

单向侧蚀与下蚀共同作用下堰塞坝的演化特征

赵高文^{1, 2, 3}, 姜元俊², 杨宗佶², 田宏岭², 乔建平²

(1. 贵州民族大学 建筑工程学院, 贵州 贵阳 550025; 2. 中国科学院·水利部成都山地灾害与环境研究所, 四川 成都 610041;
3. 中国科学院大学, 北京 100049)

摘要: 滑坡堰塞坝溃决破坏过程中均存在下蚀效应, 但因堰塞坝的形成机制以及沟谷地形的限制, 很多堰塞坝在横向存在高差, 导致堰塞坝漫顶溃决过程中的侧向侵蚀方向为单向侵蚀。通过模型实验和数值分析, 对堰塞坝在单向侧蚀与下蚀效应共同作用下的演化特征进行研究。实验结果表明, 对于组成物质完全位于沟谷内的堰塞坝, 单向侵蚀与下蚀效应导致堰塞坝漫顶侵蚀过程中的溃口边坡失稳规模逐渐增大。而对于横向高差悬殊的大型堰塞坝, 在溃口水流的单向侧蚀与下蚀效应共同作用下, 溃口边坡高度逐渐增大最终将导致堰塞坝发生二次滑坡, 并采用数值方法对二次滑坡的形成过程进行分析。根据土力学理论, 提出圆弧滑动模型对二次滑坡的滑动半径以及滑动面积进行预测, 模型的计算值与理论值相差 6.2%, 具有一定的实用性。

关键词: 边坡工程; 堰塞坝; 漫顶破坏; 单向侵蚀; 下蚀

中图分类号: P 642

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 6915(2019)07 - 1385 - 11

Evolutional characteristics of landslide dams under the combination of unidirectional lateral-erosion and undercutting-erosion

ZHAO Gaowen^{1, 2, 3}, JIANG Yuanjun², YANG Zongji², TIAN Hongling², QIAO Jianping²

(1. College of Architectural Engineering, Guizhou Minzu University, Guiyang, Guizhou 550025, China; 2. Institute of Mountain Hazards and Environment, Chinese Academy of Sciences, Chengdu, Sichuan 610041, China; 3. University of Chinese Academy of Sciences, Beijing 100049, China)

Abstract: Undercutting-erosion exists commonly in the breaking process of landslide dams. Due to the limitations of the formation mechanism and the gully terrain, however, many dams have a height difference in the transverse direction, which causes that the lateral erosion in the dam-breaking is unidirectional. The evolutional characteristics of landslide dams under the combination of unidirectional lateral-erosion and undercutting-erosion were studied by experiment test and numerical simulation. The test results show that, for the situation where the dam material completely comes from the gully, the failure scale of the breach slope resulted from the combination of unidirectional lateral-erosion and undercutting-erosion gradually increases. For a huge dam with a large height difference in the transverse direction and under the combination of unidirectional lateral-erosion and undercutting-erosion, a secondary landslide would occur with increasing the height of the breach slope. The formation of the secondary landslide was demonstrated by numerical simulation. Based on the theory of soil mechanics, an arc sliding model was proposed to predict the radius and failure area of the secondary landslide. The model has a certain practicality as the calculated value differs from the theoretical value by only 6.2%.

收稿日期: 2018 - 09 - 03; **修回日期:** 2018 - 12 - 10

基金项目: 国家自然科学基金青年基金资助项目(41502334, 41771021, 41471429)

Supported by the National Natural Science Foundation for Young Scientists of China(Grant Nos. 41502334, 41771021 and 41471429)

作者简介: 赵高文(1989 -), 男, 2018 年于中国科学院水利部成都山地灾害与环境研究所岩土工程专业获博士学位, 现任讲师, 主要从事岩土工程、地质灾害预警及防治等方面的研究工作。E-mail: zhaogaowen_c@126.com。通讯作者: 姜元俊(1982 -), 男, 博士, 现任教授。E-mail: yuanjun.jiang.civil@gmail.com

DOI: 10.13722/j.cnki.jrme.2018.1049

Key words: slope engineering; landslide dam; overtopping failure; unidirectional lateral-erosion; undercutting-erosion

1 引言

滑坡堰塞坝是滑坡运动过程中, 坡体受地形阻碍而减速堆积形成的地质体, 属天然坝的一种, 多形成于山区, 地震和强降雨是其最主要的触发因素, 并且, 滑坡堰塞坝的主要破坏模式为漫顶溢流^[1-2]。在我国, 由于地震活动多发, 滑坡堰塞坝亦时有发生。汶川地震和鲁甸地震均形成了数量众多的堰塞坝, 如著名的唐家山滑坡堰塞坝^[3-4]、大光包滑坡堰塞坝^[5-7]、肖家桥堰塞坝^[8-9]、小岗剑滑坡堰塞坝^[10]、红石岩滑坡堰塞坝^[11-12]等。

滑坡堰塞坝既可以堵塞大江大河, 也可以堵塞普通沟道, 但无论是哪种堰塞坝溃决破坏, 都可能造成严重后果。例如, 1933 年叠溪滑坡堰塞湖(堵塞岷江)溃决, 造成下游近 2 500 人死亡^[13]。2009 年 7 月都江堰市虹口乡干沟滑坡堰塞坝溃决并参与形成泥石流, 造成 2 人失踪, 大量农田被埋^[14]。在同一时段, 离干沟仅 6 km 的银洞子沟滑坡堰塞坝也发生溃决, 溃坝形成的泥石流不仅摧毁了汶川地震后沟内刚修筑的拦挡坝, 而且冲毁了沟口附近的多座民房, 大量松散物质在沟口淤积并阻断了当地公路和白沙河, 造成了巨大的经济损失。目前, 广大学者对堵塞大江大河的滑坡堰塞坝开展了广泛研究, 包括滑坡堰塞坝的形成机制^[3-5, 9]、堰塞坝的稳定性分析^[15-18]、溃决过程分析^[19-22]、溃决洪水演进^[23-25]等。但由于堵塞沟道的滑坡堰塞坝威胁对象较小, 已有研究对这类堰塞坝的关注很少, 赵高文等^[26]通过室内水槽实验, 发现沟内堰塞坝溃决过程具有诸多特别之处。

目前, 对滑坡堰塞坝的研究还存在的问题是对

堰塞坝的侵蚀机制研究还不充分。张婧等^[19-23, 27-28]都开展过滑坡堰塞坝的漫顶溃决实验研究, 但是现有研究的重点均在于堰塞坝顺沟谷方向的侵蚀过程以及溃决洪水的演进过程, 没有对堰塞坝横沟向的侵蚀机制进行研究。G. W. Zhao 等^[29]根据堰塞坝的形成机制及形态特征, 将溃口水流对堰塞坝的侧向侵蚀方向分为单向侵蚀与双向侵蚀, 并通过室内物理模型实验证明了侧向侵蚀方向不同会造成堰塞坝漫顶溃决过程中的溃口扩展、溃口流量、泥沙输运等过程都不相同。尤其是位于泥石流沟内的滑坡堰塞坝, 侧向侵蚀方向造成的上述差异将对溃坝型泥石流的浓度以及物源搬运总量等造成影响。鉴于目前滑坡堰塞坝的研究工作还存在不足之处, 本研究的目的是对堰塞坝在单向侧蚀和下蚀效应共同作用下的演化特征进行探讨。

