

裂隙岩体应力渗流耦合模型在压力隧洞工程中的应用

陈卫忠¹, 杨建平¹, 杨家岭¹, 邱祥波¹, 曹催晨²

(1. 中国科学院 武汉岩土力学研究所, 湖北 武汉 430071; 2. 山西省万家寨引黄工程总公司, 山西 太原 030012)

摘要: 首先, 通过三维有限元方法数值模拟山西万家寨引黄工程高压出水岔管在通水期间围岩和衬砌中的渗流场特征; 然后, 结合工程通水期间渗压计和多点位移计的监测结果, 分析岔管衬砌和围岩内的渗透压力的分布规律及岔管围岩的位移场变化规律。工程实践表明: 在围岩弹性模量小于钢筋混凝土弹性模量的情况以及满足围岩的水力劈裂压力大于岔管内压的条件下, 岔管钢筋混凝土衬砌方案是切实可行的。研究成果对其他类似工程的设计和施工具有一定的指导作用。

关键词: 岩石力学; 裂隙岩体; 渗流; 岔管; 现场监测

中图分类号: TU 452; O 241

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 6915(2006)12 - 2384 - 08

HYDROMECHANICAL COUPLED MODEL OF JOINTED ROCK MASS AND ITS APPLICATION TO PRESSURE TUNNELS

CHEN Weizhong¹, YANG Jianping¹, YANG Jialing¹, QIU Xiangbo¹, CAO Cuichen²

(1. Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan, Hubei 430071, China;

2. Shanxi Wanjiashai Yellow River Diversion Project Corporation, Taiyuan, Shanxi 030012, China)

Abstract: Water flow in fractured rock mass is commonly cared about in most rock engineering cases. Based on 3D FEM numerical analysis, seepage characteristics in rock and concrete lining of outlet bifurcation in Shanxi Yellow River Diversion Project under high inner water pressure are obtained. Furthermore, via field measurements of pore water pressure by osmotic pressure gauge in concrete lining and displacements in surrounding rocks by multi-point extensometers, it can be concluded that the variation law of water pressures in concrete from field measurements are quite similar with those from numerical results. The research results show that the reinforced concrete lining should be adopted in the case of elastic modulus of rock mass less than that of concrete, even when the hydraulic jacking pressure of rock mass is greater than the inner water pressure. The conclusions from the research work can be adopted in other similar tunnel engineering.

Key words: rock mechanics; fractured rock mass; seepage; outlet bifurcation; field measurements

1 引言

传统的钢筋混凝土压力隧洞的适用条件为: 岩体的弹性模量高于混凝土的弹性模量时, 岩体中裂

隙面的水力劈裂压力小于最小地应力。其理论依据主要是对于地质条件好或较好的情况, 当岩体中存在足够大的初始地应力时, 可防止围岩在内水压力作用下发生水力劈裂破坏。这些经验公式都笼统地认为: 内水压力作用下, 钢筋混凝土衬砌一旦开裂

收稿日期: 2006 - 04 - 05; **修回日期:** 2006 - 04 - 25

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(50379052); 国家重点基础研究发展规划(973)项目(2002CB412704)

作者简介: 陈卫忠(1968 -), 男, 博士, 1990年毕业于山东矿业学院, 现任研究员、博士生导师, 主要从事岩土工程方面的教学与研究工作。E-mail: wzchen@whrsm.ac.cn

后, 钢筋混凝土衬砌就成为完全的透水结构, 并丧失承载能力, 仅起减糙作用。国内外的大量工程实践表明, 当钢筋混凝土衬砌内的裂缝宽度控制在 0.2 mm 时, 微裂缝并不影响钢筋混凝土结构的正常使用^[1, 2]。

山西万家寨引黄工程先期的现场地应力测试、钻孔弹性模量和水力劈裂试验试验成果和数值模拟成果^[3~6]表明, 只要将钢筋混凝土的裂缝宽度控制在 0.2 mm 以内, 高压岔管即使在内水压力作用下也不会产生很大的渗漏现象; 同时在工程施工期间, 在岔管衬砌上埋设渗压计、应变计等大量测试元件, 可随时检测隧道围岩渗透压力等项目。本文将重点研究引黄工程总干一级泵站通水期间岔管衬砌的渗透压力的变化规律, 并将现场监测的岔管围岩位移和渗透压力与数值计算结果进行分析和比较, 研究高压岔管附近的渗流场和位移的分布特点。

