

DOI: 10.16285/j.rsm.2015.12.017

# 地震作用下堆积体边坡的坡面变形与失稳机制

孙志亮, 孔令伟, 郭爱国, 田 海

(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)

**摘 要:** 地震作用下堆积体边坡的动力响应特性十分复杂, 单一抗震安全系数不足以评价其动力稳定性。通过大型振动台试验, 研究了连续多级地震荷载作用下, 地震波的类型、卓越频率及峰值加速度对堆积体边坡坡面永久位移的影响, 并初步分析其失稳机制。试验结果表明, 相同峰值加速度下振动型地震波比冲击型地震波更容易产生坡面永久位移, 地震波卓越频率对坡面永久位移也有重要影响; 堆积体边坡在峰值加速度  $a_{\text{peak}}=0.2g$  时开始有大颗粒石砾滚落, 对应的坡面永久位移在  $a_{\text{peak}}=0.2g\sim 0.3g$  之间开始产生并显著增大, 另外利用考虑坡面几何形态变化的改进 Newmark 法对坡顶的永久位移进行了估算。通过坡面永久位移评价堆积体边坡的动力稳定性有一定合理性。

**关 键 词:** 堆积体边坡; 永久位移; 卓越频率; 动力响应; 振动台模型试验

中图分类号: TU 433

文献标识码: A

文章编号: 1000-7598 (2015) 12-3465-09

## Surface deformations and failure mechanisms of deposit slope under seismic excitation

SUN Zhi-liang, KONG Ling-wei, GUO Ai-guo, TIAN Hai

(State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics,  
Chinese Academy of Sciences, Wuhan, Hubei 430071, China)

**Abstract:** Dynamic response of a deposit slope under seismic excitations are very complex, and it is insufficient to evaluate the seismic stability of slope just by using the single seismic safety factor. Through the large-scale shaking table tests, the influences of the input seismic wave are investigated on the permanent displacements of slope surface under multiple sequential ground motions, and the failure mechanisms of deposit slope are analysed. The experimental results show that the vibration type of seismic wave can result in more permanent displacement than the impact type of one at the same peak acceleration. It is also found that the predominant frequency of seismic wave has significant effect on permanent displacement. When the peak acceleration of seismic wave reaches  $0.2g$ , the large gravel particles on the deposit slope surface begin to roll. The corresponding permanent displacement of slope surface begins to accrue, and it increases significantly when the peak acceleration increases from  $0.2g$  to  $0.3g$ . An improved Newmark approach is used to estimate the permanent displacement of the crest, with assuming that the formulation of the yield acceleration is geometric-dependent. It is shown that the permanent displacements of slope surface can be used to evaluate the deposit slope dynamic stability.

**Keywords:** deposit slope; permanent displacement; predominant frequency; dynamic response; shaking table model test

## 1 引 言

堆积体边坡在我国西南地区广泛分布, 这些边坡体量大, 不均匀性强, 空间差异性明显, 存在巨大的安全隐患。2008 年汶川特大地震造成了惨重的人员伤亡和巨大财产损失<sup>[1-2]</sup>, 触发了大量的堆积体滑坡、崩塌及碎屑流。2010 年 4 月 14 日青海玉树

里氏 7.1 级地震、2013 年 4 月 20 日四川雅安芦山县里氏 7.0 级地震以及 2014 年 8 月 3 日云南昭通鲁甸里氏 6.5 级地震与汶川地震的一个共同现象就是随处可见地震动诱发的大量堆积体崩塌滑坡。堆积体与传统的黏土、砂土及土石坝粗粒土等岩土材料的动力特性差异明显, 是一类介于岩石与土体之间的“土石混合体”二元结构, 目前针对这类岩土体在

收稿日期: 2014-10-17

基金项目: 国家自然科学基金项目 (No. 41372314); 中国科学院重点部署项目 (No. KZZD-EW-05)。

Foundation item: Project supported by the National Natural Science Foundation of China (Grant No. 41372314) and Key Development Project Supported by Chinese Academy of Science (Grant No. KZZD-EW-05).

第一作者简介: 孙志亮, 男, 1987 年生, 博士研究生, 主要从事特殊土力学等方面的研究工作。E-mail: whrsm\_sunzhi-liang@163.com

地震荷载下响应机制方面的研究还不丰富,堆积体边坡在地震荷载下变形如何发展,以什么方式失稳等问题需深入研究。

Newmark<sup>[3]</sup>在1965年第5届郎肯讲座上提出边坡是否稳定主要取决于地震荷载引起的位移,瞬时最小安全系数不足以评价边坡在地震荷载下的稳定特性。基于边坡稳定性位移分析的思想,贺可强等<sup>[4-5]</sup>研究了堆积层边坡位移矢量场与边坡稳定性的关系,发现位移矢量角及其变化规律可有效直观地描述判别该类边坡的稳定状态。作为评价边坡稳定性的指标,Jibson等<sup>[6]</sup>将5~10 cm作为美国密西西比河谷山坡滑坡启动的临界位移;Wang等<sup>[7]</sup>通过砂土边坡模型的振动台试验研究了滑坡启动问题,认为滑坡的启动可由边坡表面及局部位移来描述。

振动台模型试验是研究边坡地震响应的重要手段,已积累了大量的试验经验与成果<sup>[8-13]</sup>,大型振动台1g试验相较于离心机振动台的ng试验虽有其不能满足自重应力水平的固有缺陷,但由于振动台试验的模型尺寸通常较大,对于含大颗粒的堆积体岩土材料,制作模型时能较好地考虑原型材料宽级配、粒径大的特性,因此,应用大型振动台进行较大比尺的堆积体边坡模型试验有一定优势。

为研究堆积体边坡的动力响应及失稳特性,本文开展了大型振动台堆积体边坡模型试验,基于边坡稳定性位移分析的思想,分析连续多级地震荷载下堆积体边坡的坡面永久位移与边坡失稳机制,探讨二者的联系,最后根据堆积体边坡滑坡特性利用改进的Newmark永久位移计算方法估算坡面位移,并与实测结果对比分析。

