

## 压剪滑动型危岩失稳破坏准则研究\*

唐红梅, 张金浩, 陈洪凯

(重庆交通大学 岩土工程研究所, 重庆市 400074)

**摘要:**根据危岩的受力特点,建立了压剪滑动型危岩力学模型;分别求出了作用于危岩体上的重力、裂隙水压力(天然工况和暴雨工况)和地震荷载计算表达式。将作用在危岩上的荷载沿主控结构面法线和切线方向分解,得到法向力和切向力计算式;采用D-P破坏准则,建立了用主控结构面法向力和切向力表达的压剪滑动型危岩的失稳破坏准则。工程实例验证表明该准则具有一定合理性。

**关键词:**岩土力学;力学模型;破坏准则;主控结构面;压剪型危岩

**中图分类号:**P642.2

**文献标志码:**A

**文章编号:**1672-6693(2016)03-0045-06

危岩失稳破坏是一个严重的全球性山地灾害问题,具有突发性、快速性、强破坏性的特征。据不完全统计,中国山区城镇、矿山、交通干线沿线处于危险、较危险安全等级的潜在失稳体数万个,仅三峡库区重庆境内城镇区便存在5万多个。国内每年产生的失稳灾害次数8000次以上,直接经济损失50多亿元,严重威胁着人们的人身财产安全。因此,研究危岩失稳破坏机理已经成为许多学者研究的重点。最具代表性的有:陈洪凯等<sup>[1-2]</sup>建立了主控结构面尖端断裂扩展方向岩石的联合断裂强度因子计算方法,并结合危岩的断裂韧度,建立了危岩稳定性计算方法;王林峰等<sup>[3]</sup>基于断裂力学理论,建立了考虑时效的危岩稳定性计算方法,并运用非线性最优化计算方法对危岩稳定可靠性进行优化计算;刘昌军等<sup>[4]</sup>根据危岩失稳类型对空间块体模型进行分类,基于极限平衡理论和各类危岩的破坏机制以及作用在危岩上荷载组合,建立危岩锚固计算方法;于明明等<sup>[5]</sup>采用悬臂梁力学模型,对高边坡危岩的稳定性进行了定量计算及分析;张永兴等<sup>[6]</sup>在建立危岩的力学分析模型的基础上,研究了边坡中张性地应力和岩腔发育深度对差异风化型危岩形成与破坏的影响,并提出了预测差异风化型危岩控制性破坏模式的方法;郑安兴等<sup>[7]</sup>将危岩主控结构面类比为宏观裂纹,运用扩展有限元方法(XFEM),求解结构面扩展过程的移动非连续问题,并解释在荷载作用下危岩主控结构面的断裂扩展行为;石玉成等<sup>[8]</sup>针对预应力锚索加固危岩的特点,通过对不同动荷载作用下预应力锚索加固的危岩位移场、应力场分布特征的数值模拟计算,揭示了预应力锚索加固危岩在地震作用下的动态响应和变化规律。上述研究成果对解释危岩失稳破坏机理提供了可靠的理论依据,为危岩的加固措施提供了科学的计算方法,但现有的研究成果对危岩失稳破坏机理的认识并不一致,而针对危岩失稳破坏准则的研究方面更是少见,有待进一步研究。因此,本文根据危岩的受力特点,建立压剪滑动型危岩力学模型。将作用在危岩上的荷载分为重力、裂隙水压力(天然状态和暴雨状态)和地震力,并分别求出了相应的表达式。将作用在危岩上的所有荷载沿主控结构面法线和切线方向分解,得到法向力和切向力计算式;采用德鲁克-普拉格(Drucker-Prager)破坏准则,建立了用主控结构面法向力和切向力表达的压剪滑动型危岩的失稳破坏准则。并用工程实例验证了该公式具有一定合理性。研究成果所建立的公式较简单,参数容易从试验中得到,对解释该类危岩的破坏机理有显著的适用性。

### 1 压剪滑动型危岩力学模型的建立

根据压剪滑动型危岩(图1)的受力特点,建立的力学模型见图2。图2中, $O$ 为危岩主控结构面尖端, $C$ 为危岩重心, $H$ 为危岩平均高度, $e$ 为主控结构面垂直长度, $\beta$ 为主控结构面倾角, $W$ 为单位长度危岩重量, $P_L$ 为单位

