

云南某水电站水库泥沙淤积数值模拟研究

洪振国, 李建伟

(云南省水利水电勘测设计研究院, 云南 昆明 650021)

摘要: 水库泥沙淤积引起库区水位抬高, 侵占调节库容, 造成库容损失, 且有害粒径对水轮机造成磨损, 从而引起水轮机运行效率下降、出力和年发电量减小、检修间隔缩短和费用增大。以云南某水电站水库为例, 利用非恒定一维模型对库区泥沙淤积形态、泥沙冲淤、过机含沙量等变化进行数值模拟。结果表明: 水库泥沙淤积形态为三角洲淤积, 泥沙淤积对调节库容的影响较大; 通过水轮机水流的含沙量较小、粒径较细, 泥沙对水轮机的影响较小; 泥沙淤积数值模拟与实测资料相符, 因此采用非恒定一维模型进行泥沙淤积数值模拟是可行的, 可有效地解决云南地区泥沙淤积数值模拟的难题。

关键词: 水电站水库; 泥沙淤积; 非恒定一维模型

中图分类号: TV145

文献标识码: A

文章编号: 1672-643X(2017)05-0186-06

Numerical modeling of sediment deposition of reservoir in a hydropower station in Yunnan Province

HONG Zhengguo, LI Jianwei

(Yunnan Institute of Water and Hydropower Engineering Investigation, Design and Research, Kunming 650021, China)

Abstract: Siltation caused the reservoir water level elevation, which occupied the regulation storage capacity and resulted in the loss of the reservoir storage capacity. Because of the abrasion of the hydroturbine caused by the harmful particles, the operation efficiency of the hydroturbine dropped, the output and annual power generation decreased, and the maintenance interval was shortened while the cost increased. Taking a hydropower station in Yunnan Province as an example, the unsteady one-dimensional model is used to simulate the sediment pattern, sediment erosion and deposition, and sediment concentration in the reservoir area. The results show that the reservoir sedimentation patterns is delta sedimentation, and the sediment deposition has great effect on regulation storage capacity. The sediment through the hydroturbine has small amount of sand and fine sediment gradation, and the sediment also has small impact on the hydroturbine. The numerical simulation of sedimentation is consistent with the measured data, so it is feasible to use the unsteady one-dimensional model for numerical simulation of the sediment deposition and effectively solve the problem of numerical simulation of the sediment deposition in Yunnan Province.

Key words: hydropower station reservoir; sedimentation; unsteady one-dimensional model

20 世纪 80 年代以前, 我国多数工程水库泥沙淤积采用经验法计算, 80 年代以后随着电子计算机的广泛应用, 非饱和输沙的计算方法日益增多, 目前国内外水库冲淤计算以恒定一维模型为主, 代表性的成果包括姜乃森多沙河流水库三角洲淤积计算方法、焦恩泽水库淤积的简化估算方法、彭润泽等水库冲淤计算数学模型以及韩其为等水库淤积与河床演变的数学模型^[1]。但是挟沙水流运动的复杂性和

理论的不完善, 使恒定一维模型的经验或半经验公式和待定参数存在地区的适用性^[1-5]。

云南多为山区河流, 河床较陡, 地形复杂, 河水含泥沙量较高, 泥沙粒径变化幅度较大, 不满足恒定一维模型的边界条件, 因此恒定一维模型不适用云南地区。本文通过非恒定一维模型对云南某水电站水库泥沙淤积开展数值模拟研究, 将微分方程离散为差分方程, 采用稳定的求解格式, 编制成计算机程

收稿日期: 2017-04-27; 修回日期: 2017-06-09

作者简介: 洪振国(1976-), 男, 云南洱源人, 高级工程师, 主要从事水工建筑物设计。

序进行水电站水库泥沙淤积数值模拟,分析库区泥沙淤积形态、泥沙冲淤、过机含沙量等变化,同时通过水电站泥沙实测资料论证非恒定一维模型泥沙淤积数值模拟的可行性。

1 工程概述

云南某水电站位于云南省保山龙江中下游,开发任务为单一水力发电,电站装机容量 120 MW,保证出力 20.93 MW,多年平均发电量 6.07×10^8 kW·h,年利用 5 058 h。水电站主要建筑物包括拦河大坝,引水发电系统和坝后式发电厂房等。拦河坝为碾压混凝土重力坝,坝顶高程 1 025.0 m,最大坝高 68.0 m,坝顶长度 180.5 m。拦河坝设置 3 孔溢流表孔,堰顶高程 1 009.20 m,单孔尺寸宽×高=7.5 m×10.5 m,溢流总净宽 $3 \times 7.5 = 22.5$ m。水库坝前水位控制在正常蓄水位 1 020.5 m,水库运用最高水位为校核水位 1023.67 m^[6-8]。

