

DOI: 10.11779/CJGE202004005

频发微小地震下顺层岩质边坡累积损伤及稳定性分析

刘新荣^{1, 2, 3}, 许彬^{*1, 2, 3}, 刘永权⁴, 王继文^{1, 2, 3}, 蔺广义^{1, 2, 3}

(1. 重庆大学土木工程学院, 重庆 400045; 2. 库区环境地质灾害防治国家地方联合工程研究中心, 重庆 400045;

3. 山地城镇建设与新技术教育部重点实验室(重庆大学), 重庆 400030; 4. 中建地下空间有限公司, 四川 成都 610073)

摘要:三峡库区蓄水后诱发的高频度微小地震对边坡稳定性产生了重大影响。采用振动台模型试验和 UDEC 离散元数值计算方法, 深入地探究了库区典型顺层状岩质边坡在高频次微小地震下的累积损伤和稳定性。研究表明: ①地震持续作用下, 边坡自振频率、阻尼比、损伤度和损伤速率依次降低、增大、累积变大和不断提升, 各测点 PGA 响应表现为“高程效应”和“趋表效应”, 且 PGA 放大系数均呈降低趋势; ②高、低动荷载振幅阶段边坡岩体非线性累积损伤模型可分别用指数函数和三次函数描述, 其演化曲线分别呈初期轻微降低、中期线性递增、后期平缓微增的“S”型特征和急速增长的“陡升”型特征; ③边坡累积损伤-失稳破坏呈现为起伏体爬坡-啃断-磨平、次级节理(层面)起裂-扩展-贯通、坡体沿复合破坏面发生整体滑移、失稳破坏后岩体以破碎-大型-巨型块状堆积于坡脚, 且含起伏体边坡整体稳定性更优; ④动荷载振幅、动荷载频率、坡高、坡角增大而层面厚度减小时, 边坡临界失稳微震作用次数减小、累积永久位移增大、稳定性系数减小, 且层面出露边坡更易发生失稳破坏。

关键词: 频发微小地震; 顺层岩质边坡; 振动台模型试验; 累积损伤; UDEC 离散元方法; 稳定性

中图分类号: TU432

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)04-0632-10

作者简介: 刘新荣(1969—), 男, 教授, 博士生导师, 主要从事岩土工程的教学与科研工作。E-mail: liuxrong@126.com。

Cumulative damage and stability analysis of bedding rock slope under frequent microseisms

LIU Xin-rong^{1, 2, 3}, XU Bin^{*1, 2, 3}, LIU Yong-quan⁴, WANG Ji-wen^{1, 2, 3}, LIN Guang-yi^{1, 2, 3}

(1. School of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, China; 2. National Joint Engineering Research Center for Prevention and Control of Environmental Geological Hazards in the TGR Area, Chongqing 400045, China; 3. Key Laboratory of New Technology for Construction of Cities in Mountain Area (Chongqing University), Ministry of Education, Chongqing 400045, China;

4. China Construction Underground Space Co., Ltd., Chengdu 610073, China)

Abstract: Micro-seism frequently occurs in the Three Gorges Reservoir after impoundment and has a significant impact on slope stability. To investigate the cumulative damage and stability of typical bedding rock slope under frequent microseisms, the shaking table model tests and UDEC discrete element numerical analyses are conducted. The results indicate that: (1) The damping ratio, damage degree and damage rate of slope increase with the increase of seismic duration, while the natural frequency and PGA amplification coefficient decrease. The PGA response of slope shows “elevation effect” and “surface effect”. (2) The non-linear cumulative damage model under high and low seismic amplitudes can be represented by exponential and cubic functions respectively, and the evolution curve shows “S” characteristics of slight decline in initial stage, linear increase in intermediate stage and gentle increase in later stage, and “steep” characteristics of rapid rise. (3) The gradual process of cumulative damage and instability is as follows: undulant body climbs, shear and grinds, cracks initiate, propagate and run through, the slope slips wholly along the composite sliding surface, and rock mass accumulates at the slope foot in the form of broken, large and giant blocks. The stability of slope with undulant body is better. (4) The critical times of microseism decrease and the cumulative permanent displacement increases with the increase of seismic amplitude, frequency, slope height and slope angle and the decrease of bedding thickness, and accordingly the stability factor decreases. The slope with outcropped bedding is more prone to fail.

Key words: frequent microseism; bedding rock slope; shaking table model test; cumulative damage; UDEC DEM; stability

基金项目: 国家自然科学基金项目 (41972266, 41772319); 重庆市研究生科研创新项目 (CYS18026)

收稿日期: 2019-05-20

***通信作者** (E-mail: geotechnicale2016@163.com)

0 引言

三峡库区是迄今世界上最大水库淹没区,库区自蓄水后,发生了多种类型且破坏规模较大的地质灾害^[1]。其中,尤以水库诱发地震最为频繁,其能量释放通常具有频次高和强度低的特征^[2]。此外,顺层岩质边坡是三峡库区分布极为普遍的边坡类型,其稳定性相对较差,绝大多数滑体均密集发育于此类边坡^[3]。由此可见,频发微小地震作用诱发库岸顺层岩质边坡产生地质灾害将严重危及库区航运安全运营和城乡居民生命财产。

目前,国内外学者诸如王思敬^[4]、Griffiths 等^[5]和 Hong 等^[6]较早地对地震作用下岩质边坡的动力响应和稳定性进行了研究。特别地,黄润秋等^[7]采用振动台模型试验深入地探究了顺(反)倾岩体边坡在强震条件下的动力响应规律;董金玉等^[8]采用振动台模型试验和数值计算方法系统地研究了强震作用下顺层岩质边坡的动力响应和破坏模式;罗璟等^[9]采用动力疲劳试验深刻地分析了滑坡岩体在强震条件下影响其震裂损伤度的关键因素;许强等^[10]采用振动台模型试验揭示了多种岩性组合斜坡的动力响应特性。已有研究大多仅考虑强震作用,尚较少涉及岩质边坡在频发微小地震条件下的动力响应和稳定性问题等方面的研究。实则上,高频次低强度地震作用属于一种特殊外营力,其会使边坡产生累积损伤破坏效应,将对边坡长期稳定性构成潜在隐患。Liu 等^[11]通过振动台模型试验和数值计算方法深入地探究了高频次微小地震条件下软硬互层顺倾边坡的失稳破坏演化过程和动力稳定性;杨忠平等^[12]通过振动台模型试验和数值计算方法系统地分析了持续微小地震条件下顺(反)倾岩体边坡的动力稳定性;刘永权^[13]和 Liu 等^[14]通过振动台模型试验、数值计算方法和理论分析系统地研究了顺倾层状岩质边坡在频发微小地震条件下的累积损伤演化规律和动力稳定性;江泊涓^[15]通过数值计算方法探讨了库区首段松散型坡体经历多次微震作用后的变形机理。总体而言,大多学者均以振动台模型试验和数值计算方法作为研究岩质边坡动力响应和稳定性的手段,且有关频发微小地震条件下顺层岩质边坡的动力损伤响应特征、累积损伤演化过程、失稳破坏模式和稳定性影响等方面的研究文献鲜有报道。