\* 收稿日期:2015-06-05 修回日期:2016-01-14 网络出版时间:2016-04-29 18:37

资助项目:国家自然科学基金(No. 51378521; No. 11272185); 2013年重庆市高校创新团队建设计划资助项目(No. KJTD201305)

作者简介:唐红梅,女,研究员,研究方向为地质灾害减灾理论与减灾技术, E-mail: hmtang6778@sina.com

网络出版地址: <http://www.cnki.net/kcms/detail/50.1165.n.20160429.1837.036.html>

长度危岩受到的水平地震力,  $P_v$  为单位长度危岩受到的竖向地震力,  $P_w$  为裂隙水压力。



图 1 压剪滑动型危岩照片

Fig. 1 Picture of compression-shear sliding perilous rock

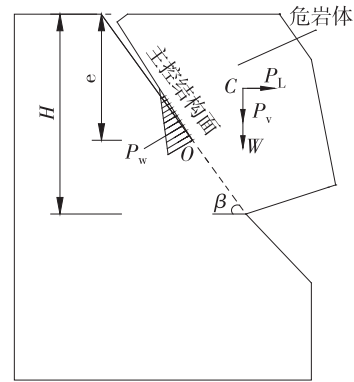


图 2 压剪滑动型危岩力学模型

Fig. 2 Mechanical model of compression-shear sliding perilous rock

## 2 压剪滑动型危岩力学模型的求解

### 2.1 重力及地震力

压剪滑动型危岩破坏的实质是主控结构面在重力、地震力和裂隙水压力共同作用下的破坏失稳问题。因此,假定危岩的重力和地震力均作为集中力作用在主控结构面中心 A 点上,把危岩简化为梯形,顶部长度为  $g$ ,底部长度为  $f$ ,高为  $H$ (图 3)。则重力和地震力的表达式为:

$$\begin{cases} W = \frac{1}{2}(g+f)H\gamma, \\ P = \mu W. \end{cases} \quad (1)$$

式中,  $W$  为危岩的重力(单位:  $\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$ );  $\gamma$  为危岩容重(单位:  $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$ );  $P$  为作用在危岩的地震力(单位:  $\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$ );  $\mu$  为地震力系数,由于地震发生时,地震产生的横波和纵波不能同时作用于危岩上,故水平地震力和竖直地震力只能考虑 1 个,一般取水平地震力作为研究对象。

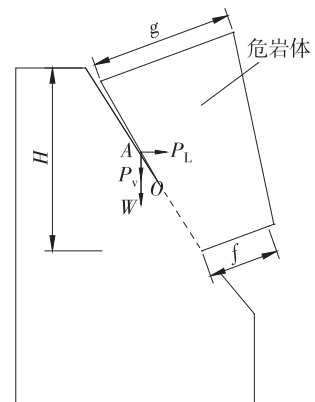


图 3 压剪滑动型危岩简化模型

Fig. 3 Mechanical model of compression-shear sliding perilous rock

### 2.2 裂隙水压力

主控结构面作用裂隙水压力  $P_w$  按下式计算:

$$P_w = \frac{1}{2}\gamma_w e_1^2 \quad (2)$$

式中:  $P_w$  为作用下危岩上的裂隙水压力(单位:  $\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$ );  $\gamma_w$  为裂隙水的容重(单位:  $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$ );  $e_1$  为主控结构面内的充水高度(单位:  $\text{m}$ ),天然状态下取主控结构面贯通段的 1/3 长度,暴雨状态取 2/3 长度。

根据(2)式计算的裂隙水压应力理论值与试验测试值之间存在较大误差,测试值普遍小于理论值,鉴于此,文献 9 进行了裂隙水压力模型试验,引入了折减系数  $\xi$ ,根据试验所数据得出折减系数  $\xi$  的公式:

$$\xi = k_1 a_1^2 + k_2 a_1 + k_3. \quad (3)$$

式中  $a_1$  为主控结构面平均开度,一般取 0.2~2.0 cm 之间;  $k_1, k_2, k_3$  分别取 -0.36, 0.45, 0.57。

