

云南大桥水电站泥沙淤积及回水影响分析

姜利玲¹, 张小峰¹, 蒋陶¹, 张天力²

(1. 武汉大学 水资源与水电工程科学国家重点实验室, 湖北 武汉 430072; 2. 云南省水利水电勘测设计研究院, 云南 昆明 650021)

摘要: 水库建成运行后, 库中的泥沙淤积将会抬高水库水面线, 可能对库岸的基础设施产生淹没影响。以云南大桥水库为研究对象, 采用一维水沙数学模型进行计算, 分析了6种正常水位方案下, 大桥水电站水库建成后泥沙淤积对回水水面线的影响。分析结果表明, 受水库水面线抬高影响, 遇百年一遇洪水, 上游高速公路将被淹没, 说明在实际工程中计算回水水面线时其影响是不能忽略的。根据计算结果, 建议不采用正常水位1 002 m 及以上的运行方案, 并在水库运行第9年后开始水库清淤处理。

关键词: 正常蓄水位; 回水曲线; 水沙数学模型; 水库泥沙

中图分类号: TV145 **文献标志码:** A

水库泥沙既是工程建设十分关心的技术问题之一, 也是学科发展需要进一步研究的课题。因此, 结合实际工程开展水库泥沙问题研究具有十分重要的意义。目前国内外关于水库泥沙的研究, 采用较多的研究手段是数学模型、物理模型试验及实测资料分析, 不少学者通过数学模型对库区泥沙进行预报分析^[1-2], 还有一些学者基于实测资料对水库泥沙淤积及冲刷进行分析研究^[3]等。近年来, 关于水库上游回水计算、不同水位条件下水库冲淤平衡年限、不同运行年份时的泥沙淤积总量、淤积部位、形态及淤积, 对库容损失的影响等研究已经有了大量成果, 然而在水电站建成后库区泥沙淤积对回水水位抬高能产生多大影响, 以及基于库区安全控制点的正常蓄水位选取分析的研究成果并不多见。

本文以云南大桥水电站为例, 重点研究水库建成后对绿水塘电站、南盘江高速公路桥及平锁高速公路等控制性因素的安全影响, 并提出可行的清淤方案, 在保证安全的前提下尽可能增大发电效益, 为正常蓄水位选取提供参考意见。

1 数学模型介绍

本文所采用的一维泥沙数学模型已在三峡水库蓄

水初期库区泥沙淤积计算等多个项目中应用, 在预测水库泥沙冲淤上较为合理, 基本可以满足实际需要^[2]。

1.1 一维非恒定流泥沙数学模型的基本原理

1.1.1 模型基本控制方程

水流连续方程:

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

水流运动方程:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial Z}{\partial x} + g \frac{n^2 Q |Q|}{AR^{4/3}} = 0 \quad (2)$$

泥沙连续方程:

$$\frac{\partial(QS)}{\partial x} + \frac{\partial(AS)}{\partial t} = -\alpha B\omega(S - S_*) \quad (3)$$

水流挟沙力方程:

$$S_* = S_*(U, H, \omega, \dots) \quad (4)$$

河床变形方程:

$$\rho' \frac{\partial A_0}{\partial t} + \frac{\partial G_b}{\partial x} = 0 \quad (5)$$

式中, x 为沿程距离, m; Q 为流量, m^3/s ; Z 为水位, m; g 为重力加速度, m^2/s ; B 为河宽, m; t 为时间, s; A 为过水断面面积, m^2 ; A_0 为河床变形面积, m^2 ; S 为断面

平均含沙量, kg/m^3 ; S 为水流挟沙力, kg/m^3 ; U 、 H 分别为断面平均流速和平均水深, m/s , m ; ω 为泥沙颗粒沉速, m/s ; ρ' 为泥沙干密度, kg/m^3 ; G_b 为断面总输沙率, kg/s ; α 为恢复饱和系数。

1.1.2 模型相关问题处理

水流挟沙力公式采用张瑞瑾挟沙力公式, 分组挟沙力级配采用窦国仁模式, 推移质输沙率用长江科学院提出的输沙经验曲线^[4]。此外, 各级泥沙的起动流速均采用张瑞瑾公式计算^[5], 模型的离散采用线性化的 Preissmann 四点偏心隐格式, 它可避免迭代, 并能取得较大的时间步长, 减少计算工作量。

