DOI：10.16285/j.rsm.2016.1133

既有深坑边坡、结构共同作用的动力响应研究

张菊连，梁志荣，李 伟，刘静德

（上海申元岩土工程有限公司，上海 200040）

摘 要：城市周边废弃矿坑逐渐被利用起来以建设大型公共服务项目，建筑群以边坡作为基础将引起新的技术难题。采用大型振动台试验对地震作用下既有深坑边坡、单跨和多跨框架结构的动位移及结构动内力进行了研究。研究结果表明：地震波类型、幅值和激振方向对模型动力响应均有影响，不同地震波对模型动位移和内力的影响存在差异，动位移随激振幅值的增加而增加，双向激振比单向激振引起的动位移大，与激振同方向的位移较其他方向大；单跨和多跨结构控制位移的能力在高强度地震激振下才有差异，后者比前者控制位移的能力强，但柱子内力较前者大；由于结构与地基的共同作用，整体性好、刚度大的结构可提高地基的抗震性能，多跨结构地基较自由场动峰值位移小 2.5%～8.8%，永久位移小 13.6%～62.1%。试验结果有助于揭示深坑边坡在地震作用下的失稳机制，为深坑边坡及构筑物的抗震设计提供有益的参考。

关 键 词：既有深坑；边坡；结构；共同作用；振动台试验

中图分类号：TU 42 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－7598 (2018)04－1227－10

Dynamic response of interaction between existing pit slope and structure

ZHANG Ju-lian, LIANG Zhi-rong, LI Wei, LIU Jing-de

（Shanghai Shen Yuan Geotechnical Engineering Co., Ltd., Shanghai 200040, China）

Abstract: Abandoned mine pits around the city are gradually constructed for large-scale public service projects. However, new technical problems emerge due to taking the slope as the foundation of buildings. A large-scale shaking table test was carried out to study the dynamic displacement and internal force of pit slope, single-span frame structure and multi-span frame structure. Results show that dynamic response of the model is influenced by seismic wave type, amplitude and direction. Moreover, different seismic waves have different impacts on the dynamic displacement and internal force of the model. It is found that dynamic displacement increases with the increase of excitation amplitude. In addition, dynamic displacement caused by the bi-directional excitation is larger than that of the single one, and the displacement in the same direction as the excitation is greater than that in other directions. Under the high-intensity earthquake excitation, the ability of multi-span structure to control displacement is stronger than that of single-span structure, while column internal force is higher. By considering the interaction between structure and foundation, the structure with good integrity and high stiffness can improve the seismic performance of the foundation. Results show that the peak and permanent displacements of multi-span structure foundation are 2.5%−8.8% and 13.6%−62.1% lower than those at free zone site, respectively. Therefore, this study is helpful to reveal the failure mechanism of pit slope under the earthquake, and provides a useful reference for the seismic design of the slopes and structures.

Keywords: existing pit; slope; structure; interaction; shaking table test

1 引 言

随着社会经济的发展，城市土地弥足珍贵，城市周边越来越多的废弃矿坑被利用起来以建设大型公共项目，如目前实施的上海世贸天马深坑酒店、南京牛首山旅游区一期工程佛顶宫项目，待建的长沙大王山旅游度假中心区项目等。这类项目的特点是建筑群距离边坡很近，甚至基础直接坐落在边坡坡面上，由此产生新的技术难题。边坡变形将引起结构内力与应变的变化，而这种变化反过来将对边坡产生影响。因此，边坡与建（构）筑物是作为一个整体协同变形、共同作用。尤其是在地震工况下，

收稿日期：2016-05-19
基金项目：上海市科技人才计划项目(No. 14XD1420400)。
This work was supported by the Shanghai Science and Technology Talent Project (14XD1420400).
第一作者简介：张菊连，女，1984 年生，博士，高级工程师，主要从事基坑、边坡、地基处理和桩基工程方面的研究工作。E-mail:327804253@qq.com

两者的动力响应将完全不同于各自单独响应。研究地震作用下二者的共同作用，对边坡与建（构）筑物的抗震安全尤为重要。

目前国内研究主要集中在地震边坡动力响应规律[1−4]及支挡结构[5−7]的加固机制等方面，尚无地震作用下边坡、结构共同作用方面的研究。考虑到利用城市周边废弃矿坑作为建设大型项目场所将是一个趋势，开展这方面的研究具有较大的价值。本文以南京牛首山既有深坑边坡为原型，将结构简化为单支点和多支点的框架结构，通过开展边坡−结构共同作用的振动台模型试验，揭示地震作用下既有深坑动力特征及边坡−结构共同作用规律，为城市周边既有深坑地下空间开发利用的岩土工程设计提供依据。

2 振动台试验概况

2.1 原型边坡说明

南京牛首山既有深坑边坡为软岩边坡，节理裂隙较为发育，无规律性的控制结构面，边坡的主要破坏形式为圆弧滑动破坏。原型边坡天然工况下的稳定系数为 0.912～1.037，处于不稳定和欠稳定状态。模型试验对原型边坡进行简化，坡比均为 1:0.6，采用简化 Bishop 法计算天然工况下模型边坡稳定系数为 0.936，边坡处于不稳定状态，与原型状态较为吻合。

2.2 试验设备

既有深坑边坡−结构共同作用振动台模型试验在同济大学土木工程防灾国家重点实验室振动台实验室进行。振动台的台面尺寸为 4.0 m×4.0 m，最大承载模型重 25 t，起吊承载 15 t，振动方向 X、Y、Z 三向六自由度，台面最大加速度：X 向 2.5g、Y 向 2g、Z 向 0.7g，频率范围为 0.1～50 Hz。

