

DOI:10.16030/j.cnki.issn.1000-3665.2016.03.12

基于强度折减法的围岩自稳能力量化方法

孙辉, 苏永华, 梁斌

(湖南大学岩土工程研究所, 湖南长沙 410082)

摘要: 强度折减法被广泛应用于围岩稳定性分析中,但因岩体赋存环境异常复杂,造成数值模拟得到的围岩稳定安全系数失真,制约了支护设计向量化方向的发展。然而大量工程实践表明 I 级围岩仅凭自身强度便能抵抗住二次应力破坏。故文章选取了围岩的一种极限稳定平衡状态,运用 FLAC^{3D} 和强度折减思想计算出囊括所有岩体不确定性因子的围岩稳定系数 k_0 ,以此作为衡量围岩能否自稳的定量指标。最后通过大量数值模拟,比较各模型稳定系数与 k_0 的数值关系,初步量化了围岩自承载结构在洞室稳定中所起的作用,同时辨识出 II、III 级围岩保持长期稳定的条件。

关键词: 强度折减法; 稳定平衡; 稳定系数; 围岩

中图分类号: TU452

文献标识码: A

文章编号: 1000-3665(2016)03-0073-06

Quantization methods of surrounding rock self-stability based on strength reduction

SUN Hui, SU Yonghua, LIANG Bin

(Institute of Geotechnical Engineering, Hunan University, Changsha, Hunan 410082, China)

Abstract: Strength reduction is widely used in surrounding rock stability analysis. Since the rock storage environment is very complex, the surrounding rock stability safety factor resulting from numerical simulation may be inaccurate, leading to the restriction of the development of support design to the quantitative direction. However, a large number of engineering practice shows that the strength of I - level surrounding rock itself is able to withstand the damage of secondary stress. This paper selects an extreme state of surrounding rock stable equilibrium and combines the FLAC^{3D} and strength reduction to calculate the surrounding rock stability coefficient k_0 , including all of the rock uncertainties, as a quantitative indicator of the measuring surrounding rock whether self-stability. Through a large number of numerical simulation, the relationship between the safety coefficient of each model and k_0 are compared, the role of surrounding rock self-carrying structure and support structures in the cavern stability is quantified, and the II & III level surrounding rock homeostatic conditions are identified.

Keywords: strength reduction; stable equilibrium; stability factor; surrounding rock

现代地下结构支护原理认为围岩既是山岩压力产生的来源,更是承载的主体,人工支护结构起辅助承载作用^[1-2]。但源此发展的行业设计规范仅给出各级围岩相应支护的定性描述,不能定量表征结构各部分的

支护能力,造成材料的浪费。

为使支护设计向量化方向发展,学者们开展了大量的研究。剑万禧^[3]通过套筒致裂法测试巷道围岩力学性质,并以岩体折算抗压强度与折算应力比值为围岩分

收稿日期: 2015-08-19; 修订日期: 2015-12-05

基金项目: 国家自然科学基金项目(51378195); 湖南省交通科技项目(201224)

第一作者: 孙辉(1988-),男,硕士研究生,主要从事地下结构与隧道工程方面研究。E-mail:1036753952@qq.com

通讯作者: 苏永华(1965-),男,教授,博导,主要从事地下结构工程的教学与科研工作。E-mail:yong_su1965@126.com

类唯一指标,将巷道围岩分为 6 类,给出相应的支护方案。郑颖人等^[4-5]将有限元强度折减法引入围岩稳定性分析中,提出围岩稳定安全系数的概念,求得围岩破坏面的形式;同时论证传统位移和塑性区判据的不足,指出稳定安全系数因不受弹模、泊松比、洞形及计算软件等影响而可作为稳定性判据的统一标准。孙文杰等^[6-7]利用强度折减法思想运用数值软件定量地确定衬砌和二衬结构的尺寸,优化了衬砌结构的设计。但影响围岩稳定性的因素诸如岩体地质结构、力学性质、地应力状态、地下水状况、断面尺寸、开挖工序以及施工方法等异常复杂、无法一一确定,造成数值模拟得到的围岩稳定安全系数失真,制约支护设计向量化方向发展。

