

文章编号:1000-582X(2011)10-039-07

坠落式危岩剧动式崩落与激振效应

唐红梅^{1,2}, 王智², 鲜学福¹, 陈洪凯²

(1. 重庆大学 西南资源开发及环境灾害控制工程教育部重点实验室, 重庆 400044;

2. 重庆交通大学 岩土工程研究所, 重庆 400074)

摘要:针对坠落式危岩,考虑自重和裂隙水压力影响因素作用下,建立危岩崩落激振效应物理模型。联合断裂力学和波动理论从能量角度量化危岩体之间的相互作用,获取崩塌体崩落瞬间的启程速度计算式,根据危岩崩落激振波在岩体内的传播机理,构建了激振波作用下岩体介质质点位移速度计算方法。通过实例分析,建立的坠落式危岩剧动式崩落与激振效应分析结论和实际情况基本一致,对进一步实施危岩破坏及演化机制研究提供了科学依据。

关键词:岩石力学;激振波;应变能;危岩;主控结构面。

中图分类号:P642.21

文献标志码:A

Violent-slide rock avalanche and excitation effect of perilous rock

TANG Hong-mei^{1,2}, WANG Zhi², XIAN Xue-fu¹, CHEN Hong-kai²

(1. Key Laboratory For the Exploitation of Southwestern Resources & the Environmental Disaster Control Engineering, Ministry of Education, Chongqing University, Chongqing 400044, P. R. China;

2. Institute of Geotechnical Engineering, Chongqing Jiaotong University, Chongqing 400074, P. R. China)

Abstract: The physical model of perilous rock avalanche excitation effect is deduced based on the effect of the main factors, such as weight and fissure water pressure. It quantizes the interaction of perilous rock masses through the energy point of fracture mechanics and wave theory, and gains the departure rate formula of landslide body at momentary avalanche. The particle displacement rate calculation method of perilous rock medium under the action of excitation waves is developed based on the formation of perilous rock avalanche excitation waves and the spread mechanism in slope rock formation. The example shows that the analysis results established are coincident with actual situation. Some scientific basis is provided for the further research of perilous rock damage and evolutionary mechanisms.

Key words: rock mechanics; excitation wave; strain energy; perilous rock; dominant fissure

危岩(perilous rock)是指位于陡崖或陡坡上被岩体结构面切割且稳定性较差的岩块,将危岩体后部贯通或断续贯通且力学强度较低的面(或带)称之为主控结构面(control fissure),在我国三峡库区具有分布广、稳定性较差,致灾严重等特性。目前,国内外学者运用损伤力学、断裂力学和构造地质学等对危岩体主

控结构面进行了研究,陈洪凯等运用损伤力学方法建立了主控结构面裂端损伤本构方程,为主控结构面断裂演化奠定了基础^[1],运用断裂力学方法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^[2],并建立了主控结构面疲劳寿命计算式^[3],针对群发性危岩体,提出崩落发育遵循危岩链

收稿日期:2011-05-17

基金项目:国家自然科学基金资助项目(50678182)

作者简介:唐红梅(1968-),女,重庆大学博士研究生,重庆交通大学研究员,主要从事岩土与地质工程研究,
(E-mail)hmtang6778@sina.com。

