DOI: 10.11883/bzycj-2016-0275
文章编号: 1001-1455(2018)03-0563-09

爆破振动作用下含软弱夹层边坡稳定性及安全判据*

马 冲[1,2],詹红兵[3],姚文敏[2],余海兵[2]
(1. 中国地质大学数学与物理学院,湖北 武汉 430074;
2. 中国地质大学工程学院,湖北 武汉 430074;
3. 美国德州农工大学地质和地球物理系,美国 德州 77843-3115)

摘要: 运用 FLAC^{3D}软件建立了顺层台阶边坡数值模型,首先分析爆破振动作用下边坡的振速响应规律,然后通过边坡的位移、剪应变增量分析其稳定性,最后根据边坡稳定性判据,制定爆破振速安全阈值。研究表明,随着爆心距的增大,振速传播规律为近处衰减快、远处衰减慢,坡面存在高程放大效应,临空面中由于软弱夹层的阻隔影响,使得坡脚的振速最大;边坡的变形破坏受软弱夹层控制,其上覆岩体为潜在滑体,破裂面可以根据水平位移云图和塑性区分布图综合确定;边坡的破坏是一个渐进性的累积过程,位移和剪应变的累积会导致岩体的力学参数不断弱化,爆破振动劣化作用后仍有较大安全储备的边坡只会累积产生永久位移,而接近极限平衡状态的边坡将会失稳;当岩层倾角为 15°~23°时,边坡振速安全阀值为 21 cm/s;当软弱夹层剪出口距离坡顶高度为 14 m,倾角分别为 24°、29°、31°、34°时,安全阀值分别为 10、8、6、5 cm/s。

关键词: 爆破振动;边坡稳定性;安全阈值;软弱夹层;顺层边坡
中图分类号: O389;TU457 **国标学科代码**: 13035 **文献标志码**: A

爆破振动作用下边坡的稳定性与控制是矿山开挖过程中面临的一个亟待解决的问题。一般认为,爆破振动对边坡稳定性的影响主要体现在[1]:首先,动荷载作用过程中产生的惯性力增大了边坡的下滑力,导致惯性失稳;其次,过大的动应力导致岩体结构面的扩展和增加,爆破损伤弱化了岩体的力学参数,使得边坡整体抗剪能力降低,导致边坡衰减失稳。目前,动荷载作用下边坡的稳定性分析方法主要有:经验判别法(速度判别法、加速度判别法、应力判别法)、拟静力法、数值分析法、基于数值分析和极限平衡理论的时程分析法、试验方法等。由于工程场地的千差万别,经验判别法还没有统一的安全标准值;拟静力法在简化过程中引入的诸多不确定因素,没有考虑振动波的频谱特性,不能分析边坡的应力-应变关系等,影响了该法的可信度;试验方法由于试验条件和经费的限制,也存在着和现场实际相结合的问题,在大规模地推广和应用上受限。随着计算机技术和现场实测技术的快速发展,数值分析与现场量测相结合的方法得到了广泛应用,此法既可以得到边坡在爆破振动整个过程中的应力-应变关系,还可以结合极限平衡理论求出整个过程的稳定性系数,具有较大的分析优势。针对爆破振动作用下边坡的稳定性已进行了相关研究:罗艺等[1]、言志信等[2]对爆破振动安全判据进行了系统研究,讨论了现有爆破安全判据的不足;胡军等[3]对爆破荷载的等效施加方式进行了分析;刘亚群等[4]认为采用现场实测的振动波进行动力分析更合适;陈明等[5]对爆破振动作用下台阶边坡的高程放大效应进行了研究;陈占军等[6]运用 FLAC^{3D}软件分析了爆破振动作用后边坡的位移、速度和塑性区,验证了数值模拟的可行性。万宝安等[7]基于 FLAC^{3D}软件以塑性区贯通为失稳判据得出了所研究边坡的临界振速为 8.0 cm/s;李海波等[8]通过离散元软件进行数值模拟,采用强度折减法,以位移或者速度发散作为边坡失稳破坏的判据,求解边坡在动荷载作用下的稳定性系数。

* **收稿日期**: 2016-09-09; **修回日期**: 2016-12-15
基金项目: 国家自然科学基金项目(41672317)
第一作者: 马 冲(1984—),男,博士,讲师; **通信作者**: 詹红兵,zhan@geos.tamu.edu。

爆破振速幅值的大小影响着边坡岩体的稳定性，本文中，拟结合某矿山工程实际，在现场爆破试验的基础上，采用 FLAC^{3D}软件对爆破作用下含软弱夹层顺层边坡的稳定性进行数值模拟，研究含软弱夹层的边坡在不同岩层倾角下所对应的爆破振速安全阈值，旨在为类似工程的定量分析提供方法，这既是提高边坡稳定性的前提，也是优化爆破设计的基础。

