

# 望霞危岩破坏模式及其力学解译\*

陈洪凯, 王圣娟

(重庆交通大学 岩土工程研究所, 重庆 400074)

**摘要:**【目的】位于巫峡长江左岸的望霞危岩是长江三峡地区代表性板状危岩, 对它破坏机制的研究, 是揭示三峡地区边坡地貌演化的突破口, 也是巫峡长江航道地质减灾的着力点。【方法】采用现场地质勘察、能量原理和突变理论方法, 研究望霞危岩破坏模式并对它进行力学解译。【结果】望霞危岩呈板状, 由硅质灰岩和泥质灰岩组成; 危岩体后部主控结构面贯通段为串珠状溶蚀漏斗, 充填大量松散土体, 主控结构面锁固段上段为硬质灰岩、下段为软质泥页岩, 引入水致弱化函数提出了主控结构面锁固段灰岩和泥页岩的本构模型; 构建了望霞危岩力学模型; 构建了座滑破坏模式危岩瞬时破坏平均速度的计算方法, 据此得到望霞危岩破坏瞬间的平均速度为  $2.62 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ , 推知危岩破坏瞬间危岩体底部的瞬时速度约为  $5.21 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ 。【结论】望霞危岩的破坏模式属于座滑破坏, 危岩瞬时破坏持续时间约 2.3 s, 与实情吻合良好。研究成果可为分析三峡两岸危岩破坏问题提供重要参考借鉴。

**关键词:**望霞危岩; 破坏模式; 力学解译; 应变能计算; 板状危岩

**中图分类号:** P642.21

**文献标志码:** A

**文章编号:** 1672-6693(2018)01-0048-07

危岩崩塌是一种全球性泛生型山地灾害, 具有突发、快速、强致灾等基本特性<sup>[1]</sup>。位于巫峡长江左岸的望霞危岩自 1999 年出现缓慢变形以来, 于 2010 年 7 月突发性座滑破坏, 严重影响着长江航道通航安全。危岩崩塌动力学特性一直是山地灾害防灾减灾的重要环节, 倍受国内外学者高度关注。Mitchell 等人<sup>[2]</sup>从崩塌灾害角度提出了坡地地貌演化模式; Blasio<sup>[3]</sup>分析了群发性崩塌体底部的力学行为特性; Manzella 和 Labiouse<sup>[4]</sup>通过模型试验提出了不同堆积物发育模式; Strom 和 Korup<sup>[5]</sup>通过在天山地区的调查发现强地震是孕发巨型岩石边坡破坏的根本原因, 指出判别崩塌可能产生的部位、体量大小、运动特性及灾害性是从事山区地学及岩土工程研究的核心工作之一; Dorren 等人<sup>[6]</sup>提出了一种预测崩塌源和冲出区域的综合分析法; 陈洪凯、唐红梅等人<sup>[7-9]</sup>从地貌学角度分析了石质山区崩塌灾害的形成机制, 探讨了岩质边坡后退演化力学机制; 针对单个危岩体, 陈洪凯等人<sup>[10-11]</sup>构建了危岩主控结构面损伤模型, 初步提出了危岩断裂稳定性分析方法。然而, 这些研究均未充分考虑危岩突发性的破坏特性, 使危岩崩塌灾害的安全警报及风险评估缺乏必要的科学依据。有鉴于此, 本研究根据危岩破坏特征分析望霞危岩破坏模式, 并采用能量原理和突变理论方法<sup>[12-13]</sup>给出望霞危岩破坏力学解译, 为望霞危岩及类似危岩崩塌灾害的防灾减灾提供参考借鉴。

## 1 望霞危岩破坏模式

望霞危岩顶部高程 1 220~1 230 m, 坡脚高程 1 137~1 147 m, 相对高差 70~75 m, 长度约 120 m, 平均厚度 30~35 m, 体积约  $4 \times 10^5 \text{ m}^3$ , 可分为 W1 和 W2 两个危岩体(图 1)。W1 危岩体为一个孤立石柱, 高约 65 m, 长约 8 m, 宽约 6 m, 体积约  $3 200 \text{ m}^3$ 。W2 危岩体高约 70 m, 长约 80 m, 厚度 10~15 m, 体积约  $7 \times 10^4 \text{ m}^3$ , 后部的主控结构面贯通, 由串珠状溶蚀漏斗组成, 危岩体与基座之间为锁固段, 可分为上、下两段: 上段由薄~中厚层硅质、泥质灰岩夹燧石层组成, 岩性较坚硬; 下段由泥页岩组成, 岩性较软。望霞危岩 1999 年 7—8 月出现变形, 2003 年以来实施了专业监测, 直到至 2010 年 7 月未出现明显变形迹象。2010 年 8 月 21 日巫峡地区发生强降雨

