

深埋硬岩隧洞系统砂浆锚杆的加固机制 与加固效果模拟方法

吴文平^{1,2}, 冯夏庭¹, 张传庆¹, 邱士利¹, 李占海³

(1. 中国科学院武汉岩土力学研究所 岩土力学与工程国家重点实验室, 湖北 武汉 430071;

2. 林同棧国际工程咨询(中国)有限公司 轨道事业部, 重庆 401121;

3. 东北大学 资源与土木工程学院, 辽宁 沈阳 110004)

摘要: 系统布置的砂浆锚杆是深埋硬岩隧洞主要支护结构, 锚杆与围岩组成锚杆-围岩复合结构体, 使围岩的力学特性得到改善。基于岩体的莫尔-库仑(M-C)屈服准则, 推导锚杆-围岩复合结构体满足 M-C 准则的应力条件。结合岩体劣化本构模型, 提出确定锚杆-围岩复合结构体力学参数的方法。锚杆与弹性围岩和屈服围岩组成的锚杆-围岩复合结构体的力学参数确定方法不同, 锚杆与屈服围岩组成的锚杆-围岩复合结构体的力学参数与围岩当前状态的等效塑性应变有关。基于此提出一种模拟隧洞开挖支护过程中系统普通砂浆锚杆加固效果的数值方法。该方法能较好地模拟锚杆支护时机对围岩稳定性的影响。最后运用该方法对锦屏 II 级水电站 2[#]引水隧洞围岩稳定性进行分析, 为隧洞的施工和支护设计提供参考依据。

关键词: 隧道工程; 深埋隧洞; 锚杆; 岩体劣化模型; 破坏接近度; 等效塑性应变

中图分类号: U 45

文献标识码: A

文章编号: 1000-6915(2012)增1-2711-11

REINFORCING MECHANISM AND SIMULATING METHOD FOR REINFORCING EFFECTS OF SYSTEMICALLY GROUTED BOLTS IN DEEP-BURIED HARD ROCK TUNNELS

WU Wenping^{1,2}, FENG Xiating¹, ZHANG Chuanqing¹, QIU Shili¹, LI Zhanhai³

(1. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan, Hubei 430071, China; 2. Rail Transit Business Division, TYLin International Engineering Consulting(China) Co., Ltd., Chongqing 401121, China; 3. College of Resources and Civil Engineering, Northeastern University, Shenyang, Liaoning 110004, China)

Abstract: Systematically grouted bolts, as the main support structure of deep-buried hard rock tunnels, compose the bolt-rock composite structure with surrounding rocks, which reinforces the mechanical property of surrounding rocks. Based on the Mohr-Coulomb(M-C) criterion, the stress condition and the strength of the composite structure meeting the M-C criterion were derived under high-stress conditions. Combining with the rock mass deterioration model(RDM) of brittle rock, an approach to determine the mechanical parameters of the composite structure was presented. The difference of mechanical parameters between two different composite structures of bolt-elastic surrounding rock and bolt-yielding surrounding rock was taken into account. In this approach, the mechanical parameters of the bolt-yielding surrounding rock composite structure were associated with present equivalent plastic strain of surrounding rocks. A numerical method, which could model the reinforcing effect of normally grouted bolts laid out systematically during excavating and supporting stages, was proposed. It is identified that this method has an advantage over other methods in modeling the effect of supporting time on

收稿日期: 2011-02-14; **修回日期:** 2011-08-03

基金项目: 国家重点基础研究发展计划(973)项目(2010CB732006); 国家自然科学基金面上项目(51079144)

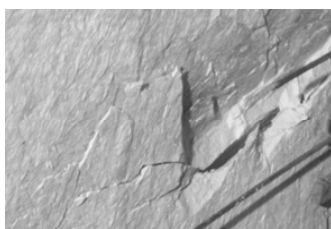
作者简介: 吴文平(1984-), 男, 博士, 2005年毕业于武汉科技大学土木工程专业, 现为工程师, 主要从事地下工程围岩稳定性分析与支护设计的研究工作。E-mail: wednes1984@vip.qq.com

surrounding rock stability. Finally, the method was applied to evaluate the stability of surrounding rocks, and related references were provided for design and construction of the diversion tunnel #2 of Jinping II hydropower station.

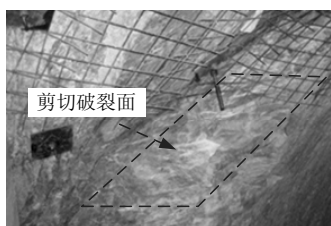
Key words: tunneling engineering; deep-buried tunnels; bolt; rock mass deterioration model(RDM); failure approach index; equivalent plastic strain

1 引言

普通砂浆锚杆是地下工程围岩的主要支护单元之一。最大埋深达 2 500 m 的锦屏 II 级水电站引水隧洞就大量采用系统布置的普通砂浆锚杆来保证施工安全和围岩的长期稳定性。在浅埋岩体工程中,围岩的主要破坏形式是由结构面控制的楔形体破坏,锚杆施作后主要发挥悬吊作用,锚杆的抗拔能力决定了对围岩失稳的控制效果。在深埋硬岩条件下,高地应力使得岩体被压密,岩体中原有结构面趋于闭合,开挖扰动后,围岩在应力集中作用下,原有闭合结构面和微裂隙张开、连通,最终形成宏观破裂面。因此,高应力条件下围岩失稳破坏是一个从连续到非连续的过程,在宏观上主要表现为完整围岩表层的张性破裂和围岩内部的剪切破裂,如图 1 所示。隧洞开挖后,迅速施作的喷射混凝土层和锚杆垫板可以阻止围岩表层的张性开裂,而围岩内部的剪切破坏就必须依靠锚杆来控制。因此,深埋硬岩隧洞中,锚杆的作用主要体现在 2 个方面:一是改善围岩的应力状态;二是与围岩组成复合结构体,改善围岩的力学特性。



(a) 张性破坏



(b) 剪切破坏

图 1 深埋硬岩条件下围岩的破坏型式

Fig.1 Failure modes of surrounding rocks under condition of deep-buried hard rock

锚杆在这两方面的作用效果一直被研究者重视。H. Y. Liu 等^[1-2]认为,现有通用计算机软件中的锚杆单元能较真实地模拟锚杆改善围岩应力状态的作用。但如何模拟锚杆改善围岩的力学特性却一直是研究的难点,解决这个问题目前主要存在 2 种途径。一种途径是建立加锚岩体的本构关系。杨延毅和王慎跃^[3]建立了加锚节理岩体的损伤增韧止裂模型;李术才等^[4]建立了加锚断续节理岩体断裂损伤模型;张玉军和刘谊平^[5]根据“等效概念”建立了加锚岩体的本构方程和破坏准则,并将之引入到三维弹塑性有限元程序中;张强勇^[6]建立的岩体损伤锚柱单元较好地反映了锚杆对岩体变形的约束作用,但在进行数值计算时,仍按经验公式通过提高岩体的强度参数来反映锚杆对岩体强度特性的影响。

