DOI: 10.11883/1001-1455(2015)02-0278-07

地下工程爆破对危岩稳定性的影响*

唐红梅[1],周云涛[1],陈洪凯[1],廖云平[2]
(1.重庆交通大学岩土工程研究所,重庆 400074;
2.重庆地质矿产研究院,重庆 400042)

摘要:根据爆破峰值速度衰减规律及危岩体主控结构面的假定,通过欧拉方程确定作用于危岩体峰值爆破荷载,并对峰值荷载进行修正得到时程爆破惯性力,建立了 3 类危岩体动力物理模型及计算模型,结合极限平衡方法得到 3 类危岩体动力稳定系数计算方法,选取最小的稳定性系数作为整个危岩体的动力稳定性系数,最终给出了 3 类危岩动力稳定性评价方法。以重庆市万州区太白危岩体为例,选取 5 个代表性危岩体进行动力稳定性计算,结果表明,3 类危岩体动力稳定系数计算方法能较好地评价和反映危岩体的动力性态。

关键词:爆炸力学;稳定性;动力稳定性计算方法;危岩;动荷载;时程分析
中图分类号:O382.2 **国标学科代码**:1303520 **文献标志码**:A

危岩是指由多组岩体结构面切割并位于陡崖或陡坡上稳定性较差的岩石块体及其组合,根据失稳模式,可将危岩分为滑塌式危岩、倾倒式危岩和坠落式危岩 3 类[1-2]。危岩崩塌是山区主要地质灾害类型及灾害地貌过程,仅在长江三峡库区重庆境内便有 5 万多个危岩体,单个体积达 8 000 m^3,威胁着 80 多万人生命和数百亿财产安全,是三峡库区主要灾害类型,具有分布范围广、稳定性差、致灾严重等特性[3]。随着西部开发的迅速展开,尤其是库区建造、隧道开挖等大型工程的进行,崩塌灾害日益显著。因此,进行危岩稳定性系统评价及机制分析,对于危岩防灾减灾具有必要性和紧迫性。

重庆市地方标准 DB 50/5029-2004《地质灾害防治工程设计规范》[4](简称《规范》)基于刚体极限平衡,给出了滑塌式危岩、倾倒式危岩和坠落式危岩的稳定性计算方法,陈洪凯等[1-3,5-7]对此 3 种方法作了详细分析和介绍,并将断裂力学应用于危岩体稳定性计算,推导出滑塌式、坠落式和倾倒式危岩的第一类断裂强度因子和第二类断裂强度因子计算公式,建立了一种新的危岩体稳定性计算方法。以上研究是基于危岩体静力条件下得出的成果。

随着人类工程活动的增强,危岩致灾因子中的工程爆破动力日益凸显,地下工程开挖常采用矿山法施工,施工爆破产生的爆炸应力波在距爆炸点不同距离可表现为冲击波、弹塑性应力波、弹性应力波和地震波,冲击波首先致使岩体破碎,消耗炸药大部分能量,冲击波衰减之后形成应力波。随后应力波衰减为弹性应力波和爆炸地震波,在此区域传播的弹性波虽然不足以直接造成岩石介质的破坏,但对于内部存在节理、层理、裂隙等弱面结构的岩体,会致使岩体裂隙扩展延伸,形成一定范围的爆破损伤区,从而大大降低岩体的承载能力和稳定性。例如:2012 年建成的宜泸高速公路南溪隧道,双洞全长为 5 444.15 m,南溪隧道出口端地形陡峻,洞口仰坡陡崖存在强卸荷带的危岩,受施工荷载影响危岩体有崩塌趋势,严重威胁隧道开挖和南溪大桥的安全;重庆市龚滩隧道全长为1.342 km,隧道建设期间,施工爆破荷载对罗家岩危岩产生影响,10 个危岩体有崩塌趋势,总方量达1.2 万 m^3,一旦崩塌将导致乌江堵塞。可见,作用于危岩体的工程爆破动力荷载的确定及危岩体动力稳定性计算方法的研究,对周围爆破如隧道、边坡爆破开挖等的动力稳定性设计具有较好的指导意义。

