

DOI: 10.20040/j.cnki.1000-7709.2023.20220229

某抽水蓄能电站下水库混凝土面板坝 防渗系统优选研究

王 硕^a, 沈振中^{a,b}, 徐力群^{a,b}, 甘 磊^{a,b}

(河海大学 a. 水利水电学院; b. 水文水资源与水利工程科学国家重点实验室, 江苏 南京 210098)

摘要: 针对某抽水蓄能电站下水库混凝土面板坝坝址区设计防渗方案经济成本较高且施工难度较大等问题, 根据下水库库址区的工程实际情况, 建立其三维有限元模型。首先计算并分析了库区在设计防渗方案下的渗流场分布性态及各部位的渗透坡降和渗透流量等要素, 然后探讨了不同帷幕深度和左右岸坝肩帷幕长度变化对渗透坡降和渗透流量的影响, 最后依据分析结果对设计防渗方案提出优化建议。结果表明, 坝址区帷幕深度可缩短至3 Lu线, 左右岸坝肩帷幕长度均可缩短10 m左右, 由此可在坝址区各关键部位既满足渗透稳定且总渗透流量得到有效控制的基础上降低工程造价并加快施工进度。

关键词: 混凝土面板堆石坝; 防渗帷幕; 渗透流量; 三维有限元模型; 方案优选

中图分类号: TV223.4

文献标志码: A

文章编号: 1000-7709(2023)02-0090-05

1 工程概况

某工程位于新疆昌吉回族自治州阜康市境内, 为纯抽水蓄能电站(一等大(1)型工程)。下水库主要建筑物包括拦沙坝、混凝土面板堆石坝、泄洪排沙洞等, 正常蓄水位1 775.00 m。下库坝址河谷宽阔, 呈基本对称的宽缓“V”型, 河床高程1 700~1 720 m, 河道居中, 两侧为河漫滩及一级阶地。两岸无低于正常蓄水位的埡口, 岸坡总体上缓下陡且完整性较差, 冲沟较发育。拦沙坝采用复合土工膜斜墙堆石坝, 坝顶高程1 821 m, 宽8 m, 最大坝高32 m; 坝体防渗采用复合土工膜斜墙, 为防止坝基产生渗透破坏危及坝体安全, 采用混凝土防渗墙进行坝基防渗, 土工膜底部与防渗墙相衔接, 左右两岸通过混凝土板与岸坡基岩相衔接, 下部基岩仅进行固结灌浆。下库挡水坝采用钢筋混凝土面板堆石坝, 坝顶高程1 779 m, 宽10 m, 最大坝高69 m。上游侧设4.20 m高钢筋混凝土防浪墙, 上、下游坝坡比分别为1:1.4、1:1.79。自上游至下游的坝料分区依次为垫层、过渡料、主堆石、下游堆石。坝后设置弃渣回填

区, 顶部高程1 748 m, 弃渣回填区范围根据上水库弃渣量确定。河床部位基础防渗为“墙幕结合”式, 混凝土防渗墙通过连接板与趾板相连, 坝基帷幕防渗系统设计标准按 $q \leq 3 Lu$ 控制。左右两岸岸坡基础防渗采用两排帷幕灌浆, 孔距2 m。左右岸帷幕灌浆平洞长度均为130 m, 帷幕灌浆设置1排孔, 孔距2 m。混凝土面板堆石坝典型剖面见图1。防渗帷幕为库区常用的一种有效、可靠的防渗技术, 实际设计中通常参考类似工程经验拟定其尺寸等各项参数, 但由于各工程所处地理区域不同, 帷幕实际尺寸和防渗效果会因地层分布情况、地质结构等产生一定差异, 从而影响整体防渗效果, 且帷幕设计参数也会在一定程度上影响工程造价和施工难度, 因此对于实际工程来说, 拟定帷幕参数必须做到因地制宜^[1-3]。本文依托某抽水蓄能电站下水库的工程实际情况, 建立其三维有限元模型, 首先论证了设计防渗方案对于坝址区的渗控效果, 然后分析了不同帷幕布置方案对渗漏量及各关键部位渗透稳定性的影响, 最终提出一种可行的防渗系统优化设计方案, 对于维护水利工程的安全运行和社会的长治久安具有重要的现实意义。

