

DOI: 10.11779/CJGE201406017

# 深部软弱岩体峰后等效力学模型及数值计算研究

孙 闯, 张向东, 李永靖

(辽宁工程技术大学土木与交通学院, 辽宁 阜新 123000)

**摘 要:** 软弱岩体给深部开采工程中的巷道支护等带来一系列棘手的问题, 深入研究深部软弱岩体峰后非线性破坏行为, 对于保证深部巷道围岩的安全稳定性具有十分重要的意义。基于连续介质理论及量化 GSI 围岩评级系统, 依据 Hoek-Brown 强度准则, 通过理论分析并结合前人的研究成果详细论证了等效节理岩体应变软化模型在深部岩体力学理论上的科学性与可行性。采用程序语言在 FLAC<sup>3D</sup> 中编写等效节理岩体应变软化模型, 分别采用常规弹塑性模型与应变软化模型对比分析深部围岩开挖面空间效应曲线; 结合深部竖井支护工程设计及现场应用等进行了算例验证。得出结论如下: 等效节理岩体应变软化模型所体现软弱岩体峰后强度参数衰减规律表明: 岩体峰后行为受岩体质量等级和围压的影响较大, 围岩在峰后卸载过程中软化参数并不是恒定值, 而是随着围压的大小而变化; 通过对深部软弱围岩开挖面空间约束效应曲线的计算可知, 基于 Mohr-Coulomb 和 Hoek-Brown 强度准则的理想弹塑性模型计算结果基本一致, 弹塑性模型与应变软化模型的计算结果相差较大, 主要体现在中等地质指标范围; 现场实际应用表明, 等效节理岩体应变软化模型能够较为真实的反映深部软弱岩体的峰后力学行为, 并在围岩地质强度指标与岩体连续介质理论之间建立联系, 便于工程应用, 并可为类似工程提供借鉴。

**关键词:** 软弱岩体; 应变软化; 地质强度指标; 连续介质理论; 数值模拟

中图分类号: TU457

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2014)06-1113-09

**作者简介:** 孙 闯 (1983-), 男, 辽宁阜新人, 博士, 讲师, 主要从事岩土与地下工程等方面的研究与教学工作。E-mail: sunchuang88@163.com。

## Equivalent mechanical model for post-peak behaviors of deep soft rock and numerical computation

SUN Chuang, ZHANG Xiang-dong, LI Yong-jing

(School of Civil Engineering and Transportation, Liaoning Technology University, Fuxin 123000, China)

**Abstract:** Based on the continuum theory, quantitative GSI rock rating system and Hoek-Brown strength criterion and by using the FLAC<sup>3D</sup> program as the development platform, the conventional plastic model and strain-softening model are adopted to comparatively analyze the spatial excavation surface effect curves of deep rock. Combined with engineering design and field applications of deep shaft support, numerical validation is performed. The equivalent strain softening model for jointed soft rock reflecting attenuation of the post-peak strength parameters shows that: the post-peak behaviors of rock mass are dominated by quality grade and confining pressure, and during unloading after the peak, the process of softening parameter is not a constant value and varies with the size of the confining pressure. By computing the excavation face spatial constraint response curves of deep soft rock, the calculated results based on Mohr-Coulomb and Hoek-Brown criterion ideal elastoplastic models are basically the same. The results of the elastoplastic model are quite different from those of the strain-softening model, mainly in the middle range of geological indices. Practical application shows that the equivalent strain softening model for jointed rock more truly reflects the post-peak mechanical behaviors of the deep soft rock, and furthermore, the link between the geological strength indices and the continuum theory is established for engineering applications so as to provide a reference for similar projects.

**Key words:** soft rock; strain-softening; geological strength index; continuum theory; numerical simulation

## 0 引 言

软弱岩体的存在给深部开采中巷道支护等带来一系列棘手的问题<sup>[1-2]</sup>。深部软弱岩体主要有 3 种类型,

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51174268, 51274109); 辽宁省优秀人才培养项目 (LJQ2011031)

收稿日期: 2013-10-21

①岩体较为完整,但岩样强度低,在高应力作用下破坏较为严重,如泥岩、页岩等;②岩体较为破碎,岩样强度同样较低,巷道开挖后容易产生冒落或持续大变形,如破碎或极破碎软岩;③完整岩样强度较高,但岩体中存在大量的节理裂隙,这种岩体在高应力作用下,仍表现为大变形和难支护等工程特征,如砂岩等。有学者认为<sup>[3]</sup>,一些岩体由浅部的硬岩特性向深部的软岩特性转化行为与岩爆现象的实际存在不符。大量工程实践表明<sup>[4-5]</sup>,由于深部岩体中节理、裂隙的存在,其力学行为受岩石强度、结构面状况及应力状态等多方面影响,存在节理的硬岩在深部巷道开挖卸载过程中,仍会表现出明显的软岩大变形特性及应变软化特性,岩体的扩容现象突出,岩体变形具有不连续性。

从微观角度分析,节理岩体属于非连续性介质,其塑性软化破坏是应力达到或超过岩石裂隙贯通应力水平,导致岩体裂隙扩展贯通的结构特性,在围压作用下,节理岩体同样会产生剪切带,并伴随应变局部化现象<sup>[6]</sup>。一些学者研究了多种节理岩体数值计算方法,如夏才初等<sup>[7]</sup>提出的节理岩体断续节理扩展的非线性变形模拟方法,以及用于模拟节理岩体破坏行为特征的 DEM、DDA 等。从宏观效应角度分析,工程岩体力学仍基于连续介质理论,节理岩体塑性应变软化就是岩体强度参数的线性衰减过程。如 Zdenek 等<sup>[8]</sup>提出的指数形式的塑性应变软化模型,王水林等<sup>[9]</sup>提出的将应变软化过程简化为一系列的脆性应力跌落与塑性流动过程的思想。在深部高应力复杂环境下,岩体的质量等级与围压大小直接影响围岩峰后力学行为,使其具有复杂的非线性特征,而深部工程设计中往往忽略岩体的峰后应变软化行为,深部巷道支护结构设计具有很大的局限性和不合理性。

深部开采中围岩-支护作用关系与浅部不同,由于深部软弱岩体中高应力、高围压在开挖后瞬间释放,致使被支护区域围岩在支护之前便已进入峰后强度软化或残余阶段,并形成一定范围的松动区域,此时支护结构的主要作用是控制峰后岩体的稳定性。在深部工程支护设计中往往低估或忽略软弱岩体峰后力学行为的重要性,致使支护结构局部破损或整体失稳。因此,深入研究深部软弱岩体峰后力学行为,对于深部巷道开挖与支护结构设计等具有十分重要的意义。

