

# 基于改进破坏接近度的千将坪岸坡失稳机制分析

张振华<sup>1,2</sup>, 钱明明<sup>1</sup>, 位伟<sup>3</sup>

(1. 合肥工业大学 土木与水利工程学院, 安徽 合肥 230009; 2. 三峡大学 三峡地区地质灾害与生态环境湖北省协同创新中心, 湖北 宜昌 443002; 3. 武汉大学 土木建筑工程学院, 湖北 武汉 430072)

**摘要:** 千将坪滑坡是三峡水库蓄水后库区发生的首个特大型岩质顺层滑坡。以往大量的研究认为, 水库蓄水和降雨是诱发该滑坡发生的 2 个主要因素, 但关于这 2 个诱发因素对岸坡失稳影响程度大小的问题仍存在 2 种不同的观点: (1) 水库蓄水的影响大于降雨; (2) 降雨的影响大于水库蓄水。为了弄清该问题, 选取千将坪滑坡前缘缓倾角非连续结构面岩桥附近的岩块, 开展库水浸泡对岩块强度和变形影响的三轴压缩试验; 建立千将坪岸坡的有限元模型, 基于流固耦合理论, 采用 ABAQUS 软件分别对该岸坡在三峡水库蓄水、降雨及两者共同作用下岸坡的地下水渗流场和应力场进行计算; 基于试验测得的岩块应力-应变关系, 改进破坏接近度指标, 并将其用于定量分析评价水库蓄水、降雨及两者共同作用对千将坪岸坡稳定性的影响程度。研究表明: 受水库蓄水的影响, 岩块经历库水浸泡后其弹性模量、抗剪强度会显著降低; 潜在滑动面(指岸坡中后部的层间错动带及前缘的缓倾角非连续结构面)的危险程度在水库蓄水、降雨及两者共同作用的 3 种情况下依次增大, 降雨对千将坪岸坡稳定性的影响大于水库蓄水, 并且仅在水库蓄水和降雨共同作用下潜在滑动面才贯通。岸坡前缘缓倾角非连续结构面中岩桥在水库蓄水后, 受库水浸泡影响强度逐渐降低, 加之降雨增加了促滑段(中后部层间错动带)的下滑力, 最终岩桥剪断, 千将坪岸坡发生失稳。

**关键词:** 边坡工程; 破坏接近度; 千将坪滑坡; 水库蓄水; 降雨; 失稳机制

**中图分类号:** P 642

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1000-6915(2018)06-1371-14

## Analysis of failure mechanism of Qianjiangping slope based on improved failure approach index

ZHANG Zhenhua<sup>1,2</sup>, QIAN Mingming<sup>1</sup>, WEI Wei<sup>3</sup>

(1. School of Civil Engineering, Hefei University of Technology, Hefei, Anhui 230009, China; 2. Collaborative Innovation Center for Geo-hazards and Eco-environment in Three Gorges Area, Yichang, Hubei 443002, China; 3. School of Civil Engineering, Wuhan University, Wuhan, Hubei 430072, China)

**Abstract:** Qianjiangping landslide is the first large scale rock slide in the area of Three Gorges Reservoir(TGR) after impoundment. Most of the researchers agreed in the previous studies that reservoir impoundment and rainfall were two main factors triggering the landslide. However, there were different views regarding the degree of influence of two factors on the failure of the landslide, one considered that the influence of reservoir impoundment was greater than that of rainfall, the other considered that the influence of rainfall was greater than that of reservoir

**收稿日期:** 2018-01-22; **修回日期:** 2018-03-11

**基金项目:** 国家自然科学基金资助项目(51379106, 51579063)

Supported by the National Natural Science Foundation of China(Grant Nos. 51379106 and 51579063)

**作者简介:** 张振华(1977-), 男, 2008 年于中国科学院武汉岩土力学研究所岩土工程专业获博士学位, 现任教授、博士生导师, 主要从事岸坡稳定性分析方面的研究工作。E-mail: zenithzhang@sina.com。通讯作者: 钱明明(1990-), 男, 现为硕士研究生, 主要从事岸坡稳定性分析方面的研究工作。E-mail: mingmqian@163.com

**DOI:** 10.13722/j.cnki.jrme.2018.0094

impoundment. In order to clarify this issue, the rock near the rock bridge that was part of the slip zone after sliding was selected. The triaxial compression tests on the influence of reservoir water immersion on strength and deformation of rock mass were carried out. The seepage field of groundwater and stresses in the slope under three conditions (reservoir impoundment, rainfall, and combined effect of reservoir impoundment and rainfall) were calculated with the software ABAQUS. Failure approach index was improved based on the constitutive relation of the rock obtained experimentally, and the improved failure approach index was applied to analyze the failure characteristics of the landslide under each condition. Under the influence of reservoir impoundment, the elastic modulus and shear strength of rock decrease remarkably when the rock is soaked. The influence of rainfall is greater than that of reservoir impoundment on the failure of the landslide, and the influence of combined effect of reservoir impoundment and rainfall is greater than that of rainfall. The sliding surface runs through under the combined effect of reservoir impoundment and rainfall. The study results suggest that the water immersion after reservoir impoundment reduced the strength of discontinuous rock bridges in the gently dipping discontinuous structural plane at the toe of the slope, the rainfall increased the sliding force of the slope, finally, the rock bridges fractured, and the failure of the slope occurred.

**Key words:** slope engineering; failure approach index; Qianjiangping landslide; reservoir impoundment; rainfall; failure mechanism

## 1 引言

三峡工程是当今世界上最大的水电工程之一。三峡水库于2003年6月进行一期蓄水,水库蓄水至135 m后库区很多边坡发生了变形破坏<sup>[1]</sup>。千将坪滑坡发生在2003年7月13日,是水库蓄水后发生的首个特大型岩质滑坡。滑坡位于湖北省秭归县沙镇溪镇,长江支流青干河左岸。滑坡距河口约4 km,距离三峡大坝约50 km。该滑坡方量达1 500万m<sup>3</sup>,滑坡共造成14人死亡、10人失踪、4家工厂及346间房屋被摧毁,造成直接经济损失5 736万元以上<sup>[2]</sup>。

目前,国内外有不少学者从现场调查、地质分析、数值模拟和模型试验等方面,开展了水库蓄水和降雨对千将坪岸坡失稳影响的相关研究工作,并取得了大量的研究成果<sup>[1-20]</sup>。李会中等<sup>[3-8]</sup>对千将坪滑坡的地质特征进行调查,认为三峡水库水位的抬升与强降雨是滑坡发生的触发因素。Q. H. Jiang等<sup>[9-12]</sup>在已有地质资料的基础上,用数值模拟方法对千将坪岸坡的失稳破坏过程进行模拟,分析认为滑坡的发生是库水位上升和强降雨共同作用的结果。王治华等<sup>[13-15]</sup>通过航空遥感调查和现场地质环境条件分析,认为三峡库区一期蓄水是触发该滑坡的主要原因,强降雨起促进作用。文宝萍等<sup>[16]</sup>认为千将坪滑坡的发生是水库蓄水和降雨共同作用的结

果,但是水库蓄水对岸坡稳定性的影响大于降雨,降雨可能对滑坡的发生起了触发作用。肖诗荣等<sup>[17]</sup>通过地质模型试验研究,认为水库蓄水后滑带被水浸泡导致强度降低是千将坪滑坡真正的致滑原因,而降雨对岸坡稳定性的影响微弱。廖秋林等<sup>[18]</sup>运用地貌学和工程地质力学等理论分析,认为滑体脆弱的地质结构和集中降雨是滑坡的主要成因,水库蓄水则在一定程度上加速了滑坡的发生。三峡库区地质灾害防治工作指挥部<sup>[19]</sup>认为降雨是千将坪滑坡的主要诱发因素,水库蓄水对岸坡前缘岩体浸泡有一定影响,至于对稳定性影响的大小需要进一步论证。

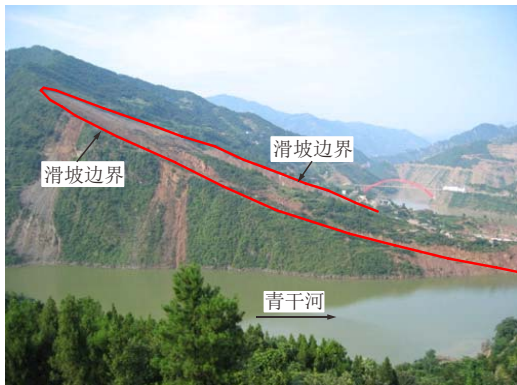
已有的文献关于水库蓄水和降雨对千将坪岸坡失稳影响的研究主要存在3种观点:(1)岸坡失稳是水库蓄水和降雨共同作用的结果;(2)水库蓄水的影响大于降雨;(3)降雨的影响大于水库蓄水。形成上述不同观点的根源在于学者们没有对水库蓄水和降雨2个因素对千将坪岸坡变形破坏的影响程度进行有效的区分和度量。为了定量评价水库蓄水和降雨2个影响因素对岸坡失稳的影响程度,揭示该岸坡的失稳机制,本文开展了前缘缓倾角非连续结构面岩桥附近岩块弹性模量、抗剪强度的测试试验;基于流固耦合理论,采用有限单元法,对水库蓄水、降雨及二者共同作用下岸坡的地下水位和应力场进行模拟计算;并引入破坏接近度指标,量化水库蓄水、降雨及二者共同作用对岸坡破坏的影响程度。