\* 收稿日期: 2016-10-12 修回日期: 2017-08-20 网络出版时间: 2018-01-18 15:21

资助项目: 国家自然科学基金(No.51678097; No.51378521; No.11272185); 重庆市首席专家工作室专项经费(No.201605); 重庆市“两江学者”计划专项资金(No.201309); 2016 年重庆高校创新团队建设计划资助项目(No.CXTDG201602012); 重庆市教育委员会重点实验室建设计划资助项目(No.ZDSYS201712)

第一作者简介: 陈洪凯, 教授, 博士, 研究方向为地貌过程减灾与环境修复, E-mail: chk99@163.com

网络出版地址: <http://kns.cnki.net/kcms/detail/50.1165.N.20180118.1521.016.html>

水,望霞危岩 W2 危岩体变形加剧,危岩体表层掉块频繁,每次掉块方量 8~40 m<sup>3</sup>;10 月 21 日 7:40,危岩体发生突发性破坏,危岩体底部向外发生水平位移约 12 m,顶部座落约 10 m(图 2)。根据对长江三峡地区 20 余个危岩体的现场地质调查,初步提出了危岩破坏模式分类(表 1)。望霞危岩的高厚比约为 6.0,高度约 70 m,破坏模式表现为座滑破坏。

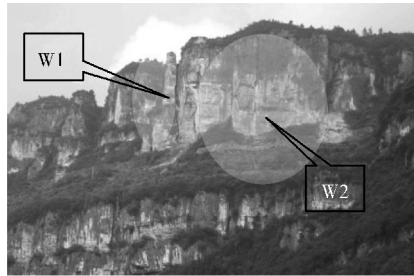


图 1 望霞危岩破坏前

Fig. 1 Outline of Wangxia perilous rock before failure



图 2 望霞危岩破坏后

Fig. 2 Outline of Wangxia perilous rock after failure

## 2 望霞危岩力学模型

望霞危岩 W2 危岩体的地质剖面如图 3 所示,构建它的力学模型如图 4 所示。将危岩主控结构面未贯通段(锁固段)简化为直线,构建坐标系  $xoy$  如图 4 所示。危岩体自重  $mg$ ,主控结构面贯通段内填充崩积物的土压力为  $F$ ,它沿  $x$  轴方向分量分别为  $mg \sin \alpha$  和  $F_x$ ,沿  $y$  轴方向分量分别为  $mg \cos \alpha$  和  $F_y$ ,则主控结构面未贯通段的切向抗力  $T$  与法向抗力  $N$  分别为:

$$T = F_x + mg \sin \alpha, \tag{1}$$

$$N = F_y + mg \cos \alpha, \tag{2}$$

其中: $m$  为危岩体质量(单位:kg); $\alpha$  为主控结构面未贯通段倾角(单位:°); $g$  为重力加速度,取  $9.8 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$ 。

望霞危岩主控结构面锁固段上半段为灰岩、下半段为泥页岩,它的受荷特性可分别视为弹性段和应变软化段,本构模型分别用(3)式和(4)式描述<sup>[14]</sup>,其代表性本构曲线如图 5 所示。

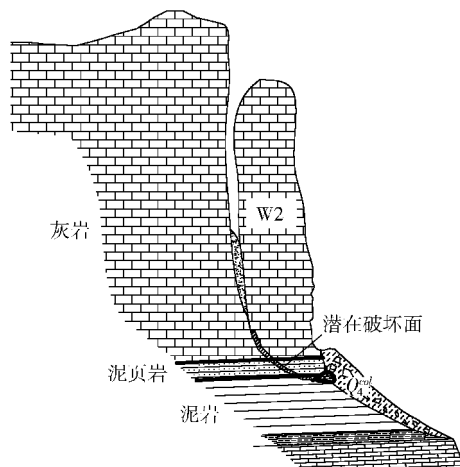


图 3 望霞危岩地质剖面图

Fig. 3 Geological section of Wangxia perilous rock

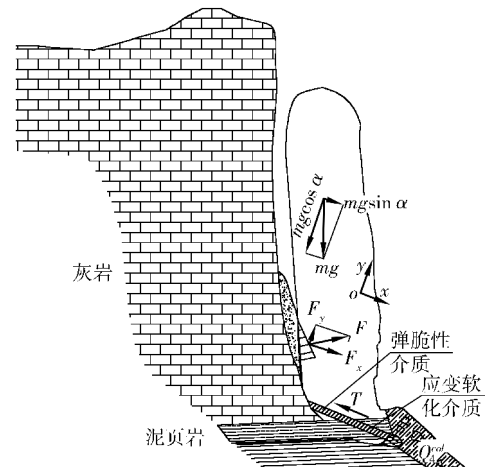


图 4 望霞危岩力学模型

Fig. 4 Mechanic model of Wangxia perilous rock

$$\tau = \begin{cases} G_1 \frac{u}{h}, u < u_b, \\ \tau_b, u \geq u_b. \end{cases} \tag{3}$$

