarga de sedimentos bem-sucedida:

- a) existência de volume excedente de água para a descarga de sedimentos;
- b) os descarregadores devem ter capacidade adequada para remoção da vazão de sedimentos afluentes e, preferencialmente, estarem localizados no leito original do rio. Em barragens, é importante dispor de descarregadores junto às tomadas de água;
- c) o fluxo da água no rio deve ter capacidade suficiente para transportar sedimentos através do reservatório;
- d) a previsão do hidrograma do local deve ser confiável.

A maior preocupação quanto a execução do método da descarga de sedimento na operação de uma barragem de produção de energia reside no fato da perda de um volume considerável de água no processo de remoção como mostra a Figura 12. Devido a esta perda, o método é pouco usado em reservatório de produção de energia elétrica onde necessita-se de um nível mínimo para o funcionamento do empreendimento. Na Figura 12 mostra-se a formação do cone de remoção e a formação de canais preferenciais a montante do descarregador de fundo.



(a)



(b)

Figura 12: Ensaio de descarga de sedimento no IPH. 1) formação do cone de remoção. b) formação de canais preferenciais.

A operação de descarga de sedimentos é recomendada e eficiente em bacias estreitas, pois conforme citado por ICOLD (1996), nos reservatórios largos, mesmo com alta capacidade de transporte de sedimento, os mesmos são depositados nas margens durante grandes cheias onde a velocidade do fluxo é menor, resultando em pouco volume de transporte dentro do curso do rio passível de ser descarregado. A capacidade de transporte de sedimentos determina o nível máximo do reservatório para realização da operação de descarga, devendo assim ser calculada nas seções mais críticas do reservatório.

O impacto da produção de sedimentos na bacia pode ser considerável devido principalmente a suas consequências sobre o funcionamento do empreendimento. SEN (2016) relata a ocorrência no reservatório da barragem Rangit na Índia no período de monção de um aporte de sedimento considerável que causou danos ao vertedouro e à tomada d'água. Isso levou a um estudo mais aprofundado sobre o fenômeno devido à presença de dois rios confluentes muito próximo do paramento SEN (2016). A central Rangit é vulnerável ao alto fluxo de sedimentos nos rios confluentes e também no túnel da tomada d'água devido à pequena capacidade do reservatório, ao transporte tanto pelo rio Rangit quanto Rothangchu de altas cargas de sedimentos durante a estação da monção às vezes com concentrações extremamente elevadas, fatores que levaram ao início de estudos relativos a métodos de remoção de sedimentos no reservatório.

O aporte de sedimento causou a paralização da produção de energia por praticamente três meses, fazendo com que houvesse uma revisão do modo de operação da barragem. A inexistência de descarregador de fundo e a pequena capacidade do reservatório obriga a forçar a passagem pelo vertedouro do fluxo de sedimento em vista da limpeza do reservatório, causando uma degradação do concreto do maciço. O fluxo de sedimento no vertedouro causou erosão e cavitação no concreto, que foi reparado com concreto de alta performance com micro sílica. Após os reparos, para evitar novas ocorrências do desgaste do concreto do maciço, foram elaboradas novas regras de operação de abertura das comportas do vertedouro.

A remoção pelo método da descarga de sedimentos é uma operação pontual que é realizada de forma periódica, não permitindo acúmulo de sedimento no reservatório nas proximidades do paramento da barragem. Esse método é geralmente aplicado nos inícios dos períodos de cheias da bacia hidrográfica iniciando-se quando está vindo a cheia com grandes volumes de sedimento e terminando logo após sua passagem. É importante notar que os dois métodos, a descarga de sedimento e a descarga de limpeza (flushing) apesar de semelhantes tem diferenças notáveis. A diferença reside no fato que a descarga de sedimento não admite acúmulo de sedimento no reservatório e tem períodos bem definidos para sua execução (início de cheias), tendo como exigência para sua efetividade o esvaziamento completo e perda da água já armazenada no reservatório. Enquanto a descarga de limpeza se caracteriza pela remoção de sedimento já depositado usando energia hidráulica função da velocidade do fluxo com ou sem rebaixamento do nível de água no reservatório.

4.4 TRANSPORTE POR CORRENTE DE DENSIDADE

Correntes de densidade são induzidas por sedimentos em condições excepcionais, nas quais a densidade da corrente afluyente é maior do que a densidade da água armazenada no reservatório. A corrente de densidade pode ser caracterizada por uma espessa camada de lama de sedimentos que desliza ao longo do canal principal do rio. MAHMOOD (1987) define a corrente de densidade como o movimento relativo entre dois fluidos de densidade diferentes. O autor especifica que o fluido mais pesado tem a influência de uma gravitação diferencial. O valor dessa gravitação diferencial é calculado pela equação 19.

$$g' = g \cdot (\rho_2 - \rho_1) / \rho_2 \quad \text{Equação (19)}$$

Onde:

g' : Aceleração diferencial da gravidade (m.s^{-2});

g : Aceleração da gravidade (m.s^{-2});

ρ_1 : Massa específica do fluido leve (kg/m^3);

ρ_2 : Massa específica do fluido pesado (kg/m^3).

Nos reservatórios, a corrente de densidade é geralmente aproveitada na remoção de sedimentos, pois é capaz de transportar grandes quantidades de material ao longo do canal seguindo o talvegue do rio. As condições favoráveis à formação da turbidez, segundo ICOLD (1996) são:

- a) reservatório de pequeno comprimento com leito íngreme;
- b) baixa velocidade do fluxo;
- c) grandes profundidades do escoamento;
- d) alta concentração de sedimentos finos.

A avaliação da ocorrência ou não da corrente de turbidez pode ser calculada através da equação 20.

$$\frac{U^2}{\left(\frac{S_s - \rho_a}{S_s}\right)gh} < const \quad \text{Equação (20)}$$

$$const = \frac{S_o C^2 D_p^5}{Q^2} > 10.000 \quad \text{Equação (21)}$$

Onde:

U: Velocidade do fluxo (m/s);

h: Profundidade do fluxo (m);

g: Aceleração da gravidade (m/s²);

S_o: Declividade média do leito do rio (adimensional);

D_p: Profundidade média do reservatório (m);

Q: Vazão do rio (m³/s);

C_h: Coeficiente de rugosidade de Chezy (adimensional);

S_a: Densidade da água no reservatório;

S_s: Densidade da corrente de turbidez.

A existência do ponto de mergulho no leito do rio, ponto localizado na entrada ou parte superior do reservatório onde a corrente mergulha devido à diferença de densidade nas águas do reservatório, expressa pela $const = 10000$ na equação 21 é uma das condições para o desenvolvimento da corrente de densidade. A ocorrência do ponto de mergulho pode ser verificada através da equação 22.

$$F_o = \frac{V_{rio}}{\sqrt{g' \cdot H_{me}}} \quad \text{Equação (22)}$$

Onde:

F_o: Fator de fricção (adm);

V_{rio}: Velocidade do rio (m/s);

g': aceleração diferencial da gravidade (m.s⁻²);

H_{me}: Profundidade do fluxo no ponto de mergulho (m).

Para remoção de sedimentos por transporte de corrente de densidade sem desperdício de água, segundo CHAUDHURI e BANERJEE (2013), os descarregadores devem ser abertos baseado no tempo que a frente da corrente leva para atingir o maciço da barragem. A descarga por corrente de densidade apresenta o mecanismo observado na Figura 13.

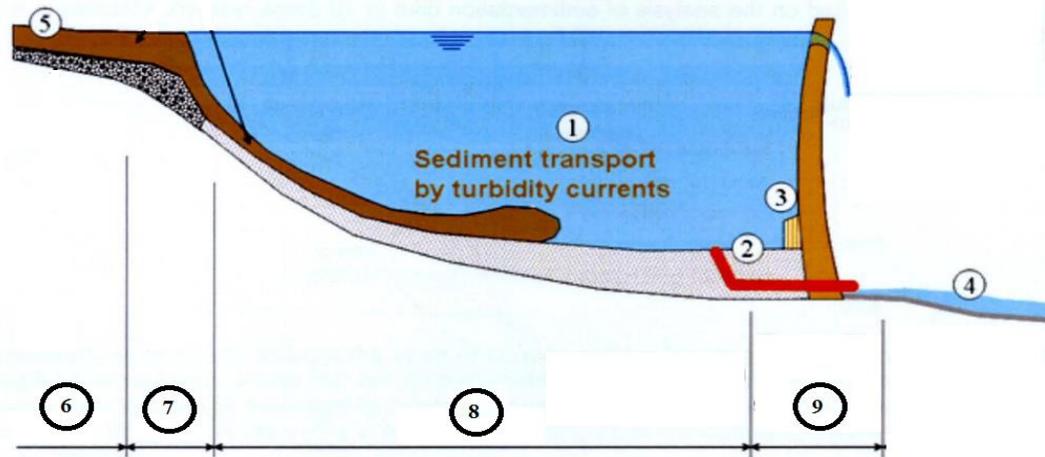


Figura 13: Remoção de sedimento por corrente de densidade (fonte: CESARE et al., 2011, p.68).

Onde:

- (1) Sedimento transportado pela corrente de turbidez;
- (2) Descarga de fundo;
- (3) Tomada d'água;
- (4) Curso do rio a jusante;
- (5) Sedimento em suspensão;
- (6) Entrada no reservatório;
- (7) Delta;
- (8) Reservatório;
- (9) Barramento e estruturas anexas.

A presença na estrutura do maciço de descarregadores adequados permite que a corrente de sedimentos possa assim transitar pelo reservatório e pela barragem. A vantagem do transporte por correntes de densidade reside no fato de que na inicialização da operação, não haver necessidade de rebaixamento do nível do reservatório. A capacidade de transporte de sedimentos de uma corrente de turbidez pode ser calculada pela equação 23, proposta por Wu (1994) apud BATUCA e JORDAAN (2000).

$$C_{sed} = 12.75 \left(\frac{U_c^3}{g \cdot h_{turb} \cdot W_{50}} \right)^{0,285} \quad \text{Equação (23)}$$

Onde:

C_{sed} : Concentração de sedimento da corrente de turbidez (kg/m^3);

U_c : Velocidade da corrente de turbidez (m/s);

h_{turb} : Altura da corrente de turbidez (m);

w_{50} : Velocidade de deposição das partículas (m/s);

g : Aceleração da gravidade (m/s^2).

Segundo FAN e MORRIS (2009), a remoção de sedimento pela corrente de densidade operando o descarregador geralmente localizado no leito do rio permite em alguns casos remover mais da metade da quantidade de sedimento afluente. O tempo de abertura e de fechamento do descarregador de fundo deve ser calculada com previsão para não perder a vantagem do método que se caracteriza pelo não uso da água clara armazenada no reservatório. A vantagem do não rebaixamento do nível de água no reservatório faz com que a eficiência da remoção por corrente de densidade caia ao longo do tempo, como afirma FAN e MORRIS (2009). Segundo o autor, mesmo sendo removido uma grande parte do sedimento carregado pela corrente de turbidez, uma parte ainda é depositado ao longo do talvegue do rio, mudando a batimetria do fundo do rio, impedindo propagações de futuras correntes de turbidez.

4.5 PROJETO DE DESCARREGADORES DE FUNDO

O descarregador de fundo é o componente principal no conjunto de operação para remoção de sedimentos no reservatório, tendo em vista que o rio carrega altas concentrações de material em períodos de cheias. Os descarregadores de fundo podem ter mais de uma função, de acordo com o ICOLD (1996), podendo citar:

- a) descarregador de cheias, permitindo o aumento da capacidade de vazão do sistema extravasor da barragem, caso necessário;
- b) esvaziamento do reservatório;
- c) descarga de sedimentos, conservando a capacidade de armazenamento do reservatório e aumentando sua vida útil.

Os descarregadores de fundo, segundo o ICOLD (1996), devem estar situados em profundidades baixas, próximos ao leito do rio, para permitir as diversas operações de descarga possíveis e planejadas para o reservatório. Seu dimensionamento

deve ser cuidadoso e devem ser respeitados determinados critérios para as vazões de sedimentos a montante durante as operações de descarga.

A Figura 14 apresenta o início da construção dos descarregadores de fundo da barragem de Cerro del Águila, localizada no Peru.



Figura 14: Construção dos descarregadores de fundo do Cerro del Águila (SAYAH et al., 2016).

A capacidade de descarga dos descarregadores de fundos foi calculada aplicando-se métodos numéricos, analíticos e testes em modelo físico, conforme SAYAH et al. (2016). Os descarregadores de fundo do Cerro del Águila são compostos por seis condutos integrados no maciço da barragem e funcionam no período chuvoso a superfície livre. As equações 24 e 25, foram utilizadas para calcular a vazão de sedimentos.

$$Q_B = n_c \cdot C_d \cdot B_c \cdot a_c \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H_{res}} \quad \text{Equação (24)}$$

$$Q_B = n_c \cdot C_d \cdot B_c \cdot a_c \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (H_{res} - \Delta H)} \quad \text{Equação (25)}$$

Onde:

n_c : número de condutos;

C_d : coeficiente de fluxo (~ 0,48);

a_c : altura da comporta (m);

B_c : largura da comporta (m);

H_{res} : carga hidráulica no reservatório (m);

ΔH : Perda de carga entre a tomada d'água e a comporta (m);

g : aceleração da gravidade ($g=9,81 \text{ m/s}^2$).

A equação 24 pode ser aplicada em situação de pequenas perdas de carga e a equação 25 em situação de descarga sobre pressão e grandes perdas de carga de acordo com SAYAH et al. (2016). No caso de grandes perdas de carga, o valor da perda é calculado pela equação 26.

$$\Delta H = 0,4 \cdot \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot A_{tc}^2} = 0,4 \cdot \frac{Q^2}{[2g \cdot (a_c \cdot B_c)^2]} \quad \text{Equação (26)}$$

Onde:

a_c : Altura da comporta (m);

B_c : Largura da comporta (m);

A_{tc} : Área da seção transversal da comporta (m^2);

ΔH : Perda de carga entre a tomada d'água e a comporta (m);

g : Aceleração da gravidade ($g=9,81 \text{ m/s}^2$);

Q : Vazão do rio (m^3/s).

Assim a capacidade de descarga dos seis descarregadores foi calculada pela equação 27, levando em consideração a perda de carga e a área da seção transversal.

$$Q_B = n \cdot C_d \cdot B \cdot a \cdot \left(\frac{2 \cdot g \cdot H_{res}}{1 + 0,4 \cdot C_d^2 \cdot \frac{a^2}{B^2}} \right)^{0,5} \quad \text{Equação (27)}$$

Onde:

n_c : Número de condutos;

C_d : Coeficiente de fluxo ($\sim 0,48$);

a_c : Altura da comporta (m);

B_c : Largura da comporta (m);

H_{res} : Carga hidráulica no reservatório (m);

g : Aceleração da gravidade ($g=9,81\text{m/s}^2$).

A Figura 15 apresenta uma seção típica de um descarregador de fundo, bem como os detalhes construtivos, o sifão de desentupimento é uma seção da parede de aço na entrada do descarregador, com o intuito de facilitar o desentupimento do orifício de descarga, caso ocorrer. A colocação do sifão na entrada, segundo WU (1989) apud BRANDT (1999), permite a limpeza sob pressão, e pelo efeito turbulento produzido na abertura das comportas, o que faz com que parte dos sedimentos acumulados na entrada seja erodida.