本文在前人研究的基础上,探讨深部软弱岩体峰后力学行为,基于连续介质理论及 Cai 等<sup>[10]</sup>提出的量化 GSI 围岩评级系统,依据 Hoek-Brown 强度准则,通过理论分析并结合前人的研究成果详细论证了等效节理岩体应变软化模型在深部软弱岩体工程中的科学性与可行性。采用程序语言在 FLAC<sup>3D</sup> 中编写等效节

理岩体应变软化模型,针对常规弹塑性模型与应变软化模型进行了算例分析,结合深部竖井支护工程设计及现场应用等进行了算例验证,证实了基于量化 GSI 系统的节理岩体等效应变软化模型计算方法在深部软弱岩体工程中的可行性,在一定程度上弥补了现阶段深部围岩支护研究中的不足,成果可为工程设计和施工起到一定的指导意义。

## 1 节理岩体等效应变软化数学模型

### 1.1 量化 GSI 围岩评级系统

合理确定工程岩体力学参数,这对地下工程设计结果的可靠性起着至关重要的作用。在多种围岩评级方法中,RMR 方法非常适合于工程中节理岩体的工程质量评价,并且可以较为方便地获得节理岩体质量等级,但 Hoek 等<sup>[11]</sup>在大量的工程实践中发现,对于质量较差的软弱、破碎岩体结构,RMR 值无法给出合理的评价,于是 Hoek 等<sup>[11]</sup>提出将 GSI 围岩评级系统代替 RMR 系统。随着 GSI 围岩评级系统的广泛使用和不断完善,Cai 等<sup>[10]</sup>提出了基于块体尺寸  $V_b$  和结构面条件因子  $J_c$  的量化 GSI 围岩分级方法,该方法使 GSI 值的确定更具客观性,如图 1 所示。

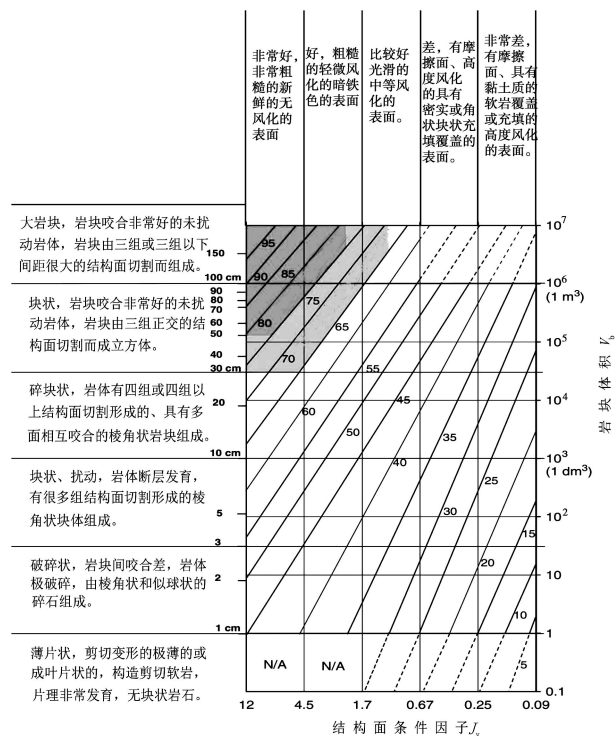


图 1 量化 GSI 围岩评级系统<sup>[11]</sup>

Fig. 1 Quantitative GSI rating system

深部软弱岩体在开挖卸载过程中受到外力作用后由原岩状态转变为裂隙发育并含有塑性剪切带的残余块体状态,岩体破坏后所产生的破碎岩块分布并不均匀,主要是由于岩体在应变软化过程中同样产生局部剪切带,有些岩块会变成碎面状,这使得在确定残余

状态下岩块尺寸及相关参数等造成了较大困难。Cai 等<sup>[12]</sup>认为, 如果峰值岩块尺寸  $V_b > 10 \text{ cm}^3$ , 则可假设为岩体在塑性残余阶段的岩块平均尺寸  $V_b^r = V_b = 10 \text{ cm}^3$ , 当峰值岩块尺寸  $V_b \leq 10 \text{ cm}^3$  时, 可假设为岩体在塑性残余阶段的岩块平均尺寸不变, 即  $V_b^r = V_b$ 。岩体结构面条件因子  $J_c$  同样会在破坏过程中衰减。于是 Cai 等提出了可用于实际工程的计算岩体残余  $\text{GSI}^r$  指标的量化方法, 并采用大型原位测试实验进行验证。Alejano 等<sup>[13]</sup>在此基础上拟合出了峰值  $\text{GSI}^p$  与残余  $\text{GSI}^r$  的经验关系式为

$$\text{GSI}^r = 17.25e^{0.0107 \cdot \text{GSI}^p} \quad (1)$$

## 1.2 基于 GSI 系统的节理岩体峰后力学行为

节理岩体强度参数在屈服破坏过程中是逐渐变化的, 这种强度衰减过程难以以理论的形式表述, 许多工程计算都是基于经典的弹塑性理论或理想化的应变软化模型。Hoek 等<sup>[10]</sup>在工程实践中发现, 节理岩体的峰后行为与地质强度指标 GSI 有关, 如图 2 所示, 岩体在卸载过程中, 当  $\text{GSI} > 75$  时, 岩体表现出弹脆性行为; 在  $25 < \text{GSI} < 75$  时, 表现出应变软化行为, 在  $\text{GSI} < 25$  时, 表现出理想弹塑性行为, 并认为此时的岩体剪胀角为零, 节理岩体应变软化行为及扩容现象消失。

