

The Analysis of the Deformation and Failure Characteristics of Deep Roadway under the High Stress Force

Jiacheng Liu^{1,2}, Yucheng Zhao^{1,2}, Hai Su^{1,2}, Ming Wang^{1,2}

¹State Key Laboratory for Geomechanics & Deep Underground Engineering, China University of Mining & Technology, Xuzhou Jiangsu

²School of Mechanics and Civil Engineering, China University of Mining & Technology, Xuzhou Jiangsu
Email: zgkydxljc@163.com

Received: Mar. 29th, 2015; accepted: Apr. 8th, 2015; published: Apr. 15th, 2015

Copyright © 2015 by authors and Hans Publishers Inc.

This work is licensed under the Creative Commons Attribution International License (CC BY).

<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>



Open Access

Abstract

High stress is the reality and the inevitable situation that deep roadway meets when being mined, and the rock will appear the phenomenon of zonal disintegration. The new phenomena of brittle ductile transition and zonal disintegration of deep roadway are simulated and analyzed by FLAC3D software under the complex stress field. At the same time, the softening modulus influence on deep mine roadway is also studied. The research results show that: 500 meters depth is the critical condition of deep roadway steady stress changes. Less than 500 meters, stable stress decreases with the increase of depth. More than 500 meters, stable stress increases with the increase of depth.

Keywords

The Zonal Disintegration, The Brittle Ductile Transition, Softening Modulus, Numerical Simulation

高应力条件下深部巷道变形和破坏特征分析

刘家成^{1,2}, 赵玉成^{1,2}, 苏海^{1,2}, 王明^{1,2}

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

²中国矿业大学力学与建筑工程学院, 江苏 徐州

Email: zgkydxljc@163.com

收稿日期：2015年3月29日；录用日期：2015年4月8日；发布日期：2015年4月15日

摘要

高应力是深部巷道在开挖时所必然遇到的现实客观情况，深部岩石在高应力情况下会出现分区破裂化现象。通过FLAC3D数值模拟软件，模拟分析了深部巷道在复杂应力场下的脆延转换、分区破裂化等新的现象，同时也研究了埋深以及软化模量对深部巷道的影响。研究表明：500米埋深是深部巷道稳定应力变化的临界条件，低于500米时，稳定应力随着深度的增加而降低；大于500米时，稳定应力随着深度的增加而增加。

关键词

分区破裂化，脆延转换，软化模量，数值模拟

1. 引言

目前对于深部的界定还没有一个统一的标准，一般认为开采深度超过 600 m 的矿井为深部开采。但是在不同的地质条件下，应力水平不同，在同一深度下巷道的破坏变形并不一样，所以超过某一深度并不一定呈现深部特性。深部的定义不是以深度为唯一标准，还应考虑有无深部巷道的变形特征或者有无深部岩石特有的力学现象。浅部和深部的区分并不是绝对的，中间还存在过渡区域，其变形和破坏特点也介于两者之间。何满潮、谢和平、彭苏萍[1]等对深部与浅部这两种情况下巷道开挖引起的岩体工程力学特性差异进行了详细的阐述，分析了深部特殊的地质环境、深部岩石变形特征以及深部灾害特点，指出深部工程岩体应采用非线性力学以及多场耦合方法去研究，以前用于浅部的理论方法和技术已经不在适用。最后提出深部开采问题应该从深部岩石强度，巷道稳定性控制和支护设计这三个方面进行解决。

柏建彪，侯朝炯[2]以现场试验结果为依据，利用理论分析和数值模拟的手段，对深部巷道围岩稳定性机理进行研究，并通过现场实际支护进行实践。根据其研究结果可以知道，控制围岩稳定性主要有三种手段：一是提高围岩自身强度；二是通过人工手段转移围岩高应力；三是采用合理有效的支护技术。贺永年，韩立军等从深部原岩应力及岩石强度、深部岩石峰后破坏、岩石时间效应等几个方面对深部巷道稳定性进行了分析。

了解地应力的分布和大小对巷道的开挖和围岩支护有重要的影响，巷道的开挖方向最好平行于最大水平主应力方向，避免最大水平主应力沿着巷道轴向。目前，地应力测量方法种类很多，主要有水压致裂法、声发射法、局部应力解除法等一些方法。前面三种可以直接测得地应力大小，后面一种需要一定的转换可以得到地应力大小。

2. 巷道围岩力学特征

在高应力条件下，特别是处于三向应力状态下，以脆性破坏为主的岩石在超过脆延转换临界点后，会出现延性特征。延性的主要特征是存在较大的塑性变形，并且岩石的承载能力得到提高。脆延转换的内在机理非常的复杂，目前主要的研究还主要集中在判定标准上，对其机理的研究较少。其中最早是由冯·卡门于 1911 年测试了在不同围压作用下大理岩力学性能。现在随着诸如刚性试验机等实验设备的不断更新，对于岩石的这一特性的研究将进一步深入。

深部巷道在开挖过程中，围岩中会发生破裂区和非破裂区交替出现的情形[3]，这一现象被称为分区破裂化现象(见图 1)。

这是与深部围岩受到拉压域复合这种复杂应力条件相关。有一种观点认为这种现象与岩体内储存的弹性能有关，未开挖之前，大量的弹性能积聚在岩体内部；当巷道开挖之后，原岩应力发生变化，其中一部分能量的形式释放出去，产生第一次破裂区；其余能量向围岩深部转移，若围岩内部应力再次超过了岩体破坏强度，则会出现第二次破裂区，此时围岩应力将再次发生转移。依此类推，会产生更多的破裂区。