床面级配处理以及模型有关问题处理详见参考文献[6-7]。

1.2 数学模型率定

1.2.1 糙率的率定

根据河道调查, 结合邻近地区其他工程的资料, 综合考虑, 河道糙率采用 0.035, 当发生大洪水及建库泥沙淤积后糙率约减小至 0.025。

1.2.2 冲淤率定

泥沙计算采用张瑞瑾水流挟沙力公式, 系数 k 及指数 m 分别取 0.1 和 1.05。在天然情况下对库区河道进行若干年冲淤计算, 以河道没有发生剧烈冲淤为标准对恢复饱和系数进行了拟定选取, 冲刷时恢复饱和系数取值范围为 0.01 ~ 1.0, 淤积时恢复饱和系数取值范围为 0.01 ~ 0.65。

2 计算条件与计算方案

云南省大桥水电站位于云南省文山州和红河州交界处, 属于南盘江干流糯租 - 大桥河段规划的第九级水电站。电站坝址径流面积为 25 029 km^2 , 多年平均流量 175 m^3/s , 多年平均含沙量 0.97 kg/m^3 , 多年平均输沙量 562 万 t, 其中悬移质 535 万 t, 推移质 27 万 t。

2.1 计算条件

计算所需大桥水电站库区断面资料及水沙特征资料均为实测数据, 电站下游的江边街水文站控制流域面积 25 116 km^2 , 与上游坝址所在断面的径流面积均相差不到 1%。悬移质和河床泥沙颗粒级配见表 1 ~ 2。从表中可看出, 悬移质大部分为小于 0.05 mm 的细沙, 占总量的 82.5%; 中值粒径为 $d_{50} = 0.012$ mm, 平均粒径为 $d_{pj} = 0.029$ mm。床沙质颗粒细少粗多, 中值粒径为 $d_{50} = 7.0$ mm, 平均粒径为 $d_{pj} = 10.59$ mm。

该模型计算采用江边街水文站 1968, 1976, 1982 年水沙资料作为丰水大沙年、中水中沙年、枯水少沙年

代表年(水沙系列过程如图 1, 2 所示), 以此为来水来沙基础进行分析计算。对 3 个典型年水文泥沙资料进行分析, 其中流量为日平均流量, 含沙量为日平均含沙量。典型年水沙见表 3。由表 3 可知, 3 个典型年平均来水量为 56.38 亿 m^3 , 年均流量为 178.77 m^3/s , 年均悬移质沙量为 560.67 万 t, 多年平均含沙量为 0.99 kg/m^3 。从代表年平均值看, 年均来水量较长系列的水量稍丰, 而代表年的沙量比长系列沙量偏少。

表 1 悬移质颗粒级配

小于某粒径沙重百分比/%									中值	平均
0.5	0.25	0.1	0.05	0.02	0.01	0.005	0.0025	0.001	粒径/ mm	粒径/ mm
100	99.3	96.5	82.5	62	47.6	33	22	11.5	0.012	0.029

表 2 河床泥沙颗粒级配

小于某粒径沙重百分比/%									中值	平均
>40	40	20	10	5	2	0.5	0.25	0.1	粒径/ mm	粒径/ mm
100	91.8	87.1	55.6	44.8	29.3	18.9	8.5	1.7	7.00	10.59

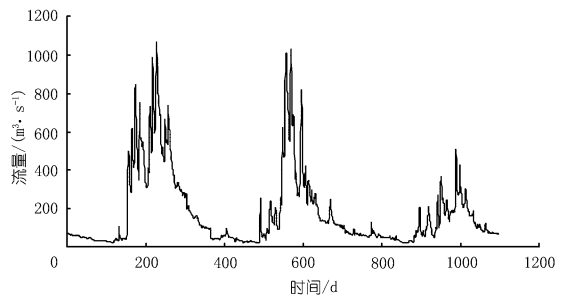


图 1 系列年流量过程线

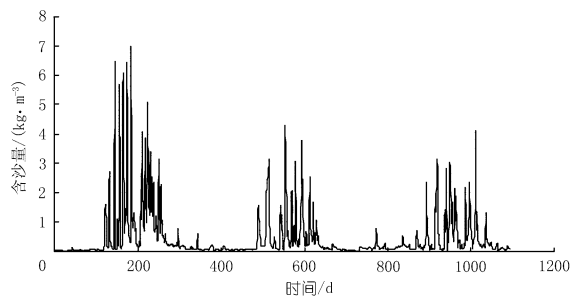


图 2 系列年含沙量过程线

表 3 大桥水库典型年入库水沙统计

年份	年来水量/ 亿 m^3	年均流量/ $(\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1})$	年悬沙量/ 万 t	年均含沙量/ $(\text{kg} \cdot \text{m}^{-3})$
丰水年	78.29	248.26	1007.20	1.29
平水年	56.58	179.41	440.34	0.78
枯水年	34.26	108.52	235.48	0.69
平均值	56.38	178.77	560.67	0.99

