

白济汛水电站沉沙池及压力前池设计

田 辉,洪振国

(云南省水利水电勘测设计研究院,云南 昆明 650021)

摘要 为解决高水头电站水轮机组发电引水的泥沙问题,结合引水系统的地形条件,将常规布置于取水口的沉沙池置于渠道末端,通过适当加大渠道流速解决明渠淤积问题。在渠末布置沉沙及冲沙设施,将沉沙池与压力前池结合布置,压力前池由沉沙池尾部取用表层清水,结合布置设计有效解决了发电引水的泥沙问题,增大了压力前池的有效容积,减小了分开布置所需的场地,紧凑的布置更易于适应狭窄的地形条件,减小工程投资。

关键词 高水头 沉沙池 压力前池 结合布置 白济汛水电站

中图分类号 TV673⁺.1

文献标识码 B

文章编号 1006-7647(2008)S1-0100-03

白济汛水电站地处云南省迪庆藏族自治州维西傈僳族自治县境内,电站首部枢纽及取水口位于澜沧江二级支流阿海洛姑河上,引水系统采用明渠跨流域引水至澜沧江左岸山顶,渠末接沉沙池、压力前池及压力管道,电站厂房位于澜沧江左岸。电站设计引用流量 $3.02 \text{ m}^3/\text{s}$ 。最大静水头 $1\,000 \text{ m}$,装机容量 24 MW ,年利用小时数 $4\,450 \text{ h}$,保证出力 5.47 MW ,多年平均发电量 $1.068 \text{ 亿 kW}\cdot\text{h}$ 。

1 设置沉沙池的必要性

根据水文资料,阿海洛姑河泥沙问题不严重,取水口河道多年平均含沙量为 $0.378 \text{ kg}/\text{m}^3$,在云南的山区河流中属于泥沙含量较低的河流,一般中、低水头电站可不设沉沙池。但白济汛电站最大静水头为 $1\,000 \text{ m}$,水头较高,除广西天湖水电站(最大静水头为 $1\,075 \text{ m}$,为亚洲第一高水头电站)外,白济汛电站目前为亚洲第二高水头电站。电站采用冲击式水轮机组,额定水头 950 m ,根据《水利水电工程沉沙池设计规范》,过机多年平均含沙量与设计水头的交点位于 C 区以外,已超出规范的水头范围(规范中的最大水头为 500 m),因此必需设置沉沙池^[1]。由于该工程额定水头为 950 m ,而规范可供查询的最大额定水头为 500 m ,因此在满足机组磨损要求的条件下,设计最小沉降粒径选用规范的下限值 0.10 mm ,泥沙沉降率取值不宜太高,取 80% ^[1],以满足机组运行为宜,否则沉沙池长度太大,没有合适的地形条件。

2 沉沙池布置方案选择

经现场勘测及进行引水线路的方案比较,首部枢纽及取水口只能布置于仙人洞坡脚的峡谷地段,引水明渠前段布置于阿海洛姑河右岸,在中部采用 165 m 的无压隧洞穿过分水岭,明渠后段布置于澜沧江左岸。

沉沙池一般布置于取水口处,以利于取水冲沙后排入下游河道,同时防止泥沙进入引水系统,否则泥沙沉积在引水道内将影响电站运行。但该工程坝址处河床纵坡较陡,只宜采用低坝无压取水,库内回水长度仅 30 m ,没有库内沉沙的条件。而取水口附近地形陡峻,不适合布置沉沙池,只有在明渠中、后段有布置沉沙池的地形条件,但中、后段明渠高于河床 500 m 以上,且明渠下部山坡为耕地及林地,没有布置天然泄水道的条件,如果布置人工泄水道则施工困难且投资较大。经综合比较将沉沙池布置于明渠尾部的压力前池处,该处位于澜沧江左岸山顶的一个浑圆状山包,地形相对平缓,顺流左侧为洛吉古河冲沟,泄水道可直接引入冲沟。为解决引水渠道的泥沙淤积问题,根据地形、地质条件明渠底坡设计为 $0.4\% \sim 1.4\%$ 之间,渠道全部采用混凝土衬砌,渠道流速为 $2.4 \sim 3.9 \text{ m/s}$,大于不淤流速并小于不冲流速,渠道不会产生淤积及冲刷^[2]。

