

西北洪积扇区开敞式调蓄水池设计

——以小洪沟为例

鲁 玮

宁夏水利水电勘测设计研究院有限公司 宁夏 银川 750000

摘要: 修建调蓄水池可有效提高干旱地区的水源保障。本文依托小洪沟调蓄水池工程,介绍了开敞式调蓄水池的设计全过程,提出在洪积扇地貌区修建调蓄水池必须依据当地地形地貌条件,采取针对性的导洪设计处理方案。为缓解蓄水池土工膜面积过大造成的不良影响,采用膜下盲沟设计方案,即在盲沟中设置通气盲管,周边回填碎石,是提高盲沟排气排水效果的有效工程措施。该调蓄水池设计方案可为类似工程提供可靠参考。

关键词: 开敞式调蓄水池; 排气排水盲沟; 冲积扇; 导洪

引言

同心县所处的清水河流域位于宁夏中部干旱带核心区,群众生产生活没有长期稳定可靠的水源保障,亟需修建调蓄水池以解决当地吃水难的问题。

调蓄水池的设计涉及众多,流量规模计算是复杂系统工程求解过程,受调水量、用水过程、输配水结构和调度方式等多种因素影响^[1]。薛塞光^[2]通过分析蓄水池设计规模、防护结构等,以宁夏中部干旱带蓄水池为研究对象,提出了宁夏中部干旱带蓄水池布置与结构设计方案。然而由于调蓄水池和土工膜面积大,膜下气体难以排出,制约调蓄水池的建设和运行。曹雪山^[3]借助流量变化等效原则,运用非饱和土固结简化计算方法模拟了抽气条件下膜下气压分布状态,提出了渗透系数与路径长度成比例的变换关系。盲沟气阻的其他影响因素尚需作进一步研究。

为进一步认识在洪积扇区修建开敞式调蓄水池的设计方案,依托清水河流域城乡供水工程,小洪沟调蓄水池项目,开展开敞式调蓄水池设计全过程研究,为工程设计提供一个可靠的实践方案。

1 工程概况

小洪沟调蓄水池位于同心县小洪沟北侧2.7km处,是清水河流域城乡供水工程同心中西部和红寺堡西部供水片区的调蓄水池,坐标为东经105.64955244,北纬37.20770411,图1为小洪沟调蓄水池影像图。项目地质为天景山洪积扇地貌单元,地形向东倾斜,场地现为荒地,地形起伏较大,面积约1万m²,场地表层被洪水切割成深度不等的小冲沟,冲沟深1.5-3m,场地的北侧和南侧冲沟发育,呈NW—SE向展布。冲沟无地表水,植被稀少,交通便利。工程供水系统包括:调蓄水池、小

洪沟供水系统、输水管线系统、导洪系统和防渗系统等。调蓄水池坝顶高程为1425.00m,水库正常蓄水位1423.50m,设计底高程为1414.30m,库内水深9.20m,调节库容28.42万m³,坝顶轴线总长901.40m。



图1 小洪沟调蓄水池影像图

2 设计方法

2.1 调蓄水池设计

2.1.1 池顶高程

池顶超高根据《碾压式土石坝设计规范》(SL274-2020)按下列公式计算:

$$Y = R + e + A$$

式中: Y坝顶超高(m); R设计波浪爬高,(m); e设计风壅水面高度,(m); A安全加高,本工程涉及的开敞式调蓄水池的最大坝高均小于15m,对于4级建筑物,设计标准条件下A=0.5m,校核标准条件下A=0.3m。地震安全加高均取0.50m。