另一种途径是将锚杆的加固效果等效处理,认为锚杆不改变岩体的本构关系,只改变其力学参数。这种等效处理方法的难点在于加锚岩体的力学参数难以选取。朱敬民等^[7]的物理模拟试验结果表明,当锚杆沿着试件的轴线方向时,围岩强度的提高主要是内摩擦角 ϕ 增加,而黏聚力 c 几乎没有变化;邹志晖和汪志林^[8]通过对加锚岩块的加载试验研究,认为加锚岩块的强度参数与岩块自身的弹性模量 E 有关,并根据试验数据拟合了内摩擦角增量 $\Delta\phi$ 和黏聚力增量 Δc 与弹性模量经验关系式;朱维申和任伟中^[9]通过模型试验研究了不同布锚参数下节理岩体的抗压强度、弹性模量等力学参数的变化规律。上述这些研究都只针对锚杆对岩体峰前力学参数的影响,而没有研究加锚岩体峰后力学参数的变化特征。侯朝炯和勾攀峰^[10]通过大尺寸的模型试验研究了不同布锚密度下岩体的峰值、残余强度特性,结果表明,锚杆对锚固体残余强度的强化作用略大于其对峰值强度的强化,但在试验条件下,布设锚杆时岩体处于未加载状态。

事实上,现场隧洞开挖→支护是一个三维动态过程。隧洞在开挖之后,已有部分围岩进入屈服状态,此后再施作锚杆,其加固的对象部分是屈服岩

体。但目前尚未有文献研究锚杆对屈服岩体力学特性的影响。在锚杆改善围岩力学特性的数值模拟方面, 目前通常采用的方法是预先改变岩体的力学参数, 然后进行开挖模拟^[11-12], 这背离了实际工程中先开挖后支护的施工顺序。特别是用这种方法对隧洞开挖支护进行三维数值模拟时, 将无法客观地反映锚杆支护时机对隧洞围岩稳定性的影响。

针对以上问题, 本文结合岩体劣化模型(RDM), 研究锚杆对屈服岩体和弹性岩体的峰值强度参数和峰后强度参数的取值方法; 然后利用 FLAC^{3D} 中的 Fish 语言, 实现在数值模拟中根据开挖→支护施工顺序动态调整围岩力学参数, 最后结合围岩稳定性评价指标 FAI, 研究不同布锚密度和支护时机下系统普通砂浆锚杆对围岩稳定性的影响。

2 研究思路

本文的研究思路如图 2 所示。首先从锚杆的加固机制出发, 研究加锚岩体的潜在破裂面和满足 M-C 破坏准则的应力条件。当锚杆平行于最小主应

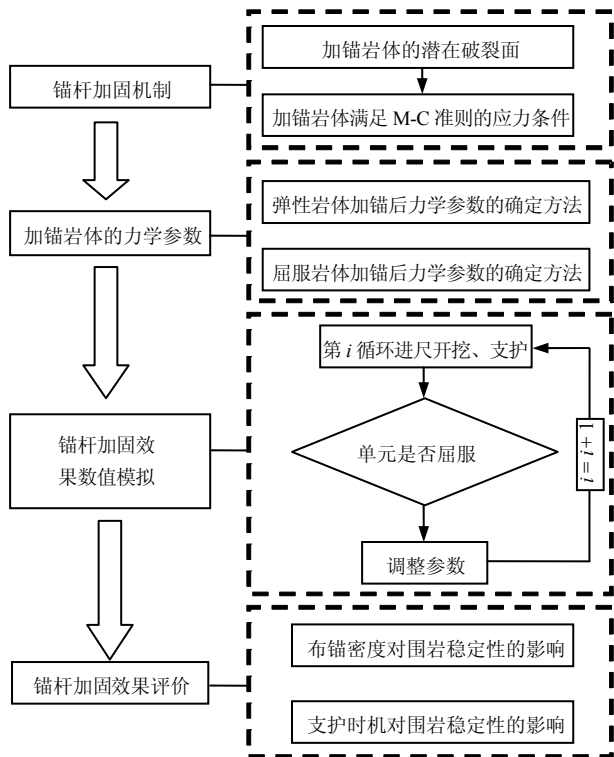


图 2 深埋硬岩隧洞系统普通砂浆锚杆加固机制与加固效果数值模拟方法研究思路

Fig.2 Basic idea for study of reinforcing mechanism and simulating method for reinforcing effects of systematically grouted bolts in deep-buried hard rock tunnels

力 σ_3 时, 锚固岩体存在 2 个潜在破裂面。实际上, 隧洞开挖、应力重分布后, 锚杆杆体与 σ_3 方向呈平行或近平行关系。因此, 判断加锚岩体最终沿哪一个面出现剪切破裂, 是否满足经典的 M-C 屈服准则尤为重要。

其次, 基于 M-C 准则, 研究加锚岩体力学参数的确定方法。实际工程中, 锚杆的围岩部分处于弹性状态, 部分已进入屈服状态。研究锚杆的加固效果时, 应区别对待这 2 种状态的围岩。这 2 种状态的围岩加锚后的力学参数确定方法也不一样。

然后, 将锚杆对围岩的力学特性的影响进行数值实现。实际工程中, 若隧洞开挖后再施作锚杆, 则模拟隧洞开挖前不能预先提高围岩的力学参数。因此, 需要在模拟隧洞开挖→支护循环施工过程中动态地调整围岩的力学参数。在调整围岩力学参数时, 必须先判断单元是否已进入屈服状态, 因为锚杆对弹性围岩和屈服围岩的力学特性影响不同。

最后将本文提出的加锚岩体的力学参数确定方法和锚杆加固效果的数值模拟方法应用在锦屏 II 级水电站引水隧洞的开挖→支护循环施工过程中, 研究不同布锚密度和支护时机下普通砂浆锚杆对围岩稳定性的影响。

3 系统普通砂浆锚杆的加固机制分析

岩土材料的屈服准则有多种, 本文假设岩体满足 M-C 屈服准则。锚杆加固围岩可在宏观上被看成是一种锚杆 - 围岩复合结构体, 严格来讲, 其力学特性在与锚杆体平行和垂直方向上均可得到不同程度的改善^[5]。同时, 锚杆的加固效果与锚杆的布置方向有关。

当锚杆平行于 σ_1 方向布置时, 岩体受力屈服并发生沿潜在剪切滑移面滑动时, 布置在岩体中的锚杆的抗剪能力被调动, 从而遏制了岩体发生剪切破坏(见图 3), 使得岩体的承载能力得以提高。在硬岩

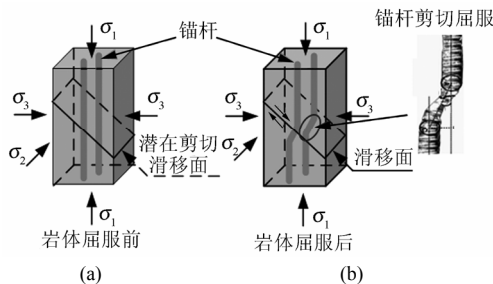
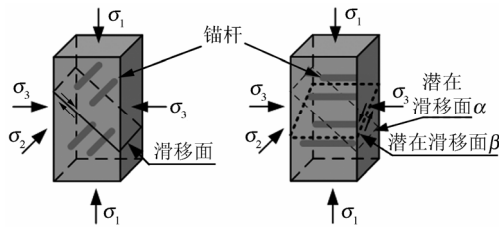


