

隧洞地表稳定性监测及计算分析

贾剑青¹, 王宏图², 刘大鹏¹, 安龙奇¹

(1. 兰州交通大学 交通运输学院, 兰州 730070; 2. 重庆大学 西南资源开发及环境灾害控制工程教育部重点实验室, 重庆 400044)

摘 要: 李子坝隧洞埋深较浅, 进出口围岩较软弱, 隧洞上方房屋密布, 且有一居民用水塔。根据工程实际, 隧洞初期支护采用超前管棚+工字钢架+喷射混凝土进行联合支护; 隧洞底部灌浆并施作仰拱; 二次支护采用钢筋混凝土直边墙半圆拱。为确保施工安全及施工过程中地表建筑物的稳定, 对隧洞稳定性进行理论计算, 求得在此状态下, 最危险断面处隧洞的稳定性系数为 1.9; 施工过程中对地表房屋、水塔、隧洞拱顶及边墙的变形及沉降情况进行监测。监测结果表明, 地表建筑物沉降量均较小; 水塔沉降量小且各点下沉协调一致, 则水塔不会倾倒; 隧洞拱顶及边墙变形均较小。

关 键 词: 隧道; 稳定性; 监测; 沉降

中图分类号: U 45

文献标识码: A

Monitoring and analysis of tunnel surface stability

JIA Jian-qing¹, WANG Hong-tu², LIU Da-peng¹, AN Long-qi¹

(1. School of Traffic and Transportation, Lanzhou Jiaotong University, Lanzhou 730070, China; 2. Key Laboratory for the Exploitation of Southwestern Resources & the Environmental Disaster Control Engineering, Ministry of Education, Chongqing University, Chongqing 400044, China)

Abstract: The buried depth of Liziba tunnel is shallow, and surrounding rocks at entrance and exit are soft. Many houses and one water tower have been constructed over the tunnel. According to the engineering condition, the ahead ductile, I-steel and shotcrete are used in the first support, grouting and inverted arch are constructed at tunnel bottom, and the semicircular arch of reinforced concrete is used in the second lining. To ensure the construction safety and the building stability during construction, the stability of the most dangerous section is calculated, and the calculated stability factor is 1.9. The settlements of the surface, the water tower and the houses are monitored, and the arch settlement and horizontal convergence of the side-wall are monitored, too. The results show that settlements of the surface and the houses are little, the settlement of water tower goes down equably, and the deformations of arch and side-wall are little, too.

Key words: tunnel; stability, monitoring; settlement

1 引 言

21 世纪是地下空间开发利用的新世纪。城市地下空间的开发利用, 面临的问题之一是在已建地表建筑下穿越隧洞, 而在隧洞的施工过程中, 周围地层和地表建筑物将产生一定的变形或位移, 严重者会造成建筑物不均匀沉降、开裂甚至倒塌^[1-2]。因此, 确保隧洞施工过程中地表建筑物及洞体的稳定性, 是工程解决的关键问题。

重庆主城排水工程李子坝隧洞进出口段大多置于粉土及粉质黏土中, 埋深较浅, 隧洞拱顶上方及两侧地表房屋较多, 其侧旁还有一高约 25 m 的

居民用水塔。为确保洞内施工安全及地表建筑物的稳定, 对隧洞稳定性进行了理论计算分析; 在隧洞施工过程中, 对地表及房屋沉降、水塔倾斜及沉降、洞内拱顶下沉、边墙水平收敛及沉降进行监测。该研究方法对处理相似工程有一定的借鉴意义。

2 工程概况

李子坝隧洞开挖宽度 4 m 左右, 最大开挖高度为 3.3 m, 洞顶覆盖层厚度 6~85 m。该隧洞 L0+000~L0+225.50 段置于粉土及粉质黏土中, 进口段岩(土)体不稳定; L0+225.50~L0+667.88 段置于中等风化泥岩中, 仅局部夹有少量砂岩, 且变

收稿日期: 2008-05-22

基金项目: 兰州交通大学“青蓝”人才工程基金资助计划资助(QL-08-16A); 国家自然科学基金(No.50774106); 国家重点基础研究发展规划(973)项目(No. 2005CB221502); 国家自然科学基金创新群体基金(No. 50621403)。

