

DOI: 10.11779/CJGE201903004

高频次微小地震下顺倾软硬互层边坡动力稳定性研究

刘新荣^{1, 3}, 何春梅^{*1, 2, 3}, 刘树林^{1, 3}, 刘永权^{1, 3}, 路雨明⁴, 谢应坤⁵

(1. 重庆大学土木工程学院, 重庆 400045; 2. 内江师范学院建筑工程学院, 四川 内江 641000; 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 400045; 4. 重庆建工第七建筑工程有限责任公司, 重庆 400045; 5. 重庆市高新工程勘察设计院有限公司, 重庆 400045)

摘要: 三峡库区(TGR)自蓄水以来微震活动加剧、强度增大, 频发微震会对库区边坡产生一定影响。采用振动台模型试验和 UDEC 数值模拟方法, 对库区顺倾软硬互层边坡在不断微、小地震作用下的破坏失稳演化过程及动力稳定性进行了研究。研究成果如下: 在不断地震作用后, 边坡自振频率下降、阻尼比上升, 自振频率下降的速度随加载次数和加载幅值的增加而增大; 在不同加载阶段, 边坡坡面 PGA 放大系数不断降低, 动力响应呈现减弱趋势; 弱层成为顺倾软硬互层边坡变形破坏的优势区域; 边坡的破坏失稳演化过程为分段式的滑移破坏过程, 上部软、硬层滑落后, 剩余滑体沿着由上部弱层剪切裂缝、中部硬层次级节理拉裂缝和下部弱层剪切裂缝贯通形成的滑移面滑移破坏; UDEC 数值模拟表明顺倾软硬互层边坡的累积永久位移随微震作用次数的增加而增加, 稳定性系数则呈现递减趋势。研究成果对库区滑坡形成机制的认识和减灾、防灾有一定的价值。

关键词: 频发微震; 顺倾软硬互层边坡; 振动台试验; UDEC 离散元模拟; 动力稳定性

中图分类号: TU435

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2018)03-0430-09

作者简介: 刘新荣(1969-), 男, 教授, 博士生导师, 主要从事岩土工程、隧道与地下空间工程等方面的教学与研究。E-mail: liuxrong@126.com。

Dynamic stability of slopes with interbeddings of soft and hard layers under high-frequency microseisms

LIU Xin-rong^{1, 3}, HE Chun-mei^{1, 2, 3}, LIU Shu-lin^{1, 3}, LIU Yong-quan^{1, 3}, LU Yu-ming⁴, XIE Ying-kun⁵

(1. School of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, China; 2. College of Architectural Engineering, Neijiang

Normal University, Neijiang 641000, China; 3. Key Laboratory of New Technology for Construction of Cities in Mountain Area

(Chongqing University), Ministry of Education, Chongqing 400045, China; 4. The Seventh Construction Engineering Co., Ltd., Chongqing

400045, China; 5. Chongqing GaoXin Engineering Survey and Design Institute Co., Ltd., Chongqing 400045, China)

Abstract: Since the impounding of Three Gorges Reservoir (TGR), the microseismic activity is intensified and the earthquake intensity is increased. The high-frequency microseisms induced by TGR will have some influence on the slopes. The evolution process of failure and dynamic stability are studied based on the shaking table tests and UDEC numerical analysis method. The results are as follows: the natural frequencies decrease with the loading times, while the damping ratios increase. The descending rate of the frequencies increases with the loading times and earthquake amplitude. The PGA magnification factors decrease at different loading stages, showing that the dynamic response becomes weaker. The soft layers tend to be the dominant areas where shear failure occurs in the slopes. The whole model slope eventually presents a segmented failure process, whose upper part of soft and hard layers slides and then the slope slides along the transfixion surface forming with the shear fracture in the upper soft layer, tension fracture of secondary joint in the intermediate hard layer and shear fracture in the lower soft layer. UDEC numerical simulation shows that the permanent displacement increases with the loading times, while the stability coefficient decreases. The research results are of some value to the understanding of the formation mechanism of reservoir landslides and the prevention of disasters.

Key words: frequent microseism; slope with soft- and hard-layer interbedding; shaking table test; discrete element simulation of UDEC; dynamic stability

0 引言

三峡库区是中国地质灾害最严重的地区之一, 滑

基金项目: 国家自然科学基金项目(41372356, 51808083); 重庆市基础研究及前沿探索项目(cstc2018jcyjAX0491); 重庆市教委科学技术研究项目(KJQN201800713)

收稿日期: 2017-12-18

*通讯作者(E-mail: hechunmei0427@126.com)

坡、崩塌频发, 规模大, 危害重^[1]。库区内许多巨型滑坡以及 50% 以上大型滑坡均密集发育在顺层岩质边坡中^[2]。顺层岩质边坡是三峡库区分布最为普遍的一种边坡类型, 多由软、硬岩组成^[3]。由于软、硬岩的岩性差异大, 边坡差异风化明显, 软岩会逐渐发展为软弱层或泥化层, 在外力作用下 (如地震、库水位变化、降雨入渗等) 导致大量地质灾害的发生。地质灾害不仅对三峡工程、长江航道等构成危害, 也将影响库区居民的生活和生产安全。

三峡库区发生的地震为水库诱发地震, 具有震级小、震源浅和频发等特点^[4]。据统计, 自 2009 年 3 月至 2010 年 12 月期间三峡库首到巴东区域内共监测到地震 5275 次^[5]。由于震源深度较浅, 能量释放较集中, 造成的实际地表局部地震场地烈度远大于相同震级构造地震。所以, 虽然一次微震对边坡的稳定性影响作用很小, 但频发的地震作用形成的累积损伤效应最终有可能引起边坡的动力疲劳失稳^[6-7]。对于库区边坡的稳定性问题, 除了考虑单次地震作用引起的动力稳定性以外, 还应考虑频发微震作用引起的边坡失稳。

