沉沙池分时段法泥沙沉降率计算研究

洪振国

(云南省水利水电勘测设计研究院, 云南 昆明 650021)

摘要:目前国内沉沙池的泥沙沉降率计算有准静水沉降法计算与超饱和输沙法计算两种,这两种计算理论还没有建立起具有普遍意义的水流泥沙运动函数关系。同时泥沙沉降率计算得到泥沙沉降率是判别沉沙池的长度、宽度和底坡是否的合理的重要依据,因此有必要对沉沙池的泥沙沉降率计算方法进行改进。通过应用 E. A 查马林教授的经验公式得到分时段法沉降率计算,并通过准静水沉降法和超饱和输沙法两种方法对比论证。结果表明:分时段沉降率法计算得到的泥沙沉降率与准静水沉降法和超饱和输沙法计算基本一致,误差不超过 5%,说明分时段沉降率法是可行的。分时段沉降率法计算得到的水流泥沙运动规律与沉沙池运行宏观分析结果相同,因此模拟沉沙池的水流泥沙运动情况是可行的。

关键词: 水电站; 沉沙池; 分时段法; 沉降率计算

中图分类号: TV673.1

文献标识码: A

文章编号: 1672-643X(2015)06-0158-05

Study on calculation of sedimentation rate by period method of settling basin

HONG Zhenguo

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

Abstract: At present, the calculation method of sedimentation rate for domestic settling basin has two kinds of quasi static and super saturated sediment, but the two methods have not established the function relation of flow and sediment motion with universal significance. While the sedimentation rate by calculation is an important basis to determine whether the settling basin length, width and bottom slope reasonable. So it is necessary to study the calculation method of sedimentation rate for settling basin sediment. Through the application empirical formula of E. A. Chuck Ma - lin professor get the sedimentation rate calculated by time period method, and compared and demonstrated the two kinds of methods of quasi static sedimentation and super saturated sediment method. The results show that the sedimentation rate calculated by time interval method is basic consistent with that with quasi static sedimentation method and the super saturated sediment method, the error is not more than 5%, which indicated that time interval method of sedimentation rate is feasible. The movement law of water flow and sediment time interval method calculated by time interval method is the same with that of macro analysis of settling basin run, so the simulation of water and sediment movement of settling basin is feasible.

Key words: hydropower station; settling basin; time interval method; calculation of sedimentation rate

针对无调节的多泥沙河流引水,为了防止水中有害的或过多的泥沙进入渠道,减少渠道淤积或水轮机、水泵的磨损,通常需要设置沉沙池^[1-2]。通过定期冲洗式沉沙池泥沙沉降率计算得到泥沙沉降率是判别沉沙池的长度、宽度和底坡是否合理的重要依据。同时目前国内沉沙池沉降率计算方法有准静水沉降法计算和超饱和输沙法计算两种方法^[3]。

这两种方法的理论还没有建立起具有普遍意义的水流泥沙运动函数关系,计算理论没有新的突破。因此有必要对沉沙池的泥沙沉降率计算方法进行深入研究。

本文首先介绍应用 E. A 查马林教授的经验公式得到分时段法沉降率计算,计算出任意时段沉沙池的水深、流速、泥沙淤积厚度、淤积速率、落淤距

离,有效地模拟沉沙池的水流泥沙运动情况,并通过准静水沉降法和超饱和输沙法两种沉降率计算方法对比论证,论证了分时段法沉降率计算合理性,因此对沉沙池的水流泥沙运动规律和泥沙沉降研究具有重要意义。

1 工程概述

绿水塘水电站从水塘村旁引水,经约 3.1 km 的引水渠引至盐防坡,在经约 1.1 km 的压力钢管道引至南盘江右岸地面厂房,集中落差 322 m。是以发电为单一任务、径流式开发的高水头电站。引水渠长 2.7 km,引水流量 $3.84 \text{ m}^3/\text{s}$,设计水头 410 m,装机 5 500 kW,保证出力 2 207 kW,年利用小时 6 150 h,年均发电量 3 382 万 kW·h。

绿水塘电站工程规模为小(1)型,工程等别为 IV 等,工程主要建筑物拦河坝、沉沙池、引水渠、压力前池、压力钢管道、电站厂房等按 4 级建筑物设计,次要建筑物按 5 级建筑物设计,临时建筑物按 5 级建筑物设计^[4-6]。

