

文章编号: 1000-7598 (2012) 02-0467-09

基于能量增减法的深埋绿片岩 隧洞稳定性评价方法

孙 峰, 冯夏庭, 张传庆, 周 辉, 邱士利

(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, 武汉 430071)

摘 要: 基于对现场地质条件和开挖响应的直观认识和对岩石室内试验所得物理力学特性的深刻揭示, 建立了深埋条件下软弱围岩大变形挤压程度分级方法及相对应的安全系数计算方法。该方法考虑到隧洞原岩集聚的能量过大是造成开挖后围岩失稳的根本原因, 将隧洞原岩能量和围岩的总变形与弹性变形之比相结合, 分析了隧洞的围岩稳定性状况, 并在此基础上通过增减隧洞原岩能量得到了其安全系数。通过实际工程应用及与传统经验评价方法的对比, 验证了该方法的合理性与适用性。该方法考虑了围岩的地质情况、断面形状、尺寸、开挖方式等多种因素, 弥补了传统经验评价方法无法适应复杂多变的现场工程施工情况的不足, 更加贴近实际。可为大变形隧洞的安全预测、开挖方案、支护设计等提供重要参考依据。

关 键 词: 软岩隧洞; 大变形; 能量; 安全系数; 变形分级

中图分类号: TV 554

文献标识码: A

Stability estimation method of greenschist tunnel based on increasing-decreasing energy method

SUN Feng, FENG Xia-ting, ZHANG Chuan-qing, ZHOU Hui, QIU Shi-li

(State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071, China)

Abstract: Based on the understanding of geological conditions, tunnel excavation response and the physico-mechanical properties from laboratory tests of rock, deformation gradation and safety factor of the soft rock tunnel are proposed. Considering that the root cause of tunnel instability after excavation is the excessive energy of the tunnel native rock; the energy, which is combined with the ratio of the total deformation and elastic deformation, is used to analyze the stability of the tunnel; and on the basis, the safety factor is obtained by increasing-decreasing energy of the original rock. Through the practical application and compared with traditional evaluation methods, the method mentioned above is proved to be reasonable and practical. The geological conditions of surrounding rock, the cross section shape, size, excavation and other factors, which are rarely considered by traditional evaluation methods are taken into account, so as to supply important references for the underground engineering.

Key words: soft rock tunnel; large deformation; energy; safety factor; deformation gradation

1 引 言

围岩稳定性评价一直是隧洞工程中最为重要且困难的问题之一, 其不仅与围岩所赋存的环境条件、隧洞的断面形状、尺寸、开挖前进速率、支护参数等因素有关, 而且围岩本身的地质结构、物理力学特性等起到决定性作用。很多学者从不同角度对其进行了深入研究, 归纳起来, 主要包括以下几种: ①围岩静力法判据。郑颖人等^[1]将强度折减法

引入隧洞的围岩稳定性分析中, 通过折减围岩强度参数来获得隧洞的安全系数。张传庆等^[2]将塑性区内塑性应变损伤评价与屈服接近度结合提出了破坏接近度的指标。②围岩变形量或变形速率比值判据。Hoek^[3]、Barla^[4]等针对软岩大变形问题在经验统计的基础上提出了隧洞挤压变形评价方法; 朱永全等^[5]通过确定隧洞的位移极限提出了稳定性的位移判定准则。朱维申等^[6]通过大量的数值分析计算拟合出地下厂房高边墙关键点位移的推算公式。

收稿日期: 2010-07-09

基金项目: 国家重点基础研究发展规划 973 项目资助 (No. 2010CB732006)。

第一作者简介: 孙峰, 男, 1985 年生, 硕士, 主要从事隧道及地下工程施工及围岩稳定方面的工作。E-mail:sunfeng5433@126.com

③能量判据。卓家寿等^[7]通过干扰能量准则确定潜在滑动面、最危险滑向和最小安全系数的失稳警戒指标的量化标准。苏国韶等^[8]通过局部能量释放率来判断在高应力情况下围岩的破坏情况。谢和平等^[9]基于能量耗散的强度丧失准则和释放应变能的整体破坏准则,分析了各种应力状态下岩石单位整体破坏的临界应力。④突变判据。蔡美峰等^[10]认为,在岩体工程失稳时能量、变形、熵等发生了突变,因此,采用突变理论来判定围岩的失稳情况。

现场的监测数据是开挖过程中围岩力学响应的直接反映,监测结果反映了工程中地质情况、断面形状、尺寸、开挖方式等多种因素。对于软岩大变形隧洞,围岩的变形监测尤为重要。而且采用变形作为判断岩体破坏的标准,比以强度作为标准更为准确。资料表明^[11],同种岩石的极限应力强度变化范围很大,而与之对应的应变则相对变化较小,如花岗岩的单轴抗压强度从9~130 MPa,变化幅度达14.5倍,而对应的破坏应变从0.11%~0.5%,变化幅度不到5倍;泥板岩的单轴压缩强度相差60倍,而相应的破坏应变从0.2%~2.1%,差别为10.5倍,小块试件强度同岩体强度的差别还有待研究,而它们之间的破坏应变确定是同一个数量级。这些资料表明,采用应变判据,系统固有的误差范围较小。因此,基于现场的变形监测结果进行围岩稳定性的判断是一种最为方便、可靠、直接的方法^[12]。

针对该问题,本文从现场监测数据与室内试验结果出发,考虑到围岩本身所含能量变化是围岩变形破坏的根本原因,采用人为增加减少围岩本身所含能量的方式来得到相应围岩变形,并基于变形比建立深埋软岩隧洞挤压变形程度分级方法,提出相应的安全系数。