目前, 对于层状岩质边坡动力响应及破坏机制的研究主要采用数值模拟及振动台模型试验的方法。刘蕾等^[8]对含有正交次级节理的层状岩质边坡建立了 FLAC/PFC^{2D} 耦合计算模型, 研究了其动力破坏过程。胡训健等^[9]对含断续节理的水平厚层岩质边坡建立了 PFC^{2D} 模型, 对其动力破坏过程进行了研究。简文彬等^[10]采用振动台试验对带有节理裂隙的层状岩体边坡在循环荷载作用下的动力响应及变形特征进行了研究。上述研究的边坡岩性多考虑单一岩性 (硬岩或软岩), 部分学者考虑了两种岩性 (硬岩和软岩) 的组合。刘汉香等^[11]对上硬下软和上软下硬两类层状岩质边坡进行了振动台模型试验, 得到了两类边坡的破坏模式。毛文涛^[12]基于大型振动台试验对 7 组泥岩—砂岩互层岩质边坡的动力响应规律与动力破坏机制进行了研究。刘云鹏等^[13]对反倾软硬岩体互层边坡进行 UDEC 数值模拟, 研究了其动力响应及变形破坏机制。但上述研究均针对强震作用下的层状岩质边坡进行, 针对微震作用下的相对较少。江泊涓^[14]对三峡库首段松散型滑坡建立了 FLAC^{3D} 模型, 对不同渗流环境下滑坡经历三次微震作用的动力响应及变形机制进行研究; 李栋梁等^[15]采用数值方法模拟了水库诱发的五次微震对含软弱夹层的顺层岩质边坡的影响作用, 研究表明, 边坡变形受软弱夹层控制, 剪切破坏往往发生在软弱夹层中。总体来说, 针对微震作用研究的多以数值模拟方法为主, 且考虑微震频次较少, 针对微震作用下软硬互层边坡进行动力稳定性研究鲜有报道。

因此, 本文采用振动台模型试验和数值模拟方法

对库区顺倾软硬互层边坡在频发微、小地震作用下的破坏失稳演化过程及动力稳定性进行了研究, 其研究成果对于进一步认识库区此类边坡动力稳定性的影响规律及防治库区地质灾害具有一定的参考意义。

1 振动台试验概况

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双向双自由度地震模拟振动台设备上完成。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。振动台主要技术参数为: 台面尺寸 1.2 m×1.2 m, 频率范围 0~50 Hz, 最大模型重量 1 t, 最大位移水平向±100 mm, 最大加速度水平向和竖直向±1.2g (1000 kg)。

本次试验过程为: 模型边坡的确定→相似关系设计及相似材料配比的确定→模型制作→输入波及加载工况选取→试验加载。

1.1 模型边坡的确定及检测布置

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^[16-17], 岸坡陡峭。因此, 模型边坡的坡角设计成 60°。由于库区普遍存在层面出露的顺层岩质边坡, 且这类边坡多由砂岩、泥页岩或灰岩、泥灰岩互层组成, 地层倾角一般为 20°~70°^[3]。因此, 模型边坡的层面倾角设计为 30°。

层状岩体中优势结构面除了包含层面以外, 通常还发育有大量的正交次级节理, 延伸长度通常不超过岩层厚度, 将层状岩体切割为块状^[18]。因此, 模型边坡的硬层中考虑制作了垂直层面的非贯通正交次级节理。模型边坡共设计埋设 8 个加速度计, 其中边坡内部预埋设 3 个, 坡面及坡顶预埋设 5 个。最终确定的模型边坡如图 1 所示。

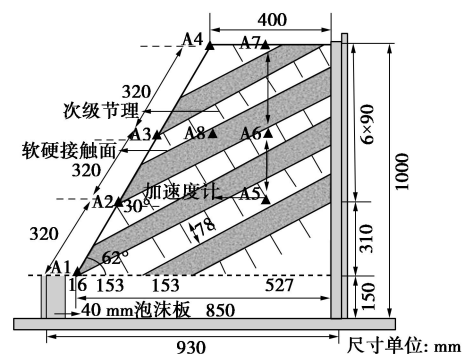


图1 模型边坡

Fig. 1 Designed model

1.2 相似关系及相似材料

在设计边坡相似关系时, 由于软层与硬层的物理力学特性存在较大区别, 尤其是弹性模量往往具有数量级上的差异, 故对软、硬层分别采用了两组不同的

相似系数值^[19]。由于在小应变范围(弹性阶段)内允许 $C_\varepsilon \neq 1$, 给模型相似关系的设计带来了很大方便^[20]。最终确定的关键物理量其相似系数如表 1 所示。

表 1 模型主要物理量相似系数

Table 1 Primary similitude coefficients of model			
物理量	相似关系	硬层相似系数 (*控制量)	软层相似系数 (*控制量)
密度 ρ	C_ρ	1*	0.67*
时间 t	C_t	4*	4*
频率 f	$C_f = C_t^{-1}$	0.25	0.25
弹性模量 E	C_E	32.6*	10.67*
黏聚力 c	$C_c = C_E C_\varepsilon$	32.6	10.67
内摩擦角 φ	C_φ	1	1
应力 σ	$C_\sigma = C_E C_\varepsilon$	22.8	10.67
应变 ε	$C_\varepsilon = C_\rho C_g C_t C_E^{-1}$	0.7	1
长度 l	$C_l = C_E^{0.5} C_\rho^{-0.5} C_t$	22.8	16
加速度 a	$C_a = C_u C_t^{-2}$	1	1

模型边坡主要模拟库区顺倾软硬互层边坡的岩性及岩体结构, 就几何尺寸而言并无原型边坡。受振动台台面承载能力的限制, 模型边坡的高度设计为 1 m, 按照表 1 中的几何相似系数, 模型边坡相当于高度为 21 m 的原型边坡。