对于分区破裂化现象，目前主要集中在定性研究，研究手段主要有现场观测、相似实验以及理论研究。理论研究要求模型要有一定的简化和严格的边界条件，所以其结果很难用于工程实际；实际矿井与相似试验中可以真实的观察到分区破裂化形态，但是试验过程复杂。

巷道断面主要有圆形、梯形、矩形以及直墙半圆拱形等，目前对于不同形状巷道解析解，研究最多的是圆形巷道。其余形状的单—巷道理论上均可由复变函数方法求得，但是求解过程复杂。本小节主要分析圆形巷道在应变软化条件下的应力和位移解。

基本假设：

- 1) 围岩属于均质各向同性材料，小变形，蠕变和粘性行为不存在；
- 2) 原岩应力处于静水压力状态，不考虑模型范围内的岩石自重影响；
- 3) 半径为 R_0 巷道处于深埋状态($H > 20R_0$)且无限长，可看作平面应变问题。
- 4) 围岩分区依次为残余区、软化区、弹性区(见图 2)。

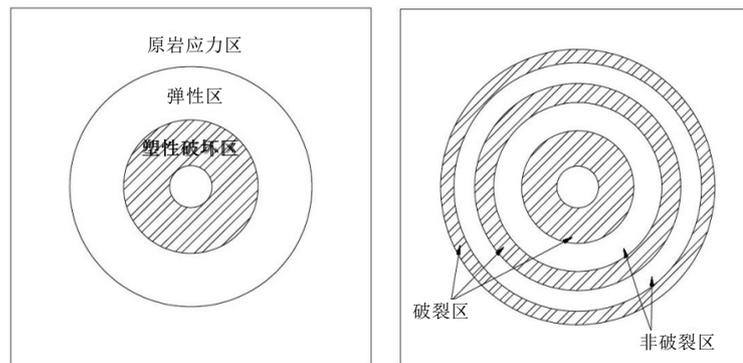


Figure 1. Failure characteristic of shallow zone (left) and deep zone (right)
图 1. 部(左边)与深部(右边)破坏特征

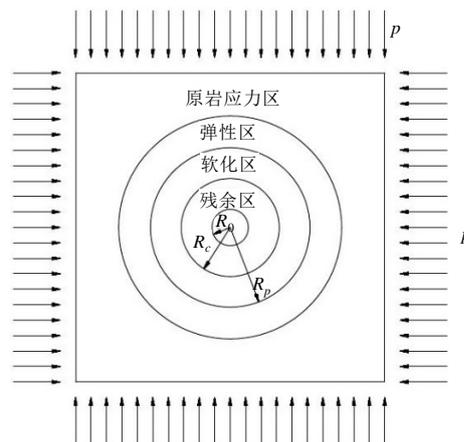


Figure 2. Computing model of deep circular roadway
图 2. 深埋圆形巷道计算模型

1) 软化区 ($R_c \leq r < R_p$)

平衡方程:

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (1)$$

边界条件

$$\begin{aligned} \sigma_{re} &= \sigma_{rp}, & u_e &= u_p, & (r &= R_p); \\ \sigma_{rc} &= \sigma_{rp}, & u_c &= u_p, & (r &= R_c). \end{aligned} \quad (2)$$

圆形巷道 C-M 准则

$$\sigma_\theta = \sigma_r N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi} \quad (3)$$

若软化区满足体积不发生变形, 则

$$\varepsilon_{\theta p} + \varepsilon_{rp} = 0 \quad (4)$$

把几何方程式

$$\varepsilon_r = \frac{du}{dr}, \quad \varepsilon_\theta = \frac{u}{r} \quad (5)$$

带入式(2), 然后根据边界条件式, 求得

$$\begin{aligned} u_p &= \frac{(1+\mu)R_p^2}{Er} \left[\frac{(N_\phi - 1)p + 2c_p\sqrt{N_\phi}}{1+N_\phi} + (1-2\mu)p \right], \\ \varepsilon_{rp} &= -\frac{(1+\mu)R_p^2}{Er^2} \left[\frac{(N_\phi - 1)p + 2c_p\sqrt{N_\phi}}{1+N_\phi} + (1-2\mu)p \right], \\ \varepsilon_{\theta p} &= \frac{(1+\mu)R_p^2}{Er^2} \left[\frac{(N_\phi - 1)p + 2c_p\sqrt{N_\phi}}{1+N_\phi} + (1-2\mu)p \right]. \end{aligned} \quad (6)$$

假设软化模量与围压无关, 则不同围压下峰后应力应变曲线斜率平行; 其次, 应变软化参数取为最大主应变。所以内聚力 c 和最大塑性剪应变 γ^p 的关系式:

$$c = \frac{c_r - c_p}{\gamma_r^p} \gamma^p + c_p \quad (7)$$

其中: c_p 为峰值内聚力; c_r 残余内聚力; γ_r^p 为残余最大塑性剪应变
改为:

$$c = c_p - k(\varepsilon_{\theta p} - \varepsilon_{\theta h}) \quad (8)$$

其中: k 为软化模量, $\varepsilon_{\theta h}$ 为极限弹性应变。

$$\varepsilon_{\theta h} = \frac{(1+\mu)}{E} \left[\frac{(N_\phi - 1)p + 2c_p\sqrt{N_\phi}}{1+N_\phi} + (1-2\mu)p \right] \quad (9)$$

