

DOI: 10.11779/CJGE201807014

反复微震作用下顺层及反倾岩质边坡的动力稳定性分析

杨忠平^{1, 2, 3}, 刘树林^{1, 2, 3}, 刘永权^{1, 2, 3}, 何春梅^{1, 2, 3}, 阳伟^{1, 2, 3}

(1. 重庆大学土木工程学院, 重庆 400045; 2. 山地城镇建设与新技术教育部重点实验室(重庆大学), 重庆 400045;

3. 重庆环境地质灾害防治国家地方联合工程研究中心, 重庆 400045)

摘要: 水库蓄水后诱发的高频次微小地震在一定程度上会对区域地质体的稳定性产生重要影响。本文采用振动台试验、UDEC 数值分析方法, 对顺层、反倾两类典型岩质边坡在反复微小地震作用下的动力稳定性进行了深入研究。结果表明: 两类边坡的加速度响应均表现出“高程效应”和“趋表效应”, 且随地震作用次数的增加, 坡体损伤(表现为层面与次级节理的起裂、扩展、贯通)不断累积, 造成两类边坡的动力响应均呈现减弱的趋势; 在反复微震作用下, 边坡自振频率减低和阻尼比增大是其动力特性变化的基本规律; 边坡累积永久位移随着地震作用次数的增加而增加, 而稳定性系数则呈现递减趋势; 在反复微震作用下, 顺层坡的后缘竖向拉裂缝逐渐向下扩展并与下卧层面连通, 边坡主要发生沿层面的整体滑移失稳模式; 反倾坡首先在坡肩及坡面出现块体崩落, 随后上部岩层逐层剥落, 最终形成圆弧形破坏面, 边坡以坡肩处发生落石、中上部岩层发生崩塌为主要破坏特征。

关键词: 反复微震; 顺层坡; 反倾坡; 动力稳定性; 振动台试验

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)07-1277-10

作者简介: 杨忠平(1981-), 男, 副教授, 主要从事环境岩土与边坡稳定性方面的教学与研究工作。E-mail: yang-zhp@163.com。

Dynamic stability analysis of bedding and toppling rock slopes under repeated micro-seismic action

YANG Zhong-ping^{1, 2, 3}, LIU Shu-lin^{1, 2, 3}, LIU Yong-quan^{1, 2, 3}, HE Chun-mei^{1, 2, 3}, YANG Wei^{1, 2, 3}

(1. School of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, China; 2. Key Laboratory of New Technology for Construction

of Cities in Mountain Area (Chongqing University), Ministry of Education, Chongqing 400045, China; 3. National Joint Engineering Research

Center for Prevention and Control of Environmental Geological Hazards in the TGR Area, Chongqing 400045, China)

Abstract: The high-frequency and micro earthquake induced by the Three Gorges Reservoir after impoundment will have an important influence on the stability of the regional geological body to a certain extent. The shaking table tests and UDEC numerical analysis method are used to analyze the dynamic stability of the typical bedding and toppling rock slopes under repeated micro earthquakes. The results show that the acceleration response of the two types of slopes exhibits the "elevation effect" and "surface effect", and with the increase of earthquake action frequency, the slope damage (manifested as the initiation, expansion and penetration of structural plane and secondary rock joint) accumulates continuously and the dynamic response of the two types of slopes decreases. Under the repeated micro earthquakes, the decrease of the natural frequency of the slopes and the increase of the damping ratio are the basic laws of the dynamic characteristics. The permanent displacement increases with the increase of earthquake action frequency, and the stability coefficient decreases. Under the repeated micro earthquakes, the vertical tension cracks at the trailing edge of the bedding slope gradually extend and connect with substratum, and the slope is mainly caused by the overall slip instability along the joint surface. Block caving firstly appears at the slope shoulder and the slope surface in the toppling slope, subsequently, the upper strata are peeled off layer by layer, and finally a circular failure surface is formed. The main characteristics of the slope are rock fall at the slope shoulder and collapse of the middle and upper strata.

Key words: repeated micro-seism; bedding slope; toppling slope; dynamic stability; shaking table test

0 引言

受自然环境与人为因素的影响, 三峡库区一直是中国地质灾害较为严重的地区之一, 滑坡、崩塌频发, 类型多, 规模大, 危害重^[1]。库区自 2003 年蓄水以来,

水库诱发地震的发震频次显著增多, 据王儒述^[2]统计, 2003 年库区共发生地震 541 次, 地震频次较蓄水前提

基金项目: 国家自然科学基金项目(41372356, 41772306)

收稿日期: 2017-06-20

高近 10 倍; 2004 年共发生地震 1062 次, 地震频度较 2003 年又增加了 1 倍左右, 且表现出震次繁、震级较弱、震源较浅、能量衰减迅速等特点。由于此类诱发地震的震源深度较浅, 使得其能量释放较集中, 其中 3 级以上诱发地震其震中烈度可达到 V—VI 度, 远大于相同震级构造型地震。而由地震可能引发的滑坡、崩塌等次生地质灾害远超过地震本身带来的直接损失, 直接威胁到库区的长期安全运营, 不容忽视^[3]。

针对强震作用下岩质边坡的动力稳定性问题, Shimizu 等^[4]、Wang 等^[5]较早地利用振动试验研究了岩质边坡动力稳定性问题。之后, 门玉明等^[6]、王勇智等^[7]通过小型振动台试验, 对岩质边坡的破坏机制展开了大量的研究工作。在 2008 年汶川地震后, 国内学者开展了大量针对岩质边坡的大型振动台模型试验, 如董金玉等^[8]、杨国香等^[9]研究了均质、顺层和反倾层状岩质边坡在强震作用下的动力响应规律; 刘汉香^[10]则针对汶川地震震区的典型坡体, 先后开展了针对 10 个具有不同特征模型斜坡动力响应规律的试验研究; 叶海林等^[11-12]对岩质边坡的动力稳定性及抗滑桩加固开展了振动台试验和数值模拟研究, 得出拉裂缝与剪切滑移面贯通是边坡动力破坏的必要条件。

而水库诱发地震荷载的强度有限, 一次地震作用对边坡的稳定性影响较小, 但反复地震作用会造成库区边坡岩体的损伤不断累积, 最终有可能引起边坡的动力疲劳失稳。江泊洧^[13]对频发微震作用下三峡库首段广泛分布的松散型滑坡的变形机制及动力响应进行了深入研究; 李兴旺^[14]对三峡库区的顺层岩质边坡在多次地震作用下的稳定性进行了大量的数值分析。

从上述分析可知, 已有研究重点主要放在地震强度较大的情况, 而很少关注反复微震这一特殊外应力作用对边坡稳定性的影响, 有限的研究文献中虽然考虑了反复微震的影响, 但主要针对土质边坡(或堆积体边坡)来开展, 采用的研究方法也主要以数值分析为主。鉴于此, 本文采用振动台模型试验、UDEC 离散元数值分析方法, 对库区顺层、反倾两类典型层状岩质边坡在多次微小地震作用下动力特性及动力响应特征、边坡变形及稳定性系数变化规律以及边坡破坏面形成过程及失稳模式进行了深入分析, 相关结论对于进一步认识水库诱发地震对库区边坡稳定性的影响规律以及库区地质灾害的防治具有重要的参考意义。