选择合理的相似材料是正确模拟原型边坡的关键。为了在有限的振动次数和时间内获得边坡的动力响应特性及破坏演变过程, 本次试验软层选择最不利情况风化为土的泥岩为原型, 硬层以库区砂岩为原型。参考地质力学模型试验常用的相似材料, 软层相似材料配比为: 石英砂: 黏土: 液体石蜡: 石膏: 水 = 0.22: 1.7: 0.14: 0.04: 0.23, 硬层相似材料配比为: 重晶石粉: 石英砂: 石膏: 石膏缓凝剂: 水: 甘油 = 1.08: 0.64: 0.36: 0.22: 0.03, 对应的材料参数见表 2。

表 2 原型与模型材料的主要物理力学参数

Table 2 Physico-mechanical parameters of materials for prototype and model slopes

岩性	类别	密度 $/(g \cdot cm^{-3})$	弹性模量 E/MPa	泊松比 ν	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/(^\circ)$
硬层	原型	2.5	5945	0.3	3710	45
	模型	2.49	180	0.28	120	42
软层	原型	1.6	102	0.35	113	33
	模型	2.22	9.12	0.32	10	35

1.3 模型边坡的制作

模型在一个自行设计的刚性模型箱中施工完成, 整体尺寸(长×宽×高)为 1.1 m×0.4 m×1.2 m, 在振动方向的边坡前后两端箱壁上粘贴厚 40 mm 的泡沫垫层, 用于吸收边界处的地震波, 避免其反射回模

型进而造成二次破坏; 边坡左右两侧采用梯形的有机钢化玻璃, 便于观察边坡的变形破坏过程。

模型制作采用从下到上、分层压实的制作方式。从底部到坡顶依次浇筑搅拌均匀的硬层和软层相似材料, 每次夯压厚度控制在 5~10 cm。在硬层相似材料经压实平整且尚未初凝前, 采用薄钢板(2 mm)垂直硬层面切割, 切割间距 L 等于硬层厚度, 切割深度 h 等于 2/3 硬层厚度。每一层相似材料夯实达到设计的密实度后, 在其层面撒入 2~3 mm 石英砂, 如此反复, 直至边坡制作完成。

值得说明的是, 为了使相似材料的力学参数基本达到目标值, 需对制作完成的边坡模型养护 1~2 d 后再运输至振动台实验室进行吊运安装; 同时, 在模型浇筑过程中, 加入石膏缓凝剂延缓石膏的凝固时间, 以确保模型边坡的分层浇筑和次级节理的切割有足够的施工时间, 避免材料凝固后次级节理的切割对边坡模型造成较大损伤。

模型边坡试验流程如下: 模型制作→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。在每一个模型边坡中共设置了 8 个加速度计, 坡体内部埋设 3 个(模型的分层浇筑过程中埋设), 坡面及坡顶埋设 5 个(边坡制作完后安装)。最终制作完毕后的模型及部分试验过程如图 2 所示。

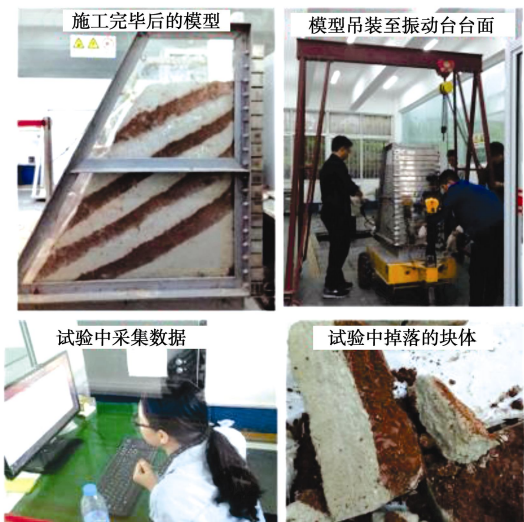


图 2 施工完毕后的模型及部分试验过程

Fig. 2 Model after construction and part of experimental process

1.4 输入波形及加载方案

振动台试验地震波采用了白噪声(white noise, WN)、天然波和正弦波。白噪声为一随机波, 其振幅为 0.08g, 时长为 30 s, 时程曲线如图 3 所示。

天然波为湖北省兴山县地震监测台站(HB-XSH-BHN)监测到的 2013 年 12 月 16 日 13 时 04 分发生

在巴东县的 Ms5.1 级地震, 为三峡大坝蓄水后库区发生的最大震级地震。该地震震源深度约为 5 km, 主震持时约为 7 s, 符合水库诱发地震特征。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, 地震之间震级、烈度均相近, 互相之间不易划分前震、主震或余震, 作为一个序列处理更为合适。因此, 参考文献[14]对地震波的处理方法, 对模型试验中实际施加的天然地震波进行了拼接处理: 将 4 个 7 s 左右的天然波(截取主震部分)进行拼接, 作为一个完整的地震波序列, 按照时间相似系数($C_t=4$)进行压缩, 实际施加到台面的地震波持时为 7 s。经拼接处理后的地震波波形如图 4 所示。

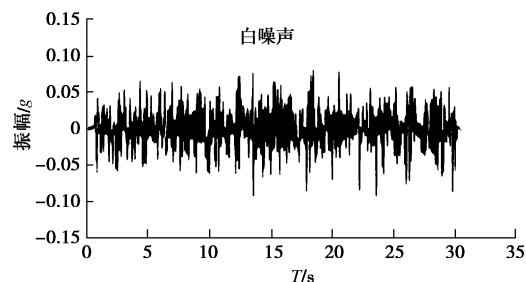


图 3 白噪声时程曲线

Fig. 3 Time-history curves of white noise (WN)

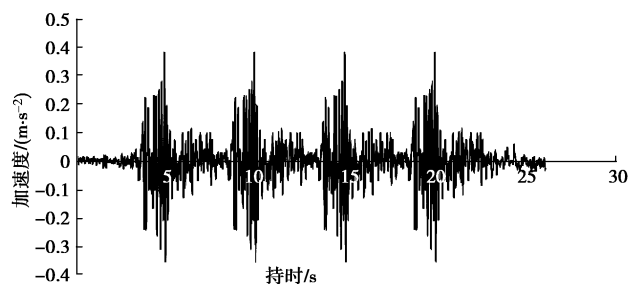


图 4 拼接后的天然地震波波形

Fig. 4 Waveform of natural seismic waves after splicing

受采集数据接口数量的限制, 对模型边坡施加水平向一种激振。输入波施加顺序, 按照波的频率从低到高进行加载; 按照波的振动强度从弱到强进行加载。在破坏性试验阶段, 仅加载正弦波, 其最大加速度振幅为 0.4g。