式规律^[4];唐红梅等基于断裂力学和损伤力学建立了危岩体崩落时间的计算方法,通过实例得到了验证^[5];王林峰等通过对各危岩体的崩落机理和时间的综合分析验证了危岩群体的崩落基本上是和危岩链式规律相符合的^[6];Braathen 等从构造地质学角度分析了挪威境内岩石边坡的破坏机制^[7]。上述研究主要基于静力学范畴,运用损伤力学和断裂力学及构造地质学对危岩体的主控结构面的损伤破坏机理和崩落序列进行了研究,没有考虑危岩块在崩落时对相邻危岩块的影响。近年,岩石的动态力学性能日益受到重视,刘军忠等通过试验获得在冲击压缩荷载下角闪石的动态性能,发现角闪石的动态强度增强因子与平均应变率的对数呈近似线性关系,抗压强度与比能量吸收随平均应变率的增加而近似线性增加^[8],D. J. Frew 等在 Hopkinson 压杆上开展岩石脆性材料研究的试验技术进行了深入地分析和讨论^[9];Wang Xiaoning 根据不同地质特征,建立了3种典型的高速崩滑模型,表现出岩石发育运动3阶段运动模型^[10],程谦恭等建立了二维应力状态下逆向层状岩体岩质滑坡启程速度计算方法^[11];这些研究是基于试验获得岩石的动力性能,或通过建立模型研究岩体运动演化,未涉及波在岩石介质中的传播和影响。Ju Yang 等对应力波作用下裂隙岩体的变形、断裂及能量耗散等进行了数值模拟^[12],何思明等揭示了地震波荷载作用下岩体裂纹扩展并最终诱发失稳破坏的力学机制^[13];Luigi Sambuelli 对爆破振动条件下岩体介质质点的峰值振动速度进行了理论推导^[14];Liang Qingguo 等对爆破作用下岩体介质的振动速度,针对不同计算方法进行了对比研究^[15]。这些研究是基于波、地震或爆破产生的波对岩体质点振动速度的影响下进行的研究,对于危岩块崩落产生的激振波对相邻危岩块产生的连锁激振效应的研究未涉及。

针对坠落式危岩,联合断裂力学和波动理论对危岩崩落连锁激振效应进行力学分析,获取危岩崩落启动速度和激振波作用下受振岩体介质质点的峰值位移速度,量化激振波作用于危岩体的激振强度,其成果为深入分析危岩破坏及崩落机制提供科学依据。

1 危岩崩落激振模型与机理

危岩失稳崩落的主要原因是荷载作用下危岩体内部损伤积累致使主控结构面突发性失稳断裂。激振波致使危岩体的群发性崩落效应,其失稳崩落诱发因素很多,如自重、地震、水压力及人为因素等。由于危岩临空结构面引起危岩体张拉应力,裂隙竖

向发育。文中仅考虑自重及裂隙水压力作用并运用能量法对危岩崩落激振效应进行分析,针对坠落式危岩(见图1),建立危岩崩落激振模型(见图2)。

基本假定:1)由群发性危岩体组成的边坡属于均质线弹性介质;2)外力所做的功(外力势能的变化)全部变成弹性体的应变能贮存于弹性体内部;3)坠落式危岩体概化为悬臂梁。



图1 坠落式危岩

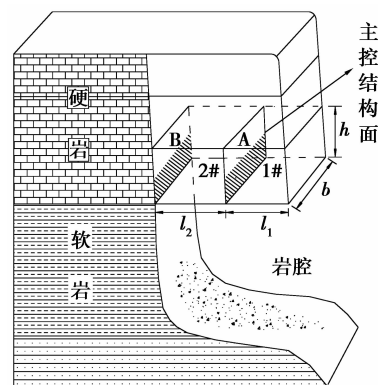


图2 危岩崩落激振模型

图2中,岩腔顶层1#危岩块是整个危岩发育的关键。2#危岩块受1#危岩块重力所产生的弯矩及裂隙水压力作用变形时,其所做功将会以弹性应变能的形式积蓄于2#危岩块内部。当主控结构面A应力集中超过锁固段极限抗剪强度时,锁固段瞬间断裂,1#危岩块位能急剧降低释放弹性应变能出现刷动式崩落。在1#危岩块崩落卸荷同时,2#危岩块迅速恢复应变释放所积蓄弹性应变能,弹性回冲所释放应变能形成应力脉冲对后部相邻危岩体产生冲击荷载,从而在岩体中形成激振波,激振波最终伴随着能量的消耗而衰减。

2 危岩体应变能分析

自然状况下,1#危岩块崩落前后,2#危岩块所

积蓄弹性应变能的变化主要来自于 1# 危岩块自重引起的弯矩、剪力 and 主控结构面 A 内的裂隙水压力作用。根据假定(3),在 1# 危岩块自重作用下,积蓄在 2# 危岩块体内的弹性应变能 V_ϵ 包括由弯曲变形产生的弯曲应变能和剪切变形产生的剪切应变能,根据危岩崩落激振模型,1# 危岩块作用于 2# 危岩块的力学模型如图 3 所示。