锦屏二级水电站引水隧洞西端1[#]和2[#]隧洞开挖过程中遭遇绿泥石片岩,岩石强度低,属地质软岩,相应洞段埋深在1500 m以上,为大埋深高应力洞段,开挖后出现大变形问题,给工程施工造成非常大的困难。本文建立的方法将在该工程中进行应用,以检验其合理性和适用性。

2 基本思路

2.1 能量增减法原理

围岩的破坏失稳过程主要是围岩能量的释放和转移的过程^[9]。隧洞开挖前岩体处于三向应力作用下,允许储存很大的应变能,故原岩一般处于弹性状态,其围岩所集聚的能量为弹性能。根据弹性力学原理,单位体积弹性应变能 W 为

$$W = [\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - 2\nu(\sigma_1\sigma_2 + \sigma_1\sigma_3 + \sigma_2\sigma_3)] / 2E \quad (1)$$

式中: σ_1 、 σ_2 、 σ_3 为三个轴向主应力; ν 为泊松比; E 为弹性模量。

当隧洞开挖后,围岩应力调整,其极限储存能随之发生变化,当围岩本身所集聚的能量超过其极限储存能时,一部分能量使得围岩发生塑性变形和破裂,形成围岩破坏区;另一部分向深处转移,直到围岩所集聚的能量等于或小于隧洞的极限储存能^[13]。因此,也可以认为隧洞开挖前,围岩本身所集聚的能量大小直接决定了隧洞开挖后围岩破坏区的大小。当隧洞开挖前原岩能量较大时,开挖后隧洞变形与破坏区域也会比较大,反之,亦然。而隧洞围岩变形与破坏区的大小则与隧洞围岩的稳定性是直接相关的^[6, 12, 14-16],因此,可以认为隧洞原岩所集聚的能量过大是隧洞开挖后失稳的根本原因,将能量引入隧洞围岩稳定性评价体系中是非常必要、非常合理的。考虑到不同洞径、边界条件下隧洞模型所包含的原岩能量存在着较大的差别,出于对比衡量的需要,能量增减法采用的是单位体积下隧洞围岩原岩能量。

锦屏二级水电站引水隧洞的绿泥石片岩大变形洞段不同断面的围岩最大变形基本处于0.2~1.0 m之间。通过增加或减少隧洞原岩所集聚能量的方式则很容易获得不同挤压变形情况下的围岩破坏情况,进而对不同围岩挤压变形情况下的隧洞围岩稳定性进行分析评价。

根据弹性力学原理,单位体积弹性应变能 W 也可以表达为

$$W = \frac{1}{2} E^{ijkl} \varepsilon_{im} \varepsilon_{kj} \quad (2)$$

式中: ε_{ij} 、 ε_{im} 为岩体的弹性应变。

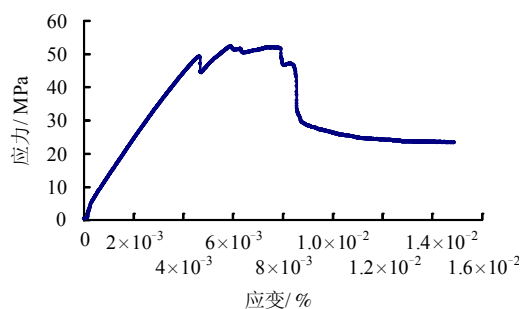
通过式(2)可以发现,可以通过改变隧洞原岩的弹性应变来改变隧洞原岩单位体积弹性应变能,而改变隧洞原岩的弹性应变,在数值计算软件中可以借助于软件热力学分析中热力学膨胀功能来实现,通过仅对其线膨胀系数赋值,在计算时赋予岩体适当的温度,就可以使得原岩的弹性应变发生改变,进而改变原岩所集聚的能量,同时不会对岩体的其他性质造成影响。

2.2 基于应变比的围岩失稳判定

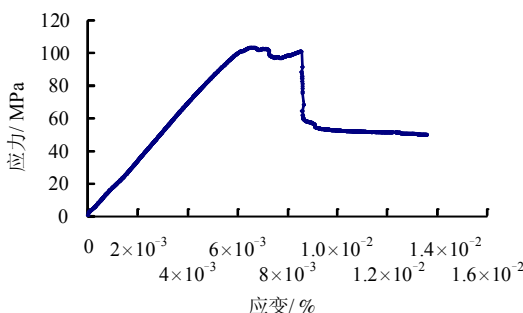
通过对绿片岩的三轴试验,发现绿片岩的应力-应变曲线具有明显的阶段性特点(如图1),这一特点也在众多的岩石力学试验中得到了验证;对于岩

石力学阶段性的划分，不同的学者有着不同的划分方式，Aydan^[17]将其划分为：弹性阶段、硬化阶段、屈服阶段、软化阶段、流动破坏阶段等 5 个阶段。对于这 5 个阶段的定义分别如下：

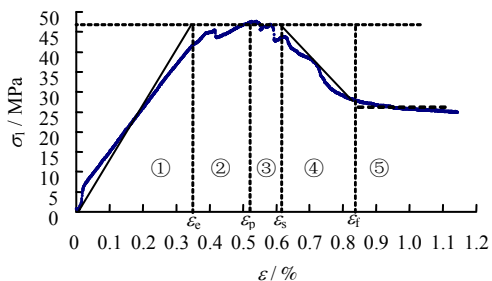
- ① 弹性区域：该区域岩石处于线弹性阶段；
- ② 强化阶段：该区域岩石发生细观破裂，但仍未达到极限承载能力，形成了一定的承载圈；
- ③ 屈服阶段：该区域岩石微裂纹趋于贯通，并出现宏观破裂，承载能力有所下降；
- ④ 软化阶段：宏观裂纹扩展，强度下降较快；
- ⑤ 流动破坏阶段：宏观破裂完全贯通，岩石达到残余强度。



