

# 三峡库区云阳塞坝“平台式”斜坡变形机理分析

王建锋<sup>1</sup>, 苏爱军<sup>2</sup>, 尹先忠<sup>2</sup>, 刘大显<sup>2</sup>, 王怀球<sup>2</sup>, 吴梦喜<sup>1</sup>

(1. 中国科学院力学研究所, 北京 100080; 2. 长江水利委员会综合勘测局, 武汉 430074)

**摘要:** 以三峡库区云阳塞坝滑坡为例, 分析了层状砂泥岩区缓坡平台上崩滑堆积物中因开挖引起变形的机理。研究表明, 崩滑堆积物呈蜂窝状分布的富含水层, 因远距离开挖失水而导致的不均匀变形, 是地面出现拉裂的主要原因; 平台中的公路开挖所诱发的边坡回弹变形仅限于局部范围。这两类变形的发生在时间上或相应的施工期间可能表现为表现的“同步”现象, 但不均匀变形随着含水层排水的完成而结束, 而开挖所诱发的回弹变形, 则可以随着外界条件的变化而不断发展, 直至发生滑坡。在空间上, 两类变形具有不同的特征, 其中, 不均匀固结变形的发生以不规则的孤立含水层为中心向外发展, 而回弹变形则局限于临空面附近, 远离临空面时变形量和变形速率迅速减小。在富含地下水的松散堆积物中进行工程施工时, 区分两类变形机理和效应, 对于减少滑坡误判, 正确进行工程设计, 减少工程造价具有重要意义。

**关键词:** 塞坝滑坡; 机理; 固结效应; 回弹变形; 参数反分析

中图分类号: P642.22

文献标识码: A

文章编号: 1000-3665(2003)04-0001-06

塞坝滑坡区位于重庆市云阳新县城主城区望江大道与磨盘寨之间, 分布高程 275 ~ 490m, 面积 0.65km<sup>2</sup>, 总体积 1210 × 10<sup>4</sup>m<sup>3</sup>, 由若干危岩、滑坡组成, 是因近期内道路开挖诱发地面变形破坏而暂时搁置开发的一块相对平坦的“平台式”斜坡。其平台上覆主体组成物质为山前坡积物、崩积物以及滑坡堆积物等混杂体, 北部后侧山体和下伏基岩为上沙溪庙组(J<sub>2</sub>s<sup>3</sup>)水平层状砂泥岩。已有研究表明<sup>[1]</sup>, 上覆松散堆积物整体处于稳定状态。原为选址而进行的初步勘察和详细勘察阶段确定该区为滑坡区, 且属于有条件利用建筑场地。

因滑坡区地处新城址区中心地带, 近期城市建设要求利用这段土地。在 1998 年及其随后的开发利用期间, 道路开挖导致多处松散堆积物的变形。其中, 民德小学及其东侧近区的地面变形发展之快, 范围之广, 曾引起人们的恐慌和专家的争论。人们担心的主要问题是这类变形是否就是所谓的滑坡现象, 这块土地能否利用。实际上, 川东地区广泛分布具有类似地质结构的自然边坡, 并且这类缓坡平台多是重要的城镇或工矿企业用地。塞坝滑坡区所发生的这类变形破坏现象具有一定的典型性。因此, 深入研究这类边坡变形

和破坏机理, 对于开发利用山区这类不可多得土地资源, 具有重要的实际意义。

## 1 地质背景

### 1.1 地质条件

塞坝滑坡区北部最高峰系磨盘寨山, 最大高程 546.24m, 由长石石英砂岩组成。400m 高程以上的边坡陡峻, 坡度 35°~ 75°, 系崩坡积物组成; 高程 400 ~ 360m 范围内, 是宽 180 ~ 430m 的缓坡平台, 地面坡度 5°~ 12°, 主要由崩滑堆积物组成, 本文要讨论的塞坝斜坡变形体即位于此带。360m 高程以下为冲沟切割的陡坡带, 发育有 4 处规模较大的次级滑体。

组成主体边坡的基岩为侏罗系中统上沙溪庙组(J<sub>2</sub>s<sup>3</sup>)内陆河湖相碎屑岩, 主要是厚层状的长石石英砂岩与紫红色的泥岩, 呈极有韵律的互层状产出, 岩层产状近于水平。地貌上砂岩呈陡坎, 泥岩呈缓坡, 两者交替出现, 致使普遍表现为层状地貌。就平面展布范围而言, 缓坡平台占大部分面积, 其前缘以及其内开挖的人工边坡均是容易发生滑坡的部位(图 1)。