利用(3)式建立危岩裂隙水压应力修正公式:

$$P_w = \frac{1}{2}\xi\gamma_w e_1^2. \quad (4)$$

### 2.3 荷载组合计算

将作用在危岩上的所有荷载沿主控结构面法线和切线方向分解,得到法向力  $\sigma$  和切向力  $\tau$ ,得到法向力和切向力的计算式:

$$\begin{cases} \sigma = \frac{\left[ (P_v + W) \cos \beta - \frac{1}{2} \xi \gamma_w e_1^2 - P_L \sin \beta \right] \sin \beta}{H}, \\ \tau = \frac{\left[ P_L \cos \beta + (P_v + W) \sin \beta \right] \sin \beta}{H}. \end{cases} \quad (5)$$

### 3 建立 D-P 理论下的失稳破坏准则

应用于岩石中最广泛的破坏准则是 Mohr-Coulomb 准则(简称 M-C 准则),M-C 准则能够较好地描述岩体材料的强度特性,然而由于 M-C 准则在三维空间的屈服面为不规则的六角形截面的角锥体表面,给数值计算带来困难,并且该准则不能解释岩石材料在静水压力作用下也能屈服或者破坏的现象<sup>[10]</sup>。本文采用德鲁克-普拉格破坏准则(简称 D-P 准则)。该准则考虑了静水压力的作用,克服了 M-C 准则数值计算困难的主要弱点,已在国内外岩石力学的理论推导和有限元计算中受到很大的推广。

D-P 准则是在 M-C 准则和塑性力学中的 Mises 准则基础上的扩展和推广而得:

$$f = aI_1 + \sqrt{J_2} - K = 0. \quad (6)$$

式中,在平面应力状态下, $I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 = \sigma_x + \sigma_y$  为应力第一不变量, $J_2 = \frac{1}{6}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + \sigma_1^2 + \sigma_2^2] = \frac{1}{6}[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + \sigma_x^2 + \sigma_y^2 + 6\tau_{xy}^2]$  为应力偏量第二不变量,

$$a = \frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)}, \quad (7)$$

$$K = \frac{6c \cos \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)}, \quad (8)$$

$c$ 、 $\varphi$  为岩体材料的粘聚力(单位:MPa)和内摩擦角(单位:°)。

根据材料力学,材料内一点处的应力状态可用主应力表示。因此,压剪滑动型危岩的主控结构面所受的法向力  $\sigma$  和切向力  $\tau$  表示为:

$$\begin{cases} \sigma = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) - \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2) \cos 2\beta, \\ \tau = -\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2) \sin 2\beta. \end{cases} \quad (9)$$

利用(9)式得到主应力  $\sigma_1$ 、 $\sigma_2$  的表达式:

$$\begin{cases} \sigma_1 = \sigma - (1 + \cos 2\beta) \frac{\tau}{\sin 2\beta}, \\ \sigma_2 = (1 + \cos 2\beta - 2) \frac{\tau}{\sin 2\beta} - \sigma. \end{cases} \quad (10)$$

将(10)式代入(6)式得:

$$f = a \left( 2\sigma - \frac{2\tau}{\sin 2\beta} \right) + \sqrt{\frac{1}{3} \left[ \sigma^2 + 3 \left( \frac{\tau}{\sin 2\beta} \right)^2 + \left( \frac{\tau \cos 2\beta}{\sin 2\beta} \right)^2 - \frac{2\sigma\tau \cos 2\beta}{\sin 2\beta} \right]} - K = 0. \quad (11)$$

(11)式表明,当  $f=0$  时,危岩处于极限稳定状态;当  $f>0$  时,危岩处于不限稳定状态,随时有失稳破坏的危险;当  $f<0$  时,危岩处于稳定状态。 $a$ 、 $K$  的值利用室内试验得到的岩体材料的粘聚力  $c$  和内摩擦角  $\varphi$  求得; $\beta$  为主控结构面倾角,通过现场量测得到;法向力  $\sigma$  和切向力  $\tau$  可通过(5)式求得。利用(11)式建立的危岩失稳破坏准则,公式较简单,参数容易获得,故可作为压剪滑动型危岩破坏准则。

