

# 可液化土-高层结构地震相互作用振动台试验

李培振, 程 磊, 吕西林, 任红梅

(同济大学 土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092)

**摘要:** 进行了可液化土-高层结构地震相互作用的振动台试验, 试验采用柔性容器以减小边界影响, 采用饱和砂土作为模型土. 试验中再现了液化场地土中高层结构的震害现象. 得出的主要规律有: 相互作用体系的振型曲线与刚性地基上结构的振型曲线明显不同; 随着振动次数的增加, 体系的频率降低, 阻尼比增大; 砂土对地震动可起滤波和隔震作用; 当最初加速度峰值到达前, 砂土层中的孔压比存在负值; 震后土中孔隙水压力不一定随振动的停止而立即开始消散, 在短期内可能继续增长; 桩身应变幅值呈桩顶大、桩尖小的分布; 桩土接触压力幅值分布规律与输入激励地震大小有关.

**关键词:** 地震相互作用; 振动台试验; 高层结构; 可液化土  
**中图分类号:** P 315.97 **文献标识码:** A

## Shaking Table Testing on High-rise Buildings Considering Liquefiable Soil-structure Interaction

LI Peizhen, CHENG Lei, LU Xilin, REN Hongmei

(State Key Laboratory of Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

**Abstract:** Shaking table model test was made on high-rise buildings with a consideration of the liquefiable soil-structure interaction with the saturated sand soil as model soil. A flexible container was fabricated to minimize the box effect. Macro-phenomena of high-rise building in ground of soil liquefaction due to natural earthquake were reproduced well. Test results show that the mode shape of the system is different from that of the structure on the fixed base in that there are rocking and swing at the foundation. The natural frequency of interaction system decreases and the damping ratio of soil increases with the increase of the shaking. The liquefied soil can filter and isolate vibration. Transient minus pore pressure occurs. Pore water pressure does not always dissipate in short time immediately after the excitations, but it may keep on increasing too. The distribution of the strain

amplitude along the pile is the shape where the large strain is at the top of the pile and the small strain is at the tip of the pile. And the distribution of the contact pressure on the pile-soil interface is related to the excitation magnitude.

**Key words:** dynamic soil structure interaction; shaking table test; high-rise building; liquefiable soil

近几十年来, 国内外就结构-地基相互作用对结构地震反应的影响已进行了多方面的研究, 尤其是大型离心机试验和模型振动台试验在研究中得到了较多的应用<sup>[1]</sup>, 由于模型振动台试验不存在离心机试验中的科利奥利效应问题等优点, 所以是研究可液化地基-结构动力相互作用的一种有效的方法, 受到国内外学术领域的极大关注. 在国外, 可液化地基-结构相互作用模型振动台试验研究方面美、日两国近年来的发展速度相当快. 如 Tamura S 等<sup>[2]</sup>在日本地震科学和防灾国家研究院(NIED)进行了液化砂土-结构相互作用体系大比例模型试验研究. 日本和美国自 1992 年起合作进行了 EDUS (earthquake damage to underground structures)<sup>[3]</sup> 研究. 而国内开展可液化土-结构相互作用模型振动台试验研究只是最近几年的事. 陈跃庆、吕西林等于 2001 年进行了有建筑物存在的软土地基液化模拟地震振动台试验研究, 再现有建筑物存在的砂质粉土地基的液化过程<sup>[4]</sup>. 凌贤长等于 2003 年进行了液化场地桩-土-桥梁结构动力相互作用振动台试验<sup>[5]</sup>, 试验采用了剪切盒作为试验容器. 2005 年 11 月孟上九等<sup>[6]</sup>进行了液化土-结构相互作用的振动台试验, 揭示可液化地基上建筑物不均匀震陷的发生机制. 2006 年 8 月冯士伦等<sup>[7]</sup>通过振动台试验, 研究了饱和砂土中桩基的振动特性以及桩在砂土振动液化后的水平承

收稿日期: 2008-12-30

基金项目: 国家“九七三”重点基础研究发展计划资助项目(2007CB714202); 国家自然科学基金重大研究计划重点资助项目(90815029); 国家自然科学基金资助项目(50578124); 上海市青年科技启明星计划资助项目(07QA14054)

作者简介: 李培振(1975—), 男, 副研究员, 工学博士, 主要研究方向为工程结构抗震. E-mail: lipeizh@tongji.edu.cn

吕西林(1955—), 男, 教授, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为工程结构抗震. E-mail: lxlst@tongji.edu.cn (通讯作者)

载特性.