联立式(1)、(2)、(3)、(8)可以求得应力。

$$\sigma_{rp} = \frac{2\sqrt{N_\phi}\varepsilon_{\theta h}k}{1+N_\phi} \left(\frac{R_p}{r} \right)^2 + \frac{2\sqrt{N_\phi}(c_p + k\varepsilon_{\theta h})}{1-N_\phi} + Cr^{N_\phi-1} \quad (10)$$

其中： C 为积分常数。

根据式(1)边界条件，可以求得

$$C = R_p^{1-N_\varphi} \frac{4\sqrt{N_\varphi}(c_p + k\varepsilon_{\theta h}) + 2(-1 + N_\varphi)p}{N_\varphi^2 - 1} \quad (11)$$

则切向应力

$$\sigma_{\theta p} = \sigma_{rp} + 2\left[c_p - k(\varepsilon_{\theta p} - \varepsilon_{\theta h})\right]\sqrt{N_\varphi} \quad (12)$$

2) 残余区 ($R_0 \leq r < R_c$)

边界条件

$$\begin{aligned} \sigma_r|_{r \rightarrow R_0} &= 0, \\ \sigma_{rc} &= \sigma_{rp}, \quad u_c = u_p, \quad (r = R_c). \end{aligned} \quad (13)$$

联立式(1)、式(3)和式(13)，可以得到残余区应力

$$\begin{aligned} \sigma_r &= \frac{2c_r\sqrt{N_\varphi}}{N_\varphi - 1} \left[\left(\frac{R_0}{r} \right)^{1-N_\varphi} - 1 \right], \\ \sigma_\theta &= \frac{2c_r N_\varphi^{3/2}}{N_\varphi - 1} \left[\left(\frac{R_0}{r} \right)^{1-N_\varphi} - 1 \right] + 2c_r\sqrt{N_\varphi}. \end{aligned} \quad (14)$$

其中： $c_r = c_p - k(\varepsilon_{\theta p}|_{r \rightarrow R_0} - \varepsilon_{\theta h})$

根据式

$$\begin{aligned} d\varepsilon_1^p &= d\lambda, \\ d\varepsilon_2^p &= 0, \\ d\varepsilon_3^p &= -N_\psi d\lambda. \end{aligned} \quad (15)$$

可以得到

$$\varepsilon_r + N_\psi \varepsilon_\theta = \varepsilon_r^e + N_\psi \varepsilon_\theta^e \quad (16)$$

把几何方程式(5)和式(14)带入式(16)可以解得残余区位移

$$\begin{aligned} u_c &= C_1 r^{-N_\psi} + \frac{2c_r r \sqrt{N_\varphi} (1+\mu)}{E(N_\varphi - 1)} \left[\eta_1 \left(\frac{R_0}{r} \right)^{1-N_\varphi} - (1-2\mu) \right], \\ \varepsilon_{rc} &= -C_1 N_\psi r^{-N_\psi-1} + \frac{2c_r \sqrt{N_\varphi} (1+\mu)}{E(N_\varphi - 1)} \left[\eta_1 N_\varphi \left(\frac{R_0}{r} \right)^{1-N_\varphi} - (1-2\mu) \right], \\ \varepsilon_{\theta c} &= C_1 r^{-N_\psi-1} + \frac{2c_r \sqrt{N_\varphi} (1+\mu)}{E(N_\varphi - 1)} \left[\eta_1 \left(\frac{R_0}{r} \right)^{1-N_\varphi} - (1-2\mu) \right]. \end{aligned} \quad (17)$$

其中： C_1 为积分常数，

$$\eta_1 = \frac{(1-\mu)(1+N_\varphi N_\psi) - \mu(N_\varphi + N_\psi)}{N_\varphi + N_\psi}$$

根据边界条件，可以得到

$$C_1 = \frac{\varepsilon_{\theta h} R_p^2}{R_c^{1-N_\psi}} - \frac{2c_r R_c^{N_\psi+1} \sqrt{N_\psi} (1+\mu)}{E(N_\psi-1)} \left[\eta_1 \left(\frac{R_0}{R_c} \right)^{1-N_\psi} - (1-2\mu) \right] \quad (18)$$

3. 深部巷道变形数值模拟分析

深部巷道的变形受多种因素的影响,如巷道的埋深、地质构造应力以及岩层的岩性等[4]-[7]。本小节利用 FLAC3D 数值模拟软件来模拟研究高应力条件下这些因素对巷道的影响过程以及内在机理。

3.1. 数值模型的建立

模型是否建立合理会极大影响计算机数值模拟结果的可靠性。作为巷道变形的问题,建立模型遵守如下原则:

- 1) 边界条件和初始条件尽量符合实际情况,如模型需要施加地应力场。
- 2) 边界效应对模拟结果影响很大,依据圣维南原理,模型尺寸应当至少设定为巷道宽度的 10 倍。