2 计算方法

非恒定一维模型计算前需要率定天然河道糙率,确定上游来沙推移质输沙率。对复式河床的边滩或回流区应适当考虑扣除死水区过水断面的影响。模型率定针对计算河段的泥沙、水流、河床地形地貌特性,通过模型结构对比分析来调整和确定输入参数^[9]。

非恒定一维模型的基本方程包括输沙公式、水流运动方程、水流连续方程、泥沙连续方程、悬移质扩散方程、冲淤量分布等公式。将以上微分方程离散为差分方程,采用稳定的求解格式,编制成计算机程序,就可进行水库泥沙数值模拟^[10]。

3 基本方程

3.1 水流计算方程

连续性方程:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0 \quad (1)$$

动量方程:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + g \cdot A \cdot S - q_l U_l = 0 \quad (2)$$

式中: U_l 为侧向流入水流的流速,m/s; Q 为流量, m^3/s ; t 为时间,s; x 为沿流程坐标,m; A 为过水断面的面积, m^2 ; S 为阻力比降; q_l 为侧向流量, m^2/s ; g 为重力加速度, m/s^2 。

3.2 泥沙连续性方程及其数值解

泥沙连续方程为:

$$\frac{1}{\gamma_s} \left(\frac{\partial Q_s}{\partial x} - q \right) + B \frac{\partial A_b}{\partial t} = 0 \quad (3)$$

式中: A_b 为河床在某一基准以上的面积, m^2 ; Q_s 为输沙率, kg/s ; B 为河宽,m; γ_s 为床沙干密度, t/m^3 ; q 为单位河长的侧向输沙率, $kg/(s \cdot m)$ ^[11]。

公式(3)中的床沙干密度 γ_s 采用水库表层淤积沙样粒径 D_{50} (m)与干密度 γ_s (t/m^3)的关系^[12]:

$$\gamma_s = 4.698 D_{50}^{0.1584} \quad (D_{50} < 0.0035 \text{ m}) \quad (4)$$

$$\gamma_s = 2.43 D_{50}^{0.04379} \quad (D_{50} \geq 0.0035 \text{ m}) \quad (5)$$

通过对公式(3)的数值求解,得到某一时段 Δt 的横断面面积变化量 ΔA_b :

$$\Delta A_b = - \frac{\Delta t}{\gamma_s} \left(\frac{\partial Q_s}{\partial x} - q \right) \quad (6)$$

式中: q 为单位侧向输沙率, $kg/(s \cdot m)$ 。

在断面 j 处的单位侧向输沙率按下式计算:

$$q_j = \frac{1}{2} (q_j^i + q_j^{i+1}) \quad (7)$$

式中: q_j^i 、 q_j^{i+1} 分别为时间 t 和 $t + \Delta t$ 的单位侧向输沙率, $kg/(s \cdot m)$ 。

差分 $\frac{\partial Q_s}{\partial x}$ 计算如下:

$$\frac{\partial Q_s}{\partial x} = \frac{2}{x_j + x_{j-1}} \left(\frac{Q_{sj}}{2} - \frac{Q_{sj-1}}{2} \right) \quad (8)$$

式中: x_{j-1} 、 x_j 分别是断面 $j-1$ 和 j 之间 j 与 $j+1$ 之间的距离,m; Q_{sj-1} 、 Q_{sj} 分别是断面 $j-1$ 与 j 之间 j 与 $j+1$ 之间的流量, m^3/s ; $\partial Q_s / \partial x$ 为 Q_s / x 的差分格式, m^2/s 。