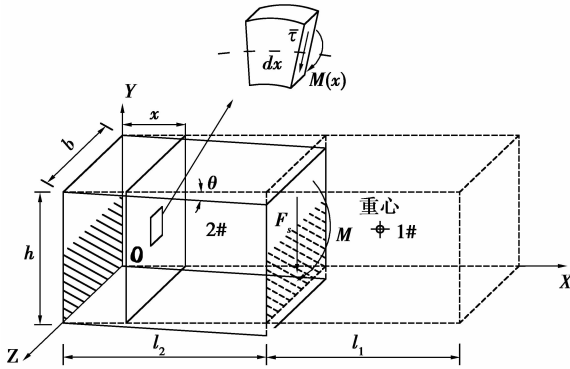


图 3 危岩体力学模型

2.1 弯曲应变能

如图 3 所示,2# 危岩块在 1# 危岩块自重力的作用下产生弯矩 M ,当 1# 危岩块在弹性范围内未崩落前,2# 危岩块内距原点 x 距离所在横截面的转角为

$$\theta = \frac{M(l_2 - x)}{EI}, \quad (1)$$

式中: M 为弯矩, $\text{kN} \cdot \text{m}$; l_2 为 2# 危岩块长度, m ; E 为弹性模量, kPa ; I 为危岩横断面的惯性矩, m^4 。

2# 危岩块内水平方向上距原点 x 距离所在横截面受 1# 危岩块自重作用所产生的弯矩为

$$M = \gamma h b l_1 \left(\frac{l_1}{2} + l_2 - x \right), \quad (2)$$

式中: h 和 b 分别为危岩块高度和宽度, m ; l_1 为 1# 危岩块长度, m ; γ 为危岩块重度, kN/m^3 ,其余符号同前。

1# 危岩块自重作用下 2# 危岩块所积蓄的弯曲应变能为

$$V_\epsilon = \int_0^{l_2} \frac{M^2(x)}{2EI} dx. \quad (3)$$

2.2 剪切应变能

1# 危岩块在弹性范围内未崩落前,2# 危岩块在 1# 危岩块自重作用下产生剪切力 F_s 为

$$F_s = \gamma h b l_1. \quad (4)$$

2# 危岩体内各处所受平均剪应力为

$$\bar{\tau} = \frac{F_s}{A}, \quad (5)$$

式中, $A = bh$,为 2# 危岩块内横截面面积, m^2 。

从 2# 危岩块内任取一单元体其剪切应变能密度为

$$v_\epsilon = \frac{\bar{\tau}^2}{2G}, \quad (6)$$

式中, G 为剪切模量, kPa 。

2# 危岩块所积蓄的剪切应变能

$$V_\epsilon = v_\epsilon V, \quad (7)$$

式中, $V = h b l_2$,为 2# 危岩块的体积, m^3 。

联合式(6)-(9)可得

$$V_\epsilon = \frac{\gamma^2 l_1^2 l_2 b h}{2G}. \quad (8)$$

2.3 裂隙水压应变能

根据危岩崩落激振模型(见图 2)沿主控结构面 A 提取单元体(见图 4)。当主控结构面 A 端部应力集中程度尚未达到锁固段的抗剪强度时,2# 危岩块与基座相连受侧向限制,在裂隙水压力作用下发生弹性变形,积蓄弹性应变能。假定裂隙水压力在 2# 危岩块内主控结构面贯通段均匀分布^[3]。其弹性应变能主要积蓄在 2# 危岩块内主控结构面充水段所对应的岩体内(见图 5)。

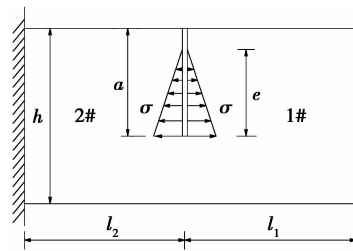


图 4 裂隙水压力作用的主控结构面

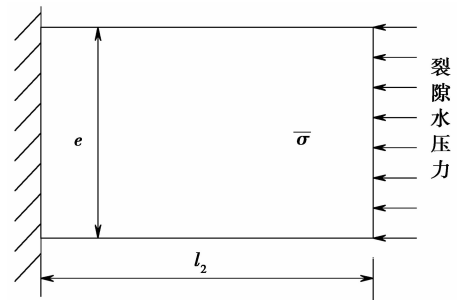


图 5 裂隙水压应变能计算模型

主控结构面裂隙水压力为

$$\bar{\sigma} = \frac{1}{2} \gamma_w e, \quad (9)$$

式中: γ_w 为水容重, $9.8 \text{ kN}/\text{m}^3$; e 为主控结构面内充水深度, m ,天然状态下取主控结构面贯通段 a 的 $1/3$,暴雨状态取 $2/3$ 。