巷道的形状为直墙半圆拱,直墙高度 $H = 2 \text{ m}$,拱半径为 $R = 2 \text{ m}$ 。考虑到边界效应以,取模型的长度为 80 m ,宽度和高度为 60 m ,共 $91,200$ 个单元。边界条件:模型左右两侧为约束 X 方向位移,底部约束 Z 方向位移;上部施加均布荷载。模型采用应变软化本构关系,岩石参数采用泥岩,如表 1 所示。

3.2. 埋深对深部巷道变形的影响

埋深越深,上覆岩层重力对巷道施加的作用越大。本小节主要是探讨不同埋深条件下巷道变形破坏的特征以及巷道开挖对周围岩体的影响。分别选取 300 m 、 400 m 、 500 m 、 600 m 、 700 m 、 800 m 以及 900 m 七组不同埋深的巷道,通过巷道的主应力、主应力差以及塑性区等方面变化进行分析。

帮部沿路径各点的主应力变化如图 3 所示,具体变化规律如下:

- 1) 最大主应力沿巷道帮部路径各点先增大到峰值,然后下降直到稳定,所以峰值前围岩处于低应力区,峰值后为高应力区。当埋深为 300 m 时,最大主应力峰值为 8.87 MPa ,位于帮部深度 3.8 m 处;稳定值为 8.53 MPa ,降幅达到 3.83% 。当埋深为 400 m 时,最大主应力峰值为 12.33 MPa ,位于帮部深度 4.1 m 处;稳定值为 10.01 MPa ,降幅达到 18.81% 。当埋深为 500 m 时,最大主应力峰值为 17.02 MPa ,位于帮部深度 4.7 m 处;而稳定值为 11.25 MPa ,降幅达到 33.90% 。当埋深为 600 m 时,最大主应力峰值为 19.95 MPa ,位于帮部深度 5.6 m 处;而稳定值为 13.48 MPa ,降幅达到 32.43% 。当埋深为 700 m 时,最大主应力峰值为 22.13 MPa ,位于帮部深度 6.8 m 处;而稳定值为 15.74 MPa ,降幅达到 31.59% 。当埋深为 800 m 时,最大主应力峰值为 26.88 MPa ,位于帮部深度 7.1 m 处;而稳定值为 18.05 MPa ,降幅达到 32.84% 。当埋深为 900 m 时,最大主应力峰值为 32.80 MPa ,位于帮部深度 8.6 m 处;而稳定值为 20.42 MPa ,降幅达到 37.74% 。综上可知,随着埋深的增大,最大主应力峰值和稳定值都增大且峰值的位置越往围岩深处移动,应力降幅出现先增大后稳定的现象。

- 2) 最小主应力沿巷道帮部路径各点增大直到基本稳定。当埋深为 300 m 时,最小主应力稳定值为 7.43 MPa 。当埋深为 400 m 时,最小主应力稳定值为 9.34 MPa 。当埋深为 500 m 时,最小主应力稳定值为 10.88 MPa 。当埋深为 600 m 时,最小主应力稳定值为 11.93 MPa 。当埋深为 700 m 时,最小主应力稳定值为 13.03 MPa 。当埋深为 800 m 时,最小主应力稳定值为 14.23 MPa 。当埋深为 900 m 时,最小主应力稳定值为 15.52 MPa 。综上可知,随着埋深的增大,最小主应力稳定值不断增大且稳定位置往帮部围岩深处移动。

- 3) 巷道的开挖使得围岩从高应力环境转变为低围压高应力差的环境。从图 4 可以看出,主应力差峰值随着埋深的增大不断增大,且峰值位置往围岩深处移动。但是不同埋深的主应力差在稳定状态出现了