## 2 振动台试验方案设计

文献[14]中总结了边坡几何形状对滑坡的影响,30年间2 238组统计资料显示,大约80%的崩塌滑坡事故发生的坡度在30°~50°之间,其中边坡坡度在40°时最多,土质边坡崩塌时坡度多在30°~40°左右,岩质边坡崩塌时坡度多在30°~50°之间。对汶川地震滑坡的统计分析也表明,汶川地震滑坡受坡度大小的控制,地层以较破碎的岩石为主时,滑坡多发生在小于30°的部位;地层以较坚硬的岩石为主时,滑坡多发生在大于40°的部位<sup>[15]</sup>。参照以上文献提供的统计结果,为研究典型堆积体边坡在地震荷载下的滑坡响应机制,本次堆积体边坡概化模型的设计坡度角为40°,模型坡高为120 cm,几何比尺 $n=12$ ,即原型坡高为14.4 m。

### 2.1 相似关系

本次振动台模型试验属于1g模型,要满足全部相似关系基本不可能,只能根据试验目的,满足其中一部分主要关系,忽略其他次要关系。

根据Iai等<sup>[8-11]</sup>推导的相似关系,假设:①土体材料视为连续介质;②模型的变形较小,平衡方程在变形前后保持不变,采用原型堆积体材料缩尺后的级配作为试验用料,控制干密度与原型相同,具体相似比关系见表1。

表1 振动台模型试验相似比关系  
Table 1 Scaling relationships for shaking table model test

物理量	相似率	相似比尺	相似系数
几何尺寸 $l$	$C_l$	$n$	12
加速度 $a$	$C_a$	1	1
密度 $\rho$	$C_\rho$	1	1
系数 $K$	$C_K$	1	1
应力 $\sigma$	$C_\sigma = C_\rho C_a C_l$	$n$	12
应变 $\varepsilon$	$C_\varepsilon = C_K^{-1} C_\rho^{1/2} C_a^{1/2} C_l^{1/2}$	$n^{1/2}$	3.464
位移 $u$	$C_u = C_K^{-1} C_\rho^{1/2} C_a^{1/2} C_l^{3/2}$	$n^{3/2}$	41.569
速度 $v$	$C_v = C_K^{-1/2} C_\rho^{1/4} C_a^{1/4} C_l^{3/4}$	$n^{3/4}$	6.447
剪切模量 $G$	$C_G = C_K C_\rho^{1/2} C_a^{1/2} C_l^{1/2}$	$n^{1/2}$	3.464
时间 $t$	$C_t = C_K^{-1/2} C_\rho^{1/4} C_a^{1/4} C_l^{3/4}$	$n^{3/4}$	6.447
频率 $f$	$C_f = C_K^{1/2} C_\rho^{-1/4} C_a^{-1/4} C_l^{-3/4}$	$n^{-3/4}$	0.155

对于上述主要的相似比,在动力特性分析中 $G_{\max} = KP_a(\sigma_0/P_a)^n$ ,在同一土体内 $\sigma_0$ 与深度 $z$ 成正比, $n$ 常取0.5,可知最大动剪切模量与埋深 $z$ 近似呈抛物线关系( $G_{\max} - z^{0.5}$ ),所以剪切模量相似比 $C_G = C_K C_\rho^{1/2} C_a^{1/2} C_l^{1/2}$ ,由应力比与剪切模量推得应变相似比 $C_\varepsilon = C_K^{-1} C_\rho^{1/2} C_a^{1/2} C_l^{1/2}$ 。

### 2.2 模型制作与传感器布设

试验设备采用江苏省土木工程与防灾减灾重点实验室的水平单向振动台,台面尺寸为3.36 m×4.86 m,最大载重为15 t,水平最大位移为120 mm,水平最大加速度为1.0g,工作频率为0.1~50 Hz。层状模型箱内部空间长为300 cm,宽为140 cm,高为142 cm。试验用堆积体土石料取自四川德阳绵茂公路某标段处,主要由灰岩砾石及其风化物组成,考虑模型尺寸效应,将原型堆积体材料级配按最大粒径 $d_{\max} = 60$  mm进行缩尺,试验堆积体材料物力学特性见表2。

振动台边坡模型基覆岩层用浇筑的混凝土模拟,密度约为2.30 g/cm<sup>3</sup>,基覆层表面拉毛,在其上将堆积体按每层10 cm的厚度填筑,控制干密度约1.90 g/cm<sup>3</sup>,填筑到高出相应传感器的设计高程10 cm左右时,埋设加速度传感器。加速度传感器

采用 Lance LC0701-3AM 型单向加速度传感器，量程 5g，图 1 用 A 表示。位移传感器一种是接触式 YHD-200 型位移计，用于测量坡顶面位移，量程 200 mm，另一种是非接触式激光位移计，激光目标点处坡体设标靶，用于测量斜坡面竖向位移，图 1 用 LD 表示。位移传感器固定在与振动台台面一起刚性运动的支架上，在台面施加地震荷载后，边坡表面测量点与位移传感器测针之间会有相对水平位移，相对运动产生的摩擦会对位移测量的效果产生影响，试验时设置了一个沿振动方向的圆弧凹形导槽，导槽水平固定，圆弧凹形导槽表面光滑并涂一薄层油脂，使其与接触式位移计测针之间的摩阻力尽量小，同时也防止了位移计测针刺入土体，详见图 2。

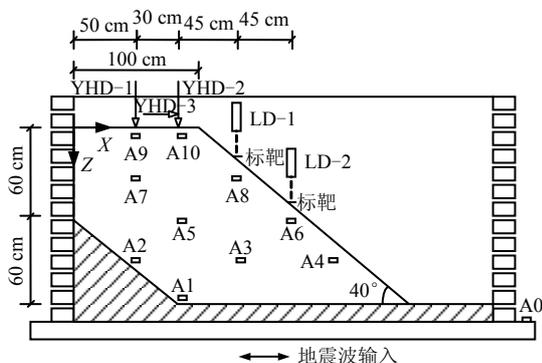


图 1 边坡模型设计与传感器布置

Fig.1 Layout of slope model and location of instruments

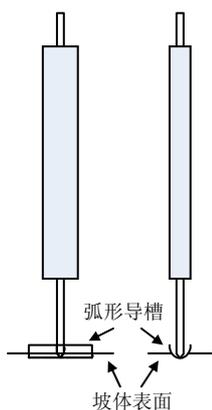


图 2 YHD-200 位移计安置图

Fig.2 Sketch of YHD-200 installation

表 2 试验堆积体物理力学特性

Table 2 Physical and mechanical properties of tested deposit

相对密度 $G_s$	含水率 /%	不同粒径(mm)范围的颗粒组成/%					$\varphi$ /( $^\circ$ )
		60~40	40~20	20~10	10~5	<5	
2.657	0.68	14.2	28.7	26.8	12.4	17.9	47