## 2 千将坪滑坡概况

千将坪滑坡在平面上后窄前宽，呈“簸箕”状，最大长度为 1 205 m，平面面积 0.52 km<sup>2</sup>，体积达 1 500 万 m<sup>3</sup>[2]。千将坪岸坡处在青干河北岸，为一半圆弧形凸岸地貌的岸坡，受青干河侵蚀冲刷影响，其西侧和前缘两面临空(见图 1<sup>[2]</sup>和 2)。岸坡前缘为 10°~



(a) 滑坡全貌



(b) 滑坡上游侧视图

图 1 千将坪滑坡照片<sup>[2]</sup>

Fig.1 Photos of Qianjiangping landslide<sup>[2]</sup>

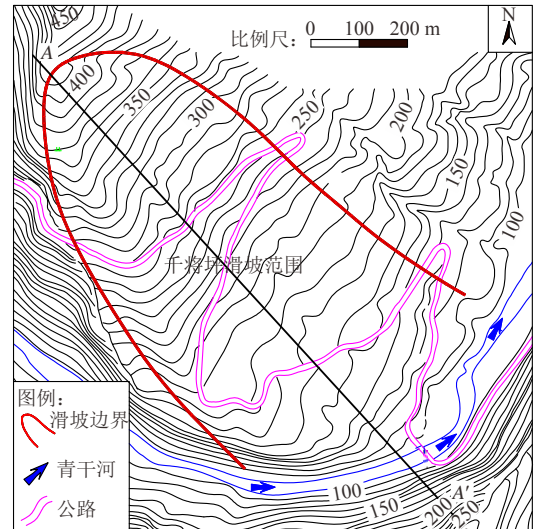


图 2 千将坪岸坡地形图

Fig.2 Topographical map of the Qianjiangping slope

15°的缓坡，中后部为 25°~30°的斜坡，前缘剪出口位于青干河河岸，高程 90~100 m(见图 3<sup>[20]</sup>)。

滑坡滑体主要由块裂岩体组成，平均厚度约 25 m，最厚约 50 m。岩性为中厚层粉砂质泥岩、泥质粉砂岩夹厚层长石石英砂岩，一般呈强~弱风化状态<sup>[2]</sup>。滑坡滑带可分为两大部分<sup>[20]</sup>：顺层滑带和切层滑带，顺层滑带位于滑坡中上部，滑坡发生前为顺层层间错动带(倾角约 30°)，切层滑带位于滑坡前缘，滑坡发生前为一个缓倾角非连续结构面(包括一组缓倾角裂隙和间断其间的岩桥)，如图 3 所示。滑坡基岩(滑床)为侏罗系中~下统聂家山组(J<sub>1-2n</sub>)碎屑岩<sup>[20]</sup>，主要为微风化新鲜的中厚层泥质粉砂岩、紫红色粉砂质泥岩、厚层石英砂岩。滑坡区域地下水位较深，地下水主要受库水和降雨影响<sup>[11]</sup>。

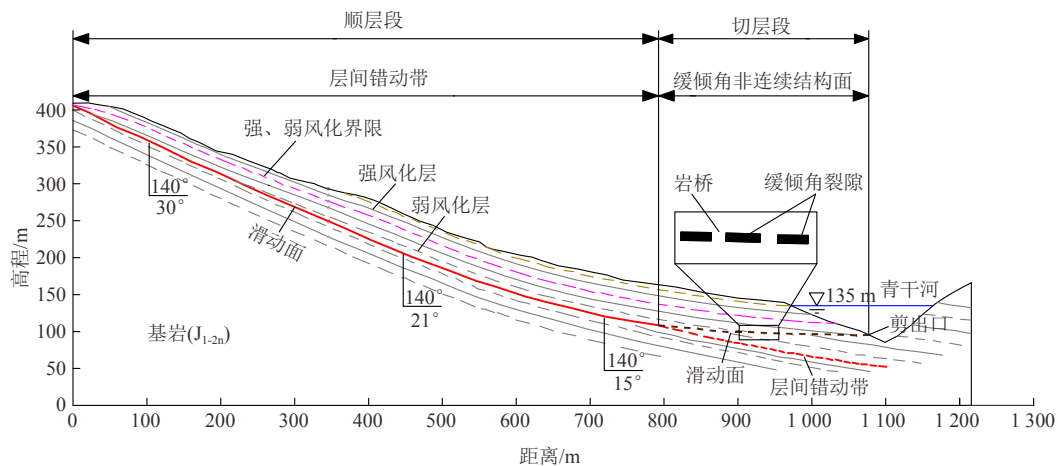


图 3 滑坡滑前典型地质剖面图(A-A')<sup>[20]</sup>

Fig.3 A-A' geological profile of Qianjiangping slope<sup>[20]</sup>

滑坡发生前的水库蓄水和降雨过程如图 4<sup>[11]</sup>所示。2003 年 5 月 24 日~6 月 10 日三峡水库水位以稳定速度由 80 m 上升至 135 m，并在其后保持 135 m 的稳定水位。此外，滑坡发生前 22 d 内滑坡所在区域共计发生 162.7 mm 降雨。

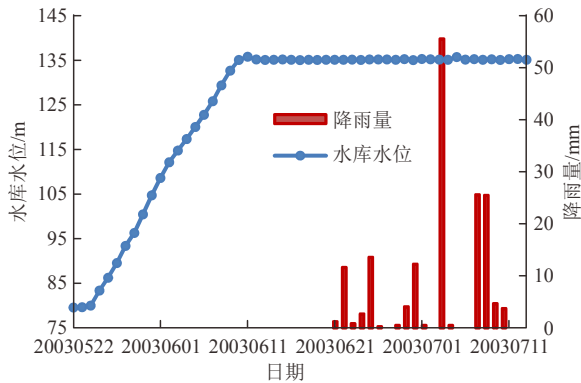


图 4 滑坡发生前三峡水库蓄水和千将坪滑坡所在区域降雨过程<sup>[11]</sup>

Fig.4 The impounding process of the TGR and the rainfall process in the slope region before the slope failure<sup>[11]</sup>

通过现场调查和地质勘探，肖诗荣等<sup>[2]</sup>已对滑坡的地质条件做了详尽的研究。但是关于水库蓄水和降雨对岸坡失稳影响的研究还存在争议，本文在已有研究的基础上，对该问题进行深入探讨。

### 3 岩石物理力学参数测试

三峡水库蓄水后，千将坪岸坡的前缘逐渐浸没在库水中。岸坡前缘缓倾角结构面是该岸坡稳定性的控制性结构面，库水浸泡会使结构面中岩桥的强度弱化，这对岸坡的稳定十分不利。为了研究水库蓄水后，库水浸泡对岸坡前缘缓倾角非连续结构面中岩桥物理力学参数的影响，本文选取千将坪滑坡前缘缓倾角非连续结构面岩桥附近的岩块，开展库水浸泡对岩块强度和变形影响的三轴压缩试验。

#### 3.1 试验材料及过程

三轴压缩试验所用岩块取自千将坪滑坡前缘缓倾角非连续结构面岩桥附近。依据规程<sup>[21]</sup>在所取岩块中钻取岩样，通过切割和打磨制成直径 50 mm，高度 100 mm 的标准圆柱形试样(见图 5)。

库水位到达缓倾角非连续结构面和滑坡发生之间的时长约 43 d(2003 年 6 月 1 日~7 月 13 日)，为了获得期间库水浸泡作用下岩桥岩块强度和变形特征的变化规律，将试样分为 A~E 组(5 组)，A 组不



图 5 单轴、三轴压缩试验标准试样

Fig.5 Standard samples for uniaxial compression and triaxial compression tests

做浸泡处理，B 组浸泡 10 d，C 组浸泡 20 d，D 组浸泡 30 d，E 组浸泡 43 d。对 5 组试样进行单轴及围压为 2 和 4 MPa 的常规三轴压缩试验。试验在合肥工业大学软岩三轴仪(SRMT-WD - 001)上进行。

#### 3.2 试验结果分析

试验获得的结果如表 1 所示。由试验结果可知：相同围压下，随着浸泡时间的增长，试样的峰值强度逐渐降低；与天然状态试样(未浸泡)相比，浸泡 43 d 试样的弹性模量(为描述规律的简洁选取围压 2 MPa 的弹性模量做代表)、黏聚力和内摩擦角分别降低 59.04%，44.85%，9.15%。由此可知，水库蓄水后，位于岸坡前缘缓倾角非连续结构面中的岩桥在库水浸泡的影响下其弹性模量和抗剪强度均发生劣化，其中，弹性模量和黏聚力劣化最为明显(见图 6)。

表 1 试验结果

Table 1 Experimental results

浸泡时间/d	围压 $\sigma_3$ / MPa	峰值强度 $\sigma_1$ / MPa	弹性模量 E/GPa	黏聚力 c/MPa	内摩擦角 $\varphi$ / (°)
0	0	84.74	7.77		
	2	104.89	9.84	16.79	48.32
	4	115.79	11.12		
10	0	59.23	6.26		
	2	67.73	7.11	11.61	45.79
	4	84.11	9.03		
20	0	49.98	4.67		
	2	58.82	5.63	10.08	44.92
	4	73.23	7.09		
30	0	46.45	3.80		
	2	55.64	4.64	9.57	44.33
	4	68.97	5.61		
43	0	44.73	3.42		
	2	53.31	4.03	9.26	43.90
	4	66.80	5.07		