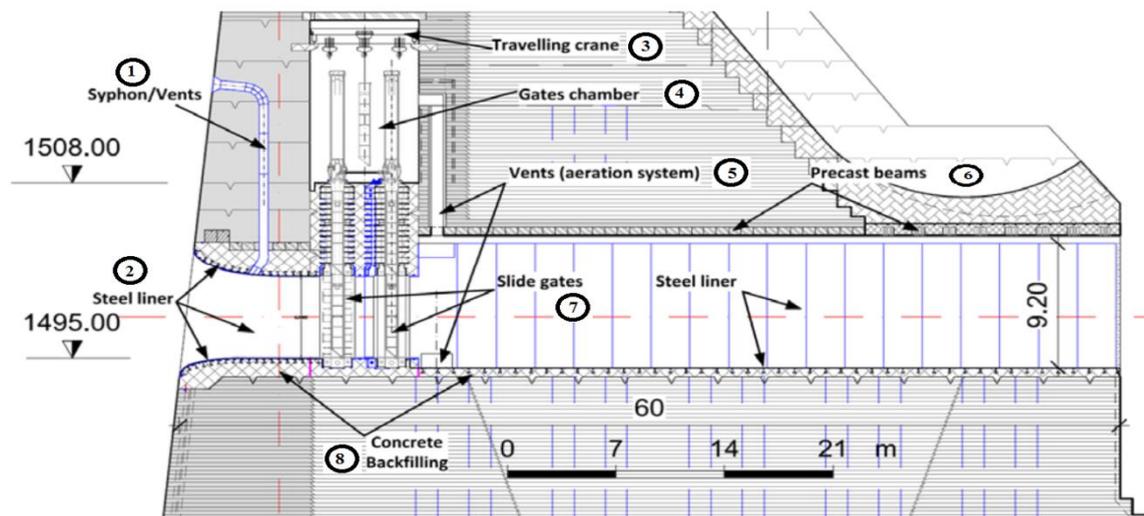


Figura 15: Seção típica do descarregador de fundo na barragem Cerro del Águila (SAYAH et al., 2016),

Onde:

- (1) Sifão;
- (2) Forro de aço;
- (3) Guindaste;
- (4) Câmara das comportas;
- (5) Respiradouros (sistema de aeração);
- (6) Vigas pré-moldadas;
- (7) Comportas deslizantes;
- (8) Enchimento de concreto.

A Figura 16 apresenta a seção dos descarregadores de fundo da barragem da UHE Sobradinho, localizada no Rio São Francisco, no estado da Bahia.

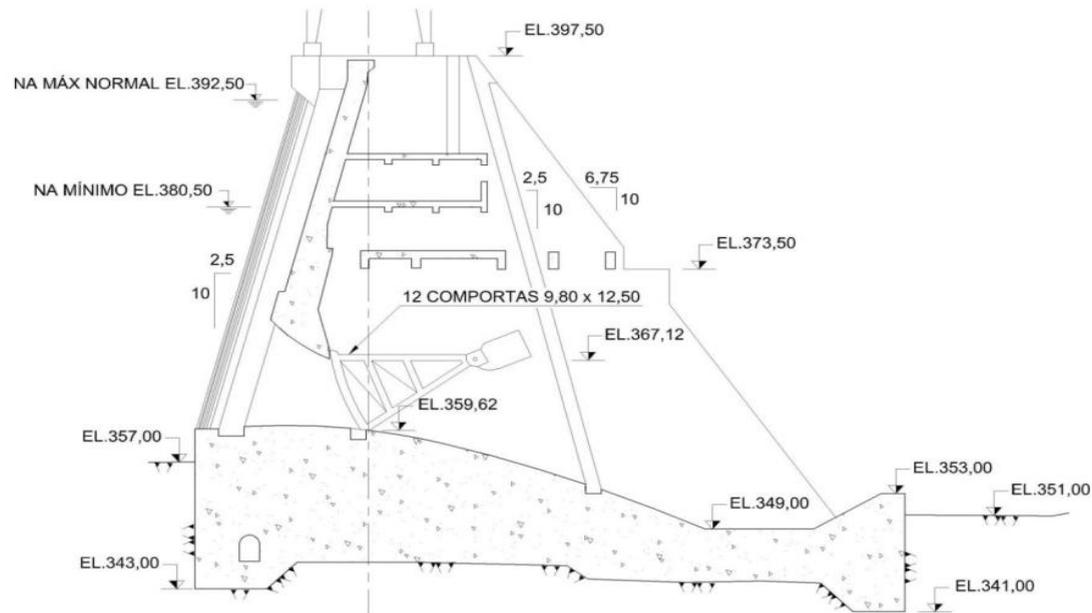


Figura 16: Seção típica do descarregador de fundo na barragem de Sobradinho (Fonte: PEREIRA et al., 2015)

No caso da barragem de Cerro del Águila, SAYAH et al.(2016) indicam que se optou por colocar um orifício sifão na entrada do descarregador a fim de desobstruí-lo no caso de um acúmulo de sedimentos. Observa-se também o uso de comporta deslizante, mais adequado devido ao espaço disponível, enquanto na barragem de Sobradinho se faz uso da comporta basculante clássica, aproveitando os túneis de derivação do rio implantados no início das obras de construção da barragem.

A necessidade de aeração, principalmente na abertura das comportas e no início da descarga, resultou na colocação de sifão de aeração. A Figura 17 apresenta o mecanismo de entrada de ar que erode progressivamente os sedimentos acumulados na entrada do descarregador, permitindo seu funcionamento na condição de superfície livre.

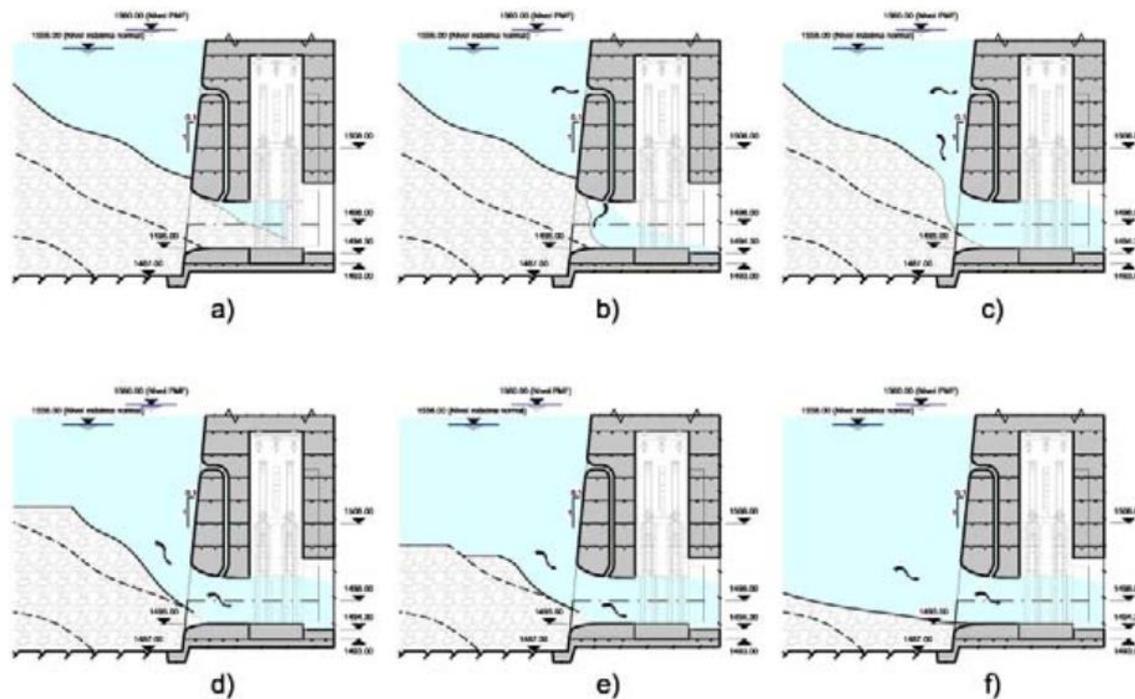


Figura 17: Operação do sifão na desobstrução dos descarregadores (SAYAH et al, 2016, p.7)

Muitas barragens existentes não possuem descarregadores de fundo ou os têm com pequena capacidade de descarga. No Brasil, a maioria das barragens que possuem descarregadores de fundo não os utilizam para remoção de sedimentos, segundo CBDB (1996), mas sim para descarga de cheias.

O dimensionamento dos descarregadores de fundo não possui critérios específicos consensuais utilizados no meio técnico. No entanto, há recomendações obtidas a partir de trabalhos de campo e modelos físicos aplicados no projeto dessas estruturas. Observam-se, então, várias possibilidades para o cálculo dos parâmetros necessários para o dimensionamento da estrutura de descarga, obtidas de equações que devem ser adequadas ao local da obra em consideração.

No intuito de preservar a plena capacidade das áreas de várzeas, os descarregadores de fundo devem ter capacidade suficiente para cheias com tempo de recorrência de 5 a 10 anos, sem inundar as margens, de acordo com as recomendações apresentadas pelo CBDB (2003). Em muitos casos, a aplicação deste critério resultaria em estruturas grandes e onerosas. Então, de forma simplificada, apresentam-se a seguir algumas recomendações advindas de projetos executados com sucesso, como primeira aproximação.

Na China, de acordo com JIANG (1980) apud ICOLD (1996), estabeleceu-se que a capacidade de transporte pelo canal principal é suficiente para garantir o equilíbrio a longo prazo entre erosão e deposição conforme calculado pela equação 28.

$$\frac{Q_m}{Q_d} - \frac{J_m}{J_o} \geq 0,5 \quad \text{Equação (28)}$$

Onde:

Q_m : descarga livre máxima dos descarregadores de fundo sem retenção de enchente (m^3/s);

Q_d : descarga dominante do rio (m^3/s);

J_m : declividade da linha que liga a extremidade de montante do nível máximo do reservatório com o fundo dos descarregadores (adimensional);

J_o : declividade original do rio (adimensional).

Na Rússia, descargas de fundo com rebaixamento do nível de água em reservatórios foram otimizadas com capacidade de descarga de 2 a 4 vezes a vazão média anual. Alguns dados apresentados pelo ICOLD (1996) apontam que a capacidade ótima valores de 0,3 a 1,0 vezes o valor da cheia diária máxima, enquanto, outros sugerem valor igual ao da vazão média anual. Esses valores são resultados de trabalhos de campo e podem ser empregados como uma primeira aproximação por recomendação do ICOLD (1996).

A cota de implantação ideal para o descarregador de fundo é no leito natural do rio ou de 0,15 a 0,2 m acima do leito. É recomendado que o descarregador esteja localizado no canal principal do rio ou no lado côncavo da curva do rio. É comum se construïrem vários descarregadores com espaçamentos entre eles de modo que a área de erosão cubra todas as tomadas de água, segundo ICOLD (1996).

O CBDB realizou em julho de 1996 um simpósio que reuniu vários especialistas de empresas com experiência na construção de barragens com descarregadores de fundo. Observou-se naquela oportunidade que dois tipos de descarregadores de fundo são usados no Brasil. São eles:

- a) descarregadores de controle a jusante por válvulas dispersoras de jato oco, tipo cone fixo ou howell-bunger;
- b) descarregadores de controle de montante por comportas planas ou segmentos, que constitui a maior parte dos utilizados no brasil, cuja função principal é também auxiliar no sistema de descarga de cheias das barragens.

Os descarregadores de fundo de controle a montante são classificados como vertedouro tipo orifício, diferindo-se dos demais por sua posição no sistema formado por reservatório e barragem. A descarga em bacia de dissipação pode gerar erosão no fundo como relatado na ocorrência na UHE Sobradinho em 1982 após uma grande cheia. Esse tipo de

descarregador é utilizado com sucesso em algumas barragens, tais como Bariri, Sobradinho, Promissão, Ibitinga. (ICOLD, 1996).

O projeto de dimensionamento da usina hidrelétrica Palomino na República Dominicana apresentou uma oportunidade única de realização de estudo em modelo reduzido da operação de um descarregador de fundo. A Figura 18 apresenta o descarregador localizado a esquerda do paramento (vista de lateral).

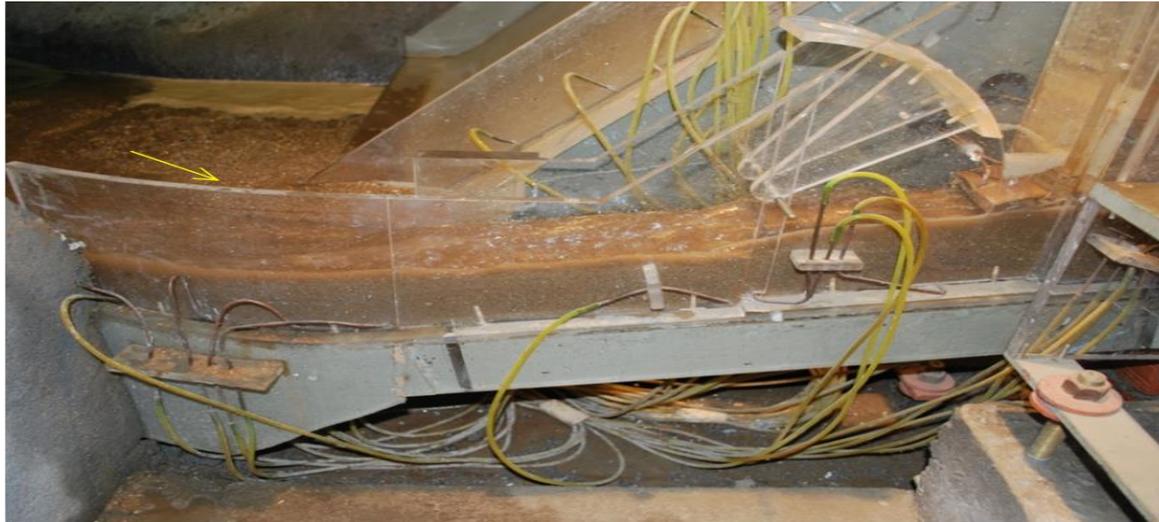


Figura 18: Descarregador de fundo em operação (MACHADO et al., 2009).

O reservatório de implementação é composto por dois rios: Rio Branco e Yaque del Sur. Os ensaios foram realizados com as vazões de projetos e diferentes tempos de retorno (TR), observando-se a ocorrência de delta dentro do reservatório durante a operação do descarregador. Dados dos ensaios foram coletados em diferentes intervalos quando constatadas informações relevantes ao estudo. No decorrer dos testes, foi observado que para baixas vazões, houve um depósito importante de sedimentos removidos a montante, no pé da barragem, como mostra a Figura 19, bem como a formação de delta a jusante do barramento.



Figura 19: Depósito de sedimento ao pé da barragem $Q= 50 \text{ m}^3/\text{s}$ (MACHADO et al., 2009)

Assim, o maior volume de sedimentos removidos ocorre com maiores vazões ($Q=393 \text{ m}^3$) durante os ensaios. A realização dos testes mostrou aspectos importantes do transporte dos sedimentos, no qual foram observados desmoronamentos nas beiradas das margens. Na erosão do canal, início da operação do descarregador, foi observada a formação de canais preferencias, como apresenta a Figura 20.

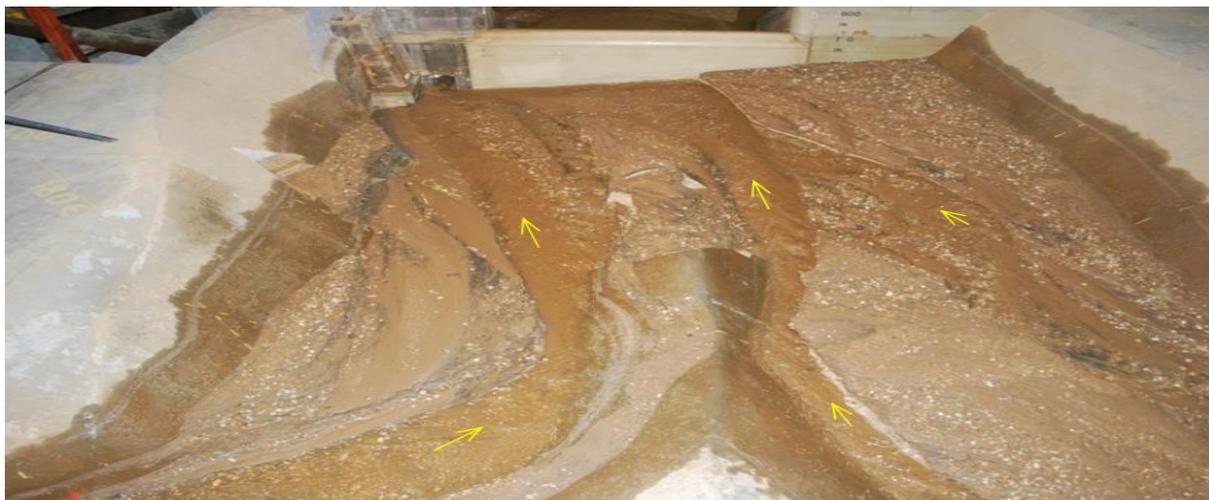


Figura 20: Erosão e formação de canais no reservatório (MACHADO DE ALMEIDA; TONSO FABIANI; OTA, 2009),

Os resultados dão uma indicação dos cuidados a serem levados em consideração, pois podem influenciar o funcionamento geral do empreendimento. Além da necessidade da remoção de sedimentos no reservatório a montante do paramento,

deve-se analisar cuidadosamente também os efeitos da remoção a montante da barragem (desmoronamento) e deposição de sedimentos a montante (formação de delta).