为了测定模型边坡的动力特性参数, 在模型边坡加载前及加载过程中地震荷载每加载至 50 次, 或者模型边坡出现明显损伤及破坏后均采用白噪声进行扫描, 记为 WN- i ($i=1,2,\cdots,n$)。最终确定的加载方案如表 3 所示。

2 试验结果与分析

2.1 模型边坡动力特性的变化规律

模型边坡的动力特性, 主要指由相似材料组成的模型作为一个整体所具有的自振频率、阻尼比和振型, 它决定了模型边坡在动力荷载作用下的响应模式。为了测定模型边坡的动力特性参数, 以式 (1) 求取每次

白噪声扫描后各测点的传递函数^[21]:

$$T_{xy}(f) = \frac{P_{yx}(f)}{P_{xx}(f)}, \quad (1)$$

式中, $T_{xy}(f)$ 为台面测点输入信号 x 和边坡内测点输出信号 y 之间的传递函数, $P_{yx}(f)$ 为输入信号 x 和输出信号 y 之间的互功率密度谱函数, $P_{xx}(f)$ 则为输入信号 x 的自功率密度谱函数, f 为信号频率。

表 3 振动台试验加载方案

Table 3 Loading schemes of shaking table tests

工况	振幅 /g	加载波 类型	持时 /s	频率 /Hz	加载次数
1	0.08	白噪声 1	30	—	
2	0.04	正弦波		30	
3	0.04	天然波		32	
4	0.04			5	
5	0.04	正弦波		10	
6	0.04		7	15	1
7	0.04			30	
8	0.04			32	
9	0.06	天然波		32	
10	0.09			32	
11	0.15			32	
12	0.08	白噪声 2	30	—	1
13~62	0.04	天然波	7	32	50 次微震
63	0.08	白噪声 3	30	—	1
64~524	0.04	重复 13~63 加载工况			450 次微震
525	0.35	天然波	6.5	32	震中高烈度强震
526	0.08	白噪声 14	30	—	1
527~576	0.15	天然波	7	32	50 次小震
577	0.08	白噪声 15	30	—	1
578~728	0.15	重复 527~577 工况			150 次小震
729~		加载 0.2g~0.4g、15 Hz 正弦波, 直至边坡失稳破坏			

根据上述传递函数法, 可以得到任一白噪声工况下模型边坡的一阶自振频率和阻尼比。WN-1 工况下模型边坡中 5 个测点加速度绝对传递函数虚部对应的一阶自振频率为 25.72 Hz, 如图 5 所示。根据所有白噪声工况可以得到模型边坡同一模态下一阶自振频率和阻尼比随加载历程的变化规律, 如图 6 所示。

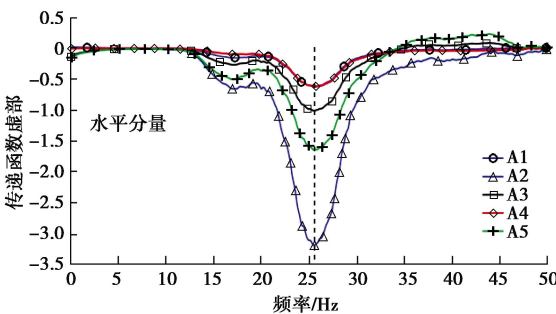


图 5 WN-1 工况下边坡测点加速度传递函数虚频特性曲线

Fig. 5 Imaginary part of transfer function at different measuring points under WN-1 condition

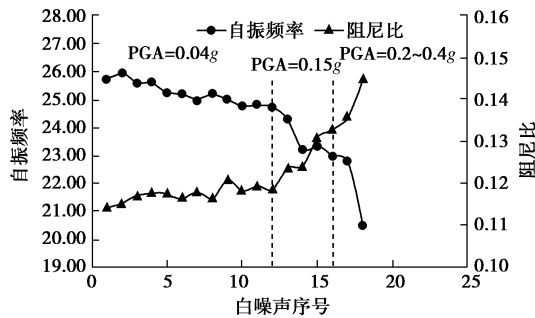


图6 一阶自振频率和阻尼比随加载历程的变化曲线

Fig. 6 Curves of first-order natural frequencies and damping ratios with loading process

从图6可以看到,在不断的微、小地震作用后,模型边坡一阶自振频率从25.72 Hz降至20.5 Hz,阻尼比从11.42%升至14.5%,整体表现出自振频率下降、阻尼比上升的趋势。以自振频率的变化规律对模型边坡进行分析,当输入地震动幅值为0.04g时,自振频率降低速率整体上较为均匀、平缓;当输入地震动幅值增大至0.15g时,自振频率降低速率增大,在WN-14工况下出现第一次陡降;随着振幅增大至0.2g~0.4g阶段,自振频率降低速率增大,并且在WN-18工况下出现第二次陡降。这说明:虽然一定次数微、小震没有给模型边坡造成明显损伤,但是随着地震作用次数的增加,其损伤不断累积,损伤增大的速度随加载次数和加载幅值的增加而增加,其中自振频率曲线的两次陡降说明模型边坡出现两次较大损伤变形。

2.2 边坡各损伤阶段动力响应特征

动力响应特征是地震作用下对边坡进行动力稳定性评价的基础。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。试验中模型边坡坡面测点PGA放大系数在初始阶段、500次微震、震中高烈度强震以及200次小震后的变化规律如图7所示。

