

地震荷载作用下顺层岩体边坡动力放大效应和破坏机制的振动台试验研究

吴多华^{1,2}, 刘亚群¹, 李海波¹, 夏祥¹, 彭勃^{1,2}, 申辉^{1,2}

(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. 中国科学院大学, 北京 100049)

摘要: 以四川省安县干磨房滑坡为原型, 设计并完成了比例为 1:100 的顺层岩体边坡大型振动台试验。通过逐级加载不同峰值、频率和持时的地震波, 研究了地震荷载作用下边坡的动力响应特征和变形破坏机制。试验结果表明, 输入波频率和幅值对边坡加速度动力响应影响较大。当输入波频率小于边坡初始自振频率时, 水平向 PGA 放大系数随输入波频率的增大而增大; 超过边坡的初始自振频率后, 水平向 PGA 放大系数减小, 放大效应减弱; 当输入波频率小于边坡初始自振频率时, 水平向 PGA 放大系数随输入波幅值的增大而增大; 当输入波频率接近和大于边坡初始自振频率时, 低幅值地震波对水平向 PGA 放大系数影响更显著; 地震荷载持时对边坡动力响应影响不明显。通过对边坡位移动力响应和试验过程拍照录像记录分析, 发现与边坡其他部位相比, 坡肩处的位移动力响应更为显著; 边坡在输入波幅值加载至 0.6 g 时处于临界状态, 对应的临界位移值约为 7.3 cm, 该值的确定是后续研究采用临界位移评价地震作用下边坡稳定性的基础与前提条件; 地震荷载作用下顺层岩体边坡的破坏模式为: 坡肩开裂→坡顶出现贯穿裂缝→坡脚附近的坡面隆起→坡顶贯穿裂缝与隆起部位贯通→边坡沿层面发生浅部滑动从而失稳破坏。模型试验较好地揭示了地震荷载作用下顺层岩体边坡的动力放大效应和变形破坏机制, 可为工程边坡的抗震设计和防灾减灾提供有益的借鉴与参考。

关键词: 边坡工程; 顺层岩体边坡; 振动台试验; 地震荷载; 动力响应; 破坏机制

中图分类号: P 672

文献标识码: A **文章编号:** 1000-6915(2020)10-1945-12

Shaking table tests on dynamic amplification and failure mechanism of layered rock slopes under seismic actions

WU Duohua^{1,2}, LIU Yaqun¹, LI Haibo¹, XIA Xiang¹, PENG Bo^{1,2}, SHEN Hui^{1,2}

(1. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan, Hubei 430071, China; 2. University of Chinese Academy of Sciences, Beijing 100049, China)

Abstract: Large-scale shaking table tests on a layered rock slope with a size similarity of 1:100 were conducted based on the Ganmofang landslide in Anxian, Sichuan province, and the dynamic response and failure mechanism of the layered rock slope under earthquakes were studied by successively loading seismic waves with different amplitudes, frequencies and durations. The results show that the frequency and amplitude of seismic waves have great influences on the acceleration dynamic response of the slope. The horizontal PGA amplification factors increase with increasing the frequency of input seismic waves when the input frequency is less than the initial

收稿日期: 2020-01-19; **修回日期:** 2020-03-15

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51679231, 41672311)

Supported by the National Natural Science Foundation of China(Grant Nos. 51679231 and 41672311)

作者简介: 吴多华(1991-), 男, 2017 年于山东科技大学矿山建筑工程专业获硕士学位, 现为博士研究生, 主要从事地震作用下边坡稳定性分析方面的研究工作。E-mail: wu_duohua@163.com

DOI: 10.13722/j.cnki.jrme.2020.0033

natural frequency of the slope. However, the horizontal *PGA* amplification factors decrease with increasing the input frequency when the input frequency is greater than the initial natural frequency of the slope. The horizontal *PGA* amplification factors also increase with increasing the amplitude of input seismic waves when the input frequency is less than the initial natural frequency of the slope. However, the influence of lower amplitude seismic waves on the horizontal *PGA* amplification factors is more significant when the input frequency is close to or greater than the initial natural frequency of the slope. It is also shown that the duration of seismic loads has no obvious influence on the dynamic response of the slope. Analysis of both the induced displacement of the slope and the video recording of the test shows that the displacement dynamic response at the slope crest is more significant compared with other parts of the slope. When the amplitude of input seismic waves is 0.6 g, the slope is in a critical state with a critical displacement of about 7.3 cm, the determination of which is the basis and prerequisite for the evaluation of slope stability under seismic loads by using critical displacement in subsequent studies. The failure mechanism of the layered rock slope under seismic loads is loosening and cracking of the slope crest, uplifting of the lower part of the slope, developing and connecting of the potential sliding plane from the slope crest to the lower part of the slope, and finally shallow landsliding. The present study reveals the dynamic amplification effect and failure mechanism of layered rock slopes under seismic loads, and provides a useful reference for the seismic resistance design of engineering slopes and the prevention and reduction of disasters.

Key words: slope engineering; layered rock slopes; shaking table tests; seismic loads; dynamic response; failure mechanism

1 引言

2008年5月12日在我国四川省汶川县发生8.0级大地震,是中国大陆近百年来破坏性最强、受灾面积最广的一次强震灾害,地震诱发产生了16 704处崩塌、滑坡地质灾害,受灾面积达 $44 \times 10^4 \text{ km}^2$ ^[1-2]。汶川地震造成了大量人员伤亡和经济损失^[3],其中地震触发的顺层岩体边坡变形破坏是造成大量人员伤亡和经济损失的一个重要原因。随着我国西部大开发战略的实施,一大批大型水利水电工程已经在我国西部开工建设,而坝址以及库区边坡中相当一部分为顺层岩体边坡,在地震作用下更容易发生顺层滑动。因此,如何保证地震作用下顺层岩体边坡的稳定性是当前亟需解决的关键工程难题之一,而研究顺层岩体边坡的动力响应特征,分析边坡变形破坏机制是开展边坡稳定性分析的基础和前提条件。

通常顺层岩体边坡动力响应的研究方法主要包括现场勘查、数值模拟和物理模型试验3种,其中物理模型试验又分为离心机试验和振动台试验。3种方法中,物理模型试验能较真实、直观地反映地震荷载作用下实际边坡的变形破坏机制^[4]。与离心机试验相比,振动台试验具有可操作性强、边界效应对监测结果影响小、可重复性等优点而被广大

科研人员使用^[5-6]。国内外学者已经开展了大量的岩体边坡振动台物理模型试验。董金玉等^[7]通过大型振动台试验,设计了长1.6 m,宽0.8 m,高1.75 m的顺层岩质边坡,研究了地震作用下顺层岩质边坡的动力响应规律和破坏特征。黄润秋等^[8]利用振动台试验,研究了反倾和顺层岩体边坡在强震条件下的动力响应和破坏特征。G. X. Yang等^[9]通过振动台试验,研究了反倾岩质边坡在地震荷载作用下的动力响应和破坏特征。G. Fan等^[10]通过振动台试验,研究了含有软弱夹层的顺层和反倾边坡在地震荷载作用下的动力响应。地震荷载作用下岩质边坡动力响应的研究还有李振生等^[11-13]的工作。

目前,基于振动台试验对地震荷载作用下顺层岩质边坡动力响应的研究较多,但相关研究存在如下问题:(1)传感器布置数量偏少、监测量单一,因此得到的合理试验数据偏少,并且大多侧重研究加速度动力响应,而位移作为边坡稳定性评价的重要指标之一(国际上通常采用临界位移来评价地震作用下边坡的稳定性),相关研究并不多见,尤其是临界位移的研究国内未有报道;(2)加载的地震波频率相对偏小,输入波频率大于边坡自振频率的边坡动力响应研究较少;(3)基于振动台试验对地震荷载作用下顺层岩体边坡破坏机制的分析不够深入。本文以四川省安县干磨房滑坡为原型,开展了大型振动台模型边坡试验,通过逐级加载不同峰