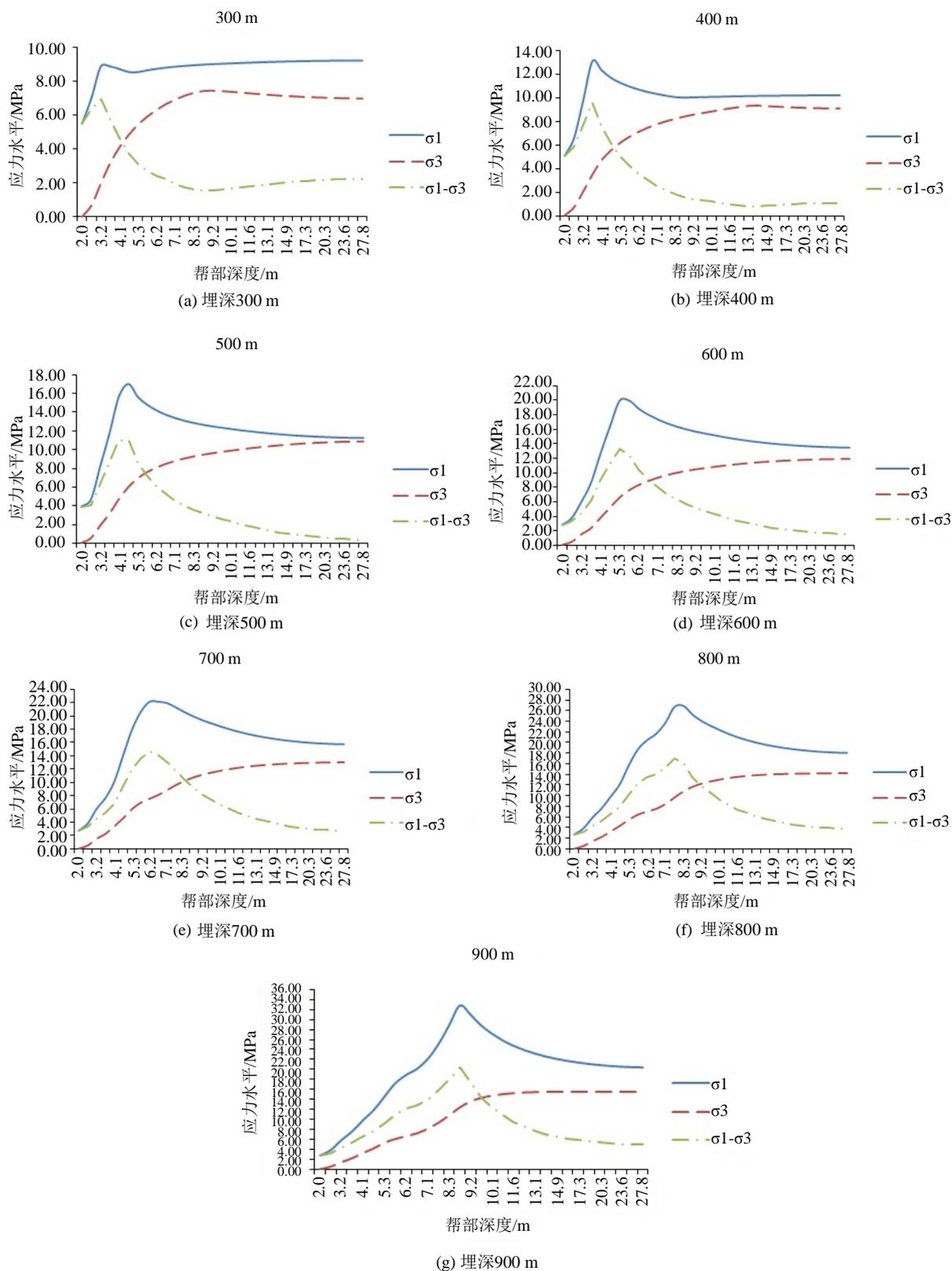


Figure 3. Stress level along the path of the roadway side under different depths

图 3. 不同埋深条件下沿帮部路径的应力水平

Table 1. Mechanical properties of rock
表 1. 岩石力学参数

密度/(kg/m ³)	弹性模量/GPa	泊松比	峰值内聚力/MPa	残余内聚力/MPa	摩擦角/(°)	抗拉强度/MPa	等效塑性剪应变
2100	1.835	0.325	1.89	0.90	22	0.1	0.0238

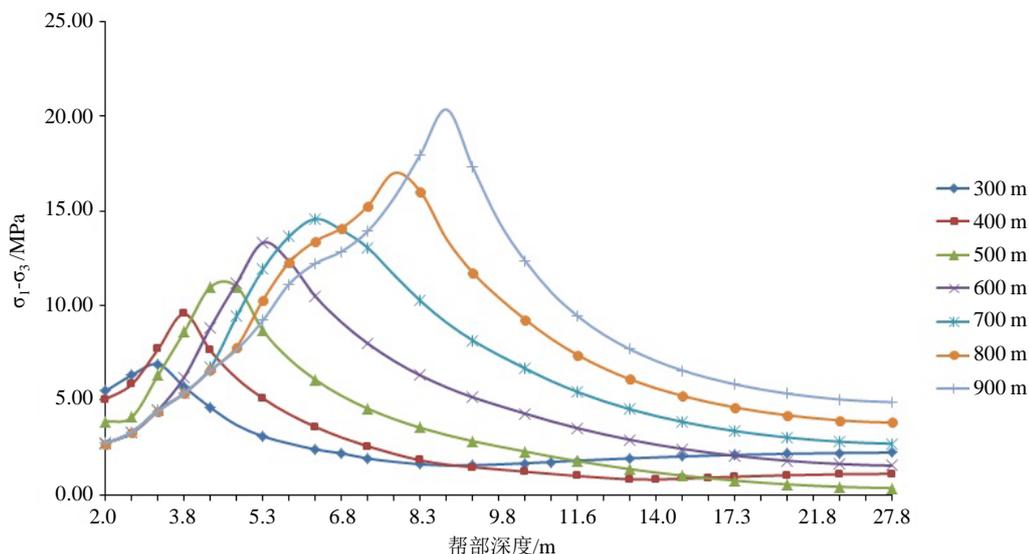


Figure 4. Principal stress difference along the path of the roadway side under different depths
图 4. 不同埋深条件下沿帮部路径的主应力差

差异, 当埋深小于 500 m 时, 主应力差的稳定值随埋深增大而降低; 当埋深大于 500 m 时, 主应力差的稳定值随埋深增大而增大。所以埋深 500 m 在当前模拟条件下是一个临界值, 另外峰值见表 2 所示。

不同埋深的塑性区与残余区变化规律如图 5 所示, 具体规律如下:

1) 随着埋深的增大, 整个塑性区范围在不断扩大。其中残余区扩大位置主要在两帮和底板, 而顶板的残余区范围扩大较慢。这可能与顶板拱形结构有较强的承载能力有关。底板的残余区当随埋深向下发展到一定阶段时开始向两侧扩展。