(a) 围压 10 MPa



(b) 围压 20 MPa



(c) 围压 5 MPa

图 1 锦屏二级水电站绿片岩的三轴压缩下应力-应变曲线
 Fig.1 Stress-strain curves of greenschist in Jinping II hydropower station under triaxial compression

隧洞开挖后，围岩内部形成稳定程度不同的若干区域，与岩石应力-应变曲线相似，围岩也存在非常明显的分区现象^[14, 17-18]，这些区域同样也可以分

如上的 5 个阶段。

本文对隧洞的破坏分区进行了数值模拟，计算后发现，当采用应变软化模型时，隧洞也出现了明显的破坏分区现象，见图 2。为了与图 1 相对照，图 2 中使用岩体的单轴抗压强度来描述其破坏分区现象。当岩体距洞壁较远时，岩体的单轴抗压强度保持在原岩状态；逐步靠近洞壁，岩体单轴抗压强度先增大后减少，并在洞壁处达到残余强度，与岩石的应力-应变曲线非常相似。

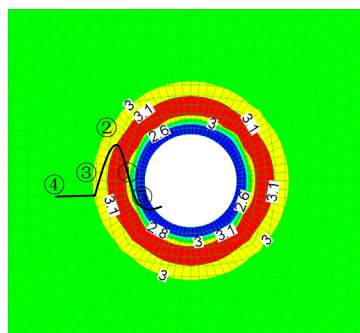


图 2 隧洞围岩破坏状态分区

Fig.2 Connectional states of surrounding rock around tunnels

考虑到岩石应力-应变曲线特征与隧洞围岩破坏的相似性，而且小试件的破坏应变同岩体的破坏应变相差不大，因此，将小试件的破坏分区同隧洞围岩的破坏分区进行对比分析是合理的。Aydan^[17]将隧洞围岩的总变形与弹性变形之比作为判断隧洞挤压程度的依据^[19]，并认为围岩的总变形与弹性变形比与岩石的室内试验结果是对应的，可以通过室内试验得出相应于不同破坏状态的变形比临界值：

$$\eta_p = \frac{\epsilon_p}{\epsilon_e}, \quad \eta_s = \frac{\epsilon_s}{\epsilon_e}, \quad \eta_f = \frac{\epsilon_f}{\epsilon_e} \quad (3)$$

式中： η_p 、 η_s 、 η_f 分别为岩样刚刚达到屈服阶段、软化阶段、流动阶段的临界变形比。

围岩的失稳破坏主要是由于塑性变形产生的，单纯依靠隧洞的总变形判断隧洞的挤压变形程度及稳定性情况是不合理的，通过变形比可以有效地考虑围岩总变形中塑性变形与弹性变形的比例，可以评估围岩的破坏状态。该方法对于判定隧洞围岩的稳定性是非常有利的。

本文参照 Aydan 的挤压变形评价分级方法，得到了基于总变形与弹性变形比的深埋软岩隧洞挤压变形评价方法，基于对隧洞稳定性的理解，本文对分级过程中隧洞行为的表现进行了重新定义，见表 1。

表1 软岩隧洞挤压变形程度分级
Table 1 Deformation gradation of soft rock tunnel

挤压程度	理论公式	隧洞行为表现
轻微挤出	$\varepsilon_0^a / \varepsilon_0^c \leq \eta_p$	岩石表现为应变硬化, 开挖停止后, 隧洞保持稳定状态
中等挤出	$\eta_p \leq \varepsilon_0^a / \varepsilon_0^c \leq \eta_s$	岩石表现为应变软化, 开挖停止后, 位移可能继续发生, 对围岩稳定可能会有一定的影响
严重挤出	$\eta_s \leq \varepsilon_0^a / \varepsilon_0^c \leq \eta_f$	岩石表现为应变软化, 开挖停止后, 位移可能继续发生, 对围岩稳定可能会有一定的影响
很严重挤出	$\varepsilon_0^a / \varepsilon_0^c \geq \eta_f$	岩石流动, 将引起介质垮塌, 很难保持稳定, 需增加支护并进行扩挖

根据表1中对围岩稳定性的描述与定义, 对稳定性情况进行定性分级, 定义 η_p 、 η_s 、 η_f 分别为安全点、警戒点、失稳点。即当围岩的变形比小于 η_p 时, 围岩处于安全状态, 围岩不存在大变形失稳问题; 当介于 η_p 、 η_s 时围岩处于相对安全状态, 可以基本保证围岩的稳定性; 当介于 η_s 、 η_f 之间时, 围岩处于相对危险状态, 需要加强监测, 当长时间无法收敛变形时应当加强支护, 保证围岩的安全稳定性; 当高于 η_f 时, 围岩处于危险状态, 很难保证较长稳定安全, 应当加强支护, 甚至可能为保证工程设计断面而进行扩挖。