钻探和地震反射探测表明, 平台上崩滑堆积物平面分布上, 总体是中部及后缘含有较多的块石和层状滑动岩体; 剖面中, 总体上东西两区具有二元结构, 即上部粘土夹碎石, 下部碎石土夹块石。平台中部呈明显的三元结构, 即上部粘土夹碎石, 中部块石层或层状滑动岩体, 下部为结构不均匀的碎石土层, (图 2)。

根据含水特征, 可以将塞坝平台上的崩滑堆积物划分为两类: 一类是位于上部表层的粘土隔水层, 注水

收稿日期: 2002-09-19; 修订日期: 2003-01-30

基金项目: 中国科学院知识创新工程重要方向项目“滑坡灾害防治中的工程力学问题研究(KICX2-SW-L1)”; 长江水利委员会综合勘测局项目“三峡库区平推式滑坡发生机理研究”

作者简介: 王建锋(1964-), 男, 副研究员, 主要从事地学与力学结合、工程地质等方面的科研工作。

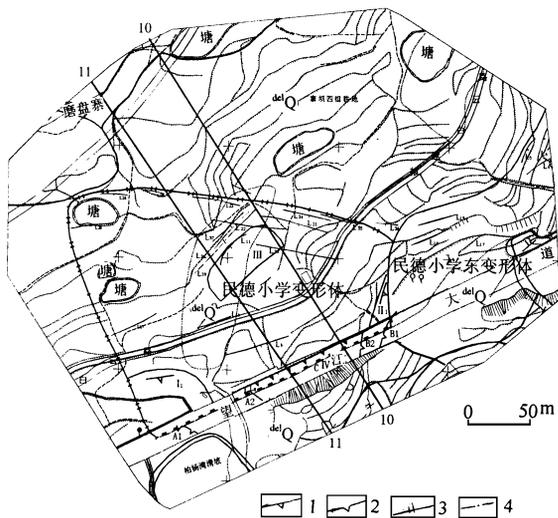


图1 塞坝滑坡区(民德小学变形体)开挖变形示意图

Fig.1 Deformation map of Saiba landslide excavation

1—目前裂缝;2—开挖线;3—最终变形边界;4—变形边界线

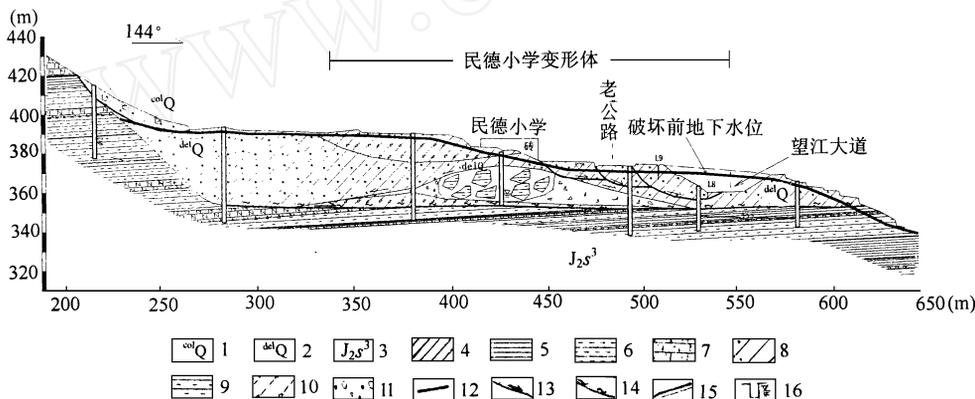


图2 塞坝民德小学滑坡 11 - 11A 工程地质纵剖面

Fig.2 Engineering geological section 11 - 11A of Saiba landslide

1—第四系崩坡积层;2—第四系滑坡堆积层;3—上沙溪庙组第三段;4—粉质粘土;5—粘土岩;6—粉砂质粘土岩;

7—长石砂岩;8—粉质粘土夹碎石;9—泥质粉砂岩;10—碎石土;11—碎块石;12—地下水位;13—滑动方向;