本文中,基于危岩体稳定性计算的极限平衡方法和动力时程分析法,通过对爆破荷载衰减分析,提

* **收稿日期**:2013-08-29; **修回日期**:2013-11-13
基金项目:国家自然科学基金项目(11272185,0678182);重庆市国土科技项目(cqgt120301);
2013 年重庆高校创新团队建设计划项目(KJTD201305);重庆市“两江学者”计划专项项目
第一作者:唐红梅(1968—),女,博士,研究员; **通讯作者**:周云涛,z1402101750@163.com。

出危岩体动力荷载修正方法，将得出的爆破动荷载作为惯性力作用于危岩体建立 3 类危岩体的动力计算方法，拟为危岩动力稳定性计算评价及优化地下工程施工爆破设计提供参考。

1　爆破惯性力

研究表明[8-10]，质点振动速度峰值与炸药量和爆心距密切相关，据此确定爆破振动波传播到滑坡的质点速度峰值。假定爆破属于一维应力波，则由欧拉方程[11]有：

$$D_{\max}=\rho c V_{\max} \tag{1}$$

式中：$D_{\max}$为危岩体重心处的峰值应力；ρ 为介质密度；c 为应力波波速；$V_{\max}$为危岩体重心处的振动速度峰值。$V_{\max}=K(Q^{1/3}/R)^{\alpha}$：$Q$ 为单响炸药量，齐发爆破为总药量，延时爆破为最大一段药量；R 为爆心距，指爆破点到重心的距离；K、α 分别为与爆破点至重心间的地形、地质条件有关的系数和衰减指数，若无现场监测数据，取值可参见文献[12]，见表 1。

表 1 不同岩性的参数

Table 1 Parameter value of different lithology

岩性	K	α
坚硬岩石	50～150	1.3～1.5
中坚岩石	150～250	1.5～1.8
软岩石	250～350	1.8～2.0

为了较客观地反映危岩对爆破施工的动力响应，假定应力波应力随峰值应力而变化：

$$D(t)=D_{\max}\sin(\omega t+\theta) \tag{2}$$

式中：f 是频率，θ 是初相位角，$\omega=2\pi f$，为角频率。

由于爆破应力波在传播过程中不仅随距离衰减，还随着时间衰减，因此对式(2)进行修正，得到随时间变化的等效爆破动荷载：

$$D(t)=D_{\max}\mathrm{e}^{-\psi t}\sin(2\pi f t+\theta) \tag{3}$$

式中：ψ 是时间衰减指数，可通过现场监测数据拟合获得。

2　危岩动力稳定性

2.1　荷　载

危岩体自重为危岩体的体积与天然容重的乘积，即：

$$W=V\gamma \tag{4}$$

孔隙水压力主要考虑静水压力。天然状态取三分之一裂隙水柱高[4]：

$$Q=\frac{1}{2}\xi\gamma_{\mathrm{w}}\left(\frac{1}{3}e\right)^2=\frac{1}{18}\xi\gamma_{\mathrm{w}}e^2 \tag{5}$$

暴雨期间取三分之二裂隙水柱高[4]：

$$Q=\frac{1}{2}\xi\gamma_{\mathrm{w}}\left(\frac{2}{3}e\right)^2=\frac{2}{9}\xi\gamma_{\mathrm{w}}e^2 \tag{6}$$

地震力主要考虑水平地震力，为危岩体自重与水平地震系数的乘积，作用点为危岩体重心，即：

$$P=\mu W \tag{7}$$

式中：W 为危岩体重力；V 为危岩体体积；γ 为危岩体容重；Q 为危岩体裂隙静水压力；e 为危岩体竖直贯通裂隙长度；γ_{w}为水容重；对于主控结构面开度为 0.2～5.0 cm 的危岩体，ξ 为裂隙水压力折减系数，$\xi=k_1a_0^2+k_2a_0+k_3$，修正系数分别为 0.57、−0.36 和 0.45[13]；P 为水平地震力；μ 为水平地震力系数。

爆破动力为爆破应力波经衰减后作用于危岩体的惯性力，由式(3)确定作用点为危岩体重心。为方便计算，将式(3)中 $D(t)$分解到水平和竖直方向，得到水平和竖直爆破荷载 $D_x(t)$和 $D_y(t)$，即，$D_x(t)=D(t)\cos\theta$，$D_y(t)=D(t)\sin\theta$，θ 为爆破动力在危岩体重心处作用方向与水平方向的夹角。

