

DOI: 10.16285/j.rsm.2019.0461

爆破荷载作用下露天矿边坡稳定性的突变研究

周子涵, 陈忠辉, 王建明, 张凌凡, 年庚乾

(中国矿业大学(北京) 力学与建筑工程学院, 北京 100083)

摘 要: 基于二维斜坡平面滑动失稳力学模型, 引入爆破荷载因素, 建立了露天爆破荷载作用下岩质边坡失稳的尖点突变理论模型。根据建立的突变模型, 探讨了爆破荷载幅值和爆破荷载频率对边坡稳定性的影响规律, 导出了边坡的动态自稳临界高度, 并提出了失稳的判据条件, 结果表明: 爆破荷载幅值越大, 爆破荷载频率越小, 后缘裂缝深度越大, 边坡失稳的可能性越高; 在爆破荷载作用下, 边坡的稳定程度是动态变化的, 且随着应力波入射角的增大, 边坡失稳破坏的可能性不断提高。以大孤山露天矿内的两处边坡为例, 计算了边坡的动态安全系数及动态自稳临界高度, 利用边坡当前实际的稳定情况验证了提出的边坡失稳判据的合理性, 为预防露天矿爆破在开挖过程中边坡岩体的动力失稳提供了一定的理论支持。

关 键 词: 爆破荷载; 岩质边坡; 尖点突变理论; 动态自稳临界高度; 动力失稳

中图分类号: TU 457

文献标识码: A

文章编号: 1000-7598(2020)03-0849-10

Catastrophe analysis of open-pit slope stability under blasting load

ZHOU Zi-han, CHEN Zhong-hui, WANG Jian-ming, ZHANG Ling-fan, NIAN Geng-qian

(School of Mechanics and Civil Engineering, China University of Mining and Technology, Beijing 100083, China)

Abstract: Cusp catastrophe theory models of the rock slope instability under open blasting load were built based on the two-dimensional mechanical instability model considering the factors of blasting dynamic load. According to the established model, the influences of the amplitude and frequency of blasting dynamic load on the slope stability were discussed, and the dynamic critical instability height of the slope was derived, the criterion of the slope instability was also proposed. The result reveals that the possibility of slope instability increases with the increase of amplitude of the dynamic load, the decrease of frequency and the increase of trailing edge crack depth; the stability of slope is dynamic, and with the increase of incident angle of stress wave, the possibility of slope failure is increasing under blasting load. Taking two slopes in Dagushan Open-pit Mine as examples, the dynamic safety factor and the dynamic self-stability critical height of the slope are calculated, and the rationality of the proposed slope instability criterion is verified by the actual stability of the slope at present. It provides a certain theoretical support for preventing the dynamic instability of slope rock mass in the process of blasting excavation in open-pit mine.

Keywords: blasting load; rock slope; cusp catastrophe theory; dynamic self-stability critical height; dynamic instability

1 引 言

露天矿在爆破动荷载影响下的边坡稳定性问题是其安全生产的关键技术问题, 边坡岩体失稳破坏是一个复杂的非线性过程。迄今为止, 突变理论已经在边坡稳定性的分析方面得到了广泛地应用。秦四清^[1]针对斜坡平面滑动失稳, 建立了典型的“两段式”失稳力学模型, 运用突变理论, 提出了滑坡失稳的判据并指出传统的刚体极限平衡稳定性评价方法

的不足之处。夏开宗等^[2]应用突变理论, 并以顺层岩质边坡作为实例, 考虑地下水对滑面带介质的水致弱化性质, 以及地下水对边坡后缘张裂隙的水力效应, 构建了边坡的尖点突变模型, 分析了顺层岩质边坡失稳的力学机制并给出边坡岩体在渐进软化过程中的位移变化规律。梁桂兰等^[3]应用突变级数法建立了新的边坡稳定性的评价模型, 综合考虑了各种因素对边坡稳定性的影响程度, 真实地描绘了边坡系统的稳定状态。Zhu 等^[4]在考虑了凝聚力、

收稿日期: 2018-03-05

修回日期: 2019-08-20

基金项目: 国家重点研发计划 (No.2016YFC0801602, No.2017YFC1503103)。

This work was supported by the National Key Research and Development Program of China (2016YFC0801602, 2017YFC1503103).

第一作者简介: 周子涵, 男, 1995 年生, 博士研究生, 主要从事露天矿边坡致灾机制等方面的研究工作。E-mail: 18813027369@163.com

内摩擦角等因素的情况下,建立了基于突变级数法的图时边坡地震稳定性评价模型。Qiang 等^[5]利用意大利的 Ca' di Malta 以及白鹤岭滑坡的监测数据,通过建立椭圆突变模型进行分析,确定出了岩质边坡的初始不稳定点和滑坡失稳的判据。

爆破动荷载作用下,露天矿边坡岩体失稳规律的研究是岩石动力学领域的重点之一。尽管国内外学者已经进行过一系列的研究工作,但是由于其内在机制与演化规律的复杂性,许多问题还有待进一步研究。因此,本文在汲取前人研究成果的基础上,利用尖点突变理论对露天矿边坡在爆破动荷载作用下的失稳特征及规律进行了研究,提出了一种新的滑坡失稳判据,即利用边坡失稳的必要条件(刚度比 $\lambda \leq 1$)和边坡动态自稳临界高度 H_{cr} 对边坡的稳定性进行评价,并运用工程实例对该判据进行了验证,为预防露天矿边坡的岩体动力失稳提供了一定的理论支持。

2 突变模型分析

2.1 力学模型

由于爆破动荷载是导致露天矿局部边坡体失稳滑动的重要因素,因此,本文建立了二维斜坡滑动失稳力学模型,如图 1 所示,并作出如下假定:

(1) 边坡在爆破动荷载作用下的失稳模型为牵引式滑动;

(2) 边坡滑动趋势面为非均质软弱夹层,为了简化计算,假定其由 3 部分组成,下部为弱化性质区段(AB 段),中间为弹性性质区段(BC 段),上部为坡顶后缘裂缝(CD 段);