14—滑面;15—地层界线;16—钻孔及地下水位

期剥蚀夷平面和多级河流阶地。新构造运动显示出间歇性缓慢抬升,差异构造活动微弱。在此构造背景下,因差异风化长期作用,总体上该区呈现明显的层状地貌。

塞坝滑坡区周边所见高级阶地为Ⅱ级,阶面高程为175~195m,其距塞坝滑坡区前缘水平距离约1km,最低级夷平面高程为650~750m。而塞坝滑坡区以及塞坝平台分布高程275~490m恰位于两者之间。据考证,长江在云阳下游的奉节夔门切穿,奉节一带所见高级阶地也为Ⅱ级,说明长江贯通时间大致在Ⅱ级时期(以奉节为中心,向上至重庆、向下至宜昌逐渐可见更

试验表明其渗透系数约在 $10^{-6}$  cm/s量级上;另一类是位于下部并呈不规则孤岛状分布的碎块石层含水层,渗透系数约在 $10^{-4}$  cm/s量级。水位观测表明,二元结构中下部碎块石层含水层中地下水略具承压性。中部区域呈三元结构的岩体则属于透水性好、富水强的含水层。

对于基岩来说,泥岩或泥质粉砂岩为隔水层,而长石石英砂岩为含水层。其中,前者组成了塞坝平台松散堆积物下伏的基岩基座,因而平台堆积物中普遍富含地下水,受大气降水补给,并最终顺坡向平台前缘运移,并在前缘局部冲沟附近以下降泉的形式排泄;而砂岩多位于高陡边坡上,接受大气降水有限,并因裂隙发育,不易保持地下水。

### 1.2 平台地貌形成过程

就区域地质构造而言,云阳地区属于四川台坳东褶皱束展布区,背斜紧闭,向斜宽缓。地貌上,分布有三

多更高级阶地,最高的清晰可见阶地为Ⅲ级)。这表明塞坝滑坡区在长江Ⅲ级阶地之前,仅仅存在十分微弱的山涧溪流向西归入长江,河流作用对自然边坡的形成不起主要作用,亦即塞坝滑坡区及其平台的形成主要应归结于风化剥蚀。

在塞坝风化剥蚀平台形成之后,其上逐步堆积形成了崩、坡、滑堆积物。这一形成过程主要与沙溪庙组砂泥岩互层地层的“上硬下软”结构的差异风化有关。可以将这一过程划分为3个阶段。第一阶段:下部软岩不断风化剥落,上部坚硬完整的砂岩形成陡坡带;随着悬空加剧,上部砂岩体产生陡倾坡外的近直立拉张

裂缝,并不断变形。第二阶段:悬空砂岩体产生倾倒式崩塌破坏,由此导致上部尚连为一体的裂隙砂岩体重心向坡内和坡上移动,从而使得砂岩体上部张裂缝趋于闭合,下部张裂缝趋于张开。同时,在上部砂岩体的重压下,下伏软弱的泥岩岩层内将逐步形成潜在的剪切滑动面。第三阶段:泥岩中潜在滑动面逐步贯通,产生坡下较远距离的滑坡。

这一过程完成之后,新一轮的泥岩风化凹陷、砂岩体拉裂和崩塌、潜在滑动面贯通、滑坡发生等过程重新开始,并最终形成了现今风化剥蚀平台上的崩滑堆积物。因此,沿水平方向,自基岩山体至平台前缘,通常可以形成含基岩块石层、碎石层体积、块度逐渐减少的3个渐变分带:基岩山体、山前崩坡积物、平台式崩滑堆积物。

## 2 变形特征

图1是民德小学前缘公路开挖过程以及公路北侧、内侧变形体裂缝发展示意图。其具体发展过程大致可以划分为3个阶段。第一阶段:最初的望江大道开挖始于1998年8月,首先由西侧施工,即图中 $A_1$ 开挖区,开挖后随即引起公路内侧部分土体座滑变形,并导致上部民房开裂,但涉及的变形范围不大(图中 $I_1$ ),勘察中定名为“石院子变形体”;1998年11月与 $A_1$ 开挖区相向的 $B_1$ 开挖区开始施工,与此对应产生了规模更大的 $I_2$ 变形区,称谓“民德小学东变形体”。第二阶段:1998年8~12月形成了图中 $A_2$ 开挖区,至1999年4月底形成了 $B_2$ 开挖区。这两次开挖诱发了北侧远处的大规模的“民德小学变形体”(II),即本文要讨论的主要对象。第三阶段:相向的公路开挖合龙段C区,则形成于1998年12月至2001年8月间,此期间的开挖引发了公路内侧边坡向外位移及路基的鼓胀(III),其范围仅限于临空面附近。

