

DOI: 10.11779/CJGE202208010

消落带岩体劣化下顺层岩质边坡动力响应规律试验研究

许彬^{1, 2, 3}, 刘新荣^{*1, 2, 3}, 周小涵^{1, 2, 3}, 刘俊⁴, 黄俊辉⁵, 王彦^{1, 2, 3}, 曾夕^{1, 2, 3}

(1. 重庆大学土木工程学院, 重庆 400045; 2. 重庆大学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. 重庆大学山地城镇建设与新技术教育部重点实验室, 重庆 400045; 4. 中国建筑第二工程局有限公司, 北京 100160; 5. 广州市设计院, 广东 广州 510620)

摘要: 三峡库区蓄水后导致的消落带岩体劣化和水库诱发地震对岸坡稳定性具有重大影响。采用振动台模型试验探究了消落带岩体劣化下顺层岩质边坡受持续地震荷载作用时的动力响应规律。研究表明: 坡体加速度响应具有显著的“高程效应”和“趋表效应”特性, 且历经多次地震荷载作用后坡体PGA放大系数衰弱明显, 而坡体累积位移、孔隙水压力及土压力随地震荷载持续作用分别呈逐渐增大、增大及减小的变化趋势; 坡体阻尼比、自振频率及损伤度随地震荷载持续作用分别呈逐渐增大、减小及增大的变化趋势, 且微小地震和强震作用阶段的坡体非线性累积损伤力学模型可分别采用“S”型三次函数和“陡升”型指数函数表征; 坡体累积损伤—失稳破坏演化过程表现为坡顶后缘(次级节理和层面)起裂—扩展—贯通、岩体沿复合滑动面整体滑移及完全破坏后岩体呈多尺度破碎块状堆积于坡脚, 且消落带岩体受震动、溶蚀及冲刷耦合作用后破碎较严重, 并近乎产生整体滑移而形成显著的“凹腔”。

关键词: 顺层岩质边坡; 消落带; 岩体劣化; 振动台模型试验; 动力响应规律; 累积损伤机理

中图分类号: TU432 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2022)08-1453-10

作者简介: 许彬(1993—), 男, 博士研究生, 主要从事岩土工程方面的科研工作。E-mail: geotechnicale2016@163.com。

Experimental study on dynamic response law of bedding rock slopes under deterioration of rock mass in hydro-fluctuation belt

XU Bin^{1, 2, 3}, LIU Xin-rong^{1, 2, 3}, ZHOU Xiao-han^{1, 2, 3}, LIU Jun⁴, HUANG Jun-hui⁵, WANG Yan^{1, 2, 3}, ZENG Xi^{1, 2, 3}

(1. School of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, China; 2. National Joint Engineering Research Center of Geohazards Prevention in the Reservoir Areas, Chongqing University, Chongqing 400045, China; 3. Key Laboratory of New Technology for Construction of Cities in Mountain Area of the Ministry of Education, Chongqing University, Chongqing 400045, China; 4. China Construction Second Engineering Bureau Ltd., Beijing 100160, China; 5. Guangzhou Design Institute, Guangzhou 510620, China)

Abstract: The deterioration of rock mass in hydro-fluctuation belt and the reservoir-induced earthquake, which are caused by the impoundment in the area of Three Gorges Reservoir, have a great impact on the stability of the bank slopes. The shaking table model tests are conducted to investigate the cumulative damage mechanism and dynamic stability of bedding rock slopes subjected to continuous seismic loads under the deterioration of rock mass in hydro-fluctuation belt. The results indicate that: (1) The acceleration response of slopes is significantly characterized by "elevation effect" and "surface effect", and the PGA amplification factor weakens obviously after several times of seismic loads. The cumulative displacement, pore water pressure and earth pressure of slopes show the trend of increasing, increasing and decreasing, respectively, with the continuous action of seismic loads. (2) The damping ratio, natural frequency and damage degree of slopes show the trend of increasing, decreasing and increasing gradually, respectively, with the continuous action of seismic loads. The nonlinear cumulative damage mechanical model for slopes under the action of micro-earthquake and strong earthquake can be characterized by "S-typed" cubic function and "steep rise" exponential function, respectively. (3) The evolution process of cumulative damage and instability failure of slopes can be summarized as: the initiation, propagation and penetration of the back edge of slope top (secondary joints and planes), the overall sliding of rock mass along the composite sliding surface, and the accumulation of the multi-scale broken blocks of rock mass at the foot of slopes after complete failure. Moreover, the rock mass in hydro-fluctuation belt is seriously broken by the coupling action of vibration, dissolution and erosion, and nearly slips as a whole to form a significant "cavity".

Key words: bedding rock slope; hydro-fluctuation belt;

基金项目: 国家自然科学基金项目(41972266, 52074042); 重庆市研究生科研创新项目(CYS21024, CYS21029); 重庆市基础研究与前沿探索项目(cstc2018jcyjAX0453)

收稿日期: 2021-08-04

*通信作者(E-mail: liuxrong@126.com)

deterioration of rock mass; shaking table model test; dynamic response law; cumulative damage mechanism

0 引言

三峡水利枢纽工程的兴建极大程度上保障了沿江地区汛期安全水位, 促进了长江航运经济发展, 缓解了中国中南部地区电力供应紧张局面^[1-2]。然而, 由于该庞大工程的建设改造了原有水文地质条件, 致使复杂环境下的库区更易发生类型多、规模大且危害重的地质灾害^[3-4]。特别地, 因消落带岩体劣化与水库诱发地震引发的库岸顺层岩质边坡滑坡和崩塌等地质灾害最为常见, 已然严重危及库区航运安全运营和城乡居民生命财产^[5-6]。因此, 开展考虑消落带岩体劣化下库岸顺层岩质边坡动力累积损伤机理及稳定性方面的研究具有重要理论和现实意义。

目前, 已有学者针对库区消落带岩体劣化和岸坡动力稳定性问题分别进行了诸多探讨。一方面, 因库区实行“冬蓄夏泄”调度方式, 其水位高程于 145~175 m 间周期性涨落, 从而形成沿岸高度近 30 m 的水位消落带, 该区域岩体劣化往往较严重, 已危及岸坡稳定性^[7]。基于此, 刘新荣等^[8]通过室内干湿循环试验探究了库区典型砂岩抗剪强度劣化规律; Wang 等^[9]将岩石劣化规律应用于岩体, 分析了库区消落带岸坡稳定性和破坏模式随时间的变化特征; 黄波林等^[10]总结库区岩溶岸坡特点后首次系统地阐述了消落带浅表层岩体劣化具有不均一性和分带性特征; Wang 等^[11]以库区箭穿洞危岩体为例, 通过自行建立的水力耦合损伤模型分析了大型高陡岸坡稳定性; 闫国强等^[12]结合库区消落带岩体宏观劣化现象和室内干湿循环试验, 探究了岩体物理力学参数劣化程度随不同地层和岩性的变化特性。上述研究成果一定程度上揭示了库区消落带岩体劣化规律和机制, 为岸坡长期稳定性分析与评价奠定了较好的理论基础。另一方面, 库区自 2003 年蓄水以来微小地震发生频次显著增加, 尤以湖北省巴东县、秭归县及重庆市巫山县沿江近岸区域发震最为频繁^[13]。尽管水库诱发的高频次中低烈度地震较少导致岸坡直接破坏, 但由其引发的次生地质灾害不容小觑(通常更为严重)^[14]。刘永权^[15]和 Liu 等^[16]通过振动台模型试验和离散元数值模拟系统地研究了反复微小地震作用下库区岸坡的累积损伤力学模型、长期稳定性及其影响因素; Liu 等^[17]分析了高频次微小地震条件下库区顺层边坡(软硬互层)的失稳破坏演化过程和动力稳定性; 杨忠平等^[18]以库区杉树槽滑坡为原型, 揭示了频发微小地震作用下上覆软弱岩体边坡的累积损伤过程、动力响应特征及典型破坏模式。上述研究成果一定程度上丰富了微小地震环境下库区岸