值、频率和持时的地震波和白噪声波, 研究了动力输入参数对顺层岩体边坡加速度和位移动力响应的影响规律, 确定了模型边坡的临界位移, 并分析了地震荷载作用下边坡动力放大效应和变形破坏机制。

2 振动台物理模型试验

2.1 模型概化

干磨房滑坡位于四川省绵阳市安县千佛山境内, 金溪河右岸王爷庙沟的沟口处。该滑坡发育于中央断裂上盘, 由“5·12”汶川地震余震触发形成的顺层滑坡, 滑坡距汶川地震发震断裂约3.7 km^[8]。干磨房滑坡平面上呈“倒三角”状, 后部较陡, 斜坡坡度平均大于40°, 层面倾角约为50°, 层面产状为N10°W/NE∠51°^[14]。

滑坡区域的地层岩性较为单一, 主要为寒武系清平组(ε_{1c})黑、灰黑色薄层硅质板岩夹硅质岩地层^[8]。

根据干磨房滑坡的基本物理几何特征以及振动台台面尺寸和最大承重量, 概化设计了如图1所示的试验模型。模型与原型尺寸之比为1:100, 为便于试验模型制作和试验分析, 模型边坡设计为直线坡, 模型中岩层倾角与边坡坡角一致, 均为60°, 模型边坡的几何尺寸: 长2.6 m, 宽1.0 m, 高1.2 m。

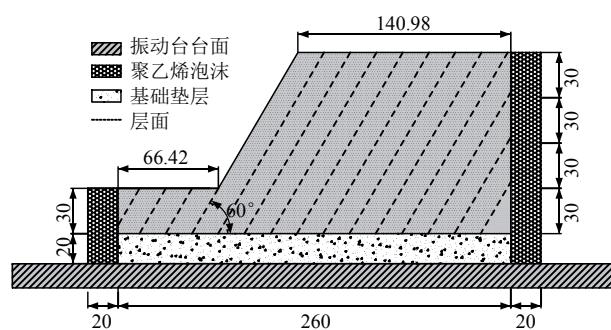


图1 模型边坡示意图(单位: cm)

Fig.1 Sketch of model slope(unit: cm)

2.2 振动台设备

本试验在华中科技大学土木工程与力学学院振动台上开展。振动台台面尺寸为4 m×4 m, 最大载重为15 000 kg, 工作频段为0.1~38 Hz, 振动方向为水平单向, 最大水平位移量为±100 mm, 满载情况下, 水平向的最大加速度为±1.0 g, 可以实现各种地震波、随机波的加载。空载时的振动台如图2所示。



图2 大型振动台

Fig.2 Large-scale shaking table

2.3 相似常数的推导

根据振动台的技术参数和相似理论^[15], 选择模型材料密度 ρ 、几何尺寸 l 和加速度 a 作为控制量, 其相似常数分别取 $C_\rho=1$ 、 $C_l=100$ 和 $C_a=1$, 根据Buckingham π 定理和量纲分析法^[16-17], 推导出其他主要物理量的相似常数如表1所示。

表1 模型边坡相似关系

Table 1 Similarity relations of model slope

参数	相似关系	相似常数	备注
长度(l)	C_l	100	控制量
密度(ρ)	C_ρ	1	控制量
加速度(a)	C_a	1	控制量
弹性模量(E)	$C_E=C_l C_\rho C_a$	100	
泊松比(μ)	C_μ	1	
黏聚力(c)	$C_c=C_l C_\rho C_a$	100	
内摩擦角(φ)	C_φ	1	
应力(σ)	C_σ	100	
应变(ϵ)	C_ϵ	1	
位移(u)	C_u	100	
速度(v)	$C_v=(C_l C_\rho)^{1/2}$	10	
重力加速度(g)	C_g	1	
频率(f)	$C_f=(C_a/C_l)^{1/2}$	1/10	
时间(t)	$C_t=(C_l/C_a)^{1/2}$	10	

2.4 模型相似材料及配比

本试验采用重晶石粉、石英砂、甘油、石膏和水作为模型的相似材料。利用中国科学院武汉岩土力学研究所自行研制的数字控制式电液伺服试验机RMT-150C进行了单轴、三轴压缩试验和直剪试验, 最终确定模型边坡相似材料配比如表2所示, 基本物理力学参数如表3所示。

表2 相似材料配比

Table 2 Proportions of similar materials %

重晶石粉	石英砂	石膏	甘油	水
40.1	40.1	6.8	1.5	11.5

表3 模型边坡的物理力学参数
Table 3 Physico-parameters of model slope

边坡类型	密度/(g·cm ⁻³)	弹性模量/MPa	内摩擦角/(°)	黏聚力/MPa	泊松比	层面黏聚力/MPa	层面内摩擦角/(°)
顺层	2.50	200	45	0.08	0.26	0.008	29

2.5 模型边坡的建造

顺层岩体模型边坡由预制的 15 cm×15 cm×15 cm 立方体试块堆砌而成。用与立方体试块材料和配比均相同的流体混合物粘接同层相邻间的块体，因此保证了同层岩体的完整性。层与层之间通过铺设 1~2 mm 厚的石英砂与少量流体混合物形成层面。

试验采用的刚性模型箱内部几何尺寸：长 3.0 m，宽 1.0 m，高 1.5 m。在堆砌模型边坡前，首先在模型箱底部浇筑 20 cm 厚的基础垫层，并在模型箱左右两侧放置 20 cm 厚的聚乙烯泡沫板作为减震层。模型箱前后面安装 10 mm 厚的钢化有机玻璃，便于观察模型边坡的破坏过程。堆砌完成后的模型边坡如图 3 所示。



图 3 模型边坡成型图

Fig.3 Photo of model slope

2.6 测点布置

本试验共布置了 20 个加速度传感器，3 个激光位移传感器和 2 个速度传感器。为减小边界效应，传感器均布置在模型边坡中间的纵剖面上。加速度传感器型号分别为朗斯 LC0115 和 LC0161，其中 A2~A5, A8~A10, A13~A15 是 LC0161 三向加速度传感器，其余为 LC0115 单向加速度传感器；速度传感器采用中科测控三轴向振动速度传感器；位移传感器采用 CD33-250NV 单向位移激光传感器。在台面布置一个单向加速度传感器和一个速度传感器，用来采集台面的输入波。传感器布置如图 4 所示。

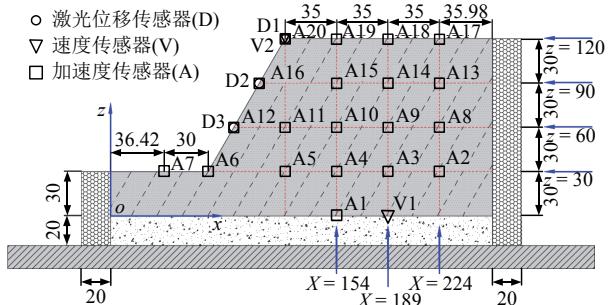
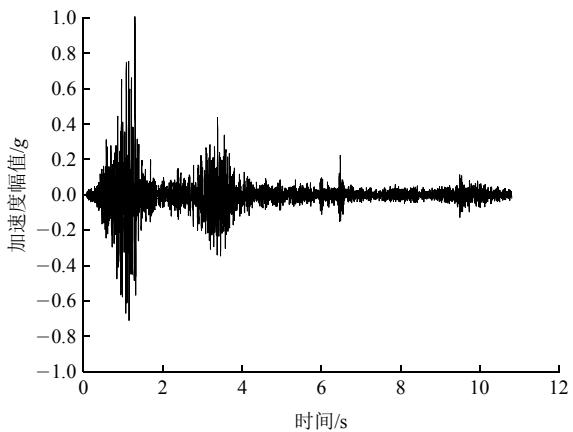