2 堰塞坝的横向高差与侧蚀方向

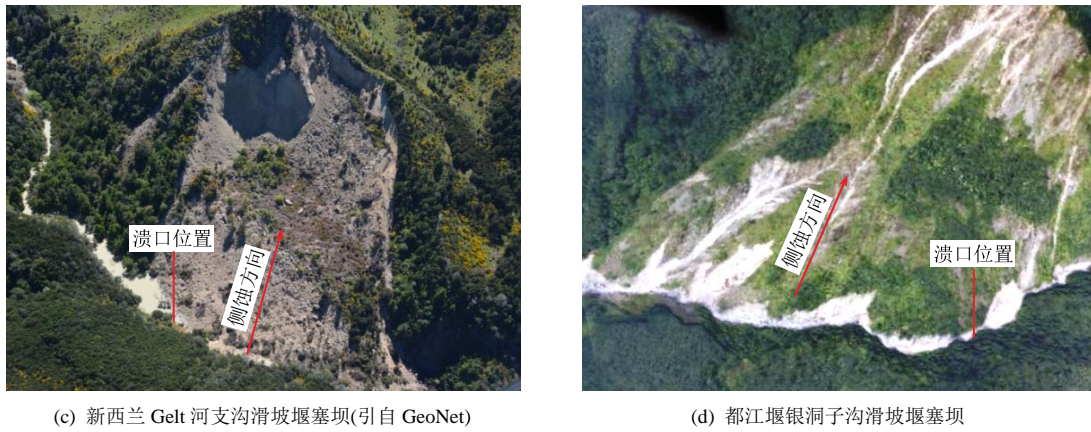
滑坡堰塞坝的形成机制与其溃决机制之间有密切关系, 但是, 已有研究通常将堰塞坝的形成机制与侵蚀破坏机制分开来研究。例如, 在已有的滑坡堰塞坝溃决模型实验研究中, 基本上都将堰塞坝的初始溃口设置在模型中部, 堰塞坝在溃决过程中受到的侧向侵蚀方向均为双向侵蚀^[19-22, 27-28]。但是, 由于滑坡堰塞坝的形成过程不受人工干预, 在滑坡速度和地形等条件的约束下, 无论堵河型滑坡堰塞坝还是堵沟型滑坡堰塞坝, 往往都存在一定的横向高差, 如图 1 所示。从图中可以看出, 横向高差导致堰塞坝漫顶溃决时的初始溃口位于堰塞坝的侧面, 溃口水流对坝体的侧向侵蚀过程为单向侵蚀。并且还可以看出, 图 1(a)与图 1(b)~(d)存在如下区



(a) 叠溪滑坡堰塞坝



(b) 新西兰 Leader 河支沟滑坡堰塞坝(引自 GeoNet)



(c) 新西兰 Gelu 河支沟滑坡堰塞坝(引自 GeoNet)

(d) 都江堰银洞子沟滑坡堰塞坝

图 1 堰塞坝的初始溃口与侧向侵蚀方向的关系

Fig.1 Relationship between the initial breach and the direction of lateral erosion of landslide dams

别：图 1(a)的堰塞坝所在的沟谷(河道)很宽，坝体物质几乎完全位于沟谷(河道)内，横向高差较小。但是，图 1(b)~(d)的堰塞坝所在的沟道很窄，有大量坝体物质仍堆积于岸坡上，堰塞坝的横向高差很悬殊，例如，图 1(d)中堰塞坝的横向高差达 140 m。在单向侧蚀与下蚀效应共同作用下，堰塞坝横向高差不同，其侵蚀演化过程可能也有差异。

2.1 坝体物质完全位于沟谷内的堰塞坝

坝体物质完全位于沟谷内的堰塞坝，其漫顶侵蚀过程可通过室内水槽模型实验进行研究。实验系统的三维效果如图 2 所示，水槽宽度为 1 m。实验材料取自都江堰银洞子沟滑坡堰塞坝(见图 1(d))，土质属低黏性碎石土，不均匀系数 $C_u = 11$ ，其颗粒级配曲线如图 3 所示。实验模型横向最大高度为 0.52 m，最小高度为 0.36 m，横向坡度约 9° ，模型的体积密度为 1.64 g/cm^3 ，土体孔隙率为 36.7%， c ， ϕ 值分别为 10 kPa 和 32° 。

实验过程中的坝前来流量为 1.7 L/s。

在溃口水流的单向侧蚀和下蚀效应共同作用下，堰塞坝的横向侵蚀过程如图 4 所示。从图中可以看出，在堰塞坝溃决初始阶段，溃口边坡的失稳规模较小，随着侧向侵蚀与下切侵蚀作用继续发展，溃口边坡的高度逐渐增大，边坡的失稳规模也逐渐增大。而且，从不同时刻的溃口形态可以看出，溃口边坡的坡度基本上保持不变(见图 4(c)~(f))，坝体上的张拉裂纹的方向也与溃口边坡保持平行(见图 4(e)~(f))，这种堰塞坝侵蚀模式的示意图如图 5 所示。

堰塞坝溃决过程中，溃口顶宽和溃口边坡高度随时间的变化趋势如图 6 所示。从图中可以看出，溃口顶宽与溃口边坡高度的变化趋势基本同步，漫顶溃决发生后，溃口顶宽和溃口边坡高度都快速增大，但随着溃口边坡失稳规模逐渐增大，滑入溃口的土体不能在短时间内被水流挟走，这延缓了溃口

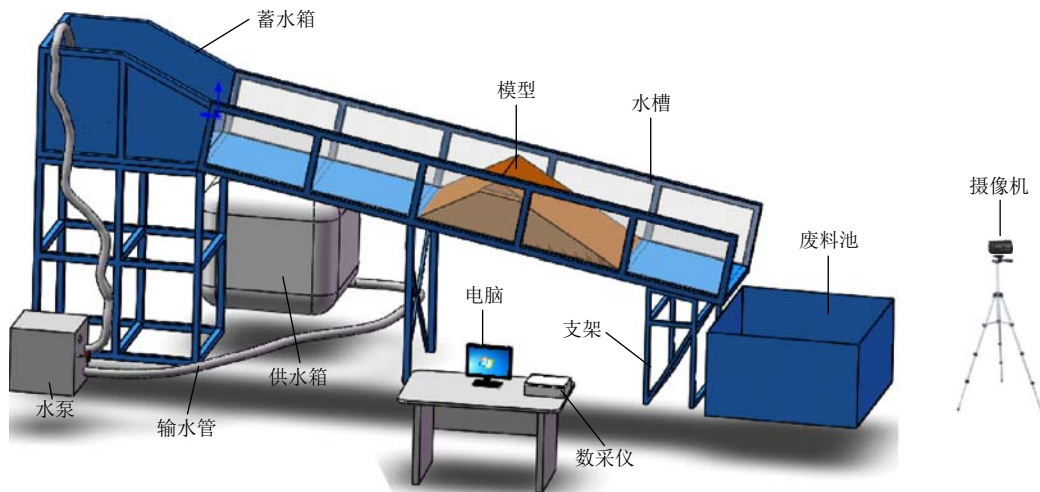


图 2 实验系统三维效果图

Fig.2 Three-dimensional rendering of the experimental system

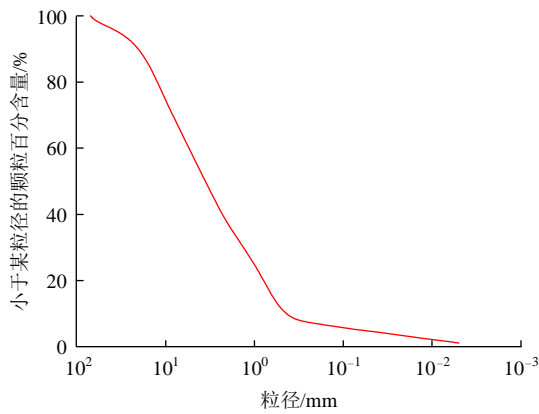


图3 实验土体的颗粒级配

Fig.3 Grain gradation of experimental soil

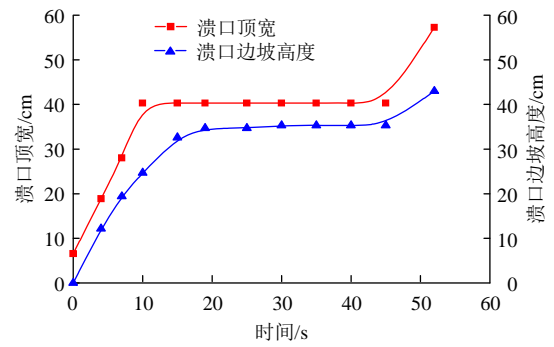


图6 溃口顶宽和溃口边坡高度的变化规律

Fig.6 Variation law of the top width of the breach and the height of the breach slope