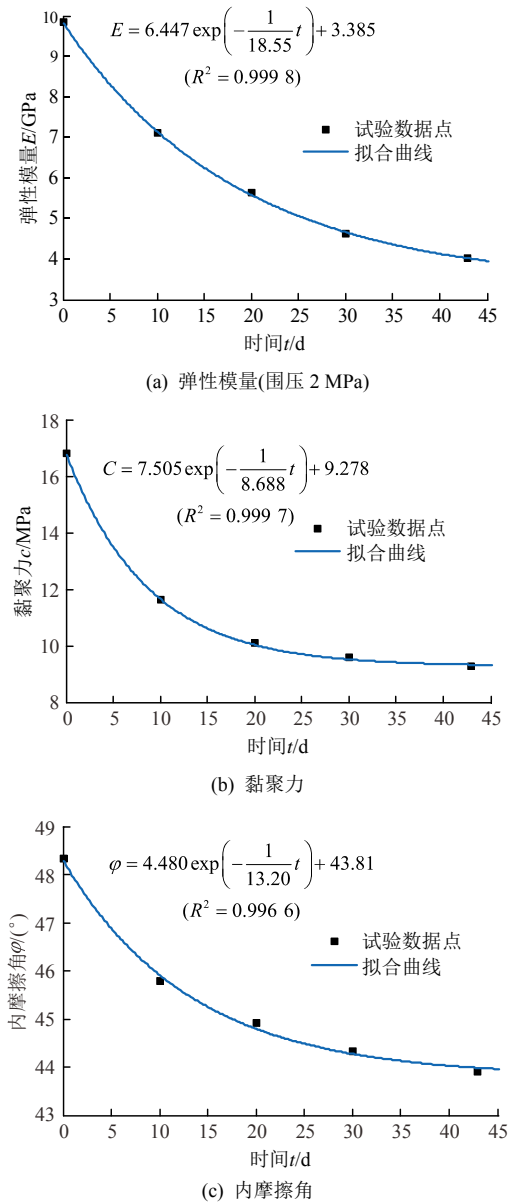


图 6 弹性模量、黏聚力和内摩擦角随浸泡时间的演化  
Fig.6 Variations of elastic modulus, cohesion and internal friction angle with immersion time

## 4 计算原理

### 4.1 流固耦合数学模型

本文采用大型通用有限元软件 ABAQUS 进行岸坡在水库蓄水、降雨作用下的流固耦合分析。ABAQUS 以多孔介质理论为基础,假设多孔介质中的流体遵循达西定律,以节点位移和孔隙压力作为节点自由度进行空间离散,可得到力学平衡方程和渗流连续方程。通过对 2 个方程进行直接耦合,可以得到流固耦合控制方程<sup>[22]</sup>:

$$\begin{cases} [K]\{\Delta\bar{\delta}\} - [L]\{\Delta\bar{p}\} = \{F\} - \{I\} \\ -[B]^T\{\Delta\bar{\delta}\} - \Delta t[H]\{\Delta\bar{p}\} = \{R\} \end{cases} \quad (1)$$

式中:  $[K]$ 为刚度矩阵,  $\{\Delta\bar{\delta}\}$ 为位移增量,  $[L]$ 为节点孔隙水压力对应的节点力,  $\{\Delta\bar{p}\}$ 为孔隙水压力增量,  $\{F\}$ 为节点外荷载,  $\{I\}$ 为增量迭代过程中上一增量步中的不平衡力,  $[B]$ 为节点变形对应的流体体积的改变,  $[H]$ 为孔隙水压力变化对应的流体体积的改变,  $\{R\}$ 为流体体积变化的修正量,  $\Delta t$ 为时间步长。

在流固耦合求解过程中,式(1)形成了一个时间步长内迭代求解的基础。在位移边界条件和渗流边界条件满足时,如果单元进入塑性区,只需使用弹塑性矩阵替代弹性矩阵,并进行塑性迭代计算即可。

### 4.2 破坏接近度理论及其改进

目前岩土体在复杂应力状态下的强度理论取得了长足的进步,这些强度理论可以很好地表征岩土体的破坏机制,分析破坏区的范围和演化过程,但也存在一些不足,即无法定量揭示非破坏区岩土体的潜在危险程度和破坏区的破损程度<sup>[23]</sup>。C. Q. Zhang 等<sup>[24]</sup>在屈服接近度的基础上,提出了破坏接近度这一定量指标,来综合评价岩体在弹性阶段的应力危险程度及塑性阶段的损伤程度。其计算公式为

$$FAI = \begin{cases} \omega & (0 \leq \omega < 1) \\ 1 + FD & (\omega = 1, FD \geq 0) \end{cases} \quad (2)$$

式中:  $FAI$ 为破坏接近度;  $\omega$ 为屈服接近度( $YAI$ )的相补参数,  $\omega = 1 - YAI$ ;  $FD$ 为破坏度,且有

$$FD = \bar{\gamma}_p / \bar{\gamma}_p^r \quad (3)$$

式中:  $\bar{\gamma}_p$ 为塑性剪应变,  $\bar{\gamma}_p = \sqrt{0.5e_{ij}^pe_{ij}^p}$ ,  $e_{ij}^p$ 为塑性偏应变;  $\bar{\gamma}_p^r$ 为材料的极限塑性剪应变。对于边坡而言,其岩体大多处在低应力条件下,岩体的屈服破坏符合 Mohr-Coulomb 屈服准则。基于 Mohr-Coulomb 屈服准则的屈服接近度( $YAI$ )的函数表达式为

$$YAI = \frac{(I_1 \sin \varphi) / 3 + (\cos \theta_\sigma - \sin \theta_\sigma \sin \varphi / \sqrt{3}) \sqrt{J_2} - c \cos \varphi}{I_1 \sin \varphi / 3 - c \cos \varphi} \quad (4)$$

式中:  $I_1$ 为应力张量的第一不变量,  $J_2$ 为偏应力张量的第二不变量,  $\theta_\sigma$ 为应力罗德角。  $I_1$ ,  $J_2$ ,  $\theta_\sigma$ 的计算公式为

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (5)$$

$$J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] \quad (6)$$

$$\theta_\sigma = \arctan \left[ \frac{2\sigma_2 - \sigma_1 - \sigma_3}{\sqrt{3}(\sigma_1 - \sigma_3)} \right] \quad (7)$$



C. Q. Zhang 等<sup>[24]</sup>应用基于弹塑性应变软化模型的破坏接近度评价围岩的稳定性：当  $0 \leq FAI < 1$  时，围岩处在弹性应力状态，在此区间  $FAI$  值越大，越接近屈服；当  $1 \leq FAI < 2$  时，围岩处在塑性屈服状态；当  $FAI \geq 2$ ，围岩处在破坏状态。

本文引入破坏接近度指标，以定量描述蓄水、降雨影响下岸坡岩体距离破坏的危险程度。通过开展岩桥岩块三轴压缩试验，发现其应力-应变曲线的有明显的应变硬化/软化特征(见图 7)，故在计算中采用弹塑性应变硬化/软化本构模型作为岩石的本构模型。为了与应变硬化/软化模型相适应，将式(3)中的破坏度  $FD$  进行修改：

$$FD = \begin{cases} \bar{\gamma}_p / \bar{\gamma}_p^h & (\bar{\gamma}_p < \bar{\gamma}_p^h) \\ 1 + \frac{\bar{\gamma}_p - \bar{\gamma}_p^h}{\bar{\gamma}_p^r - \bar{\gamma}_p^h} & (\bar{\gamma}_p \geq \bar{\gamma}_p^h) \end{cases} \quad (8)$$

式中： $\bar{\gamma}_p^h$  为硬化阶段峰值强度对应的塑性剪应变。

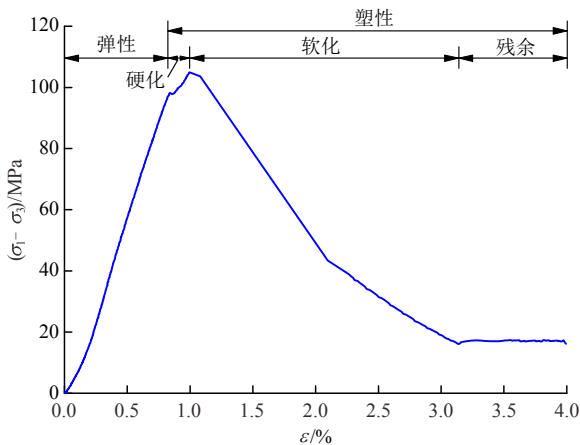
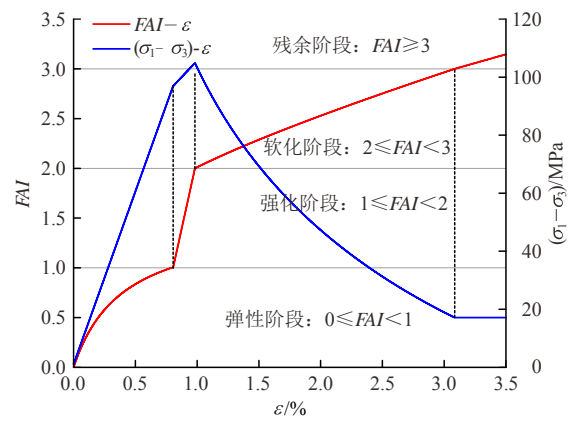