收稿日期: 2022-02-10, **修回日期:** 2022-05-09

基金项目: 江苏省自然科学基金项目(BK20201312); 江苏高校优势学科建设工程项目(水利工程)(YS11001)

作者简介: 王硕(1998-), 男, 硕士研究生, 研究方向为水利工程渗流特性分析控制方法, E-mail: 970537707@qq.com

通讯作者: 沈振中(1968-), 男, 博士、教授、博导, 研究方向为水利工程渗流特性分析、控制与优化, E-mail: zhzhshen

@hhu.edu.cn

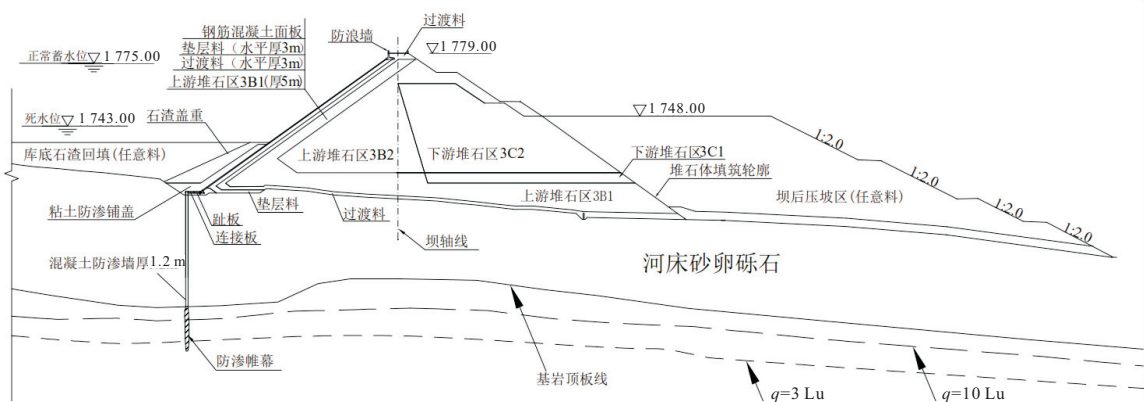


图 1 混凝土面板堆石坝典型剖面图(单位:m)

Fig. 1 Typical section of concrete face rockfill dam

2 模型构建

2.1 计算模型及边界条件

取挡水坝坝顶右端点作为计算模型原点 o ; 上、下游边界分别截取至拦沙坝防渗墙轴线上游约 300 m、挡水坝下游坡脚以外约 300 m 处;左、右岸边界分别截取至挡水坝两岸坝肩帷幕灌浆平硐末端向外约 300 m 处;基础边界截取至河床中央处坝基防渗帷幕底端以下 200 m 处,模型底高程 1 400 m。该模型考虑了下水库拦沙坝及挡水坝的各种材料分区及其下基岩,其余根据实际工程地质情况进行模拟。最终生成的有限元模型网格节点数为 58 699 个,单元数为 57 321 个,见图 2。

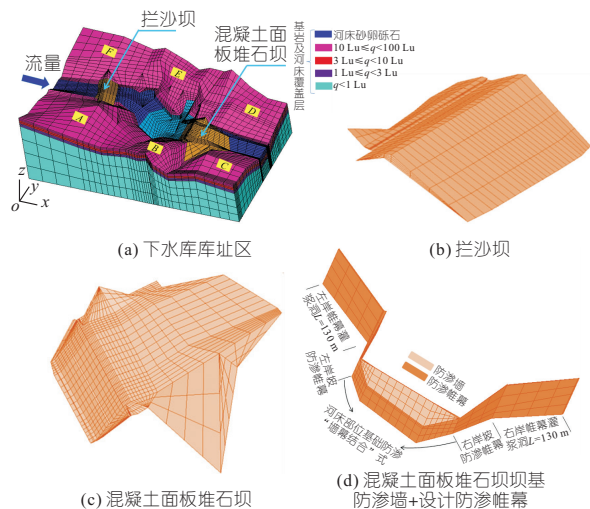


图 2 下水库库址区及主要结构三维有限元模型

Fig. 2 Three-dimensional finite element model of dam site and main structures

三维稳定渗流分析有限元模型边界可分为三种^[4-7]:①已知水头边界。包括模型左、右岸两侧截取边界天然地下水位和库址区上、下游水位线以下的库岸、库底、坝体上下游坡及河道;②出逸