图4 传感器布置图(单位: cm)

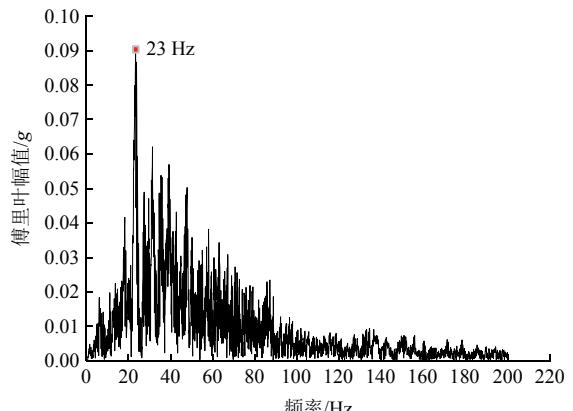
Fig.4 Layout of sensors(unit: cm)

2.7 地震波加载方案

为研究不同地震动参数，包括地震波幅值、频率和持时作用下顺层岩体边坡的动力响应规律以及变形破坏机制，本次试验分别加载正弦波和“5·12”汶川地震时汶川卧龙台记录的 E-W 向卧龙波(WL)。根据推导出的时间相似常数，原始卧龙波的时间单位压缩 10 倍。根据压缩后的卧龙波及其幅频曲线(见图 5)，得到时间压缩后的卧龙波主频为 23 Hz。根据振动台的工作频段及频率的相似常数，确定正弦波加载频率分别为 10, 15, 20, 25 和 30 Hz。考虑



(a) 加速度时程曲线



(b) 傅里叶幅值谱

图 5 卧龙波加速度时程曲线及傅里叶幅值谱

Fig.5 Acceleration time history and Fourier amplitude spectrum of Wolong wave

到同等级幅值下, 正弦波对模型边坡的破坏作用大于天然波, 故本次试验正弦波的最大加载幅值为 0.4 g 。

每次工况加载完成后停止 15 min 左右, 观测并记录模型边坡的变形情况, 然后再施加高一级频率和幅值的地震波。加载工况如表 4 所示。在所有激振开始前、后不同阶段均施加 $0.05\sim0.1\text{ g}$ 的白噪声波, 以此获取模型边坡在此激振后的自振频率。

表 4 地震波加载工况

Table 4 Loading sequences of seismic waves

序号	加载类型	频率/Hz	幅值/g	持时/s
1	正弦波	10~30	0.05	10
2	卧龙波	23	0.05	10
3	正弦波	10~30	0.1	10, 20, 30
4	卧龙波	23	0.1	10
5	正弦波	10~30	0.2	10
6	卧龙波	23	0.2	10
7	正弦波	10~30	0.3	10, 20, 30
8	卧龙波	23	0.3	10
9	正弦波	10~30	0.4	10
10	卧龙波	23	0.4	10
11	卧龙波	23	0.5	10
12	卧龙波	23	0.6	10
13	卧龙波	23	0.7	10

3 边坡动力响应分析

数据采集系统采用华中科技大学动态信号测试系统, 采集过程中已经进行了相应的滤波处理, 故只需对采集的数据进行基线校正即可。为了直观反映出原型边坡的动力响应特征, 分析动力响应结果时涉及的所有物理量包括幅值、频率、持时和位移等都分别乘以各自的相似常数变为实际值。

加速度和位移是边坡稳定性评价的两个重要物理量, 本文主要从加速度和位移角度来分析地震荷载作用下顺层岩体边坡的动力响应特征。

3.1 初始自振频率

通过采用白噪声激励来获得边坡的自振频率, 以各监测点的白噪声反应信号对底板 A1 采集的白噪声信号做传递函数, 然后利用传递函数得到边坡加速度响应的幅频特征, 幅频特征图上的峰值点对应的频率即为边坡的自振频率^[18]。利用 Matlab 计算出原型边坡初始自振频率为 2.54 Hz , 幅频曲线如图 6 所示。

3.2 位移动力响应规律分析

以每级工况加载完成后最终记录的位移作为本级工况加载下的累积位移来研究地震荷载作用下顺层岩体边坡的位移动力响应规律。位移监测点布置

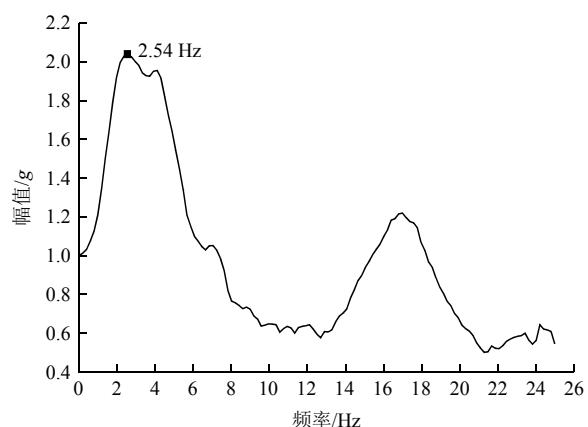


图 6 幅频曲线图

Fig.6 Amplitude-frequency curve

如图 4 所示。3 个位移监测点的水平向累积位移随加载工况的变化如图 7 所示。

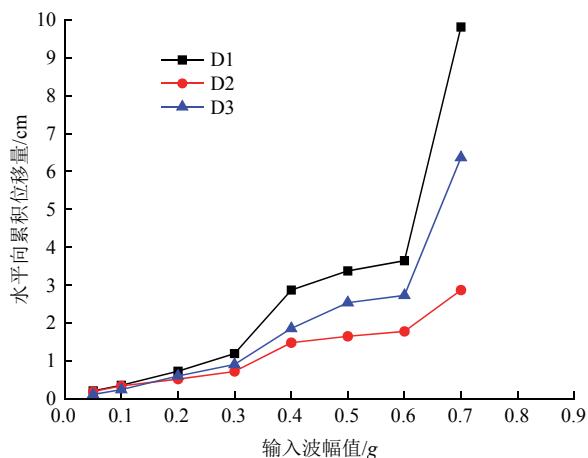


图 7 水平向累积位移随输入波幅值的变化曲线

Fig.7 Variations of horizontal cumulative displacement with input amplitude

从图 7 可看出, 边坡坡肩监测点(D1)水平累积位移大于坡面监测点(D2 和 D3)的累积位移, 即坡肩的位移动力响应更为显著, 说明地震荷载作用下边坡坡肩可能首先发生局部失稳破坏。从图 7 还可以看出, 输入波幅值小于 0.6 g 时, 水平向累积位移增长较为缓慢。尽管在输入波幅值为 0.4 g 时, 各监测点水平位移有小幅增长, 原因为地震波作用下坡肩开始产生微小张拉裂隙(见下文破坏特征分析), 但边坡并未发生整体失稳破坏。当输入波幅值为 0.7 g 时, 模型边坡水平向累积位移急剧增大, 边坡沿层面发生浅部失稳破坏(见下文破坏特征分析), 说明边坡在输入波加载至 0.6 g 时处于临界状态, 对应的累积位移值即为边坡的临界位移值, 同时验证了位移突变可作为边坡动力破坏的判据。地震作用下顺层岩体边坡一般沿面向下滑动从而失稳破