鉴于此,在已有研究基础上^[11-14],开展了频发微小地震条件下典型顺层岩质边坡的振动台模型试验,分析了边坡动力特性参数、动力损伤响应和累积损伤度的变化规律,建立了边坡岩体非线性累积损伤模型,揭示了边坡累积损伤演化过程和失稳破坏模式。采用

UDEC 离散元数值计算方法,进一步探讨了典型顺层岩质边坡在完全频发微震条件下的变形发展和稳定性系数变化规律及不同动荷载特征和坡体结构特征对其的影响规律。研究成果可为库区边坡防减灾及长期稳定性控制提供参考价值。

1 室内振动台模型试验设计

1.1 相似系数与相似材料

(1) 相似系数确定

综合考虑试验费用、周期、难易程度、设备性能、数据采集精度及主要研究问题等试验条件,根据相似理论^[16],以密度、弹性模量和几何尺寸 3 个关键物理量的相似系数作为基本控制量,并基于“ π 定理”和“MLT 量纲系统”,采用量纲分析法求得各关键物理量的相似系数如表 1 所示。

表 1 关键物理量及其相似系数

Table 1 Key physical quantities and their similitude coefficients

关键物理量	量纲	相似关系	相似系数
密度	ML^{-3}	C_ρ	1
弹性模量	$ML^{-1}T^{-2}$	C_E	32.6
泊松比	无量纲	C_μ	1
黏聚力	$ML^{-1}T^{-2}$	$C_c = C_E C_\epsilon$	22.8
内摩擦角	无量纲	C_ϕ	1
应力	$ML^{-1}T^{-2}$	$C_\sigma = C_E C_\epsilon$	22.8
应变	无量纲	$C_\epsilon = C_\rho C_g C_t C_E^{-1}$	0.7
几何尺寸	L	$C_l = C_E^{0.5} C_\rho^{-0.5} C_t$	22.8
位移	L	$C_u = C_l C_\epsilon$	16
时间	T	C_t	4
频率	T^{-1}	$C_f = C_t^{-1}$	0.25
速度	LT^{-1}	$C_v = C_u C_t^{-1}$	4
运动加速度	LT^{-2}	$C_a = C_u C_t^{-2}$	1
重力加速度	LT^{-2}	$C_g = C_u C_t^{-2}$	1
阻尼比	无量纲	C_ζ	1

(2) 相似材料选取及其配比

模型试验选取三峡库区顺层(结构形式)砂岩(岩性)坡体作为边坡模型的基本原型。参考模型试验常用相似材料^[16],最终以重晶石粉(细骨料)、石英砂(粗骨料)、石膏粉(胶结剂)、缓凝剂(增加石膏粉初始凝固时间)、甘油(保水作用)及自来水作为边坡模型的相似材料,并经过多次室内相似材料配比试验后确定了相似材料配比为重晶石粉:石英砂:石膏粉:甘油:自来水=0.64:1.08:0.36:0.03:0.22(见表 2),且石膏缓凝剂添加量为混合料中石膏粉重量的 0.18%~0.2%。特别地,表 2 中的典型原岩力学特性参数是通过取自三峡库区某地的砂岩原样进行常规力学特性试验而得,已有文献表明将该参数作为边坡模型岩体材料的原型参数具有一定的代表性^[17]。

表 2 相似材料力学特性参数

Table 2 Mechanical property parameters of equivalent materials						
项目	密度 ($\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$)	抗压 强度 /MPa	弹性 模量 /MPa	泊松 比	黏聚 力 /kPa	内摩 擦角 ($^{\circ}$)
三峡库 区范围	2.0	30	0.15	0.18	2	30
典型原岩	~2.5	~70	~4.0	~0.3	~10	~45
相似系数	2.49	34.1	4200	0.3	2000	41.8
目标值	1	22.8	32.6	1	32.6	1
实际值	2.49	1.50	128.8	0.3	61.3	41.8
	2.50	1.40	180	0.25	120	42

1.2 试验设备与模型箱

(1) 试验设备介绍

模型试验采用双向（自由度）液压式振动台系统（台面尺寸为 1.2 m×1.2 m），该系统主要组成部分见图 1 所示，其极限承重能力为 1 t、动载频率范围为 0~50 Hz、水平极限位移为 100 mm、水平（竖向）极限加速度为 1.2g（1 t）/2.0g（0.5 t）。此外，模型试验采用压电加速度计（见图 1）测量坡体表面（内部）的振动加速度，其量程为±10g、质量为 65 g、工作温度（频率）范围为-40~+80 ℃（0.3~5000 Hz）、灵敏度为 49.70 mV/ms⁻²。



图 1 试验设备

Fig. 1 Test apparatus

(2) 模型箱设计与加工

模型试验采用自主设计的由等边角钢（边长 30 mm、厚度 3 mm）和钢板（厚 5 mm）焊接而成的刚性模型箱，其外轮廓形状为梯形（高 1200 mm、顶部长 430 mm、底部长 1100 mm），且厚度方向净空尺寸为 400 mm。同时，在箱体左右侧面镶嵌透明有机钢化玻璃以便观察边坡模型的累积损伤演化过程，并在有机钢化玻璃表面黏贴涂抹润滑油的聚氯乙烯薄膜以降低玻璃与边坡模型接触面之间的摩阻力。此外，采用高强度螺栓通过设计在箱体底面钢板上的螺栓孔将箱体与振动台台面紧密连接以保证两者严格同步运动；在振动方向两侧安装固定厚为 40 mm 的聚苯乙烯板以降低箱体边界效应的影响（见图 3）。

1.3 典型岩质边坡模型设计与制作

(1) 边坡模型概化设计

综合考虑已有研究基础^[11-14,18]和现有试验条件，模型试验中将边坡模型坡角和坡高分别设计为 60°

和 1 m，边坡模型概化设计示意图如图 2 所示：图 2（a）中边坡层面含规则锯齿形起伏体（即锯齿状结构面），层面倾角为 30°，第 1、2 和 3 层起伏角分别为 15°、30° 和 45°；图 2（b）中边坡层面含无起伏体（即平直状结构面），层面倾角为 30°，且层面含间距和切割长度均相同的次级节理，其间距（切割长度）为层面间距的 2/3。

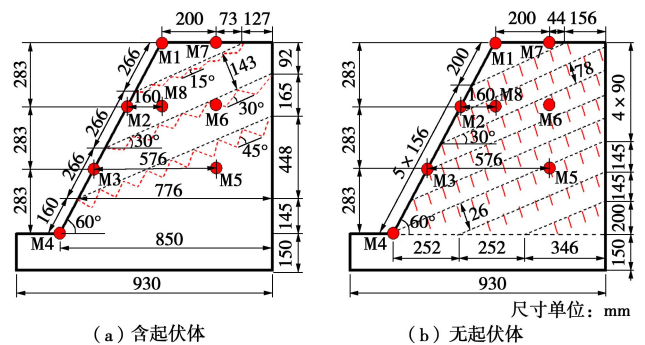


图 2 边坡模型概化设计示意图

Fig. 2 Generalized design diagrams of slope models

(2) 边坡模型制作

基于表 2 和图 2，采用自下至上、分层夯实的方法在箱体中完成边坡模型的制作：制备边坡模型相似材料→分层填筑边坡模型→制作起伏体和次级节理→埋设加速度计（M1~M8 为加速度计埋设位置）→静置养护成型（见图 3）。