1 振动台试验设计

1.1 相似物理模型边坡的设计与制作

(1) 相似关系及相似材料

在本文振动台试验中, 模型边坡主要模拟库区顺层、反倾边坡的岩性及岩体结构, 就几何尺寸而言,

并无实际工程边坡。但在设计边坡的相似关系时, 应尽量获取较大的几何相似系数, 以模拟较大的原型边坡。考虑到振动台试验设备承重能力的限制, 参考文献[10, 12, 15], 确定试验中各关键物理量的相似系数如表 1 所示。

表 1 模型试验各关键物理量的相似系数

Table 1 Similarity factors of key physical parameters in model tests

参数类型	物理量	量纲	相似关系	相似系数(*控制量)
	密度 ρ	ML^{-3}	C_p	1*
	弹性模量 E	$ML^{-1}T^{-2}$	C_E	32.6*
材	泊松比 ν	量纲为 1	C_ν	1
料	黏聚力 c	$ML^{-1}T^{-2}$	$C_c = C_E C_\varepsilon$	22.8
参	内摩擦角 φ	量纲为 1	C_φ	1
数	应力 σ	$ML^{-1}T^{-2}$	$C_\sigma = C_E C_\varepsilon$	22.8
	应变 ε	量纲为 1	$C_\varepsilon = C_p C_g C_l C_E^{-1}$	0.7
几	长度 l	L	$C_l = C_E^{0.5} C_\rho^{-0.5} C_t$	22.9
何	位移 u	L	$C_u = C_l C_\varepsilon$	16
参	时间 t	T	C_t	4*
数	频率 f	T^{-1}	$C_f = C_t^{-1}$	0.25
学	速度 v	LT^{-1}	$C_v = C_u C_t^{-1}$	4
参	加速度 a	LT^{-2}	$C_a = C_u C_t^{-2}$	1
数	重力加速度 g	LT^{-2}	$C_a = C_u C_t^{-2}$	1

在参考地质力学模型试验常用相似材料基础上^[10], 选择重晶石粉、石英砂、石膏、石膏缓凝剂、水和甘油 6 种材料作为本试验的相似材料。其中, 重晶石粉与石英砂分别起到细骨料与粗骨料的作用, 石膏和水混合后起到胶结作用, 石膏缓凝剂能延缓石膏初凝时间, 从而保证边坡模型的夯筑施工时间。

结合三峡库区以砂岩、砂泥岩互层为主的地质条件, 本次试验以库区砂岩为原型, 其物理力学参数参考现有文献资料^[13, 16]取值。在参考表 1 给出的相似系数基础上, 可进一步求出模型边坡中岩石材料的物理力学参数的取值范围, 如表 2 所示。

表 2 原型砂岩及模型边坡的物理力学参数取值范围

Table 2 Ranges of physical and mechanical parameters of prototype sandstone and model slope

类别	密度 /($g \cdot cm^{-3}$)	弹性模 量/GPa	泊松比 ν	黏聚力 /MPa	内摩 擦角 /($^\circ$)	单轴抗压 强度 /MPa
原型	2.0~2.5	0.15~4.0	0.18~0.3	2~10	30~45	30~70
相似系数	1	32.6	1	32.6	1	22.8
相似材料	2.0~2.5	46~122.7 MPa	0.18~0.3	61.3~306.7 kPa	30~45	1.32~3.07
目标值						

根据表 2 中模型边坡各物理力学参数需满足的取值范围, 通过开展大量的常规物理力学特性试验(环

刀直剪试验、无侧限抗压强度试验), 最终得到模型相似材料的最优配比及其物理力学参数如表 3 所示。

表 3 相似材料配比及其物理力学参数

Table 3 Ratios and their physical and mechanical parameters of similar materials

类别	密度 ($\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$)	弹性模量/MPa	泊松比 ν	黏聚力 /kPa	内摩擦角/($^\circ$)	单轴抗压强度 /MPa
原型	2.49	4200.0	0.30	2000.0	41.8	34.10
模型目标值	2.49	128.8	0.30	61.3	41.8	1.50
模型实际值	2.50	180.0	0.25	120.0	42.0	1.40
相似材料 配比	石英砂:重晶石粉:石膏:水:甘油 = 1.08:0.64:0.36:0.22:0.03					

(2) 边坡模型制作

考虑到三峡库区大型滑坡主要沿长江干流和支流的深切河谷两岸分布, 岸坡陡峭, 斜坡坡角较大, 试验中模型边坡的坡角设计为 60° 。受振动台台面承载能力限制, 模型边坡高度设计为 1 m, 按表 1 中的几何相似系数, 相当于原型边坡的高度为 22.8 m。本次振动台试验共设计顺层、反倾两类岩质边坡, 边坡模型的概化设计如图 1 所示, 从图 1 可知, 模型边坡中同时考虑了层面和正交次级节理, 边坡不同位置埋设 8 个加速度计, 以研究边坡的加速度响应特征。

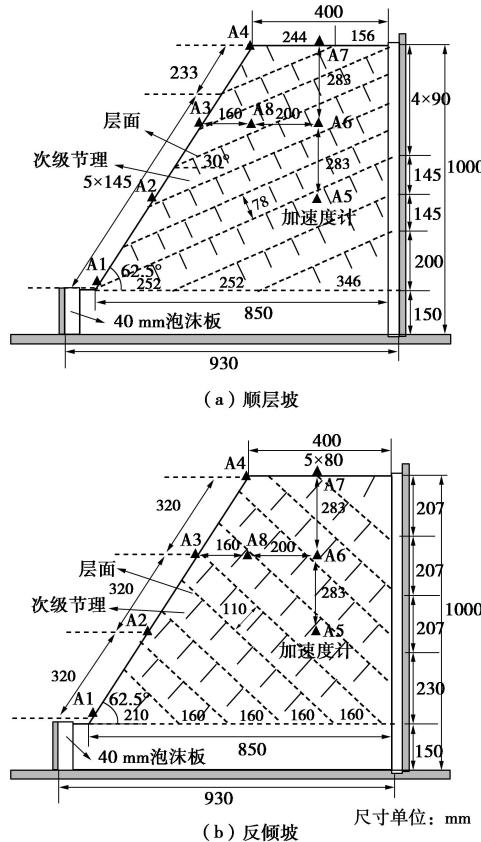


图 1 顺层及反倾边坡的概化设计模型

Fig. 1 Generalized design model for bedding and toppling slopes

模型边坡在自行设计的模型箱中建造完成, 采用从下到上、分层压实的方式。边坡模型的部分制作过

程如图 2 所示。

边坡模型的制作流程如下:

① 根据边坡模型各层的几何尺寸及密度, 算出各层所需的混合料, 采用小型搅拌机将混合料搅拌均匀, 再将称量好的水(混合甘油与石膏缓凝剂)分若干次加入干料中人工搅拌均匀; ② 采用专门加工的小型夯锤将搅拌料分层夯实至设计密实度, 每次碾压的厚度控制在 5~10 cm(图 2(a)); ③ 在搅拌料初凝前用薄钢板(2 mm)垂直切割正交次级节理(图 2(b)、(d)); ④ 在分层压实后均匀铺洒一层(2~3 mm)石英砂进行层面加工处理(图 2(c)); ⑤ 重复上述 5 个步骤, 直到边坡模型达到设计的高度, 最终制作完成的两个边坡模型如图 2(e)、(f) 所示。