1 工程地质概况

峨眉黄山石灰石矿区位于四川盆地边缘低中山地段，总体地形为南高、北低，单斜构造，海拔约 500～1 229.1 m。矿山灰岩内不规律发育有多组软弱夹层，倾向与岩层一致，倾角上陡下缓，矿区开采范围内，软弱夹层倾角为 15°～34°；由于不规范的爆破开挖，导致发生过多起滑坡。经现场测量倾角为 21°～26°；目前矿山开采方式为：从东往西推进、由上往下开挖，开采过程上下平台之间最小宽度为 40 m，台阶过程边坡角为 70°，单台阶高度为15 m。

根据对现场工程地质的调查分析，影响边坡稳定性的内在因素主要为岩体内部的软弱夹层(图 1(a))，已经发生的滑坡(图(b))均是沿其发生的顺层滑动；影响边坡稳定性的外在因素主要为爆破振动和雨水：频繁的爆破导致岩层的错动(图 1(c))，岩体产生爆破裂隙(图 1(d))，雨水顺着岩体节理裂隙(包括爆破振动产生的新裂隙)入渗，继续弱化软弱结构面的力学强度。爆破振动和雨水反复劣化作用下，当潜在滑体的整体抗滑力小于下滑力时，边坡即发生整体性的以滑移-拉裂为破坏形式的顺层滑坡。



图 1 矿山现场照片

Fig. 1 Local pictures of mine

2 动力分析模型建立及参数选取

2.1 计算模型

根据相关资料以及矿山的开挖方式，建立典型的研究模型，岩体为弹塑性材料，采用摩尔-库仑屈服准则，台阶边坡角为 70°，软弱夹层倾角为 15°～34°，以倾角 15°为例进行重点分析，每级台阶高度为15 m；软弱夹层厚度为 0.5 m，边坡面处的软弱夹层离坡顶的垂直距

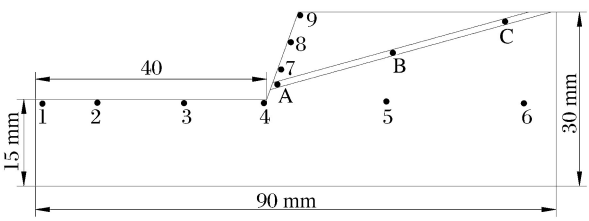


图 2 边坡动力分析模型和监测点位置分布

Fig. 2 Dynamic numerical simulation model of the slope and location distribution of monitoring points

离为 14 m，其他边坡尺寸参数见图 2；边坡的尺寸在静力或动力情况下均满足所需计算精度[9]；岩体边坡网格尺寸最大为 2 m，软弱夹层最大网格尺寸为 0.25 m，满足大于输入波波长的 1/8～1/10 的要求[10-11]；岩体的物理力学参数见表 1。

为了研究边坡在爆破振动波作用下的动力响应规律以及变形破坏机制，在具有代表性的部位设置了 9 个监测点（点 N1～N9）和 3 个监测单元（A～C），具体位置见图 2。

表 1 物理力学参数

Table 1 Physico-mechanical parameters of rock mass

岩体	弹性模量/GPa	泊松比	内聚力/MPa	内摩擦角/(°)	重度/(kN·m^{-3})	抗拉强度/MPa
灰岩	7	0.2	1.5	35	26.8	1
夹层（天然）	0.68	0.3	0.04	29	20	0.016
夹层（残余）	0.68	0.3	0.01	22	20	0.016

2.2 计算载荷及边界条件

动力计算时，输入的波形为距爆源中心约 10 m 处现场实测的水平方向和竖直方向代表性波形，波形见图 3 中的实测输入波形。计算时根据需求按比例调整振幅大小，本次将振幅增大 2 倍进行计算；为了减小边界反射波的影响，模型边界设置为边界，将处理后的速度时程波转化为应力时程波[12]，转化公式为：

$$\sigma_n=\rho c_p v_n,\qquad c_p=\sqrt{\frac{E}{\rho}\frac{(1-\mu)}{(1+\mu)(1-\mu)}},\qquad \sigma_s=\rho c_s v_s,\qquad c_s=\sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\mu)}}\tag{1}$$

施加于最左端整个截面，局部阻尼为 0.15；动力计算时，先进行静力计算得到重力作用下的初始应力场，再初始化位移进行动力计算。式中：σ_n、σ_s分别为施加在静态边界上的法向应力和切向应力，ρ 为岩体密度，E 为弹性模量，μ 为泊松比，c_p、c_s分别为纵波和横波波速，v_n、v_s分别为法向振速和切向振速。