2.3 隧洞安全系数的确定

为了对不同变形程度下的围岩稳定性情况更好地进行定量分析评价, 本文引入了安全系数的概念。

通过能量增减法可以得到围岩在不同挤压变形程度下的变形比, 而变形比的临界值则可以通过室内试验得出。根据表1, 笔者认为, 隧洞围岩的变形比达到 η_f 时, 隧洞处于临界失稳状态, 对应的原岩集聚能量为临界失稳能量 Ω_{lim} , 此时的安全系数定为1。当隧洞围岩变形比为 η , 其对应的原岩集聚能量为 Ω , 其安全系数 k 可以定义为

$$k = \Omega / \Omega_{lim} \quad (4)$$

式中: Ω 为该洞段发生围岩变形时所对应的原岩集聚能量。

3 工程应用

3.1 工程背景介绍

锦屏二级水电站引水隧洞工程在引(1)1+635~1+800、引(2)1+643~1+730处有软弱的绿泥石片岩地层出露, 埋深为1500m左右, 总长度为242m, 开挖洞径为13.8m。现场开挖后实施了25cm的混凝土喷层, 并随后架立了钢拱架, 锚杆长度为6/9m, 间距为1m。

开挖一年多之后, 对该洞段断面进行了激光扫描, 发现该洞段总体变形较大, 部分洞段甚至达到了1.3m以上, 而且发生塌方部位附近围岩变形普遍较大, 超过了0.7m, 隧洞净空发生了巨大变化。

现场巡视发现, 该洞段普遍存在着钢拱架严重挤压变形, 混凝土喷层开裂等现象。部分锚杆应力计监测值已经达到甚至超过了其承载能力设计值。而现场的收敛位移监测表明, 尽管测点的埋设滞后较为严重, 但仍然监测到了很大的收敛变形, 部分变形甚至超过了0.3m, 有的监测断面在开挖一年后至今仍没有明显的收敛迹象。

绿泥石片岩的三轴试验结果表明, 其应力-应变曲线具有明显的应变强化和软化特征, 并随着围压增大发生脆延性转换, 随着围压的增加, 趋于理想弹塑性变形状态。绿泥石片岩的力学特性对围压比较敏感, 干燥和饱和条件下, 其峰值强度与围压的关系很好地符合Mohr-Coulomb强度准则直线型的特点。因此, 通过Mohr-Coulomb模型来模拟计算隧洞围岩变形破坏是合理的^[20]。

3.2 围岩参数反演分析

为了得到该洞段围岩参数情况, 本文综合采用了引(1)1+690处的激光断面扫描变形数据和松动区探测结果进行了参数反演^[21-24]。

根据对锦屏二级水电工程引水隧洞地应力反演结果, 该处1500m埋深下的隧洞的地应力如表2。反演目标值为引(1)1+690处的激光断面扫描变形数据和松动区探测结果。

表2 锦屏二级引水隧洞绿泥石片岩洞段地应力
Table 2 Geostresses for greenschist in Jinping II diversion tunnel

σ_x /MPa	σ_y /MPa	σ_z /MPa	τ_{xy} /MPa	τ_{yz} /MPa	τ_{zx} /MPa
-32.76	-39.23	-37.64	-4.21	-4.68	-2.84

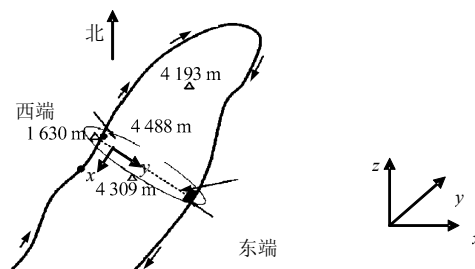


图3 地应力描述采用的坐标系

Fig.3 The coordinate system used in in-situ stress

考虑到锚杆对围岩的加固作用, 在计算中将支

护的作用等效为围岩参数的提高，将支护后的围岩作为加固体来考虑。通过反演得到加固体的力学参数为：弹性模量 $E=1.7\text{ GPa}$ ，凝聚力 $c=2.5\text{ MPa}$ ，内摩擦角 $\varphi=27^\circ$ 。

引水隧洞分为上下两层开挖。目前，引（1）1+690 断面处已经进行了上半层的开挖，隧洞最大变形发生在左侧拱肩处，达 0.67 m ，其他部位也达到了 0.4 m 以上。笔者认为，工程上所谓的松动区应当是声波测试波速低于原岩波速的区域，该洞段松动区的测试结果表明该区域松动区较大，普遍达到了 6 m 以上，左侧拱肩、拱顶处甚至达到了 8 m 左右。

基于反演参数，本文对该洞段开挖后围岩的变形和塑性区分布进行了计算，如图 5、6 所示，与实际结果的对比发现，计算所得围岩最大变形也发生在左侧拱肩，为 0.68 m ，与实际基本一致，而右侧边墙计算所得变形达到了 0.6 m ，较实际偏差较大，其他部位变形普遍分布在 0.5 m 左右，与实际变形基本相符。图 6 中松动区与塑性区的对比发现，s1、s3 处计算值与实测值基本一致，其他部位相差也不大。以上结果说明，基于反演的参数分析所得结果与现场实际的变形和松动圈测试情况基本一致，满足实际工作的需要。

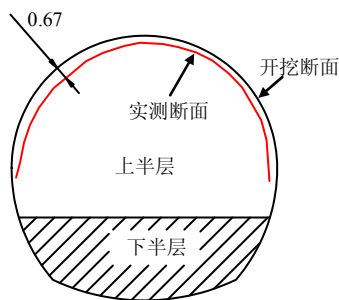


图 4 引（1）1+690 断面挤压变形
Fig.4 Deformation of tunnel section 1# 1+690

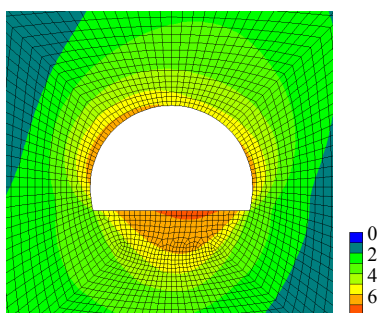


图 5 引（1）1+690 反演参数变形计算结果
Fig.5 Deformation results of inversion parameters in tunnel section 1#1+690