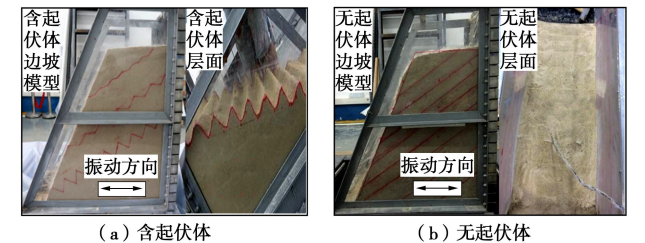


图 3 试验边坡模型

Fig. 3 Slope models for tests

1.4 荷载施加方案

模型试验天然波选自某地震监测站监测到的发生于三峡库区某县的 M5.1 级水库诱发地震波（震源深度和主震持时分别约 5 km 和 7 s），人工波和白噪声分别为正弦波和随机波。考虑到水库诱发地震的高频次特征，难以对其进行前震、主震和余震的详细划分，故模型试验中截取了天然地震波的主震部分（主震波 1~4 共计约 28 s）。通过对主震波进行滤波、基线校正和拼接处理后，将其视为施加于振动台台面上的完整地震波序列（见图 4）。基于图 4，对试验地震波加速度时程进行傅里叶变换后可得施加于振动台台面上的天然波主频为 7~12 Hz。据此，基于表 1，并参考已有文献[3]，最终确定了模型试验的动荷载加载类型、振幅、频率、持时和加载次数（见表 3）。

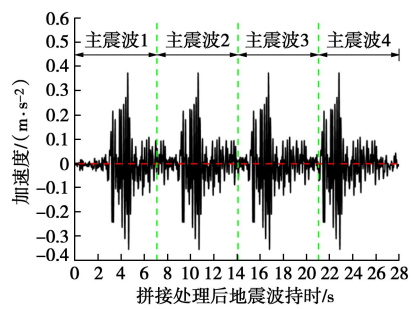


图 4 试验地震波加速度时程

Fig. 4 Time histories of acceleration of seismic wave for tests

表 3 试验加载工况

Table 3 Loading conditions for tests

加载工况	动荷载				
	加载类型	振幅/g	频率/Hz	持时/s	加载次数
1	白噪声 1	0.08	—	30	1
2	正弦波	0.04	30	7	1
3	天然波	0.04	32	7	1
4	正弦波	0.04	5	7	1
5	正弦波	0.04	10	7	1
6	正弦波	0.04	15	7	1
7	正弦波	0.04	30	7	1
8	天然波	0.04	32	7	1
9	天然波	0.06	32	7	1
10	天然波	0.09	32	7	1
11	天然波	0.15	32	7	1
12	白噪声 2	0.08	—	30	1
13~62 (微震)	天然波	0.04	32	7	50
63	白噪声 3	0.08	—	30	1
...	重复加载工况 13~63, 直至微震作用 500 次				
523 (震中高烈度)	天然波	0.35	32	6.5	1
524 (小震)	白噪声 13	0.08	—	30	1
525~574	正弦波	0.15	30	7	50
...	重复加载工况 524~574, 直至小震作用 500 次				
1035	白噪声 23	0.08	—	30	1
持续施加振幅为 0.2g~0.4g、频率为 15 Hz 和持时为 7 s 的正弦波直至边坡失稳破坏					

2 试验结果与分析

2.1 边坡动力特性参数变化规律

地震荷载条件下边坡模型的各阶自振频率和阻尼比决定了其动力响应模式。模型试验以白噪声对边坡模型进行扫描,获取各阶段监测点的加速度时程曲线,借助 Matlab 中的 tfestimate 函数计算绝对加速度传递函数虚部,并基于传递函数曲线确定自振频率进而计算阻尼比^[19]。据此方法,以边坡模型第 1 次白噪声扫描工况为例,计算得到边坡各测点的加速度绝对传递函数虚部曲线如图 5 所示。由图 5 分析可知:在低振幅白噪声随机波扫描下,边坡各测点的加速度绝对传递函数虚部与自振频率之间的变化曲线均呈“倒凸

型”,其峰尖分布规律性显著,且第 1 阶自振频率均在 25 Hz 左右微小波动,总体呈稳定性变化发展趋势。

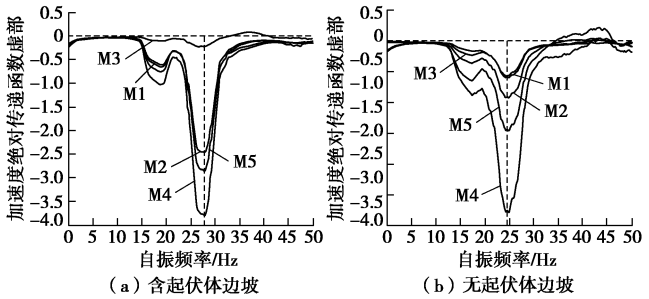


图 5 加速度绝对传递函数虚部

Fig. 5 Imaginary part of absolute transfer function of acceleration

鉴于此,基于图 5,取自振频率和阻尼比的均值,绘制含(无)起伏体边坡中两者随白噪声序列号的变化关系曲线如图 6 所示。

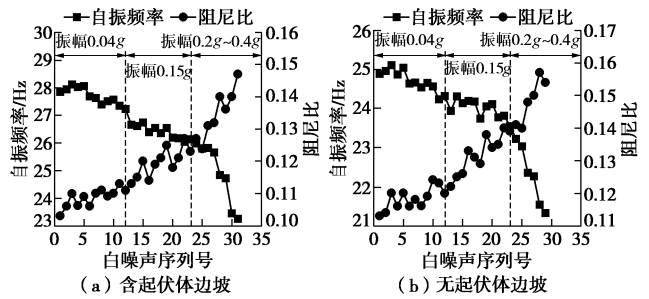


图 6 自振频率和阻尼比随白噪声序列号的变化

Fig. 6 Variation of natural frequency and damping ratio with white noise sequence numbers

由图 6 分析可知:地震动荷载条件下,含(无)起伏体边坡的自振频率分别从 27.84 Hz 和 24.89 Hz 降低至 23.23 Hz 和 21.32 Hz,而阻尼比分别从 10.34%和 11.32%上升至 14.65%和 15.34%,即边坡自振频率(阻尼比)在地震次数持续增加下表现出降低(增大)的一般规律;当动荷载振幅为 0.04g 时,边坡自振频率和阻尼比呈微小变化趋势,且加载初期自振频率具缓慢上升区段,即有限次数的微震作用可促使坡体振动并压密;当动荷载振幅为 0.15g 时,边坡自振频率和阻尼比呈显著变化趋势,即边坡在该区段的累积损伤度不断加剧;当动荷载振幅为 0.2g~0.4g 时,边坡自振频率和阻尼比分别呈跳跃性跌落和突变性上升,即坡体发生了失稳破坏,且具强震破坏特征。