边界。包括库址区上、下游水位线以上的两岸山坡面及坝体上、下游坡面和坝顶;③不透水边界。包括除给定地下水位以外的模型部分截取边界及模型底面。

2.2 渗透系数和地下水位反演

为准确确定岩体渗透系数及初始地下水位分布情况(6 个特征点 $A \sim F$ 处的地下水位,大致分布位置见图 2(a)),在经地勘确定的各分层岩体渗透系数取值范围及水库蓄水前所积累观测资料的基础上,基于神经网络和免疫遗传算法^[8,9]反演天然地下水渗流场。

不断调整特征点处地下水位及各岩体分区的渗透系数,令目标函数 $f(\mathbf{h}, \mathbf{k})$ 取最小值:

$$f(\mathbf{h}, \mathbf{k}) = \sum_{i=1}^M \frac{\| H_i^m - H_i^c(\mathbf{h}, \mathbf{k}) \|^2}{M} \quad (1)$$

式中, \mathbf{h} 、 \mathbf{k} 分别为所选取的 6 个特征点处的地下水位矩阵、待反演的材料渗透系数矩阵; M 为测点个数; H_i^m 、 H_i^c 分别为各测点通过观测、反演计算得到的地下水位值。

反演分析得出各特征点处的地下水位值分别为 $h_A = 1\ 887.24\ \text{m}$ 、 $h_B = 1\ 797.82\ \text{m}$ 、 $h_C = 1\ 781.26\ \text{m}$ 、 $h_D = 1\ 751.26\ \text{m}$ 、 $h_E = 1\ 850.72\ \text{m}$ 、 $h_F = 1\ 856.83\ \text{m}$ 。对比了各钻孔处的地下水位实测值与反演值,发现最大绝对误差仅为 1.79 m,表明经反演后的计算结果与实际观测值吻合良好,反演精度较高。

结合反演计算结果并根据坝体各分区材料的渗透特性,确定计算模型各分区材料的渗透系数,见表 1。

3 渗流控制效果及防渗系统优化

3.1 设计防渗方案下计算结果与分析

计算某工程下水库库址区的渗流场分布性态

表 1 材料渗透系数

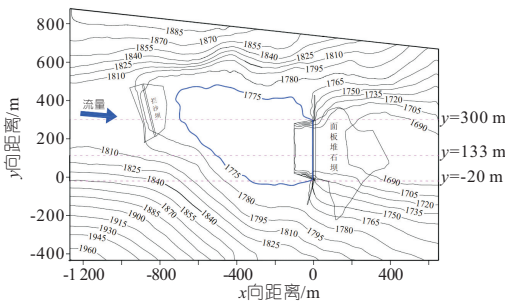
Tab.1 Permeability coefficient of materials cm/s