$$\tau = \frac{G_2}{h} u e^{-\frac{u}{u_0}} \quad (4)$$

以上两式中,  $G_1$  为弹性段剪切弹模(单位:MPa);  $\tau_b$  为弹性段残余抗剪强度(单位:MPa);  $u$  为危岩体剪切位移(单位:m);  $u_b$  为弹性段被剪断时的临界位移(单位:m);  $h$  为锁固段厚度(单位:m);  $G_2$  为应变软化段剪切弹模(单位:MPa);  $u_0$  为危岩体剪应力峰值点所对应的位移(单位:m)。

望震危岩破坏前 10 d 左右的时间段内当地连续降雨,降雨强度处于小雨至中雨;而望震危岩后部主控结构面贯通段充填有粘土含量较高的松散土体,土体处于饱和状态,且主控结构面锁固段上半段灰岩部分岩体破碎,地下水极易深入锁固段下半段的泥页岩内。因此,泥页岩被地下水长时间浸泡后,它的抗剪强度易出现水致弱化现象。借鉴 Vutukuri 等人<sup>[15]</sup> 针对页岩强度遇水强度软化构建的水致弱化函数  $g(S_r)$ ,用以刻画地下水对望震危岩锁固段(包括灰岩和泥页岩)的影响:

$$g(S_r) = (1 - \beta)(1 - S_r)^2 + \beta \quad (5)$$

(5)式中,  $S_r$  为主控结构面岩土介质的饱和度;  $g(S_r)$  为单调下降函数,主控结构面内岩土体处于干燥状态时,  $S_r = 0$ ,  $g(S_r) = 0$ ; 主控结构面内岩土体处于饱和状态时,  $S_r = 1$ ,  $g(S_r) = \beta$ ;  $\beta$  为主控结构面岩土体处于饱和状态时的抗剪强度参数,该数值越小,劣化越明显,望震危岩主控结构面弹性段和应变软化段的  $\beta$  值分别取 0.8 和 0.2。

将(5)式代入(3)式,得到望震危岩主控结构面锁固段的弹性段考虑水致弱化作用后的本构模型:

$$\tau_1 = \begin{cases} g_1(S_r) G_1 \frac{u}{h}, & u < u_b, \\ g_1(S_r) \tau_b, & u \geq u_b. \end{cases} \quad (6)$$

(6)式中,  $g_1(S_r)$  代表主控结构面弹性段的水致弱化函数;  $\tau_1$  为弹性段的剪切应力(单位:MPa)。

将(5)式代入(4)式,得到望震危岩主控结构面锁固段的应变软化段考虑水致弱化作用后的本构模型:

$$\tau_2 = g_2(S_r) \frac{G_2}{h} u e^{-\frac{u}{u_0}} \quad (7)$$

式中,  $g_2(S_r)$  为主控结构面应变软化段的水致弱化函数;  $\tau_2$  为应变软化段剪切应力(单位:MPa)。

### 3 望震危岩破坏力学解译

望震危岩破坏瞬间具有突发性,它的破坏属于应变能快速释放问题,因此,可基于能量原理并结合突变理论探索望震危岩破坏力学描述问题。

#### 3.1 危岩破坏尖点突变模型

取单位宽度危岩体为研究对象,当危岩主控结构面锁固段发生蠕滑位移  $u$ ,但  $u$  尚未达峰值强度点前,即  $u < u_b$ ,弹性段产生弹性形变能  $W_1^e$  的计算式为:

$$W_1^e = g_1(S_r) G_1 \frac{S_1}{2h} u^2, \quad (8)$$

其中,  $S_1$  为主控结构面锁固段弹性段(灰岩内)的长度(单位:m)。

当主控结构面锁固段发生的蠕滑位移  $u \geq u_b$  时,弹性段的残余强度为  $\tau_b$ ,则弹性形变能计算式为:

$$W_1^e = g_1(S_r) \left[ G_1 \frac{S_1}{2h} u_b^2 + S_1 \tau_b (u - u_b) \right], \quad (9)$$

对于主控结构面锁固段应变软化段而言,其弹性应变能  $W_2^e$  计算式为:

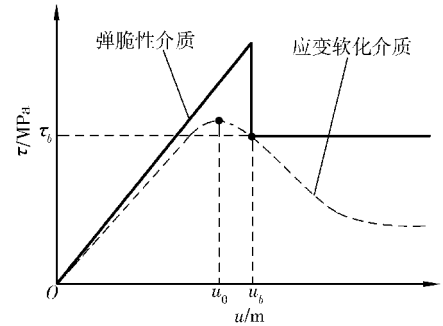


图 5 两种典型介质的本构曲线<sup>[14]</sup>

Fig. 5 Constitutive curves of two kinds of representative medium

$$W_2^e = g_2(S_r)S_2 \int_0^u \frac{G_2 u}{h} \exp\left(-\frac{u}{u_0}\right) du, \quad (10)$$

其中,  $S_2$  为主控结构面锁固段应变软化段的长度(单位:m)。

危岩体重力势能计算式为:

$$W_G = mgu \sin \alpha. \quad (11)$$

主控结构面介质层发生蠕滑位移  $u$  时,锁固段积累弹性形变能,而危岩体重力势能处于释放状态,可将危岩体势函数分成两种情况:

情况 1:联合(8),(10)和(11)式,构建危岩体势函数  $W_1$  为:

$$W_1 = W_1^e + W_2^e - W_G = g_1(S_r)G_1 \frac{S_1}{2h} u^2 + g_2(S_r)S_2 \int_0^u \frac{G_2 u}{h} \exp\left(-\frac{u}{u_0}\right) du - mgu \sin \alpha. \quad (12)$$

情况 2:联合(9),(10)和(11)式,构建危岩体势函数  $W_2$  为:

$$W_2 = W_1^e + W_2^e - W_G = g_1(S_r) \left[ G_1 \frac{S_1}{2h} u_b^2 + S_1 \tau_b (u - u_b) \right] + g_2(S_r)S_2 \int_0^u \frac{G_2 u}{h} \exp\left(-\frac{u}{u_0}\right) du - mgu \sin \alpha. \quad (13)$$

对(12)式取偏导,得:

$$\frac{dW_1}{du} = g_1(S_r)G_1 \frac{S_1}{h} u + g_2(S_r)S_2 \frac{G_2 u}{h} \exp\left(-\frac{u}{u_0}\right) - mg \sin \alpha. \quad (14)$$

对(13)式取偏导,得:

$$\frac{dW_2}{du} = g_1(S_r)S_1 \tau_b + g_2(S_r)S_2 \frac{G_2 u}{h} \exp\left(-\frac{u}{u_0}\right) - mg \sin \alpha. \quad (15)$$

根据突变理论,  $dW/du=0$  表征突变流形。据光滑流形性质,可得危岩势函数三阶偏导  $W'''=0$ ,据此可解得  $u=u_t=2u_0$ 。将平衡曲面函数(14)式在  $u_t$  处按 Taylor 级数展开,取至 3 次项,得:

$$\frac{g_2(S_r)S_2G_2}{6he^2u_0^2} (u - u_t)^3 + \left( \frac{g_1(S_r)G_1S_1}{h} - \frac{g_2(S_r)S_2G_2}{he^2} \right) (u - u_t) + \frac{g_1(S_r)G_1S_1}{h} u_t + \frac{g_2(S_r)S_2G_2u_t}{he^2} - mg \sin \alpha = 0. \quad (16)$$

其中,  $u_t$  为主控结构面应变软化段(泥页岩内)本构曲线拐点对应的位移(单位:m)。

同理,将(15)式在  $u_t$  处作 Taylor 级数展开,取至 3 次项,得:

$$\frac{g_2(S_r)S_2G_2}{6he^2u_0^2} (u - u_t)^3 - \frac{g_2(S_r)S_2G_2}{he^2} (u - u_t) + \frac{g_2(S_r)S_2G_2u_t}{he^2} + g_1(S_r)S_1 \tau_b - mg \sin \alpha = 0. \quad (17)$$

当  $u < u_b$  时,将(16)式整理为:

$$\left( \frac{u - u_t}{u_t} \right)^3 + \frac{3}{2} \left( \frac{g_1(S_r)G_1S_1e^2}{g_2(S_r)S_2G_2} - 1 \right) \left( \frac{u - u_t}{u_t} \right) + \frac{3}{2} \frac{g_1(S_r)G_1S_1e^2}{g_2(S_r)S_2G_2} + \frac{3}{2} - \frac{3}{2} \frac{he^2 mg \sin \alpha}{u_t g_2(S_r)S_2G_2} = 0. \quad (18)$$

令  $x = \frac{u - u_t}{u_t}$ ,  $a_1 = \frac{3}{2}(gk - 1)$ ,  $b_1 = \frac{3}{2} \left( 1 + g_1 k_1 - \frac{\xi_1}{g_2(S_r)} \right)$ ,  $g_1 = \frac{g_1(S_r)}{g_2(S_r)}$ ,  $k_1 = \frac{G_1 S_1 e^2}{S_2 G_2}$ ,  $\xi_1 = \frac{he^2 mg \sin \alpha}{u_t S_2 G_2}$ 。

