

DOI: 10.16285/j.rsm.2015.02.025

# 考虑突变理论的顺层岩质边坡失稳研究

夏开宗<sup>1</sup>, 刘秀敏<sup>1</sup>, 陈从新<sup>1</sup>, 宋娅芬<sup>1</sup>, 欧哲<sup>1</sup>, 龙毅<sup>2</sup>

(1.中国科学院武汉岩土力学研究所 岩土力学与工程国家重点实验室, 湖北 武汉 430071;

2.贵州省公路工程集团有限公司, 贵州 贵阳 550008)

**摘 要:**应用突变理论,以顺层岩质边坡为例,考虑地下水对滑面带介质的应变和水致弱化性质,以及地下水对边坡后缘张裂缝的水力效应,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:边坡失稳过程主要是内部因素和外部因素共同作用的结果,内部因素主要是地下水通过物理化学作用软化了滑面带岩体,使滑面带岩体刚度比降低,在边坡失稳的过程中起主导的定性作用;外部因素主要是指边坡后缘张裂隙的静水压力,不仅使得边坡的滑动势能增加,还对边坡造成一种扰动的作用,加速滑坡的启动。在突变分析的基础上,推导了边坡后缘张裂隙临界充水高度和临界降水强度的关系式,建立了边坡滑移破坏的水力判据;给出了边坡岩体在渐进软化过程中的位移变化规律,剪切位移并非均匀增长,而是呈现出阶梯状跳跃式上升。同时,进行了室内物理模型试验(当刚度比 $\lambda \rightarrow 0$ ),在一定程度上验证了考虑突变理论来分析顺层岩质边坡失稳的力学机制和边坡岩体在渐进软化过程中位移变化规律的合理性。并提出了此种类型边坡的处治技术与优化方法建议。

**关键词:**边坡工程;顺层岩质边坡;突变理论;静水压力;刚度比

**中图分类号:** TU 457

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1000 - 7598 (2015) 02 - 0477 - 10

## Analysis of mechanism of bedding rock slope instability with catastrophe theory

XIA Kai-zong<sup>1</sup>, LIU Xiu-min<sup>1</sup>, CHEN Cong-xin<sup>1</sup>, SONG Ya-fen<sup>1</sup>, OU Zhe<sup>1</sup>, LONG Yi<sup>2</sup>

(State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan, Hubei 430071, China; 2. Guizhou Province Highway Engineering Group Co., Ltd., Guiyang, Guizhou 550008, China)

**Abstract:** On the basis of catastrophic theory, taking bedding rock slope for example, a new catastrophic model on slope stability is established in consideration of elasto-brittle medium and strain-softening medium of the slip surface and the hydrostatic pressure of top splay fracture, then the mechanism of bedding rock slope stability is discussed. It is shown that: the stability of bedding rock slope is mainly affected by two factors, namely internal and external factors. The internal factors indicate that groundwater softens the rock mass of slip surface by physicochemical effect, so the rigidity ratio of rock mass is reduced, which plays a leading qualitative effect. The external factors refers to hydraulic pressure. It not only makes the sliding potential of the slope increasing, but also plays a role as a disturbance in the process of slope instability to speed up the landslide. On the basis of these, equations calculating the critical water height in the splay fracture and the critical rainfall intensity are derived, and then the bedding-slip failure hydraulic criterions for bedding rock slope are proposed. The displacement change rule of the rock mass of slip surface in the progressive softening is also given. The increasing of shear displacement is not uniform; it presents a leap which likes a ladder. Simultaneously, the physical model test is carried out (rigidity ratio  $\lambda \rightarrow 0$ ), which validates the rationality of instability mechanism and the displacement change rule of bedding rock slope with catastrophe theory. Furthermore, some suggestions of treatment technology and optimization methods for this kind of rock slope are proposed.

**Key words:** slope engineering; bedding rock slope; catastrophe theory; hydrostatic pressure; rigidity ratio

## 1 引 言

边坡失稳是一种渐变至突变的自然现象,如何

将传统的力学模型与现代的数学方法相结合,达到对边坡失稳机制的定量研究,一直是困扰岩土工程界多年的问题<sup>[1]</sup>。20世纪70年代由 Thom<sup>[2]</sup>发展起

收稿日期: 2013-10-09

基金项目: 西部交通科技项目 (No. 2009353342540)

第一作者简介: 夏开宗,男,1988年生,博士研究生,主要从事边坡稳定性、地下采矿稳定性等方面的研究工作。E-mail: xiakaizhong1988@sina.com

来的突变理论, 由于其建立的思想与边坡系统的真实特性很接近, 均强调系统的非线性、不可逆性及动态的过程, 并且特别适用于内部作用尚属未知系统的研究。因此, 应用突变理论来分析边坡突发失稳的现象是行之有效的<sup>[3]</sup>。

在边坡失稳的突变理论研究中, 很多学者已经建立了许多突变模型<sup>[4-8]</sup>, 并以此分析了滑坡形成的力学机制。由于地下水是影响边坡稳定性的重要因素之一, 据统计, 90%以上的岩石滑坡与地下水作用有关<sup>[4]</sup>, 所以这些突变模型均考虑了地下水的作用。于德海等<sup>[1]</sup>应用突变理论, 考虑作用于边坡后缘张裂隙的水力作用, 在建立边坡系统尖点突变模型的基础上, 推导出了边坡极限状态下后缘张裂隙临界充水高度, 并据此得到临界降雨强度的计算公式; 刘军等<sup>[4]</sup>在考虑地下水对滑面介质的应变和水致弱化性质基础上, 建立了层状边坡岩体的尖点突变模型, 认为地下水主要是通过物理化学作用软化了滑面带岩体, 从而使岩体突发失稳; 尤辉等<sup>[6]</sup>以边坡平面滑动失稳为例, 考虑滑面介质的应变软化和水致弱化性质, 提出了一个简单的突变力学模型, 并详细讨论了刚度比、含水率, 几何-力学参数等因素对滑坡孕育和触发过程的影响; 秦四清<sup>[8]</sup>对应变软化介质材料组成的平面滑动型斜坡, 采用 Weibull 分布描述它的剪应力-应变关系, 建立了斜坡系统的尖点突变模型, 给出了斜坡失稳的充要力学判据, 发现水的一种重要新作用是增加材料的均匀性(脆性)和降低刚度比。可见, 这些突变模型在分析滑坡形成的机制上获得了诸多有价值的成果, 但有一个不容忽视的问题是这些模型只是单一地考虑地下水对边坡滑面带介质或滑体的影响, 即只考虑地下水的水力作用<sup>[1]</sup>或者物理化学作用<sup>[4-8]</sup>两者之中的其一, 其中地下水的水力作用主要考虑边坡后缘张裂隙的静水压力, 而地下水的物理化学作用主要考虑地下水对滑面介质的应变和水致弱化性质, 这使得应用突变理论来分析边坡系统的失稳机制存在一定的不足, 如: 当考虑地下水的水力作用时, 突变分析过程中将会导致决定系统跨域分叉集的控制参数  $a$ 、 $b$  (下文详细阐述) 在还未达到临界启动条件时滑坡就会在尖点曲线内被启动。所以, 在基于突变理论来分析顺层岩质边坡失稳机制时, 需要把地下水对边坡两方面的作用综合起来考虑<sup>[9-12]</sup>。