2.3 相似材料

振动台模型试验中，控制指标相似比的选定应能满足振动台尺寸、起吊和振动台承载能力的要求。本文采用的是弹性力相似律[8]，考虑惯性力与弹性变形力，略去重力的影响，令惯性力等于弹性力，可得

$$S_E = S_\rho (S_L / S_t)^2 \tag{1}$$

式中：S_L、S_ρ、S_t、S_E 分别为几何、密度、时间、弹模相似比。因为，弹性模量 $E=\sigma/\varepsilon$，应变 ε 无量纲，因此，应力 σ 和弹性模量 E 量纲相同。泊松比 μ 无量纲。综合考虑原型矿坑与振动台台面尺寸、振动台的承载能力等因素，本试验几何相似比采用 1/50，密度、时间相似比分别采用 1/1、1/12，因此，可得 $S_E = S_\rho$ =1/17.36，μ =1。相似比见表 1。

表 1 相似关系

Table 1 Similar relationship

物理量	相似比	物理量	相似比
长度 L	1/50	弹模 E	1/17.36
密度 ρ	1/1	应力 σ	1/17.36
时间 t	1/12	泊松比 μ	1.00

根据相似关系，通过正交试验[2−7]确定边坡模型材料按碳酸钙:石英砂:石膏:甘油:水=50:50:5.5:8:6 的质量配比制备。

模型试验中，灌注桩、上部结构、锚杆仍处于弹性阶段，可不必与原型完全相似[9]，仅需保证尺寸、时间、弹性模量相似。在 Y 方向布置单跨结构（①～④号），在 X 方向布置连梁连接的的多跨结构（⑤～⑦号）。灌注桩和结构柱采用实心有机玻璃模拟，其中结构柱通过配重 2～4 块 2.5 kg 的铁块（见图 1）以满足自重相似。锚杆采用直径 4 mm 的螺纹铁丝模拟，锚头采用 10 mm 的正立方体木块模拟。模型、材料的物理、力学参数见表 2、3。

表 2 模型、材料的物理力学参数

Table 2 Physical and mechanical parameters of model and materials

模型材料	密度 /(g/cm³)	弹性模量 /MPa	泊松比	抗压强度 /MPa
岩体原型	2.00	286.0	0.34	5.5
岩体模型	2.07	16.3	0.36	0.3
C40 混凝土	2.50	32 500.0	0.20	26.8
有机玻璃	1.20	2 100.0	0.30	

表 3 铁丝的物理力学参数

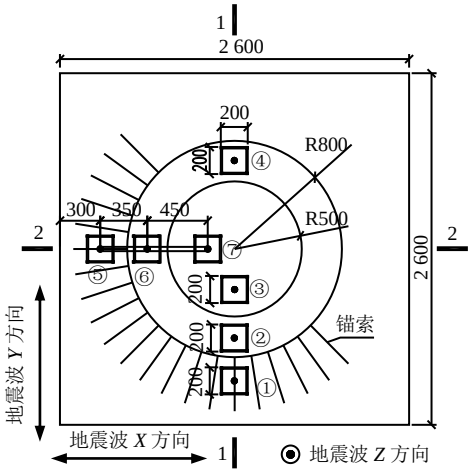
Table 3 Physical and mechanical parameters of steel wire

密度 /(g/cm³)	抗拉强度 /MPa	屈服强度 /MPa	伸长率 δ_5/%
7.8	800	640	12

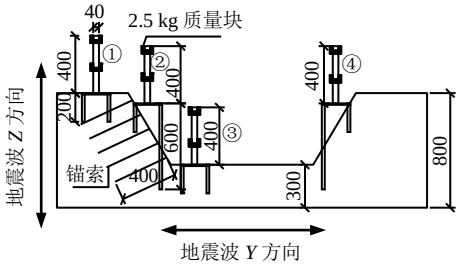
地基模型的长宽为 2.6 m，总高 0.8 m。模型深坑边坡、有机玻璃结构、锚杆的尺寸详见图 1。

考虑到边坡模型制备完成后养护时间较长，模型试验采用刚性模型箱，以满足台面附近制备边坡模型并吊上振动台的要求。模型箱内壁长 2.8 m，宽 2.8 m，高 0.9 m。模型箱框架采用钢板及工字钢焊接而成；箱体内侧壁均衬厚 150 mm 的聚苯乙烯泡沫塑料板作为缓冲，板面粘贴光滑的聚氯乙烯薄膜，以减小侧壁摩擦与边界效应；箱底浇筑 50 mm 素混凝土垫层，以增加基底摩阻力，避免模型与模

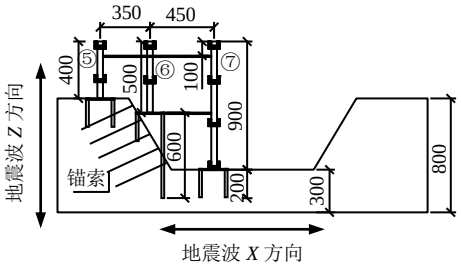
型箱发生错动；模型箱底部台面孔位对应的位置设螺栓孔，与振动台相连接固定。



(a) 平面图



(b) 1−1 剖面图



(c) 2−2 剖面图

图 1　模型示意图（单位：mm）

Fig.1　Model diagram (unit: mm)

2.4　模型制备

模型施工的主要步骤为：①制作深坑模具和斜三角钢板、在铁丝上贴应变片，组装结构模型（含桩）；②分层人工制备边坡模型，每层压实至要求高度后，将表面刨毛，再加下层土料，直至击实至最后一层；③边坡模型制备到各层锚杆上口设计标高后，采用斜三角钢板开槽，埋入铁丝，并填实空隙；④深坑模型制备完成后，桩位钻孔，孔内注入石膏浆液，插入桩基；⑤自然养护至设计龄期，模型制备完成；⑥对锚杆模型预加 20 N 的预应力，并用螺帽锁定；⑦安装测量仪器，见图 2。