把(18)式简化为尖点突变标准方程:

$$x^3 + a_1 x + b_1 = 0. \quad (19)$$

将参数  $g_1, k_1, \xi_1$  代入  $b_1$  式中,并结合(6)式和(7)式,得参数  $b_1$  的另一表达式:

$$b_1 = \frac{3e^2 h}{2g_2(S_r)G_2S_2u_t} (\tau_1 S_1 + \tau_2 S_2 - mg \sin \alpha). \quad (20)$$

参数  $b_1$  可用于判别危岩体所处的蠕变状态:

- 1) 当  $b_1 > 0$  时, 表示危岩主控结构面蠕变加速度小于 0, 危岩变形处于慢速蠕变阶段;
- 2) 当  $b_1 = 0$  时, 表示危岩主控结构面蠕变加速度等于 0, 危岩变形处于匀速蠕变阶段;
- 3) 当  $b_1 < 0$  时, 表示危岩主控结构面蠕变加速度大于 0, 危岩变形处于加速蠕变阶段。

在  $u < u_b$  阶段, 危岩处于蠕滑阶段, 不发生突变破坏。

而当  $u \geq u_b$  时, 将(17)式整理为:

$$\left(\frac{u-u_t}{u_t}\right)^3 - \frac{3}{2}\left(\frac{u-u_t}{u_t}\right) + \frac{3}{2} + \frac{3}{2} \frac{g_1(S_r)S_1 \tau_b h e^2}{g_2(S_r)S_2 G_2 u_t} - \frac{3}{2} \frac{h e^2 m g \sin \alpha}{u_t g_2(S_r)S_2 G_2} = 0, \quad (21)$$

$$\text{令 } x = \frac{u-u_t}{u_t}, a_2 = -\frac{3}{2}, b_2 = \frac{3}{2}(1+k_2 \xi_2), k_2 = \frac{h e^2}{g_2(S_r)S_2 G_2 u_t}, \xi_2 = g_1(S_r)S_1 \tau_b - m g \sin \alpha。$$

把(21)式简化为尖点突变标准方程:

$$x^3 + a_2 x + b_2 = 0. \quad (22)$$

将参数  $k_2$  和  $\xi_2$  代入  $b_2$ , 并结合(6)式和(7)式, 得参数  $b_2$  的另一表达式:

$$b_2 = \frac{3e^2 h}{2g_2(S_r)G_2 S_2 u_t} (\tau_2 S_2 + g_1(S_r) \tau_b S_1 - m g \sin \alpha). \quad (23)$$

参数  $b_2$  的物理意义与参数  $b_1$  相同。

在  $u \geq u_b$  阶段, 危岩体可能会发生突变破坏, 突变点服从的控制方程为:

$$\Delta = 4a_2^3 + 27b_2^2 = 0. \quad (24)$$

将参数  $a_2$  和  $b_2$  代入(24)式, 得:

$$\Delta = -2 + 9(1+k_2 \xi_2)^2 = 0, \quad (25)$$

由(22)式可得光滑突变流形  $M$  图(图6)。奇点集  $S$  是平衡曲面上尖点褶皱的两条折痕, 即由有垂直切线点组成的集合。奇异点集  $S$  在  $(a_2, b_2)$  平面的投影为分岔集, 用  $B_1$  和

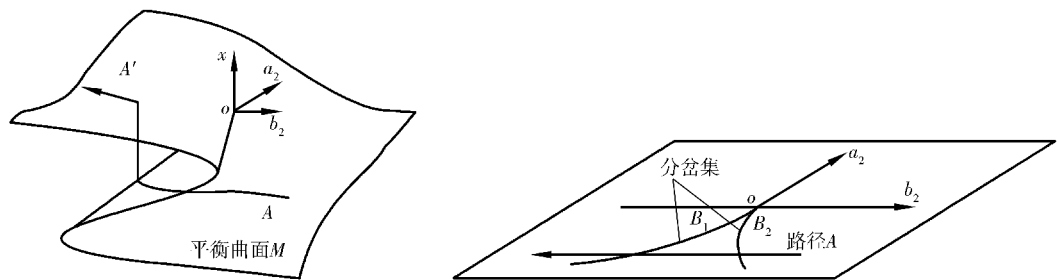


图 6 危岩破坏尖点突变图示

Fig. 6 Cusp mutation of perilous rock failure

$B_2$  表示。平衡表面上的点即为相点, 表征危岩演化过程的某一状态。可把平衡曲面划分为中叶、上叶和下叶 3 部分。

### 3.2 危岩瞬时破坏速度

尖点突变状态变量在平衡曲面表面的垂直切线临界点集内失稳, 从下叶跃升到曲面上叶。在临界点集上状态变量  $x$  需满足方程:

$$W'' = 3x^2 + a_2 = 0. \quad (26)$$

危岩失稳需跨越分岔集的左支  $B_1$ , 据此可求得(26)式的 3 个根:

$$x_1 = x_2 = -\sqrt{-\frac{a_2}{3}}, \quad (27)$$

$$x_3 = 2\sqrt{-\frac{a_2}{3}}. \quad (28)$$

结合  $x = \frac{u-u_t}{u_t}$  及(27)式和(28)式, 可得危岩体突发性失稳所需的起始点位移  $u_j$  和终止点位移  $u_s$  为:

$$u_j = u_t - u_t \sqrt{-\frac{a_2}{3}} = u_t \left(1 - \sqrt{\frac{1}{2}}\right), \quad (29)$$

$$u_s = u_t + 2u_t \sqrt{-\frac{a_2}{3}} = u_t \left(1 + 2\sqrt{\frac{1}{2}}\right). \quad (30)$$

将(19)式对  $x$  积分,可得突变模型的势函数:

$$\Pi = \frac{x^4}{4} + \frac{a_2 x^2}{2} + b_2 x + c_2, \quad (31)$$

其中  $c_2$  为常数。

从势函数微分  $\Delta\Pi$  可得  $x$  从曲面下叶跃升到上叶所释放弹性能的突变理论表达式为:

$$\begin{aligned} \Delta\Pi = \int_{x_1}^{x_3} \left[ \frac{\partial\Pi}{\partial x} dx + \frac{\partial\Pi}{\partial a_2} da_2 + \frac{\partial\Pi}{\partial b_2} db_2 \right] &= \int_{x_1}^{x_3} (x^3 + a_2 x + b_2) dx + \int_{x_1}^{x_3} \frac{x^2}{2} da_2 + \int_{x_1}^{x_3} x db_2 = \\ &= \frac{x_3^4 - x_1^4}{4} + a_2 \left( \frac{x_3^2 - x_1^2}{2} \right) + b_2 (x_3 - x_1), \end{aligned} \quad (32)$$

联合(27)~(32)式,可得:

$$\Delta\Pi = \frac{4^2 \left(-\frac{a_2}{3}\right)^2 - \left(-\frac{a_2}{3}\right)^2}{4} + a_2 \left[ \frac{4 \left(-\frac{a_2}{3}\right) - \left(\frac{a_2}{3}\right)}{2} \right] + \left( -\sqrt{-\frac{4a_2^3}{27}} \right) \sqrt{-\frac{a_2}{3}} = -\frac{3}{4} a_2^2 < 0. \quad (33)$$

表明危岩失稳后的总势能低于失稳前总势能,此时平衡曲面方程(15)式可变为

$$\begin{aligned} \frac{dW_2}{du} &= \frac{g_2(S_r)S_2G_2}{6he^2u_0^2}(u - u_t)^3 - \frac{g_2(S_r)S_2G_2}{he^2}(u - u_t) + \frac{g_2(S_r)S_2G_2u_t}{he^2} + g_1(S_r)S_1\tau_b - mg \sin \alpha = \\ &= \frac{g_2(S_r)S_2G_2u_t^3}{6he^2u_0^2}(x^3 + a_2x + b_2), \end{aligned} \quad (34)$$

危岩体突发性失稳瞬间,弹性能转换为危岩体动能,由下式计算确定:

$$\Delta E = \Delta W = \frac{g_2(S_r)S_2G_2u_t^3}{6he^2u_0^2} \Delta\Pi. \quad (35)$$

进一步,得到危岩破坏瞬时平均速度计算式为:

$$v = 2 \sqrt{-\frac{2\Delta E}{m}}, \quad (36)$$

其中,  $v$  为危岩体破坏平均弹冲速度(单位:  $\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$ )。