2.2 边坡动力损伤响应变化规律

以微震作用阶段(动荷载振幅为 0.04g)为例,图 7(a)为边坡各测点 PGA 放大系数^[1]随 h/H (h 为 M1~M3、M5~M8 至 M4 的竖向距离, H 为 M1 或 M7 至 M4 的竖向距离)和 b/B (b 为 M6、M8 至 M2 的水平距离, B 为 M6 至 M2 的水平距离)的变化关系曲线。图 7 (b) 为边坡经历地震作用初始阶段→500 次微震→震中高烈度→500 次小震后坡面各测点 PGA 放大系

数随 h/H 的变化关系曲线。

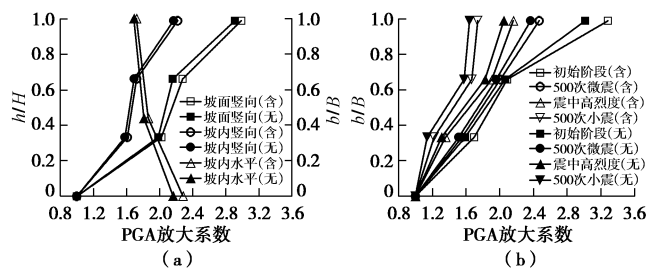


图7 各阶段测点PGA放大系数随 h/H 和 b/B 的变化

Fig. 7 Variation of PGA amplification factor at monitoring points with h/H and b/B at different stages

由图7(a)分析可知:含(无)起伏体边坡测点PGA放大系数在微震作用阶段相差极小,两者PGA放大系数沿坡面(M4→M3→M2→M1)和坡内(M4→M5→M6→M7)路径均呈近似线性递增趋势,其增幅随 h/H 的逐渐增大呈“急剧→稍缓→急剧”的三阶段变化规律,且坡肩测点M1和坡顶测点M7的加速度响应尤为剧烈,表明边坡加速度响应在竖向向具有显著放大效应,即“高程效应”;两者PGA放大系数沿M2→M8→M6水平路径呈近似线性递减趋势,且坡内测点M6较坡面测点M2的加速度响应要微弱得多,表明边坡加速度响应在水平向具有明显临空面放大效应,即“趋表效应”。特别地,由于坡肩为坡面和坡顶临空面的交集点,该点会出现较多地震波反射(叠加)现象,其加速度响应极为剧烈;且坡面中部以上岩体地震惯性力较大,属于发生边坡失稳破坏的重点区域。

由图7(b)分析可知:含(无)起伏体边坡遭受多次微小地震作用后,其坡顶后缘竖向裂缝和坡内次级节理逐渐扩展并与层面贯通、起伏体发生爬坡-啃断-滑移、坡体完整性逐渐降低,致使坡面测点PGA放大系数均呈降低趋势;随坡体内部累积损伤裂缝逐渐增多(消耗地震能)其滤波效应愈发加剧,竖向向动荷载传递受阻,明显地削弱了坡体上部地震能和加速度响应程度,致使坡肩PGA放大系数在震中高烈度→500次小震作用阶段较坡面中部呈减小倾向;微小地震作用下层面含起伏体且节理数量较疏边坡在层面起裂、扩展、贯通过程中需克服较大啃断或滑移阻力,其损伤难度相对层面无起伏体且节理数量较密边坡要大,坡体完整性保持较好,亦即边坡层面有无起伏体和边坡节理疏密程度是影响边坡各测点PGA放大系数变化的重要因素,同一地震作用阶段含起伏体(节理疏)边坡各测点PGA放大系数较无起伏体(节理密)边坡降低幅度更为平缓。

2.3 边坡岩体非线性累积损伤模型

图8为地震作用各阶段含(无)起伏体边坡岩体非线性累积损伤演化曲线,其中,边坡岩体损伤度 D 参考已有文献计算方法而求得^[20-21]。

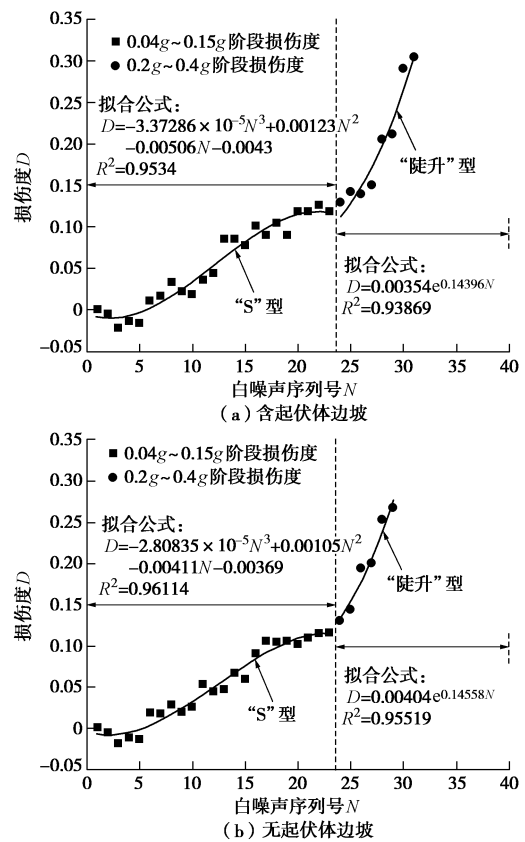


图8 边坡岩体非线性累积损伤演化曲线

Fig. 8 Evolution curves of nonlinear cumulative damage of slope rock mass

由图8分析可知:当动荷载振幅在 $0.04g \sim 0.15g$ 阶段时,边坡岩体在微小地震下的损伤度起初呈小幅度下降趋势,即有限次数的微震作用可促使坡体振动并压密(初始损伤阶段);边坡岩体损伤速率随地震次数持续增加而逐渐增大,近似呈线性递增趋势,坡体内局部损伤不断累积(细观裂纹稳定扩展阶段);随后受细观裂纹尖端处由微小地震引起的动态应力强度因子幅值的限制,使得边坡岩体损伤速率趋于平缓(细观裂纹平稳发展阶段);总体而言,该阶段边坡岩体非线性累积损伤演化曲线呈初期轻微降低、中期线性递增和后期平缓微增的“S”型特征,且边坡岩体累积损伤模型可用三次函数式(1)进行描述。当动荷载振幅在 $0.2g \sim 0.4g$ 阶段时,前一阶段的岩体动态应力强度因子幅值增至其断裂韧度,致使细观裂纹数量锐减、损伤速率显著增大,并加速扩展为宏观裂缝,进而严重破坏了边坡岩体完整性且显著削弱了其承载能力(临界失稳阶段),宏观裂缝进一步贯通将促使边坡失稳破坏。总体而言,该阶段边坡岩体非线性累积损伤

演化曲线呈急速增长的“陡升”型特征, 且边坡岩体累积损伤模型可用指数函数式(2)进行描述。

$$D = A_1 N^3 + A_2 N^2 + A_3 N + A_4, \quad (1)$$

$$D = B_1 e^{B_2 N}. \quad (2)$$

式中, $A_1, A_2, A_3, A_4, B_1, B_2$ 均为拟合参数。由图8分析可知: 拟合效果较好, 即一定区间内边坡岩体损伤度和白噪声序列号间具近似唯一性关系。