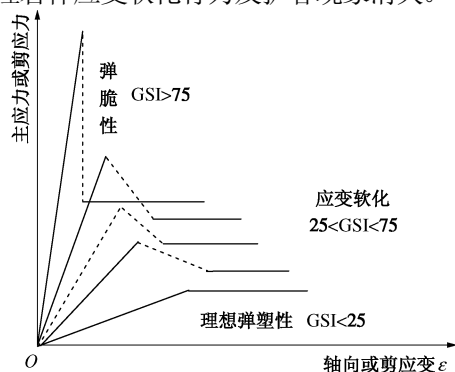


图2 基于 GSI 的节理岩体峰后力学模型

Fig. 2 Post-peak mechanical model for joint rock based on GSI

岩体在屈服破坏过程中, 无论是完整岩石, 或是中度、高度节理分布, 破坏后都会产生塑性剪切破碎带, 从而使得岩石由较完整转变为较破碎或极破碎, 这种破坏过程同样可以由 GSI 系统来表达, 并转化为 Hoek-Brown 模型参数, 即岩块体积  $V_b$  及结构面条件因子  $J_c$  会在软化破坏过程中退化, 节理岩体 GSI 指标会产生线性跌落, 由峰值的  $\text{GSI}^p$  向峰后残余  $\text{GSI}^r$  转化, 图 3 为节理岩体 GSI 指标退化过程示意图。

## 1.3 等效节理岩体应变软化模型

设有一圆形巷道, 如图 4 (a) 所示, 半径为  $R$ , 原始应力为  $\sigma_0$ , 开挖后虚拟支护压力为  $P_i$  (开挖前及开挖后工作面空间约束力), 此时巷道围岩由弹性区、软化区、残余区 3 部分组成, 在围岩开挖卸载过程中, 节理岩体由弹性阶段 (B 点) 的峰值  $\text{GSI}^p$ , 经过节理

裂隙扩展和软化 (C 点) 后转变为塑性残余阶段 (D 点) 的残余  $\text{GSI}^r$ 。这一过程可等效用连续介质理论来表述<sup>[14]</sup>, 岩体能够被假设成为由 Mohr-Coulomb 和 Hoek-Brown 模型参数描述的均质、各向同性的连续体。

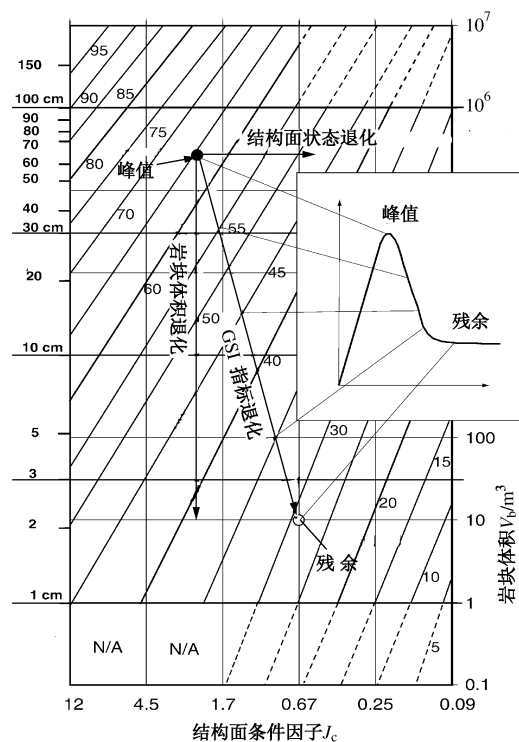


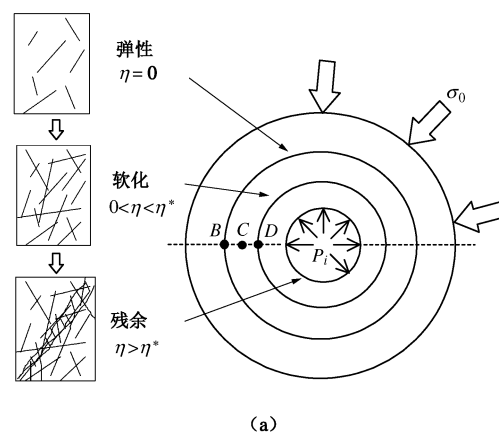
图3 GSI 指标退化过程示意图<sup>[12]</sup>

Fig. 3 Schemes of GSI degradation

在岩石材料塑性应变软化模型当中, 屈服准则与塑性势能不仅由应力张量  $\sigma_{ij}$  决定, 其中还包括软化参数  $\eta$ , 其表达式为

$$f(\sigma_{\theta}, \sigma_r, \eta) = 0 \quad (2)$$

当  $\eta = 0$  时, 岩体处于弹性变形阶段,  $0 < \eta < \eta^*$  时为应变软化阶段,  $\eta > \eta^*$  为残余阶段, 其中,  $\eta^*$  为岩体由应变软化转变到残余阶段的临界软化参数值。而岩体的软化过程则由斜率  $M$  决定, 如图 4 (b) 所示的简化分段线性应变软化模型, 当  $M \rightarrow \infty$ , 则发生理想脆性破坏, 若  $M = 0$ , 则为理想的塑性行为。



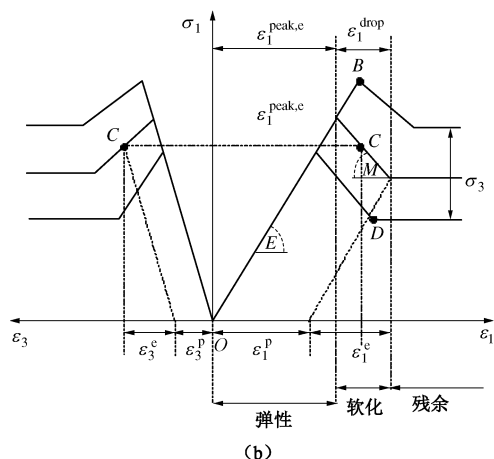


图4 岩体应变软化行为

Fig. 4 Strain-softening behavior of rock

本文引用 Hoek-Brown (H-B) 屈服准则<sup>[15]</sup>, 即

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (3)$$

式中  $\sigma_1, \sigma_3$  分别为岩体破坏时的最大、最小主应力;  $\sigma_{ci}$  为岩块的单轴抗压强度, 其值在峰前、峰后保持不变;  $m_b, s, a$  均为 H-B 常数, 其中  $m_b$  为  $m_i$  (反映岩体软硬程度, 峰前、峰后也应该保持不变) 的折算值,  $s$  反映岩体破坏程度, 其取值范围在 0~1 之间。该准则将扰动系数  $D$  引入到岩体强度计算当中, 各参数可表示为

$$\left. \begin{aligned} m_b &= m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right), \\ s &= \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right), \\ a &= \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3}). \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