同济大学土木工程防灾国家重点实验室于2007年6月进行了可液化地基-高层结构相互作用体系的振动台模型试验,初步研究了液化场地条件下土结动力相互作用的效果及规律.

## 1 振动台模型试验设计

### 1.1 模型的相似设计

为了使模型试验结果能尽量真实地反映原型结构体系的性状,进行了模型的相似设计,土体、基础、上部结构遵循相同的相似关系,允许重力失真.模型缩尺比例为1/10,质量密度相似系数 $S_\rho = 1$ ,弹性模量相似系数 $S_E = 1/2.668$ .按 Buckingham  $\pi$  定理导出了各物理量的相似关系式和相似系数.

### 1.2 土体边界条件模拟

本试验在模型设计时考虑通过2项措施来减少边界条件的影响.一是控制结构模型的平面尺寸,使之与地基模型的平面尺寸相比小于一定的数值,本试验取地基平面直径 $D$ 与结构平面尺寸 $d$ 之比为5.第二项措施是设计采用了一个柔性容器,结合适当的构造措施减少模型箱效应.本试验的土体边界条件模拟方法可参见文献[8-9].

### 1.3 模型的设计与制作

试验选取1个双向单跨的12层框架为上部结构,其梁、柱、板均设计为现浇.基础形式为桩基,桩长为1.2 m.上部结构和桩基采用微粒混凝土和镀锌铁丝制作而成.模型土采用普通黄砂,将粗颗粒筛掉,上覆粉质黏土层0.20 m,下面饱和砂土为1.30 m.在各层土中,饱和砂土是可液化土,上覆粉质黏土后,将更加有利于达到地基土的液化.模型的缩尺比例为1/10,该尺寸是现有振动台条件下所采用动力相互作用体系模型的最大合理尺寸.模型布置和配筋如图1所示.图中 $H$ 为土层厚度,值为1 600 mm; $h_1$ 为上部结构高度,值为3 600 mm; $h_2$ 为桩承台厚度,值为100 mm; $h_3$ 为桩长,值为1 200 mm; $h_4$ 为桩端距容器底部距离,值为200 mm; $E$ 为桩的截面宽度,值为45 mm; $F_1$ 为梁宽,值为30 mm; $F_2$ 为梁高,值为60 mm; $G_1$ 为柱截面宽度,值为50 mm; $G_2$ 为柱截面高度,值为60 mm; $L_1$ 为柱距,值为600 mm; $B_3 \sim B_{11}$ 分别为具体的配筋值, $B_3$ 为 $\Phi 2.20$ , $B_4$ 为 $\Phi 0.8@15$ , $B_6$ 为 $\Phi 2.20$ , $B_7$ 为 $\Phi 1.0@20$ , $B_8$ 为 $\Phi 2.20$ , $B_9$ 为 $\Phi 1.0@15$ , $B_{10}$ 为 $\Phi 1.0@$

15, $B_{11}$ 为 $\Phi 1.0@15$ .

模型所用材料均进行了材性试验,实测了材性参数.其中,上层粉质黏土容重为 $18.23 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$ ,孔隙比为0.945.下层砂土为中砂,容重为 $19.01 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$ ,孔隙比为0.528.微粒混凝土的立方体强度均值为8.529 MPa,弹性模量均值为 $11.243 \times 10^3 \text{ MPa}$ .容器外壁的橡胶邵氏硬度实测值为73.