第一作者简介: 贾剑青, 男, 1978 年生, 博士, 副教授, 主要从事岩土力学与岩土工程稳定性方面教学与研究工作。E-mail: jqjia@mail.lzjtu.cn

形破坏较严重,属V类围岩;L1+502.64~L1+838.61段置于中等风化泥岩层中,围岩不稳定,自稳能力差,变形破坏比较严重,属V类围岩。该隧洞岩(土)体物理力学参数如表1所示。

根据工程实际情况,在隧洞粉土及黏土段和变形破坏严重的泥岩段,初期支护采用超前管棚+工字钢架+喷射混凝土联合支护,底部灌浆并施作仰拱;二次支护采用钢筋混凝土直边墙半圆拱。粉土及黏土段隧洞采用人工机械开挖,泥岩及砂岩段隧洞采用爆破方式开挖。

表1 岩体物理力学参数

Table 1 Physico-mechanical parameters of rock mass

岩性	密度 /(kN/m ³)	内摩擦角 /(°)	黏聚力 /kPa	泊松比
粉质黏土	18.1	16.92	27.6	0.27
风化泥岩	19.8	27.53	89.2	0.23

3 洞室稳定性理论计算

3.1 洞室稳定性计算方法

如图2所示,岩土棱体ABE在F、T及W₁的作用下,根据块体平衡的力多边形关系和正弦定理,可得该楔体对JE边的压力T^[3-6]在无地表荷载时

$$T = \frac{1}{2} \gamma (H+h)^2 \frac{\lambda}{\cos \theta} \quad (1)$$

同理,岩土棱DCH在F、T、W₁及q的作用下,KH边的压力T^[2-4]在有地表荷载时

$$T = \left[\frac{1}{2} \gamma (H+h)^2 + (H+h)q \right] \frac{\lambda}{\cos \theta} \quad (2)$$

式中:λ为侧压力系数,且

$$\lambda = \frac{\tan \beta - \tan \varphi}{\tan \beta [1 + \tan \beta (\tan \varphi - \tan \theta) + \tan \varphi \tan \theta]};$$

β为岩土体的破裂角(°),且

$$\tan \beta = \tan \varphi + \frac{\sqrt{(\tan^2 \varphi + 1) \tan \varphi}}{(\tan \varphi - \tan \theta)};$$

φ为岩土体内摩擦角(°);θ为滑动面摩擦角,V类围岩取θ=0.9φ^[2];γ为岩土体重度(kN/m³);q为地表荷载(kPa);其余符号见图1。

为使结构偏于安全,在理论计算过程中,常用块体EFGH代替EJKH,如图1所示。洞顶岩土块体EFGH在摩擦力F_t、黏结力F_c、自重W_r及地表荷载q的联合作用,其平衡状态方程^[2-4]为

$$W_r + W_q = 2(F_t + F_c) \quad (3)$$

式中:W_r为块体EFGH的自重(kN/m);W_q为地表荷载的合力(kN/m);F_t为侧压力T在FE或GH面上产生的摩擦阻力(kN/m),且F_t=T sin θ;F_c为摩擦面FE和GH面上的黏结力(kN/m);且F_c=cH;c为岩土体的黏聚力(kPa)。

隧洞的安全性系数为

$$k = \frac{2(F_t + F_c)}{W_r + W_q} \quad (4)$$

由式(4)可知:

当k>1.0,则洞室是稳定的;当k=1时,洞室处于极限平衡状态;当k<1时,洞室不稳定。

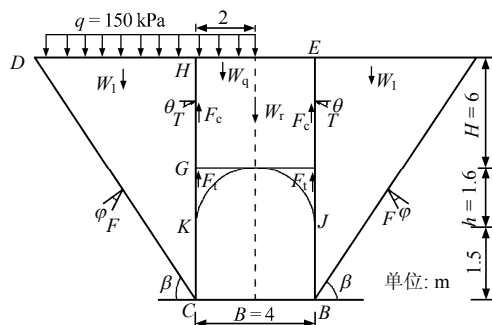


图1 围岩压力计算图式

Fig.1 Calculation model of surrounding rock pressure

3.2 洞室稳定性评判

监测断面D14处于该隧洞最薄弱的地段,隧洞顶板几乎全部为风化泥岩。隧洞上方有一高10层的居民楼,骑跨洞顶地表面积50%左右,楼房为框剪结构,每层荷载取15 kPa^[4-5]。隧洞的结构参数如图1所示;物理力学参数如表1所示。