鉴于此, 本文以沪蓉国道主干线湖北宜昌至巴东高速公路上的多处缓倾顺层岩质边坡为背景, 针对这些边坡的地质结构, 应用突变理论, 综合考虑

地下水对滑面带介质的应变和水致弱化性质, 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, 在此基础上分析了边坡失稳的力学机制, 并推导了边坡失稳的水力判据和给出了边坡岩体在渐进软化过程中的位移变化规律。同时进行了室内物理模型试验(当刚度比  $\lambda \rightarrow 0$ ), 以验证本文考虑突变理论来分析边坡失稳的力学机制和边坡岩体在渐进软化过程中位移变化规律的合理性, 最后, 提出了此种类型边坡的处治技术和优化方法的建议。

## 2 滑坡失稳的尖点突变模型

### 2.1 力学模型

湖北宜巴高速公路上普遍存在的顺层岩质边坡, 严重地影响了公路的安全<sup>[13]</sup>, 由砂岩及泥岩组成, 二者呈互层状, 岩层面较清晰, 倾角较缓(16°左右), 滑坡后缘形成了宽大拉裂缝, 为雨水的渗入提供了有利条件。

设滑面带岩体为一均匀软弱夹层, 且变形是均匀的, 并忽略压缩变形, 上部岩体为刚体。在某些区段介质强度较高, 具有弹脆性(如坚硬的岩块或岩桥)或应变硬化(如硬黏土或疏松的砂土)特性, 在承受的剪应力未达到峰值强度之前, 其抵抗变形的能力随变形增大而增大, 表现为线弹性, 如图1所示; 而另外一些区段由于介质破碎, 强度较低, 在水的泥化作用下, 具有应变软化的性质, 当剪应力达到滑面初始剪切强度时, 岩体才会产生位移, 其抵抗变形的能力随变形的增大而减小。因此, 可假设滑面带岩体由弹脆性段和应变软化段组成。

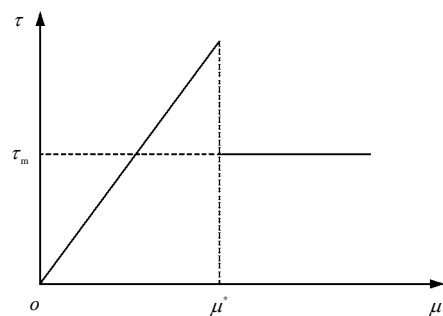


图1 弹脆性介质的本构曲线

Fig.1 Constitutive curves of elastic brittle media

众所周知, 材料在腐蚀介质和应力的联合作用下会产生裂纹, 且裂纹会不断扩展, 使得材料的强度降低, 最后导致破坏, 这一过程称为应力腐蚀。大多数滑面带介质由于地表水的渗入或地下水面的上升, 将会使得介质的强度随含水率的增加而部分

丧失(如图 2 所示),发生应力腐蚀。对于滑坡而言,腐蚀介质主要是水,所以又称之为水致弱化<sup>[6]</sup>。图 2 为 Vutukuri 等于 1974 年研究了石英质页岩强度随含水率变化的试验曲线。

另外,边坡后缘张裂缝中充水后,如果内部的水得不到及时扩散,会在此处形成高压水流,产生很高的静水压力,不仅造成岩体的孔隙裂隙增加,具有将岩体“楔裂”趋势,给边坡造成一个明显的扰动,而且沿局部剪切化的水力势能使得边坡的滑动势能增加,极大地危害着边坡的稳定性。

所以,本文建模考虑了地下水对滑面带介质的应变和水致弱化性质,以及地下水对边坡后缘张裂缝的水力效应,建立了适合顺层岩质边坡如下的力学模型。

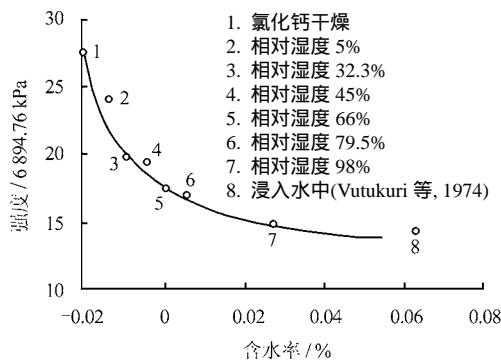


图 2 石英质页岩强度随含水率变化曲线<sup>[6]</sup>  
Fig.2 Strength variation of quartzite shale with moisture content<sup>[6]</sup>

图 3 中  $a$  为岩层倾角;  $h$  为后缘张裂隙深度;  $F$  为后缘张裂隙的静水压力;  $mg$  ( $g$  表示重力加速度) 为上部岩体的重量;  $Z$  为从滑体剪出口算起的张裂隙充满水后的水位高度;  $u$  为岩体在自重和水力作用下沿软弱夹层的剪切位移;  $\tau$  为滑面上的剪应力。为了考虑地下水对滑面带介质的应变弱化作用,选取应变软化段介质的本构关系为<sup>[5]</sup>

$$\tau = f\left(\frac{u}{u_1}\right) = \tau_0 \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{u}{u_1}\right)^2\right] \quad (1)$$