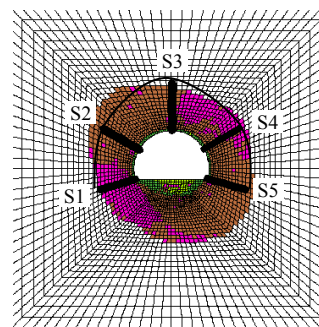


图 6 引（1）1+690 计算塑性区与松动圈实测结果对比
Fig.6 Contrast between plastic zone and measured loosened zone in tunnel 1#1+690

表 3 松动区实测值与塑性区计算值

Table 3 Parameters of plastic zone and measured loosened zone					
测值	S1	S2	S3	S4	S5
	/m	/m	/m	/m	/m
实测值	6.9	7.8	7.9	6.8	6.4
计算值	6.7	9.5	7.5	8.0	7.8

3.3 隧洞挤压程度评价及安全系数的计算

根据 Aydan^[17]的建议，可以通过室内三轴试验结果来确定其临界变形比 η_p 、 η_s 和 η_f 。考虑到尽管隧洞处于高围压状态，但在隧洞围岩破坏区域内岩体实际上处于较低的围压状态，而通过绿片岩的室内三轴试验发现，在较低围压状态下岩样的临界应变比基本一致；基于此，本文选取了室内试验时 5 MPa 围压下的岩样试验结果进行分析，所得临界变形比的统计结果如表 4 所示。

通过对表中数据进行统计计算分析，获得了绿片岩在低围压状态下的应变比的临界值：

$$\eta_p = \frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_e} = 1.61; \eta_f = \frac{\varepsilon_f}{\varepsilon_e} = 2.31; \eta_s = \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_e} = 3.13 \quad (5)$$

表 4 绿片岩应变比临界值

Table 4 Critical values of strain ratio for greenschist				
岩样编号	ε_e /‰	ε_p /‰	ε_s /‰	ε_f /‰
1	3.5	5.3	7.2	10.5
2	3	5.2	7	8.6
3	3.4	5.2	6.2	8.5
4	2.2	3.6	6	7.8
5	3	4.8	7.8	11.2

由式（1）可计算出在引（1）1+690 处隧洞开挖前围岩本身所含的弹性能为 0.42 MJ/m^3 ，其对应的围岩最大变形为 0.68 m ，其变形比为 3.09 ，小于 3.13 ，处于相对危险的状态，而围岩大变形洞段的

最大变形主要分布在 0.2~1.0 m 之间, 平均变形为 0.51 m, 为了判定该洞段不同围岩变形程度下围岩的稳定性情况, 采用能量增减法增减隧洞围岩所含的能量来获得不同围岩变形程度下的稳定性情况和安全系数。

计算结果表明, 当隧洞围岩能量达到 0.43 MJ/m^3 时, 其变形比为 3.13, 即达到了变形危险点, 对应的围岩最大变形为 0.71 m; 当隧洞围岩能量为 0.265 MJ/m^3 时, 其变形比为 2.31, 即达到了警戒点, 对应的围岩最大变形为 0.41 m; 当隧洞围岩能量为 0.16 MJ/m^3 时, 其变形比为 1.61, 为安全点, 对应的围岩最大变形 0.19 m。

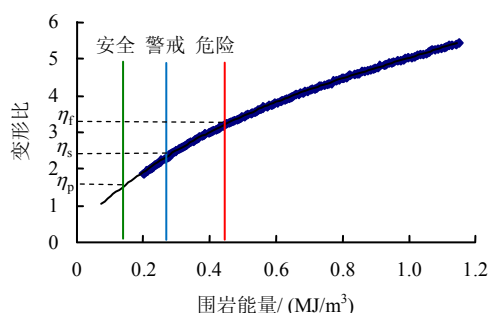


图 7 应变比随围岩能量变化曲线
Fig.7 Curves of strain ratio with surrounding rock energy

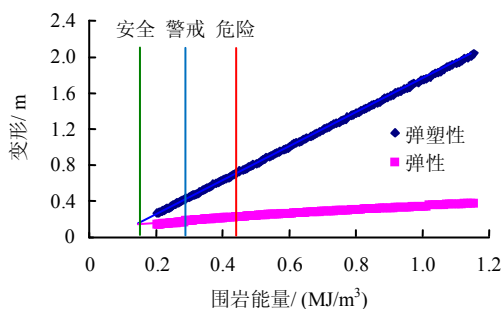


图 8 围岩变形随能量变化曲线
Fig.8 Curves of surrounding rock deformation with energy

以隧洞达到失稳临界变形 0.71 m 时的围岩能量 0.43 MJ/m^3 为基准值, 由式 (3) 计算可得该洞段不同变形程度下的安全系数, 可见, 当变形达到警戒值 0.41 m 时其安全系数为 1.65, 有着较为合理的安全储备, 因此, 采用 0.41 m 作为警戒变形值是合理的。由于该洞段围岩变形基本小于 1.0 m, 由图 9 可见, 该洞段隧洞安全系数基本在 0.8 以上, 这表明, 开挖后隧洞围岩虽然可以在较短时间内保持稳定, 但无法保持长期稳定性, 需要进行扩挖并且加强支护。

