

某水电站重建放空洞布置设计

王立海¹, 李健薄^{1,2}

(1. 中国电建集团成都勘测设计研究院有限公司, 四川 成都 610072;
2. 四川大学水力学与山区河流开发保护国家重点实验室, 四川 成都 610065)

摘要:某水电站放空洞与导流洞全结合布置, 采用有压接无压洞布置型式。电站蓄水后右岸边坡蠕动变形, 运行 3 年后遭遇 7.0 级地震。震后检查发现, 放空洞闸门竖井发生变形错台, 平板事故闸门卡阻不能提起。文章通过研究分析闸门竖井破坏原因, 结合枢纽区地形地质条件及枢纽布置, 提出重建放空洞布置方案。

关键词:放空洞; 布置; 重建; 数值计算

中图分类号:TV66;TV547

文献标志码: B

文章编号:1001-2184(2025)03-0078-08

DOI:10. 20196/j. cnki. scslfd. 20250323

Layout Design of Reconstruction of Empty Discharge Tunnel of a Hydropower Project

WANG Lihai¹, LI Jianbo^{1,2}

(1. PowerChina Chengdu Engineering Corporation Limited, Chengdu 610072, China;

2. State Key Laboratory of Hydraulics and Mountain River Engineering, Sichuan University, Chengdu 610065, China)

Abstract: A hydropower project adopted the layout of fully combined discharge cavity and diversion tunnel, as well as the layout type of pressurized and non-pressurized tunnel. After the impoundment of the hydropower station, the right bank slope was creeping and deformed, and after 3 years of operation, it encountered a 7.0-magnitude earthquake. After the earthquake, it was found that the shaft of the gate of the emptying tunnel was deformed and staggered, and the jam of the flat plate accident gate could not be lifted. In this paper, through the research and analysis of the causes of gate shaft failure, combined with the topographic and geological conditions of the hub area and the layout of the hub, the layout scheme of the reconstruction emptying tunnel is proposed.

Key words: emptying tunnel; layout; reconstruction; numerical calculation

0 引言

放空洞是为了电站进水口、大坝检修设置的泄水建筑物, 可根据工程特点采用单独布置、与泄洪洞结合、与导流洞结合等布置方式。放空洞布置应根据工程检修需要确定布置高程, 并结合地形地质条件、枢纽布置、水力学条件和施工条件等, 进行技术经济比较选定洞轴线和布置型式^[1]。

某水电站蓄水后右岸泄洪洞进口至引水隧洞进口之间边坡蠕动变形, 最大变形量 1 236 mm。发电 3 年后, 遭遇 7.0 级地震, 震后检查发现, 引水隧洞进口段变形破坏、放空洞事故闸门卡阻。经调查研究, 需对引水隧洞和放空洞进行重建, 以恢复电站发电和水库放空功能。通过开展闸门竖

井修复、新建闸门竖井、新建进口等放空洞修复方案比选, 最终选定采用新建进口的重建放空洞方案。

1 工程概况

某水电站流域水电梯级开发的龙头水库, 采用混合式开发, 电站装机容量 100 MW, 多年平均发电量 3.947 亿 kW·h。电站水库正常蓄水位 2 370.00 m, 相应库容 5 622 万 m³, 调节库容 4 915 万 m³, 具有年调节性能。枢纽布置见图 1。

工程为Ⅲ等中型工程, 永久性主要建筑物级别为 3 级, 次要建筑物为 4 级, 临时性建筑物级别为 5 级; 由于挡水建筑物为 112.5 m 高的堆石坝, 拦河大坝提高一级按 2 级建筑物设计。水库枢纽挡、泄水建筑物设计洪水重现期为 100 年, 校核洪

收稿日期: 2024-12-17
基金项目: 国家自然科学基金资助项目(52409102)