式中:  $\tau_0$  为滑面初始剪切强度;  $u_1$  为与剪切强度有关的位移值。在滑面内,当剪应力  $\tau < \tau_0$  时,岩体不会产生位移;仅当剪应力达到  $\tau_0$  时,边坡才开始滑动。 $\tau$  随  $u$  的增加而减小,表现出应变软化的特性。 $\tau - u$  关系曲线上拐点所对应的位移为  $u_1$ ,在  $u_1$  处曲线(1)的斜率为

$$\left[\frac{d}{du} f\left(\frac{u}{u_1}\right)\right]_{u=u_1} = -\frac{\tau_0}{u_1} e^{-\frac{1}{2}} \quad (2)$$

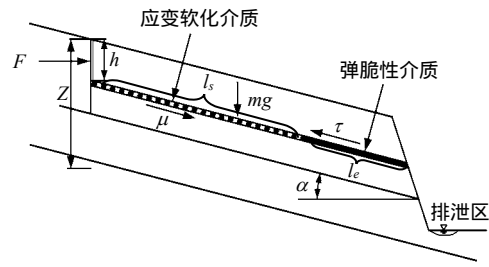


图 3 边坡失稳的力学模型  
Fig.3 Mechanical model of slope instability

将式(2)的绝对值乘以应变软化段的长度  $l_s$  定义为应变软化段的刚度,其表达式为

$$K_f = \frac{\tau_0}{u_1} l_s e^{\frac{1}{2}} \quad (3)$$

而对于滑面弹脆性区段介质,选取本构关系为<sup>[6]</sup>

$$\tau = \begin{cases} G_e \frac{u}{H} & (u < u^*) \\ \tau_m & (u > u^*) \end{cases} \quad (4)$$

式中:  $G_e$  为剪切模量;  $u^*$  为失稳点对应的剪切位移;  $\tau_m$  为残余抗剪强度;  $H$  为滑面带厚度。

同理可求得弹脆性段的刚度为

$$k_e = \frac{G_e}{H} \quad (5)$$

式中:  $l_e$  为弹脆性段的长度。如图 3 所示,应变软化段长度  $l_s$  和弹脆性段长度  $l_e$  之和为  $(Z-h)/\sin a$ ,这里假定  $l_e$  和  $l_s$  远大于  $u$  并在滑动过程中保持不变。如果  $l_e \gg l_s$ ,则边坡可能是很稳定的,在下面的分析中,本文只考虑  $l_e \ll l_s$  的情况。

为了反映地下水对滑面带介质的水致弱化作用,根据图 2 所示的试验曲线进行类比,尤辉等<sup>[6]</sup>引入了一个假设的单调下降水致弱化函数

$$g(w) = (1-R)(1-w)^2 + R \quad (6)$$

式中:  $w$  为含水率;  $R$  为饱和时的强度分数。在干燥情况下,  $w=0$ ,  $g(0)=1$ ;在饱和情况下,  $w=1$ ,  $g(1)=R < 1$ 。对于不同介质,水致弱化函数的具体形式可根据试验数据拟合得出。由于应变软化段与弹性段的含水率和饱和时的强度分数均不同,因此可假设在应变软化段上有

$$g_1(w_1) = (1-R_1)(1-w_1)^2 + R_1 \quad (7)$$

在弹性段有

$$g_2(w_2) = (1-R_2)(1-w_2)^2 + R_2 \quad (8)$$

表1为本文所研究的滑面带介质的强度参数随含水率的关系<sup>[14]</sup>。

表1 滑面带介质的强度参数  
Table 1 Strength parameters of media for slip surface

含量率 /%	$c$ /kPa	$\varphi$ /(°)	$f$
15.6	49.5	17.4	0.31
21.7	10.0	2.6	0.05

从表1可以看出,滑面带介质的强度指标随含水率的增加快速地减小。当含水率由15.6%增大到21.7%时,滑面带介质的摩擦因数 $f$ 由原来0.31迅速降低到0.05,几乎丧失了抵抗力,黏聚力也降低了近80%。所以尤辉等<sup>[6]</sup>引入的单调降水致弱化函数可以近似地表示本文所研究的地下水对滑面带介质的影响。

由突变理论可知,要想建立系统的突变模型,就必须知道系统的总势能。对如图3所示的边坡系统来说,总势能 $V$ 包括滑面带介质应变软化段的耗散能 $V_1$ 、弹脆性段的弹性势能 $V_2$ 、重力沿滑面带方向的滑动势能 $V_3$ 和后缘张裂缝中的水力沿滑面带方向的滑动势能 $V_4$ 这4部分组成。

由式(1)可得出滑面带介质应变软化段的耗散能为

$$V_1 = l_s \int_0^u \tau_0 \exp \left[ -\frac{1}{2} \left( \frac{u}{u_1} \right)^2 \right] du \quad (9)$$

由式(4)可知,滑面带介质弹脆性段的弹性势能为

$$V_2 = Gl_e u^2 / 2H \quad (10)$$

沿剪切带的重力势能 $V_3$ 为

$$V_3 = Wu \sin a = mg u \sin a \quad (11)$$

沿剪切带上的水力势能 $V_4$ 为

$$V_4 = F u \cos a = \frac{1}{2} \gamma_w h^2 u \cos a \quad (12)$$

则滑体总势能为

$$V = V_1 + V_2 - V_3 - V_4 \quad (13)$$

将式(9)~(12)代入式(13)可得

$$V = l_s \int_0^u \tau_0 \exp \left[ -\frac{1}{2} \left( \frac{u}{u_1} \right)^2 \right] du + \frac{Gl_e u^2}{2H} - mg u \sin a - \frac{1}{2} \gamma_w h^2 u \cos a \quad (14)$$

将式(7)和式(8)带入式(14)可重写滑体总势能为

$$V = l_s \int_0^u \tau_0 g_1(w_1) \exp \left[ -\frac{1}{2} \left( \frac{u}{u_1} \right)^2 \right] du + \frac{Gl_e u^2}{2H} g_2(w_2) - mg u \sin a - \frac{1}{2} \gamma_w h^2 u \cos a \quad (15)$$

## 2.2 尖点突变模型

以上用弹性力学理论建立了如图3所示的边坡系统的势能函数。在式(15)中,对 $V$ 求导,并令 $V' = 0$ ,得到平衡曲面方程为

$$V' = \tau_0 l_s g_1(w_1) \exp \left[ -\frac{1}{2} \left( \frac{u}{u_1} \right)^2 \right] + \frac{Gl_e u}{H} g_2(w_2) - mg \sin a - \frac{1}{2} \gamma_w h^2 \cos a \quad (16)$$