若假设 H-B 常数中的  $m_b, s$  随  $\eta$  值线性衰减, 则可得 H-B 应变软化模型, 其关系式为

$$\omega(\eta) = \begin{cases} \omega^p - \frac{\omega^p - \omega^r}{\eta^*} \eta & (0 < \eta < \eta^*) \\ \omega^r & (\eta \geq \eta^*) \end{cases} \quad (5)$$

式中,  $\omega^p$  为峰值参数,  $\omega^r$  为残余参数,  $\omega$  可以代替 H-B 模型中的  $m_b, s$  常数, 也可代替 Mohr-Coulomb (M-C) 模型中的黏聚力  $c$  及内摩擦角  $\varphi$ 。

本文将软化参数  $\eta$  定义为塑性剪切应变, 通过最大主塑性应变和最小主塑性应变的差值获得, 即

$$\gamma^p = \eta = \varepsilon_1^p - \varepsilon_3^p \quad (6)$$

式中,  $\gamma^p$  为塑性剪切应变,  $\varepsilon_1^p, \varepsilon_3^p$  分别为最大、最小塑性应变。

图 4 (b) 中岩体最大主塑性应变可表示为

$$\varepsilon_1^p = \varepsilon_1^{\text{peak,e}} + \varepsilon_1^{\text{drop}} - \varepsilon_1^e \quad (7)$$

式中,  $\varepsilon_1^{\text{peak,e}}$  为峰前弹性最大主应变,  $\varepsilon_1^{\text{drop}}$  为峰后软化

应变,  $\varepsilon_1^e$  为弹性最大主应变。其中,

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_1^{\text{peak,e}} &= \frac{\sigma_1^p(\sigma_3)}{E}, \\ \varepsilon_1^{\text{drop}} &= \frac{\sigma_1^p(\sigma_3) - \sigma_1^r(\sigma_3)}{-M}, \\ \varepsilon_1^e &= \frac{\sigma_1^r(\sigma_3)}{E}, \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

式中,  $\sigma_1^p$  为峰值主应力,  $\sigma_1^r$  为残余主应力,  $E$  为节理岩体弹性模量。

在考虑剪胀角  $\psi$  时,  $\varepsilon_3^p$  可表示为

$$\varepsilon_3^p = -\frac{1}{2} k_\psi \varepsilon_1^p \quad (9)$$

其中,

$$k_\psi = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi} \quad (10)$$

当  $\psi=0$  时, 式 (9) 可变为

$$\varepsilon_3^p = -\frac{1}{2} \varepsilon_1^p \quad (11)$$

由以上分析可知, 软化曲线斜率  $M$  是控制节理岩体软化过程的关键, 本文采用 Alejano 等<sup>[16]</sup>提出的考虑围压变化及岩体质量等级的公式, 即

$$M = -\xi E \quad (12)$$

其中, 当  $\frac{\sigma_3}{\sqrt{s^p} \sigma_{ci}} \leq 0.1$  时,

$$\xi = [0.0046e^{0.0768-GSI^p}] \left( \frac{\sigma_3}{\sqrt{s^p} \sigma_{ci}} \right)^{-1} \quad (13)$$

当  $\frac{\sigma_3}{\sqrt{s^p} \sigma_{ci}} \geq 0.1$  时,

$$\xi = [0.0046e^{0.0768-GSI^p}] \left( \frac{\sigma_3}{2\sqrt{s^p} \sigma_{ci}} + 0.5 \right)^{-1} \quad (14)$$

通过以上分析可知, 岩体峰后行为受岩体质量等级和围压的影响, 围岩在峰后卸载过程中软化参数  $\eta^*$  并不是恒定值, 而是随着围压的大小而变化。

## 2 数值算例分析

### 2.1 数值模型及参数

本文采用 FISH 语言将等效节理岩体应变软化模型写入 FLAC<sup>3D</sup> 内嵌的 Hoek-Brown 模型及 Mohr-Coulomb 模型中。对深埋圆形巷道进行计算分析, 其中巷道半径  $R=2.5$  m, 围岩岩性为细粒粉砂岩 ( $\sigma_{ci}=55$  MPa,  $m_i=10$ ), 计算模型尺寸如图 5 (a) 所示, 模型边界条件如图 5 (b)、5 (c) 所示, 其中  $P_V=P_H=30$  MPa, 巷道每开挖循环进尺为 2 m, 共循环开挖 15 次。

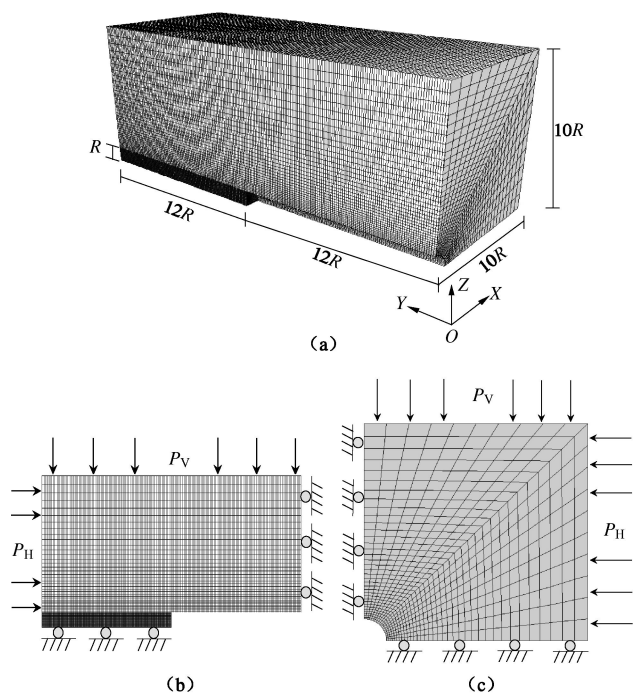


图 5 数值计算模型

Fig. 5 Numerical model

孙闯等<sup>[17]</sup>认为岩体剪胀行为对围岩空间效应影响极小, 而 Hoek-Brown 模型中没有体现剪胀角的参数, 所以计算中 Mohr-Coulomb 模型同样不考虑剪胀角, 本次计算中分别取  $GSI^P$  值为 75, 65, 55, 45, 35, M-C 模型参数由 Hoek 等提出的方法获得<sup>[15]</sup>, 其中残余  $GSI^r$  由式 (1) 计算。其中式 (7) ~ (13) 中参数均可由现场观测得到,  $\sigma_{ci}$  可由室内试验得到, 弹性模量  $E$  由 Hoek 等提出的公式计算, 即<sup>[18]</sup>

$$E = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \times 10^{[(GSI-10)/40]} \quad (15)$$