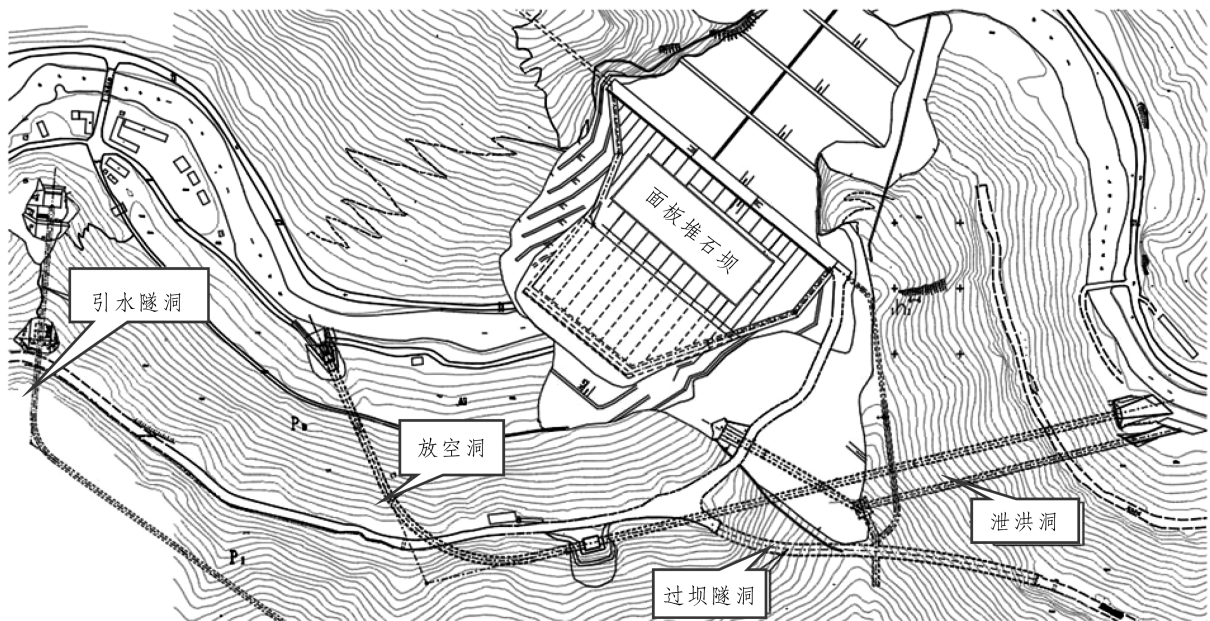


图1 枢纽布置图

水重现期为2000年。厂房设计洪水重现期为100年,校核洪水重现期为200年。泄洪建筑物下游消能防冲设计洪水重现期为30年。

枢纽主要建筑物由混凝土面板堆石坝,泄洪洞,放空洞、引水系统,发电厂房和GIS楼开关站等组成。

1.1 原放空洞布置

放空洞布置于拦河大坝右岸山体内部,放空洞与导流洞全结合,由引渠段、有压进口段、进口暗涵段、圆形有压洞、闸门竖井、方圆形无压洞、出口扩散段组成,放空洞总长713.00 m。压力进口为顶面半径为2.5 m的四分之一圆曲面的喇叭型进口,底板高程为2 275.00 m,其前为12 m长的引渠段,其后接5.0 m长的渐变段,断面由5.0 m×5.0 m的正方形孔口变为城门洞形。有压隧洞由城门洞形段和圆形段两部分组成,桩号(放)0+000.000~(放)0+049.500 m段为城门洞形,断面尺寸为5.0 m×5.0 m(直墙高度2.5 m)。桩号(放)0+049.500~(放)0+059.500 m段为渐变段。桩号(放)0+059.500~(放)0+272.410 m段为圆形断面,内径为5.0 m。在有压隧洞末端及(放)0+272.41 m处设长8.0 m的渐变段,渐变段内径为5.0 m的圆形有压洞变为4.5 m×4.0 m的矩形孔口与闸门竖井连接。竖井式闸门井高103.75 m,顺水流长21.0 m,宽8.5 m。竖

井内设置事故检修及工作闸门各一道,事故检修闸门为平板闸门,孔口尺寸4.5 m×4.5 m(宽×高);工作闸门采用弧形门,孔口尺寸4.5 m×4.0 m(宽×高),工作闸门操作平台设在闸门竖井内,平台高程为2 289.25 m。

闸门井后设10 m渐变段,经渐变段过水断面由4.5 m×7.2 m的矩形变为4.5 m×7.2 m的城门洞形。桩号0+380.00~0+390.00处,经10 m长的渐变段将断面尺寸为4.5 m×7.2 m的城门洞形变为4.5 m×6.2 m的城门洞形。无压洞总长396.6 m。放空洞出口采用底流扩散消能。

1.2 原放空洞进口淤积及闸门竖井变形情况

地震发生后对水工建筑物检查发现,进口淤积、闸门竖井变形,见图2、图3。

放空洞进口部位存在着一定的淤积情况,放空洞进口底板部位的淤积高程已经完全覆盖洞顶,但向上游方向,淤积物顶高程迅速降低,淤积物主要以细颗粒为主,当放空洞闸门打开时,此类细颗粒物质能够被水流冲向下游。

竖井变形破坏主要集中在高程2 325.00 m附近,临河侧的平板门槽变形开裂高度略高,但仍通过竖向的裂段与其他各面的裂缝相连通。变形存在一定的上部井筒相对于下部井筒向坡外变形的趋势,临河侧混凝土错台宽度估测在70 cm以上。