(3) 弹性性质区段的长度 l_e 和弱化性质区段的长度 l_s 保持不变。

如图 1 所示,边坡坡角为 α ,高度为 H ,坡顶后缘裂缝深度为 h ,裂缝距坡肩的水平距离为 L 。夹层两侧为均质各向同性弹性体,不考虑阻尼效应,滑体重量为 W ,重度为 γ ,密度为 ρ ,滑动趋势面倾角为 β ,厚度为 d ,滑体在自重和外力作用下沿滑动趋势面产生的下滑位移为 u 。滑动趋势面 AB 段为弱化性质区段,介质较破碎,泥化作用强烈,强度较低,受爆破震动影响剧烈,具有应变弱化的性质,内摩擦角为 φ_1 ,黏聚力为 c_1 ,长度为 l_s ; BC 段为弹性性质区段,介质强度较高,黏结力强,受爆破震动的影响较弱,具有弹性或应变硬化的性质,内摩擦角为 φ_2 ,黏聚力为 c_1 ,长度为 l_e 。AB 段和 BC 段两种不同介质的本构关系曲线如图 2 所示。

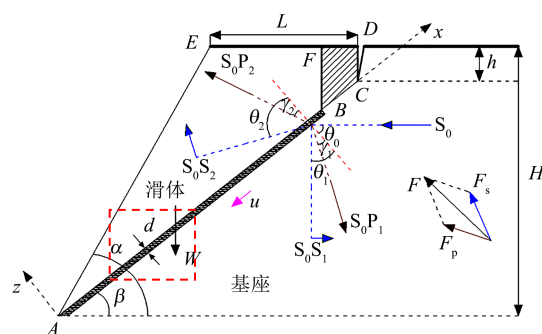


图 1 斜坡滑动失稳力学模型

Fig.1 Mechanics model of instability of planar sliding slope

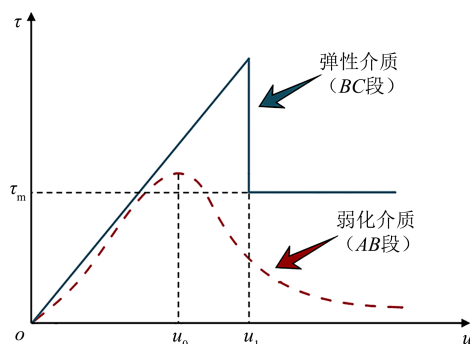


图 2 滑动趋势面两种不同介质的本构关系曲线^[1]

Fig.2 Constitutive curves of two kinds of surface media of sliding slope with tendency toward sliding^[1]

由图 1 中的几何关系,上部滑体的重量 W 可表示为

$$W = \gamma \left[\frac{\sin(\alpha - \beta)}{2 \sin \alpha \sin \beta} H^2 - \frac{h^2}{2} \cot \beta \right] \quad (1)$$

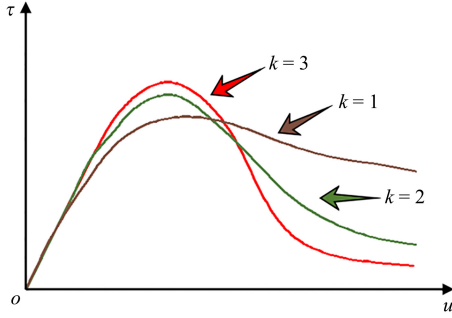
其中, W 方向竖直向下,本文假定滑体为图 1 中的四边形部分(□ACDE)。

滑动趋势面 AB 段介质的本构关系可设为^[6-7]

$$\tau_1 = G_s \frac{u}{d} e^{(-u/u_0)^k} \quad (2)$$

式中: τ_1 为 AB 段介质的剪应力; G_s 为 AB 段介质的剪切模量; u_0 为弱化介质本构关系曲线峰值点对应的位移,如图 2 所示; k 为应变软化系数,且 k 越大,应变软化性质越明显,如图 3 所示。

由于 AB 段介质较破碎,泥化作用强烈,强度较低,只有当剪应力达到了滑动趋势面的初始抗剪强度,即 $\tau_1 \geq G_s$ 时,岩体才会产生位移。根据式(2),令 $\frac{d^2 \tau_1}{du^2} = 0$,就可以得到 AB 段介质本构关系曲线拐点处对应的位移 $u_1 = \left(\frac{k+1}{k} \right)^{1/k} u_0$,为了简化计算,本文取 $k = 1$ (见图 2)。

图3 不同 k 值下的应变软化曲线示意图Fig.3 Constitutive curves of strain-softening medium with different values of k

滑动趋势面 BC 段介质的本构关系可设为^[8]

$$\tau_2 = \begin{cases} \frac{G_e u}{d} & (u < u_1) \\ \tau_m & (u > u_1) \end{cases} \quad (3)$$

式中： τ_2 为 BC 段介质的剪应力； G_e 为 BC 段介质的剪切模量； τ_m 为残余抗剪强度。当 BC 段介质岩体的剪应力未达到峰值强度，即 $\tau_2 \leq G_e$ 时，岩体表现出线弹性的性质；当 $\tau_2 > G_e$ 时，岩体抗剪强度迅速下降，仅表现为岩体的残余抗剪强度（见图2）。

在工程爆破开挖过程中，爆炸应力波为柱面波，为了简化问题，本文将其简化为平面波，且主要考虑弹性 P 波及 SV 波。岩体在爆炸应力作用下可能出现沿结构面的剪切破坏、拉裂破坏 2 种破坏形式^[9]。而结构面的拉裂破坏一般是由爆炸应力波经自由面反射而形成的拉应力波所造成的，在本文中暂不讨论，本文主要讨论岩体沿结构弱面的剪切破坏。

如图1所示，当一倾向临空面的正弦 SV 波(S_0)从软弱夹层右侧基座中入射到夹层时（入射角为 θ_0 ），部分应力波会在夹层处形成反射 P 波(S_0P_1)

和反射 SV 波(S_0S_1)，入射角分别为 γ_1 和 θ_1 ，而另一部分应力波会透过软弱夹层进入滑体中，形成透射 P 波(S_0P_2)和透射 SV 波(S_0S_2)两种形式的透射波，透射角分别为 γ_2 和 θ_2 。根据介质中波的传播方向与质点运动方向的关系， P 波的传播方向与质点振动方向一致，而 SV 波的传播方向与质点振动方向垂直^[10]。图中虚线代表波的传播方向，含箭头的实线代表质点的振动方向。