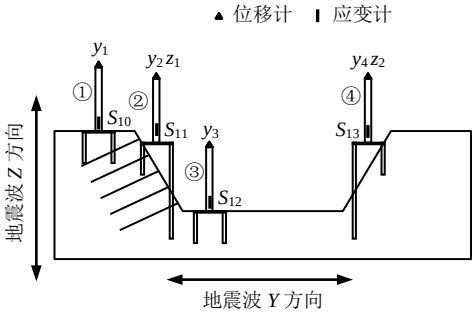
2.5　试验测点布置

模型试验中共布置 13 个位移传感器和 7 个应变片，分别测量边坡或结构的位移时程响应与应变时程响应，试验测定布置见图 3 和表 4。

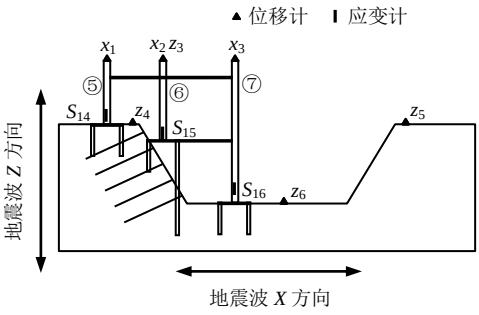


图 2　完成的模型图

Fig.2　Photo of finished model



(a) 1−1 剖面



(b) 2−2 剖面

图 3　传感器布置图

Fig.3　Sensor layout

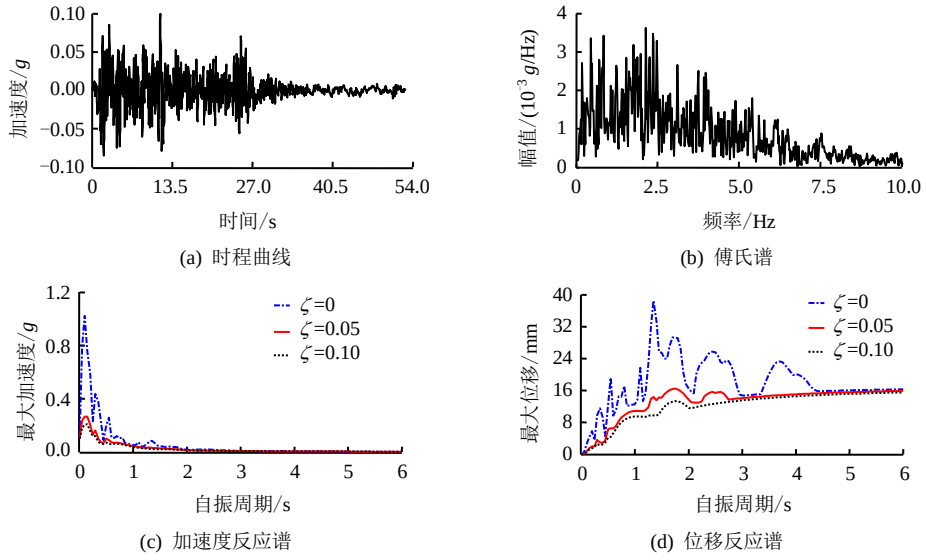
表 4　传感器布置说明

Table 4　Description of sensor layout

类型	方向	编号	个数	说明
水平位移计	X 方向	x_1～x_3	结构 3 个	X 轴线的 3 个单柱 X 方向各布置 1 个
	Y 方向	y_1～y_4	结构 4 个	Y 轴线的 4 个单柱 Y 方向各布置 1 个
竖向位移计	Z 方向	z_1～z_6	斜坡结构 3 个+坡顶 2 个+坡底 1 个	斜坡上 3 个单柱 Z 方向各布置 1 个，X 轴线上坡顶和坡底各布置 1 个，共 3 个
应变计		S_{10}～S_{16}	结构 7 个	7 个单柱子靠近底部各布置 1 个

2.6 试验加载方案

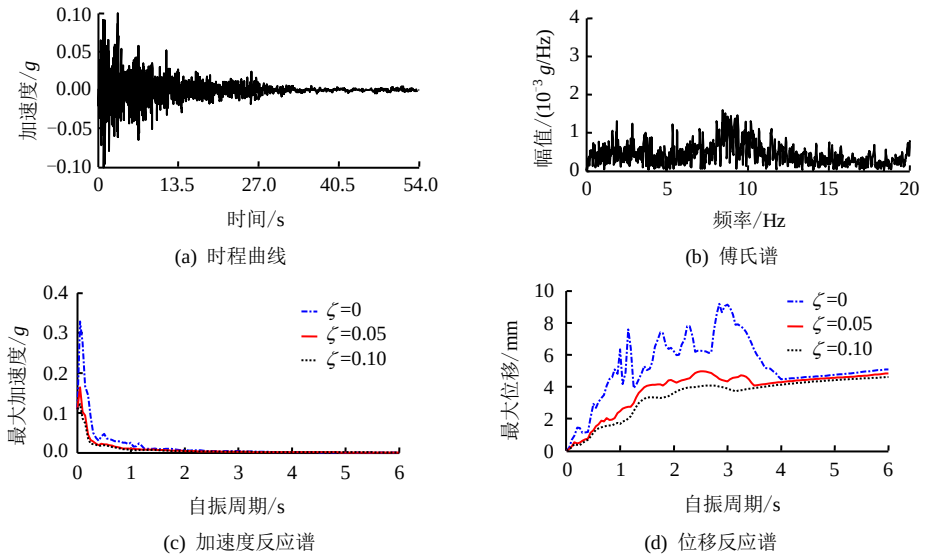
模型试验选用 El Centro（EL）波、南京牛首山文化旅游区一期工程场地内的人工合成波大震波（NJ）作为地震输入。采用 EL 波输入时，*X*、*Y* 方向均输入 EL 波的水平分量（图 4(a)～4(d)），*Z* 方向输入 EL 波的竖向分量（图 5(a)～(d)）；采用 NJ 波输入时，仅 *X*、*Y* 方向输入 NJ 波（见图 6），*Z* 方向无输入。



