

大梁隧道软岩大变形及其支护方案研究

戴永浩¹, 陈卫忠^{1,2}, 田洪铭¹, 杨建平¹, 孟祥军³, 邓小林³

(1. 中国科学院武汉岩土力学研究所 岩土力学与工程国家重点实验室, 湖北 武汉 430071;

2. 山东大学 岩土与结构工程研究中心, 山东 济南 250061; 3. 兖州煤业股份有限公司 东滩煤矿, 山东 邹城 273500)

摘要: 针对大梁隧道工程地质特点, 开展隧洞开挖后围岩大变形现场监测与分析, 得知隧洞变形具有变形速度快、持续时间长和变形量大的特点, 最大下沉量可达 55 cm, 最大变形速率为 1.69 cm/d。通过开展岩石试样单轴、三轴压缩破坏试验, 采用广义 Hoek-Brown 准则, 确定岩体常规弹塑性力学参数; 结合隧洞变形监测数据, 将隧洞围岩视为具有弹塑性流变行为的连续介质, 采用经验流变模型, 开展有限元反演分析, 得到岩体流变力学参数。根据数值仿真结果, 分析隧道围岩位移、应力及损伤区分布规律, 从而为支护方案修改设计和参数调整提供依据。在上述研究基础上, 应用新奥法施工力学原理, 提出加大预留变形量, 拱顶超前注浆加固围岩, 打拱脚长锚杆控制拱架整体下沉, 并采用钢拱架(拱架之间采用型钢连接)+锚杆+钢筋网协同支护, 构成软岩大变形洞段联合支护方案, 成功解决了大梁隧道破碎、软弱围岩地段的施工与支护难题, 经施工后巷道稳定性良好。

关键词: 隧道工程; 高地应力; 软岩; 大变形; 有限元反演; 支护对策

中图分类号: U 45

文献标识码: A

文章编号: 1000-6915(2015)增 2-4149-08

STUDY OF LARGE DEFORMATION AND SUPPORT MEASURES OF DALIANG TUNNEL WITH SOFT SURROUNDING ROCKMASS

DAI Yonghao¹, CHEN Weizhong^{1,2}, TIAN Hongming¹, YANG Jianping¹, MENG Xiangjun³, DENG Xiaolin³

(1. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan, Hubei 430071, China; 2. Geotechnical and Structural Engineering Research Center, Shandong University, Jinan, Shandong 250061, China; 3. Dongtan Mine, Yanzhou Coal Mining Company Limited, Zoucheng, Shandong 273500, China)

Abstract: The in-situ displacement monitoring was carried out according to the geological characteristics of Daliang tunnel. The monitored result shows that tunnel's deformation is characterized by high velocity, long period and large value. The maximum subsidence is 55 cm, the deformation rate run up to 1.69 cm per day. The rock mass's elastic-plastic mechanics parameters are deduced by the generalized Hoek-Brown criterion based on the uniaxial and triaxial compression test result. With the rock mass considered as an elasto-plastic-rheological material which conforms to the empirical rheological model, the FEM inversion analysis was conducted based on the deformation monitored, and the rock mass's rheology parameters could be got. The tunnel's support design could be adjusted reasonably considering the displacement, the stress distribution and the damaged zone of the rock surrounding. According to the principle of new austrian tunnelling method, a new comprehensive support measures, which consists of enlargement of the deformation allowance, pre-grouting, bottom bolts installed, steel arch, system bolts and steel fabric installed, was adopted in Daliang tunnel which has poor rock surrounding and suffers large deformation during its excavation. It was confirmed by the fact that the tunnel was very safe after its

收稿日期: 2014-06-23; **修回日期:** 2014-08-01

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51274189, 51108448); 国家重点基础研究发展计划(973)项目(2013CB036006)

作者简介: 戴永浩(1978-), 男, 博士, 2000年毕业于河南理工大学采矿工程专业, 现任副研究员, 主要从事隧道与地下工程方面的研究工作。E-mail: yhdai@whrsm.ac.cn

DOI: 10.13722/j.cnki.jrme.2014.0899

construction.

Key words : tunnelling engineering ; high geostress ; soft rock ; large deformation ; FEM inversion ; support measure