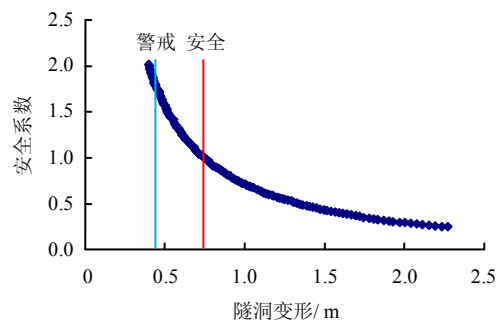


图 9 隧洞安全系数随围岩变形曲线
Fig.9 Curves of tunnel safety factor with tunnel deformation

2010 年 1 月份现场巡视发现在引水隧洞 1#桩号引 (1) 1+765~780 之间形成 3 条较大的环向裂缝, 其大体桩号为引 (1) 1+766、1+770、1+776, 裂缝从北侧拱脚开始发育, 后蔓延至北侧拱肩。拱脚裂缝宽度较大, 沿侧壁向上, 裂缝逐渐变细, 最后在拱肩处消失, 如图 10 所示, 通过激光扫描发现, 该洞段围岩最大变形普遍在 0.71 m 以上, 即其安全系数系数小于 1.0, 其后监测表明, 该洞段围岩变形持续增加。在 2010 年 6 月份对其周边洞段进行扩挖时, 尽管采用了弱爆破的方法降低对该洞段的扰动, 但仍然造成了底脚拱架严重挤压变形, 如图 11 所示。

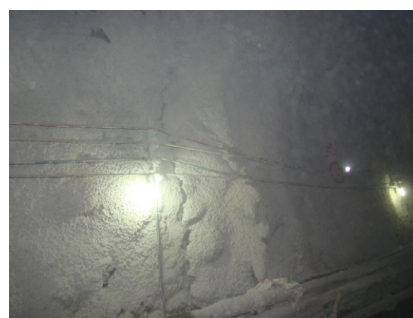


图 10 绿片岩洞段大变形引起的混凝土喷层开裂
Fig.10 Cracks in concrete sprayed layer due to the large deformation of greenschist

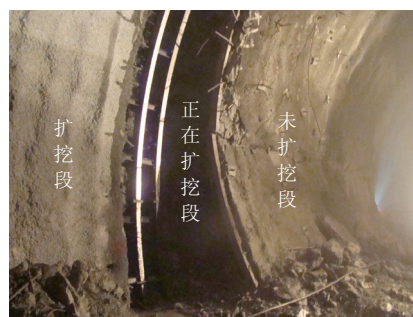


图 11 绿片岩大变形洞段拱架严重挤压变形
Fig.11 Serious extruding arch in greenschist tunnel

而其他最大变形小于 0.71 m 的断面则相对顺利，扩挖后很快就趋于稳定。该现象也在一定程度上佐证了将 0.71 m 作为失稳变形临界值的合理性。

3.4 隧洞下半层开挖安全性预测

隧洞上半层开挖完毕后，将要进行下半层的开挖，即落底开挖。从图 12 可以看出，当落底前围岩变形达到 0.32 m 时，落底后围岩变形为 0.36 m，此时应变比达到为 2.31，即达到警戒状态。当落底前围岩变形达到 0.56 m 时，落底后变形为 0.63 m，此时应变比为 3.13，即围岩达到失稳临界状态。由于隧洞中围岩变形普遍超过了安全点，故在图中不再将安全点表示出来。

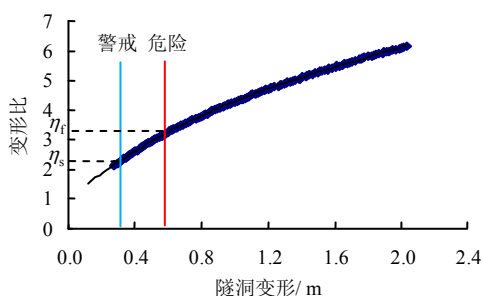


图 12 应变比随围岩变形曲线

Fig.12 Curves of strain ratio with tunnel deformation

由图 13 可见，落底开挖后隧洞的安全系数较落底前明显降低。尤其是当隧洞落底前变形为 0.7~1.0 m 时，其安全系数仅有 0.6~0.8，此时，隧洞处于比较危险的状态，在落底前应当对该变形区域加强支护，通过锚筋桩、预应力锚杆等手段限制围岩的变形，同时考虑到绿片岩遇水软化问题，应当保持该洞段的围岩干燥，施工积水应当及时排出。

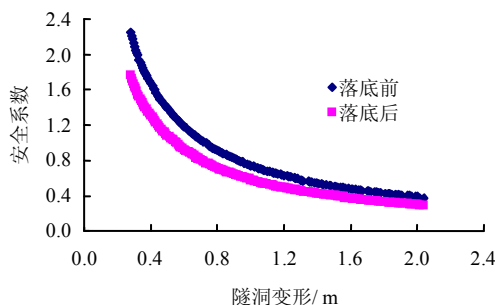


图 13 落底前后隧洞安全系数

Fig.13 Tunnel safety factors before and after the tunnel bottom excavation

3.5 几种评价方法的对比

为了评估本方法的有效性，本文与其他评价方法进行对比分析。对于挤压变形定义的下限采用目

前获得广泛认可的 1% 的变形率。

表 5 岩体挤压程度的评价
Table 5 Extrusion evaluation of rock

评价方法	大变形程度/ %			
	轻微	中等	严重	极严重
Barla(1995)	1~3	3~5	>5	
Hoek	1~2.5	2.5~5	5~10	>10
本方法落底前	1~2.8	2.8~7.2	7.2~12.5	>12.5
本方法落底后	1~2.2	2.2~5.2	5.2~9.1	>9.1