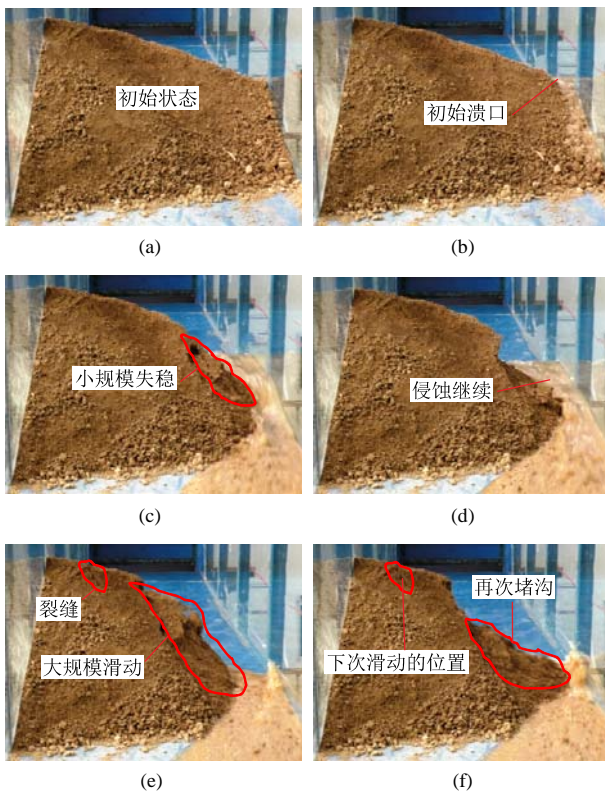


图4 堰塞坝的漫顶溃决过程

Fig.4 Overtopping process of landslide dam

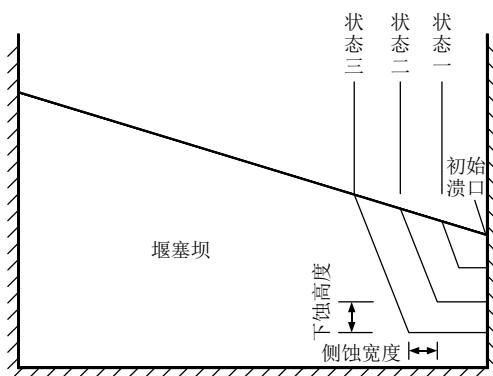


图5 有横向高差的堰塞坝侵蚀过程示意图

Fig.5 Schematic diagram of the erosion process of landslide dam with a height difference in transverse

的扩展过程，溃口边坡高度和宽度基本保持不变，但随着水流的侵蚀，堰塞坝最终发生更大规模的滑动(见图4(e))，溃口边坡高度和溃口宽度也随之增大。

2.2 大量物质堆积于岸坡的堰塞坝

(1) 理论分析

对于大量坝体物质堆积于岸坡上，横向高差悬殊的堰塞坝，在漫顶侵蚀过程中除了具有节 2.1 中堰塞坝的特征外，溃口边坡的高度越来越大可能导致残余坝体产生整体性失稳而形成二次滑坡。特别是对于地震引发的堵沟型滑坡堰塞坝，由于季节性降雨的不均匀性，溃口边坡的侵蚀过程往往具有间歇性，这种侵蚀过程非常类似工程上自然边坡坡脚的分期开挖过程。如图 7 所示，假设堰塞坝的坝面为斜线，堰塞坝漫顶溃决过程中溃口边坡按梯形平行扩展，发生二次滑坡时的溃口边坡高度为 h_s ，堰塞坝坝面坡度为 θ_1 ，溃口边坡坡度为 β ，二次滑坡的滑动面为圆弧滑动，滑动半径为 R ，滑动面积为 S 。根据孙书伟等^[30]的研究结果，当土体内摩擦角位于 $6.97^\circ \sim 44.37^\circ$ 范围时，土体滑动面的剪出口位置均位于坡脚并且滑动面的切线方向基本上为水平方向，因此，此处设圆弧滑动的剪出口切线方向为水平方向，根据节 2.1 中模型实验结果，仍然设后缘裂缝的开裂方向(切线方向)平行于溃口边坡。

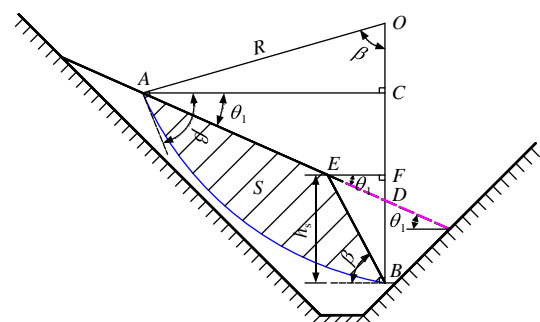


图7 二次滑坡示意图

Fig.7 Schematic diagram of secondary landslide

根据图 7 中 2 条半径长度相等，有

$$OA = OC + CD + BF - DF \quad (1)$$

并且，根据图中的几何关系，有

$$OC = R \cos \beta \quad (2)$$

$$CD = R \tan \theta_1 \sin \beta \quad (3)$$

$$BF = h_s \quad (4)$$

$$DF = \frac{\tan \theta_1}{\tan \beta} h_s \quad (5)$$

结合式(1)~(5)，可得

$$R = R \cos \beta + R \tan \theta_1 \sin \beta + h_s - \frac{\tan \theta_1}{\tan \beta} h_s \quad (6)$$

化简式(6)，可得出滑动半径与溃口边坡高度 h_s 之间的关系为

$$R = \frac{\tan \beta - \tan \theta_1}{\tan \beta (1 - \cos \beta - \tan \theta_1 \sin \beta)} h_s \quad (7)$$

并且式(7)满足下列约束条件：

$$\left. \begin{aligned} &\beta \leq 90^\circ \\ &\theta_1 > 0^\circ \\ &\theta_1 < \beta \\ &\cos \beta + \tan \theta_1 \sin \beta < 1 \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

化简式(8)，可得

$$\left. \begin{aligned} &\beta \leq 90^\circ \\ &\theta_1 > 0^\circ \\ &\theta_1 < \beta \\ &\frac{\cos \beta \cos \theta_1 + \sin \theta_1 \sin \beta}{\cos \theta_1} < 1 \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

$$\left. \begin{aligned} &\beta \leq 90^\circ \\ &\theta_1 > 0^\circ \\ &\Rightarrow \theta_1 < \beta \\ &\frac{\cos(\beta - \theta_1)}{\cos \theta_1} < 1 \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

$$\left. \begin{aligned} &\beta \leq 90^\circ \\ &\theta_1 > 0^\circ \\ &\Rightarrow \theta_1 < \beta \\ &\theta_1 < \frac{1}{2}\beta \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