坡动力稳定性相关理论, 并弥补了已有研究大多仅考虑强震作用的不足之处。然而, 同时考虑库区消落带岩体劣化与反复地震荷载作用下有关岸坡稳定性的研究文献却鲜有报道。

鉴于此, 在已有研究基础上^[1, 4, 8, 15-18], 开展了库区消落带岩体劣化下顺层岩质边坡累积损伤振动台模型试验, 探究了坡体加速度(PGA 放大系数)、累积位移、孔隙水压力及土压力响应特征, 分析了坡体动力特性参数(阻尼比和自振频率)和损伤度变化规律, 建立了坡体非线性累积损伤力学模型, 并揭示了坡体累积损伤失稳演化过程及典型破坏模式。研究成果可为库区岸坡地质灾害防治及长期稳定性控制提供理论依据和参考价值。

1 振动台模型试验设计

1.1 试验背景及边坡模型概化

库区某消落带顺层岩质边坡位于巫山段青石背斜北西翼、神女溪—官渡口向斜南西翼, 该岸坡地形坡角范围为 40°~75°, 其出露地层为三叠系下统嘉陵江组二、三段(T_{23}), 且坡体岩性以灰岩、泥质灰岩及白云岩为主, 并呈中厚平直状结构。此外, 消落带岩体呈破碎块状(裂隙极发育), 其主要破坏模式为浅表层岩体渐进性松脱、掉块及滑移, 且钻孔资料显示目前消落带岩体劣化深度范围为 6.4~10.5 m^[1]。

鉴于此, 充分考虑该岸坡工程地质特征后将含消落带岩体劣化区(宏观劣化形态简化)的顺层岩质边坡概化为如图 1 所示(地理底图采用 ArcGIS 和 BIGEMAP 软件制成)的典型结构形式: 其中, 概化设计的坡高为 100 m, 坡角为 60°, 层面间距为 5 m, 倾角为 45°; 次级节理间距与层面间距相近(切割深

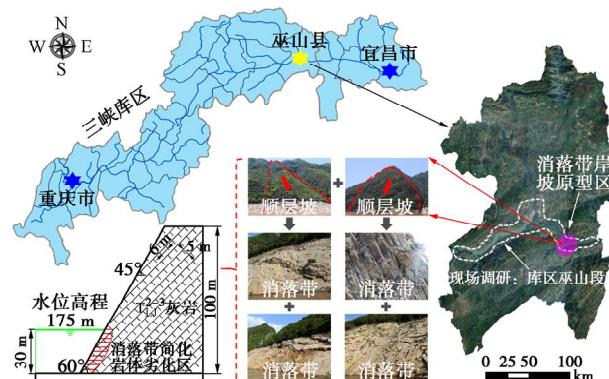


图 1 库区消落带岸坡原型及其概化示意图

Fig. 1 Prototype and generalization diagram of bank slope with hydro-fluctuation belt in reservoir area

度为层面间距的 2/3), 且消落带岩体劣化深度范围和高度分别为 5~10, 30 m (水位高程 175 m)。

1.2 相似系数及相似材料

(1) 相似系数确定

综合考虑主要研究问题、设备性能及试验周期等基本条件, 根据相似理论^[19], 以密度 ρ 、弹性模量 E 及几何尺寸 l 的相似系数作为基本控制量 (*), 取其相似系数分别为 $C_\rho = 1$, $C_E = 100$ 及 $C_l = 100$, 并基于 MLT 量纲系统和 π 定理, 采用矩阵法求得其余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	100*
几何尺寸	L	$C_l = C_E^{0.5} C_\rho^{-0.5} C_t$	100*
黏聚力	$ML^{-1}T^{-2}$	$C_c = C_E C_\varepsilon$	100
内摩擦角	1	C_ϕ	1
应力	$ML^{-1}T^{-2}$	$C_\sigma = C_E C_\varepsilon$	100
应变	1	$C_\varepsilon = C_\rho C_g C_l C_E^{-1}$	1
泊松比	1	C_ν	1
位移	L	$C_u = C_l C_\varepsilon$	100
时间	T	C_t	10
频率	T^{-1}	$C_f = C_t^{-1}$	0.1
速度	LT^{-1}	$C_v = C_u C_t^{-1}$	10
加速度	LT^{-2}	$C_g = C_u C_t^{-2}$	1
阻尼比	1	C_ζ	1

(2) 相似材料选取及配比

基于试验背景, 参考地质力学模型试验常用相似材料原料^[19], 选取石英砂 (粗骨料)、重晶石粉 (细骨料)、石膏粉 (胶结剂)、缓凝剂 (延长石膏粉初凝时间)、甘油 (保水作用) 及自来水作为灰岩相似材料原料 (见图 2 (a))。经多次配比尝试, 并通过烘干法、无侧限抗压试验及直接剪切试验 (见图 2 (b)) 确定了最终相似材料配比 (质量比) 为 $m_{\text{石英砂}} : m_{\text{重晶石粉}} : m_{\text{石膏粉}} : m_{\text{缓凝剂}} : m_{\text{甘油}} : m_{\text{自来水}} = 1 : 0.387 : 0.211 : 0.037 : 0.187$, 且缓凝剂掺量为混合料中石膏粉重量的 0.2%~0.25%; 该配比下的相似材料物理力学参数 (密度 ρ 、抗压强度 σ_c 、弹性模量 E 、泊松比 ν 、黏聚力 c 及内摩擦角 ϕ) 如表 2 所示, 其中, 原型值在前期已通过对取自库区巫山段的灰岩原样进行常规物理力学特性试验获得^[20]。

1.3 试验设备

(1) 加载系统

试验采用的加载系统 (见图 3 (a)) 为重庆大学山地城镇建设与新技术教育部重点实验室内的小型振

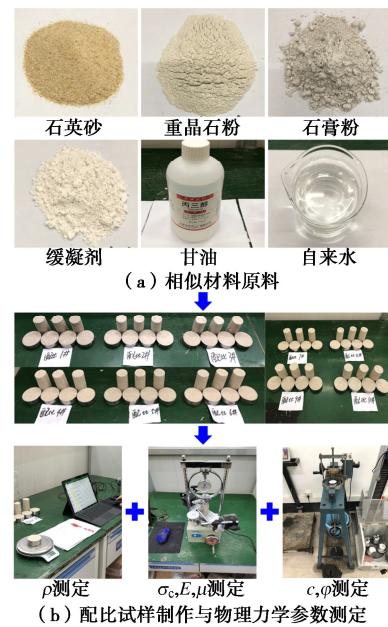


图 2 相似材料原料及其物理力学参数测定

Fig. 2 Raw materials and determination of physical and mechanical parameters of similar materials