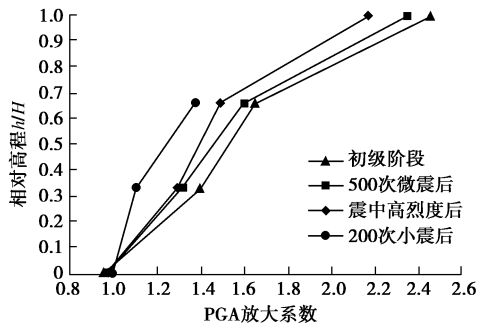


图7 坡面测点PGA放大系数随地震作用次数的变化

Fig. 7 Variation of PGA magnification factors with loading times of earthquakes

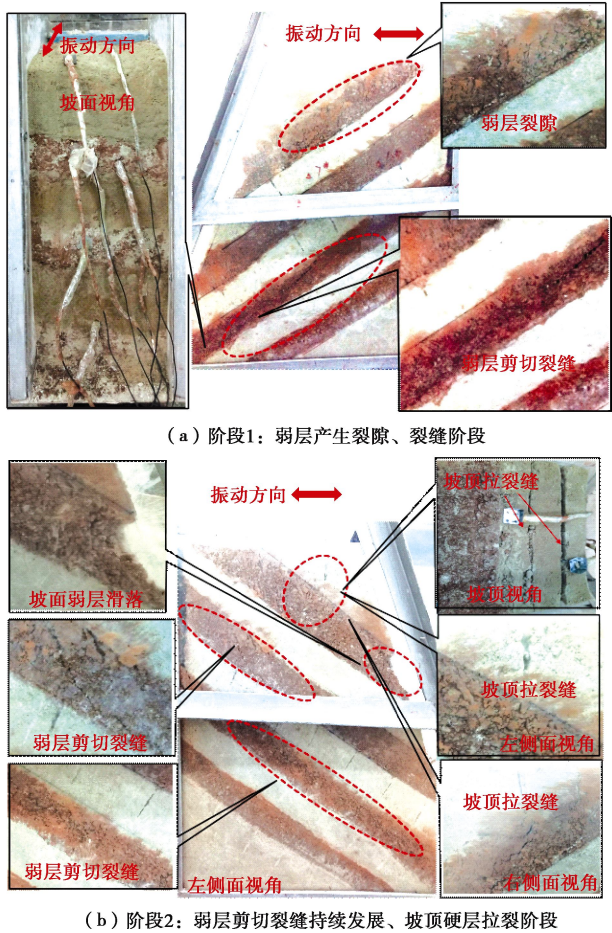
图7显示,坡面测点的PGA放大系数随着地震作用次数增加呈现出减弱趋势,且其中上部测点的

PGA放大系数降低幅度随着地震作用次数和加载幅值的增大而增大。与初始阶段相比,坡面测点PGA放大系数在500次微震作用后降低;震中高烈度强震后,坡面测点PGA放大系数降低的程度增大;200次小震过程中,坡顶监测点数据丢失,但根据坡面其它监测点的数据以及PGA在各阶段的总体变化趋势,依然可以看出200次小震后坡面测点PGA放大系数降低的程度继续增大。

这种趋势表明,频发微震可以形成累积损伤效应,这种损伤效应随着地震作用次数的增加而不断累积,损伤程度随地震作用次数和地震幅值的增加而增大。分析其原因主要与边坡遭受高频次地震作用后坡体内部裂缝逐渐扩展贯通、边坡完整性不断降低直接相关。同时,由于边坡在不断地震作用下,坡体的损伤裂缝主要集中在边坡中上部,而不断增多的损伤裂纹会使得软硬层的滤波作用逐渐增强,地震波向边坡上部的传播路径被不同程度阻断,造成传至边坡上部的震动能量减弱,进而导致其PGA放大系数降低幅度随地震作用次数和加载振幅的增加而增大。

2.3 模型边坡的破坏失稳演化过程分析

根据试验中观察到的边坡变形及裂缝发展特征,将顺倾软硬互层边坡的滑面形成及失稳破坏过程划分为以下4个阶段,如图8所示。



(a) 阶段1: 弱层产生裂隙、裂缝阶段

(b) 阶段2: 弱层剪切裂缝持续发展、坡顶硬层拉裂阶段

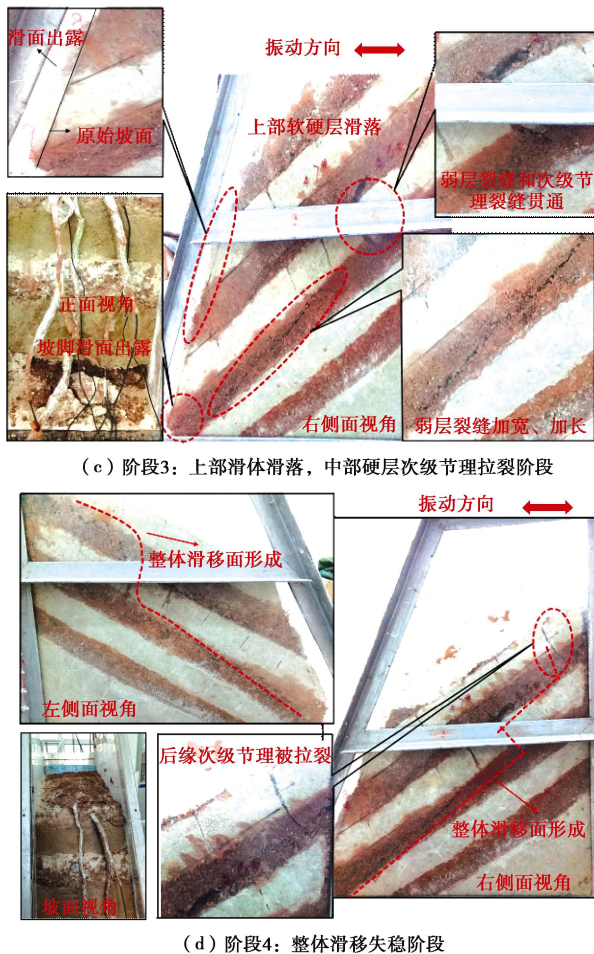


图8 软硬互层顺层边坡滑面形成过程及失稳破坏模式

Fig. 8 Forming process of sliding surface and failure mode of slope with interbeddings of soft and hard layers