在  $FLAC^{3D}$  应变软化模型中, 软化参数  $e^{ps}$  与塑性剪切应变  $\gamma^p$  的关系为

$$e^{ps} = \frac{\sqrt{3}}{3} \sqrt{1 + K_\psi + K_\psi^2} \frac{\gamma^p}{1 + K_\psi} \quad (16)$$

具体参数如表 1 所示。

2.2 巷道开挖面空间效应曲线

收敛 - 约束法是研究围岩 - 支护相互作用的主要方法之一<sup>[19]</sup>。其思想就是通过计算得到围岩特征曲线与支护特征曲线, 并求得 2 条曲线的交点坐标, 即为围岩与支护结构达到平衡时需要满足的条件。巷道开

挖过程中, 由于受到开挖面的约束作用, 工作面附近围岩塑性软化过程不能很快完成, 围岩应力随着与工作面距离的远去而逐步释放, 这一过程称为开挖面的空间约束效应, 即围岩径向变形曲线。Carranza-Torres 等<sup>[20]</sup>认为, 正确运用收敛 - 约束法的前提是准确计算围岩径向变形曲线, 它是合理确定支护结构位置及支护时机的关键。

为研究深部软弱岩体的应变软化行为对围岩空间效应影响, 基于  $FLAC^{3D}$  有限差分软件对上述问题进行数值计算。其中计算分析包括两方面: 其一是计算基于不同  $GSI$  指标的 H-B 准则与 M-C 准则理想弹塑性模型的围岩纵剖面变形曲线, 目的是对比 2 种强度准则在表达围岩空间效应方面的差异性; 其二是计算 H-B 准则与 M-C 准则在应变软化模型条件下的围岩纵剖面变形曲线, 目的是对比分析深部软弱岩体的理想弹塑性模型与应变软化模型计算结果存在的差异性。计算结果如图 6 (a) ~ 6 (e) 所示, 其中  $U_r$  为围岩径向位移,  $U_{max}$  为不同模型条件下围岩径向最大位移值。

(1) 理想弹塑性模型

从图 6 (a) ~ 6 (e) 中理想弹塑性模型计算结果可以看出, 基于 M-C 与 H-B 准则的理想弹塑性模型计算所得的 2 条曲线较为吻合, 这表明, M-C 与 H-B 准则的理想弹塑性模型在计算巷道空间效应时结果基本一致。由于一些数值分析软件中没有 H-B 屈服准则, 而通过以上分析表明, 由 Hoek 等提出的方法, 将 H-B 参数折减后得到 M-C 模型参数用于计算开挖面空间效应曲线是可行的。

(2) 等效应变软化模型

从图 6 (a) ~ 6 (e) 中应变软化模型计算结果可以看出, 两种准则的空间效应曲线存在一定差别, 尤其在  $GSI=75$  时较为明显, 这种差别随着  $GSI$  指标的降低而减小, 在  $GSI=45, 35$  时, 2 种准则的空间效应曲线吻合度较好。在实际工程中, 岩体的剪胀行为同样不能忽略<sup>[21]</sup>, 而 Mohr-Coulomb 模型可以较好地体现岩体的剪胀行为, 所以, 本文建议在工程实际中, 以现场观测得到的 Hoek-Brown 模型参数为基础, 通过等效面积法获得相应 Mohr-Coulomb 模型参数并进行计算。

表 1 节理岩体力学模型参数

Table 1 Parameters of mechanical model for joint rock

$GSI^P$	$GSI^r$	$m_i$	$\sigma_0/\text{MPa}$	$\sigma_{ci}/\text{MPa}$	$m_p$	$s_p/10^{-3}$	$m_r$	$s_r/10^{-3}$	$c_p/\text{MPa}$	$\varphi_p/(^\circ)$	$c_r/\text{MPa}$	$\varphi_r/(^\circ)$	$E/\text{GPa}$	$\nu$
75	40	10	30	55	4.09	62.2	1.11	1.10	4.79	38.90	2.54	28.50	33.9	0.25
65	35	10	30	55	2.86	20.5	0.97	0.69	3.78	36.36	2.39	27.50	19.1	0.25
55	31	10	30	55	2.00	6.70	0.85	0.47	3.15	33.57	2.26	26.63	10.7	0.25
45	28	10	30	55	1.40	2.20	0.76	0.33	2.70	30.74	2.15	25.84	6.0	0.25
35	25	10	30	55	0.98	0.73	0.69	0.24	2.34	27.93	2.06	25.15	3.4	0.25

从以上计算结果中可以看出, 2 种准则的弹塑性模型与应变软化模型计算出的空间效应曲线存在较大差别, 在高质量等级岩体 ( $GSI=75$ ) 及低质量岩体 ( $GSI=35$ ) 条件下弹塑性模型与应变软化模型曲线存在差别较小, 而中等质量等级的岩体 ( $GSI=55$ ) 计算得到的两模型曲线差别最大。其中, 差别较大区域主