对式(11)中的 4 个不等式取交集可得式(7)的约束条件为

$$\left. \begin{aligned} &\beta \leq 90^\circ \\ &0^\circ < \theta_1 < \frac{1}{2}\beta \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

令 $\lambda_1 = \frac{\tan \beta - \tan \theta_1}{\tan \beta (1 - \cos \beta - \tan \theta_1 \sin \beta)}$ ，则式(7)可

简化为

$$R = \lambda_1 h_s \quad (13)$$

由式(13)可知，二次滑坡的滑动半径与溃口边坡的高度之间存在线性变化关系，当堰塞坝体积不变，溃口边坡的高度越高，产生二次滑坡时的滑动半径越大。设扇形 OAB 的面积为 S_{OAB} ，根据图 7 中几何关系，有

$$S_{OAB} = S + S_{\Delta OCA} + S_{\Delta ACD} + S_{\Delta BFE} - S_{\Delta DFE} \quad (14)$$

式中： $S_{\Delta OCA}$ ， $S_{\Delta ACD}$ ， $S_{\Delta BFE}$ 和 $S_{\Delta DFE}$ 分别为三角形 OCA ， ACD ， BFE 和 DFE 的面积，其计算公式分别为

$$S_{\Delta OCA} = \frac{1}{2} R \sin \beta (R \cos \beta) = \frac{1}{4} R^2 \sin(2\beta) \quad (15)$$

$$S_{\Delta ACD} = \frac{1}{2} R \sin \beta (R \tan \theta_1) \sin \beta = \frac{1}{2} \tan \theta_1 \sin^2 \beta R^2 \quad (16)$$

$$S_{\Delta BFE} = \frac{1}{2} h_s \frac{h_s}{\tan \beta} = \frac{1}{2 \tan \beta} h_s^2 \quad (17)$$

$$S_{\Delta DFE} = \frac{1}{2} \frac{h_s}{\tan \beta} \frac{\tan \theta_1}{\tan \beta} h_s = \frac{\tan \theta_1}{2 \tan^2 \beta} h_s^2 \quad (18)$$

根据扇形的面积计算公式，有

$$S_{OAB} = \frac{1}{2} \frac{\pi R \beta}{180^\circ} R = \pi \frac{\beta}{360^\circ} R^2 \quad (19)$$

结合式(14)~(19)，可进一步得到滑动面积 S 的计算公式为

$$S = \left[\pi \frac{\beta}{360^\circ} \lambda_1^2 - \frac{1}{4} \sin(2\beta) \lambda_1^2 - \frac{1}{2} \tan \theta_1 \sin^2 \beta (\lambda_1^2) - \frac{1}{2 \tan \beta} + \frac{\tan \theta_1}{2 \tan^2 \beta} \right] h_s^2 \quad (20)$$

令

$$\lambda_2 = \pi \frac{\beta}{360^\circ} \lambda_1^2 - \frac{1}{4} \sin(2\beta) (\lambda_1^2) - \frac{1}{2} \tan \theta_1 \sin^2 \beta (\lambda_1^2) - \frac{1}{2 \tan \beta} + \frac{\tan \theta_1}{2 \tan^2 \beta} \quad (21)$$

则式(20)可进一步化简为

$$S = \lambda_2 h_s^2 \quad (22)$$

由式(22)可知，堰塞坝溃口边坡失稳引发二次

滑坡时的破坏面积与边坡高度的二次方成正比。

不同溃口边坡坡度以及坝面坡度对应的 λ_1 和 λ_2 的取值如表 1 所示。从表中可以看出，溃口边坡坡度不变，坝面坡度越大， λ_1 和 λ_2 的值也越大；坝面坡度不变，溃口边坡坡度越大， λ_1 和 λ_2 的值越小。

表 1 λ_1 和 λ_2 的取值范围

Table 1 Values of λ_1 and λ_2

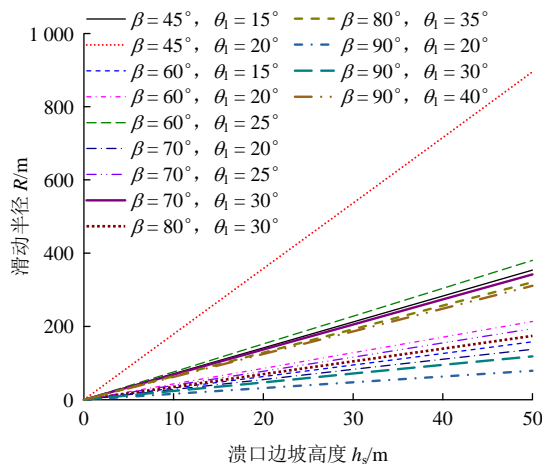
编号	$\beta/(\circ)$	$\theta_1/(\circ)$	λ_1	λ_2
1	45	15	7.08	3.43
2	45	20	17.90	16.25
3	60	15	3.15	1.81
4	60	20	4.28	2.89
5	60	25	7.60	7.42
6	70	20	2.75	2.02
7	70	25	3.78	3.33
8	70	30	6.84	9.00
9	80	30	3.48	3.96
10	80	35	6.41	11.14
11	90	20	1.57	1.49
12	90	30	2.37	2.78
13	90	40	6.22	14.13

当溃口边坡高度已知时，结合式(14)和(22)还可得出滑动半径 R 与破坏面积 S 之间的关系为

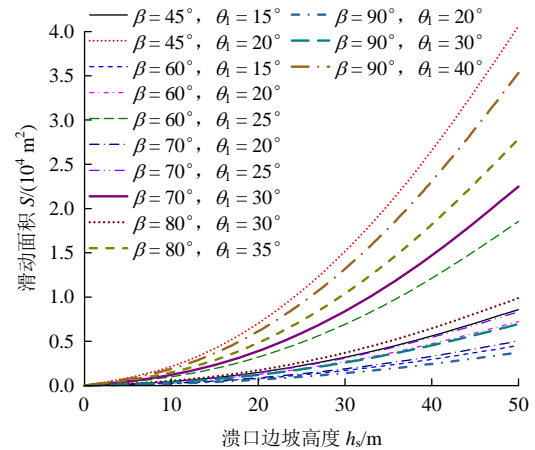
$$S = \frac{\lambda_2}{\lambda_1^2} R^2 \quad (23)$$

由式(23)可知，滑动面积也与滑动半径的平方成正比。

不同溃口边坡坡度和坝面坡度条件下，二次滑坡的滑动半径与滑动面积随溃口边坡高度的变化关系如图 8 所示。从图中可以看出， $\beta-\theta_1$ 的差值越大，滑动半径随溃口边坡高度变化曲线的斜率越大，滑动面积随溃口边坡高度变化曲线的开口越窄。



(a) 滑动半径



(b) 滑动面积

图 8 滑动半径和滑动面积随溃口边坡高度的变化规律

Fig.8 Change trend of of the sliding radius and the sliding area with the height of the breach slope

必须说明的是，图 8 的结果是根据溃口边坡高度预测的滑动半径大小和二次滑坡规模的理论值，但滑坡是否真的发生还需要结合土体强度进行讨论。如图 9 所示，设 d_i 为任意条块 i 对圆心 O 的力臂长度， θ_i 为过条块 i 圆弧段中点的半径与竖直方向的夹角， W_i 为条块 i 的质量， N_i 和 T_i 为作用在条块 i 圆弧段的法向力和切向力。