3.3 推移质输沙率计算

云南地区河流的河沙大部分为宽级配卵石河沙,处理这样的宽级配卵石河沙的运动时,把床沙分为若干粒径组,采用非均匀推移质输沙率公式计算各粒径组的推移质输沙率。目前很多非均匀推移质输沙率公式是通过一些河流的资料建立起来的,在云南地区河流上没有进行检验,非恒定一维模型选用了能反映云南地区河流推移质特性的非均匀推移质输沙率公式如下:

$$\Phi = 11.2 \left(\frac{1}{\psi} - 0.03 \right)^{4.4} \psi^{2.9} \quad (9)$$

式中: $\Phi = \frac{q}{\gamma_s P_i} \left(\frac{\gamma}{\gamma_s - \gamma} \right)^{1/2} \left(\frac{1}{g D_i^3} \right)^{1/2} \zeta^{1/2}$, $\psi = \frac{(\gamma_s - \gamma) D_i}{\tau_0} \zeta$, τ_0 为河床面切力,kN; P_i 为 i 粒径组沙占床沙中比例; ζ 为非均匀推移质输沙荫蔽系数; γ 为水密度, t/m^3 ; γ_s 为床沙密度, t/m^3 ; D_i 为床沙

粒径, mm, q 为单位侧向输沙率, $\text{kg}/(\text{s} \cdot \text{m})$ 。其中非均匀推移质输沙荫蔽系数 ζ 如下计算:

$$\zeta = 1 - A + A \frac{D_{\max}}{D_i} \quad (10)$$

其中 $D_{\max}$ 如下计算:

$$D_{\max} = \sum_{i=1}^n P_i D_i \quad D_c^* \geq D_{\max} \quad (11)$$

$$D_{\max} = \sum_{i=1}^m P_i D_i + \sum_{i=m+1}^n P_i D_c^* \quad D_c^* \leq D_{\max} \quad (12)$$

式中: D_i 为床沙粒径, mm; $D_{\max}$ 为床沙最大粒径, mm; D_c^* 为最大起动粒径, mm; A 为床沙位置特征参数, 取 0 ~ 1。

悬移质输沙计算:

$$S_* = K \left(\frac{V^3}{gR\omega} \right)^m \quad (13)$$

式中: V 为断面平均流速, m/s; m 和 K 为经验常数; R 为水力半径, m; ω 为粒径沉速, cm/s。

3.4 床沙级配计算

可动层的推移质床沙厚度计算公式:

$$AV = \frac{D_c^*}{1 - \lambda} \sum_{i=1}^m P_i \quad (14)$$

式中: m 和 λ 均为经验常数。

(1) 冲刷时可动层的级配

在冲刷过程中, 可动层顶部被冲走部分由下面的床沙充填到可动层中, 形成新的移动可动层, 因此在冲刷情况下, 冲刷过程可动层的级配计算公式:

$$P_c(K) = \frac{AVP_0(K) + \Delta z P(K) + \Delta z P_1(K)}{AV} \quad (15)$$

式中: Δz 为可动层顶部被冲量, m^3 ; $P_1(K)$ 、 $P_0(K)$ 、 $P(K)$ 、 $P_c(K)$ 分别为下层床沙级配、原可动层床沙级配、冲刷移动泥沙级配、新的可动层床沙级配。

(2) 淤积时新的可动层床沙级配

新的可动层床沙级配计算如下:

$$P_c(K) = P(K) \quad \Delta z \geq AV \quad (16)$$

$$P_c(K) = \frac{P(K)\Delta z + (AV - \Delta z)P_0(K)}{AV} \quad \Delta z < AV \quad (17)$$

式中: AV 为可动层的推移质床沙厚度; $P(K)$ 为冲刷移动泥沙级配。

3.5 悬移质和推移质分界粒径

分界粒径指数公式:

$$Z = \frac{\omega}{ku_*} \quad (18)$$

式中: u_* 为摩阻流速, m/s; k 为卡曼常数; ω 为粒径沉速, cm/s。

悬移质和推移质临界公式:

$$Z_c = \frac{\omega_c}{ku_*} \quad (19)$$

式中: ω_c 为分界粒径沉速, cm/s。

由猝发理论得出^[10]:

$$Z_c = 4.166 \quad (20)$$

当分界粒径指数 $Z \leq 4.166$ 为悬移质, 分界粒径指数 $Z > 4.166$ 为推移质。

3.6 悬移质不平衡输沙计算

悬移质不平衡输沙计算公式如下:

$$\frac{d_{si}}{d_x} = -\frac{a\omega}{q}(S_i - S_{i*}) \quad (21)$$

式中: a 为系数; S_{i*} 、 S_i 分别为分组挟沙力和含沙量, kg/m^3 。

如果挟沙力沿程直线变化, 则公式(20) 简化如下^[13-15]:

$$S_i = S_{i*} + (S_i - S_{i*})e^{\frac{a\omega L}{q}} + (S_i - S_{i*})\frac{q}{a\omega L}(1 - e^{\frac{a\omega L}{q}}) \quad (22)$$

式中: L 为计算断面至进口的距离, m; S_{i*} 为计算断面分组挟沙力; a 为不平衡输沙系数。公式(21) 中不平衡输沙系数 a 可以粗略估计如下:

冲淤交替时: $a = 0.5$

明显淤积时: $a = 0.25$

明显冲刷时: $a = 1.0$

(1) 顺直河段。河床横断面的冲淤量通常不均匀分布, 淤积时逐层水平淤高, 从低处开始, 河床冲刷受水流切力影响, 通常在深泓线附近冲刷量较大。该模型采用假设在一个计算时段 t , 冲刷横向分布遵循有效拖力 ($\tau = \tau_c$) 的幂函数规律, 横断面的冲淤量按下面进行计算:

$$\Delta Z_k = \frac{(\tau - \tau_c)^m}{\sum_B (\tau - \tau_c)^m y} \Delta A_b \quad (23)$$

式中: ΔZ_k 为横向 k 点的冲淤量, kg/m^3 ; y 为横坐标, m; m 为指数; B 为河宽, m; τ 和 τ_c 分别为河床面切力和临界功力, kN; ΔA_b 为河床面积的变化量, m^2 。在泥沙淤积时 $\tau_c = 0$ 。其中指数 m 值一般在 0 ~ 1 之间变化, m 值大时, 横向分配不均匀; m 值小时, 横向分配匀化。

(2) 弯曲河道段。弯曲河段时, 河床面积的变化量按下面计算:

$$\Delta A_b = \frac{1}{r_f} \int r z \, dr \quad (24)$$

式中: r_f 为深泓线的弯曲半径, m; r 为河道半径, m; z 为

冲淤量,kg/m³。弯曲河流的相邻断面之间不相互平行,断面间的距离沿宽度变化。因此,公式(23)中的 z 的分配值要按所处半径 r 和深泓线半径 r_f 的比值进行加权处理,加权处理的分配值按如下公式计算:

$$\Delta Z_k = \frac{(\tau - \tau_c)^m / r_f}{\sum_B (\tau - \tau_c)^m / (\Delta r \cdot r_f)} \cdot \Delta A_b$$
$$= \frac{(\tau - \tau_c)^m}{\sum_B (\tau - \tau_c)^m / \Delta r} \cdot \Delta A_b \quad (25)$$

式中: Δr 为河道半径变化量,m。
弯曲河道中存在环流,横向泥沙运动产生的河床横向高程变化公式:

$$\frac{1}{r_f} \frac{1}{r} \frac{\partial r \cdot q}{\partial r} + B \frac{\partial Z}{\partial t} = 0 \quad (26)$$

公式(25)中 q_s 前的差分格式公式为:

$$\Delta Z_k = \frac{\Delta t}{r_0} \frac{r_{k+1} q_{sk+1} - r_k q_{sk}}{r_{k+1} - r_{k-1}} \quad (27)$$

4 泥沙淤积模型计算条件

泥沙淤积数学模型布置示意图 1,计算断面在 1: 5 000 地形图中剖分,共剖分 24 个库区大断面(CS1 ~ CS24),断面控制大坝上、下游河道长度共 12 km,平均间距 500 m。根据水力计算手册和河道实际情况,断面糙率选定为 0.035。