2 重建放空洞方案比选

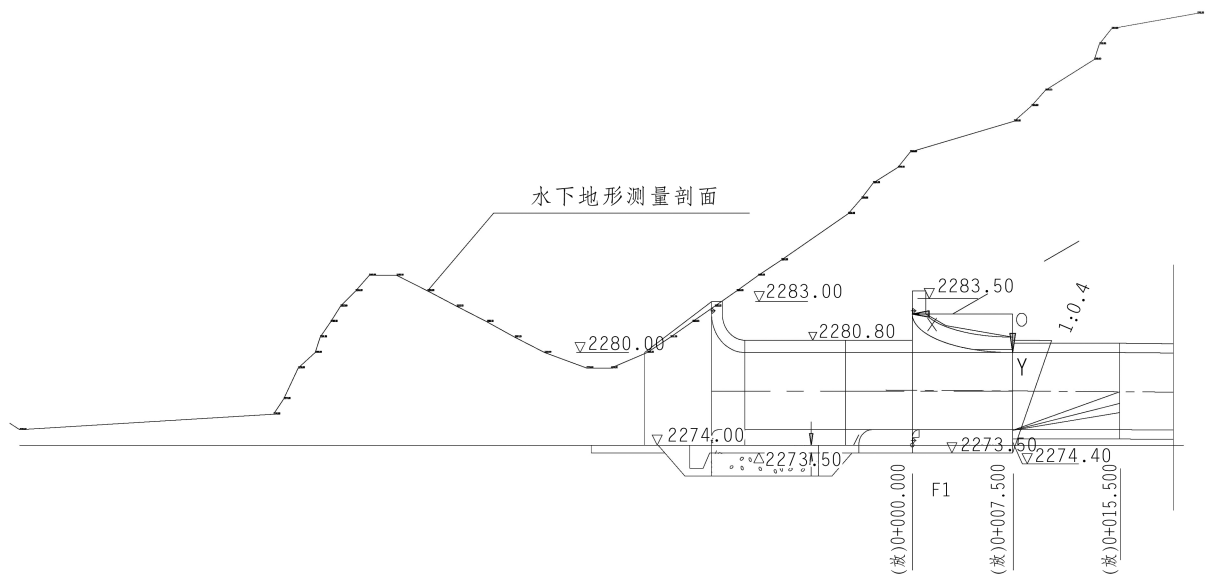


图 2 放空洞进口淤积

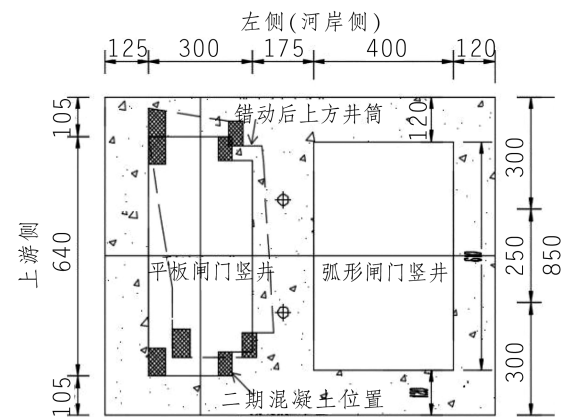


图 3 闸门竖井变形示意图

2.1 基本原则

重建放空洞方案力求方案简单、施工快速、投资节省、尽量不影响工程发电效益的正常发挥,方案拟定主要遵循以下几个原则^[2]:

- (1)保证工程安全的原则。方案的选择应结合放空洞在枢纽中的作用及工程的现实情况确定,选定方案应该确保工程的长期安全运行,不能由于方案的调整降低工程整体的安全度;
- (2)经济的原则。放空洞存在的主要问题是竖井变形和闸门不能正常使用,放空洞竖井下部和流道运行基本正常,处置方案要充分利用现有建筑物进行,以达到经济实用的目的;
- (3)施工可行的原则。现状竖井内衬砌混凝土脱落掉块时有发生,在进行改造前要采取有效手段杜绝施工中掉块伤人伤物,此外由于放空洞

流道狭窄,施工空间局促,且闸门不能有效封水,放空洞下平段长期流水,洞内施工条件极度恶劣,选定的改造方案要做到施工可行、工期可控。

2.2 方案拟定

2.2.1 闸门竖井修复方案(方案一)

考虑将原闸门井顶部至变形错动高程范围内竖井四周扩挖并支护衬砌,形成外井筒,然后按原结构尺寸重新浇筑闸门竖井混凝土,形成内井筒;外井筒采用钢筋混凝土衬砌承担围岩压力、外水压力等荷载,钢筋混凝土衬砌结构沿竖井竖向设置水平变形缝以适应边坡蠕变,并采用系统锚杆支护和固结灌浆对井筒围岩进行加固处理。外井筒与内井筒间预留变形空间,与外井筒结构混凝土面距离 0.80 m,确保边坡蠕动变形不影响内井筒结构。方案一闸门竖井横剖面见图 4。

2.2.2 新建闸门竖井方案(方案二)

鉴于放空洞闸门竖井变形存在的重大安全风险,可采用利用原导流洞有压段,在无压段后部重建闸门井。新建闸门竖井的位置宜地质条件较好,施工和运行期尽量不受库水影响,尽量靠近现闸门竖井以减少有压段长度。大坝右岸泄洪洞进口上游侧边坡为变形坡体,因此位于泄洪洞进口上游侧的放空洞洞段不宜新建闸门竖井;放空洞与泄洪洞上平段轴线交叉点至大坝帷幕之间放空洞洞段,其右侧布置有泄洪洞旋流竖井,该段放空洞与泄洪洞旋流竖井净距约 15~20 m,若在此段新建闸门竖井,两竖井间净距 12~17 m,不足泄