### 2.3 地震波加载序列

试验选用 El Centro 波（冲击型）、Taft 波（振动型）及 Wolong 波（现场真实波）作为输入波，同时对 Wolong 波进行了  $C_r = n^{3/4}$ 、 $n^{1/2}$  及  $n^{1/4}$  3 种不同的时间缩尺以考虑其频率对松散堆积体边坡的动力响应的影响，具体的加载序列见表 3。

表 3 振动台模型试验地震波加载序列  
Table 3 Seismic wave loading sequence of shaking table model tests

工况	输入波	加速度峰值/g	时间比尺 $C_t$
Wn-1	白噪声	0.03	
1	El Centro	0.10	6.447
2	Taft	0.10	6.447
3	Wolong	0.10	6.447
4	El Centro	0.20	6.447
5	Taft	0.20	6.447
6	Wolong	0.20	6.447
7	Wolong	0.20	3.464
8	Wolong	0.20	1.861
Wn-2	白噪声	0.03	
9	El Centro	0.30	6.447
10	Taft	0.30	6.447
11	Wolong	0.30	6.447
12	Wolong	0.40	6.447
13	Wolong	0.50	6.447
Wn-3	白噪声	0.05	
14	Wolong	0.80	6.447
15	Taft	0.80	6.447
16	El Centro	0.80	6.447
17	Wolong	0.90	6.447

表 3 中 El Centro 波、Taft 波及 Wolong 波 3 种波形的原波时程曲线（峰值  $a_{peak}$  统一调整为 0.2g）、傅里叶谱及位移反应谱见图 3。

## 3 堆积体边坡模型试验结果及分析

### 3.1 试验结果

本文主要讨论分析位移计及边坡表面加速度计 A10 的数据，其他成果另文给出。位移传感器 YHD-1、YHD-2 及 YHD-3（坡顶面）与激光位移计 LD-1 与 LD-2（坡斜面）所测得模型比例下的永久位移数据见表 4，3 种地震波下坡顶面典型位移曲线（ $a_{peak}=0.8g$ ）见图 4。

### 3.2 不同地震波类型对边坡永久位移的影响

本次试验主要输入 3 种地震波：El Centro 波、Taft 波及 Wolong 波。从表 4 坡顶位移数据来看，发现在相同的峰值加速度  $a_{peak}$  下，Taft 波产生的坡顶水平位移与沉降最大，El Centro 波次之，Wolong 波最小；从激光位移计测得的斜坡面竖向位移来看，

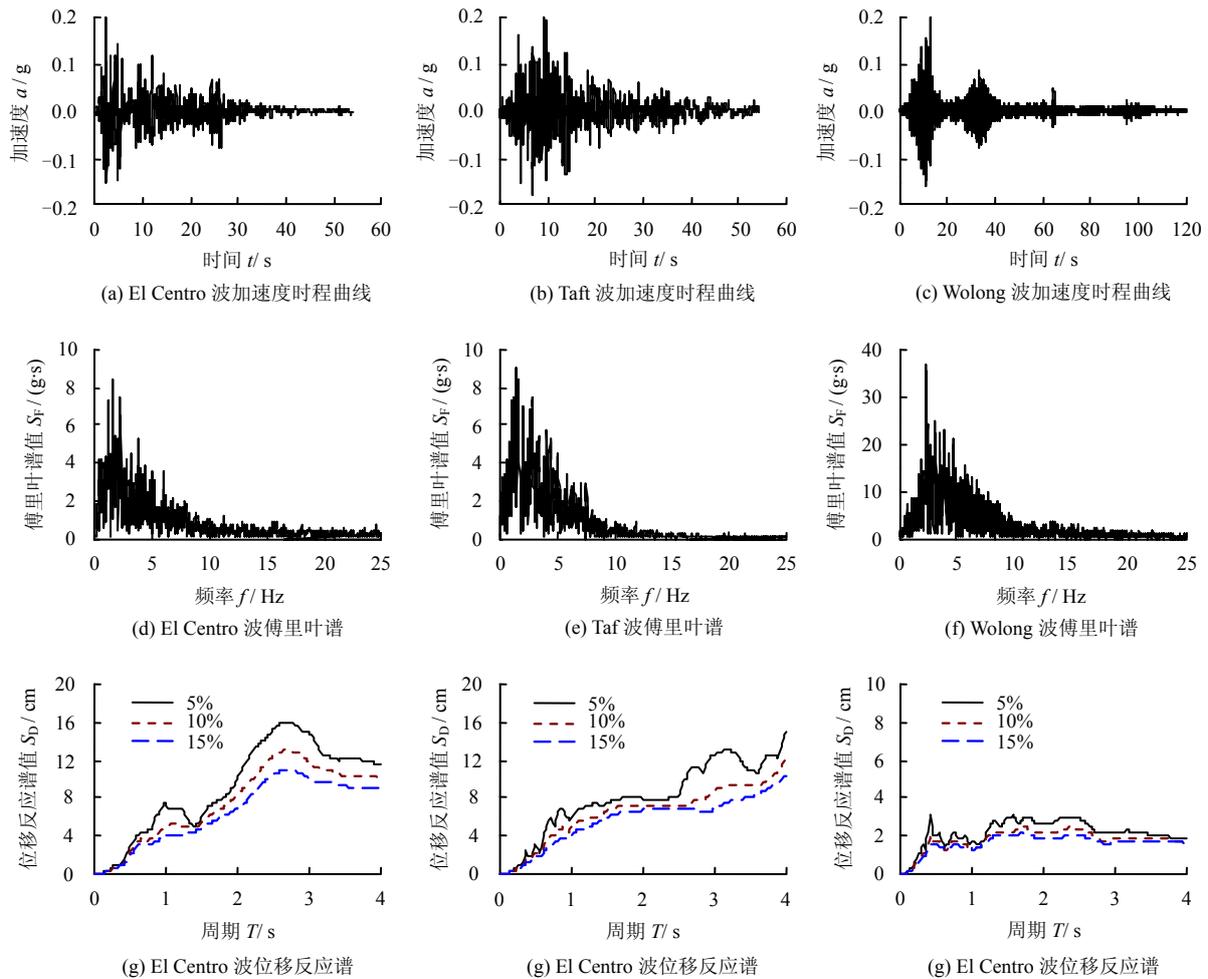


图 3 输入地震波加速度时程、傅里叶谱及位移反应谱

Fig.3 Input seismic acceleration time-history, Fourier spectra and displacement response spectra