2.2 危岩动力

2.2.1 滑塌式危岩

滑塌式危岩动力物理模型及计算模型见图 1,按单位长度考虑,将 $D_x(t)$和 $D_y(t)$作为惯性力考虑,沿主控结构面方向分解为法向分量和切向分量:

$$N=(W-D_y(t))\cos\beta-(P+D_x(t))\sin\beta \tag{8}$$

$$T=(W-D_y(t))\sin\beta+(P+D_x(t))\cos\beta \tag{9}$$

假定法向分量和切向分量沿主控结构面均匀分布,则平均法向应力和平均剪应力分别为:

$$\sigma=N\sin\beta/H \tag{10}$$

$$\tau=T\sin\beta/H \tag{11}$$

进而可得到主控结构面的抗剪强度为:

$$\tau_{\mathrm{f}}=c+\sigma\tan\varphi \tag{12}$$

滑塌式危岩的动力稳定性系数为:

$$F_{\mathrm{s}}=\frac{\tau_{\mathrm{f}}}{\tau}=\frac{[(W-D_y(t))\cos\beta-(P+D_x(t))\sin\beta-Q]\tan\varphi+cH/\sin\beta}{(W-D_y(t))\sin\beta+(P+D_x(t))\cos\beta} \tag{13}$$

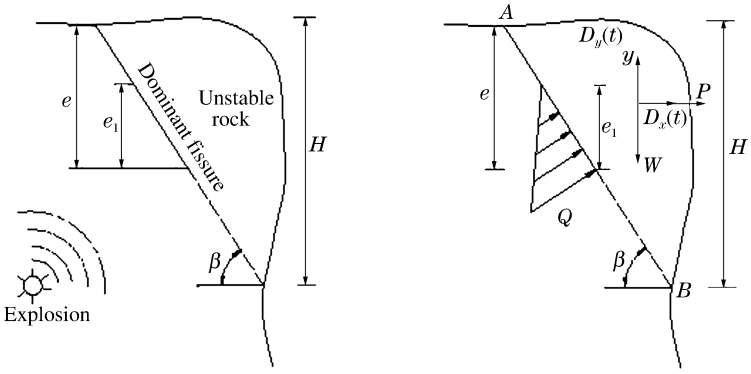


图 1 滑塌式危岩动力物理模型及计算模型

Fig. 1 Dynamic physics and calculation model for unstable sliding rock

2.2.2 倾倒式危岩

倾倒式危岩动力物理模型及计算模型见图 2~3,按危岩体重心在倾覆点内侧和外侧分为两类。

第一类:危岩体重心在倾覆点内侧,倾覆点倾覆力矩、抗倾力矩、稳定性系数分别为:

$$M_{\mathrm{t}}=(P+D_x(t))h+Q\left(\frac{1}{3}\frac{e_1}{\sin\beta}+\frac{H-e}{\sin\beta}\right) \tag{14}$$

$$M_{\mathrm{at}}=(W-D_y(t))a+[\sigma_{\mathrm{t}}]\frac{H-e}{\sin\beta}+l\sigma_{\mathrm{t}} \tag{15}$$

$$F_{\mathrm{s}}=\frac{M_{\mathrm{at}}}{M_{\mathrm{t}}}=\frac{(W-D_y(t))a+[\sigma_t]\dfrac{H-e}{\sin\beta}+l\sigma_{\mathrm{t}}}{(P+D_x(t))h+Q\left(\dfrac{1}{3}\dfrac{e_1}{\sin\beta}+\dfrac{H-e}{\sin\beta}\right)} \tag{16}$$

第二类:危岩体重心在倾覆点外侧,倾覆点倾覆力矩、抗倾力矩、稳定性系数分别为:

$$M_{\mathrm{t}}=(W-D_y(t))a+(P+D_x(t))h+Q\left(\frac{1}{3}\frac{e_1}{\sin\beta}+\frac{H-e}{\sin\beta}\right) \tag{17}$$

$$M_{\mathrm{at}}=[\sigma_{\mathrm{t}}]\frac{H-e}{\sin\beta}+l\sigma_{\mathrm{t}} \tag{18}$$

$$F_{\mathrm{s}}=\frac{M_{\mathrm{at}}}{M_{\mathrm{t}}}=\frac{[\sigma_{\mathrm{t}}]\dfrac{H-e}{\sin\beta}+l\sigma_{\mathrm{t}}}{(W-D_y(t))a+(P+D_x(t))h+Q\left(\dfrac{1}{3}\dfrac{e_1}{\sin\beta}+\dfrac{H-e}{\sin\beta}\right)} \tag{19}$$

