

文章编号: 1673-3363-(2012)02-0185-06

# 软化与膨胀作用下深部巷道围岩黏弹塑性分析

苏海健<sup>1</sup>, 靖洪文<sup>1</sup>, 张春宇<sup>2</sup>, 马波<sup>2</sup>

(1. 中国矿业大学深部岩土力学与地下工程国家重点实验室, 江苏 徐州 221008;

2. 江苏省交通科学研究院股份有限公司, 江苏 南京 210017)

**摘要** 随着煤矿开采的逐渐加深, 深部高应力巷道围岩表现出典型的应变软化、破裂膨胀及流变特征。通过建立线性软化模型, 进行黏弹塑性力学分析, 确定了深部巷道围岩的应力、位移和破裂区半径。以山东省郯城煤矿井底车场泥岩段巷道为研究背景进行实例计算, 得出了破裂膨胀和线性软化作用下围岩的变形破坏特征。结果表明: 软化和破裂膨胀对巷道的周边位移和破裂区厚度都有显著影响; 耦合作用下, 围岩的变形和破碎比单因素作用下更加严重; 其中线性软化对巷道稳定性的影响比破裂膨胀更大。并通过现场实测, 将结果与理论值进行对比, 验证了计算的正确性。

**关键词** 深部巷道; 黏弹塑性; 破裂膨胀; 应变软化

**中图分类号** TU 452 **文献标识码** A

## Visco-Elastoplastic Analysis on the Deep Underground Roadway Surrounding Rocks Considering Softening and Swelling

SU Hai-jian<sup>1</sup>, JING Hong-wen<sup>1</sup>, ZHANG Chun-yu<sup>2</sup>, MA Bo<sup>2</sup>

(1. State Key Laboratory for Geomechanics & Deep Underground Engineering, China University of Mining & Technology, Xuzhou, Jiangsu 221008, China; 2. Jiangsu Transportation Research Institute CO., LTD, Nanjing, Jiangsu 210017, China)

**Abstract** With the coal mine excavated deeper gradually, strain softening, swelling fracture and rheology of the rock appear around deep and high stress underground roadways. The stress, displacement and radius of cracked region are obtained, after linear softening model is built and visco-elastoplastic mechanics analysis on the deep underground roadway surrounding rock is done. According to an example based on the research background of the mudstone roadways in the shaft station of Yuncheng coal mine in Shandong province, the failure and deformation character of rocks have been analyzed with the influence of swelling fracture and strain softening. The result shows that both swelling and softening have played an important role on the deformation of roadway and the thickness of cracked region. The deformation and failure under coupled action is more serious than the other situations, and softening action is more disadvantaged to the stability of surrounding rocks than swelling. After comparing the data from actual measurement with the theoretical value, it proves the correctness of the research.

**Key words** deep underground roadway; visco-elastoplastic; swelling fracture; strain softening

收稿日期: 2011-04-15

基金项目: 国家自然科学基金项目(51074162); 国家“十一五”科技支撑计划项目(2008BAB36B07); 中央高校基本科研业务费专项基金项目(JX111744)

作者简介: 苏海健(1988-), 男, 江苏省启东市人, 硕士, 从事岩石力学与工程方面的研究。

E-mail: 631441969@qq.com

Tel: 13645225046

据统计,目前国内许多矿井的开采深度已经超过 700 m,有的甚至超过 1000 m<sup>[1-2]</sup>。随着开采深度的逐渐加深,巷道表现出明显的大变形、大地应力、长时间持续流变的特性,变形特征更加复杂<sup>[3-5]</sup>。

在巷道围岩变形破坏的弹塑性研究和稳定性控制方面国内外已经有很多成果。蒋斌松等<sup>[6-7]</sup>基于岩石的软化及峰后岩石应变软化过程中引起后继强度面收缩的特性,推导出了基于平面应变和 Mohr-Coulomb 准则的围岩准应变软化弹塑性应力解析式。流变是深部岩石的重要力学特性之一,常常导致地下工程中的围岩稳定性问题,聂卫平等<sup>[8-9]</sup>基于岩石的流变特性,通过建立三维有限元模型进行数值计算,得出了黏弹塑性下围岩的位移分布及变化规律。戴永浩等<sup>[10]</sup>基于岩石的破裂膨胀,通过室内三轴蠕变试验与数值仿真技术,得出了引水隧洞围岩饱水状态下的蠕变力学特性。王星华等<sup>[11]</sup>基于岩体线性软化和岩体残余强度对围岩稳定性规律的影响,推导了海水渗流状态下海底隧道围岩的变形破坏规律。