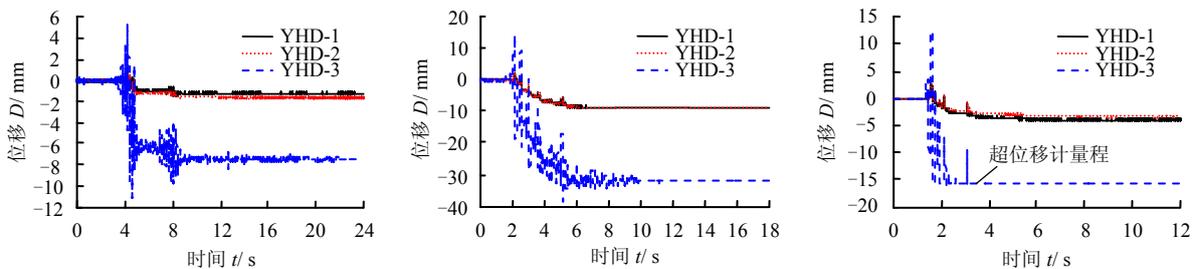


图 4 地震波作用下坡顶面位移 ( $a_{peak}=0.8g$ )

Fig.4 Displacements of slope crest under seismic wave excitation ( $a_{peak}=0.8g$ )

Taft 波产生的坡面竖向位移最大, Wolong 波次之, El-centro 波最小。总的来看, 振动型的地震波比冲击型地震波更容易在坡顶产生残余变形, 图 3 中的位移反应谱也反映出了在相同加速度峰值 ( $a_{peak}=0.2g$ ) 下, Taft 波的位移反应谱值明显大于 Wolong 波, 也略大于 El Centro 波的位移反应谱值。分析原因, 位移反应谱由弹性理论得到, 这表明如果坡体为黏弹性体, Taft 波将产生比 Wolong 波大得多的往复位移变形, 实际土体的动力特性更接近黏弹塑性, 更大的往复变形会产生更大的永久位移。

### 3.3 地震波频率对坡面位移的影响

以 Wolong 波 ( $a_{peak}=0.2g$ ) 为输入地震波 (见表 3 工况 6、7 和 8), 控制时间缩尺比例 ( $C_t = C_p / C_m$ , 即原型动力时间  $t_p$  与模型动力时间  $t_m$  之比) 为  $C_t = 6.447、3.464$  及  $1.861$  来研究地震荷载频率对坡面位移的影响, 图 5 为 Wolong 波在 3 种不同时间缩尺比例下的傅里叶谱, 可见随着输入地震波卓越频率增大, 傅里叶振幅减小。图 6 为 Wolong 波不同时间缩尺比 ( $C_t = 6.447、3.464、1.861$ ) 下产生的坡顶面位移曲线。

表 4 各工况永久位移 (模型比例)

Table 4 Permanent displacements under various loading (model scale)

工况	测量值/mm				
	YHD-1	YHD-2	YHD-3	LD-1	LD-2
1	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.03	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.03	0.11	0.00
4	0.06	0.20	0.15	1.00	0.09
5	0.14	0.20	0.18	4.61	2.20
6	0.14	0.17	0.03	2.35	1.31
7	0.11	0.31	0.29		
8	0.34	0.34	0.27		4.86
9	0.23	0.52	0.40	10.52	7.00
10	0.32	0.40	0.34	20.75	6.00
11	0.11	0.23	0.20	15.58	17.69
12	0.20	0.26	0.47	靶靶脱落	16.23
13	0.40	0.52	2.20		靶靶脱落
14	1.26	1.60	7.51		
15	8.87	9.16	32.17		
16	3.89	3.32	超量程		
17	1.72	2.26			

测量值：每一级工况施加完成后，位移清零，非累计位移值。

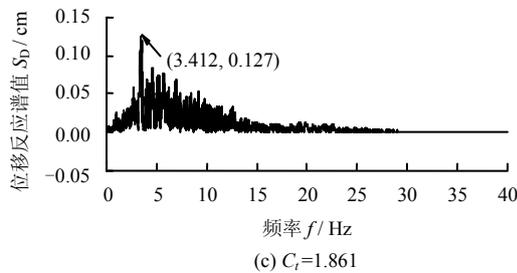
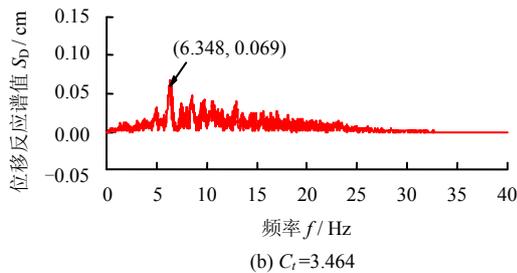
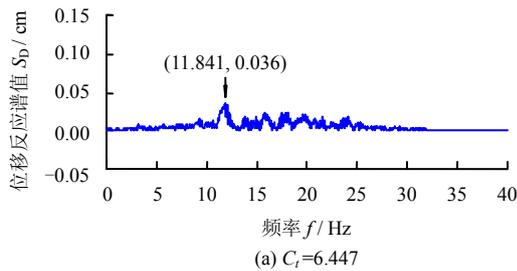


图 5 Wolong 波不同时间缩尺比下傅里叶谱 ( $a_{peak}=0.2g$ )  
Fig.5 Fourier spectra of Wolong seismic wave at various time scale ratios ( $a_{peak}=0.2g$ )