图 3 锚杆加固岩体示意图(锚杆穿过滑移面)
Fig.3 Sketch of rock mass reinforcement with bolts passing through slip plane

中，若锚杆与岩体结合较好，锚杆的抗剪能力就能充分调动，最终导致锚杆剪切屈服^[13]。

在图 4(a)中，锚杆平行于 σ_2 方向布置，岩体发生破坏时，锚杆平行于潜在剪切滑移面，锚杆的抗剪能力几乎没有发挥，但锚杆 - 围岩复合结构体的强度仍有一定程度的提高。主要原因是锚杆与岩体变形不一致，岩体变形受到约束，从而有效阻止岩体中微裂纹的扩展。

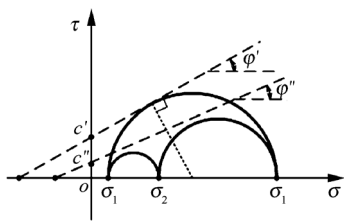


(a) 锚杆平行于 σ_2 方向布置 (b) 锚杆平行于 σ_3 布置
图 4 锚杆加固岩体示意图(锚杆平行于滑移面)

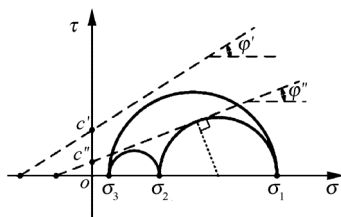
Fig.4 Sketch of rock mass reinforcement with bolts parallel to slip plane

有时情况更复杂，如图 4(b)所示，锚杆平行于 σ_3 布置。锚杆穿过潜在滑移面 α ，锚杆杆体的抗剪强度充分发挥，潜在滑移面 α 的抗剪强度大幅提高，可能导致现有应力状态下复合结构体并不沿此面滑移；而此时在潜在滑移面 β 上，锚杆平行于此面，杆体的抗剪强度得不到发挥，复合结构体可能沿此面发生剪切破坏。

在图 4(b)中，若岩体沿滑移面 α 发生剪切破坏，锚杆仍穿过剪切滑移面，此时锚杆加固围岩的强度包络线如图 5(a)所示，对应的应力状态满足：



(a) 沿滑移面 α 发生剪切破坏



(b) 沿滑移面 β 发生剪切破坏

图 5 锚杆 - 围岩复合结构体的强度包络线

Fig.5 Strength envelopes of bolt-surrounding rock composite structures

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \sigma_3 + \frac{2c' \cos \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \\ \sigma_1 &< \frac{1 + \sin \varphi''}{1 - \sin \varphi''} \sigma_2 + \frac{2c'' \cos \varphi''}{1 - \sin \varphi''} \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

若岩体沿潜在滑移面 β 发生剪切破坏，锚杆平行剪切滑移面，其强度包络线如图 5(b)所示，相应地，应力状态满足：

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &< \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \sigma_3 + \frac{2c' \cos \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \\ \sigma_1 &= \frac{1 + \sin \varphi''}{1 - \sin \varphi''} \sigma_2 + \frac{2c'' \cos \varphi''}{1 - \sin \varphi''} \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

结合式(1)，(2)，若应力条件满足：

$$\frac{1 + \sin \varphi''}{1 - \sin \varphi''} \sigma_2 + \frac{2c'' \cos \varphi''}{1 - \sin \varphi''} \geq$$

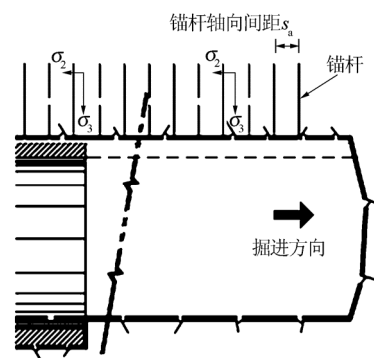
$$\frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \sigma_3 + \frac{2c' \cos \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \quad (3)$$

则锚杆 - 围岩复合结构体沿滑移面 α 发生剪切破坏；否则，剪切破坏将沿潜在滑移面 β 发生。若 $\varphi' = \varphi''$ ，式(3)可简化为

$$\sigma_2 - \sigma_3 \geq \frac{(c' - c'') \cos \varphi'}{1 + \sin \varphi'} \quad (4)$$

因此，若围岩中应力状态满足式(4)，则锚杆 - 围岩复合结构体仍服从 M-C 准则。

隧洞开挖、应力重分布后，一般来讲，隧洞周边围岩中最大主应力方向近似平行于隧洞环向，最小主应力方向近似平行于隧洞径向，如图 6(b)所示。若锚杆轴向方向与隧洞径向一致，则锚杆与围岩的结合情况正与图 4(b)所示的情况一致。因此，若使用 M-C 准则分析围岩稳定性，必须事先判断围岩应力状态是否满足式(4)。



(a) 纵剖面图

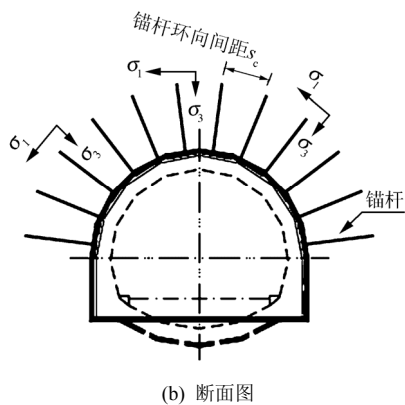


图 6 隧洞开挖支护示意图

Fig.6 Sketch of tunnel excavation and support

4 锚杆 - 围岩复合结构体的力学参数确定方法

4.1 锚杆对弹性围岩力学参数的影响

本节主要结合岩体劣化模型(RDM)，研究处于弹性状态的围岩被锚杆加固后组成的复合结构体的力学参数确定方法^[14]。RDM 是在 CWFS 模型基础上提出来的，它认为 E, c, φ 都是等效塑性应变的函数。RDM 是典型的弹 - 脆 - 塑性模型，既能较好地反映岩体破损过程中应力与应变变化特点，又能反映岩体破损过程中物性参数劣化。本文在研究锚杆对围岩的加固效果时，假设锚杆不影响围岩的本构关系，只影响围岩的力学参数。因此，若采用其他本构模型，本节所提出的方法仍适用。

深部硬岩隧洞围岩表层出现的拉伸劈裂破坏是较常见的破坏形式，可由喷层和锚垫板的支护反力来控制。本文主要研究锚杆杆体对围岩剪切强度力学参数的影响，不考虑锚杆对围岩抗拉强度的影响。

4.1.1 锚杆 - 围岩复合结构体的黏聚力

若围岩发生剪切破坏时，锚杆穿过剪切滑移面。如围岩处于剪切滑移面前，且与锚杆结合较好，则锚杆的抗剪能力可以被充分调动，锚杆 - 围岩复合结构体的初始黏聚力可根据 Dulacska 公式^[15]计算：

$$c'_0 = c_0 + \frac{\pi D^2 \sigma_s (1/2 + \varphi_0/180^\circ) \sin(45^\circ + \varphi_0/2)}{4\sqrt{3}s_a s_c} \quad (5)$$