《工程岩体分级标准》^[8]指出 I 级围岩跨度小于 20 m,长期稳定,偶有掉块,无塌方;《岩土锚固与喷射混凝土支护工程技术规范》^[9]给出 I 类围岩毛洞跨度 5~10 m 时,长期稳定,无掉块;RMR 分类法^[8]提到:RMR 评分值在 100~81 间的岩体(15 m 跨度)平均稳定时间 20 a。《铁路隧道设计规范》^[10]锚喷衬砌设计参数表给出 I 级围岩单双线隧道仅施加防护型或构造型支护用以封闭岩面促使围岩承载环的形成,而未提及承载型支护;表 F.0.2、表 F.0.3 给出隧道埋深在 500 m 以内 II~V 级围岩稳定性判别指标,而对 I 级围岩未予考虑。这表明 I 类围岩自身强度能够承受住二次应力破坏,且 500 m 是其不施加承载型支护维持长久稳定的界限埋深。

因此,本文将 I 级围岩在 500 m 埋深下跨度 10 m 的自稳状态视为围岩极限自稳状态,并通过有限差分强度折减法求此状态下的围岩安全系数 k_0 ,作为衡量围岩能否自稳的定量指标。同时运用经典弹塑性理论知识绘制围岩应力摩尔圆与剪切强度线示意图,并以 II、III 级围岩为例,通过数值模拟辨识出其自稳条件并量化承载围岩在洞室稳定中所起作用,对地下结构设计具有指导意义。

1 围岩的失稳判别方法

1.1 基于强度折减法的围岩稳定系数

强度折减法主要是将岩体强度指标黏聚力 c 、内摩擦角 φ 同时除以一个折减系数 k ,得到一组新的 c' 、 φ' 值,作为材料新的参数来进行数值计算。当围岩刚好达到临界破坏状态时,对应的 k 值即为围岩的稳定系数,其计算公式为:

$$c' = c/k \quad (1)$$

$$\varphi' = \arctan(\tan(\varphi/k)) \quad (2)$$

为避免取值的盲目性,模拟过程中先按岩体的实际强度参数进行计算,然后再根据观察到的围岩破坏情况均匀地增大或减小 k ,直至围岩变形状态逼近临界破坏状态时再进行局部精细取值以保证围岩安全系数的准确性。

1.2 围岩的临界破坏判据

目前数值计算中岩土工程的临界破坏判据主要有三种^[11]:①数值计算不收敛,即在规定的迭代次数内数值运算达不到默认精度,则认为在该折减系数下围岩已失稳破坏;②通过域内广义塑性应变或广义剪应变等物理量的变化和分布来判断,如以域内塑性区贯通作为失稳标志;③根据特征点的位移曲线变化特征确定失稳状态,如以拱顶下沉位移发生突变作为围岩失稳判据。

三种判据在确定失稳的临界状态时都存在一定的的人为性,尤其判据①受时步和收敛条件的影响较大,因此本文将判据②③为主、判据①为辅综合比较来确定围岩失稳的临界状态。

1.3 模型的建立及参数的选取

数值计算使用 FLAC^{3D} 有限差分软件,隧洞断面采用直墙拱型,取 1/2 对称模型,分析区域取 5 倍洞径(图 1)。图 1 中 h 、 b 分别为洞室高度和跨度。模型两侧边水平位移固定,底边垂直位移固定,顶边为自由边界。应力场采用自重应力场,侧压力系数取 1。数值计算中岩体采用弹塑性本构模型和莫尔—库伦(Mohr—Coulomb)屈服准则,按平面应变问题来处理,不考虑开挖的时间和空间效应。围岩的物理力学指标依据《铁路隧道设计规范》^[10]按最不利围岩稳定的参数组合选取,其中,I 级围岩密度 ρ 取为 2800 kg/m³,弹性模量 E 取为 33 GPa,泊松比 μ 取为 0.2,内摩擦角 φ 取为 60°,黏聚力 c 取为 2.1 MPa。

1.4 稳定性计算与分析

利用强度折减法的思想计算出不同折减系数下围岩的变形状态,并统计洞壁关键点在各强度折减系数下的位移值,绘制图 2 和图 3。

由图 2 可见,关键点位移值基本呈现出同步增长的趋势,当 $k < 3.6$ 时位移值增长缓慢,表明围岩处于弹性变形阶段;当 $k > 4.0$ 时位移值迅速增长,说明部分围岩单元进入无限发展的塑性流动阶段。由图 3 可见,随着 k 值的增大,塑性区从无到有、由小变大,当 $k < 3.0$ 时,塑性区只在洞周小范围内形成,其与断面的面积比 M 值小于 3.3;洞壁关键点相对净空变化值 S 也小于 0.15%,围岩变形大体处于弹性变形阶段。当 $k = 3.8$ 时,塑性区开始初步贯通整个断面, M 值为 12.4, S 值为