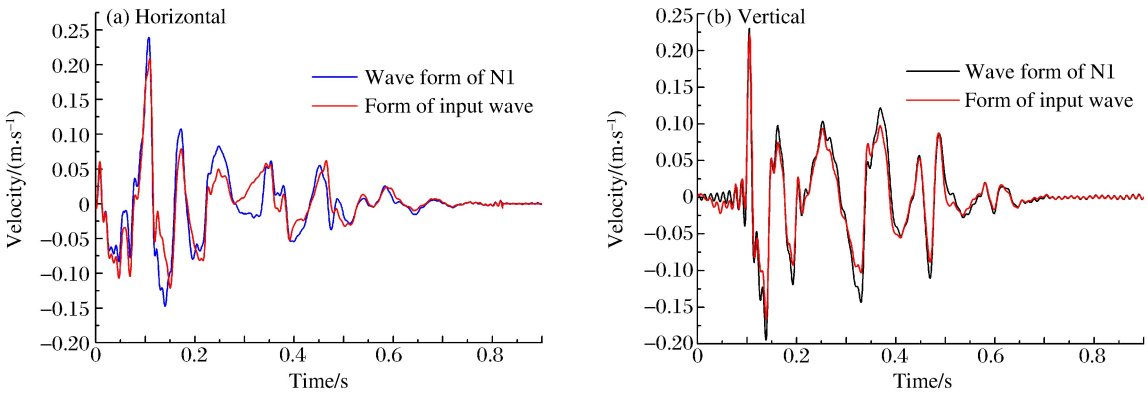


图 3 N1 水平和垂直速度曲线与输入波形的比较

Fig. 3 Horizontal and vertical velocity curves at N1 compared with input wave curves

3 爆破振动作用下边坡动力响应规律

3.1 波形的输入与传播

动力计算后将点 N1 的水平速度时程曲线和垂直速度时程曲线处理为单倍振速时程曲线，与输入波的水平速度时程曲线对比，如图 3 所示，发现基本吻合，说明边界条件和输入方式正确。

图 4 为边坡在不同时刻的水平速度云图，根据式(1)计算可得 $c_p=1\ 703$ m，当 $t=6,25,47,52$ ms 时，传播的距离 $R=10,41,80,88$ m，由速度矢量图大致可知纵波的传播距离与理论计算结果一致，说明了波形传播的正确性。

综合图 3(a)和图 4 可知，本次数值模拟对波形的输入和传播规律都和现场实际符合较好，说明波形的输入方式、参数设置合理，为动力响应规律的分析和边坡的动力稳定性分析奠定了基础。

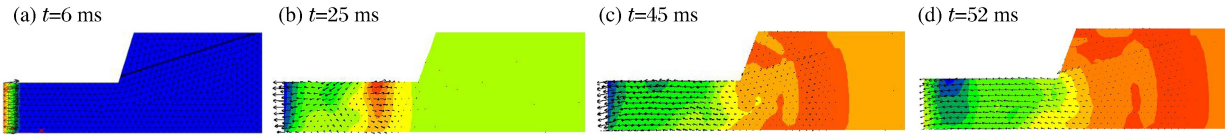


图 4 不同时刻的水平速度云图

Fig. 4 Contour maps of horizontal velocity at different times

3.2 速度响应规律

由图 5 可知:(1)随着爆心距的增大,速度幅值逐渐减小,衰减规律近快远慢,呈现出萨道夫斯基传播规律,与现场实测的规律相似;(2)坡面振速存在高程放大效应;(3)软弱夹层影响边坡振速的动力响应规律,主要体现在软弱夹层对振动波的阻隔作用[13];(4)边坡临空面中坡脚的主振速度最大。

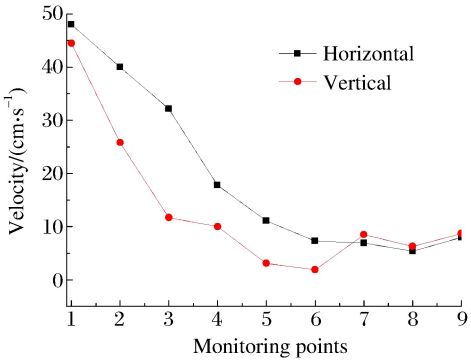


图 5 监测点主振速度

Fig. 5 Maximum velocity amplitudes of monitoring points

4 边坡变形机制及稳定性

顺层岩质边坡在爆破振动作用下的变形特征可以通过塑性区图、水平位移云图及关键点水平位移时程曲线、剪应变增量来显示。通过研究爆破振动作用下边坡的塑性区、水平位移,探讨顺层岩质边坡在爆破振动作用下的破裂滑移面位置;根据关键点的水平位移时程曲线,判断边坡的整体稳定性。

4.1 边坡破裂面

爆破振动结束后,爆源附近岩体产生整体向台阶外的位移;软弱夹层上部岩体相对其下部岩体产生了整体向坡外的永久位移,如图 6(a)所示。

下部台阶靠近爆源处有较大范围受拉应力屈服状态,如图 6(b)所示,说明在此输入爆破荷载作用下,近爆源台阶面岩体会产生一定的爆破损伤;灰岩易受拉破坏,若平台有边界限制,则岩体不会发生垮塌,反之,则可能发生垮塌。通过对监测点提取数据,得到:(1)监测点 N2 的最大速度为 40 cm/s,监测点 N3 的最大速度为 32 cm/s,监测点 N4 的最大速度为 19 cm/s,监测点 N3 至监测点 N4 之间基本无塑性区,通过应力判别法,见公式(1),求得灰岩的安全阀值为 22 cm/s,现场的实测观察亦得出当主振速度小于 22 cm/s 时岩体未产生爆破裂隙[14],说明当爆破振速小于 22 cm/s 时灰岩是稳定的;(2)软弱层中、下段受剪切屈服,上段剪切和受拉屈服,塑性区贯通,表明爆破振动波已对软弱夹层产生了一定的不利影响。

