

doi:10.3799/dqkx.2011.059

# 基于黏弹塑性的云岭隧道软弱围岩 参数反演与稳定性分析

王晓睿<sup>1,3</sup>, 南冬梅<sup>1</sup>, 朱学峰<sup>2</sup>

1. 华北水利水电学院资环学院, 河南郑州 450000
2. 世纪博通河南工程顾问有限公司, 河南郑州 450000
3. 华中科技大学土木工程与力学学院, 湖北武汉 430074

**摘要:** 软弱隧道围岩在工程实际和试验研究中都表现出较强的流变性质, 容易造成围岩的过大变形而导致失稳. 按新奥法施工原则对云岭隧道左洞进口段的软弱围岩段开挖过程进行监测, 分析初期围岩位移收敛值以及二次支护和衬砌的压力变化情况, 通过黏弹性有限元反分析理论, 建立基于黏弹塑性的反分析体系, 对围岩参数进行反演和优化. 通过采用 ANSYS 有限元程序模拟开挖过程, 并将现场实际量测值与计算数据进行比较, 为隧道支护设计和施工的安全可靠性提供科学依据和技术指导.

**关键词:** 软弱围岩; 动态监测; 有限元模拟; 参数反演.

**中图分类号:** U456

**文章编号:** 1000-2383(2011)03-0581-06

**收稿日期:** 2010-10-18

## Visco-Elasto-Plastic Back Analysis on Yunling Tunnel in Weak Rock

WANG Xiao-rui<sup>1,3</sup>, NAN Dong-mei<sup>1</sup>, ZHU Xue-feng<sup>2</sup>

1. Institute of Resources & Environment, North China University of Water Resources and Electric Power, Zhengzhou 450000, China
2. Henan Shiji Botong Engineering Consultants Ltd., Zhengzhou 450000, China
3. School of Civil Engineering and Mechanics, Huazhong University of Science and Technology, Wuhan 430074, China

**Abstract:** Weak rock tunnel in the engineering practice and experiment research have shown strong, easy to cause the rheological properties of rock deformation caused by excessive instability. We established anti-analysis system based on viscoelastic finite element method theory by monitoring the weak surrounding rock excavation process of Yunling left cave entrance according to the New Austria Tunneling Method and analyzing the initial value of surrounding rock displacement convergence and secondary support and lining of the pressure changes. By using ANSYS finite element program, the excavation process was simulated, and the actual field measured values were compared with the calculated data. The study provides a scientific basis and technical guidance for support design and construction of tunnel with safety and reliability.

**Key words:** weak rock; continuous monitoring; FEM simulation; back analysis.

软弱隧道围岩在工程实际和试验中都表现出较强的流变性质, 由于其在开挖过程中自稳性差、影响因素复杂多变, 受力分析较为艰难, 因此在施工过程中容易出现围岩的过大变形, 致使围岩发生失稳破坏. 目前在设计和工程实际中, 软弱隧道围岩在施工开挖过程中的位移变化规律和拱顶沉降等的研究非常重要(黄宏伟, 2001; 代高飞等, 2004; 杨金虎等,

2005). 在隧道施工过程中, 软岩的变形研究常采用: 现场量测、模型试验、数值模拟等方法. 各方法均有利弊, 互为补充, 由于参数的取值困难且容易出现偏差, 常常在计算和操作上有所简化, 造成围岩变形实测值与预测结果相差较大, 支护结构难以满足条件而引发事故(Peck, 1969; Soliman *et al.*, 1993).

本文根据黏弹性有限元反分析理论, 建立基于

黏弹塑性的反分析体系,引入西原模型,对优化参数、可靠性分析、计算精度进行了论述,通过工程实例计算,建立隧道施工过程的数学模型进行模拟分析,并将现场实测数据与计算结果进行比较研究,讨论结果的合理程度.从而论证了该方法的可行性和可靠性.