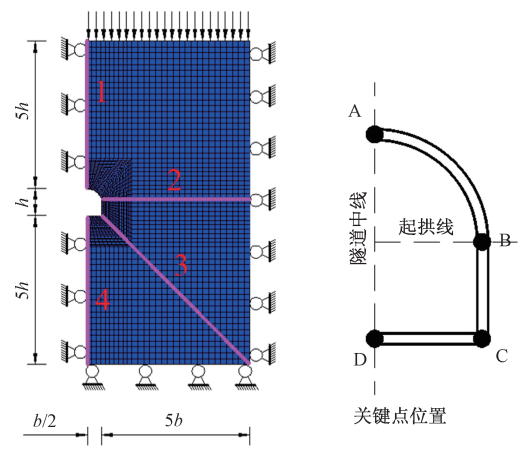


图 1 数值计算模型及检测线示意图

Fig. 1 Schematic diagram showing the numerical model and the test line

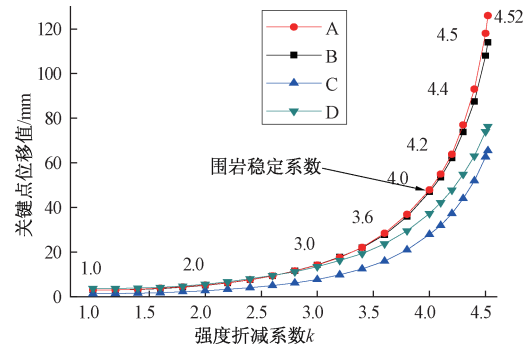


图 2 围岩强度折减系数与关键点位移值关系图

Fig. 2 Relationship between strength reduction parameters and displacement of the key points

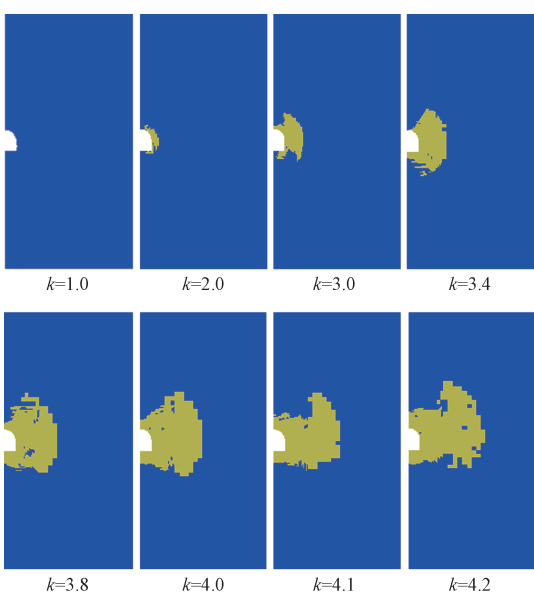


图 3 塑性区发展示意图

Fig. 3 Section of plasticity of surrounding rock

0.39% ;而当 $k=4.0$ 时, M 值超过 15, S 值超到 0.5% ,洞周塑性区已充分贯通并开始向上方发展,围岩表现出破坏特征。此后再增大 k 值,塑性区开始不断向上延伸,表明洞周岩体承载力丧失、破坏开始向上发展。故认定 4.0 为该围岩的稳定系数 k_0 。因为 k_0 是围岩自身强度恰好能够承受住二次应力破坏的稳定系数,所以当围岩稳定系数大于 k_0 时围岩能够自稳,小于 k_0 时则需施加承载型支护与围岩一起承担次生应力破坏。

2 支护效应的量化方法

对于静水压力下的圆形洞室,其围岩单元剪应力恒为 0,切向应力恒为最大主应力,径向应力恒为最小主应力。据此绘制单元 1、单元 2 的应力状态莫尔圆与剪切强度线示意图(图 4)。图中 L_0 为围岩的剪切强度线, L_1 、 L_2 分别代表不同折减系数下的剪切强度线;虚线、实线半圆分别代表有、无支护阻力 p_a 时单元 1、单元 2 的应力状态莫尔圆。