设入射波为正弦 SV 波，则加速度波方程的形式可表示为

$$a(t) = A \frac{\pi}{T} \sin\left(\frac{2\pi t}{T}\right) \quad (4)$$

式中： $a(t)$ 为入射波的加速度； A 为调整幅值的系数； T 为周期； t 为爆炸应力波的持时。

对式(3)在 $(0, t)$ 的范围内进行积分计算可得入射波的速度波方程为

$$v(t) = \frac{A}{2} \left[1 - \cos\left(\frac{2\pi t}{T}\right) \right] \quad (5)$$

根据文献[10-11]可知，透射应力波的位移、速度和加速度的透反射系数均相同，则透射 SV 波及透射 P 波的速度方程可以表示为入射波的速度方程 $v(t)$ 与透射系数的乘积，即为

$$v_{p2}(t) = m_p \frac{A}{2} \left[1 - \cos\left(\frac{2\pi t}{T}\right) \right] \quad (6)$$

$$v_{s2}(t) = m_s \frac{A}{2} \left[1 - \cos\left(\frac{2\pi t}{T}\right) \right] \quad (7)$$

式中： $v_{p2}(t)$ 、 $v_{s2}(t)$ 分别为透射 P 波和透射 SV 波的速度； m_p 、 m_s 分别为 P 波和 SV 波的透射系数，可根据下式计算^[10]。

$$\begin{bmatrix} m_s \\ n_s \\ m_p \\ n_p \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -Z \sin 2\theta_2 & \sin 2\theta_1 & Z f_2 & f_1 \\ Z \cos 2\theta_2 & \cos 2\theta_1 & 2Z \sin \theta_2 \cos \gamma_2 & -2 \sin \theta_1 \cos \gamma_1 \\ -\cos \theta_2 & \cos 2\theta_1 & -\sin \gamma_2 & -\sin \gamma_1 \\ \sin \theta_2 & \sin \theta_1 & -\cos \gamma_2 & -\cos \gamma_1 \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} -\sin \theta_1 \\ \cos 2\theta_1 \\ -\cos \theta_1 \\ \sin \theta_1 \end{bmatrix} \quad (8)$$

其中：

$$\left. \begin{aligned} Z &= \frac{\rho_2 c_{s2}}{\rho_1 c_{s1}} \\ f_i &= \frac{c_{pi}}{c_{si}} \cos 2\theta_i = \frac{c_{pi}}{c_{si}} \left[1 - 2 \left(\frac{c_{si}}{c_{pi}} \right)^2 \sin^2(2\gamma_i) \right], (i=1, 2) \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

式中： n_p 、 n_s 分别为 P 波和 SV 波的反射系数； ρ_1 、 ρ_2 分别为基座与滑体的岩体密度，本文中 $\rho_1 = \rho_2 = \rho$ ； c_{pi} 、 c_{si} ($i=1, 2$) 分别为 P 波和 SV 波在基座与滑体中的传播速度，本文中取 $c_{p1} = c_{p2}$ 、 $c_{s1} = c_{s2}$ 。

根据文献[10]，入射角 θ_0 、反射角 (θ_1 , γ_1)、透射角 (θ_2 , γ_2) 满足 Snell 定律，即

$$\frac{c_{s1}}{\sin \theta_0} = \frac{c_{s1}}{\sin \theta_1} = \frac{c_{s2}}{\sin \theta_2} = \frac{c_{p1}}{\sin \gamma_1} = \frac{c_{p2}}{\sin \gamma_2} \quad (10)$$

边坡弱化性质区段滑体 (图 1 中 $\square ABFE$ 部分) 与弹性性质区段滑体 (图 1 中 $\square BCDF$ 部分) 在爆破应力波作用下受到的动态惯性力可分别表示为

$$F_s = F_{sr} + F_{st} = \frac{l_s \rho c_{s2} m_s A}{2} \left[1 - \cos \left(\frac{2\pi t}{T} \right) \right] + \frac{l_e \rho c_{s2} m_s A}{2} \left[1 - \cos \left(\frac{2\pi t}{T} \right) \right] \quad (11)$$

$$F_p = F_{pr} + F_{pt} = \frac{l_s \rho c_{p2} m_p A}{2} \left[1 - \cos \left(\frac{2\pi t}{T} \right) \right] + \frac{l_e \rho c_{p2} m_p A}{2} \left[1 - \cos \left(\frac{2\pi t}{T} \right) \right] \quad (12)$$

式中: F_{sr} 、 F_{pr} 、 F_{st} 、 F_{pt} 分别弱化性质区段滑体和弹性性质区段滑体受到的动态惯性力; F_s 、 F_p 为滑体受到的总的动态惯性力。

至此, 通过对图 1 中的斜坡失稳力学模型进行受力分析, 可以得到边坡系统在自重及外力作用下的抗滑力 $F_{抗}$ 和下滑力 $F_{下}$ 分别为

$$F_{抗} = F_{抗弱} + F_{抗弹} = \left\{ \left[W - \frac{\gamma_l \cos \beta (H + h - l_s \sin \beta)}{2} \right] \cos \beta - F_{sr} \sin \theta_2 - F_{pr} \cos \gamma_2 \right\} \tan \varphi_1 + c_1 l_s + \left[\frac{\gamma_l \cos^2 \beta (H + h - l_s \sin \beta)}{2} - F_{st} \sin \theta_2 - F_{pt} \cos \gamma_2 \right] \tan \varphi_2 + c_2 l_e \quad (13)$$

$$F_{下} = W \sin \beta - F_s \cos \theta_2 + F_p \sin \gamma_2 \quad (14)$$

式中: $F_{抗弱}$ 、 $F_{抗弹}$ 分别为弱化性质区段滑体和弹性性质区段滑体的抗滑力。

根据式 (13)、(14) 可以得到爆破荷载作用下含软弱夹层边坡的动态安全系数 R 为

$$R = \frac{F_{抗}}{F_{下}} = \frac{F_{抗弱} + F_{抗弹}}{F_{下}} \quad (15)$$

根据安全系数的定义, 认为当 $R < 1$ 时, 边坡的稳定性较差, 可能发生失稳破坏; 当 $R = 1$ 时, 边坡处于临界破坏状态; 当 $R > 1$ 时, 边坡稳定性较好, 不会发生失稳破坏。