## 1 工程背景

云岭隧道的入口位于郧西县上津镇丁家湾村,出口位于陕西省漫川关,为一座上、下行分离的四车道高速公路长大隧道.左线起讫桩号为 ZK104+765~ZK106+920 m,全长为 2 155 m;右线起讫桩号为 YK104+765~YK106+925 m,全长为 2 160 m.根据《公路工程技术标准》(JTJ001-97)分类,该隧道属长隧道.隧道间距约 30 m.隧道洞门型式进口为端墙式,出口为削竹式.本隧道洞身最大埋深达 344 m,一般埋深约 200~300 m.

由于该隧道线路处于多种构造体系的复合部位.褶皱强烈,断裂发育;地势险峻,岩性复杂;坚硬岩层,软弱岩层,松散层等均有分布;物理地质现象、新构造运动以及地震都不同程度存在.两郧断裂这一 I 级结构面和相应的其他次级结构面等对隧道都有不同程度的影响,云岭隧道入口段有与两郧断裂相交段,形成一定的断裂破碎带,在隧道入口有一古滑坡体,其形态呈圈椅状,前缘和两边沟界明显,为大型古滑坡,滑坡体含碎石亚粘土、碎石土、强风化千枚岩,结构松散.隧道区地质复杂,施工相对较困难.

## 2 监控量测

软弱围岩开挖过程中,围岩位移的变化与围岩应力重分布的过程密切相关,且对围岩的稳定性的影响较大(Lee and Rowe, 1991).通过监控量测,可很好地运用量测数据进行数学分析,进而指导设计及施工.除在断面 ZK104+920 m 处进行隧道拱顶下沉和净空收敛等常规的监控量测外,还进行了包括钢拱架应力测量,喷射混凝土层应力量测及二次衬砌量测等监测项目.

### 2.1 量测方案

根据设计资料,ZK104+920 m 附近洞段为 II 级围岩,其支护设计参数为:初期支护采用  $\varphi 25$  先锚

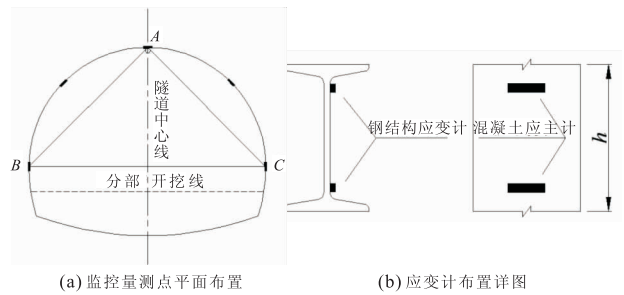


图 1 平面测点与量测元件的布置

Fig. 1 Distribution of measuring points

○拱顶下沉点; ■混凝土、钢结构应变计; A, B, C 收敛基线端点

后灌式注浆锚杆(间距为 1.0 m×1.0 m,梅花形布置,锚杆长 3.0 m)、14 号工字钢(间距 1.00 m)、 $\varphi R6$  钢筋焊接网(间距 15 cm×15 cm)、200 mm 厚 C25 喷射混凝土;二次衬砌为 350 mm 厚 C25 混凝土.采用 JSS30 型收敛计和水准仪分别进行洞内净空收敛和拱顶下沉的量测;采用 XJH-2 型振弦式混凝土应变计和 XJD-2(B)型钢板应变计分别进行喷射混凝土层和钢拱架应力量测及二次衬砌应力量测,各测点与量测元件的布置见图 1.

### 2.2 量测结果

ZK104+920 m 断面的初期支护的位移收敛曲线见图 2a.图 2b、图 3 分别是支护应力、钢拱架支撑及二次衬砌混凝土的应力曲线图.

## 3 基于黏弹性有限元的反分析

### 3.1 反分析体系建立

针对于软弱围岩开挖后由流变现象所造成的变形随时间的变化较大,可把任意时刻  $t$  的位移分解为弹性和黏弹性位移两部分(刘保国和乔春生, 2004;邱道宏等, 2009),即:

$$\{\epsilon(t)\} = \{\epsilon^e\} + \{\epsilon^v t\}, \quad (1)$$

弹性应变表示为:

$$\{\epsilon^e\} = \frac{1}{E_0} [C_0] \{\sigma\}, \quad (2)$$

黏弹性蠕变表示为:

$$\{\epsilon^v(t)\} = \frac{1}{E(t)} [C_0] \{\sigma(t)\}, \quad (3)$$

联立求解得:

$$\{\sigma(t)\} = [D] (\{\epsilon(t)\} - \{\epsilon^v(t)\}) = \frac{1}{1 + E_0/E(t)} [D] \{\epsilon(t)\}, \quad (4)$$