基于试验中观察到的模型边坡破坏现象, 将模型边坡的失稳演化过程归纳为示意图, 如图9所示。

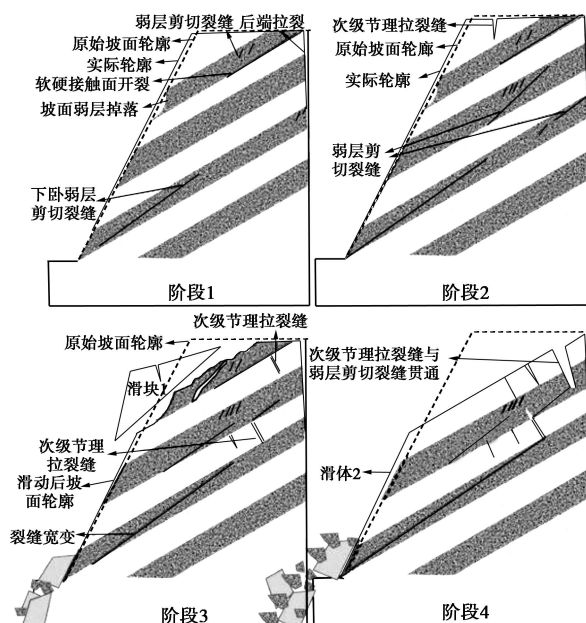


图9 顺倾软硬互层边坡的失稳演化过程示意图

Fig. 9 Schematic diagram of instability evolution process of slope with interbeddings of soft and hard layers

由图9可知, 由于顺倾软硬互层边坡的层面在坡面出露, 较大的下滑趋势使各弱层均出现了剪切裂缝, 弱层成为坡体变形破坏的优势区域。顺倾软硬互层边坡形成分段式滑移破坏, 首先上部软、硬层滑落; 进而剩余滑体沿着由上部弱层剪切裂缝、中部次级拉裂缝和下部弱层剪切裂缝形成的滑移面滑移破坏。

3 频发微震作用下边坡的稳定性变化规律

前述振动台试验对微、小地震作用下边坡的动力特性、破坏失稳过程进行了分析。由于试验加载过程无法模拟完全微震作用, 因此借助 UDEC 离散元数值分析方法模拟边坡在完全微震作用下(>1000 次微震)的变形及稳定性变化规律。

3.1 数值模型的建立

最终建立的顺倾软硬互层边坡的 UDEC 数值模型为模型边坡对应的原型边坡, 坡高为 22.9 m, 层厚为 2.3 m。每层硬层中设次级节理, 间距为 2.3 m, 与层厚相等, 如图10所示。其中, 鉴于振动台试验中多数破坏均是软弱层的开裂导致, 故此处将泥质软岩层划分成更小的块体颗粒, 以观察边坡在不断地震作用下软弱层的细观裂缝及变形开展过程。

模型中的软、硬层材料的参数取值如表4所示, 计算模型中层面和节理的参数主要根据已有算例经验取值, 其具体计算参数见表5。

边坡的动力数值计算中, 在模型底部选择黏滞边界条件, 以方便地震荷载的施加; 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。底面在地震波加载的 x 方向设为黏滞(不反射)边界, 在 y 方向上固定, 左右两个侧面为自由场边界, 自由场边界与黏滞边界的计算参数取值如表4、5所示。模型计算中的阻尼选取为局部阻尼, 其阻尼比取为 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)。

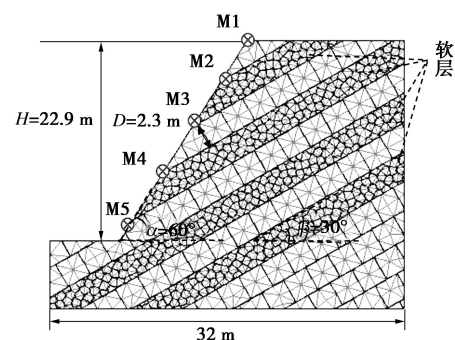


图10 数值计算模型边坡

Fig. 10 Model slope for numerical calculation

表 4 软、硬岩层与边界参数取值						
Table 4 Parameters of soft layers, hard layers and boundary						
类别	密度 (/kg·m ⁻³)	弹性模 量/MPa	泊松比 ν	黏聚力 /MPa	内摩擦 角/(°)	抗拉强 度/MPa
软层	2200	19.1	0.42	0.5	33	0.1
硬层	2490	4200	0.3	4	41.8	2
自由场边界	2500	4200	0.3	—	—	—
黏滞边界						

表 5 层面与节理参数取值						
Table 5 Parameters of bedded planes and joints						
类别	黏聚力 /kPa	抗拉强 度/kPa	内摩擦 角/(°)	法向刚度 /(GPa·m ⁻¹)	切向刚度 /(GPa·m ⁻¹)	
砂岩	层面	30	80	32	10.2	6.4
	节理	6	5	22	8.2	5.1
软岩节理	3	3	20	2	1	
软硬岩体分界 面	2	1	15	2	1	

3.2 边坡变形及边坡安全系数变化规律

以微震（0.04g 正弦波）作用下的边坡变形及安全系数作为边坡稳定性的两个评价标准。边坡在经历不同地震作用次数后的安全系数采用 UDEC 离散元程序内置的强度折减法来计算，即通过对数值模型中可变形块体及结构面的强度参数 c ， φ 值进行折减。边坡的变形发展特征通过在坡面等间距布置 5 个监测点来分析（如图 10 所示）。由此，得到顺倾软硬互层边坡在 1000 余次微震作用内的边坡变形及安全系数变化曲线，如图 11，12 所示。