显然式(16)也为力的平衡条件。

将式(16)相对于尖点处的状态变量 $u_1$ 作Taylor展开,截取至3次项,化简得

$$V' = \frac{l_s \tau_0 g_1(w_1)}{3e^{1/2}} \left\{ \left( \frac{u - u_1}{u_1} \right)^3 + 3 \left[ \frac{Gl_e u_1 g_2(w_2)}{H \tau_0 l_s e^{-1/2} g_1(w_1)} - 1 \right] \left( \frac{u - u_1}{u_1} \right) + 3 \left[ 1 + \frac{Gl_e u_1 g_2(w_2)}{H \tau_0 l_s e^{-1/2} g_1(w_1)} - \frac{mg \sin a}{\tau_0 l_s g_1(w_1) e^{-1/2}} - \frac{\gamma_w h^2 \cos a}{2 \tau_0 l_s g_1(w_1) e^{-1/2}} \right] \right\} \quad (17)$$

引入无量纲的状态变量:

$$x = (u - u_1) / u_1 \quad (18)$$

和无量纲的控制变量:

$$a = 3 \left( \lambda \frac{g_2(w_2)}{g_1(w_1)} - 1 \right) \quad (19)$$

$$b = 3 \left( 1 + \lambda \frac{g_2(w_2)}{g_1(w_1)} - \zeta \right) \quad (20)$$

式(19)、(20)中的 $\lambda$ 为滑面带介质中弹脆性段岩体与应变软化段岩体刚度之比,简称为刚度比,即

$$\lambda = K_e : K_f = \frac{Gl_e}{H} : \frac{\tau_0 l_s e^{-1/2}}{u_1} \quad (21)$$

式(20)中的 $\zeta$ 为与上部岩体重量、后缘张裂缝的水力和滑面带强度有关的参数,称为系统的几

何力学参数，即

$$\zeta = \frac{mg \sin a}{\tau_0 l_s g_1(w_1) e^{-1/2}} + \frac{\gamma_w h^2 \cos a}{2\tau_0 l_s g_1(w_1) e^{-1/2}} \quad (22)$$

将式 (18)~(20) 带入式 (17)，得到以  $x$  为状态变量，以  $a$ 、 $b$  为控制变量的尖点突变理论标准形式的平衡方程为

$$x^3 + ax + b = 0 \quad (23)$$

分叉集方程为

$$4a^3 + 27b^2 = 0 \quad (24)$$

将式 (19) (20) 带入式 (24)，得

$$4 \left[ \lambda \frac{g_2(w_2)}{g_1(w_1)} - 1 \right]^3 + 9 \left[ 1 + \lambda \frac{g_2(w_2)}{g_1(w_1)} - \zeta \right]^2 = 0 \quad (25)$$

### 3 滑坡成因机制分析

如图 4 所示，用具有折叠翼缘的平衡曲面来描述尖点突变模型。三维空间的坐标分别为控制参数  $a$ 、 $b$  (平面坐标) 和状态变量  $x$  (垂直坐标)。定态曲面的下叶代表滑坡孕育过程，为准稳定状态，该状态也为地下水对滑面带岩体或滑体的作用过程，包括地下水的物理化学作用和力学作用，上叶代表滑后处于的稳定状态，中叶是不稳定状态。从  $B$  点出发，随着控制参数的连续变化，系统状态沿路径  $B$  演化到  $B'$ ，状态变量连续变化，不发生突变；而从  $A$  点出发沿路径  $A'$  演化，当接近折叠翼边缘时，只要控制参数有微小的变化，系统状态就会发生突变，从折叠翼的下叶跃迁到折叠翼的上叶，滑坡的启动就是从下叶到上叶的跃迁过程 (图 4 中箭头方向)。这说明系统只有在跨域分叉集时，才能发生突变。

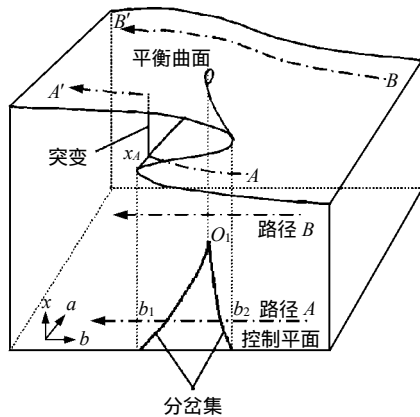


图 4 尖点突变模型

Fig. 4 Cusp catastrophe model

而系统是否跨域分叉集取决于控制参数  $a$ 、 $b$  的变化，从式 (19) (20) 来看，控制参数  $a$ 、 $b$  不仅与边坡的岩土的内部特性有关，还与外界水力作用有关。所以，导致系统跨域分叉集的过程是边坡内部因素和外部因素共同作用的结果。从内部因素上来看，当  $a = 0$  时，式 (24) 才有可能等于 0，所以系统跨域分岔集发生突变，即岩体失稳的必要条件为

$$\lambda \frac{g_1(w_1)}{g_2(w_2)} \quad (26)$$

式 (26) 表明，当刚度比小于某一地下水影响因子时，岩体才有可能突发失稳，因此，岩体突发失稳与滑面带的含水率有极为密切的关系。当  $w = 0$  时， $\lambda = 1$ ，对应于文献[15]的情况表明，文献[15]是式 (26) 的一个特例，或者说岩体突发失稳的刚度比可能小于 1，也可能大于 1 或者等于 1，这取决于弹脆性段和应变软化段的含水率。由于刚度比是由系统的内部性质 (几何尺寸和材料性质) 决定的，因此，岩体突发失稳取决于岩体内部特性。

比较式 (21) (26) 可得

$$K_e / K_f \frac{g_1(w_1)}{g_2(w_2)} \quad (27)$$

由于应变软化段含水率往往比弹性段的要大，故  $g_1(w_1) < g_2(w_2)$ ，说明岩体突发失稳时，弹性段的刚度小于或比较接近应变软化段的刚度。当弹性区段的刚度越小，应变软化区段的刚度越大时，系统易发生突发失稳。当软弱夹层的弹性区段较长，或者一段具有弹性性质另一段是理想塑性的，则  $\lambda \rightarrow \infty$ ，系统不易产生滑坡。因此，在滑体介质强度较高的弹脆性区段内，地下水主要是通过物理化学作用渐进性软化滑面带岩体的强度，使弹性段岩体刚度降低。