将隧洞的结构参数及物理力学参数代入式(1)~(4),计算得总阻力为

$$2(F_t + F_c) = 378.4 + 158.6 + 1\,070.4 = 1\,607.4 \text{ kN/m}$$

总下滑力为

$$W_r + W_q = 475.2 + 360 = 835.2 \text{ kN/m}$$

则稳定系数为

$$k = \frac{2(F_t + F_c)}{W_r + W_q} = 1.9$$

故知隧洞在当前状态下是稳定的,且其可靠性较高。

4 地表建筑物沉降监测

4.1 测点布设及监测仪器

地表沉降监测点布置: 沿隧洞轴线纵向每隔 20~30 m 布置一个监测点; 进出口段分别布设 10 个和 6 个地表沉降监测点。地表房屋沉降监测点布置: 在隧道拱顶上方及两侧房屋的桩柱或墙脚布设

监测点; 进口段共布设 20 个监测点, 出口段共布设 8 个监测点。监测点布置如图 2 所示。

本次监测仪器主要有 DSZ-1 型自动安平精密水准仪、SF1 型测微器及钢钢尺; 采用闭合导线法进行往返观测, 即从各基准点出发依次测量各观测点的相对高程, 根据相对高程的变化量和观测间隔时间计算出各观测点的沉降量和沉降速度。

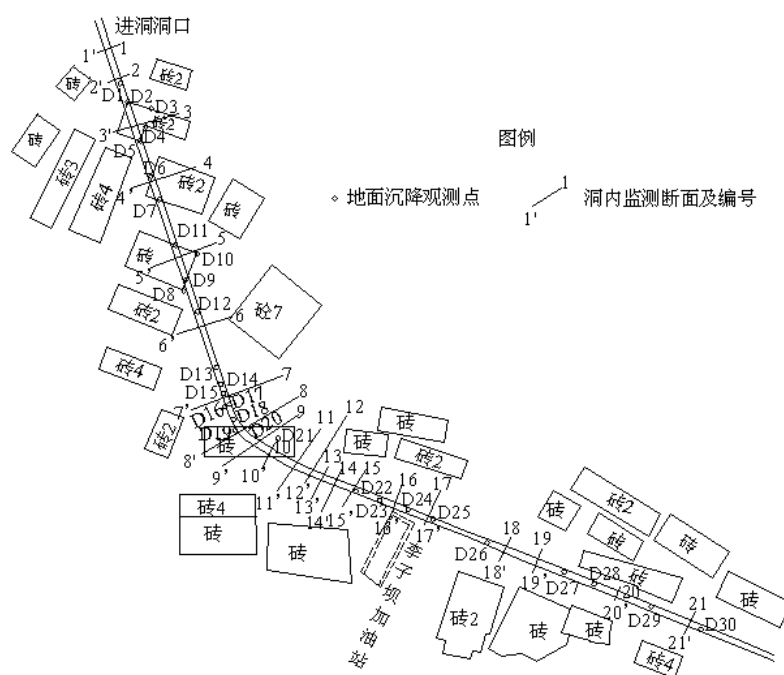


图 2 监测点及监测断面布置
Fig.2 Monitoring points and sections

4.2 地表房屋沉降监测及稳定性分析

监测点 D1~D21 沉降量如图 3 所示。从图中可以看出, 隧洞进口段地表及房屋均出现不同程度的沉降, 究其原因, 主要是由于该段隧洞置于粉土或粉质黏土中, 且埋深较浅; 隧洞开挖后, 拱顶上方及两侧土层发生了不同程度的沉降, 从而引起了地表下沉及房屋沉降^[7]。监测点 D22~D30 在施工监测期间变形量较小 (最大为 1.5 mm), 这是由于该段隧洞围岩埋深较大 (25 m 左右)。隧洞出口段埋深较大 (28 m 左右), 地表面及房屋沉降观测点在整个施工监测期间基本上处于稳定状态, 沉降变形量很小 (最大仅为 0.8 mm)。

