第3期	
2018年6	月

DOI:10.16198/j.cnki.1009-640X.2018.03.008

梁岩,毛瑞敏,王毅,等. 龙开口水电站坝基防渗墙数值模拟[J]. 水利水运工程学报, 2018(3): 57-64. (LIANG Yan, MAO Ruimin, WANG Yi, et al. Numerical simulation of underground wall for retaining water at dam foundation of Longkaikou hydropower station[J]. Hydro-Science and Engineering, 2018(3): 57-64. (in Chinese))

龙开口水电站坝基防渗墙数值模拟

梁 岩1,毛瑞敏1,王 毅2,罗小勇3

(1. 郑州大学 土木工程学院,河南 郑州 450001; 2. 华能澜沧江水电开发有限公司,云南 昆明 650214; 3. 中南大学 土木工程学院,湖南 长沙 410075)

摘要:以龙开口水电站坝基深槽开挖工程为依托,采用有限元法用四节点的薄板单元模拟钢筋混凝土防渗墙 墙体,为防渗墙上游侧卵石河床地基土体的支承刚度系数及防渗墙支护结构建立有限元分析模型。通过分析 提出了防渗墙支承刚度系数的确定方法,并分析了不同支撑条件下防渗墙的可靠性。结果表明:防渗墙与砂卵 石地基土体之间的接触形式接近于滑动支撑连接,压缩模量取值越大,土体支撑刚度系数也越大;不同支撑条 件下,防渗墙位移变化比内力变化更明显,支撑条件对墙体变形影响较大。

关 键 词:防渗墙;有限元;压缩模量;支撑刚度系数
 中图分类号:TV 223.4 文献标志码:A 文章编号:1009-640X(2018)03-0057-08

防渗墙是一种修建在松散透水层或土石坝(堰)中起防渗作用的地连续墙^[1]。防渗墙技术源于 20 世纪 50 年代的欧洲,因其结构可靠、防渗效果好、适应各类地层条件、施工简便以及造价低等优点^[2-3],尤其是在 处理坝基渗漏、坝后流土、管涌等渗透变形隐患问题上效果良好,在国内外得到了广泛应用^[4-9]。防渗墙施 工监测是防渗墙施工的重要组成部分^[10]。根据防渗墙施工监测与数值模拟的对比分析对误差进行预测调 整,不仅可以避免施工事故,还可以使防渗墙最大限度地接近理论状态^[11-14]。

我国水利水电工程中有防渗要求的建筑物一般首选防渗墙,经过多年的应用与创新,防渗墙技术已经相 当成熟,但研究主要集中在防渗墙结构特性与施工方面,对防渗墙施工监测方面的研究较少^[15-20]。本文以 龙开口水电站坝基深槽开挖工程为依托,采用有限元方法确定砂卵石地基土体对防渗墙支承刚度系数的合 理取值,建立防渗墙支护结构与土体相互作用的有限元模型,分析施工过程中墙体的可靠性,并对施工期间 防渗墙的变形进行实时监测。防渗墙的实时监测有利于避免施工事故的发生,保证防渗墙施工期间的安全。

1 工程概况

龙开口水电站坝基施工过程中,在河床坝基处发现 1条内部填满砂卵石的深槽,深槽宽约20m,覆盖层厚 度达30m,且沿顺河向延伸穿越水电站大坝基础。如 果不对深槽进行加固防渗处理,会严重影响龙开口水电 站坝基的施工质量,结合实际工程情况,在坝基深槽处 设置1道人字形防渗墙(见图1)。





收稿日期: 2017-09-22

基金项目:国家自然科学基金资助项目(51178470);河南省高等学校重点科研项目(16A560025)