4.6 AVALIAÇÃO DA REMOÇÃO DE SEDIMENTOS

Neste capítulo, serão apresentados alguns métodos e formulações encontrados na bibliografia para avaliação da remoção de sedimentos em estruturas de retenção e armazenamento de água.

4.6.1 Avaliação pelos Métodos de Eficiência

A descarga de sedimento (flushing) é uma forma de remover sedimentos de um reservatório assoreado progressivamente ao longo do tempo e reconhecido pela sua eficiência. A verificação da eficiência da descarga de sedimentos valida a aplicabilidade do método de remoção em determinado reservatório na fase de projeto. Segundo AL-TAIEE (2008) e MAHMOOD (1987) existem dois fatores que caracterizam a efetividade da remoção de sedimentos por descarga (flushing):

- a) A quantidade de sedimentos removidos durante a operação de descarga deve pelo menos igualar a quantidade de sedimentos depositados entre períodos de descarga.
- b) A capacidade de armazenamento recuperado deve ser no mínimo igual a 50% da capacidade original do reservatório.

BATUCA e JORDAAN (2000) afirmam que no presente estágio do conhecimento na engenharia, não há critério para uma operação de descarga de sucesso definido ou estabelecido. Os critérios citados acima, segundo AL-TAIEE (2008), são usados para avaliar a efetividade e a eficiência da remoção por descarga de sedimentos mas, não podem em caso algum ser utilizado para cálculo de performance da remoção. O método da descarga de sedimentos (flushing) aplicado na remoção dos sedimentos pode ser executado de duas formas, dependendo das condições operacionais do reservatório. As duas formas encontradas na bibliografia e são definidas como:

- a) Com rebaixamento do escoamento (“Drawdown Flushing”), que corresponde à retirada de sedimentos através dos descarregadores de fundo conjuntamente com a redução constante do nível d’água do reservatório, resultando na formação de um canal preferencial de remoção do material, de acordo com o apresentado na Figura 21. Este caso pode ser visto nos trabalhos de FAN e MORRIS (1992) e TALEBBEYDOKHTI e NAGHSHINEH (2004).

- b) Sem rebaixamento do nível do reservatório, ou a escoamento uniforme (“Pressure Flushing”), que ocorre quando a abertura do descarregador de fundo é aliada a uma vazão de saída constante, resultando em remoção cônica do sedimento de fundo próximo à estrutura, conforme indicado na Figura 22 e conforme pode ser verificado nos trabalhos de FAN e MORRIS (2009).

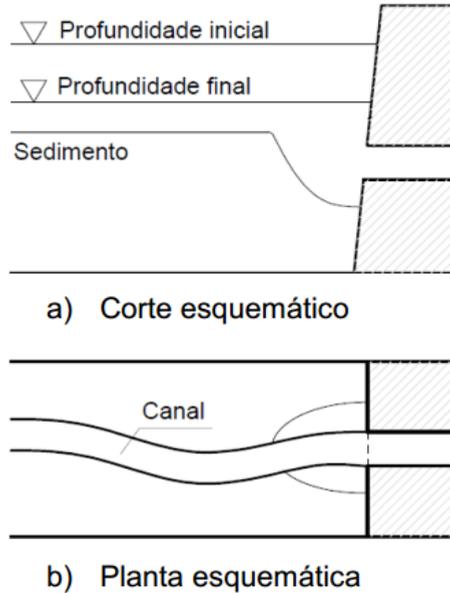


Figura 21: Operação com rebaixamento do escoamento e formação canal preferencial de remoção do material (“Drawdown Flushing”) (SARAIVA *et al.*, 2017).

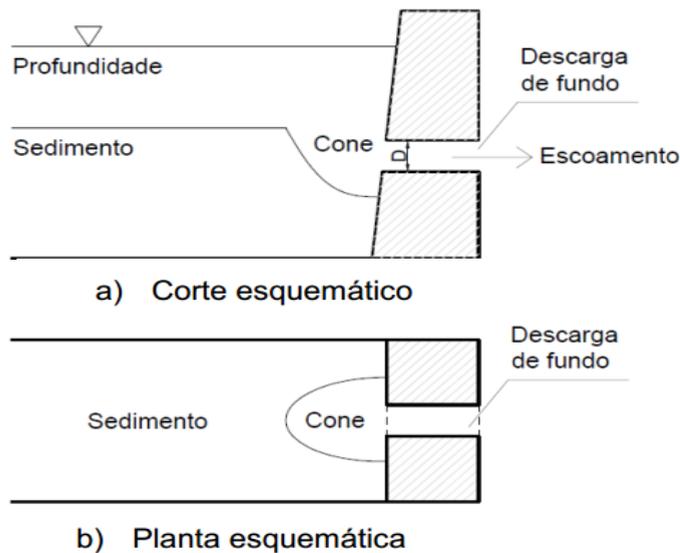


Figura 22: Operação sem rebaixamento do nível do reservatório com formação de cone (“Pressure Flushing”) (SARAIVA *et al.*, 2017).

O termo eficiência é definido por vários autores, SUMI (2008), FAN e MORRIS (2009) como a razão entre a quantidade água utilizada no processo de remoção e a quantidade de sedimentos removidos, levando em consideração fatores, tais como a massa específica dos sedimentos presentes no reservatório. A Tabela 4 apresenta um conjunto de expressões elaborados por diferentes autores para avaliação da eficiência. Essas expressões levam em conta o volume de água usado no processo de descarga, a concentração dos sedimentos e a densidade do material. Especificando que a eficiência é medida pelo volume útil gerado função do volume de água usado e o tempo gasto no processo.

Tabela 4: Expressões de avaliação da eficiência na remoção de sedimentos.

Tipo	Expressão da eficiência	Autor
Equação (29)	$E = \frac{(V_{we} \cdot C_{se} - V_{ws} \cdot C_{ss}) / \rho_{sed}}{V_{we}}$	FAN e MORRIS (2009)
Equação (30)	$E = \frac{V_{sr} - V_u}{V_w}$	TALEBBEYDOKHTI; NAGHSHINEH (2004)
Equação (31)	$E = 100 \cdot \frac{V_w}{Q_f}$	MAHMOOD (1987)
Equação (32)	$E_c = 100 \cdot \frac{V_w}{V_o}$	MAHMOOD (1987)
Equação (33)	$E_t = \frac{T_r}{(1 - T_f)}$	MAHMOOD (1987)
Equação (34)	$E_t = \frac{V_w}{[V_u \cdot (1 - T_f)^2]}$	MAHMOOD (1987)
Equação (35)	$Q_f = \frac{E_s \cdot V_w}{100}$	MAHMOOD (1987)

(fonte: elaborado pelo autor)

$$V_u = V_2 - V_1$$

Equação (36)

Onde:

E: Eficiência da remoção

V_{we} : Volume de água na entrada do descarregador

C_{se} : Concentração total de sedimentos na entrada do descarregador

V_{ws} : Volume de água na saída do descarregador

C_{ss} : Concentração total dos sedimentos na saída do descarregador

ρ_{sed} : Densidade do material sedimentar

V_{sr} : Volume de sedimentos removido

V_u : Volume de útil ganho

V_w : Volume de água usados na operação

Q_f : Volume de água usado no processo de descarga

E_c : Taxa de volume útil ganho

V_0 : Volume útil original do reservatório

V_1 : Volume do reservatório antes da descarga

V_2 : Volume do reservatório depois da descarga

T_r : Tempo de preenchimento do volume ganho

E_t : Variação do tempo necessário para perder o volume ganho

T_f : Tempo usado no processo de descarga

Devido à complexidade dos parâmetros envolvidos, diversas equações simplificadas foram desenvolvidas para avaliação da eficiência da remoção de sedimentos. Assim, afirma SCHEUEKLEIN (1990, p.100):

O método da descarga pode ser aplicado com sucesso quando o nível da água no reservatório é mantido baixo por um determinado tempo o que significa uma perda substancial de água; uma descarga efetiva deve ser orientada na minimização do nível da água no reservatório e do tempo de descarga. Uma avaliação teórica do assoreamento e da remoção de sedimentos de um reservatório se torna difícil por diversos motivos. O mecanismo é complexo e a verificação dos parâmetros envolvidos são problemáticos devido ao caráter estocástico da mistura água – sedimento afluente. Assim, para qualquer análise, simplificações se tornam indispensáveis.

SCHEUEKLEIN (1990) propôs a equação 32 para avaliar a eficiência, baseando-se em critérios estabelecidos por SCHEUERLEIN (1989) em seu modelo de experimento:

- a) Reservatório simplificado é prismático;
- b) Fluxo de entrada igual a fluxo de saída durante o processo de descarga;
- c) Análise unidimensional do processo.

Desses critérios, obtém-se a equação 37 simplificada da avaliação da eficiência de remoção, considerando um rebaixamento do nível da água no reservatório.

$$Q_D = v_D \cdot \frac{(B_p + B_A)}{2} \cdot h_r \quad \text{Equação (37)}$$

Onde:

Q_D : Vazão do fluxo de sedimento na saída do descarregador (m^3/s);

v_D : Velocidade do fluxo na saída do descarregador (m/s);

B_p : Comprimento da água no nível mais baixo no paramento (m);

B_A : Comprimento transversal no leito do rio (m);

h_r : Altura do nível de água rebaixado (m).

Os parâmetros da equação estão ilustrados na Figura 23 e Figura 24, respectivamente e são mostradas na vista longitudinal em planta do modelo.

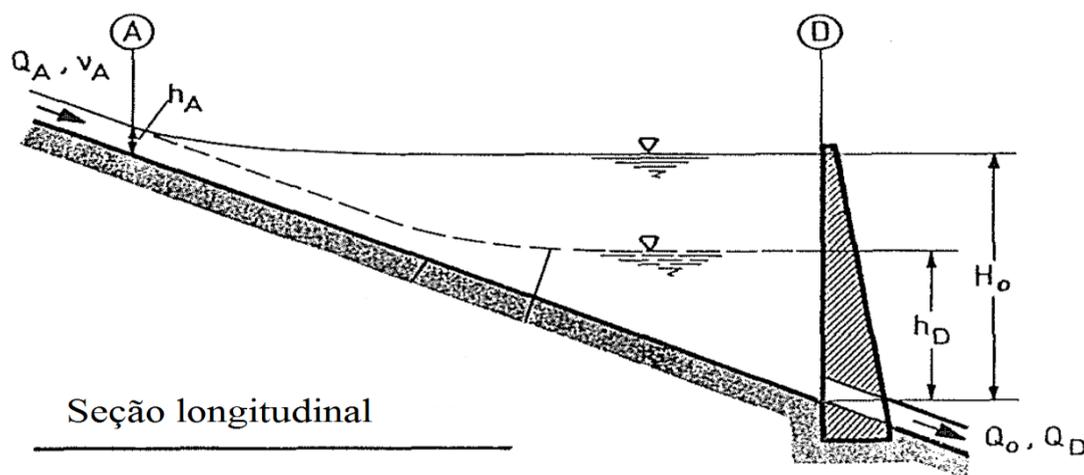


Figura 23: Seção longitudinal de modelo de remoção com rebaixamento do nível de água no reservatório (SCHEUEKLEIN, 1990)

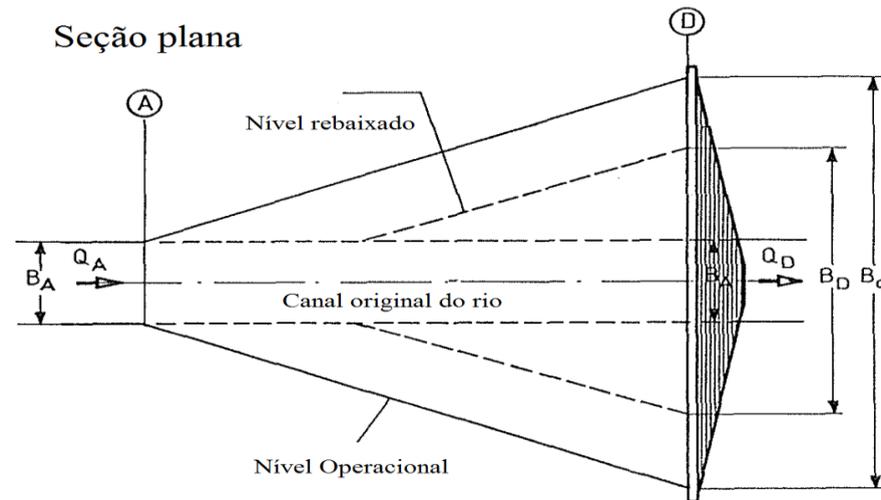


Figura 24: Seção plana de modelo de remoção com rebaixamento do nível de água no reservatório (SCHEUEKLEIN, 1990)

Da Figura 24 tem se então que a equação 38 que substituído na equação 37 gera a equação 39:

$$B_D = B_A + \frac{h_D}{H_o} (B_o - B_A) \quad \text{Equação (38)}$$

$$Q_D = v_D \cdot \left[B_A + \frac{h_D}{H_o} \cdot \left(\frac{B_o - B_A}{2} \right) \right] \cdot h_D \quad \text{Equação (39)}$$

Onde:

Q_D : Vazão do fluxo de sedimentos na saída do descarregador (m^3/s);

v_D : Velocidade do fluxo na saída do descarregador (m/s);

h_D : Altura do nível de água rebaixado (m);

B_D : Comprimento da água no paramento da descarga (m);

B_A : Comprimento transversal no leito do rio (m);

H_o : Nível normal de operação (m);

B_o : Comprimento da água no nível normal no paramento (m).

Das diversas equações elaboradas sobre o tema, BRANDT (2000) traz uma tabela das várias maneiras que podem ser expressa a avaliação da eficiência do desassoreamento de um reservatório.

Tabela 5: Expressões da avaliação da eficiência por diversos autores.