裂隙水压力作用下 2# 危岩块所储蓄弹性应变能为

$$V_\epsilon = \frac{\bar{\sigma}^2 e b l_2}{2E}. \quad (10)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{6M}{h^2}; \quad (12)$$

3 裂纹扩展弹性应变能分析

岩质边坡危岩体临空结构面引起危岩体张拉应力,裂隙竖向发育。危岩体主控结构面深度取危岩体高度的一半,根据危岩崩落激振模型(见图 2),沿主控结构面 A 提取单元体(见图 6)建立起崩岩体锁固段的力学模型并对其进行断裂力学分析。

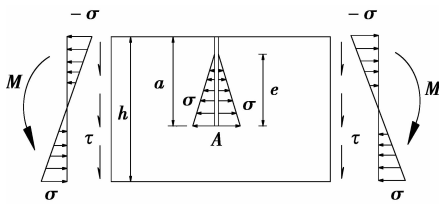


图 6 弯矩及裂隙水压力作用下的主控结构面

岩体主控结构面 A 端部荷载主要表现在危岩体自重所产生的弯矩和剪力及裂隙水压力所产生的张拉应力,根据断裂力学,由弯矩产生的应力强度因子 K_{II} 为^[4]

$$K_{II} = F(a)\sigma_{\max} \sqrt{\pi a}, \quad (11)$$

$$F(a) = 1.122 - 1.40 \frac{a}{h} + 7.33 \left(\frac{a}{h}\right)^2 - 13.08 \left(\frac{a}{h}\right)^3 + 14.0 \left(\frac{a}{h}\right)^4, \quad (13)$$

$F(a)$ 为最小二乘法经验公式求得的应力修正因子; σ_{\max} 为主控结构面端部最大应力, kPa。

由裂隙水压力产生的应力强度因子 K_{I2} 为^[4]

$$K_{I2} = 5.51 \bar{\sigma} \sqrt{\pi a}. \quad (14)$$

由剪力产生的应力强度因子 K_{II} 为^[4]

$$K_{II} = 1.12 \tau_T \sqrt{\pi a}, \quad (15)$$

$$\tau_T = \frac{3F_s}{2A_1}, \quad (16)$$

式中, $F_s = \gamma l_1 h b$, 为 2# 危岩块主控结构面锁固段所受剪力, kN; $A_1 = b h / 2$, 为 2# 危岩块主控结构面锁固段横截面面积, m^2 。

假设主控结构面在弯矩及裂隙水压力作用下沿原裂纹线方向扩展, 根据功能原理, 主控结构面发生扩展时, 裂纹体的位能降低释放出弹性应变能, 对于 I、II 型加载下的平面断裂问题, 所释放的弹性应变能在数值上应等于迫使以扩展的裂纹重新闭合到原来状态所应做的功。因此, I、II 型加载下裂纹扩展 Δa 所释放的弹性应变能计算示意图如图 7 所示。