上述这些考虑岩石各种特性的研究,在围岩的弹塑性理论和稳定性控制方面取得了很多成果,并在工程实践中得到了很好的应用。本文全面考虑深部巷道围岩的破裂膨胀和应变软化以及变形的时效性特征,通过推导计算得出了围岩的变形和破坏规律。并对郧城煤矿泥岩段研究巷道进行现场实测,结果与理论值对比分析,偏差在理想范围内。

## 1 力学分析

巷道开挖后,围岩应力状态由三向变成近似二向,周围岩体内不可避免会产生 3 个区,即:黏弹性区、应变软化区、残余强度区(破裂区),简化分析模型如图 1 所示。

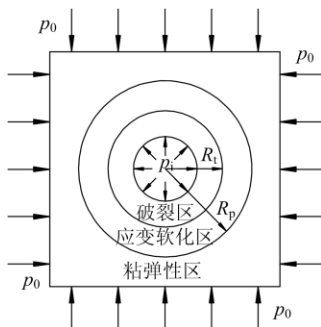


图 1 圆形巷道计算模型

Fig.1 The calculate model of circular roadway

### 1.1 围岩黏弹性区分析

在黏弹性变形阶段,岩体服从鲍埃丁-汤姆逊模型,由一个弹性元件和一个黏性元件串联后再与一个弹性元件并联而成,其本构关系为

$$\sigma + \frac{k_1}{\eta} \dot{\sigma} = (k_1 + k_2) \varepsilon + \frac{k_1 k_2}{\eta} \dot{\varepsilon} \quad (1)$$

式中:  $\sigma$ ,  $\dot{\sigma}$  为应力及对时间的一阶导数;  $\varepsilon$ ,  $\dot{\varepsilon}$  为应变及对时间的一阶导数;  $k_1$  为围岩黏性组份的剪切变形模量;  $k_2$  为围岩弹性组份的剪切变形模量;  $\eta$  为围岩黏性组份的黏性系数。

将式(1)变形化简以后代入经典弹性解<sup>[6]</sup>中,并进行拉氏逆变换,得黏弹性解

$$\begin{aligned} \sigma_r^{\text{ve}} &= p_0 - \left( \frac{R_p}{r} \right)^2 \left[ p_0 \sin \varphi + \frac{\sigma_c}{2} (1 - \sin \varphi) \right] \\ \sigma_\theta^{\text{ve}} &= p_0 + \left( \frac{R_p}{r} \right)^2 \left[ p_0 \sin \varphi + \frac{\sigma_c}{2} (1 - \sin \varphi) \right] \\ \varepsilon_r^{\text{ve}} &= -\frac{1}{4} Y [2 p_0 \sin \varphi + (1 - \sin \varphi) \sigma_c] \left( \frac{R_p}{r} \right)^2 \\ \varepsilon_\theta^{\text{ve}} &= \frac{1}{4} Y [2 p_0 \sin \varphi + (1 - \sin \varphi) \sigma_c] \left( \frac{R_p}{r} \right)^2 \\ u^{\text{ve}} &= \frac{1}{4} Y [2 p_0 \sin \varphi + (1 - \sin \varphi) \sigma_c] \frac{R_p^2}{r} \end{aligned} \quad (2)$$

式中:  $\sigma_r^{\text{ve}}$ ,  $\sigma_\theta^{\text{ve}}$ ,  $\varepsilon_r^{\text{ve}}$ ,  $\varepsilon_\theta^{\text{ve}}$ ,  $u^{\text{ve}}$  分别表示黏弹性区围岩法向和切向的应力、应变及位移;