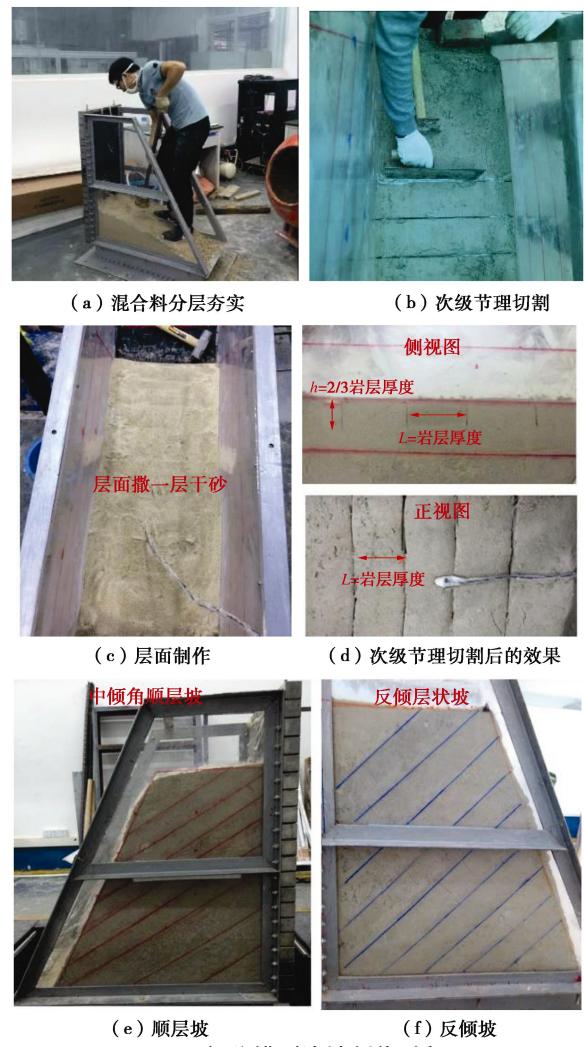


图 2 部分模型边坡制作过程

Fig. 2 Part of production process of model slope

1.2 加载方案

振动台试验的地震波采用了天然波和人工波两种类型, 其中天然波为湖北省某地震监测台站监测到的 2013 年 12 月 16 日 13 时 04 分发生在巴东县的 M5.1 级库区诱发地震, 该地震的震源深度约为 5 km, 地震主震持时约为 7 s; 人工波为不同频率和振幅大小的正

弦波。结合水库诱发地震具有在较短时间内(1~3 d)连续发震2~4次的特点^[13],试验加载中将4个7 s左右的天然波(截取主震部分)进行拼接,以此作为一个完整的地震波序列,进而按照时间相似系数($C_t=4$)进行压缩。经拼接处理后的地震波波形如图3所示。

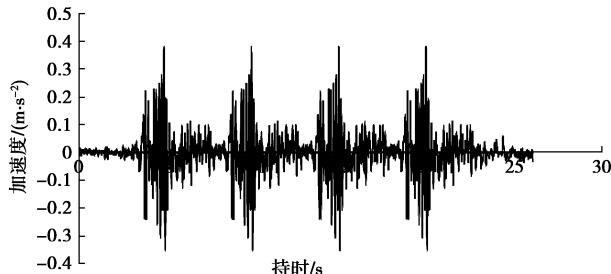


图3 拼接后的天然地震波波形

Fig. 3 Waveform of natural seismic waves after splicing

施加的天然波幅值共考虑0.04g, 0.06g, 0.09g, 0.15g及0.35g五个等级,施加的正弦波的持时与天然波相同(7 s),频率共考虑了5, 10, 15, 30 Hz四个等级,振幅考虑了0.04g, 0.15g, 0.2g, 0.4g四个等级。此外,在边坡各个加载阶段采用白噪声(随机波)扫描来测定模型边坡的动力特性参数,详细加载方案如表4所示。

表4 振动台试验加载方案

Table 4 Loading plans of shaking table tests

工况	振幅/g	加载波类型(X 方向)	持时/s	频率/Hz	加载次数	加载目的
1	0.08	白噪声	1	30	1	坡体动力特性
2		正弦波		30	1	
3		天然波		32	1	
4	0.04			5	1	
5		正弦波		10	1	坡体的动力响应特征
6			7	15	1	
7				30	1	
8	0.04			32	1	
9	0.06			32	1	
10	0.09	天然波		32	1	
11	0.15			32	1	
12	0.08	白噪声	2	30	1	坡体动力特性
13~62	0.04	天然波	7	32	50 次(每次间隔2 min)	微震作用下损伤发展
63	0.08	白噪声	3	30	1	坡体动力特性
重复13~63加载工况,直至作用500次微震						
525~574	0.15	天然波	7	32	50 次(每次间隔2 min)	微震作用下损伤发展
575	0.08	白噪声	3	30	1	坡体动力特性
重复525~575加载工况,直至作用500次小震 加载0.2g~0.4g、15 Hz的正弦波,直至边坡失稳破坏						

表4中,前12个加载工况主要分析两类边坡的动力响应基本特征;紧接着的500次微震(0.04g天然波)、500次小震(0.15g正弦波)作用主要考虑边坡动力特性参数随地震作用次数的变化;后期加载的强震(0.2g正弦波)及大震(0.4g正弦波)主要是为得到边坡最终的滑面形成过程及失稳模式。

1.3 试验设备及试验过程

振动台试验在重庆大学山地城镇建设与新技术教育部重点实验室的1.2 m×1.2 m双向双自由度的地震模拟振动台设备上完成。该振动台试验系统由美国ANCO公司生产,ANCO振动台硬件由台面、作动器、蓄能器、HPS(油源)、控制柜以及电脑组成,振动台试验系统部分硬件设施如图4所示,振动台设备的主要技术参数:台面尺寸为1.2 m×1.2 m;最大起重质量为1000 kg;工作频率范围为0~Hz;振动方向水平/垂直/双向同时;加载方式为液压式;水平最大加速度为1.2g(1000 kg)/2.0g(500 kg);垂向最大加速度为1.2g(1000 kg)/2.0g(500 kg);水平最大位移为100 mm。



图4 振动台试验系统

Fig. 4 Shaking table test system

振动台试验流程如下:模型吊装至台面→传感器连接与调试→试验加载及裂缝观察→记录边坡破坏形态及收集试验数据。部分振动台试验过程如图5所示。

2 试验结果与分析

2.1 边坡的动力响应

边坡在地震作用下的动力响应特征是对其进行动力稳定性评价的基础,边坡的动力响应包括加速度、速度、动位移、动应力和动应变响应等,而与加速度有关的地震惯性力是边坡产生变形和失稳的主要原因^[7],因此,本节主要考虑边坡的加速度响应及其分布规律。为了统一描述模型边坡在试验中的加速度响应规律,选用PGA(peak ground acceleration)放大系数作为分析指标,定义PGA放大系数为各测点加速度响应峰值(PGA)与台面实测加速度峰值的比值。