3 结合布置设计

压力前池山坡高程为 $2\,110 \sim 2\,140 \text{ m}$,地形平缓,

总体地形坡度为 8°。表层覆盖层为第四系残坡积,铅直厚度为 1.5~3.0m。下伏基岩为石英砂岩夹板岩,池身下部及池底板均位于强风化基岩上,岩层倾向山内,池基不存在抗滑稳定问题,地基承载力满足建筑物持力要求。

沉沙池采用单厢定期冲沙式,经布置计算沉沙池所需长度为 88 m,为使沉沙效果好且便于排沙泄水,沉沙池呈直线布置,采用正向进水、正向冲沙的方式^[1]。根据该处的地形条件,将沉沙池与压力前池并列布置,中间设隔墙,压力前池由沉沙池尾部的隔墙顶侧堰取水。沉沙池、压力前池平面布置见图 1。

沉沙池总长 91.88 m。由进口控制闸、首部扩散段、池身段、溢流侧堰、冲沙闸室、冲沙泄水道等部分组成。

沉沙池进口设一道 1.5 m×1.5 m 的控制闸门,首部扩散段长为 15.88 m,断面由 1.5 m 宽的矩形经双侧扩散为 5.4 m 宽,底板高程由 2 724 m 降至 2 720.03 m,底坡 $i=1:4$ 。池身为 70 m,宽为 5.4 m,深为 6.02~6.72 m。池顶高程为 2 726.05 m,正常水位为 2 725.03 m,冲沙流量为 0.8 m³/s,工作水深为 2 m,池内平均流速为 0.12 m/s,底坡为 1%。沉沙池尾部顺流左边墙设置有一道溢流侧堰,用于下泄多余的渠道来水及电站电负荷时的弃水,侧堰长为 14 m,堰顶高程为 2 725.13 m,为实用堰,下泄流量为 3.8 m³/s 时堰顶最大水深为 0.62 m。溢流侧堰下接泄水道,将弃水引入洛吉古河冲沟。沉沙池尾部设一道 1 m×1.5 m 平板冲沙闸门,采用正向冲沙,闸室后接泄水道,冲沙水流汇入溢流侧堰泄水道后引入洛吉古河冲沟。

压力前池总长为 90.68 m,有效容积为 265 m³(含与沉沙池共用部分的容积),由首部控制闸室、引

水道、扩散段、池身段、前池冲沙闸、压力管道进水闸室等部分组成。

前池进口控制闸长为 3 m,设一道 1.5 m×1.5 m 的闸门,正常运行时关闭闸门,在需要放空沉沙池清淤时开启闸门,控制进入前池的电站引用流量。引水道长 45.88 m,断面为 1.5 m×1.5 m 的矩形,底坡 $i=1:500$ 。扩散段长为 20 m,断面由 1.5 m 的矩形经单侧扩散为底宽为 3 m 的梯形断面,底坡 $i=1:4.07$ 。池身为 20 m,底宽为 3 m,顶宽为 8.1 m,深为 6.52~6.72 m,正常水位为 2 725.00 m,底坡为 1%。压力前池与沉沙池之间的隔墙顶设一道溢流堰,堰宽为 19 m,堰上水深为 0.47 m,压力前池利用溢流堰从沉沙池末端取用表层的清水。前池放空闸布置于压力前池末段的顺流左侧隔墙内,以利放空检修及排沙,放空闸设置一道 1 m×1.5 m 的平面钢闸门。

压力管道进口布置在池末,为正向进水方式,进口设置一道 2.0 m×6.12 m 的金属拦污栅,人工清污,闸室段设置一道 1.5 m×1.5 m 的平面事故闸门。

沉沙池与压力前池结合布置的优点是:

- a. 压力前池从沉沙池尾部的表层取水,保证泥沙最大限度的沉降,以取用表层的清水。
- b. 压力前池通过 20 m 宽的侧堰从沉沙池取水,其正常水位与沉沙池基本相同,压力前池的一部分有效容积位于沉沙池内,在不增加压力前池工程量的条件下,正常运行时可增大压力前池的有效容积。
- c. 在渠道末设置两道控制闸,以控制渠道来水进入沉沙池及压力前池。正常运用情况下水流进入沉沙池后再由隔墙侧堰进入压力前池。因沉沙池冲沙流量较小,在正常运用情况下冲沙效果不理想,如增加冲沙流量则势必增大渠道的工程量,因该工程泥沙含量很小,沉沙池的淤积不严重,不需要经常冲

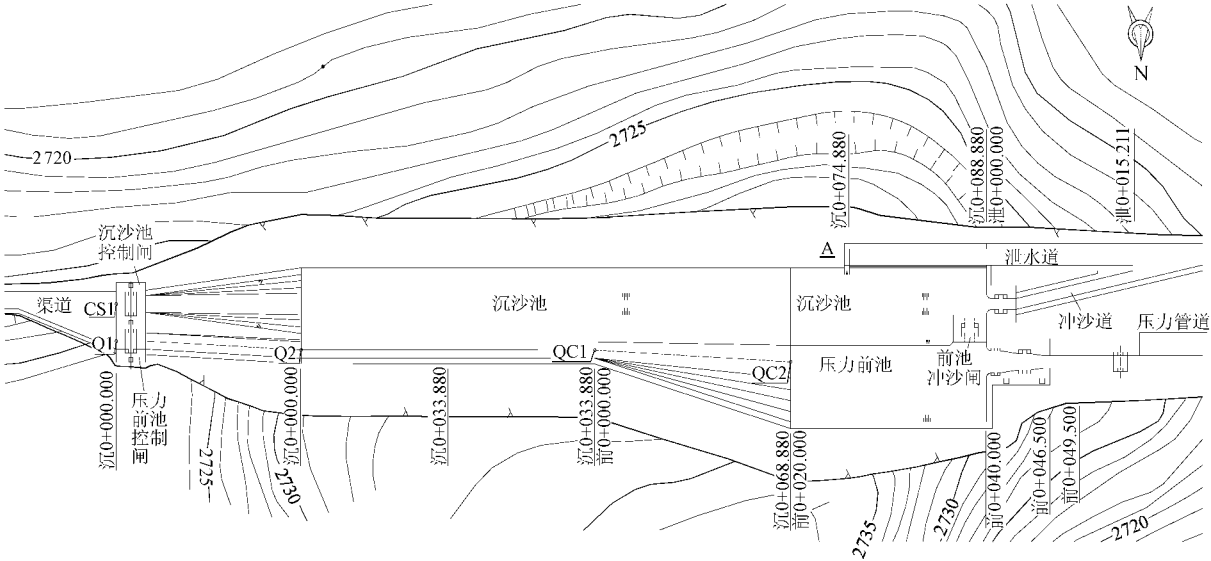


图 1 沉沙池、压力前池平面布置(单位:m)

沙。在需要冲沙时控制进入沉沙池的流量为冲沙流量,降低水位进行冲沙,此时开启渠道进入前池的控制闸门,发电用水由压力前池控制闸直接进入前池,不影响电站的发电运行。

d. 结合布置所需的长度比分开布置短,工程投资也较分开布置少,有利于电站的正常运行。

4 结 语

a. 在取水口及渠道沿线均没有合适位置布置沉沙池的情况下,考虑将沉沙池布置在渠末的前池位置是可行的,为防止泥沙在渠道内淤积,渠道需采用较陡的底坡,保证渠道内流速大于不淤流速,小于不冲流速。