1 引言

山岭隧道建设中,经常会遇到原岩应力水平高、围岩软弱破碎等复杂地质条件,隧道开挖后围岩变形量大且持续时间较长,导致支护结构受力持续增加,往往超过围岩、衬砌承载极限,经常发生初砌开裂、围岩变形侵入隧道净空,严重者甚至产生塌方等重大工程灾害,对软岩隧道设计和施工提出了重大挑战。如国内著名的南昆线家竹箐隧道、凉风垭隧道、乌鞘岭隧道和台湾木栅隧道等,在设计和施工中均遇到了很大困难。高应力软岩隧道具有特殊的地质条件,隧道开挖后围岩应力状态和位移不仅与空间相关,而且还与时间相关,是一个在时间和空间上的非线性不可逆演化过程。软岩隧道开挖后,围岩变形迅速且持续时间长,如:刘高等^[1]在木寨岭隧道观测到累计最大沉降达 171 cm,累计最大收敛 108 cm;其中某一监测断面在经过 4 次换拱后,围岩变形仍未停止;李鸿博等^[2]在湖北省宜巴高速公路开展隧道大变形监测,在 25 d 内洞顶下沉达 23 cm,且变形没有收敛趋势;F. B. Karmen 和 P. Borut^[3]在 Golovec 隧道开展的现场监测表明,软岩隧道开挖后拱顶下沉表现最为突出,监测得到最大下沉量达 86 cm,监测还显示及时施作反拱和封闭衬砌可以明显减小隧洞位移。

在软岩大变形隧道的理论分析和数值计算中,通常的方法是将围岩视为弹塑性体^[4-5],或者提出新的弹塑性力学模型^[6],采用网格大变形处理和加速收敛技术,实现隧道开挖的大变形模拟^[7];考虑到围岩变形所表现出的流变现象,Z. F. Yang 等^[8-9]提出采用流变力学模型,借助反演分析技术,实现隧道施工过程的数值仿真,常用的模型有 Kelvin 体、Maxwell 体、Poynting-Thomson 体和 Kelvin-Voigt 体,以及基于经验的非线性幂指数蠕变本构模型等。

在软岩隧道支护理论与技术方面,目前主要还是采用新奥法理论及基于新奥法发展的理论,并提出了相应的支护技术,如何满潮等^[10-11]提出以恒阻大变形锚网索耦合支护为核心的主动支护技术体系,并采用注浆锚管控制底鼓大变形。在软岩隧道

支护方面,初衬支护强度和二衬支护时机是当前研究的重点。李晓红等^[12]将围岩视为 Poynting-Thomson 体,推导围岩变形的解析解,指出合理的初期支护不仅可以减小围岩位移,而且控制了位移速率。在二衬支护时机方面,刘志春等^[13]以乌鞘岭隧道工程为例,根据实测变形、理论计算位移,推算量测丢失位移,并提出即以隧道极限位移为基础,以现场量测日变形量与量测总变形量为依托的二次衬砌施作时机判别指标;雷军等^[14]对乌鞘岭隧道 F7 断层段洞室施工期围岩及支护结构开展了应力与变形监测,进一步认为高应力隧道二次衬砌应及时跟进,其施作不必受规范 0.2 mm/d 的变形限制。在大变形隧道底鼓控制方面,J. Sun 和 L. G. Wang^[15]提出采用切槽的技术,并采用 FLAC 软件开展不同切槽参数的仿真分析。

本文结合新建铁路工程大梁隧道软岩大变形工程特点,通过室内试验和 Hoek-Brown 准则得到岩体弹塑性力学参数,并结合隧道变形监测数据,通过有限元反演分析得到围岩流变参数,从而实现隧洞大变形行为的数值仿真,并提出合理支护措施,最后通过工程实践验证所提方案的合理性。

2 工程概况

大梁隧道(DK328+820 ~ DK335+370)为兰新铁路第二双线甘青段关键性工程,全长 6 550 m,为双线铁路隧道,位于青海省门源县,轨面最高海拔 3 907 m,地处祁连山中高山区,平均海拔 3 600 ~ 4 200 m,最高海拔为 4 430 m。洞内线路纵坡为 6‰, - 10‰的人字坡,正常涌水量为 $1.53 \times 10^4 \text{ m}^3$,最大涌水量 $4.58 \times 10^4 \text{ m}^3$ 。隧道设一斜井,斜井长度 1 070 m,进入正洞里程 DK331+866 处。

截止到 2012 年 2 月 3 日,大梁隧道出口开挖 903 m,埋深 237 m,掌子面桩号为 DK334+467,设计 III 级围岩,实际开挖掌子面揭示围岩为灰岩,青灰色,受构造作用强烈,岩层有挠曲现象,薄层状分布,节理很发育,岩质软弱,岩体呈碎块状压碎结构,掌子面有渗水。已开挖洞段最大累计沉降量为 45.31 cm,最大单天沉降量为 4.45 cm,最大收敛

值为 43.82 cm。

大梁隧道斜井辅助正洞施工至 70 m 处，埋深 465 m，掌子面桩号小里程方向为 DK331+816，大里程方向 DK331+886，设计 IV 级围岩，实际开挖掌子面揭示围岩为板岩夹砂岩，灰白色及青灰色，岩质较软，节理很发育，呈薄片状压碎结构，岩层可见挠曲现象，岩体整体稳定性差，挤压性围岩特征明显。大梁隧道斜井出口方向掌子面围岩如图 1 所示。开挖后最大累计沉降量为 63.23 cm，最大单天沉降量为 4.1 cm，最大收敛值为 55.20 cm，初砌失效，部分围岩掉落、垮塌，围岩侵入隧道设计净空，需要重新加固隧道，给施工带来较大困难。