2 沉沙池结构

沉沙池总长 52m。由首部扩散段、工作段、出水室及冲沙闸室、冲沙泄水道等部分组成^[7-9]。沉沙池首部扩散段与引水渠相连接,里程为 0+000~0+012.0 m,长 12 m,断面由渠道 2m 宽矩形双侧扩散为 7m 宽矩形断面。底板高程由 1 346.942 m 降至 1 345.822 m,底坡 $i=0.0933$ 。工作段里程为 0+012.0~0+052.0,长 40 m,宽 7 m,深 2.98~3.38 m。底坡为 1%,池顶高程 1 348.802 m。冲沙闸室里程为 0+052.0~0+058.50,正向冲沙,冲沙闸室底板高程 1 345.3 m。出水室底板高程 1 346.804 m,后接引水渠。由于沉沙池紧接拦河坝,故不设进口工作闸门,仅在冲沙道入口设立一道 1 m×1 m 平板冲沙闸门。

3 河水泥沙资料

拦河坝以上流域有 4 种土壤侵蚀类型,绝大部分(占的 63%)为无明显侵蚀地区,面积 56.2 km^2 ;轻度侵蚀主要分布在流域中部,面积 9.9 km^2 ,所占比例最小(12%);中度侵蚀零星分布在流域内,面积 10.0 km^2 ;强度侵蚀主要集中在河谷地区,面积 11.1 km^2 。根据土壤侵蚀程度的大小,结合流域植被现状等情况综合考虑,取各侵蚀类型的侵蚀模数中下限值进行泥沙总量推求,其综合的土壤侵蚀模

数为 $276 \text{ t}/\text{km}^2$ 。拦河坝的多年平均泥沙总量为 2.31 万 t,按推悬比 20% 的经验值计算得悬移质沙量为 1.92 万 t,推移质沙量为 0.385 万 t,河水泥沙资料如表 1。

表 1 河水泥沙资料

粒径 $d/$ mm	含量/ %	含泥量 $\rho/$ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	体积分 泥量 $\mu/$ ($\text{L} \cdot \text{m}^{-3}$)	沉速 $\omega/$ ($\text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$)
>0.5	1	0.05	0.033	5.67
0.5~0.35	19	0.95	0.633	3.71
0.35~0.25	13	0.65	0.433	2.44
0.25~0.1	17	0.85	0.567	0.612
<0.1	50	2.50	1.667	
合计	100	5.00	3.333	

4 分时段法沉降率计算

已知沉沙池设计流量 $Q=3.84 \text{ m}^3/\text{s}$,工作段宽度 $B=7 \text{ m}$,工作段长度 $L_0=40 \text{ m}$,沉沙池开始运行时工作段首端水深 $H_1=2.58 \text{ m}$,末端水深 $H_2=2.98 \text{ m}$ 。

按每 3 h 为一个时段,在每一时段内假定水流的情况是定量流,假定过水断面内悬浮泥沙的分布是均等的,即按照矩形的图形分布,则泥沙沉到沉沙池底泥沙淤积厚度按下式计算:

$$\delta = (3600qut)/(1000L) \quad (1)$$

式中: δ 为泥沙沉到沉沙池底时泥沙淤积厚度, m; q 为工作段单位宽度的流量, m^2/s ; μ 为下沉泥沙的体积含泥量, L/m^3 ; t 为时段,这里采用 3 h 为一个时段; μ 为下沉泥沙的体积含泥量, L/m^3 ; L 为泥沙落淤距离, m。泥沙落淤距离可由 E. A 查马林教授的经验公式来试算。在水流速度沿沉沙池成直线递减的情况下,泥沙落淤距离计算公式为:

$$L = H(V_1 - V)/[2.3\omega \log(V_1/V)] \quad (2)$$

式中: L 为泥沙落淤距离, m; H 与 V 分别为在沉沙池内泥沙下沉到池底处的水深与流速; V_1 为在沉沙池工作段首端流水的速度, m/s ; ω 为泥沙的沉降速度, m/s 。