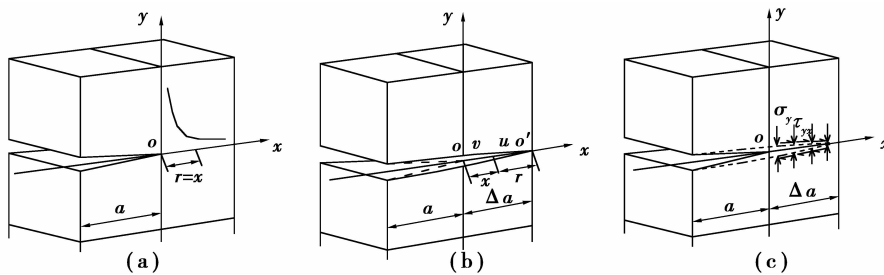


图 7 裂纹扩展弹性应变能计算示意图

裂纹尖端扩展长度 Δa , 由图 7 的状态 (a) 变为状态 (b) 过程中, 岩体释放出应变能, 设想将状态 (b) 的裂纹重新闭合回原来的状态 (a), 可在 Δa 一段裂纹面上施加分布力 σ_y 和 τ_{yx} , 如状态 (c) 所示。其分布力也随各点作用力的位移按线性变化规律由零逐渐增大到最大值。显然, 施加于裂纹面上各点处正应力和剪应力的最大值分别为 $\sigma_y(r, 0)$ 、 $\tau_{yx}(r, 0)$ 。裂纹在闭合过程中裂纹面上相对应的位移量为 $v(r, \pi)$ 、 $u(r, \pi)$ 。将 $r = x$ 、 $\theta = 0$ 代入裂纹端部区域 y 方向应力场表达式^[4] 可得

$$\sigma_y(r, 0) = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi x}}, \quad (17)$$

$$\tau_{yx}(r, 0) = \frac{K_{II}}{\sqrt{2\pi x}}. \quad (18)$$

将 $\theta = \pi$ 、 $r = \Delta a - x$ 代入裂纹端部区域 y 方向位移场表达式可得

$$v(r, \pi) = \frac{(k+1)K_I}{2G} \sqrt{\frac{\Delta a - x}{2\pi}}, \quad (19)$$

$$u(r, \pi) = \frac{(k+1)K_{II}}{2G} \sqrt{\frac{\Delta a - x}{2\pi}}. \quad (20)$$

于是, 裂纹扩展时所释放出来的应变能

$$\Delta U = 2b \int_0^{\Delta a} \left[\frac{1}{2} \sigma_y(r, 0) v(r, \pi) + \frac{1}{2} \tau_{yx}(r, 0) u(r, \pi) \right] dx. \quad (21)$$

根据危岩崩落激振模型,主控结构面 A 扩展失稳为平面应力问题, $k = \frac{3-u}{1+u}$; 剪切模量 $G = \frac{E}{2(1+u)}$, kPa; 裂纹扩展面积增量 $\Delta A = b\Delta a, m^2$, 故式(21)可简化为

$$\Delta U = \frac{1}{E}\Delta A(K_I^2 + K_{II}^2)。 \quad (22)$$

将式(11)、(14)、(15)代入式(22)可得锁固段岩体断裂所释放的总弹性应变能

$$\Delta U = \frac{1}{E}\Delta A(K_I^2 + K_{II}^2) = \frac{1}{E}\Delta A[(F(a)\sigma_{max} \sqrt{\pi a} + 5.51\bar{\sigma} \sqrt{\pi a})^2 + (1.12\tau_T \sqrt{\pi a})^2]。 \quad (23)$$

4 起崩岩体剧动启程

岩石为脆性材料,危岩主控结构面端部应力集中超过其强度极限时,裂纹将扩展,由裂纹位能降低所释放的弹性应变能瞬间释放转化为 1# 危岩块向下运动的动能,使 1# 危岩块剧动启程,其动能值 Q 为

$$Q = \frac{1}{2g}\gamma V v_s^2, \Delta U = Q, \quad (24)$$

式中: g 为重力加速度, m/s²; γ 为 1# 危岩块容重, kN/m³; V 为 1# 危岩块体积, m³; v_s 为 1# 危岩块启程速度, m/s。

联合式(23)、(24)可得 1# 危岩块剧动启程速度

$$v_s = \sqrt{\frac{2g\Delta A}{VE\gamma}[(F(a)\sigma_{max} \sqrt{\pi a} + 5.51\bar{\sigma} \sqrt{\pi a})^2 + (1.12\tau_T \sqrt{\pi a})^2]}。 \quad (25)$$

5 危岩崩落连锁激振

1# 危岩块崩落卸载,使 2# 危岩块迅速弹性回冲将所积蓄弹性应变能转化为动能而形成一冲击荷载并以激振波形式向外传播,危岩体在这种急剧变化的激振荷载作用下,既产生运动,又产生变形,其激振机理如图(8)所示。