作者简介:梁 岩(1986—),男,河南新安人,副教授,博士,主要从事钢筋混凝土结构数值分析等方面研究。 E-mail: LYFEEL555@163.com

防渗墙为钢筋混凝土结构,厚1.2 m,高24.5 m,最大宽度24.0 m,开挖高程1186.5~1162.0 m。为保证深槽开挖过程中防渗墙的结构稳定性,在防渗墙后设置一定的撑梁支护,并采用分层开挖与边开挖边支护的开挖方式。深槽内砂卵砾石层共分6层进行开挖,各层开挖厚度分别为6.5,4.0,4.0,4.0,3.0,3.0 m,开挖过程共浇筑4道支撑梁:第1道支撑梁(EL.1180~1184 m);第2道支撑梁(EL.1176~1180 m);第3道支撑梁(EL.1172~1176 m);第4道支撑梁(EL.1168~1172 m)。

2 支承刚度系数的确定

采用 Midas 有限元分析软件,选用四节点薄板单元模拟钢筋混凝土防渗墙墙体,八节点六面体实体单元 建立复杂的砂卵石地基土体非线性弹性模型。根据地基资料,取砂土黏聚力 *c*=0,内摩擦角 32°,土体按照 非线性材料考虑。约束土体两侧面及底面节点*X*,*Z* 轴的平移自由度和绕*X*,*Y*,*Z* 轴的转动自由度,在土体后 方的面内节点上沿 *Y* 轴施加一般支承约束,土体前面的节点沿 *Y* 轴负方向设置只受压的节点弹性支承约 束,支承刚度设置为 10° kN/m,土体顶面无约束。

防渗墙发生单位位移时,单位面积地基土的反力即为土体的支承刚度系数。为了确定防渗墙后土体的 支承刚度系数,先对砂卵石地基发生单位位移的情况进行有限元模拟,使地基土体单元的节点发生单位位 移,计算节点反力,从而确定支承刚度系数。

防渗墙后土体主要为漂石砂卵砾石层,根据现场测试,压 缩模量 *E*_s为0.035~0.400 GPa。考虑到土体界面与岩石界 面的接触形式介于刚性连接和滑动支承之间,分别选取 *E*_s = 0.035 和 0.400 GPa,土体界面与岩石界面分别用刚性连接和 滑动支撑模拟建立了 4 种有限元分析模型,模型 1(刚性连 接)和模型 2(滑动支撑)的压缩模量 *E*_s为 0.035 GPa;模型 3 (刚性连接)和模型 4(滑动支撑)的压缩模量 *E*_s为 0.400 GPa。

支撑刚度系数计算模型如图 2 所示,砂卵石地基土采用 实体单元模拟。在模型的 XOZ 平面内选取适当的节点沿 Y 轴正方向施加 1 mm 的强制位移以求解砂卵石地基的支承刚 度系数,灰色区域为施加强制位移位置的变形。考虑到节点 所受约束的强度会随其与边界距离的不同而发生变化,在 XOZ 平面内的同一深度,分别选取关键截面上的 67,68,70, 72,74,76 和 77 号节点作为强制位移的施加位置(如图 3 所 示)。在4 种模型中分别在上述节点沿 Y 轴正方向施加 1 mm 节点强制位移。

同一深度,强制位移作用节点沿 X 轴方向变化时,节点上 Y 方向反力如表 1 所示。

综合分析上述 4 种模型的计算结果,可知防渗墙与砂卵 石地基土体之间的接触形式更接近于滑动支撑连接,压缩模 量取值越大,土体刚度系数也越大。砂卵石河床地基土体的 支承刚度系数计算值都在 35 kN/mm 左右,土体上表面支撑 刚度系数约为 18 kN/mm,边界处根据岩石支撑刚度范围支承 刚度系数为 32~44 kN/mm。





Fig. 2 Support stiffness coefficient calculation model



表1 不同模型中各节点 Y 方向的反力

Tab. 1 Reacting forces of nodes of different models in Y aixs direction										kN	
节点号	X坐标值/	Y方向反力				节星	X 坐标值/	Y方向反力			
	m	模型1	模型 2	模型3	模型 4	11日 2	m	模型1	模型 2	模型3	模型 4
67	1	44.1	33.8	503.4	386.2	74	8	37.6	36.5	430.0	417.0
68	2	39.6	36.6	452.8	418.3	76	10	39.6	32.9	453.0	420. 5
70	4	37.6	36.4	429.9	415.8	77	11	44.1	34.1	503.7	389. 2
72	6	37.0	35.8	423.3	409.6						