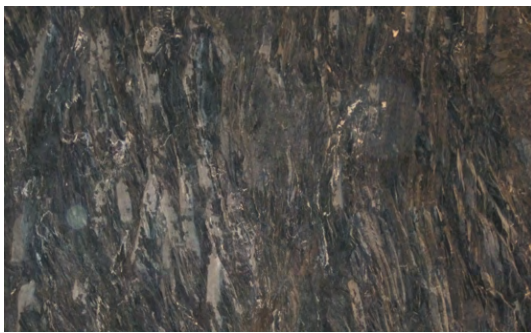


图 1 大梁隧道斜井出口方向掌子面围岩

Fig.1 Surrounding Rock in workface of Daliang inclined shaft

3 围岩大变形监测与分析

3.1 监测断面布置

(1) 隧洞收敛变形监测

大梁隧道围岩观测断面测点布置如图 2 所示。在大梁隧道出口端布置 3 个监测断面，分别为：DK334+490，DK334+500 和 DK334+510；在大梁隧道斜井辅助正洞布置 3 个监测断面，分别为：DK331+850、DK331+855 和 DK331+860。每断面布置 3 个沉降观测点，2 条水平收敛观测线。采用的观测仪器为瑞士徕卡 TS30。

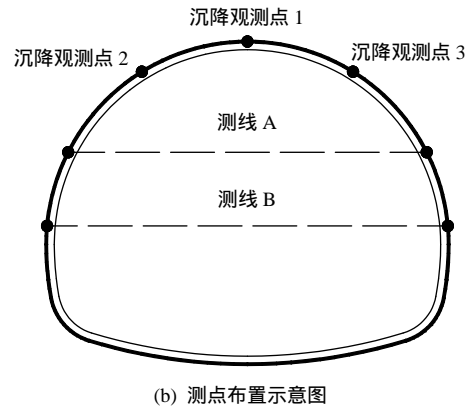


图 2 监测断面纵剖面和测点布置示意图

Fig.2 Longitudinal profile and measure points layout of Dalian tunnel

3.2 监测结果与分析

图 3 为斜井辅助正洞(DK331+860)顶拱下沉及水平收敛变形结果。

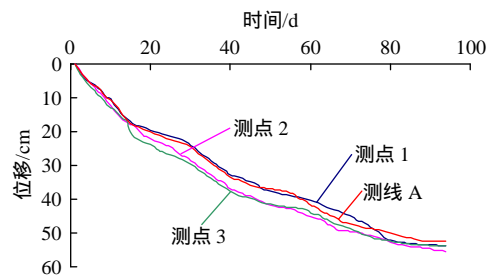
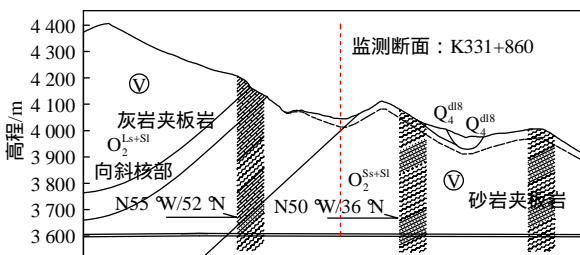


图 3 DK331+860 断面变形监测结果(B 测线数据未列出)

Fig.3 Monitoring results of section DK331+860(datas of line B are not illustrated here)

从沉降变形曲线可知，在监测期限内(共 94 d)，隧道变形大致分为 3 个阶段，初期 0~15 d 为急剧变形期，中间阶段 16~78 d 为快速变形期，后期 79~94 d 为缓慢变形期。隧道开挖后，前期 15 d 内测点 1，2 和 3 观测得到的位移分别为 16.82，17.88 和 20.14 cm，测线 A 收敛 17.62 cm；该段时间内，1，2 和 3 测点平均沉降速率分别为 1.12，1.19 和 1.34 cm/d，测线 A 平均收敛速率为 1.17 cm/d。该时间段围岩变形速率较快，分析应为隧道开挖后围岩应力及结构调整，以及随工作面推进导致的围岩变形而引起。

随后隧道变形速率趋于缓慢，在 16~78 d 期间，测点 1，2 和 3 平均沉降速率分别为 0.55，0.55 和 0.51 cm/d，测线 A 平均收敛速率为 0.51 cm/d。78 d 时观测得到测点 1，2 和 3 位移分别为 50.80，51.84 和 52.00 cm，测线 A 收敛 49.29 cm。该时间段内围岩位移速率大致经历了 4 次较为明显的变化，说明



Q₄ 第四系全新统 8 块石土 [dl] 坡积 [pl] 洪积
Q₄ 第四系中更新统 Ss 砂岩 Sl 板岩 (V) 岩土工程分级

(a) 隧道纵剖面地质图(比例尺 1:5000)