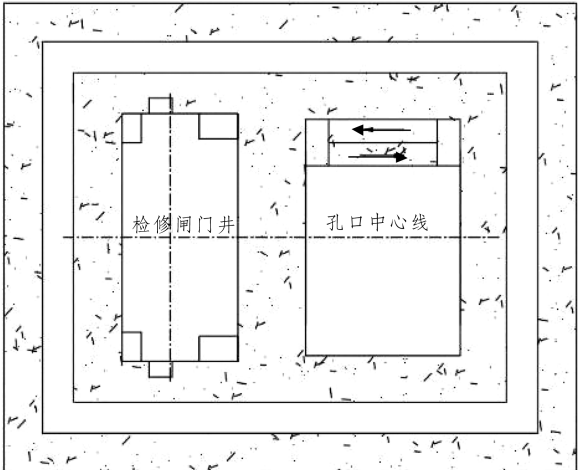


图4 方案一闸门竖井修复方案横剖面图

洪洞旋流竖井开挖洞径2倍,因此不考虑在此洞段新建闸门竖井。综合分析,新建闸门竖井布置在大坝帷幕下游。

2.2.3 新建进口方案(方案三)

由于原放空洞与导流洞结合布置,进口高程较低,存在淤积问题,因此考虑另外选择放空洞进口位置,并将进口高程抬高。根据边坡监测资料,泄洪洞进口至大坝坝肩范围边坡未发现变形现象,因此新建进口方案选择将进口布置在泄洪洞进口下部,出口利用原放空洞出口,同时为避免新建洞室开挖破坏大坝帷幕,新建隧洞选择在大坝帷幕上游与原放空洞相接。新建进口方案布置见图6。

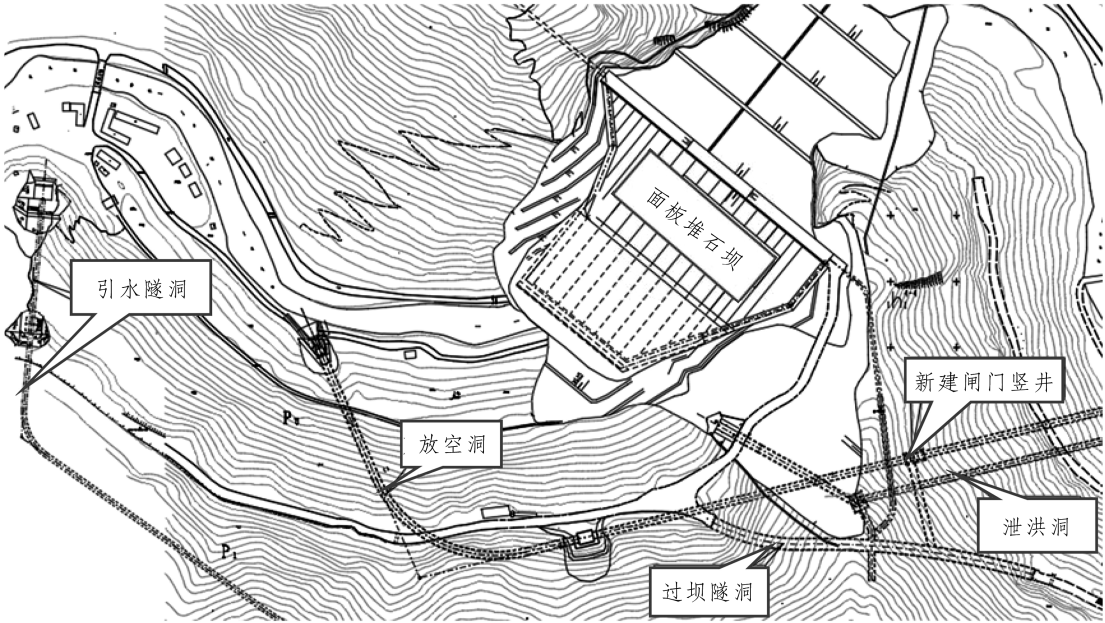


图5 方案二新建闸门竖井方案布置图

2.3 方案选择

方案一采用井中井结构修复闸门竖井,恢复了放空洞功能,但边坡蠕动变形持续时间以及最大变形量不确定,存在变形量超过预留80 cm变形空间的风险;隧洞进口淤堵可通过放空洞拉沙缓解,但不能彻底清除,在后期工程运行过程中需根据情况开启放空洞排沙。闸门井拆除需逐层设置施工平台,小药量爆破,边开挖边衬砌,总工期12个月,施工期间不影响发电。施工期间存在开挖掉块对原闸门造成破坏的风险。工程投资约2 716万元。

方案二新建闸门竖井,恢复了放空洞放空功

能;但存在边坡持续变形导致原竖井破坏掉块进入放空洞流道,导致新设闸门卡阻的风险;隧洞进口淤堵可通过放空洞拉沙缓解,但不能彻底清除,后期工程运行过程中需根据情况开启放空洞排沙。闸门竖井施工采用反井钻机开挖导井,再自上而下扩挖,闸门井混凝土采用滑模衬砌。初拟工期为11个月,施工期间不影响发电。工程投资约3 043万元。