从外部因素上来看，主要是指降雨的作用。在降雨条件下，边坡后缘张裂隙之上的地表径流汇流于张裂隙中，随着后缘张裂隙冲水水位的升高，不仅使得内部的水得不到及时扩散，在此处形成高压水流，产生很高的静水压力，导致边坡的滑动势能增加 (式 (11)) 和控制参数  $b$  (式 (20)) 减小，加快了滑坡的启动；而且还造成边坡岩体的孔隙裂隙增加，具有将岩体“楔裂”趋势，给滑坡造成一个明显的扰动，刘军等<sup>[4]</sup>在文中也提到 Chau K T 在分析香港滑坡成因中，已很明确论及到这一点。所以，边坡滑动势能增加，控制参数的大小以及受扰动的程度均与后缘张裂隙充水高度有关。因此，边

坡后缘张裂隙充水高度是一个极其重要的参数,而它又与降雨强度的大小有着直接的关系,当降雨强度达到一个临界值后,系统将会跨域分叉集,导致边坡沿着软弱岩层面发生滑移破坏。

#### 4 滑坡失稳判据

依据式(25)可求得

$$\frac{\tau_0 l_s g_1(w_1) e^{-1/2}}{mg \sin a + \frac{1}{2} \gamma_w h^2 \cos a} = \frac{1}{1 + \lambda \frac{g_2(w_2)}{g_1(w_1)} \pm \frac{2}{3} \left[ 1 - \lambda \frac{g_2(w_2)}{g_1(w_1)} \right]^{3/2}} \quad (28)$$

当系统跨域分叉集中左支时,式(28)右段取正号得

$$\frac{\tau_0 l_s g_1(w_1) e^{-1/2}}{mg \sin a + \frac{1}{2} \gamma_w h^2 \cos a} = \frac{1}{1 + \lambda \frac{g_2(w_2)}{g_1(w_1)} + \frac{2}{3} \left[ 1 - \lambda \frac{g_2(w_2)}{g_1(w_1)} \right]^{3/2}} \quad (29)$$

进一步化解式(29),可得后缘张裂隙临界充水高度  $h_{cr}$  的表达式为

$$h_{cr} = \left\{ \frac{2\tau_0 l_s g_1(w_1) e^{-1/2}}{\gamma_w \cos a} + \lambda \frac{2\tau_0 l_s g_2(w_2) e^{-1/2}}{\gamma_w \cos a} + \frac{4\tau_0 l_s g_1(w_1) e^{-1/2}}{3\gamma_w \cos a} - \left[ 1 - \frac{\lambda g_2(w_2)}{g_1(w_1)} \right] - \frac{2mg \tan a}{\gamma_w} \right\}^{1/2} \quad (30)$$

另外,由于后缘张裂隙和潜在滑动面形成一个完整的截排水系统,且张裂隙充水高度和降雨强度有着直接关系,根据刘才华等<sup>[16-18]</sup>的研究成果,可以导出临界降雨强度  $q_{cr}$  的表达式为

$$q_{cr} = \frac{b_0 k}{16.67 \psi l A} h_{cr} \quad (31)$$

式中:  $b_0$  为层面开度;  $k$  为层面渗透系数;  $\psi$  为径流系数;  $l$  为滑面长度;  $A$  为汇水面积。

将式(30)带入式(31)可得

$$q_{cr} \frac{b_0 k}{16.67 \psi l A} \left\{ \frac{2\tau_0 l_s g_1(w_1) e^{-1/2}}{\gamma_w \cos a} + \lambda \frac{2\tau_0 l_s g_2(w_2) e^{-1/2}}{\gamma_w \cos a} + \frac{4\tau_0 l_s g_1(w_1) e^{-1/2}}{3\gamma_w \cos a} - \left[ 1 - \frac{\lambda g_2(w_2)}{g_1(w_1)} \right] - \frac{2mg \tan a}{\gamma_w} \right\}^{1/2} \quad (32)$$

至此,可以根据临界降水强度  $q_{cr}$  或临界充水高度  $h_{cr}$  的关系提出顺层岩质边坡滑移破坏的判据:当张裂缝中水位高度  $h < h_{cr}$  或降水强度  $q < q_{cr}$  时,边坡处于稳定状态;当  $h = h_{cr}$  或  $q = q_{cr}$  时,边坡处于极限平衡状态;当  $h > h_{cr}$  或  $q > q_{cr}$  时,边坡将发生滑移破坏。

在某一变形  $u$  时,按抗滑力与下滑力之比定义的安全性系数为

$$K = \frac{\tau_0 l_s g_1(w_1) \exp \left[ -\frac{1}{2} \left( \frac{u}{u_1} \right)^2 \right] + \frac{Gl_e u}{H} g_2(w_2)}{mg \sin a + \frac{1}{2} \gamma_w h^2 \cos a} = \frac{\left\{ e^{1/2} \exp \left[ -\frac{1}{2} \left( \frac{u}{u_1} \right)^2 \right] + \frac{Gl_e u}{H} \frac{g_2(w_2)}{\tau_0 l_s g_1(w_1) e^{-1/2}} \right\}}{1 + \lambda \frac{g_2(w_2)}{g_1(w_1)} + \frac{2}{3} \left[ 1 - \lambda \frac{g_2(w_2)}{g_1(w_1)} \right]^{3/2}} \quad (33)$$

由式(33)可看出,稳定性系数  $K$  与  $\lambda$ 、 $u/u_1$  和  $g_1(w_1)/g_2(w_2)$  有关,即  $K$  值随  $u$  的增大和介质含水率的变化而变化。因此,滑面介质含水状况的变化会对边坡的稳定性产生影响。

#### 5 边坡岩体位移变化规律

将式(22)带入式(20)可得

$$b = \frac{3}{\tau_0 l_s g_1(w_1) e^{-1/2}} \left( \tau_0 l_s g_1(w_1) e^{-1/2} + \frac{Gl_e u_1 g_2(w_2)}{H} - mg \sin a - \frac{1}{2} \gamma_w h^2 \cos a \right) \quad (34)$$

由此可见,  $b$  的符号取决于坡体的受力情况,当  $b > 0$  时,对应于分叉集的右支,系统的数学结构(平衡态的个数和稳定性)有突变(如平衡态的个数由1个变为3个),而实际位移  $x$  无跳跃;当  $b < 0$  时,对应于分叉集的左支,这时系统处于不稳定状态,  $x$  发生跳跃。当  $\lambda \frac{g_1(w_1)}{g_2(w_2)}$  时,式(23)有3