围岩的运动调整不是一个线性过程，而是经过了多次调整。

在 79 ~ 94 d 期间，测点 1, 2 和 3 平均沉降速率分别为 0.18, 0.22 和 0.17 cm/d，测线 A 平均收敛速率为 0.21 cm/d。94 d 时观测得到测点 1, 2 和 3 位移分别为 53.68, 55.36 和 53.86 cm，测线 A 收敛 52.57 cm。该段时间内，由于隧道变形严重，工作面不再向前推进，且工作面距离监测断面较远(约 80 m)，因而围岩变形趋于缓慢，认为围岩变形主要由围岩的弹塑性形变压力(或流变变形压力)及松动围岩的压力引起。

监测后期，隧道变形已严重侵入隧道设计净空，部分钢拱架严重扭曲，初衬多处开裂，形成贯穿裂缝，裂缝宽度达 1 ~ 2 cm，局部初砌发生掉块，顶部围岩有小范围冒落现象，衬衬支护能力降低，隧道存在失稳风险，严重威胁施工人员安全。在监测期限内，隧道沉降和水平收敛均没有停止，其变形速率高于规范允许的二衬施作要求。进一步说明，软岩隧道的变形持续时间长，变形量大，因此，在二衬支护设计时，应考虑早上二衬，阻止围岩的大变形，防止隧道失稳。

4 围岩力学特性与有限元反演分析

4.1 围岩力学参数选取与计算工况

现场取样，采用 RMT-150C 岩石力学试验机，完成了 4 个标准岩样的单轴压缩破坏试验，得到应力-应变曲线如图 4 所示。试验可知，灰岩试样单轴抗压强度在 20 MPa 左右，板岩试样单轴抗压强度也不超过 30 MPa，围岩强度较低。

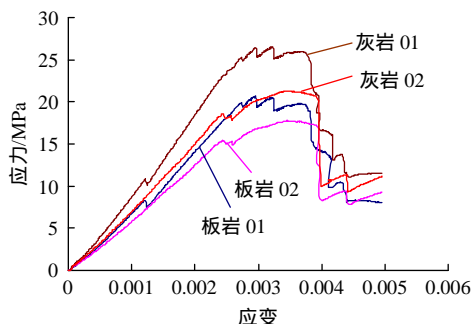


图 4 单轴压缩试验应力-应变曲线

Fig.4 Curves of stress-strain under uniaxial compression test

采用 MTS-850 岩石试验机共完成 10 个试样的三轴试验，三轴试验围压分别为 5, 10, 15 MPa，图 5 为试验得到的板岩试样的应力-应变试验曲线。

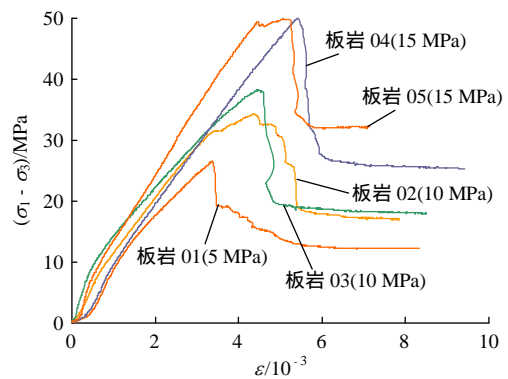


图 5 三轴压缩试验应力-应变曲线

Fig.5 Relationship curves of stress-strain under triaxial compression test

通过图 5 可以看出，隧洞围岩强度较低，其中板岩试样单轴抗压强度为 15 ~ 20 MPa；在 15 MPa 围压下，其抗压强度也不超过 50 MPa。从试验结果可知，围岩应属于软岩。

实验中得到结果为岩块力学参数，工程中应通过换算得到岩体参数。这里，采用当前国际上比较流行的广义 Hoek-Brown 准则^[16]，岩体弹性模量、黏聚力、内摩擦角分别由下式确定：

$$E = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci} \cdot 10^{(GSI-10)/40}}{100}} \quad (1)$$

$$\varphi = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (2)$$

$$c = \frac{\sigma_{ci} [(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma'_{3n}] (s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + \frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)}}} \quad (3)$$

通过对单轴、三轴试验数据的进行统计分析和计算，建议大梁隧道岩体力学参数取值如表 1 所示。

表 1 大梁隧道岩体力学参数取值

Table 1 Surrounding rockmass's mechanical parameters of Daliang tunnel

围岩名称	弹性模量 E/GPa	抗压强度/ MPa	泊松比ν	黏聚力 c/MPa	内摩擦角 φ/(°)
板岩	4.00 ~ 7.00	20.0 ~ 30.0	0.30 ~ 0.35	0.5 ~ 0.8	30 ~ 40

隧道内水压致裂地应力现场测试结果表明，工程区域地应力水平较高，其地应力场以水平应力为主导，铅直钻孔测试结果表明，地应力侧压系数为 1.46 ~ 1.82，本次计算中取为 1.5。