通过对比可以发现，落底后隧洞岩体挤压评价与 Hoek^[3]和 Barla^[4]经过大量实例统计得出的数据基本相符，而且通过对现场实际大变形洞段的稳定性评价也与实际情况基本相符，因此可以认为，本评价方法是较为合理的，本方法全面考虑了现场围岩的松动破坏、支护条件、隧洞断面、埋深、围岩岩性、甚至开挖方式等条件，有很好的针对性，更能准确判断隧洞围岩的稳定性情况，得出的结果也更为准确，而且本方法在通过挤压程度分级对隧洞稳定性进行定性分析的基础上，给出了安全系数的概念，针对某一具体变形进行评价和处理方案提供了更有效的依据。

落底前的挤压变形分级临界值则明显大于 Barla 和 Hoek 的结果，这应当是由于隧洞断面形状与断面尺寸因素的影响。落底开挖前后，隧洞的弹性变形几乎没有明显的变化，而塑性变形则较为明显，即落底开挖引起的围岩变形主要为塑性变形，这就使得落底前的变形分析临界值明显大于落底后，也超过了 Barla 和 Hoek 统计的结果。

4 结 论

(1) 通过分析和工程实践的结果表明，通过能量增减法和应变比评价法综合使用得出的围岩挤压程度分级和基于围岩变形的隧洞安全系数是合理的，而且与统计经验数据是相符的，同时又补充了经验数据的不足。

(2) 目前广泛应用的围岩变形分级体系往往是基于经验统计的结果，在具体工程实际使用时缺乏针对性，而文中阐述的方法，通过全面考虑围岩地质情况、隧洞断面形状、尺寸、甚至开挖方式，针对性强，更加科学、可靠，而且操作简单方便，有着很强的实用性。

(3) 在此基础上提出的基于变形的隧洞安全系数更是为在现场工作中为隧洞大变形处理方案提供了很好的参考依据。

参 考 文 献

- [1] 郑颖人, 赵尚毅. 岩土工程极限分析有限元法及其应用[J]. 土木工程学报, 2005, (01): 91—98.
ZHENG Ying-ren, ZHAO Shang-yi. Limit state finite element method for geotechnical engineering analysis and its applications[J]. **China Civil Engineering Journal**, 2005, (01): 91—98.
- [2] 周辉, 张传庆, 冯夏庭, 等. 隧道及地下工程围岩的屈服接近度分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, (17): 3083—3087.
ZHOU Hui, ZHANG Chuan-qing, FENG Xia-ting, et al. Analysis of rock mass stability in tunnel and underground engineering based on yield approach index[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2005, (17): 3083—3087.
- [3] HOEK E, BROWN E T. Underground excavations in rock[M]. London: Institution of Mining and Metallurgy, 1980.
- [4] BARLA G. Squeezing rocks in tunnels[J]. **ISRM News Journal**, 1995, 3(4): 44—49.
- [5] 朱永全. 隧道稳定性位移判别准则[J]. 中国铁道科学, 2001, (06): 81—84.
ZHU Yong-quan. The criterion of predicting tunnel stability by displacement[J]. **China Railway Science**, 2001, (06): 81—84.
- [6] 朱维申, 孙爱花, 王文涛, 等. 大型洞室群高边墙位移预测和围岩稳定性判别方法[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(09): 1729—1736.
ZHU Wei-shen, SUN Ai-hua, WANG Wen-tao, et al. Study of prediction of high wall displacement and stability judging method of surrounding rock for large cavern groups[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2007, 26(09): 1729—1736.
- [7] 邵国建, 卓家寿, 章青. 岩体稳定性分析与评判准则研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, (05): 691—696.
SHAO Guo-jian, ZHOU Jia-shou, ZHANG Qing. Research on analysis method and criterion of rockmass stability[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2003, (05): 691—696.
- [8] 苏国韶, 冯夏庭, 江权, 等. 高地应力下地下工程稳定性分析与优化的局部能量释放率新指标研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, (12): 2453—2460.
SU Guo-shao, FENG Xia-ting, JIANG Quan, et al. Study on new index of local energy release rate for stability analysis and optimal design of underground rockmass engineering with high geostress[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2006, (12): 2453—2460.
- [9] 谢和平, 鞠杨, 黎立云. 基于能量耗散与释放原理的岩石强度与整体破坏准则[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, (17): 3003—3010.
XIE He-ping, JU Yang, LI Li-Yun. Lab of criteria for strength and structural failure of rocks based on energy dissipation and energy release principles[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2005, (17): 3003—3010.
- [10] 蔡美峰, 孔广亚, 贾立宏. 岩体工程系统失稳的能量突变判断准则及其应用[J]. 北京科技大学学报, 1997, (04): 325—328.
CAI Mei-feng, KONG Guang-ya, JIA Li-hong. Criterion of energy catastrophe for rock project system failure in underground engineering[J]. **Journal of University of Science and Technology Beijing**, 1997, (04): 325—328.
- [11] 乔世范. 随机介质变形破坏判据研究及其工程应用[D]. 长沙: 中南大学, 2006.
- [12] 李宁, 陈蕴生, 陈方方, 等. 地下洞室围岩稳定性评判方法新探讨[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, (09): 1941—1944.
LI Ning, CHEN Yun-sheng, CHEN Fang-fang. Research on tunnel stability criterion[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2006, (09): 1941—1944.
- [13] 华安增. 地下工程周围岩体能量分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, (07): 1054—1059.
HUA An-zeng. Energy analysis of surrounding rocks in underground engineering[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2003, (07): 1054—1059.
- [14] 董方庭等著. 巷道围岩松动圈支护理论及应用技术[M]. 北京: 煤炭工业出版社, 2001.
- [15] 刘克明. 用变形速率比值法判别软弱隧道稳定性[J]. 西部探矿工程, 2006, 18(5): 126—127.
- [16] 杨臻, 郑颖人, 张红, 等. 岩质隧洞围岩稳定性分析与强度参数的探讨[J]. 地下空间与工程学报, 2009, (02): 283—290.
YANG Zhen, ZHENG Ying-ren, ZHANG Hong, et al. Analysis on stability for the surrounding rock of tunnel and exploring the strength parameters[J]. **Chinese Journal of Underground Space and Engineering**, 2009, (02): 283—290.
- [17] AYDAN Ö, AKAGI T, KAWAMOTO T. The squeezing potential of rocks around tunnels; Theory and prediction[J]. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, 1993, 26(2): 137—163.
- [18] 何满朝, 江玉生, 徐华禄. 软岩工程力学[M]. 北京: 科