坏，因此坡体产生的总位移矢量方向沿层面向下。由于位移传感器仅能监测水平向位移，考虑到坡肩处D1水平位移值为3.64 cm，层面倾角为60°，经估算可得D1总累积位移为7.3 cm，即边坡的临界位移值为7.3 cm，与美国加州地质调查署(California Geological Survey)抗震减灾指南^[19]得出的边坡发生浅部失稳破坏时通常位移阈值在2~15 cm范围吻合得比较好。临界位移的确定对后续地震作用下边坡稳定性评价分析具有重要的指导意义。

3.3 加速度动力响应分析

定义PGA(peak ground acceleration)放大系数为各监测点的PGA与底板A1处输入的PGA之比。在分析地震波的频率、幅值以及持时对顺层岩体边坡加速度动力响应的影响时，主要从4组不同高程，分别为Z=30 cm(A2~A7)，Z=60 cm(A8~A12)，Z=90 cm(A13~A16)，Z=120 cm(A17~A20)，以及3组不同横剖面，分别为X=154 cm(A4, A10, A15, A19), X=189 cm(A3, A9, A14, A18)和X=224 cm(A2, A8, A13, A17)(见图4)来分析水平向PGA放大系数的变化规律。

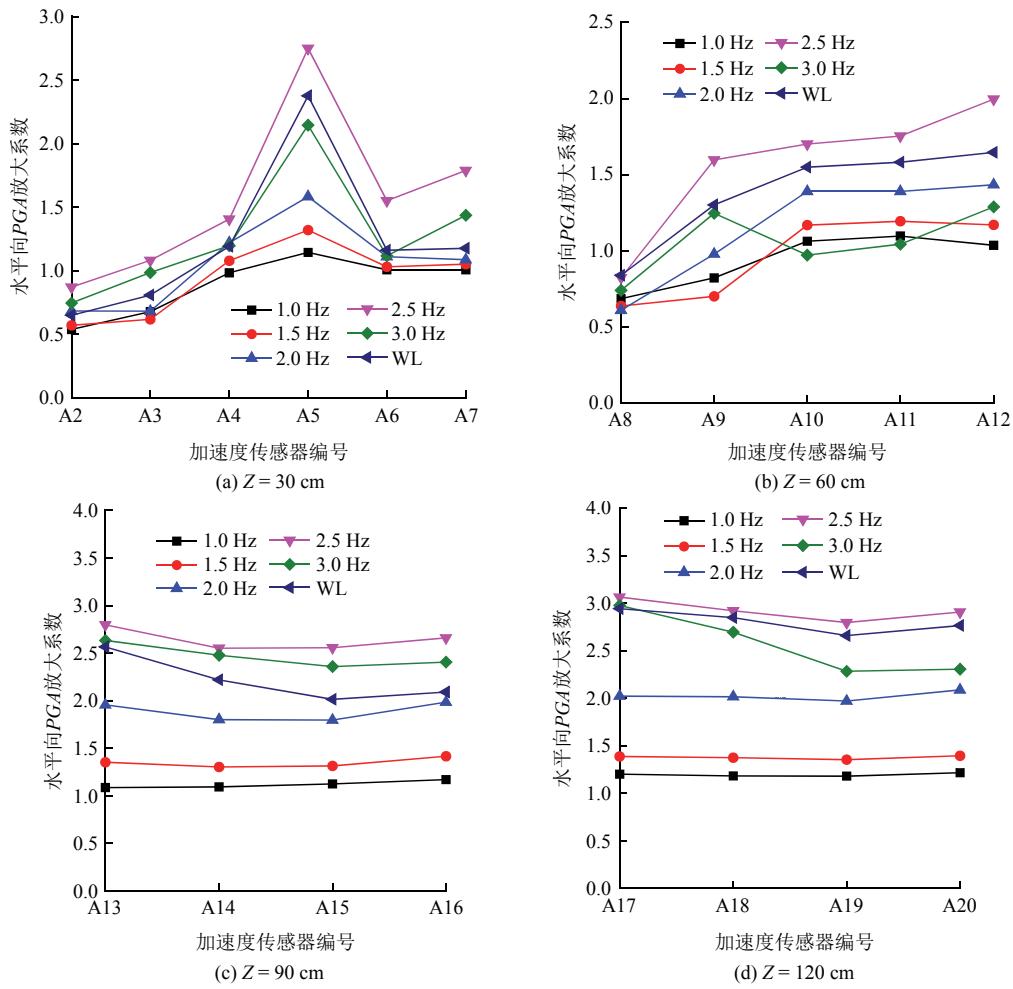


Fig.8 Variations of horizontal PGA amplification factor of the slope at different elevations

3.3.1 频率对PGA放大系数的影响规律

以0.1 g加载幅值下的动力响应结果为例，分析不同输入波频率对水平向PGA放大系数的影响。

(1) PGA放大系数沿水平方向的变化规律

不同高程的水平向PGA放大系数沿水平方向(由坡内到坡面方向)的变化结果如图8所示。

通过对图8所示的4组不同高程上的水平向PGA放大系数结果分析可得，在Z=30 cm水平面上，由坡内到坡面方向，水平向PGA放大系数在到达坡脚前先增大后减小，到达坡脚时最小，随后又有增大的趋势，验证了高陡边坡在坡脚处确实存在动力“缩小”效应，与H. B. Li等^[20-21]基于数值模拟得到的结论一致；在Z=60 cm水平面上，水平向PGA放大系数沿坡内到坡面方向逐渐增大，到达坡面时达到最大；在Z=90和120 cm两个不同高程的水平面上，水平向PGA放大系数沿坡内到坡面方向先减小后增大，与董金玉等^[7]得出的在距坡面一定深度范围内加速度动力响应具有趋表放大效应结论一致。Z=60, 90和120 cm三组不同高程的PGA放大系数沿坡内到坡面方向变化趋势不尽相

同的原因可能为模型边坡高程越高, 地震波在模型箱侧壁产生的刚性反射就越明显, 从而导致模型箱侧壁附近测点(A13, A14, A17 和 A18)的 PGA 放大系数偏大。后续开展振动台物理模型试验时应进一步考虑边界条件对模型试验结果的影响。此外, 从图 8 中还可以发现, 当输入波频率小于边坡的初始自振频率时, 水平向 PGA 放大系数随输入波频率的增大而增大, 这与董金玉等^[7]得出的“地震波输入频率越接近边坡的自振频率, 坡体加速度放大效应越显著”结论一致。超过边坡初始自振频率后, 水平向 PGA 放大系数减小, 加速度放大效应减弱。目前对输入波频率大于边坡自振频率的边坡动力响应研究较少, 本文试验进行了有益补充。

(2) PGA 放大系数沿高程方向的变化规律

不同横剖面的水平向 PGA 放大系数沿高程方向(由坡底到坡顶方向)的变化结果如图 9 所示。

从图 9 所示的不同横剖面的水平向 PGA 放大系数结果分析可知, 3 组不同横剖面上水平向 PGA 放大系数均呈现出了沿坡底到坡顶方向逐渐增大, 到达坡顶时达到最大的变化规律, 说明加速度动力响应具有高程放大效应, 与贾向宁等^[22]试验结果基本

