

文章编号: 1000-7598 (2014) 03-887-09

大变形锚杆-围岩耦合模型及其计算方法

王 刚^{1,2}, 吴学震¹, 蒋宇静¹, 黄 娜¹

(1. 矿山灾害预防控制省部共建国家重点实验室培育基地 (山东科技大学), 山东 青岛 266590;
2. 山东科技大学 山东省土木工程防灾减灾重点实验室, 山东 青岛 266590)

摘 要: 在矿山、水利、交通等工程领域中大变形锚杆已经获得了广泛的认可和应用, 而相应理论水平落后于工程实践的现状则限制了大变形锚杆支护技术的进一步发展。针对大变形锚杆的力学及变形特性, 提出了一种锚杆-围岩耦合作用结构模型, 并基于塑性增量理论, 从锚杆-围岩相互作用的角度, 提出了大变形锚杆加固岩体的求解方法, 推导了加锚岩体的平衡方程、位移协调方程和锚杆响应方程。在 Visual Basic 开发环境中编制有限差分计算程序, 利用龙格库塔法求得了大变形锚杆-围岩耦合模型的半解析解, 并通过数值模拟验证了理论模型的有效性。基于上述理论模型和计算方法, 不仅可以计算得到大变形锚杆轴力和剪应力分布情况, 定量分析其支护效应, 还可以系统地求得加锚岩体的地层响应曲线及锚杆自身的响应曲线, 对于地下工程中大变形锚杆的支护设计有基础性指导意义。

关 键 词: 大变形锚杆; 耦合模型; 支护设计; 地层响应曲线

中图分类号: TD 353 文献标识码: A

Coupling model and calculation method of yielding bolt and rockmass

WANG Gang^{1,2}, WU Xue-zhen¹, JIANG Yu-jing¹, HUANG Na¹

(1. State Key Laboratory of Mining Disaster Prevention and Control Co-founded by Shandong Province and the Ministry of Science and Technology, Shandong University of Science and Technology, Qingdao, Shandong 266590, China; 2. Shandong Provincial Key Laboratory of Civil Engineering Disaster Prevention and Mitigation, Shandong University of Science and Technology, Qingdao, Shandong 266590, China)

Abstract: Yielding bolt has been widely used for rock reinforcement in mining and civil engineering in high stress conditions. However, the interaction mechanism of the yielding bolt and the rockmass is still not clear at present; and no model is available to predict its reinforcement effect quantitatively. According to the mechanical and deformation characteristics of yielding bolt, an interaction model is proposed to account for the coupling action between the bolt and rockmass. Based on the plane strain axial symmetry assumption and the incremental theory of plasticity, equilibrium equations and compatibility equations of rockmass, and also the response of yielding rock bolt are deduced theoretically. The proposed method has been programmed in the Visual Basic development environment; and a semi-analytical solution for the coupling model is achieved using Runge-Kutta method. The reinforcement mechanism of yielding bolt is demonstrated through an illustrative case study. The distribution of shear stress and axial force along the bolt are presented; and the reinforcement effect of yielding bolt is estimated quantitatively. In addition, the validity of the proposed method is verified by numerical simulations. The reinforced ground reaction curve and the yielding bolt reaction curve can also be constructed systematically by the proposed method, which could help the support system design in conventional tunnelling.

Key words: yielding bolt; coupling model; support system design; ground reaction curve

1 引 言

为了应对高应力条件下软岩挤压大变形以及硬岩岩爆问题, 大变形锚杆在矿山、水利、交通等工程领域获得了广泛的应用^[1-2]。然而, 由于大变形锚杆-围岩相互作用机制的复杂性以及锚固结构的多样性, 在工程实践中难以对其加固效果进行准

确的评价, 工程支护优化设计仍面临挑战。因此, 建立合理的理论模型来定量评估大变形锚杆的支护效应具有重要意义。

近 30 年来, 国内外学者对锚杆-围岩相互作用机制进行了大量的试验及理论研究, 并提出了多种理论模型^[3-10]。其内容主要包括两个方面, 一是基于拉拔试验的荷载传递理论^[3-6], 认为锚杆外端轴

收稿日期: 2013-05-16

基金项目: 国家自然科学基金项目 (No.51279097, No.51379117); 国家重点基础研究发展规划(973 计划) (No.2012CB723104); 山东省教育厅高等学校科技计划项目 (No.J11LE03, No.J10LE08)。

第一作者简介: 王刚, 男, 1976 年生, 博士, 副教授, 主要从事岩石力学与工程方面的科研与教学工作。E-mail: wanggang1110@gmail.com

力和界面剪应力较大,并沿锚杆轴向从荷载点到锚杆远端以指数形式衰减;但在工程实践中,锚杆受到复杂外部荷载作用,拉拔试验往往不能模拟锚杆真实的受力状态,因此,该理论模型的实践应用存在较大限制;二是 Freeman 基于工程实践观测资料提出的中性点理论^[7],认为在锚杆中存在一点,该点与围岩的相对位移为 0,因此,剪应力也为 0,其两侧剪应力方向相反,轴力则达到最大值;经过长期的理论与实践验证,中性点理论逐渐为广大研究者所接受,成为锚杆支护理论研究的基础^[8-10]。

根据 Windsor^[11]的分类,锚杆支护系统可以分为:①连续力学耦合系统(CMC);②连续摩擦耦合系统(CFC);③离散力学或摩擦耦合系统(DMFC)。目前建立的理论模型多基于前两类锚杆,针对 DMFC 锚杆(或称为非连续锚固锚杆)加固机制的研究还较为少见,且仅从宏观角度分析了锚杆的支护效应。如 Carranza-Torres^[12]和 Bobet^[13]将 DMFC 锚杆的加固效应近似为作用在其两端岩体的均布力,根据等效力学效应研究锚杆的锚固机制。这个假设使问题大大简化,但由此引起锚杆端部岩体应力的突变现象与现实情况有较大差别,给围岩稳定性评价带来误差。

由于大变形锚杆一般属于非连续锚固锚杆,而且其大变形特征在常规锚杆结构模型中无法表达,所以至今没有一种理论模型可用于定量评估大变形锚杆的支护效应。因此,从锚杆-围岩相互作用的角度,建立大变形锚杆加固围岩的结构模型及求解方法对于大变形锚杆支护技术的进一步发展具有重要的理论和实践意义。