2.4 边坡累积损伤演化过程与失稳破坏模式

图9和10分别为地震作用下含(无)起伏体边坡裂缝滋生扩展、滑面扩张贯通、结构滑移垮塌的累积损伤-失稳破坏演化试验过程和概化描述示意图, 图11为两类边坡失稳破坏后的滑面形态。

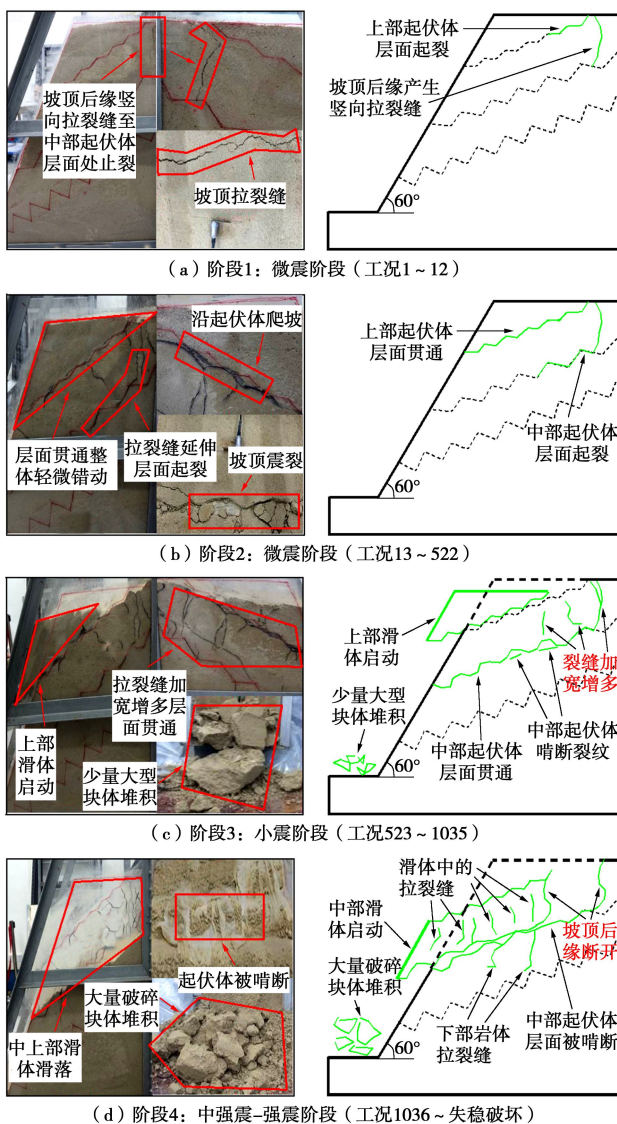


图9 含起伏体边坡累积损伤-失稳破坏演化过程

Fig. 9 Evolution of cumulative damage and instability failure of slope with undulant body

基于图9和11可得, 阶段1: 第1层起伏体邻近坡顶后缘一端起裂, 后缘产生竖向拉裂缝, 且裂缝止于第2层起伏体; 阶段2: 第1层起伏体层面完全贯

通, 第2层起伏体起裂, 上部岩体沿第1层起伏体层面呈“爬坡”移动倾向; 阶段3: 上部岩体越过第1层起伏体而整体滑移, 岩体滑落后形成的滑动面几乎被磨平, 并有少量大型块体积聚于坡脚, 中部岩体裂缝加宽增多, 第2层起伏体层面完全贯通且有“啃断”裂缝; 阶段4: 后缘拉裂缝急剧增大, 中部岩体沿第2层起伏体发生滑移失稳, 大量破碎块体积聚于坡脚, 第2层起伏体层面发生“爬坡-啃断”破坏模式。

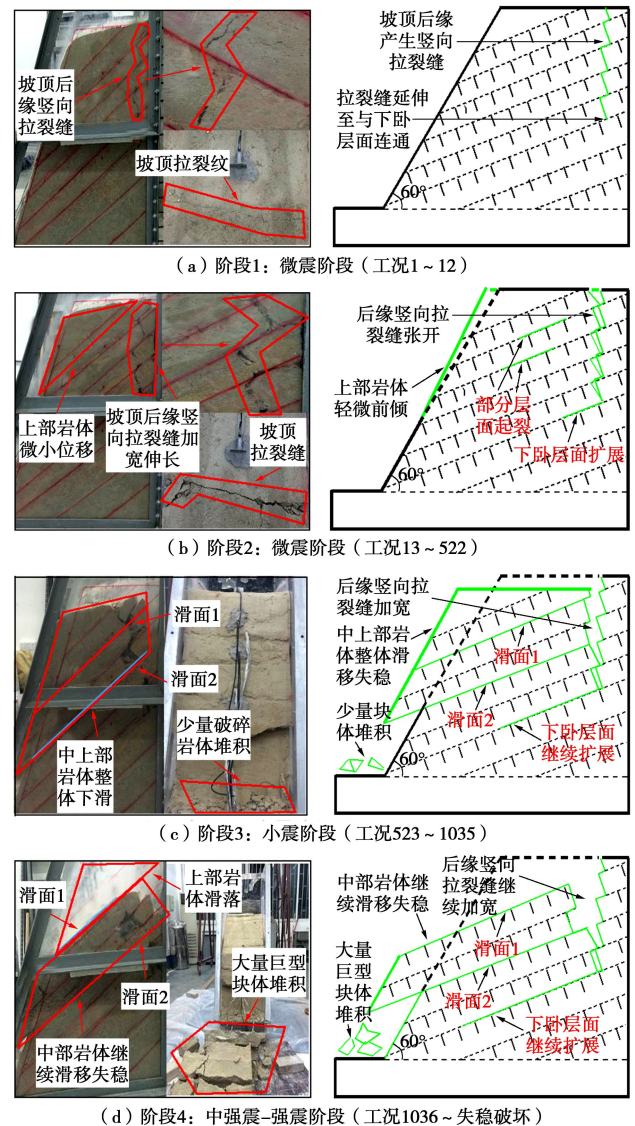


图10 无起伏体边坡累积损伤-失稳破坏演化过程

Fig. 10 Evolution of cumulative damage and instability failure of slope without undulant-body

基于图10和11可得, 阶段1: 坡顶后缘产生渐进性向下发展的拉裂缝, 最终与下卧层面连通在一起; 阶段2: 裂缝被“撕开”, 下卧层面逐渐向坡面扩展, 部分上部岩体层面起裂, 且有少量错动位移; 阶段3: 拉裂缝进一步拓宽, 中部及以上岩体呈整体滑动趋势, 且出现两个较为光滑的滑动面, 少量块体积聚于坡脚, 而下卧层面继续向坡面扩展; 阶段4: 坡体上部沿滑面1整体滑落, 坡体中部沿滑面2继续滑移, 大量巨