方案三新建放空洞进口,恢复了放空洞功能,完全避开变形坡体布置,并且将进口抬高至水库淤积高程以上,不存在进口淤堵的问题。新建进口需将水库放空后实施,施工工期为12.5个月,停

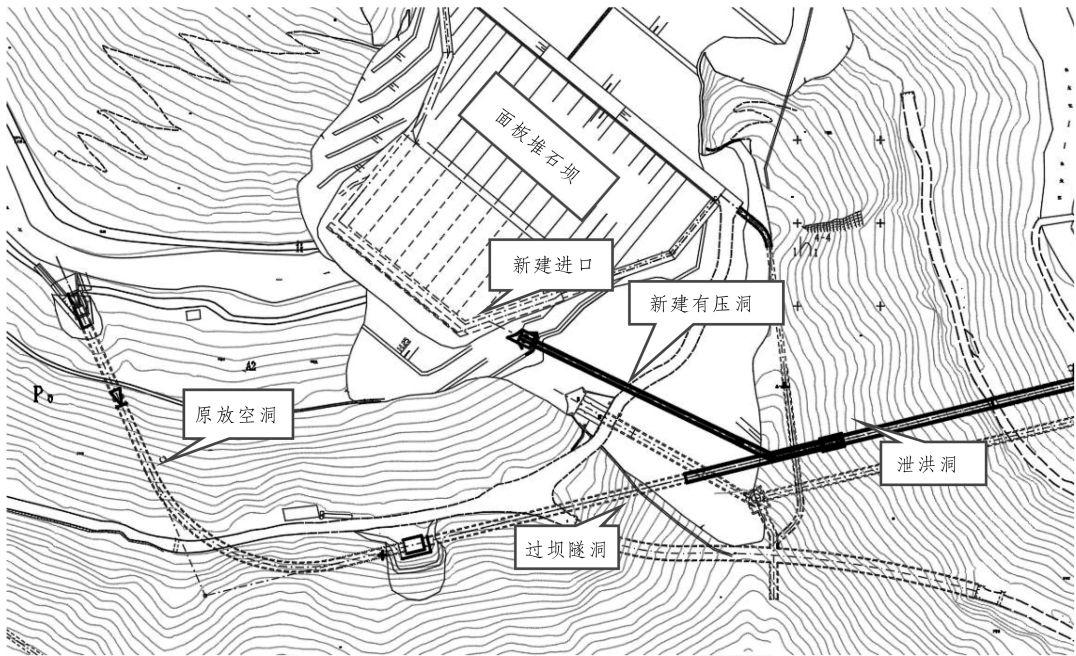


图 6 方案三新建进口方案布置图

止发电时间为 5.5 个月。工程投资 4 531 万元。

综合分析,方案三虽然工程投资最大,并且影响电站发电为 5.5 个月,但重建后放空洞不受变形坡体影响,也不存在进口淤堵的问题,放空洞运行安全、可靠。放空洞是保障大坝检修的重要措施,因此,从工程安全方面考虑,选择方案三新建进口方案重建放空洞。

3 重建放空洞设计

3.1 重建放空洞布置设计

3.1.1 进口高程

放空洞进口布置高程,除了满足大坝和电站进水口检修要求外,还应考虑水库淤积的影响。该工程大坝防渗墙顶高程 2 622.00 m,大坝设计是考虑底部区域面板的检修维护非常困难,在高程 2 313.00 m 以下设置水平厚度 3.0 m 的粉质粘土作为面板下部辅助防渗体,电站进水口高程 2 310.00 m。根据水库泥沙冲淤计算,运行 100.0 m 坝前段平均淤积高程 2 300.00 m。考虑大坝和电站进水口检修要求、泥沙淤积高程等因素,确定放空洞进口高程为 2 300.00 m。

3.1.2 布置型式

重建放空洞平面采用折线布置,为避免无压洞高速水流转弯带来的水力学问题,隧洞型式采用有压接无压洞布置。

工作闸室布置在下平段大坝帷幕下游,利用

原放空洞进行扩挖改建,底板高程 2 262.78 m,闸室内设事故闸门和工作闸门各一道;考虑工作闸室距离大坝帷幕较近,为减小闸室开挖对大坝帷幕的影响,事故闸门和工作闸门选用带承压盖板的高压滑动液压闸门,以避免布置约 100 m 高的闸门竖井。

由于新建进口高程位于电站死水位 2 320.00 m 以下,施工期间需通过原放空洞泄流。新建进口在枯水期施工,汛末通过水下爆破的方式拆除原放空洞事故门泄流,库水位降低至 2 300.00 m 以下开始施工。为减小发电损失,新建进口需在一个枯水期内完成,确保第二年可蓄水发电。综合考虑工程施工要求和有压洞减小需求,新建进口采用岸塔式,进口塔顶高程 2 325.00 m,塔内设平板检修闸门一道。进口塔体在第一个枯水期施工完成下闸,保证新建有压洞段可连续施工,不受汛期库水位抬高的影响。因该工程为年调节水库,每年均可在库水位降低至死水位时关闭放空洞进口检修闸门,对有压洞段进行检查维护。