2.2 尖点突变模型

通过分析 2.1 节中的二维斜坡滑动力学模型可

知, 边坡系统的总势能函数由以下 3 个部分组成:

(1) AB 段弱化性质区段和 BC 段弹性性质区段岩体介质自身的应变势能 V_1 :

$$V_1 = l_s \int_0^u \frac{G_s u}{d} e^{-u/u_0} du + \frac{1}{2} \frac{G_e l_e}{d} u^2 \quad (16)$$

(2) 滑体自重位移 u 方向上产生的下滑势能 V_2 :

$$V_2 = W \sin \beta u \quad (17)$$

(3) 爆破荷载在位移 u 方向上产生的下滑势能 V_3 :

$$V_3 = (F_p \sin \gamma_2 - F_s \cos \theta_2) u \quad (18)$$

边坡系统的总势能函数为岩体介质自身的应变势能与下滑势能之差, 即总势能函数 V 可表示为

$$V = V_1 - V_2 - V_3 = l_s \int_0^u \frac{G_s u}{d} e^{-u/u_0} du + \frac{1}{2} \frac{G_e l_e}{d} u^2 - (W \sin \beta + F_p \sin \gamma_2 - F_s \cos \theta_2) u \quad (19)$$

根据突变理论的方法, 选择滑动位移 u 作为状态变量, 对式 (19) 中的总势函数 V 进行求导, 得到边坡稳定性分析的平衡曲面为

$$V' = \frac{G_s l_s}{d} u e^{-u/u_0} + \frac{G_e l_e}{d} u - (W \sin \beta + F_p \sin \gamma_2 - F_s \cos \theta_2) \quad (20)$$

式 (20) 为力的平衡条件, 对总势能函数 V 求三次导, 并根据 $V''' = 0$ 可得

$$\frac{G_s l_s}{d} \left(\frac{u}{u_0} - 2 \right) e^{-u/u_0} = 0 \quad (21)$$

所以平衡曲面尖点处的剪切位移 $u = u_1 = 2u_0$, 即与 AB 段介质本构关系曲线拐点处对应的位移值相同。

式 (20) 相对于尖点处状态变量值 u_1 进行 Taylor 展开, 取前 3 项, 得到平衡曲面为

$$\frac{2}{3} \frac{G_s l_s u_1}{d} \left\{ \left(\frac{u - u_1}{u_1} \right)^3 + \frac{3}{2} \left(\frac{G_e l_e e^2}{G_s l_s} - 1 \right) \left(\frac{u - u_1}{u_1} \right) + \frac{3}{2} \left[1 + \frac{G_e l_e e^2}{G_s l_s} - (W \sin \beta + F_p \sin \gamma_2 - F_s \cos \theta_2) d e^2 (G_s l_s u_1)^{-1} \right] \right\} = 0 \quad (22)$$

对式 (22) 做变量代换, 并将平衡曲面方程以

尖点突变理论的标准形式进行表示：

$$V' = x^3 + mx^2 + n \quad (23)$$

$$x = \frac{u - u_1}{u_1} \quad (24)$$

$$m = \frac{3}{2}(\lambda - 1) \quad (25)$$

$$n = \frac{3}{2}(1 + \lambda - \mu) \quad (26)$$

$$\lambda = \frac{G_e l_e e^2}{G_s l_s} \quad (27)$$

$$\mu = [W \sin \beta + F_p \sin \gamma_2 - F_s \cos \theta_2] d e^2 (G_s l_s u_1)^{-1} \quad (28)$$

式中： x 为无量纲状态变量； m 、 n 为无量纲控制变量； λ 为滑动趋势面中 BC 段岩体介质刚度和 AB 段岩体介质本构关系曲线拐点处的刚度之比，简称刚度比； μ 为与上部滑体重量、爆破荷载强度、滑动趋势面倾角、滑动趋势面强度等因素有关的参数，称为系统的几何力学参数。

根据文献[12]，尖点突变理论模型的分叉集方程标准形式为

$$\Delta = 4m^3 + 27n^2 = 0 \quad (29)$$

式中： Δ 为突变特征值。

将式(25)和式(26)代入式(29)中可得

$$2(\lambda - 1)^3 + 9(1 + \lambda - \mu)^2 = 0 \quad (30)$$

根据突变特征值 Δ 和控制变量 m 的变化情况分析岩质边坡在爆破动荷载作用下的稳定情况。当 $\Delta < 0$ 时，系统发生突变，边坡产生失稳滑动；当 $\Delta = 0$ 时，系统处于临界状态，边坡处于临滑状态，如果此时控制变量产生微小的变化，必然会引起平衡状态的改变；当 $\Delta > 0$ 时，系统稳定，边坡不会产生滑动[13-15]。

由上述内容可知，突变特征值 $\Delta < 0$ 是边坡发生失稳的充要力学条件，而为了满足该充要条件，显然只有当 $m \leq 0$ 时，才能成立，即只有在 $\lambda \leq 1$ 条件下才能跨越分叉点集。继而由式(25)和式(27)可以得到边坡在爆破荷载作用下发生失稳的必要条件为

$$\frac{G_e l_e}{G_s l_s} \leq e^{-2} \quad (31)$$

2.3 边坡稳定性影响因素分析

根据 2.2 节中的分析结论可以看出，突变特征

值 Δ 的变化可以反映边坡的稳定程度，即 Δ 越大，边坡稳定性越好[15]。因此，本文将分别改变爆破荷载振幅值系数 A 及爆破动荷载频率 $\omega = 1/T$ 的大小，通过观察 Δ 的变化情况，爆破荷载幅值及荷载频率 ω 对边坡稳定程度的影响规律。

2.3.1 爆破荷载幅值对边坡稳定性的影响

为了分析爆破荷载幅系数 A 对边坡稳定性的影响规律，计算的物理力学参数假定如下： $H = 24$ m， $\gamma = 30$ kN/m³， $\alpha = 60^\circ$ ， $\beta = 45^\circ$ ， $\theta_0 = 45^\circ$ ， $u_1 = 1.3 \times 10^{-4}$ ， $d = 0.1$ m， $l_e = 1.1$ m， $l_s = 32.8$ m， $\omega = 85$ rad/s， $G_s = 0.3 \times 10^4$ MPa， $G_e = 1.5 \times 10^4$ MPa， $c_{p1} = c_{p2} = 3\ 000$ m/s， $c_{s1} = c_{s2} = 1\ 500$ m/s， $h = 0$ m。将上述假定的相关参数代入相应公式，可以得到 Δ 随 A 的变化规律，如图 4 所示。