数值计算中首先模拟隧洞开挖和初衬支护，随

后围岩流变 94 d(和监测期限相同)。

4.2 基于监测位移的有限元反演分析

(1) 有限元反演方法

有限元反演方法采用基于 Nelder-Mead 算法的反演方法^[17]，其实现方法是以 Matlab 软件为平台，通过调用 ABAQUS 软件进行有限元计算，读取计算结果，然后应用 Nelder-Mead 算法对目标函数进行优化计算，最后修正 ABAQUS 命令流文件中的待反演参数，展开下一次迭代。

(2) 围岩流变力学模型与计算参数选取

根据大梁隧道工程地质特征，建立平面有限元计算模型尺寸为 120 m×120 m，其中 Y 轴为重力方向。隧洞埋深通过在模型顶面施加压力模拟。

数值计算中锚杆采用杆单元模拟，通过 ABAQUS 软件的嵌入命令实现与实体单元的耦合，初次衬砌采用壳单元模拟，围岩划分为实体单元。

围岩力学行为通过采用弹塑性流变力学本构来模拟。围岩本构关系弹塑性段采用 D-P 弹塑性模型描述，流变部分采用经验流变模型，并通过开发用户自定义程序接入大型有限元分析软件 ABAQUS 进行计算与分析。

针对泥岩流变过程中呈现出非线性的特点，考虑洞周围岩实际水压力与应力水平，本文采用幂函数模型来描述隧道大梁隧道围岩的蠕变力学行为，其蠕变模型如下式：

$$\varepsilon = \frac{Aq^n t^{m+1}}{m+1} \quad (4)$$

式中： ε 为蠕变应变； q 为等效偏应力； m, n 为材料常数， t 为流变时间。其中， A, m, n 为待反演流变力学参数。

计算中围岩弹塑性力学参数取值依据常规室内三轴试验研究结果(见表 1)，初衬为强度等级为 C30 的混凝土，钢支架通过刚度等效作为一层壳单元来模拟。参数取值如表 2 所示(表中黏聚力和内摩擦角为 DP 准则参数)。

表 2 数值计算力学参数

Table 2 Parameters used in numerical computation

介质	弹性模量 E/GPa	泊松比 ν	黏聚力 d/MPa	内摩擦角 $\beta/(\text{°})$	密度/ $(\text{kg} \cdot \text{m}^{-3})$
板岩	6	0.35	0.59	45	2 600
初衬	30	0.25	4.13	54	2 500

(3) 反演结果与分析

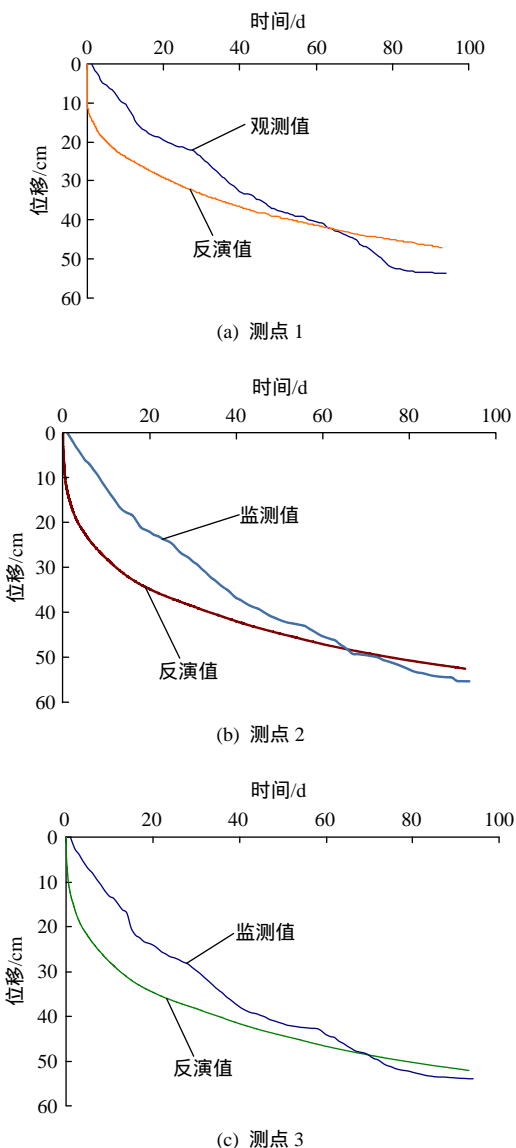
取大梁隧道辅助正洞 DK331+860 断面 2[#]沉降观测数据与测线 A 收敛观测数据作为反演目标，通过反演分析，得到大梁隧道辅助正洞岩体流变参数如表 3 所示。