表 2 相似材料物理力学参数

Table 2 Physical and mechanical parameters of similar materials

类别	密度 /($g \cdot cm^{-3}$)	抗压 强度 /MPa	弹性 模量 /MPa	泊松 比	黏聚力 /kPa	内摩 擦角 ($^{\circ}$)
原型值	2.650	57.26	6600	0.24	5260	44.53
相似系数	1	100	100	1	100	1
目标值	2.665	0.57	66	0.24	52.6	44.53
实际值	2.330	0.55	77.98	0.22	48.88	46.97

动台设备 (台面长 \times 宽 = 1.2 m \times 1.2 m), 其主要由台面、液压作动器、油源、蓄能器、伺服控制器及电脑程序组成。特别地, 该振动台设备通过双向双自由度液压式加载方式施加地震荷载, 其最大承载重量为 10 kN, 工作频率为 0~50 Hz, 最大水平位移为 100 mm, 水平 (竖向) 最大加速度为 $1.2g$ (1 t) / $2g$ (0.5 t)。(2) 数据监测及采集系统

试验采用的数据监测及采集系统 (见图 3 (b)) 主要包括加速度传感器 (量程为 $\pm 10g$, 灵敏度为 50.2~51.8 mV/m·s⁻², 质量为 90 g, 工作频率为 0.6~5000 Hz, 工作温度为 -40 ~ $+120^{\circ}C$), 位移传感器 (量程为 50 mm, 灵敏度为 0.1 mV/mm, 动态响应频率 < 50 Hz), 孔隙水压力传感器 (量程为 20 kPa, 灵敏度为 0.2 mV/kPa, 分辨率为 0.01 kPa), 土压力传感器 (量程为 0.5 MPa, 灵敏度为 0.00337~0.00499 mV/kPa, 准确度误差 ≤ 0.3 F·S), 多方位高清摄像设备及多通道动静态数据采集仪。

(3) 模型箱及水循环系统

试验采用的模型箱及水循环系统(见图3(c))为自主设计并委托工厂加工而成。模型箱系统包括模型箱体和位移测量架;其中,模型箱体主要由底部方形框箱(长×宽×高=1200 mm×400 mm×400 mm,高强钢化玻璃厚为10 mm)、侧面梯形框架(上底×下底×高=500 mm×800 mm×1000 mm,透明亚克力板厚为3 mm)、背面钢板(长×宽×厚=1000 mm×400 mm×5 mm)及底面钢板(长×宽×厚=1200 mm×700 mm×5 mm)通过普通螺栓连接或焊接组成,且底部方形框箱和侧面梯形框架均采用等边角钢(直角边长×厚=30 mm×3 mm)焊接构成;位移测量架主要由多条等边角钢(直角边长×厚=30 mm×3 mm)和4根实心圆钢棒(直径为10 mm)通过普通螺栓连接或焊接而成。此外,水循环系统主要由高强钢化玻璃蓄水槽(长×宽×高=500 mm×400 mm×300 mm,高强钢化玻璃厚为10 mm)、水泵(流量为15 L/min,扬程为12 m)及输水管(含进、出水口PVC管及其水阀,且管内径均为30 mm)通过管卡子固定连接而成。

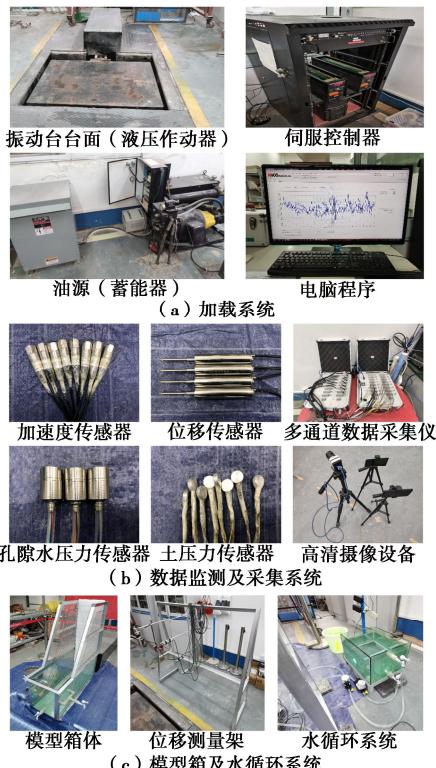


图3 试验设备

Fig. 3 Test instruments

1.4 传感器布置及边坡模型砌筑

(1) 传感器布置

旨在监测反复地震荷载作用下坡体加速度、累积位移、孔隙水压力及土压力响应规律,在坡顶、坡肩、

坡面、坡内和消落带岩体劣化区共布置了8个加速度传感器(A1~A8, A1至A6的水平距离为131.5 mm, A4至A2或A7的水平距离均为159.5 mm, A5至A3或A8的水平距离均为253 mm, A2(A4、A7)至A1(A6)或A3(A5、A8)的竖直距离均为325 mm)、4个位移传感器(D1~D4, D1至D2的水平距离为131.5 mm, D3至D2或D4的竖直距离均为325 mm)、3个孔隙水压力传感器(P1~P3, P2至P1或P3的水平距离均为30 mm)及8个土压力传感器(S1~S8, 布置方案同加速度传感器)(见图4),试验边坡模型平面几何设计尺寸(宽为400 mm)如图4所示。

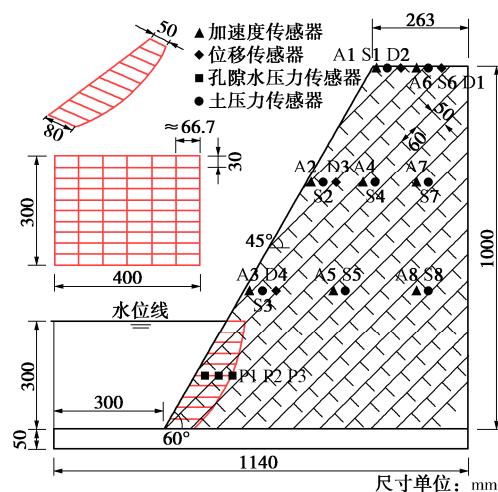


图4 试验边坡模型设计及传感器布置示意图

Fig. 4 Schematic diagram of model design for test slope and layout of sensors

(2) 边坡模型砌筑

基于图1,4和表2,试验采用由下至上和分层填夯、切割的方法在模型箱系统中完成边坡模型的砌筑,其具体步骤可简要概述为:坡体相似材料制备→填夯坡体底部基础垫层(厚5 cm)→分层填夯边坡模型→制作层面、次级节理及消落带岩体劣化区网状节理(慢速切割并均匀撒落干细砂,层面同时铺撒云母片,且层厚和节理裂隙宽度均约为1 mm)→埋设各类传感器(位移传感器待坡体砌筑成型后安装)→静置养护(24 h)成型。特别地,在箱体背面内侧安装厚为30 mm的聚苯乙烯泡沫板以减缓箱体边界效应;在箱体左右面内侧粘贴涂抹润滑剂的聚氯乙烯薄膜(含坡体层面轮廓线)以降低箱体摩阻力;可通过箱体左右侧透明高强钢化玻璃(亚克力板)或在坡体正(顶)面实时观察、拍摄并记录坡体累积损伤演化过程和特征,如图5所示。