综合图 6 可知,爆源附近平台拉伸塑性区部位为潜在拉伸破裂面;软弱夹层为潜在剪切破裂面,其上覆岩体为潜在不稳定滑体。

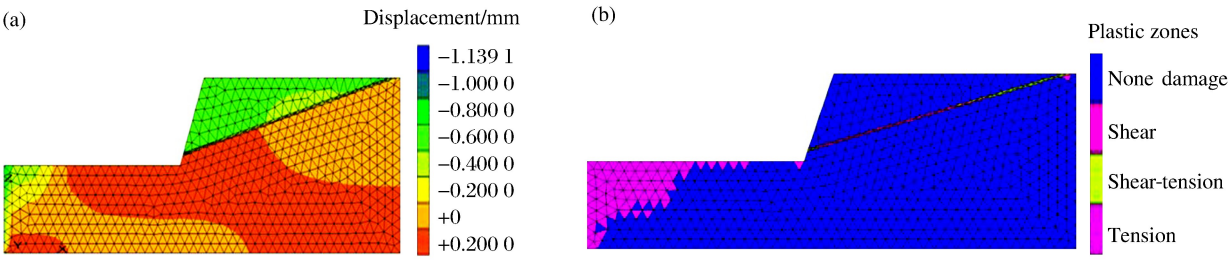


图 6 爆破后水平位移云图和塑形区分布

Fig. 6 Plastic zones and horizontal displacement of slope after blasting

4.2　位移和剪应变增量时程

由图 7 可以看出，潜在破裂面两侧岩体的位移方向不一致，软弱夹层之上的岩体（N7～N9）发生了整体向坡外的永久位移，整体位移均很小，一段时间后趋于稳定，并最终收敛，因此边坡最终稳定；从监测单元塑性剪应变增量图 8 可以看出，软弱夹层的剪应变增量在累积增大，由于剪应变较小且最终收敛，因此边坡最终稳定。

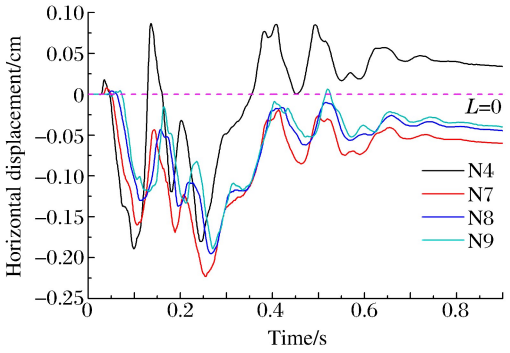


图 7　监测点水平向位移时程曲线

Fig. 7　Horizontal displacement-time curves of monitoring points

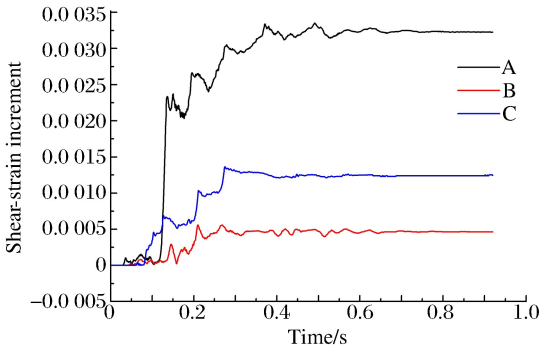


图 8　监测单元剪应变增量时程曲线

Fig. 8　Shear-strain increment-time curves of key elements

由于矿山爆破作业频繁，年限长久，特别是终了边坡，频繁的爆破振动就会导致潜在滑体永久位移的累积，滑带的塑性剪应变增量增加。本文中将爆破振动波形叠加 19 段用以模拟反复爆破后边坡的变形情况，计算结果如图 9～10 所示：随着爆破次数的增加，岩体的位移和剪应变增量均在递增，软弱夹层的剪应变最大已经累积到 0.05，超出一般岩体可以承受的变形范围，软弱夹层已经发生了剪切破坏。但是在数值模拟过程中没有考虑因爆破累计损伤引起的岩体力学参数的劣化，因此在静力情况下是稳定的。一般对于动力计算，计算结束后，潜在滑体的位移、滑带的剪应变是收敛的，只是会产生一定的永久位移和剪应变，按照动力失稳的判据来说，边坡最终是稳定的。