2 工程概况

山西省万家寨引黄工程为解决山西省的缺水问题, 由万家寨水利枢纽、总干、南干、联结段和北干等部分组成。枢纽工程是在偏关县万家寨村西黄河上修建一座 90 m 高的混凝土重力拱坝, 库容 $8.96 \times 10^8 \text{ m}^3$, 坝后修建一座调峰电站, 装机容量 $108 \times 10^4 \text{ kW}$, 年发电量为 $2.75 \times 10^8 \text{ kW} \cdot \text{h}$ 。总干一级地下泵站位于万家寨乡清沟南侧山体下, 距万家寨水利枢纽约 1 km。桩号为 1+095.207~1+368.383, 泵站基础底设计高程为 932.70 m。主要建筑物有地下泵站厂房, 附属建筑物有前池调压井、付厂房、上池调压井及压力管道、交通洞。泵站前后分别同 3[#], 4[#]引水隧洞连接, 泵站扬水水头为 140.00 m。一级地下泵站位于清沟以南山麓地下, 埋深 150~180 m, 站址地面高程超过 1 100.00 m。山体呈 EW 向展布, 地表基岩裸露极少覆盖, 北临清沟口, 冲蚀成高差 150.0 m 的陡壁, 沟底高程为 950.00 m, 泵站建筑物之一前池调压井距清沟边沿仅 70.0 m。泵站地段建筑物围岩主要为古生界寒武系中、上统和奥陶系下统各类碳酸盐岩, 岩层平缓分布厚度稳定, 岩体产状总体倾向 NW, 倾角为 $2^\circ \sim 5^\circ$ 。

一级地下泵站位于西部边缘地带, 泵站地段存在 3 个含水层, 自上而下分别是寒武系上统凤山组灰岩地层、崮山组灰岩地层及中统张夏组五段 ($\epsilon_2 Z^5$, 中厚层灰岩地层)。相对隔水层则分别是寒

武系上统长山组 ($\epsilon_2 C$), 紫灰色中厚层竹叶状灰岩夹薄层页岩、薄层夹中厚层灰岩, 张夏组四段 ($\epsilon_2 Z^4$): 薄层灰岩、页岩夹泥灰岩地层, 各含水层随分布高程水量也有差异, 尤其上部的含水层水量不丰富, 可称谓层间滞水。

从泵站地段 5 个钻孔观测水位, 除 ZKZ 万 93-1 孔水位高程为 920.31m, 寒武系张夏组五段地层为区域性地下水位, 其余 4 个钻孔水位分别是 ZKZ 万 93-2 孔水位高程 1 006.40 m; ZKZ 万 93-3 孔水位高程 1 006.90 m; ZKZ 万 93-4 孔水位高程 1 014.23 m; ZKZ 万 93-5 孔水位高程 1 010.78 m, 其均位于寒武系上统凤山组地层底部, 可能为局部上层滞水, 含水量甚微, 而该岩体相对完整, 只在地下厂房工程中适当排水, 就会对岩体稳定影响不大。

地下水高程在 942.00 m 左右, 靠近泵站厂房底部, 以上虽然还有上层滞水, 其量不大。从高估计地下厂房群排水量为 $5 \sim 10 \text{ m}^3/\text{h}$ 。泵站区域发育有两组陡倾角裂隙, 一组 $NW280^\circ \sim 290^\circ$, 另一组 $NE5^\circ \sim 10^\circ$, 倾角大于 75° 。

3 数值计算模型

3.1 裂隙岩体耦合力学模型

裂隙岩体渗流对围岩的应力场有较大的影响, 其渗透性与应力状态也密切相关, 裂隙岩体的力学行为往往表现出明显的非线性弹塑性。对于岩体中的裂隙, 本文采用等效连续介质模型。根据能量叠加原理, 裂隙岩体弹性损伤本构方程^[7, 8]为

$$\varepsilon_{ij} = C_{ijkl}^{0-d-w} \sigma_{kl} = (C_{ijkl}^0 + C_{ijkl}^d + C_{ijkl}^w) \sigma_{kl} \quad (1)$$

式中: C_{ijkl}^0 为无损岩体的柔度张量, C_{ijkl}^d 为裂隙损伤引起的柔度张量, C_{ijkl}^w 为裂隙水渗透压力引起的柔度张量, σ_{kl} 为应力张量, C_{ijkl}^{0-d-w} 为耦合柔度张量。

岩体的塑性行为可参照陈卫忠等^[3]的研究成果, 数值计算时考虑渗透压力引起的刚度矩阵变化, 但未考虑损伤引起的岩体渗透性的变化。稳定状态下的渗流力学模型可表示为

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_{xx} \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_{yy} \frac{\partial H}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_{zz} \frac{\partial H}{\partial z} \right) + Q = 0 \quad (2)$$

式中: H 为渗流场中任一点的 z 水头; K_{xx} , K_{yy} , K_{zz} 分别为各方向渗透系数; Q 为源项。

对于水工隧洞而言，作用于围岩和衬砌上的渗透压力实际上就是衬砌的外水压力。在隧洞的施工过程中，渗透压力会发生改变。由于边界条件的改变及地下水位线的变化，初始渗流场会发生相应的变化并形成新的渗流场；在隧洞衬砌以后，由于衬砌的阻水及高压内水作用，渗流场又将发生新的调整。因此，在模拟隧洞施工工程的不同阶段，可根据渗流场的变化来计算围岩内产生的附加渗透压力。渗流的弹塑性刚度矩阵同有关研究成果^[3, 9]。

3.2 高压岔管数值计算模型

本文采用裂隙岩体三维弹塑性有限元计算方法，模拟总干一级泵站岔管在通水条件下的渗透压力及应力应变状态。数值分析的计算模型及分析剖面如图 1, 2 所示，以出水支管作为 Y 轴，出水干管