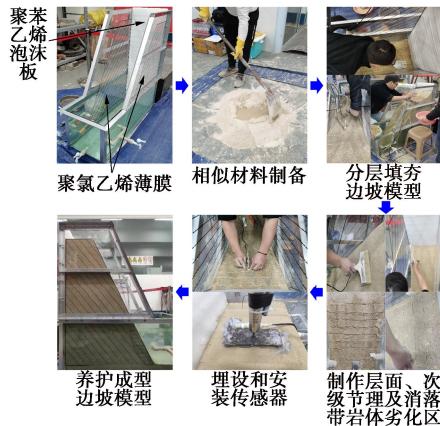


图5 边坡模型砌筑过程

Fig. 5 Building process of slope model

1.5 试验加载方案

试验施加的天然波为选自库区某地震监测台站监测到的 $M5.1$ 水库诱发地震波 (具有震源较浅、持时较短、地震动频次较高、地面峰值加速度较大、震中烈度较强、烈度衰减较快及极震区范围较小等特征), 且人工波和白噪声分别为正弦波和随机波。综合考虑水库诱发地震波特征, 较难对其前震、主震及余震进行详细划分, 故试验中主要截取了其主震波部分进行分析。通过对天然主震波 (图 6 (a)) 进行高频滤波及基线校正 (图 6 (b)) 后, 进一步对其进行拼接处理 (图 6 (c)), 并根据时间相似系数将其压缩后视为试验施加的完整地震波序列 (单个主震波持时约为 6.5 s); 同时, 通过对经高频滤波及基线校正后的天然主震波进行傅里叶变换后得其频率主要波动范围为 $0.8\sim13.6$ Hz (图 6 (d)), 故根据频率相似系数可知试验施加的频率主要波动范围为 $8\sim136$ Hz。

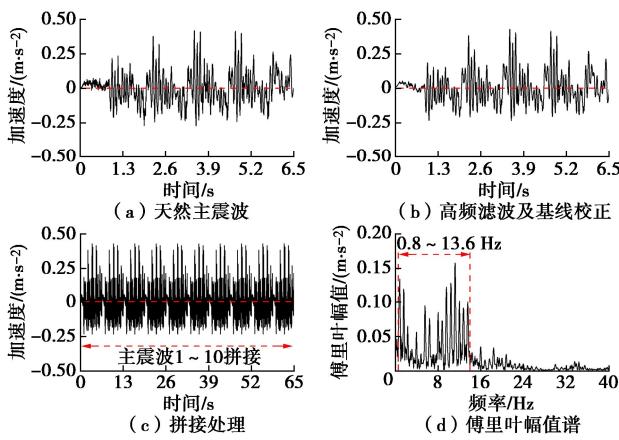


图6 天然波加速度时程及其傅里叶幅值谱

Fig. 6 Time histories of acceleration and Fourier amplitude spectra of natural waves

特别地, 已有研究^[21]表明库区水位高程 175 m 时河道断面平均流速范围为 $0.08\sim0.45$ m/s, 因此根据速度相似系数可知试验中进、出水口平均流速范围为

$0.8\sim4.5$ cm/s。基于此, 结合表 1, 并参考文献[4, 15, 17, 18]类似加载方案, 最终确定试验施加的天然波持时为 6.5 s, 频率为 30 Hz, 其幅值包括 0.04g, 0.08g, 0.1g, 0.12g, 0.15g 及 0.35g; 人工波持时为 6.5 s, 频率包括 5, 15, 20, 30 Hz, 其幅值包括 0.05g, 0.08g, 0.1g, 0.12g, 0.15g, 0.4g; 白噪声持时为 30 s, 幅值为 0.06g; 试验时进、出水口平均流速约为 4.42 cm/s, 且地震波加载全过程中水循环系统持续保持运行直至加载完全结束 (见表 3)。

表3 试验加载工况

Table 3 Loading conditions for tests

工况(累积次数)	类型	持时/s	频率/Hz	幅值/g	次数
1	白噪声	1	—	0.06	1
2	天然波	6.5	30	0.04	1
3	正弦波	6.5	30	0.05	1
4~8	天然波	6.5	30	0.04 ~0.15	5
9~12	正弦波	6.5	5~30	0.05	4
13	白噪声	2	30	— 0.06	1
14~63	天然波	6.5	30	0.04	50
64	白噪声	3	30	— 0.06	1
...				重复工况 14~64, 直至微震作用	1000 次
1034	天然波	6.5	30	0.35	1
震中高烈度	白噪声	23	30	— 0.06 0.08 ~0.12	1
1035	正弦波	6.5	30	200	
1086/1137 /1188/1239 24~27	白噪声	30	—	0.06	4
1240~1289	正弦波	6.5	30	0.15	50
1290	白噪声	28	30	— 0.06	1
...				重复工况 1240~1290, 直至 1000 次小震作用	
2056~2075	正弦波	6.5	30	0.4	20
2076	白噪声	44	30	— 0.06	1
...				重复工况 2056~2076, 直至 100 次强震作用	
				持续加载持时为 6.5 s, 频率为 30 Hz, 幅值为 0.4g 的正弦波直至	
				坡体完全破坏, 且自加载起始至结束全过程中水循环系统持续保	
				持运行状态	

2 试验结果及分析

2.1 坡体动力响应特征

图 7 (a) 为坡体各监测点加速度峰值 (PGA) 放大系数 (定义为各监测点与基准点处的加速度峰值之比)^[4] 随 h/H (h 为 A1~A3 至 A3 或 A6~A8 至 A8 的竖向距离, H 为 A1 至 A3 或 A6 至 A8 的竖向距离, 基准点为 A3 和 A8) 和 b/B (b 为 A2、A4、A7 至 A2 或 A3、A5、A8 至 A3 的水平距离, B 为 A7 至 A2 或 A8 至 A3 的水平距离, 基准点为 A2 和 A3) 的变化关系曲线 (以初始—微震 500 次阶段为例); 图 7 (b) 为坡体历经初始—微震 500 次→微震 500~1000 次→震中一小震 500 次→小震 500~1000 次→强震 100 次地震荷载作用阶段后坡面和坡内各竖向监测点 (A1~