3.1.3 重建放空洞布置

重建放空洞采用有压接无压洞布置型式,工作闸室布置于有压转弯洞之后,由进口段、有压洞段、工作闸室、无压洞段和出口段等组成,隧洞总长 374.018 m。

进水口布置在大坝右岸岸坡,距离坝轴线约

150 m。进水口为岸塔式结构,底板顶高程 2 300.00 m,底高程 2 297.25 m,进口顶高程 2 323.00 m,顺水流向长 8.00 m,宽 8.00 m,高 25.75 m。进口前部胸墙厚度为 1.50 m,两侧

边墩厚度为 2.40 m,进口内设一检修闸门和通气孔,其后流道与放空洞渐变段相接。检修闸门孔口尺寸为 3.20 m×3.20 m(宽×高),通气孔为圆形,孔口内径 1.00 m。

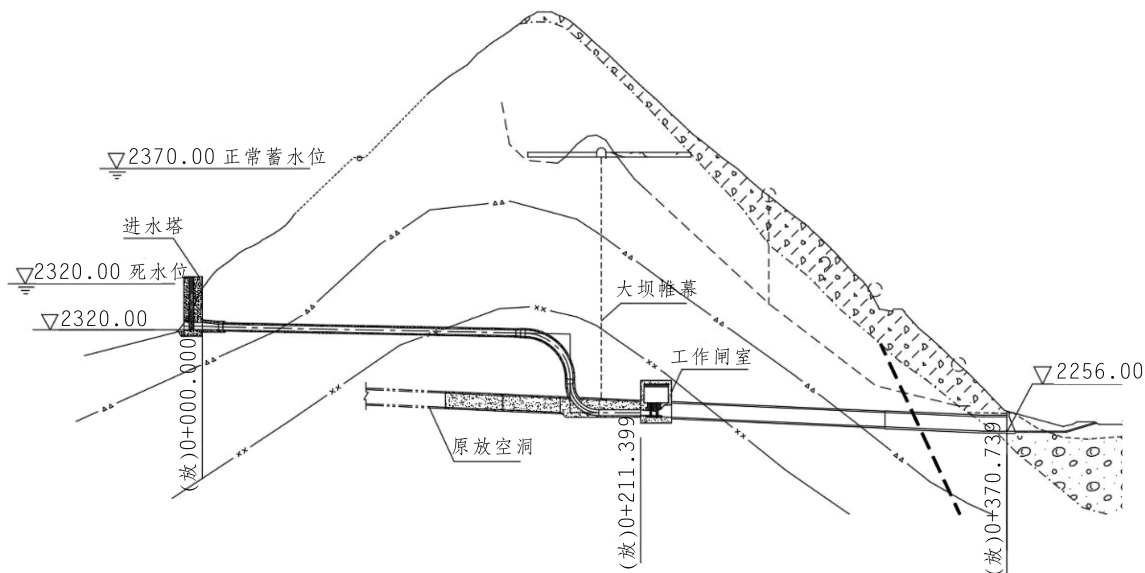


图7 重建放空洞纵剖面图

有压洞段长 211.399 m,平面布置一道转弯,上平段轴线方位角 $64^{\circ}20'31''\text{W}$,通过竖井转向后,下平段轴线方位角 $\text{N}76^{\circ}17'30''\text{E}$ 。有压洞上平段长 147.845 m,底板高程 2 300.00 m,底坡 $i=0.02$,圆形断面内径 2.5 m。竖井段长 52.706 m,高差 34.79 m;其中上弯段长 31.016 m,圆形断面内径 2.8 m;竖井直段长 2.055 m,内径 2.8~2.5 m;下弯段长 19.635 m,圆形断面内径 2.5 m。下平段长 18.20 m,底板高程 2 262.36 m,底坡 $i=0$,圆形断面内径 2.5 m。工作闸室紧接有压洞段末端,闸室长度 13.5 m,开挖断面为圆拱直墙型,断面尺寸 8.0 m×18.5 m(宽×高),分为上、下两室。下室底板顶高程 2 262.78 m,底高程 2 259.50 m,顶部为操作平台,高程 2 268.30 m;下室布置有检修闸门和工作闸门各一道,孔口尺寸分别为 2.0 m×2.088 m(宽×高)、2.0 m×1.8 m(宽×高),均为高压滑动门^[3]。上室布置有闸门启闭设备和控制柜,底板高程 2 268.30 m,净空断面型式为圆拱直墙型,断面尺寸为 5.0 m×8.2 m(宽×高),衬砌厚度 1.5 m。工作闸室上室左侧设有交通洞,交通洞为圆形断面,内径 5.4 m,圆心角 236.9° ,底板宽度 4.74 m,高度 3.99 m。