图 11 表明，顺倾软硬互层边坡的变形随着地震作用次数的增加增大，且增大幅值逐渐增大。边坡最大变形出现在边坡的第三岩层（M3），即此时的滑移层面处。在约 700 次地震作用后，边坡最上部岩体的次级节理发育而导致监测点 M2 的位移变形超过 M1。

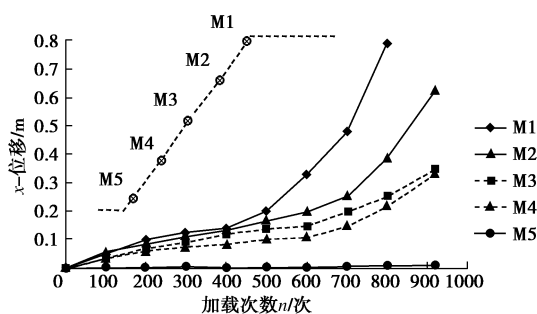


图 11 顺倾软硬互层边坡的变形发展特征

Fig. 11 Deformation development characteristics of slope with interbeddings of soft and hard layers

图 12 表明，顺倾软硬互层边坡的安全系数随着地震作用次数的增加而减小，其变化呈现出先缓后快的趋势，在 1000 次微震作用后的边坡安全系数已经小于 1，即此时的边坡已经处于失稳状态。

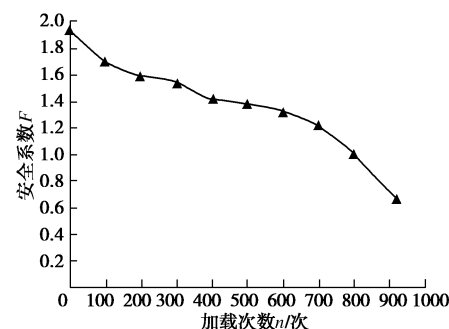


图 12 顺倾软硬互层边坡稳定性系数变化规律

Fig. 12 Variation laws of stability factor of slope with interbeddings of soft and hard layers

3.3 边坡动力疲劳破坏演化过程

通过不断增加地震作用次数至边坡失稳破坏，记录边坡在频发微震作用下顺倾软硬互层边坡的疲劳破坏全过程，如图 13 所示。

由于高程效应，坡肩出露的软弱层内部首先出现剪切裂缝，其临空面方向弱层块体脱落，导致其上部硬层岩块次级节理拉裂；坡脚出露的软弱层承受的坡体上部软、硬层重力最大，软弱层中部位置出现压剪裂缝，且临空方向块体被挤出脱落；由于层面倾角较大，重力和水平地震力沿层面方向的分力较大，随着水平地震力的作用次数的不断增加，层面的抗剪强度不断降低直至屈服，在后期坡体层面出现不同程度的开裂，导致坡体后端次级节理拉断，靠近坡脚的软弱层及上覆岩土体发生整体滑移破坏。

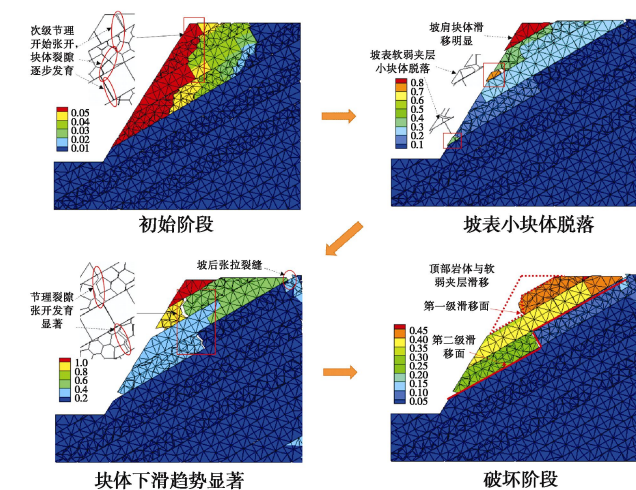


图 13 顺倾软硬互层边坡的疲劳破坏全过程

Fig. 13 Fatigue failure process of slope with interbeddings of soft and hard layers

在频发微震下，中倾软硬互层顺层坡的破坏最终

是沿层面、弱层剪切裂缝和拉裂的次级节理贯通形成的滑移面整体滑移失稳。与振动台试验中的微震+强震作用破坏模式相比(图9),二者均出现了两级滑移面,坡面出露的软弱层内部均出现了裂缝,坡肩及坡顶后端硬层的次级节理均出现了拉裂缝;不同的是全微震作用下软弱层中裂缝以近似垂直层面的方向发展,而非强震作用下在软弱层内部朝临空面斜向剪出的发展。

4 结 论

本文对高频次微、小地震作用下顺倾软硬互层边坡的破坏失稳演化过程及动力稳定性进行了振动台相似物理模型试验,并通过 UDEC 离散元数值模拟方法得到了全微震作用下边坡的变形及稳定性变化规律。主要得出以下结论:

(1) 在不断的微、小地震作用后,顺倾软硬互层边坡自振频率下降,阻尼比上升,坡体损伤不断累积,自振频率下降的速度随加载次数和加载幅值的增加而增加。

(2) 在初始阶段、500 次微震、震中高烈度强震及 200 次小震后,顺倾软硬互层边坡坡面测点的 PGA 放大系数不断减少,动力响应呈现减弱的趋势;坡面中上部测点的 PGA 放大系数降低幅度随地震作用次数和加载振幅的增加而增大;频发微震可以形成累积损伤效应,但在一定次数范围内不会给边坡造成明显损伤。

(3) 顺倾软硬互层边坡内的弱层为坡体变形破坏的优势区域,边坡滑面形成及失稳演化过程主要为分段式滑移破坏过程,首先边坡上部软、硬层滑落,进而剩余滑体沿着由上部弱层剪切裂缝、中部硬层拉裂缝与下部弱层剪切裂缝贯通而成的滑移面滑移破坏。