监测结果还表明, 当超前支护管棚钻孔打至观测点下方时, 该观测点已出现沉降, 随着掘进面与观测点水平距离的减小, 沉降量及沉降速度逐渐增大, 当水平距离为 -0.5~0 m 时, 沉降速度最大; 随着开挖面通过观测点下方以及施作初期支护后, 沉降速度逐渐减小^[7-8]; 当开挖面远离观测点 15~

20 m 以后, 该观测点基本趋于稳定。

4.3 水塔沉降监测及稳定性分析

该水塔周围为密集的居民住房和高低不等的树木, 采用全站仪等测试的通视条件极差, 也缺少水塔的相关基础资料 (如高度、塔身墙体锥度、竣工时中心轴线垂直度、基础情况等)。针对上述情况, 本次监测采用了吊垂球法, 即在水塔上部横截面 (平台位置水平) 中心点吊垂球至水塔基座地面, 测量该垂球所拉铅垂线与基座水平中心点是否重合以及二者之间的水平位移量, 从而计算出倾斜度。

第 1 次观测结果: 上测断面 (平台位置) 高 20.15 m, 水平距离 (位移量) 为 0.023 m, 倾斜度为 $(0.023 \text{ m} \div 20.15 \text{ m}) \times 100\% = 0.114\%$ 。前半个月每天观测 1 次、以后每周观测 2~3 次。每次观测结果均与第一次观测结果基本一致, 也就是说在观测期间该水塔主体倾斜度没有发生变化。

在水塔周围布置 4 个沉降观测点对其沉降进行监测。其沉降曲线如图 4 所示。

从图 4 可以看出,水塔尽管有一定的沉降量,但沉降量均较小(最大值为 6.1 mm),且水塔的沉降基本是同步协调,故不会造成水塔主体发生倾斜,这与前面水塔倾斜观测结果是一致的。