### 4 算例分析

重庆市万州区首立山危岩是典型的突发性滑塌灾害区,有 100 多个危岩位于危险陡崖上,陡崖由砂岩组成,含有泥岩软弱结构面。以 W69 危岩为例(图 4),该危岩属于压剪滑动型危岩,形状呈柱状,左右壁及底部岩体已产生崩塌,使该危岩兀立在陡崖,呈一梯形(图 5)。在危岩自重的作用下,后壁裂隙逐渐加宽加深,在危岩的底部形成岩腔,目前处于不稳定状态;一旦失稳,将威胁陡崖下部村民的生命财产安全。该危岩顶部长度  $g$  为 2.16 m,底部长度  $f$  为 0.92 m,高  $H$  为 4.16 m。主控结构面贯通段长度  $e_1$  为 3.5 m,平均开度  $a_1$  为 0.95 cm,倾角  $\beta$

为  $73^\circ$ , 无充填物。砂岩的容重  $\gamma$  为  $24.6 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$ , 岩体的  $c$  为  $3.16 \text{ MPa}$ ,  $\varphi$  为  $41.72^\circ$ , 水平地震力系数  $\mu$  为  $0.05$ 。

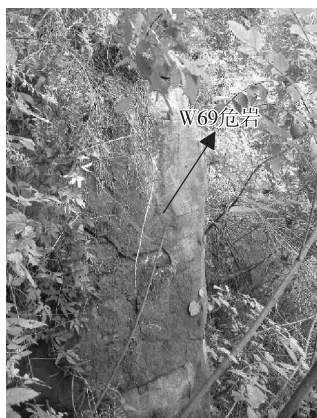


图 4 W69 危岩照片

Fig. 4 Picture of perilous rock W69

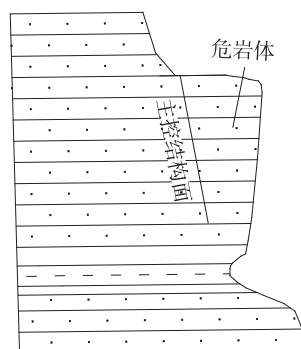


图 5 W69 危岩模型

Fig. 5 Picture of perilous rock W69

将  $g$ 、 $f$ 、 $H$  和  $\gamma$  的值代入(1)式得:

$$W = \frac{1}{2}(g+f)H\gamma = 157.58 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}, \quad (12)$$

$$P_L = \mu W = 7.88 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}. \quad (13)$$

将  $a_1$  的值代入(3)式, 求出  $\xi$ , 再代入(4)式得:

$$\text{天然状态: } P_w = \frac{1}{2}\xi\gamma_w e_1^2 = 3.82 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}; \quad (14)$$

$$\text{暴雨状态: } P_w = \frac{1}{2}\xi\gamma_w e_1^2 = 15.32 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}. \quad (15)$$

将岩体  $c$ 、 $\varphi$  值分别代入(7)式、(8)式得:

$$a = \frac{2\sin\varphi}{\sqrt{3}(3-\sin\varphi)} = 0.33, \quad (16)$$

$$K = \frac{6c\cos\varphi}{\sqrt{3}(3-\sin\varphi)} = 3.52. \quad (17)$$

作用在危岩上的荷载, 自重、裂隙水压力(天然状态和暴雨状态)和地震力, 按照出现频率拟定 3 种荷载组合<sup>[11]</sup>。

第一种组合: 自重+裂隙水压力(天然状态)。将(12)式和(14)式代入(5)式, 整理得:

$$\begin{cases} \sigma = \frac{\left(W\cos\beta - \frac{1}{2}\xi\gamma_w e_1^2\right)\sin\beta}{H} = 9.71, \\ \tau = \frac{W\sin^2\beta}{H} = 31.33. \end{cases} \quad (18)$$