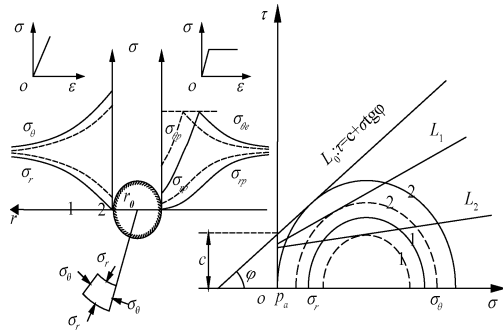


图 4 围岩应力莫尔圆与剪切强度线示意图

Fig. 4 Mohr circle and shear strength of the rock stress

对于开挖后仍处于弹性状态的围岩,折减其岩体的强度参数 c 、 φ 就是将岩体的剪切强度线按图 4 所示由 L_0 到 L_1 再到 L_2 地往下降,使那些原本位于强度线下方的莫尔圆相继与之相交,一旦莫尔圆与强度线相交,表示单元受剪屈服、进入了塑性变形阶段。而随着强度线的降低,更大范围内的岩体单元受剪屈服,围岩塑性区不断扩大(图 3),峰值应力不断向岩体深部移动(图 5)。当塑性区发展到一定程度后,若受力状态仍得不到改善,已屈服单元将产生无限增长的塑性流动,最终脱离围岩母体,导致隧洞坍塌破坏。

由图 4 可知岩体的强度参数 c 、 φ 越高、 σ_θ 与 σ_r 的差值越小,剪切强度线离应力莫尔圆就越远;施加 p_a 后, σ_r 增大、 σ_θ 减小,应力莫尔圆将向内缩小、远离了强度线,致使围岩破坏时其强度线折减的程度增加,亦即 p_a 使围岩抗剪稳定性增大,而 k 增值的大小则量

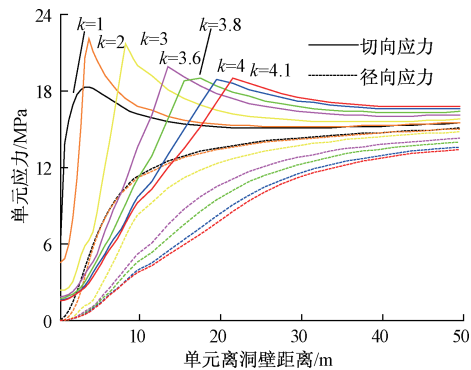


图5 2号检测线方向围岩应力变化

Fig. 5 Rock stress of No. 2 test line direction

化了 p_a 在提高围岩抗剪稳定性中的作用。对于开挖后出现塑性区的围岩其应力状态则视为处于弹性状态的围岩其强度经过某种程度地折减后所呈现的应力状态。综上,折减系数的值不仅能有效表征围岩的抗剪稳定性能力,而且还间接地衡量了支护抗力在提高围岩抗剪稳定性中的作用。

3 数值模型对比试验

隧洞开挖前岩体中各质点在原岩应力挤压作用下处于相对平衡状态,隧洞开挖后形成了新的临空面,导致围岩向洞内运动^[15],当运动最终收敛时,围岩长期自稳,此一状态称为围岩的稳定平衡状态(图6左);当运动不断发散时,围岩将从最初的稳定状态走向失稳状态,此一状态称为围岩的非稳定平衡状态(图6右)。



图6 稳定平衡和非稳定平衡

Fig. 6 Stable equilibrium and unstable equilibrium

表1给出了各级围岩稳定情况的描述,显然,I、II级围岩在跨度为10 m时处于稳定平衡状态,而其它级围岩则处于非稳定平衡状态,需施加支护结构使其向稳定平衡状态转变。

表1 隧道各级围岩自稳能力判断

Table 1 Analysis of tunnel rock self-stability

围岩级别	自稳能力
I	跨度 20 m, 长期自稳
II	跨度 10 ~ 20 m, 基本稳定; 跨度 10 m, 长期自稳
III	跨度 5 ~ 10 m, 稳定数月; 跨度 5 m, 基本稳定
IV	跨度 5 m, 无自稳能力; 跨度 < 5 m, 稳定数日至 1 个月
V	无自稳能力, 跨度 5 m 或更小时, 稳定数日