沉沙池内泥沙下沉到池底处的水深与流速按下式计算:

$$H = H_1 + (H_2 - H_1)L/L_0 \quad (3)$$

$$V = V_1 - (V_1 - V_2)L/L_0 \quad (4)$$

式中: H 与 V 分别为在沉沙池内泥沙下沉到池底处的水深与流速; H_1 与 H_2 为沉沙池工作段首端与末

端的水深, m ; V_1 与 V_2 为沉沙池工作段首端与末端的流水速度, m/s ; L_0 为沉沙池工作段的长度, m 。

计算时假定长度 L , 从方程式(3) 与(4) 求得 H 与 V , 然后代入方程式(2) 求得 L , 若计算的 L 与假定值接近相等时, 说明假定长度 L 是合理的, 就用它代入(1)式求出泥沙淤积厚度。

解方程式可求得任意时段沉沙池工作段首末两端的水深、流速以及泥沙落淤距离和淤积厚度, 计算

表3 泥沙落淤距离和淤积厚度计算成果表

粒径/mm	I 时段		II 时段		III 时段		IV 时段		V 时段	
	L/m	δ/m	L/m	δ/m	L/m	δ/m	L/m	δ/m	L/m	δ/m
0.5	9.75	0.0205	10.22	0.0191	10.77	0.0182	11.66	0.0168	13.08	0.0149
0.35	15.05	0.2492	16.04	0.2338	17.31	0.2167	19.35	0.1938	22.64	0.1656
0.25	23.21	0.1105	25.28	0.1015	28.01	0.0916	32.13	0.0789	40.00	0.0467
0.1	40.00	0.0338	40.00	0.0327	40.00	0.0224				

由表2 和表3 可以看出在第一时段末沉沙池工作段首端泥沙淤积厚度 0.414 m, 末端泥沙淤积厚度 0.020 5 m。由此, 在第二时段 $H_1 = 2.17 m$, $H_2 = 2.96 m$, V_1 与 V_2 也相应发生变化。在第五时段末, 即沉沙池工作 15 h 后, 粒径为 0.25 mm 的泥沙一部分开始下沉于引水渠内, 因此需要停止沉沙池的工作, 并加以冲洗。沉沙池工作 15 h 后, 在其首端泥沙淤积厚度达到 1.67 m, 水深 0.91 m; 末端泥沙淤积厚度达到 90 mm, 水深 2.89 m。

由表2 和表3 可知水流泥沙运动规律: 随着沉沙池运行时间延长, 沉沙池泥沙淤积厚度增大, 水深减小, 流速增大, 但泥沙淤积速率是随着沉沙池运行时间的延长而减小, 因此时段泥沙淤积厚度随着沉沙池的运行时间延长而减小, 泥沙落淤距离随着沉沙池运行时间延长增大。

沉积泥沙的沉沙容积按下式计算:

$$U = \sum L\delta B \quad (5)$$

式中: U 为沉积泥沙的沉沙容积, m^3 ; L 为泥沙落淤距离, m ; δ 为泥沙沉到沉沙池底时泥沙淤积厚度, m 。

进入沉沙池的泥沙体积按下式计算:

$$N = \mu QT/1000 \quad (6)$$

式中: N 为进入沉沙池的泥沙体积, m^3 ; μ 为进入沉沙池的泥沙体积含泥量, L/m^3 ; Q 为沉沙池设计流量, m^3/s ; T 为总时段所需时间, s 。

沉沙池的泥沙总沉降率按下式计算:

$$\eta = \sum U/N \quad (7)$$

式中: η 为沉沙池的泥沙总沉降率; U 为沉积泥沙

结果见表2、表3。

表2 首末两端的水深和流速计算成果表

参数	I 时段	II 时段	III 时段	IV 时段	V 时段
首端水深 H_1/m	2.58	2.17	1.78	1.43	1.14
末端水深 H_2/m	2.98	2.96	2.94	2.92	2.90
首端流速 $V_1/(m \cdot s^{-1})$	0.21	0.25	0.31	0.38	0.48
末端流速 $V_2/(m \cdot s^{-1})$	0.184	0.185	0.187	0.188	0.189

的沉沙容积, m^3 ; N 为进入沉沙池的泥沙体积, m^3 。

根据上式求得沉沙池的泥沙总沉降率 $\eta = 36.5\%$ 。

5 准静水沉降法

5.1 沉沙池的工作宽度计算

绿水溇水电站的沉沙池根据地形地质布置条件, 沉沙池的设计长度受限, 为满足沉降率的要求, 沉沙池的工作水深尽可能取浅, 这样竖向沉距减小, 可提高沉降率。因此选定沉沙池工作段首端水深 $H_1 = 2.58 m$ 。