再将(18)式、(16)式和(17)式所得结果代入(11)式, 整理得:

$$f = a\left(2\sigma - \frac{2\tau}{\sin 2\beta}\right) + \sqrt{\frac{1}{3}\left[\sigma^2 + 3\left(\frac{\tau}{\sin 2\beta}\right)^2 + \left(\frac{\tau\cos 2\beta}{\sin 2\beta}\right)^2 - \frac{2\sigma\tau\cos 2\beta}{\sin 2\beta}\right]} - K = 30.64 > 0,$$

说明危岩处于不稳定状态。

第二种组合: 自重+裂隙水压力(暴雨状态)。将(12)式和(15)式代入(5)式, 整理得:

$$\begin{cases} \sigma = \frac{\left(W\cos\beta - \frac{1}{2}\xi\gamma_w e_1^2\right)\sin\beta}{H} = 7.07, \\ \tau = \frac{W\sin^2\beta}{H} = 31.33. \end{cases} \quad (19)$$

再将(19)式、(16)式和(17)式所得结果代入(11)式,整理得:

$$f = a \left( 2\sigma - \frac{2\tau}{\sin 2\beta} \right) + \sqrt{\frac{1}{3} \left[ \sigma^2 + 3 \left( \frac{\tau}{\sin 2\beta} \right)^2 + \left( \frac{\tau \cos 2\beta}{\sin 2\beta} \right)^2 - \frac{2\sigma\tau \cos 2\beta}{\sin 2\beta} \right]} - K = 28.15 > 0,$$

说明危岩处于不稳定状态。

第三种组合:自重+裂隙水压力(天然状态)+水平地震力。将(12)式、(13)式和(14)式代入(5)式,整理得:

$$\begin{cases} \sigma = \frac{\left( W \cos \beta - \frac{1}{2} \xi \gamma_w e_i^2 - P_L \sin \beta \right) \sin \beta}{H} = 7.98, \\ \tau = \frac{\left( P_L \cos \beta + W \sin \beta \right) \sin \beta}{H} = 35.17. \end{cases} \quad (20)$$

再将(20)式、(16)式和(17)式所得结果代入(11)式,整理得:

$$f = a \left( 2\sigma - \frac{2\tau}{\sin 2\beta} \right) + \sqrt{\frac{1}{3} \left[ \sigma^2 + 3 \left( \frac{\tau}{\sin 2\beta} \right)^2 + \left( \frac{\tau \cos 2\beta}{\sin 2\beta} \right)^2 - \frac{2\sigma\tau \cos 2\beta}{\sin 2\beta} \right]} - K = 32.07 > 0,$$

说明危岩处于不稳定状态。

算例结果表明,危岩 W69 在 3 种荷载组合形式下,危岩都处于不稳定状态,与实际相符合,需要立即采取加固措施,避免因危岩突然失稳危及陡崖下部村庄和农田。

## 5 结论

1) 根据危岩的受力特点,建立压剪滑动型危岩力学模型;将作用在危岩上的荷载分为重力、裂隙水压力(天然状态和暴雨状态)和地震力,并分别求出了相应的表达式。

2) 将作用在危岩上的所有荷载沿主控结构面法线和切线方向分解,得到法向力和切向力计算式;采用德鲁克-普拉格破坏准则,建立了用主控结构面法向力和切向力表达的压剪滑动型危岩的失稳破坏准则。