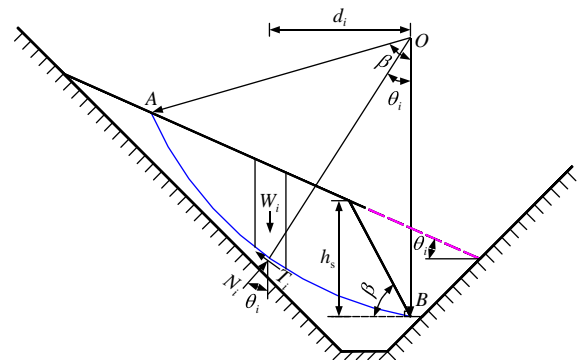


图 9 条块的力学条件分析

Fig.9 Analysis of mechanical conditions of soil block

根据条块 i 的整体力矩平衡条件，有

$$\sum W_i d_i = \sum T_i R \quad (24)$$

其中，

$$\sum W_i d_i = \sum W_i R \sin \theta_i \quad (25)$$

$$\sum T_i R = \sum \frac{c_i l_i + N_i \tan \varphi_i}{F_s} R \quad (26)$$

式中： c_i 、 φ_i 为条块 i 的强度参数； l_i 为条块 i 的弧段长度； F_s 为条块的稳定安全系数。

结合式(24)~(26)并进行化简，得

$$F_s = \frac{\sum (c_i l_i + W_i \cos \theta_i \tan \varphi_i)}{\sum W_i \sin \theta_i} \quad (27)$$

当二次滑坡发生时，边坡的整体稳定安全系数小于 1，即

$$F_s = \frac{\sum (c_i l_i + W_i \cos \theta_i \tan \varphi_i)}{\sum W_i \sin \theta_i} < 1 \quad (28)$$

化简式(28)，有

$$\sum c_i l_i < \sum W_i \sin \theta_i - \sum W_i \cos \theta_i \tan \varphi_i \quad (29)$$

设每一条块的 c 和 φ 值相同，则

$$c \sum l_i < \sum W_i \sin \theta_i - \tan \varphi \sum W_i \cos \theta_i \quad (30)$$

$\sum l_i$ 即为圆弧 AB 的长度，其大小为

$$\sum l_i = \frac{\beta}{180} \pi R \quad (31)$$

结合式(14)，(30)和(31)并化简，得

$$h_s < \frac{180 \sum W_i (\sin \theta_i - \tan \varphi \cos \theta_i)}{c \beta \pi \lambda_i} \quad (32)$$

式(32)即为发生二次滑坡时，溃口边坡高度需要满足的条件。

(2) 二次滑坡发展过程分析

① 数值模型及输入参数

横向高差悬殊的堰塞坝往往形成于地形较窄的沟道内，由于没有稳定的水流供应条件，沟内堰塞坝的漫顶侵蚀过程受季节性降雨的控制。由于实验条件的限制，本研究的实验系统无法对大型滑坡堰塞坝溃口边坡失稳形成二次滑坡的全过程进行实验分析，因此，采用数值方法对该问题进行深入研究，数值模型如图 10 所示。设沟道底部宽度为 20 m，堰塞坝的最小高度为 30 m，最大高度 120 m，堰塞坝的横向高差为 90 m，坝面坡度为 20°，溃决过程中溃口边坡坡度为 60° 并保持不变，数值模型分为基岩层和滑坡堆积层，并且基岩和土体均满足莫尔 - 库仑定律。

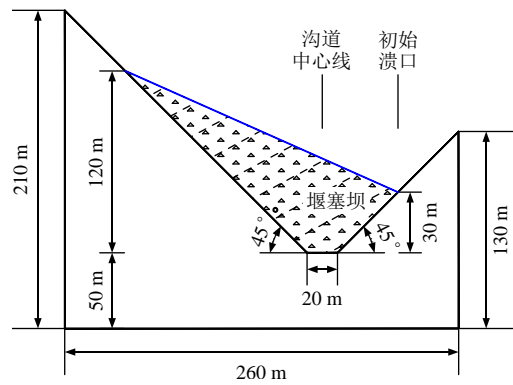


图 10 横向高差悬殊的滑坡堰塞坝模型

Fig.10 Model of the landslide dam with a huge height difference in the transverse direction

数值计算中重力加速度取值为 9.8 m/s²，土体和基岩密度值分别取 1 700 和 2 600 kg/m³，土体参数 c ， φ 取值为节 2.1 中模型实验材料的强度值，其他输入参数根据前人研究结果设定^[30]，所有计算参数如表 2 所示。

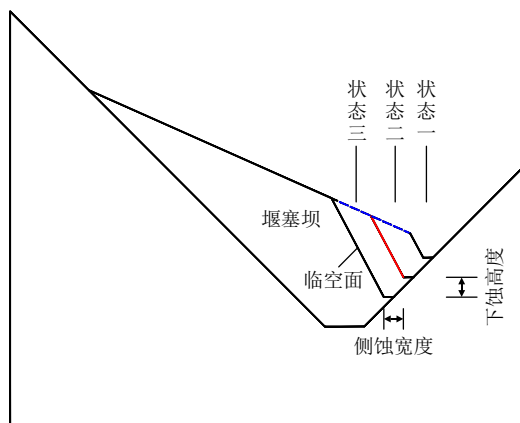
表 2 数值模拟输入参数

Table 2 Input parameters of numerical simulation

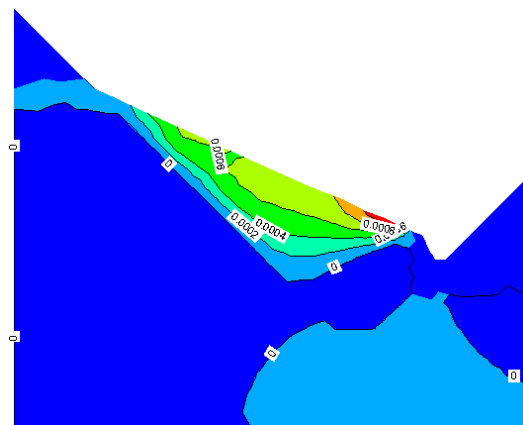
介质	剪切模量/MPa	体积模量/MPa	黏聚力/kPa	抗拉强度/kPa	内摩擦角/(°)
土	7.7	16.7	10.0	1.0	32.0
基岩	7.0×10 ³	2.68×10 ⁴	1.17×10 ⁴	1.17×10 ³	45.0

② 位移变化与塑性区的发展

由于季节性降雨的间歇性，数值模拟过程中，假设溃口水流在每一个侵蚀周期内对堰塞坝的侵蚀效果相同，即侧向侵蚀和下蚀作用的效果保持不变，则溃口边坡高度增大引发二次滑坡的过程如图 11 所示，其中，状态一到状态三的的侧蚀宽度和下蚀高度均为 12.4 和 8.2 m，3 种状态的溃口边坡高度分