(a) 时程曲线 (b) 傅氏谱 (c) 加速度反应谱 (d) 位移反应谱

图 4 El Centro 波水平分量时程曲线、傅氏谱、加速度、位移反应谱

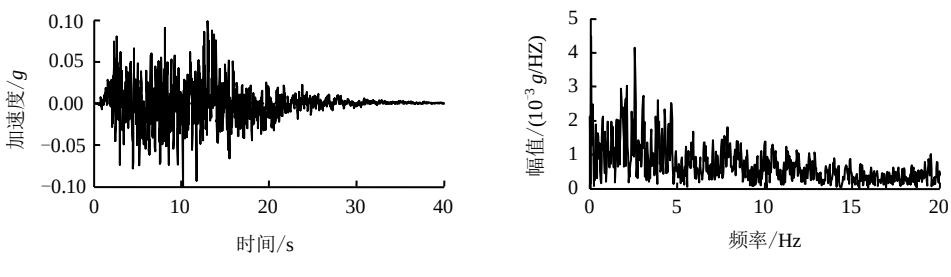
Fig.4 Horizontal component of El Centro wave time history curves, Fourier spectrum, acceleration and displacement response spectra



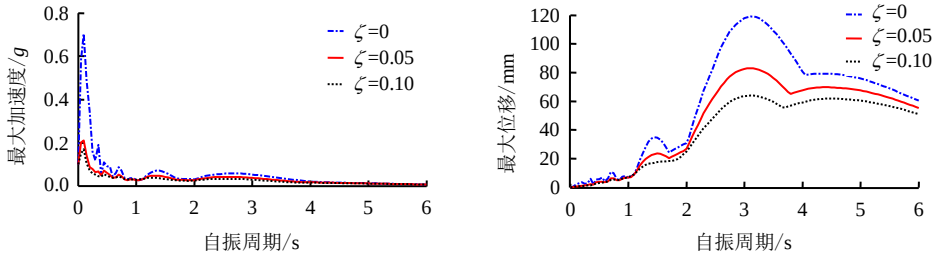
(a) 时程曲线 (b) 傅氏谱 (c) 加速度反应谱 (d) 位移反应谱

图 5 El Centro 波竖向分量时程曲线、傅氏谱、加速度、位移反应谱

Fig.5 Vertical component of El Centro wave time history curves, Fourier spectrum, acceleration and displacement response spectra



(a) 时程曲线 (b) 傅氏谱



(c) 加速度反应谱　　(d) 位移反应谱

图 6　南京波时程曲线、傅氏谱、加速度、位移反应谱

Fig.6　Nanjing wave time history curves, Fourier spectrum, acceleration and displacement response spectra

试验中，台面输入加速度峰值分级递增，并按相似关系调整加速度峰值和时间间隔；各级地震波输入前均先输入小振幅的白噪声激振，观察模型系统动力特性。模型试验中，地震波振幅依次选择 0.1g、0.2g、0.3g、0.6g、0.9g、1.2g、1.7g、2.5g，加载工况详见表 5。

表 5　试验工况

Table 5　Test conditions

序号	工况代号	模型加速度峰值/g			备注
		X	Y	Z	
1	WN1	0.05	0.05	0.05	白噪声
2～3	EL1、NJ1	0.10			七度多遇
4～5	EL2、NJ2		0.10		七度多遇
6	EL3	0.10		0.06	七度多遇
7	WN2	0.05	0.05	0.05	白噪声
8～9	EL4、NJ3	0.20			八度多遇
10～11	EL5、NJ4		0.20		八度多遇
12	EL6	0.20		0.12	八度多遇
13	WN3	0.05	0.05	0.05	白噪声
14～15	EL7、NJ5	0.30			七度基本
16～17	EL8、NJ6		0.30		七度基本
18	EL9	0.30		0.17	七度基本
19	WN4	0.05	0.05	0.05	白噪声
20～21	EL10、NJ7	0.60			八度基本
22～23	EL11、NJ8		0.60		八度基本
24	EL12		0.60	0.35	八度基本
25	WN5	0.05	0.05	0.05	白噪声
26～27	EL13、NJ9	0.90			八度基本
28～29	EL14、NJ10		0.90		八度基本
30	EL15		0.90	0.52	八度基本
31	WN6	0.05	0.05	0.05	白噪声
32～33	EL16、NJ11	1.20			八度罕遇
34～35	EL17、NJ12		1.20		八度罕遇
36	EL18	1.20		0.70	八度罕遇
37	WN7	0.05	0.05	0.05	白噪声
38～39	EL19、NJ13	1.70			以破坏为目的
40	EL20		1.70		以破坏为目的
41	EL21	1.70		1.04	以破坏为目的
42	WN8	0.05	0.05	0.05	白噪声
43～44	EL22、J14	2.50			以破坏为目的
45	WN9	0.05	0.05	0.05	白噪声

3　试验现象

模型试验中的主要试验现象包括：①地震波振幅达到 0.6g 以后，无加固区坡顶首先产生裂缝，裂缝走向以平行坡面为主；达到 0.9g 以后，坡顶明显发生震陷，未加固区坡面发生显著鼓胀，临近鼓胀区域出现长 50 cm、宽 7～8 mm 的裂纹（见图 7）；②激振结束后，单体建筑②、④（见图 1）发生明显倾覆（见图 8），底板脱开坡面水平距离分别为 3～5、1.8～2 cm；多跨建筑⑤、⑥（见图 1）相对坡面的上抬 1～2 cm，无倾覆。