波浪爬高根据土石坝设计规范推荐的莆田试验站公式计算。

$$R = K_p K_\beta R_m, R_m = K_\Delta K_w \sqrt{\frac{h_m L_m}{1 + m^2}}$$

$$e = \frac{KW^2 D \cos \beta}{2gH_m}$$

$$\frac{gh_m}{W^2} = 0.13th \left[0.7 \times \left(\frac{gH_m}{W^2} \right)^{0.7} \right] \times th \left[\frac{0.0018 \left(\frac{gD}{W^2} \right)^{0.45}}{0.13th \left(0.7 \times \left(\frac{gH_m}{W^2} \right)^{0.7} \right)} \right]$$

$$L_m = \frac{gT^2}{2\pi}, T_m = 4.438(h_m)^{1/2}$$

式中： R_m 平均爬高（m）； h_m 平均波高（m）； L_m 平均波长（m）； T_m 周期按下式计算（s）； $K\Delta$ 与坝坡护面有关的系数，边坡采用预制砼板防护，取值0.90； K_w 经验系数，与风速、波前水深和g有关，根据规范计算查表确定； m 迎水坡边坡系数，采用2.75； K 综合摩阻系数，取 3.6×10^{-6} ； W 水域上空10m处的平均最大风速(m/s)，采用同心县多年平均最大风速值的1.5倍，同心县多年平均最大风速为10.0m/s，常遇风向为西北风、偏西西北风；正常运用采用多年平均最大风速的1.5倍，取 $1.5 \times 10.0 = 15.0$ m/s；非正常运用采用多年平均最大风速，取10.0m/s； D 风区长度（m）； H_m 水域的平均水深； H 坝迎水面前水深； β 风向与坝轴线的法线所成的交角，取 $\beta = 0^\circ$ 。

根据《碾压式土石坝设计规范》规定，对于4级坝，设计爬高值取累计概率 $P = 5\%$ 的爬高值 $R5\%$ 。根据《碾压式土石坝设计规范》（SL274—2020）第5.3.3条的规定，坝顶高程等于调蓄水池静水位与坝顶超高之和，按以下运用条件取其最大值：

- ①设计洪水位加正常运用条件的坝顶超高；
- ②正常蓄水位加正常运用条件下坝顶超高；
- ③校核洪水位加非正常运用条件的坝顶超高；
- ④正常蓄水位加非正常运用条件的坝顶超高再加地震安全加高。

地震安全加高包括地震壅浪高和地震沉降，地震壅

浪高为0.5 ~ 1.5m，地震沉降取坝高的0.5%-1%，对于4级土石坝，地震壅浪高本工程拟取0.5m，地震沉降取0.10m。

经计算坝顶超高 $y = 0.90$ m，故蓄水池设计顶高程为： $1423.50 + 0.9 + 0.5 + 0.10 = 1425.00$ 。

2.1.2 沉降量

为确定坝顶竣工后的预留沉降超高，对小洪沟调蓄水池进行沉降计算分析，通过沉降计算分析，估算坝体和坝基竣工时的沉降量和最终沉降量。土石坝的沉降计算采用分层总和法。根据《碾压土石坝设计规范》（SL274-2020）附录E。

黏性土坝体和坝基从开始施工到完全固结时大坝的沉降量计算按下式计算：

$$S_t = \sum_{i=1}^n \frac{e_{i0} - e_{it}}{1 + e_{i0}}$$

式中： S_t 竣工时或最终的坝体和坝基总沉降量； h_i 第*i*层土层厚度； e_{i0} 第*i*层土料的起始孔隙比； e_{it} 第*i*层相应与竣工时或最终的竖向有效应力作用下的孔隙比； n 土层分层数。

非粘性土坝体和坝基的最终沉降量计算按下式计算：

$$S_\infty = \sum_{i=1}^n \frac{p_i}{E_i} h_i$$

式中： S_∞ 坝体或坝基的最终沉降量； h_i 第*i*层土层厚度； p_i 第*i*计算土层由坝体荷载产生的竖向应力； E_i 第*i*计算土层的变形模量； n 土层分层数。经计算，坝顶最终沉降量为17.35cm；

坝体填土湿容重 14.84 KN/m³，坝体填筑计算高度10.7m，按分层总和法计算，在最大断面（填筑高度10.7m）处进行计算，得到坝体沉降量，表1为坝体最终沉降量表。