(a) 全过程



(b) 状态一

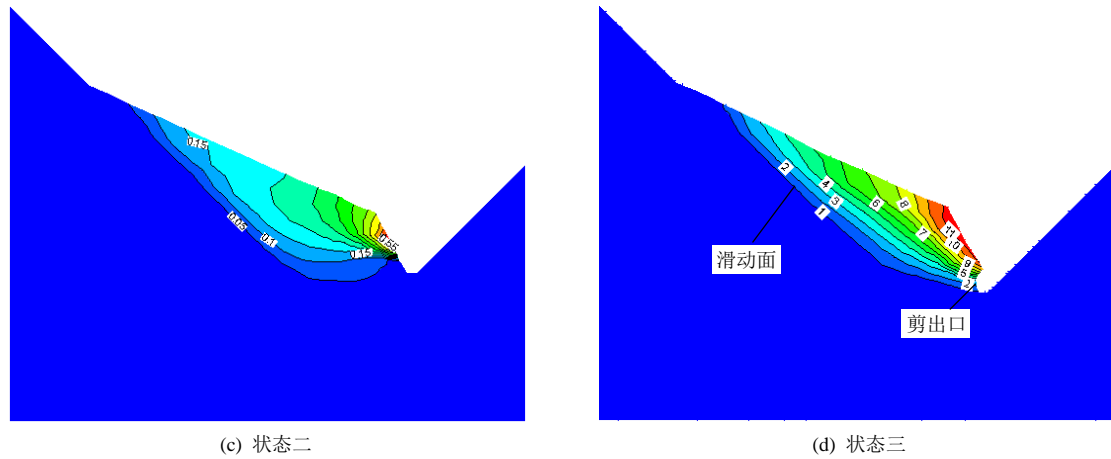


图 11 二次滑坡的发展过程
Fig.11 Evolution of the secondary landslide

别为 10, 25.6, 41 m。本研究中出现二次滑坡的依据,是根据水平方向(x 方向)的位移等值线进行判断(见图 11)。根据孙书伟等^[30]的研究,当坡体发生失稳滑动时,位移等值线图将坡体分为滑体和稳定体 2 个部分。从图 11 中状态二的位移等值线图可以看出,该状态下溃口边坡表面部分区域出现了较大位移(0.55 m),但是在滑体与稳定体的交界面的位移值仍然很小,这表明溃口边坡表面出现了局部垮塌,但是并没有发生二次滑坡。根据状态三的位移等值线图可以看出,该状态下滑体与稳定体交界面处的位移等值线已经达到了 1 m,交界面以上的位移值很大,并且溃口边坡表面出现了鼓包现象,说明该状态下坡体已经失稳形成二次滑坡。对于沟谷较窄的堰塞坝,二次滑坡的结果必然是再次堵塞沟道并形成新的堰塞坝。

水流的侵蚀作用导致二次滑坡的过程中,堰塞坝土体内塑性区面积的变化趋势如图 12 所示。从图中可以看出,随着溃口边坡高度的增大,堰塞坝土体塑性区面积呈幂函数(抛物线型)增长,当塑性区贯通后(状态三),溃口边坡发生整体滑动而破坏。若以状态三中塑性区的面积作为二次滑坡的滑动面

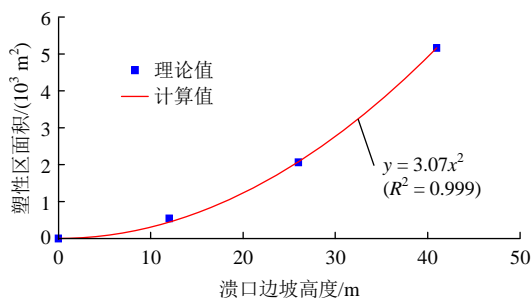


图 12 塑性区面积与溃口边坡高度的关系
Fig.12 Relationship between the plastic zone area and the breach slope height

积,则根据状态三的溃口边坡高度(41 m),按照式(22)计算得出的滑动面积为 4 858 m²,数值计算的结果为 5 160 m²,二者相差 6.2%。圆弧滑动模型中的比例系数($\lambda_2 = 2.89$)与数值计算中的拟合值(3.07)之间也仅相差 6.2%,这说明了理论模型具有较高的可靠性。

导致上述理论结果与数值计算结果有一定偏差的主要原因一是由于土体材料不是理想的弹塑性材料,并非所有发生塑性变形的土体都失稳滑动;二是由于数值计算中的溃口边坡失稳并非严格的圆弧滑动,造成理论结果与数值计算结果有一定出入。溃口边坡高度为 41 m 时,按式(32)的计算结果如表 3 所示。

表 3 条块受力计算
Table 3 Force calculation of soil block

编号	$\theta_i / (^\circ)$	S_i / m^2	$\sin \theta_i$	$\cos \theta_i$	$W_i / (\text{kN} \cdot \text{m}^{-1})$	$W_i \sin \theta_i - \tan \varphi W_i \cos \theta_i$
1	4	226.7	0.070	0.998	3 853.9	-2 134.0
2	12	493.1	0.208	0.978	8 382.7	-3 381.8
3	21	711.1	0.358	0.934	12 088.7	-2 721.4
4	30	1 138.4	0.500	0.866	19 352.8	-798.6
5	41	1 452.3	0.656	0.755	24 689.1	4 551.8
6	55	836.2	0.819	0.574	14 215.4	6 548.6
合计		4 857.8				2 064.5

将表 3 的计算结果代入式(32),得

$$\frac{180 \sum W_i (\sin \theta_i - \tan \varphi \cos \theta_i)}{c \beta \pi \lambda_1} = \frac{180 \times 2 064.5}{10 \times 60 \times 3.14 \times 4.28} = 46.1$$

计算结果大于溃口边坡高度(41 m),所以理论计算结果也表明,状态三时的堰塞坝将发生二次滑坡,数值模拟结果和理论模型的结果一致。

③ 溃口边坡的节点位移

不同状态下溃口边坡表面各节点的水平位移变化趋势如图 13 所示(节点由溃口边坡底部开始编号)。从图 13 可以看出,在溃口边坡处于稳定状态时(状态一和状态二),边坡的节点位移非常小,并且不同位置的节点位移变化近似于线性。当溃口边坡高度继续增大导致残余坝体发生整体性滑动时(状态三),溃口边坡表面各节点的位移急剧增大,不同部位的节点位移变化趋势呈指数变化,并且离边坡底部越远,节点位移越大。

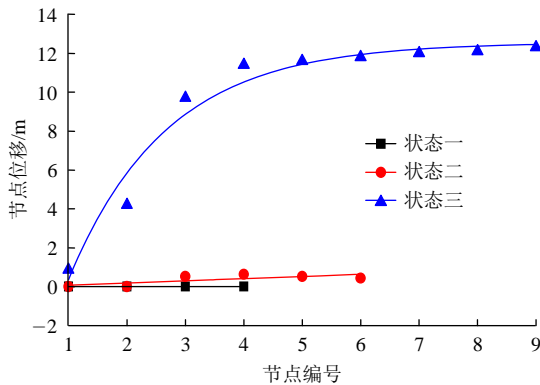
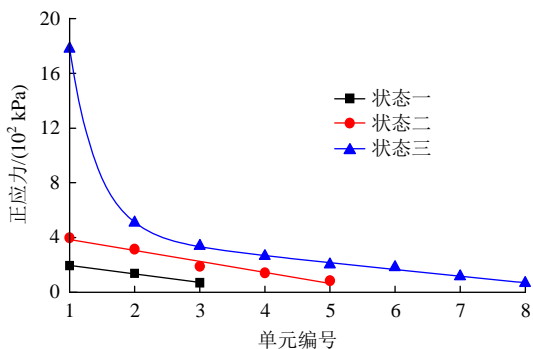


图 13 溃口边坡的节点位移

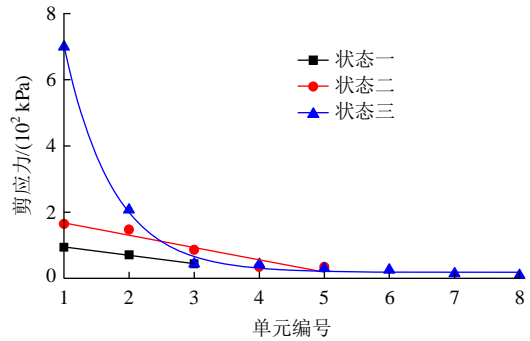
Fig.13 Node displacement of the breach slope