型块体积聚于坡脚，拉裂缝继续急剧加宽，下卧层面快速向坡面延伸，边坡失稳后残留滑面含较多张性次级节理。

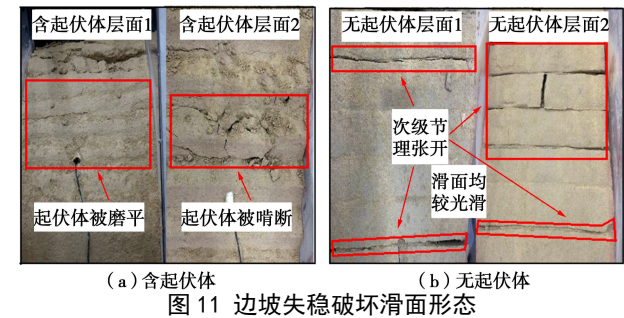


图 11 边坡失稳破坏滑面形态

Fig. 11 Sliding surface shape of slope after instability failure

3 典型顺层岩质边坡动力稳定性分析

3.1 数值计算方案

因模型试验后期动荷载振幅较大而无法模拟完全微震环境，同时缺失位移监测而未能获取边坡随动荷载的变形发展规律，以及未能直接给出边坡稳定性评判指数且考虑工况有限。鉴于此，采用 UDEC 离散元数值计算方法，进一步研究多种完全频发微震工况的典型顺层岩质边坡的变形发展和稳定性系数变化规律，以及不同动荷载特征和坡体结构特征对其的影响规律。

数值计算过程中，边坡岩体初始平衡阶段应用线弹性模型、动力分析阶段应用 M-C 模型、节理（层面）均应用节理面接触-库仑滑移模型。离散块体（变形体）轮廓主要为方形（边长近似等于层厚），边角局部有细微调整，将边坡模型岩体划分为若干个三角形网格单元，且网格单元尺寸为 1.0 m。将边坡坡顶（面）设为自由边界条件、左（右）两侧设为自由场边界条件、底部 X（Y）向均设为固定边界条件。选取局部阻尼进行计算（阻尼系数为 0.15），地震输入波为正弦剪切波，其加速度响应时程曲线方程为 $a = \lambda \sin(2\pi ft)$ 。数值计算模型、数值计算工况、岩体与边界参数、层面与节理参数分别如图 12 和表 4~6 所示。

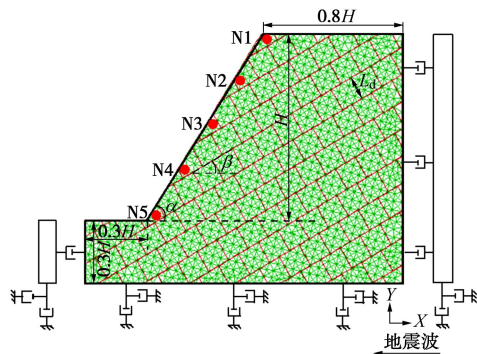


图 12 数值计算模型

Fig. 12 Numerical model

表 4 数值计算工况

Table 4 Numerical conditions						
工况	层面 倾角 $\beta /(^{\circ})$	层面 间距 L_d/m	坡角 $\alpha /(^{\circ})$	坡高 H/m	动荷载 振幅 $/g$	动荷载 频率 $/\text{Hz}$
#1	0	2.3	60	22.9	0.04	30
#2	30	2.3	60	22.9	0.04	5
#3	60	2.3	60	22.9	0.15	20
#4	30	1.5	60	22.9	0.2	30
#5	30	0.5	60	22.9	0.04	30
#6	30	2.3	30	22.9	0.04	30
#7	30	2.3	45	22.9	0.04	30
#8	30	2.3	60	50.0	0.04	30
#9	30	2.3	60	150.0	0.04	30

表 5 岩体与边界参数

Table 5 Parameters of rock mass and boundary						
项目	密度 $/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	弹性 模量 $/\text{MPa}$	泊松 比	内摩 擦角 $/(^{\circ})$	黏聚 力 $/\text{kPa}$	抗拉 强度 $/\text{MPa}$
岩体	2.49	4200	0.3	41.8	4000	2
边界	2.50	4200	0.3	—	—	—

表 6 层面与节理参数

Table 6 Parameters of bedding surface and joint					
项目	内摩 擦角 $/(^{\circ})$	黏聚 力 $/\text{kPa}$	抗拉 强度 $/\text{MPa}$	法向刚度 $/(\text{GPa}\cdot\text{m}^{-1})$	切向刚度 $/(\text{GPa}\cdot\text{m}^{-1})$
层面	32	30	0.080	10.2	6.4
节理	20	6	0.003	8.2	5.1

3.2 边坡变形发展及稳定性系数变化规律

以工况#2 为例，基于模型试验中无起伏体边坡原型建立数值计算模型，且动荷载振幅和频率分别取 0.04g 和 30 Hz。以边坡累积永久位移和稳定性系数（强度折减）作为边坡稳定性评判指数，进一步分析在不超过 2000 次完全微震条件下边坡的变形发展和稳定性系数变化规律（见图 13 和 14）。

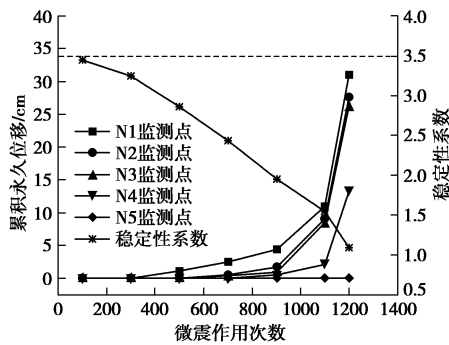


图 13 边坡累积永久位移和稳定性系数的变化

Fig. 13 Variation of cumulative permanent displacement and stability factor of slope

结合图 13 和 14 分析可知: 100 次微震作用后, 边坡稳定性未被削弱, 其稳定性系数为 3.46; 300 次微震作用后, 坡体内部已开始发生累积损伤, 稳定性系数降低至 3.26 (见图 14 (a)); 500 次微震作用后, 边坡第 2 层层面块体发生了较大位移, 第 1 层层面块体呈向下滑动趋势, 稳定性系数进一步降低至 2.87 (见图 14 (b)); 边坡在经历 700 次和 500 次微震作用后, 两者整体变形规律较为相近, 前者稳定性系数继续降低至 2.43; 900 次微震作用后, 边坡第 1, 2 层层面块体均产生了较大位移 (分别为 10 cm 和 15 cm), 稳定性系数进一步降低至 1.96 (见图 14 (c)); 1100 次微震作用后, 边坡第 1, 2 层层面块体滑动位移进一步增大 (分别为 31.1 cm 和 22.6 cm), 稳定性系数进一步降低至 1.3 (见图 14 (d)); 当作用 1200 次微震后, 稳定性系数已降低至 1.07 (逼近 1.0), 坡体沿滑面整体下滑趋势极为显著, 此时边坡处于临界失稳状态 (见图 14 (e)); 继续增加微震作用次数, 边坡发生整体滑移失稳破坏 (见图 14 (f))。总体而言, 边坡自坡角沿坡面至坡肩的累积永久位移随微震作用次数持续增加而逐渐增大, 边坡稳定性安全系数近似呈线性递减趋势。