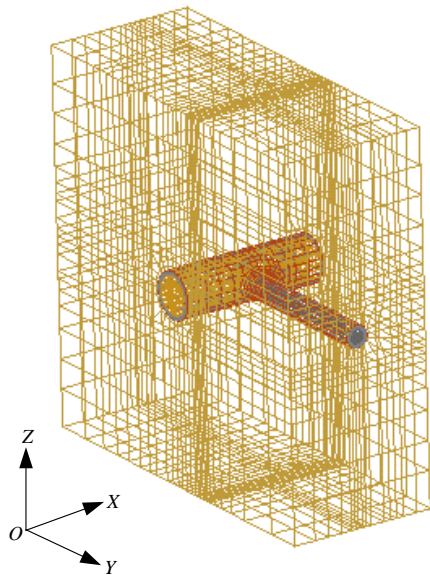


图 1 总干一级泵站岔管三维有限元计算网格

Fig.1 Three-dimensional finite elements meshes of the first stage underground pumping station on the main route

作为 X 轴，Z 轴垂直向上。模型共包括 13 119 个节点和 11 872 个单元。其中喷混凝土单元一层单元，厚 10 cm；二次衬砌钢筋混凝土单元三层单元，厚 50 cm。围岩、喷混凝土及钢筋混凝土的物理力学参数见表 1。岔管处的地应力场按实测结果^[3]进行取值，根据设计要求，岔管通水时最大内水水头为 190.0 m。

4 数值计算结果与现场监测结果的对比

图 3 是总干一级泵站 1# 机组出水岔管监测布置图，包括 A₁-A₁ 和 B-B 二个监测剖面。监测布置的仪器包括钢筋计、测缝计、锚杆计、应变计、渗压计和多点位移计等。监测工作从 2000 年 9 月份开始，虽然有些仪器在使用过程中出现失效现象，但大多数的监测仪器还是捕捉到通水前后隧洞建筑物的各特征参数的变化情况。

通水期间干一级泵站岔管 A₁-A₁ 剖面渗透压力如图 4 所示(渗透压力：受压为正)。由图 4 可知，通水开始后，渗透压力有明显升幅，在衬砌与围岩接触面的渗透压力一般可达到 100.0 kPa，最大值为 200.0 kPa，相当于 20.0 m 水头。通水之后未再有明显增大现象，且保持稳定。岔管衬砌的最大位移大约为 0.40 mm。通水期间的岔管位移历时曲线如图 5 所示(多点位移：向洞内为正)。

按照设计要求，在隧洞充满水情况下，内水压力水头为 190.0 m，现场监测成果表明隧洞岔管衬砌和围岩在通水(满水)状况下的内水渗透压力分布有以下特征：

- (1) 内水渗透压力递减很快，在管壁表面水头

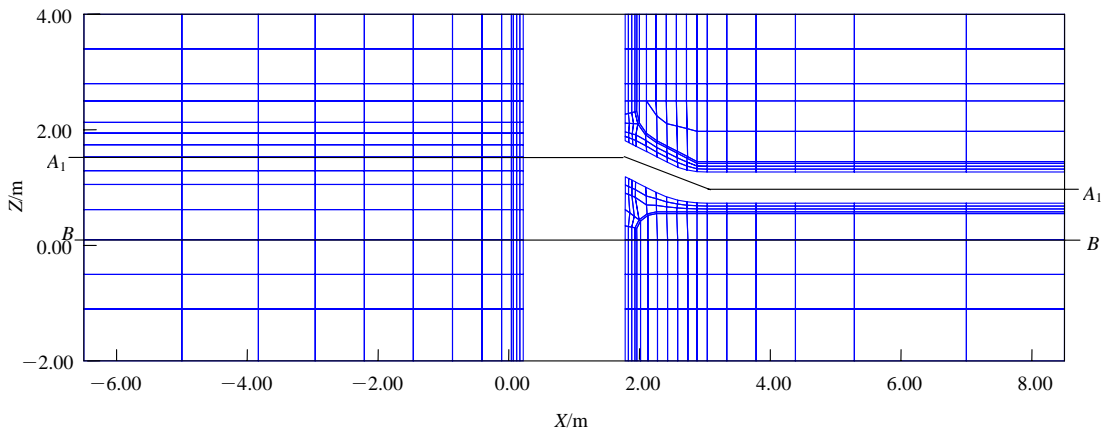


图 2 总干一级泵站平剖面网格图

Fig.2 Meshes of profile for section of the first stage underground pumping station on the main route

表 1 围岩及混凝土的物理力学参数
Table 1 Physico-mechanical parameters of rock and concrete

围岩及混凝土	密度 $\rho/(\text{g} \cdot \text{cm}^{-3})$	内摩擦角 $\phi(^{\circ})$	黏聚力 c/MPa	弹性模量 E/GPa	泊松比 ν	抗拉强度 σ_c/MPa	渗透系数 $K/(\text{m} \cdot \text{s}^{-1})$
$2Z^5$	2.70	50.0	2.00	12.0	0.270	0.60	0.10×10^{-7}
$3C$	2.70	50.0	2.00	12.0	0.300	0.60	0.10×10^{-7}
O_1L	2.70	50.0	2.00	14.5	0.270	0.30	0.10×10^{-7}
钢筋混凝土	3.40	58.0	6.63	32.8	0.167	6.61	0.15×10^{-9}
喷混凝土	2.70	58.0	2.00	30.0	0.167	1.75	0.15×10^{-9}