TIPO	Expressão da eficiência	Autor
Equação (40)	$E = V_{we}/V_{ss}$	Qian (1982)
Equação (41)	$E = L_{ss}/L_{se}$	Ackers and Thompson (1987)
Equação (42)	$E = (V_2 - V_1)/V_{we}$	Mahmood (1987)
Equação (43)	$E = (V_2 - V_1)/V_{orig}$	Mahmood (1987)
Equação (44)	$E = T_r/(1 - T_f)$	Mahmood (1987)
Equação (45)	$E = L_o/L_d$	Atkinson (1996)
Equação (46)	$E = (V_{we} - V_{ws})/V_{we}$	Lai and Shen (1996)
Equação (47)	$E = (V_{we} \cdot C_{se} - V_{se} \cdot C_{ss})/\rho \cdot V_{ws}$	Morris and Fan (1997)

Fonte: (BRANDT, 2000)

$$V_d = V_2 - V_1 = (V_{ss} \cdot C_{ss} - V_{se} \cdot C_{se})/\rho \quad \text{Equação (48)}$$

Onde:

E	Eficiência da remoção;
V_{we}	Volume de água na entrada do descarregador
V_{ss}	Volume de sedimento na saída do descarregador
L_{sr}	Quantidade de sedimento removido anualmente
L_{se}	Quantidade de sedimento afluyente anualmente
V_1	Capacidade de armazenamento do reservatório antes da descarga
V_2	Capacidade de armazenamento do reservatório depois da descarga
V_{orig}	Volume útil original do reservatório
T_r	Tempo necessário para enchimento do volume ganho
T_f	Tempo usado no processo de descarga

L_d	Quantidade de sedimento depositado anualmente
V_{se}	Volume de sedimento afluyente durante a descarga
V_{ws}	Volume de água na saída do descarregador
C_{se}	Concentração de sedimento afluyente
C_{ss}	Concentração de sedimento na saída do descarregador
C_{se}	Concentração de sedimento afluyente
C_{ss}	Concentração de sedimento na saída do descarregador
ρ	Massa específica do sedimento depositado

As equações da Tabela 5 especificam que a avaliação da eficiência deverá ser realizada nas condições específicas apresentadas pelo reservatório de cada UHE em estudo. MAHMOOD (1987) apresenta na Tabela 6 resultados de avaliações de eficiência feita em três barragens diferentes.

Tabela 6: Avaliação da eficiência média anual.

Reservatórios			
	Guernsey	Warsak	Sefidrud
Volume original do reservatório (Km ³)	0,060	0,094	1,800
Volume de sedimento afluyente (Mm ³ /ano)	0,18	12,62	40,00
Razão vol. Original/vol. Sed. afluyente	324,0	7,4	45,0
Volume ganho no processo de descarga (Mm ³ /ano)	0,022	1,050	7,400
Volume de água usado no processo da descarga (Mm ³)	127,9	622,5	n/a
Eficiencia da remoção, E_t (%)	0,017	0,169	0,8
Duração do processo T_f (ano)	0,031	0,014	0,329
Tempo de perda do vol. ganho (ano)	0,123	0,084	0,276
Variação tempo entre descarga e preenchimento	0,127	0,086	0,411

fonte: (adaptado de MAHMOOD 1987, p.92)

Da variação dos dados da tabela é difícil afirmar qual das barragens teve um maior grau de eficiência no processo de desassoreamento. Na sua análise, o autor aplicou como critério o intervalo do tempo necessário para a perda do volume ganho na seguinte afirmação “Julgando pelos valores de E_t , um aumento a duração da descarga T_f , nas presentes condições, seria benéfico para os reservatórios Warsak, Guernsey e Sefidrud, nesta ordem.”. Nas mesmas características, FAN e

MORRIS (2009) apresenta na Tabela 7 resultados de avaliação de eficiência diversos reservatórios após o processo de descarga de limpeza.

Tabela 7: Dados de avaliação de eficiência em alguns reservatórios.

Reservatório	Anos de Operação	Descarga (m³/s)	Duração do flushing	Eficiência do Flushing	água:sedimento
Gebidem, witzerland	1969-1994	35	35 hs/ano	0.048- 0.060	21-17
Barenburg, witzerland	1985	90	20 hs	0.06	17
Ferrera, Switzerland	1985	-	-	0.026	38
Gen-shan-pei, China	1958-1983	-	53 dias/ano	0.0897	11
Santo Domingo, Venezuela	1978	8-10	-	0.09-0.13	11-8
Donfanghong, China	1984	51	-	0.056- 0.083	18-12
Sefid-Rud, Iran	1980-1987	-	61-157 dias	0.022- 0.067	45-15
Zemo-Afchar, U.S.S.R	1939-1966	72-688	13-76 hs	0.015- 0.096	67-10
Chirurt, U.S.S.R	1968	400-500	5 dias	0.04	25

(fonte: FAN e MORRIS, 2009)

Com os resultados da avaliação, o autor mostra sua dificuldade em se pronunciar em relação aos valores obtidos, reforçando a afirmação de BATUCA e JORDAAN (2000), afirmando que um alto valor de eficiência não é necessariamente sinônimo de remoção efetiva salientando que depende fundamentalmente do tipo de material a ser removido no processo.

4.6.2 Avaliação pelo comprimento máximo de remoção.

Um método hidráulico usado principalmente em barragens com pequenos reservatórios é a descarga de limpeza sob pressão ou sem rebaixamento do nível da água. MESHKATI *et al.* (2009, p.01) define esse método afirmando:

A descarga de limpeza sob pressão é uma forma de remoção de sedimentos com fluxo afogado e um nível de água constante. A descarga sob pressão tem efeito local próximo ao descarregador. Quando está aberta a estrutura do descarregador, o depósito de sedimentos próximos é carreado e forma-se uma cratera na entrada do dispositivo.

Assim, o uso deste método com a retirada dos sedimentos próximos aos descarregadores até a formação estável do cone de remoção, como afirma EMAMGHOLIZADEH e FATHI-MOGHDAM (2014), tem como função principal prevenir a entrada de sedimento na tomada d'água. Estudos realizados por EMAMGHOLIZADEH e FATHI-MOGHDAM (2014) e EMAMGHOLIZADEH *et al.* (2006) apresentam evidências da variação do diâmetro do cone de remoção ou seu comprimento de alcance em função do nível d'água no reservatório. Os resultados do estudo apresentam a influência do nível da água acima dos sedimentos depositados.

Nos últimos anos, diversos trabalhos de pesquisa estão sendo realizados no Brasil e na América do Sul, no âmbito da construção de novos empreendimentos hidrelétricos em rios com alta produção de sedimentos. O trabalho realizado por SARAIVA *et al.* (2017) apresenta a comparação dos seus resultados com equações de diferentes autores na Tabela 8 para a avaliação da quantidade de sedimentos removidos na operação de descarga, considerando o comprimento do alcance da descarga ou comprimento máximo de remoção. As equações usadas nesta avaliação levam em conta a massa específica do material a ser removido e a velocidade do fluxo próximo ao descarregador de fundo.

Tabela 8: Equações encontradas na literatura para previsão do comprimento máximo de remoção do sedimento (L_{smax}) (SARAIVA *et al.*, 2017).

Tipo	Autor	Equação	Observação
Equação (49)	Meshkati et al. (2010)	$\frac{L_{sm\acute{a}x}}{H_{wMeshkati}} = 0,031 \cdot F_r^{0,104} \cdot \left(\frac{H_{sMeshkati}}{H_w}\right)^{0,733} \cdot \left(\frac{A_D}{H_w^2}\right)^{0,146}$	$Q_d = 0,15$ a 14 L/s
			$H_w = 36,66$ e 96 cm
			$D = 1''$, $2''$, $3''$
			$d_s = 1$ mm
			$\rho_s = 1800$ kg/m ³ (sílica)
Equação (50)	Meshkati et al. (2010) em	$\frac{L_{sm\acute{a}x}}{H_{wMeshkati}} = 1,98 \cdot \left(\frac{H_{sMeshkati}}{H_{wMeshkati}}\right)^{0,895} \cdot \left(\frac{u}{(g \cdot H_{wMeshkati})^{0,5}}\right)^{0,143}$	

Remoção de sedimentos em reservatórios de barragens de usinas hidrelétricas através de descarga de fundo

Tipo	Autor	Equação	Observação
	Emamgholizadeh et al. (2013)		
Equação (51)	Fathi-Moghadam et al. (2010)	$L_{sm\acute{a}x} = 8,19 \cdot \left(\frac{H_w}{H_s}\right)^{-0,033} \cdot \left(\frac{u}{\sqrt{g \cdot \left(\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}\right) \cdot d_{s50}}}\right)^{0,10}$	Q _d = 1 a 8 L/s
			H _w = 52, 90, 1,20 cm
			D = 1", 2" e 3"
			H _s = 42cm
			d _{s50} = 0,27; 0,42 e 1,2mm
			ρ _s = 2650 kg/m ³
Equação (52)	Emamgholizadeh e FathiMoghadam (2014)	$\frac{L_{sm\acute{a}x}}{D} = 0,33 \cdot \left(\frac{H_s}{H_w}\right)^{0,40} \cdot \left(\frac{\rho_{wb} - \rho_w}{\rho_s}\right)^{-1,44}$	Q = 1 a 8 L/s
			H _w = 52, 90, 1,20 cm
			H _s = 42 cm
			D = 1", 2", 3"
			d _s = 0,007 mm
			ρ _s = 1230 a 1405 kg/m ³

(fonte: elaborado pelo autor)

Onde:

Q_d: Vazão de saída pela descarga [m³/s];A_D: Área do orifício da descarga de fundo (m²);H_w: Altura da lâmina d'água acima do depósito de sedimentos (m);H_s: Altura do depósito de sedimentos (m);H_{wMeshkati}: $H_w - \frac{D}{2}$;H_{sMeshkati}: $H_s - \frac{D}{2}$;d_s: Diâmetro médio da partícula (m);ρ_s: Massa específica dos sedimentos (kg/m³);

ρ_w : Massa específica da água (kg/m^3);

g : Aceleração da gravidade (m/s^2);

D : Diâmetro da descarga de fundo (m);

u : Velocidade escoamento no orifício (m/s);

μ : Viscosidade cinemática (m^2/s);

F_{rd} : Número de Froude (adm) considerando o parâmetro D ;

F_{rw} : Número de Froude (adm) a montante de descarga de fundo considerando o parâmetro u ;

Z : Altura de sedimento abaixo da geratriz inferior da descarga de fundo (m);

L_{smax} : Comprimento máximo de remoção do sedimento (m).

O estudo diz respeito à determinação da eficiência dos descarregadores de fundo na remoção de sedimentos em reservatórios de barragens, destacando-se os critérios para determinar o melhor posicionamento e forma de operação da estrutura. O experimento em modelo físico foi montado como exposto na Figura 25 que apresenta as diferentes posições para os descarregadores de fundo utilizadas nos experimentos conforme ABREU et al. (2016).



Figura 25: (a) Vista lateral do modelo com descarga de fundo aberta na posição 12 (b) Numeração das posições das descargas de fundo (ABREU et al., 2015).

Salienta-se que os descarregadores funcionam afogados e sem entrada de ar no conduto. Os dados do estudo revelam que valores de descarga globais (C_g) variam entre 0,69 e 0,88. Estes são os maiores valores obtidos, indicando as possíveis melhores situações de posicionamento do descarregador de fundo para transporte de sedimentos no escoamento.

Deste modo, o estudo recomenda condições de escoamento em sistemas de condutos curtos, condições de escoamento com Reynolds (Re_d) $\geq 3 \times 10^4$ e Número de Froude (Fr_d) $> 2,0$. Determinado o coeficiente descarga global, foram executados os ensaios de remoção de sedimento utilizando-se três materiais diferentes: areia, carvão e borracha, com o intuito de representar os sedimentos de diferentes diâmetros encontrados junto ao fundo dos rios ABREU et al. (2016).

A Figura 27 apresenta imagens de ensaios realizados com diferentes materiais observando-se o mecanismo da remoção em cada caso. Esses ensaios foram realizados com a abertura de alguns orifícios dentro do paramento presente na figura.



Figura 26: Ensaios realizados com três diferentes tipos de materiais, areia, carvão e borracha, respectivamente, para a vazão de 4,20 l/s, para a descarga de fundo nas posições 20, 19, 14 e 15. (ABREU et al., 2016)

Ao final de cada ensaio indicado, foi observada a formação do cone de depressão, conforme demonstrado na Figura 28. Para diferentes materiais foram coletados dados e realizada batimetria do leito do canal. Assim foi feita uma plotagem através do software *Surfer*, fornecendo uma superfície em 3 dimensões e curvas de nível em planta da nova formação do leito, como apresentado na Figura 28, permitindo o cálculo do volume de sedimento removido.

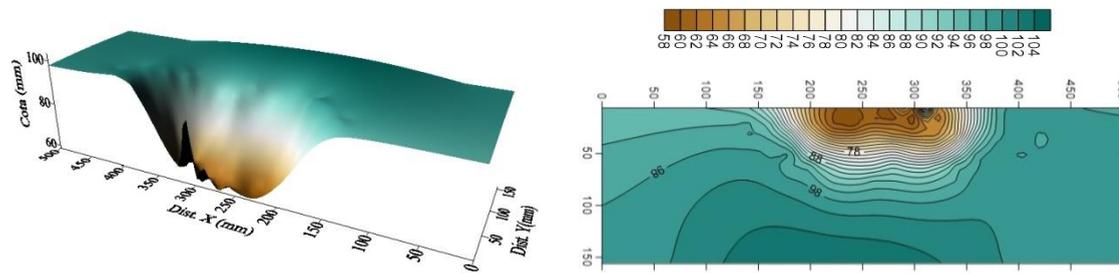


Figura 27: (a) Superfície batimétrica gerada em 3D, e (b) Curvas de nível de fundo, material areia. (ABREU et al., 2016).

Uma comparação dos dados do estudo mostrou uma eficiência na remoção de até cinco vezes comparado com outros autores conforme afirma Abreu et al. (2016, p.7):

[...] Outro aspecto a considerar é que a operação dos descarregadores de fundo quando não se permite o rebaixamento (vazão afluente maior que a vazão efluente pelo descarregador de fundo) do nível do reservatório se mostrou mais eficaz, com uma remoção de mais de 5 vezes em relação[...].

Os autores constatarem também uma proporcionalidade direta entre a altura da lâmina d'água acima do depósito de sedimentos (H_w), a altura do depósito de sedimentos (H_s), o volume de sedimento removido (V_f) e o diâmetro do orifício do descarregador (D).

As equações da Tabela 8 são ilustradas na Figura 29 que esquematiza os parâmetros requeridos para a avaliação. A Figura 29 ilustra também a variação do nível de água durante o processo de descarga, a formação e localização do comprimento de remoção máximo.

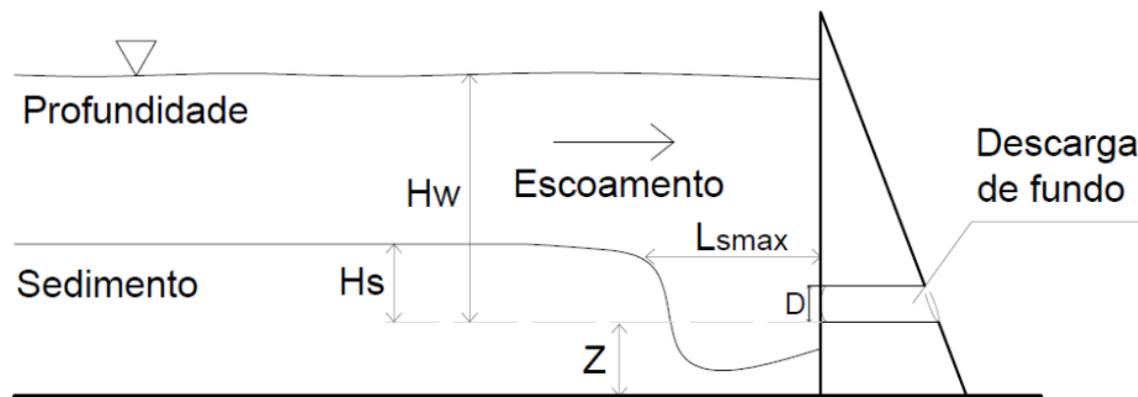


Figura 28: Esquema dos elementos da tabela 5 (SARAIVA et al., 2017).

Dados dos ensaios permitiram observar que o cone de remoção, na sua parte superior, tem formato semicircular, representando o raio equivalente ao comprimento máximo de remoção (L_{smax}). SARAIVA *et al.* (2017) ressalva que os resultados obtidos dependem, principalmente, da massa específica do material utilizado no ensaio da remoção.