由裂缝的开展情况和开展位置可知，边坡的破坏机制为：地震波激振作用下，坡顶后缘首先拉裂；随着激振的增强，坡顶整体下沉，进而坡面发生鼓胀、开裂。



图 7　坡面裂缝

Fig.7　Slope crack

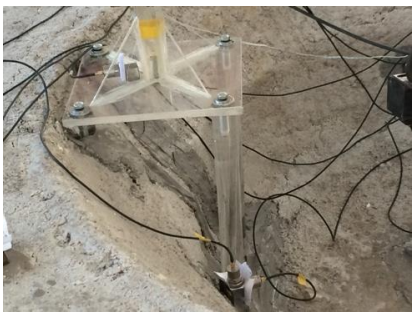


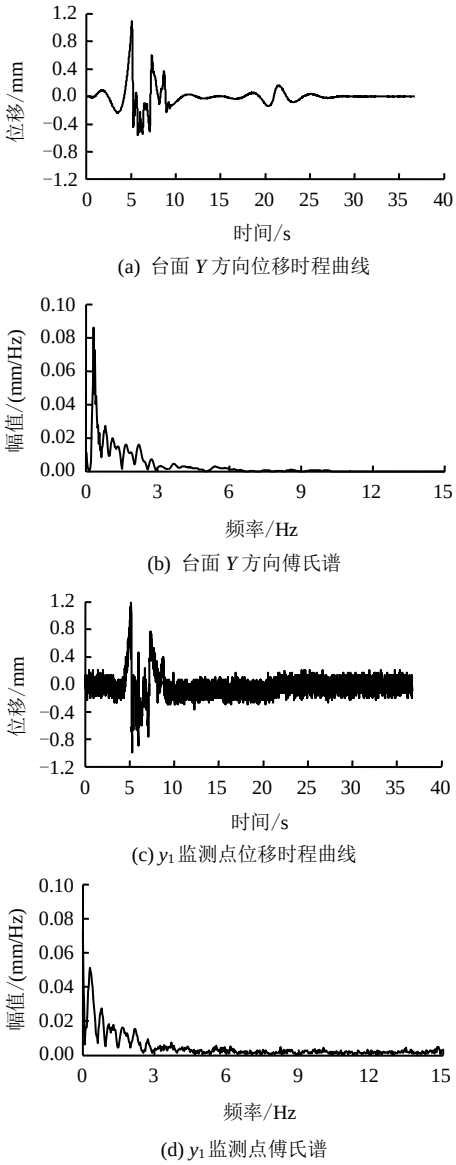
图 8　2 结构发生向坡内倾覆

Fig.8　Structure 2 overturning to pit

4 位移响应分析

边坡和结构在地震工况下存在动峰值位移和永久位移。动峰值位移是在激振过程中材料所产生的最大相对位移，永久位移是在激振结束时材料累加的绝对位移。地震过程中的动峰值位移及震后的永久位移均是地震边坡和结构研究和设计的重点。

对比了台面和测点 X、Y 方向的位移时程曲线和傅氏谱（见图 9），两者均在 5 s 左右有一个峰值，说明动位移数据的有效性；当输入地震波波形及加速度幅值均相同时，测点位移时程曲线相似，卓越频率均为 0.3 Hz，但位移峰值存在差异。



(a) 台面 Y 方向位移时程曲线

(b) 台面 Y 方向傅氏谱

(c) y_1 监测点位移时程曲线

(d) y_1 监测点傅氏谱

图 9 EL2 工况位移时程曲线和傅氏谱

Fig.9 Displacement time history curves and Fourier spectrum under EL2 condition

研究表明，深坑材料、结构在 EL 波激振下的动力响应规律与在 NJ 波激振下相似，文中未指明激励波类型的均为 EL 波。

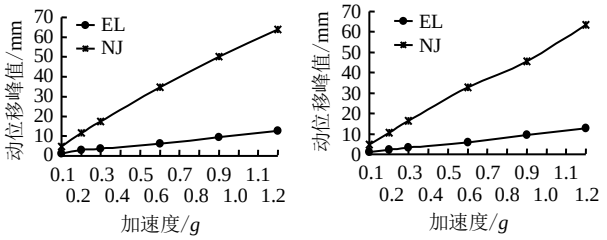
4.1 地震波动特性对模型动位移的影响

为研究边坡与结构地震动力响应随地震波动特性的变化规律，选取位于坡顶、坡面（加固区与无加固区）、坡脚的结构顶部水平位移（测点 y_1～y_4）进行分析。限于篇幅，文中仅给出 EL 波与 NJ 波激振下典型工况的对比结果。

4.1.1 地震波类型对动位移的影响

图 10 为 EL 和 NJ 波激振下 y_1 和 y_4 点的动位移峰值随振幅的变化曲线。由图可知，振幅相同时，NJ 波比 EL 波产生的动位移峰值大。

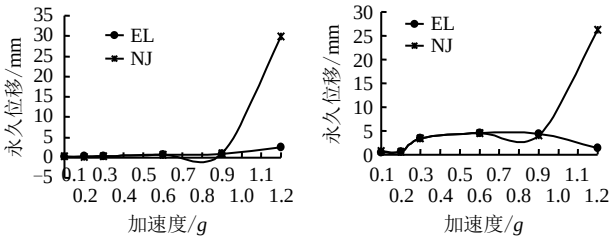
图 11 为 EL 和 NJ 波激振下 y_1 和 y_4 点的永久位移随振幅的变化曲线。由图可知，当输入振幅小于 0.9g 时，永久位移基本相同，当输入振幅大于 0.9g 后，NJ 波激振下的各测点的永久位移大于 EL 波。这是因为振幅较小时，模型处于塑性变形初期，永久位移较小，故激振引起的永久位移差异不明显；随着振幅增加，模型的塑性变形急剧增大，激振引起的永久位移差异表现明显。