工作闸室紧接有压洞段末端,闸室长度

13.5 m,开挖断面为圆拱直墙型,断面尺寸 8.0 m×18.5 m(宽×高),分为上、下两室。下室底板顶高程 2 262.78 m,底高程 2 259.50 m,顶部为操作平台,高程 2 268.30 m;下室布置有检修闸门和工作闸门各一道,孔口尺寸分别为 2.0 m×2.088 m(宽×高)、2.0 m×1.8 m(宽×高),均为高压滑动门。上室布置有闸门启闭设备和控制柜,底板高程 2 268.30 m,净空断面型式为圆拱直墙型,断面尺寸为 5.0 m×8.2 m(宽×高),衬砌厚度 1.5 m。工作闸室上室左侧设有交通洞,交通洞为圆形断面,内径 5.4 m,圆心角 236.9° ,底板宽度 4.74 m,高度 3.99 m。

无压洞段长 148.84 m,利用原放空洞,轴线方位角 $\text{N}76^{\circ}17'30''\text{E}$,底坡 $i=0.044\ 277$,出口底板高程 2 256.00 m,断面型式为圆拱直墙型,断面尺寸 4.5 m×6.5 m(宽×高)。

放空洞出口采用扩散消能,宽度从 8.30 m 扩散为 17.43 m,出口段 45.0 范围内上下游边坡进行钢筋混凝土贴坡支护。出水渠 23 m 处布置一个消力坎,坎前坡比为 1:0.3,坎后坡比为 1:1,坎高 3 m,坎顶宽 3 m。

3.2 重建放空洞水力设计

3.2.1 泄流能力

放空洞工作闸门底板高程 2 262.78 m, 孔口尺寸 2.0 m×1.8 m(宽×高), 有压洞段总长 214.678 m。其泄流能力受工作闸门孔口尺寸控制, 同时与有压洞的长度有关, 泄流能力计算公式为^[4]:

$$Q = \mu A \sqrt{2gH_0} \tag{1}$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\lambda \frac{1}{d} + \sum \xi \right) \left(\frac{A_0}{A} \right)^2}} \tag{2}$$

式中: Q 为流量, m^3/s ; $\lambda \frac{1}{d}$ 为沿程损失; $\sum \xi$ 为局部损失; μ 为流量系数; A 为工作闸门孔口面积, m^2 ; A_0 为过水断面面积, m^2 ; H_0 为闸门孔口顶部以上水深。

经水力学计算, 正常蓄水位 2 370.00 m, 泄流量 $Q_{\text{设}} = 116.3 \text{ m}^3/\text{s}$ 。

3.2.2 洞身及出口水力学数值计算

计算利用 Fluent 有限元软件对重建放空洞内下平段的水流流态进行数值分析研究, 主要观察水流流态、水流流速等水力学特性。

(1) 计算模型。计算域(即模拟计算范围)包括为水库、有压进口段、上平段、转弯段、下平段、出水渠。模拟计算中, 进口闸室上游的水库长×宽×高=50 m×50 m×80 m, 出水渠长度 130 m。模拟计算用 VOF 非恒定流迭代计算逐步达到恒定流稳定解^[5], 迭代时间步长取决于网格的空间尺寸和流速大小, 此次计算一般取 0.001~0.006 s。网格精度小于 0.4 m, 总计算域的单元体个数达到 250 多万个, 迭代运算循环次数超过五万次。模型示意图见图 8。

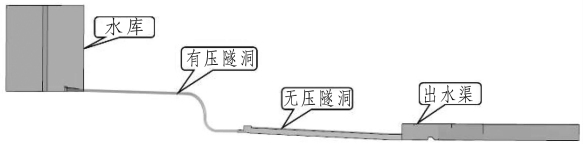


图 8 模型示意

(2) 计算成果。数值模拟过程中, 监测桩号(放)0+218.00 处(有压洞出口处)断面过水流量为 $117 \text{ m}^3/\text{s}$, 水力学能量方程推导的断面过水流量为 $116.3 \text{ m}^3/\text{s}$, 说明数值模拟与理论推导的过水流量具有较好地相似性。

水流在有压洞出口处出流流速为 32.42 m/s, 受有压隧洞压坡段坡影响、过水断面底坡坡度较

大影响以及过水断面逐渐变宽影响, 水面高程逐渐降低, 并在桩号(放)0+224.90~(放)0+264.90 出现边墙附近水体壅高现象, 随后下泄水流以超过 20 m/s 的流速、较为平稳的宣泄至重建放空洞出口处。无压洞水深及流速见表 1, 水流流态见图 9、图 10。

表 1 无压段水深及流速

桩号	水面高程 /m	水深 h /m	流速 v /($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$)
(放)0+219.00	2 264.08	1.80	32.42
(放)0+224.90	2 263.07	1.06	24.63
(放)0+257.41	2 261.43	0.85	30.41
(放)0+291.49	2 260.12	1.05	24.67
(放)0+328.61	2 258.53	1.11	23.48
(放)0+360.74	2 257.30	1.33	19.55
(放)0+370.74	2 257.36	1.36	19.12
(放)0+420.00	2 258.21	2.21	2.94
(放)0+445.00	2 258.19	2.19	1.07
(放)0+470.00	2 258.45	2.45	3.18