为辨识出各级围岩自稳的极限条件,并量化围岩自承载体在洞室稳定过程中所起的作用,本文运用FLAC^{3D}差分软件和强度折减法对各工况下的隧洞开挖进行了大量数值模拟。最终选取表2所示的6个模型,并绘制其关键点位移值与强度折减系数的关系曲线(图7),进行详细说明。

图7(a)所示:模型1的围岩稳定系数小于 k_0 ,说明围岩处于非稳定平衡状态、在自稳一段时间后将走向失稳破坏状态。在模型1的开挖面上均匀施加1.95 MPa的法向支护抗力后围岩稳定系数增加到4.0(模型2)(图7b),达到恒稳的最低标准 k_0 ,表明围岩实现了由非稳定平衡状态向稳定平衡状态的转变过程,在此过程中二次应力的70%($2.8/4 = 70\%$)由围岩承担,而支护抗力则承担余下的30%。模型3的围岩稳定系数为4(图7c),等于 k_0 ,表明II级围岩在地应力为5 MPa、洞室跨度为8 m时处于极限稳定平衡状态,此时围岩强度恰能承受住二次应力破坏,故仅需及时封闭岩面以防岩体恶化便可保持洞室长期稳定。

表2 数值模型的物理几何参数

Table 2 Physical geometry parameters under different models

模型	围岩级别	密度/ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	弹性模量/ GPa	泊松比	黏聚力/ MPa	内摩擦角/ ($^\circ$)	地应力/ MPa	断面跨度/ m	支护阻力/ MPa	1/2 洞形及 关键点位图
1	II	2700	20	0.25	1.5	50	13.5	10	0	A ●
2	II	2700	20	0.25	1.5	50	13.5	10	1.95	+ ● B
3	II	2700	20	0.25	1.5	50	5.0	8	0	D ● ● C
4	III	2500	6	0.3	0.7	39	2.5	5	0	A ●
5	III	2500	6	0.3	0.7	39	2.5	5	0.8	+ ● B
6	III	2500	6	0.3	0.7	39	2.5	5	1.2	C ●

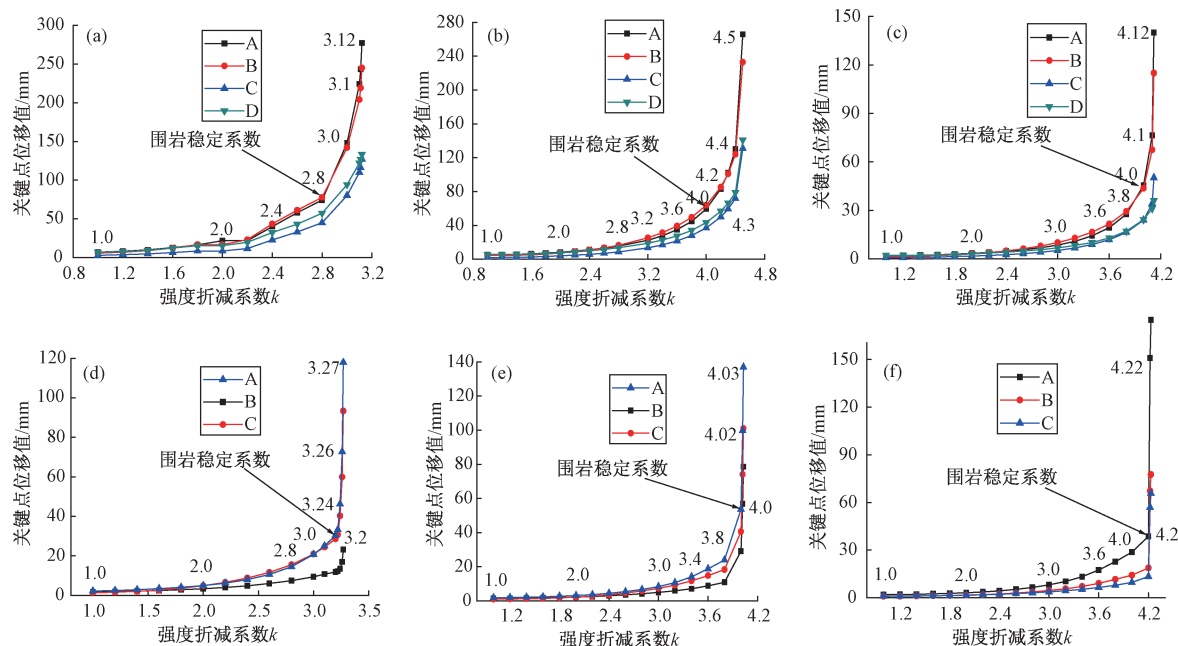


图7 围岩强度折减系数与关键点位移值关系图

Fig. 7 Relationship between strength reduction parameters and displacements of the key points