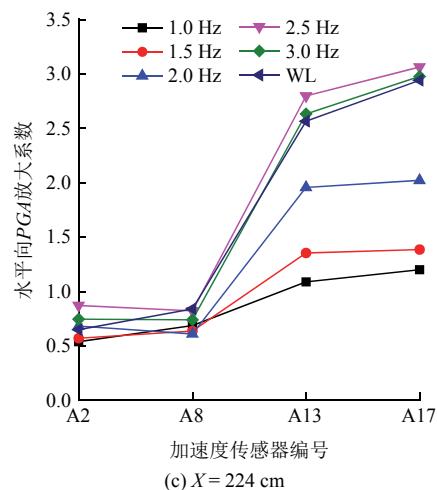
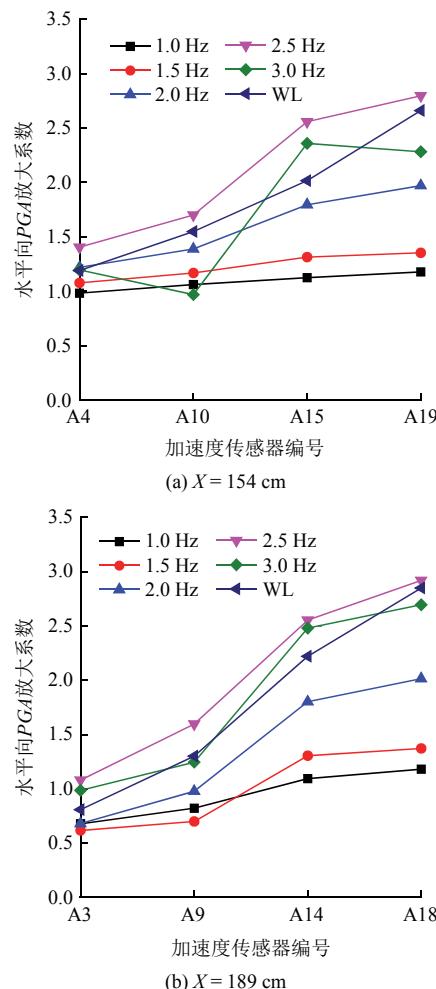


图 9 不同横剖面的水平向 PGA 放大系数结果

Fig.9 Variations of horizontal PGA amplification factor of the slope at different cross sections

一致。不同的是, 在 $X = 154$ cm 横剖面上, 水平向 PGA 放大系数在整个高程均大于 1, 即在整个高程都表现出了加速度放大效应; 而在 $X = 189$ 和 224 cm 两组横剖面上, 出现加速度放大的最低高程分别为 $Z = 30$ 和 60 cm。

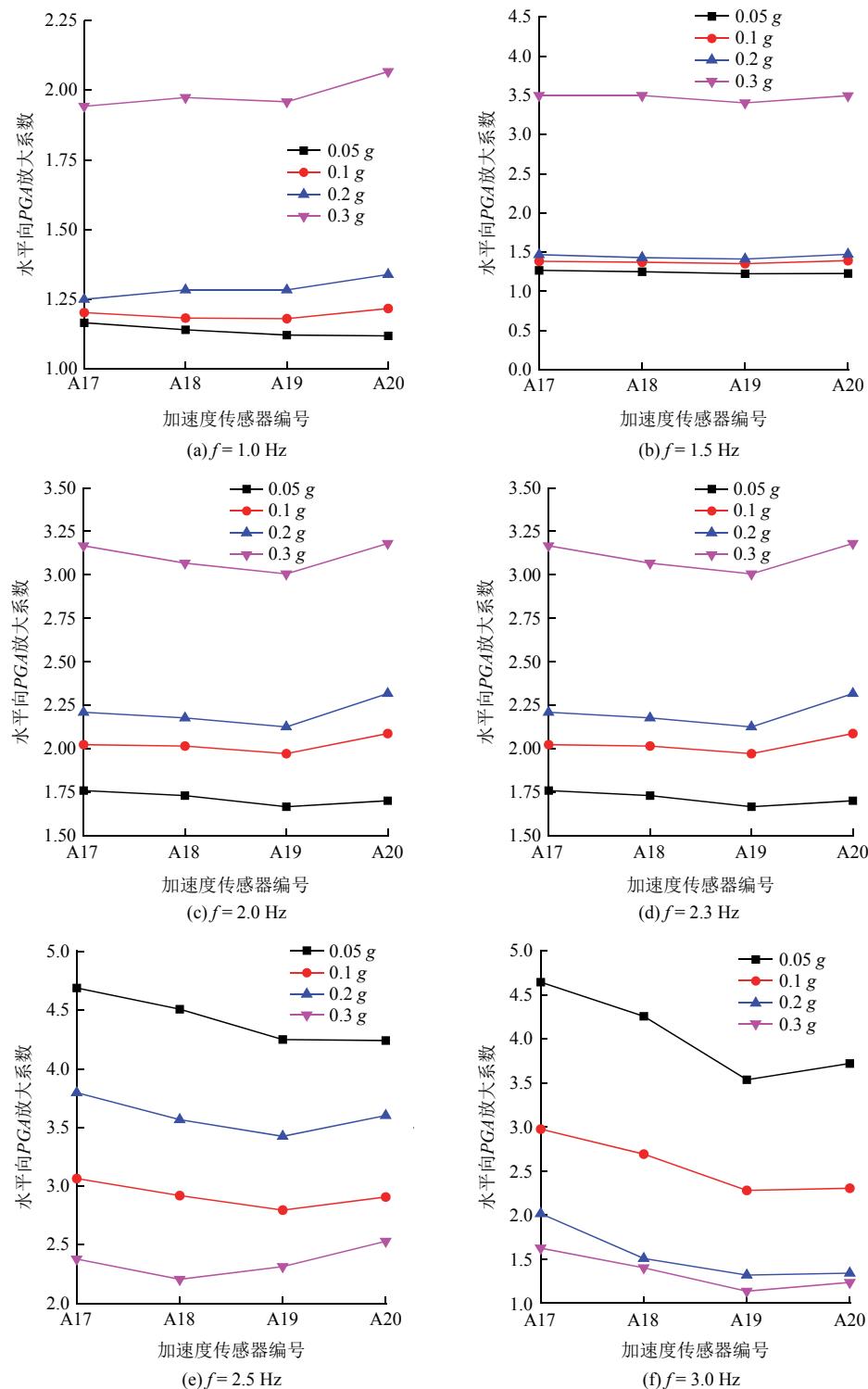
3.3.2 幅值对 PGA 放大系数的影响规律

以 $0.05\sim0.3$ g 加载幅值下的水平向 PGA 放大系数结果为例, 分析输入波频率分别为 1.0, 1.5, 2.0, 2.3, 2.5 和 3.0 Hz 时, 不同输入波幅值下水平向 PGA 放大系数的变化规律。

(1) PGA 放大系数沿水平方向的变化规律

在 $Z = 120$ cm 高程上的 4 个监测点(A17, A18, A19, A20)的水平向 PGA 放大系数随输入波幅值的变化结果如图 10 所示。

由图 10 分析可知, 当输入波频率分别为 1.0, 1.5, 2.0 和 2.3 Hz 时, 此时输入波频率均小于边坡的初始自振频率 2.54 Hz, 水平向 PGA 放大系数随输入波幅值的增大而增大; 当输入波频率分别为 2.5 和 3.0 Hz 时, 此时输入波频率分别接近和大于边坡自振频率, 随着输入波幅值的增大, 水平向 PGA 放大系数反而变小, 即低幅值地震波下的加速度放大效应更显著。这与董金玉等^[7]的试验结果“加速度放大系数随着输入波幅值的增加, 总体上表现为递减趋势”以及与黄润秋等^[8]的试验结果“当输入地震波幅值超过 0.4 g 后斜坡面的 PGA 放大系数会迅速增加”均有所不同。此外, 各级加载作用下边坡水平向 PGA 放大系数均呈现出沿坡内到坡面方向先减小后增大的变化规律, 进一步验证了前文分析频率对 PGA 放大系数影响时得出的“在距坡面一定深度范围内加速度动力响应具有趋表放大效应”这一结论的正确性。