本文针对大变形锚杆的力学和变形特性,提出一种新的锚杆-围岩耦合作用结构模型。基于塑性增量理论,提出了大变形锚杆加固岩体的求解方法,推导了加锚岩体的平衡方程、位移协调方程和锚杆响应方程,编制有限差分计算程序求得了半解析解,并通过数值模拟验证了所提出理论方法的有效性。

2 大变形锚杆-围岩耦合模型

当前,锚杆-围岩相互作用模型的建立方法有两种,即显式法和隐式法。显式模型通过一系列弹簧-滑块明确模拟二者相互作用,可方便地用于解析计算以及数值软件(如 FLAC^{3D})^[12, 14]。相对于隐式模型,显式模型更能直观地表达锚杆和围岩之间的相互作用,因此,本文基于显式方法建立理论和结构模型。

2.1 经典弹簧-滑块模型

在拉拔试验中,锚杆的破坏一般发生在锚杆-

砂浆界面或者砂浆-围岩界面。上述破坏模式可以归结为经典的弹簧-滑块模型^[10, 14],如图 1 所示。

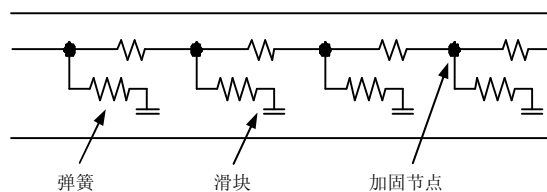


图 1 经典弹簧-滑块模型原理图
Fig.1 Schematic representation of conventional spring-slider model

经典弹簧-滑块模型可以很好地模拟全长锚固锚杆的性质,但难以描述非连续锚固锚杆和围岩之间的相互作用特征,亦不能反映目前广泛应用的大变形锚杆的变形特性。

2.2 大变形锚杆-围岩耦合模型

大变形锚杆加固围岩时,其作用原理如图 2 所示。锚杆全长分为外锚固段、自由段和内锚固段。其中, τ_s 为锚杆受到的剪切力, F_n 为锚杆轴力, Δu_1 为锚杆外端与围岩的相对位移, Δu_2 为锚杆里端与围岩的相对位移。工程开挖后围岩向临空面运动,外锚固段对围岩剪应力朝向其内侧以阻止其向外运动,起到积极的支护作用,内锚固段对围岩的剪应力则朝向临空面。随着围岩的位移逐渐增大,锚杆受力也随之增大,当大变形锚杆轴力达到预先设定的临界荷载时,自由段开始伸长,与围岩协同变形,防止了自身破坏。

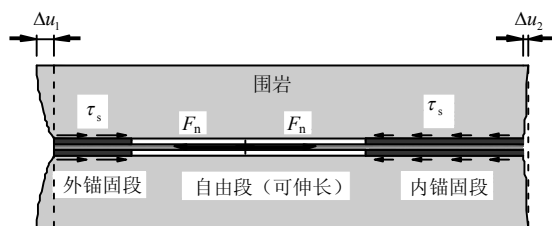


图 2 大变形锚杆-围岩加固机制
Fig.2 Reinforcement mechanism of yielding bolt and rockmass

根据上述大变形锚杆的特点,提出其加固围岩的结构模型如图 3(a)所示。锚杆和孔壁之间的弹簧表征锚固剂的剪切刚度,控制锚杆锚固段与围岩的相互作用,特性曲线如图 3(b)所示。点 A 表示锚杆自由段开始伸长后,锚杆-围岩之间的相对位移和剪切力均不再增大。模型中间部分的滑块和弹簧共同表征锚杆的自由段,变形特性曲线如图 3(c)所示。滑块单元控制锚杆的滑动伸长特性,锚杆长度方向的弹簧表征锚杆轴向刚度,控制锚杆材料本身的受拉伸长特性。在本模型中,通过围岩临空面附近锚

杆对围岩的剪应力代替外部托盘的作用, 因此, 不考虑该段锚杆和围岩之间的剪切破坏。对于内锚固段, 在锚杆-围岩之间剪切破坏发生前, 锚杆开始屈服伸长, 因此, 也不会产生剪切破坏。所以, 本模型中去掉了经典弹簧-滑块模型中锚杆和孔壁间的滑块单元。

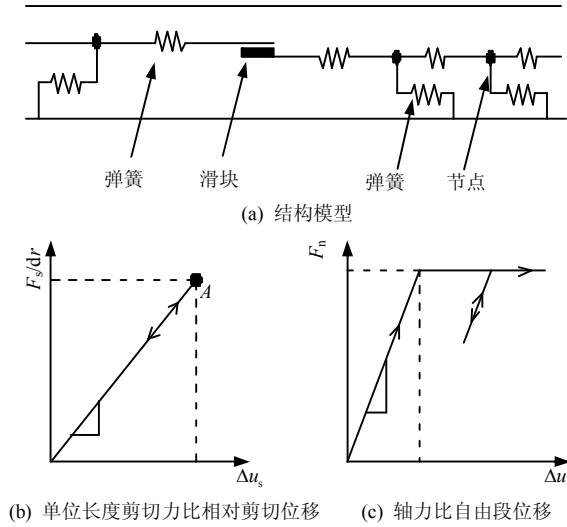


图3 大变形锚杆-围岩耦合作用结构模型
Fig.3 Coupling model of yielding bolt and rockmass

模型中锚杆和围岩单位长度上剪切力 F_s/dr 和相对位移 Δu_s 之间的关系如图 3(b) 所示, 其表达式为

$$F_s / dr = K_s \Delta u_s \quad (F_s \leq F_s^{\text{set}}) \quad (1)$$

单位长度上的剪切力 F_s/dr 除以锚杆有效周长 πD_s , 即得到锚杆剪应力的值, 其表达式为

$$\tau_s = \frac{F_s}{\pi D_s dr} = \frac{K_s \Delta u_s}{\pi D_s} \quad (\tau_s \leq \tau_s^{\text{set}}) \quad (2)$$

式中: K_s 为剪切刚度; D_s 为锚杆有效直径。

在锚杆轴向对单位长度剪切力进行积分, 即可得到锚杆轴力, 其表达式为

$$F_n = \int \frac{F_s}{dr} dr = \int K_s \Delta u_s dr \quad (F_n \leq F_n^{\text{set}}) \quad (3)$$