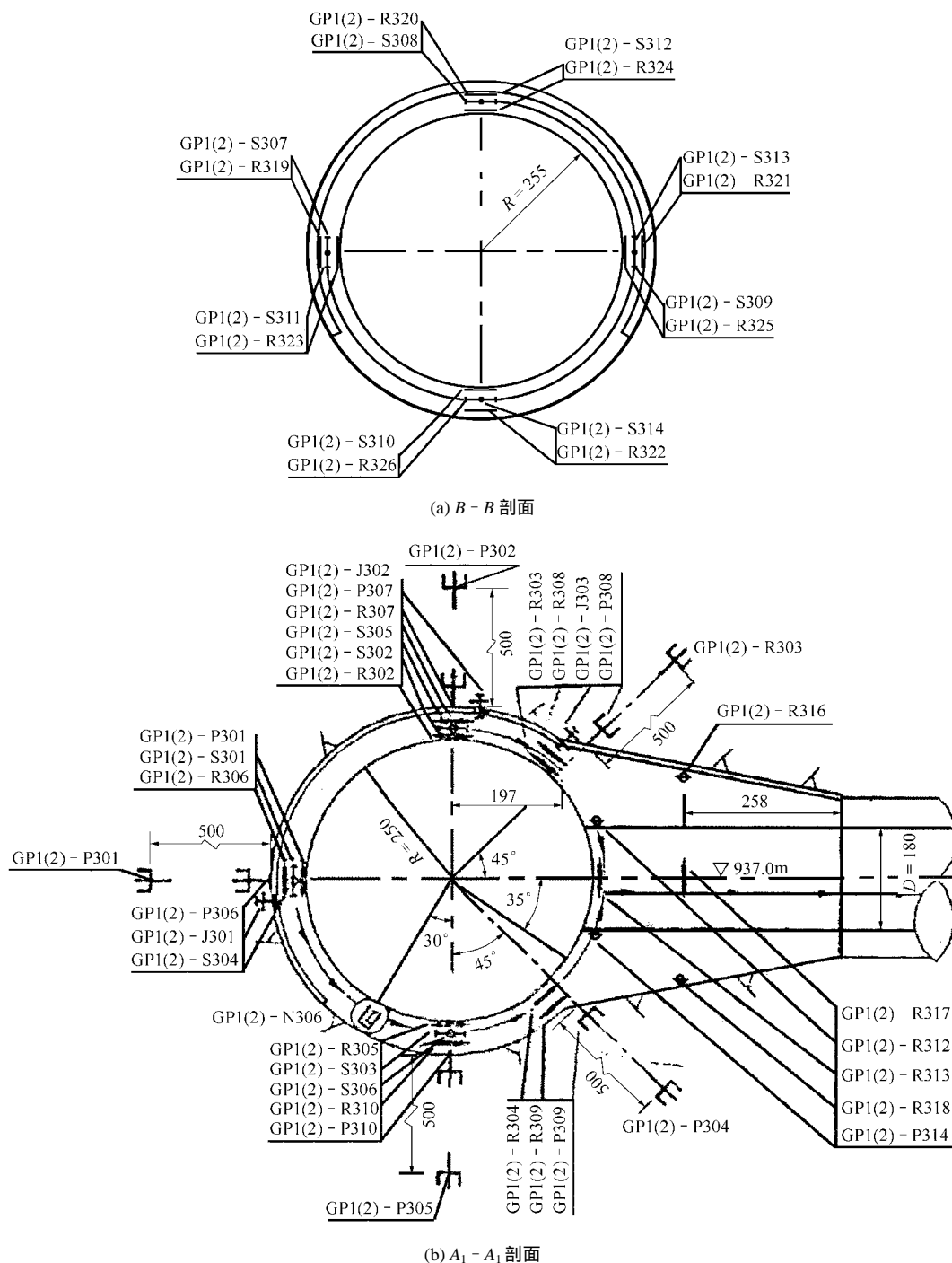


图 3 总干一级泵站岔管监测布置图(单位: cm)

Fig.3 Field monitoring of outlet bifurcation in the first stage underground pumping station on the main route(unit: cm)