$Y = \frac{1}{G_\infty} + \frac{G_\infty - G_0}{G_\infty G_0} e^{-\frac{t}{\eta_{\text{rel}}}}$ , 是随时间  $t$  的改变而改变的

函数式,表明围岩黏弹性区的变性破坏即有了时效性;  $G_\infty$  为围岩长期剪切变形模量;  $G_0$  为围岩瞬时剪切变形模量;  $r$  为半径;  $\eta_{\text{rel}}$  为围岩松弛时间;  $p_0$  为原岩应力;  $R_p$  为塑性区半径;  $\sigma_c$  为岩体单向抗压极限强度;  $\varphi$  为岩体内摩擦角。

### 1.2 围岩应变软化区分析

软化区应变由黏弹性应变和塑性应变组成,根据几何方程和非关联流动法则,  $r = R_p$  时,  $u_r^{\text{p}} = u_r^{\text{ve}}$ , 可解得

$$\begin{aligned} \varepsilon_\theta^{\text{p}} &= \frac{p'(t)}{E} \left\{ 1 + \frac{2}{1+m} \left[ \left( \frac{R_p}{r} \right)^{1+m} - 1 \right] \right\} \\ \varepsilon_r^{\text{p}} &= -\frac{p'(t)}{E} \left\{ 1 + \frac{2m}{1+m} \left[ \left( \frac{R_p}{r} \right)^{1+m} - 1 \right] \right\} \end{aligned} \quad (3)$$

式中： $\varepsilon_r^p + m\varepsilon_\theta^p = 0$ ， $m$ 由室内试验确定； $\varepsilon_\theta^p$ ， $\varepsilon_r^p$ 分别为围岩应变软化区切向和法向应变； $p'(t)$ 是围岩应力随时间 $t$ 的变化函数， $p'(t) = \frac{E}{4}Y[2p_0 \sin \varphi + (1 - \sin \varphi)\sigma_c]$ ； $E$ 为弹性模量。

岩石破裂时满足库伦准则，联立平衡方程，当 $r = R_p$ ， $\sigma_r^p = \sigma_\theta^p$ ，即可确定应变软化区围岩应力

$$\sigma_r^p = \frac{2}{k_p + 1} \left[ p_0 + \frac{\sigma_c}{k_p - 1} + \frac{(k_p + 1)kp'(t)}{(k_p - 1)(k_p + m)} \right] \left( \frac{r}{R_p} \right)^{k_p - 1} + \frac{2kp'(t)}{1 + m} \left[ \frac{1}{k_p + m} \left( \frac{R_p}{r} \right)^{1+m} - \frac{1}{k_p - 1} \right] - \frac{\sigma_c}{k_p - 1} \quad (4)$$

$$\sigma_\theta^p = k_p \sigma_r^p + \sigma_c - \frac{2kp'(t)}{1 + m} \left[ \left( \frac{R_p}{r} \right)^{1+m} - 1 \right]$$

式中： $\sigma_r^p$ ， $\sigma_\theta^p$ 分别表示围岩应变软化区法向和切向应力； $k$ 为应变软化系数； $k_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$ 。

从软化区围岩应力、位移的解析解可以看出，围岩应力 $p'(t)$ 是关于时间 $t$ 的变化函数，应变软化区具有明显的时效性特征。

### 1.3 围岩破裂区分析

在围岩破裂区，围岩应变由两部分组成，可以写成

$$\begin{aligned} \varepsilon_r^t &= (\varepsilon_r^p)_{r=R_t} + \varepsilon_r^{t'} \\ \varepsilon_\theta^t &= (\varepsilon_\theta^p)_{r=R_t} + \varepsilon_\theta^{t'} \end{aligned} \quad (5)$$

式中： $\varepsilon_r^t$ ， $\varepsilon_\theta^t$ 表示围岩破裂区应变； $(\varepsilon_r^p)_{r=R_t}$ ， $(\varepsilon_\theta^p)_{r=R_t}$ 为围岩软化区应变； $\varepsilon_r^{t'}$ ， $\varepsilon_\theta^{t'}$ 为围岩破裂区产生的应变。