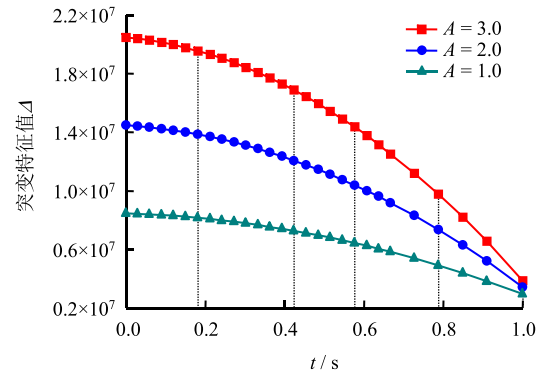


图 4 突变特征值 Δ 随爆破荷载幅值系数 A 的变化
Fig.4 Variation of Δ with blasting load amplitude coefficient A

从图 4 可以看出，随着爆破荷载幅系数 A 的不断增大，即爆破荷载幅值不断增大，突变特征值 Δ 呈现降低的趋势。由此可知，爆破荷载幅值越大，边坡稳定性愈差，失稳的可能性愈高。

2.3.2 爆破荷载频率 ω 对边坡稳定性的影响

为了分析爆破荷载频率 ω 对边坡稳定性的影响规律，计算的物理力学参数假定如下： $H = 24$ m， $\gamma = 30$ kN/m³， $\alpha = 60^\circ$ ， $\beta = 45^\circ$ ， $\theta_0 = 45^\circ$ ， $u_1 = 1.3 \times 10^{-4}$ ， $d = 0.1$ m， $l_e = 1.1$ m， $l_s = 32.8$ m， $A = 1.0$ ， $G_s = 0.3 \times 10^4$ MPa， $G_e = 1.5 \times 10^4$ MPa， $c_{p1} = c_{p2} = 3\ 000$ m/s， $c_{s1} = c_{s2} = 1\ 500$ m/s， $h = 0$ m。将上述假定的相关参数代入相应公式，可以得到突变特征值 Δ 随爆破荷载频率 ω 的变化规律，如图 5 所示。

从图 5 可以看出，当爆破动荷载振幅值一定时，随着的爆破动荷载频率 ω 的不断增大，突变特征值 Δ 逐渐增大，说明 ω 也会影响边坡的稳定性，且爆破动荷载频率 ω 越低，破坏效应越强，边坡失稳的

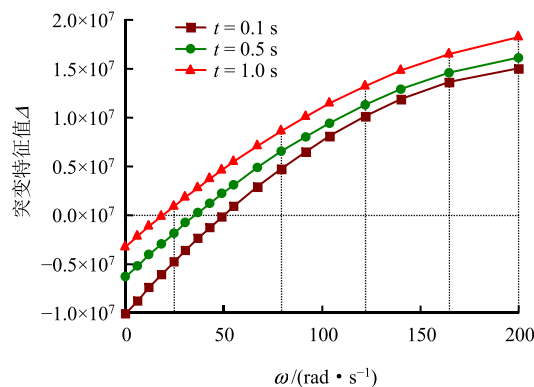


图5 突变特征值 Δ 随爆破荷载频率 ω 的变化
Fig.5 Variation of Δ with blasting frequency ω

可能性越大。因此,在进行爆破作业时,可采取适当提高爆破应力波主频的措施,以达到提高边坡稳定性的目的,与文献[16-17]的分析结论一致。

3 边坡动态自稳临界失稳高度及失稳判据分析

根据式(30)可得

$$\frac{G_s l_s u_1}{W \sin \beta + F_p \sin \gamma_2 - F_s \cos \theta_2} = \frac{d e^2}{1 + \lambda + \frac{\sqrt{2}}{3} (1 - \lambda)^{\frac{3}{2}}} \quad (32)$$

将式(1)代入式(32)可得:

$$H_{cr} = \left\{ \frac{2 G_s l_s u_1 \sin \alpha \left[1 + \lambda + \frac{\sqrt{2}}{3} (1 - \lambda)^{\frac{3}{2}} \right]}{r d e^2 \sin(\alpha - \beta)} - \frac{h^2 \sin \alpha \cos \beta + 2 \sin \alpha \sin \beta (F_p \sin \gamma_2 - F_s \cos \theta_2)}{r \sin(\alpha - \beta)} \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (33)$$

式中: H_{cr} 为边坡的动态自稳临界高度,当边坡在某一时刻的实际高度小于该临界高度,即 $H < H_{cr}$ 时,边坡的稳定性较好,不会发生破坏;当 $H = H_{cr}$ 时,边坡处于临界滑动状态;当 $H > H_{cr}$ 时,边坡稳定性较差,甚至会发生滑动破坏。因此,边坡动态自稳临界高度 H_{cr} 的大小对其稳定性有着重要的影响, H_{cr} 越大,对边坡的稳定性越不利。由式(33)也可以看出, H_{cr} 与后缘裂缝深度 h 的变化呈反比,即 h 愈大, H_{cr} 愈小,边坡稳定性愈差。

假定边坡相关的物理力学参数: $\gamma = 30 \text{ kN/m}^3$, $\alpha = 60^\circ$, $\beta = 45^\circ$, $u_1 = 1.3 \times 10^{-4}$, $d = 0.1 \text{ m}$, $l_e = 1.1 \text{ m}$, $l_s = 32.8 \text{ m}$, $\omega = 85 \text{ rad/s}$, $G_s = 0.3 \times 10^4 \text{ MPa}$, $G_e = 1.5 \times 10^4 \text{ MPa}$, $c_{p1} = c_{p2} = 3000 \text{ m/s}$, $c_{s1} = c_{s2} =$

1500 m/s , $h = 0 \text{ m}$ 。将上述假定的相关参数代入式(33),可以得到不同入射角条件下动态自稳临界高度 H_{cr} 随时间变化的规律曲线如图6所示。