式中: F_n^{set} 为预先设定的锚杆临界滑动荷载; τ_s^{set} 和 F_s^{set} 分别为与之对应的最大剪应力和单位长度最大剪切力。根据锚杆本身的平衡方程, 锚杆内外锚固段引起的轴力相等, 且不大于预先设定的最大承载力。假设 a 和 b 为自由段内外边界, L_b 为锚杆长度, 则有

$$\int_0^a K_s \Delta u_s dr = - \int_b^{L_b} K_s \Delta u_s dr \leq F_n^{\text{set}} \quad (4)$$

3 加锚岩体理论模型

3.1 岩体应变软化模型

本文基于应变软化模型进行分析, 认为岩体满足分段线性的摩尔-库仑准则和线性的塑性势能函数, 并采用主塑性应变作为软化参数。破坏准则和

塑性势能函数如式 (5)、(6) 所示。

$$f = \sigma_1 - K_p \sigma_3 - \sigma_c = 0 \quad (5)$$

$$g = \sigma_1 - K_\psi \sigma_3 = 0 \quad (6)$$

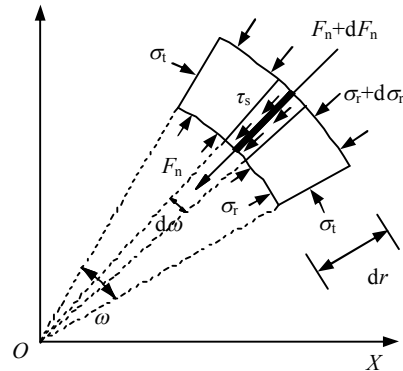
$$\text{式中: } \sigma_c = \begin{cases} \sigma_c^1 - \frac{(\sigma_c^1 - \sigma_c^2) \varepsilon_1^p}{\alpha} & (0 \leq \varepsilon_1^p \leq \alpha) \\ \sigma_c^2 & (\varepsilon_1^p \geq \alpha) \end{cases};$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}; \quad K_\psi = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi};$$

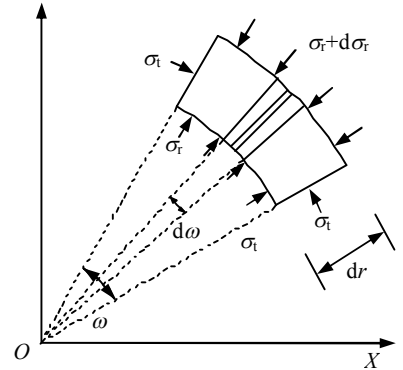
σ_1 和 σ_3 为岩体的最大和最小主应力; ε_1^p 为主塑性应变; K_p 为塑性系数; φ 为岩石内摩擦角; K_ψ 为岩体膨胀系数; ψ 为剪胀角; σ_c 为单轴抗压强度, 根据主应变的变化, 从 σ_c^1 逐渐减小到 σ_c^2 。 α 为应变软化区和塑性流动区交界处软化系数的值。

3.2 加锚岩体平衡方程

假设隧洞的围岩性质及锚杆布置满足轴对称条件, 针对锚固段和自由段对应的岩体单元, 分别建立微元体平衡方程。对于锚固段, 考虑如图 4(a) 所示的径向无穷小单元 (L_z 为单元厚度, ω 为单元宽度对应的弧度角), 岩体受到径向应力 σ_r 和切向应力 σ_t 以及锚杆的剪应力 τ_s , 剪应力引起的锚杆轴力增量为 dF_n , 假设锚杆轴力为 F_n 。根据 Li^[8]、Cai^[9] 对全长锚固锚杆的研究, 岩体微元体中锚杆轴力可以平均分布到其径向作用区域。因此, 图 4(a) 所示的微元体的平衡方程可表示为



(a) 锚固段



(b) 自由段

图4 加锚岩体单元平衡状态

Fig.4 Static equilibrium conditions for anchored rockmass

$$\begin{aligned} & (\sigma_r - \frac{F_n}{r\omega L_z})rd\omega L_z + 2\sigma_t dr L_z \sin \frac{d\omega}{2} = \\ & (\sigma_r + d\sigma_r - \frac{F_n + dF_n}{(r+dr)\omega L_z})(r+dr)d\omega L_z \end{aligned} \quad (7)$$

同时, 考虑锚杆-围岩相互作用, 锚杆轴力的增量 dF_n 可以表示为

$$dF_n = \tau_s \pi D_s dr \quad (8)$$

由于 $d\omega$ 趋近于无穷小, 所以 $\sin(d\omega/2)$ 近似等于 $d\omega/2$ 。联立上述两式可得到岩体平衡方程为

$$\frac{d\sigma_r}{dr} = \frac{\sigma_t - \sigma_r + N_0 \tau_s}{r} \quad (9)$$

式中: $N_0 = \pi D_s / \omega L_z$, N_0 为锚杆几何系数, 其大小取决于锚杆的直径、轴向及径向布置间距。

对于锚杆自由段对应的微元体或加锚区域以外的岩体, 如图 4(b)所示, 锚杆和围岩之间的剪应力为 0, 岩体的平衡方程为

$$\frac{d\sigma_r}{dr} = \frac{\sigma_t - \sigma_r}{r} \quad (10)$$

式 (10) 即为式 (9) 中 N_0 值取为 0 的情况, 因此, 式 (9) 可以认为是加锚区与非加锚区的统一方程。

在弹性区时, 岩体应力 σ_r 和 σ_t 有如下关系:

$$\sigma_r + \sigma_t = 2P_0 \quad (11)$$

式中: P_0 为原岩应力。

因此, 平衡方程 (9) 可进一步表达为

$$\frac{d\sigma_r}{dr} = \frac{2P_0 - 2\sigma_r + N_0 \tau_s}{r} \quad (12)$$

当岩体处于塑性区时, 根据式 (1) 所示的破坏准则, 平衡方程可表达为

$$\frac{d\sigma_r}{dr} = \frac{(K_p - 1)\sigma_r + \sigma_c + N_0 \tau_s}{r} \quad (13)$$