(a) y_1 测点 (b) y_4 测点

图 10 EL、NJ 波激振下动位移峰值

Fig.10 Peak dynamic displacement under EL and NJ wave excitation



(a) y_1 点永久位移 (b) y_4 点永久位移

图 11 EL、NJ 波激振下永久位移曲线

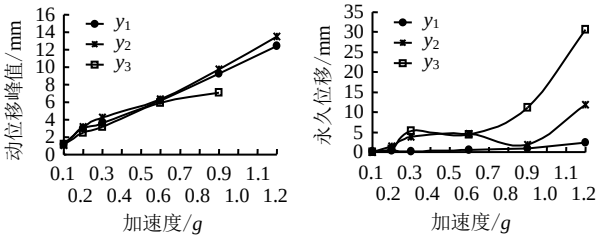
Fig.11 Permanent displacement curves under EL and NJ wave excitation

上述结果表明：激振波类型不同，结构顶部的动位移峰值和永久位移有所差别，主要是因为两种地震波的频谱特性存在较大的差异，NJ 波对模型位移有较大的放大作用，EL 波相对小些；地震波类型差异对结构动位移峰值的影响较为显著，而对结构

永久位移的影响仅在模型塑性变形较大时才比较明显。

4.1.2 地震加速度幅值的影响

图 12 为 y_1～y_3 测点动位移及永久位移随振幅变化曲线。可以看出，动位移随地震波幅值的增大呈非线性增大趋势，永久位移总体上呈增大趋势。在 0.9g 以前，动位移峰值和永久位移增加缓慢，0.9g 以后，两者均急剧增加。



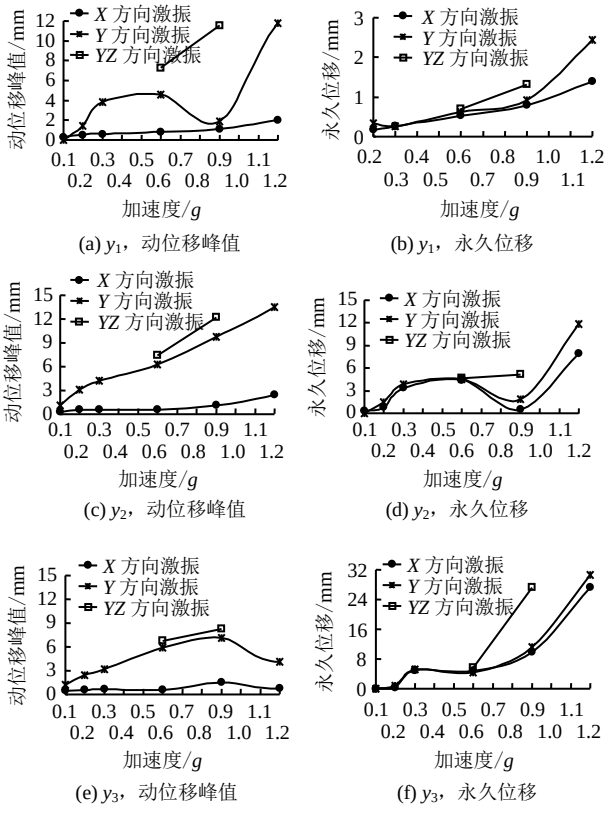
(a) 动位移峰值　　(b) 永久位移

图 12　位移随输入加速度响应曲线

Fig.12　Dynamic displacement curves with acceleration

4.1.3 地震激振方向的影响

模型试验中分别从 X、Y、YZ 3 个方向对模型进行激振，YZ 方向激振仅考虑了振幅为 0.6g、0.9g 的工况。图 13 为不同激振方向下典型测点的位移曲线。由图可知，振幅相同时，YZ 方向激振下模型动位移峰值和永久位移均最大，其次为 Y 方向，最小为 X 方向。这表明水平和竖直方向同时激振引起的模型位移最大，单方向激振时在同方向将引起较大的位移，其他向的位移相对较小。



(a) y_1，动位移峰值　　(b) y_1，永久位移

(c) y_2，动位移峰值　　(d) y_2，永久位移

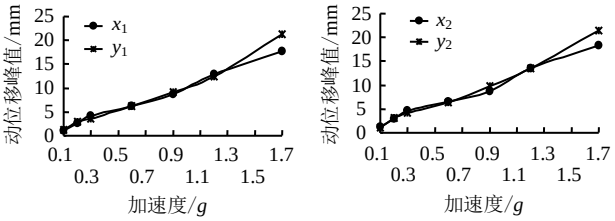
(e) y_3，动位移峰值　　(f) y_3，永久位移

图 13　位移与激振方向关系曲线

Fig.13　Dynamic displacement curves with Excitation direction

4.2　结构形式对动位移的影响

图 14 比较了单跨（y_1、y_2）和多跨（x_1、x_2）的动位移峰值，x_1、x_2 分别是多跨结构坡顶和坡面结构顶部水平位移监测点。由图可知，激振加速度小于 1.2g 时，相同位置处单跨和多跨结构的动峰值位移相差不大；激振加速度大于 1.2g 时，单跨结构动峰值比多跨结构大 16.6%～20.3%。