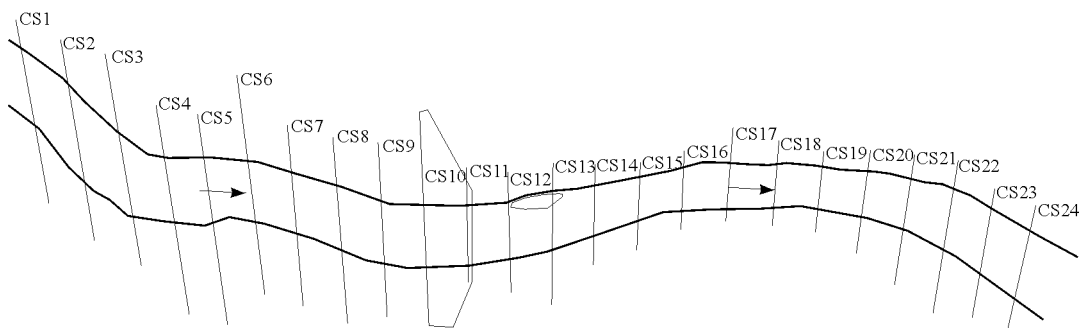


图 1 泥沙淤积数学模型布置示意图

4.1 入库泥沙及运行

水电站坝址断面的推移质沙量按悬移质沙量的 20% 计,多年平均悬移质输沙量为 227×10^4 t,多年平均悬移质含沙量为 0.454 kg/m^3 ,多年平均输沙总量为 272.4×10^4 t。
水电开发任务为单一的水力发电,发电运行服从电力系统的调度。水库可对径流进行周调节,同时也可按电力系统的要求进行日内调节,调节的范围是正常蓄水位至死水位。水库一般在正常蓄水位运行,水电站一般在汛期承担基荷,枯期承担腰荷,对于特殊情况的枯期,水电站可按系统要求进行调峰,水库在正常蓄水位 1020.5 m 至死水位 1009.5 m 之间运行。
4.2 泥沙情况
选用 1975 – 1985 年加上 1987 年共 12a 的逐日平均流量和输沙率资料作为典型年水沙基本资料,循环使用。
由于选用的 12a 典型年平均沙量为 202×10^4 t,典型年平均沙量小于多年平均输沙总量 272.4×10^4 t,计算中按比例放大了含沙量资料,悬移质、床沙级配资料见表 1 和表 2。

表 1 悬移质级配

粒径/mm	0.005	0.05	0.1	0.25	0.5
小于某粒径百分比/%	18.5	58.7	87.6	96.9	100

表 2 床沙级配

粒径/mm	0.5	2	5	10	20	60	100	300
小于某粒径百分比/%	14	33.2	44.5	54.5	67	88.2	96.5	100

4.3 边界条件

根据电站的运行方式,水库在正常蓄水位 1 020.5 m 至死水位 1 009.5 m 之间运行。非恒定一维模型计算下边界为 1020.5 m,暂不考虑水库在特殊情况下降低水位发电的情况。水库淤积平衡后降低水位发电有利于排出库区淤积泥沙,恢复部分调节库容。

5 泥沙数模计算成果分析

5.1 库区泥沙淤积形态

由于水库坝体较高,雍水位较高,有较长的回水长度,其库容相对于来水量而言比较大,坝前水位基本不变,因此水库泥沙淤积形态为三角洲淤积。水

库泥沙沿程淤积高程纵剖面形态见图 2,库区淤积纵剖面的变化主要反映了泥沙淤积形态规律。由图 2 可知,随着洲头的向下游推进,洲面继续淤高和向上游延伸,出现了“翘尾巴”现象。

水库运行 10 a 后,三角洲洲头距坝约 5.7 km,坝前淤积高程 968.17 m;水库运行 20a 后,三角洲洲头距坝约 2.7 km,坝前淤积高程 972.12 m;水库运行 30 a 后,三角洲洲头距坝约 950 m,坝前淤积高程 1 007.84 m;水库运行 34a 后,三角洲洲头达到坝前,坝前淤积高程 1 015.32 m,此时电站取水安全主要依靠冲刷漏斗保护,水库纵剖面淤积高程计算成果见表 3。