(a) 模型1; (b) 模型2; (c) 模型3; (d) 模型4; (e) 模型5; (f) 模型6; A、B、C、D—关键点

模型4围岩稳定系数为3.2(图7c),大于模型1稳定系数2.8,说明模型4的毛洞比模型1的毛洞自稳能力强,出现了质量差的围岩比质量好的围岩更加稳定的现象,这是因为两种围岩承受的次生应力相差较大,而稳定系数的大小反映的是围岩强度与其所承受二次应力间的相对数量关系,而非围岩强度的高低。

在模型4开挖面上均匀施加0.8 MPa的法向支护抗力后围岩稳定系数由3.2增至4.0(图7e),提高了0.8;而当支护抗力增至1.2 MPa(模型6)时,稳定系数增加1.0(图7f)。显然,两者的增值不成正比,表明围岩稳定系数不是其支护抗力的线性函数。

4 结论

(1)通过比较各模型围岩稳定系数与 k_0 的数值关系,可初步量化出围岩自承载结构与支护结构在维持洞室稳定中各自所起作用的大小。

(2)Ⅱ级围岩在地应力为5 MPa、洞室跨度为8 m时处于极限稳定平衡状态,此时围岩强度恰能承受住二次应力破坏,仅需及时封闭岩面以防岩体恶化便可保持洞室的长期稳定;Ⅲ级围岩圆形洞室在2.5 MPa的地应力下断面跨度为5 m时仍需支护结构提供1.2 MPa的抗力才能保持长久稳定。

(3)稳定系数表征围岩强度与其二次应力间的相对数量关系,而非围岩强度高低。增加支护抗力,稳定

系数将增大,但两者不成线性增长。

参考文献:

- [1] 苏永华,何新亮,罗正东. 基于强度折减法的隧道围岩稳定性研究[J]. 水文地质工程地质, 2014, 41(1): 48-53. [SU Y H, HE X L, LUO Z D. Research on the stability of surrounding rocks based on the strength reduction method [J]. Hydrogeology & Engineering Geology, 2014, 41(1): 48-53. (in Chinese)]
- [2] 熊良宵,袁学武. 隧道掘进面接近地质界面时围岩的应力特征研究[J]. 水文地质工程地质, 2012, 39(3): 38-44. [XIONG L X, YUAN X W. A study of the stress of surrounding rock when tunnel excavation approaches the geological interface [J]. Hydrogeology & Engineering Geology, 2012, 39(3): 38-44. (in Chinese)]
- [3] 剑万禧. 巷道围岩稳定性的判据及岩石分类[J]. 工程地质学报, 1999, 7(1): 20-24. [JIAN W X. Surrounding rock stability criteria and rock classification [J]. Journal of Engineering Geology, 1999, 7(1): 20-24. (in Chinese)]
- [4] 李秀地,郑颖人,袁勇,等. 沉管海底隧道强度折减法分析探讨[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(10): 1876-1882. [LI X D, ZHENG Y R, YUAN Y, et al. Strength reduction method for submarine immersed tunnels [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(10): 1876-1882. (in Chinese)]