图 7 岩桥试样应力-应变曲线  
Fig.7 Stress-strain curve of rock bridge sample

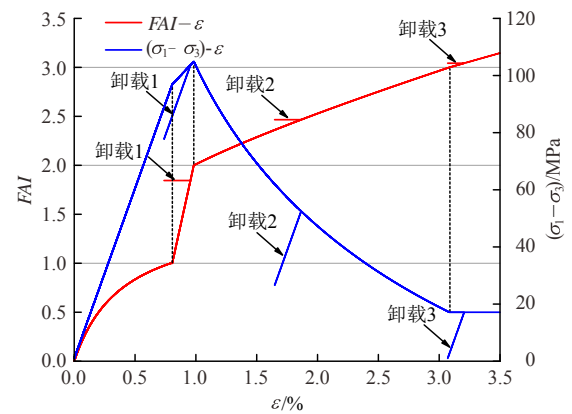
使用式(8)替代式(3)后，岩体在某一应力状态下的危险程度可定量表达为：当  $0 \leq FAI < 1$  时，岩体处在弹性应力状态；当  $1 \leq FAI < 2$  时，岩体处在硬化阶段；当  $2 \leq FAI < 3$  时，岩体处在软化阶段；当  $FAI \geq 3$  时，岩体处在残余阶段。

为了验证修改后的破坏接近度的合理性，采用数值试验模拟 50 mm×100 mm 标准圆柱形试样的三轴压缩试验及加载/卸载试验(围压 2 MPa)，采集试验数据绘制其  $FAI-\varepsilon$ (轴向应变)曲线和  $(\sigma_1 - \sigma_3)-\varepsilon$  曲线如图 8 所示。

从图 8(a)可见， $(\sigma_1 - \sigma_3)-\varepsilon$  曲线服从 Mohr-Coulomb 屈服准则下的应变硬化/软化本构模型，符合三轴试验中岩石试样表现出的硬化/软化特征。与  $(\sigma_1 - \sigma_3)-\varepsilon$  曲线所呈现的线性特征不同， $FAI-\varepsilon$  曲线



(a) 三轴压缩过程



(b) 加载/卸载过程

图 8 三轴压缩过程及加载/卸载过程中的  $FAI-\varepsilon$  曲线和  $(\sigma_1 - \sigma_3)-\varepsilon$  曲线

Fig.8  $FAI-\varepsilon$  and  $(\sigma_1 - \sigma_3)-\varepsilon$  curves in the conventional triaxial loading process and the loading-unloading processes

在弹性阶段为凸曲线。在加载过程中，试样接近屈服的程度具有非线性特征，越接近屈服面破坏接近度增加一个单位所需的偏应力越大，这恰恰反映了三轴加载过程中应力路径并不在同一  $\pi$  平面上，而是随着静水压力增大，破坏所需要的偏剪应力不断增大<sup>[24]</sup>。进入塑性阶段后，试样中微裂隙开始产生、扩展和累积。 $FAI$  继续单调增长， $(\sigma_1 - \sigma_3)-\varepsilon$  曲线在应变硬化阶段达到峰值后，出现应变软化，屈服应力逐渐减小，直至达到残余强度。与  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  相比  $FAI$  在整个加载过程中具有单调性，因此更宜作为岩体稳定性评估的指标。

从图 8(b)可以看出，在加载/卸载过程中  $(\sigma_1 - \sigma_3)-\varepsilon$  曲线与岩石试样加载/卸载过程中的应力-应变曲线相似。在弹性阶段， $FAI$  会沿加载/卸载路径增加/减小。但在塑性阶段，由于损伤过程的不可逆性，因此在卸载时  $FAI$  保持卸载点的值(卸载 1、卸载 2 和卸载 3 曲线)。

以上分析表明：基于应变硬化/软化本构模型的破坏接近度能正确描述岩石材料在加载/卸载过程

中的应力危险程度和损伤程度，可作为定量指标来评价水库蓄水、降雨影响下岸坡岩体距离破坏的危险程度。

## 5 数值模拟

### 5.1 有限元网格模型及边界条件

根据千将坪岸坡地质勘察资料建立该岸坡三维有限元计算网格模型(见图 9)。模型顺河方向长 1 050 m，横河方向长 1 350 m，底面高程 0 m，最高处高程 482 m，模型采用 8 节点 6 面体单元进行网格划分，共划分 156 368 个单元，169 155 个节点。

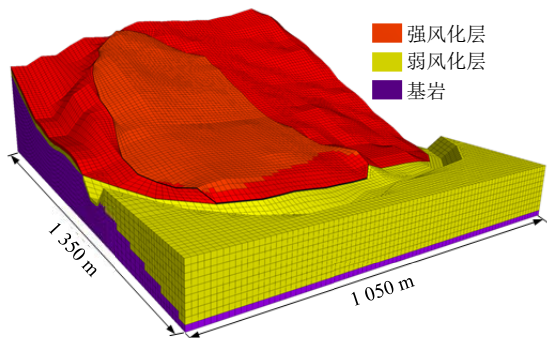


图 9 有限元计算网格模型

Fig.9 Mesh model of Qianjiangping slope

根据千将坪岸坡的地质结构及各组成部分的物理力学特性，将模型划分为 5 个材料分区，如图 10 所示，其中 1#材料为基岩，2#材料为层间错动带，3#材料为缓倾角非连续结构面，4#材料为弱风化层，5#材料为强风化层。

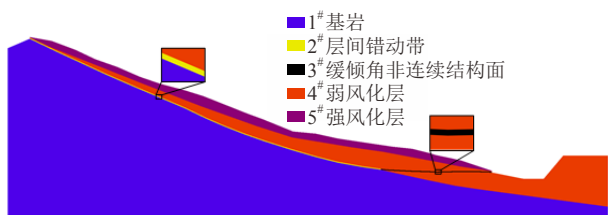


图 10 计算模型分区示意图

Fig.10 Partition of calculation model

边坡侧面施加法向约束，底部施加固定约束，边坡表面为自由边界。边坡前后边界及表面与库水接触的边界设为水头边界；边坡表面库水位以上边界设为自由溢出边界，在降雨条件下为流量边界；边坡底部为不透水边界。

### 5.2 本构模型与屈服准则

岸坡岩体在库水位变化和降雨作用下，由于经历不同程度的卸荷和加载，会发生不同程度的弹塑性变形，因此计算中岩体的本构模型为弹塑性模型。通常采用的岩土屈服准则是 Drucker-Prager 屈服准则与 Mohr-Coulomb 屈服准则<sup>[25]</sup>。对于边坡而言，其岩体大多处于低应力条件下，岩体的屈服破坏符合 Mohr-Coulomb 屈服准则，且 Mohr-Coulomb 屈服准则在岩土工程中有广泛的应用基础和经验积累，故计算选用 Mohr-Coulomb 屈服准则。

### 5.3 岩土体常规物理力学参数

通过试验、工程类比和参数反演分析，肖诗荣等<sup>[2]</sup>的千将坪滑坡地质力学模型研究给出了千将坪滑坡岩土体物理力学参数建议值。本文以该研究提供的建议值<sup>[2]</sup>为基础，结合本文关于缓倾角非连续结构面岩桥附近的岩块的物理力学参数测试结果，综合确定有限元数值计算参数值，如表 2 所示。

### 5.4 计算方案

为了区分和度量水库蓄水和降雨对千将坪岸坡失稳的影响程度，揭示两者共同作用下岸坡的失稳机制，共设计 4 种计算方案进行计算，如表 3 所示。

### 5.5 计算结果

千将坪滑坡处于秭归台褶皱束，是构造应力微弱的地带<sup>[2]</sup>。岸坡在青干河长期侵蚀作用下，浅表层构造应力已基本释放，岸坡初始应力以自重应力为主。模拟计算时在 ABAQUS 中 geostatic 分析步中施加自重荷载，进行自动地应力平衡，获得对应的岸坡初始应力状态。获得初始应力状态后，对表 3

表 2 滑坡岩土体常规物理力学参数

Table 2 Physico-mechanical parameters of rocks and soils

滑坡岩土体结构	容重 $\gamma / (\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	孔隙比 $e$	弹性模量 $E/\text{MPa}$		泊松比 $\nu$	初始内摩擦角 $\phi^0 / \text{残}$ 余内摩擦角 $\phi^r / (^\circ)$		初始黏聚力 $c^0 / \text{残余}$ 黏聚力 $c^r / \text{kPa}$		极限塑性剪应变 $\bar{\gamma}_p^r / \%$	渗透系数 $k / (\text{m} \cdot \text{s}^{-1})$
			A 组	B 组		A 组	B 组	A 组	B 组		
强风化层	23.5	0.54	500	250	0.38	30/21	28/19	100/36	50/18	2.95	$5 \times 10^{-5}$
弱风化层	24.5	0.33	5 000	2 500	0.32	35/24	32/22	400/144	200/72	2.95	$1 \times 10^{-5}$
缓倾角非连续结构面	23.5	0.55	1 000	500	0.38	32/22	28/19	80/29	45/16	2.95	$1 \times 10^{-4}$
层间错动带	16.3	0.43	50	25	0.40	15/12	12/9	20/15	15/12	3.20	$4 \times 10^{-4}$
基岩	25.0	0.11	25 000		0.26		40		4 000	-	$3 \times 10^{-11}$