学出版社, 1995: 26—32.

- [19] SAKURAI S. Lessons learned from field measurements in tunnelling[J]. **Tunneling and Underground Space Technology**, 1997, 12(4): 453—460.
- [20] 邓荣贵, 张倬元. 锦屏水电站坝区绿片岩结构及力学特性研究[J]. 成都理工学院学报, 2001, 28(01): 93—97.
DENG Rong-gui, ZHANG Zhuo-yuan. On the microstructure and mechanical properties of greenschist in the dam site of the Jinping power station[J]. **Journal of Chengdu University of Technology**, 2001, 28(01): 93—97.
- [21] 黄书岭, 冯夏庭, 张传庆. 岩体力学参数的敏感性综合评价分析方法研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(增刊 1): 2624—2630.
HUANG Shu-lin, FENG Xi-ting, ZHANG Chuan-qing. Study of method of comprehensive evaluation for parameters of constitutive model of rock mass[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2008, 27(Supp.1): 2624—2630.
- [22] 刘艳青, 卢汝绥. 软岩隧道围岩压力的位移直接反演方法的研究[J]. 土木工程学报, 2001, 34(1): 84—87.
LIU Yan-qing, LU Ru-sui. Study on reverse displacement method of ground pressure for tunnels in soft rock[J]. **China Civil Engineering Journal**, 2001, 34(1): 84—87.
- [23] 李宁, 段小强, 陈方方, 等. 围岩松动圈的弹塑性位移反分析方法探索[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, (07): 1304—1308.
LI Ning, DUAN Xiao-qiang, CHEN Fang-fang, et al. A back analysis method for elastoplastic displacement of broken rock zone around tunnel[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2006, (07): 1304—1308.
- [24] 江权, 冯夏庭, 苏国韶, 等. 基于松动圈-位移增量监测信息的高地应力下洞室群岩体力学参数的智能反分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(增刊 1): 2654—2662.
JIANG Quan, FENG Xia-ting, SU Guo-shao, et al. Intelligent back analysis of rock mass parameters for large underground caverns under high earth stress based on EDZ and increment displacement[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2007, 26(Supp.1): 2654—2662.

上接第 452 页

- ZHENG Ying-ren, ZHAO Shang-yi. Discussion on safety factors of slope and landslide engineering design[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2006, 25(9): 1937—1940.
- [8] 刘金龙, 栾茂田, 赵少飞, 等. 关于强度折减有限元方法中边坡失稳判据的讨论[J]. 岩土力学, 2005, 26(8): 1345—1348.
LIU Jin-long, LUAN Mao-tian, ZHAO Shao-fei, et al. Discussion on criteria for evaluating stability of slope in elastoplastic FEM based on shear strength reduction technique[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2005, 26(8): 1345—1348.
- [9] 郑颖人, 赵尚毅. 岩土工程极限分析有限元法及其应用[J]. 土木工程学报, 2005, 38(1): 92—104.
ZHENG Ying-ren, ZHAO Shang-yi. Limit state finite element method for geotechnical engineering analysis and its applications[J]. **China Civil Engineering Journal**, 2005, 38(1): 92—104.
- [10] 郑宏, 田斌, 刘德富. 关于有限元边坡稳定性分析中安全系数的定义问题[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(13): 2225—2230.
ZHENG Hong, TIAN Bin, LIU De-fu. On definition of safety factor of slope stability analysis with finite element method[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2005, 24(13): 2225—2230.
- [11] UGAI K, LESHCHINSKY D. Three-dimensional limit equilibrium and finite element analyses: A comparison of results[J]. **Soils and Foundations**, 1995, 35(4): 1—7.
- [12] CAI F, UGAI K. Numerical analysis of the stability of a slope reinforced with piles[J]. **Soils and Foundations**, 2000, 40(1): 73—84.
- [13] JIANG Jing-cai, YAMAGAMI T. A new back analysis of strength parameters from single slips[J]. **Computers and Geotechnics**, 2008, 35(2): 286—291.
- [14] JIANG Jing-cai, YAMAGAMI T. Charts for estimating strength parameters from slips in homogeneous slopes[J]. **Computers and Geotechnics**, 2006, 33(6): 294—304.
- [15] TIMOTHY D S, HANGSEOK C, SEAN M. Drained shear strength parameters for analysis of landslides[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 2005, 31(5): 575—588.
- [16] Itasca Consulting Group. Theory and background[M]. Minnesota: Itasca Consulting Group, 2002.
- [17] 宋二祥. 土工结构安全系数的有限元计算[J]. 岩土工程学报, 1997, 19(2): 1—7.
SONG Er-xiang. Finite element analysis of safety factor for soil structures[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 1997, 19(2): 1—7.