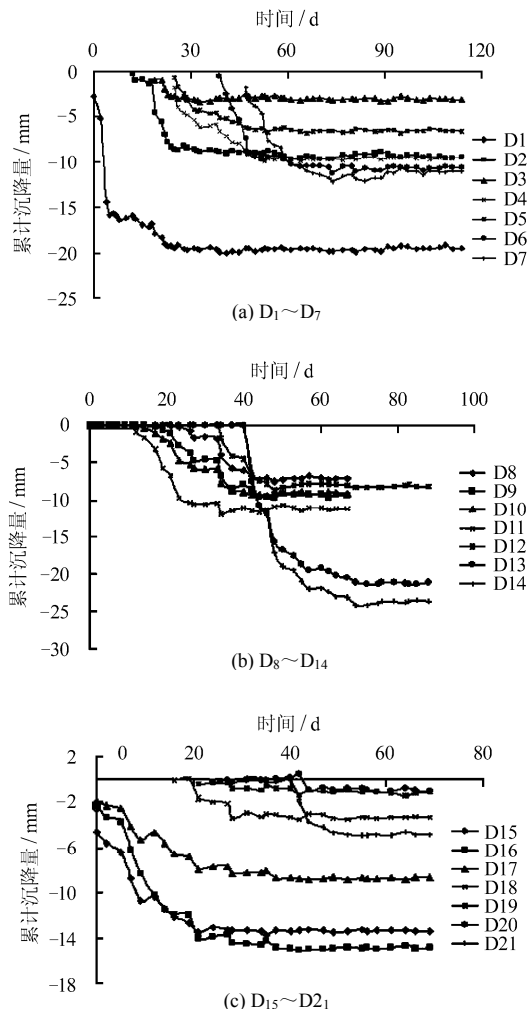


图 3 D1~D21 监测点沉降曲线
Fig.3 Settlement curves of D1-D21 monitoring points

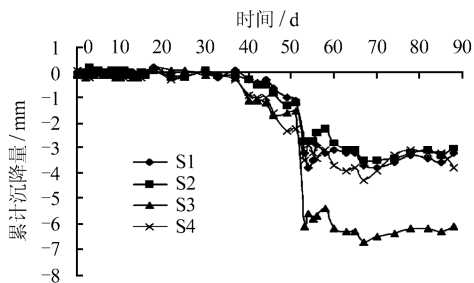


图 4 水塔沉降曲线
Fig.4 Settlement curves of water tower

5 隧洞拱顶及边墙沉降监测

5.1 监测内容及断面测点布设

为确保工程施工安全、准确判断围岩稳定性及确定隧道二次支护的时间,对隧洞拱顶下沉、边墙

水平收敛及边墙沉降进行监测。监测断面布置时,每隔 20~30 m 布置 1 个监测断面,共布置 26 个监测断面(编号为 1-1~26-26),其中,进口段有 21 个监测断面,出口段有 5 个监测断面。部分监测断面布置如图 2 所示;监测断面测点布置如图 5 所示。

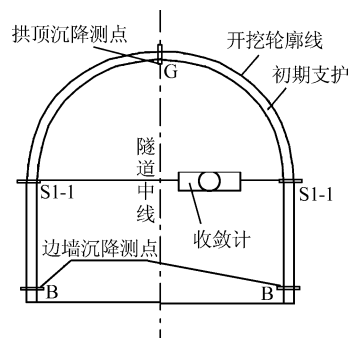


图 5 监测点布置图
Fig.5 Arrangement of monitoring points

5.2 监测仪器

本次使用的主要监测仪器如表 2 所示。

表 2 监测仪器
Table 1 Monitoring instruments

监测项目	测试仪器
拱顶下沉	DSZ-1 精密水准仪、测微器、钢卷尺
水平收敛	WRM-3 型丝尺两用收敛计
边墙沉降	DSZ-1 精密水准仪、测微器、钢尺

5.3 拱顶及边墙沉降监测

隧洞进、出口段拱顶下沉及水平收敛曲线、进口段左右边墙沉降曲线分别如图 6~10 所示。隧洞进口及出口拱顶及监测断面时程曲线如图 12 及 13 所示。

从图 6、7 可以看出,隧洞进口粉土及黏土岩浅埋段(L0+016~L0+198)拱顶下沉量比进口泥岩段及出口段拱顶下沉量大。进口粉土及黏土段的拱顶下沉量为 3.7~7.4 mm;进口泥岩段及出口段的拱顶下沉量为 2.3~4.0 mm。