A3、A6~A8) PGA 放大系数随 h/H 的变化关系曲线。

由图 7 (a) 分析可知: 坡体 PGA 放大系数沿 A2→A4→A7 和 A3→A5→A8 路径 (自坡面至坡内) 均近似呈线性递减趋势, 且其降幅随 b/B 逐渐变大呈先陡后缓的阶段性变化特征, 表明坡体加速度响应在水平向具有明显放大效应 (临空面放大特性), 即“趋表效应”。此外, 坡体 PGA 放大系数沿坡面 (A3→A2→A1) 和坡内 (A8→A7→A6) 路径均近似呈线性递增趋势, 且其增幅随 h/H 逐渐变大呈先陡后缓的阶段性变化特征, 而坡肩和坡顶监测点 (A1 和 A6) PGA 放大系数相比坡面和坡内中部监测点 (A2 和 A7) 明显较大, 表明坡体加速度响应在竖直向具有显著放大效应, 即“高程效应”; 同时, 坡体中上部岩体地震惯性力作用较剧烈, 特别是坡肩附近 (坡顶和坡面临空面交汇区) 通常会频繁出现地震波反射和叠加现象, 该范围属于坡体失稳破坏易发区, 应给予重视。总体而言, 坡体“高程效应”较“趋表效应”显著。

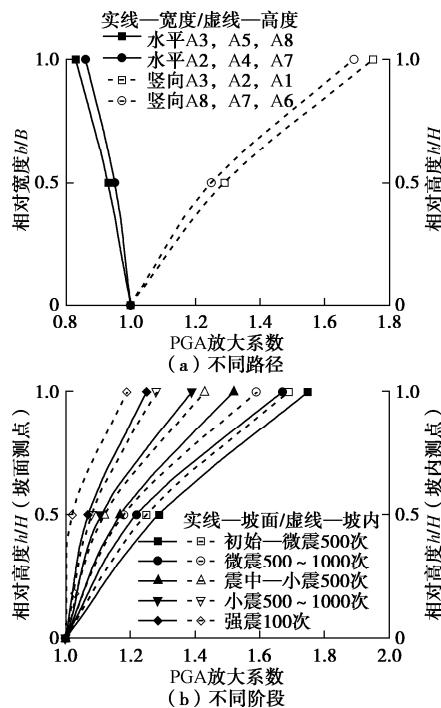


图 7 坡体 PGA 放大系数变化规律

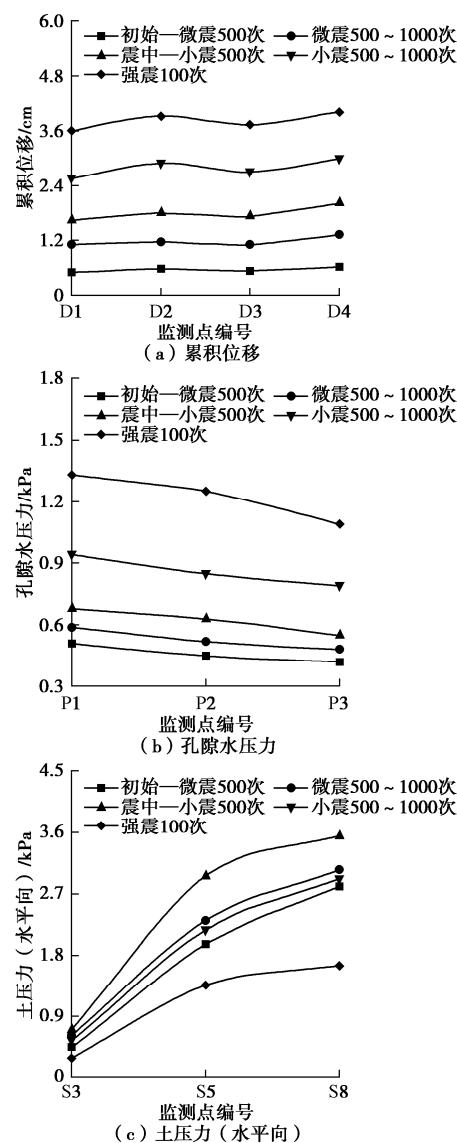
Fig. 7 Variation laws of PGA amplification factor of slope

由图 7 (b) 分析可知: 持续地震荷载作用下, 由于坡体沿层面发生滑移过程中逐渐消耗部分自下至上传递的地震波能量, 且坡体内部累积损伤裂缝不断延伸、扩展及贯通致使地震波传递路径发生变化 (岩体滤波作用显著增强, 坡体完整性明显降低), 进而导致加速度响应逐渐衰减; 故此, 坡体 PGA 放大系数 (坡面 A3→A2→A1 路径和坡内 A8→A7→A6 路径) 随地震荷载作用次数持续增加呈逐渐减小趋势, 且该两条

竖直向路径均满足“高程效应”变化规律。特别地, 坡体 PGA 放大系数在微震加载阶段降低幅度较小, 而在小震和强震加载阶段其降低幅度均较明显; 相较于初始—微震 500 次阶段, 微震 500~1000 次阶段坡体 PGA 放大系数略有降低 (整体差异较小), 即幅值较小的微震加载过程坡体累积损伤现象并不显著; 同时, 震中—小震 500 次阶段坡体 PGA 放大系数衰减较明显, 即正弦波对坡体损伤破坏效应较天然波剧烈; 此外, 小震 500~1000 次和强震 100 次阶段坡体 PGA 放大系数降幅均更为显著, 且坡面监测点 A2 与 A3、坡内监测点 A7 与 A8 的 PGA 放大系数极为接近, 仅表现出较弱的“高程效应”特征 (坡体内部和消落带岩体劣化区累积损伤程度已十分严重, 地震波能量竖直向传递受阻明显)。

2.2 坡体累积位移、孔隙水压力及土压力响应特征

图 8 为坡体各监测点累积位移、孔隙水压力 (消落带岩体劣化区) 及土压力随不同地震荷载作用阶段的变化关系曲线。



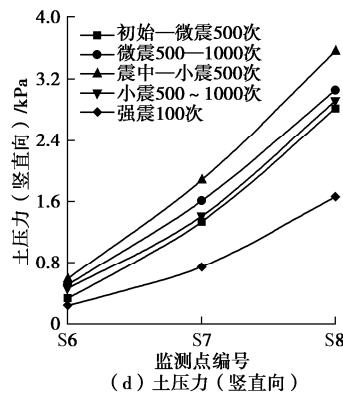


图 8 坡体累积位移、孔隙水压力及土压力变化规律

Fig. 8 Variation laws of cumulative displacement, pore water pressure and earth pressure of slope

由图 8 (a) 分析可知: 坡体各监测点 (D1~D4) 累积位移均随地震荷载持续作用呈逐渐增大趋势; 初始一小震 500 次阶段累积位移增幅较小 (坡体层面和节理损伤逐渐发展), 小震 500~1000 次阶段该增幅明显增大 (坡体累积损伤较显著, 且处于临界失稳状态), 而强震 100 次阶段累积位移突增 (坡体已发生失稳破坏); 此外, 各地震荷载作用阶段坡体各监测点 (D1→D2→D3→D4) 累积位移均近似呈先增大后减小再增大的变化趋势。