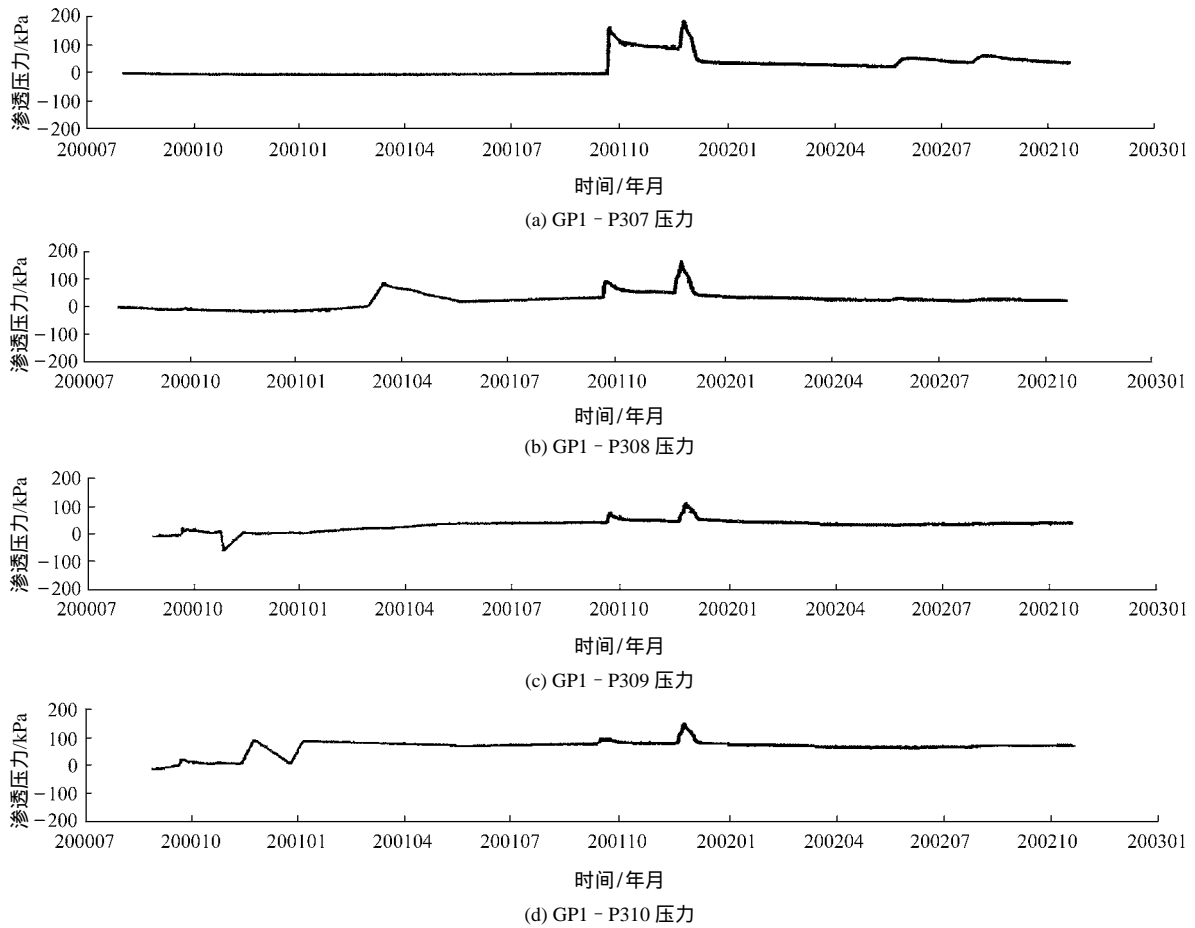


图 4 总干一级泵站岔管 A₁ - A₁ 剖面渗透压力

Fig.4 Pore water pressure of section A₁ - A₁ of outlet bifurcation in the first stage of underground pumping station on the main route