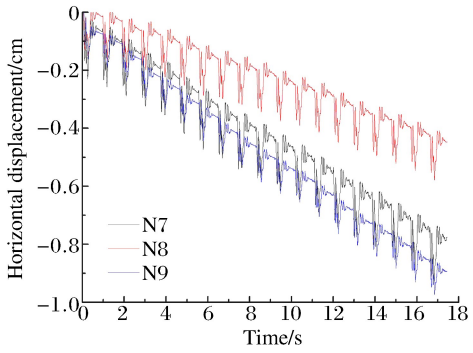


图 9　监测点水平向位移时程曲线

Fig. 9　Time-dependent curves of horizontal displacement of monitoring points

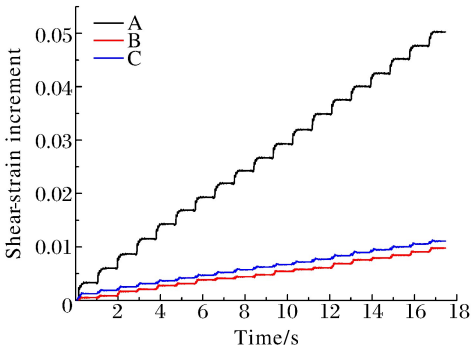


图 10　监测单元剪应变增量时程曲线

Fig. 10　Time-dependent curves of shear-strain increment of key elements

4.3　强度折减法动力分析

为了分析反复的爆破振动对岩体的累积损伤以及损伤后边坡的稳定性，通过对软弱夹层的天然参数进行不断地折减来模拟爆破振动对软弱夹层的劣化，分析不同折减系数下边坡的稳定性，表达式为：

$$C' = \frac{C}{\omega}, \qquad \tan\varphi' = \frac{\tan\varphi}{\omega} \tag{2}$$

式中：黏聚力 C 和内摩擦角 φ 为弱化前的岩土体抗剪强度参数；C'、φ' 为弱化后的抗剪强度参数；ω 为折减系数，计算结果见图 11～12。

由图 11 可知，当 ω 为 1.43～2.80 时，随着 ω 的增大，水平位移随之增大，动力计算结束前，曲线收敛，产生一定的永久位移；当 ω 为 2.81～2.86 时，随着 ω 的增大，水平位移增大，但是动力计算结束前，曲线发散，ω 越大，曲线斜率越大，即位移增长速度越快；根据动力失稳判别条件[8,14]，当 $\omega=2.80$ 时，边坡处于动力极限平衡状态，此时求得 $\omega=2.80$ 时边坡在静力情况下的稳定性系数为 1.02。由此可知，边坡的稳定性和边坡受爆破振动劣化程度相关，爆破振动劣化作用后边坡在静力情况下安全储备能力较低的边坡易失稳，安全储备能力较高的边坡不会失稳，只会累积产生一定的永久位移。安全储备能力越高，相应的永久位移越小，反之则越大。

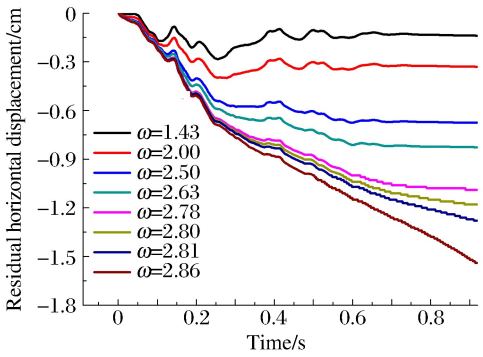


图 11 监测点 N7 的水平向位移时程曲线

Fig. 11 Time-dependent curves of horizontal displacement at N7

由于矿山频繁爆破并且持续时间长，软弱夹层的力学参数以较差情况来考虑比较合理，即当软弱夹层受爆破劣化因素作用，软弱夹层的力学参数降低至残余强度值时（$C=0.01$ MPa，$\varphi=20°$），计算边坡在静力情况下的稳定性系数，计算结果如图 12 所示。可知：稳定性系数与软弱夹层剪出高度相关，岩层倾角 θ 为 15°～23°时，稳定性系数 $K\geqslant1.03$，属于相对稳定区域；软弱夹层倾角为 24°～34°时，大部分情况稳定性系数 $K\leqslant1.0$，属于不稳定区域。