式中： D 为锚杆直径； c'_0 为锚杆 - 围岩复合结构体的初始黏聚力； σ_s 为锚杆抗拉强度； c_0 和 φ_0 分别

为围岩初始状态的黏聚力和内摩擦角； s_a 和 s_c 分别为锚杆在隧洞轴向和环向上的间距，如图 6 所示， s_c 沿锚杆轴向略有变化，计算时可以沿锚杆轴向取平均值。

若围岩发生破坏时，锚杆平行于破裂面，锚杆的抗剪能力没有发挥，则

$$c''_0 = c_0 \quad (6)$$

结合式(5)和(6)可知，高地应力条件下， σ_2 和 σ_3 一般能满足式(4)，因此可认为围岩发生剪切破坏时，锚杆穿过剪切滑移面，M-C 准则仍然适用于锚杆 - 围岩复合结构体。

锚杆 - 围岩复合结构体的残余黏聚力 c'_r 也可用类似式(5)的表达式来表达：

$$c'_r = c_r + \frac{\pi D^2 \sigma_s (1/2 + \varphi_r/180^\circ) \sin(45^\circ + \varphi_r/2)}{4\sqrt{3}s_a s_c} \quad (7)$$

式中： c_r 为围岩的残余黏聚力， φ_r 为围岩的残余内摩擦角。

4.1.2 锚杆 - 围岩复合结构体的内摩擦角

根据 M-C 准则中单轴抗压强度与黏聚力、内摩擦角的关系，可以得到锚杆 - 围岩复合结构体初始内摩擦角计算公式：

$$\varphi'_0 = \arcsin\left(\frac{B-1}{B+1}\right) \quad (8)$$

$$B = \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma_c}\right)^2 \left(\frac{c_0}{c'_0}\right)^2 \frac{1 + \sin \varphi_0}{1 - \sin \varphi_0} \quad (9)$$

式中： σ'_c 与 φ'_0 分别为锚杆 - 围岩复合结构体的初始抗压强度与初始内摩擦角， σ_c 为围岩的初始抗压强度。

锚杆 - 围岩复合结构体的残余内摩擦角也可用类似式(8)的表达式来表示：

$$\varphi'_r = \arcsin\left(\frac{B_r-1}{B_r+1}\right) \quad (10)$$

$$B_r = \left(\frac{\sigma'_{cr}}{\sigma_{cr}}\right)^2 \left(\frac{c_r}{c'_r}\right)^2 \frac{1 + \sin \varphi_r}{1 - \sin \varphi_r} \quad (11)$$

式中： σ'_{cr} 与 φ'_r 分别为锚杆 - 围岩复合结构体的残余抗压强度与残余内摩擦角， σ_{cr} 为围岩的残余单轴抗压强度。

初始抗压强度比 σ'_c / σ_c 和残余抗压强度比 $\sigma'_{cr} / \sigma_{cr}$ 可以通过试验获取^[16]。侯朝炯等^[10, 17]的试验结果表明，残余抗压强度比要略高于初始抗压强

度比。若在残余抗压强度难以获取的情况下，可以认为：

$$\frac{\sigma'_{cr}}{\sigma_{cr}} = \frac{\sigma'_c}{\sigma_c} \quad (12)$$

4.1.3 锚杆 - 围岩复合结构体的变形参数

整体来讲，硬岩条件下锚杆对围岩的变形参数影响较小，而且硬岩隧洞中，围岩变形以弹性回弹为主，变形参数几乎不影响对围岩稳定的评估。因此可假设加固围岩仍为各向同性材料，且锚杆不影响围岩泊松比。根据C. Carranza-Torres^[18]的研究结果，岩体屈服前、后弹性模量计算如下：

$$\left. \begin{aligned} E'_0 &= E_0 + \frac{\pi D^2 E_s}{4s_a s_c} \\ E'_r &= E_r + \frac{\pi D^2 E_s}{4s_a s_c} \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

式中： E'_0 ， E'_r 分别为锚杆 - 岩体复合结构初始和劣化弹性模量； E_s 为锚杆材料的弹性模量； E_0 ， E_r 分别为岩体初始和残余弹性模量。

4.2 锚杆对屈服围岩力学参数的影响

本节主要是结合 RDM 研究处于屈服状态的围岩在利用锚杆加固后组成的复合结构体的力学参数确定方法。

事实上，隧洞开挖后，洞周部分围岩已进入屈服状态，此后安装锚杆，锚杆加固的对象部分是屈服围岩。锚杆对弹性围岩体力学参数的影响可以通过试验来确定，对屈服围岩力学参数的影响目前尚难以通过试验来确定，因为试验条件下很难在岩样进入屈服状态后再布设锚杆，但仍可以从理论角度出发来研究锚杆对屈服围岩力学参数的影响。

岩体屈服后，岩体中原来的微裂隙扩展，岩体从连续介质变为非连续介质，锚杆与岩体结合程度逐渐变弱，锚杆的抗剪能力和增韧止裂的效果就逐渐减弱。若岩体进入塑性流动阶段，锚杆的加固效果就基本消失，这反映在工程中就是锚杆加固后的围岩随着掌子面向前推进仍会出现围岩表层破坏现象。图 7 所示为 2[#]引水隧洞在 2 000 m 埋深洞段开挖过程中的围岩破坏现象，破坏深度为 0.5~1.0 m。围岩破坏前，普通砂浆锚杆已经布设完成，支护及时，紧跟掌子面，锚杆间距为 1.0 m×1.0 m，锚杆长度为 4.5 m。破坏现象表明，对于已经开裂或进入屈服状态的围岩，锚杆的加固效果明显减弱。等效塑性应变 $\bar{\varepsilon}^p$ 能够唯象地描述岩体裂纹扩



图 7 锚杆加固后围岩破坏现象
Fig.7 Instability of surrounding rock after reinforcement of bolts

展程度^[19]，因此可认为锚杆的加固效果也是内变参量 $\bar{\varepsilon}^p$ 的函数。

4.2.1 锚杆 - 围岩复合结构体的强度参数

围岩进入屈服状态后再施作锚杆，这时锚杆 - 围岩复合结构体的强度参数可用下式来表达：

$$\left. \begin{aligned} c'(\bar{\varepsilon}^p) &= c(\bar{\varepsilon}^p) + \Delta c'(\bar{\varepsilon}^p) \\ \phi'(\bar{\varepsilon}^p) &= \phi(\bar{\varepsilon}^p) + \Delta \phi'(\bar{\varepsilon}^p) \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

$$\left. \begin{aligned} \Delta c'(\bar{\varepsilon}^p) &= g_c(c_0, c'_0, \bar{\varepsilon}^p) \\ \Delta \phi'(\bar{\varepsilon}^p) &= g_\phi(\phi_0, \phi'_0, \bar{\varepsilon}^p) \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