2) 软化区的范围也随埋深的增大而扩大。当埋深较浅时, 软化区主要位于顶板和底板; 当埋深较深时, 软化区在巷道周围分布比较均匀。

从图 6 看出巷道各部位位移对埋深变化趋势。随着埋深增大, 巷道顶底板和帮部位移都增大, 且底板位移一直大于顶板位移。当巷道深度超过 500 m 时, 位移与埋深的曲线斜率增大, 特别是帮部位移急剧增大, 超过顶底板位移大小。在埋深小于 500 m 时, 位移与埋深成近似线性关系, 位移增长幅度不大。

4. 软化模量对深部巷道变形的影响

软化模量反映了岩石峰后破坏过程, 在相同的残余强度下, 软化模量越大岩石破坏程度越大。根据表 1 中泥岩软化模量选取 30 MPa、40 MPa、60 MPa、80 MPa 和 100 MPa 五组, 研究在不同软化模量对巷道破坏变形的作用(见图 7)。

不同软化模量巷道位移变化如图 8 所示, 具体规律如下:

1) 软化模量越大, 帮部位移和顶板位移越大。当软化模量为 30 MPa 时, 帮部位移为 0.081 m, 顶板位移为 0.063 m; 当软化模量为 100 MPa 时, 帮部位移为 0.125 m, 顶板位移为 0.089 m, 增大幅度分别为 54.3% 和 41.2%。

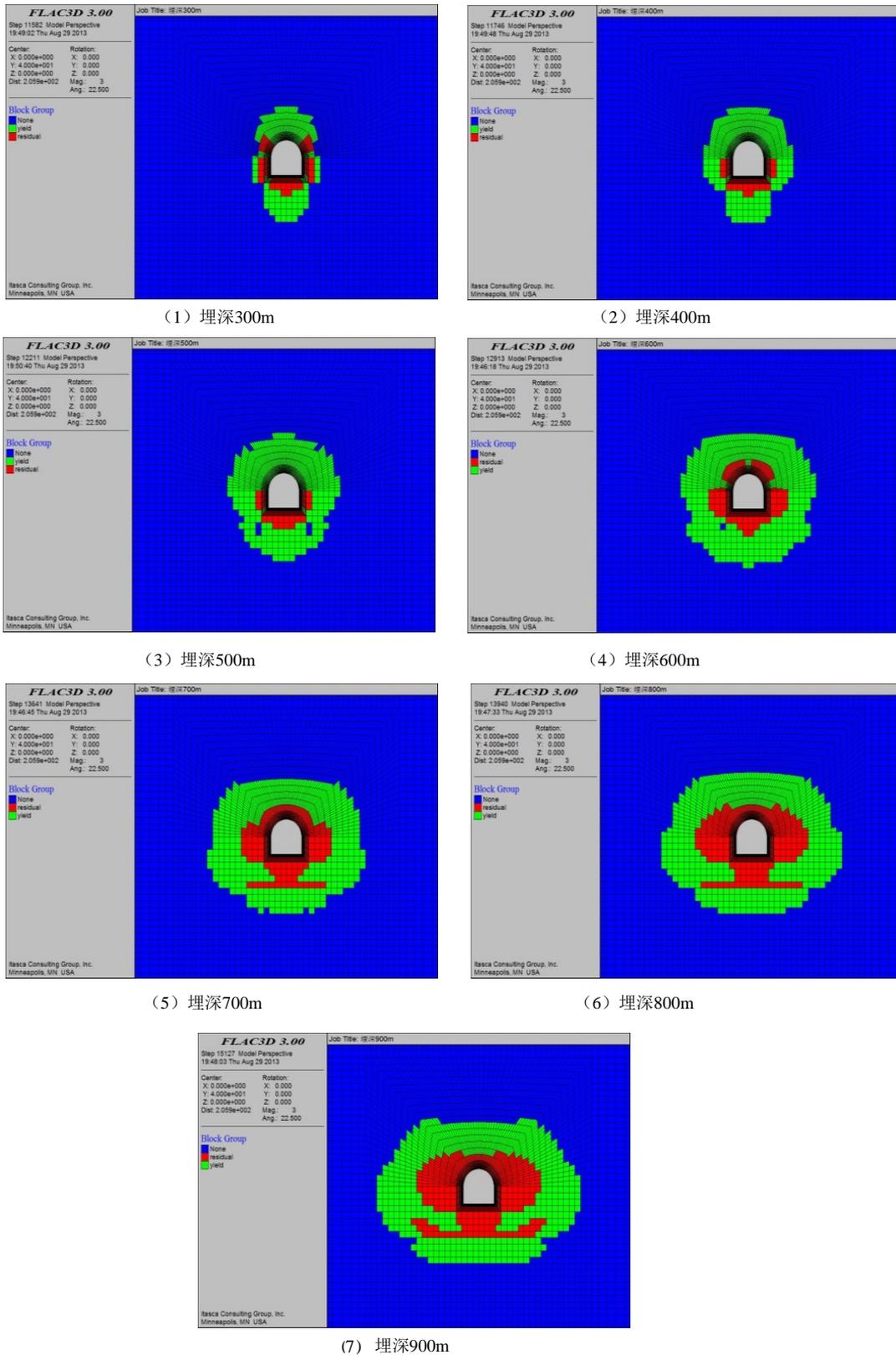


Figure 5. Plastic zone development under different depths (green: softening zone; red: residual zone)
 图 5. 不同埋深条件下塑性区的发展(绿色: 软化区; 红色: 残余区)