④ 临空面上土体单元应力

溃口边坡由状态一发展到状态三的过程中,边坡表面土体单元上的正应力和剪应力分布情况分别如图 14(a), (b)所示(土体单元由溃口边坡底部开始编号)。从图 14 中可以看出,当溃口边坡处于稳定状态时(状态一和二),边坡表面土体单元应力呈线性分布,越靠近溃口底部,土体单元的应力越大。当溃口边坡发展到状态三时,临空面上各土体单元的应力分布不再满足线性关系,而是指数关系,并且,越靠近边坡底部,正应力和剪应力越大,这说明此时土体的应力状态发生了巨大变化,在溃口边坡坡脚位置出现应力集中,土体发生剪切破坏。



(a) 正应力



(b) 剪应力

图 14 溃口边坡单元应力

Fig.14 Zone stresses of the breach slope

3 讨论

本研究根据野外很多滑坡堰塞坝均存在横向高差的事实,对堰塞坝在单向侧蚀和下蚀效应共同作用下的演化特征进行了研究,根据本文研究的结果,在此提出几个问题与广大学者交流讨论:

(1) 圆弧滑动模型的适用对象。本研究提出的圆弧滑动模型除了能够预测横向高差悬殊的堰塞坝二次滑坡时的滑动半径和破坏面积外,在其他工程问题当中也适用,特别是高速公路、铁路等线性工程的开挖过程中,高边坡的破坏半径与破坏面积的预测,这对高边坡的支护有很大帮助。此外,该模型还可用于河岸在水流的侵蚀作用下发生滑坡时的规模预测。

(2) 堰塞坝的侵蚀破坏过程与泥石流物源的相关性。震后沟内滑坡堰塞坝是泥石流地质灾害的重要物源,通过本研究的结果可以看出,当堰塞坝所在沟道较窄时,在季节性降雨的作用下,堰塞坝物源参与泥石流活动的过程非常复杂,这一问题值得今后开展深入研究。

(3) 二次滑坡堵沟形态预测。根据本研究的结果,巨型滑坡堰塞坝的溃口边坡产生二次滑坡的必然结果是再次堵塞溃口并形成新的堰塞坝。但是,从能量尺度而言,由于二次滑坡的坡体重心很接近溃口底部,说明滑坡体具有的势能小,可以转化为坡体动能的能量有限。其次,从空间尺度而言,由于滑坡体距离溃口近,没有足够的加速距离。根据以上 2 条原因,可以推断出二次滑坡不可能产生高速滑动,所以二次滑坡堵塞溃口后形成的新堰塞坝形态与原堰塞坝的形态相似,横向仍然具有一定高差,初始溃口位于新堰塞坝的侧面,侧向侵蚀为单向侵蚀。但是,由于二次滑坡的规模比原始滑坡小,

因此,新堰塞坝的体积也比原堰塞坝小很多。

4 结 论

本研究对带有横向高差的滑坡堰塞坝在单向侧蚀和下蚀效应共同作用下的演化特征进行了研究,主要得出以下认识:

(1) 横向存在高差的滑坡堰塞坝,其漫顶溃决过程中的溃口边坡失稳滑动的规模会逐渐增大。当溃口流量不变时,溃口边坡失稳规模增大将影响挟沙水流的浓度以及总输沙量。

(2) 对于大量滑坡物质堆积于岸坡上的巨型堰塞坝,随着溃口边坡的高度增大,堰塞坝可能发生整体性失稳而引发二次滑坡,其滑动半径和破坏面积的计算公式分别见式(13)或(22)。二次滑坡的滑动半径与溃口边坡的高度成正比,破坏面积和溃口边坡高度的平方成正比。

(3) 堰塞坝溃口边坡逐渐变高最终失稳形成二次滑坡过程中,边坡表面土体单元应力由线性分布变为指数分布。越靠近边坡底部,正应力和剪应力越大,溃口边坡坡脚位置出现应力集中,土体发生剪切破坏。

(4) 堰塞坝溃口边坡逐渐变高最终失稳形成二次滑坡过程中,塑性区的面积呈幂函数(抛物线型)增长,塑性区面积与圆弧滑动模型的计算结果很接近,这证明了圆弧滑动模型的可靠性。

致谢 本研究的理论推导过程得到了中国科学院·水利部成都山地灾害与环境研究所何思明与欧国强两位研究员的指导,在此一并致谢!

参考文献(References):

- [1] COSTA J E, SCHUSTER R L. The formation and failure of natural dams[J]. Geological Society of America Bulletin, 1988, 100(7): 1 054 - 1 068.
- [2] 柴贺军, 刘浩吾, 刘汉超, 等. 天然土石坝稳定性初步研究[J]. 地质科技情报, 2001, 20(1): 77 - 81.(CAI Hejun, LIU Haowu, LIU Hanchao, et al. Preliminary stability analysis of natural rockfield dam resulting from damming landslide[J]. Geological Science and Technology Information, 2001, 20(1): 77 - 81.(in Chinese))
- [3] 胡卸文, 黄润秋, 施裕兵, 等. 唐家山滑坡堵江机制及堰塞坝溃坝模式分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(1): 181 - 189.(HU Xiewen, HUANG Runqiu, SHI Yubin, et al. Analysis of blocking river mechanism of Tangjiashan landslide and dam-breaking mode of its barrier dam[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, 28(1): 181 - 189.(in Chinese))
- [4] 李守定, 李 晓, 张 军, 等. 唐家山滑坡成因机制与堰塞坝整体稳定性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(增 1): 2 908 - 2 915. (LI Shouding, LI Xiao, ZHANG Jun, et al. Study of geological origin mechanism of Tangjiashan landslide and entire stability of landslide dam[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(Supp.1): 2 908 - 2 915.(in Chinese))
- [5] 黄润秋, 裴向军, 李天斌. 汶川地震触发大光包巨型滑坡基本特征及形成机理分析[J]. 工程地质学报, 2008, 16(6): 730 - 741. (HUANG Runqiu, PEI Xiangjun, LI Tianbin. Basic characteristics and formation mechanism of the largest scale landslide at Daguangbao occurred during the Wenchuan earthquake[J]. Journal of Engineering Geology, 2008, 16(6): 730 - 741.(in Chinese))
- [6] 殷跃平, 成余粮, 王 军, 等. 汶川地震触发大光包巨型滑坡遥感研究[J]. 工程地质学报, 2011, 19(5): 674 - 684.(YIN Yueping, CHENG Yuliang, WANG Jun, et al. Remote sensing research on Daguangbao gigantic rockslide triggered by Wenchuan earthquake[J]. Journal of Engineering Geology, 2011, 19(5): 674 - 684.(in Chinese))
- [7] 李天涛, 裴向军, 黄润秋. 强震触发大光包巨型滑坡运动特征研究[J]. 水文地质工程地质, 2014, 41(2): 116 - 121.(LI Tiantao, PEI Xiangjun, HUANG Runqiu. A study of motion features of the Daguangbao large-scale landslide induced by the Wenchuan earthquake[J]. Hydrogeological and Engineering Geology, 2014, 41(2): 116 - 121.(in Chinese))
- [8] 何秉顺, 丁留谦, 王玉杰, 等. 四川安县肖家桥堰塞湖稳定性初步评估[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(增 2): 3 626 - 3 631.(HE Binshun, DING Liuqian, WANG Yujie, et al. Preliminary evaluation of stability of Xiaojiaqiao dammed lake in Anxian County, Sichuan Province[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, 28(Supp.2): 3 626 - 3 631.(in Chinese))
- [9] 徐文杰, 陈祖煜, 何秉顺, 等. 肖家桥滑坡堵江机制及灾害链效应研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(5): 933 - 942.(XU Wenjie, CHEN Zuyu, HE Binshun, et al. Research on river-blocking mechanism of Xiaojiaqiao landslide and disasters of chain effects[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(5): 933 - 942.(in Chinese))
- [10] 崔 鹏, 韩用顺, 陈晓清. 汶川地震堰塞湖分布规律与风险评估[J]. 四川大学学报: 工程科学版, 2009, 41(3): 35 - 42.(CUI Peng, HAN Yongshun, CHEN Xiaoqing. Distribution and risk analysis of dammed lakes reduced by Wenchuan earthquake[J]. Journal of Sichuan University: Engineering Science, 2009, 41(3): 35 - 42.(in Chinese))
- [11] 石振明, 熊永峰, 彭 铭, 等. 堰塞湖溃坝快速定量风险评估方法——以 2014 年鲁甸地震形成的红石岩堰塞湖为例[J]. 水利学报, 2016, 47(6): 742 - 751.(SHI Zhenming, XIONG Yongfeng, PENG Ming, et al. An efficient risk assessment method for landslide dam breach: Taking the Hongshiyuan landslide dam formed by the 2014 Ludian earthquake as an example[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2016, 47(6): 742 - 751.(in Chinese))
- [12] 刘建康, 程尊兰, 余 涛. 云南鲁甸红石岩堰塞湖溃坝风险及其影