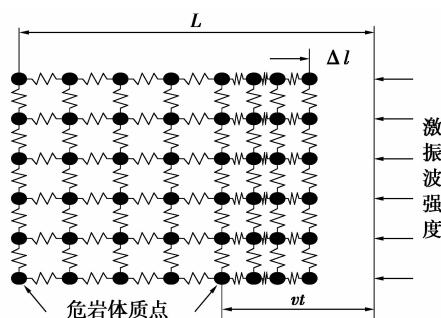


图 8 危岩崩落激振效应

当激振荷载施加于相邻危岩体端面时,其质点便失去原来的平衡而发生变形和位移形成扰动,且激振波在危岩体内部传播所引起介质质点的振动方向同波的传播方向一致,因此,激振波在入射和反射情况下可引起岩体体积的压缩或拉伸变形,一个质点的扰动必将引起相邻质点的扰动。这样一个传一个地使质点的扰动连锁反应地由冲击端传播下去(见图 9)。同时,变形将引起质点之间的应力和应变(见图 8),图中 Δl 为质点扰动的位移, m。 v 为质点扰动的传播速度即波速, m/s; t 为质点扰动的传播时间, s; 则 t 时间内岩体变形范围为 vt。此时,岩石试件中只有 vt 段的变形,其它部分仍处于原来的静止状态。所以,在激振荷载作用下变形和速度都有一个传播的过程。这种扰动的传播就为激振波的传播机制。

根据 Hooke 定律

$$\epsilon = \frac{\Delta l}{vt}, \quad (26)$$

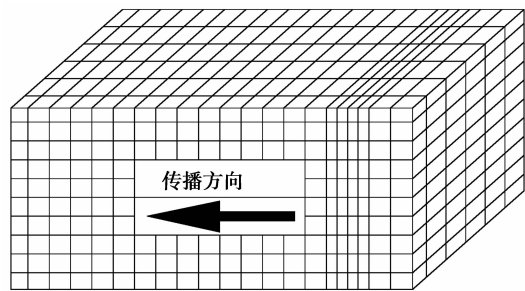
$$\epsilon = \frac{\sigma_d}{E}, \quad (27)$$

岩体介质质点位移速度(m/s)

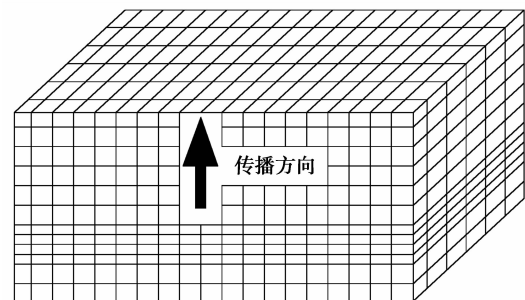
$$C = \frac{\Delta l}{t}, \quad (28)$$

联合式(26)、(27)、(28)求解可得

$$C = \frac{\sigma_d}{E}。 \quad (29)$$



(a) 水平传播



(b) 竖直接传播

图 9 激振波传播示意图

由能量守恒及波动理论,1#危岩块剧动崩落后,2#危岩块内所积蓄的弹性应变能将以激振波的形式向外传播至周围岩体,激振作用中,由于应力作用时间短,加载过程瞬间即逝,其前沿扰动距离刚传播 vT 时激振荷载已作用完毕,假设起崩危岩体崩落瞬间所诱发激振波的冲击荷载的形式为单脉冲,其脉冲长度范围(vT)内的应力应变为统一值。由图8可求得激振波能量 W

$$W = \frac{1}{2} \sigma \epsilon A v T = \frac{\sigma^2 A v T}{2E}, \quad (30)$$

式中: $A=bh$,为激振波作用面面积, m^2 ; σ 为激振波强度,kPa; v 为激振波传播速度,m/s; E 为岩石弹性模量,kPa; T 为应变能释放瞬间所产生冲击荷载的脉宽,s。

由式(3)、(8)、(10)可得2#危岩块所积蓄总的弹性应变能 \bar{W}

$$\bar{W} = \int_0^{l_2} \frac{M^2(x)}{2EI} dx + \frac{\gamma^2 l_1^2 l_2 bh}{2G} + \frac{\bar{\sigma}^2 e b l_2}{2E}. \quad (31)$$