当 $r = R_t$ 时， $u^t = u^p$ 。由几何方程和式(5)，解得巷道周边位移

$$u_0 = \frac{2p'(t)r_0}{E} \left\{ \left[ \frac{1}{n+1} \left[ \left( \frac{R_t}{r_0} \right)^{n+1} - 1 \right] + \frac{1}{m+1} \right] \left( \frac{R_p}{R_t} \right)^{1+m} + \frac{m-1}{2(m+1)} \right\} \quad (6)$$

式中： $r_0$ 为巷道半径； $R_t$ 为围岩破裂区半径； $n$ 为岩体膨胀系数。

围岩破裂区半径为

$$R_t = r_0 \left\{ \frac{B_0 \left[ p_0 + \frac{\sigma_c}{k_p - 1} + \frac{(k_p + 1)kp'(t)}{(k_p - 1)(k_p + m)} \right]}{p_i + \frac{2kp'(t) + (1+m)(\sigma_c - \sigma_c^*)}{(k_p - 1)(k_p + m)} \frac{1}{k_p - 1}} \right\} \left( \frac{\sigma_c^*}{k_p - 1} \right)^{\frac{1}{k_p - 1}} \quad (7)$$

式中： $B_0 = \frac{2}{k_p + 1} \left[ \frac{2kp'(t)}{2kp'(t) + (1+m)(\sigma_c - \sigma_c^*)} \right]^{\frac{k_p - 1}{1+m}}$ ；破裂区厚度 $L = R_t - r_0$ ； $\sigma_c^*$ 为岩体残余强度； $p_i$ 为支护阻力。

可以看出，巷道围岩应力与位移均与时间 $t$ 有关，巷道开挖后，围岩即产生一定的位移与变形，随着时间的增加，围岩变形增加。

## 2 软化与膨胀作用下巷道变形破坏特征

郛城煤矿位于山东省郛城县境内，井田为全隐蔽的华北型石炭、二迭系煤田。井田总体呈近南北走向，倾向东的单斜构造，发育次一级宽缓褶曲并伴有一定数量的断层，中西部煤系地层中有岩浆岩侵入，构造复杂程度属中等偏复杂。井底车场段巷道埋深 890.5 m，围岩松软、强度低，顶底板及两帮均以泥岩、中砂岩为主。

以郛城煤矿井底车场泥岩段巷道为研究背景进行计算分析，物理力学参数为： $G_\infty = 0.6$  GPa， $G_0 = 0.85$  GPa， $\eta_{\text{ret}} = 10$  d， $p_0 = 22.5$  GPa， $E = 2.0$  GPa， $\sigma_c = 10$  MPa， $\sigma_c^* = 1$  MPa， $k = 1$ ， $k_p = 3$ ， $m = n = 1.5$ ， $r_0 = 2$  m， $p_i = 0.2$  MPa。

### 2.1 软化对围岩变形破坏的影响

应变软化系数是描述岩石破裂后强度随应变增大衰减幅度大小的参数，应变软化系数越大，说明岩石的应变软化程度越高<sup>[12]</sup>。根据式(6)，(7)，其他因素不变的情况下，分别考虑软化系数 $k$ 为0.3，0.6，0.9及1.2时对破裂区厚度及巷道表面变形的影响。

从图2可以看出，当其它条件一定时，岩石的应变软化程度越高，巷道围岩破裂区厚度越大。如当 $t = \infty$ 时， $k = 0.3$ ，破裂区厚度2.102 m， $k = 1.2$ ，破裂区厚度4.098 m。巷道破裂区的形成经历了一个时间过程。当 $k = 0.3$ ， $t = 0$ 时，破裂区厚1.501 m；当 $t = \infty$ 时，破裂区厚2.102 m。