表3 数值模拟计算方案  
Table 3 Computing schemes for numerical simulation

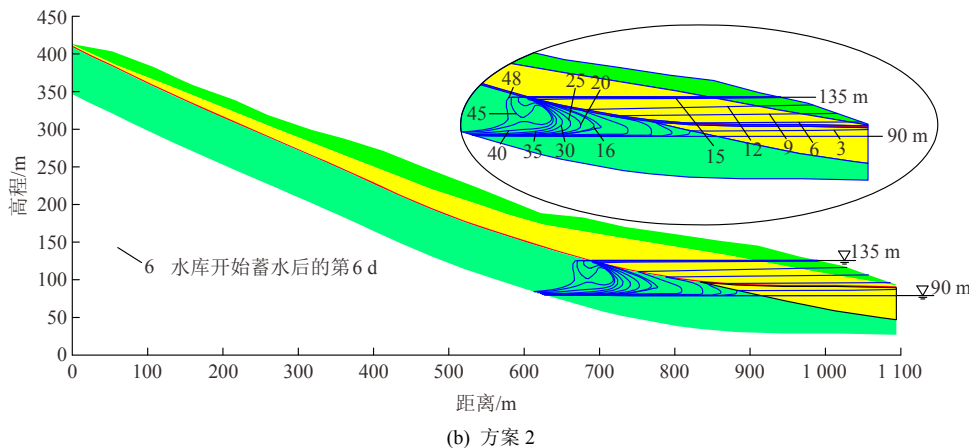
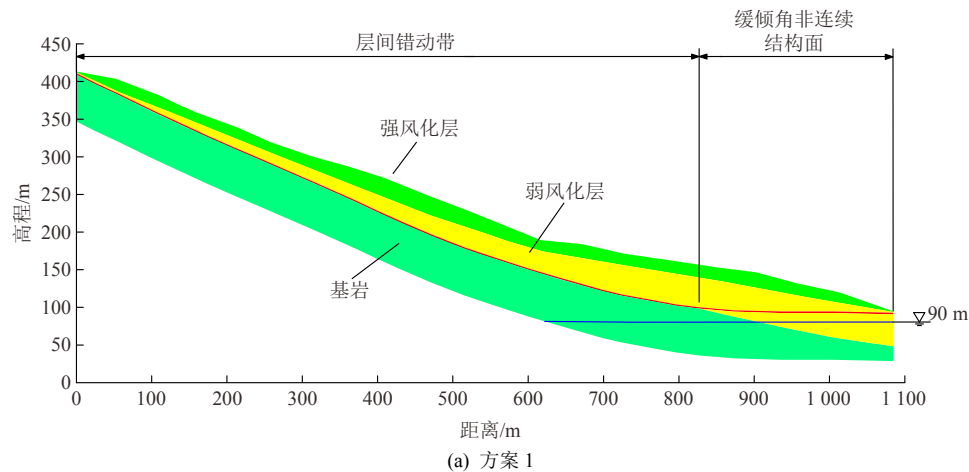
方案编号	影响因素	备注
1	初始状态	不考虑水库蓄水和降雨的影响, 青干河水位为 90 m 高程。此方案表达的状态为水库蓄水前岸坡的初始状态
2	水库蓄水	2003 年 5 月 27 日~6 月 10 日(共计 15 d)水库水位以 3 m/d 的速度由 90 m 上升至 135 m, 并在 6 月 11 日~7 月 13 日(共计 33 d)保持 135 m 水位不变(见图 4)。此方案中岸坡缓倾角非连续结构面、层间错动带和坡脚岩体受库水浸泡导致强度弱化 <sup>[2, 17, 20]</sup> , 在计算中认为水库水位以下岩体处于饱和状态, 其物理力学参数由天然状态的参数变为浸泡弱化后的参数, 即从表 2 中的 A 组参数变化到相应的 B 组参数(根据被淹没的时长, 在模拟中以 5 d 为一个时间间隔降低岩石的力学参数, 每个时间间隔岩石力学参数降低幅度的大小是依据试验结果确定的)
3	降雨	青干河水位为 90 m 高程天然水位, 并伴随滑坡发生前 22 d(2003 年 6 月 22 日~7 月 13 日)的降雨过程(见图 4)。因为断续强降雨持续时间较短(见图 4), 即使强降雨作用下岩石达到饱和, 在随后降雨强度较小或无降雨发生时, 其又会处在非饱和状态。因此边坡岩石处于饱和状态时间是很短的, 其参数在降雨影响下变动不大, 在计算中岸坡岩体强度参数不进行弱化, 均取为表 2 中的 A 组中天然状态的参数
4	水库蓄水和降雨	此方案划分为 2 个阶段: 第 1 阶段为水库蓄水单独作用(2003 年 5 月 27 日~6 月 10 日, 水库水位由 90 m 上升至 135 m, 然后保持 135 m 水位至 6 月 21 日的过程); 第 2 阶段为水库蓄水和降雨共同作用(6 月 22 日~7 月 13 日, 水库水位保持 135 m, 同时岸坡所在区域历经图 4 中的降雨过程)。考虑水库蓄水后库水对岸坡缓倾角非连续结构面、层间错动带和坡脚岩体强度的弱化, 在计算中其水库水位以下部分的物理力学参数由天然状态的参数变为浸泡弱化后的参数(表 2 中的 A 组参数变化到相应的 B 组参数, 同方案 2)

中 4 种计算方案分别施加荷载进行计算, 获得各计算方案下岸坡的地下水位和应力场。图 11 显示了不同计算方案中岸坡剖面 A-A' 地下水位的变化情况。

图 11(a)显示了千将坪岸坡在方案 1 情况下的地下水位。可见, 坡内地下水位几乎呈水平状态, 且处在岸坡前缘的缓倾角非连续结构面之下。

图 11(b)显示了水库蓄水单独作用过程中地下

水位的变化过程。在水库水位由 90 m 上升至 135 m 的过程中(第 1~15 d, 2003 年 5 月 27 日~6 月 10 日), 地下水位随水库水位的升高而不断抬升。岸坡前缘的缓倾角非连续结构面和坡脚岩体逐渐浸没在地下水中。由于基岩的渗透系数很小, 地下水位在层间错动带附近出现 S 形弯曲。在其后水库保持 135 m 水位的过程中(第 16~48 d, 2003 年 6 月 11





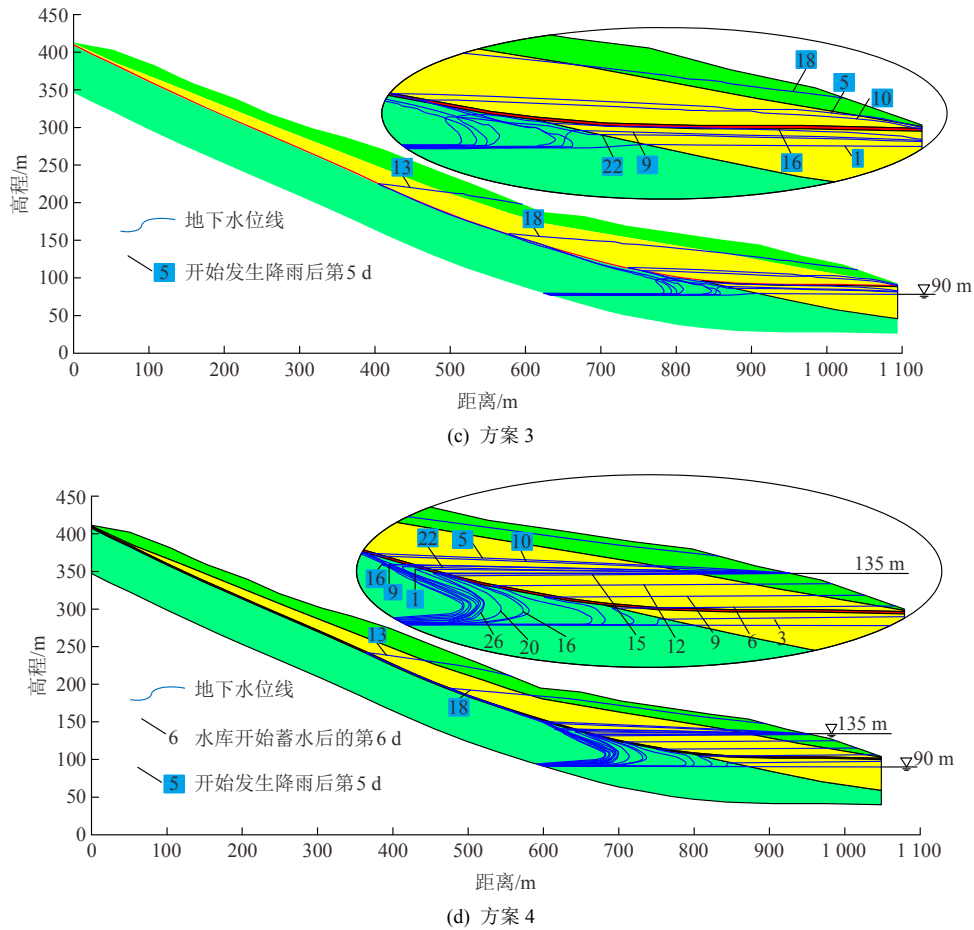


图 11 各计算方案地下水位分布  
Fig.11 Groundwater tables of each scheme

日~7月13日), 坡体前缘地下水位基本不再上升, 库水继续向基岩中入渗。

方案 3 中降雨开始后第 1, 5, 9, 10, 13, 16, 18 和 22 d 岸坡的地下水位如图 11(c)所示。模拟结果显示岸坡地下水位受降雨影响很大。在降雨量较大的第 5, 10, 13 和 18 d 潜在滑动面(潜在滑动面指岸坡中后部的层间错动带及前缘的缓倾角非连续结构面)以上岩体中的地下水位最高点的高程分别升高至 124.2, 120.1, 231.1 和 167.3 m。强降雨过后, 在降雨量很小或没有降雨的情况下, 地下水位又快速降低至接近 90 m 高程(例如第 9, 16, 22 d)。