图 5 部分振动台试验过程

Fig. 5 Partial procedure of shaking table tests

(1) 高程效应与趋表效应

以两类坡在 $0.04g$ 正弦波 (持时 7 s, 频率 30 Hz) 作用下的动力响应为例, 图 6 (a) 给出了沿坡面和坡体内竖直方向上的 PGA 放大系数随着高度变化的规律, 图中采用相对坡底高程 h/H 来表示加速度计的位置, h 代表加速度计距离坡脚的垂直距离, H 为坡高。图 6 (b) 给出了坡体 $2/3H$ 高度处 (即 A3, A8, A6) 的 PGA 放大系数的变化规律, 图中加速度计的位置采用相对坡面宽度 b/B 来表示, b 代表加速度计距离坡面的水平距离, B 为坡顶长度。

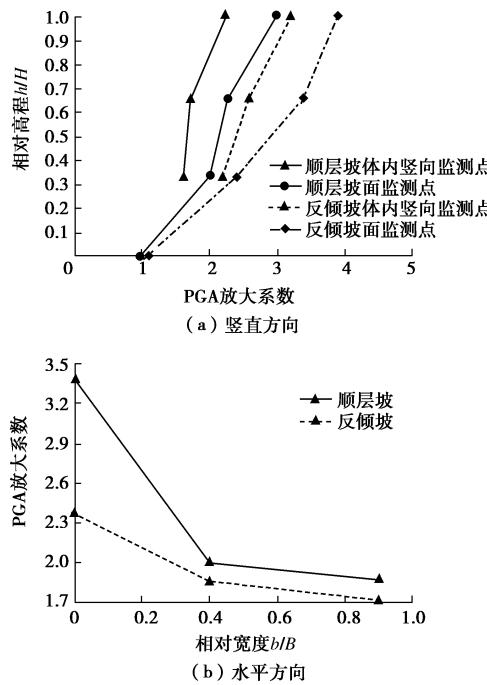


图 6 边坡沿竖直向及水平向各测点的 PGA 放大系数

Fig. 6 PGA amplification factors of slopes along vertical and horizontal directions

从图 6 可知, 沿着坡面方向向上, 加速度峰值 PGA 放大系数呈递增趋势, 在坡面 $2H/3$ 以下, 加速度峰值 PGA 增幅稍大, 在坡肩附近增幅急剧增大。而在坡体内, 加速度峰值从下往上也在逐渐增大, 且在

坡顶监测点 A7 处增幅显著。从图 6 (b) 可见, A3 测点的 PGA 放大系数远远大于相同高度坡体内部的 A6 测点, 表明模型边坡同样存在水平向放大效应。

图 6 所描述的加速度响应规律可以归结边坡对地震波的“高程效应”和“趋表效应”。高程效应体现边坡加速度响应的垂直放大作用, 趋表效应体现边坡加速度响应的临空面放大作用。加速度响应的高程效应可能与不同高程测点地震波频谱特性变化有关, 而临空面放大作用则可以从地震波在坡体边界发生的反射现象予以解释。坡肩位置处于坡面与坡顶两个临空面的交汇处, 在该处地震波将发生多次反射与叠加, 从而加剧了地震波的放大效应。

(2) 地震作用次数的影响

随着地震作用次数的增加, 模型边坡的损伤不断累积, 伴随着坡体内部的初始损伤 (层面、次级节理等) 的不断扩展贯通, 地震波在坡体内部的传播路径也会发生一定变化, 从而对边坡的动力响应特征造成影响。试验中得到两个边坡在初始阶段、500 次微震后、震中高烈度后以及 500 次小震后的坡表测点 PGA 放大系数的变化如图 7 所示。

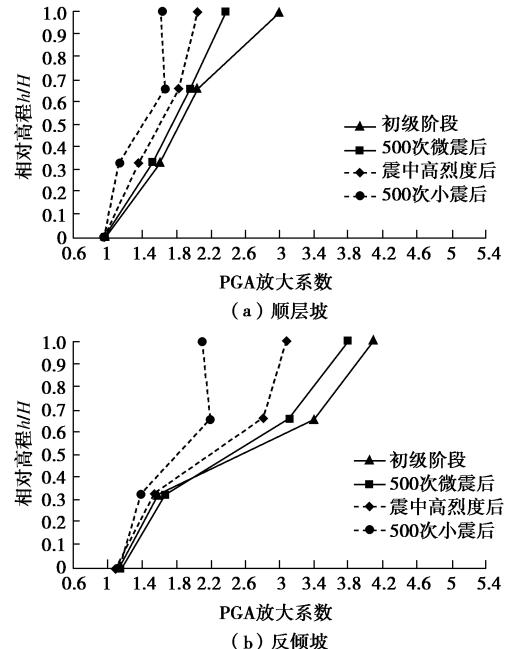


图 7 坡面测点 PGA 放大系数随地震作用次数的变化

Fig. 7 Variation of PGA magnification factor with number of earthquakes

从图 7 可知, 随着地震作用次数增加, 边坡损伤不断累积, 两个边坡模型坡面测点的 PGA 放大系数均呈现出减弱趋势, 这与边坡在遭受多次地震作用后坡内层面与次级节理逐渐扩展贯通、坡体完整性不断降低直接相关, 由于坡体内损伤裂缝增多, 边坡岩体的滤波作用逐渐增强, 地震波向坡体上部的传播路径被不同程度阻断, 且因增多的损伤裂纹在扩展贯通时会

耗散一部分地震动能量, 造成传至边坡上部的震动能量减弱。

对比两个模型边坡加速度响应的变化规律可知, 顺层坡的 PGA 放大系数随坡体损伤累积的减小幅度要明显低于反倾坡。出现这一差异的原因与坡体内损伤发展特征及累积速度有关: 顺层坡在失稳破坏前主要发生后缘竖向拉裂缝及层面的起裂扩展, 在发生整体滑移失稳前边坡岩体的完整性较好, 坡体内损伤裂纹相对较少, 仅靠层面的滑移贯通对垂直向上传播的地震波产生阻隔与耗能作用; 反倾坡不存在优势滑面, 坡体主要靠振动过程中层面及次级节理交汇贯通形成的裂隙网的加密、加宽来发展成优势破坏面, 失稳前边坡岩体极为破碎, 坡内损伤裂纹较多, 裂隙网对地震波的耗能与阻隔作用较强。

2.2 边坡的动力特性

边坡的动力特性是边坡体的固有动力学特性, 包括自振频率、阻尼比等, 现有研究常采用传递函数法^[6, 9-10]求取边坡在各个加载的动力特性参数(自振频率、阻尼比)。本次实验所得两类边坡的动力特性参数随加载历程的变化规律如图 8 所示。