个实根,它们是

$$x_1 = 2 \left( \frac{-a}{3} \right)^{1/2} = 2 \left( 1 - \lambda \frac{g_2(w_2)}{g_1(w_1)} \right)^{1/2} \quad (35)$$

$$x_2 = x_3 = - \left( \frac{-a}{3} \right)^{1/2} = - \left( 1 - \lambda \frac{g_2(w_2)}{g_1(w_1)} \right)^{1/2} \quad (36)$$

从式 (35) (36) 可知，根  $x_1$  为正， $x_2$ 、 $x_3$  为负，则系统产生突跳  $x$  的移动轨迹如图 5 所示。系统发生突跳时状态变量的变化量为

$$\Delta x = x_1 - x_2 = 3 \left( \frac{-a}{3} \right)^{1/2} = 3 \left( 1 - \lambda \frac{g_2(w_2)}{g_1(w_1)} \right)^{1/2} \quad (37)$$

突跳位移为

$$u' = u_1 \Delta x = 3u_1 \left( 1 - \lambda \frac{g_2(w_2)}{g_1(w_1)} \right)^{1/2} \quad (38)$$

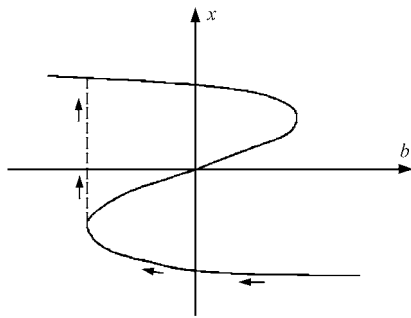


图 5 跨域分歧点集时状态的突跳

Fig.5 State jump when leaping over the bifurcation set

突跳前位移为

$$u'' = u_1 \left\{ - \left( 1 - \lambda \frac{g_2(w_2)}{g_1(w_1)} \right)^{1/2} + 1 \right\} \quad (39)$$

尤辉等<sup>[6]</sup>和刘亚莲等<sup>[19]</sup>认为，此位移为边坡滑移破坏时的临界位移，可以作为失稳时的位移判据。

突跳后位移为

$$u''' = u_1 \left\{ 2 \left( 1 - \lambda \frac{g_2(w_2)}{g_1(w_1)} \right)^{1/2} + 1 \right\} \quad (40)$$

由此可见，在边坡岩体被渐进软化的过程中，剪切位移并非均匀增长，而是出现了突跳，呈现出阶梯状跳跃式上升，是由一系列阶步脉动滑移所组成。但有时出现了突跳并不意味着灾变，只有当曲线的拐点相当明显，使得在该点附近的变化确实引起巨大的响应变化，才认为边坡出现了灾变，此时把拐点的位移作为边坡岩体突发失稳的临界点是合理的。从应力和变形角度来看，这是每一个局部的锚固段被剪断的结果。

上述的讨论都是针对顺层岩质边坡表层岩体滑移破坏的，而对于滑移面为深部岩层的边坡，其滑移破坏的机制和表层岩体是一样的。

### 6 物理模型试验验证

由于  $l_e \gg l_s$ ，则边坡可能是很稳定的，所以本

文试验中考虑  $l_e \ll l_s$  的情况，即滑面带岩体的应变软化区段较长，此时  $\lambda \rightarrow 0$ 。

#### 6.1 试验概况

试验几何相似常数： $C_l = 126$ ；重度相似常数  $C_r = 1.64$ ，则

$$\left. \begin{aligned} C_\sigma &= C_E = C_C = C_\tau = 207 \\ C_\varepsilon &= C_f = C_\phi = C_\mu = C_X = 1 \\ C_\delta &= 126 \\ C_t &= 11.2 \end{aligned} \right\} \quad (41)$$

式中： $C_\sigma$  为应力相似常数； $C_E$  为弹性模量相似常数； $C_C$  为凝聚力相似常数； $C_\tau$  为抗剪强度相似常数； $C_\varepsilon$  为应变相似常数； $C_f$  为摩擦系数相似常数； $C_\phi$  为内摩擦角相似常数； $C_\mu$  为泊松比相似常数； $C_\delta$  为位移相似常数。

本次试验将模拟长 176.4 m，高 176.4 m 的顺层岩质边坡，由几何相似系数对应到模型上的尺寸为 140 cm × 140 cm，用加工成统一规格模块垒砌成。加工的、类相似材料模块尺寸为 20 cm × 5 cm × 3 cm，依据配比将各成分混合均匀，采用专门模具加工制作，其中 类相似材料模拟长石石英砂岩；

类相似材料模拟泥岩。相似材料为重晶石粉、石英砂、石膏、甘油和水，重晶石粉和石英砂分别起到细骨料和粗骨料的作用，石膏起胶结作用，甘油起到保水作用。模型内框长 1.4 m，高 1.8 m，宽 0.3 m，前后无遮挡，模块养护好之后，即可在该模型框上按照绘好的模型体制作图砌筑成型。

试验主要通过模型体中布置一定数量的百分表测点来测量（见图 6，1~15 为测点号）软岩在注水过程中各岩层岩体中的位移。依据所得的各测点位移随时间变化曲线来分析边坡岩体在注水过程中的变化规律。

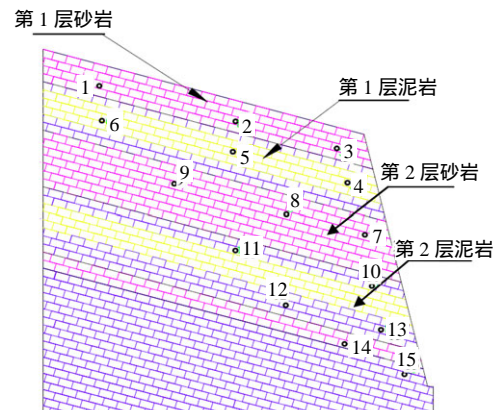


图 6 位移测点布置图

Fig.6 Layout diagram of displacement measuring points

### 6.2 试验步骤

采用点滴式注水法。整个注水过程分为两个阶段，第1个阶段是对第1层软岩层的中部注水，每天以平均200 ml/块的水量点滴入软岩层中，每隔2 h读一次百分表，共注水4 d；第2个阶段是对第2层软岩层中部注水，每天以平均200 ml/块的水量点滴入软岩层中，每隔2 h读一次百分表，持续注水至坡体发生破坏。图7为第2层软岩层注水示意图。