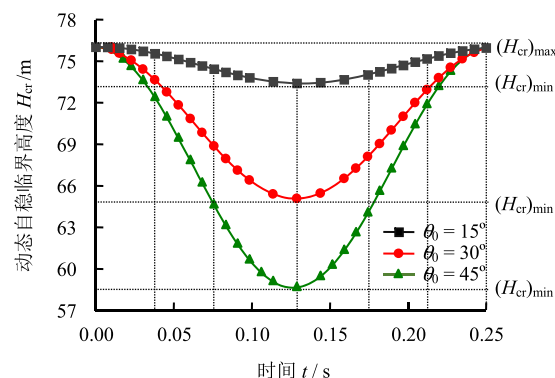


图6 不同入射角条件下边坡动态自稳临界高度时程变化曲线
Fig.6 Time-history curves of the dynamic self-stability critical height variation of slopes at different incident angles

由图6可知,边坡动态自稳临界高度 H_{cr} 随爆破应力波持续时间的增长呈非线性变化,即自稳临界高度并不是某一固定值,说明了 H_{cr} 在爆破荷载作用下,边坡的稳定性是动态变化的;随着应力波入射角的增大, H_{cr} 的变化幅度逐渐增大,说明爆破荷载作用下边坡失稳破坏的可能性不断提高,且当应力波平行于软弱夹层并倾向临空面方向入射时,对边坡的稳定性最为不利。

至此,可根据刚度比 λ 和动态自稳临界高度 H_{cr} 提出露天矿岩质边坡在爆破荷载作用下的失稳的判据条件:在满足边坡失稳的必要条件 $\lambda \leq 1$ 时,如果边坡的实际高度 H 始终小于 H_{cr} 时,即 H 小于 H_{cr} 的最小值时 ($H < (H_{cr})_{\min}$),边坡在爆破荷载影响下不会发生失稳破坏;如果边坡的实际高度 H 在 H_{cr} 的变化范围之内时,即 H 在 H_{cr} 的最大值和最小值之间时 ($(H_{cr})_{\min} < H < (H_{cr})_{\max}$),边坡可能会发生不同程度的破坏;当 $\lambda \geq 1$ 时,边坡不会发生失稳破坏,抗震性能较好。

4 算例分析

大孤山露天矿位于鞍山市东南 12 km,行政区划隶属于鞍山市千山区大孤山镇管辖。铁矿床位于千山山脉西北缘,区域构造上位于鞍山穹隆构造的东南部,地貌属丘陵地形,采场形状为椭圆形,现矿区内最高点位于矿区东北部,海拔标高为 100.2 m^[18]。由于爆破开挖的作用,采场内边坡已有多处发生局部破坏。本文以矿区内分别位于西北帮和东帮的两处边坡为例,根据文中提出的滑坡失稳

判据对两处边坡的稳定性进行分析评价, 并利用边坡当前实际的稳定情况来验证该判据的合理性。

第1处边坡位于采场西北帮, 雷达监测显示该区域目前在局部位置处的变形值较大, 已经出现了局部的垮塌破坏现象, 如图7所示。边坡滑动二维简化力学模型如图8所示。据边坡垮塌后的现场钻

孔取样及观测分析可知, 该区域岩体类型主要为混合岩, 自坡顶向下一定深度处存在局部贯通的泥岩夹层, 经测试, 其含水率较高, 厚度约为0.05 m, 直线长度约为66.01 m。计算所需爆破震动和岩体参数均来自现场测试及室内试验, 具体参数如表1所示。

根据式(27)计算可知, $\lambda_1 = 0.86 < 1$, 满足失

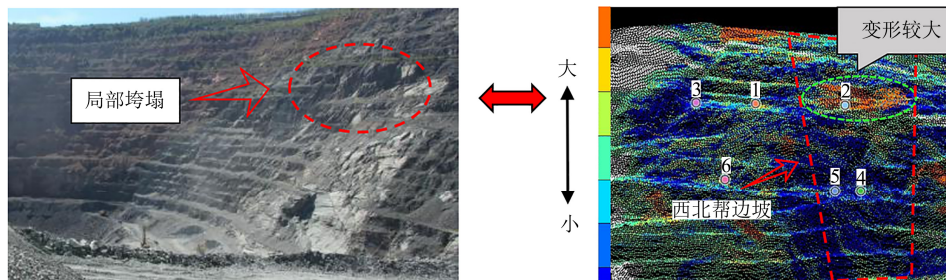


图7 第1处边坡的破坏现象
Fig.7 Destruction of the first slope

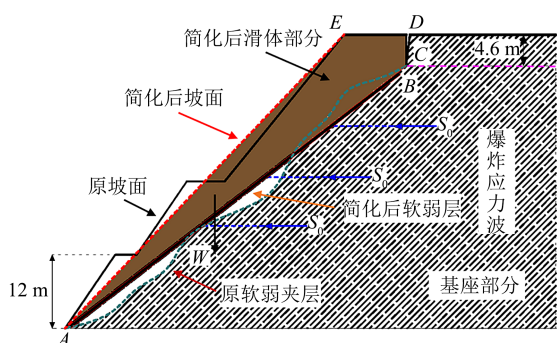


图8 第1处边坡的二维简化模型
Fig.8 Simplified two-dimensional model of the first slope

表1 第1处边坡计算参数

Table 1 Calculation parameters of the first slope						
H /m	ρ /($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	u_1	α /($^\circ$)	β /($^\circ$)	G_s /MPa	G_e /MPa
48	2 460	1.43×10^{-4}	55	40	0.3×10^4	1.54×10^4
h /m	c_1 /kPa	φ_1 /($^\circ$)	ω /($\text{rad} \cdot \text{s}^{-1}$)	l_s /m	c_{p2} /($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$)	c_{s2} /($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$)
4.6	84	30	100.62	66.01	3 000	1 744

稳的必要条件。利用MATLAB数学软件根据式(15)和式(33)计算得到不同时刻边坡的动态安全系数 R 和动态自稳临界高度 H_{cr} , 绘制出的 R 和 H_{cr} 随应力波持续时间变化的动态时程曲线, 如图9和图10所示。由于现场测振数据显示, 爆破地震波的持续时间较短, 一般不超过0.5 s, 因此本文只考虑0.5 s以内边坡的稳定性变化情况。