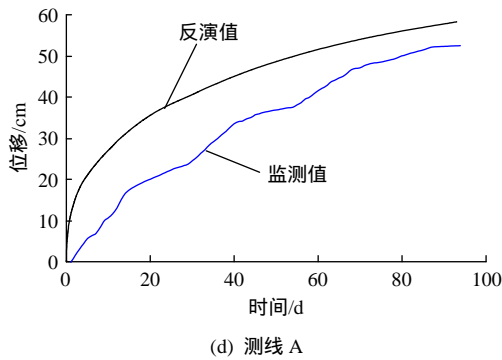
表 3 斜井辅助正洞有限元反演结果

Table 3 FEM inversion results of Daliang auxiliary tunnel

A	n	m
3.94×10^{-7}	2.16	0.34

位移反演结果与实测结果对比如图 6 所示。由图可知，各测点观测值与反演值在量值上极为接近，其曲线形状在观测初期与实测值有一定偏离，在监测中后期与实测值较为吻合，反演结果可以反映隧道开挖施工后的变形与应力状态。





(d) 测线 A

图 6 斜井辅助正洞位移监测值与反演值对比
Fig.6 Comparison of displacement from monitoring and inversion in Daliang inclined shaft

隧洞围岩最终位移分布如图 7 所示。围岩位移主要以顶部下沉和顶部抬升最为显著。隧洞顶部沉降值为 63.1 cm，最大水平收敛值约为 61.0 cm。

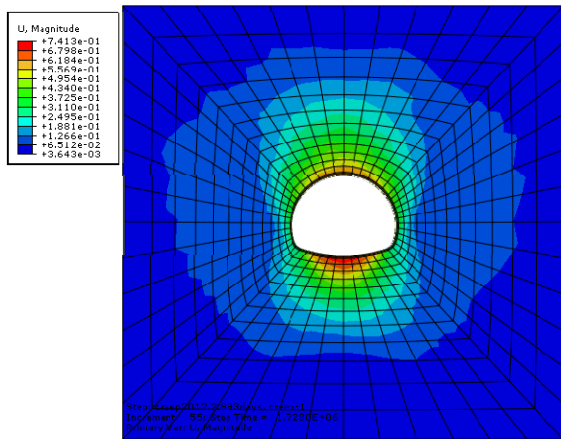


图 7 隧洞位移分布云图(单位：m)
Fig.7 Displacement contour distributed around the tunnel (unit : m)

围岩塑性区分布如图 8 所示。围岩塑性区主要分布在隧洞顶部和底部，塑性区深入隧洞顶板和底

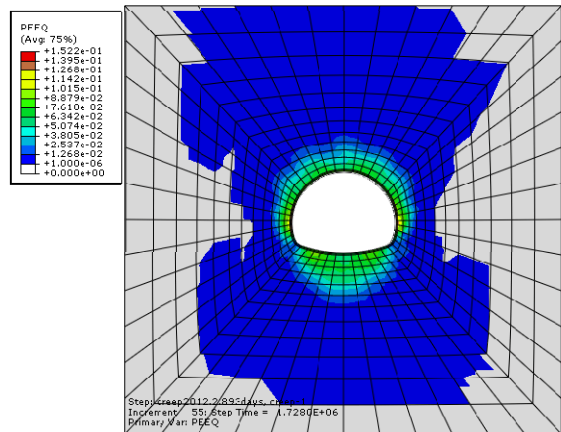


图 8 隧洞塑性区分布云图
Fig.8 Plastic strain contour distributed around the tunnel

板，顶部塑性区范围达 22.8 m，底部围岩塑性区范围达 20.8 m。

观测结束时，初次衬砌已全部进入塑性，初砌塑性区分布如图 9 所示。

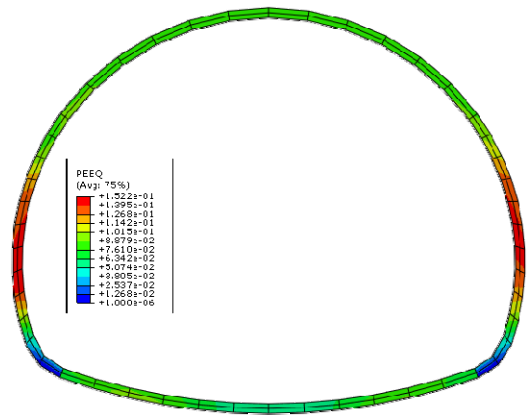


图 9 初衬塑性区分布云图
Fig.9 Plastic strain contour distributed of the linear

5 大梁隧道软岩大变形支护对策与支护效果

根据现场位移监测分析，隧道开挖后围岩变形与结构受力随时间变化十分明显，现有支护设计不能满足隧洞稳定性要求。根据新奥法施工力学原理，宜采用“先让后抗”的方法，即初次支护设计允许隧洞有一定的变形，以释放围岩荷载，由于围岩的变形较大，原支护方案设计中的预留变形量为 10 cm，明显不够，因此，易加大预留变形量，以免由于围岩的过度变形而导致衬砌压力过大。