4.6.3 Avaliação pelos Volumes Removidos de Sedimentos

A avaliação da eficiência do descarregador de fundo de uma barragem requer um monitoramento constante ao longo do tempo da deposição de material no reservatório. Assim ABREU *et al.* (2017, p.01) afirma que:

A viabilidade econômica e a manutenção desses empreendimentos dependem, na maioria das vezes, do volume de água armazenado e da vida útil estimada para aproveitamento hídrico em questão. Desta forma, se faz necessária a constante avaliação dos sedimentos retidos pelas barragens, principalmente, junto às estruturas de captação de água dos reservatórios.

O trabalho de ABREU *et al.* (2017) é baseado em resultados de diferentes autores que avaliaram o alcance da operação de descarga a jusante do descarregador de fundo numa condição sem rebaixamento do nível de água no reservatório. O trabalho se propõe a determinar o volume de sedimentos removido, em função da profundidade do cone de depressão gerado pela operação de descarga. A determinação do volume se realiza através equação 53, cujos parâmetros são relativos das características do sedimento, do descarregador e da quantidade de água disponível no reservatório.

$$V_f = f(Q_{orif}, A_{orif}, H_w, H_s, d_{part}, \rho_s, \rho_w, g, D, u, \mu, F_r) \quad \text{Equação (53)}$$

Onde:

V_f : volume removido pelo escoamento (m³);

Q_{orif} : vazão de saída (m³/s);

A_{orif} : área do orifício (m²);

H_w : altura da lâmina d'água acima do depósito de sedimentos (m);

H_s : altura do depósito de sedimentos (m);

d_{part} : diâmetro médio da partícula (m);

ρ_s : densidade do sedimento (adm);

ρ_w : densidade da água (adm);

g : aceleração da gravidade (m/s²);

D : Diâmetro da descarga de fundo (m);

u : velocidade do escoamento no orifício (m/s);

μ : viscosidade cinemática (m²/s);

F_r : número de Froude (adm).

A função apresentada na equação 53 permite a avaliação do volume de sedimento removido associando parâmetros relativos as características do reservatório e do tipo de sedimento. A partir dos ensaios realizados foi proposta a seguinte relação adimensional para determinação do volume removido pela equação 54.

$$\frac{V_f}{D^3} \cdot \rho_s = f\left(\frac{H_s}{H_w}, \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}\right) \quad \text{Equação (54)}$$

Desta função, ABREU *et al.* (2017) apresenta as equações 55, 56, 57 determinadas empiricamente por Emamgholizadeh (2014), Shahmirzadi (2010) e Emamgholizadeh e Bina (2006) para a avaliação do volume de sedimentos removido, resumidas na Tabela 9.

Tabela 9: Equações encontradas na literatura para previsão do volume máximo de remoção do sedimento (V_{max}) (SARAIVA et al., 2017).

Tipo	Autor	Equação
Equação (55)	Shahmirzadi (2010)	$\frac{V_f}{H_w^3} = 0,042 \cdot (F_r)^{0,149} \cdot \left(\frac{H_s}{H_w}\right)^{3,082} \cdot \left(\frac{A_{orif}}{H_w^2}\right)^{0,174}$
Equação (56)	Emamgholizadeh (2014)	$\frac{V_f}{D^3} = 0,99 \cdot \left(\frac{H_s}{H_w}\right)^{0,59} \cdot \left(\frac{\rho_{wb} - \rho_w}{\rho_s}\right)^{-2,85}$
Equação (57)	Emamgholizadeh e Bina (2006)	$\frac{V_f^{1/3}}{H_s} = 0,6139 \cdot \left(\frac{u}{\sqrt{g \cdot H_w}}\right)^{0,0062} \cdot \left(\frac{H_s}{d_{part}}\right)^{0,05} \cdot \left(\frac{H_s}{H_w}\right)^{0,0036}$

Onde:

V_f : volume removido pelo escoamento (m^3);

A_{orif} : área do orifício (m^2);

H_w : altura da lâmina d'água acima do depósito de sedimentos (m);

H_s : altura do depósito de sedimentos (m);

d_{part} : diâmetro médio da partícula (m);

ρ_s : massa específica do sedimento (kg/m^3);

ρ_w : massa específica da água (kg/m^3);

ρ_{wb} : densidade da amostra úmida (g/cm^3);

g : aceleração da gravidade (m/s^2);

D : Diâmetro da descarga de fundo (m);

u : velocidade do escoamento no orifício (m/s);

F_r : número de Froude (adm).

Através destas equações, ABREU *et al.* (2017) considerou a carga hidráulica (H_w) sobre a camada de sedimentos e a altura da camada de material (H_s), observou-se então da relação entre o volume removido (V_f) e diâmetro do orifício (D) que há um aumento da eficiência do descarregador de fundo, proporcional ao aumento de relações entre alturas. ABREU *et al.* (2017) nota também que pelo ensaio de três materiais diferentes (areia, carvão e borracha), observou se que o impacto do peso específico tem grande influência na eficiência da remoção.

4.6.4 Níveis de água no reservatório e vazão no orifício do descarregador

A PCH Andorinhas tem um vertedouro de soleira espessa sem estrutura que impeça a passagem da água pelo vertedouro, podendo então ser definida como vertedouro de soleira livre admitindo a equação 58 formulada para vertedouros de soleira livre segundo DESIGN OF SMALL DAMS (2003).

$$Q = C \cdot L_v \cdot H_{ag}^{2/3} \quad \text{Equação (58)}$$

Onde:

Q: Vazão do rio (m³/s);

C: Coeficiente de descarga (adm);

L_v: Comprimento do vertedouro (m);

H_{ag}: Altura da água no reservatório (m).

Algumas das equações usados no estudo de caso requerem a determinação da velocidade do fluxo no orifício do descarregador, então aplicou se a equação 59 da descarga em orifícios.

$$Q_{orif} = C_g \cdot A_{orif} \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H_w} \quad \text{Equação (59)}$$

Onde:

Q_{orif}: Vazão no orifício do descarregador (m³/s);

C_g: Coeficiente de descarga (adm);

A_{orif}: Área do orifício do descarregador (m²);

g: Aceleração da gravidade (m/s²);

H_w: nível de água a cima da geratriz inferior do descarregador (m).

5 METODOLOGIA

Neste capítulo serão apresentadas as características estruturais referentes a Pequena Central Hidrelétrica (PCH) de Andorinhas e as metodologias a serem aplicadas para a determinação da estimativa de eficiência de remoção de sedimentos via descarregador de fundo, obtida através dos equacionamentos disponibilizados em bibliografia para a determinação do alcance máximo da remoção de sedimentos ($L_{sm\acute{a}x.}$) e o volume máximo de material retirado, possibilitando assim, a comparação entre os resultados obtidos de diferentes autores e a batimetria realizada no reservatório da PCH Andorinhas/RS.

5.1 DESCRIÇÃO PCH ANDORINHAS

A PCH Andorinhas localiza-se na bacia hidrográfica do rio Potiribu no município de Pejuçara no estado do Rio Grande do Sul. A região caracteriza-se por um solo Latossólico Vermelho Distroférico Típico, com atividades econômicas baseadas na produção agrícola de arroz e soja. Devido a formação de solos da região há produção relativamente abundante de sedimentos finos, silte e argila, que aliados ao uso e manejo do solo são transportados aos cursos d'água superficiais ao longo de toda bacia em questão. Grande parte dos sedimentos produzidos pela ação da erosão são, então, transportados em suspensão, arraste ou saltação pelo fluxo do rio, onde devido a presença do reservatório da usina são depositados por meio das mudanças do regime do escoamento do rio, favorecendo assim o processo de assoreamento da barragem PCH Andorinhas Figura 30.



Figura 29: PCH Andorinhas.

(fonte: <http://www.sbbengenharia.com.br/index.php/en/south/86:pch-andorinhas>)

Onde:

- 1) Reservatório da barragem;

Remoção de sedimentos em reservatórios de barragens de usinas hidrelétricas através de descarga de fundo

- 2) Maciço da barragem;
- 3) Tomada d'água;
- 4) Localização do descarregador de fundo.

O barramento de Andorinhas possui uma altura máxima ($h_{m\acute{a}x.}$) do maciço de 6,0 m em um comprimento de 30 m, detêm em sua estrutura um vertedouro de soleira espessa totalizando 20 m de extensão. A tomada de água localiza-se na ombreira direita do paramento da barragem, onde é responsável por uma potência instalada de 1 MegaWatt (MW), sendo toda a energia produzida sob a responsabilidade da CPFL Renováveis.

Prevido a ocorrência de assoreamento no reservatório foi instalado 1 (um) descarregador de fundo de 300 mm de diâmetro, este localizado no centro do maciço a uma profundidade de 2,0 m acima do leito do rio de acordo com a Figura 31, em vista da remoção do sedimento transportados pelo escoamento. A PCH está inserida numa região de produção econômica predominantemente agrícola o que favorece a geração de grande aporte de sedimentos fluviais para o reservatório do rio Potiribu. Assim, considerando as características regionais e a produção de sedimentos da bacia hidrográfica, foi então elaborado um plano de monitoramento e avaliação da quantidade de sedimentos gerados e transportados ao longo do ano, principalmente pelo transporte em suspensão, uma vez que o mesmo corresponde a uma contribuição de praticamente 90% de todo o volume de sedimentos gerados na bacia hidrográfica em questão.

5.2 DADOS DE MEDIÇÕES DE VAZÃO, SEDIMENTOS E BATIMETRIA DO RESERVATÓRIO DA PCH ANDORINHAS.

As informações citadas a seguir foram disponibilizadas a partir da realização de campanhas de coleta de dados em campo efetuadas no âmbito do projeto de pesquisa intitulado: “Produtos e processos para avaliação do aporte de sedimentos visando à disponibilidade hídrica em reservatórios de geração de energia”, no período de março de 2015 a dezembro de 2016. E, serão utilizadas como parâmetros de entrada nos métodos para estimativa do alcance ($L_{sm\acute{a}x.}$) e do volume removido referente ao depósito de sedimentos no reservatório da PCH- Andorinhas. A coleta de dados no reservatório se caracterizou por uma campanha consistida em média de uma medição por mês no rio Potiribu.

O posto fluviométrico onde foram extraídas as informações referentes ao rio Potiribu denomina-se de Posto Andorinhas e está localizado a uma distância de 1,5km a montante do reservatório da PCH em questão. Além das medições de descarga líquida e sólida são coletadas informações contínuas de nível de lâmina d'água por meio de um linígrafo e de lances de

régua linimétrica presentes junto as margens do posto. Na Figura 32 a seguir é apresentada uma foto do referido posto num período de coleta de dados.



(a)



(b)

Figura 30: Amostragem de sedimentos em suspensão utilizando o amostrador DH-59, posto fluviométrico Andorinhas ago/17(a); Coleta de sedimentos de leito com amostrador Rock-Island, ago/17(b).

As amostras coletadas no posto durante as campanhas a campo caracterizam a descarga de leito ou arraste e de suspensão, ambas são coletadas e processadas no laboratório de sedimentos da UFRGS. Através da caracterização dos sedimentos produzidos na bacia hidrográfica e coletados no posto fluviométrico foi então, determinado o diâmetro de partículas (d_s), de 0,5mm e uma massa específica (ρ_s) de 2740 kg/m³, informações relevantes a este estudo, pois influenciam tanto no alcance da remoção quanto no volume de sedimentos removidos no processo da descarga de fundo. A Tabela 10 a seguir apresenta um resumo dos dados coletados em cada campanha pelo “posto Andorinhas”.

Tabela 10: Dados coletados no reservatório da PCH Andorinhas.

Data	Cota (m)	Vazão (m³/s)	Suspensão (kg/dia)	Arraste (kg/dia)	Total (kg/dia)
03/03/2015	1,50	13,04	27137,1	0,00	27137,1
16/04/2015	1,33	8,94	11240,82	1,83	11242,65
20/05/2015	1,51	11,3	37159,51	4,11	37163,62
24/06/2015	2,13	30,22	279767,17	309,72	280076,89
16/07/2015	2,66	45,1	361136,96	539,14	361676,1
24/08/2015	1,70	16,99	56716,01	76,45	56792,46
03/10/2015	1,70	16,35	122565,55	0,00	122565,55
04/10/2015	1,64	14,31	286466,36	37,19	286503,55
31/10/2015	1,66	14,6	286466,36	17,20	286483,56
02/11/2015	1,63	14,55	88174,1	0,00	88174,1
03/12/2015	2,40	40,69	484758,62	216,92	484975,54
25/02/2016	1,56	11,41	41539,32	216,92	484975,54
12/04/2016	1,75	18,89	123844,94	56,16	123901,09
14/04/2016	1,82	20,09	154359,98	0,00	123901,09
12/05/2016	1,76	20,79 m ³ /s	111114,75	0,00	111114,75
14/05/2016	1,72	19,96	113517,01	20,97	113537,99
28/07/2016	1,30	15,11	16185,75	0,00	16185,75
30/07/2016	1,25	8,35	11774,59	0,00	16185,75
14/09/2016	1,32	9,55	34401,63	0,00	34401,63

Data	Cota (m)	Vazão (m ³ /s)	Suspensão (kg/dia)	Arraste (kg/dia)	Total (kg/dia)
15/09/2016	1,29	9,13	18471,95	0,00	18471,95
07/10/2016	1,79	15,11	65128,96	0,00	130838,63
18/11/2016	1,69	17,79	26079,7	0,00	265710,8
28/12/2016	1,32	15,11	65128,96	0,00	130838,63

(Fonte: IPH)

A Tabela 10 apresenta dados relativos ao fluxo afluente da PCH dados batimétricos de cota do fundo do reservatório, da vazão afluente além da quantificação dos sedimentos em suspensão carreados até o paramento de montante do reservatório de Andorinhas. Desta forma, foram adotadas algumas das equações disponibilizadas em bibliografia que considerassem somente as características estruturais da PCH Andorinhas, apresentadas no item 5.1 descrito acima, e os parâmetros referentes as informações obtidas pelas campanhas à campo de batimetria do reservatório, de medições de vazão e sedimentos. Com o intuito de quantificar o volume de sedimentos removidos e o comprimento máximo de remoção gerados pela operação do descarregador de fundo, foram realizadas duas batimetrias no reservatório da PCH Andorinhas, nos anos de 2015 e 2016, respectivamente. As conformações de fundo foram extraídas por meio de um ADCP acoplado a embarcações. Os resultados das batimetrias, nas porções junto ao barramento, são apresentados na Figura 33.

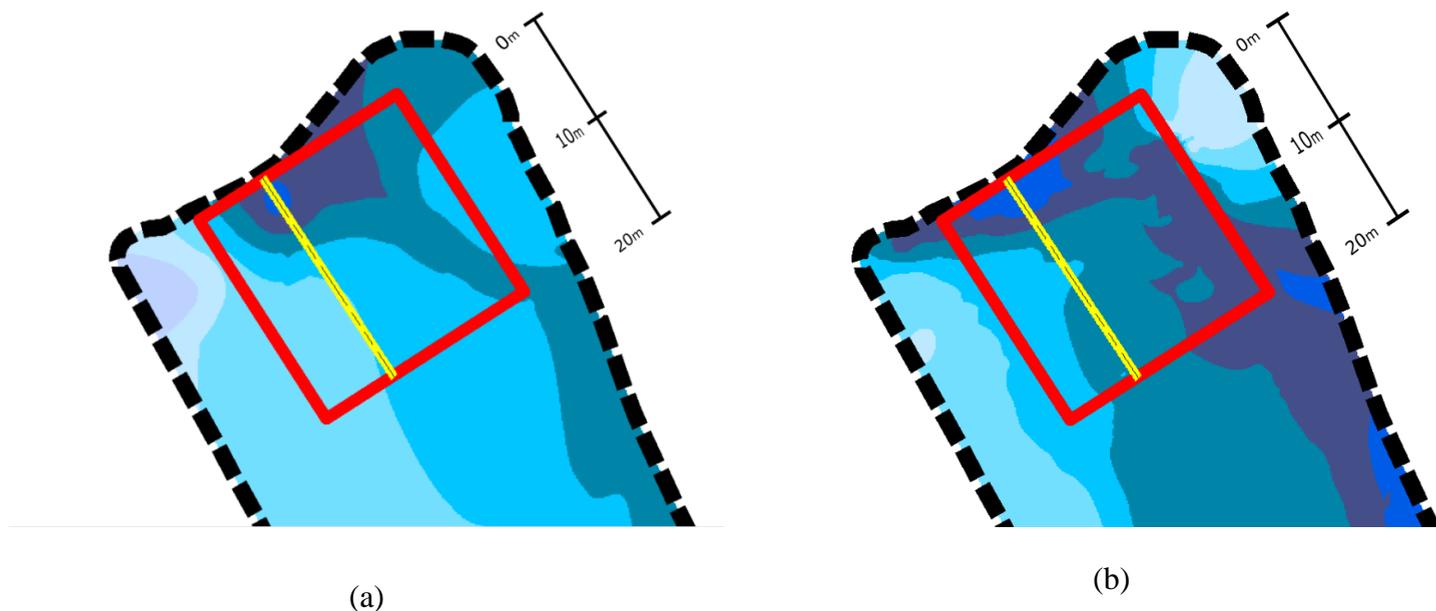


Figura 31: Conformações de fundo do reservatório de Andorinhas, medições realizadas em 2015(a) e 2016(b), a área de influência foi demarcada em vermelho e a seção longitudinal a partir da maior profundidade da “cava” de remoção em amarelo. Fonte: LOH (2017).