不同的平面问题由泊松比形成不同的矩阵:

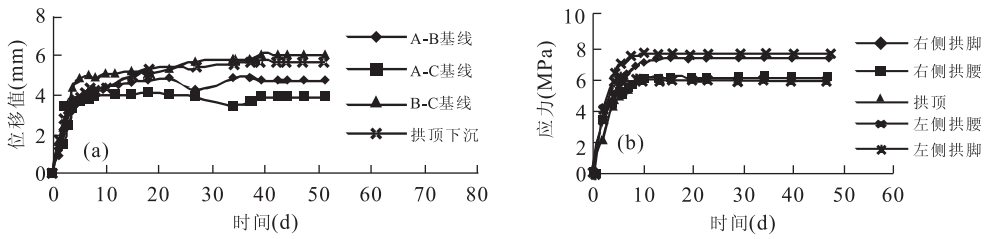


图2 初期支护位移曲线(a)和应力曲线(b)

Fig. 2 Displacement-time curve (a) and Stress-time curve (b) of initial lining

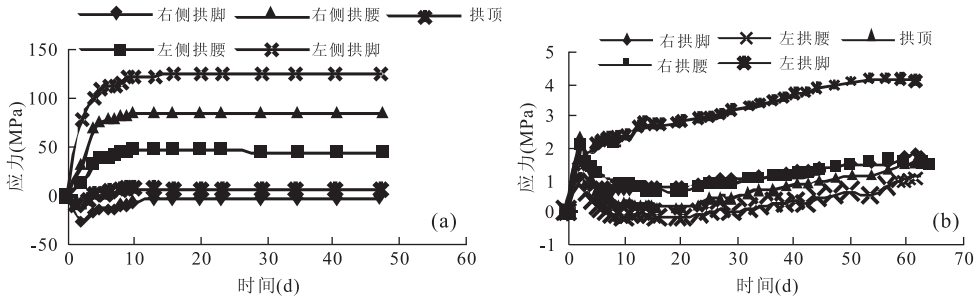


图3 钢拱架支撑(a)和二次衬砌(b)应力曲线

Fig. 3 Stress-time curve of steel bow member (a) and secondary lining (b)

$$[C_0] = E_0 [D]^{-1},$$

根据虚位移原理导出与时间相关的平衡方程:

$$\sum \int_V [B]^T \{\sigma(t)\} dV = \{P(t)\}, \quad (5)$$

用刚度矩阵形成总体方程:

$$[K^*] \{U(t)\} = \frac{1}{E_t} \{P(t)\}, \quad (6)$$

其中: $E_t$ 为“综合模量”,与岩石弹性模量及黏性参数有关.

$$E_t = E_0 E(t) / (E_0 + E(t)). \quad (7)$$

其中: $\{U^m(t)\}$ 、 $\{U^n(t)\}$ 、 $\{U(t)\}$ 分别为实测位移、未知位移和总位移矢量.

将 $\{U^m(t)\}$ 、 $\{U^n(t)\}$ 、 $\{U(t)\}$ 作为节点位移代入公式(6),可得:

$$\{U^m(t)\} = \frac{1}{E_t} [A] \{\sigma_0(t)\} = [A] \{\overline{\sigma_0(t)}\}, \quad (8)$$

若绝对位移难以测得,采用相对位移表示,则需一定的坐标转换:

$$\{\Delta U^m(t)\} = [T] \{U^m(t)\} = [T][A] \{\sigma_0(t)\} = [A^*] \{\overline{\sigma_0(t)}\}, \quad (9)$$

而利用现场实际监测值,其应力可用反演计算得:

$$\{\overline{\sigma_0(t)}\} = ([A^*]^T [A^*])^{-1} [A^*]^T \{\Delta U_m(t)\}. \quad (10)$$

通过黏弹性有限元分析,进行数值的回归分析和参数优化,从而可进行其他类似计算.