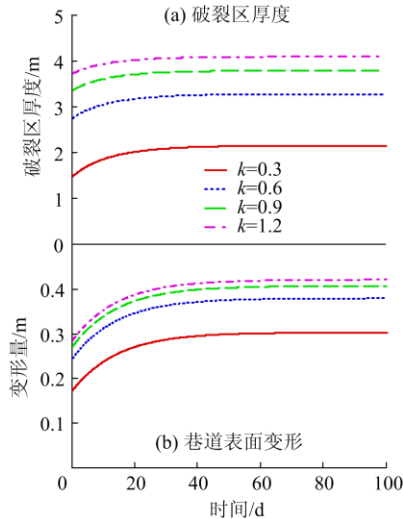


图 2 软化系数对深部巷道稳定性的影响  
Fig.2 Impact of the softening coefficient on the stability of the roadway

当 $k < 1$ 时对巷道破裂厚度和位移影响程度大于 $k > 1$ 。当 $k$ 由0.2变成0.3,两者破裂区厚度相差93 cm,表面位移相差6.8 cm;而 $k$ 由1.2变到100,两者破裂区厚度相差56.1 cm,表面位移相差43 cm。当 $k \ll 1$ 后,巷道围岩更接近于理想塑性材料,而当 $k \gg 1$ 时,巷道围岩接近于脆性材料。在破裂情况下,巷道周边位移与破裂区半径的 $(n+1)$ 次幂成正比,应变软化程度通过破裂区半径对巷道收敛变形产生极大的影响。

## 2.2 膨胀对围岩变形破坏的影响

岩石是典型的脆性材料,在应力不平衡的条件下产生破裂,由此体积增大的特性称为破裂膨胀。破裂膨胀容易导致围岩强度急剧降低,破裂区厚度及巷道表面变形量过大,巷道失稳破坏。根据式(6), (7),在其他因素不变的情况下,分别考虑不同膨胀系数( $m=2, n=1.2; m=3, n=1.4; m=4, n=1.6$ )以及不考虑岩石膨胀( $m=n=1$ )下的变化规律。

由图3结果可以看出岩石的膨胀性对围岩破裂范围影响不大,但它对于巷道的表面位移影响显著。当 $t \rightarrow \infty$ 时, $m=4, n=1.6$ ,破裂区厚度为4.088 m;  $m=n=1$ ,破裂区厚度为3.898 m,仅变化了0.190 m。但是没有考虑岩石膨胀性的巷道周边位移( $m=n=1$ )和考虑岩石膨胀性的岩石周边位移( $m=4, n=1.6$ )几乎差1倍。

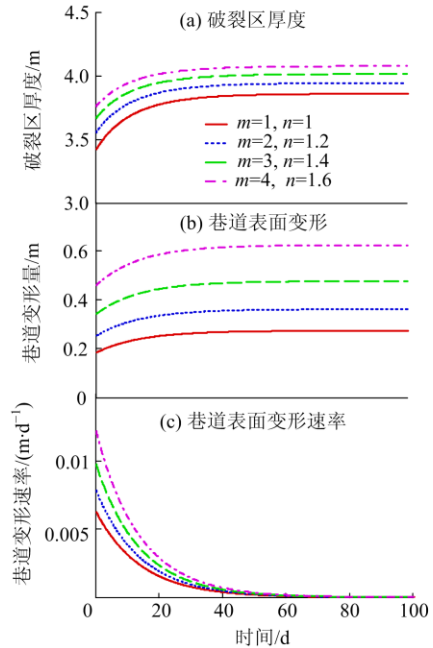


图 3 膨胀系数对深部巷道稳定性的影响  
Fig.3 Impact of the dilatation coefficient on the stability of the roadway

而且,由图3c可以看出,膨胀系数对变形速率也有一定的影响。当 $t=0$ 时, $m=4, n=1.6$ ,变形速率为11.5 mm/d;  $m=n=1$ ,变形速率为6.5 mm/d。膨胀系数越大,巷道变形速率越快。

## 2.3 软化、膨胀耦合作用下围岩的变形破坏

深部巷道围岩通常同时受多种因素影响,从而表现出复杂的变形规律和破坏特征。比较围岩在线性软化及破裂膨胀影响下三种不同情况的力学规律,即: 1) 只考虑破裂膨胀<sup>[6]</sup>;

2) 只考虑线性软化<sup>[9]</sup>;