- 响[J]. 山地学报, 2016, 34(2): 208 - 215.(LIU Jiankang, CHENG Zunlan, SHE Tao. Assessment of dam failure and secondary hazards for hongshiyuan dammed lake caused by Ludian earthquake in Niulanjiang river[J]. Mountain Research, 2016, 34(2): 208 - 215.(in Chinese))
- [13] 王兰生, 杨立铮, 李天斌, 等. 四川岷江叠溪较场地震滑坡及环境保护[J]. 地质灾害与环境保护, 2000, 11(3): 195 - 199.(WANG Lansheng, YANG Lizheng, LI Tianbin, et al. Evolution mechanism of Jiaochang earthquake landslide on Min River and its controlling[J]. Journal of Geological Hazards and Environment Preservation, 2000, 11(3): 195 - 199.(in Chinese))
- [14] 张健楠, 马煜, 张惠惠, 等. 四川省都江堰市大干沟地震泥石流[J]. 山地学报, 2010, 28(5): 623 - 627.(ZHANG Jiannan, MA Yu, ZHANG Huihui, et al. Study on earthquake debris flow in Dagan gully, Dujiangyan, Sichuan[J]. Journal of Mountain Science, 2010, 28(5): 623 - 627.(in Chinese))
- [15] ERMINI L, CASAGLI N. Prediction of the behaviour of landslide dams using a geomorphological dimensionless index[J]. Earth Surface Processes and Landforms, 2003, 28(1): 31 - 47.
- [16] KORUP O. Geomorphometric characteristics of New Zealand landslide dams[J]. Engineering Geology, 2004, 73(1): 13 - 35.
- [17] DONG J J, TUNG Y H, CHEN C C, et al. Logistic regression model for predicting the failure probability of a landslide dam[J]. Engineering Geology, 2011, 117(1): 52 - 61.
- [18] STEFANELLI C T, SEGONI S, CASAGLI N, et al. Geomorphic indexing of landslide dams evolution[J]. Engineering Geology, 2016, 208(1): 1 - 10.
- [19] 张婧, 曹叔尤, 杨奉广, 等. 堰塞坝泄流冲刷实验研究[J]. 四川大学学报: 工程科学版, 2010, 42(5): 191 - 196.(ZHANG Jing, CAO Shuyou, YANG Fengguang, et al. Experimental study on outlet and scour of blocked dam[J]. Journal of Sichuan University: Engineering Science Edition, 2010, 42(5): 191 - 196.(in Chinese))
- [20] 赵万玉, 陈晓清, 高全, 等. 不同横断面泄流槽的地震堰塞湖溃决实验研究[J]. 泥沙研究, 2011, 4(1): 30 - 37.(ZHAO Wanyu, CHEN Xiaqing, GAO Quan, et al. Experimental study of dam-break of earthquake barrier lake with different cross sections of drainage channel[J]. Journal of Sediment Research, 2011, 4(1): 30 - 37.(in Chinese))
- [21] 牛志攀, 许唯临, 张建民, 等. 堰塞湖冲刷及溃决试验研究[J]. 四川大学学报: 工程科学版, 2009, 41(3): 90 - 95.(NIU Zhipan, XU Weilin, ZHANG Jianmin, et al. Experimental investigation of scour and dam-break of landslide dam[J]. Journal of Sichuan University: Engineering Science, 2009, 41(3): 90 - 95.(in Chinese))
- [22] 张大伟, 权锦, 何晓燕, 等. 堰塞坝漫顶溃决试验及相关数学模型研究[J]. 水利学报, 2012, 43(8): 979 - 986.(ZHANG Dawei, QUAN Jin, HE Xiaoyan, et al. Experimental and numerical investigation on overtopping breaching of barrier dam[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2012, 43(8): 979 - 986.(in Chinese))
- [23] CAO Z X, PEDDER G, WALLIS S, et al. Computational dam-break hydraulics over erodible sediment bed[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2004, 130(7): 689 - 703.
- [24] HUANG W, CAO Z X, PAUL C, et al. Coupled 2D hydrodynamic and sediment transport modeling of megaflood due to glacier dam-break in Altai Mountains, Southern Siberia[J]. Journal of Mountain Science, 2014, 11(6): 1442 - 1453.
- [25] MARSOOLI R, WU W. 3D finite-volume model of dam-break flow over uneven beds based on VOF method[J]. Advances in Water Resources, 2014, 70(4): 104 - 117.
- [26] 赵高文, 姜元俊, 乔建平, 等. 不同密实条件的滑坡堰塞坝漫顶溃决实验[J]. 岩石力学与工程学报, 2018, 37(6): 1496 - 1505.(ZHAO Gaowen, JIANG Yuanjun, QIAO Jianping, et al. Experimental investigation of overtopping failure of landslide dams with different compactness conditions[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2018, 37(6): 1496 - 1505.(in Chinese))
- [27] MIZUYAMA T, SATOFUKA Y, OGAWA K, et al. Estimating the outflow discharge rate from landslide dam outbursts[C]// Proceedings of the Interpraevent International Symposium on Disaster Mitigation of Debris Flows, Slope Failures and Landslides. [S. l.]: [s. n.], 2006: 365 - 377.
- [28] DAVIES T R, MANVILLE V, KUNZ M, et al. Modeling landslide dambreak flood magnitudes: Case study[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2007, 133(7): 713 - 720.
- [29] ZHAO G W, JIANG Y J, QIAO J P, et al. Numerical and experimental study on the formation mode of a landslide dam and its influence on dam breaching[J]. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 2018, 78(11): 1 - 15.
- [30] 孙书伟, 林杭, 任连伟. FLAC^{3D}在岩土工程中的应用[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2011: 220 - 430.(SUN Shuwei, LIN Hang, REN Lianwei. Application of FLAC^{3D} in geotechnical engineering[M]. Beijing: China Water Conservancy and Hydropower Press, 2011: 220 - 430.(in Chinese))