### 3.2 参数的优化分析

在反分析过程中进行参数优化的过程为:设定目标函数,利用黏弹性有限元反分析方法在运算过程中自动生成优化循环文件,建立分析—评估—修正的循环处理过程,形成优化序列参数选择机制(吴国平和王润富,2000).

在目标函数中,设定参数为自变量,通过改变其取值范围来实现优化.在反分析过程中,设计变量采用综合弹性模量 $E_t$ ,地应力分量 $\sigma_i$ ,侧压系数 $\lambda$ ,流变模型参数 $E_i, \mu_i$ 等,各自的变化范围可表示为:

$$X = (x_1, x_2, x_3, \dots) = (E_t, \sigma_i, \lambda, E_i, \eta_i, \dots), \quad (11)$$

$$a_{sub} < x_i < a_{sup}$$

式中: $a_{sup}$ 表示设计变量的上限, $a_{sub}$ 表示设计变量的下限.

选取位移均方差为目标函数,采用最小二乘函数逼近和梯度寻优方法来使其最小化.

$$F(X) = \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m (\epsilon^0(i) - \bar{\epsilon}^0)^2, \quad (12)$$

式中, $\epsilon^0(i) = \Delta u_i(t) - \Delta u_i^0(t)$ .

利用相关系数,对计算数据与真实工程数据进行比较:

$$\rho_{xy} = \frac{Cov(X, Y)}{\sqrt{D(X)} \sqrt{D(Y)}}, \quad (13)$$

式中: $Cov()$ 表示协方差, $D()$ 表示方差.

在反分析中利用位移约束作为自变量的函数,

对机构刚度、强度和稳定性进行约束:

$$|\Delta u_i(t) - \Delta u_i^0(t)| - \Delta u \leq 0. \quad (14)$$

式中:  $i$  表示测线序号,  $\Delta u_i(t)$  为  $t$  时刻第  $i$  条测线的计算位移,  $\Delta u_i(t)$  为  $t$  时刻第  $i$  条测线的实测位移,  $\Delta u$  为允许位移偏差。

## 4 数值模拟及参数反分析

### 4.1 建立模型

隧道模型边界范围选取:按大于 5 倍洞径考虑,横向取 100 m, 竖直方向按 4 倍洞径范围取 40 m, 向上取至地表(最小 40 m, 最大 60 m). 隧道围岩计算按匀质黏弹塑性材料考虑, 初期柔性支护结构按照等效方法, 将钢拱架的弹性模量折算给相邻混凝土(王祥秋等, 2005; 王军等, 2009). 在边界条件方面, 可以将底部边界节点视为竖直方向约束, 两侧边界节点视为水平向约束, 按自重应力场考虑(李元松等, 2007). 开挖计算模型和测点布置如图 4.

对各岩层赋予其相应岩石特性及流变参数, 结构分析后进行工况组合计算提取各测点位移值. 优化设计过程为首先设置设计变量和目标函数, 通过状态变量的确定, 进行相关系数和容差等内容的计算, 然后再用一阶方法进行局部寻优.

### 4.2 模拟开挖

隧道开挖采用单元“生”、“死”功能进行模拟, 开挖过程、锚杆支护过程以及初期支护和二次衬砌的实施过程, 都能以单元的生死过程来模拟. 计算时可依据现场量测位移分别在不同阶段选取不同的地应力释放系数, 以反映不同施工阶段的变化(王军等, 2009).

### 4.3 围岩参数反演正分析

利用以上公式, 进行反演计算, 并将反演结果与现场实验结果的真实值进行比较, 如表 1 所示.

### 4.4 围岩稳定性分析

根据反分析结果, 进行正向数值模拟, 计算 ZK104+920 m 断面开挖后初期支护的轴力和弯矩(图 5), 初期支护阶段隧道的位移和等效应力(图 6). 并对初期支护阶段断面位移的实测值和计算值进行比较(表 2).