联合式(30)(31)求解可得1#危岩崩落所诱发激振波的激振强度 σ

$$\sigma = \sqrt{\frac{2E}{Avt} \left[\int_0^{l_2} \frac{M^2(x)}{2EI} dx + \frac{\gamma^2 l_1^2 l_2 bh}{2G} + \frac{\bar{\sigma}^2 e b l_2}{2E} \right]}. \quad (32)$$

岩体质点振动速度是激振波对危岩体破坏的关键影响参数,在爆破工程中,常采用质点峰值速度作为评价爆破震动对(建)构筑物造成破坏的标准。将式(32)代入式(29)可得激振作用下质点振动速度 C

$$C = \sqrt{\frac{2v}{EA} \left[\int_0^{l_2} \frac{M^2(x)}{2EI} dx + \frac{\gamma^2 l_1^2 l_2 bh}{2G} + \frac{\bar{\sigma}^2 e b l_2}{2E} \right]}. \quad (33)$$

6 算例分析

綦江羊叉河陡崖位于山峡库区重庆市綦江县南部,地处背斜核部,陡崖由灰岩和泥岩构成,呈显著倒台阶状地貌。陡崖高差34~36 m,岩层由近于水平的灰岩和泥岩交互,下部泥岩厚20 m左右,夹4.3 m灰岩,灰岩上部泥岩出露处发育高5 m左右、深约3 m的岩腔,灰岩下部泥岩出露处为宽缓的侵蚀平台,宽25 m左右,松藻矿区铁路从该平台通过。区内危岩带底部为泥岩构成的软弱基座,由于抗风化能力相对较弱,常形成深浅不一的凹岩腔,上部危岩体主要为近直立的灰岩体,相关物理力学参数如表1^[3]。

表1 羊叉河危岩体物理力学参数

类别	重度/(kN·m ⁻³)			弹性模量 (×10 ⁴ MPa)	泊松比
	干	天然	饱和		
灰岩	—	24.8	25.2	0.52	0.21

以羊叉河危岩带的危岩体W10、W11(见图10)为例,危岩块几何尺寸分别为:5 m(高)×5 m(宽)×4 m(长)、5 m(高)×5 m(宽)×3 m(长),主控结构面贯通段长度 a 为2.5 m,对坠落式危岩起始崩落岩块的剧动启程及所诱发的激振效应进行断裂力学和波动力学分析,由于激振波由弹性应变能的瞬间释放所形成的冲击荷载诱发,冲击荷载加载具有瞬时性一般为毫秒级,本例取10 ms作为计算值,运用式(25)求得W10启程速度为0.20 m/s,运用式(32)和式(33)求得W10崩落时诱发W11产生激振波强度为129 kPa,引起岩体质点振动速度为38.10 mm/s。

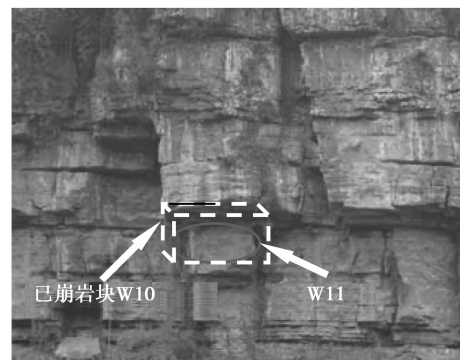


图10 羊叉河危岩W10、W11危岩

7 结论

1)群发性崩落是石质山区的主要地质灾害,崩塌源所存在稳定性较低的大量危岩体是形成危岩体群发性崩落的主要因素,其崩落机理研究必须考虑危岩体的相互作用,文中联合断裂力学和波动理论从能量角度研究了坠落式危岩起崩岩块剧动启程速度和连锁激振效应。

2)针对坠落式危岩,仅考虑自重、裂隙水压力等主要影响因素,建立了危岩崩落激振效应物理模型。根据危岩块之间相互作用的力学机制,将坠落式危岩体概化为悬臂梁进行崩落机理研究,获取了崩塌体崩落瞬间的启程速度计算式;分析了危岩崩落激振波的形成及在边坡岩体内的传播机理;构建了激振波作用下岩体介质质点位移速度和激振波激振波强度计算方法。