冲沙前的淤积高度 h_y 初步可取为沉沙池工作段首端水深的 0.2 ~ 0.3 H_1 , 考虑到取大值沉沙池宽度太宽, 不利于和引水渠的连接, 故取 $h_y = 0.2H_1 = 0.516 m$ 。沉沙池首端的工作水深: $H_p = H_1 - h_y = 2.064 m$ 。由于绿水溇水电站水轮机额定水头为 410 m, 所以沉沙池设计最小沉降粒径取 0.25 mm, 对应的沉沙池的平均流速范围值为 0.25 ~ 0.55 m/s。沉沙池的工作段宽度按下式计算:

$$B = Q/(H_p \cdot \bar{V}) \quad (8)$$

式中: B 为沉沙池的工作段宽度, m ; Q 为沉沙池设计流量, m^3/s , 对定期冲洗式水电工程沉沙池为引用流量; H_p 是沉沙池首端的工作水深, m ; $\bar{V}$ 是沉沙池工作段水流的平均流速, m/s 。

由于绿水溇水电站沉沙池设计流量 $Q = 2.84 m^3/s$, 沉沙池首端的工作水深 $H_p = 2.064 m$, 经以上沉沙池的工作段宽度公式计算, 沉沙池的工作段宽

度为7 m。

5.2 沉沙池的长度计算

静水沉降法指在不考虑水流紊动作用影响时,假定水流的平均流速不变,泥沙颗粒在水流和自身重力作用下,将沿直线下沉。实际上沉沙池内水流的流速并不是常数,又由于沉沙池内水流有紊动作用,紊流强度越靠近底部越大,所以泥沙下沉的轨迹并不是直线而是曲线。考虑上述影响,必须对静水沉降法进行紊动修正,沉沙池工作段长度按下式计算[10]:

$$L_0 = KH_p \bar{V} / \omega \quad (9)$$

式中: L_0 为沉沙池工作段长度, m; K 为紊动修正系数, 一般采用 1.2 ~ 1.5; H_p 为沉沙池首端的工作水深, m; $\bar{V}$ 为沉沙池工作段水流的平均流速, m/s, 一般沉沙池的平均流速范围值为 0.25 ~ 0.55 m/s; ω 为泥沙的沉降速度, m/s。

由于紊动修正系数 $K = 1.5$, 0.25 mm 粒径的沉降速度 $\omega = 0.0244$ m/s, 经以上沉沙池的工作段长度公式计算, 沉沙池的工作段长度为 40 m。

5.3 沉沙池的底坡计算

定期冲洗式沉沙池的工作段纵向底坡 i 应满足下式:

$$i \geq V_c^2 / C^2 R \quad (10)$$

式中: i 为沉沙池的工作段纵向底坡; V_c 为工作段冲沙流速, m/s; C 为谢才系数; R 相当于冲沙时平均水深 h 时的水力半径, m, h 可取为沉沙池工作水深的 10% ~ 30%。

由于沉沙池工作段冲沙流速 $V_c = 2.3$ m/s, 谢才系数 $C = 56.31$, 冲沙时水力半径 $R = 0.24$ m, 经计算 $V_c^2 / C^2 R = 0.0068$, 为了满足上述不等式, 同为考虑更好地冲洗泥沙, 沉沙池设计底坡为 0.01。

5.4 沉沙池泥沙沉降率

计算沉沙池末端的平均流按下式计算:

$$\bar{V}_2 = 2Q / [(\bar{H}_2 + \bar{H}_1) \times B] \quad (11)$$

式中: $\bar{V}_2$ 为沉沙池末端的平均流速, m/s; Q 为沉沙池工作流量, m³/s; $\bar{H}_1$ 为沉沙池首端在淤积时间内的平均水深, m; $\bar{H}_2$ 为沉沙池末端在淤积时间内的平均水深, m; B 为沉沙池的工作段宽度, m。

由于沉沙池设计流量 $Q = 2.84$ m³/s, 沉沙池首端在淤积时间内的平均水深 $\bar{H}_1 = 1.82$ m, 沉沙池末端在淤积时间内的平均水深 $\bar{H}_2 = 2.94$ m, 经以上沉沙池的末端的平均流速公式计算, 沉沙池的末端的平均流速为 $\bar{V}_2 = 0.18$ m/s。