3) 工程案例验证表明,危岩在 3 种荷载组合形式下,危岩都处于不稳定状态,与实际相符合,建立压剪滑动型危岩破坏准则具有一定的合理性

## 参考文献:

- [1] 陈洪凯,鲜学福,唐红梅.危岩稳定性断裂力学计算方法[J].重庆大学学报,2009,32(4):434-437.  
Chen H K, Xian X F, Tang H M. Stability analysis method for perilous rock by fracture mechanics [J]. Journal of Chongqing University, 2009, 32(4): 434-437.
- [2] Chen H K, Tang H M. Method to calculate fatigue fracture life of control fissure in perilous rock [J]. Applied Mathematics and Mechanics, 2007, 28(5): 575-580.
- [3] 王林峰,陈洪凯,唐红梅.基于断裂力学与最优化理论的危岩稳定性可靠性时效计算方法[J].武汉理工大学学报,2013,35(4):68-72.  
Wang L F, Chen H K, Tang H M. The aging calculate method for perilous rock stability reliability based on fracture mechanics and optimization method [J]. Journal of Wuhan University of Technology, 2013, 35(4): 434-437.
- [4] 刘昌军,张顺福,丁留谦,等.基于激光扫描的高边坡危岩识别及锚固方法研究[J].岩石力学与工程学报,2012,31(10):2139-2146.  
Liu C J, Zhang S F, Ding L Q, et al. Identification of dangerous rock mass of high slope and study of anchoring method based on laser scanning [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, 31(10): 2139-2146.
- [5] 于明明,贾志献,李小雪.基于悬臂梁力学模型分析高边坡危岩的稳定性[J].安全与环境工程,2012,19(1):117-119.  
Yu M M, Jia Z X, Li X X. Analysis on the stability of the dangerous rock in high slope based on the mechanics model of cantilever [J]. Safety and Environmental Engineering, 2012, 19(1): 117-119.
- [6] 张永兴,卢黎,张四平,等.差异风化型危岩形成和破坏机理[J].土木建筑与环境工程,2010,32(2):1-6.  
Zhang Y X, Lu L, Zhang S P, et al. Development and failure principle of differential weathering overhanging rock [J]. Journal of Civil, Architectural & Environmental Engineering, 2010, 32(2): 1-6.
- [7] 郑安兴,罗先启,沈辉.危岩主控结构面变形破坏的扩展有限元法模拟分析[J].岩土力学,2013,34(8):2371-2377.  
Zheng A X, Luo X Q, Shen H. Numerical simulation and analysis of deformation and failure of jointed rock slopes by extended finite element method [J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(8): 2371-2377.
- [8] 石玉成,秋仁东,孙军杰,等.地震作用下预应力锚索加固危岩的动力响应分析[J].岩土力学,2011,32(4):1157-1162.  
Shi Y C, Qiu R D, Sun J J, et al. Analysis of dynamic re-

sponse of dangerous rock mass reinforced by prestressed anchor cables under seismic loads[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2011, 32(4):1157-1162.

[9] 唐红梅, 陈洪凯. 危岩裂隙水压力修正计算方法[J]. *中国地质灾害与防治学报*, 2008, 19(4):86-90.

Tang H M, Chen H K. Revised method of water pressure in control fissure of perilous rock mass[J]. *The Chinese Journal of Geological Hazard and Control*, 2008, 19(4):86-90.

[10] 邓楚键, 何国杰, 郑颖人. 基于 M-C 准则的 D-P 系列准则在岩土工程中的应用研究[J]. *岩土工程学报*, 2006, 28

(6):735-739.

Deng C J, He G J, Zheng Y R. Studies on Drucker-Prager yield criterions based on M-C yield criterion and application in geotechnical engineering[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2006, 28(6):735-739.

[11] 陈洪凯, 唐红梅, 王林峰, 等. 危岩崩塌演化理论及应用[M]. 北京: 科学出版社, 2009.

Chen H K, Tang H M, Wang L F, et al. Evolutionary theory and application of perilous rock collapse[M]. Beijing: Science Press, 2009.

## Resources, Environment and Ecology in Three Gorges Area

### Study on Buckling Failure Criterion for Compression-shear Unstable Sliding Rock

TANG Hongmei, ZHANG Jinhao, CHEN Hongkai

(Institute of Geotechnical Engineering, Chongqing Jiaotong University, Chongqing 400074, China)

**Abstract:** On the basis of characters of external forces of unstable rocks this paper established fracture mechanics model of compression-shear unstable sliding rock, and respectively determined the calculation expressions of gravity, fissure water (in natural condition and in storm condition) and seismic load acting on unstable rock. The normal force and the tangential force calculation expressions could be obtained when loads acting on unstable rock were disassembled along the normal and tangential direction of dominant fissure; by using D-P failure criterion, this paper also established the buckling failure criterion of compression-shear unstable sliding rock expressed by the normal force and the tangential force of the dominant fissure. Ultimately, engineering case verified rationality of this failure criterion.

**Key words:** rock and soil mechanics; mechanics model; failure criterion; dominant fissure; compression-shear unstable sliding rock

(责任编辑 许 甲)