表1是望江大道公路路堑开挖诱发的主要变形体及其特征数据。这3处变形体的变形特征有其共性。其中,民德小学东变形体系因望江大道东段道路内侧移民联建房场平和房基的陆续开挖,内侧形成高10~20m人工边坡,致使原有滑动面悬空,从而引起崩滑堆积体组成的平台前缘上覆土体滑动。这类因开挖引起的变形发展速度是很快的。据考证,2001年12月20日开挖出滑动面后,25日就发现沿滑动面的明显剪切变形,至28日已达0.5~2.5cm。在随后的2个月内,该变形体的累积水平位移已达3~6cm,前缘数条宽10

~50cm的拉张裂缝已明显呈阶梯状下滑,最大下滑量为60cm,后缘清晰可见高30~50cm的错动台阶,变形体范围内后缘的若干民宅相继开裂变形。

表1 公路路堑开挖诱发的变形体及其特征

Table 1 Deforming mass induced by road excavation and it's character

名称	宽度范围(m)		平均厚度 (m)	面积 ( $10^4 m^2$ )	体积 ( $m^3$ )
	前缘	后缘			
石院子变形体( $I_1$ )	130	80	12.5	0.96	12
民德小学变形体( $I_2$ )	300	220	22	3.5	100
民德小学东变形体( $I_3$ )	350	60~70	11	2.2	24.2

平台中部的民德小学变形体的发生发展过程为,望江大道东段公路内侧深开挖挡墙基础时曾揭示出一较大地下水流,当时前缘路基下挖仅5~6m时,就发现西北方向且距开挖处百余米外的民德小学校舍产生了NE~SW向拉裂缝(如图2中L11、L12),并伴随有沉降变形。随着前缘公路路基不断下挖,以及东段公路内侧深开挖挡墙基础处地下水的进一步排放,民德小学变形体的变形逐步以校舍为中心向前后方向扩展。

与此同时,望江大道公路内侧边坡也开始产生顺坡向滑移变形,并由前及后逐步发展,至1999年4~5月,路基降至设计深8~16m时,除边坡不均匀变形外,公路路基鼓胀变形也显强烈。随着公路内侧边坡变形范围逐步扩大,并与后部民德小学校舍处的变形连为一体,宏观上似显示出一个大的滑坡雏形正在形成。

## 3 变形机理分析

在平台地貌形成过程中,由于初始滑动时,下部泥质弱岩坡脚系压应力集中区,而后缘陡倾滑面呈弧形剪切破坏,易形成前缘轻度反翘;并且,后缘砂泥岩体共同组成的滑动岩体的逐级破坏,逐步推动前缘已滑岩土体向坡前运动,其结果是最终形成的松散崩滑堆积体中可见多个古滑动面并有略微反倾趋势。勘探资料显示,这类平台基岩顶面多表现为崎岖不平,其实质就是由于多次塌滑复合而成。另外的一类重要特征,就是此类松散堆积物中包含孤立分布的、巨大的砂岩裂隙岩体,其中相对富含地下水。在库区万县地区,这类水平地层分布区发育多处平台式或以往所谓的“横展型”古滑坡,其形成过程也大致可认为是如此成因。

由此看来,完全可以称此类平台上的崩滑堆积物为“滑坡堆积物”。一般情况下,这种特殊类型的“平台

式“滑坡堆积物,整体上是稳定的;其可能的后期局部变形破坏,包括两类:一是平台前缘局部的古滑坡堆积物分解,即或者沿上部松软粘土层与下伏碎块石、块石层接触面发生滑动,或者仅在上部松软粘土层中产生弧形破坏;二是平台内人工开挖形成的边坡卸荷回弹变形甚至演化为滑坡。实际工作中,所遇到的第二类变形破坏形式更为复杂,其原因在于开挖有可能揭露远离开挖区的孤立砂岩体含水层的排水,由此容易导致孤立砂岩体上覆及其周围风化饱和软粘土的固结变形或不均匀沉降,由此导致地表建筑物的开裂。某些情况下,还容易将开挖卸荷回弹引起的变形和远处的不均匀沉降联系在一起,而误认为是一次大的滑坡事