表1 坝体最终沉降量计算表

序号	Δh (m)	土层中的压缩应力 (KN/m ²)		孔隙比		$(e_{i0} - e_{it}) / (1 + e_{i0})$	$\Delta S_i = (e_{i0} - e_{it}) / \Delta h_i / (1 + e_{i0})$
		初始应力 P_{i0}	最终应力 P_{it}	初始孔隙比 e_{i0}	孔隙比 e_{it}		
1	1.5	5.5	22.26	0.571	0.570	0.001	0.001
2	1.5	5.5	44.52	0.571	0.562	0.006	0.009
3	1.5	5.5	66.78	0.571	0.550	0.013	0.020
4	1.5	5.5	89.04	0.571	0.542	0.018	0.028
5	1.5	5.5	111.3	0.571	0.537	0.022	0.032
6	1.5	5.5	133.56	0.571	0.532	0.025	0.037
7	1.7	5.5	158.79	0.571	0.528	0.027	0.047
$s = \sum \Delta s = 0.1735$ m							

土石坝施工期的沉降量 s_0 可按公式 $s_0 = 0.1496H^{1.646}$ 计算（《土石（堤）坝设计计算手册》）。 $S_0 = 0.1496 \cdot H^{1.646} =$

$$0.1496 \cdot 11.5^{1.646} = 7.40(\text{cm})$$

由于坝体为普通碾压法施工，故上述值应乘以系数

1.3, 所以坝体施工期的沉降量为 $1.3 \times 7.40 = 9.62\text{cm}$ 。

竣工后的坝顶沉降量为 $17.35 - 9.62 = 7.73(\text{cm})$

竣工后的坝顶沉降量为 7.73cm , 小于坝高(10.7m)的1%要求; 确定预留竣工后沉降超高为 8.0cm , 综上所述, 最终确定坝体竣工时填筑顶高程为 $1423.50 + 0.9 + 0.5 + 0.10 + 0.08 = 1425.08\text{m}$ 。

2.1.3 坝坡及坝顶设计

调蓄水池坝体断面形式采用梯形断面, 迎水面边坡坡比为1:2.75, 背水面边坡为1:2.5, 池顶宽度均为5.0m, 坝顶上设宽度4.26m厚度18cmC25砼路面。大坝为碾压式土坝, 填筑料原位制备, 迎水面坝坡坡比1:2.75, 背水面坡度采用1:2.50。坝体为均质土坝, 坝体填筑材料使用库区的角砾料及砂壤土掺和料填筑, 压实度 ≥ 0.96 。坝体竣工后的坝顶沉降量为 7.63cm , 小于坝高的1%要求, 确定预留竣工后沉降超高为 8cm , 即确定坝体竣工时填筑顶高程为 1425.08m ;

(1) 坝坡设计

根据几种护坡型式的投资、耐久性、防塌可靠性、抗冻胀等方面综合比较, 小洪沟调蓄水池调蓄水池采用

砼板+土工膜的砌护方案。上游坝坡自上而下依次为20cm厚现浇砼板(标号为C30、F200、W6)、50mm厚M10砂浆、300g/0.8mm/300g复合土工膜防渗、100mm厚砂垫层($0.075\text{mm} < d \leq 2.0\text{mm}$)。砌护板边长取 $3.0 \times 3.0\text{m}$, 板间设置3cm宽度伸缩缝, 缝内填充低发泡聚乙烯闭孔板, 下游坝坡采用C25砼坝肩护角和植草皮护坡。

(2) 坝顶设计

坝顶铺设4.26m宽C25砼路面, 后坝坡培土2m宽。坝顶设置C30砼压顶板, 路面高程为 1425.00m , 采用砼路面, 自上而下分别为180mm厚C25砼路面、200mm厚砂砾石垫层。