序号	混凝土面板坝坝址区主要材料分区	渗透系数	序号	拦沙坝坝址区主要材料分区	渗透系数
1	粘土防渗铺盖区	1.00×10^{-5}	19	混凝土防渗墙	1.00×10^{-7}
2	垫层区、垫层小区	4.00×10^{-2}	20	复合土工膜	1.00×10^{-8}
3	反滤层	2.00×10^{-1}	21	主堆石	1.00×10^{-1}
4	过渡层	2.00×10^{-1}	22	垫层料	5.00×10^{-2}
5	主堆石 3E1 区	2.00×10^{-1}	23	截流戗堤	1.35×10^{-2}
6	主堆石 3E2 区	1.99×10^{-2}	24	坝基河床覆盖层	1.35×10^{-2}
7	下游堆石区 3C1 区	8.00×10^0	25	坝基岩石	1.00×10^{-5}
8	下游堆石区 3C2 区	1.35×10^{-2}	26	砂卵石	1.00×10^{-5}
9	排水料	2.00×10^{-1}	27	强风化岩体	1.00×10^{-5}
10	坝后任意料	5.00×10^{-3}	28	弱风化岩体	1.00×10^{-5}
11	面板、趾板	1.00×10^{-7}	29	微新岩体	1.00×10^{-5}
12	下库坝基防渗墙	1.00×10^{-7}			
13	下库幕体	3.00×10^{-5}			
14	河床沙卵石	6.00×10^{-2}			
15	$10 Lu \leq q < 100 Lu$	2.00×10^{-3}			
16	$3 Lu \leq q < 10 Lu$	2.00×10^{-4}			
17	$1 Lu \leq q < 3 Lu$	3.00×10^{-5}			
18	$q < 1 Lu$	1.00×10^{-5}			

及主要建筑物关键部位的渗流要素,分析挡水坝设计防渗系统的渗流控制效果。计算工况为稳定渗流,拦沙坝上游水位取泄洪排沙洞底部高程 1 800 m,拦沙坝下游水位及挡水坝上游水位均取下库正常蓄水位 1 775 m,挡水坝下游水位取下库河道水位 1 680 m。

3.1.1 渗流场

图 3 为下水库库址区地下水位等值线分布。



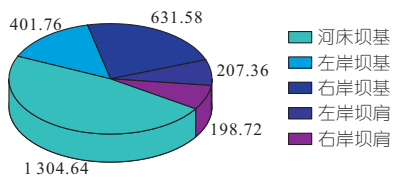


图 6 挡水坝坝址区各部位渗透流量(单位: m^3/d)

Fig. 6 Seepage discharge of various parts in dam site area of water retaining dam

造成了一定困难,因此有必要对其设计防渗系统进行优化。计算并分析帷幕深度或两岸坝肩帷幕长度变化对各部位渗透坡降和渗透流量的影响,可为优化方案的确定提供参考。拟定 7 种方案,即在设计方案的基础上将河床部位的防渗帷幕深度整体缩短至 $q=3 Lu$ 线(方案 1)、 $q=3\sim 10 Lu$ 线中线(方案 2)、 $q=10 Lu$ 线(方案 3),同时将左右坝肩帷幕深度相应缩短至与岸坡帷幕衔接高度;将两岸帷幕灌浆洞长度同时延伸 10 m(方案 I)、延伸 20 m(方案 II)、缩短 10 m(方案 III)、缩短 20 m(方案 IV)。

计算得到各方案下的坝基及左右坝肩处防渗帷幕的最大平均渗透坡降变化趋势见图 7。由图 7(a)可知,由于设计防渗方案中的防渗帷幕底端已伸入相对不透水层($q\leq 3 Lu$)以下 5 m,此时构成的防渗系统具有良好的封闭不透水性,帷幕深度的缩短使该系统封闭性降低,从而其阻渗能力也随之下降,则坝基及两岸坝肩防渗帷幕处的最大平均渗透坡降也将随防渗系统透水性的增大而减小,防渗帷幕底部岩体发生集中渗漏的概率将有所提高。由图 7(b)可知,两岸帷幕灌浆洞的延长使径径增加,形成的相对不透水区域的面积增加使防渗系统的阻渗能力有所增强,各部位防渗帷幕处的渗透坡降随之增大,反之则减小。综上所述,各渗控措施优化方案下混凝土面板坝坝基及左、右岸坝肩帷幕的渗透坡降对帷幕深度及左、右岸帷幕灌浆洞长度变化的敏感性均较弱,均小于允许渗透坡降,满足渗透稳定的基本要求。