3 不同支撑条件下防渗墙可靠性分析

为分析支承条件变化对防渗墙可靠性分析的影响,选取防渗墙上游水位为1 195 m,砂砾石层开挖至 1 176 m时,建立不同的支承刚度系数有限元模型,通过对比各模型防渗墙的位移与内力,分析支承刚度系数 变化对防渗墙可靠性分析的影响。

模型 A:选取 35 kN/mm 作为防渗墙后土体支承刚度系数,不考虑不同土体支承刚度系数取值对防渗墙 可靠性分析的影响。

模型 B:土体上表面取支承刚度系数为 18 kN/mm;距左右两侧面边界 0~1.5 m 范围内取支承刚度系数 为 44 kN/mm,1.5~4.0 m 范围内取支承刚度系数为 38 kN/mm;其余部分取为 35 kN/mm。

模型 C:土体上表面取支承刚度系数为 18 kN/mm;距左右两侧面边界 0~1.5 m 范围内取支承刚度系数 为 32 kN/mm,其余部分取支承刚度系数为 35 kN/mm。

防渗墙底部嵌入岩体,顶部与大坝浇筑成整体,周边为岩石,故在防渗墙有限元模型中将防渗墙上下端 视为固定端,左右视为简支。模型计算简图和防渗墙有限元模型如图 4 和 5 所示,图中 H₁ 为开挖及地基加 固均已完成的高度,H₂ 为防渗墙开挖地基尚未加固高度,1 186.5 和 1 162.0 m 为深槽开挖的高程。考虑砂 砾石地基的弹性支承作用,在H₁ 以上范围内取弹簧刚度为 60 000 kN/m 的弹性支座,在H₁ 以下范围内取弹 簧刚度为 30 000 kN/m 的弹性支座。





图 5 防渗墙有限元模型 Fig. 5 Finite element model for impermeable wall

3.1 位移变化

各模型的位移立面图和位移侧视图见图 6。



Fig. 6 Displacements calculated by models

模型 A, B, C 计算得出的防渗墙最大位移分别为 3.52, 3.28 和 3.33 mm。与模型 A 相比, 模型 B, C 仅分 别减小 7.1%和 5.6%。

3.2 内力变化 描刊 A P C 中日

模型 A,B,C 中防渗墙的内力计算结果见图 7~9。



Fig. 7 Internal force of underground wall for retaining water in model A

由图 7 可见,模型 A 中防渗墙所受负弯矩在防渗墙中上部局部达到最大值-1 245.9 kN·m;正弯矩在防渗墙底部支座处达到最大值1 406.3 kN·m;20,21,22 为防渗墙折角局部节点,该处受力复杂,弯矩与剪力较大,水平剪力值为3 428.1 kN,其余部位最大剪力为1 260.5 kN;防渗墙承载力满足设计要求。

由图 8 可见,模型 B 中防渗墙所受负弯矩在防渗墙中上部局部达到最大值-1 307.1 kN·m;正弯矩在防渗墙底部支座处达到最大值1 222.8 kN·m;20,21,22 为防渗墙折角局部节点,该处受力复杂,弯矩与剪力较大,水平剪力值为3 341.4 kN,其余部位最大剪力为 875.7 kN;防渗墙承载力满足设计要求。

由图 9 可见,模型 C 中防渗墙所受负弯矩在防渗墙中上部局部达到最大,为-1 233.6 kN·m;正弯矩在防渗墙底部支座处达到最大,为1 338.1 kN·m;20,21,22 为防渗墙折角局部节点,该处受力复杂,弯矩与剪力较大,水平剪力值为3 383.1 kN;防渗墙承载力满足设计要求。



Fig. 8 Internal force of underground wall for retaining water in model B





弯矩剪力都相对较大的变宽中部位置处在 3 种模型中计算得出的内力值分别为:模型 A,弯矩 -1 077.9 kN・m,剪力 590.6 kN;模型 B,弯矩 -1 059.9 kN・m,剪力 585.0 kN;模型 C,弯矩 -1 068.8 kN・m,剪力 588.3 kN。可见,模型 B 和 C 与模型 A 相比,弯矩减小约 1.7%和 0.8%;剪力减小约 0.9%和 0.4%。