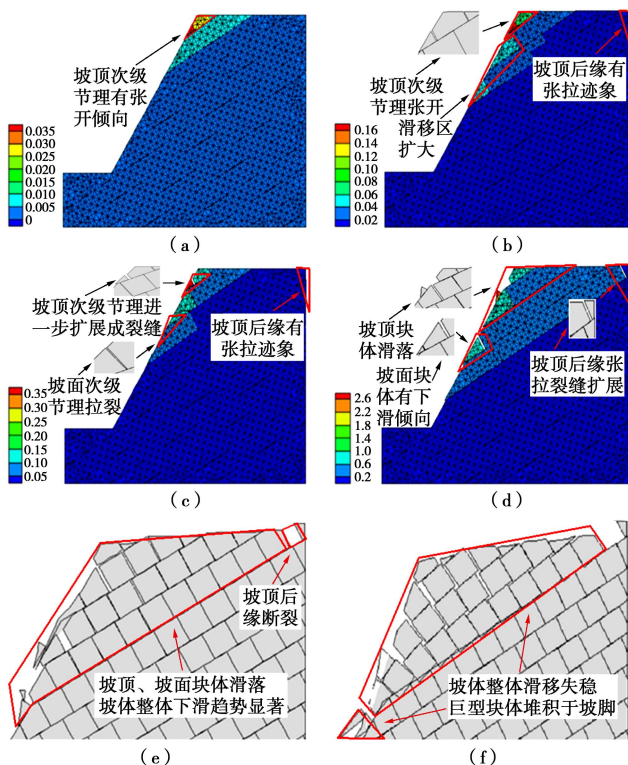


图 14 边坡累积损伤-失稳破坏演化过程

Fig. 14 Evolution of cumulative damage and instability failure of slope

对比分析模型试验和数值计算结果可知: 边坡岩体在持续多次微震条件下一般沿层理面自上至下逐层

发生整体性滑落, 与模型试验后期高动荷载振幅破坏相比, 坡顶后缘陡倾张性裂缝在数值计算中已表现得明显; 边坡岩体在发生逐层滑移前其内部原生次级节理已然呈彻底性拉裂状, 与高动荷载振幅下的整体性失稳相比, 其在发生失稳破坏前岩体较为破碎; 层面出露的无起伏体边坡相较于含起伏体边坡而言其长期稳定性更差, 致使坡体掉(落、滚)块(石)和崩(滑)塌等现象时有发生, 极具整体滑移的潜在失稳风险且变形迹象极为显著。

3.3 边坡稳定性影响因素分析

图 15 为多影响因素下边坡累积永久位移(以坡肩测点 N1 为例)和稳定性系数随微震作用次数的变化关系曲线。

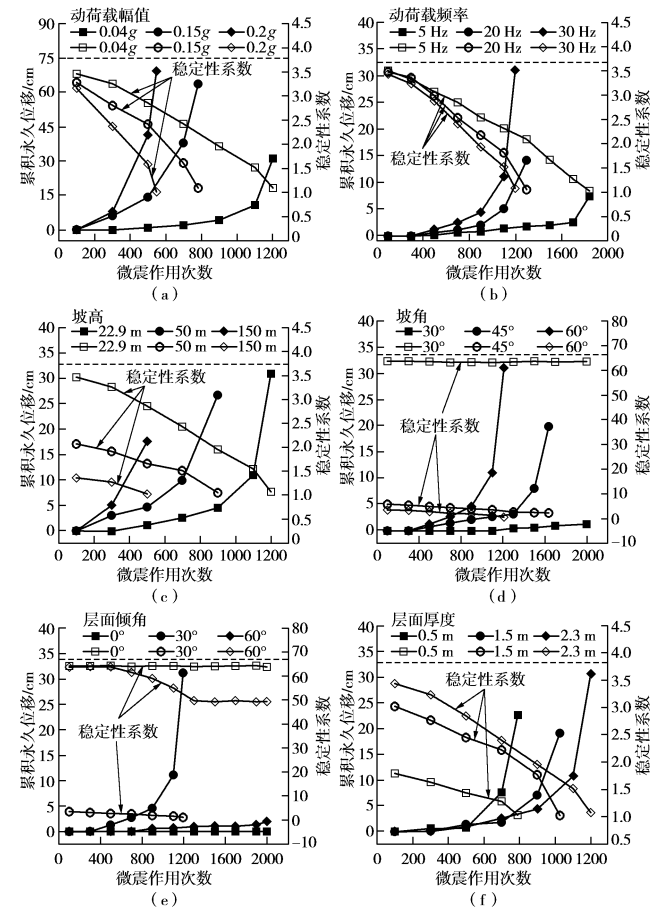


图 15 多影响因素下边坡累积永久位移和稳定性系数的变化

Fig. 15 Variation of cumulative permanent displacement and stability factor under different influencing factors

由图 15(a)和(b)分析可知: 当动荷载振幅(0.04g)和频率(5 Hz)均较低时, 边坡临界失稳微震作用次数显著增多, 但其累积永久位移相对较小; 当动荷载振幅较大时(0.2g), 边坡达临界失稳状态时坡肩滑动位移接近 70 cm; 随动荷载振幅(0.04g→0.15g→0.2g)和频率(5 Hz→20 Hz→30 Hz)不断增加, 边坡临界失稳微震作用次数明显降低、累积永久位移显著变大、

稳定性系数逐渐减小。由图 15 (c) 和 (d) 分析可知: 当坡高为 150 m 时, 边坡达临界失稳状态时仅需 500 次微震作用, 随坡高逐渐降低 (150 m→50 m→22.9 m), 边坡临界失稳微震作用次数明显增多、稳定性系数逐渐变大、且相应的累积永久位移也不断加大; 当坡角较小时 (30°), 在 2000 次微震作用内, 边坡累积永久位移几乎为零、稳定性系数极大; 随坡角逐渐变大 (30°→45°→60°), 边坡临界失稳微震作用次数明显减少、稳定性系数不断增大、累积永久位移显著增加。由图 15 (e) 和 (f) 分析可知: 当层面倾角为 0° 和 60° 时, 坡体在不超过 2000 次完全微震条件下均尚具可观的稳定性, 而层面倾角为 30° 时, 边坡稳定性系数大幅降低、临界失稳微震作用次数明显减少、累积永久位移显著增大; 随层面厚度不断减小 (2.3 m→1.5 m→0.5 m), 动荷载对其扰动相对越显著, 边坡稳定性系数不断降低、临界失稳微震作用次数逐渐减少、坡体变形逐渐增大。

4 结 论

(1) 边坡自振频率 (阻尼比) 在地震次数持续增加下表现出降低 (增大) 的一般规律, 同时损伤度逐渐累积变大且损伤速率不断提升。低动荷载振幅阶段边坡岩体非线性累积损伤模型可用三次函数 $D = A_1 N^3 + A_2 N^2 + A_3 N + A_4$ 描述, 其累积损伤演化曲线呈初期轻微降低、中期线性递增和后期平缓微增的“S”型特征; 高动荷载振幅阶段边坡岩体非线性累积损伤模型可用指数函数 $D = B_1 e^{B_2 N}$ 描述, 其累积损伤演化曲线呈急速增长的“陡升”型特征。