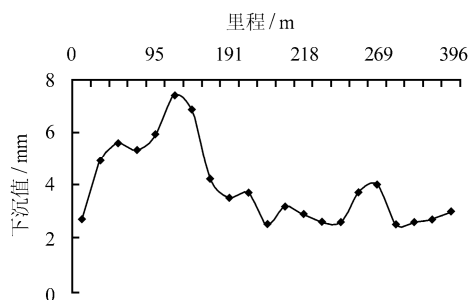


图 6 进口段拱顶下沉曲线
Fig.6 Crown settlement curve of tunnel entrance

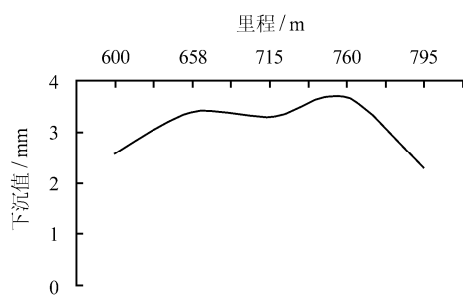


图 7 出口段拱顶下沉曲线

Fig.7 Crown settlement curve of tunnel exit

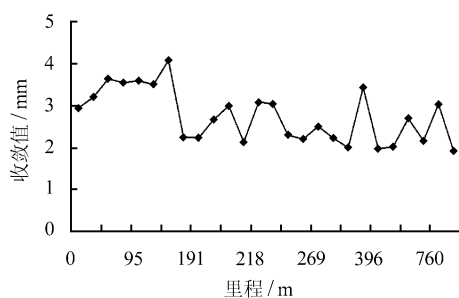


图 8 进口段拱顶水平收敛曲线

Fig.8 Crown horizontal-convergence curve of tunnel entrance

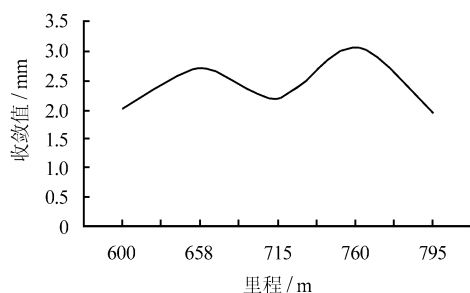


图 9 出口段拱顶水平收敛曲线

Fig.9 Crown horizontal-convergence curve of tunnel exit

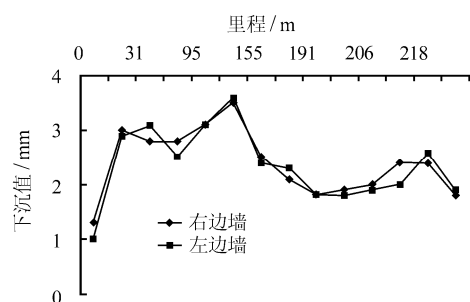


图 10 进口段左右边墙沉降曲线

Fig.10 Settlement curves of left and right side-walls of tunnel entrance

从图 8、9 可以看出, 绝大部分监测断面水平收敛变形值均在 3.5 mm 以下, 最大值约为 4.09 mm, 属于正常变化范围内。总体来看, 进口粉土及黏土浅埋段 (L0+016~L0+198) 的收敛值比进口泥岩段及出口段的收敛值大。

从图 10 可以看出, 进口粉土及黏土段初期支护左右边墙沉降值较小, 为 1.0~3.6 mm 左右, 这说明在该隧洞土层段采用增大初支工字钢架底脚支撑面积并将工字钢支架连成整体的方案较好地解决了软弱地层隧洞初支结构整体下沉的难题。

监测结果表明, 进口粉土及黏土段的拱顶下沉量、边墙水平收敛值小于地表沉降量; 进口泥岩段和出口段拱顶下沉量及边墙水平收敛值大于地表沉降量。这主要是由于粉土及黏土段 (特别是浅埋段) 地表测点在洞内超前支护管棚孔打至测点下方时引起土层垮落、疏松, 该测点已开始出现一定的沉降; 随着掘进面掘进至该测点位置附近 (一般水平距离 1~2 m) 时, 由于掘进面前方及两侧的土层向掘进面涌动、垮落, 从而引起该点出现较大的沉降; 当洞内掘进面通过测点下方一定的距离, 洞内即趋于稳定, 但拱顶上方的疏松土体在自重的作用下重新被压密实, 因而还会出现一定程度的沉降; 另外, 洞内变形监测点是在施作初支后埋设的, 其变形量比洞内真实变形量小也是原因之一^[9-10]。

从图 11 及图 12 可以看出, 隧洞沉降在 20~30 d 内基本上趋于稳定, 整个监测过程中没有出现异常位移变化, 这说明所采取的支护体系及施工方案是成功的, 达到了安全施工的目的。隧洞开挖并进行初期支护 30 d 后可以二次衬砌支护。

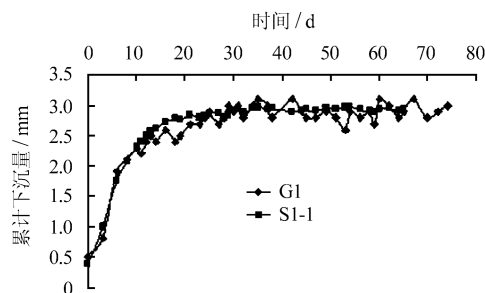


图 11 进口段拱顶及监测断面时程曲线

Fig.11 Time-history curves of crown and monitoring section at tunnel entrance

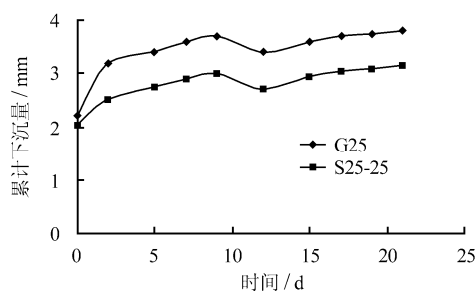


图 12 出口段拱顶及监测断面时程曲线

Fig.12 Time-history curves of crown and monitoring section at tunnel exit

6 结 论

(1) 位于黏土或粉土段隧洞拱顶上方及两侧的房屋及地表沉降观测点出现了一定的沉降, 但沉降量较小, 不会对房屋的结构安全增加新的危害; 泥岩段隧洞地表及房屋观测点基本没有发生沉降。