综上所述,单位板宽最大负弯矩位于防渗墙中上部,最大正弯矩位于防渗墙底部,最大剪力位于防渗墙

中部折角处。模型 A 的内力计算结果偏大,说明土体支承刚度系数取值偏于安全,可满足计算要求。

4 施工过程中监测结果验证

为监测深槽下游第1道防渗墙的变形,研究深槽开挖对防渗墙安全性能的影响,在6#,7#以及8#槽段共 布置了6个测斜孔。上游防渗墙内6个测斜孔孔口高程均为1194.5 m。测斜仪均采用钻孔方式埋设,具体 埋设方式如下:首先在防渗墙内钻孔或在墙体内起拔钢管形成预留孔,然后将测斜仪安置在孔内。由于孔深 较大时不易保证钻孔垂直,采用墙体内预留孔的方法埋设测斜仪,直径为146~163 mm 的厚壁无缝钢管。

深槽防渗墙下游面第1层(EL.1184~1180 m)开挖完成后在防渗墙下游面形成临空面的同时,防渗墙 上游面正在进行固结灌浆施工。根据监测结果,7#槽段两个测斜孔的实测位移变化量均有不同程度的增加, 其中以孔深较深的 IN7-2变化量最大,在 EL.1180.5 m 高程处累计变形量高达 5.82 mm,开挖前后最大变形 量差为 5.36 mm。

根据施工监测过程中测斜仪观测的数据,IN7-2 测斜孔在各高程处的变形量变化曲线如图 10 所示。



Fig. 10 Measured cumulative displacement by IN7-2 inclinometer at EL. 1 166-1 187 m of underground wall for retaining water

由图 10 可知,防渗墙变形主要是从上游面向下游 面的变形,这是由下游砂卵砾石层的开挖形成临空面及 上游固结灌浆双重作用引起的。根据上述分析结果,为 避免变形量继续增加,立即停止上游面灌浆作业,并随 即展开下游面支撑梁施工作业。

从图 10 中可见,上游面灌浆停止后,防渗墙变形量 基本稳定在 5 mm 左右,最大达 6 mm,监测结果证实上 述分析正确。在浇筑第 1 层支撑梁混凝土以后,防渗墙 变形量逐渐减小,最后约 3 mm。根据防渗墙有限元分 析参数确定方法,模拟前期施工过程,通过对比有限元 模型 A 计算值与施工监测实测值(见图 11)可知:有限





元模型计算结果与实测值接近,理论计算结果略大,但可作为实际施工及监测参考。

模拟后续施工过程,并指导后续各层开挖。在防渗墙下游面3层砂卵砾石层的开挖及支护过程中,第1 层开挖过程中防渗墙的变形量较大,其主要是由上游面固结灌浆和下游面开挖产生临空面共同引起。下游 面支护完成之后,防渗墙变形受到抑制。第2层及第3层开挖过程中防渗墙未发生较大变形。由此可见,开 挖-支护-开挖的施工模式较好地抑制了防渗墙变形,保证了防渗墙施工安全和施工质量。

5 结 语

(1)防渗墙与砂卵石地基土体之间的接触形式接近于滑动支撑连接,压缩模量取值越大,土体支撑刚度

系数也越大。

(2)不同支撑条件下,防渗墙位移变化比内力变化大,支撑条件对墙体变形影响较大。总体上,防渗墙单位 板宽最大负弯矩位于防渗墙中上部,最大正弯矩位于防渗墙底部支座处,最大剪力位于防渗墙中部折角处。

(3) 通过建立不同支撑条件的防渗墙有限元模型,获取合理的支承刚度系数,为龙开口水电站深槽施工 监测提供了可靠的理论监测依据。

参考文献:

- [1] 高钟璞. 大坝基础防渗墙[M]. 北京:中国电力出版社, 2000. (GAO Zhongpu. Dam foundation impervious wall[M]. Beijing: China Electric Power Press, 2000. (in Chinese))
- [2] 王复明,李嘉,石明生,等.堤坝防渗加固新技术研究与应用[J].水力发电学报,2016,35(12):1-11.(WANG Fuming, LI Jia, SHI Mingsheng, et al. New seepage-proof and reinforcing technologies for dikes and dams and their applications[J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 2016, 35(12):1-11.(in Chinese))
- [3] 许施洋. 水利工程土石坝防渗处理技术措施[J]. 建筑工程技术与设计, 2016(34): 291. (XU Shiyang. Technical measures for seepage control of earth-rock dam in hydraulic engineering[J]. Construction Engineering Technology and Design, 2016(34): 291. (in Chinese))
- [4] 庞瑞瑞.水库坝基覆盖层渗透变形及渗漏分析[J].黑龙江水利科技, 2017, 45(7): 106-107. (PANG Ruirui. Seepage deformation and seepage analysis of reservoir dam foundation[J]. Heilongjiang Hydraulic Science and Technology, 2017, 45(7): 106-107. (in Chinese))
- [5] 贾晓华. 门头峪水库坝基渗漏与渗透变形分析评价[J]. 山西水利, 2016(1): 34-35. (JIA Xiaohua. Mentouyu reservoir dam foundation leakage and permeability deformation analysis[J]. Shanxi Water Conservancy, 2016(1): 34-35. (in Chinese))
- [6] 万永波,李晓波. 长河坝水电站大坝基础渗流分析与评价[J]. 水力发电, 2016, 42(10): 54-56. (WAN Yongbo, LI Xiaobo. Analysis and evaluation of seepage in dam foundation of Changheba hydropower station [J]. Water Power, 2016, 42 (10): 54-56. (in Chinese))
- [7] JOY S, CHO S H, JANG Y S. Field investigation and analysis of ground sinking development in a metropolitan city, Seoul, Korea[J]. Environmental Earth Sciences, 2016, 75(20):1353.
- [8] 毛海涛,何华祥,邵东国,等.无限深透水坝基上悬挂式防渗墙控渗试验研究[J].水利水运工程学报,2014(4):44-51. (MAO Haitao, HE Huaxiang, SHAO Dongguo, et al. Experimental study on plugging impervious wall of infinite deep permeable dam foundation[J]. Hydro-Science and Engineering, 2014(4):44-51. (in Chinese))
- [9] INAZUMI S, KIMURA M. Environmental impact evaluation on construction of vertical cutoff walls in landfill sites [J]. Geotechnical Engineering Journal, 2009, 40(4): 217-224.
- [10] 李欣蕊, 王宁. 坝基防渗施工在水利工程建设中的重要性分析[J]. 黑龙江科技信息, 2016(34): 229. (LI Xinrui, WANG Ning. Effects of dam foundation seepage control on construction of water conservancy project [J]. Heilongjiang Science and Technology Information, 2016(34): 229. (in Chinese))
- [11] 雷安平.大宁调蓄水库防渗墙受施工荷载影响的变形监测分析及稳定性评价[D]. 武汉:中国地质大学, 2012. (LEI Anping. Daning dredging reservoir impervious wall by the construction load deformation monitoring analysis and stability evaluation[D]. Wuhan: China University of Geosciences, 2012. (in Chinese))
- [12] 牛文宣,陈明杰.海港工程临时土石坝安全监测与风险评估[J].水电能源科学,2016,24(6):91-95. (NIU Wenxuan, CHEN Mingjie. Safety monitoring and risk assessment of temporary earth-rock dam in harbor engineering [J]. Hydropower Engineering, 2016, 24(6):91-95. (in Chinese))
- [13] 邴绎文, 王毅, 罗小勇, 等. 龙开口水电站坝基深槽施工防渗墙有限元分析[J]. 武汉大学学报(工学版), 2014, 47
 (5): 599-603. (BING Yiwen, WANG Yi, LUO Xiaoyong, et al. Finite element analysis of cutoff walls for dam foundation trough construction of Longkaikou hydropower station[J]. Engineering Journal of Wuhan University, 2014, 47(5): 599-603. (in Chinese))
- [14] 马丽,张宝英. 平原水库防渗墙的有限元分析[J]. 水利科技与经济, 2012, 18(3): 62-64. (MA Li, ZHANG Baoying.
 Finite element analysis of cutoff wall in plain reservoir[J]. Water Conservancy Science and Technology and Economy, 2012, 18 (3): 62-64. (in Chinese))