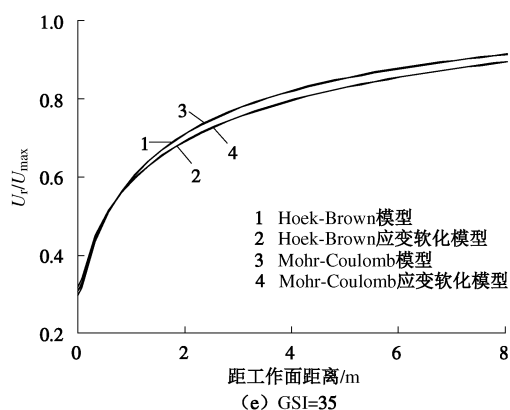
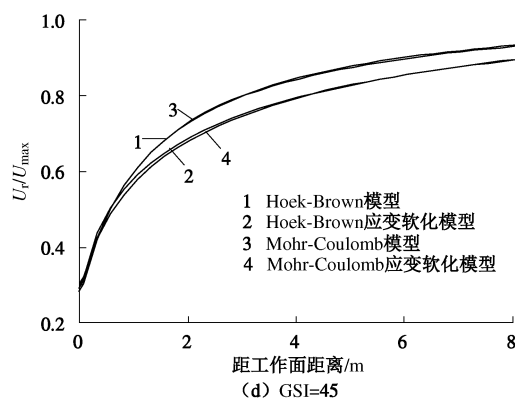
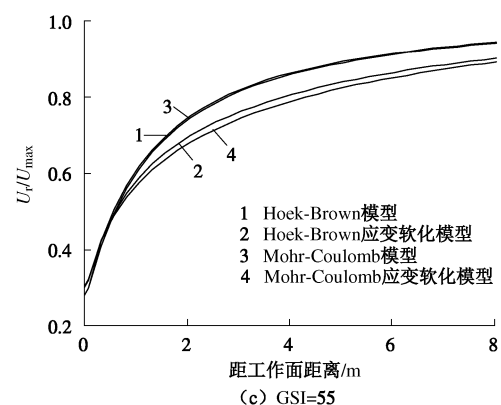
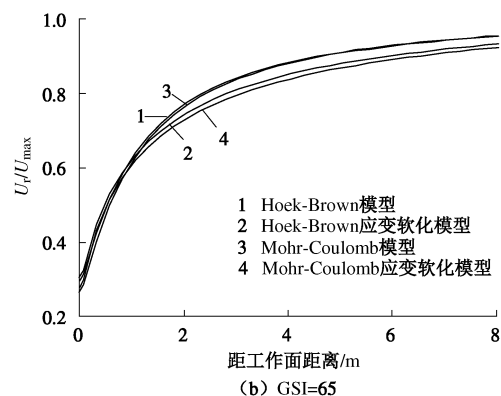
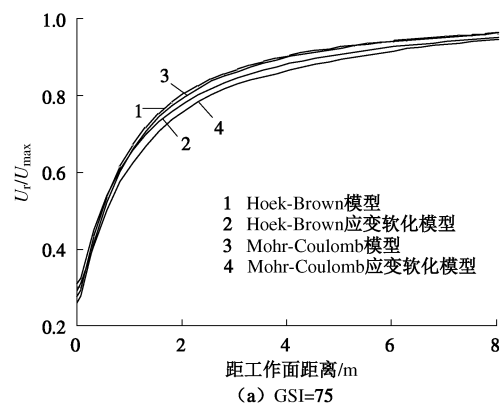


图 6 围岩纵剖面变形曲线

要分布在距离工作面 2~5 m 之间, 而这段区域是巷道开挖中开始设置初期支护结构的主要区域, 可见, 在巷道开挖与支护结构设计中, 针对中等质量岩体 ( $GSI=55$ ) 范围, 采用常规弹塑性模型进行计算时, 支护设计结果会与应变软化模型计算结果产生一定差别, 而深部软弱岩体中的应变软化行为是客观存在的<sup>[22]</sup>, 所以当采用常规弹塑性模型进行支护结构设计或稳定性验算时, 计算结果可能不能满足工程实际情况, 从而导致支护结构的局部破损或整体失稳。

### 3 工程实例分析

#### 3.1 工程概况

鸟山煤矿位于黑龙江鹤岗矿区, 设计生产水平为 -750 m (地面标高+350 m), 主、副井均采用圆形断面, 开挖半径为 4.5 m, 主井围岩以砂岩为主, 施工过程中没有遇到围岩大变形及难支护等问题, 而副井距离主井 40 m 左右, 在副井施工到 -650~-750 m 水平区段时穿过断层破碎区, 该区段岩体主要为粉砂岩和少量含泥质细砂岩, 其中岩块的强度较高, 呈硬岩力学特性, 但岩体节理、裂隙发育, 岩体在工程力作用下产生显著变形。支护后根据勘测资料完整岩块平均单轴抗压强度  $\sigma_{ci}=65$  MPa, 平均黏聚力  $c=2.9$  MPa, 平均内摩擦角  $\varphi=47^\circ$ , 该段地下水不发育, 岩体干燥, 通过现场地应力测试, 构造应力以水平应力为主, 最大水平主应力平均值为 23 MPa, 最小水平主应力平均值为 22 MPa。

原设计采用锚网进行初期支护, 二次支护采用 C30 混凝土浇筑 (厚度为 500 mm), 但其支护效果并不理想, 在 -500~-550 m 水平有多处出现井壁内缘混凝土脱落现象, 破坏部位有向四周结构扩展及向外缘扩展的趋势, 如图 7 所示。现场进行了多次大规模返修, 严重影响了施工进度。



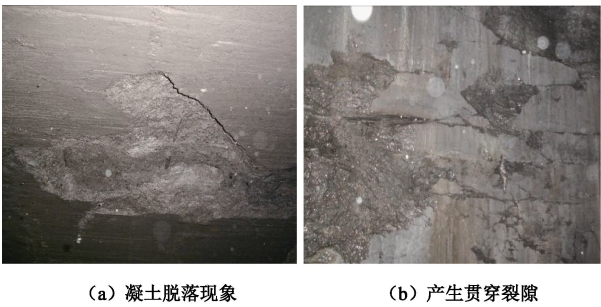


图 7 井壁破坏状况

Fig. 7 Damage situations of shaft

3.2 岩体力学性质及数值模型

现场围岩表面较为破碎, 但不能体现原岩的物理性态。现场勘测结果为, 距离围岩表面 10 m 处岩体节理裂隙分布较为均匀, 结构面产状较好, 根据文献 [12] 中量化的 GSI 评级方法, 估算该区段围岩 GSI 指标在 58~63 之间。根据工程勘察资料以及现场和室内试验总结出围岩力学强度参数, 并采用 Hoek-Brown 强度准则将岩石强度转化为岩体强度, 并通过文献 [15] 提出的方法换算成等价的 Mohr-Coulomb 峰值和残余强度参数, 如表 2 所示。

表 2 围岩力学参数

Table 2 Mechanical parameters of rock					
$E/\text{GPa}$	$\nu$	峰值强度		残余强度	
		$c^p/\text{MPa}$	$\varphi^p/(^\circ)$	$c^r/\text{MPa}$	$\varphi^r/(^\circ)$
4.4	0.25	2.3	35	1.6	28

根据现场实际情况, 竖井水平各向地应力大小基本相等, 且断面为圆形, 所以本文采用收敛约束法计算围岩-支护结构稳定性。采用 FLAC<sup>3D</sup> 软件进行数值模拟分析, 计算模型结构尺寸如图 8 (a) 所示, 模型边界条件如图 8 (b)、8 (c) 所示, 其中  $P_v$  为垂直主应力,  $P_H$  为最大水平主应力,  $P_h$  为最小水平主应力。开挖过程中取段高为 2 m, 共循环开挖 30 次。围岩特征曲线计算中, 采用等效二维模型进行计算<sup>[23]</sup>, 如图 8 (c) 所示, 假设虚拟支护压力  $P_i$  逐渐释放, 每次释放量为原岩应力的 2%, 循环释放 50 次, 从而得到围岩压力与围岩位移之间的关系曲线。