输入波峰值加速度  $a_{peak}=0.2g$  时，坡顶面测点处还没有发生失稳破坏，不同时间缩尺比地震波输

入下的堆积体坡面位移差异明显，将图 6 的坡顶面永久位移绘于图 7，图中时间缩尺比越小，水平位移越大，而且还不包括先期振动的影响。分析原因，

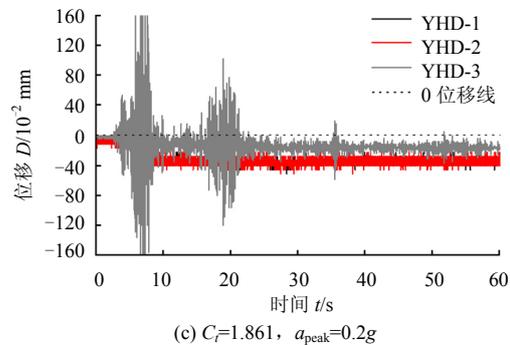
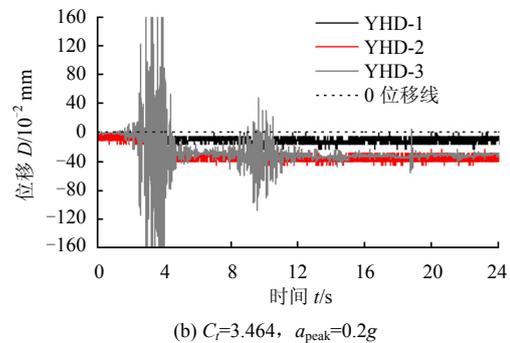
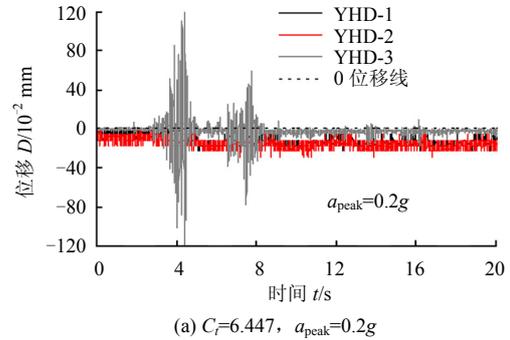


图 6 不同时间缩尺比 Wolong 波下坡顶位移  
Fig.6 Displacements of slope crest under Wolong wave excitation at different time scale ratios

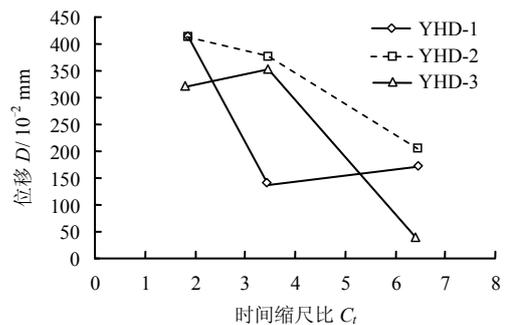


图 7 不同时间缩尺比下永久位移 (原型比例)  
Fig.7 Permanent displacements at various time scale ratios (prototype scale)

一是 Kramer<sup>[16]</sup>认为,地震波卓越频率较低时,相应的剪切波长较大,潜在滑坡体的竖向长度小于 1/4 剪切波长时,潜在滑坡体的水平加速度分布基本同相位,随着输入地震波频率的提高,潜在滑坡体的水平加速度分布不同相,这时水平方向上作用在潜在滑坡体质点上的惯性力方向不一致,水平滑动方向的合力较小,形成的永久滑动位移相应减小;另外,时间比尺越小,振动台的台面位移越大,坡顶的响应位移也就越大。

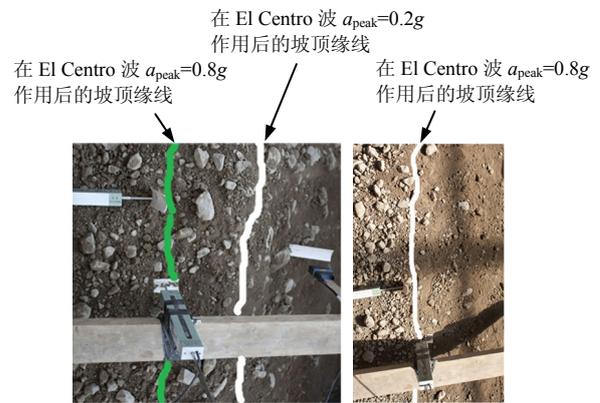
### 3.4 地震荷载下堆积体边坡失稳机制初步分析

在 El Centro ( $a_{peak}=0.2g$ ) 地震荷载作用时,坡面开始有大颗粒石砾开始向坡脚滚落,大颗粒的滚落带动周边小范围出现溜滑带, YHD-1 与 YHD-2 开始测得竖向位移, YHD-3 开始测得坡顶的水平前倾位移; El Centro ( $a_{peak}=0.8g$ ) 地震荷载施加后,由于边坡已经历多级地震荷载,这时边坡的坡顶前缘线已退后至 YHD-2 与 YHD-3 的测针处,直接导致 YHD-3 位移计超量程(见图 4(a)与图 8(a))。

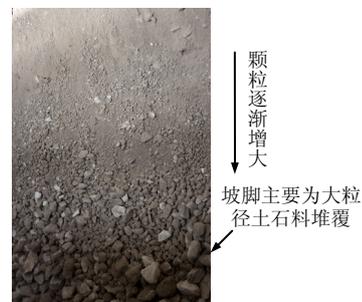
地震荷载作用下,堆积体边坡失稳启动及过程与一般黏土边坡及砂土边坡不同,主要表现为堆积体失稳启动时为连续浅层滑动,滑坡体颗粒之间的黏结较弱,滑坡体不是作为整体滑块一起向下滑动的,连续滑动面一般接近于平面。滑坡启动后,粗颗粒以更快的速度在坡面上溜滑,最后在坡脚处堆覆,因此,滑坡体在坡脚的堆覆具有非常明显的分选性,堆覆体从上到下颗粒逐渐增大,见图 8(b)。图 8(c)为根据模型箱内边坡模型初始边线粗略测得的中线截面形态图,边坡出现失稳后,量出中线截面坡顶缘线后退距离及坡脚前移距离,即可估算出变缓后边坡的实际坡度角。在  $a_{peak}=0.8g$  系列地震波激振前边坡实际坡度角约为  $36^\circ$ ,工况 14 Wolong 波激振后约为  $33^\circ$ ,工况 15 Taft 波激振后约为  $29.5^\circ$ ,工况 16 El Centro 波激振后坡度角约为  $29^\circ$ 。