2.2 计算方案

从不降低大桥水电站防洪标准的角度考虑, 为保

持南盘江河段天然情况下的水文条件,拟定 1 000 m, 1 001 m, 1 002 m, 1 003 m, 1 004 m 和 1 005 m 共 6 个水库正常蓄水位方案(见表 4), 每个方案在 2010 年地形的基础上,对选定的丰、平、枯 3 个典型年往复循环使用,计算水库的淤积情况。

表 4 正常水位计算方案

方案编号	起始地形	计算年限/a	水库正常水位/m
一	2010 年地形	30	1000
二	2010 年地形	30	1001
三	2010 年地形	30	1002
四	2010 年地形	30	1003
五	2010 年地形	36	1004
六	2010 年地形	36	1005

3 计算结果及分析

3.1 建库后回水影响分析

为便于计算,建库后水面线概化为设计流量 300 m^3/s + 正常蓄水位,设计流量 600 m^3/s + 排沙水位,设计洪峰流量 + 设计洪峰相应空库运行坝前水位 3 种组合,回水即为三者的外包线。

由表 5 可知,在不同方案下,运行一定年限后,考虑库区泥沙淤积影响的回水水面线相对于未考虑泥沙淤积影响情况下的回水水面线有不同程度的抬高;回水水面线抬高的影响可达 3 ~ 4 m。因此,在实际工程中计算回水水面线时,考虑泥沙淤积的影响是非常必要的。图 3 所示为 1 001 m 方案百年一遇情况下的回水水面线。

表 5 建库运行 9a 后对河道回水水面线的影响 m

正常蓄水位	水面线抬高程度	正常蓄水位	水面线抬高程度
1000	3.74	1003	3.23
1001	3.44	1004	3.02
1002	3.42	1005	2.38

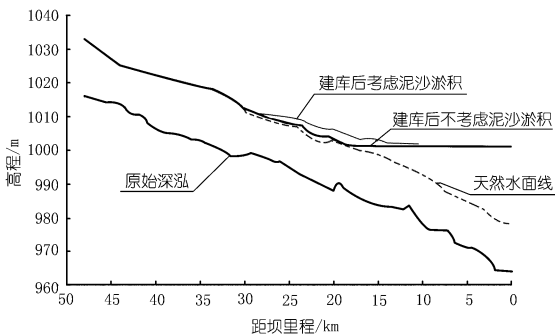


图 3 1001 m 方案百年一遇情况下的回水水面线

造成泥沙淤积的主要原因是水库建成运行后,该河段泥沙输移状态改变了。亦即水库蓄水抬高了水

位,上游河段泥沙长期处于淤积状态。

3.2 淤积量分析

表 6 统计了不同正常水位方案水库淤积量的累计成果。由表 6 可看到,水库库沙比和相对冲淤平衡年限均随水位升高呈增加的规律。

表 6 不同方案下水库淤积量统计

正常蓄水位/ m	库沙比	冲淤 平衡年限	排沙比	来沙量/ 万 m^3	淤积量/ 万 m^3
1000	8.8	22	90.2	12034	3181
1001	9.5	25	90.9	13616	3555
1002	10.2	28	91.3	15195	3930
1003	11.0	28	90.6	15195	4086
1004	11.8	31	90.8	16774	4497
1005	12.0	34	91.0	18352	4894

注:上表中排沙比为冲淤平衡年限的时均排沙比,来沙量和淤积量均为冲淤平衡年限的累计统计值。

表 7 显示了大桥水库在 6 种正常水位方案运行时泥沙淤积量年际变化对比结果。不同方案下的淤积总量差异较大,但规律较为明显,水库在各种运行方案下均发生持续淤积现象。水库运行 17 a 后,淤积量最大的为 1 005 m 方案,累计淤积量为 3 067 万 m^3 ,最小的为 1 000 m 方案,累计淤积量 2 680 万 m^3 ,两者相差 387 万 m^3 ;水库运行至冲淤平衡后,最大淤积量仍为 1 005 m 方案,达 4 894 万 m^3 ,最小淤积方案为 1 000 m 方案,两者相差 1 713 万 m^3 。

