

小浪底水利枢纽左岸山体防渗处理措施及评价

张宏先

(水利部小浪底水利枢纽建设管理局,河南 郑州 450000)

摘要 :针对小浪底水库自 1999 年 10 月 25 日下闸蓄水以来 ,随着库水位的逐渐升高 ,两岸坝肩渗漏量有所加大 ,左岸山体渗漏问题突出的现状 ,为确保左岸山体稳定 ,经对左岸山体各部位的渗漏观测情况及库区水文地质条件进行分析 ,结合瞬变电磁法和同位素示踪法对渗漏通道的探测结果 ,提出了左岸山体防渗的综合处理措施 :帷幕补强 ,封闭迎库入渗面 ,加强幕后排水。这些措施实施后 ,取得了 260 m 库水位下渗漏减幅达 44 % 的较好效果。

关键词 :小浪底水库 ;库岸山体防渗 ;渗漏通道探测 ;补强灌浆

中图分类号 :TV641.4 **文献标识码** :A **文章编号** :1006-7647(2007)03-0049-04

Seepage control measures for left abutment in Xiaolangdi Hydro Project and their evalution//ZHANG Hong-xian (Xiaolangdi Dam Project Construction and Management Bureau , Ministry of Water Resources , Zhengzhou 450000 , China)

Abstract : Since the gate of Xiaolangdi Reservoir was closed for water impoundment , the leakage of two abutments has increased with the gradual rise of the reservoir water level , and the leakage of the left abutment was more serious . To ensure the stability of the left abutment , some comprehensive measures for seepage control were proposed based on an analysis of the investigated result of leakage at different parts of the left abutment and hydrological and geological condition of the reservoir region as well as the detected results of seepage passages by transient electromagnetic method and isotopic tracking method . Satisfactory result with the reduction of leakage of 44 % was obtained at the reservoir water level of 260 m .

Key words : Xiaolangdi Reservoir ; seepage control of left abutment of the reservoir ; detection of seepage passage ; grouting construction for dam strengthening

1 工程地质概况

小浪底水利枢纽位于黄河中游最后一个峡谷的出口 ,坝址处河谷宽约 800 m。河床覆盖层一般深 30 ~ 40 m ,最大深度达 70 余 m。右岸山势陡峻 ,出露有断距 220 m、顺河向 F_1 断层 ,右岸岩层主要为二叠系砂岩和黏土岩。左岸山势平缓 ,出露在左岸的除 F_{28} 大断层外 , F_{236} 、 F_{238} 、 F_{240} 断层呈近东西向展布 ,贯穿水库上、下游。岩层主要为三叠系的砂岩和黏土岩互层 ,岩层节理裂隙发育 ,风化卸荷严重。

左岸山体主要透水岩层 T_1^1 中走向 285° (上、下游方向)的 1 组节理线连通率最高 ,这样裂隙与断层组合 ,形成了以断层为主导的渗流网络。由于主要构造均呈上、下游方向展布 ,故沿断层带及两侧影响带形成了明显的渗流通道。左岸岩体风化卸荷带厚度各处不一 ,变化在 5 ~ 50 m 之间 ,一般岸坡及山岭分布较厚 ,谷地较薄 ,带内岩体透水性增大 ,这类岩体组成了左岸壳状渗透结构。

因此 ,左岸山体为多层状非均质各向异性透水岩体。断层使岩体透水性具有带状分布规律 ,而风化卸荷作用则增强了上部壳状岩体的渗透性 ,形成左岸山体层状、带状、壳状渗透结构相互组合的渗透性分布特征。