(2) 在隧洞开挖 20~30 d 后, 隧洞拱顶下沉、边墙收敛以初期支护边墙下沉基本稳定; 拱顶累计下沉量为 2.3~7.9 mm, 边墙收敛值 1.95~4.09 mm, 初期支护左右边墙累计下沉量为 1.0~3.06 mm, 均属于正常变化范围; 监测期间洞内没有出现异常位移变化, 这说明所采取的开挖方案及初期支护体系是成功的, 达到了预期效果。

(3) 理论计算与现场监测结果表明, 隧道洞室在此状态下的安全性较好, 且理论计算结果与现场监测结果较吻合。

参 考 文 献

- [1] 李树忱, 李术才. 隧道围岩稳定分析的最小安全系数[J]. 岩土力学, 2007, 28(3): 549—554.
LI Shu-chen, LI Shu-cai. Minimum safety factor method for stability analysis of surrounding rockmass of tunnel[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2007, 28(3): 549—554.
- [2] 袁勇, 王胜辉. 超大断面低扁平率公路隧洞先成预应力结构新型支护体系数值模拟[J]. 岩土力学, 2008, 29(1): 240—244.
YUAN Yong, WANG Sheng-hui. Numerical modeling of pre-built and prestressed innovative support system for super cross-section highway tunnel with lower flat-ratio[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2008, 29(1): 240—244.
- [3] 黄成光. 公路隧道施工[M]. 北京: 人民交通出版社, 2003.
- [4] 张永兴, 王桂林. 岩石洞室地基稳定性综合分析方法应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(增): 1967—1971.
ZHANG Yong-xing, WANG Gui-lin. Application of synthesized methods of stability analysis of rock cavern foundation[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2002, 21(Supp.): 1967—1971.
- [5] 张永兴. 岩石洞室地基稳定性分析方法与实践[M]. 北京: 科学出版社, 2005.
- [6] 宋玉香, 贾晓云. 地铁隧道竖向土压力荷载的计算研究[J]. 岩土力学, 2007, 28(10): 2240—2244.
SONG Yu-xiang, JIA Xiao-yun. Study on vertical earth pressure calculation of metro tunnel[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2007, 28(10): 2240—2244.
- [7] 杨典森, 陈卫忠, 杨为民, 等. 龙滩地下洞室群围岩稳定性分析[J]. 岩土力学, 2004, 25(3): 391—395.
YANG Dian-sen, CHEN Wei-zhong, YANG Wei-ming. Stability analysis of surrounding rock mass of Longtan underground caverns[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2004, 25(3): 391—395.
- [8] 刘志春, 李文江. 淤泥质地层地铁隧道施工地表沉降预测及分析[J]. 岩土力学, 2005, 26(10): 1681—1684.
LIU Zhi-chun, LI Wen-jiang. Forecast and analysis of surface subsidence of metro tunnel construction in mucky ground[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2005, 26(10): 1681—1684.
- [9] 靳晓光, 李晓红. 深埋隧道围岩一支护结构稳定性研究[J]. 岩土力学, 2005, 26(9): 1473—1476.
JIN Xiao-guang, LI Xiao-hong. Stability of surrounding rock-supports structure of deep buried tunnel[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2005, 26(9): 1473—1476.
- [10] 贾剑青, 王宏图. 大跨度地下空间支护体系应力监测与稳定性分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(增2): 3667—3671.
JIA Jian-qing, WANG Hong-tu. Stress measurement and stability analysis of support system of larger-span underground space[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2006, 25(Supp. 2): 3667—3671.