监测和数值分析结果均表明，围岩变形和损伤以顶部和底部最为显著，对于顶部，采用压力注浆改善围岩质量，提高承载能力；底部采用反拱支护和浆体回填，同时辅以锁角长锚杆，控制底部上抬变形。因此，采用φ42 mm 镂空钢管，拱顶 120°范围内双液注浆，注浆压力 0.8 MPa。长度 3.5 m，纵向搭接长度不小于 1 m，每 2 m 施作 1 环，外插角为 5°~10°，环向间距 20~40 cm，小钢管与钢架配合使用，从工字钢的腹部穿过。对于底部变形，则主要采用施作锁脚锚杆和仰拱封闭来控制，锁脚锚杆采用两侧各 2 根长度为 5 m 的φ25 mm 中空注浆锚杆；仰拱封闭则采用开挖和支护初期支护按每个循环 4 m 及时封闭，上铺钢架跳板，进行仰拱钢筋绑扎、立模，仰拱混凝土和填充混凝土一起浇筑。

现有钢架支护(I16 工字钢)能力不能满足承载要求，因此采用支护受力性能更好的 H175 型钢支

架，并缩小纵距；钢架之间采用型钢连接，进一步提高支架的整体变形能力。

调整后支护方案设计如图 10 所示。原支护设计与调整后支护设计参数如表 4 所示。

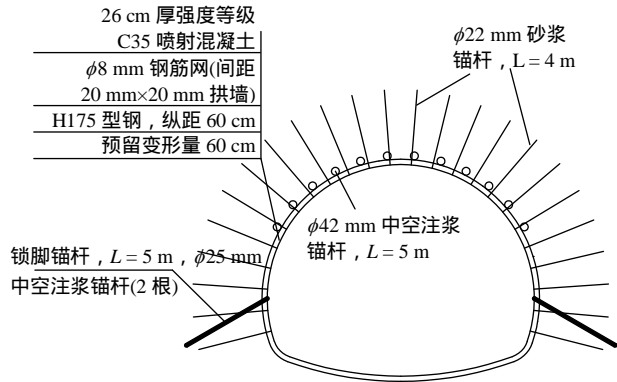


图 10 修改后支护方案

Fig.10 Revised supporting design of tunnel

表 4 隧洞原支护设计与修改支护设计

Table 4 Primary and revised supporting design cases of the tunnel

衬砌类型	项目	原方案	修改方案
超前支护	超前注浆	无	布设范围拱部 120°，型号 φ 42 mm 中空注浆，长度 3.5 m，环向间距 40 cm
初期支护	喷射混凝土	强度等级 C30 早强混凝土，厚度 26 cm，φ 8 mm 钢筋网，网格间距 20 mm × 20 mm	强度等级 C30 早强混凝土，厚度 26 cm，φ 8 mm 钢筋网，网格间距 20 mm × 20 mm
	锚杆	φ 22 mm 砂浆锚杆，长度 4.0 m，间距 120 cm，梅花型布置	φ 22 mm 砂浆锚杆，长度 4.0 m，间距 120 cm，梅花型布置
	拱架型号	H16 号工字钢，纵距 80 cm	H175 型钢，纵距 60 cm，钢架之间通过型钢连接
	预留变形	10 cm	60 cm
	锁脚锚杆	φ 25 mm 中空注浆锚杆，L = 4 m	φ 25 mm 中空注浆锚杆，L = 5 m
	仰拱	无	仰拱为强度等级 C35 钢筋混凝土，仰拱回填为强度等级 C25 混凝土

采用调整后支护方案，隧道变形得到有效控制，初衬开裂、钢支架损坏现象较为少见，避免了隧洞的返修，顺利施工通过该洞段，二衬施工后隧道整体稳定性良好，表明所采取的支护方案合理有效。

6 结 论

(1) 通过围岩位移现场监测和室内试验力学分析，采用广义 Hoek-Brown 准则和有限元反演方法

分别得到岩体弹塑性力学参数和流变参数，并通过数值分析得到围岩与支护结构受力与变形规律，从而提出合理支护方案，这对于软岩大变形隧道支护设计是合理可行的。

(2) 通过对隧洞变形监测结果反演分析可知，采用流变力学模型可以较好地描述隧洞围岩的变形行为，可以用于对隧道工程的数值仿真与分析。

(3) 针对大梁隧道，提出加大预留变形量，拱顶超前注浆，打拱脚长锚杆，并采用钢拱架+锚杆+钢筋网协同支护，构成联合支护方案，成功解决了大梁隧道软岩大变形洞段的施工与支护难题，施工效果良好。

参考文献(References) :