由图9和图10可知, 边坡在爆炸应力波入射后

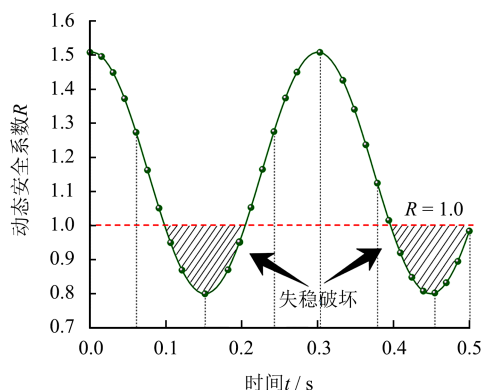


图9 动态安全系数 R 随时间的变化
Fig.9 Variation of dynamic safety factor R with time

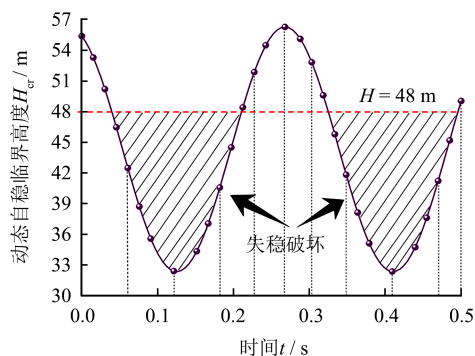


图10 动态自稳临界高度 H_{cr} 的变化
Fig.10 Dynamic self-stability critical height H_{cr}

的0.09~0.21 s、0.39~0.50 s之间时, 动态临界安全系数 R 小于1.0; 边坡在爆炸应力波入射后的0.035~0.210 s、0.325~0.490 s之间时, 其实际高度 H 大于临界自稳高度 H_{cr} 。综上分析, 根据2.1节和

3 节中提出的失稳判据, 边坡会发生失稳破坏, 与图 6 所示的边坡实际情况相符。

第 2 处边坡位于采场东帮, 如图 11 所示, 边坡目前的稳定性较好, 尚未出现变形破坏现象。经现场钻孔取样获知, 该区域岩体类型主要为千山花岗岩。通过数字钻孔摄像技术对所有钻孔的孔壁进行 360° 连续摄像, 如图 12 所示 (以其中一处钻孔摄像结果为例, 并利用图像特征对孔内现象进行定性描述和定量分析可以获知, 在边坡内部一定深度处存在局部的泥岩夹层, 厚度约为 0.03 m, 直线长度约为 55.1 m。计算所需爆破震动和岩体参数均来自现场测试及室内试验, 具体参数如表 2 所示。

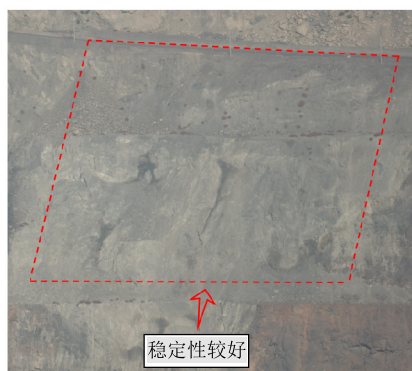


图 11 第 2 处边坡现状

Fig.11 Current state of the second slope

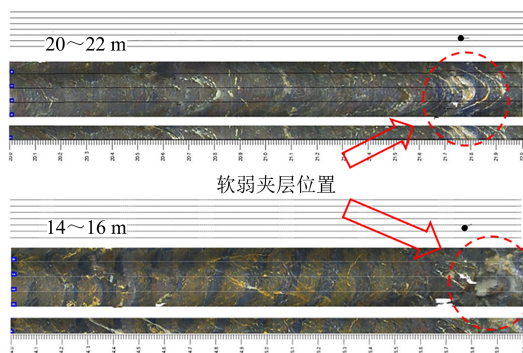


图 12 钻孔结构面测量结果

Fig.12 Measurement results of borehole structural plane

表 2 第 2 处边坡计算参数

Table 2 Calculation parameters of the second slope

H /m	ρ /($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	u_1	α /($^\circ$)	β /($^\circ$)	G_s /MPa	G_c /MPa
36	2 570	1.35×10^{-4}	55	34	0.42×10^4	1.49×10^4
h /m	c_1 /kPa	ϕ_1 /($^\circ$)	ω /($\text{rad} \cdot \text{s}^{-1}$)	l_s /m	c_{p2} /($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$)	c_{s2} /($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$)
0	96	29	87.62	55.1	3 620	2 185

由式 (27) 计算可知, $\lambda_2 = 3.72 > 0$, 不满足式 (31), 即不满足边坡失稳的必要条件; 由式 (33) 计算得到不同时刻边坡的动态自稳临界高度 H_{cr} , 绘制出的 H_{cr} 随应力波持续时间变化的动态时程曲线, 如图 13 所示, 从图中可以看出, 边坡实际高度 H 始终小于临界自稳高度 H_{cr} 。综上分析可知, 边坡不会发生失稳破坏, 与图 11 所示的边坡实际情况相符。

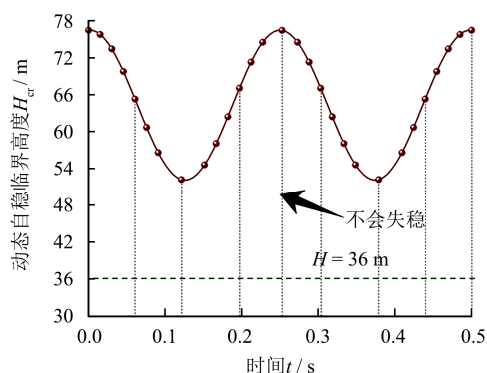


图 13 动态自稳临界高度 H_{cr} 的变化

Fig.13 Dynamic self-stability critical height H_{cr}

5 结 论

(1) 当爆破荷载频率一定时, 荷载幅值越大, 边坡稳定性愈差, 失稳的可能性愈高; 当爆破荷载幅值一定时, 随着的荷载频率 ω 的不断增大, 突变特征值 Δ 逐渐增大, 说明 ω 也会影响边坡的稳定性, 且爆破荷载频率 ω 越低, 破坏效应越强, 边坡失稳的可能性越大; 边坡动态自稳临界高度 H_{cr} 与后缘裂缝深度 h 的变化呈反比, 即 h 愈大, H_{cr} 愈小, 对边坡的稳定性愈不利。在进行实际爆破作业时, 可采取适当降低爆破应力波振幅值或适当提高应力波主频的措施, 以达到提高边坡稳定性的目的。