b. 渠道采用较陡底坡虽然解决了淤积问题,但同时发电水头会有损失,如果水头比较宝贵,仍需将沉沙池布置于渠道前段。因此,需进行技术经济比较来确定。

c. 沉沙池在电站运行时进行冲沙一般需要较大的冲沙流量才能保证较好的冲沙效果,但流量大会影响发电取水。而采用降低水位冲沙效果较好,

冲沙流量不需太大,不影响发电取水。该工程充分考虑了河流泥沙问题,沉沙池只需定期冲沙,因在冲沙时发电用水由渠道直接进入前池,而前池的沉沙作用很小,因此应选择在来水含沙量较小时清理沉沙池,以尽量减少泥沙对机组的磨损。

d. 前池与沉沙池之间的取水侧堰布置需比较确定,侧堰要有足够的宽度,使水流平稳进入前池;侧堰的顶高程布置要比较选定,降低堰顶高程可增加前池的共用部分容积,但需增加沉沙池长度,因此需拟定几组方案进行比选。

白济汛电站水头较高,虽河流泥沙问题不严重,但为保证机组的安全运行,需要设置沉沙池。结合地形、地质条件将沉沙池与压力前池结合布置在渠道末端的优点是比较明显的,对于节约投资,提高沉沙效果及电站运行是有利的。对于小流量、高水头的电站沉沙池及压力前池设计有一定的借鉴意义。

参考文献：

[1] SL269-2001,水利水电工程沉沙池设计规范[S].
[2] SL/T205-97,水电站引水渠道及前池设计规范[S].
(收稿日期 2007-07-16 编辑 方宇彤)

(上接第 86 页)

3.4 结 论

通过以上对施工过程中原位观测资料的分析,可以看出塑料排水板能够有效地加速超孔隙水压力的消散,提高地基土强度,其加固深厚软基的作用十分明显。在施工过程中可采用地表沉降速率指标、水平位移速率指标和孔隙水压力指标综合确定加载速率,以确保地基的稳定。加载控制指标建议值见表 3。

表 3 加载控制指标

加载时断面高程 (相对高程)/m	一次加载 厚度/m	地表沉降速率/ (mm·d ⁻¹)		水平位移 速率 A/ (mm·d ⁻¹)	孔隙水 压力系 数 B	停荷 期/d
		何时停止 加载	何时 加载			
<3.0	≤2.0	M>30	N<10	<4	<0.6	30~60
约 4.0	≤1.5	M>30	N<10	<4	<0.6	40~60
约 4.8	≤1.3	M>20	N<5	<4	<0.6	45~60
约 5.6	≤1.2	M>20	N<5	<4	<0.6	45~60
约 6.2	≤1.0	M>20	N<5	<4	<0.6	≥50
>7.0	≤1.0	M>15	N<5	<4	<0.6	≥60

注:M 为连续 3 天的平均沉降速率,N 为连续 5 天的平均沉降速率。

加载速率的控制与地基土的性质、加载方式等因素有关,在实际施工与观测中,若有 1 项指标超出而另外 2 项未超出,应及时分析原因 若有 2 项以上

指标同时超出,应暂停施工或采取其他处理措施。只有把各项观测结果综合起来考虑,并注意加载结束后数天内的发展趋势,才能正确地判断地基是否处于危险状态。

4 结 语

原位观测是深厚软基筑堤过程中一个重要的环节,通过对观测资料的分析可以了解软基固结情况和强度增长情况,同时观测资料也是完善设计和指导施工的依据。笔者在对温州半岛浅滩一期工程原位观测资料分析的基础上,提出了采用地表沉降速率指标、水平位移速率指标和孔隙水压力指标综合确定加载速率的方法来控制地基的稳定。该方法能有效地调整施工进度,保障工程的安全。

参考文献：

[1] 浙江省水利厅.浙江省海塘工程技术规定[R].杭州:浙江省水利厅,1999.
[2] 《地基处理手册》(第二版)编写委员会.地基处理手册[M].北京:中国建筑工业出版社,2000 55-58.
[3] JTJ 017—96,公路软土地基路堤设计与施工技术规范[S].
(收稿日期 2007-02-12 编辑 骆超)