施工现场井壁初始设计为 C30 混凝土, 厚度为 500 mm, 混凝土抗压强度为 28 MPa, 混凝土井壁极限变形量为 25 mm, 由于现场井壁破坏严重, 将厚度改为 650 mm, 混凝土井壁极限变形量为 26 mm。为验证变更后支护设计系统的稳定性, 采用数值模拟手段进行计算分析, 结合现场支护结构实际破损情况及现场观测, 检验深部软弱岩体应变软化模型的可靠性。计算中基于 M-C 准则, 分别采用理想弹塑性模型和等效节理岩体应变软化模型计算围岩支护结构稳定性。竖井围岩的支护结构主要以混凝土井壁为主, 计算围

岩支护特征曲线时并没有考虑锚网的支护作用, 混凝土井壁支护特征参数如表 3 所示。

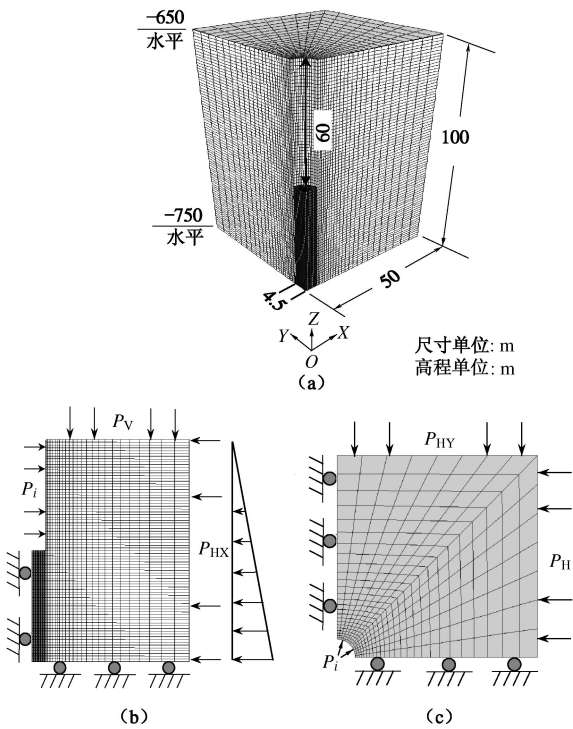


图 8 数值计算模型

Fig. 8 The numerical model

表 3 混凝土井壁支护特征参数

Table 3 Characteristic parameters of concrete retaining wall					
厚度 /mm	$E/\text{GPa}$	$\nu$	$P_{\max}/\text{MPa}$	$K/( \text{MPa} \cdot \text{m}^{-1} )$	$u_{\max}/\text{mm}$
500	30	0.25	1.65	994	25
650	30	0.25	2.20	1102	26

3.3 计算结果分析

通过采用收敛约束法对以上两种方案进行计算, 得出围岩-支护相互作用曲线如图 9 所示。从图 9 中可以看出, 对于第一种方案的理想弹塑性模型计算结果, 围岩特征曲线与支护结构特征曲线的弹性部分交汇, 表明支护结构是安全稳定的, 但在现场实际中混凝土井壁却发生了较大的破坏。当采用等效应变软化模型进行计算时, 初始设计的支护系统已经达到屈服状态, 由于岩体及支护结构的流变作用, 支护结构会逐渐破坏, 而增大厚度的井壁强度满足围岩应变软化模型的支护平衡条件的。现场修复施工及后续开挖支护中, 将厚度改为 650 mm, 支护效果较为理想, 并没有出现较严重的井壁破损现象, 本文计算结果与实际情况基本吻合。这也验证了等效应变软化模型在深部工程中的适用性。

由上述计算结果可知, 仅由理想弹塑性模型所获得的计算结果与工程实际存在差异, 而基于量化 GSI

系统的等效节理岩体应变软化模型计算结果较为符合实际。这也进一步说明,等效节理岩体应变软化模型,能够较为真实地反映深部软弱岩体在开挖卸载过程中的应力释放及变形收敛过程,从而提高支护结构设计的可靠性。

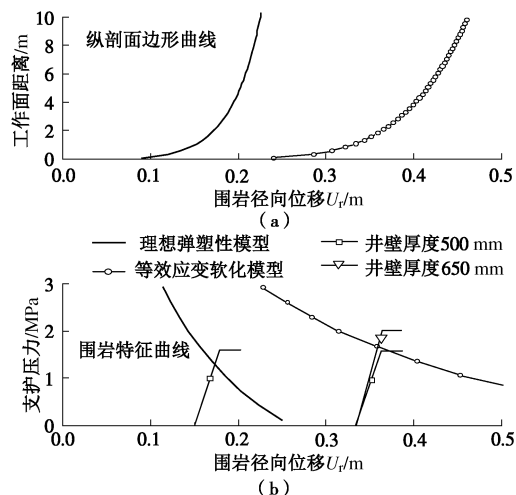


图9 围岩-支护相互作用曲线

Fig. 9 Surrounding rock-support curves

## 4 结 论

本文基于量化 GSI 围岩评级系统,在连续介质范畴探讨等效节理岩体应变软化模型在深部软弱岩体工程中的适用性,得出以下 3 点结论。

(1)等效节理岩体应变软化模型所体现软弱岩体峰后强度参数衰减规律表明:岩体峰后行为受岩体质量等级和围压的影响,围岩在峰后卸载过程中软化参数并不是恒定值,而是随着围压的大小而变化。

(2)通过对深部软弱围岩开挖面空间约束效应曲线的计算可知,基于 Mohr-Coulomb 和 Hoek-Brown 强度准则的理想弹塑性模型计算结果基本一致,弹塑性模型与应变软化模型的计算结果相差较大,主要体现在中等地质指标范围。

(3)现场实际应用表明,等效节理岩体应变软化模型能够较为真实地反映深部软弱岩体的峰后力学行为,并在围岩地质强度指标与岩体连续介质理论之间建立联系,便于工程应用,并可为类似工程提供借鉴。

## 参考文献:

[1] 袁 亮. 深井巷道围岩控制理论及淮南矿区工程实践[M]. 北京: 煤炭工业出版社, 2006. (YUAN Liang. Control of surrounding strata in deep mine roadway and practice in Huainan area[M]. Beijing: China Coal Industry Publishing House, 2006. (in Chinese))

[2] 康红普, 林 健, 杨景贺, 等. 松软破碎硐室群围岩应力分布及综合加固技术[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(5): 808 - 815. (KANG Hong-pu, LIN Jian, YANG Jing-he, et al. Stress distribution and synthetic reinforcing technology for chamber group with soft and fractured surrounding rock[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(5): 808 - 815. (in Chinese))

[3] LEE Y K, PIETRUSZCZAK S. A new numerical procedure for elasto-plastic analysis of a circular opening excavated in a strain-softening rock mass[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2008, **23**(3): 588 - 599.