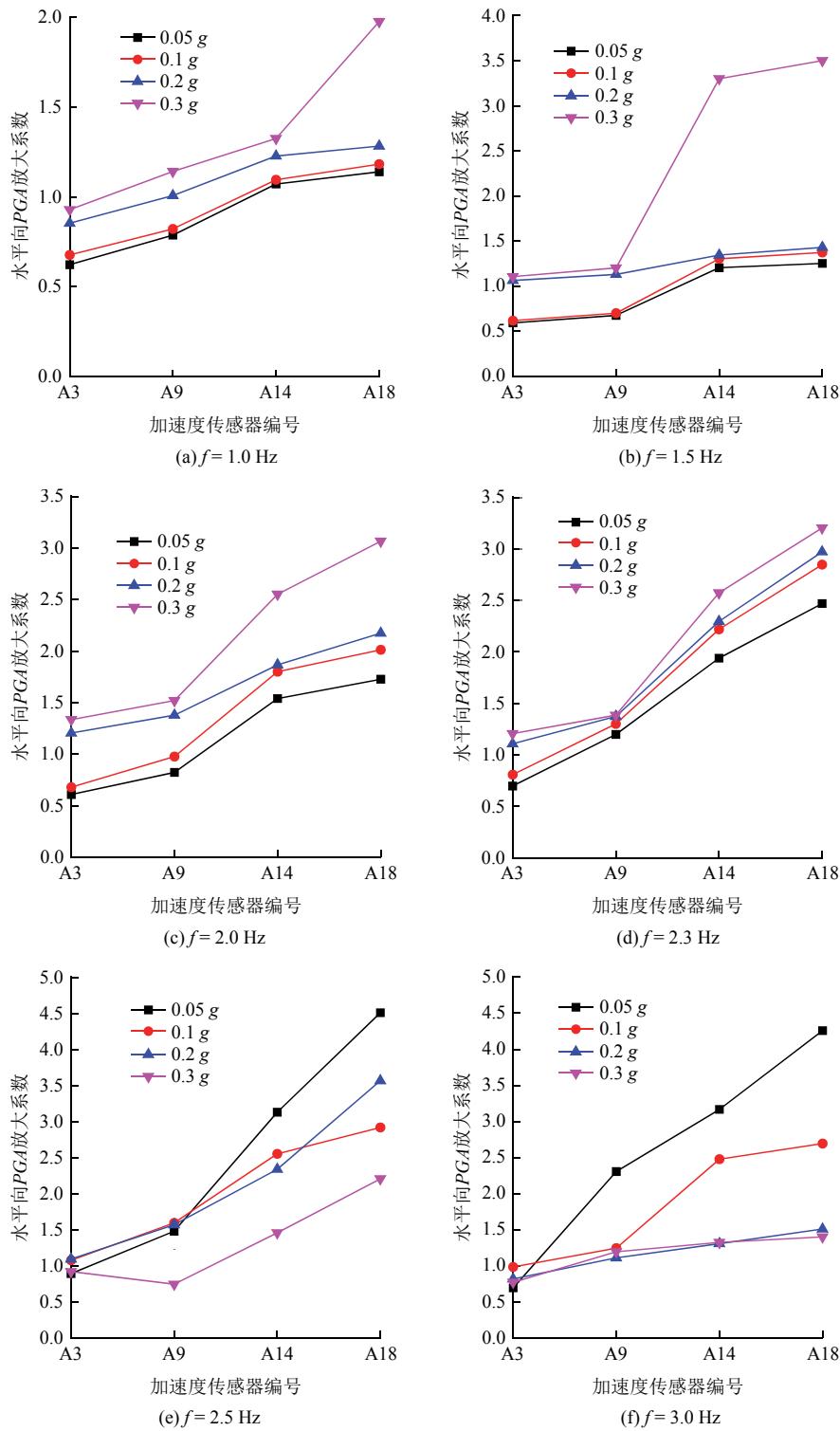
图 10 水平向 PGA 放大系数随幅值的变化结果($Z = 120 \text{ cm}$)Fig.10 Effect of the amplitude of seismic wave on horizontal PGA amplification factor of the slope($Z = 120 \text{ cm}$)

(2) PGA 放大系数沿高程方向的变化规律

在 $X = 189 \text{ cm}$ 横剖面上的 4 个监测点(A3, A9, A14, A18)的水平向 PGA 放大系数随不同输入波幅值的变化结果如图 11 所示。

从图 11 可以看出, 当输入波频率小于边坡初始自振频率时, 边坡水平向 PGA 放大系数随输入波幅值的增大而增大; 当输入波频率分别接近和大于边坡

自振频率时, 水平向 PGA 放大系数随输入波幅值增大而减小, 这与输入波幅值对边坡放大系数沿水平方向的影响规律基本一致。此外, 各级加载作用下边坡水平向 PGA 放大系数均呈现出随高程的增大而增大, 到达坡顶时达到最大的变化规律, 进一步验证了前文分析频率对 PGA 放大系数影响时得出的“加速度动力响应具有高程放大效应”这一结论的正确性。

图 11 水平向 PGA 放大系数随幅值的变化结果($X = 189\text{ cm}$)Fig.11 Effect of the amplitude of seismic wave on horizontal PGA amplification factor of the slope($X = 189\text{ cm}$)

3.3.3 持时对 PGA 放大系数的影响规律

考虑到顺层岩体边坡是一种特殊边坡, 内部含有大量节理面, 地震波穿过节理面时会发生反射、折射现象, 时间的累积作用可能会对模型边坡动力响应产生影响, 故本次试验在输入波幅值为 0.1 g 和 0.3 g 时考虑了输入波持时对模型边坡加速度动

力响应的影响。以输入波幅值为 0.1 g 、频率为 1.0 Hz 下的水平向 PGA 放大系数结果为例, 分析在四组不同高程上, 水平向 PGA 放大系数沿坡内到坡面方向随着持时的变化规律, 结果如图 12 所示。