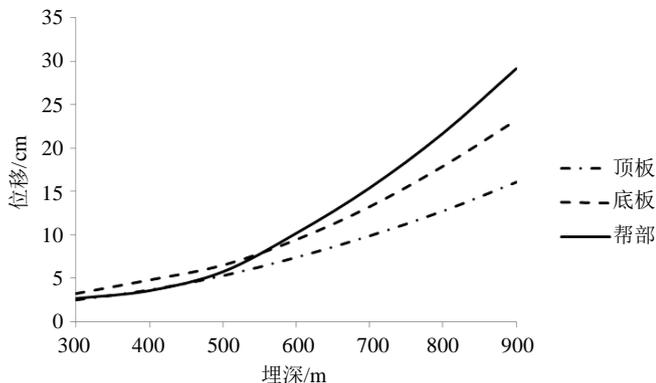


Figure 6. Displacement results of different depth
图 6. 不同埋深位移结果

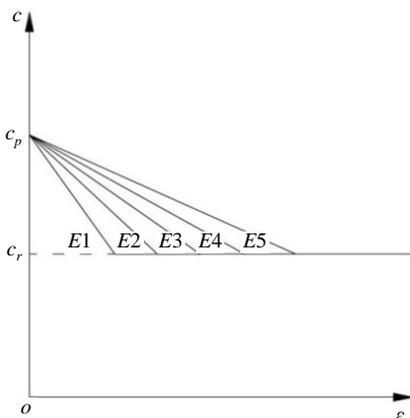


Figure 7. Schematic diagram of different softening modulus
图 7. 不同软化模量示意图

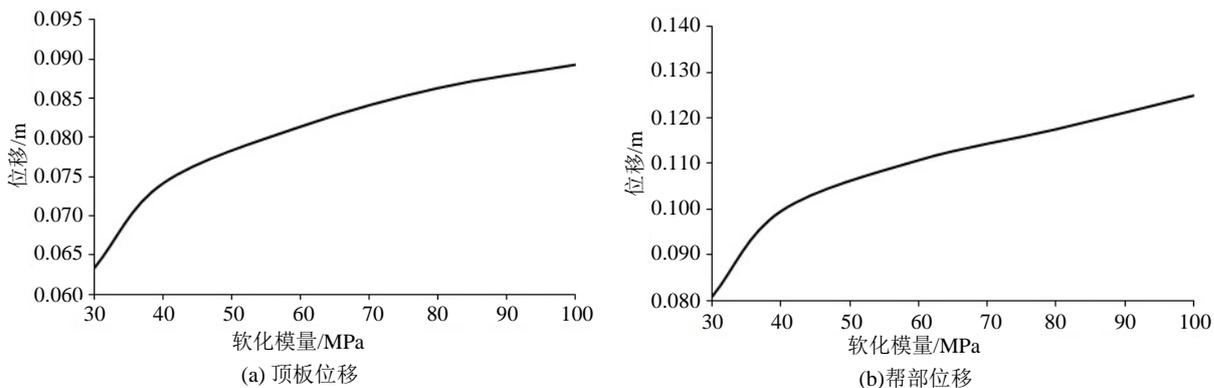


Figure 8. Displacement results of different softening modulus
图 8. 不同软化模量位移结果

Table 2. Stress difference peak and its position of the roadway side under different depths
表 2. 不同埋深帮部应力差峰值及所处围岩深度

埋深(m)	300	400	500	600	700	800	900
峰值(MPa)	6.91	9.58	11.00	13.33	14.59	17.02	20.37
位置(m)	3.2	3.8	4.7	5.3	6.2	7.7	8.6

2) 软化模量在 40 MPa 前位移增大幅度要大于 40 MPa 后。从 30 MPa 到 40 MPa, 帮部位移增大 0.019 m, 顶板位移增大 0.011 m; 从 40 MPa 到 50 MPa, 帮部位移增大 0.011 m, 顶板位移增大 0.007 m。

不同软化模量沿巷道帮部路径方向应力变化规律如图 9 所示, 具体规律如下:

1) 随着软化模量变化, 最大主应力峰值大小几乎不变, 但是峰值位置越往围岩深处移动。软化模量只对应力峰值前后产生影响, 对于应力的稳定值几乎没影响, 沿帮部围岩深处 13.1 m 处曲线就几乎重合。

2) 软化模量越大最小主应力也越大, 但是随着软化模量增大, 最小主应力曲线越来越重合。所以软化模量的增大对最小主应力大小影响越来越小。

3) 不同软化模量的主应力差峰值大小几乎不变。峰值前软化模量越大, 主应力差越小; 峰值后软化模量越大, 主应力差越大。主应力差稳定值为 1.5 MPa 左右, 约在围岩深处 21.8 m 以后。