2 大坝及左岸山体防渗、排水设计

2.1 防渗设计

小浪底水库大坝为壤土斜心墙堆石坝 ,最大坝高 160 m。河床部位坝基采用 1.2 m 厚混凝土防渗墙完全截断砂砾石覆盖层 ,防渗墙插入心墙内 12 m ,与大坝心墙共同构成大坝的主要防渗系统。考虑黄河多泥沙的特点 ,为充分利用坝前淤积形成天然铺盖的防渗作用 ,在上游围堰的下游坡上设置了厚 6 m 的掺合料内铺盖 ,将大坝心墙、上游围堰斜墙及坝前淤积连接起来 ,作为坝基的辅助防渗措施。

河床段防渗墙/帷幕轴线位于坝轴线上游 80 m ,到两岸岸坡附近 ,大坝由斜心墙逐渐过渡到正心墙 ,

最终以正心墙与两岸岸坡连接,帷幕轴线亦随之过渡到位于坝轴线上游 4 m。

根据大坝的防渗要求,结合水文地质分区和岩体的地质结构,左岸山坡及其以左山体灌浆帷幕布置大体可分为两个区段。

a. 左岸山坡及洞群段(DG0 + 232.94 ~ DG0 - 347.89)。左岸相对单薄的山体视作大坝的延伸,因而按大坝的防渗要求布置了灌浆帷幕。左岸岸坡段(DG0 + 232.94 ~ DG0 + 0.00)因基岩风化及卸荷影响,基岩上部透水性较强。该段除布置 1 排主帷幕外,还在其两侧各布置 1 排副帷幕。根据岩层节理裂隙产状,为提高灌浆效果,自地面施工的灌浆均采用斜孔,孔斜倾向岸内,倾角 12°,洞内灌浆采用直孔。桩号 DG0 + 232.94 ~ DG0 + 200.00 间帷幕底高程为 60.00 m,其以左逐渐升到高程 130.00 m,最大灌浆深度达到 150 m。在 170.00 m 和 235.00 m 高程上布置 2 条断面 2.5 m × 3.5 m 的灌浆隧洞。洞群段(DG0 + 0.00 ~ DG0 - 347.89)帷幕除 F₂₃₆ ~ F₂₄₀ 断层带间为双排孔外,其余均为单排孔,孔距 2 m,孔底高程 130.00 m。帷幕轴线与泄洪洞、发电洞轴线近于正交,为加强帷幕的整体性,帷幕灌浆与上述洞周围的环形灌浆采用搭接方式连接以保证形成完整的幕体。

b. 左岸桩号 DG0 - 347.89 以左山体。该段帷幕为单排孔,孔距 2 m。地下厂房段幕底高程为 140.00 m,以封堵主要透水岩层 T₁⁴,向左幕底逐渐抬高至 210.00 m 高程,主要封堵山梁上部的风化壳岩体。

2.2 排水设计

左坝肩及左岸山体相对较单薄,且山体内集中布置了所有泄水及引水发电建筑物,地下洞室密布。根据上堵下排、堵排结合、以排为主的渗控方案布置原则和地下洞室的设计要求(泄水建筑物范围内排水幕后的地下水位不高于 200 m,地下厂房周围的地下水位不高于 134 m)进行排水幕的布置,各部位排水幕的基本特征见表 1。

表 1 左岸山体排水幕特征

排水洞	洞底高程/ m	洞长/ m	排水幕底 高程/m	排水幕顶 高程/m	排水幕 穿过岩组
2 号	154.95 ~ 170.17	321.58	140.00	200.00	T ₁ ³⁻¹ , J ₁ ³⁻² , J ₁ ⁴
3 号	234.77 ~ 236.52	353.80	173.17	237.57	T ₁ ⁴ , J ₁ ⁵
4 号	185.17 ~ 189.42	872.06	150.00	220.00	T ₁ ⁴ , J ₁ ⁵
28 号	161.65 ~ 164.33	761.64	120.00	198.00	T ₁ ⁴
30 号	117.00 ~ 125.00	995.94	85.00	100.00	T ₁ ³⁻² , J ₁ ⁴