- [5] 郑颖人. 有限元极限分析在隧洞工程中的应用 [J]. 重庆交通大学学报: 自然科学版, 2011, 30 (2): 1127 - 1137. [ZHENG Y R. The application of FEM limit analysis in tunnel engineering [J]. Journal of Chongqing Jiaotong University: Natural Science, 2011, 30 (2): 1127 - 1137. (in Chinese)]
- [6] 孙文杰, 孔亮, 郑颖人, 等. 基于安全系数的地铁车站衬砌优化设计探讨 [J]. 地下空间与工程学报, 2012, 8 (1): 116 - 121. [SUN W J, KONG L, ZHENG Y R, et al. Discussion on lining optimization design of subway station based on safety factor [J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2012, 8 (1): 116 - 121. (in Chinese)]
- [7] 黄生文, 邓超荣, 王小明. 大跨径隧道二次衬砌优化分析 [J]. 中外公路, 2010, 8 (12): 201 - 204. [HUANG S W, DENG C R, WANG X M. Analysis of optimization of lining for the second time of large-span tunnel [J]. Journal of China & Foreign Highway, 2010, 30 (1): 201 - 204. (in Chinese)]
- [8] 长江水利委员会长江科学院. GB 50218—2014 工程岩体分级标准 [S]. 北京: 中国计划出版社, 2014. [Changjiang River Scientific Research Institute. GB 50218—2014 Standard for classification of Engineering rock mass [S]. Beijing: China Planning Press, 2014. (in Chinese)]
- [9] GB 50086—2011 岩土锚固与喷射混凝土支护工程技术规范 [S]. 北京: 中国计划出版社, 2011. [GB 50086—2011 Technical code for engineering of ground anchoring and shotcrete support [S]. Beijing: China Planning Press, 2011. (in Chinese)]
- [10] 铁道第二勘察设计院. TB1003—2005 铁路隧道设计规范 [S]. 北京: 中国铁道出版社, 2005. [The Second Railway Survey and Design Institute. TB1003—2005 Code for design of railway tunnel [S]. Beijing: China Railway Press, 2005. (in Chinese)]
- [11] Hoek E, Marinos P, Benissi M. Applicability of the Geological Strength Index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses: The case of the Athens Schist Formation [J]. Bull Engg Geol Env, 1998, 57 (2): 151 - 160.
- [12] 朱汉华, 尚岳全, 杨建辉, 等. 公路隧道设计与施工新法及其应用 [M]. 北京: 人民交通出版社, 2010: 5 - 17. [ZHU H H, SHANG Y Q, YANG J H, et al. Highway tunnel design and construction of the new law and its application [M]. Beijing: China Communications Press, 2010: 5 - 17. (in Chinese)]

责任编辑: 汪美华

(上接第 72 页)

- [8] Solecki R, Conant R J. Advanced Mechanics of Materials [M]. London: Oxford University, 2003.
- [9] 郭佳奇, 刘希亮, 乔春生. 自然与饱水状态下岩溶灰岩力学性质及能量机制试验研究 [J]. 岩石力学与工程学报, 2014, 33 (2): 296 - 308. [GUO J Q, LIU X L, QIAO C S. Experimental study of mechanical properties and energy mechanism of karst limestone under natural and saturated states [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, 33 (2): 296 - 308. (in Chinese)]
- [10] 张志镇, 高峰. 单轴压缩下岩石能量演化的非线性特性研究 [J]. 岩石力学与工程学报, 2012, 31 (6): 1 201 - 1 207. [ZHANG Z Z, GAO F. Research on nonlinear characteristics of rock energy evolution under uniaxial compression [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, 31 (6): 1 201 - 1 207. (in Chinese)]
- [11] 朱敏, 邓华锋, 周时, 等. 水岩作用下砂岩断裂韧度及抗拉强度的试验研究 [J]. 三峡大学学报 (自然科学版), 2012, 34 (5): 34 - 38. [ZHU M, DENG H F, ZHOU S, et al. Experimental research on fracture toughness and tensile strength of sandstone under water-rock interaction [J]. Journal of China Three Gorges University (Natural Sciences), 2012, 34 (5): 34 - 38. (in Chinese)]
- [12] 杨圣奇, 徐卫亚, 苏承东. 大理岩三轴压缩变形破坏与能量特征研究 [J]. 工程力学, 2007, 24 (1): 136 - 142. [YANG S Q, XU W Y, SU C D. Study on the deformation failure and energy properties of marble specimen under triaxial compression [J]. Engineering Mechanics, 2007, 24 (1): 136 - 142. (in Chinese)]
- [13] 陈学章, 何江达, 肖明砾, 等. 三轴卸荷条件下大理岩扩容与能量特征分析 [J]. 岩土工程学报, 2014, 36 (6): 1 106 - 1 112. [CHENG X Z, HE J D, XIAO M L, et al. Dilatancy and energy properties of marble under triaxial unloading condition [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36 (6): 1 106 - 1 112. (in Chinese)]
- [14] 张倬元, 黄润秋, 王士天, 等. 工程地质分析原理 [M]. 北京: 地质出版社, 2009. [ZHANG Z Y, HUANG R Q, WANG S T, et al. Analysis principles of engineering geology [M]. Beijing: Geology Press House, 2009. (in Chinese)]

责任编辑: 汪美华