图 11(d)显示了千将坪岸坡在方案 4 情况下的地下水位。在此方案的第 1 阶段, 地下水位仅受水库蓄水的影响, 其变动过程与方案 2 中的相似。进入此方案的第 2 阶段岸坡所在区域开始降雨, 而库水保持 135 m, 在此阶段中地下水位的变动受降雨和水库蓄水的共同影响。在降雨开始后的 5, 10, 13, 18 d(图 11(d)中蓝色背景数字所标示), 岸坡地下水位快速升高, 潜在滑动面以上岩体中的地下水位最高点的高程分别为 150.5, 148.3, 242.4 和 194.8 m。

在降雨开始后的第 9, 16, 22 d(图 11(d)中蓝色背景数字所标示)地下水位又降至 135 m 高程附近。

基于模拟得到的应力场, 根据式(2), (4)~(8), 编制破坏接近度计算程序, 经计算, 可获得各方案的破坏接近度分布云图, 如图 12 所示。

方案 1 破坏接近度分布图如图 12(a)所示。此方案下岸坡表面破坏接近度均小于 2.24, 滑坡边界破坏接近度值较大。层间错动带和缓倾角非连续结构面的破坏接近度的范围分别为 0.36~2.60, 0.22~1.54。两结构面以上岩体的破坏接近度的范围为 0.02~2.36, 较大值位于后部。

方案 2 破坏接近度计算结果如图 12(b)所示。此方案下岸坡表面破坏接近度均小于 2.27, 滑坡边界破坏接近度值较大。层间错动带破坏接近度的范围为 0.45~2.66, 与方案 1 比较, 基本没有变化。缓倾角非连续结构面的破坏接近度范围为 0.29~1.98, 较大值分布在左端, 与方案 1 相比, 最大值增大 0.44。潜在滑动面以上岩体的破坏接近度的范围为 0.04~2.39; 层间错动带和缓倾角非连续结构面交界处上方破坏接近度也出现较大值(大于 1.00)。

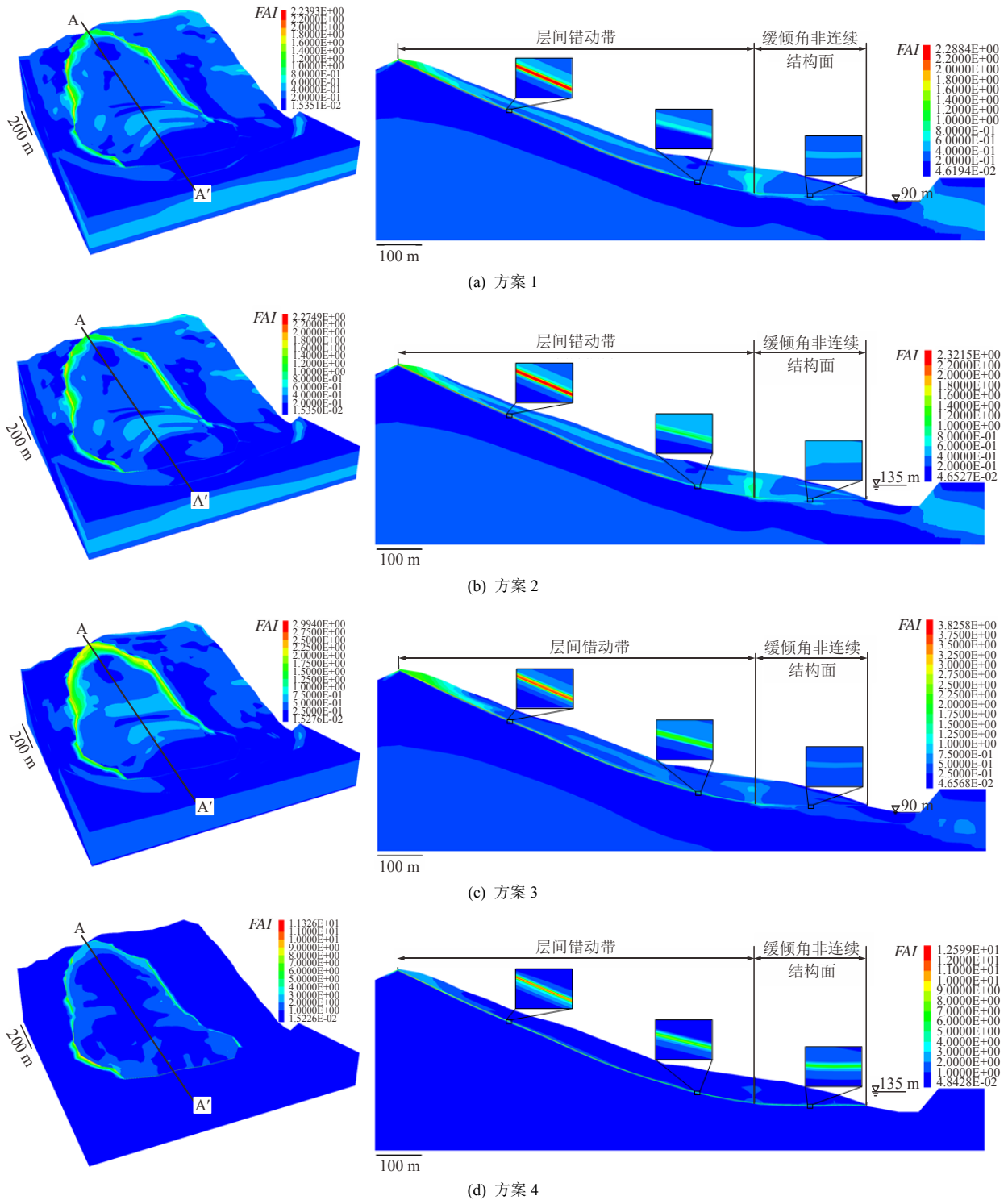


图 12 各方案破坏接近度云图

Fig.12 The FAI contours of each scheme

方案 3 破坏接近度结算结果如图 12(c)所示。此方案下岸坡表面破坏接近度均小于 3.00，滑坡边界破坏接近度值较大。层间错动带的破坏接近度的范围为 0.72~4.81，部分单元的破坏接近度大于 3.00，说明层间错动带中已有岩石进入残余阶段。缓倾角非连续结构面的破坏接近度的范围为 0.27~2.01，

与方案 1 相比，最大值增大 0.47，较大值分布在左端。潜在滑动面以上岩体的破坏接近度范围为 0.02~3.39。

方案 4 破坏接近度计算结果如图 12(d)所示。该方案下层间错动带和缓倾角非连续结构面的破坏接近度均大于 3.00，两结构面中岩石整体进入残余阶

段，在岸坡内形成贯通的滑动面，岸坡沿此滑动面发生滑动破坏。

### 6 讨 论

破坏接近度是由 C. Q. Zhang 等<sup>[24]</sup>提出的用于评价地下工程围岩稳定性的指标。该指标能定量描述围岩在弹性阶段的应力危险程度及塑性阶段的损伤程度。破坏接近度已被成功应用于地下工程开挖过程中围岩的稳定性评价，其合理性和实用性得到了论证<sup>[24, 27-29]</sup>。与地下工程的开挖过程类似，边坡工程在荷载作用下也处于弹性或塑性状态。因此破坏接近度也可用于评价水库蓄水、降雨及其联合作用下岸坡岩体的应力危险程度和损伤程度。本文引入破坏接近度并对其改进来量化水库蓄水、降雨及其联合作用三种工况对千将坪岸坡的影响程度。

为了进一步量化水库蓄水、降雨对岸坡稳定性的影响程度，在破坏接近度分布云图的基础上，沿岸坡的潜在滑动面，做 FAI 分布图(A-A'剖面)，并对破坏接近度的平均值，处在不同阶段(弹性阶段、硬化阶段、软化阶段和残余阶段)的岩体所占百分比进行统计，如图 13~15 所示。岩石材料在达到峰值强度后继续加载进入软化阶段，其内部裂隙会迅速扩张、贯通，但仍有一定的承载能力，直至材料破碎达到残余阶段<sup>[30]</sup>。岩石材料处在残余阶段时，在低荷载作用下会持续的产生变形，基本丧失承载能力<sup>[31]</sup>。相较而言，选择潜在滑动面中处在残余阶段岩体所占的比重更能反映岸坡的危险程度。因此可将潜在滑动面中处于残余阶段的岩体所占百分比作为滑动面的贯穿率，用于分析比较千将坪岸坡在各方案中的危险程度。