根据模型分析, 利用反演所得的参数建立模型, 将正向分析所得的初期支护和二次衬砌的弯矩、轴力的分布图、变化曲线与实测值进行比较, 发现基本一致, 从而验证了本论文反演方法的正确性.

通过表 2 的数值比较, 计算值普遍要比实测值大. 通过工程分析, 发现数值计算中要完全考虑初期

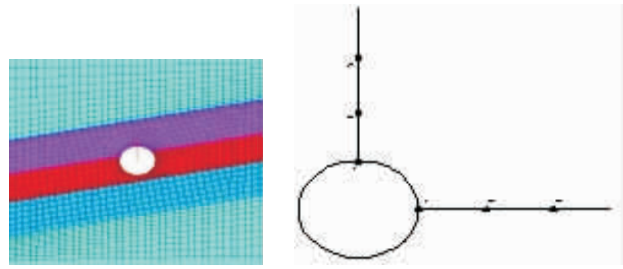


图 4 计算模型和测点布置

Fig. 4 Calculation model and measured holes distribution

表 1 反演结果与实测值

Table 1 Results of optimum design and inversion

反演参数	$\sigma_i$ (MPa)	$\lambda$	$E_2$ (GPa)	$\mu_2$ (Pa · s)	$E_1$ (GPa)
参数范围	10~20	0.5~2.0	2.5~4	1.0e15~1.0e17	—
真实值	15.0	1.3	3.5	1.0e16	—
反演值	15.8	1.36	3.4	1.1e16	3.6
误差	5.3%	4.6%	2.9%	10%	—
相关系数	0.960 7				

支护承受了全部的围岩压力, 而工程实际中初期支护并没有与围岩完全接触, 围岩压力也并没有完全传递到支护上, 因此实测值要比计算值大. 另外, 隧道围岩开挖初期位移速率较大, 大部分在安装仪器前已完成, 因此, 进行结果分析时必须考虑这部分位移.

比较图 7 中各测线相对计算位移与实测位移, 可得到计算值与实测值之间的图形差异, 实测水平测向测线 1~2 与计算测线 2~3 基本重叠, 实测竖直测向测线 4~5 与计算的 5~6 竖直测向测线偏离较大, 最大值为 0.2 mm, 偏离值随时间变化而逐渐减小.

对正演结果和实测数值进行分析, 发现在初期支护过程中, 受力最大的部位是拱腰和拱脚部位, 而顶部的受力则相对较小.

软弱围岩开挖后的初期支护中, 拱腰和拱脚部受力较大, 顶部受力相对较小. 因此在施工中可采取适当的方法改善支护的受力状态. 仰拱的及时封闭可以很好地改善整个隧道结构的受力状态, 隧道开挖过程中, 软弱围岩地段的仰拱施工应加强围岩稳定性的有效措施.

## 5 结论

(1) 与一般地段相比较, 软弱围岩隧道施工过程中围岩变形及支护受力受各种因素的影响更大. 在

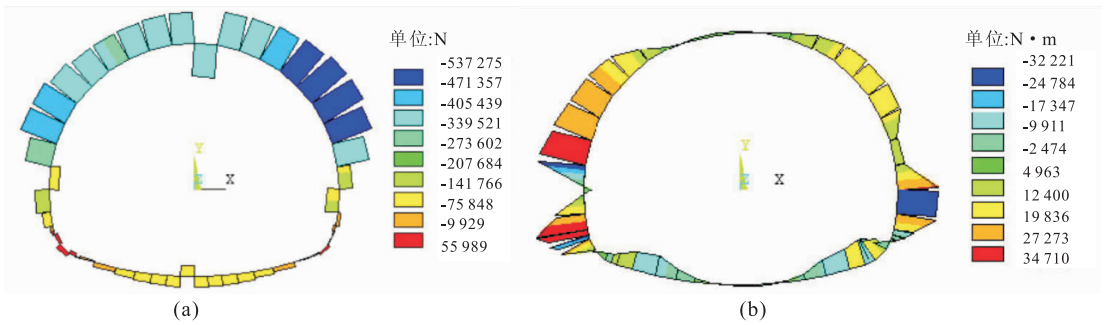


图 5 初期支护轴力(a)和弯矩(b)