3.3 加锚岩体位移协调方程

基于平面应变轴对称假设, 岩体应变和位移的关系可以表达为

$$\frac{du}{dr} = \varepsilon_r, \quad \frac{u}{r} = \varepsilon_\theta \quad (14)$$

式中: ε_r 为径向应变; ε_θ 为切向应变。根据虎克定律, 弹性区应变可以由应力状态直接计算得到:

$$\varepsilon_\theta = \left(\frac{\sigma_t}{E} - \nu \frac{\sigma_r}{E} - \nu \frac{2P_0 \nu}{E} \right) - \left(\frac{P_0}{E} - \nu \frac{P_0}{E} - \nu \frac{2P_0 \nu}{E} \right) \quad (15)$$

式中: E 为岩体的弹性模量; ν 为泊松比。本文中所指的应变仅包含开挖引起的岩体应变, 即除去了原岩应力引起的应变。

联立式 (14)、(15), 可得到弹性区的位移协调方程为

$$u = r\varepsilon_t = \frac{P_0 - \sigma_r}{E}(1 + \nu)r \quad (16)$$

本文采用增量方法求解塑性区位移, 其卸载路径是指随掌子面向前推进等效内支撑力单调减小, 所有力学变量的变化率通过其对等效内支撑力 P_i 的一阶导数求得。根据塑性增量理论^[10], 总应变率包括弹性和塑性两部分, 即

$$\dot{\varepsilon}_r = \dot{\varepsilon}_r^e + \dot{\varepsilon}_r^p, \quad \dot{\varepsilon}_\theta = \dot{\varepsilon}_\theta^e + \dot{\varepsilon}_\theta^p \quad (17)$$

弹性部分取决于胡克定律, 塑性部分取决于势能流动法则, 可表达为

$$\dot{\varepsilon}_r^e = \frac{1-\nu}{2G} \dot{\sigma}_r - \frac{\nu}{2G} \dot{\sigma}_\theta, \quad \dot{\varepsilon}_\theta^e = \frac{1-\nu}{2G} \dot{\sigma}_\theta - \frac{\nu}{2G} \dot{\sigma}_r \quad (18)$$

$$\dot{\varepsilon}_r^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_r} = \lambda, \quad \dot{\varepsilon}_\theta^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_\theta} = -\lambda K_\psi \quad (19)$$

式中: G 为岩体剪切模量; σ_θ 为切向应力。

根据平面应变轴对称假设, 应变率和位移变化率的关系表达为

$$\dot{\varepsilon}_r = \frac{\partial \dot{u}}{\partial r}, \quad \dot{\varepsilon}_\theta = \frac{\dot{u}}{r} \quad (20)$$

式 (19) 中 g 为通过式 (6) 定义的塑性势能函数。联立式 (17) ~ (20), 消去参数 λ , 可得到塑性区的位移协调方程为

$$\frac{\partial \dot{u}}{\partial r} + K_\psi \frac{\dot{u}}{r} = \frac{(1-\nu-\nu K_\psi)}{2G} \dot{\sigma}_r - \frac{(\nu K_\psi - K_\psi + \nu)}{2G} \dot{\sigma}_\theta \quad (21)$$

4 模型求解方法

4.1 求解背景

在开挖过程中评价隧洞在掌子面附近的稳定性属于四维问题, 除 3 个空间方向外还有时间轴^[15]。隧洞掌子面前方未开挖岩体对后方围岩支撑作用可视作等效内支撑力, 掌子面的推进过程即为等效内支撑力的卸载过程, 等效内支撑力 P_i 从隧洞开挖前的原岩应力 P_0 逐渐减小, 直至掌子面推进到远处时衬砌最终提供的荷载 P_i^{final} , 同时围岩位移也逐渐增长到最大值。

4.2 求解流程

前述平衡方程、位移协调方程以及锚杆-围岩相互作用方程, 通过常规方法难以得到闭合解, 因此采用有限差分算法进行数值法求解。本文描述的围岩力学状态变量包括两个参数: 第 1 个参数代表卸载路径的特定状态; 第 2 个参数代表径向位置。假定前一步 (如第 $k-1$ 步, $P_i = P_i^{(k-1)}$), 岩石的所有状态参数均为已知, 根据其相对关系计算当前步 (第

k 步, $P_i=P_i^{(k)}$ 的状态。一个迭代完成后, 当前步已知的状态参数又可以用于下一步 (即第 $k+1$ 步, $P_i=P_i^{(k+1)}$) 计算。不断重复这种迭代, 直到最后状态 $P_i=P_i^{\text{final}}$ 。另外, 本文中通过控制安装锚杆时等效内支撑力 $P_{i_install}$ 的大小来体现锚杆安装时间对支护效应的影响。

4.3 围岩应力求解算法

围岩应力算法表如图 5 所示, 在当前计算步, 隧洞内壁上的径向应力 $\sigma_r(k, R_a)$ 为已知, 等于 $P_i^{(k)}$, 并作为平衡方程的边界条件, 其中 R_a 为隧洞半径。根据式 (13), 通过龙格库塔法可得到围岩塑性区的径向应力和切向应力。当径向应力增加到临界内压力 P_i^{cri} 时, 记录其位置 R_e 即为弹塑性区边界。然后根据式 (12) 计算围岩弹性区的应力状态。根据 Carranza-Torres 的研究^[16], 在弹塑性区边界处的径向应力可根据下式计算:

$$P_i^{\text{cri}} = \sigma_{re} = \frac{2P_0 - \sigma_c^I}{K_p + 1} \quad (22)$$

式中: σ_{re} 的大小是一个定值, 仅取决于岩体本身的性质, 与弹塑性区边界的位置无关; 即在隧洞的等效内支撑力降低到 σ_{re} 之前, 围岩不会产生塑性破坏, 因此, σ_{re} 又称为临界内压力 P_i^{cri} 。

4.4 围岩位移求解算法

岩体径向位移求解算法表如图 6 所示。由式 (16) 知, 当前步弹性区岩体径向位移可以通过岩体径向应力直接计算得到。对于塑性区, 径向应力和切向应力对等效内支撑力的变化率 $\dot{\sigma}_r(k, r)$ 和 $\dot{\sigma}_t(k, r)$ 通过其对 P_i 的一阶导数求得。

$$\dot{\sigma}(k, r) = \frac{\sigma(k, r) - \sigma(k-1, r)}{dP_i} \quad (r \leq R_e) \quad (23)$$