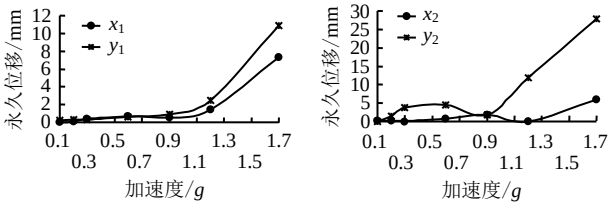


(a) ①、⑤结构动位移峰值　　(b) ②、⑥结构动位移峰值

图 14　单跨和多跨结构动位移峰值曲线

Fig.14　Dynamic displacement peak curves of single span and multi span structure

图 15 比较了单跨（y_1、y_2）和多跨（x_1、x_2）的永久位移。由图可知，0.9g 以前，单跨结构的永久位移与多跨结构的相差较小，说明低强度地震作用下，单跨和多跨结构均具备良好的弹性恢复能力；0.9g 以后，单跨结构的位移显著增大，说明强烈地震作用下，结构进入塑性阶段，单跨结构抗震能力弱于多跨结构，塑性变形增加显著。



(a) ①、⑤号结构顶永久位移　　(b) ②、⑥号结构顶永久位移

图 15　单跨和多跨结构永久位移曲线

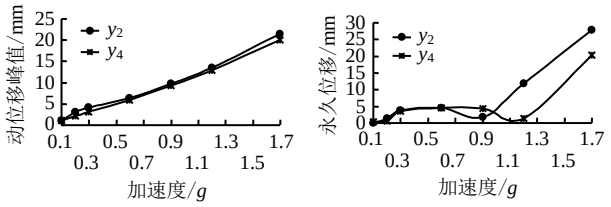
Fig.15　Permanent displacement curves of single span and multi-span structure

上述结果表明：地震强度高到一定级别后，单跨和多跨结构抗震性能的差异才能表现出来。低强度地震激振下，不同形式结构对位移的控制能力相差不大；高强度地震激振下，多跨结构较单跨结构

对位移的控制能力强。

4.3 边坡加固对结构动位移的影响

图 16 对比了加固区与无加固区单跨结构顶部水平位移（②号结构 y_2 测点、④号结构 y_4 测点）。由图可知，②号结构较④号结构的水平动位移峰值大 4.6%～46.1%，水平永久位移大 2.2%～37.2%，加固后坡面结构物的位移没有减小反而增大，说明锚索的水平限制作用并没有发挥出来。有两方面的原因：一是预应力未能有效施加；二是开槽埋设锚杆的施工方法对边坡模型材料产生了较大扰动。



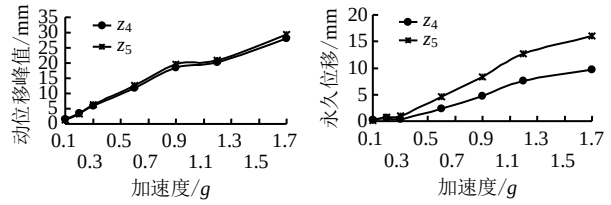
(a) y_2、y_4 动位移峰值　　(b) y_2、y_4 永久位移峰值

图 16 加固与无加固坡面结构动位移曲线

Fig.16 Dynamic displacement curves of structure on slopes with and without reinforcement

4.4 共同作用对地基动位移的影响

图 17 比较了多跨结构区地基表面（z_4）和自由区地面（z_5）的竖向动峰值位移和永久位移。由图可知，z_4 点较 z_5 点的动峰值位移约小 2.5%～8.8%，永久位移约小 13.6%～62.1%。第 4.3 节得出锚杆加固区域的岩土体受到扰动性质较差的结论，在排除锚杆加固提高坡体抗震性能的影响下，多跨结构附近地基表面比自由区地基表面位移小，说明结构–地基产生共同作用，整体性好、刚度大的多跨结构可以提高地基的抗震性能，地基动位移及永久位移均有所减小。



(a) 动位移峰值　　(b) 永久位移

图 17 共同作用下动位移曲线

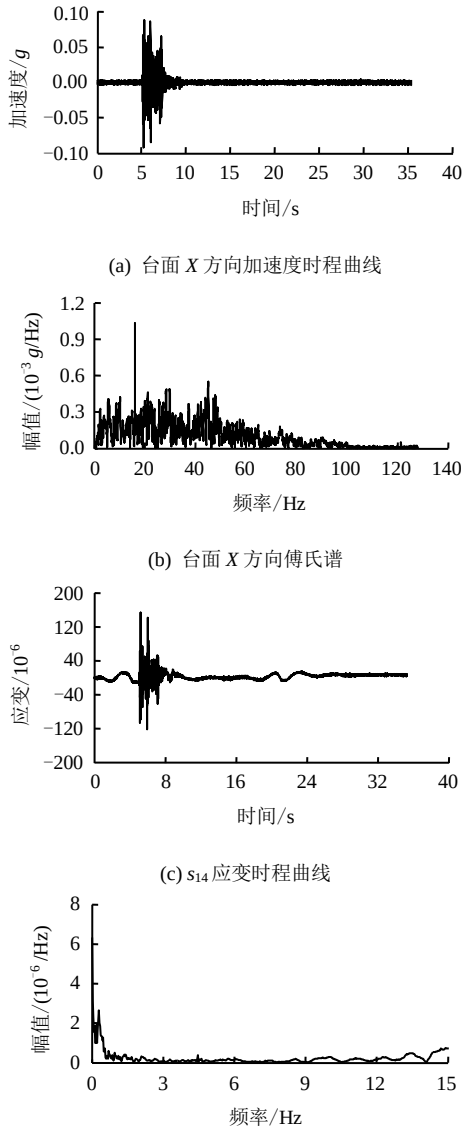
Fig.17 Dynamic displacement curves under interaction

5 结构动内力响应分析

模型试验采用单柱配质量块模拟框架结构，这种简化仅能对不同工况下、不同结构的内力进行定性比较。结构内力可通过应变换算得到，因此，可以通过分析结构应变特性研究结构内力变化规律。