3) 同时考虑破裂膨胀和线性软化。

由图4可知,线性软化和破裂膨胀耦合作用下对围岩破裂区厚度和周边位移的影响大于单纯考虑任何一种因素的情况。围岩达到稳定状态后,耦合作用下破裂区厚度为3.110 m,周边变形量为0.285 m;只考虑线性软化的情况下,围岩破裂区厚度为3.001 m,巷道周边位移0.200 m;而只考虑破裂膨胀的情况下,破裂区厚度为1.155 m,周边变形量为0.169 m。计算结果还可以看出,相对而言,线性软化对围岩稳定性的影响比破裂膨胀大得多,特别是对破裂区厚度的影响。围岩稳定状态后,只考虑软化影响下的破裂区厚度是破裂膨胀影响下的2.60倍,周边位移量也大了18.34%。

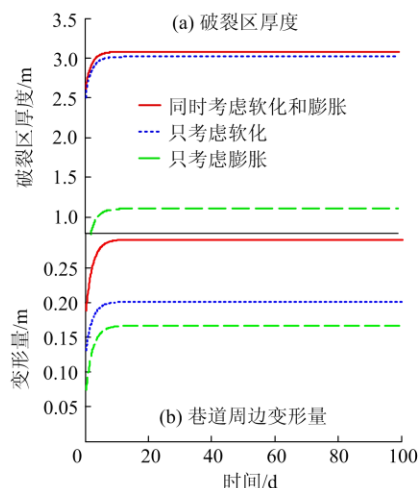


图4 不同情况下围岩的变形破坏特征

Fig.4 Deformation and breakage characters of the surrounding rock for different situations

### 3 工程实测

本文借助中国矿业大学提供的钻孔摄像系统,对郧城煤矿井底车场泥岩段研究巷道进行松动圈实测,即得出围压的破裂区厚度。同时对研究段巷道进行长期变形监测,以进行对比修正。巷道稳定以后周边位移和围岩破裂区厚度测试结果如表1所示。

表1 实测值及偏差

Table 1 The measured data and deviation

|        | 测点             | 实测值/m | 理论值/m | 偏差/%  |
|--------|----------------|-------|-------|-------|
| 破裂区厚度  | 1 <sup>#</sup> | 2.900 |       | 6.75  |
|        | 2 <sup>#</sup> | 3.400 | 3.110 | 9.32  |
|        | 3 <sup>#</sup> | 3.300 |       | 6.11  |
| 巷道周边位移 | 1 <sup>#</sup> | 0.244 |       | 14.39 |
|        | 2 <sup>#</sup> | 0.321 | 0.285 | 12.63 |
|        | 3 <sup>#</sup> | 0.315 |       | 10.53 |

由表1可以看出,破裂区厚度和巷道稳定后周边位移的实测值与本文力学推导得出的理论值都存在一定的偏差。破裂区厚度的偏差在5%~10%之间,巷道周边位移的偏差在10%~15%之间。由于实际地质条件的复杂和差异性,偏差相对比较小,在允许的范围之内,鲍埃丁-汤姆逊模型符合深部巷道围岩黏弹性阶段的变形规律。

### 4 结论

1) 多因素作用下,深部巷道围岩的变形破坏表现出明显的时效性特征。应变软化对围岩破裂区厚度及围岩变形有很大的影响,软化系数越大,破

裂区厚度越大,表面变形越大;岩体的破裂膨胀对破裂区厚度影响不大,但是对围岩的位移以及变形速率有显著影响,膨胀系数越大,巷道表面位移量越大,变形速度越快。

2) 软化和破裂膨胀耦合作用下围岩的破裂区厚度及变形量比单因素时更大,破碎愈加明显;比较而言,线性软化对围岩稳定性的影响比破裂膨胀更严重。

3) 通过对研究段巷道进行现场实测,测值与黏弹塑性分析理论值之间的偏差在允许的范围内,破裂区厚度在5%~10%之间,周边位移在10%~15%之间,验证了计算的正确性。

致谢: 在本文的力学推导过程中,得到了茅献彪教授的指导和帮助,作者表示衷心的感谢!