由图 12 结果可知, 地震波持时对水平向 PGA 放大系数影响较小, 因此可以认为, 地震波的持时

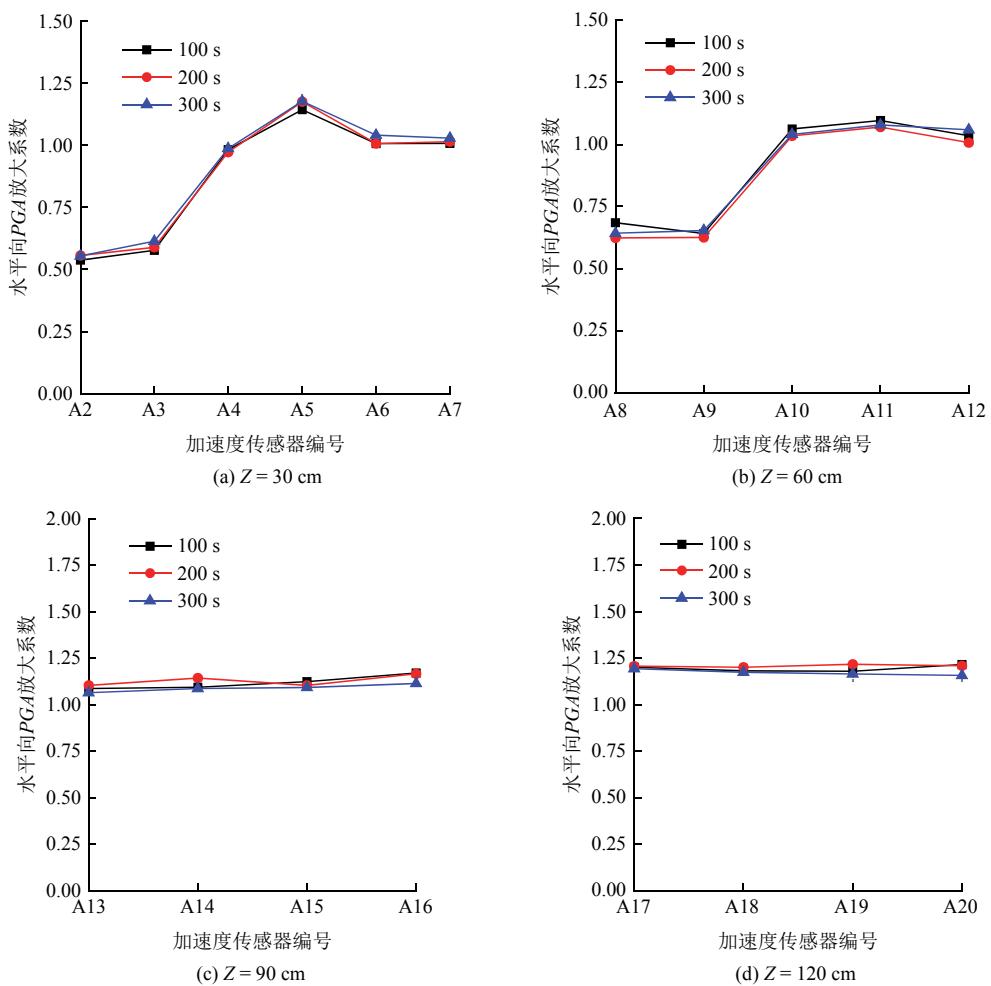


图 12 不同高程的水平向 PGA 放大系数随持时的变化结果

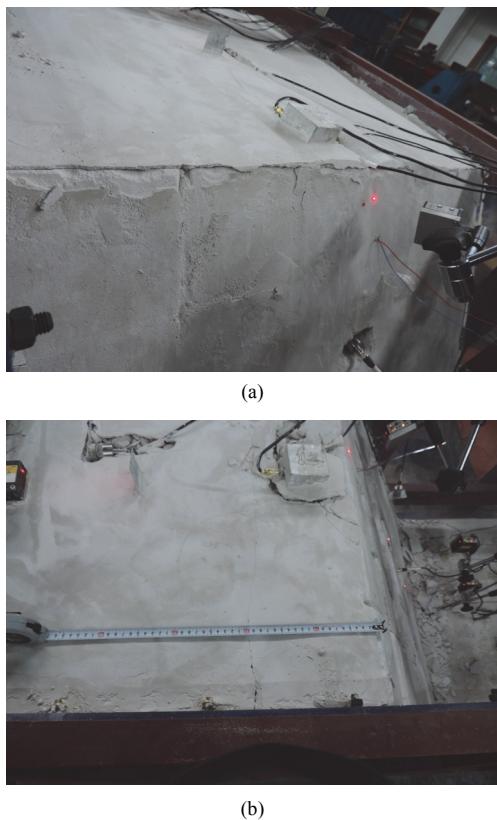
Fig.12 Effect of the duration of seismic wave on horizontal PGA amplification factor of the slope at different elevations

对顺层岩体边坡的加速度动力响应影响不明显。后续开展边坡的振动台试验及数值模拟研究时，可适当缩短输入波的持时来加快试验速度和提高计算效率。

4 边坡破坏特征分析

通过逐级交替施加正弦波和卧龙波直至模型边坡发生破坏，可真实直观地再现地震荷载作用下边坡的失稳破坏过程。试验过程中全程对模型边坡的变形破坏进行拍照录像和分析。

当输入波幅值为 $0.05\sim0.3\text{ g}$ 时，模型边坡未见明显破坏，模型边坡完好；当输入波幅值为 0.4 g 时，在正弦波和卧龙波交替作用下，坡肩首先出现局部开裂，接着在距坡肩 20 cm 处的坡顶岩体上沿走向方向出现一条细小微张裂缝，分别如图 13(a), (b) 所示；当输入波幅值增大为 $0.5\sim0.6\text{ g}$ 时，坡肩裂隙继续扩展，接近坡脚处的坡面位置出现隆起，如图 13(c) 所示；当输入波幅值为 0.7 g 时，此前坡



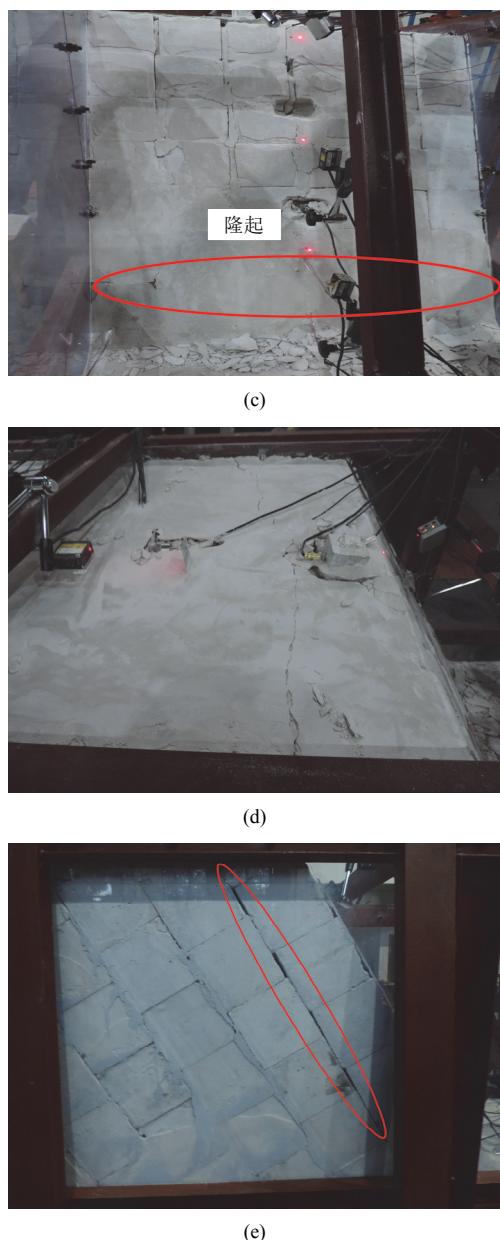


图 13 模型边坡的破坏过程

Fig.13 Deformation and failure process of the model slope

顶出现的贯穿裂缝进一步扩大，坡顶裂缝与坡脚隆起部位沿层面贯通形成滑移面，并且层与层之间出现明显错动，此时模型边坡失稳破坏，分别如图 13(d) 和(e) 所示。因此，可以总结得出地震荷载作用下顺层岩体边坡的破坏模式为：坡肩开裂→坡顶出现贯穿裂缝→坡脚附近的坡面隆起→坡顶贯穿裂缝与隆起部位贯通→边坡沿层面发生浅部滑动从而失稳破坏。黄润秋等^[8]将干磨房滑坡的形成机制总结为 3 个阶段：坡体中下部的“锁固段”阻止斜坡沿层面产生滑动、“锁固段”岩层被压屈产生弯折隆起变形、弯折隆起变形加剧形成低角度的剪切带并与中后部的顺层滑动面贯通，从而产生滑坡。本文模型边坡在输入波幅值分别为 0.05~0.4 g, 0.5~0.6 g