3)以重庆綦江羊叉河为例,计算获得起崩岩块以0.20 m/s的速度启程崩落,崩落诱发激振波强度为129 kPa,引起岩体质点振动速度为38.10 mm/s,其激振效应极易诱发接近临界状态的危岩体失稳,出现危岩的群发性崩落。工程实例表明,运用文中所建立的坠落式危岩剧动式崩落与激振效应分析方

法所得结论与实际情况基本一致,成果对进一步实施危岩破坏及演化机制研究提供了一定科学依据。

4)危岩群发性崩塌规模及危岩崩落激振作用下的崩塌演绎时间预测,为后续研究重点。

参考文献:

- [1] CHEN H K, TANG H M, YE S Q. Damage model of control fissure in perilous rock [J]. Applied Mathematics and Mechanics, 2006, 27(7): 967-974.
- [2] 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 HONG-KAI, XIAN XUE-FU, TANG HONG-MEI. Stability analysis method for perilous rock by fracture mechanics [J]. journal of Chongqing University, 2009, 32(4): 434-437.
- [3] 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): 643-649.
- [4] 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.
- [5] 唐红梅, 王林峰, 陈洪凯, 等. 软弱基座陡崖上危岩崩落序列[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(2): 205-210.
TANG HONG-MEI, WANG LIN-FENG, CHEN HONG-KAI, et al. Collapse sequence of perilous rock on cliffs with soft foundation [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(2): 205-210.
- [6] 王林峰, 陈洪凯. 危岩链式规律的力学演绎[J]. 重庆建筑大学学报, 2008, 30(2): 94-97.
WANG LIN-FENG, CHEN HONG-KAI. Mechanical illation for chained regularity of perilous rock [J]. Journal of Chongqing Jianzhu University, 2008, 30(2): 94-97.
- [7] BRAATHEN A, BLIKRA L H, BERG S S, et al. Rock-slope failure in norway, type, geometry, deformation mechanisms and stability [J]. Norwegian Journal of Geology, 2004, 84: 67-88.
- [8] 刘军忠, 许金东, 吕晓聪, 等. 冲击压缩荷载下角闪岩的动态力学性能试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(10): 2113-2120.
LIU JUN-ZHONG, XU JIN-DONG, LV XIAO-CONG, et al. Experimental study on dynamic mechanical properties of amphibolites under impact compressive loading [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, 28(10): 2113-2120.
- [9] FREW D J, FORESTAL M J, CHEN W. A split Hopkinson pressure bar technique to determine compressive stress-strain data for rock materials [J]. Experimental Mechanics, 2001, 41(1): 40-46.
- [10] WANG X N. Geological properties of large-scale highspeed landslides and their mechanism models [J]. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 1991, 43(1): 93-99.
- [11] 程谦恭, 胡厚田, 胡广韬, 等. 高速岩质滑坡临床弹冲与峰残强降复合加速动力学机理[J]. 岩石力学与工程学报, 2000, 19(2): 173-176.
CHEN QIAN-GONG, HU HOU-TIAN, HU GUANG-TAO, et al. A study of complex accelerated dynamic mechanism of highspeed landslide by elastic rock impulse and peak residual strength drop [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(8): 173-176.
- [12] JU Y, WANG H J, YANG Y M, et al. Numerical simulation of mechanisms of deformation, failure and energy dissipation in porous rock media subjected to wave stresses [J]. Technological Sciences, 2010, 53(4): 1098-1113.
- [13] 何思明, 吴永, 李新坡. 地震诱发岩体崩塌的力学机制[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(1): 3359-3363.
HE SI-MING, WU YONG, LI XIN-PO. Collapse mechanism of danger rock triggered by earthquake [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(1): 3359-3363.
- [14] LUIGI S. Theoretical derivation of a peak particle velocity - distance law for the prediction of vibrations from blasting [J]. Rock Mech Rock Eng, 2009, 42(3): 547-556.
- [15] LIANG Q G, AN Y F, ZHAO L, et al. Comparative study on calculation methods of blasting vibration velocity [J]. Rock Mech Rock Eng, 2011, 44(1): 93-101.

(编辑 陈移峰)