件即将发生。实际上,随着开挖的完成,这类卸荷回弹、固结变形或不均匀沉降也将稍后完成,通常不致于演化为整体的大的滑坡。因此,这类土地可以通过适当处理继续使用,而不应怀疑场地的整体稳定性。下面进一步运用反分析的方法讨论第二类变形破坏形式的机理。

如前所述,塞坝平台前缘望江大道的开挖,诱发了规模最大的民德小学校舍的变形破坏,以及路基鼓胀和路基边坡的变形。勘探资料也发现多处、多层型局部滑动带。如果认为这两者的变形破坏属于同一滑坡行为所致,那么,根据勘探资料所确定的滑动面,以及地表变形迹象,可以确定图3所示的代表性滑坡断面。

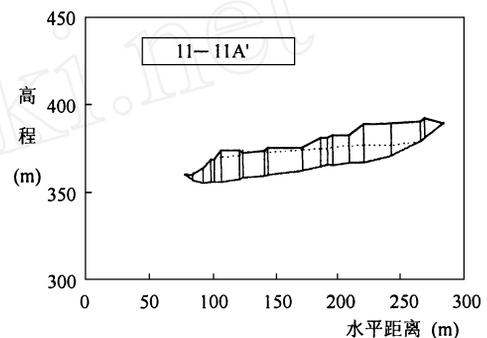
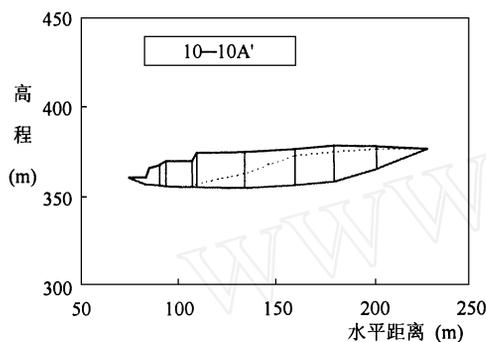


图3 塞坝民德小学滑坡 10 - 10A、11 - 11A 参数反演计算剖面

Fig.3 Calculating section 10 - 10A and 11 - 11A of parameters back analysis

假定滑坡稳定系数为 1 时,滑体天然重度  $\gamma_n = 18.7 \text{ kN/m}^3$ , 饱和重度  $\gamma_s = 22.0 \text{ kN/m}^3$ , 考虑地下水作用,运用 Microsoft Excel 中的 Solver 工具进行规划求解<sup>[2]</sup>,即目标函数为  $F_s = 1$ ,约束条件为  $c、\phi > 0$ ,变数为  $c、\phi$ ,反分析可以同时求得的滑动面抗剪强度为  $c = 4.30 \text{ kN/m}^2, \phi = 6.57^\circ$  (10 - 10A);  $c = 6.55 \text{ kN/m}^2, \phi = 11.13^\circ$  (11 - 11A)。如果仅考虑 10 - 10A 剖面后缘第一条块侧面(假定为拉裂缝)全部充水,则反演得到  $c = 8.89 \text{ kN/m}^2, \phi = 3.94^\circ$ ;同样方法,11 - 11A 剖面第三条块充水,则反演得到  $c = 0.5 \text{ kN/m}^2, \phi = 7.95^\circ$ ,对应侧面上的孔压分布如图 4 所示。拉裂缝充水反演模式对应于王兰生等人<sup>[3]</sup>提出的“平推式滑移 - 拉裂型滑坡”,但不考虑底滑面上存在水压(此种情况类似于大部分川东分布的后缘充水的平推式滑坡)。反演结果表明,对于塞坝民德小学这类滑坡,发生这类模式所要求的强度参数实际上不大可能出现。

可以看出,除 11 - 11A 剖面反演结果稍高外,其余反演出的滑动带强度参数在量级上多可与淤泥质粘土相比较。相应滑带土室内静三轴试验结果(11 组)