### 参考文献:

- [1] 钱七虎. 非线性岩石力学的新进展——深部岩体力学的若干问题[C]//中国岩石力学与工程学会. 第八次全国岩石力学与工程学术大会论文集. 北京: 科学出版社, 2004: 10-17.  
QIAN Qi-hu. The current development of nonlinear rock mechanics: the mechanics problems of deep rock mass[C]//Chinese Society of Rock Mechanics and Engineering. Proceedings of the 8th Rock Mechanics and Engineering Conference. Beijing: Science Press, 2004: 10-17.
- [2] 何满潮. 深部的概念体系及工程评价指标[J]. 岩石力学与工程学报. 2005, 24(16): 2854-2858.  
HE Man-chao. Conception system and evaluation indexes for deep engineering [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(16): 2854-2858.
- [3] 靖洪文, 李元海, 许国安. 深埋巷道围岩稳定性分析与控制技术[J]. 岩土力学, 2005, 26(6): 877-880.  
JING Hong-wen, LI Yuan-hai, XU Guo-an. Analysis of surrounding rock stability of deeply buried roadways and study on its control techniques [J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, 26(6): 877-880.
- [4] 柏建彪, 侯朝炯. 深部巷道围岩控制原理与应用研究[J]. 中国矿业大学学报, 2006, 35(2): 145-148.  
BAI Jian-biao, HOU Chao-jiong. Control principle of surrounding rocks in deep roadway and its application [J]. Journal of China University of Mining & Technology, 2006, 35(2): 145-148.
- [5] 何满潮, 谢和平, 彭苏萍, 等. 深部开采岩体力学研究[J]. 岩石力学与工程学报. 2005, 24(16): 2803-2813.  
HE Man-chao, XIE He-ping, PENG Su-ping, et al. Study

- on rock mechanics in deep mining engineering [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(16): 2803-2813.
- [6] 蒋斌松, 张强, 贺永年, 等. 深部圆形巷道破裂围岩的弹塑性分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(5): 982-986.
- JIANG Bin-song, ZHANG Qiang, HE Yong-nian, et al. Elastoplastic analysis of cracked surrounding rocks in deep circular openings [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(5): 982-986.
- [7] 张强, 王水林, 葛修润. 圆形巷道围岩应变软化弹塑性分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(5): 1031-1035.
- ZHANG Qiang, WANG Shui-lin, GE Xiu-run. Elastoplastic analysis of circular openings in strain-softening rock masses [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(5): 1031-1035.
- [8] 聂卫平, 徐卫亚, 周先齐, 等. 向家坝水电站地下厂房围岩稳定的黏弹塑性有限元分析[J]. 岩土力学, 2010, 31(4): 1276-1282.
- NIE Wei-ping, XU Wei-ya, ZHOU Xian-qi, et al. Viscoelasto-plastic finite element analysis of stability of surrounding rock for underground powerhouse of Xiangjiaba hydro-power station [J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(4): 1276-1282.
- [9] 周家文, 徐卫亚, 李明卫, 等. 岩石应变软化模型在深埋隧洞数值分析中的应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(6): 1116-1127.
- ZHOU Jia-wen, XU Wei-ya, LI Ming-wei, et al. Application of rocks strain softening model to numerical analysis of deep tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, 28(6): 1116-1127.
- [10] 戴永浩, 陈卫忠, 于洪丹, 等. 大坂膨胀性泥岩引水隧洞长期稳定性分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(增刊): 3227-3234.
- DAI Yong-hao, CHEN Wei-zhong, YU Hong-dan, et al. Long-term stability analysis of daban diversion tunnel buried in swelling mudstone [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(Supp): 3227-3234.
- [11] 王星华, 章敏, 王随新. 考虑渗流及软化的海底隧道围岩弹塑性分析[J]. 岩土力学, 2009, 30(11): 3267-3272.
- WANG Xing-hua, ZHANG Min, WANG Sui-xin. Elastoplastic analysis of surrounding rocks of subsea tunnel with consideration of seepage and material softening [J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, 30(11): 3267-3272.
- [12] 靖洪文, 李元海, 赵保太, 等. 软岩工程支护理论与技术[M]. 徐州: 中国矿业大学出版社, 2008.