(2) 在满足边坡失稳必要条件 $\lambda \leq 1$ 时, 在爆炸应力波作用时间内, 当边坡的实际高度 H 完全小于边坡动态自稳临界高度 H_{cr} 时, 即边坡高度小于动态自稳临界高度的最小值时 ($H < (H_{cr})_{\min}$), 边坡在爆破震动影响下不会发生失稳破坏; 当边坡的实际高度 H 位于边坡动态自稳临界高度 H_{cr} 时的变化范围内时, 即边坡高度在动态自稳临界高度的最大值和最小值之间时 ($(H_{cr})_{\min} < H < (H_{cr})_{\max}$), 边坡可能会发生不同程度的破坏; 当 $\lambda \geq 1$ 时, 边坡不会发生失稳破坏, 抗震性能较好。

(3) 边坡动态自稳临界高度 H_{cr} 随爆破应力波持续时间的增长呈非线性变化, 即自稳临界高度并不是某一固定值, 说明了 H_{cr} 在爆破荷载作用下,

边坡的稳定性是动态变化的; 随着应力波入射角 θ_0 的增大, H_{cr} 的变化幅度逐渐增大, 说明爆破荷载作用下边坡失稳破坏的可能性不断提高, 且当应力波平行于软弱夹层并倾向临空面方向入射时, 对边坡的稳定性最为不利。

参考文献

- [1] 秦四清. 斜坡失稳的突变模型与混沌机制[J]. 岩石力学与工程学报, 2000, 19(4): 486-492.
QIN Si-qing. Nonlinear catastrophe model and chaotic mechanism of slope instability[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2000, 19(4): 486-492.
- [2] 夏开宗, 刘秀敏, 陈从新, 等. 考虑突变理论的顺层岩质边坡失稳研究[J]. 岩土力学, 2015, 36(2): 477-486.
XIA Kai-zong, LIU Xiu-min, CHEN Cong-xin, et al. Analysis of mechanism of bedding rock slope instability with catastrophe theory[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2015, 36(2): 477-486.
- [3] 梁桂兰, 徐卫亚, 何育智, 等. 突变级数法在边坡稳定综合评判中的应用[J]. 岩土力学, 2008, 29(7): 1895-1899.
LIANG Gui-lan, XU Wei-ya, HE Yu-zhi, et al. Application of catastrophe progression method to comprehensive evaluation of slope stability[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2008, 29(7): 1895-1899.
- [4] ZHU Hong-wei, YAO Ling-kan, LUO yuan. Seismic stability evaluation of embankment slope based on catastrophe theory[J]. **Journal of Mordern Transportation**, 2013, 21(2): 111-116.
- [5] QIANG Pei, XU Jin-ming. Forecasting landslide using elliptic umbilic catastrophe model[C]//New Frontiers in Chinese and Japanese Geotechniques, 3rd Sino-Japan Geotechnical Symposium, Chongqing, China: Beijing: China Communication Press, 2007: 460-465.
- [6] 龙辉, 秦四清, 万志清. 降雨触发滑坡的尖点突变模型[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(4): 502-508.
LONG Hui, QIN Si-qing, WAN Zhi-qing. Catastrophe analysis of rainfall-induced landslides[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2002, 21(4): 502-508.
- [7] 秦四清, 张倬元. 非线性工程地质学导引[M]. 成都: 西南交通大学出版社, 1993: 57-83.
QIN Si-qing, ZHANG Zhuo-yuan. Guidance of nonlinear engineering geology[M]. Chengdu: Southwest Jiaoyong University Press, 1993: 57-83.
- [8] 刘军, 秦四清, 张倬元. 缓倾角层状岩体失稳的尖点突变模型研究[J]. 岩土工程学报, 2001, 23(1): 42-44.
LIU Jun, QIN Si-qing, ZHANG Zhuo-yuan. Study on catastrophic model with cusp point for failure of stratified rock mass with a gentle inclination[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2001, 23(1): 42-44.
- [9] 吕言新, 李海波, 刘亚群, 等. 岩质边坡抗震稳定性的能量方法研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, 34(5): 876-883.
LÜ Yan-xin, LI Hai-bo, LIU Ya-qun, et al. Energy analysis of seismic stability of rock slopes[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2015, 34(5): 876-883.
- [10] 戴俊. 岩石动力学特性与爆破理论[M]. 北京: 冶金工业出版社, 2014.
DAI Jun. Dynamic behaviors and blasting theory of rock[M]. Beijing: Metallurgical Industry Press, 2014.
- [11] 亨利奇 J. 爆炸动力学及其应用[M]. 熊建国译. 北京: 科学出版社, 1987.
HENRYCH J. The dynamics of explosion and its use[M]. Translated by Xiong Jian-guo. Beijing: Science Press, 1987.
- [12] 潘岳, 王志强, 张勇. 突变理论在岩体系统动力失稳中的应用[M]. 北京: 科学出版社, 2008.
PAN Yue, WANG Zhi-qiang, ZHANG Yong. Application of catastrophe theory to dynamic instability of rock mass system[M]. Beijing: Science Press, 2008.
- [13] 秦四清. 斜坡失稳过程的非线性演化机制与物理预报[J]. 岩土工程学报, 2005, 27(11): 6-13.
QIN Si-qing. Nonlinear evolutionary mechanisms and physical prediction of instability of planar-slip slope[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2005, 27(11): 6-13.
- [14] 周子涵, 陈忠辉, 张凌凡, 等. 基于能量原理的露天矿边坡开挖稳定性突变研究[J]. 岩土力学, 2019, 40(12): 4881-4889.
ZHOU Zi-han, CHEN Zhong-hui, ZHANG Ling-fan, et al. Catastrophe study of the stability of open-pit slope excavation based on energy principle[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2019, 40(12): 4881-4889.