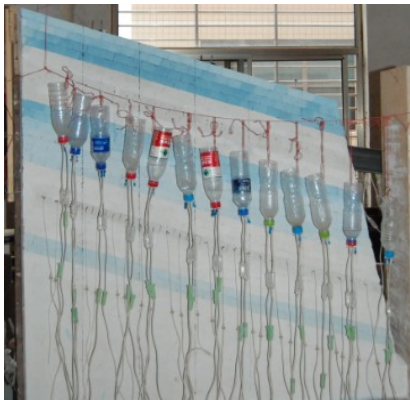


图7 第2层软岩层注水示意图

Fig.7 Schematic diagram of the second mudstone by water injection

### 6.3 试验结果及分析

图8~11分别为第1层、第2层软岩注水后横向位移随时间变化曲线图。

从图8和图9可以看出，随着注水的进行，坡体的变形逐渐增大。第2层软岩在注水约121 h时，此时注水量为500 ml，测点的变形发生明显的突变，最大位移达到3.37 mm，对应到实际边坡中为424.62 mm，在10#和11#测点之间存在一条明显的裂隙（见图10）。

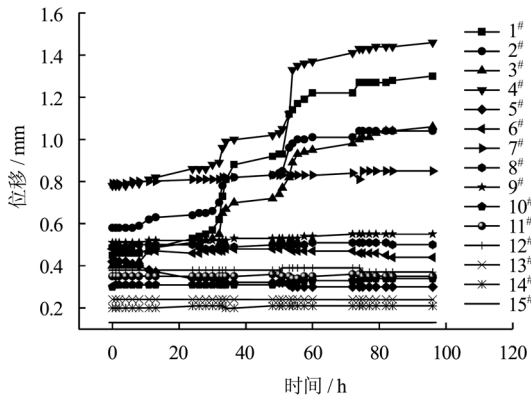


图8 第1层软岩注水后横向位移随时间变化曲线

Fig.8 Curves of lateral displacement vs. time after water injection into the first soft rock layer

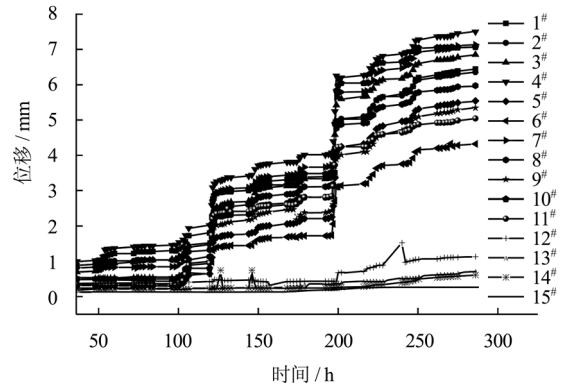


图9 第2层软岩注水后横向位移随时间变化曲线

Fig.9 Curves of lateral displacement vs. time after water injection into the second soft rock layer



图10 121 h时出现的裂隙

Fig.10 Cracks appearance at 121 h

随着注水的进行，边坡岩体变形和裂隙在不断地增大扩展之中。在注水约196 h时，此时注水量为1200 ml，测点的位移再次开始发生较明显突变，4#测点在此变形加速期间发生的位移增量最大，由突跳前的4.07 mm变为6.25 mm，增量为2.18 mm，对应到实际边坡中的274.68 mm。试验观测中，发现模型体后缘自软化层起的以上部分开始脱离框架（如图11所示），表明此时坡体已经产生整体滑移变形。



图11 196 h时边坡开始脱离框架

Fig.11 Slope separating from framework at 196 h



综上所述，边坡岩体在不断地注水过程中，水主要是通过物理化学作用渐进地软化了滑面带岩体的强度，使得滑面岩体的强度降低，当注水约 196 h 时，此时注水量为 1 200 ml，由于模型体后缘自软化层起的以上部分已经开始脱离框架，并且位移曲线上的拐点足够明显，可以认为突跳前的位移为系统失稳的临界位移。用突变理论来解释，可以认为在注水 196 h 时之后，系统跨越了分叉集，边坡已经失稳。

需要指出的是：由于试验过程中考虑地下水对边坡后缘张裂缝的水力效应难度太大，所以室内物理模型试验只是考虑了地下水对滑面介质的软化作用，但可以肯定的是，如果对边坡施加水平方向的水力作用，滑坡会提前启动，即控制参数  $a$ 、 $b$  在还未达到临界启动条件时滑坡就会在尖点曲线内被启动。所以，虽然室内物理模型试验无法对本文考虑突变理论来分析顺层岩质边坡失稳力学机制的合理性进行完整的验证，但室内物理模型试验所得的边坡岩体位移变化规律与考虑突变理论所得的是一样的。因此，本文考虑突变理论来分析顺层岩质边坡失稳的力学机制和边坡岩体在渐进软化过程中的位移变化规律在一定程度上具有一定的合理性，其成果对此种类型的边坡处治技术和优化方法具有重要的指导意义。

## 7 处治技术和优化方法

顺层岩质边坡的突变理论分析对于此种类型的边坡的处治技术和优化选择具有重要的理论意义。此种类型的边坡失稳是在内部因素和外部因素共同作用下的结果，因此，顺层岩质边坡的处治技术和优化选择方法可以从两方面来考虑。

(1) 从内部因素上来看。可用挡土墙、抗滑桩和喷锚支护等将滑体与下覆稳固岩体结合起来，达到增加滑面带岩体的刚度，主要是增加滑面带弹性段岩体的刚度。使滑面介质中弹脆性段岩体与应变软化段岩体刚度之比大于  $g_1(w_1)/g_2(w_2)$ 。

(2) 从外部因素来看，主要是边坡后缘张裂缝的水力作用。应考虑排水方案，建立完善的截、疏、排水体系，防治雨水沿裂隙入渗坡体，将已进入坡体的地表水快速排出。常见排水措施主要有地表修建截、排水沟，坡面设置仰斜排水孔，坡体内部设置排水洞。