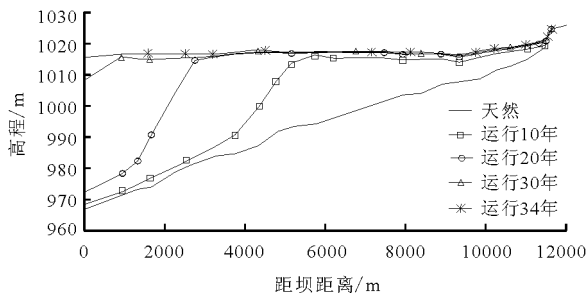


图2 泥沙淤积纵剖面图

表3 水库淤积纵剖面高程计算成果

断面号	距坝里程/km	天然河底高程/m	水库运行时间/a			
			10	20	30	40
1	0	966.7	968.17	972.12	1007.84	1015.32
2	0.95	971.2	972.14	977.93	1015.27	1016.04
3	1.33	972.8	974.38	981.70	1014.40	1016.01
4	1.66	973.5	976.40	990.03	1014.11	1015.92
5	2.26	978.3	980.04	1003.33	1014.32	1015.67
6	2.75	980.9	983.05	1013.54	1014.53	1015.66
7	3.20	983.0	986.03	1014.70	1014.82	1015.60
8	3.68	983.7	989.64	1015.60	1015.70	1016.25
9	4.28	986.4	998.62	1016.13	1016.33	1017.16
10	4.73	990.7	1006.87	1016.30	1016.47	1016.57
11	5.12	992.2	1012.67	1015.99	1016.00	1016.27
12	5.70	993.1	1015.54	1016.23	1016.30	1016.57

5.2 出入水库泥沙情况

水库运行 34 a 后,累计入库沙量 9150×10^4 t,坝前淤积高程 1 015.32 m,库容降低,通过水轮机的水流含沙量显著增加,水轮机磨损加剧,对水电站正常运行构成威胁,运用水库泄洪冲沙底孔进行泄洪冲刷排沙,降低泥沙淤积高程,累积出库沙量 2 540

$\times 10^4$ t,水库运行 33 ~ 34 a 时段的泥沙出库率为 92%,水库泥沙冲淤基本处于平衡状态,各时段泥沙出库率计算成果见表 4。

5.3 水库库容变化

水库库容曲线变化如图 3 所示。由图 3 可知,随着淤积年限的增加,库容不断地减少。

表4 各时段出库率计算成果

运行年 限/a	累计入库 沙量/ 10^4 t	累积出库 沙量/ 10^4 t	时段出库 沙量/ 10^4 t	时段进库 沙量/ 10^4 t	各时段出 库率/%
0 ~ 10	2490	370	370	2490	15
11 ~ 20	5190	865	495	2700	18
21 ~ 30	8070	1800	935	2880	32
31 ~ 32	8530	1970	170	460	37
33 ~ 34	9150	2540	570	620	92

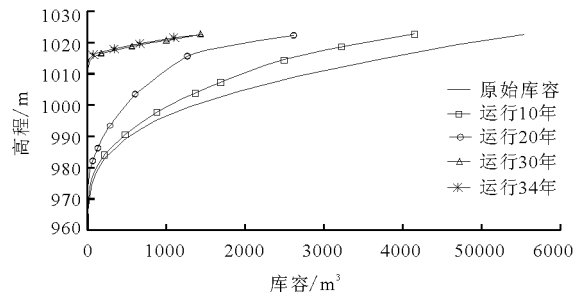


图3 水库容曲线变化图

水库各特征库水位下相应库容见表 5,表中的天然库容为断面法计算所得。

表5 各特征水位相应库容 10^4 m^3

库水位/m	天然	水库运行时间/a			
		10	20	30	40
1023.67(校核水位)	5455	3993	2434	1272	1160
1020.5(正常水位)	4849	3407	1857	701	593
1009.5(死水位)	2567	1773	834	1	0
调节库容/ 10^4 m^3	2282	1634	1022	700	593
调节库容损失/ 10^4 m^3		-648	-1260	-1582	-1689
调节库容损率/%		-28.4	-55.2	-69.3	-74.0