2.2 供水系统和超越管线

图2为进水管与超越关系图。水库进水管自一泵站压力流末端转换池竖井汇入2#调蓄水池, 进水管管径DN1400mm。转换池设计水位 1425.26m , 进水管的设计流量 $2.0\text{m}^3/\text{s}$ 。蓄水池进水消能采取阶梯式消能设计, 进水消能建筑物设计流量采用 $2.0\text{m}^3/\text{s}$, 坝顶镇墩、消能槽、消力池均采用C30、F200、W6砼。超越管管线自转换池开口从蓄水池北侧与小洪沟重力流管线相连接。

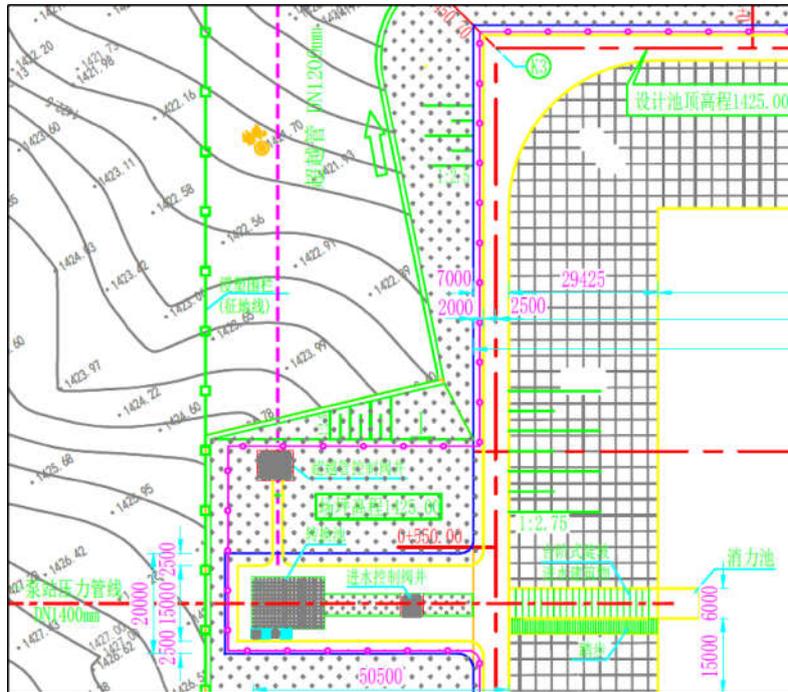


图2 进水管与超越管关系图

2.3 输水管线系统

小洪沟调蓄水池位于清水河流域城乡供水工程一泵站压力管线的末端; 起对红寺堡西部、同心县城镇供水与兴仁片区的调蓄作用。输水关系主要包含输水塔和输水涵管两部分, 图3为输水塔与输水涵管关系图。输水管

线设计输水能力为 $1.5\text{m}^3/\text{s}$ ($13\text{万}\text{m}^3/\text{d}$), 同心供水老水厂管线设计能力为 $0.37\text{m}^3/\text{s}$ ($3.2\text{万}\text{m}^3/\text{d}$)。

2.3.1 输水塔

输水塔布置在坝的东北侧, 设置在水库迎水面, 设计取水流量 $1.87\text{m}^3/\text{s}$ 。水库输水塔采用现浇C30砼塔式矩

形双腔结构,左侧为小洪调蓄水池出水控制腔室,右侧为小洪沟供水泵站腔室,底板总长22m,宽15m,底板厚2.0m,塔壁高15.3m,壁厚1.0m,输水塔建基面高程为1408.20m,设计塔顶高程1425.60m。

输水塔塔壁四周回填土填筑要求:①在输水塔塔壁与回填土接触面涂刷粘土浆;②距塔壁0.5m范围内采用人工或小型机械夯实,要求单层回填厚度为0.1m;距塔

壁0.5~1.5m部分采用小型振动碾夯实,要求单层回填厚度为0.2m。距塔壁1.5m范围以外部分采用大型机碾压夯实,要求单层回填厚度为0.3m。③回填宽度小于5m的部分,要求培土加宽填筑,加宽后的宽度 $\geq 5\text{m}$,待土体夯实后,对加宽部分采用人工配合机械的方式进行削坡处理,使蓄水池坡型恢复设计要求。④按此要求回填后,需进行回填土压实度检测。