对比了台面加速度和部分应变的时程曲线与傅氏谱，两者均在 5 s 左右有一个峰值，说明数据的有效性，结构应变傅氏谱显示应变卓越频率在 0.3 HZ 以内（见图 18）。

图 19 比较了边坡不同位置处结构的内力变化规律，其中 s_{10}、s_{11} 分别用于监测坡顶、坡面单跨结构柱子内力，s_{14}、s_{15} 分别用于监测相同位置处的多跨结构柱子内力。由图可知，单跨结构内力较多跨结构小，这是因为单跨结构较多跨结构的变形大，部分内力得到释放。



(a) 台面 X 方向加速度时程曲线

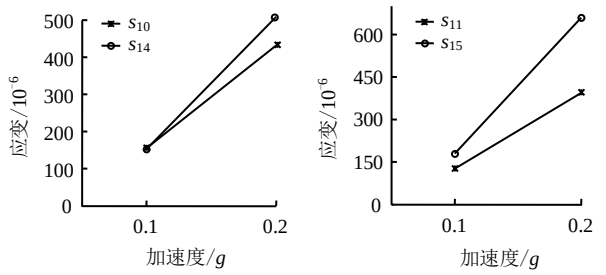
(b) 台面 X 方向傅氏谱

(c) s_{14} 应变时程曲线

(d) s_{14} 傅氏谱

图 18 EL1 工况加速度、应变时程曲线和傅氏谱

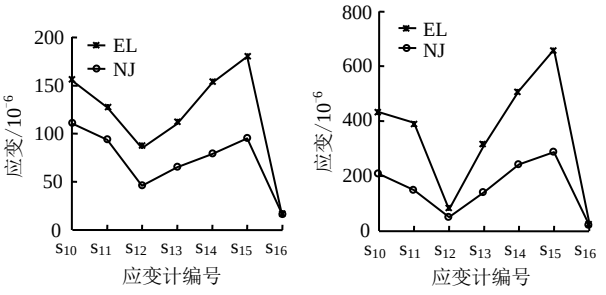
Fig.18 Acceleration, strain time history curves and Fourier spectrum under EL1 condition



(a) ①、⑤结构应变　　(b) ②、⑥结构应变

图 19　单跨和多跨结构动应变峰值
Fig.19　Peak dynamic strain of single span and multi-span structure

图 20 比较了 EL 波和 NJ 波引起的结构动应变峰值。由图可知，EL 波引起的结构柱子动内力始终较 NJ 波大，这与激振波的动力特征有关，EL 波对低频材料的动力放大效应较 NJ 波显著。因此，结构设计应针对当地地震波进行结构内力计算和设计。



(a) 0.1g　　(b) 0.2g

图 20　EL、NJ 波激振下的结构动应变峰值
Fig20　Peak dynamic strain under EL and NJ wave excitations

6　结　论

采用既有深坑-结构共同作用的大型振动台试验，对模型的动位移和结构内力进行了分析，主要研究成果如下：

（1）地震波类型、幅值和激振方向和对模型动力响应均有影响：不同地震波对模型动位移和内力的影响存在差异，NJ 波较 EL 波引起的动位移大，引起的结构内力小；动位移随激振幅值的增加而增加；双向激振比单向激振引起的动位移大，与激振同方向的位移较其他方向大。

（2）低强度地震激振下，单跨和多跨结构对位移控制的能力相差不大，但高强度地震激振下，多跨结构较单跨结构对位移控制的能力强得多；单跨较多跨结构的变形大，柱子内力较多跨小。

（3）结构与地基产生了共同作用，整体性好、刚度大的多跨结构提高了地基的抗震性能，多跨结构地基较自由区场地的动峰值位移小 2.5%～8.8%，永久位移小 13.6%～62.1%。

参 考 文 献

[1] 叶海林, 郑颖人, 杜修力, 等. 边坡动力破坏特征的振动台模型试验与数值分析[J]. 土木工程学报, 2012, 45(9): 128－135.
YE Hai-lin, ZHENG Ying-ren, DU Xiu-li, et al. Shaking table model test and numerical analysis on dynamic failure characteristics of slope[J]. **China Civil Engineering Journal**, 2012, 45(9): 128－135.

[2] HUANG RUN-QIU, ZHAO JIAN-JUN, JU NENG-PAN, et al. Analysis of an anti-dip landslide triggered by the 2008 wenchuan earthquake in China[J]. **Nat Hazards**, 2013, 68(2): 1021－1039.

[3] 邹威, 许强, 刘汉香, 等. 强震作用下层状岩质斜坡破坏的大型振动台试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2011, 31(4): 143－149.
ZOU Wei, XU Qiang, LIU Han-xiang, et al. Large-scale shaking table model test study on failure of layered rocky slope under strong ground motion[J]. **Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration**, 2011, 31(4): 143－149.

[4] 杨国香, 叶海林, 伍法权, 等. 反倾层状结构岩质边坡动力响应特及破坏机制振动台模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, 31(11): 2214－2221.
YANG Guo-xiang, YE Hai-lin, WU Fa-quan, et al. Shaking table model test on dynamic response characteristics and failure mechanism of anti-dip layered rock slope[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2012, 31(11): 2214－2221.

[5] 付晓, 张建经, 周立荣. 多级框架锚索和抗滑桩联合作用下边坡抗震性能的振动台试验研究[J]. 岩土力学, 2017, 38(2): 462－469.
FU Xiao, ZHANG Jiang-jing, ZHOU Li-rong. Shaking table test of seismic response of slope reinforced by combination of anti-slide piles and multi-frame foundation beam with anchor cable[J]**. Rock And Soil Mechanics**, 2017, 38(2): 462－469.

下转第 1244 页