上述各排水洞内排水孔间距 3 m,孔径 110 mm,凡位于断层带及其影响带内的排水孔,孔内均安装了组合过滤体予以保护。

3 渗漏及其原因分析

小浪底水利枢纽工程于 1999 年 10 月 25 日下闸蓄水,蓄水后两岸产生较大渗漏,针对该问题,采取了一系列防渗补强措施,240 m 蓄水位(水库正常蓄水位 275 m)以下左右岸山体的渗水量显著减少。

2003 年秋季黄河上中游地区连降大雨,黄河流量增大,小浪底水库水位急剧上升,2003 年 8 月 26 日库水位为 230 m,10 月 15 日达到历史最高库水位 265.69 m,在 50 d 内,库水位就上升了 35 m。从左岸山体渗漏监测情况看,库水位在 240 m 以下时,由于已经采取了一系列的防渗工程措施,渗漏量已明显减小,但当库水位超过 240 m 时左岸山体渗漏量明显增加,且库水位首次达到历史最高水位时,渗水量随库水位上升而增加的速率较大。此情况引起建设方高度重视,长期渗漏可能会弱化岩层中软弱夹层的力学性能,甚至造成冲蚀破坏,因此必须分析渗漏原因,并针对渗漏情况采取工程措施,尽可能把渗漏水降下来,确保枢纽在高水位情况下长期运行的安全。

3.1 悬挂式灌浆帷幕渗漏

左右两岸相对隔水岩层埋深大,左岸 P₂⁴ 黏土岩层埋深在 40.00 m 高程以下,右岸 P₂¹ 黏土岩埋深在 80.00 m 高程以下,帷幕底未伸入到相对隔水岩层内,属悬挂式帷幕。左右两岸岩层倾向下游,主要透水岩层在库区出露于地面以上,具有良好的库水入渗补给条件,库水必然从帷幕以下的透水岩层产生层状渗漏。

美国学者 Gasagrande^[1]对欧美一些大坝灌浆帷幕进行分析后认为:对于均质透水岩层,即使帷幕深度达到透水岩层厚度的 90%,而经过其余 10% 厚度透水岩层的渗漏量仍然高达未处理时渗漏量的 35%。由此可见,采用悬挂式帷幕对于减少渗漏量所起的作用是相当有限的。

3.2 帷幕体单薄

由于坝基岩层节理裂隙比较发育,节理的线密度一般为 2 ~ 3 条/m,且均为 80° 以上的陡倾角,左坝肩部位的帷幕最深达 120 ~ 160 m,虽经过补强灌浆,灌浆帷幕很难封堵所有的宽大裂隙,因而仍会有库水穿过帷幕的薄弱部位渗向下游。

3.3 库水入渗补给边界长

国内外许多水利水电工程的渗流观测结果表明,渗漏量大小与库水入渗边界长短及雍高水头有密切关系。小浪底水库库水位 265 m 时库水入渗边界长约 4 km,雍高水头 130 m,是产生渗漏的主要外部条件。

4 渗漏通道的形成

4.1 F₂₈断层及其分支断层与走向 270°~290°的裂隙组合形成渗漏通道

2001 年 1 月 9 日在溢洪道灌浆孔内用高锰酸钾做的示踪试验,于次日在 30 号排水洞内的 66~83 号顶孔间有 10 个孔流红色水;2002 年 3 月 9 日用 100 m³/h 的泵向灌溉洞内做灌水试验,洞内水位不抬升,由于桩号 DG0+000.00~DG0+215.00 间洞段已衬砌,仅桩号 DG0+215.00~DG0+233.00 间刚开挖完,尚未衬砌,说明可能的入渗点只能在以上 2 个桩号间的 18 m 洞段。地质资料表明:桩号 DG0+215.00~DG0+233.00 间发育有 F₂₈ 断层的分支断层,其走向 NE50°,有关部门用瞬变电磁法探测的结果表明,在溢洪道和副坝间、高程 122.00~170.00 m 间有 5 条宽度 8~40 m 的集中渗流通道^[2]。