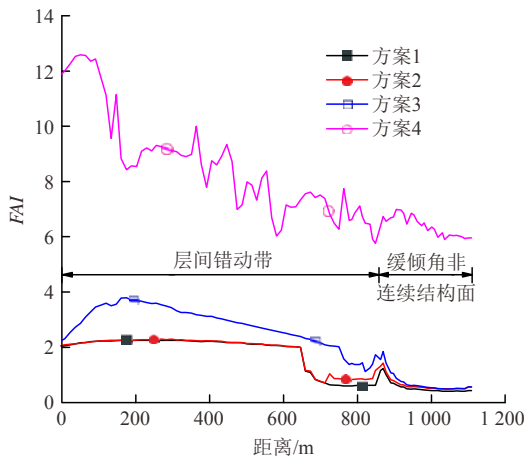


图 13 A-A'剖面潜在滑动面 FAI 分布图

Fig.13 The FAI distribution of the potential sliding surface in each scheme

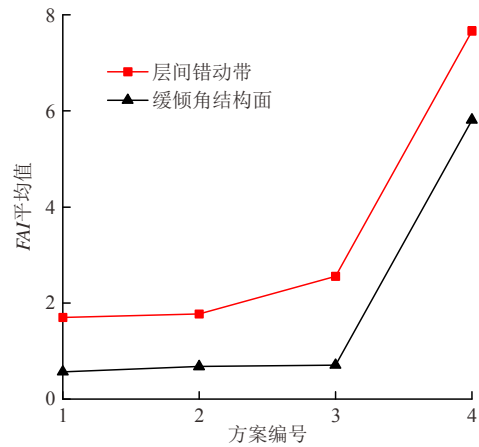


图 14 各方案潜在滑动面的 FAI 平均值

Fig.14 The average values of FAI of the potential sliding surface in each scheme

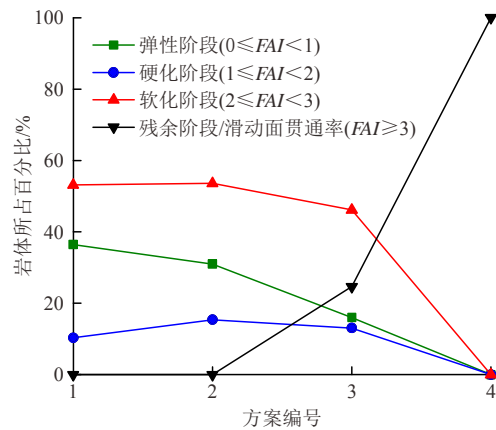


图 15 各方案沿岸坡潜在滑动面处在不同阶段(弹性阶段、硬化阶段、软化阶段和残余阶段)的岩体所占百分比

Fig.15 The percentage of rock mass at different stages(elastic stage, hardening stage, softening stage and residual stage) along the potential slip surface in each scheme

通过比较图 13 中各方案潜在滑动面 FAI 分布图可见，水库蓄水主要影响岸坡前缘潜在滑动面，对岸坡中后部潜在滑动面基本无影响；降雨除影响岸坡前缘潜在滑动面外，对中后部潜在滑动面的影响更为显著；与水库蓄水相比，降雨对岸坡潜在滑动面的影响范围更广，影响程度更大。从图 14 中可以看出，方案 3 中层间错动带和缓倾角非连续结构面各自破坏接近度的平均值均大于方案 2，其中层间错动带表现较为明显。这表明与水库蓄水单独作用的情况相比，降雨单独作用下潜在滑动面危险程度更高。图 15 显示，方案 2 中潜在滑动面岩体多处于弹性阶段和软化阶段，方案 3 中潜在滑动面岩体多处于软化阶段和残余阶段。方案 2 和 3 滑动面贯穿率分别为 0%和 25%，说明降雨单独作用下岸坡破坏失稳的危险性大于水库蓄水单独作用的情况。由此可见，降雨对千将坪岸坡稳定性的影

响大于水库蓄水对其稳定性的影响。方案4中岸坡滑动面贯通率达100%，潜在滑面上所有点的破坏接近度均大于3.00( $FAI > 3$ 的岩体均处于失稳状态)。从图13~15综合分析可见，千将坪岸坡的失稳是水库蓄水和降雨共同作用诱发的，水库蓄水和降雨二者中的任一因素单独作用均不能导致滑坡的发生。

由方案4的计算结果可知，在此方案的第1阶段(2003年5月27日~6月10日，水库水位由90 m上升至135 m，然后保持135 m水位至6月21日)，库水入渗使岸坡前缘的地下水位不断抬升，前缘缓倾角非连续结构面在开始蓄水后第6 d全部浸没在地下水中(见图11(d))。由库水浸泡对岩块强度和变形影响的测试试验结果可知，岩块泡水后强度劣化明显(黏聚力和内摩擦角分别降低44.85%，9.15%)，这对岸坡的稳定十分不利。此时与水库蓄水前相比，潜在滑动面岩体的破坏接近度有所增加，其中层间错动带的破坏接近度平均值由1.70增加至1.77，缓倾角非连续结构面的破坏接近度平均值由0.57增加至0.68。可见第1阶段岸坡尚处于稳定状态。水库蓄水26 d后，进入第2阶段(2003年6月22日~7月13日，水库水位保持135 m，同时岸坡所在区域历经图4中的降雨过程)。在此阶段中雨水沿层间错动带快速渗入到坡体，与岸坡前缘的地下水位相接，迅速抬升潜在滑动面以上坡体的地下水位(见图11(d))。降雨的入渗产生渗流力，引起的地下水位升高增加了潜在滑动面以上岩体的容重，这些均会引起岸坡下滑力增加。在应力不断向岸坡前缘集中的情况下，岩桥被逐渐剪断，潜在滑动面每一处都处于残余阶段( $FAI \geq 3$ )，层间错动带和缓倾角非连续结构面在坡体中形成贯穿的滑动面(见图12(d))，岸坡沿此滑动面发生滑动失稳。

## 7 结 论

本文选取千将坪滑坡前缘缓倾角非连续结构面岩桥附近的岩块，开展库水浸泡对岩块强度和变形影响的测试试验；依据试验中岩块的应力-应变特征，选取其本构模型(应变硬化/软化模型)；基于应变硬化/软化模型对破坏接近度进行改进；通过数值模拟计算，获得千将坪岸坡在蓄水前天然状态、水库蓄水单独作用、降雨单独作用和水库蓄水和降雨共同作用下的地下水位和破坏接近度。研究获得如

下结论：

(1) 缓倾角非连续结构面岩桥附近的岩块受水浸泡后物理力学参数劣化明显，与天然状态试样(未浸泡)相比，浸泡43 d试样的弹性模量(围压2 MPa)、黏聚力和内摩擦角分别降低59.04%，44.85%，9.15%。

(2) 岩桥附近的岩块的应力-应变曲线符合应变硬化/软化模型。根据应变硬化/软化模型改进的破坏接近度指标，经数值试验验证能够正确合理的评价岩石材料在加载/卸载过程中的应力危险程度和损伤程度。

(3) 降雨对千将坪岸坡稳定性的影响大于水库蓄水对其稳定性的影响，但水库蓄水和降雨二者中的任一因素单独作用均不能导致滑坡的发生。

(4) 千将坪滑坡是由三峡水库蓄水和降雨共同作用诱发的。岸坡前缘缓倾角非连续结构面中的岩桥受库水浸泡影响强度弱化，使岸坡的抗滑力减小；加之，滑坡发生前的降雨使岸坡促滑段(中后部层间错动带)的下滑力增大；最终前缘缓倾角非连续结构面中的岩桥逐渐被剪断，沿岸坡层间错动带和缓倾角非连续结构面形成贯通的滑动面，岸坡发生失稳。

## 参考文献(References):

- [1] WANG F W, ZHANG Y M, HUO Z T, et al. Mechanism for the rapid motion of the Qianjiangping landslide during reactivation by the first impoundment of the Three Gorges Dam reservoir, China[J]. *Landslides*, 2008, 5(4): 379 - 386.
- [2] 肖诗荣, 王世梅, 胡志宇, 等. 千将坪滑坡地质力学模型研究[R]. 宜昌: 三峡库区地质灾害防治工作指挥部, 2007.(XIAO Shirong, WANG Shimei, HU Zhiyu, et al. Research report on geomechanical model of Qianjiangping landslide[R]. Yichang: The Chinese Journal of Geological Hazard and Control, China, 2007.(in Chinese))
- [3] 李会中, 王团乐, 孙立华, 等. 三峡库区千将坪滑坡地质特征与成因机制分析[J]. *岩土力学*, 2006, 27(增2): 1 239 - 1 244.(LI Huizhong, WANG Tuanle, SUN Lihua, et al. Characteristics and mechanism of Qianjiangping Landslide in Three Gorges Reservoir Area[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2006, 27(Supp.2): 1 239 - 1 244.(in Chinese))
- [4] 李会中, 潘玉珍, 王团乐, 等. 三峡库区千将坪滑坡成因与机制分析[J]. *人民长江*, 2006, 37(7): 12 - 14+20.(LI Huizhong, PAN Yuzhen, WANG Tuanle, et al. Analysis on the cause and mechanism of Qianjiangping Landslide in Three Gorges Reservoir Area[J]. *Yangtze*