- [15] 伍小玉,万字豪,何蕴龙.黄金坪水电站坝基廊道应力变形特性分析[J].水力发电,2016,42(3):24-30. (WU Xiaoyu, WAN Yuhao, HE Yunlong. Analysis of stress and deformation behavior of dam foundation gallery of Huangjinping hydropower station[J]. Water Power, 2016, 42(3): 24-30. (in Chinese))
- [16] 袁宜勋, 王振华, 谢琦. 攀枝花银江水电站坝基勘探斜孔钻进施工工艺[J]. 人民长江, 2015, 46(14): 102-104.
 (YUAN Yixun, WANG Zhenhua, XIE Qi. Drilling technology of exploration inclined hole at dam foundation of Yinjiang hydropower station at Panjianghua city[J]. Yangtze River, 2015, 46(14): 102-104. (in Chinese))
- [17] 张蕾,高广运,高盟. 基床系数确定方法的讨论[J]. 地下空间与工程学报, 2011, 7(4): 812-818. (ZHANG Lei, GAO Guangyun, GAO Meng. Discussion on the calculation method of coefficient of subgrade reaction [J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2011, 7(4): 812-818. (in Chinese))
- [18] 任杰, 沈振中, 王谊,等. 哈达山水利枢纽右岸三维渗流场特性研究[J]. 水利水运工程学报, 2010(3): 89-94. (REN Jie, SHEN Zhenzhong, WANG Yi, et al. 3D seepage flow field characteristics research for the right bank of Hadashan hydroproject[J]. Hydro-Science and Engineering, 2010(3): 89-94. (in Chinese))
- [19] 魏玉峰, 荀晓慧, 聂德新. 黄丰水电站坝基软岩变形参数取值研究[J]. 人民长江, 2010, 41(10): 45-47. (WEI Yufeng, XUN Xiaohui, NIE Dexin. Study on deformation parameters of soft rock mass of Huangfeng hydropower station[J]. Yangtze River, 2010, 41(10): 45-47. (in Chinese))
- [20] SCHÄFER R, TRIANTAFYLLIDIS T. The influence of the construction process on the deformation behaviour of diaphragm walls in soft clayey ground [J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2006, 30(7): 563-576.

Numerical simulation of underground wall for retaining water at dam foundation of Longkaikou hydropower station

LIANG Yan¹, MAO Ruimin¹, WANG Yi², LUO Xiaoyong³

(1. College of Civil Engineering, Zhengzhou University, Zhengzhou 450001 China; 2. Huanenglancang River
 Hydropower Development Co., Ltd., Kunming 650214, China; 3. College of Civil Engineering, Central South
 University, Changsha 410075, China)

Abstract: Based on the deep trench excavation works of the dam foundation of the Longkaikou hydropower station, the reinforced concrete underground wall for retaining water with four-node thin-slab element is simulated by a finite element analysis method in this study. A finite element analysis model for supporting stiffness coefficients of the foundation soil mass on the upper side of the underground wall for retaining water and its supporting structures is developed in the study. Based on the analysis, a determination method of the supporting stiffness coefficients of the underground wall for retaining water is put forward, and the analysis of the reliability of the impervious wall under different support conditions is carried out. The analysis and simulation results show that the changes of the impervious wall displacement are larger than the internal force, and that the support conditions have great influences on deformation of the impervious wall under the different support conditions. The research results given by this paper can provide a reliable theoretical basis for the construction and monitoring of the deep groove impervious wall located at the dam foundation of the long open hydropower station, and a reference for the similar hydropower works.

Key words: underground wall for retaining water; finite element; compression modulus; support stiffness coefficients