表 7 不同方案下淤积量年际变化

淤积年限/a	不同正常蓄水位下淤积量/万 m^3					
	1000m	1001m	1002m	1003m	1004m	1005m
5	1089	1099	1108	1139	1150	1158
11	1993	2030	2063	2146	2186	2216
17	2680	2751	2816	2934	3009	3067
23	-	3067	3149	3279	3715	3805
冲淤平衡年限	3181	3555	3930	4086	4497	4894

注:不同方案下的冲淤平衡年限已在表 6 中给出。

3.3 库容损失分析

表 8 统计了水库运行 20 a 后 6 个方案的剩余库容和库容损失率。由表 8 可以看出,随着水位的升高,水库剩余库容增加,相应的库容损失减小,高水位时死库容损失占总库容损失的比例比低水位时高,呈现出明显的规律性。随着水位升高,库容损失率的降低体现在回水水面线水位抬高受泥沙淤积影响减小。

水库回水受泥沙淤积的影响,在水库运行一定年限后将会淹没平锁高速公路最低点,为满足控制点安全要求,降低建库后泥沙淤积对回水水面线的影响,减少库区内泥沙的淤积量,必须对变动回水区进行清淤。考虑到水库运行一定年限后将对库尾实施清淤,本文

计算了考虑清淤情况下的回水影响。

表 8 运行 20 a 后不同方案库容比较

正常蓄水位/ m	正常库容/ 万 m ³	死库容/ 万 m ³	有效库容/ 万 m ³	正常库容 损失率/ %	死库容 损失率/ %	有效库容 损失率/ %	死库容 损失占 总库容损/%
1000	2608.18	973.04	1635.14	53.35	73.99	11.62	92.79
1001	2985.06	1192.54	1792.52	50.52	70.72	8.59	94.47
1002	3383.47	1440.45	1943.02	47.91	67.40	6.44	95.70
1003	3714.66	1638.56	2076.10	46.75	65.75	5.28	96.45
1004	4099.90	1904.90	2195.00	45.18	63.18	4.76	96.75
1005	4530.38	2216.45	2313.94	43.40	60.35	4.14	97.12

由表 9 可知,1 000 m 方案水面超过高速公路控制点高程的最大值为 2.23 m,到 1 005 m 方案时将到达 4.87 m;在 6 组正常水位方案下遇百年一遇大水时,平锁高速公路路面都将被淹没,淹没里程在 1 km 左右;在 1 000 m 和 1 001 m 方案下,百年一遇洪水不会影响到绿水塘电站尾水,从 1 002 m 方案开始,水面将超过电站尾水的安全要求。1 000~1 005 m 方案回水及清淤量计算成果见表 10。

表 9 大桥水电站相对冲淤平衡年限回水成果 (P = 1%)

断面号	距坝 里程/km	控制点 高程/m	控制点与水面线高程/m							说明
			1000m	1001m	1002m	1003m	1004m	1005m		
CS26	29.81	1017.9	3.25	2.73	2.23	2.09	1.56	0.99		
CS25	28.37	1018.5	5.66	5.05	4.49	4.37	3.80	3.16		
CS24	26.58	1016.4	3.66	3.00	2.43	2.32	1.78	1.15		
CS23	26.17	1012.1	-0.46	-1.15	-1.74	-1.85	-2.40	-3.04		
CS+1	25.97	1010.1	-2.23	-2.93	-3.54	-3.65	-4.22	-4.87	高速公路最低点	
CS22	25.77	1011.5	-0.66	-1.38	-1.99	-2.11	-2.69	-3.37		
CS21	25.35	1015.5	3.46	2.75	2.15	2.04	1.46	0.78	南盘江大桥	
CS20	23.77	1015.0	3.11	2.34	1.69	1.58	0.95	0.25	腻落江村	
CS19	23.37	1015.1	3.29	2.51	1.85	1.73	1.09	0.39		
CS18	22.92	1017.8	6.54	5.72	5.03	4.88	4.22	3.51		
CS17	22.23	1014.6	4.16	3.34	2.61	2.45	1.74	1.01		
CS9	13.39	1007.0	1.39	0.44	-0.49	-0.83	-1.86	-2.76	绿水塘	