Fig. 5 Diagram of initial lining axial force (a) and bending moment (b)

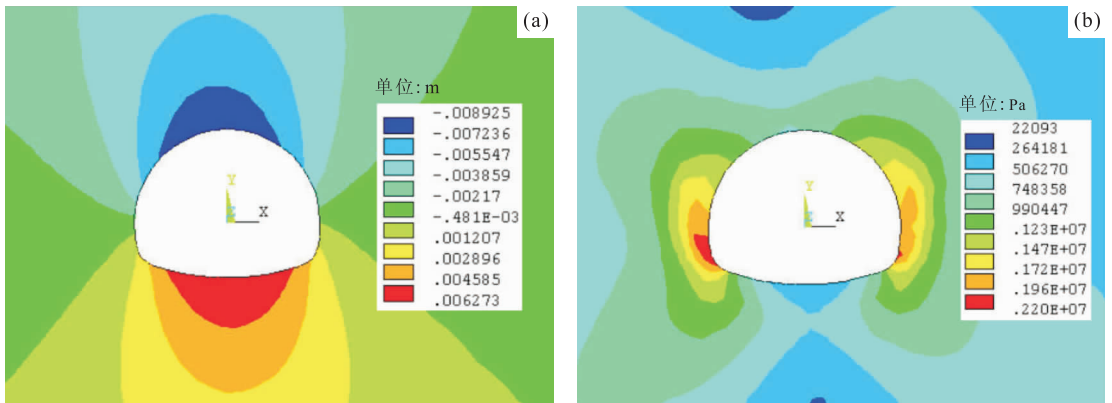


图 6 初期支护阶段围岩位移云图(a)和初期支护阶段围岩等效应力云图(b)

Fig. 6 Displacement nephogram of surrounding rock (a) and equivalent stress nephogram of surrounding (b) during initial supporting stage

表 2 位移实测值与计算值对比(mm)

Table 2 Comparison between calculating results and monitoring data of displacement

量测项目	拱顶下沉	A-B 基线	A-C 基线	B-C 基线
实测值	5.73	4.67	3.87	6.07
计算值	8.91	4.52	5.83	7.47

进行现场监控量测工作时应密切注意各种监控信息的变化,将现场实测与数值分析相结合,更准确地掌握围岩及支护结构受力和位移情况,及时进行分析研究,找出其内在原因,从而指导隧道的施工和设计。

(2)在软弱围岩的开挖过程中,岩体的流变问题不可避免.本文采用黏弹性有限元反分析方法,通过建立模型,恰当选择优化设计中的目标函数,进行多元化分析,对围岩参数进行反分析优化计算,结果较为精确,可靠性高,并具有较强的实用性。