目前,地震作用下的边坡稳定分析大多采用拟静力法和动力有限元数值方法,通过确定边坡的滑动面计算其安全系数作为评价指标。拟静力法没有考虑地震的频率、持时等因素,也无法考虑土体材料的动力响应特性;动力有限元数值分析通过地震时程曲线计算边坡单元的反应加速度、动应力和动应变等,最终目的还是通过动应力反应时程来计算动安全系数,动应力随时间变化,因此,边坡的动安全系数也是时间的函数,地震荷载下边坡瞬时最小安全系数  $SF < 1$ ,不足以使边坡失稳。而坡面的永久位移综合反映了波型、频率、持时等因素的影响,用永久变形来评价边坡地震稳定性相较于极限

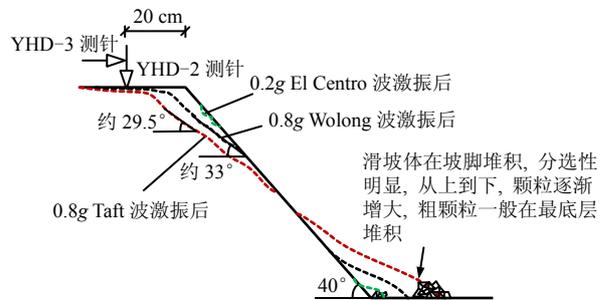
平衡的安全系数有其合理性,变形分析方法的关键点是对边坡变形的安全范围定出规范性的界限值<sup>[17]</sup>。



(a) El Centro 波作用后坡顶变化



(b) 坡脚堆覆



(c) 失稳边坡形态变化

图 8 堆积体边坡失稳特性

Fig.8 Failure characteristics of deposit slope

根据前述堆积体边坡在多级地震荷载作用下的坡面位移发展机制与失稳特性,通过改进 Newmark 位移分析法,估算堆积体坡面永久位移。黏聚力很小的风干堆积体边坡临界加速度近似为

$$k_{hy} = \frac{\tan \varphi - \tan \alpha}{1 + \tan \alpha \tan \varphi} = \tan(\varphi - \alpha) \quad (1)$$

式中:  $\alpha$  为震前坡度角;  $\varphi$  为堆积体内摩擦角<sup>[18]</sup>。在地震荷载连续作用下,边坡坡度变缓,即  $\alpha$  会逐渐减小。

临界加速度  $k_{hy}$  将逐渐增大。借鉴 Al-defae 等<sup>[19]</sup>

针对这种“几何硬化”情形提出的改进 Newmark 位移分析方法，按每级地震荷载作用前后实测的坡度角估算临界加速度，二者的差值按地震荷载作用前的临界加速度计算的位移平均分配。

以工况 14、15 为例，YHD-3 测点的永久水平位移通过加速度计 A10 的时程曲线用改进 Newmark 法进行估算，由于工况 16 下 El Centro 波 YHD-3 数据位移计已超量程，YHD-3 的测点数据在工况 14、15 下最接近滑动面，即最接近 Newmark

法的使用条件。由  $k_{hy} = \tan(\varphi - \alpha)$ ，工况 14 施加地震波前  $\varphi = 47^\circ$ ， $\alpha = 36^\circ$ ，故此时  $k_{hy} = 0.194g$ 。通过测得的坡度角反算的工况 14 完成后临界加速度为  $k_{hy-14} = 0.249g$ ，工况 15 完成后  $k_{hy-15} = 0.315g$ 。从图 9 的对比情况来看，估算值能基本反映永久变形的发展趋势，Newmark 法与改进的 Newmark 法二者的计算结果都偏于保守，但改进 Newmark 法由于考虑了堆积体边坡坡度角在地震荷载下逐渐变缓的特性，与试验结果更接近一些。

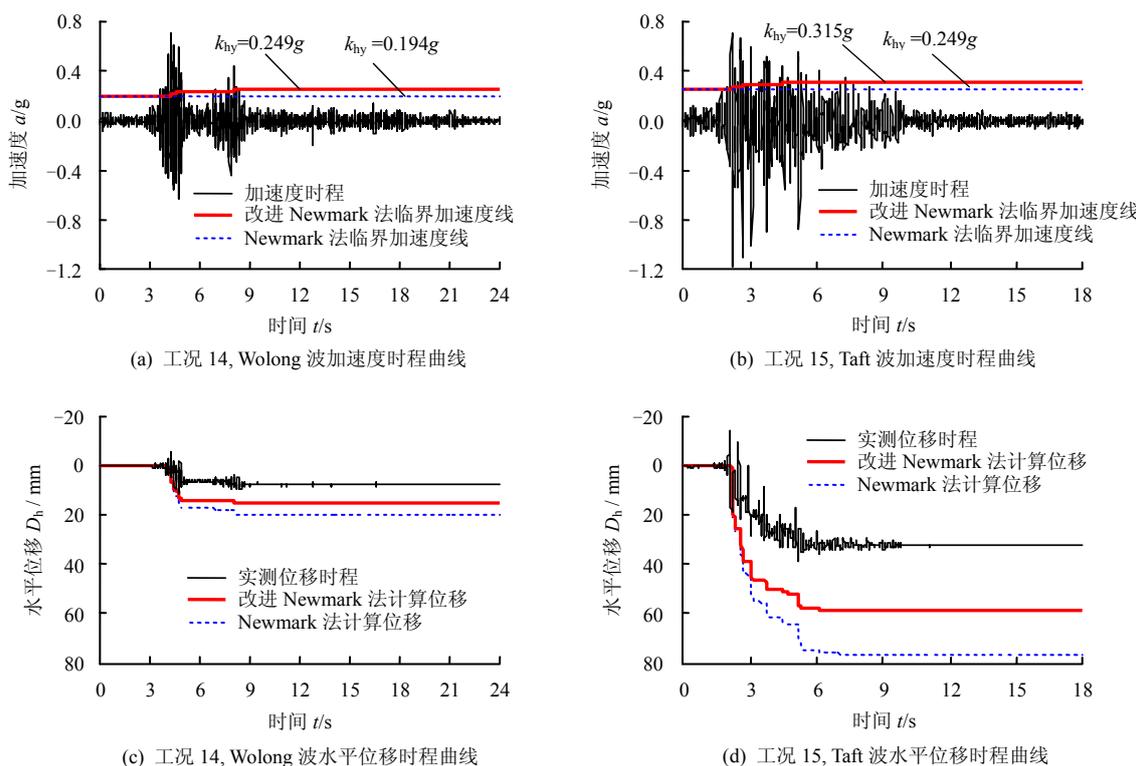


图 9 预测永久位移与振动台试验测量值比较（模型比例）

Fig.9 Comparisons of predicted permanent displacements with shaking table test measurements(model scale)