式中： $c(\bar{\varepsilon}^p)$ 和 $\phi(\bar{\varepsilon}^p)$ 分别为围岩的黏聚力和内摩擦角； $c'(\bar{\varepsilon}^p)$ 和 $\phi'(\bar{\varepsilon}^p)$ 分别为锚杆 - 围岩复合结构体的黏聚力和内摩擦角； $\Delta c'(\bar{\varepsilon}^p)$ 和 $\Delta \phi'(\bar{\varepsilon}^p)$ 分别为锚杆 - 围岩复合结构体黏聚力增量和内摩擦角增量，它们反映锚杆对屈服围岩强度的影响程度，为计算方便，可采用如下分段线性函数计算：

$$\Delta c'(\bar{\varepsilon}^p) = \begin{cases} \left(1 - \frac{\bar{\varepsilon}^p}{\bar{\varepsilon}_r^p}\right)(c'_0 - c_0) & (\bar{\varepsilon}^p < \bar{\varepsilon}_r^p) \\ 0 & (\bar{\varepsilon}^p = \bar{\varepsilon}_r^p) \end{cases} \quad (16)$$

$$\Delta \phi'(\bar{\varepsilon}^p) = \begin{cases} \left(1 - \frac{\bar{\varepsilon}^p}{\bar{\varepsilon}_r^p}\right)(\phi'_0 - \phi_0) & (\bar{\varepsilon}^p < \bar{\varepsilon}_r^p) \\ 0 & (\bar{\varepsilon}^p = \bar{\varepsilon}_r^p) \end{cases} \quad (17)$$

式中： $\bar{\varepsilon}_r^p$ 为岩体的极限等效塑性应变。

选取 RDM 描述岩体应力 - 应变关系，则 $c(\bar{\varepsilon}^p)$ 和 $\phi(\bar{\varepsilon}^p)$ 均可以采用关于 $\bar{\varepsilon}^p$ 的分段线性函数来表示。从式(16)，(17)中可以看出，随着围岩等效塑性应变的增加， $\Delta c'(\bar{\varepsilon}^p)$ 和 $\Delta \phi'(\bar{\varepsilon}^p)$ 值逐渐减小；当围岩的等效塑性应变达到 $\bar{\varepsilon}_r^p$ 时，锚杆的加固效果消

失。尽管这可能低估了锚杆的实际加固效果，但出于对工程安全的考虑，这样处理是合理的。

4.2.2 锚杆 - 围岩复合结构体的变形参数

与锚杆加固弹性围岩一样，这里也只考虑锚杆对围岩弹性模量的影响，而忽略其对泊松比的影响。同样，围岩进入屈服状态后，锚杆 - 围岩复合结构体的弹性模量可用下式来表达：

$$E'(\overline{\varepsilon}^p) = E(\overline{\varepsilon}^p) + \Delta E'(\overline{\varepsilon}^p) \quad (18)$$

式中： $E(\overline{\varepsilon}^p)$ 和 $E'(\overline{\varepsilon}^p)$ 分别为围岩和锚杆 - 围岩复合结构体的弹性模量； $\Delta E'(\overline{\varepsilon}^p)$ 为锚杆 - 围岩复合结构体弹性模量增量，它反映锚杆对屈服围岩的弹性模量的影响程度，也可用分段等效塑性应变的线性函数描述：

$$\Delta E'(\overline{\varepsilon}^p) = \begin{cases} \left(1 - \frac{\overline{\varepsilon}^p}{\varepsilon_r^p}\right) (E'_0 - E_0) & (\overline{\varepsilon}^p < \varepsilon_r^p) \\ 0 & (\overline{\varepsilon}^p = \varepsilon_r^p) \end{cases} \quad (19)$$

5 系统普通砂浆锚杆加固效果的数值模拟方法

以往对锚杆加固隧洞围岩进行数值模拟时，一般先将围岩的力学参数调整为加锚岩体的力学参数，然后进行开挖模拟。这与实际工程中先开挖后支护的施工顺序不符，围岩在开挖前并没有用锚杆加固，这导致模拟结果过分夸大锚杆的加固效果。本文利用 Fish 语言在 FLAC^{3D} 中实现隧洞开挖→支护施工过程中锚杆加固效果的模拟。程序依据锚杆的支护时机动态地调整围岩力学参数，能更真实地模拟不同支护时机下锚杆对围岩的加固效果。锚杆加固效果模拟的流程如图 8 所示，具体步骤如下：

- (1) 输入围岩的本构模型与基本力学参数，生成初始应力场。
- (2) 模拟开挖，计算达到平衡状态。
- (3) 安装锚杆。
- (4) 更新锚杆加固区的力学参数。这一步要判断加固区内围岩是否进入塑性状态，若围岩仍处于弹性状态，按节 4.1 所给出的方法确定锚杆 - 围岩复合结构体的力学参数；若围岩已进入屈服状态，需根据围岩当前状态下的等效塑性应变按节 4.2 所给出的方法确定锚杆 - 围岩复合结构体力学参数。
- (5) 跳回步骤(2)，直至完成所有开挖模拟。

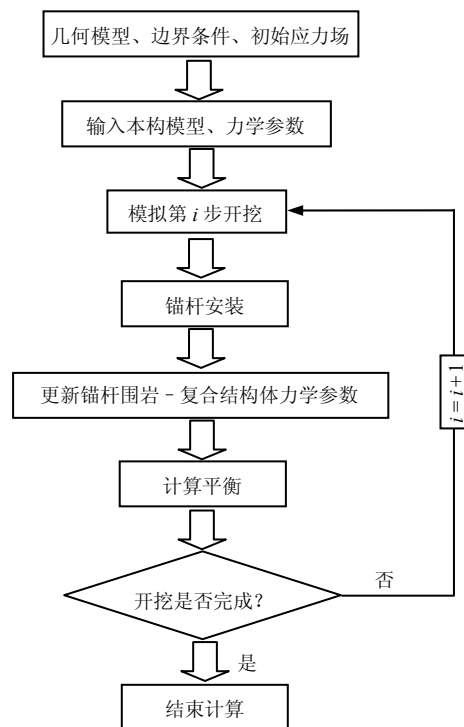


图 8 锚杆加固效果数值模拟流程图

Fig.8 Flowchart of numerical simulation of reinforcement effects of bolts

6 工程应用

6.1 工程概况

锦屏 II 级水电站引水隧洞沿线最大埋深约 2 500 m，围岩以 T_{2y}^5 和 T_{2b} 的坚硬大理岩为主。其中 2[#]引水隧洞采用钻爆法施工，隧洞开挖过程中，围岩的高应力破坏特征非常明显，特别是片帮、岩爆以及滞后破坏，锚杆加固围岩在隧洞开挖过程中仍出现破坏，如图 7 所示。2009 年 11 月下旬~2010 年 4 月中旬，隧洞上台阶日均进尺仅 4.0 m，该洞段沿线埋深为 1 700~2 000 m，主要为 T_{2b} 的坚硬大理岩。隧洞下一开挖段埋深为 2 000~2 300 m，系统布置的普通砂浆锚杆依然是隧洞永久支护结构之一。本节应用上文给出的确定锚杆 - 围岩复合结构体的参数确定方法和锚杆加固效果的数值模拟方法，以破坏接近度 EAI 作为锚固围岩的稳定性评价指标，分析 2[#]引水隧洞在 2 300 m 埋深洞段不同支护参数、支护时机对围岩稳定性的影响。