(3)计算表明,软弱围岩隧道的初期支护过程中,拱脚和拱腰的支护是保证洞室稳定性的关键,可

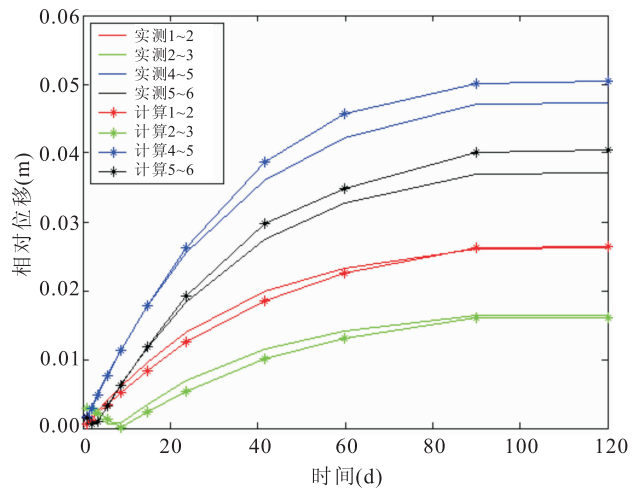


图 7 各测线相对计算位移与实测位移

Fig. 7 Relative calculated and measured displacement along every measured line

适当加强相关辅助措施的应用.另外由于仰拱可以很好的改善拱圈的受力状态,在软弱破碎围岩地段,应及时施作仰拱做封闭。

## References

- Dai, G. F., Ying, S., Xia, C. C., et al., 2004. The monitor measuring of highway tunnel in natm. *Journal of Chongqing University (Natural Science Editon)*, 27(2): 132–135, 166 (in Chinese with English abstract).
- Huang, H. W., 2001. Development and prospect of urban tunnel and underground construction. *Underground Space*, 21(4): 311–317 (in Chinese with English abstract).
- Lee, K. M., Rowe, R. K., 1991. An analysis of three-dimensional ground movements: the Thunder Bay tunnel. *Canadian Geotechnical Journal*, 28(1): 25–41. doi: 10.1139/t91-004
- Li, Y. S., Li, X. P., Dai, Y. F., et al., 2007. Mechanical property testing and numerical calculating on surrounding rock mass and support system of tunnel. *Rock and Soil Mechanics*, 28(7): 1348–1352, 1358 (in Chinese with English abstract).
- Liu, B. G., Qiao, C. S., 2004. Back analysis of visco-plastic model parameters of rock mass. *Engineering Mechanics*, 21(4): 118–122 (in Chinese with English abstract).
- Peck, R. B., 1969. Deep excavations and tunneling in soft ground. Proc 7th International Conference on Soil Mech and Foundation Engineering, Mexico.
- Qiu, D. H., Chen, J. P., Xiao, Y. H., et al., 2009. Study of rockburst prediction of separated tunnel excavated asynchronously. *Rock and Soil Mechanics*, 30(2): 515–520 (in Chinese with English abstract).
- Soliman, E., Duddeck, H., Ahrens, H., 1993. Two and three dimensional analysis of closely spaced double-tube tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 8(1): 13–18. doi: 10.1016/0886-7798(93)90130-N
- Wang, J., Cao, P., Lin, H., 2009. Numerical analysis of slope reinforcement with effect of bias tunnel. *Journal of Highway and Transportation Research and Development*, 26(9): 102–106 (in Chinese with English abstract).
- Wang, X. Q., Yang, L. D., Gao, W. H., 2005. Dynamic monitoring and fem simulation analysis of an expressway tunnel with unsymmetrical loadings. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 24(2): 284–289 (in Chinese with English abstract).
- Wu, G. P., Wang, R. F., 2000. Reserch of back analysis on underground structures. *Journal of Hehai University (Natural Sciences)*, 28(1): 76–80 (in Chinese with English abstract).
- Yang, J. H., Chen, J. Q., He, G., et al., 2005. Research on monitoring and measuring of sandy clay tunnel construction under complex conditions. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 24(24): 4588–4593 (in Chinese with English abstract).

## 附中文参考文献

- 代高飞, 应松, 夏才初, 等, 2004. 高速公路隧道新奥法施工监控量测. 重庆大学学报(自然科学版), 27(2): 132–135, 166.
- 黄宏伟, 2001. 城市隧道与地下工程的发展与展望. 地下空间, 21(4): 311–317.
- 李元松, 李新平, 代冀飞, 等, 2007. 隧道围岩与衬砌受力特性测试与数值分析. 岩土力学, 28(7): 1348–1352, 1358.
- 刘保国, 乔春生, 2004. 岩体粘塑性模型参数的反分析. 工程力学, 21(4): 118–122.
- 邱道宏, 陈剑平, 肖云华, 等, 2009. 分离式隧道非同步开挖岩爆预测研究. 岩土力学, 30(2): 515–520.
- 王军, 曹平, 林杭, 2009. 受偏压隧道影响边坡加固的数值分析. 公路交通科技, 26(9): 102–106.
- 王祥秋, 杨林德, 高文化, 2005. 高速公路偏压隧道施工动态监测与有限元仿真模拟. 岩石力学与工程学报, 24(2): 284–289.
- 吴国平, 王润富, 2000. 地下工程反分析的研究. 河海大学学报(自然科学版), 28(1): 76–80.
- 杨金虎, 陈家清, 何刚, 等, 2005. 复杂环境条件下砂质粘土隧洞施工监控量测研究. 岩石力学与工程学报, 24(24): 4588–4593.