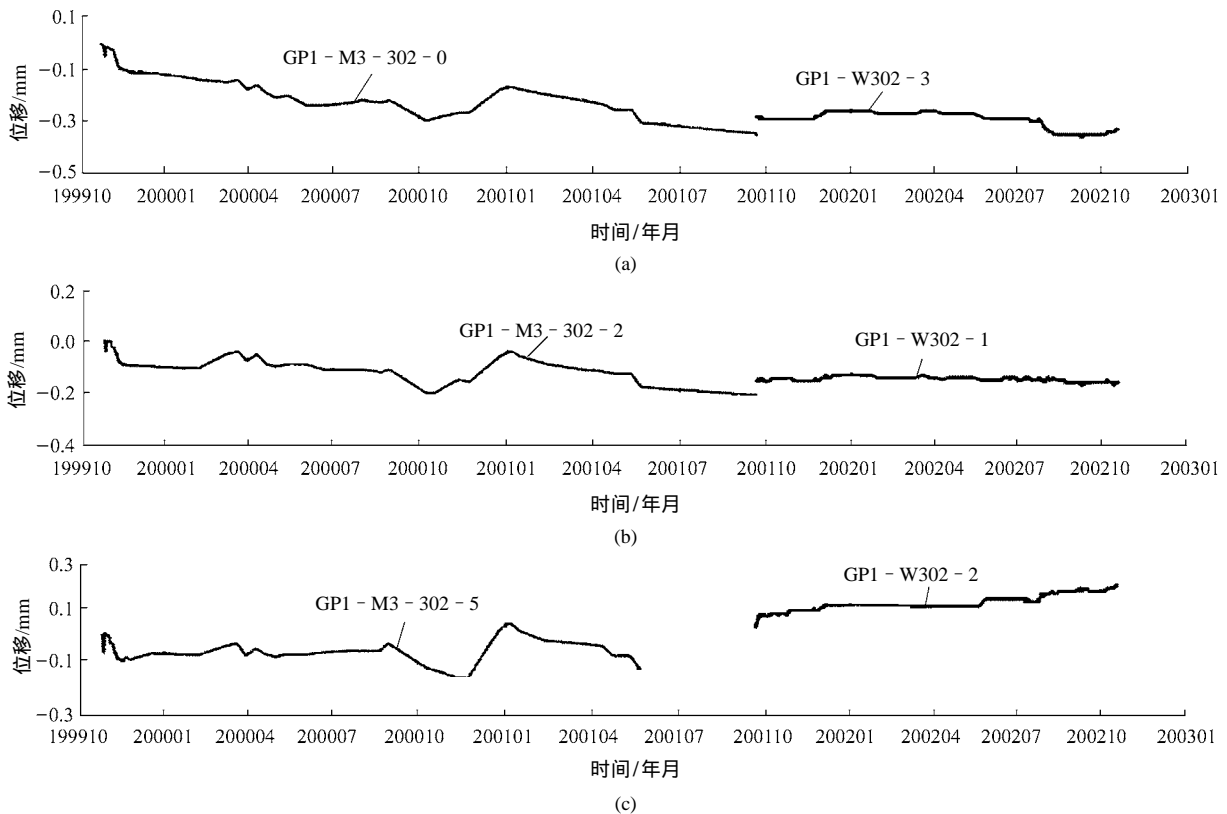


图 5 总干一级泵站岔管围岩位移

Fig.5 Displacements of concrete lining of outlet bifurcation in the first stage of underground pumping station on the main route

为 190.0 m(1 900.0 kPa), 到衬砌与围岩接触面水头已经下降到 5.0~21.0 m(50.0~210.0 kPa)。说明衬砌混凝土增加防渗涂层(渗透系数为 0.15×10^{-9} m/s), 防渗性能较好。

(2) 岔管衬砌及围岩的内水渗透压力分布不对称。表 2 列出岔管衬砌及围岩各不同部位的内水渗透压力值。由表 2 可知, 管顶比管底内水渗透压力递减更快, 这是显而易见的。另外, 由于一边支管的分流, 因而在另一边, 即剖面左下部出现最大的内水渗透压力。

由图 4 可知, 在通水期间测到的最大渗透压力近 200.0 kPa, 平均为 100.0 kPa, 但计算的内水渗透

压力在分布上更为合理。表 3 为 $A_1 - A_1$ 剖面岔管衬砌及围岩内水渗透压力计算值与监测值对比。

通水以后, 岔管衬砌钢筋混凝土的应变比较均匀。径向应变数量为 $(29.9 \sim 35.9) \times 10^{-6}$, 喷射混凝土的应变达 60.0×10^{-6} , 均为压缩应变; 而环向应变为膨胀应变, 为 $(130.0 \sim 150.0) \times 10^{-6}$ 。

数值计算结果表明: 岔管围岩在通水以后, 在水压力和渗透压力的作用下, 所产生的变形位移量为 0.20~0.47 mm。图 6, 7 分别为 $A_1 - A_1$ 和 $B - B$ 剖面隧洞围岩变形位移图。计算所得的围岩变形位移量值与图 5 反映的围岩位移监测值非常相近。剖面 $A_1 - A_1$ 和 $B - B$ 的计算水头值如图 8, 9 所示。

表 2 岔管衬砌及围岩各不同部位的内水渗透压力值

Table 2 Pore water pressure at different locations for rock and outlet bifurcation linings kPa

剖面	管顶		管底		管左下部	
	衬砌表面	衬砌与围岩接触面	衬砌表面	衬砌与围岩接触面	衬砌表面	衬砌与围岩接触面
$A_1 - A_1$	1 900.0	52.0	1 900.0	168.0	1 900.0	215.0
$B - B$	1 900.0	51.0	1 900.0	172.0	1 900.0	217.0

表 3 $A_1 - A_1$ 剖面岔管衬砌及围岩内水渗透压力计算值与监测值对比

Table 3 Comparison of pore water pressures of numerical results with those of field measurements in section $A_1 - A_1$ of outlet bifurcation linings

位置	仪器编号	计算值/kPa	监测值/kPa
管顶	P307	52	187
	P302	0	0
管底	P307	168	175
	P302	95	175
管左部	P307	198	137
	P302	106	135

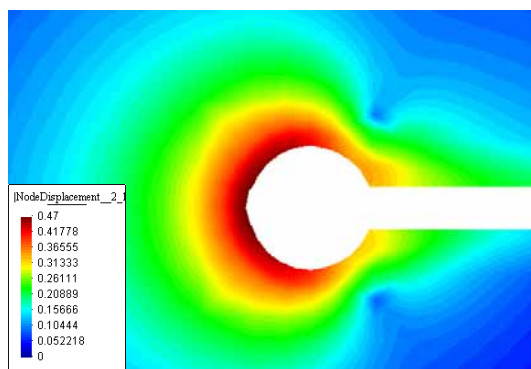


图 6 通水后总干一级泵站岔管围岩 $A_1 - A_1$ 剖面变形位移图(单位: mm)

Fig.6 Displacements of rock mass in section $A_1 - A_1$ of outlet bifurcation caused by inner water pressure in the first stage of underground pumping station on the main route(unit: mm)