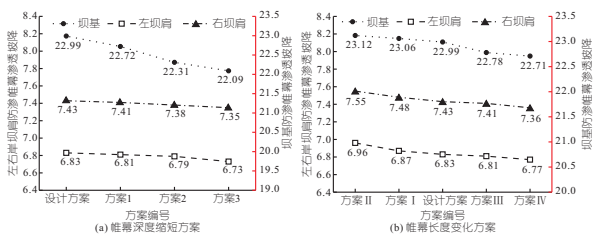


图 7 各部位防渗帷幕的渗透坡降

Fig. 7 Seepage gradient of impervious curtain at each part

不同渗控措施优化方案下通过挡水坝坝址区各部位的渗透流量见表 2。图 8 为相较设计防渗方案算得的各防渗系统优化方案下的渗透流量变

表 2 不同防渗方案下挡水坝各部位渗透流量

Tab. 2 Seepage discharge of each part of retaining dam

		under different anti-seepage schemes					m^3/d
项目	方案	河床坝基	左岸坝基	右岸坝基	左岸坝肩	右岸坝肩	总渗透流量
深度	方案 1	1 308.27	402.98	634.99	211.78	202.36	2 760.38
	方案 2	1 319.26	408.36	642.80	217.50	207.34	2 795.26
	方案 3	1 331.07	413.26	651.45	221.07	209.82	2 826.67
长度	方案 I	1 303.78	400.03	629.86	205.63	195.33	2 734.63
	方案 II	1 302.91	397.44	627.26	203.04	193.54	2 724.19
	方案 III	1 306.18	402.81	632.10	209.78	201.30	2 752.17
	方案 IV	1 309.11	405.72	635.26	211.05	204.17	2 765.31

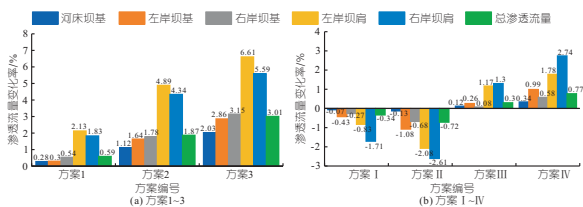


图 8 各部位渗透流量变化率

Fig. 8 Change rate of seepage discharge at each part

化率。由表 2、图 8 可知,挡水坝坝址区的总渗透流量随帷幕深度的减小而不断增大。当帷幕深度由伸入 3 Lu 线以下 5 m 缩短至 3 Lu 线时,各部位的渗透流量增长率均小于 3%,这是由于设计防渗帷幕底端已达相对不透水层($1 Lu\leq q\leq 3 Lu$),该地层渗透系数与帷幕相近,帷幕所起到的阻渗作用不显著,则帷幕深度在该区域内的缩短对各部位的渗透流量影响均不显著;当帷幕深度缩短至方案 2 时,各部位的渗透流量增长率仍维持在 5%以内,但当帷幕深度由方案 2 缩短至方案 3 时,通过左右岸坝肩的渗透流量增长率均突破 5%,表明左右岸坝肩渗透流量对帷幕深度变化的敏感性相对较强,通过其余部位的渗透流量对帷幕深度变化的敏感性相对较弱。方案 1~3 下的总渗透流量变化率分别为 0.59%、1.87%、3.01%,表明其对帷幕深度变化的敏感性较低。由图 8 可知,由于设计防渗方案下的两岸防渗帷幕已延伸至相对不透水层,进一步延伸帷幕长度对减小两岸坝肩绕渗的效果并不显著。相较其他部位,通过左右岸坝肩的渗透流量变化率相对较大,对帷幕长度变化的敏感性相对较强。方案 III、IV 下,总渗透流量增长率分别为 0.30%、0.77%,对帷幕长度变化的敏感性较弱。

综上所述,提出渗控措施优化方案为河床部位防渗帷幕深度整体缩短至 $q=3 Lu$ 线,左右两岸坝肩帷幕长度均缩短 10 m,计算得到该方案中各部位渗透坡降均满足规范要求^[10],库区总渗透流量为 $2 765.19 m^3/d$,由此即可适当降低工程造价并加快施工进度。