6.2 计算模型与力学参数

2[#]引水隧洞的网格模型如图 9 所示，隧洞直径为 13.4 m，分上、下台阶开挖。模拟时，上台阶单循环进尺为 4 m。引水隧洞在下台阶落底开挖时，

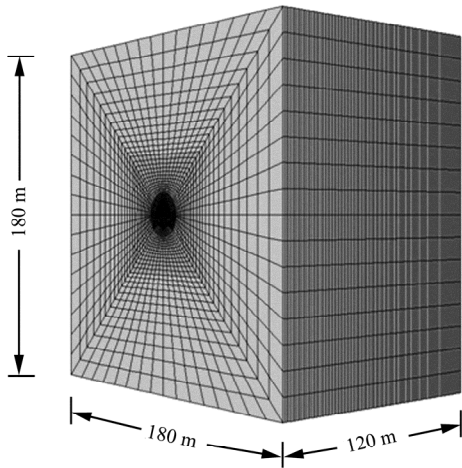


图9 2#引水隧洞网格示意图
Fig.9 Meshes of diversion tunnel #2

上、下台阶掌子面的间距非常大，故计算模拟时，上台阶先开挖 68 m，下台阶在上台阶开挖完成后一次性全部开挖。由于下台阶系统支护远远落后下台阶掌子面，模拟下台阶开挖时，不分析下台阶增设系统锚杆的支护效果。计算时岩体本构模型采用 RDM，围岩力学参数见表 1，参数通过声波测试结果反演获取。锚杆长度取 $L = 4.5\text{ m}$ ，直径 $D = 28\text{ mm}$ ，钢筋的屈服强度 $\sigma_s = 240\text{ MPa}$ ，弹性模量 $E_s = 200\text{ GPa}$ 。同时，为讨论支护参数对围岩稳定的影响，具体分析了 3 种锚杆布置间距下围岩的稳定情况。由于锚杆加固区内围岩部分处于弹性状态，部分处于屈服状态，鉴于锚杆对这 2 种状态围岩的加固效果不同，确定锚杆 - 围岩复合结构体参数的方法也不同。根据节 4 中的计算公式，表 1 给出了锚杆加固弹性围岩和屈服围岩组成的锚杆 - 围岩复合

结构体的力学参数。计算锚杆 - 围岩复合结构体的力学参数时，需要获得加锚岩体与围岩的初始抗压强度比 σ'_c / σ_c 和残余抗压强度比 $\sigma'_{cr} / \sigma_{cr}$ 。

本文利用朱维申等^[20]的试验数据，采用多项式拟合 σ'_c / σ_c 与锚杆布置密度的关系，如图 10 所示，其表达式如下：

$$\frac{\sigma'_c}{\sigma_c} = -486\ 596 \left(\frac{\pi D^2}{4s_a s_c} \right)^2 + \frac{1\ 051\pi D^2}{4s_a s_c} + 1.013\ 5 \quad (20)$$

朱维申等^[20]是通过模型试验获取的数据，所模拟的岩石材料单轴抗压强度为 50~100 MPa，与锦屏 T_{2b} 大理岩单轴抗压强度接近。但朱维申等^[20]没有给出残余抗压强度比 $\sigma'_{cr} / \sigma_{cr}$ ，本文利用式(12)获得。

6.3 布锚间距对围岩稳定性的影响

计算模拟时，假设支护及时，即开挖后立刻在此当前进尺范围内紧贴掌子面施作支护，锚杆在隧洞顶拱 180° 范围内施作(见图 11)。图 12 为不同锚杆布置间距下掌子面效应完全消失后围岩的 F_{AI} 等值线图。破坏接近度 F_{AI} 是一种围岩稳定评价指标，当 $F_{AI} < 1$ 时，围岩处于弹性状态；当 $F_{AI} \geq 1$ 时，围岩进入屈服状态；若 $F_{AI} \geq 2$ ，表明围岩可能出现宏观失稳现象^[21]。 $F_{AI} \geq 1$ 的区域称为塑性区，而 $F_{AI} \geq 2$ 的区域称为破坏区。从图 12(a)中可以看出，及时施作锚杆后，围岩的 F_{AI} 值明显降低，利于围岩的稳定，锚杆加固效果明显；锚杆加固后， $F_{AI} > 2$ 的区域在两侧边墙的深度明显减小，这表明及时施作锚杆基本能控制两侧边墙和顶拱的局部静态失稳。

表 1 锚杆 - 围岩复合结构体的力学参数
Table 1 Mechanical parameters of bolt-rock composite structures

围岩类型	锚杆间距/m		弹性模量/GPa		泊松比 ν	黏聚力/MPa		内摩擦角/(°)		极限等效塑性应变 $\bar{\epsilon}_p^L$
	s_a	s_c	初始	残余		初始	残余	初始	残余	
弹性	无锚杆支护		18.90	15.10	0.23	15.60	7.40	25.8	39.0	4.5×10^{-3}
	1.0	1.0	19.02	15.22		15.65	7.46	43.8	53.9	
	1.0	2.0	18.96	15.16		15.63	7.43	38.1	49.3	
	2.0	2.0	18.93	15.13		15.61	7.41	33.3	45.4	
屈服	1.0	1.0	19.02		0.23	15.65		43.8		4.5×10^{-3}
	1.0	2.0	18.96	15.10		15.63	7.40	38.1	39.0	
	2.0	2.0	18.93			15.61		33.3		

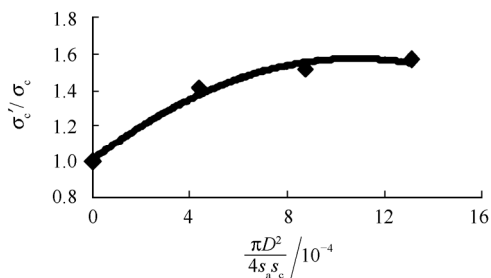
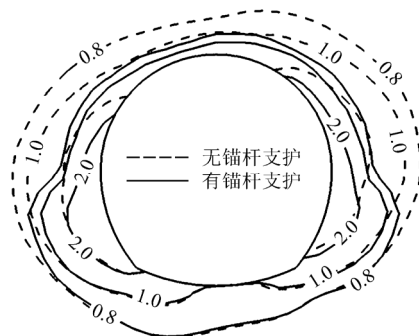
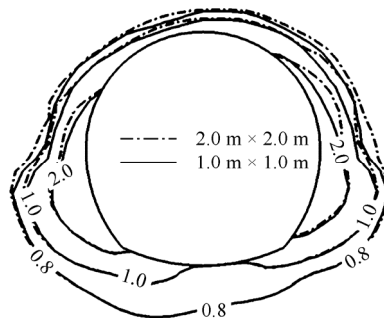


图 10 围岩加固前、后单轴抗压强度比与锚杆布置密度的关系拟合曲线

Fig.10 Fitting curve of relationship between ratio of uniaxial compression strength of surrounding rock before and after reinforcement and density of bolts