式中：$[\sigma_t]$为危岩体抗拉强度标准值；σ_t为危岩体与基座之间的抗拉强度标准值；当基座为岩体时，$[\sigma_t]=\sigma_t$，当基座为软质岩层如泥岩时，取该软质岩石的抗拉强度标准值；a 为危岩体重心至倾覆点的水平距离；l 为危岩体底部主控结构面尖端至倾覆点的距离。

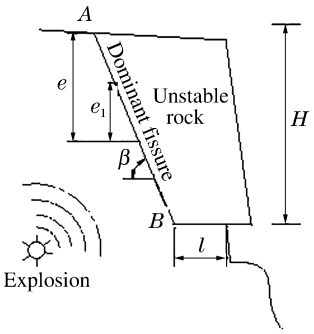


图 2 倾倒式危岩动力物理模型

Fig. 2 Dynamic physics model for unstable toppling rock

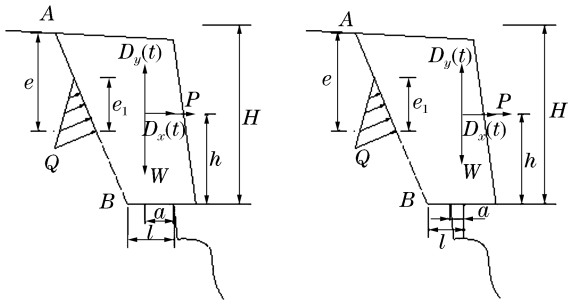


图 3 第一类及第二类倾倒式危岩动力计算模型

Fig. 3 Dynamic calculation model for primary and second unstable toppling rock

2.2.3 坠落式危岩

坠落式危岩动力物理模型及计算模型见图 4，按单位长度考虑，沿主控结构面方向分解为法向分量和切向分量，分别为：

$$N=(W-D_y(t))\cos\beta-(P+D_x(t))\sin\beta \tag{20}$$

$$T=(W-D_y(t))\sin\beta+(P+D_x(t))\cos\beta \tag{21}$$

假定法向分量和切向分量沿主控结构面均匀分布，则平均法向应力和平均剪应力分别为：

$$\sigma=N\sin\beta/H \tag{22}$$

$$\tau=T\sin\beta/H \tag{23}$$

进而可得到主控结构面的抗剪强度为：

$$\tau_f=c+\sigma\tan\varphi \tag{24}$$

危岩的稳定性系数为：

$$F_s=\frac{\tau_f}{\tau}=\frac{[(W-D_y(t))\cos\beta-(P+D_x(t))\sin\beta-Q]\tan\varphi+cH/\sin\beta}{(W-D_y(t))\sin\beta+(P+D_x(t))\cos\beta} \tag{25}$$

式中：$D_x(t)$和 $D_y(t)$为水平和竖直等效爆破荷载，其他同上。

式(13)、(16)、(19)及式(25)中，$D_x(t)$和 $D_y(t)$是随时间 t 不断变化的，因此在爆破应力作用过程中稳定性系数 F_s亦随时间波动，并不是定值。通过对爆破荷载 $D_x(t)$和 $D_y(t)$的计算，可得到滑塌式危岩的稳定性系数曲线，在爆破作用时间范围内，选取最小的稳定性系数作为整个危岩体的动力稳定性系数，进而通过《规范》[4]进行稳定性评价及进行有效的加固。