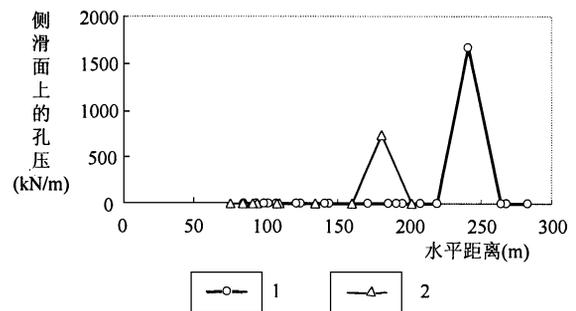


图4 考虑后缘拉裂缝充水时,侧滑面上的水压分布

Fig.4 Pore pressure distribution along the side slip surface considering water filled in crack at the back of the landslides

1—10 - 10A 剖面;2—11 - 11A 剖面

为:平均总应力强度  $c = 42.0 \text{ kN/m}^2, \phi = 14.7^\circ$ ,平均有效应力强度  $c = 38.2 \text{ kN/m}^2, \phi = 16.4^\circ$ ;室内饱和固结快剪试验结果(22 组)为:平均峰值强度  $c = 20.3 \text{ kN/m}^2, \phi = 21.1^\circ$ ,平均残余强度  $c = 12.3 \text{ kN/m}^2, \phi = 18.9^\circ$ ;现场大剪试验(3 组):综合强度  $c = 13.7 \text{ kN/m}^2, \phi = 12.6^\circ$ 。可以看出,除 11 - 11A 计算剖面稍例外,上



- 库区迁建新址地质论证报告(云阳县,初勘、详勘阶段)[R]. 1994 - 1995.
- [2] 王建锋, Wilson H Tang, 崔政权. 边坡稳定性分析中的剩余推力法[J]. 中国地质灾害与防治学报, 2001, 12(3): 70 - 78.
- [3] 王兰生, 李曰国, 詹静. 1981年暴雨期四川盆地岩质滑坡的发育特征[R]. 1982.
- [4] 长江勘测规划设计研究院. 重庆市三峡库区云阳新县城塞坝滑坡区工程地质勘察报告[R]. 2002.
- [5] 崔政权, 李宁. 边坡工程地质——理论与实践最新发展[M]. 北京: 中国水利水电出版社. 1999. 12, 49.
- [6] 殷坤龙, 吴益平, 王建锋. 长江三峡水利枢纽库区重庆钢铁公司厂区滑体稳态地质论证[R]. 武汉: 中国地质大学(武汉)环境科学与工程学院, 1995.

## Analysis of deformation mechanism of Saiba slope with flat roof in the Three Gorges Reservoir area

WANG Jian-feng<sup>1</sup>, SU Ai-Jun<sup>2</sup>, YIN Xian-zhong<sup>2</sup>, LIU Da-xian<sup>2</sup>, WANG Hua-qiu<sup>2</sup>, WU Meng-xi<sup>1</sup>

(1. *Institute of Mechanics, CAS, Beijing 100080, China;*

2. *Bureau of Geotechnique, Changjiang Water Resources Commission, Wuhan 430010, China)*

**Abstract:** Taking Saiba landslide as an example, the paper analyses the deformation mechanism of the landslide, which consists of collapse accumulation and sliding deposits on a flat roof of bedrock in sandstone and mudstone stratum with laminar structure. Exploration works have shown that there are alveolate isolated aquifers in the loose deposits with rich groundwater. By direct viewing, the landslide was caused by road excavation in 1998. However, detailed researches have shown that it is asymmetry consolidation deformation due to rapidly discharge of the groundwater during the excavation resulted in ground breakage. The discharge take place about 200m away from the central deformation area. The road excavation in the front of the flat roof has just induced rebounding deformation of limited area. The authors think that the two kinds of deformation may be developed during the same construction and thus looks like both being in step, but not the same event in cause of formation. Generally speaking, the asymmetry consolidation deformation will be over as the discharge of the groundwater being finished, while the rebounding deformation will either continue until a limited volume of sliding happened or stop after a period of time of construction finished, latter depended on the special geological conditions of a construction site. Further more, for the asymmetry deformation always developed from the central of the alveolate isolated aquifers to periphery, and the rebounding deformation limited near the free face of the excavation with decreasing deformation ratio step by step. The authors conclude that the two kinds of deformation generally do not constitute a great landslide, and thus it is very important for engineers in the field to distinguish them right for rational engineering design and construction and thus to saving construction cost.

**Key words:** Saiba landslide; deformation mechanism; consolidation effect; rebounding deformation; back-analysis of parameters

编辑:张明霞