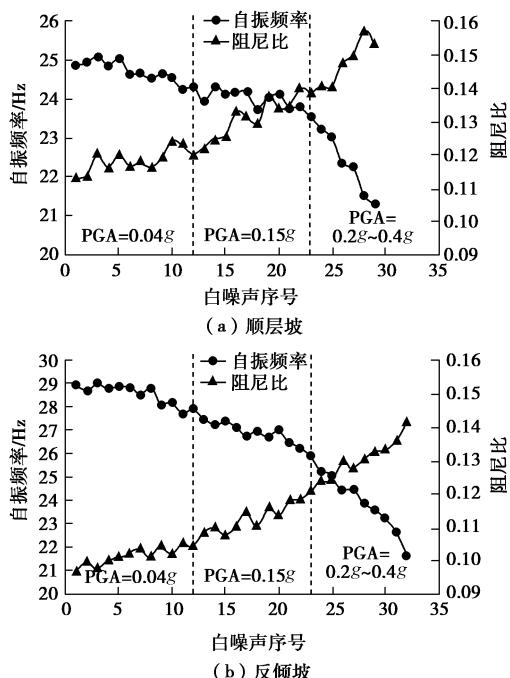


图 8 模型边坡自振频率和阻尼比随加载历程的变化

Fig. 8 Curves of first-order natural frequency and damping ratio of slope models with loading process

从图 8 可见, 随着地震作用次数增加, 两个模型边坡的自振频率整体上均表现出明显下降趋势, 而阻尼比则呈现出波动上升趋势。边坡遭受地震作用次数越多, 其累积损伤程度越大, 而在边坡动力特性参数上, 则表现出自振频率不断降低以及阻尼比累积增大。

以顺层坡为例, 其一阶自振频率从加载前的 27.65 Hz 降至加载完成后的 19.08 Hz, 降幅 31.0%, 阻尼比从加载前的 9.37% 升至加载完成后的 12.53%, 升幅 27.5%。可见, 随地震作用次数增加, 边坡自振频率减低和阻尼比增大是其动力特性变化的基本规律。

2.3 破坏发展过程及破坏模式

因坡体结构的不同, 顺层及反倾坡的滑面形成过程及失稳模式存在较大差异。通过分析试验中两个典型边坡在动力加载过程中裂缝形成、扩展、贯通直至最终失稳破坏的全过程, 从而归纳两类岩质边坡在多次地震作用下的滑面形成过程及破坏模式。

(1) 顺层坡

在振动台试验中, 观察到顺层边坡在多次地震作用下的裂缝扩展、滑面形成及失稳破坏过程如图 9 所示。根据试验中观察到的边坡变形及裂缝发展特征, 将顺层岩质边坡在多次地震作用下的滑面形成及失稳破坏过程划分为以下 3 个阶段: 坚向拉裂缝形成阶段、坚向拉裂缝加宽及下卧层面扩展阶段、坡体沿层面整体滑移失稳阶段。

a) 坚向拉裂缝形成阶段。如图 9 (a) 所示, 由于层面倾角较大且在坡面出露, 边坡中上部岩体在水平地震作用下会产生沿层面的下滑趋势, 从而在边坡后缘产生较大拉应力作用, 使得抗拉强度较弱的次级节理首先被拉裂, 坚向拉裂缝由上至下逐渐扩展, 并在下卧层(边坡最下部的出露层面)处与层面连通。在这一阶段, 边坡的后缘拉裂隙扩展形成, 滑体的抗滑力将主要由层面抗剪强度提供。

b) 坚向拉裂缝加宽及下卧层面扩展阶段。如图 9 (b) 所示, 在后缘坚向拉裂缝贯通后, 边坡上部岩体沿层面滑移变形随地震作用次数增加而累积增大, 滑动岩体累积位移的增大将使得坚向拉裂缝显著加宽, 且下卧层面开始逐渐向坡面方向扩展贯通。同时, 滑体各岩层之间也因下滑位移量的差异出现沿层面的少量错动, 进而使得下卧层以上层面更易贯通至坡面。

c) 坡体沿层面整体滑移失稳阶段。如图 9 (c) 所示, 随着边坡上部岩层的累积位移进一步增大, 当坡体中某一面层扩展贯通后的残余抗剪强度难以抵抗其上部岩层的下滑力时, 边坡出现沿层面的整体滑移失稳破坏。

(2) 反倾坡

在振动台试验中, 观察到反倾坡在多次地震作用下的裂缝扩展、滑面形成及失稳破坏过程如图 10 所示。反倾坡的滑面形成及失稳破坏过程划分为以下 3 个阶段: 坡肩开裂阶段、坡面中上部裂缝形成及坡肩块体掉落阶段、圆弧形破坏面形成阶段。

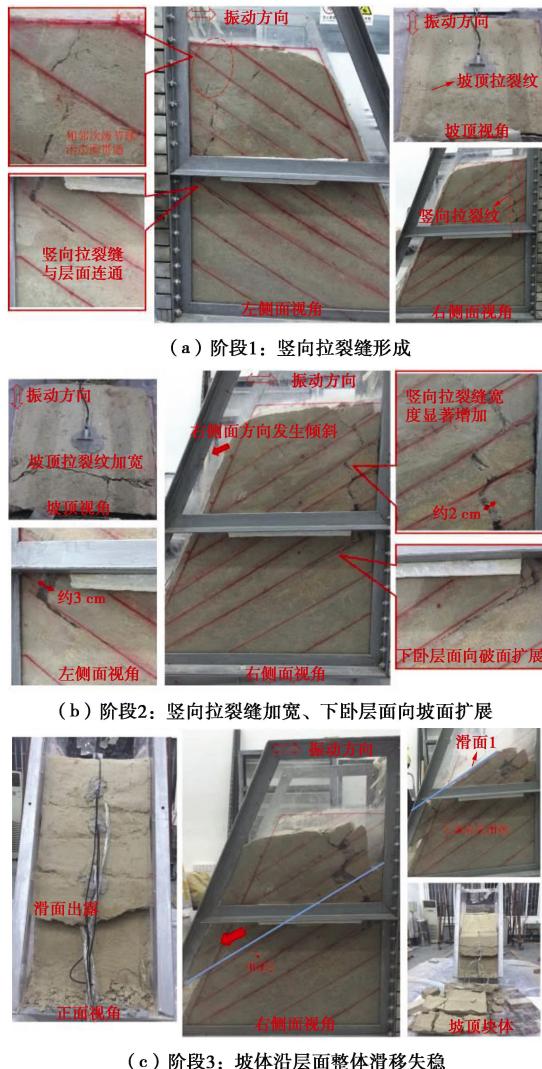


图9 顺层坡的滑面形成过程及失稳破坏模式

Fig. 9 Forming process of sliding surface and failure mode of bedding slope

a) 坡肩开裂阶段。如图 10 (a) 所示, 受坡体结构和加速度“高程效应”与“趋表效应”的影响, 坡肩部位的岩体最先出现裂缝, 表现为次级节理由坡顶扩展贯通至坡面, 坡肩处岩块有发生落石的危险。

b) 坡面中上部裂缝形成及坡肩块体掉落阶段。如图 10 (b) 所示, 随着地震作用次数的增多, 坡肩处的岩块进一步碎裂, 出现局部块体掉落至坡脚堆积,

同时, 坡面中上部的开始出现裂缝, 裂缝逐渐增多并加宽, 且坡体后缘出现张拉裂缝。

c) 圆弧形破坏面形成阶段。如图 10 (c) 所示, 随着地震次数的增多及地震荷载的增强, 坡面中上部的岩块进一步崩落, 造成坡面以上的局部岩层逐渐失去支撑, 使得上部岩层进而出现逐层剥落, 发生崩塌的岩体由坡表向里逐渐转移, 最终形成了类似于圆弧形的破坏面。