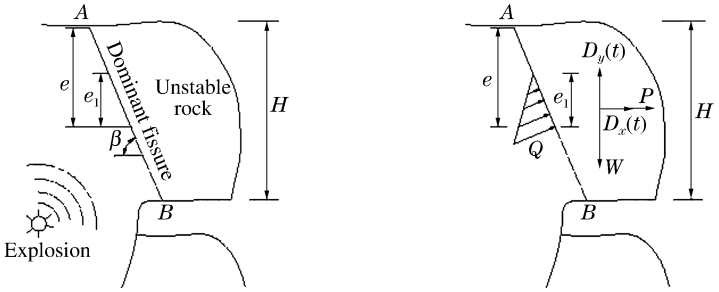


图 4 坠落式危岩动力物理模型及计算模型

Fig. 4 Dynamic physics and calculation model for unstable falling rock

3 算 例

位于三峡库区腹部的万州太白岩,发育两级陡崖,太白岩南坡陡崖上发育有 61 个危岩体,总体积为 24 562 m^3。按照可能的失稳方式可分为滑塌式危岩、倾倒式危岩、坠落式危岩 3 类,分别有 18、11、26 个[5]。根据地质勘查结果:危岩体完整岩石黏结力为 400 kPa;内摩擦角为 35°;危岩体裂隙面黏结力为 70 kPa;内摩擦角为 25°;岩石抗拉强度取 516 kPa;岩石重度取 25.6 kN/m^3。选取 W4、W12、W16、W22、W59 等 5 个代表性危岩体进行动力稳定性计算,爆破参数采用文献[14]爆破实验数据,平均单响药量 Q=48 kg,衰减参数 K=286.65,α=0.272 5,时间衰减指数暂无监测数据,参照相关技术规范取 η=10。计算结果见表 2,如图 5~7 所示。表中,H、l、d、e 分别为高度、长度、厚度、裂隙长度,$F_{s,n}$为天然稳定性系数,$F_{s,min}$为动力最小稳定性系数,ε 为降低率。

表 2 危岩动力稳定性计算

Table 2 Dynamic stability calculation for unstable rock

编号	类别	H/m	l/m	d/m	e/m	P/kN	Q/kN	c/kPa	φ/(°)	$F_{s,n}$	$F_{s,min}$	ε/%
W12	滑塌式	21.3	15.00	9.2	15.1	0	506.7	166.1	27.9	1.37	1.34	1.82
W22	倾倒式	10.6	15.00	4.1	9.4	206.25	50.4	—	—	1.38	1.35	2.17
W59	倾倒式	15.5	20.00	6.0	10.0	0	222.2	—	—	1.04	1.02	1.15
W4	坠落式	10.0	4.04	17.3	6.9	89.65	0	263.3	31.0	2.87	2.25	21.6
W16	坠落式	12.0	5.75	33.2	21.5	244.72	0	185.9	28.5	1.40	0.90	35.7

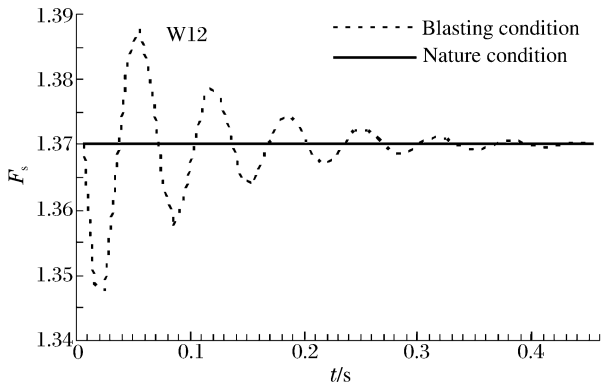


图 5 滑塌式危岩动力稳定系数

Fig. 5 Dynamic stability coefficient of unstable sliding rock

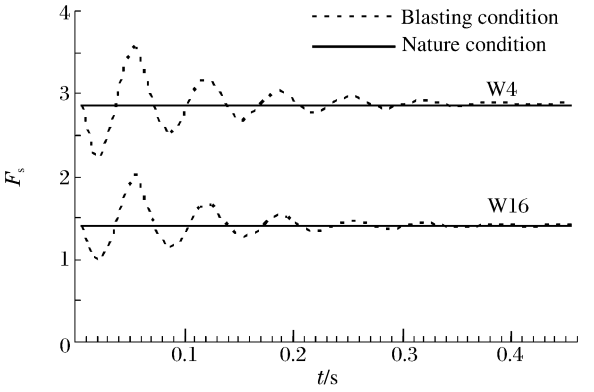
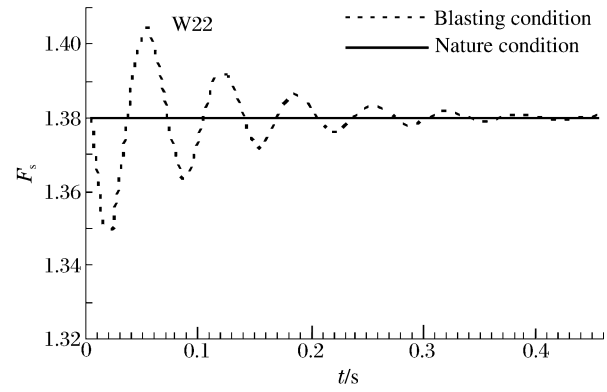