同样, 在弹塑性界面处应变变化率 $\dot{u}(k, R_e)$ 也可以通过其对 P_i 的一阶导数求得, 并且作为求解塑性区岩体位移协调方程的边界条件。然后根据位移协调方程 (21) 再次利用龙格库塔法计算每一个连续点处的岩体应变率。最后, 可以通过累加每一个计算步的位移增量, 得到塑性区围岩位移为

$$u(k, r) = u(k-1, r) + \dot{u}(k, r)dP_i \quad (r \leq R_e) \quad (24)$$

位移计算完成后, 当前步岩体的塑性主应变 ε_i^p 可以通过下式计算得到:

$$\varepsilon_i^p(k, r) = \varepsilon_i(k, r) - \varepsilon_i^e(k, r) = \frac{u(k, r)}{r} - \frac{u(k, R_e)}{R_e} \quad (r \leq R_e) \quad (25)$$

由于本文将岩体的塑性主应变作为软化系数,

这样根据 ε_i^p 可以进一步求得岩体的单轴抗压强度。

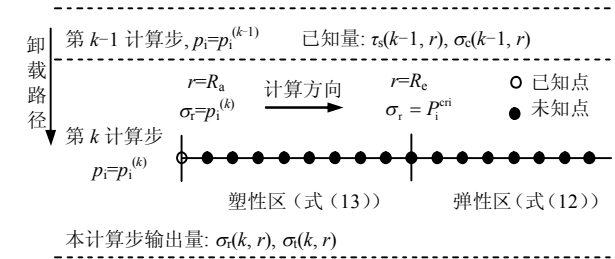


图 5 围岩应力求解算法表
Fig.5 Algorithm diagram of stresses evaluation

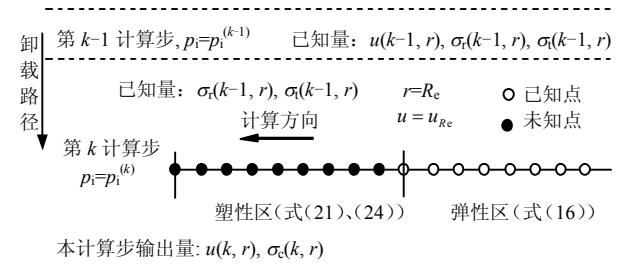


图 6 围岩位移求解算法表
Fig.6 Algorithm diagram of displacement evaluation

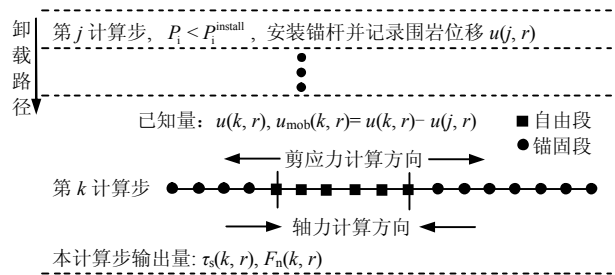


图 7 锚杆响应求解算法表
Fig.7 Algorithm diagram of bolt responses evaluation

4.5 锚杆-围岩耦合作用分析

锚杆-围岩相互作用计算表如图 7 所示。在第 j 计算步, 等效内支撑力为 $P_i=P_{i_install}$ 时安装锚杆。首先计算安装锚杆后岩体不同位置产生的径向位移 u_{mob} , 计算公式为

$$u_{mob}(k, r) = u(k, r) - u(j, r) \quad (r \leq L_b) \quad (26)$$

在临空面附近, 围岩位移大于锚杆位移, 而在锚杆底部, 锚杆位移则大于围岩位移, 故必然存在锚杆和围岩位移相等的点, 本文中称其为名义中性点。根据内、外锚固段产生的轴力相等这个基本条件, 通过数值迭代可以计算得到名义中性点的位置。假定锚杆中的某一点为名义中性点, 用 $u_{mob}(k, \rho)$ 表示其位移, ρ 表示名义中性点的位置, $u_c(r)$ 表示锚杆轴向不同位置相对于名义中性点的伸长量。内、外锚固段锚杆和围岩之间的相对位移 Δu_s 可以通过下式计算:

$$\left. \begin{aligned} \Delta u_s(k, r) &= u_{\text{mob}}(k, r) - u_{\text{mob}}(k, \rho) + u_e(k, r) \quad (r > \rho) \\ \Delta u_s(k, r) &= u_{\text{mob}}(k, r) - u_{\text{mob}}(k, \rho) - u_e(k, r) \quad (r < \rho) \end{aligned} \right\} \quad (27)$$

根据上述相对位移, 可以通过式 (2)、(3) 计算得到锚杆剪应力 $\tau_s(k, r)$ 和轴力 $F_n(k, r)$ 。

随围岩变形的增加, 锚杆轴力会逐渐增大, 当锚杆轴力达到预先设定的滑动荷载时, 锚杆自由段开始伸长, 最大轴力不再变化。这种情况下, 内、外锚固段锚杆-围岩之间的相对位移 Δu_s 分别通过如下公式计算:

$$\left. \begin{aligned} \Delta u_s(k, r) &= u_{\text{mob}}(k, r) - u_{\text{mob}}(k, \rho) + u_e(k, r) + \\ &\quad u_{\text{slide}}(k) \quad (r > \rho) \\ \Delta u_s(k, r) &= u_{\text{mob}}(k, r) - u_{\text{mob}}(k, \rho) - u_e(k, r) - \\ &\quad u_{\text{slide}}(k) \quad (r < \rho) \end{aligned} \right\} \quad (28)$$

式中: $u_{\text{slide}}(k)$ 为锚杆屈服后的滑动伸长量, 可以根据锚杆轴力恒定这个条件, 通过数值迭代计算得到。

上述围岩应力求解、围岩位移求解和锚杆-围岩耦合作用求解完成后, 可以得到当前计算步的所有数据, 包括围岩应力和位移、锚杆剪应力和轴力、应变软化区岩体的单轴抗压强度, 这些数据进而用于下一步的计算。