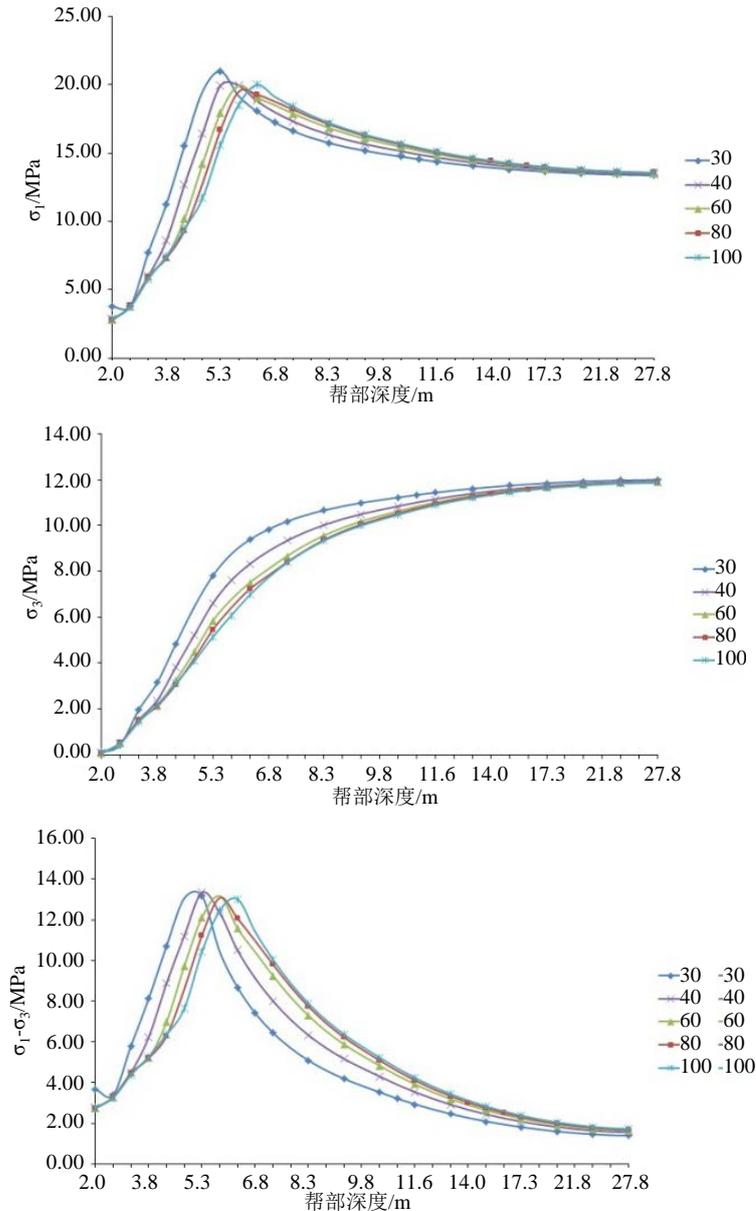


Figure 9. Stress distribution of different softening modulus

图 9. 不同软化模量应力分布规律

5. 结论

本章首先从深部巷道应力场、顶底板和帮部破坏形式以及深部巷道围岩独特的力学现象等方面阐述了高应力条件下深部巷道变形破坏特征，然后推导了圆形巷道在应变软化条件下位移解和应力解，最后通过数值模拟的方法研究了埋深、水平应力方向、残余强度以及软化模量对深部巷道位移、应力以及塑性区产生的影响规律。具体结论如下：

1) 深部巷道在复杂应力场下出现了许多诸如脆延转换、分区破裂化等新的现象。适用于浅部的力学理论和支护方法已经不完全适用于深部，需要非线性力学等新理论和耦合支护等新支护手段去解决深部问题。

2) 研究了埋深对深部巷道的影晌。结果表明：埋深越大，帮部主应力差峰值和稳定值都增大且峰值位置越往围岩深处移动。但是顶板主应力差峰值基本不变而峰值位置越往顶板围岩深处移动。巷道周边软化区和残余区范围都随埋深增大而增大。

3) 研究软化模量对深部巷道的影晌。结果表明：软化模量越大位移越大。软化模量对主应力差峰值大小影响较小。但是软化模量越大，峰值位置越往围岩深处移动。软化区范围随软化模量增大而减小，残余区范围随软化模量增大而增大。

基金项目

国家自然科学基金重点项目(50834004)；国家重点基础研究发展计划项目(973 计划) (2010CB226800)。

参考文献 (References)

- [1] 何满潮, 谢和平, 彭苏萍, 姜耀东 (2005) 深部开采岩体力学研究. *岩石力学与工程学报*, **16**, 2803-2813.
- [2] 柏建彪, 侯朝炯 (2006) 深部巷道围岩控制原理与应用研究. *中国矿业大学学报*, **2**, 145-148.
- [3] 贺永年, 韩立军, 邵鹏, 蒋斌松 (2006) 深部巷道稳定的若干岩石力学问题. *中国矿业大学学报*, **3**, 288-295.
- [4] 齐干, 李占金, 唐强达, 等 (2009) 深部大断面软岩巷道变形力学机制及耦合支护设计. *采矿与安全工程学报*, **4**, 455-459.
- [5] 褚晓威, 徐元强, 鞠文君 (2010) 深部高应力巷道数值模拟本构模型的选择. *煤矿开采*, **2**, 46-49.
- [6] 黄万朋, 王龙姣, 张阳阳, 冯帆, 韩春 (2014) 深部巷道非对称变形与围岩强度及空间结构关系. *煤矿安全*, **10**, 40-42.
- [7] 张晓君, 靖洪文, 郑怀昌 (2009) 深部高应力巷道围岩破裂演化过程数值模拟. *金属矿山*, **1**, 33-36.