基于试验中观察到的模型边坡破坏现象, 将两个典型坡体的滑面形成及失稳演化过程归纳为如图 11

所示的边坡失稳演化过程示意图。

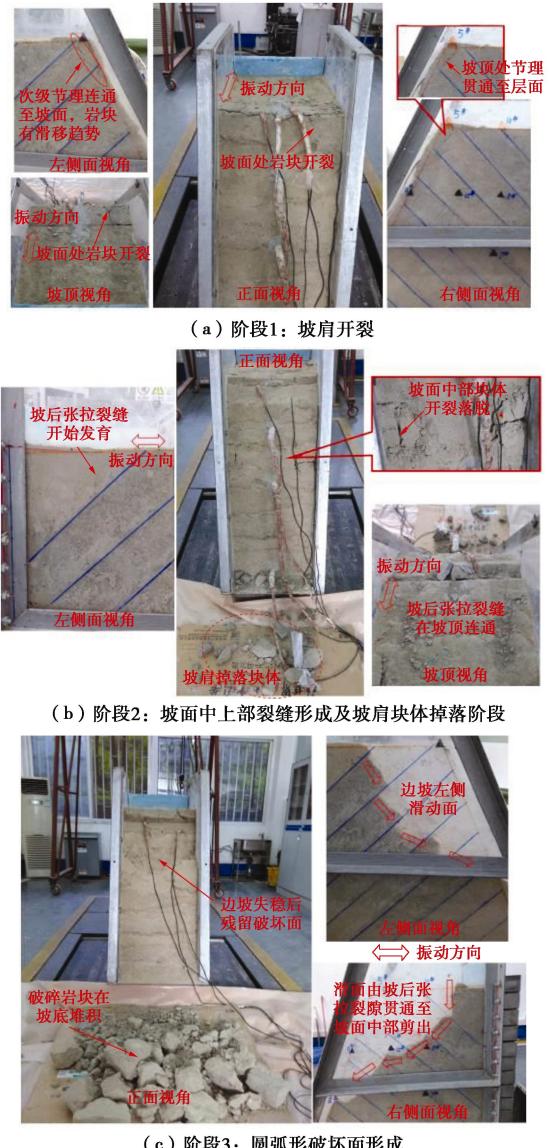


图10 反倾坡的滑面形成过程及失稳破坏模式

Fig. 10 Forming process of sliding surface and failure mode of toppling slope

对比图 11 中两类坡体的失稳演化过程可知, 顺层坡的层面在坡面出露, 坡体存在贯通型滑移面, 一旦后缘竖向拉裂缝与下卧层面扩展贯通, 边坡上部岩体将出现整体滑移失稳; 而对于反倾坡, 边坡不存在于坡面出露的滑移面, 由于坡体的动力响应更为强烈, 坡肩与坡表处的岩体容易出现局部崩落, 而中部岩块掉落后将使得上部岩体失去支撑, 容易造成上部岩体逐层崩塌破坏。

3 反复微震下边坡的稳定性变化规律

前述振动台试验对边坡的动力响应特征、动力特性参数变化规律、边坡破坏发展过程及破坏模式进行了分析, 由于位移传感器的缺失, 试验中未能获取边

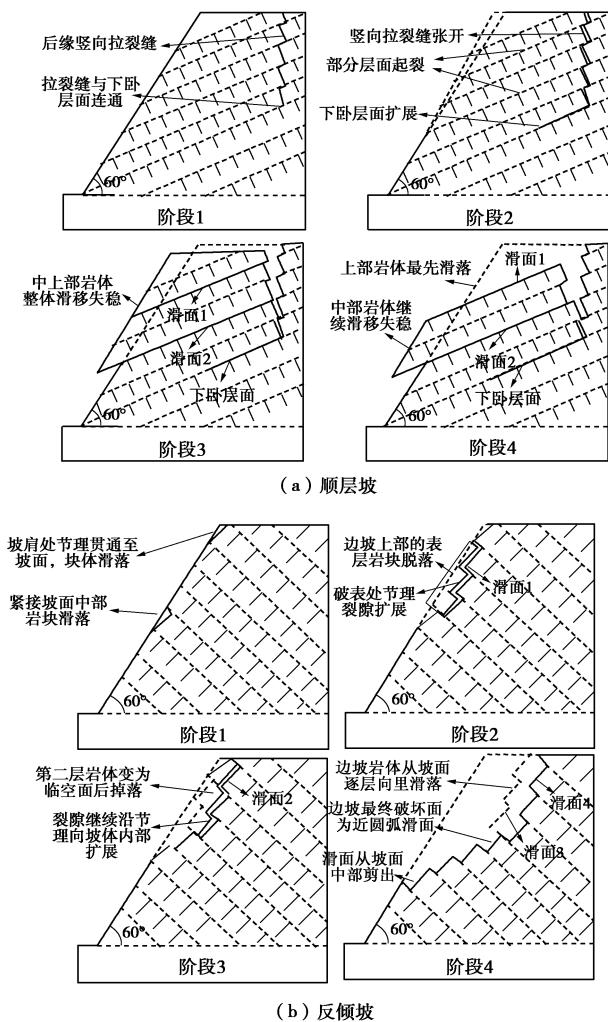


图 11 两类坡体的失稳演化过程示意图

Fig. 11 Schematic diagram of instability evolution process

坡在多次地震作用下的变形规律,此外,模型试验也难以直接给出边坡的稳定性评价指标。鉴于此,采用 UDEC 离散元数值分析方法,基于前述模型边坡的原型坡建立数值分析模型,分析边坡在反复微震下变形及稳定性变化规律,并以基于强度折减的稳定性系数和边坡累积永久位移来作为边坡的稳定性评价标准。

3.1 数值模型的建立

建立的 UDEC 数值模型如图 12 所示,模型中的岩石材料及层面的参数取值如表 6 所示。两类边坡的高度均为 22.9 m,岩层厚度均为 1 m,次级节理间距均为 1 m。边坡的动力数值计算中,在模型底部地震波加载的 x 方向设为黏滞(不反射)边界,在 y 方向上固定;在模型两侧选择自由场边界,以考虑地震波在两侧边界传播的真实性;模型中边坡坡顶、坡面设置为自由边界。自由场边界与黏滞边界的计算参数取值如表 5,6 所示。模型计算中的阻尼选取为局部阻尼,其阻尼系数取为 0.15,输入的地震波采用正弦剪切波,其加速度时程曲线为 $a = \lambda \sin(2\pi ft)$, $\lambda = 0.04 \text{ m/s}^2$ (IV 度烈度地震)。

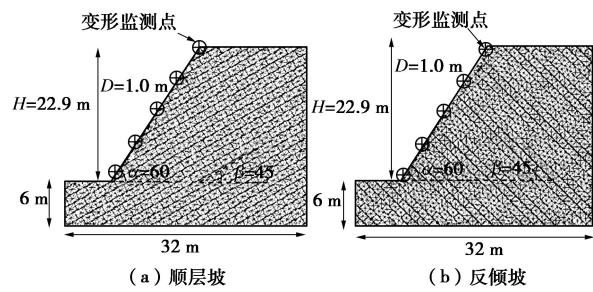


图 12 数值计算模型边坡

Fig. 12 Numerical model slopes

表 5 砂岩与边界参数取值

Table 5 Parameters of sandstone and boundary

类别	密度 ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	弹性模量/GPa	泊松比 ν	黏聚力 /MPa	内摩擦角/ $^{\circ}$	抗拉强度/MPa
砂岩	2500	4.2	0.3	4	41.8	2
自由场边界、黏滞边界	2500	4.2	0.3	—	—	—