4 结 论

a. 设计防渗方案正常蓄水位工况下的混凝土面板坝各部位的渗透坡降均小于允许渗透坡降,坝体处于非饱和渗流状态,设计防渗系统渗控效果显著。

b. 混凝土面板坝坝址区帷幕深度可缩短至 $q=3$ Lu 线,左右岸帷幕灌浆洞长度均可缩短 10 m,可在总渗透流量得到有效控制的基础上降低防渗成本,加快施工进度。

参考文献:

- [1] 甘磊,沈振中,苗喆. 混凝土面板坝坝区防渗系统优化[J]. 水电能源科学, 2011, 29(6): 89-92.
- [2] 辛欣. 防渗墙深度优化及其防渗效果研究[J]. 水电能源科学, 2017, 35(12): 131-134, 147.
- [3] 纪伟,赵坚,沈振中,等. 水布垭水利枢纽岩溶体内防渗帷幕优化布置研究[J]. 水电能源科学, 2005, 23(1): 36-39.
- [4] 金伟,姜媛媛,沈振中,等. 两河口心墙堆石坝渗流特性及其控制方案[J]. 水电能源科学, 2009, 27(3): 45-48.
- [5] 王硕,沈振中,姬阳,等. 某深厚覆盖层上引水式电站防渗系统优化研究[J]. 水资源与水工程学报,

- 2022, 33(1): 144-151, 158.
- [6] ZHANG WENBING, SHEN ZHENZHONG, CHEN GUANYUN, et al. Optimization design and assessment of the effect of seepage control at reservoir sites under karst conditions: a case study in Anhui Province, China[J]. Hydrogeology journal, 2021: 1-25.
- [7] YANG JINMENG, ZHAO LANHAO, SHEN ZHENZHONG, et al. An efficient procedure for optimization design of anti-seepage curtains: a case study[J]. Bulletin of engineering geology and the environment, 2021, 80: 2671-2685.
- [8] CHEN YIFENG, HONG JIAMIN, TANG SHAOLONG, et al. Characterization of transient groundwater flow through a high arch dam foundation during reservoir impounding[J]. Journal of rock mechanics and geotechnical engineering, 2016, 8(4): 462-471.
- [9] ZHOU CHUANGPING, LIU WU, CHEN YIFENG, et al. Inverse modeling of leakage through a rockfill dam foundation during its construction stage using transient flow model, neural network and genetic algorithm[J]. Engineering geology, 2015, 187: 183-195.
- [10] 中华人民共和国水利部. 碾压式土石坝设计规范: SL 274-2020[S]. 北京:中国水利水电出版社, 2020.

Study on Optimization of Seepage Control System for Concrete Face Rockfill Dam of Lower Reservoir of A Pumped Storage Power Station

WANG Shuo^a, SHEN Zhen-zhong^{a,b}, XU Li-qun^{a,b}, GAN Lei^{a,b}

(a. College of Water Conservancy and Hydropower Engineering; b. State Key Laboratory of Hydrology-Water Resources and Hydraulic Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China)

Abstract: Aiming at the problems of high economic cost and difficult construction of the anti-seepage scheme designed for the dam site area of the concrete face dam of the lower reservoir of a pumped storage power station, a three-dimensional finite element model was established according to the actual engineering situation of the lower reservoir site. Firstly, the distribution of seepage field and the factors such as seepage gradient and seepage flow in each part of the reservoir area under the design anti-seepage scheme were calculated. Then the effects of different curtain depth and the change of curtain length of left and right dam abutment on seepage gradient and seepage flow were analyzed. Finally, the optimization suggestions for the design anti-seepage scheme were put forward. The results show that the curtain depth of the dam site area can be shortened to 3 Lu line, and the curtain length of the dam abutment on the left and right banks can be shortened by about 10 m. Therefore, the project cost can be reduced and the construction progress can be accelerated on the basis that the key parts of the dam site area can meet the seepage stability and the total seepage flow can be effectively controlled.

Key words: CFRD; impervious curtain; seepage discharge; three-dimensional finite element model; scheme optimization