河海大学科学研究院用同位素综合示踪法自 2002 年 4 月起重点探测了 30 号和 28 号排水洞渗漏异常带,结果表明:在 F₂₈ 断层下盘与灌浆帷幕之间高程 58.00 m 以上的地层中存在 1 条深部的基岩渗漏通道,该通道在岩层 T₁³⁻¹ 中,绕过坝肩,最大的影响深度达高程 58.00 m,是造成 30 号排水洞渗水量偏大的主要原因^[3]。

通过以上分析说明,在溢洪道与副坝间可能存在集中渗漏通道。通过对 4 号灌浆洞和 4 号排水洞地质素描图的核查,发现走向 270°~290°的裂隙十分发育,约 3~5 条/m。据此判断,当库水位超过 240 m 后,30 号排水洞和地下厂房渗水剧增的现象可能是由 F₂₈ 断层及其分支断层与走向 270°~290°的裂隙密集带组合形成的集中渗漏通道所致。

4.2 入渗面积增加有助于形成较通畅的渗漏通道

左岸出露岩层除 T₁⁵⁻¹ 外都是透水岩层,在迎水边坡,主要透水岩层 T₁¹ 出露高程约 200.00~260.00 m,所以随着库水位的上升,入渗面积也随之增加。

F₂₈ 断层为倾向 NW(即库内)断距达 300 m 的大断层,断层本身为阻水带,随着库水位的升高,库水淹没了该断层,因而库水可以直接从 F₂₈ 断层下盘影响带及下盘岩石边坡入渗,并与走向 270°~290°的裂隙组合,形成较为通畅的渗漏通道。

5 处理渗漏所采取的工程措施

根据对左岸山体渗漏通道的探测结果及地质条件分析,本着“前堵后排、堵排结合”原则,采取了 3 项主要工程措施。

5.1 帷幕补强

对左岸山体帷幕进行补强,主要封闭 T₁¹ 强透水岩层及副坝下的集中渗漏通道 TD3、TD4、TD5,分别在 3 号灌浆洞、4 号灌浆洞、灌溉洞(原设计为向济源供水的隧洞,在本次帷幕补强施工中为灌浆施工的场地之一)副坝右坝肩几个部位实施,工程于 2004 年 7 月开工,12 月 9 日完工。补强灌浆轴线平面位置见图 1。

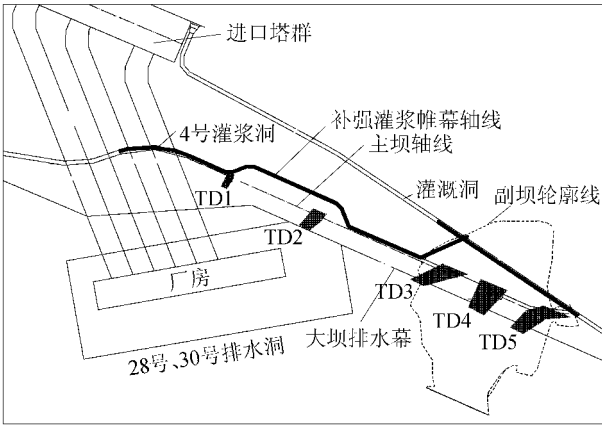


图 1 帷幕补强灌浆轴线

具体补强灌浆措施如下:①从 3 号灌浆洞北端对 4 号、5 号、6 号发电洞下面的岩体实施补强灌浆,见图 2;②在 4 号灌浆洞内向下补打 1 排灌浆孔,孔距 2 m,孔底高程 140.00 m,主要封堵 T₁¹ 强透水岩层,见图 2。③在灌溉洞内对 TD3、TD4、TD5 这 3 个集中渗漏通道实施封堵灌浆,孔底达 90.00 m 高程;向上的灌浆孔孔顶达 245.00 m 高程,主要封堵 T₁¹ 和 T₁⁵ 岩层内的渗漏通道(见图 3)。④从 3 号明流洞以北,由地面进行补强灌浆。在 4 号灌浆洞范围内,孔底达 4 号灌浆洞底部;4 号灌浆洞以北,孔底为 140.00 m 高程;与灌溉洞灌浆衔接段的灌浆,孔底高程为 120.00 m。