Considerando as informações obtidas pelas batimetrias e pelos perfis longitudinais obtidos no reservatório foram definidos os comprimentos máximos das “fossas” ou “cavas” (Lsmáx.) e os volumes removidos pela estrutura hidráulica do descarregador de fundo, conforme Tabela 11, expressa a seguir.

Tabela 11: Comprimentos máximos de remoção e volumes de sedimentos removidos via descarregador de fundo na PCH Andorinhas.

ANO	2015	2016
Volume (m³)	195,44	157,60
Lsmáx. (m)	10,10	10,70

(fonte: IPH)

Cabe salientar que as medições e batimetrias realizadas no reservatório da PCH Andorinhas advém de um projeto de pesquisa firmado entre a Financiadora de Estudos e Projetos (FINEP e a UFRGS, com interveniência da Fundação de Apoio Universitário da Universidade Federal de Pelotas (FAU/UFPEL), intitulado “*Produtos e Processos para Avaliação do Aporte de Sedimentos Visando à Disponibilidade Hídrica em Reservatórios de Geração de Energia*”, no período de 2014 a 2018.

5.3 NÍVEIS DE ÁGUA NO RESERVATÓRIO – PCH ANDORINHAS

A PCH Andorinhas possui em sua estrutura um vertedouro de soleira livre, este responsável pela regularização da vazão vertente excedente a capacidade de retenção do reservatório do barramento de Andorinhas. Desta forma, para a determinação das alturas de lâmina d’água (H) responsáveis pela remoção de sedimentos via descarregadores de fundo foram consideradas, além da equação 58 referente a determinação da vazão afluente, os dados de descarga líquida coletados no posto fluviométrico Andorinhas. Sendo assim, foram determinados os diferentes níveis de água no reservatório em função das vazões que ocorreram no rio Potiribu durante o período de medições realizadas a campo.

Para a aplicação da equação 58, nas condições hidrológicas da bacia hidrográfica onde está inserida o reservatório de Andorinhas foram consideradas como informações estruturais o comprimento da barragem (L) de 20m e um coeficiente de descarga (C) de 2. O comprimento (L) é considerada igual ao comprimento efetivo da barragem. Foram avaliadas as alturas de lâmina d’água para as vazões máxima, mínima e média de 45,10 m³/s, 8,35 m³/s e 26,73m³/s, obtidas através do

monitoramento realizado em campo. A Figura 32 a seguir ilustra os diferentes níveis de água para as vazões adotadas neste estudo.

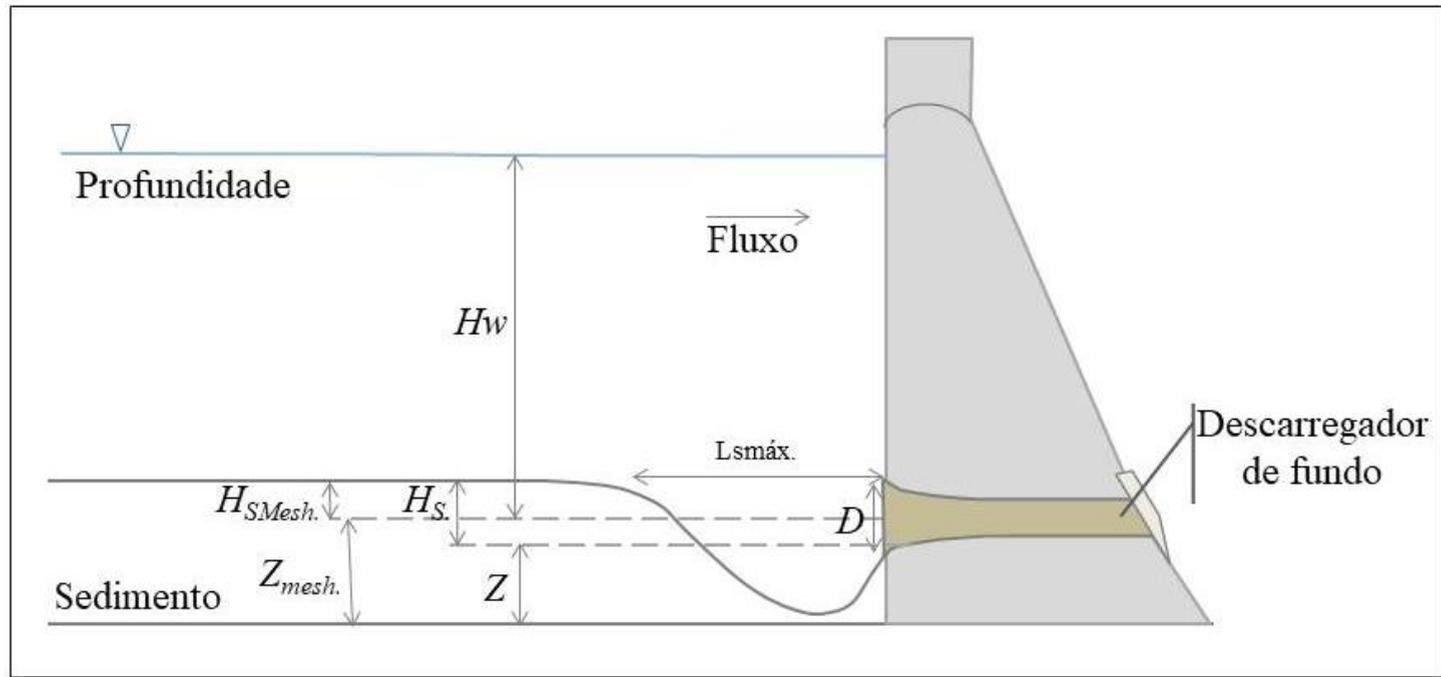


Figura 32: Desenho esquemático de disposição das variáveis utilizadas nas equações de estimativa para o $L_{smáx}$ e os volumes proposto por diferentes autores. (fonte: elaborado pelo autor)

Onde:

H_w : Altura da lâmina de água acima do centro do orifício (m);

H_s : A altura do depósito de sedimento acima da geratriz inferior do orifício (m);

D : Diâmetro do descarregador de fundo (m);

Z : Cota da geratriz inferior do orifício (m);

$L_{smáx}$: Comprimento máximo de alcance (m);

Z_{mesh} : Cota do centro do orifício por Meshkati (m);

H_{SMesh} : Altura de sedimento acima do centro do orifício por Meshkati (m).

A Tabela 12 abaixo apresenta os resultados da aplicação da equação 58 para as diferentes vazões observadas no rio, os respectivos níveis de água (H) a serem adotados na estimativa do volume de sedimentos removidos e no alcance máximo de remoção dos sedimentos.

Tabela 12: Níveis de água no reservatório em função da vazão.

Q (m³/s)	L (M)	C (m^{1/3}/s)	H(m)
8,35	20	2	6,35
26,73	20	2	6,76
45,10	20	2	7,08

(fonte: elaborado pelo autor)

Foram considerados neste estudo diferentes alturas para o depósito de sedimentos, tendo sido avaliadas as condições de remoção de material de fundo entre 2,30m a 3,5m de altura, de acordo com a Tabela 13 apresentada a seguir.

Tabela 13: Valores de altura de sedimento utilizados, a partir da cota da geratriz inferior do orifício.

HS (M)
2,30
2,50
3,00
3,50

(fonte: elaborado pelo autor)

Considerando a equação geral que caracteriza o comportamento hidráulico do escoamento em orifícios, Equação (59), determinou-se as velocidades do escoamento para as alturas de lâmina de água definidas anteriormente a partir dos valores de vazões máxima, mínima e média da série histórica do posto Andorinhas. Os níveis de lâmina de água (Hw) utilizado para as estimativas de volume e alcance do comprimento máximo de remoção de sedimentos foram obtidos considerando que o descarregador de fundo da PCH localiza-se a uma profundidade de 2,0m acima do leito, tendo como altura máxima do barramento 6,5m. O valor do coeficiente de descarga adotado foi de $C_d = 0,61$, definido por sua grande utilização na bibliografia que trata de vazão por orifícios.

5.4 MÉTODOS DE ESTIMATIVA DO COMPRIMENTO MÁXIMO DE REMOÇÃO DE SEDIMENTOS (Lsmáx) EM BARRAGENS POR DIFERENTES AUTORES.

A determinação do alcance máximo de remoção ou comprimento máximo (Lsmáx.) será realizado através da aplicação de 4 (quatro) equações formuladas por diferentes autores e apresentadas no trabalho de SARAIVA et al. (2017). As equações

serão aplicadas a partir das características do reservatório e a PCH- Andorinhas de acordo com os parâmetros descritos na Tabela 4, no item 5.3.1 descrito anteriormente,

- a) Meshkati et al. (2010) - Equação (49)
- b) Meshkati et al. (2010) e Emamgholizadeh et al. (2013) - Equação (50)
- c) Fathi-Moghadam et al. (2010) - Equação (51)
- d) Emamgholizadeh e FathiMoghadam (2014) - Equação (52)

Essas formulações para a determinação do comprimento de alcance máximo ($L_{smáx.}$) foram ensaiadas em experimentos com descarga de sedimento sobre pressão, *Pressure Flushing*, onde as características do material e o nível de água a cima do depósito de sedimentos impactam na eficiência da remoção dos sedimentos.

Apesar de serem equações propostas por diferentes autores, todas são semelhantes nos dados principais que solicitam para a avaliação do comprimento máximo de remoção. Os dois parâmetros que afetam a avaliação do comprimento de alcance pela análise destas equações são a densidade do material carregado no fluxo e a lâmina de água acima do depósito de sedimentos. Esses parâmetros necessários na avaliação podem ser determinados pelos dados obtidos da barragem de Andorinhas.

5.5 ESTIMATIVA DO VOLUME DE SEDIMENTO REMOVIDOS NA USINA DE ANDORINHAS POR DIFERENTES AUTORES.

A avaliação da eficiência da remoção de sedimento pelo descarregador de fundo da usina de Andorinhas será realizada através da estimativa do volume removido de sedimentos, este baseado nas formulações a seguir apresentadas por ABREU *et al.* (2017).

- a) Shahmirzadi (2010) - Equação (55)
- b) Emamgholizadeh (2014) - Equação (56)
- c) Emamgholizadeh e Bina (2006) - Equação (57)

Para utilização das equações definidas, será considerado o nível de água normal da barragem em função das vazões definidas pelo monitoramento da bacia hidrográfica em um posto de controle, Posto Fluviométrico, conforme o descrito

anteriormente, Tabela 10. Para a determinação dos comprimentos e altura do depósito de sedimentos e a lâmina de água acima do depósito serão consideradas as alturas dos depósitos de sedimentos de acordo com a Tabela 13.

Cabe salientar que, as equações que estão sendo utilizadas neste estudo consideram como parâmetros de entrada as características geométricas tanto do paramento de montante do maciço do barramento quanto do orifício do descarregador de fundo, as variações de nível de água no reservatório e as condições do fluxo do rio. A vantagem destas equações reside na sua simplicidade e facilidade de obtenção dos parâmetros necessários à sua aplicação para o referido estudo de caso, PCH de Andorinhas, limitando a operação da estrutura do descarregador de fundo somente a condições de funcionamento em *Pressure Flushing*.

6 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo serão apresentados os resultados e discussões referentes a aplicação dos equacionamentos disponibilizados em literatura para a estimativa do comprimento máximo de remoção e dos volumes máximos removidos por meio das informações de monitoramento e das características estruturas do descarregador de fundo presente na PCH Andorinhas, estudo de caso adotado neste trabalho.

6.1 ESTIMATIVA DO ALCANCE MÁXIMO DE REMOÇÃO DE SEDIMENTOS ($L_{smáx.}$)

Através dos dados extraídos das campanhas de monitoramento do reservatório, realizou-se a avaliação do comprimento de alcance máximo da operação de descarga seguindo equações propostas na bibliografia.

A Tabela 14 apresenta os resultados de comprimento máximo de alcance da remoção de sedimentos obtidos pela equação 49 proposta por Meshkati et al. (2010) para as vazões mínima, média e máxima definidas de acordo com a série de vazões do monitoramento em campo ocorridas na bacia hidrográfica definida pelo reservatório de Andorinhas.

Tabela 14: Avaliação do comprimento de alcance máximo ($L_{smáx}$) para as vazões máxima, mínima e média, a partir da formulação de Meshkati et al. (2010).

Q (m^3/s)	H_w (m)	H_{sm} (m)	H_s/H_w	$L_{smáx}$ (m)
45,10	5,23	2,15	0,44	0,035
		2,35	0,48	0,037
		2,85	0,57	0,043
		3,35	0,67	0,048
26,73	4,91	2,15	0,47	0,035

Q (m ³ /s)	Hw(m)	Hsm (m)	Hs/Hw	Lsmáx (m)
		2,35	0,51	0,037
		2,85	0,61	0,043
		3,35	0,71	0,048
		2,15	0,51	0,035
8,35	4,50	2,35	0,56	0,037
		2,85	0,67	0,043
		3,35	0,78	0,048

(fonte: elaborado pelo autor)

Os resultados da aplicação da equação 49 demonstram que o alcance da remoção estimado foi extremamente inferior ao definido pela batimetria realizada no reservatório da PCH em questão (Tabela 11), da ordem de alguns centímetros. Os pequenos valores de alcance observado da equação podem se explicar pelos ajustes feitos pelo autor que provavelmente subestima o alcance efetivo da remoção. Os resultados evidenciam que mesmo considerando as variações significativas tanto de vazões quanto de alturas de lâmina d'água os resultados obtidos não captam as alterações esperadas pelo escoamento no depósito sedimentar. A avaliação do comprimento de alcance máximo foi realizada conjuntamente com as equações propostas por Meshkati et al. (2010) e Emamgholizadeh et al. (2013), tendo seus resultados expressos na Tabela 15 correspondentes as diferentes vazões do rio Potiribu. Cada vazão corresponde a uma altura de água a no reservatório variando assim a altura de lâmina de água acima do depósito de sedimentos.

Tabela 15: Avaliação do comprimento de alcance máximo (Lsmáx) para as vazões máxima, mínima e média, a partir da formulação de Meshkati et al. (2010) apud Emamgholizadeh et al. (2013).