由图 8 (b) 分析可知: 消落带岩体劣化区各监测点 (P1~P3) 孔隙水压力均随地震荷载持续作用呈逐渐增大趋势; 初始一小震 500 次阶段孔隙水压力增量相对较小 (消落带岩体除预制结构面 (节理) 外尚未出现明显次生累积损伤裂隙, 且水渗流通道几乎处于“封闭”状态), 小震 500~1000 次阶段该增量有所提高 (消落带岩体次生裂隙发育显著, 多条宏观累积损伤裂隙相互交织分布于劣化区, 且水渗流速度加快), 而强震 100 次阶段孔隙水压力急剧增大 (消落带岩体受剧烈震动、溶蚀及冲刷复合作用后沿中上部结构面 (节理) 断裂, 劣化区岩体破碎较严重, 且水渗流破坏作用尤为显著); 此外, 各地震荷载作用阶段消落带岩体劣化区各监测点 (P1→P2→P3) 孔隙水压力均近似呈线性递减趋势。

由图 8 (c), (d) 分析可知: 坡体各监测点 (水平向 S3、S5 及 S8, 垂直向 S6、S7 及 S8) 土压力均随地震荷载持续作用呈先增大后减小的变化趋势; 当地震荷载幅值较小时 (如初始—微震 1000 次阶段) 土压力随地震荷载持续作用呈小幅度逐渐增加趋势 (坡体累积损伤较弱), 当该幅值逐渐增大且未使地震惯性力明显超过坡体临界失稳破坏荷载时 (如微震 1000~小震 1000 次阶段) 土压力随地震荷载持续作用呈较大幅度先增大后减小的变化趋势 (岩体破碎逐渐严重, 地震波能量传递逐渐受阻, 且坡体处于临界失稳状

态), 当该幅值增加较显著时 (如小震 1000~强震 100 次阶段) 土压力衰减十分明显 (尽管地震惯性力较大, 但其传递因累积损伤裂隙而明显受阻); 此外, 各地震荷载作用阶段坡体水平向 (S3→S5→S8) 和竖直向 (S6→S7→S8) 监测点土压力分别近似呈“上凸弧形”和“下凹弧形”递增趋势。

2.3 坡体动力特性参数及损伤度变化规律

地震荷载持续作用下坡体阻尼比和自振频率较大程度上决定了其动力响应特征; 试验采用白噪声随机波扫描坡体以获取整个加载过程中监测点 A1~A8 的加速度时程, 并基于此分别取各监测点阻尼比和自振频率 (一阶) 均值, 从而获得两者随白噪声序列号 (W_N) 的变化关系曲线如图 9 所示。由图 9 分析可知: 坡体阻尼比自 10.45% 上升至 16.27%, 而自振频率则自 28.12 Hz 下降至 22.12 Hz, 表明坡体阻尼比和自振频率随地震荷载作用次数持续增加分别呈逐渐增大和减小的一般规律。特别地, 初始—微震 1000 次阶段 ($W_N=1~22$), 坡体阻尼比 (缓升) 和自振频率 (先缓升后缓降, 即有限次数低幅值动荷载可促使坡体受振压密) 变化幅度均较小; 震中—小震 1000 次阶段 ($W_N=23~43$), 坡体阻尼比和自振频率变化幅度均较明显 (坡体累积损伤加剧直至处于临界失稳状态); 强震 100 次阶段 ($W_N=44~48$), 坡体阻尼比和自振频率分别出现突变性上升和跳跃性跌落 (坡体已发生失稳破坏)。

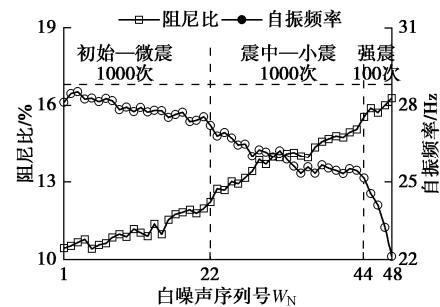


图 9 坡体动力特性参数变化规律

Fig. 9 Variation laws of dynamic characteristic parameters of slope

此外, 根据文献[4]可求得坡体损伤度 (D_G) 随白噪声序列号的变化关系曲线如图 10 所示。由图 10 分析可知: 初始一小震 1000 次阶段 ($W_N=1~43$), 初期坡体损伤度具有小幅度降低特征 (坡内振密且消落带岩体劣化区几乎完整); 中期坡体损伤速度随地震荷载作用次数持续增加而近似呈线性不断增大趋势 (坡内和消落带岩体劣化区局部累积损伤逐渐显著——宏观裂隙稳定扩展); 后期坡体损伤度因受宏观裂隙尖端位置动态应力强度因子幅值约束限制而逐渐趋于平缓 (坡内和消落带岩体劣化区累积损伤均较明显)。总体

而言, 该阶段坡体非线性累积损伤力学模型可采用三次函数 $D_G = F_1 W_N^3 + F_2 W_N^2 + F_3 W_N + F_4$ 表征 (F_1, F_2, F_3 及 F_4 均为拟合参数), 其损伤度演化曲线呈初期轻微下降、中期近似线性递增及后期平缓微增的“S”型变化特征。强震 100 次阶段 ($W_N = 44 \sim 48$), 坡体宏观裂隙尖端位置动态应力强度因子幅值增长至岩体断裂韧度, 促使坡体损伤速度显著增大, 且宏观裂隙空间几何尺寸和数量快速扩展和增多, 进而对坡体完整性造成严重损伤(坡内节理和岩层断裂、扩展、贯通、滑移等现象极为明显, 且消落带岩体劣化区岩块破碎十分剧烈), 并显著削弱了坡体承载能力直至其完全失稳破坏。总体而言, 该阶段坡体非线性累积损伤力学模型可采用指数函数 $D_G = F_5 e^{F_6 W_N}$ 表征 (F_5 和 F_6 均为拟合参数), 其损伤度演化曲线呈快速增长的“陡升”型变化特征。特别地, 由图 10 可以看出各加载阶段坡体非线性累积损伤力学模型函数表达式拟合效果均较好, 表明一定区间内坡体损伤度和白噪声序列号之间具有近似唯一性关系。

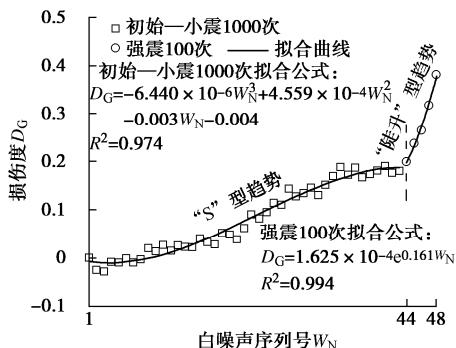
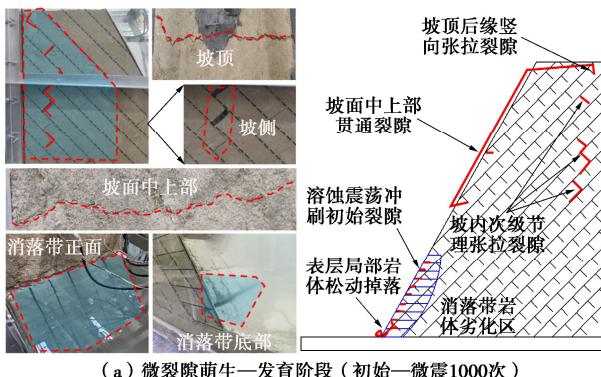