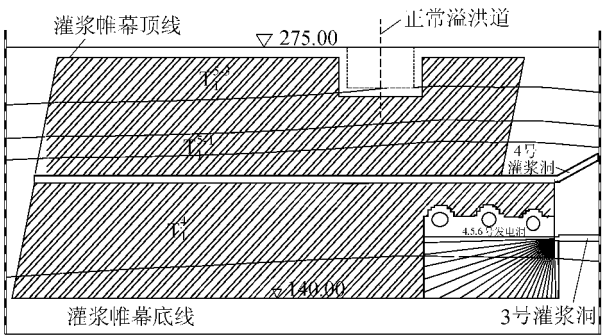


图 2 3 号、4 号灌浆洞内灌浆情况

5.2 封闭迎库入渗面

对高程 275.00 m 以下的进水塔后边坡及其他迎水面裸露的岩石边坡采用喷 0.15 m 厚混凝土予以封闭。

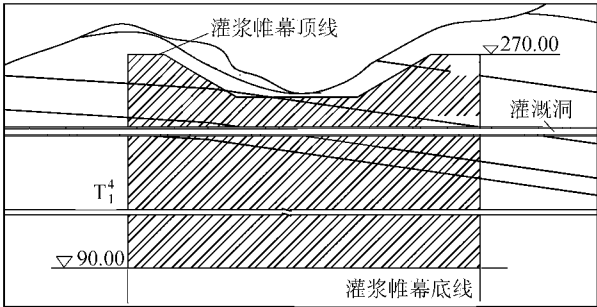


图3 灌溉洞内灌浆情况

5.3 加强幕后排水

在4号和28号排水洞内补打、加密、加深排水孔,并在孔内安装组合过滤体。

6 防渗效果分析

各排水洞灌浆前后同水位下渗水量对比见表2。

表2 各排水洞灌浆前后同水位下渗水量对比

部 位	库水位/ m	灌浆前渗水情况		灌浆后渗水情况		灌浆前后 渗水量/ 变幅/%
		日期	渗水量/ ($\text{m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$)	日期	渗水量/ ($\text{m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$)	
4号 排水洞	241	2003-09-03	176	2004-10-21	201	4.20
	245	2003-09-06	496	2004-11-24	178	-64.11
	250	2003-09-20	772	2004-12-27	187	-75.78
	260	2003-10-06	1120	2005-04-14	209	-81.34
28号 排水洞	241	2003-09-03	194	2004-10-21	186	-4.12
	245	2003-09-06	377	2004-11-24	209	-44.56
	250	2003-09-20	544	2004-12-27	239	-56.07
	260	2003-10-06	786	2005-04-14	316	-59.79
30号 排水洞	240	2003-09-02	4607	2004-10-12	5474	18.82
	245	2003-09-05	6131	2004-11-23	5986	-2.37
	250	2003-09-12	8419	2004-12-27	6624	-21.32
	260	2003-10-06	10295	2005-04-14	6378	-38.05
厂房顶拱	241	2003-09-03	44	2004-10-15	21	-52.27
	247	2003-09-07	58	2004-12-03	31	-46.55
	250	2003-09-20	128	2004-12-27	34	-73.44
	260	2003-10-06	181	2005-04-14	30	-83.42

由表2可以看出:当库水位超过240m后,同水位条件下各排水洞渗水量较2003年明显减少;当库水位达到260m时,厂房顶拱渗水量最大减幅达83.42%。左岸山体总渗水量(4号、28号、30号排水洞排水量之和)减幅44%,渗水量减幅相当可观,而且渗水量变幅有逐渐趋于稳定的态势。