表 6 层面与节理参数取值

Table 6 Parameters of bedded planes and joints

类别	黏聚力 /kPa	抗拉强度/kPa	内摩擦角/ $^{\circ}$	法向刚度 /(GPa \cdot m $^{-1}$)	切向刚度 /(GPa \cdot m $^{-1}$)
层面	30	80	32	10.2	6.4
次级节理	6	3	20	8.2	5.1

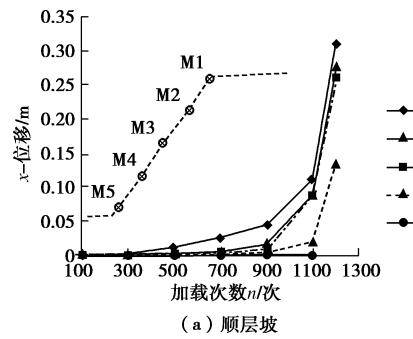
3.2 边坡变形及稳定性系数变化规律

分析两类边坡在 2000 次微震作用($0.04g$ 正弦波)内的边坡变形及稳定性系数的变化规律。采用 UDEC 离散元程序内置的强度折减法来计算边坡在经历不同地震作用次数后的稳定性系数,通过对数值模型中对可变形块体及结构面的强度参数 c , φ 值进行折减,得到边坡稳定性系数(安全系数),并通过对应的速度矢量图可确定滑面的位置。边坡的变形发展特征通过在坡面等间距布置 5 个监测点(图 12)来分析。由此,得到两类边坡在 2000 次微震作用内的边坡变形及稳定性系数变化曲线分别如图 13, 14 所示。

从图 13 可知,两类边坡的变形均随着地震作用次数的增加逐渐增大,顺层坡的最大变形出现在坡肩处,且由坡顶向下逐渐减小;反倾坡的最大变形出现在坡面中上部,随着地震作用次数增加,最大变形位置逐渐向坡肩转移。从图 14 中可知,两类边坡的稳定性系数均随着地震作用次数的增加而减小,顺层坡在 1200 次微震作用后的稳定性系数接近于 1,而反倾坡在 2000 次微震后的稳定性系数仍然较大($K_s=18.37$)。由此可见,在反复微震作用下,反倾坡的稳定性要明显好于顺层坡。

3.3 边坡动力疲劳破坏全过程

通过不断增加地震作用次数至边坡失稳破坏,记录边坡在反复地震作用下两类边坡的疲劳破坏全过程如图 15 所示。



(a) 顺层坡

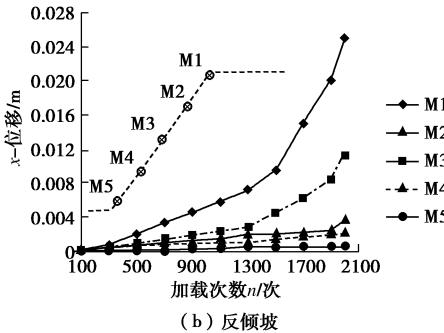


图 13 两类边坡的变形发展特征

Fig. 13 Deformation development characteristics of two slopes

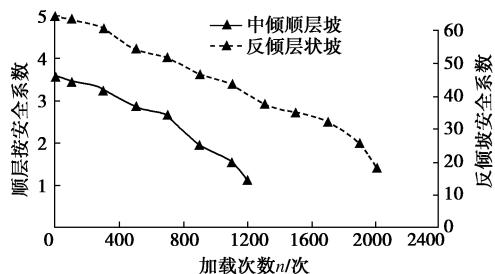
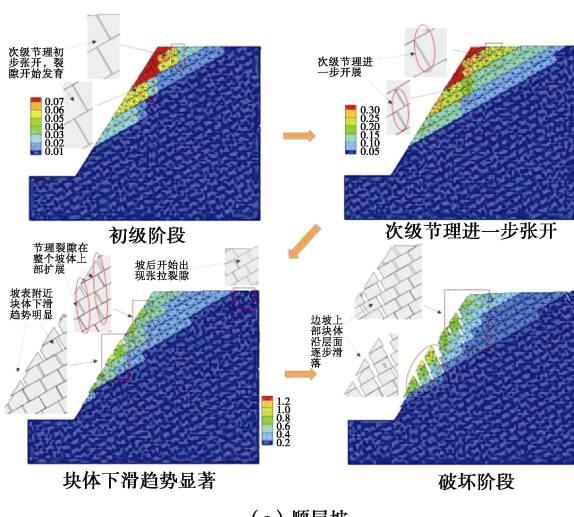


图 14 两类边坡的稳定性系数变化规律

Fig. 14 Variation laws of stability factor of two slopes

通过对图 11, 15 中两类边坡的失稳演化过程可知, 顺层坡的破坏主要是沿层面出现整体滑移失稳, 与振动台试验中的强震破坏^[12]相比, 不再出现明显的后缘陡倾张拉裂隙, 滑体失稳从坡顶最上层岩体逐层向下延伸, 岩层在沿层面整体滑移过程中, 岩层中次级节理被拉裂, 由于岩层的滑移逐层缓慢发展,



(a) 顺层坡

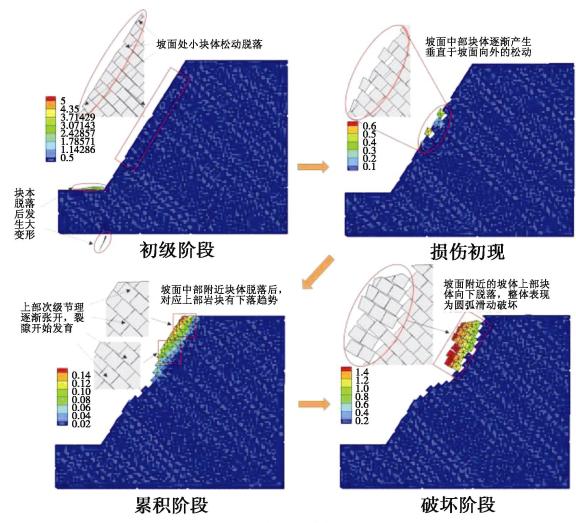


图 15 两类边坡的疲劳破坏全过程

Fig. 15 Fatigue failure process of two slopes

次级节理的拉裂较为彻底, 因此滑体在整体失稳前已变得十分破碎, 表现出与强震作用下边坡整体失稳的不同之处。在反复微震作用下, 反倾坡首先在坡面中上部出现块体的局部崩落, 进而上部岩层逐层剥落, 呈现出与振动台试验类似的破坏演化过程。