- Rive, 2006, 37(7): 12 - 14+20.(in Chinese))
- [5] 杨海平, 王金生. 长江三峡工程库区千将坪滑坡地质特征及成因分析[J]. 工程地质学报, 2009, 17(2): 233 - 239.(YANG Haiping, WANG Jinsheng. Geological features and cause analysis of Qianjiangping Landslide[J]. Journal of Engineering Geology, 2009, 17(2): 233 - 239.(in Chinese))
- [6] WANG F W, ZHANG Y M, HUO Z T, et al. The July 14, 2003 Qianjiangping landslide, Three Gorges Reservoir, China[J]. Landslides, 2004, 1(2): 157 - 162.
- [7] DAI F C, DENG J H, THAM L G, et al. A large landslide in Zigui County, Three Gorges area[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2004, 41(6): 1 233 - 1 240.
- [8] 杨为民, 吴树仁, 石菊松, 等. 湖北秭归千将坪岩质滑坡形成机理分析[J]. 煤炭工程, 2006, 37(4): 57 - 59.(YANG Weiming, WU Shuren, SHI Jusong, et al. Analysis on the formation mechanism of Qianjiangping landslide in Zigui County Hubei province[J]. Coal Engineering, 2006, 37(4): 57 - 59.(in Chinese))
- [9] JIANG Q H, ZHANG Z H, WEI W. Research on triggering mechanism and kinematic process of Qianjiangping Landslide[J]. Disaster Advances, 2012, 5(4): 631 - 636.
- [10] 鄢爱清, 丁秀丽, 李会中, 等. 非连续变形分析方法模拟千将坪滑坡启动与滑坡全过程[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(7): 1 297 - 1 303.(WU Aiqing, DING Xiuli, LI Huizhong, et al. Numerical simulation of startup and whole failure process of Qianjiangping Landslide using discontinuous deformation analysis method[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(7): 1 297 - 1 303.(in Chinese))
- [11] JIAN W X, XU Q, YANG H F, et al. Mechanism and failure process of Qianjiangping landslide in the Three Gorges Reservoir, China[J]. Environmental Earth Sciences, 2014, 72(8): 2 999 - 3 013.
- [12] 张钧强, 罗先启, 张振华. 千将坪滑坡变形特征及其机理研究[J]. 三峡大学学报: 自然科学版, 2007, 29(5): 425 - 428.(ZHANG Junqiang, LUO Xianqi, ZHANG Zhenhua. Study on deformation characteristics and mechanism of Qianjiangping Landslide[J]. Journal of China Three Gorges University: Natural Science, 2007, 29(5): 425 - 428.(in Chinese))
- [13] 王治华, 杨日红. 三峡水库区千将坪滑坡活动性质及运动特征[J]. 中国地质灾害与防治学报, 2005, 16(3): 5 - 11.(WANG Zhihua, YANG Rihong. The activity characteristics and movement style of Qianjiangping Landslide in the Three Gorges Reservoir region[J]. The Chinese Journal of Geological Hazard and Control, 2005, 16(3): 5 - 11.(in Chinese))
- [14] 王治华, 杨日红, 王毅. 秭归沙镇溪镇千将坪滑坡航空遥感调查[J]. 国土资源遥感, 2003, 15(3): 5 - 9+53 - 73.(WANG Zhihua, YANG Rihong, WANG Yi. An airborne remote sensing survey of Qianjiangping Landslide in Zigui Shaxisha town[J]. Remote Sensing for Land and Resource, 2003, 15(3): 5 - 9+53 - 73. (in Chinese))
- [15] 杨日红, 杨金中, 王治华. 千将坪滑坡特征信息遥感提取及滑坡成因机理分析[J]. 地球与环境, 2007, 35(1): 85 - 90.(YANG Rihong, YANG Jinzhong, WANG Zhihua. The remote sensing image information interpretation and mechanism of Qianjiangping Landslide in Three Gorges[J]. Earth and Environment, 2007, 35(1): 85 - 90.(in Chinese))
- [16] 文宝萍, 申健, 谭建民. 水在千将坪滑坡中的作用机理[J]. 水文地质工程地质, 2008, 35(3): 12 - 18.(WEN Baoping, SHEN Jian, TAN Jianming. The influence of water on the occurrence of Qianjiangping landslide[J]. Hydrogeology and Engineering Geology, 2008, 35(3): 12 - 18.(in Chinese))
- [17] 肖诗荣, 刘德富, 姜福兴, 等. 三峡库区千将坪滑坡地质力学模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(5): 1 023 - 1 030.(XIAO Shirong, LIU Defu, JIANG Fuxing, et al. Geomechanical model experiment on Qianjiangping Landslide in Three Gorges Reservoir Area[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(5): 1 023 - 1 030.(in Chinese))
- [18] 廖秋林, 李晓, 李守定, 等. 三峡库区千将坪滑坡的发生、地质地貌特征、成因及滑坡判据研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(17): 3 146 - 3 153.(LIAO Qiulin, LI Xiao, LI Shouding, et al. Occurrence, geology and geomorphology characteristics and origin of Qianjiangping Landslide in Three Gorges Reservoir Area and study on ancient landslide criterion[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(17): 3 146 - 3 153.(in Chinese))
- [19] 三峡库区地质灾害防治工作指挥部. 湖北省秭归县沙镇溪镇千将坪滑坡[J]. 中国地质灾害与防治学报, 2003, 14(3): 139 - 142.(Headquarters of Geological Hazard Control in Area of the Three Gorges Reservoir. The Qianjiangping Landslide in Shazhenxi town Zigui county Hubei province[J]. The Chinese Journal of Geological Hazard and Control, 2003, 14(3): 139 - 142.(in Chinese))
- [20] 肖诗荣, 刘德富, 胡志宇. 三峡库区千将坪滑坡地质力学模型研究[J]. 岩土力学, 2007, 28(7): 1 459 - 1 464.(XIAO Shirong, LIU Defu, HU Zhiyu. Study on geomechanical model of Qianjiangping landslide[J]. Three Gorges Reservoir. Rock and Soil Mechanics, 2007, 28(7): 1 459 - 1 464.(in Chinese))
- [21] 中华人民共和国行业标准编写组. SL264—2001 水利水电工程岩石试验规程[S]. 北京: 中国水利水电出版社, 2001.(The Professional

- Standards Compilation Group of People's Republic of China. SL264—2001 Specification for rock tests in water conservancy and hydroelectric engineering[S]. Beijing: China Water Power Press, 2001.(in Chinese))
- [22] 徐 晗, 朱以文, 蔡元奇, 等. 降雨入渗条件下非饱和土边坡稳定性分析[J]. 岩土力学, 2005, 26(12): 1 957 - 1 962.(XU Han, ZHU Yiwen, CAI Yuanqi, et al. Stability analysis of unsaturated soil slopes under rainfall infiltration[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, 26(12): 1 957 - 1 962.(in Chinese))
- [23] 杨文东, 张强勇, 宋萌勃, 等. 基于破坏接近度和强度折减法的边坡稳定性评价[J]. 山东大学学报: 工学版, 2010, 40(6): 82 - 87. (YANG Wendong, ZHANG Qiangyong, SONG Mengbo, et al. Stability assessment of a high slope based on the failure approach index and strength reduction method[J]. Journal of Shandong University: Engineering Science, 2010, 40(6): 82 - 87.(in Chinese))
- [24] ZHANG C Q, ZHOU H, FENG X T. An index for estimating the stability of brittle surrounding rock mass: *F<sub>AI</sub>* and its engineering application[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2011, 44(4): 401 - 414.
- [25] 郑颖人, 陈祖煜, 王恭先, 等. 边坡与滑坡工程治理[M]. 北京: 人民交通出版社, 2007: 196 - 201.(ZHENG Yingren, CHEN Zuyu, WANG Gongxian, et al. Engineering treatment of slope and landslide[M]. Beijing: China Communications Press, 2007: 196 - 201.(in Chinese))
- [26] 曹 玲, 罗先启. 三峡库区千将坪滑坡滑带土干-湿循环条件下强度特性试验研究[J]. 岩土力学, 2007, 28(增 1): 93 - 97.(CAO Ling, LUO Xianqi. Experimental study of dry-wet circulation of Qianjiangping Landslide's unsaturated soil[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, 28(Supp.1): 93 - 97.(in Chinese))
- [27] ZHANG C, FENG X, ZHOU H, et al. A Top pilot tunnel preconditioning method for the prevention of extremely intense rockbursts in deep tunnels excavated by TBMs[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2012, 45(3): 289 - 309.
- [28] ZHANG C, FENG X T, ZHOU H, et al. Rockmass damage development following two extremely intense rockbursts in deep tunnels at Jinping II hydropower station, southwestern China[J]. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 2013, 72(2): 237 - 247.
- [29] ZHANG C, FENG X T, ZHOU H, et al. Rock mass damage induced by rockbursts occurring on tunnel floors: a case study of two tunnels at the Jinping II Hydropower Station[J]. Environmental Earth Sciences, 2014, 71(1): 441 - 450.
- [30] 王小平, 夏 雄. 岩土类材料率相关性及硬化-软化特性模型研究[J]. 岩土力学, 2011, 32(11): 3 283 - 3 287.(WANG Xiaoping, XIA Xiong. Study of rate-dependence and hardening-softening characteristics of rock and soil material[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(11): 3 283 - 3 287.(in Chinese))
- [31] 周 勇, 王 涛, 吕 庆, 等. 基于FLAC(3D)岩石应变软化模型的研究[J]. 长江科学院院报, 2012, 29(5): 51 - 56.(ZHOU Yong, WANG Tao, LV Qing, et al. Strain softening model of rock based on FLAC3D[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2012, 29(5): 51 - 56.(in Chinese))