5 模型应用及数值模拟验证

基于上述理论模型, 结合典型算例分析大变形锚杆对隧洞围岩的加固机制, 并通过 FLAC^{3D} 进行同种工况的数值模拟, 验证了解析结果的可靠性。

5.1 模型算例

假设圆形截面的隧洞设计半径为 5 m, 原岩应力为 10 MPa, 岩体和锚杆的参数如表 1、2 所示, 表中, F_{yield} 表示锚杆屈服荷载, c_s 表示破坏面的黏聚力, φ_s 表示破坏面的摩擦角, D_b 表示锚杆直径, D_s 表示锚固剂直径。假定当隧洞等效内支撑力降低

到 $P_i^{(j)} = 3.75$ MPa 时安装锚杆, 此压力正好等于岩体发生塑性破坏的临界内压力。锚杆长度为 3 m, 沿隧洞轴向间距为 1 m, 隧洞周向间距为 0.224 弧度 (1.12 m)。锚杆外锚固段、自由段和内锚固段长度分别为 0.5、1.5、1.0 m。在内压力 $P_i^{(k)} = 1.5$ 、1.0、0.5、0 MPa 时, 围岩应力和位移、锚杆剪应力和轴力数据如图 8~11 所示 (用实线表示)。随隧洞等效内支撑力的不断减小, 围岩位移不断增加, 锚杆逐渐发挥其加固作用。在 $P_i^{(k)} = 1.5$ MPa 阶段时, 根据围岩位移变化可知, 锚杆加固效果不明显, 最大轴力为 100 kN 左右。在 $P_i^{(k)} = 1.0$ MPa 阶段时, 锚杆轴力为 158 kN, 锚杆的支护效应逐渐增加。在 $P_i^{(k)} = 0.5$ MPa 阶段锚杆轴力达到 200 kN, 表明本阶段锚杆已经屈服。在 $P_i^{(k)} = 0$ MPa 阶段 (即隧洞推进后, 没有进行衬砌支护), 锚杆支护作用使围岩的表面位移由 4% 下降到 3.5%, 围岩和锚杆共同承受原岩释放的应力。解析结果中锚杆轴力仍然是 200 kN, 较好地表达了大变形锚杆屈服后的性质。

5.2 数值模拟验证

通过数值模拟软件 FLAC^{3D} 对本文提出的模型和算法的有效性进行验证。在数值模拟中, 岩体各参数根据 FLAC^{3D} 中的定义^[14]由解析模型参数换算得到。

为了便于对比分析, FLAC^{3D} 数值模拟结果同样列在了图 8~11 中 (离散点)。对比两种方法计算得到的岩体应力、位移以及锚杆剪应力、轴力可知, 两种算法的结果高度一致。虽然两方法得到了类似的结果, 但相对于数值模拟, 解析模型对于从根本上探究大变形锚杆的支护机制方面具有重要意义。本算例证实本文提出模型和计算方法可以合理有效地计算和评价大变形锚杆对围岩的加固效应。

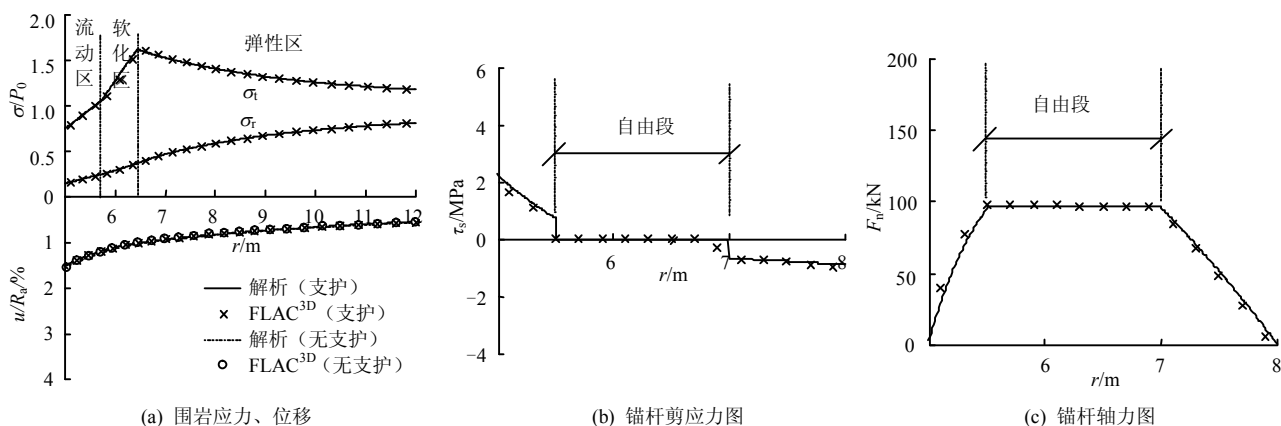


图 8 当 $P_i = 1.5$ MPa 时, 围岩应力、位移和锚杆的剪应力、轴力分布图

Fig.8 Stress, displacement of rockmass and shear stress, axial force of bolt at $P_i = 1.5$ MPa stage