图 6 坠落式危岩动力稳定系数

Fig. 6 Dynamic stability coefficient of unstable falling rock



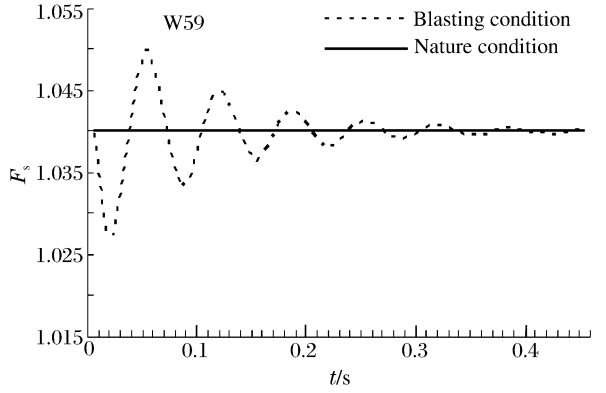


图 7 倾倒式危岩动力稳定系数

Fig. 7 Dynamic stability coefficient of unstable toppling rock

由表 2 可知，爆破动力作用下 3 类危岩体稳定性系数明显降低，最小降低率（W12）为 1.82%，最大降低率（W16）达 35.7%，危岩体稳定性系数由 1.40 降低到 0.90，W16 危岩体因爆破动力从稳定状态变为不稳定状态，危岩体在动力扰动下有坠落的趋势。因此，在爆破开挖前应对危岩体进行有效加固。

图 5～7 为 3 类危岩体动力稳定性系数曲线，爆破动力过程中危岩稳定性系数随着时间上下波动，随着爆破应力波的衰减，稳定性系数变幅逐渐减小，总体趋向于天然工况下的稳定性系数；随着时间推移爆破动力作用周期加长，加剧了危岩体的危险性；爆破对危岩体的作用时间在 0.30～0.45 s 之间。

4　结　论

（1）根据爆破峰值速度衰减规律及危岩体主控结构面的假定，通过欧拉方程确定作用于危岩体峰值爆破荷载，并对峰值荷载进行修正得到随时间变化的爆破惯性力；分别建立了 3 类危岩动力物理模型及动力计算模型，结合极限平衡方法得到 3 类危岩体任意时刻的动力稳定性系数，在爆破作用时间范围内，选取最小的稳定性系数作为整个危岩体的动力稳定性系数，建立了 3 类危岩动力计算方法。

（2）以重庆市万州区太白危岩体为例，选取 5 个代表性危岩体进行动力稳定性计算，计算结果表明，爆破动力作用下三类危岩体稳定性系数明显降低，最大降低率达 35.7%，为坠落式危岩体，危岩体因爆破动力从稳定状态变为不稳定状态，危岩体在动力扰动下有坠落的趋势，需在爆破开挖工程之前对危岩体进行有效加固；爆破动力过程中危岩稳定性系数随着时间上下波动，随着爆破应力波的衰减，稳定性系数变幅逐渐减小，总体趋向于天然工况下的稳定性系数；随着时间推移爆破动力作用周期加长，加剧了危岩体的危险性；爆破对危岩体的作用时间在 0.30～0.45 s 之间。

参考文献：

[1] Chen Hong-kai, Tang Hong-mei, Ye Si-qiao. Damage model of control fissure in perilous rock[J]. Applied Mathematics and Mechanics, 2006,27(3):967-974.

[2] Chen Hong-kai, Tang Hong-mei. Method to calculate fatigue fracture life of control fissure in perilous rock[J]. Applied Mathematics and Mechanics, 2007,28(5):643-649.

[3] 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.

[4] DB 50/5029-2004 地质灾害防治工程设计规范[S]. 重庆市地方标准，2004.

[5] 陈洪凯，鲜学福，唐红梅，等. 危岩稳定性分析方法[J]. 应用力学学报，2009,26(2):278-282.
Chen Hong-kai, Xian Xue-fu, Tang Hong-mei, et al. Analysis method of stability for unstable rock[J]. Chinese Journal of Applied Mechanics, 2009,26(2):278-282.