图3 输水塔与输水涵管关系图

2.3.2 输水涵管

坝下输水涵洞采用外梯内圆结构,进口底高程1411.60m,孔径1.4m,总长95.20m,共10节。输水涵洞后接管径1.2m的输水管道,管道后接放空检修阀井,从阀井出来之后汇入小洪沟重力流管线。

2.4 导洪系统

调蓄水池修建在天景山洪积扇地貌单元,必须考虑导洪措施。依据当地地质地貌,工程设置2个导洪堤,1#导洪堤设置在蓄水池进场道路南侧,采用路堤结合设计,总长534.52m。2#导洪堤根据现状情况设置在蓄水池东侧采用全断面砌护,总长326.17m。导洪堤施工采用浆砌石设计,导洪堤设计防洪标准为30年一遇,设计流量 $3.5\text{m}^3/\text{s}$,校核防洪标准为100年一遇,校核流量 $5.4\text{m}^3/\text{s}$ 。

2.5 防渗系统

土工膜虽具有一定的抗刺破、抗顶破能力,但在水头变大时,常被膜下尖砾顶破,尤其在地质土级配不良和存在角砾的情况下,更易破坏。因此,在膜下铺设过渡层。库区地质以细砂和角砾为主,库底开挖至设计铺设膜高程时,应预留10cm超高,并机械碾压至设计高程,铺膜前需检验基地无尖锐砾石后方可进行土工膜的铺设,必要时可在膜下设细砂垫层。

小洪沟调蓄水池防渗采用土工膜水平防渗方案,库底防渗为300g长丝土工布+0.8mmPE膜+300g长丝土工布三层防渗铺设结构,膜上覆土压重厚度不小于1.0m;坝坡仍采用300g/0.8mmPE膜/300g的复合土工膜防渗。水库土工膜铺设面积大,需要在膜下做排气措施。土工膜下

排气盲沟间距50m,矩形布设,盲沟尺寸为 $30\times 30\text{cm}$,盲沟内布设一条 $\phi 100\text{mm}$ 的土工盲管,管周边回填碎石,碎石外包一层 $200\text{g}/\text{m}^2$ 的长丝土工布。为尽可能减少渗漏,在复合土工膜搭接焊缝处进行基础补强,焊缝两侧各1.5m范围内基础采用0.30m厚度3:7灰土换填。

3 结论

小洪沟调蓄水池工程于2021年7月正式通水,自蓄水以来,各项监测设备完好,监测数据正常,蓄水池蓄水效果良好。经过设计优化调整和现场的施工探索,主要设计经验和体会如下。

(1)导洪设计是在洪积扇地貌区修建调蓄水池的必要措施,依据当地地形地貌条件,采取针对性的处理方案,不仅方便施工,经得起实践检验,同时导洪效果较好,对类似地质工程具有一定参考价值。

(2)土工膜面积大,膜下排气路径太长是造成盲沟气阻的主要原因,故在盲沟中设置通气盲管,周边回填碎石,可大大减弱气体在盲沟内传输的阻力。另外,利用膜下盲沟排水,可有效降低地下水位,该方法是提高盲沟排气排水效果的有效工程措施。

参考文献

- [1]李长春.甘肃引洮供水二期工程流量规模计算方法研究[J].人民黄河,2017,39(02):90-93.
- [2]薛塞光,刘佳.宁夏中部干旱带调蓄水池设计与应用[J].人民黄河,2010,32(10):93-94+97.
- [3]曹雪山,袁俊平,丁国权.抽气现场试验的土工膜下盲沟气阻数值模拟研究[J].岩土工程学报,2022,44(10):1780-1788.