Q (m ³ /s)	Hw(m)	Hsm (m)	Hsm/Hwm	Lsmáx (m)
45,10	5,23	2,15	0,411	4,58
		2,35	0,449	4,96
		2,85	0,545	5,89
		3,35	0,640	6,81
26,73	4,91	2,15	0,437	4,55
		2,35	0,478	4,92
		2,85	0,580	5,85
		3,35	0,682	6,76
8,35	4,50	2,15	0,478	4,50
		2,35	0,522	4,88

Q (m³/s)	Hw(m)	Hsm (m)	Hsm/Hwm	Lsmáx (m)
		2,85	0,633	5,80
		3,35	0,744	6,70

(fonte: elaborado pelo autor)

Os resultados apresentados na Tabela 15, provenientes da equação 50, demonstram um aumento significativo do comprimento de alcance de remoção em relação a diminuição do nível de água acima do depósito de sedimentos. O alcance estimado foi de aproximadamente, 7,00 m a montante do paramento próximo aos valores medidos no reservatório da barragem analisada.

Para os resultados extraídos por meio da aplicação da equação 51 de Fathi-Moghadam et al. (2010), presentes da Tabela 16, obteve-se uma estimativa de alcance de remoção significativa atingindo valores próximos de 12,50m a montante do descarregador de fundo. Observou-se que os dados da equação 51 superestimam os valores de comprimento de alcance máximo quando comparado aos valores reais medidos no reservatório da PCH Andorinhas.

Tabela 16: Avaliação do comprimento de alcance máximo (Lsmáx) para as vazões máxima, mínima e média, a partir da formulação de Fathi-Moghadam et al. (2010).

Q (m³/s)	Hw(m)	Hw/Hs	Lsmáx (m)
45,10	5,23	2,275	12,13
		2,093	12,17
		1,744	12,24
		1,495	12,30
26,73	4,91	2,137	12,12
		1,966	12,15
		1,638	12,23
		1,404	12,29
8,35	4,50	1,957	12,10
		1,801	12,14
		1,501	12,21
		1,286	12,27

(fonte: elaborado pelo autor)

Os resultados expressos na Tabela 16 são os que apresentaram os maiores valores quando comparados aos diferentes autores, , duas vezes maiores do que os resultados definidos por Meshkati et al. (2010) apud Emamgholizadeh et al. (2013),

Tabela 15. Ambos os autores Fathi-Moghadam et al. (2010) e Meshkati et al. (2010) apud Emamgholizadeh et al. (2013) consideram o efeito da aceleração da gravidade no ajuste de seus equacionamentos e a velocidade do fluxo no interior do descarregador de fundo, possível justificativa da semelhança da ordem de grandeza de seus resultados, muito distintos aos comprimentos máximos definidos por Meshkati et al. (2010).

Os comprimentos máximos obtidos através da equação 52, proposta por Emamgholizadeh e Fathi-Moghadam (2014), expressos na Tabela 17 foram semelhantes aos extraídos pela equação 49, tendo apresentado os comprimentos de alcance de remoção extremamente reduzidos quando comparados aos dados das batimetrias realizadas e das equações 50 e 51 anteriormente citadas, indicando assim, uma remoção bem menor e um impacto reduzido quanto ao esperado não somente pelo diâmetro do descarregador de fundo existente na usina também pelo impacto gerado através das diferenças de peso específico do material encontrado na bacia hidrográfica superior ao utilizado por Emamgholizadeh e Fathi-Moghadam (2014) em seus experimentos.

Tabela 17: Avaliação do comprimento de alcance máximo ($L_{smáx}$) para as vazões máxima, mínima e média, a partir da formulação de Emamgholizadeh e FathiMoghadam (2014).

Q (m³/s)	Hw(m)	Hs/Hw	Lsmáx (m)
45,10	5,23	0,44	0,137
		0,48	0,141
		0,57	0,152
		0,67	0,162
26,73	4,91	0,47	0,140
		0,51	0,145
		0,61	0,156
		0,71	0,166
8,35	4,50	0,51	0,145
		0,56	0,150
		0,67	0,162
		0,78	0,172

(fonte: elaborado pelo autor)

Considerando os resultados das diferentes equações de avaliação do comprimento máximo de alcance da remoção de sedimentos pode-se observar uma grande disparidade entre os dados estimados dos comprimentos máximos ($L_{smáx}$) e o medido diretamente em campo. Essa variação partindo da ordem de alguns centímetros a metros de alcance a montante da

barragem é possivelmente explicada devido as diferenças de materiais utilizados nos ensaios pelos diferentes autores durante suas concepções. Outra plausível explicação deve-se aos próprios ajustes propostos nas equações, tais como coeficientes e expoentes utilizados na bibliografia de referência. Essas variáveis proporcionam diferenças consideráveis nos resultados das estimativas quando comparados os alcances reais existentes no reservatório de Andorinhas. Os autores avaliaram diferentes pesos específicos que variam de 1230kg/m^3 a 2650kg/m^3 , enquanto que o material apresentado no reservatório da PCH Andorinhas relaciona-se melhor ao comportamento de granulométrico de areias muito finas, de peso específico de 2730kg/m^3 .

Desta forma, as equações que apresentam os melhores resultados das estimativas dos alcances de remoção máximo de sedimentos no reservatório de Andorinhas foram as de Meshkati et al. (2010) e Emamgholizadeh et al. (2013) e Fathi-Moghadam et al. (2010). Ambas apresentaram resultados condizentes a realidade local da área de estudo, permitindo assim a garantia de aumento de vida útil do empreendimento e o funcionamento da PCH.

Observa-se também uma influência significativa da relação de altura de lâmina de água e altura do depósito de sedimento, ou seja, quanto menor essa relação, maior será o comprimento de alcance máximo da remoção de sedimentos via descarregadores de fundo. Desta forma, quando consideradas as vazões máximas e mínimas do rio e, conseqüentemente, seus respectivos níveis de lâmina d'água a montante do reservatório da PCH, não constatou-se uma expressiva diferença no comprimento do alcance máximo, uma vez que as alturas dos depósitos de sedimentos foram os mesmos adotados nas diferentes vazões observadas pelo posto de monitoramento.

6.2 RESULTADOS OBTIDOS PARA A ESTIMATIVA DO VOLUME REMOVIDO

Assim como na estimativa dos comprimentos máximos de remoção de sedimentos, os volumes de remoção foram definidos através dos dados de monitoramento de campo do reservatório da PCH Andorinhas e das propostas em literatura dos equacionamentos presentes na bibliografia.

A Tabela 18 apresenta os resultados da estimativa do volume de sedimentos removido durante a operação de descarga para a equação 55 proposta por Shahmirzadi (2010).

Tabela 18: Avaliação do volume de sedimento removido para as vazões máxima, mínima e média, a partir da formulação de Shahmirzadi (2010).

Q (m³/s)	Hw (m)	Hs/Hw	Vmax (m³)
45,10	5,23	0,411	0,135
		0,449	0,177
		0,545	0,321
		0,640	0,528
26,73	4,91	0,437	0,138
		0,478	0,182
		0,580	0,330
		0,682	0,542
8,35	4,50	0,478	0,144
		0,522	0,189
		0,633	0,342
		0,744	0,563

(fonte: elaborado pelo autor)

Os resultados desta equação demonstram um volume extremamente reduzido do definido pelas batimetrias realizadas no reservatório, sendo assim, quando considera-se a eficiência do processo de remoção de sedimentos por meio do equacionamento de Shahmirzadi (2010) os volumes removidos estimados são inferiores aos volumes extraídos após o acionamento do descarregador de fundo implementado no maciço da PCH Andorinhas.

Emamgholizadeh (2014) propôs em seu equacionamento, equação 56, a inserção e relevância de diferentes vazões no processo de estimativa dos volumes existentes, após o acionamento dos descarregadores de fundo, desta forma, esta avaliação sugere um impacto ainda menos significativo quanto ao volume estimado dos sedimentos removidos quando comparado ao volume real extraído pela estrutura do descarregador de fundo. Os resultados obtidos variaram de 0,060 m³ a 0,084 m³ para a maior vazão ocorrida, apresentados na Tabela 19.

Tabela 19: Avaliação do volume de sedimento removido para as vazões máxima, mínima e média, a partir da formulação de Emamgholizadeh (2014).

Q (m³/s)	Hw (m)	Hs/Hw	Vmax (m³)
45,10	5,23	0,44	0,060
		0,48	0,063
		0,57	0,070
		0,67	0,077
26,73	4,91	0,47	0,062
		0,51	0,065
		0,61	0,073
		0,71	0,080
8,35	4,50	0,51	0,065
		0,56	0,069
		0,67	0,077
		0,78	0,084

(fonte: elaborado pelo autor)

O volume de sedimentos removidos foi também estimado pela expressão proposta por Emamgholizadeh e Bina (2006) cujos resultados estão presentes na Tabela 20. Os dados obtidos atingem praticamente 40 m³ de volume de sedimentos na maior vazão que ocorre no rio Potiribu. Esse volume estimado, sendo a maior obtido das 3 (três) equações avaliadas neste trabalho, tornou-se a melhor estimativa a ser abordada em condições de avaliação da remoção de sedimentos, apesar de que os valores extraídos proporcionam resultados ainda muito inferiores aos definidos pela conformação de fundo encontrada no local do reservatório da PCH Andorinhas.

Tabela 20: Avaliação do volume de sedimento removido para as vazões máxima, mínima e média, a partir da formulação de Emamgholizadeh e Bina (2006).

Q (m³/s)	Hw (m)	Hs/Hw	Vmax (m³)
45,10	5,23	0,44	9,859
		0,48	12,832
		0,57	22,834
		0,67	37,169
26,73	4,91	0,47	9,866
		0,51	12,841
		0,61	22,849
		0,71	37,194
8,35	4,50	0,51	9,875
		0,56	12,853
		0,67	22,871
		0,78	37,230

(fonte: elaborado pelo autor)

A determinação do volume de sedimentos pelas formulações encontradas na bibliografia apresentam valores divergentes entre si apesar de fazerem uso dos mesmos parâmetros nas equações fornecidas. A formulação de Emamgholizadeh e Bina (2006) apresentam os melhores resultados com uma estimativa de remoção de sedimentos do reservatório da barragem, um volume entre 10 m³ e 40 m³.

Vale salientar que a diferença entre os volumes de sedimentos removidos considerando a maior e a menor vazão de ocorrência do rio é praticamente insignificante. Quando observada a relação entre a altura de lâmina de água e os volumes removidos estimados, pode se afirmar que, quanto menor o nível de água acima do depósito de sedimentos maior será a eficiência do processo de remoção, volumes removidos. Esta afirmação não é hidraulicamente comprovada, uma vez que o nível de lâmina de água acima da estrutura define o aumento ou redução do aporte de material no reservatório.

6.3 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DAS EQUAÇÕES COM OS RESULTADOS DAS BATIMETRIAS

A Tabela 21 apresenta os resultados de uma comparação entre os valores máximos obtidos pelas equações e a máxima dos valores obtidos das medições realizadas no reservatório da PCH em períodos consecutivos de 2 anos. Observa-se que

os valores teóricos dados pelas equações estão muito distantes tratando-se do comprimento de alcance dos valores reais obtido das batimetrias do posto de medição, como mostra a Figura 35. O maior valor de 4,35m obtido pela equação de Meshkati et al. (2010) e Emamgholizadeh et al. (2013) está 60% abaixo do valor observado nas medições após descarga de sedimento.

Tabela 21: Tabela resumo do comprimento de alcance máximo de remoção de sedimentos avaliados pelas equações e valor real medido na PCH.

Equação	Lsmax (m)
Meshkati et al. (2010)	0,048
Emamgholizadeh e FathiMoghadam (2014)	0,172
Fathi-Moghadam et al. (2010)	12,30
Meshkati et al. (2010) e Emamgholizadeh et al. (2013)	6,81
Alcance na PCH	10,00

(fonte: elaborado pelo autor)

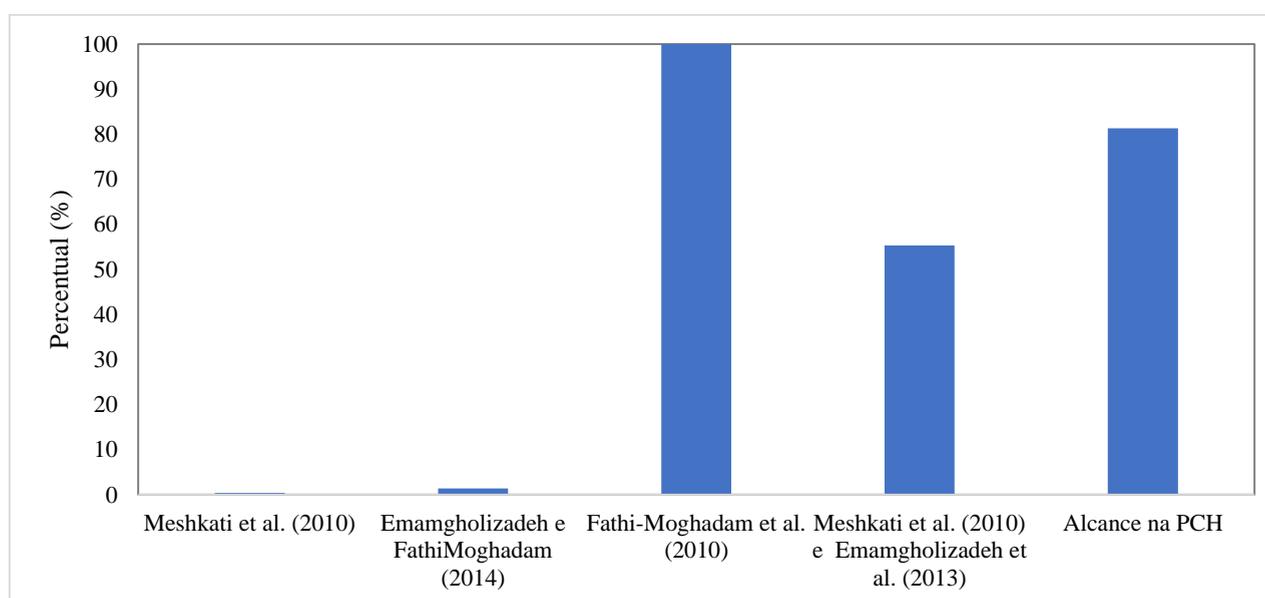


Figura 33: Comparação entre os valores teóricos obtidos das equações e os resultados obtidos na batimetria do reservatório da PCH Andorinhas.

Apesar da disparidade dos resultados teóricos em relação aos dados reais, pode-se afirmar que a expressão de Meshkati et al. (2010) e Emamgholizadeh et al. (2013) apresenta um melhor resultado do comprimento máxima de alcance da remoção de sedimentos em relação as demais, enquanto a equação de Fathi-Moghadam et al. (2010) superestima o valor real de remoção do material (considera-se o valor real aqueles advindos das batimetrias realizadas no reservatório da PCH

Andorinhas e apresentados no capítulo 5.2-DADOS DE MEDIÇÕES DE VAZÃO, SEDIMENTOS E BATIMETRIA DO RESERVATÓRIO DA PCH ANDORINHAS.). Assim a equação de Fathi-Moghadam et al. (2010) pode ser recomendada na avaliação do comprimento máximo de alcance da remoção, mesmo apresentando valores menores do que os medidos em campo, ela fornece resultados mais realistas e a favor da segurança do empreendimento em questão.

Os resultados de volumes de sedimentos removidos apresentam grandes variações advindas da aplicação das equações. A equação de Emamgholizadeh e Bina (2006) mesmo fornecendo o maior volume estimado, dentre todos os autores, não expressa um resultado próximo ao volume extraído diretamente da batimetria realizada no reservatório da PCH Andorinhas.

Tabela 22: Tabela resumo de volume máximo de sedimentos removidos avaliados pelas equações e valor real medido na PCH.