(a) 无锚杆支护与有锚杆支护(间距 1.0 m×1.0 m)



(b) 不同锚杆布设间距

图 12 不同锚杆布设条件下的 FAI 等值线

Fig.12 Contours of FAI under different conditions of bolt layout

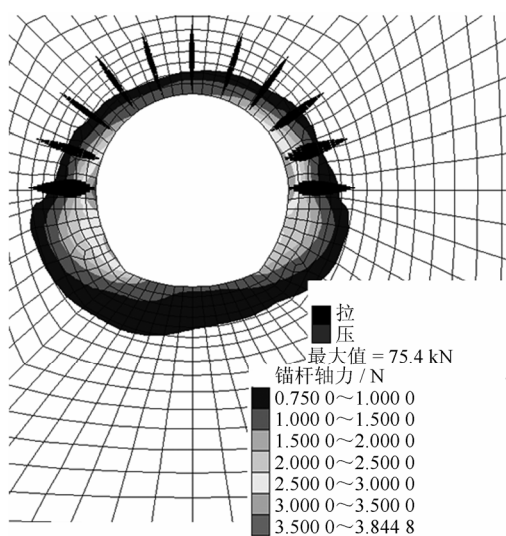


图 11 FAI 分布云图与锚杆轴力分布(间距 2.0 m×2.0 m)

Fig.11 Nephogram of FAI and distribution of axial force of bolts(spacing: 2.0 m×2.0 m)

从图12(b)中可以看出，围岩的FAI值随锚杆布设间距减小而减小，但是2种布设间距条件下，FAI值相差并不大，只是在两侧边墙局部范围内塑性区和破坏深度有一定程度的减小。这表明在深部硬岩环境下，一味增加普通砂浆锚杆的布设密度，加固效果并不明显。

图 11 为锚杆布置间距为 2.0 m×2.0 m 工况下锚杆的轴力分布图和 FAI 分布云图，从图中可看出，锚杆已近穿过 FAI>0.75 的围岩区域。两侧边墙的锚杆轴力最大，最大轴力约为 75.4 kN，小于锦屏引水隧洞 φ28 mm 的普通砂浆锚杆设计极限抗拔力 P_{max} = 250 kN。锚杆布置间距减小时，锚杆的最大轴力略有降低。锚杆布置间距为 1.0 m×1.0 m 时，锚杆的最大轴力约为 59.4 kN；锚杆布置间距为 1.0 m×2.0 m 时，锚杆的最大轴力约为 65.2 kN。这

表明，即使锚杆支护紧跟掌子面施作，锚杆最终承受的荷载也远低于锚杆的极限荷载。

6.4 支护时机对围岩稳定的影响

在模拟锚杆对围岩力学参数的影响时，已有的数值方法是在隧洞开挖前即改变围岩加固区域的力学参数，这往往过高地估计了锚杆的加固效果，而且不能模拟支护时机对围岩稳定性的影响。图 13 为采用传统方法模拟锚杆加固效果所得的上台阶开挖后围岩 FAI 分布云图，隧洞开挖前已提高围岩的力学参数，锚杆间距为 1.0 m×1.0 m。从图 13 中可以看出，计算所得两侧边墙的破坏区 (FAI≥2) 深度

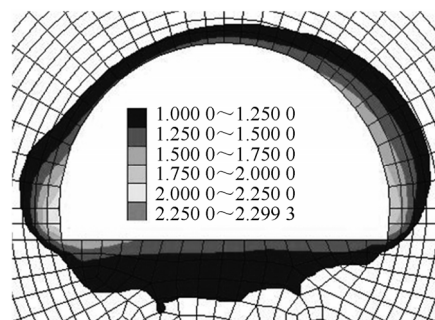


图 13 围岩的 FAI 分布云图(开挖前改变围岩力学参数)

Fig.13 FAI nephogram of surrounding rock(changing mechanical parameters of surrounding rock before excavation)

非常小，为 0.1~0.2 m，这一点与实际工程不符。事实上，即使在埋深约 2 000 m 的洞段，锚杆及时加固后的围岩仍出现了深度为 0.2~0.5 m 的破坏现象(如图 7 所示)。

图 14 为采用本文提供的方法模拟所得的不同支护时机下上台阶开挖后围岩的 F_{AI} 等值线图。若及时支护，围岩两侧破坏区($F_{AI} \geq 2$)深度较小，约为 0.6 m(见图 7)，这个破坏深度与实际情况更为吻合；两侧边墙塑性区($F_{AI} \geq 1$)深度约为 2.0 m；若锚杆支护落后掌子面 1 个循环进尺，即 4.0 m，围岩两侧边墙的 F_{AI} 值明显增加，破坏区($F_{AI} \geq 2$)深度达 2.0 m，塑性区($F_{AI} \geq 1$)深度达 3.8 m；若锚杆支护落后掌子面 2 个循环进尺，围岩两侧边墙的 F_{AI} 值继续增加，但增加幅度并不大。 F_{AI} 值越大，表明围岩内部裂纹扩展越严重，锚杆的加固效果也越差。因此在深埋硬岩条件下，应在开挖后立即施作锚杆，防止裂纹向围岩内部扩展。若支护滞后，围岩裂纹充分扩展，则需增加锚杆长度来保证围岩的安全。

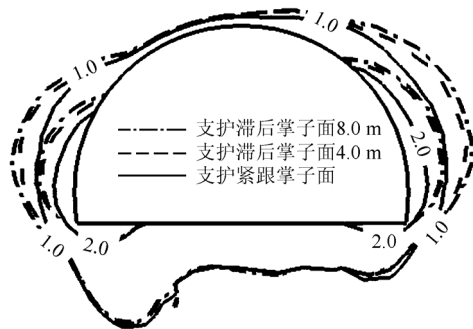


图 14 不同支护时机下围岩的 F_{AI} 等值线图(间距 1.0 m×1.0 m)

Fig.14 F_{AI} contour of surrounding rock under different supporting times(spacing: 1.0 m×1.0 m)

7 结 论

本文从锚杆的加固机制出发，研究了锚杆 - 围岩复合结构的力学参数的确定方法，基于此提出了一种模拟隧洞开挖支护过程中系统普通砂浆锚杆加固效果的数值方法。结合岩体劣化本构模型，将该数值方法应用在锦屏 II 级水电站 2[#]引水隧洞的开挖支护过程中的稳定性分析，所得主要结论如下：

(1) 锚杆对围岩的加固效果可以从改变围岩的力学参数的角度来研究。在隧洞开挖→支护施工过程中，锚杆加固的对象部分为弹性围岩，部分为屈

服围岩；锚杆与弹性围岩和屈服围岩组成的锚杆 - 围岩复合结构体的力学参数确定方法不同，但二者的强度参数均可通过加锚岩体与围岩的初始抗压强度比 σ'_c / σ_c 获得。

(2) 在锚杆 - 围岩复合结构体力学参数确定方法的基础上开发了模拟锚杆加固效果的程序。将该程序应用到实际工程中，计算结果能客观地反映支护时机对围岩稳定性的影响。计算所得的破坏区深度与现场实际的破坏区深度较为接近。

(3) 本文提出的锚杆对围岩力学参数的影响与围岩当前状态下的等效塑性应变有关这一思想符合客观实际情况，并基于 M-C 屈服准则，推导了锚杆 - 围岩复合结构体的剪切强度参数计算公式。若采用其他屈服准则，这一思想仍然有效，但屈服准则中各参数的确定方法有待进一步研究。

参考文献(References):

[1] LIU H Y, SMALL J C, CARTER J P. Full 3D modelling for effects of tunneling on existing support systems in the Sydney region[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 2008, 23(4): 399 - 420.