(4) 随着微震作用次数增加,软硬互层边坡的变形逐渐增大,边坡安全性系数逐渐减小,且其变化均呈现出先缓后快的趋势,表明在频发微震作用下边坡的累积损伤不断加剧。

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 Jianzhu University, 2004, 26(1): 1 - 4. (in Chinese))

[2] 李守定, 李晓, 吴疆, 等. 大型基岩顺层滑坡滑带形成演化过程与模式[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(12):

2473 - 2480. (LI Shou-ding, LI Xiao, WU Jiang, et al. Evolution process and pattern of sliding zone in large consequent bedding rock landslide[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(12): 2473 - 2480. (in Chinese))

[3] 殷跃平. 三峡库区边坡结构及失稳模式研究[J]. 工程地质学报, 2005, 13(2): 145 - 154. (YIN Yue-ping. Human-cutting slope structure and failure pattern at the Three Gorge Reservoir[J]. Journal of Engineering Geology, 2005, 13(2): 145 - 154. (in Chinese))

[4] 李愿军, 黄国良. 对水库诱发地震的两点认识[J]. 震灾防御技术, 2008, 3(1): 61 - 71. (LI Yuan-jun, HUANG Guo-liang. Some thoughts on reservoir-induced earthquakes[J]. Technology for Earthquake Disaster Prevention, 2008, 3(1): 61 - 71. (in Chinese))

[5] 罗佳宏. 长江三峡库区三维速度成像与微震活动性研究[D]. 北京: 中国地震局地质研究所, 2016. (LUO Jia-hong. A study on the three-dimensional velocity structure imaging from tomography and micro seismicity in the three gorges reservoir area[D]. Beijing: Institute of Geology, China Earthquake Administration, 2016. (in Chinese))

[6] NAPIER J A L, PCIRCC A P. The use of a multiple expansion techniques to analyze large scale fracture process and seismic recurrence effects in deep level mines[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 1997, 34(3/4): 680 - 691.

[7] HAO H, WU C H, ZHOU Y X. Numerical analysis of blast-induced stress waves in a rock mass with anisotropic continuum damage models: part 1 equivalent material property approach[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2002, 35(2): 79 - 93.

[8] 刘蕾, 陈亮, 崔振华, 等. 逆层岩质边坡地震动力破坏过程 FLAC/PFC^{2D} 耦合数值模拟分析[J]. 工程地质学报, 2014, 22(6): 1257 - 1262. (LIU Lei, CHEN Liang, CUI Zhen-hua, et al. FLAC/PFC^{2D} hybrid simulation for seismically induced failure process of toppling rock slope[J]. Journal of Engineering Geology, 2014, 22(6): 1257 - 1262. (in Chinese))

[9] 胡训健, 卞康, 李鹏程, 等. 水平厚层状岩质边坡地震动力破坏过程颗粒流模拟[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, 36(9): 2156 - 2168. (HU Xun-jian, BIAN Kang, LI Peng-cheng, et al. Simulation of dynamic failure process of horizontal thick-layered rock slopes using particle flow code[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering,

- 2017, **36**(9): 2156 – 2168. (in Chinese))
- [10] 简文彬, 洪儒宝, 樊秀峰, 等. 循环荷载下节理岩体边坡动力响应的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, **35**(12): 2409 – 2416. (JIAN Wen-bin, HONG Ru-bao, FAN Xiu-feng, et al. Experimental study of dynamic response of jointed rock slopes under cyclic loads[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, **35**(12): 2409 – 2416. (in Chinese))
- [11] 刘汉香, 许强, 范宣梅, 等. 地震动强度对斜坡加速度动力响应规律的影响[J]. 岩土力学, 2012, **33**(5): 41 – 47. (LIU Han-xiang, XU Qiang, FAN Xuan-mei, et al. Influence of ground motion intensity on dynamic response laws of slope accelerations[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, **33**(5): 41 – 47. (in Chinese))
- [12] 毛文涛. 顺层岩质边坡动力破坏机制振动台试验研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2017. (MAO Wen-tao. The shaking table test study of dynamic failure mechanism of bedding rock slope[D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2017. (in Chinese))
- [13] 刘云鹏, 邓辉, 黄润秋, 等. 反倾软硬互层岩体边坡地震响应的数值模拟研究[J]. 水文地质工程地质, 2012, **39**(3): 30 – 37. (LIU Yun-peng, DENG Hui, HUANG Run-qiu, et al. Numerical simulation of seismic response of antidumping rock slope interbedded by hard and soft layers[J]. Hydrogeology & Engineering Geology, 2012, **39**(3): 30 – 37. (in Chinese))
- [14] 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]. 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))
- [15] LI D L, LIU X R, LI X W, et al. The impact of microearthquakes induced by reservoir water level rise on stability of rock slope[J]. Shock and Vibration, 2016(2): 1 – 13.
- [16] 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))
- [17] 杨达源, 李徐生, 柯贤坤, 等. 长江三峡坝区河谷深槽的地貌特征及其成因[J]. 地理学报, 2002, **57**(5): 547 – 552. (YANG Da-yuan, LI Xu-sheng, KE Xian-kun, et al. Geomorphic features and origin of the valley bottom troughs at the site of three gorges dam[J]. Acta Geographica Sinica, 2002, **57**(5): 547 – 552. (in Chinese))
- [18] 李祥龙, 唐辉明. 逆层岩质边坡地震动力破坏离心机试验研究[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(4): 687 – 694. (LI Xiang-long, TANG Hui-ming. Dynamic centrifugal modelling tests on toppling rock slopes[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(4): 687 – 694. (in Chinese))
- [19] 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))
- [20] BRAND L. The Pi theorem of dimensional analysis[J]. Archive for Rational Mechanics & Analysis, 1957, **1**(1): 35 – 45.
- [21] 曹树谦. 振动结构模态分析: 理论、实验与应用[M]. 天津: 天津大学出版社, 2001. (CAO Shu-qian. Modal analysis of vibration structure: theory, experiment and application[M]. Tianjin: Tianjin University Press, 2001. (in Chinese))