图 9 无压洞沿程水流流态示意

水流以 19.12 m/s 的流速流出重建放空洞后, 受消力坎上游侧壅水的影响水面不断壅高, 水面高程从 2 257.36 m 不断抬升至 2 260.00 m; 水流至消力坎时最大流速可达 22.2 m/s, 水流流经消力坎时, 两侧边坡的最高水位高程为 2 262.20 m(水深 6.20 m), 消力坎上游侧断面最大水压力不超过 13 m 水头高度; 水流经过消力坎后下跌翻滚, 在(放)0+420.00 处, 水流流速下降至 2 m/s, 水面高程为 2 258.20 m(水深 2.20 m), 随后下泄水流以较为平稳的流态流向河道下游, 最大流速不超过 3 m/s; 在(放)0+470.00 处, 受河道过水断面面积增加的影响, 水面高程存在明显波动, 最高水位可达 2 259.20 m。放空洞出口水流流态见图 11。

5 水库放空计算

水库放空包括应急放空和检修放空。为保证电站下游防洪安全, 放空出库流量出库流量按 5 年一遇洪水流量 $116 \text{ m}^3/\text{s}$ 控制。

按不利工况应急放空入库流量采用平水年汛

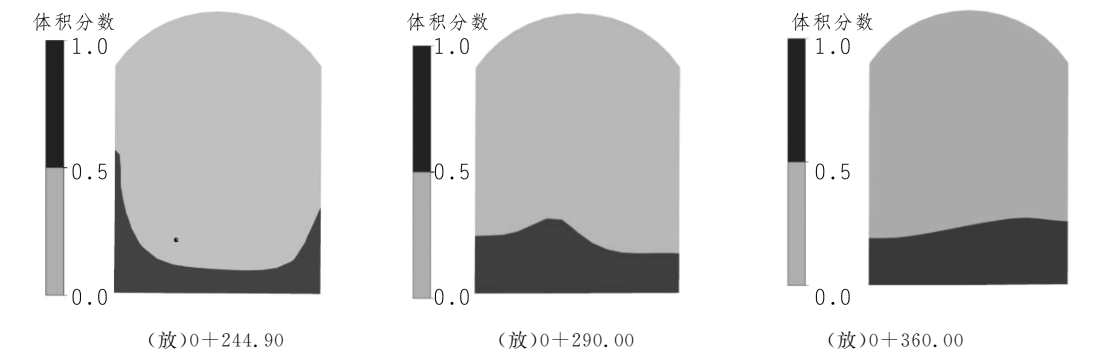


图 10 无压洞典型断面水深示意



图 11 放空洞出口水流流态示意

期平均流量 $28.6\text{ m}^3/\text{s}$,经计算,应急放空 7 d,可以将库水位从 $2\,370.00\text{ m}$ 下降至 $2\,315.00\text{ m}$,相应的腾出 90.7% 库容约 0.51 亿 m^3 来应对突发事件。

检修放空安排在枯期进行,入库流量按平水年库水期平均流量 $7.04\text{ m}^3/\text{s}$ 计算。经计算检修放空约 19.6 d 能将库水位将至电站进水口高程 $2\,910.00\text{ m}$ 以下,放空洞泄流能力满足要求。

6 结 语

某水电站放空洞与导流洞结合布置,由于进口高程较低,仅运行 3 年进口即被淤堵,并且由于闸门竖井布置在蠕动变形的坡体内,闸门竖井变形错动,导致事故闸门不能提起。重建方案采用有压接无压洞布置型式,进口采用低岸塔式结构(塔顶略高于死水位),同时既解决了汛期库水位上升影响有压洞施工以及后期有压洞检修的问题,又避免了高塔体带来的抗震稳定问题。无压洞末端事故闸门和工作闸门采用带承压盖板的高压滑动液压闸门以避免布置高闸门竖井。

重建放空洞于 2020 年建设完成,投入运行至

今,进口未出现淤堵、洞身及闸门未发现异常情况、出口未发现冲刷垮塌等,重建放空洞工程经验可供同类工程参考、借鉴。

参考文献:

[1] 黄国兵,陈瑞. 高水头放空洞关键水力学问题研究[C]. 水力学与水利信息学进展. 北京:中国标准出版社, 2003:315-318.

[2] 邓毅国,陈晴,龙文,等. 苏洼龙水电站枢纽总体布置[J]. 四川水力发电,2018,37(6):82-86,198.

[3] 吕念东,贾爱军,龙朝晖,等. 毛尔盖水电站泄洪放空洞事故闸门设计研究[J]. 中国农村水利水电,2011(9):137-138,144.

[4] 水利部水利水电规划设计总院 第七卷(第 2 版): 泄水与过坝建筑物[M]. 北京:中国水利水电出版社,1987.

[5] 冷月华,何志亚,李修妍. 导流放空洞改建工程下游消能方案研究[J]. 水电与新能源,2021,35(7):50-55.

作者简介:

王立海(1981-),男,广西南丹人,高级工程师,学士,主要从事水利水电工程设计工作;

李健薄(1995-),男,甘肃白银人,工程师,博士,主要从事水利水电工程设计工作。

(编辑:廖益斌)