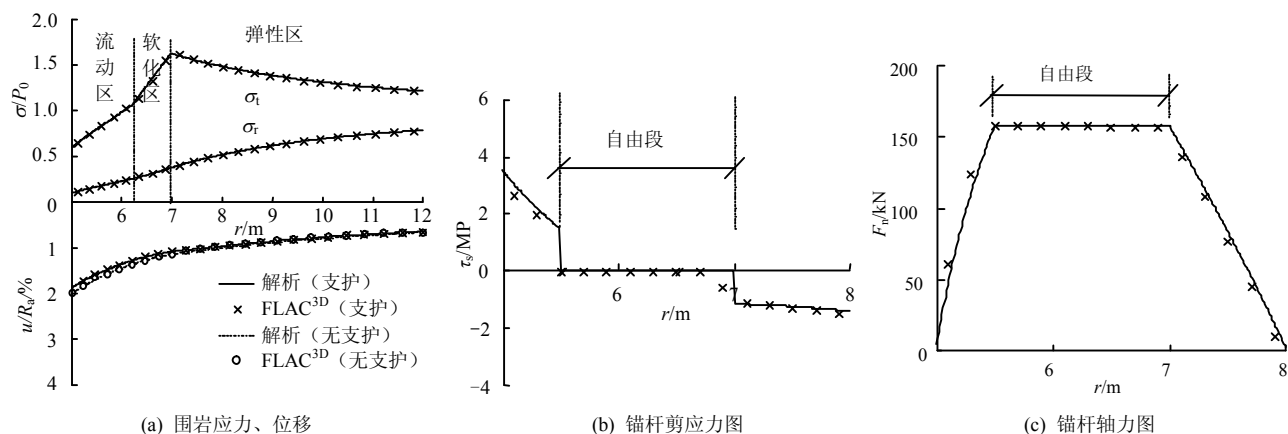
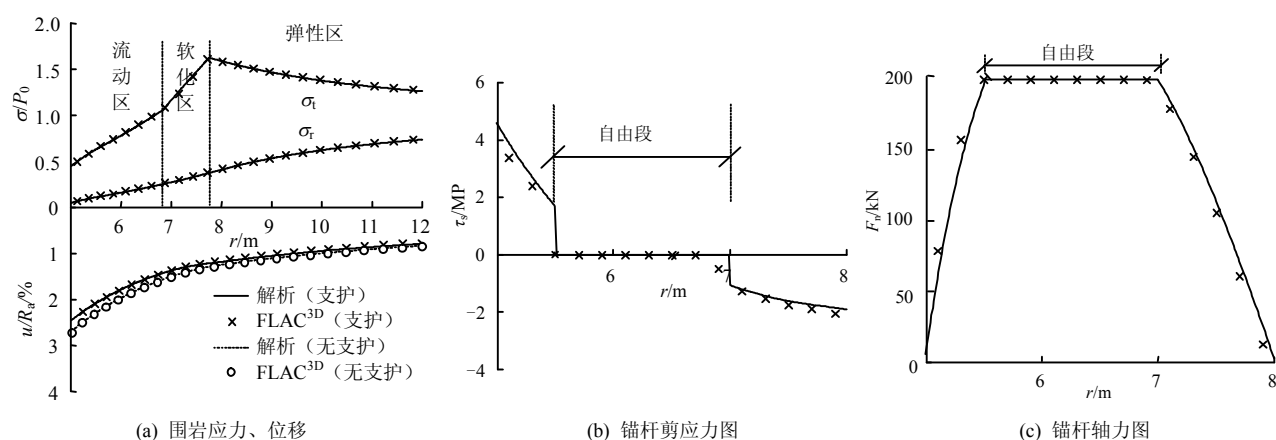
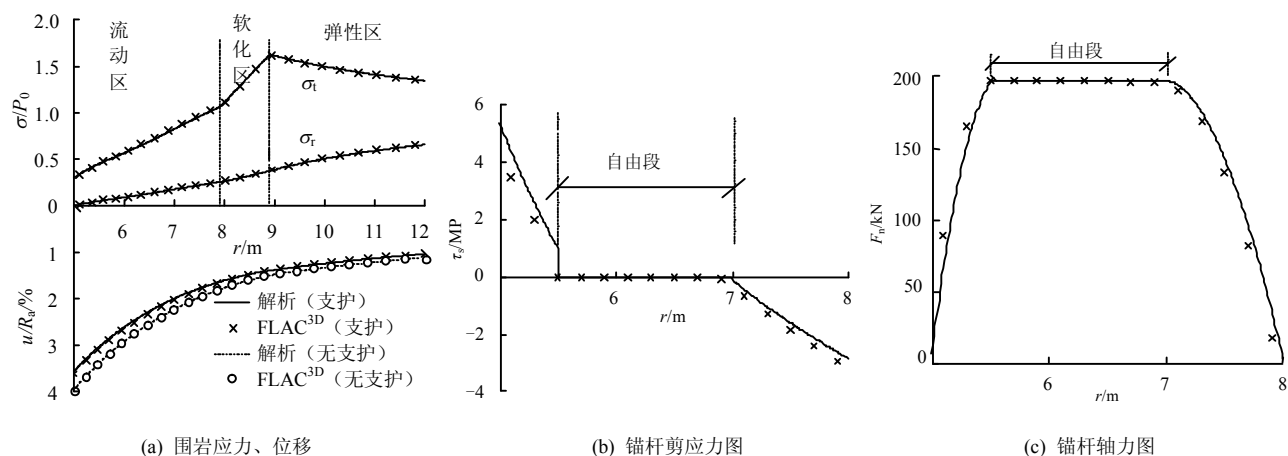
图9 当 $P_i=1.0$ MPa 时, 围岩应力、位移和锚杆的剪应力轴力分布图Fig.9 Stress, displacement of rockmass and shear stress, axial force of bolt at $P_i=1.0$ MPa stage图10 当 $P_i=0.5$ MPa 时, 围岩应力、位移和锚杆的剪应力轴力分布图Fig.10 Stress, displacement of rockmass and shear stress, axial force of bolt at $P_i=0.5$ MPa stage图11 当 $P_i=0.0$ MPa 时, 围岩应力、位移和锚杆的剪应力、轴力分布图Fig.11 Stress, displacement of rockmass and shear stress, axial force of bolt at $P_i=0.0$ MPa stage

表1 岩体物理力学参数

Table 1 Physico-mechanical properties of rockmass

E/GPa	ν	K_p	σ_c^1/MPa	σ_c^2/MPa	K_ψ	α
1	0.25	3.0	5	3	1.33	0.005 8

表2 锚杆相关参数

Table 2 Properties of rock bolt

E/GPa	$F_{\text{yield}}/\text{kN}$	K_s/MPa	c_s/MPa	$\tan\varphi_s$	D_b/m	D_s/m
210	200	25	2	0.84	0.02	0.04

5.3 修正地层响应曲线

在隧洞支护设计过程中, 预测合理的地层响应曲线具有重要意义。采用本文提出的方法, 可以得到经典地层响应曲线 (GRC)、大变形锚杆支护条件下的地层响应曲线 (BGRC) 以及大变形锚杆响应曲线 (BRC), 如图 12 所示。点 I 表示当等效内支撑力为 3.75 MPa 时安装锚杆。图中, 点 $A(A')$ 、 $B(B')$ 、 $C(C')$ 和 $D(D')$ 分别对应于 $P_i=1.5$ 、 1.0 、 0.5 、 0 MPa 阶段的围岩变形和锚杆受力情况。曲线 SCC 描述了隧洞内部支护设备提供的支护力与隧洞表面位移的关系。