将表 4 中的试验数据绘于图 10，图中显示，斜坡面在较小的峰值加速度地震波作用下就开始产生永久位移，而坡顶面则在随后的峰值加速度地震波作用后才开始产生较明显的永久位移，即位移在  $a_{peak} = 0.2g \sim 0.3g$  左右开始产生并显著增大，这是由于 LD-1 与 LD-2 测点的滑坡启动（与  $k_{hy} = 0.2g$  接近）先于 YHD-2 与 YHD-3 测点（对应工况 16， $k_{hy} = \tan(47^\circ \sim 29^\circ)g = 0.325g$ ），观察到的滑坡现象与所测永久变形发展规律基本一致。其对应的斜坡面 LD-1 测点最大竖向永久位移为 4.4 mm，对应的坡顶面 YHD-3 测点最大水平永久位移为 2.5 mm，按几何比尺  $n = 12$  放大到原型尺寸对应的永久位移分别为 52.8 mm 与 30.0 mm，较 Jibson 等<sup>[6]</sup>的位移限值数据略小，原因可能是黏聚力很小的堆积体边坡

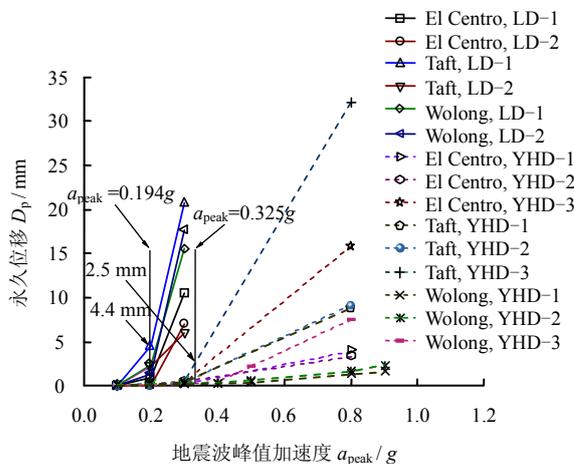


图 10 永久位移与峰值加速度关系（模型比例）

Fig.10 Relationships between permanent displacements and peak accelerations (model scale)

滑坡启动时对应的永久位移要小于黏聚力影响较大的岩土边坡。

## 4 结 论

本次试验中采用多级地震加载,前一级地震荷载施加对后一级地震响应有一定影响,但这种影响在输入地震波的幅值较小时基本可以忽略,而且通过一个模型施加多级地震荷载能避免平行模型之间的制样差异,便于取得更加经济高效的试验效果。另外,虽然振动台模型试验 1g 条件在模拟原型的自重应力作用方面有缺陷,使其在定量分析时有不足,但较大的模型尺寸能较好地反映堆积体的大颗粒散体特性。总的来说,本文所得到的地震荷载下堆积体边坡响应机制的结论有一定的参考意义。主要结论如下:

(1)堆积体边坡振动台模型试验所测得的坡面变形结果表明,相同峰值应力的地震波作用下,振动型地震波比冲击型地震波产生的残余变形要更大。

(2)相同地震波改变时间轴的缩尺比,对堆积体边坡的残余变形也会产生影响,控制地震波峰值加速度较小( $a_{\text{peak}}=0.2g$ )的情况下,地震波低频部分对边坡坡面永久位移的影响比高频部分要显著。在本次试验考虑的比尺范围内,时间缩尺比越大、卓越频率越高,产生的永久变形越小。

(3)推广 Newmark 法应用到颗粒体滑坡永久位移的计算中,计算结果表明,即使滑坡体不是固定的块体而是堆积的散体颗粒材料,Newmark 法也基本能反映边坡表面永久位移的发展趋势。考虑地震波连续激振下堆积体滑坡所形成的坡度角减小、临界加速度增大的特点,改进 Newmark 法计算的永久位移与实测值更接近。地震荷载下边坡产生的永久变形是评价边坡的地震反应特性及其动力稳定性的重要指标,取一临界位移值作为边坡失稳启动的界限值有一定合理性,本次堆积体边坡模型振动台试验所得的界限值在 5 cm 左右。

## 参 考 文 献

- [1] 殷跃平. 汶川八级地震地质灾害研究[J]. 工程地质学报, 2008, 16(4): 433—444.  
YIN Yue-ping. Researches on the geo-hazards triggered by Wenchuan Earthquake, Sichuan[J]. **Journal of Engineering Geology**, 2008, 16(4): 433—444.
- [2] WANG Qiu-liang, LI Jing-gang, LIAO Wu-lin, et al. Building damages in Deyang city by the 2008 Wenchuan

earthquake[J]. **Geodesy and Geodynamics**, 2011, 2(4): 59—62.