[4] 张立松, 闫相祯, 杨恒林, 等. 基于测井信息的煤岩 GSI-JP 破碎分级预测[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(7): 1091 - 1098. (ZHANG Li-song, YAN Xiang-zhen, YANG Heng-lin, et al. GSI-JP crushed classification prediction method of coal rock based on logging information[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(7): 1091 - 1098. (in Chinese))

[5] 孙 闯, 张向东, 张建俊. 深部断层破碎带竖井围岩与支护系统稳定性分析[J]. 煤炭学报, 2013, **38**(4): 587 - 595. (SUN Chuang, ZHANG Xiang-dong, ZHANG Jian-jun. Stability analysis of vertical shaft surrounding rock and supporting system in deep fault fracture[J]. Journal of China Coal Society, 2013, **38**(4): 587 - 595. (in Chinese))

[6] 李英杰, 潘一山, 李忠华. 岩体产生分区碎裂化现象机理分析[J]. 岩土工程学报, 2006, **28**(9): 1124 - 1129. (LI Ying-jie, PAN Yi-shan, LI Zhong-hua. Analysis of mechanism of zonal disintegration of rocks[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, **28**(9): 1124 - 1129. (in Chinese))

[7] 夏才初, 唐志成, 宋英龙, 等. 节理峰值剪切位移及其影响因素分析[J]. 岩土力学, 2012, **33**(4): 961 - 971. (XIA Cai-chu, TANG Zhi-cheng, et al. SONG Ying-long. Analysis of relationship between joint peak shear displacement and its influence factors[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, **33**(4): 961 - 971. (in Chinese))

[8] ZDENEK P, BAZANT F. Continuum theory for strain-softening[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1984, **110**(12): 1666 - 1692.

[9] 王水林, 吴振君, 李春光, 等. 应变软化模拟与圆形隧道衬砌分析[J]. 岩土力学, 2010, **31**(6): 1929 - 1937. (WANG Shui-lin, WU Zhen-jun, LI Chun-guang, et al. Modeling of strain-softening and analysis of a lining for circular tunnel[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(6): 1929 - 1937. (in Chinese))



- Chinese))
- [10] CAI M, KAISERA P K, UNOB H, et al. Estimation of rock mass deformation modulus and strength of jointed hard rock masses using the GSI system[J]. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 2004, **41**: 3 – 19.
- [11] HOEK E, BROWN E T. Practical estimates of rock mass strength[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 1997, **34**(8): 1165 – 86.
- [12] CAI M, KAISERA P K, UNOB H, et al. Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system[J]. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 2007, **44**: 247 – 265.
- [13] ALEJANO L R, Alfonso Rodr guez-Dono, María Veiga. Plastic radii and longitudinal deformation profiles of tunnels excavated in strain-softening rock masses[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2012, **30**: 169 – 182.
- [14] ZHAO X G, CAI M. A dilation angle model for rocks[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2010, **47**(3): 368 – 384.
- [15] HOEK E, CARRANZA-TORRES C, CORKUM B. Hoek-Brown failure criterion(2002 edition) [C]// *Proceedings of NARMS-TAC 2002, Mining Innovation and Technology*. Toronto: University of Toronto, 2002: 267 – 273.
- [16] ALEJANO L R, RODRIGUEZ-DONO A, VEIGA M. Plastic radii and longitudinal deformation profiles of tunnels excavated in strain-softening rock masses[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2012, **30**: 169 – 182.
- [17] 孙 闯, 张向东, 李永靖. 高应力软岩巷道围岩与支护结构相互作用分析[J]. *岩土力学*, 2013, **34**(9): 2601 – 2609. (SUN Chuang, ZHANG Xiang-dong, LI Yong-jing. Analysis of interaction between surrounding rock and support under high stressed soft rock roadway[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2013, **34**(9): 2601 – 2609. (in Chinese))
- [18] HOEK E, DIEDERICH M S. Empirical estimation of rock mass modulus[J]. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 2006: 203 – 215.
- [19] 侯公羽, 李晶晶. 弹塑性变形条件下围岩-支护相互作用全过程解析[J]. *岩土力学*, 2012, **33**(4): 961 – 971. (HOU Gong-yu, LI Jing-jing. Analysis of complete process of interaction of surrounding rock and support under elastioplastic deformation condition[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2012, **33**(4): 961 – 971. (in Chinese))
- [20] CARRANZA-TORRES C, FAIRHURST C. Application of convergence-confinement method of tunnel design to rock masses that satisfy the Hoek – Brown failure criterion. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2009, **15**(2): 187 – 213.
- [21] 赵星光, 蔡 明, 蔡美峰. 岩石剪胀角模型与验证[J]. *岩石力学与工程学报*, 2010, **29**(5): 970 – 982. (ZHAO Xing-guang, CAI Ming, CAI Mei-feng. A rock dilation angle model and its verification[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2010, **29**(5): 970 – 982. (in Chinese))
- [22] ALEJANO L R, ALONSO E. Application of the convergence-confinement method to tunnels in rock masses exhibiting Hoek-Brown strain-softening behaviour[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2010, **47**(1): 150 – 160.
- [23] 张传庆, 冯夏庭, 周 辉, 等. 应力释放法在隧洞开挖模拟中若干问题的研究[J]. *岩土力学*, 2008, **29**(5): 1174 – 1181. (ZHANG Chuan-qing, FENG Xia-ting, ZHOU Hui, et al. Study of some problems about application of stress release method to tunnel excavation simulation[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2008, **29**(5): 1174 – 1181. (in Chinese))