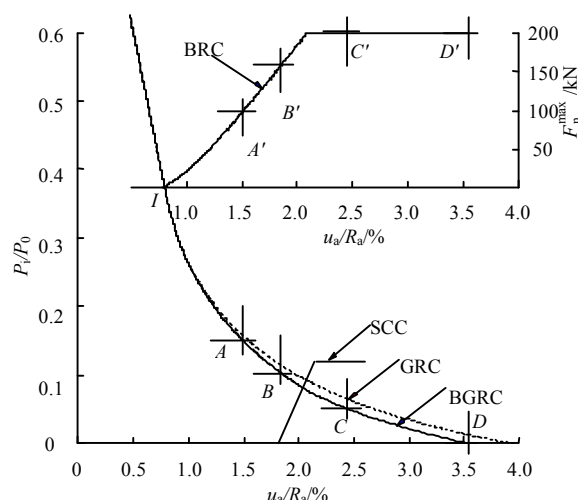


图 12 加固前、后地层响应曲线和锚杆响应曲线
Fig.12 Ground reaction curve and bolt reaction curve before and after reinforcement

6 结 论

(1) 本文以经典的弹簧-滑块模型为基础, 考虑大变形锚杆的力学及变形特性, 提出了一种新的锚杆-围岩耦合作用结构模型, 对于大变形锚杆的支护机制的研究具有重要意义。

(2) 基于塑性增量理论, 从锚杆-围岩相互作用的角度, 提出了大变形锚杆加固岩体的求解方法, 推导了加锚岩体的平衡方程、位移协调方程和锚杆响应方程。在 Visual Basic 开发环境中编制有限差分计算程序, 并利用龙格库塔法求得了大变形锚杆-围岩耦合模型的半解析解, 并通过数值模拟验证了所提出模型和理论计算方法的正确性。

(3) 根据本文提出的理论模型和计算方法, 不仅可以得到了锚杆轴力和剪应力分布, 定量分析了大变形锚杆对围岩的支护效应, 揭示了其加固机制, 还可以系统地求得加锚岩体的地层响应曲线及锚杆

自身的响应曲线, 对于地下工程锚杆支护设计具有基础性指导意义。

致谢: 福州大学关振长博士在 Visual Basic 程序编制方面给予了大力支持和帮助, 在此表示衷心感谢!

参 考 文 献

- [1] ANSELL A. Laboratory testing of a new type of energy absorbing rock bolt[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2005, 20(4): 291—300.
- [2] LI C C. A new energy-absorbing bolt for rock support in high stress rock masses[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2010, 47(3): 396—404.
- [3] FARMER I W. Stress distribution along a resin grouted rock anchor[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, 1975, 12(11): 347—351.
- [4] 杨松林. 混凝土中锚杆荷载传递机制的理论分析和现场试验[J]. *岩土力学*, 2001, 22(1): 71—74.
YANG Song-lin. Theoretical analysis and in-situ experiment on load-transfer mechanism of bolt in cement[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2001, 22(1): 71—74.
- [5] 尤春安. 锚固体应力分布的试验研究[J]. *岩土力学*, 2004, 25(增刊): 63—66.
YOU Chun-an. Experimental research on stress distribution in anchorage body[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2004, 25(Supp.): 63—66.
- [6] 朱训国, 杨庆, 栾茂田. 岩体锚固效应及锚杆的解析本构模型研究[J]. *岩土力学*, 2007, 28(3): 527—533.
ZHU Xun-guo, YANG Qing, LUAN Mao-tian. Study of reinforcement effect of anchored rock masses and analytic constitutive equation for rock bolt[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2007, 28(3): 527—533.
- [7] FREEMAN T J. The behavior of fully-bonded rock bolts in the Kielder experimental tunnel[M]. [S.l.]: Building Research Establishment, 1978.
- [8] LI C C, STILLBORG B. Analytical models for rock bolts[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 1999, 36 (8): 1013—1029.
- [9] CAI Y, ESAKI T, JIANG Y. A rock bolt and rock mass interaction model[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2004, 41(7): 1055—1067.
- [10] GUAN Z, JIANG Y, TANABASI Y. Reinforcement

mechanics of passive bolts in conventional tunnelling[J].

International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2007, 44(4): 625—636.

- [11] WINDSOR C R, THOMPSON A G. A new friction stabilizer assembly for rock and soil reinforcement applications[J]. **Rock Support in Mining and Underground Construction**, 1992: 523—529.
- [12] CARRANZA-TORRES C. Analytical and numerical study of the mechanics of rockbolt reinforcement around tunnels in rock masses[J]. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, 2009, 42(2): 175—228.
- [13] BOBET A, EINSTEIN H H. Tunnel reinforcement with rockbolts[J]. **Tunnelling and Underground Space Technology**, 2011, 26(1): 100—123.

Technology, 2011, 26(1): 100—123.

- [14] Itasca Consulting Group. FLAC^{3D}, Fast Lagrange Analysis of Continua in 3 Dimensions, Version 2.0, User Manual[M]. Minneapolis: Itasca Inc., 1997.
- [15] GUAN Z, JIANG Y, TANABASHI Y. Ground reaction analyses in conventional tunnelling excavation[J]. **Tunnelling and Underground Space Technology**, 2007, 22(2): 230—237.
- [16] CARRANZA-TORRES C, FAIRHURST C. The elasto-plastic response of underground excavations in rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion[J]. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, 1999, 36 (6): 777—809.

上接第 886 页

- [14] 赵同彬, 谭云亮, 刘姗姗, 等. 加锚岩体流变特性及锚固控制机制分析[J]. **岩土力学**, 2012, 33(6): 1730—1734.
- ZHAO Tong-bin, TAN Yun-liang, LIU Shan-shan, et al. Analysis of rheological properties and control mechanism of anchored rock[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2012, 33(6): 1730—1734.
- [15] 赵同彬. 深部岩石蠕变特性试验及锚固围岩变形机理

研究[D]. 青岛: 山东科技大学, 2009.

- [16] 贺永年, 韩立军, 邵鹏, 等. 深部巷道稳定的若干岩石力学问题[J]. **中国矿业大学学报**, 2006, 35(3): 288—295.
- HE Yong-nian, HAN Li-jun, SHAO Peng, et al. Some problems of rock mechanics for roadways stability in depth[J]. **Journal of China University of Mining & Technology**, 2006, 35(3): 288—295.