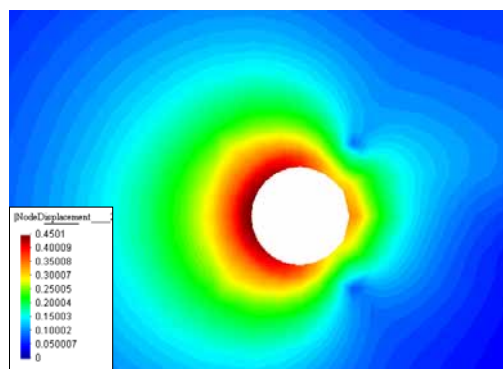


图 7 通水后总干一级泵站岔管围岩 $B - B$ 剖面变形位移图(单位: mm)

Fig.7 Displacements of rock mass in section $B - B$ of outlet bifurcation caused by inner water pressure in the first stage of underground pumping station on the main route(unit: mm)

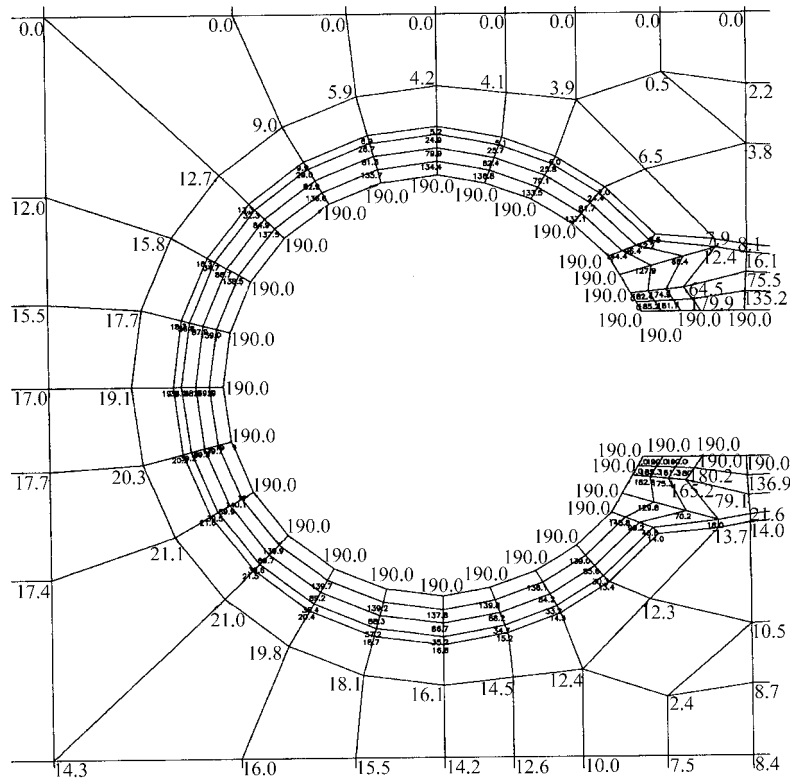


图9 通水后总干一级泵站岔管围岩 A₁ - A₁ 剖面水头(单位: m)

Fig.9 Water head in section A₁ - A₁ during operation in the first stage underground pumping station(unit: m)

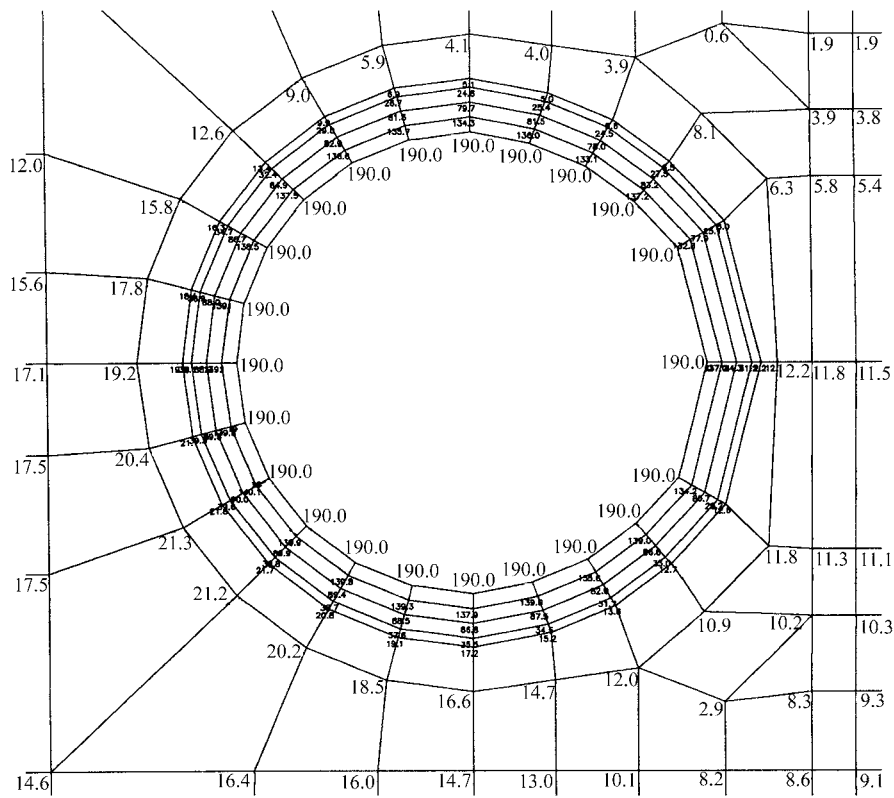


图10 通水后总干一级泵站岔管围岩 B - B 剖面水头(单位: m)