注:绿水塘电站控制点高程为电站设计尾水位高程,断面 CS17~CS26 控制点高程为平锁高速公路路面高程。

表 10 大桥水电站回水及清淤量成果比较

正常蓄水位/ m	正常运行 水位差/m	水面与 控制点最小 相应控制点	第 10 年 清淤量/ 万 m ³	第 11 年 清淤量/ 万 m ³	第 12 年 清淤量/ 万 m ³	第 22 年 清淤量/ 万 m ³	相对冲淤平衡 年份清淤总量/ 万 m ³
1000	9	0.21 高速公路最低点	23.6	50.2	75.0	695.1	695.1
1001	9	0.19 高速公路最低点	25.0	51.2	79.5	833.0	1094.6
1002	9	0.18 高速公路最低点	24.6	52.2	82.9	868.5	1621.6
1003	9	0.16 高速公路最低点	26.7	65.7	100.5	1000.3	1838.6
1004	9	0.12 高速公路最低点	39.2	81.6	135.4	1430.4	2373.9
1005	9	0.03 高速公路最低点	79.7	171.1	233.1	1729.8	2580.0

由表 10 可以看出,各正常水位方案在达到冲淤平衡年限之前都会淹没平锁高速公路最低点 1 010.1 m,

经由典型水文年循环计算得各方案在运行前 9 a 可满足高速公路等控制因素的安全要求,从第 10 年起必须对库区采取清淤措施以保证各控制点的安全。计算中清淤量的统计按照第 9 年地形为基准从库尾往坝址清淤,6 组方案的清淤量随着正常水位的抬升呈有规律地增长趋势,其中高水位方案 1 004 m 及 1 005 m 方案的清淤量增长较快。

4 结论与建议

(1) 在不同方案下,运行一定年限后,考虑库区泥沙淤积影响的回水水面线相对于未考虑泥沙淤积影响情况下的回水水面线有不同程度的抬高。对回水水面线抬高的影响可达 3~4 m,因此,在实际工程中计算回水水面线时,考虑泥沙淤积的影响是非常必要的。

(2) 通过对水库在 6 种不同正常水位下运行情况的模拟计算,得出不同方案下淤积量和回水水面线,水库正常运行水位越高,淤积量越大,回水越高。在水库运行时,库区泥沙呈现持续淤积,淤积速率随时间的增长有减小趋势。

(3) 由于泥沙淤积,各方案下水库总库容逐渐减小,水库正常运行年份内,水库淤积初始阶段以淤积死库容为主,而后发展成以淤积有效库容为主,库容损失速率呈减小趋势。

(4) 由于受泥沙淤积的影响,水库回水水面线抬高,在水库运行到冲淤平衡年限时,遇百年一遇大水时各方案下控制点平锁高速公路路面都将被淹没,为使平锁高速公路最低点不被淹没,必须对变动回水区进行清淤。清淤量随正常运行年限的不同而有所不同,但总体上随水位的抬高而增加。水位抬高的淹没处理投资及清淤难度都会大幅度加大,因此不推荐正常水位为 1 002 m 及以下的运行方案。

参考文献:

- [1] 陶治,刘天成.基于一维水沙模型的三峡库区泥沙预报初探[J].人民长江,2011,(6).
- [2] 张小峰,谢葆玲,许全喜.三峡水库蓄水初期泥沙淤积预测模型研究[C]//中国水力发电工程学会水文泥沙专业委员会第六届学术讨论会论文集.成都:时代出版社,2005.
- [3] 许全喜.三峡水库蓄水以来水库淤积和坝下冲刷研究[J].人民长江,2012,(7).
- [4] 万建蓉,黄煜龄.汉江丹江口水库库区泥沙淤积验证计算[C]//第五届全国泥沙基本理论研究学术讨论会论文集.武汉:湖北辞书出版社,2002.
- [5] 谢鉴衡.河流模拟[M].北京:水利电力出版社,1990
- [6] 董炳江,张小峰,林江等.一维溃坝水沙数值模拟[J].安全与环境学报,2009,(2).
- [7] 林江,张小峰,董炳江,等.考虑库区淤沙影响的溃坝洪水数值模拟[J].武汉大学报:工学版,2010,(2).