## 8 结 论

(1) 顺层岩质边坡失稳的过程主要是内部因素

和外部因素的共同作用结果，内部因素主要是地下水通过物理化学作用软化了滑面带岩体，使滑面带岩体刚度比降低，在边坡失稳的过程中起主导的定性作用；外部因素主要是指边坡后缘张裂隙的静水压力，不仅使得边坡的滑动势能增加，还对边坡造成一种扰动的作用，加速滑坡的启动。

(2) 在推导出顺层岩质边坡后缘张裂缝临界充水高度之后，由于后缘张裂隙和潜在滑动面形成了一个完整的截排水系统，且张裂隙充水高度和降雨强度的有着直接关系，从而导出了临界降雨强度表达式。据此建立了可以根据张裂隙临界充水高度或临界降水强度的关系提出顺层岩质边坡滑移破坏的判据。

(3) 突变分析和室内模型试验表明：在顺层岩质边坡岩体渐进软化的过程中，剪切位移并非均匀增长，而是出现了突跳，呈现出阶梯状跳跃式上升，是由一系列阶步脉动滑移所组成，如果位移曲线上的拐点足够明显，并且引起巨大的响应变化，可以认为此时顺层岩质边坡已经失稳。

(4) 顺层岩质边坡的处治技术和优化方法可以从两方面来考虑：一方面，可用挡土墙、抗滑桩和喷锚支护等将滑体与下覆稳固岩体结合起来，来增加滑面带岩体的刚度；另外一方面，应考虑排水方案，建立完善的截、疏、排水体系，防止雨水沿裂隙入渗坡体，将已进入坡体的地表水快速排出。

## 参 考 文 献

- [1] 于德海, 彭建兵. 降雨触发山区公路边坡失稳的气象判据研究[J]. 水土保持通报, 2010, 30(4): 125 - 128.  
YU De-hai, PENG Jian-bin. Meteorological criterion of highway slope failure induced by rainfall in mountainous areas[J]. *Bulletin of Soil and Water Conservation*, 2010, 30(4): 125 - 128.
- [2] THOM R. Stabilité structurelle et morphogé nèse[M]. New York: Benjamin, 1972.
- [3] 秦四清, 张倬元, 王士天, 等. 非线性工程地质学导引[M]. 成都: 西南交通大学出版, 1993.
- [4] 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.
- [5] 杨治林. 地下水作用下复合介质边坡岩体的位移判据

- 研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(5): 820 - 823.
- YANG Zhi-lin. Research on displacement criterion for compound rock mass slope affected by groundwater[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2003, 22(5): 820 - 823.
- [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. 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 of slope instability and chaotic dynamics mechanism of slope evolution process[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2000, 19(4): 486 - 492.
- [8] 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): 1241 - 1248.
- QIN Si-qing. Nonlinear evolutionary mechanisms and physical prediction of instability of planar - slip slope[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2005, 27(11): 1241 - 1248.
- [9] 夏开宗, 陈从新, 鲁祖德, 等. 考虑水力作用的顺层岩质边坡稳定性图解分析[J]. 岩土力学, 2014, 35(10): 2985 - 2993.
- XIA Kai-zong, CHEN Cong-xin, LU Zu-de, et al. Analysis of stability diagram of rock bedded slope under hydraulic pressure[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2014, 35(10): 2985 - 2993.
- [10] 舒继森, 唐震, 才庆祥. 水力学作用下顺层岩质边坡稳定性研究[J]. 中国矿业大学学报, 2012, 41(4): 521 - 525.
- SHU Ji-sen, TANG Zhen, CAI Qing-xiang. Research on stability of bedding rock slopes under hydraulic pressure[J]. **Journal of University of Mining & Technology**, 2012, 41(4): 521 - 525.
- [11] 夏开宗, 陈从新, 鲁祖德, 等. 软硬岩互层边坡稳定性的敏感性因素分析[J]. 武汉理工大学学报(交通科学与工程版), 2013, 37(4): 729 - 733.
- XIA Kai-zong, CHEN Cong-xin, LU Zu-de, et al. Analysis of sensitivity factors to stability of inter-beddings of soft and hard rock slope[J]. **Journal of Wuhan University of Technology (Transportation Science & Engineering)**, 2013, 37(4): 729 - 733.
- [12] 夏开宗, 陈从新, 刘秀敏, 等. 水力作用下缓倾顺层复合介质边坡滑移破坏机制分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, 33(增刊 2): 3766 - 3775.
- XIA Kai-zong, CHEN Cong-xin, LIU Xiu-min, et al. Analysis of sliding failure mechanism of gently inclined bedding compound rock mass slope under hydraulic pressure[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2014, 33(Supp2): 3766 - 3775.
- [13] 中国科学院武汉岩土力学研究所. 软硬岩互层型滑坡(边坡)失稳机制与处治技术研究-工程地质调查与评价报告[R]. 武汉: 中国科学院武汉岩土力学研究所, 2012.
- [14] 卢海峰, 陈从新, 袁从华, 等. 巴东组红层软岩缓倾顺层边坡破坏机制分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(增刊 2): 3569 - 3577.
- LU Hai-feng, CHEN Cong-xin, YUAN Cong-hua, et al. Analysis of failure mechanism of Badong red bed soft rock gently inclined bedding slope[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2010, 29(Supp.2): 3569 - 3577.
- [15] QIN S Q, JIAO J J, WANG S J. A nonlinear catastrophe model of planar-slope and chaotic dynamics mechanism of its evolutionary process[J]. **International Journal of Solids and Structures**, 2001, 38(44): 8093 - 8109.
- [16] 刘才华, 徐健, 曹传林, 等. 岩质边坡水力驱动型顺层滑移破坏机制分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(19): 3529 - 3533.
- LIU Cai-hua, XU Jian, CAO Chuan-lin, et al. Analysis of bedding-slip failure mechanism of rock slope due to hydraulic drive[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2005, 24(19): 3529 - 3533.
- [17] 刘才华, 陈从新. 层状岩质边坡稳定性[R]. 武汉: 中国科学院武汉岩土力学研究所, 2012.
- [18] 刘才华. 岩质顺层边坡水力特性及双场耦合研究[D]. 武汉: 中国科学院武汉岩土力学研究所, 2006.
- [19] 刘亚莲, 周翠英. 坝坡失稳的突变分析与判据研究[J]. 水电能源科学, 2010, 28(5): 56 - 58.
- LIU Ya-lian, ZHOU Cui-ying. Catastrophic analysis of instability of dam slope and failure criterion[J]. **Water Resources and Power**, 2010, 28(5): 56 - 58.