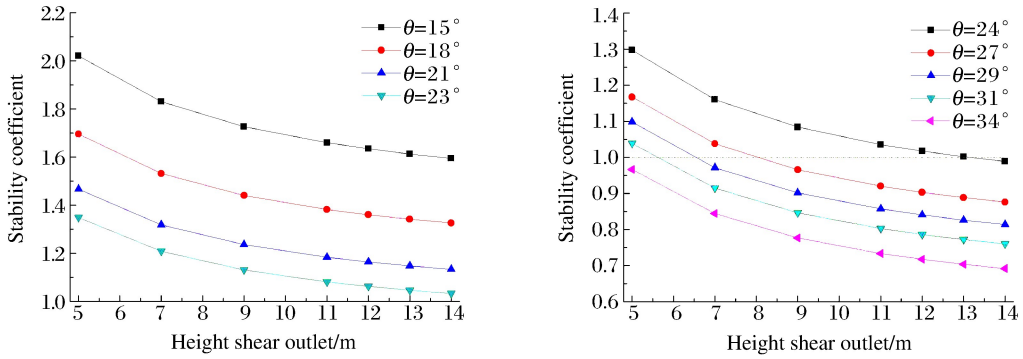


图 12 边坡的稳定性系数

Fig. 12 Stability coefficient of slope

4.4 爆破振速安全阈值

通过以上对岩体在爆破振动下稳定性的研究，可知：灰岩的爆破振速安全阈值应小于 22 cm/s，即被保护处边坡岩体振动速度的上限应小于 22 cm/s。岩层倾角为 15°～23°的边坡，其在爆破振动作用下不会发生整体滑坡，只会累积产生一定的永久位移。对处于这个区域的边坡，以灰岩的振动标准来确定其阈值，取21 cm/s。软弱夹层倾角为 24°～34°的边坡，其在过大的爆破振动作用下岩体力学参数会劣化，进而可能导致整体性破坏，因此，必须对爆破振速进行控制。根据软弱夹层塑性区的贯通情况，并观察其上覆灰岩的水平位移的大小或方向，来分析爆破振动对边坡稳定性的影响，研究爆破振速的安全阈值，以保证边坡不发生整体性破坏。以软弱夹层倾角分别为 24°、29°、31°、34°，剪出口至坡顶的垂直距离为 14 m 时为例进行动力计算，通过调整爆破振动波的振幅，使软弱夹层的塑性区刚好贯通，计算结果见图 13。由 13(a)～(c)可知，软弱夹层之上的岩体水平位移很小，基本在 10^{-5} m 量级，且不同步，剪出口部位相对要大一些，往后缘逐渐减小；由图 13(d)可知，软弱夹层之上的岩体水平位移很小，基本在 10^{-5} m 量级，并且方向不一致，部分方向指向坡外，部分指向坡内。因此，可以判断，在此爆破振动强度下对边坡的稳定性影响较小。通过数据提取，得到各坡脚对应的水平振速分别为 11.2、10.3、9.1、7.3、6.0 cm/s。从安全角度考虑，爆破振速安全阈值应稍小于上值，最终的安全阈值取值见图 14。