- [1] 刘 高,张帆宇,李新召,等. 木寨岭隧道大变形特征及机理分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(增 2) : 5 521-5 526.(LIU Gao, ZHANG Fanyu, LI Xinzhao, et al. Research on large deformation and its mechanism of Muzhailing tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(Supp.2) : 5 521-5 526.(in Chinese))
- [2] 李鸿博,戴永浩,宋继宏,等. 峡口高地应力软岩隧道施工监测及支护对策研究[J]. 岩土力学, 2011, 32(增 2) : 496-501.(LI Hongbo, DAI Yonghao, SONG Jihong, et al. Construction monitoring and support design of Xiakou tunnel under high stress with soft rock surrounding[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(Supp.2) : 496-501.(in Chinese))
- [3] KARMEN F B, BORUT P. Displacement analysis of tunnel support in soft rock around a shallow highway tunnel at Golovec[J]. Engineering Geology, 2004, 75 : 89-106.
- [4] SERRANO A, OLALLA C, REIG I. Convergence of circular tunnels in elastoplastic rock mass with non-linear failure criteria and non-associated flow laws[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2011, 48(6) : 878-887.
- [5] LEANDRO R A, ALFONSO R, MARIA V. Plastic radii and longitudinal deformation profiles of tunnels excavated in strain-softening rock masses[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2012, 30 : 169-182.
- [6] ZHAO X G, CAI M. Influence of plastic shear strain and confinement-dependent rock dilation on rock failure and displacement near an excavation boundary[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2010, 47(5) : 723-738.
- [7] 何满潮,郭宏云,陈 新,等. 基于和分解有限变形力学理论的深部软岩巷道开挖大变形数值模拟分析[J]. 岩石力学与工程学报,

- 2010, 29(增2): 4 050–4 055.(HE Manchao, GUO Hongyun, CHEN Xin, et al. Numerical simulation analysis of large deformation of deep soft rock engineering based on solar decomposition theorem[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(Supp.2): 4 050–4 055.(in Chinese))
- [8] YANG Z F, WANG Z Y, ZHANG L Q, et al. Back-analysis of viscoelastic displacement in a soft rock road tunnel[J]. International journal of rock mechanics and mining sciences, 2001, 38(3): 331–341.(in Chinese))
- [9] 赵旭峰, 王春苗, 孔祥利. 深部软岩隧道施工性态时空效应分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(2): 404–409.(ZHAO Xufeng, WANG Chunmiao, KONG Xiangli. Analysis of time-spacer effects of construction behavior of deep soft rock tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(2): 404–409.(in Chinese))
- [10] 何满潮, 袁越, 王晓雷, 等. 新疆中生代复合型软岩大变形控制技术及其应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(3): 433–441.(HE Manchao, YUAN Yue, WANG Xiaolei, et al. Control technology for large deformation of Mesozoic compound soft rock in Xinjiang and its application[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, 32(3): 433–441.(in Chinese))
- [11] 何满潮, 景海河, 孙晓明. 软岩工程地质力学研究进展[J]. 工程地质学报, 2000, 8(1): 46–62.(HE Manchao, JING Haihe, SUN Xiaoming. Research progress of soft engineering geomechanics in China coal mine[J]. Journal of Engineering Geology, 2000, 8(1): 46–62.(in Chinese))
- [12] 李晓红, 李登新, 靳晓光, 等. 初期支护对软岩隧道围岩稳定性和位移影响分析[J]. 岩土力学, 2005, 26(8): 1 207–1 210.(LI Xiaohong, LI Dengxin, JIN Xiaoguang, et al. Discussion on influence of initial support to stability and deformation of surrounding rock mass in soft rock tunnel[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, 26(8): 1 207–1 210.(in Chinese))
- [13] 刘志春, 李文江, 朱永全, 等. 软岩大变形隧道二次衬砌施作时机探讨[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(3): 580–588.(LIU Zhichun, LI Wenjiang, ZHU Yongquan, et al. Research on construction time for secondary lining in soft rock of large-deformation tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(3): 580–588.(in Chinese))
- [14] 雷军, 张金柱, 林传年. 乌鞘岭特长隧道复杂地质条件下断层带应力及变形现场监测分析[J]. 岩土力学, 2008, 29(5): 1 367–1 371.(LEI Jun, ZHANG Jinzhu, LIN Chuannian. Analysis of stress and deformation site-monitoring in fault zone of Wushaoling tunnel under complex geological conditions[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, 29(5): 1 367–1 371.(in Chinese))
- [15] SUN J, WANG L G. Numerical simulation of grooving method for floor heave control in soft rock roadway[J]. Mining Science and Technology: China, 2011, 21: 49–56.
- [16] HOEK E, CARRANZA-TORRES C. Hoek-Brown failure criterion-2002 edition[C]// Proceedings of the 5th North American Rock Mechanics Symposium and 17th Tunneling Association of Canada Conference. Toronto: University of Toronto Press, 2002: 267–273.
- [17] 贾善坡, 陈卫忠, 谭贤君, 等. 大岗山水电站地下厂房区初始地应力场 Nelder-Mead 优化反演研究[J]. 岩土力学, 2008, 29(9): 2 341–2 349.(JIA Shanpo, CHEN Weizhong, TAN Xianjun, et al. Nelder-Mead algorithm for inversion analysis of in-situ stress field of underground powerhouse area of Dagangshan hydropower station[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, 29(9): 2 341–2 349.(in Chinese))