和 0.7 g 地震波作用下的破坏特征与黄润秋等^[8]三阶段破坏过程吻合得较好，模型试验较好地揭示了地震荷载作用下顺层岩体边坡的变形破坏机制。

5 结 论

本文基于振动台物理模型试验，研究了不同地震荷载作用下顺层岩体边坡的加速度和位移动力响应规律和变形破坏特征，得出了以下主要结论：

(1) 地震荷载作用下顺层岩体边坡的加速度动力响应具有高程放大效应；在同一高程水平面上，在距坡面的一定深度范围内加速度动力响应表现出趋表放大效应。

(2) 输入波频率对边坡动力响应有明显影响。当输入波频率小于边坡初始自振频率时，边坡水平向 PGA 放大系数随输入波频率的增大而增大；超过边坡的初始自振频率后，水平向 PGA 放大系数减小，放大效应减弱。

(3) 输入波幅值对边坡动力响应也有明显影响。当输入波频率小于边坡的初始自振频率时，边坡水平向 PGA 放大系数随输入波幅值的增大而增大；当输入波频率接近和大于边坡的初始自振频率时，低幅值地震波作用下边坡的加速度放大效应更明显。研究还发现地震波持时对边坡水平向 PGA 放大系数影响不明显。

(4) 边坡在输入波幅值加载至 0.6 g 时处于临界状态，对应的临界位移值约为 7.3 cm。临界位移值的确定为后续地震作用下边坡的稳定性分析提供了重要的指导与参考作用。

(5) 地震荷载作用下顺层模型边坡的破坏模式为：坡肩开裂→坡顶出现贯穿裂缝→坡脚附近的坡面隆起→坡顶贯穿裂缝与隆起部位贯通→边坡沿层面发生浅部滑动从而失稳破坏。

参 考 文 献(References):

- [1] 黄润秋, 李为乐. “5·12”汶川大地震触发地质灾害的发育分布规律研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(12): 2 585~2 592.
(HUANG Runqiu, LI Weile. Research on development and distribution rules of geohazards induced by Wenchuan earthquake on 12th May, 2008[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(12): 2 585~2 592.(in Chinese))
- [2] 赵建军, 巨能攀, 李果, 等. 汶川地震诱发罐滩滑坡形成机制初步分析[J]. 地质灾害与环境保护, 2010, 21(2): 92~96.(ZHAO

- Jianjun, JU Nengpan, LI Guo, et al. Failure mechanism analysis of Guantan landslide induced by Wenchuan earthquake[J]. Journal of Geological Hazards and Environment Preservation, 2010, 21(2): 92–96.(in Chinese))
- [3] HUANG R Q, LI W L. Development and distribution of geohazards triggered by the 5·12 Wenchuan earthquake in China[J]. Science China Technological Sciences, 2009, 52(4): 810–819.
- [4] 张丹, 吴志坚, 梁庆国, 等. 黄土斜坡位移和加速度响应特性的振动台试验研究[J]. 土木工程学报, 2019, 52(增2): 162–169.(ZHANG Dan, WU Zhijian, LIANG Qingguo, et al. Shaking table test study of displacement and acceleration response characteristics of loess slope surface[J]. China Civil Engineering Journal, 2019, 52(Supp.2): 162–169. (in Chinese))
- [5] FENG X X, JIANG Q H, ZHANG X B, et al. Shaking table model test on the dynamic response of anti-dip rock slope[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2019, 37: 1 211–1 221.
- [6] 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 Hailin, ZHENG Yingren, DU Xiuli, 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))
- [7] 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): 2 977–2 988.(DONG Jinyu, YANG Guoxiang, WU Faquan, 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): 2 977–2 988.(in Chinese))
- [8] 黄润秋, 李果, 巨能攀. 层状岩体斜坡强震动力响应的振动台试验[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(5): 865–875.(HUANG Runqiu, LI Guo, JU Nengpan. Shaking table test on strong earthquake response of stratified rock slopes[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, 32(5): 865–875.(in Chinese))
- [9] YANG G X, QI S W, WU F Q, et al. Seismic amplification of the anti-dip rock slope and deformation characteristics: A large-scale shaking table test[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2018, 115: 907–916.
- [10] FAN G, ZHANG J J, WU J B, et al. Dynamic response and dynamic failure mode of a weak intercalated rock slope using a shaking table[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2016, 49: 3 243–3 256.
- [11] 李振生, 巨能攀, 侯伟龙, 等. 陡倾层状岩质边坡动力响应大型振动台模型试验研究[J]. 工程地质学报, 2012, 20(2): 242–248.(LI Zhensheng, JU Nengpan, HOU Weilong, et al. Large-scale shaking table model tests for dynamic response of steep stratified rock slopes[J]. Journal of Engineering Geology, 2012, 20(2): 242–248.(in Chinese))
- [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): 2 420–2 428.(XU Qiang, LIU Hanxiang, 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): 2 420–2 428.(in Chinese))
- [13] LI L Q, JU N P, ZHANG S, et al. Shaking table test to assess seismic response differences between steep bedding and toppling rock slopes[J]. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 2017, 78: 519–531.
- [14] 贾俊. 强震作用下陡倾顺层岩质边坡动力响应分析及失稳机制研究——以干磨坊滑坡为例[硕士学位论文][D]. 成都: 成都理工大学, 2011.(JIA Jun. Study on dynamic responses and failure mechanism of steep bedding rock slope triggered by strong earthquake—Taking Ganmofang landslide as an example[M. S. Thesis][D]. Chengdu: Chengdu University of Technology, 2011.(in Chinese))
- [15] LU P, WU H B, QIAO G, et al. Model test study on monitoring dynamic process of slope failure through spatial sensor network[J]. Environmental Earth Sciences, 2015, 74(4): 3 315–3 332.
- [16] NIU J Y, JIANG X L, YANG H, et al. Seismic response characteristics of a rock slope with small spacing tunnel using a large-scale shaking table[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2018, 36: 2 707–2 723.
- [17] 张敏政. 地震模拟实验中相似律应用的若干问题[J]. 地震工程与工程振动, 1997, 17(2): 52–58.(ZHANG Minzheng. Study on similitude laws for shaking table tests[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 1997, 17(2): 52–58.(in Chinese))
- [18] 陆伟东. 基于 MATLAB 的地震模拟振动台试验的数据处理[J]. 南京工业大学学报: 自然科学版, 2011, 33(6): 1–4.(LU Weidong. MATLAB-based data processing of shaking table test[J]. Journal of Nanjing University of Technology: Natural Science Edition, 2011, 33(6): 1–4.(in Chinese))
- [19] California Geological Survey. Guidelines for evaluating and mitigating seismic hazards in California[M]. California: California Geological Survey Special Publication, 2008: 1–40.
- [20] LI H B, LIU Y Q, LIU L B, et al. Numerical evaluation of topographic effects on seismic response of single-faced rock slopes[J]. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 2019, 78(3): 1 873–1 891.
- [21] BOUCKOVALAS G D, PAPADIMITRIOU A G. Numerical evaluation of slope topography effects on seismic ground motion[J]. Soil Dynamic and Earthquake Engineering, 2005, 25: 547–558.
- [22] 贾向宁, 黄强兵, 王涛, 等. 陡倾顺层断裂带黄土-泥岩边坡动力响应振动台试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2018, 37(12): 2 721–2 732.(JIA Xiangning, HUANG Qiangbing, WANG Tao, et al. Shaking table test of dynamic response of loess-mudstone slope with steep dip bedding fault zone[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2018, 37(12): 2 721–2 732.(in Chinese))