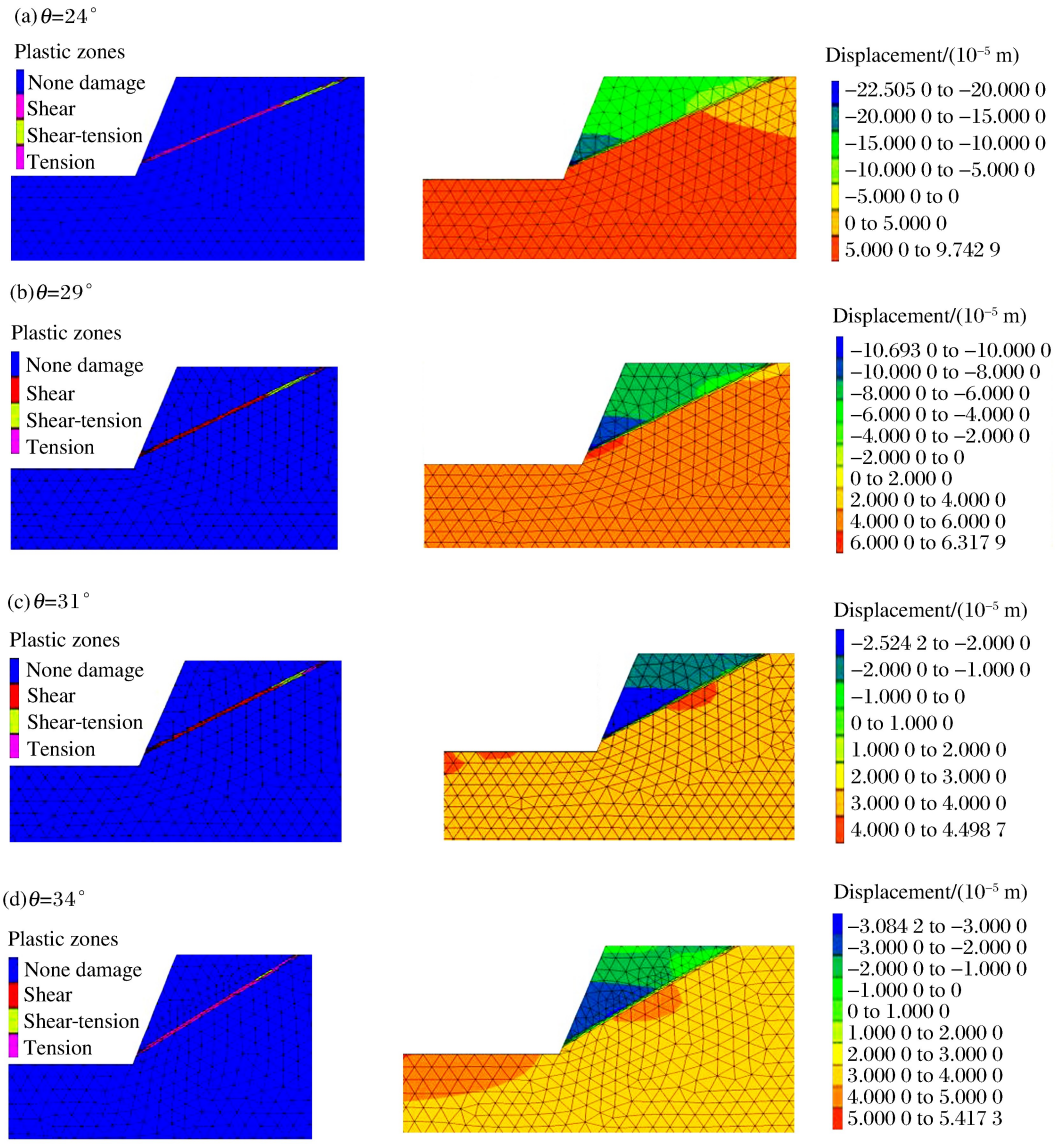


图 13　塑性区分布图和水平位移云图

Fig. 13　Plastic zones and horizontal displacement of slope

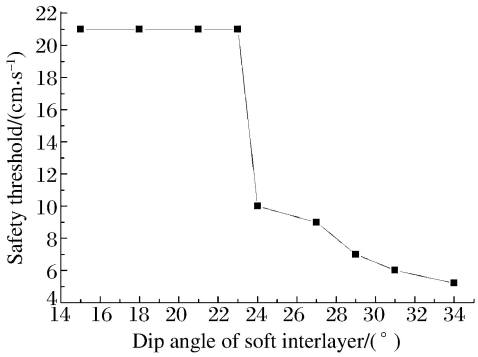


图 14　软弱夹层倾角与安全阈值的关系

Fig. 14　Relationship of weak interlayer inclination and safety threshold

5　结　论

（1）顺层岩质边坡爆破振动衰减规律为：爆心距增大，振幅随之减小，越靠近爆心衰减幅度越大，局部存在高程放大效应和坡面放大效应。软弱夹层影响着边坡的动力响应。

（2）爆破振动作用下对含软弱夹层的顺层边坡变形破坏受软弱夹层的控制，破坏以软弱结构面的拉伸破坏和剪切破坏为主，并伴有部分岩体的张拉破坏；破裂面可以根据塑性区分布图、水平方向位移云图综合分析确定。

（3）爆破振动作用下，过大的应力将导致岩体反

复受拉和受剪屈服,岩体累积产生永久位移、剪应变增量累积增大,岩体损伤累积,导致岩体力学参数持续降低,爆破振动劣化作用后仍有较大安全储备能力的边坡不会失稳,只会累积一定量的永久位移,极限平衡附近状态的边坡将会失稳。

(4)对于矿山边坡,特别是终了边坡,制定安全阀值时,软弱夹层的力学性质应以较差的情况(即残余强度)进行考虑,当爆破振动劣化作用后边坡稳定性系数仍然有较大安全储备时,应以坡脚岩体的稳定性制定安全阀值标准;当处于极限平衡状态附近时,应根据边坡的塑性区和水平位移云图综合判断爆破振动对边坡的稳定性影响情况,制定合理的爆破振速安全阀值。

参考文献:

[1] 罗艺,卢文波,陈明,等.爆破振动安全判据研究综述[J].爆破,2010,27(1):14-22.
LUO Yi, LU Wenbo, CHEN Ming, et al. View of research on safety criterion of blasting vibration[J]. Blasting, 2010,27(1):14-22.

[2] 言志信,彭宁波,江平.爆破振动安全标准探讨[J].煤炭学报,2011,36(8):1281-1284.
YAN Zhixin, PENG Ningbo, JIANG Ping. Research about blasting vibration safety criteria[J]. Journal of China Coal Society, 2011,36(8):1281-1284.

[3] 胡军,钟龙.露天矿爆破荷载等效施加方式的探究[J].金属矿山,2014(6):37-41.
HU Jun, ZHONG Long. Exploration for open-pit mine blasting load equivalent way[J]. Metal Mine, 2014(6):37-41.

[4] 刘亚群,李海波,李俊如,等.爆破荷载作用下黄麦岭磷矿岩质边坡动态响应的 UDEC 模拟研究[J].岩石力学与工程学报,2004,23(21):3659-3663.
LIU Yaqun, LI Haibo, LI Junru, et al. Udec simulation on dynamic response of rock slope of huang mailing phosphorite mine under explosion[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004,23(21):3659-3663.

[5] 陈明,卢文波,李鹏.岩质边坡爆破振动速度的高程放大效应研究[J].岩石力学与工程学报,2011,30(11):2189-2195.
CEHN Ming, LU Wenbo, LI Peng. Elevation amplification effect of blasting vibration velocity in rock slope[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011,30(11):2189-2195.

[6] 陈占军,朱传云,周小恒.爆破荷载作用下岩石边坡动态响应的 FLAC^{3D}模拟研究[J].爆破,2005,22(4):8-13.
CHEN Zhanjun, ZHU Chuanyun, ZHOU Xiaoheng. FLAC^{3D} simulation for dynamic response of rock slope under explosion[J]. Blasting, 2005,22(4):8-13.