Fig.10 Water head in section B - B during operation in the first stage underground pumping station on the main route(unit: m)

5 结 语

(1) 岩土工程在运行期的现场监测工作对保证工程建筑物的长期安全与稳定十分重要。多年来, 在监测仪器设备的改进、监测方法和监测资料分析等方面做了很多工作, 也取得很大的成绩。但是由于现场监测环境条件和复杂性、恶劣性以及监测仪器设备随时间的老化和失效, 监测结果具有较大的离散性和不连续性, 局部甚至出现不真实的现象。另外, 昂贵的监测费用也妨碍监测的大规模实施。

(2) 在实施监测工作的同时, 采用有效的仿真数值模拟计算方法, 模拟岩土工程的运行状况, 并对工程岩土介质和建筑物在运行荷载条件下的变形、应力等力学状况的计算分析预测; 同时, 应结合现场监测结果进行对比分析, 这可更全面、更真实地判断工程建筑物的运行状况及其稳定性。

(3) 对山西万家寨引黄工程总干一、二级泵站岔管在通水荷载条件下的状况, 采用三维非线性有限元方法进行模拟计算分析。对岔管衬砌钢筋混凝土及围岩的内水渗透压力、混凝土应变及围岩位移的计算结果与现场监测结果进行对比。计算结果表明, 两者在定性、定量方面都十分接近, 这也验证计算模型的选取的合理性和可行性, 为钢筋混凝土岔管设计和现场实测工作的有机结合提供一定的借鉴意义。

参考文献(References):

- [1] Boot J C. Elastic buckling of cylindrical pipe linings with small imperfections subject to external pressure[J]. *Tunneling and Underground Space Technology*, 1997, 12(Supp.1): 3 - 15.
- [2] 李青麒,何其诚. 压力隧洞衬砌计算方法[J]. *水力发电学报*, 1998, (3): 24 - 33.(Li Qingqi, He Qicheng. A computational method for the lining of pressure tunnel[J]. *Journal of Hydroelectric Engineering*, 1998, (3): 24 - 33.(in Chinese))
- [3] 陈卫忠, 朱维申, 杨海燕, 等. 引黄工程高压出水岔管钢筋混凝土衬砌计算[J]. *岩石力学与工程学报*, 2002, 21(2): 242 - 246.(Chen Weizhong, Zhu Weishen, Yang Haiyan, et al. Numerical analysis of reinforced concrete lining for outlet manifold of Yellow River Diversion Project[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2002, 21(2): 242 - 246.(in Chinese))
- [4] 陈卫忠, 朱维申, 罗超文. 万家寨引黄工程总干一、二级泵站水力劈裂试验研究[J]. *岩土力学*, 2001, 22(1): 26 - 28.(Chen Weizhong, Zhu Weishen, Luo Chaowen. Hydraulic jacking tests at GMPS1 and GMPS2 of Wanjiashai, Shanxi Yellow River Diversion Project[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2001, 22(1): 26 - 28.(in Chinese))
- [5] Chen W Z, Zhu W S, Li S C, et al. Evaluation of reinforced concrete design for an underground outlet manifold in Shanxi Yellow River Diversion Project[J]. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 2004, 37(3): 213 - 228.
- [6] Chen W Z, Zhu W S, Shao J F. Damage coupled time-dependent model of a jointed rock mass and application to large underground cavern excavation[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2004, 41(4): 669 - 677.
- [7] 郑少河,朱维申. 裂隙岩体渗流损伤耦合模型的理论分析[J]. *岩石力学与工程学报*, 2001, 20(2): 156 - 159.(Zheng Shaohu, Zhu Weishen. Theoretical analysis of a coupled seepage and damage model of fractured rock mass[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2001, 20(2): 156 - 159.(in Chinese))
- [8] 郑少河,姚海林,葛修润. 裂隙岩体渗流场与损伤场的耦合分析[J]. *岩石力学与工程学报*, 2004, 23(9): 1 413 - 1 418.(Zheng Shaohu, Yao Hailin, Ge Xiurun. Coupling analysis of seepage and damage in fractured rock mass[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2004, 23(9): 1 413 - 1 418.(in Chinese))
- [9] 张强勇, 朱维申, 陈卫忠. 三峡船闸高边坡开挖卸荷弹塑性损伤分析[J]. *水利学报*, 1998, (8): 19 - 22.(Zhang Qiangyong, Zhu Weishen, Chen Weizhong. Analysis of elastoplastic damage for high jointed slope of the Three Gorges Project Shiplock during unloading due to excavation[J]. *Journal of Hydraulic Engineering*, 1998, (8): 19 - 22.(in Chinese))