图 10 坡体损伤度变化规律

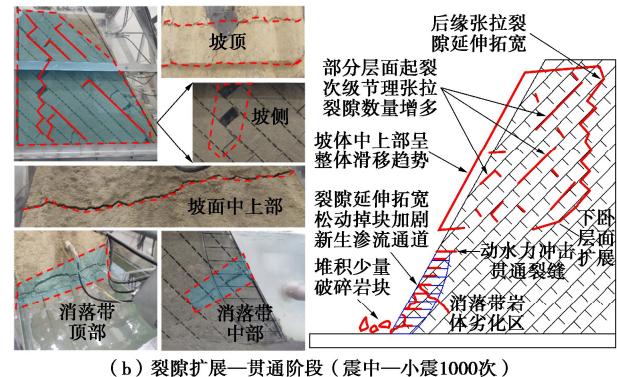
Fig. 10 Variation laws of damage degree of slope

2.4 坡体累积损伤失稳演化过程及典型破坏模式

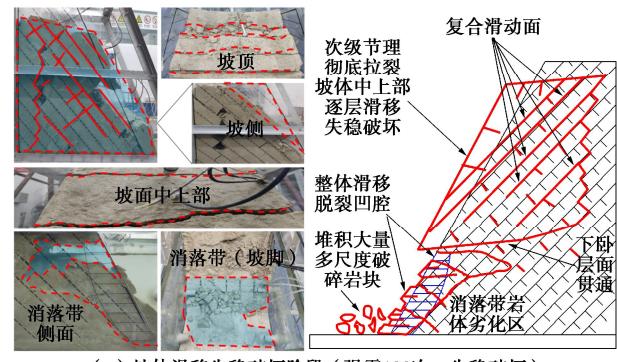
图 11 为消落带岩体劣化下坡体裂隙滋生、延伸, 滑面扩展、贯通及结构滑移、垮塌的动力累积损伤-失稳破坏演化过程及其概化示意图, 且图 12 为坡体完全失稳破坏后次级节理、层面及消落带岩体劣化区的最终破坏形态。



(a) 微裂隙萌生-发育阶段 (初始-微震1000次)



(b) 裂隙扩展-贯通阶段 (震中一小震1000次)



(c) 坡体滑移失稳破坏阶段 (强震100次-失稳破坏)

图 11 坡体累积损伤-失稳破坏演化过程

Fig. 11 Evolution process of cumulative damage and instability failure of slope

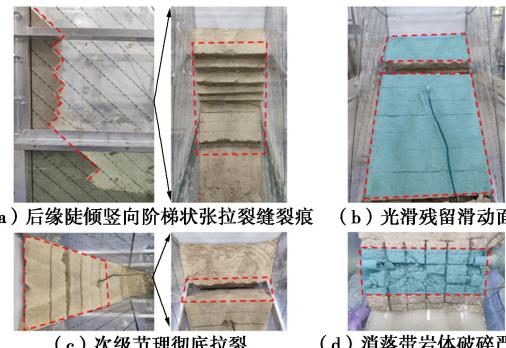


图 12 坡体次级节理、层面及消落带岩体劣化区最终破坏形态

Fig. 12 Final failure modes of secondary joints, bedding planes and deterioration area of rock mass in hydro-fluctuation belt of slope

结合图 11, 12 分析可知, 消落带岩体劣化下坡体动力累积损伤-失稳破坏演化过程可大致划分为 3 个发展阶段。微裂隙萌生-发育阶段 (初始-微震 1000 次): 该阶段坡顶后缘开始滋生微小张拉裂隙, 且坡体中上部次级节理轻微张开 (裂隙数量极少), 而坡顶可见略微沉降变形; 同时, 消落带岩体结构面充填物由于震荡冲刷而流失 (节理裂隙明显), 且劣化区底部岩块开始产生松动裂隙 (表层局部岩块掉落)。总体而言, 多次微震作用下坡体累积损伤现象较弱, 此时坡体尚处于稳定状态。裂隙扩展-贯通阶段 (震中一小震 1000 次): 该阶段坡顶后缘张拉裂隙沿纵向逐渐延伸

(宽度同时拓展), 且坡体中上部张拉断裂次级节理数量和张开度均不断增大, 而坡体上覆岩体沿层面(松动→扩展→贯通)逐渐产生整体滑移趋势(坡顶沉降变形愈发明显); 同时, 劣化区与上部岩体交界处因受较大动水力冲击作用而产生一条横向贯通裂缝, 且劣化区中部随即萌生一条沿次级节理贯通的斜向裂缝(坡脚聚集少量破碎岩块), 由此导致渗流通道明显拓宽, 且坡体中上部逐渐丧失底部支撑作用后整体滑移速度逐渐加快。总体而言, 多次小震作用下坡体累积损伤现象逐渐明显, 此时坡体不断逼近临界失稳状态。坡体滑移失稳破坏阶段(强震 100 次一失稳破坏): 该阶段坡体中上部岩体沿复合滑动面(后缘张拉性裂缝与内部贯通层面聚合而成的破坏面, 且残留滑面较光滑)整体逐层完全滑移破坏(坡顶沉降变形极为显著), 且劣化区上部坡内绝大部分原生次级节理被彻底拉裂(数量极多), 而自坡顶后缘萌生的竖向裂缝彻底贯通至坡内下部(裂缝尖端终点近似与劣化区顶部水平线齐平, 且裂缝宽度极大, 而纵向裂缝贯通路径呈阶梯状分布); 同时, 消落带岩体受震动、溶蚀及冲刷耦合作用后破碎较严重, 并近乎产生整体滑移(沿劣化区与上部岩体交界处横向贯通裂缝脱裂)而形成显著的“凹腔”, 且坡体结构完全垮塌破坏后岩体呈多尺度破碎块状堆积于坡脚。总体而言, 强震作用下坡体累积损伤现象极为显著, 此时坡体已处于失稳破坏状态。

3 结 论

(1) 坡体加速度响应表现出显著的“高程效应”和“趋表效应”, 且坡体历经多次地震荷载作用后, 地震波传递能量因岩体累积损伤而削弱, 致使坡体各测点 PGA 放大系数均呈逐渐衰弱的变化趋势; 坡体累积位移、孔隙水压力及土压力随地震荷载持续作用分别呈增大、增大及减小的变化趋势(微小地震作用阶段变幅均较小, 强震作用阶段均出现突增现象)。

(2) 坡体阻尼比和自振频率在地震荷载持续作用下分别呈逐渐增大和减小的变化趋势, 且总体上坡体损伤度不断累积增大; 微小地震作用阶段坡体非线性累积损伤力学模型可采用三次函数 $D_G = F_1 W_N^3 + F_2 W_N^2 + F_3 W_N + F_4$ 表征, 且其损伤度演化曲线呈初期轻微下降、中期近似线性递增及后期平缓微增的“S”型变化特征; 强震作用阶段坡体非线性累积损伤力学模型可采用指数函数 $D_G = F_5 e^{F_6 W_N}$ 表征, 且其损伤度演化曲线呈快速增长的“陡升”型变化特征。