[6] 陈洪凯，唐红梅，王蓉，等. 三峡库区危岩稳定性计算方法及应用[J]. 岩石力学与工程学报，2004,23(4):614-619.
Chen Hong-kai, Tang Hong-mei, Wang Rong, et al. Calculation method of stability for unstable rock and application to the Three Gorges Reservoir[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004,23(4):614-619.

[7] 陈洪凯，鲜学福，唐红梅，等. 危岩稳定性断裂力学计算方法[J]. 重庆大学学报，2009,32(4):434-452.
Chen Hong-kai, Xian Xue-fu, Tang Hong-mei, et al. Stability analysis method for unstable rock by fracture mechanics[J]. Journal of Chongqing University, 2009,32(4):434-452.

[8] 卢文波，Hustrulid W. 质点峰值振动速度衰减公式得改进[J]. 工程爆破，2002,8(3):1-4.
Lu Wen-bo, Hustrulid W. An improvement to the equation for the attenuation of the peak particle velocity[J]. Engineering Blasting, 2002,8(3):1-4.

[9] 燕永峰，陈士海，张秋华，等. 爆破振动峰值速度计算的优化研究[J]. 工程爆破，2010,16(4):9-12.
Yan Yong-feng, Chen Shi-hai, Zhang Qiu-hua, et al. Optimization study on calculation of blasting vibration peak velocity[J]. Engineering Blasting, 2010,16(4):9-12.

[10] 言志信，言浬，江平，等. 爆破振动峰值速度预报方法探讨[J]. 振动与冲击，2010,29(5):179-182.
Yan Zhi-xin, Yan Li, Jiang Ping, et al. Discussion of blasting vibration peak velocity prediction method[J]. Journal of Vibration and Shock, 2010,29(5):179- 182.

[11] 王迪安. 一维应力波理论在爆破地震效应研究中的应用[J]. 矿业研究与开发，1997,17(1): 59-63.

Wang Di-an. An application of theory of one dimension stress wave in study on seismic effect from blasting[J]. Mining Research and Development, 1997,17(1):59-63.

[12] SL 378-2007 水工建筑物地下开挖工程施工规范[S]. 2007.

[13] 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 Hong-mei, Chen Hong-kai. Revised method of water pressure in control of perilous rockmass[J]. The Chinese Journal of Geological Hazard and Control, 2008,19(4):86-90.

[14] 张庆松,李利平,李术才,等. 小间距隧道爆破动力特性试验研究[J]. 岩土力学,2008,29(10):2655-2660;2666.
Zhang Qing-song, Li Li-ping, Li Shu-cai, et al. Experimental study of blasting dynamic vibration of closely adjacent tunnels[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008,29(10):2655-2660;2666.

Impact study on stability of unstable rock under underground construction blasting

Tang Hong-mei[1], Zhou Yun-tao[1], Chen Hong-kai[1], Liao Yun-ping[2]

(1. *Institute of Geotechnical Engineering, Chongqing Jiaotong University, Chongqing* 400074, *China*;
2. *Institute of Geology & Mineral Resources of Chongqing, Chongqing* 400042, *China*)

Abstract: On the basis of the peak velocity decay law of blasting and the assumption of unstable rock dominant fissure, and using Euler equations to work out the load of peak value blasting which acts on unstable rocks, and correcting peak force, it figured out the time history of blasting inertia force. Dynamic physical model and calculation model for three kinds of unstable rock were set up. The calculation method of stability coefficient with three kinds of unstable rock was given by combining with the limit equilibrium method. Within the scope of blasting time, it takes the minimal stability coefficient as the dynamic stability coefficient of the whole unstable rock, and establishes three kinds of dynamic evaluation method of unstable rock. Taking unstable rocks in Taibaiyan of Wanzhou in Chongqing as an example, five typical unstable rocks were chose to work out the calculation of dynamic stability coefficient. The calculation result can well evaluate and reflect the dynamic characteristics of unstable rock blocks by the calculation method for dynamic stability coefficient of the three kinds of unstable rock blocks.

Key words: mechanics of explosion; stability; dynamic stability calculation method; unstable rock; dynamic load; time history curve

(责任编辑 丁 峰)