由于 0.25 mm 粒径的沉降速度 $\omega = 0.0244$ m/s, 沉沙池的工作段长度 $L = 40$ m, 纵向底坡 $i = 0.01$, 则 $\omega / \bar{H}_2 = 0.01$, $\bar{H}_2 / L_0 = 0.07$, 及 $i_0 = 0.5i = 0.005$ 根据华东水利学院主编的水工设计手册 8-102 页上的泥沙沉降百分数计算曲线, 查出沉沙池的泥沙总沉降率为 41%。

6 超饱和输沙法

超饱和输沙法分为一维流超饱和输沙法和二维流超饱和输沙法, 一维流超饱和输沙法计算公式简单, 只考虑悬移质泥沙超饱和输沙特点的计算方法, 且比较适用于在我国多泥沙河流上计算沉沙池泥沙沉降率计算, 一维超饱和输沙法为水利水电工程沉沙池设计规范中的计算方法。

已知沉沙池设计流量 $Q = 3.84$ m³/s, 工作段宽度 $B = 7$ m, 工作段长度 $L_0 = 40$ m, 沉沙池末端的平均流速 $\bar{V}_2 = 0.18$ m/s, 工作段首端水深 $H = 2.58$ m, 糙率系数 $n = 0.025$, 在沉沙池运行 15 h 末首端水深 $H_1 = 1.14$ m, 末端水深 $H_2 = 2.90$ m, 则过水断面面积按下式计算:

$$A = BH \quad (12)$$

式中: A 为过水断面面积, m²; B 为沉沙池的工作段宽度, m; H 为沉沙池的工作段水深, m。

根据上式求得沉沙池的工作段首端过水断面面积 $A_1 = 7.98$ m², 末端过水断面面积 $A_2 = 20.3$ m²。

过水断面湿周按下式计算:

$$X = B + 2H \quad (13)$$

式中: X 为过水断面湿周, m; B 为沉沙池的工作段宽度, m; H 为沉沙池的工作段水深, m。

根据上式求得沉沙池的工作段首端过水断面湿周 $X_1 = 9.28$ m, 末端过水断面湿周 $X_2 = 12.8$ m。

过水断面水力半径按下式计算:

$$R = A / X \quad (14)$$

式中: R 为过水断面水力半径, m; A 为过水断面面积, m²; X 为过水断面湿周, m。

根据上式求得沉沙池的工作段首端过水断面水力半径 $R_1 = 0.860$ m, 末端过水断面水力半径 $R_2 = 1.586$ m, 则沉沙池的工作段过水断面平均水力半径 $\bar{R} = 1.22$ m, 过水断面平均谢才系数 $\bar{C} = 41.35$, 过水断面平均水力坡度 $\bar{J} = 5.67 \times 10^{-5}$ 。

过水断面水流摩阻流速按下式计算:

$$u_* = \sqrt{gR\bar{J}} \quad (15)$$

式中: u_* 为过水断面水流摩阻流速, m/s; g 为重力

加速度, m^2/s ; $\bar{R}$ 为过水断面平均水力半径, m ; $\bar{J}$ 为过水断面平均水力坡降。

恢复饱和系数按下式计算:

$$\alpha_i = K(\bar{\omega}_i/u_*)^{0.25} \quad (16)$$

式中: α_i 为恢复饱和系数; K 为综合经验系数, 当沉沙池宽度与深度之比在 1.5 ~ 4 之间时, 则取 $K = 1.5 \sim 1.0$; i 粒径组编号, $i = 1, 2, 3, \dots, m$; $\bar{\omega}_i$ 为粒径组平均沉速, m/s ; u_* 为过水断面水流摩阻流速, m/s 。

由于粒径组 0.25 ~ 0.1 的平均沉速 $\bar{\omega}_1 = 0.612$ cm/s , 0.35 ~ 0.25 的平均沉速 $\bar{\omega}_2 = 2.44$ cm/s , 0.35 ~ 0.5 的平均沉速 $\bar{\omega}_3 = 3.71$ cm/s , 沉沙池的宽深比 = 2.71, K 在 1.5 ~ 4 之间, 则粒径组 0.25 ~ 0.1 恢复饱和系数有 $\alpha_1 = 0.762$, 粒径组 0.35 ~ 0.25 恢复饱和系数 $\alpha_2 = 1.077$, 粒径组 0.5 ~ 0.35 恢复饱和系数 $\alpha_3 = 1.195$ 。