根据重庆市地质灾害防治工程勘察设计院提供的望霞危岩地质勘察资料<sup>[16]</sup>,望霞危岩相关物理力学参数为:危岩体燧石灰岩的天然容重为  $26.3 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$ 、饱和容重为  $27.0 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$ 、抗剪强度粘结力为  $700 \text{ kPa}$ 、内摩擦角为  $45.38^\circ$ 、危岩基座泥页岩的天然容重为  $22.5 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$ 、饱和容重为  $23.0 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$ 、抗剪强度粘结力为  $200 \text{ kPa}$ 、内摩擦角为  $29.9^\circ$ 。危岩主控结构面锁固段倾角  $\alpha$  为  $42^\circ$ 、厚度  $h$  为  $0.3 \text{ m}$ 。单宽重量  $mg$  为  $23\ 198 \text{ kN}$ 、主控结构面弹性段粘结力为  $60 \text{ kPa}$ 、内摩擦角为  $19.38^\circ$ 、剪切模量  $G_2$  为  $8.71 \text{ GPa}$ 、应变软化段粘结力为  $30 \text{ kPa}$ 、内摩擦角为  $13.2^\circ$ 、剪切模量  $G_2$  为  $4.23 \text{ GPa}$ 、由(5)式计算得弹性段饱水强度参数  $\beta$  为  $0.79$ 、 $S_1$  为  $8.5 \text{ m}$ 、 $S_r$  为  $86\%$ 、应变软化段  $\beta$  为  $0.29$ 、 $S_1$  为  $4.1 \text{ m}$ 、 $S_r$  为  $84\%$ 、且  $u_0$  为  $0.15 \times 10^{-2} \text{ m}$ 。将前述参数代入本研究构建的危岩突变破坏力学模型,得到:  $g_1(S_r) = 0.79$ ,  $g_2(S_r) = 0.31$ ,  $\Delta = -2 + 9(1 + k_2\xi_2)^2 \approx 0$ ,  $b_2 = -0.707$ , 并由(35)式得到望霞危岩突变破坏瞬间主控结构面锁固段释放的弹性应变能  $\Delta E$  为  $7\ 920 \text{ kJ}$ , 由(36)式得到望霞危岩破坏瞬间的平均速度  $v$  为  $2.62 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ 。

假定望霞危岩破坏瞬间危岩体顶部至底部的瞬时速度呈线性分布,且顶部为零,则危岩破坏瞬间危岩体底部的瞬时速度约为  $5.21 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ 。可见,望霞危岩破坏瞬间,危岩体顶部和底部存在较大速度差,失稳机制表现

为底部快速向外运动、顶部向后倾倒的旋转运动,旋转期间由于危岩体基座泥页岩承载力较小,危岩体出现小距离向下滑动,转动与滑动共同组合,形成望霞危岩座滑破坏特征。由于望霞危岩基座泥页岩内存在多条采煤巷道,危岩体滑动下座,座落在巷道底板而停止,致使望霞危岩最终停靠在母岩上,与实情相符(图 2)。现场勘查发现,望霞危岩座滑破坏停止时,危岩体顶部下沉约 10 m,底部向外水平运动约 12 m,据此推知危岩体破坏持续时间 2.3 s,与从现场连续观测的望霞危岩破坏视频提取的时间 2.2 s 十分接近。

## 4 结论

综上所述,本研究得出以下结论:

- 1) 望霞危岩的高厚比约为 6.0,高度约 70 m,是特大型板状危岩的典型代表,它的后部主控结构面贯通段由两部分组成,上段与危岩体岩性相同,可简化为弹性介质,下段为泥页岩,可简化为应变软化介质。
- 2) 望霞危岩的破坏模式属于座滑破坏,本研究构建了相关力学模型。
- 3) 基于能量原理和突变理论,构建了座滑破坏模式危岩瞬时破坏平均速度的计算方法,据此得到望霞危岩破坏瞬间的平均速度为  $2.62 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ ,推知危岩破坏瞬间危岩体底部的瞬时速度约为  $5.21 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ ,持续时间约 2.3 s,与实情吻合良好。