[2] BOBET A. A simple method for analysis of point anchored rock bolts in circular tunnels in elastic ground[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2006, 39(4): 315 - 338.

[3] 杨延毅, 王慎跃. 加锚节理岩体的损伤增韧止裂模型研究[J]. 岩土工程学报, 1995, 17(1): 9 - 17.(YANG Yanyi, WANG Shenyue. Study on toughening of jointed rock masses reinforced with bolts[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1995, 17(1): 9 - 17.(in Chinese))

[4] 李术才, 王 刚, 王书刚, 等. 加锚断续节理岩体断裂损伤模型在洞室开挖与支护中的应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(8): 1 582 - 1 590.(LI Shucai, WANG Gang, WANG Shugang, et al. Application of fracture-damage model to anchorage of discontinuous jointed rock mass of excavation and supporting[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(8): 1 582 - 1 590.(in Chinese))

[5] 张玉军, 刘谊平. 锚固正交各向异性岩体的三维弹塑性有限元分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(8): 1 115 - 1 119.(ZHANG Yujun, LIU Yiping. 3D elastoplastic finite element analysis for bolted orthotropic rock mass[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2002, 21(8): 1 115 - 1 119.(in Chinese))

[6] 张强勇. 岩土工程强度与稳定计算及工程应用[M]. 北京: 中国建筑

- 工业出版社, 2005: 78 - 82.(ZHANG Qiangyong. Strength and stability analysis of geotechnical engineering and engineering applications[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2005: 78 - 82.(in Chinese))
- [7] 朱敬民, 王林, 顾金才, 等. 岩石和锚杆组合材料力学性能的模拟试验研究[J]. 重庆建筑工程学院学报, 1988, 10(2): 11 - 18.(ZHU Jingmin, WANG Lin, GU Jincai, et al. Modelling study on mechanical behavior of complex material consisted of rock and rock bolts[J]. Journal of Chongqing Institute of Building Engineering, 1988, 10(2): 11 - 18.(in Chinese))
- [8] 邹志晖, 汪志林. 锚杆在不同岩体中的工作机制[J]. 岩土工程学报, 1993, 15(6): 71 - 79.(ZOU Zhihui, WANG Zhilin. Mechanism of anchor bar in different elastic modulus rocks by model test[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1993, 15(6): 71 - 79.(in Chinese))
- [9] 朱维申, 任伟中. 船闸边坡节理岩体锚固效应的模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2001, 20(5): 720 - 725.(ZHU Weishen, REN Weizhong. Research on reinforcing effects for jointed rock masses of shiplock slope by physical modeling[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2001, 20(5): 720 - 725.(in Chinese))
- [10] 侯朝炯, 勾攀峰. 巷道锚杆支护围岩强度强化机制研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2000, 19(3): 342 - 345.(HOU Chaojiong, GOU Panfeng. Mechanism study on strength enhancement for the rocks surrounding roadway supported by bolts[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2000, 19(3): 342 - 345.(in Chinese))
- [11] 蔡小林, 赵德安. 隧道计算中提高围岩参数模拟锚杆作用的探讨[J]. 兰州交通大学学报: 自然科学版, 2004, 23(1): 10 - 14.(CAI Xiaolin, ZHAO De'an. Probe into simulation of the bolt function by increasing geomaterial parameters in tunnel calculation[J]. Journal of Lanzhou Jiaotong University: Natural Science, 2004, 23(1): 10 - 14.(in Chinese))
- [12] 陈卫忠, 朱维申. 节理岩体加固效果及其在边坡工程中的应用[J]. 勘察科学技术, 2001, (1): 3 - 6.(CHEN Weizhong, ZHU Weishen. Solidification effect of jointed rock mass and its application to the slope engineering[J]. Site Investigation Science and Technology, 2001, (1): 3 - 6.(in Chinese))
- [13] GRASSELLI G. 3D behavior of bolted rock joints: experimental and numerical study[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2005, 42(1): 13 - 24.
- [14] 江权, 冯夏庭, 陈国庆. 考虑高地应力下围岩劣化的硬岩本构模型研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(1): 144 - 152.(JIANG Quan, FENG Xiating, CHEN Guoqing. Study on constitutive model of hard rock considering surrounding rock deterioration under high geostresses[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(1): 144 - 152.(in Chinese))
- [15] 朱浮声, 郑雨天. 全长黏结式锚杆的加固作用分析[J]. 岩石力学与工程学报, 1996, 15(4): 333 - 337.(ZHU Fusheng, ZHENG Yutian. Support action analysis of tensioned and grouted bolts[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1996, 15(4): 333 - 337.(in Chinese))
- [16] 朱维申, 张玉军, 任伟中. 系统锚杆对三峡船闸高边坡岩体加固作用的块体相似模型试验研究[J]. 岩土力学, 1996, 17(2): 1 - 6.(ZHU Weishen, ZHANG Yujun, REN Weizhong. Similar model block tests for reinforcing effects of systematic bolts on rock mass of high slope of Three Gorges flight lock[J]. Rock and Soil Mechanics, 1996, 17(2): 1 - 6.(in Chinese))
- [17] 勾攀峰, 侯朝炯. 锚固岩体强度强化的实验研究[J]. 重庆大学学报: 自然科学版, 2000, 23(3): 35 - 39.(GOU Panfeng, HOU Chaojiong. The study on the testing of strengthening the bolted rock body strength[J]. Journal of Chongqing University: Natural Science, 2000, 23(3): 35 - 39.(in Chinese))
- [18] CARRANZA-TORRES C. Analytical and numerical study of the mechanics of rock bolt reinforcement around tunnels in rock masses[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2009, 42(2): 175 - 228.
- [19] HAJIABDOLMAJID V, KAISER P K, MARTIN C D. Modeling brittle failure of rock[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2002, 39(6): 731 - 741.
- [20] 朱维申, 李术才, 陈卫忠. 节理岩体破坏机制和锚固效应及工程应用[M]. 北京: 科学出版社, 2002: 116 - 128.(ZHU Weishen, LI Shucai, CHEN Weizhong. Anchorage effect and failure mechanism of jointed rock mass and engineering application[M]. Beijing: Science Press, 2002: 116 - 128.(in Chinese))
- [21] 张传庆. 基于破坏接近度的岩石工程安全性评价方法的研究[博士学位论文][D]. 武汉: 中国科学院武汉岩土力学研究所, 2006.(ZHANG Chuanqing. Study on method of safety evaluation for rock engineering based on failure approach index[Ph. D. Thesis][D]. Wuhan: Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, 2006.(in Chinese))