- [3] NEWMARK N M. Effects of earthquake on dams and embankments[J]. **Géotechnique**, 1965, 15(2): 139—160.
- [4] 贺可强, 阳吉宝, 王思敬. 堆积层边坡位移矢量角的形成作用机制及其与稳定性演化关系的研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(2): 185—192.  
HE Ke-qiang, YANG Ji-bao, WANG Si-jing. Study on the forming mechanism of displacement vector angle and stability evolution relation of accumulative-formation slopes[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2002, 21(2): 185—192.
- [5] 贺可强, 阳吉宝, 王思敬. 堆积层边坡表层位移矢量角及其在稳定性预测中的作用与意义[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(12): 1976—1983.  
HE Ke-qiang, YANG Ji-bao, WANG Si-jing. Displacement vector angle of colluvial slope and its significance[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2003, 22(12): 1976—1983.
- [6] JIBSON R W, KEEFER D K. Analysis of the seismic origin of landslides: examples from the New Madrid Seismic Zone[J]. **Geological Society of America Bulletin**, 1993, 105(4): 521—536.
- [7] WANG K L, LIN M L. Initiation and displacement of landslide induced by earthquake—a study of shaking table model slope test[J]. **Engineering Geology**, 2011, 122(1—2), 106—114.
- [8] IAI SUSUMU. Similitude for shaking table tests on soil-structure-fluid model in 1g gravitational field[J]. **Soils and Foundations**, 1989, 29(1): 105—118.
- [9] LIN M L, WANG K L. Seismic slope behavior in a large-scale shaking table model test[J]. **Engineering Geology**, 2006, 86(2—3): 118—133.
- [10] MEYMAND P J. Shaking table scale model tests of nonlinear soil-pile-superstructure interaction in soft clay[D]. [S. l.]: U. C. Berkeley, 1998.
- [11] 徐光兴, 姚令侃, 高召宁, 等. 边坡动力特性与动力响应的大型振动台模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(3): 624—632.  
XU Guang-xing, YAO Ling-kan, GAO Zhao-ning, et al. Large-scale shaking table model test on the dynamic characteristics and seismic responses of slope[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2008, 27(3): 624—632.

- undisturbed soil sample: China, ZL 2010 1 0291902.7[P]. 2011-02-01.
- [15] 胡长明, 梅源, 魏弋锋, 等. 一种采用结构性原状黄土制作大型土工试验模型的方法: 中国, ZL 2010 1 0503574.2[P]. 2011-09-28.  
HU Chang-ming, MEI Yuan, WEI Yi-feng, et al. Method of making large scale soil testing model with structural undisturbed soil sample: China, ZL 2010 1 0503574.2[P]. 2011-09-28.
- [16] 孟庆山, 孔令伟, 郭爱国, 等. 高速公路高填方路堤拼接离心模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(3): 580—586.  
MENG Qing-shan, KONG Ling-wei, GUO Ai-guo, et al. Centrifugal modeling test study on high-embankment widening of highway[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2007, 26(3): 580—586.
- [17] 徐光明, 邹广电, 王年香. 倾斜基岩上的边坡破坏模式和稳定性分析[J]. 岩土力学, 2004, 25(5): 703—708.  
XU Guang-ming, ZOU Guang-dian, WANG Nian-xiang. Failure mode and stability analysis of soil slope on inclined bedrock[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2004, 25(5): 703—708.
- [18] 谢定义, 陈存礼, 胡再强. 试验土工学[M]. 北京: 高等教育出版社, 2011.  
XIE Ding-yi, CHEN Cun-li, HU Zai-qiang. Experimental soil engineering[M]. Beijing: Higher Education Press, 2011.
- [19] 朱才辉. 深厚黄土地基上机场高填方沉降规律研究[D]. 西安: 西安理工大学, 2012.  
ZHU Cai-hui. Settlement regularity study of loess-high filled airport foundation with large thickness [D]. Xi'an: Xi'an University of Technology, 2012.
- [20] 梅源. 湿陷性黄土高填方地基处理技术及稳定性试验研究[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2013.  
MEI Yuan. Experimental research on treatment technology and stability of collapsible loess high embankment foundation [D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2013.
- [21] 谷天峰, 王家鼎, 王念秦. 吕梁机场黄土滑坡特征及其三维稳定性分析[J]. 岩土力学, 2013, 34(7): 2009—2016.  
GU Tian-feng, WANG Jia-ding, WANG Nian-qin. Geological features of loess landslide at Lüliang airport and its 3D stability analysis[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2013, 34(7): 2009—2016.
- [22] 姚志华, 黄雪峰, 陈正汉, 等. 关于黄土湿陷性评价和剩余湿陷量的新认识[J]. 岩土力学, 2014, 35(4): 998—1006.  
YAO Zhi-hua, HUANG Xue-feng, CHEN Zheng-han, et al. New recognition of collapsibility evaluation and remnant collapse of loess[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2014, 35(4): 998—1006.
2011.  
Sediment Research, 1999, 5: 67—73.
- [15] 朱守彪, 石耀霖, 陆鸣, 等. 地震滑坡的动力学机制研究[J]. 中国科学: 地球科学, 2013, 43: 1096—1105.  
ZHU Shou-biao, SHI Yao-lin, LU Ming, et al. Dynamic Mechanisms of earthquake-triggered landslides[J]. **Science China: Earth Sciences**, 2013, 43: 1096—1105.
- [16] KRAMER S L. Geotechnical earthquake engineering[M]. [S. l.]: Prentice Hall, Upper Saddle River, N J, 1996.
- [17] 刘汉龙, 费康, 高玉峰. 边坡地震稳定性时程分析方法[J]. 岩土力学, 2003, 24(4): 553—560.  
LIU Han-long, FEI Kang, GAO Yu-feng. Time history analysis method of slope seismic stability[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2003, 24(4): 553—560.
- [18] CRESPELLANI T, MADIAI C, VANNUCCHI G. Earthquake destructiveness potential factor and slope stability[J]. **Géotechnique**, 1998, 48(3): 411—419.
- [19] AL-DEFAE A H, CAUCIS K, KNAPPETT J A. After-shocks and the whole-life seismic performance of granular slopes[J]. **Géotechnique**, 2013, 63(14): 1230—1244.

---

上接第 3472 页

- [12] 许强, 刘汉香, 邹威, 等. 斜坡加速度动力响应特性的大型振动台试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(12): 2420—2428.  
XU Qiang, LIU Han-xiang, ZOU Wei, et al. Large-scale shaking table test study of acceleration dynamic responses characteristics of slopes[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2010, 29(12): 2420—2428.
- [13] 刘婧雯, 黄博, 邓辉, 等. 地震作用下堆积体边坡振动台模型试验及抛出现象分析[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(2): 308—311.  
LIU Jing-wen, HUANG Bo, DENG Hui, et al. Shaking table tests and throwing phenomenon of deposit slopes under earthquakes[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2014, 36(2): 308—311.
- [14] 徐永年, 匡尚富, 李文武, 等. 边坡形状对崩塌的影响[J]. 泥沙研究, 1999, 5: 67—73.  
XU Yong-nian, KUANG Shang-fu, LI Wen-wu, et al. Effects of slope shape on avalanches[J]. **Journal of**