7 结 语

左岸山体防渗处理由于渗漏通道探测准确,采取了合适的处理措施,随着补强灌浆施工结束,帷幕阻水效果越来越明显,防渗补强处理效果显著。由此可以看出,对左岸山体水文地质条件的详细分析,尤其是瞬变电磁法和同位素法探测技术对集中渗漏通道的准确探测,是此次防渗处理工作取得满意效果的重要保证。

参考文献:

[1] CASAGRANDE A. Control of seepage through foundation and abutment of dam[J]. Geotechnique, 1961, 11(3): 20-21.

[2] 林秀山, 高广淳, 李明俊, 等. 黄河小浪底水利枢纽左岸山体渗漏通道分析[R]. 郑州: 黄河勘测规划设计有限公司, 2003.

[3] 董海洲, 陈建生. 小浪底水库左坝肩渗漏天然示踪方法研究[J]. 人民黄河, 2004, 26(04): 32-35.

(收稿日期: 2006-03-22 编辑: 高建群)

+++++

(上接第13页)

[10] 任青文, 傅树红. 高拱坝沿建基面抗滑稳定性的分析方法研究[J]. 水利学报, 2000, 31(2): 1-7.

[11] 周伟, 常晓林. 溪洛渡高拱坝渐进破坏过程仿真分析和稳定安全度研究[J]. 四川大学学报, 2002, 34(4): 46-50.

[12] 姜小兰, 赖跃强. 构皮滩双曲拱坝三维地质力学模型试验研究[J]. 长江科学院院报, 1997, 14(3): 27-30.

[13] 陆述远. 岩基重力坝抗滑稳定分析[C]//李瓛. 水工结构专题. 北京: 水利电力出版社, 1995: 16-78.

[14] 陈进, 黄薇. 混凝土重力坝抗滑稳定安全系数与安全度探讨[J]. 长江科学院院报, 1995, 12(3): 1-7.

[15] NOWAK A, COLLINS S. Reliability of structures[M]. New York: The McGraw-Hill Companies, 2002: 245-275.

[16] 刘玉斌, 王光远. 工程结构广义可靠度理论[M]. 北京: 科学出版社, 2005: 2-30.

[17] 孙新利, 陆长捷. 工程可靠性教程[M]. 北京: 国防工业出版社, 2005: 61-75.

[18] LAFITE R. 大坝风险分类[J]. 周竹林, 译. 水利水电快报, 1997, 18(11): 28-33.

[19] 戴维斯 C. 大坝风险分析[J]. 马小俊, 译. 水利水电快报, 2003, 24(8): 23-24.

[20] 王正旭. 挪威的大坝安全管理[J]. 水利水电科技进展, 2004, 24(6): 67-73.

[21] 匡少涛, 李雷. 澳大利亚大坝风险评价的法规与实践[J]. 水利发展研究, 2002, 2(10): 55-59.

[22] 曲静原, 刘原中. 风险研究中的若干问题[J]. 辐射防护, 1998, 18(1): 61-68.

[23] 约翰, 麦克拉. 泰国的大坝风险管理方法[J]. 王建萍, 译. 水利水电快报, 2001, 22(17): 18-23.

[24] 朱伯芳. 论混凝土坝的几个重要问题[J]. 中国工程科学, 2006, 8(7): 21-29.

[25] 朱伯芳. 论特高混凝土拱坝的抗压安全系数[J]. 水力发电, 2005, 31(2): 25-28.

[26] 张林, 费文平, 李桂林. 高拱坝坝肩坝基整体稳定地质力学模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(19): 3465-3469.

[27] 麻荣永. 土石坝风险分析方法与应用[M]. 北京: 科学出版社, 2004: 38-39.

(收稿日期: 2006-10-31 编辑: 熊水斌)