Equação	Vmax (m³)
Shahmirzadi (2010)	0,563
Emamgholizadeh (2014)	0,084
Emamgholizadeh e Bina (2006)	37,230
Volume removido na PCH	176,3

(fonte: elaborado pelo autor)

Através da equação de Emamgholizadeh e Bina (2006) obteve-se um valor de 37m³ de volume teórico de sedimentos removidos, que comparado com os dados reais está 80% abaixo dos valores reais medidos, como mostra a Figura 34. Essa variação entre os volumes teóricos estimados é significativa podendo impactar consideravelmente no funcionamento da PCH. Sendo assim, nenhuma das equações estudadas relativo a avaliação dos volumes máximos de remoção pode ser recomendada para o estudo de caso deste trabalho, uma vez que a avaliação do volume de sedimentos removidos subestima os valores definidos através das informações das batimétricas do local. A não aplicabilidade destas equações pode ser atribuída possivelmente pela falta de padronização do acionamento do descarregador de fundo, este não sendo operado somente quando ocorridas as vazões consideradas neste estudo, máxima, média e mínima para o período entre 2015 e 2016. Outro aspecto relevante, é que a conformação de fundo obtida durante a batimetria em campo não foi definida a uma única vazão, podendo ser superestimada em relação a vazão máxima da série de dados extraídos no posto fluviométrico de Andorinhas.

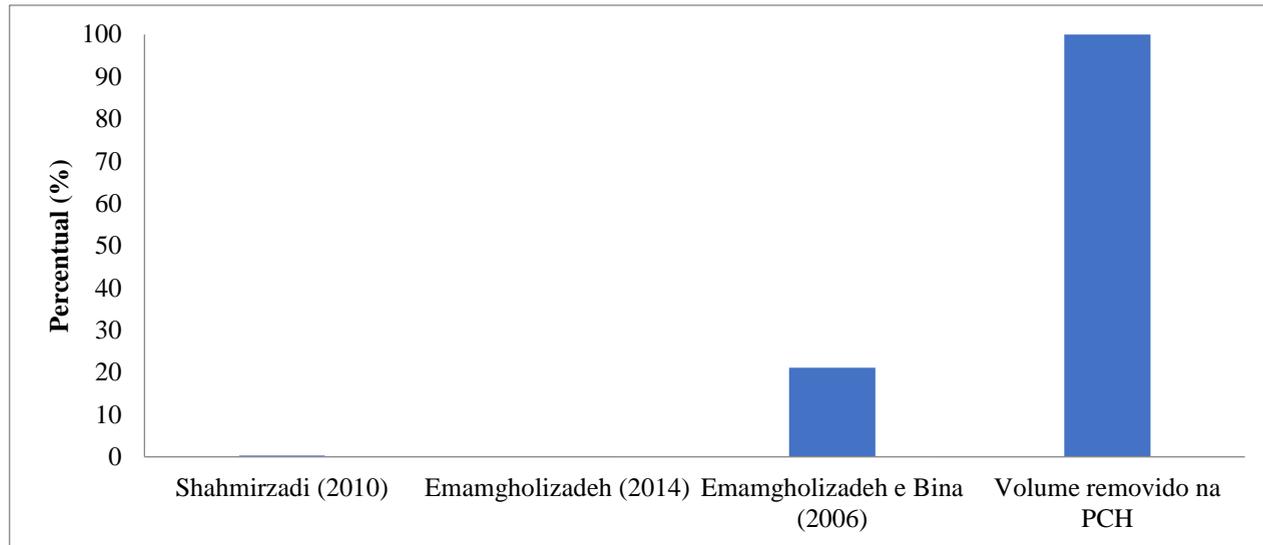


Figura 34: Comparação entre os valores teóricos obtidos das equações e medidos na PCH. (fonte: IPH)

7 CONCLUSÕES

Neste trabalho foram aplicados diferentes métodos de estimativa para avaliação do comprimento máximo do alcance de remoção de sedimentos ($L_{sm\acute{a}x.}$) e do volume de sedimentos removidos durante o processo de acionamento dos descarregadores de fundo em condições hidráulicas de *Pressure Flushing*. Os equacionamentos disponibilizados em literatura foram aplicados considerando as informações hidrológicas e batimétricas obtidas por meio de um monitoramento hidrossedimentológico da PCH Andorinhas. Localizada no Estado do Rio Grande do Sul, e definida como estudo de caso a este trabalho.

Os resultados obtidos constataram a influência do nível de água acima do depósito de sedimentos um dos parâmetros mais importantes, tanto na avaliação do volume de sedimentos removido quanto na avaliação do comprimento máximo de alcance de remoção de sedimentos. Desta forma, pode-se concluir que a equação desenvolvida por Fathi-Moghadam et al. (2010) na estimativa do comprimento máximo de remoção foi a que melhor se aproxima das informações reais extraídas em campo do avanço da conformação de fundo, ou seja, do “cone de depressão” existente junto ao paramento de montante do reservatório da PCH Andorinhas. Não sendo aplicáveis ao reservatório da PCH Andorinhas as equações de estimativa do volume máximo de remoção devido ao valor extremamente baixo e pouco confiável que fornecidos pelas equações.

Os valores assim estimados permitem garantir um controle do assoreamento no reservatório quanto da remoção de sedimentos, uma vez que a realização de batimetrias *in situ* são onerosas e de difícil execução. Como a barragem verte sempre então o processo de remoção é quase contínua, havendo uma maior probabilidade de manutenção da vida útil da barragem preservando suas funções específicas definidas pelo uso, no caso da PCH Andorinhas, produção de energia elétrica.

8 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Recomenda-se a realização de estudos complementares, através da aplicação da avaliação de eficiência da remoção de sedimentos de fundo via descarregadores de fundo, com o intuito de verificar a otimização do processo de *Pressure Flushing*, considerando também as características de concentração de sedimentos em reservatórios e a efetiva ação dos descarregadores de fundo entre a entrada e saída de sedimentos.
- Realização de ensaios, em modelo físico experimental, de ensaios de descarregadores de fundo com a presença de diferentes tipos de materiais como sedimentos no reservatório, de maneira a verificar a influência dos mesmos na previsão do volume e alcance da remoção pelo descarregador de fundo.
- Análise de implantação de estruturas complementares aos descarregadores de fundo, que otimizem a operação e, conseqüentemente, aumentem o volume de sedimentos removidos, viabilizando novos posicionamentos das tomadas d'água em reservatórios de barragens.

9 REFERÊNCIAS

- ABREU, A. S. et al. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DOS COEFICIENTES DE DESCARGA EM SISTEMAS DE CONDUTOS CURTOS - UM ESTUDO EXPERIMENTAL. [s. l.], p. 1–7, 2015.
- ABREU, A. S. et al. ESTIMATIVA DA REMOÇÃO DE SEDIMENTOS EM RESERVATÓRIOS DE PEQUENAS BARRAGENS ATRAVÉS DE DESCARREGADORES DE FUNDO. [s. l.], n. 51, 2017.
- AL-TAIEE, T. M. FEASIBILITY STUDY OF SEDIMENT FLUSHING FROM MOSUL. [s. l.], v. 15, n. 2, p. 1–16, 2008.
- ATKINSON, E. The feasibility of flushing sediment from reservoirs. Report OD 137, TDR Project R5839, [s. l.], 1996. Disponível em: <<http://eprints.hrwallingford.co.uk/111/>>
- BATUCA, DG; JORDAAN, JR JM. Silting and desilting of reservoirs. CRC Press; 2000.
- BRANDT, S. A. RESERVOIR DESILTATION BY MEANS OF HYDRAULIC FLUSHING. [s.l: s.n.].
- BRANDT, S. A. Classification of geomorphological effects downstream of dams. Catena, [s. l.], v. 40, n. 4, p. 375–401, 2000. b.
- CASTILLO, C.; PÉREZ, R.; GÓMEZ, J. A. A conceptual model of check dam hydraulics for gully control: efficiency, optimal spacing and relation with step-pools. [s. l.], p. 1705–1721, 2014.
- CESARE, G. De; SCHLEISS, A. J. Innovative approach to sediment management. Hydropower & Dams, Issue Three, [s. l.], n. Three, p. 68–73, 2011.
- CHEN, S. et al. Using Hydraulic Engineering Model Experiment to Study the Sediment Trapping Efficiency of Adjustable Check Dam. [s. l.], n. July, p. 471–480, 2016.
- CHIH-HENG, T.; CHING-NUO, C.; CHANG-TAI, T. A Study on Reservoir Operation for Desilting in the Chi-Chi Weir. Developing a Standard of Practice by Organizing Goals/Objectives, Multidisciplinary Investigations and Design Criteria into a Process for Design: An Example., [s. l.], 2008.
- CHOU, F. N.-F.; WU, C.-W. Assessment of optimal empty flushing strategies in a multi-reservoir system. Hydrology and Earth System Sciences Discussions, [s. l.], n. March, p. 1–49, 2016. Disponível em: <<http://www.hydrol-earth-syst-sci-discuss.net/hess-2016-61/>>
- DE CESARE, G. Alluvionnement des retenues par courants de turbidité. Thèse, [s. l.], v. 1820, p. 1–275, 1998.
- DE OLIVEIRA, N. et al. Guia de avaliação de assoreamento de reservatórios. [s. l.], p. 140, 2000. Disponível em: <<http://www.aneel.gov.br/biblioteca/downloads/livros/GuiaAsso.pdf>>
- DEVELAY, D. et al. Desilting Basin System of the Dul Hasti Hydroelectric Project. Journal of Hydraulic Engineering, [s. l.], v. 122, n. 10, p. 565–572, 1996.
- DIPANKAR, C.; SATYABRATA, B. Reservoir sedimentation and its remedies. [s. l.], p. 1–19, 2013.
- EMAMGHOLIZADEH, S.; BINA, M.; GHOMEYSHI, M. INVESTIGATION AND EVALUATION OF THE PRESSURE FLUSHING THROUGH STORAGE RESERVOIR. Network, [s. l.], v. 1, n. 4, p. 7–16, 2006.
- FAN, B. J.; MORRIS, G. L. RESERVOIR SEDIMENTATION. I: DELTA AND DENSITY CURRENT DEPOSITS. [s. l.], v. 118, n. 3, p. 354–369, 1992. a.

- FAN, J.; MORRIS, G. L. Reservoir Sedimentation. II: Reservoir Desiltation and Long Term Storage Capacity. *Journal of Hydraulic Engineering*, [s. l.], v. 118, n. 3, p. 370–384, 1992. b. Disponível em: <[http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(1992\)118:3\(370\)](http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/(ASCE)0733-9429(1992)118:3(370))>
- FRUCHART, F.; CAMENEN, B. Reservoir Sedimentation Different Type of Flushing - Friendly Flushing Example of Genissiat Dam Flushing. *International Symposium on dams for a changing world*, [s. l.], p. 2–7, 2012. Disponível em: <<https://hal.archives-ouvertes.fr/hal-00761305/document>>
- KASSOUL, M.; ABDELGADER, A.; BELORGEY, M. Caractérisation de la sédimentation des barrages en Algérie Characterization of sédimentation in réservoirs in Algeria. *Journal of Water Science*, [s. l.], v. 10, n. February, p. 339–358, 1997.
- LI, X. et al. Simulation of Reservoir Sediment Flushing of the Three Gorges Reservoir Using an Artificial Neural Network. *Applied Sciences*, [s. l.], v. 6, n. 5, p. 148, 2016. Disponível em: <<http://www.mdpi.com/2076-3417/6/5/148>>
- MACHADO DE ALMEIDA, JOSÉ RODOLFO; TONSO FABIANI, ANDRÉ; OTA, J. J. PPROJETO HL-164 - ESTUDOS HIDRÁULICOS EM MODELO REDUZIDO DA USINA HIDRELÉTRICA PALOMINO. [s.l: s.n.].
- MACHADO DE ALMEIDA, J. R.; TONSO FABIANI, A.; OTA, J. J. PROJETO HL-164 - ESTUDOS HIDRÁULICOS EM MODELO REDUZIDO DA USINA HIDRELÉTRICA PALOMINO. [s.l: s.n.].
- MAHMOOD, K. Reservoir Sedimentation. [s.l: s.n.].
- MESHKATI, M. E. et al. Evolution of developing flushing cone during the pressurized flushing in reservoir storage. *World Academy of Science, Engineering and Technology*, [s. l.], v. 58, n. 10, p. 1067–1071, 2009.
- MINISTÉRIO DE MINAS E ENERGIA. Balanço Energético Nacional. Empresa de Pesquisa Energética - EPE, [s. l.], p. 291, 2015.
- MORRIS, G. L.; FAN, J. Reservoir Sedimentation Handbook. [s. l.], 1998.
- PEREIRA, M. G.; DE VASCONCELOS, A. A.; TAVARES CAVALCANTI, A. J. TRATAMENTO DO DESCARREGADOR DE FUNDO DA UHE SOBRADINHO. [s. l.], p. 1–14, 2013.
- PORTO, R. de M. Hidráulica Básica. [s.l: s.n.].
- ROBERTS, J. D.; JAMES, S. C.; JEPSEN, R. A. MEASURING BEDLOAD FRACTION WITH THE ASSET FLUME. [s. l.], v. 88220, p. 1–4, 2003.
- ROOSEBOOM, A. Sediment transport in rivers and reservoirs: A Southern African perspective. *Sigma Beta Wrc*, [s. l.], n. Report No.297/1/92, p. 180, 1992.
- ROOSEBOOM, A.; MULKE, F. J. Erosion initiation. *Recent Developments in the Explanation and Prediction of Erosion and Sediment Yield (Proceedings of the Exeter Symposium, July 1982).*, [s. l.], n. 137, p. 1–8, 1982. Disponível em: <<http://iahs.info/redbooks/a137/137008.pdf>>
- RYU, J.; KIM, B. C. DESIGN OF SMALL DAMS. BUREAU OF RECLAMATION, [s. l.], p. 324–327, 1987.
- S. M. SAYAH, S. CALVO, S. BONANNI, A. F. Design and erection of the 6 bottom outlets of Cerro del Águila dam for flood routing during construction and future sediment flushing. *ResearchGate*, [s. l.], n. October 2015, 2016.
- SARAIVA, L. S. et al. Previsão do alcance da remoção de sedimentos por descarga de fundo de pequenas barragens. [s. l.], p. 1–10, 2017.

- SCHEUERLEIN, H. Removal of sediment deposits in reservoirs by means of flushing. International Association of Hydrological Sciences, [s. l.], n. 194, p. 99–106, 1990.
- SCHLEISS, J.; DE CESARE, G.; JENZER ALTHAUS, J. Reservoir sedimentation and sustainable development. [s. l.], p. 23–28, 2003.
- SEN, S. P. Sediment Management for Rangit Dam in India. [s. l.], n. February 2000, p. 3–7, 2016.
- SINGH, P. Sediment Management in Hydropower Dam (Case Study – Dez Dam Project). Hydropower - Practice and Application, [s. l.], n. January, p. 223–227, 2012. Disponível em: <www.intechopen.com>
- SUMI, T. Evaluation of Efficiency of Reservoir Sediment Flushing in Kurobe River. Fourth International Conference on Scour and Erosion, Tokyo, Japan, [s. l.], n. 1, p. 5–7, 2008.
- TALEBBEYDOKHTI, N.; NAGHSHINEH, A. Flushing Sediments through reservoirs. Iranian Journal of Science and Technology, [s. l.], v. 28, n. B1, p. 119–136, 2004.
- VILLALOBOS, I. G. Avaliação da Estimativa do Potencial de Erodibilidade de Solos nas Margens de Cursos de Água: Estudo de Caso Trecho de Vazão Reduzida Capim Branco I Araguari Minas Gerais. [s. l.], p. 216, 2007.
- WANG, H. W.; KONDOLF, G. M. Upstream sediment-control dams: Five decades of experience in the rapidly eroding dahan river basin, Taiwan. Journal of the American Water Resources Association, [s. l.], v. 50, n. 3, p. 735–747, 2014.
- ZHANG, S.; GUO, Y. Pressure Flushing of Cohesive Sediment in Large Dam Reservoirs. Journal of Hydrologic Engineering, [s. l.], v. 19, n. 1994, p. 1–8, 2014.