4 结 论

(1) 两类边坡的加速度响应规律均呈现出“高程效应”和“趋表效应”。高程效应体现边坡加速度响应的垂直放大作用, 趋表效应体现边坡加速度响应的临空面放大作用。

(2) 随着地震作用次数的增加, 坡体内损伤裂缝增多, 边坡岩体滤波作用逐渐增强, 地震波向坡体上部的传播路径被不同程度阻断, 因此, 两个边坡模型坡面测点的 PGA 放大系数均呈现出减弱趋势, 且顺层坡的 PGA 放大系数的减小幅度要明显低于反倾坡。

(3) 随着地震作用次数增加, 两类边坡的变形均逐渐增大, 而边坡的稳定性系数逐渐减小。顺层坡的最大变形出现在坡肩处, 且由坡肩向下逐渐减小; 反倾坡的最大变形出现在坡面中上部, 随着地震作用次数增加, 最大变形位置逐渐向坡肩转移。在反复微震作用下, 反倾坡的稳定性要明显好于顺层坡。

(4) 在反复微震作用下, 顺层坡的后缘竖向拉裂缝逐渐向下扩展并与下卧层面连通, 边坡主要发生沿层面的整体滑移失稳模式; 反倾坡首先在坡肩及坡面出现块体崩落, 随后上部岩层逐层剥落, 最终形成圆弧形破坏面, 边坡以坡肩处发生落石、中上部岩层发生崩塌为主要破坏特征。与强震作用相比, 顺层坡在反复微震作用下不再出现明显的后缘陡倾张拉裂隙, 且由于岩层的滑移逐层缓慢发展, 次级节理的拉裂较为彻底, 因此滑体在整体失稳前较强震作用变得更为

破碎, 而反倾坡在反复微震下的破坏模式呈现与强震类似的演化过程。

参考文献:

- [1] 文海家, 张永兴, 柳源. 三峡库区地质灾害及其危害[J]. 重庆建筑大学学报, 2004, 26(1): 1 - 4. (WEN Hai-jia, ZHANG Yong-xing, LIU Yuan. Geological disasters and their damage in three gorges reservoir area[J]. Journal of Chongqing Architecture University, 2004, 26(1): 1 - 4. (in Chinese))
- [2] 王儒述. 三峡水库与诱发地震[J]. 国际地震动态, 2007(3): 12 - 21. (WANG Ru-shu. The three gorges reservoir and induced earthquake[J]. Recent Developments in World Seismology, 2007(3): 12 - 21. (in Chinese))
- [3] 孟庆筱, 冯光钰, 梅启双, 等. 三峡库首区非构造型水库地震的烈度衰减[J]. 西北地震学报, 2011, 33(增刊 1): 434 - 437. (MENG Qing-xiao, FENG Guang-yu, MEI Qi-shuang, et al. Intensity attenuation of non-tectonic reservoir earthquake in the head region of three gorge reservoir[J]. Northwestern Seismological Journal, 2011, 33(S1): 434 - 437. (in Chinese))
- [4] SHIMIZU Y, AYDAN Ö, ICHIKAWA Y, et al. A model study on dynamic failure modes of discontinuous rock slopes[C]// Proceedings of the International Symposium on Engineering in Complex Rock Formations. 1988: 183 - 189.
- [5] WANG S J, ZHANG J M. On the dynamic stability of block sliding on rock slopes[C]// Proc of the Int Cont on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. Louis, 1987: 431 - 434.
- [6] 门玉明, 彭建兵, 李寻昌, 等. 层状结构岩质边坡动力稳定性试验研究[J]. 世界地震工程, 2004, 20(4): 131 - 136. (MEN Yu-ming, PENG Jian-bing, LI Xun-chang, et al. Research on vibration testing of models for dynamic stability of rock slope with layered structures[J]. World Information On Earthquake Engineering, 2004, 20(4): 131 - 136. (in Chinese))
- [7] 王勇智, 戚炜, 门玉明, 等. 强震区岩体动力破坏机制研究[J]. 岩土力学, 2005, 26(11): 1841 - 1844. (WANG Yong-zhi, QI Wei, MEN Yu-ming, et al. Experimental research of dynamic failure mechanism of rockmass in meizoseismal area[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, 26(11): 1841 - 1844. (in Chinese))
- [8] 董金玉, 杨国香, 伍法权, 等. 地震作用下顺层岩质边坡动力响应和破坏模式大型振动台试验研究[J]. 岩土力学, 2011, 32(10): 2977 - 2982. (DONG Jin-yu, YANG Guo-xinag, WU Fa-quan, et al. The large-scale shaking table test study of dynamic response and failure mode of bedding rock slope under earthquake[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(10): 2977 - 2982. (in Chinese))
- [9] 杨国香, 伍法权, 董金玉, 等. 地震作用下岩质边坡动力响应特性及变形破坏机制研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, 31(4): 696 - 702. (YANG Guo-xinag, WU Fa-quan, DONG Jin-yu, et al. Study of dynamic response characters and failure mechanism of rock slope under earthquake[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, 31(4): 696 - 702. (in Chinese))
- [10] 刘汉香. 基于振动台试验的岩质斜坡地震动力响应规律研究[D]. 成都: 成都理工大学, 2014. (LIU Han-xiang. Seismic responses of rock slopes in a shaking table test[D]. Chengdu: Chengdu University of Technology, 2014. (in Chinese))
- [11] 叶海林, 郑颖人, 李安洪, 等. 地震作用下边坡抗滑桩振动台试验研究[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(2): 251 - 257. (YE Hai-lin, ZHENG Ying-ren, LI An-hong, et al. Shaking table tests on stabilizing piles of slopes under earthquakes[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(2): 251 - 257. (in Chinese))
- [12] 叶海林, 郑颖人, 杜修力, 等. 边坡动力破坏特征的振动台模型试验与数值分析[J]. 土木工程学报, 2012, 45(9): 128 - 135. (YE Hai-lin, ZHENG Ying-ren, DU Xiu-li, et al. Shaking table model test and numerical analysis on dynamic failure characteristics of slope[J]. China Civil Engineering Journal, 2012, 45(9): 128 - 135. (in Chinese))
- [13] 江泊洧. 频发微震作用下三峡库首段典型滑坡变形机制及动力响应研究[D]. 北京: 中国地质大学, 2012. (JIANG Ji-wei. Research on the deformation mechanism and dynamic response of typical landslides in three gorges reservoir in case of frequent microseisms[D]. Beijing: China University of Geosciences, 2012. (in Chinese))
- [14] 李兴旺. 频发微震作用下顺层岩质边坡的稳定性研究[D]. 重庆: 重庆大学, 2015. (LI Xing-wang. The analysis of the stability of beddingslope under the effect of frequent seismic[D]. Chongqing: Chongqing University, 2015. (in Chinese))
- [15] 杨兵, 孙明祥, 王润民, 等. 土体含水率对边坡动力破坏模式及动力响应影响的振动台试验研究[J]. 岩土工程学报, 2018, 40(4): 759 - 767. (YANG Bing, SUN Ming-xiang, YANG Tao, et al. Shaking table test on influence of water content of soil on dynamic failure mode and dynamic response of slope[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2018, 40(4): 759 - 767. (in Chinese))
- [16] 水利水电科学研究院. 岩石力学参数手册[M]. 北京: 水利电力出版社, 1991. (Science China Institute of Water Resources and Hydropower Rese. Handbook of rock mechanics parameters[M]. Beijing: Water Conservancy and Electric Power Press, 1991. (in Chinese))