由表 5 可见,水库运行 34 a 后,总库容由原来的 $5455 \times 10^4 \text{ m}^3$ 减少到 $1160 \times 10^4 \text{ m}^3$,库容损失 79%;调节库容由 $2282 \times 10^4 \text{ m}^3$ 减少到 $593 \times 10^4 \text{ m}^3$,减少 74%;死库容 $2567 \times 10^4 \text{ m}^3$ 全部被泥沙淤积。由于泥沙淤积造成的库容损失共 $4295 \times 10^4 \text{ m}^3$,其中 39% 淤积在调节库容中,由此可见,水库泥沙淤积对调节库容的影响较大。

5.4 过机含沙量

水库冲淤平衡前,库内流速较小,沉沙作用明显。所以非恒定一维模型计算考虑两种情况:水库淤积期和水库冲淤平衡期。通过典型系列年水沙资料计算,水库在运行的前34a中,多年平均过机含沙量为 0.048 kg/m^3 。由于坝前水沙运动三维特性较强,模型计算的水电站进水含沙量为坝前断面平均含沙量,没有考虑含沙量的垂线分布特性,模型计算成果偏于安全。

水库冲淤平衡后,再运行12a,其间的平均过机含沙量为 0.181 kg/m^3 ,其中粒径大于 0.25 mm 的泥沙含量 0.00125 kg/m^3 。由此可见,电站过机含沙量较小、粒径较细,泥沙对水轮机的影响较小。

6 结 论

(1)本文对云南某水电站水库泥沙采用非恒定一维模型计算,结果表明水库泥沙淤积形态为三角洲淤积,电站运行34a后,水库泥沙冲淤基本平衡;水库泥沙淤积对调节库容的影响较大,水电站过机含沙量较小、粒径较细,泥沙对水轮机的影响较小。计算结果与实际运行情况一致,说明云南某水库采用非恒定一维模型进行泥沙淤积数值模拟是合理的。

(2)非恒定一维模型经过云南地区腊寨、高桥、漾洱、燕子崖、铅厂、柏香林、庙林等二十多个水电站水库实测资料验证,泥沙淤积数值模拟与实测资料符合。因此采用微分方程离散为差分方程,稳定的求解格式,编制成计算机程序的非恒定一维模型进行泥沙淤积数值模拟是可行的,可有效地解决云南地区泥沙淤积数值模拟的难题。

参考文献:

- [1] 中华人民共和国国家经济贸易委员会. DL/T 5089 - 1999 水利水电工程泥沙设计规范[S]. 北京:中国电力出版社,1999.
- [2] 涂启华,杨赉斐. 泥沙设计手册[M]. 北京:中国水利水电出版社,2006.
- [3] 王森,黄尔,陈日东. 萨拉康电站水库泥沙淤积数值模拟[J]. 水电能源科学,2016,32(7):146-149.
- [4] 李瑞江. 用准二维泥沙数学模型计算岳城水库库区淤积[J]. 水利水电工程设计,2002,21(2):39-41.
- [5] 刘兴年. 沙卵石推移质运动及模拟研究[D]. 成都:四川大学,2004.
- [6] 洪振国. 沉沙池几种计算方法应用探讨[J]. 中国农村水利水电,2013(1):129-131.
- [7] 洪振国. 定期冲洗式沉沙池截沙率应用研究[J]. 中国农村水利水电,2013(3):107-109.
- [8] 洪振国,洪振权. 沉沙池结构型式的选取方法[J]. 水利规划与设计,2015(9):105-108.
- [9] 张金林. 水库变动回水区泥沙冲淤对电厂取水口影响的研究[D]. 重庆:重庆交通大学,2013.
- [10] 戴春胜. 黑龙江干流抚远江段江道整治工程数学模型分析研究[D]. 哈尔滨:东北农业大学,2003.
- [11] 孔令法. 西藏年楚河干流防洪工程堤岸防护设计研究[D]. 南京:河海大学,2006.
- [12] 金宝琛,王立强,刘宇聪. 大凌河白石水库淤积分析[J]. 泥沙研究,1999(5):48-55.
- [13] 严镜海,许国光. 水利枢纽电站的防沙问题布置的综合分析[M]. 上海:光华出版社,1980.
- [14] 潘庆桑. 三峡工程泥沙问题研究[M]. 北京:中国水利水电出版社,1999.
- [15] 李炜. 水力计算手册[M]. 北京:中国水利水电出版社,2006.