## 参考文献:

- [1] 陈洪凯,董平,唐红梅.危岩崩塌灾害研究现状与趋势[J].重庆师范大学学报(自然科学版),2015,32(6):53-60.  
CHEN H K, DONG P, TANG H M. The status quo and trends of perilous rock and collapse disaster[J]. Journal of Chongqing Normal University (Natural Science), 2015, 32(6): 53-60.
- [2] MITCHELL W A, MCSAVENEY M J, ZONDERVAN A, et al. The Keylong serial rock avalanche, NW Indian Himalaya: geomorphology and palaeoseismic implications [J]. Landslides, 2007(4): 245-254.
- [3] BLASIO F V D. Rheology of a wet, fragmenting granular flow and the riddle of the anomalous friction of large rock avalanches[J]. Granular Matter, 2009(11): 179-184.
- [4] MANZELLA I, LABIOUSE V. Qualitative analysis of rock avalanches propagation by means of physical modelling of non-constrained gravel flows[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2008, 41(1): 133-151.
- [5] STROM A L, KORUP O. Extremely large rockslides and rock avalanches in the Tianshan mountains, Kyrgyzstan [J]. Landslides, 2006(3): 125-136.
- [6] Dorren L K A, Maier B, Putters U S, et al. Combining field and modelling techniques to assess rockfall dynamics on a protection forest hillslope in the European Alps [J]. Geomorphology, 2004, 57: 151-167.
- [7] 陈洪凯,鲜学福,唐红梅.石质山区崩塌灾害形成机制[J].四川大学学报(工科版),2010,42(3):1-6.  
CHEN H K, XIAN X F, TANG H M. Developing mechanism for collapse disaster in rocky mountain area[J]. Journal of Sichuan University (Engineering Science Edition), 2010, 42(3): 1-6.
- [8] 陈洪凯,唐红梅,王林峰,等.缓倾角岩质陡坡后退演化的力学机制[J].岩土工程学报,2010,32(3):468-473.  
CHEN H K, TANG H M, WANG L F, et al. Mechanical mechanism for retreat evolution of steep rock slopes with gentle dip [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(3): 468-473.
- [9] 唐红梅,王林峰,陈洪凯,等.软弱基座陡崖危岩崩落序列[J].岩土工程学报,2010,32(2):205-210.  
TANG H M, WANG L F, CHEN H K, et al. Collapse sequence of perilous rock on cliffs with soft foundation [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(2): 205-210.
- [10] 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.
- [11] CHEN H K, TANG H M, HE X Y. Stability analysis of perilous rock in views of damage and fracture mechanics [J]. Advanced Materials Research, 2012(455/456): 1561-1566.
- [12] 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 H, QIN S Q, WAN Z Q. Catastrophe analysis of rainfall induced landslides [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2002, 21(4): 502-508.
- [13] 姜永东,鲜学福,杨钢.层状岩质边坡失稳的尖点突变模型[J].重庆大学学报(自然科学版),2008,31(6):677-682.  
JIANG Y D, XIAN X F, YANG G. A cusp catastrophe

- model study of destabilization of soft sandwich rock slope [J]. Journal of Chongqing University (Natural Science), 2008, 31(6): 677-682.
- [14] 陈洪凯, 张瑞刚, 唐红梅, 等. 压剪型危岩破坏弹冲动力参数研究[J]. 振动与冲击, 2012, 31(24): 30-33.  
CHEN H K, ZHANG R G, TANG H M, et al. Elastic & impulsive dynamic parameters of a ruptured compression-shear perilous rock[J]. Journal of Vibration and Shock, 2012, 31(24): 30-33.
- [15] VUTUKURI V S, LAMA R D, SALUJA S S. Handbook on mechanical properties of rocks [M]. Ohio: Trans Tech Publications, 1974.
- [16] 重庆市地质灾害防治工程勘察设计院. 长江三峡望霞危岩应急勘察报告[R]. 重庆: 重庆市地质灾害防治工程勘察设计院, 2011.  
Chongqing Survey and Design Institute of Prevention and Treatment of Geological Disasters. Emergent survey report for Wangxia perilous rock in area of the Three Gorges of Yangtze river[R]. Chongqing: Chongqing Survey and Design Institute of Prevention and Treatment of Geological Disasters, 2011.

## Resources, Environment and Ecology in Three Gorges Area

### Study on Failure Model of Wangxia Perilous Rock and Its Mechanical Interpretation

CHEN Hongkai, WANG Shengjuan

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

**Abstract:** [Purposes] Wangxia perilous rock, locating in the left bank of the Wu Gorge, is one of representative tabular perilous rock in area of the Three Gorges of Yangtze river. Failure mechanism studies on the perilous rock mind the breakthrough to research slope Geomorphologic evolution at the region and Geological disaster mitigation of the Yangtze river navigation at Wu Gorge. [Methods] Research methods such as Geological survey, energy principle, and mutation are adopted in studding on failure model of Wangxia perilous rock and its mechanical interpretation in this paper. [Findings] Wangxia perilous rock presents tabular structure, composed of siliceous limestone and argillaceous limestone. Dominant fissure of the perilous rock includes two sections, one is the cut-through section filling in loose earth, another is the locking section. Further, up patch of the locking section locates in limestone, and the down patch sites in mud shale. Paying attention to the locking section of the dominant, two constitute models are introduced by using the water weakening function. Mechanics model of the perilous rock is established. For sliding failure perilous rock, one method to determine instantaneous average velocity at mutation failure of perilous rock is built in detail. Concretely, the instantaneous average mutation velocity of the perilous rock is  $2.62 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ , which infers to the instantaneous average velocity of the perilous rock is about  $5.21 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$  at base of the perilous rock. [Conclusions] Sliding failure is fit for the perilous rock, and duration is about 2.3 s at instantaneous failure of the perilous rock, which show good agreement with the fact. The research provides an important practical significance to analyze the failure problem of perilous rock at both sides of Three Gorges of the Yangtze river.

**Keywords:** Wangxia perilous rock; failure model; mechanical interpretation; strain energy calculation; tabular perilous rock

(责任编辑 许 甲)