沉沙池出口粒径组含沙量按下式计算:

$$S_i = S_{0i} e^{-\alpha_i \frac{\bar{\omega}_i L}{q}} \quad (17)$$

式中: S_i 为沉沙池出口粒径组含沙量, kg/m^3 ; i 粒径组编号, $i = 1, 2, 3, \dots, m$; S_{0i} 为沉沙池入口含粒径组沙量, kg/m^3 ; α_i 为粒径组的恢复饱和系数; $\bar{\omega}_i$ 为粒径组平均沉速, m/s ; L_i 为沉沙池工作段长度, m ; q 为沉沙池工作段单宽流量, m^2/s 。

根据上式求得沉沙池出口粒径组 0.25 ~ 0.1 含沙量 $S_1 = 2.447$ kg/m^3 , 粒径组 0.35 ~ 0.25 含沙量 $S_2 = 0.584$ kg/m^3 , 粒径组 0.5 ~ 0.35 含沙量 $S_3 = 0.176$ kg/m^3 。

粒径组沉降率按下式计算:

$$\eta_i = 1 - S_i / S_{0i} \quad (18)$$

式中: η_i 为沉沙池的粒径组沉降率; i 粒径组编号, $i = 1, 2, 3, \dots, m$; S_i 为沉沙池出口粒径组含沙量, kg/m^3 ; S_{0i} 为沉沙池入口含粒径组沙量, kg/m^3 。

根据上式求得: 沉沙池的粒径组 0.25 ~ 0.1 沉降率 $\eta_1 = 76.1\%$, 粒径组 0.35 ~ 0.25 沉降率 $\eta_2 = 69.8\%$, 粒径组 0.25 ~ 0.1 沉降率 $\eta_3 = 87.2\%$ 。

沉沙池泥沙总沉降率按下式计算:

$$\eta = \sum \eta_i \Delta P_i / \sum \Delta P_i \quad (19)$$

式中: η 为沉沙池的泥沙总沉降率; η_i 为沉沙池的粒径组沉降率; ΔP_i 为入沉沙池粒径组的沙重百分数。

根据上式求得沉沙池的泥沙总沉降率: $\eta =$

38.6%。

7 结 语

(1) 采用分时段沉降率法、准静水沉降法、超饱和和输沙法对泥沙沉降率计算, 得到泥沙总沉降率分别为 36.5%、41%、38.6%, 这 3 种方法计算成果基本相符, 相差不超过 5%, 因此论证了分时段沉降率法是合理的。

(2) 通过分时段沉降率法计算表明沉沙池运行时间延长, 沉沙池泥沙淤积厚度增大, 水深减小, 流速增大, 但是泥沙淤积速率应该是随着沉沙池运行时间的延长而减小, 时段泥沙淤积厚度随着沉沙池的运行时间延长而减小, 泥沙落淤距离随着沉沙池运行时间延长增大。

(3) 分时段沉降率法计算得到的水流泥沙运动规律与沉沙池运行宏观分析结果相同, 可以模拟沉沙池的水流泥沙运动情况, 对研究沉沙池的水流泥沙运动规律具有重要意义。今后进一步加强沉沙池泥沙沉降率法计算方法研究和水力泥沙模型的试验研究, 更有效地解决水流泥沙运动复杂的课题, 并在经济技术方面广泛地应用。

参考文献:

- [1] 中华人民共和国水利部. SL269-2001 水利水电工程沉沙池设计规范[S]. 北京: 中国水利水电出版社, 2001.
- [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] 熊启钧. 灌区建筑物的水力计算与结构计算与结构计算[M]. 中国水利水电出版社, 2007.
- [4] 洪振国, 王鹏. 水电站沉沙池布置方案比选研究[J]. 红水河, 2014, 33(3): 29-32+54.
- [5] 洪振国, 洪振权. 水电站的防沙措施[J]. 东北水利水电, 2014(10): 6-8.
- [6] 洪振国, 王鹏. 连续冲洗式沉沙池的冲沙计算及应用[J]. 中国水运, 2014, 14(2): 279-281.
- [7] 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.
- [8] 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.
- [9] 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.
- [10] 水利部水利水电规划设计总院. 水工设计手册(第2版 灌排、供水)[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2014.