(2) 边坡加速度响应呈“高程效应”和“趋表效应”, 且该种响应随动荷载振幅和频率逐渐增大而愈加显著。坡面 (内) 各测点 PGA 放大系数在高频次地震持续作用下均以降低规律发展, 且各测点 PGA 放大系数变化与边坡层面有无起伏体和边坡节理疏密程度两者密切相联, 相同地震作用阶段含起伏体且节理数量较疏边坡各测点 PGA 放大系数较无起伏体且节理数量较密边坡降低幅度更为平缓。

(3) 坡体上部在高频次地震持续作用下第一时间出现移动倾向, 促使坡顶后缘产生自上至下的张拉性裂缝 (犹如被“撕开”), 同时受岩体自身重力、结构面剪切强度和动荷载惯性等因素的综合影响, 坡体沿其内部滋生-扩展-贯通层面和张拉性裂缝聚合形成的复合破坏面发生整体滑移, 边坡失稳破坏后多以破碎、大型及巨型块状积聚于坡脚。含起伏体边坡滑面抗剪强度较大, 且滑面在扩展和贯通过程中需克服较大啃断或滑移阻力, 其整体稳定性较无起伏体边坡更优。

(4) 完全频发微震作用下, 水平层状坡和层面未出露顺层坡较层面出露顺层坡具有更好的稳定性; 随微震作用次数持续增加, 当动荷载振幅、动荷载频率、坡高、坡角不断增大而层面厚度不断减小时, 边坡稳定性系数逐渐降低、累积永久位移不断变大、而临界失稳微震作用次数逐渐减少, 且后两者变化幅度均呈先缓后急的规律。

参考文献:

- [1] 黄润秋. 岩石高边坡稳定性工程地质分析[M]. 北京: 科学出版社, 2012. (HUANG Run-qiu. Engineering Geology for High Rock Slopes[M]. Beijing: Science Press, 2012. (in Chinese))
- [2] 王儒述. 三峡水库诱发地震的监测与预报[J]. 三峡大学学报(自然科学版), 2017, 39(1): 30 - 37. (WANG Ru-shu. Induced earthquake monitoring and forecast of Three Gorges reservoir[J]. Journal of China Three Gorges University (Natural Sciences), 2017, 39(1): 30 - 37. (in Chinese))
- [3] 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 Bedding Slope Under the Effect of Frequent Seismic[D]. Chongqing: Chongqing University, 2015. (in Chinese))
- [4] 王思敬. 岩石边坡动态稳定性的初步探讨[J]. 地质科学, 1977(4): 372 - 376. (WANG Si-jing. Preliminary notes on the dynamic stability of rock slopes[J]. Chinese Journal of Geology (Scientia Geologica Sinica), 1977(4): 372 - 376. (in Chinese))
- [5] GRIFFITHS D W, BOLLINGER G A. The effect of appalachian mountain topography on seismic waves[J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 1979, 69(4): 1081 - 1105.
- [6] HONG Y S, CHEN R H, WU C S, et al. Shaking table tests and stability analysis of steep nailed slopes[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2005, 42(5): 1264 - 1279.
- [7] 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 Run-qiu, LI Guo, JU Neng-pan. 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))
- [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, 2988. (DONG Jin-yu, YANG Guo-xiang, 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, 2988. (in Chinese))
- [9] 罗 璟, 裴向军, 黄润秋, 等. 强震作用下滑坡岩体震裂损伤程度影响因素研究[J]. *岩土工程学报*, 2015, **37**(6): 1105 - 1114. (LUO Jing, PEI Xiang-jun, HUANG Run-qiu, et al. Influencing factors for damage degree of shattered landslide rock mass under high seismic action[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2015, **37**(6): 1105 - 1114. (in Chinese))
- [10] 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. (in Chinese))
- [11] LIU X R, HE C M, LIU S L, et al. Dynamic response and failure mode of slopes with horizontal soft and hard interbeddings under frequent microseisms[J]. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 2018, **43**(10): 5397 - 5411.
- [12] 杨忠平, 刘树林, 刘永权, 等. 反复微震作用下顺层及反倾岩质边坡的动力稳定性分析[J]. *岩土工程学报*, 2018, **40**(7): 1277 - 1286. (YANG Zhong-ping, LIU Shu-lin, LIU Yong-quan, et al. Dynamic stability analysis of bedding and toppling rock slopes under repeated micro-seismic action[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2018, **40**(7): 1277 - 1286. (in Chinese))
- [13] 刘永权. 频发微震下库区顺层岩质边坡累积损伤演化机理及稳定性研究[D]. 重庆: 重庆大学, 2017. (LIU Yong-quan. Study on Cumulative Damage Evolution Mechanism and Stability of Bedding Rock Slope in Reservoir Area Under Frequent Microseismic[D]. Chongqing: Chongqing University, 2017. (in Chinese))
- [14] LIU X R, LIU Y Q, HE C M, et al. Dynamic stability analysis of the bedding rock slope considering the vibration deterioration effect of the structural plane[J]. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 2018, **77**(1): 87 - 103.
- [15] 江泊涓. 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]. 武汉: 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]. Wuhan: China University of Geosciences, 2012. (in Chinese))
- [16] 顾大钊. 相似材料和相似模型[M]. 徐州: 中国矿业大学出版社, 1995. (GU Da-zhao. Equivalent Materials and Similitude Models[M]. Xuzhou: China University of Mining & Technology Press, 1995. (in Chinese))
- [17] 杨静黎. 三峡库区滑坡岩土力学参数分区研究[D]. 重庆: 重庆交通大学, 2014. (YANG Jing-li. Study on Rock and Soil Mechanics Parameters Partition of Landslides in the Three Gorges Reservoir[D]. Chongqing: Chongqing Jiaotong University, 2014. (in Chinese))
- [18] 陈 剑, 李 晓, 杨志法. 三峡库区滑坡的时空分布特征与成因探讨[J]. *工程地质学报*, 2005, **13**(3): 305 - 309. (CHEN Jian, LI Xiao, YANG Zhi-fa. On the distribution and mechanism of landslides in the three gorges reservoir area[J]. *Journal of Engineering Geology*, 2005, **13**(3): 305 - 309. (in Chinese))
- [19] 曹树谦, 张文德, 萧龙翔. 振动结构模态分析——理论、实验与应用[M]. 2版. 天津: 天津大学出版社, 2014. (CAO Shu-qian, ZHANG Wen-de, XIAO Long-xiang. Modal Analysis of Vibration Structures-Theory, Experiments and Applications[M]. 2nd ed. Tianjin: Tianjin University Press, 2014. (in Chinese))
- [20] 朱传云, 喻胜春. 爆破引起岩体损伤的判别方法研究[J]. *工程爆破*, 2001, **7**(1): 12 - 16. (ZHU Chuan-yun, YU Sheng-chun. Study on the criterion of rock mass damage caused by blasting[J]. *Engineering Blasting*, 2001, **7**(1): 12 - 16. (in Chinese))
- [21] NAKATA N, SNIEDER R, KURODA S, et al. Monitoring a building using deconvolution interferometry: I Earthquake-data analysis[J]. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 2013, **103**(3): 1662 - 1678.