(3) 地震荷载持续作用下坡体累积损伤-失稳破坏演化过程可概述为: 坡顶后缘、次级节理及层面起裂-扩展-贯通, 岩体沿复合滑动面(后缘张拉性裂

缝与内部贯通层面聚合而成的破坏面)整体滑移(受岩体自身重力、结构面抗剪强度及地震荷载惯性力等综合影响)及完全破坏后岩体呈多尺度破碎块状(次级节理拉剪断裂较为彻底)堆积于坡脚; 消落带岩体受震动、溶蚀及冲刷耦合作用后破碎较严重, 并近乎产生整体滑移而形成显著的“凹腔”。

参考文献:

- [1] 刘新荣, 景瑞, 缪露莉, 等. 巫山段消落带岸坡库岸再造模式及典型案例分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2020, 39(7): 1321-1332. (LIU Xin-rong, JING Rui, MIAO Lu-li, et al. Reconstruction models and typical case analysis of the fluctuation belt of reservoir bank slopes in Wushan[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2020, 39(7): 1321-1332. (in Chinese))
- [2] WANG L Q, YIN Y P, HUANG B L, et al. A study of the treatment of a dangerous thick submerged rock mass in the Three Gorges reservoir area[J]. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 2020, 79(5): 2579-2590.
- [3] HUANG B L, YIN Y P, YAN G Q, et al. A study on in situ measurements of carbonate rock mass degradation in the water-level fluctuation zone of the Three Gorges Reservoir, China[J]. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 2021, 80(2): 1091-1101.
- [4] 刘新荣, 许彬, 刘永权, 等. 频发微小地震下顺层岩质边坡累积损伤及稳定性分析[J]. 岩土工程学报, 2020, 42(4): 632-641. (LIU Xin-rong, XU Bin, LIU Yong-quan, et al. Cumulative damage and stability analysis of bedding rock slope under frequent microseisms[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, 42(4): 632-641. (in Chinese))
- [5] 邓华锋, 齐豫, 李建林, 等. 水-岩作用下断续节理砂岩力学特性劣化机理[J]. 岩土工程学报, 2021, 43(4): 634-643. (DENG Hua-feng, QI Yu, LI Jian-lin, et al. Degradation mechanism of intermittent jointed sandstone under water-rock interaction[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2021, 43(4): 634-643. (in Chinese))
- [6] 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))
- [7] 张景昱, 宛良朋, 潘洪月, 等. 考虑水-岩作用特点的典型岸坡长期稳定性分析[J]. 岩土工程学报, 2017, 39(10): 1851-1858. (ZHANG Jing-yu, WAN Liang-peng, PAN

- Hong-yue, et al. Long-term stability of bank slope considering characteristics of water-rock interaction[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(10): 1851 – 1858. (in Chinese))
- [8] 刘新荣, 傅晏, 王永新, 等. (库)水 – 岩作用下砂岩抗剪强度劣化规律的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2008, **30**(9): 1298 – 1302. (LIU Xin-rong, FU Yan, WANG Yong-xin, et al. Deterioration rules of shear strength of sand rock under water-rock interaction of reservoir[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, **30**(9): 1298 – 1302. (in Chinese))
- [9] WANG L P, ZHOU M L, DESAR S. Long-term stability calculation of reservoir bank slope considering water-rock interaction[J]. Tehnicki Vjesnik-Technical Gazette, 2017, **24**(1): 283 – 289.
- [10] 黄波林, 殷跃平, 张枝华, 等. 三峡工程库区岩溶岸坡消落带岩体劣化特征研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2019, **38**(9): 1786 – 1796. (HUANG Bo-lin, YIN Yue-ping, ZHANG Zhi-hua, et al. Study on deterioration characteristics of shallow rock mass in water the level fluctuation zone of Karst bank slopes in Three Gorges Reservoir area[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2019, **38**(9): 1786 – 1796. (in Chinese))
- [11] WANG L Q, YIN Y P, ZHOU C Y, et al. Damage evolution of hydraulically coupled Jianchuandong dangerous rock mass[J]. Landslides, 2020, **17**(5): 1083 – 1090.
- [12] 闫国强, 黄波林, 代贞伟, 等. 三峡库区巫峡段典型岩体劣化特征研究[J]. 水文地质工程地质, 2020, **47**(4): 62 – 72. (YAN Guo-qiang, HUANG Bo-lin, DAI Zhen-wei, et al. A study of the deterioration effect of limestone bank slope rock mass at the Wuxia section of the Three Gorges Reservoir area[J]. Hydrogeology & Engineering Geology, 2020, **47**(4): 62 – 72. (in Chinese))
- [13] ZHANG L F, LI J G, WEI G C, et al. Analysis of the relationship between water level fluctuation and seismicity in the Three Gorges Reservoir (China)[J]. Geodesy and Geodynamics, 2017, **8**(2): 96 – 102.
- [14] 王晨玺杰, 邓华锋, 张恒宾, 等. 考虑劣化效应的三峡库区某岸坡抗震性能分析[J]. 长江科学院院报, 2018, **35**(1): 112 – 116. (WANG Chen-xi-jie, DENG Hua-feng, ZHANG Heng-bin, et al. Seismic behavior of a typical bank slope of Three Gorges Reservoir in consideration of degradation of rock mass mechanical properties[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2018, **35**(1): 112 – 116. (in Chinese))
- [15] 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))
- [16] 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.
- [17] 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.
- [18] 杨忠平, 来云亮, 刘树林, 等. 频发微震下上覆软弱岩体边坡动力稳定及失稳模式[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(12): 2297 – 2306. (YANG Zhong-ping, LAI Yun-liang, LIU Shu-lin, et al. Dynamic stability and failure mode of slopes with overlying weak rock mass under frequent micro-seismic actions[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(12): 2297 – 2306. (in Chinese))
- [19] 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))
- [20] 刘新荣, 许彬, 黄俊辉, 等. 多形态贯通型岩体结构面宏细观剪切力学行为研究[J]. 岩土工程学报, 2021, **43**(3): 406 – 415. (LIU Xin-rong, XU Bin, HUANG Jun-hui, et al. Macro-meso shear mechanical behaviors of coalescent rock joints with different morphologies[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2021, **43**(3): 406 – 415. (in Chinese))
- [21] 兰凯. 三峡库区重庆段水流模型研究[D]. 重庆: 重庆大学, 2005. (LAN Kai. Study on Flow Model of the Three Gorges Area in Chongqing Region[D]. Chongqing: Chongqing University, 2005. (in Chinese))
- [22] 张旭辉, 龚晓南, 徐日庆. 边坡稳定影响因素敏感性的正交法计算分析[J]. 中国公路学报, 2003, **16**(1): 36 – 39. (ZHANG Xu-hui, GONG Xiao-nan, XU Ri-qing. Orthogonality analysis method of sensibility on factor of slope stability[J]. China Journal of Highway and Transport, 2003, **16**(1): 36 – 39. (in Chinese))