[7] 万宝安,黎杉,熊茂东.基于 FLAC^{3D}的边坡爆破临界振速的确定[J].铁道建筑,2013(8):115-118.
WAN Baoan, LI Shan, XIONG Maodong. Determination of critical vibration velocity of blasting for slopes based on FLAC^{3D}[J]. Railway Engineering, 2013(8):115-118

[8] 李海波,肖克强,刘亚群.地震荷载作用下顺层岩质边坡安全系数分析[J].岩石力学与工程学报,2007,26(12):2385-2394.
LI Haibo, XIAO Keqiang, LIU Yaqun. Factor of safety analysis of bedding rock slope under seismic load[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007,26(12):2385-2394.

[9] 徐光兴,姚令侃,李朝红,等.边坡地震动力响应规律及地震动参数影响研究[J].岩土工程学报,2008,30(6):918-923.
XU Guangxing, YAO Lingkan, LI Chaohong, et al. Dynamic response of slopes under earthquakes and influence of ground motion parameters[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008,30(6):918-923.

[10] Itasca Consulting Group Inc. FLAC-2D (version 5.00) users manual: Volume V[M]. USA: Itasca Consulting Group Inc., 2005.

[11] 陈建平,高学文,陶连金.爆破工程地质控制论[J].工程地质学报,2006,15(5):616-619.
CHEN Jianping, GAO Xuewen, TAO Lianjin, et al. Theory of rock blasting controlling geology engineering[J]. Journal of Engineering Geology, 2006,15(5):616-619.

[12] 夏详,李俊如,李海波,等.爆破荷载作用下岩体振动特征的数值模拟[J].岩土力学,2005,26(1):50-56.

XIA Xiang, LI Junru, LI Haibo, et al. Udec modeling of vibration characteristics of jointed rock mass under explosion[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005,26(1):50-56.

[13] 范留明，李宁. 软弱夹层的透射模型及其隔震特性研究[J]. 岩石力学与工程学报，2005，24(14)：2456-2462.
FAN Liuming, LI Ning. Transmission model of weak intercalation and its vibration isolation properties[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005,24(14):2456-2462.

[14] 余海兵，胡斌，甘露，等. 峨眉黄山石灰岩矿露天边坡爆破振动测试与分析[J]. 爆破，2015，32(4)：55-59.
YU Haibing, HU Bin, GAN Lu, et al. Test and analysis of blasting vibration in Ermei Mount Huangshan limestone mine open-pit slope[J]. Blasting, 2015,32(4):55-59.

[15] 戴妙林，李春同. 基于降参法数值计算的复杂岩质边坡动力稳定性安全评价[J]. 岩石力学与工程学报，2007，26(增刊 1)：2749-2754.
DAI Miaolin, LI Chuntong. Analysis of dynamic stability safety evaluation for complex rock slopes by strength reduction numerical method[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007,26(suppl 1):2749-2754.

Stability and safety criterion of a slope with weak interlayer under blasting vibration

MA Chong[1,2], ZHAN Hongbing[3], YAO Wenmin[2], YU Haibing[2]

(1. *School of Mathematical and Physics, China University of Geosciences, Wuhan* 430074, *Hubei, China*;
2. *Faculty of Engineering, China University of Geoscience, Wuhan* 430074, *Hubei, China*;
3. *Department of Geology and Geophysics, Texas A&M University, TX* 77843-3115, *USA*)

Abstract: A numerical model of bedding bench slope was established by using the FLAC^{3D} software. First, the dynamic response law of the slope under the blasting waves was analyzed. Then the stability of the slope was analyzed based on the displacement and the shear strain increment. Finally, according to the judgment of the slope stability, the appropriate velocity safety threshold of blasting vibration was developed. Studies reveal that the attenuation rate of the vibration amplitude decreases with higher blaster center distance value. There is elevation amplification effect on the slope and the main vibration velocity reaches the maximum at the foot of the free surface due to the existence of the weak interlayer. The deformation and failure of the slope is controlled by the weak interlayer. The upper rock mass becomes the potential sliding mass when there is tensile and shear failure in the weak interlayer, and the fracture surface can be determined according to the horizontal displacement map and the plastic zone distribution map. The slope failure is a progressive accumulation, displacement and shear strain accumulation will lead to the mechanical parameters of the rock weakening. There is a permanent displacement after blasting vibration if the slope has a great safety margin, while the slope near the state of limit equilibrium will be instability. The safety threshold of the slope is 21 cm/s if the strata inclination is from 15° to 23°. When the cut out height of the slope with the weak interlayer is 14 m and the strata inclinations are 24°, 29°, 31° and 34°, the corresponding safety threshold will be 10, 8, 6 and 5 cm/s.

Keywords: blasting vibration; slope stability; safety threshold; weak interlayer; bedding slope

(责任编辑　张凌云)