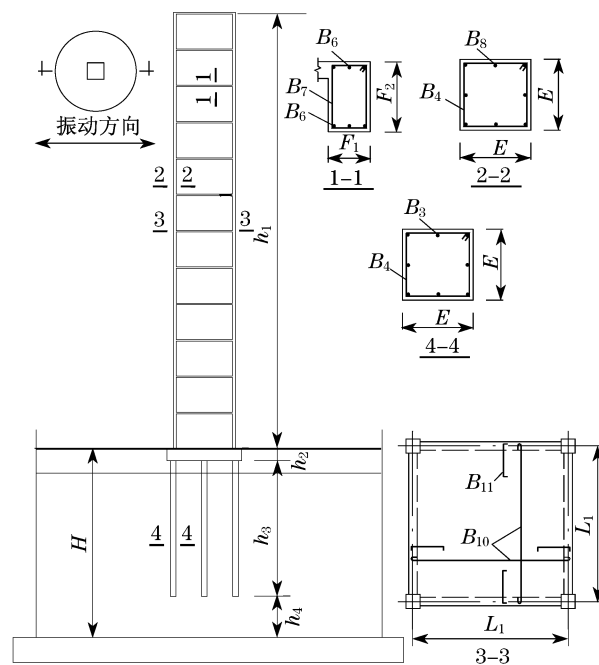


图1 模型尺寸及配筋详图

Fig.1 Model layout and reinforcement details

### 1.4 测点布置及量测

试验中采用加速度传感器、应变传感器、土压力计和孔隙水压力计等量测上部结构、基础和地基土体的动力反应、桩土界面的接触压力以及土体中振动孔隙水压力变化.土压力计采用复旦大学传感器工程研究室研制的PT1410Y圆盘形泥压传感器,直径和高度均为12 mm,量程为100 kPa,精度为0.5 kPa.孔隙水压力计采用中国水利水电科学研究院研制的2050D动态渗压计,量程为50 kPa,分辨率为0.01 kPa.土中加速度计进行过改装<sup>[8-9]</sup>,试验测点布置见图2.图中A和R表示加速度计;S表示土中经过改装的加速度计;H表示孔隙水压力计;E表示应变计;P表示土压力计.

### 1.5 试验加载方案

试验选用地震波形有El Centro波和上海基岩波,其时程及傅氏谱图如图3~4所示,时间间隔为

0.02 s. 台面输入加速度峰值按小量级分级递增, 按相似关系调整加速度峰值和时间间隔, 时间间隔调整为 0.003 266 s. 其台面输入加速度峰值大小见表 1, 其中序号 1, 4, 7, 10, 13 和 16 工况为输入小振幅白噪声激励, 以观察模型的频率和阻尼比变化情况.

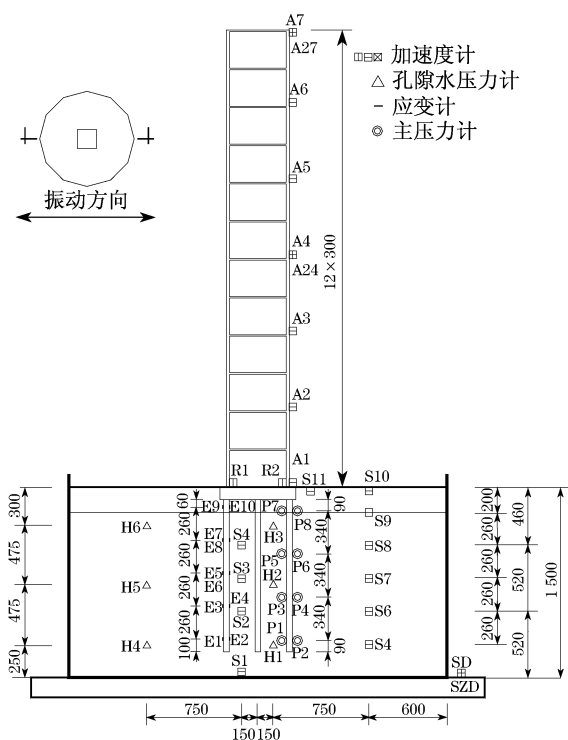


图2 试验测点布置(单位:mm)  
Fig.2 Sketch of the measuring point arrangement(unit: mm)

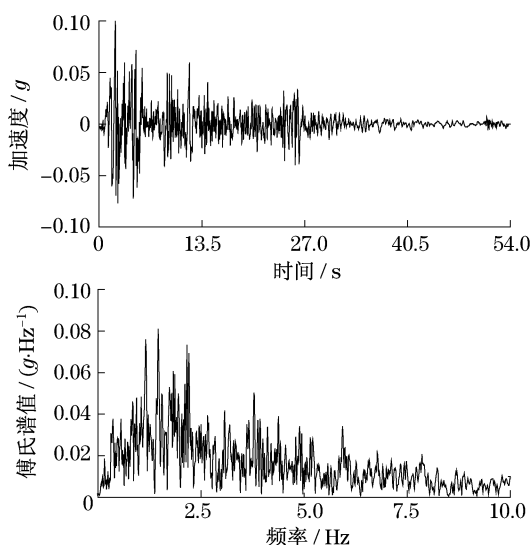


图 3 El Centro 波时程及其傅氏谱

Fig.3 Acceleration time-history and corresponding Fourier spectra of El Centro wave

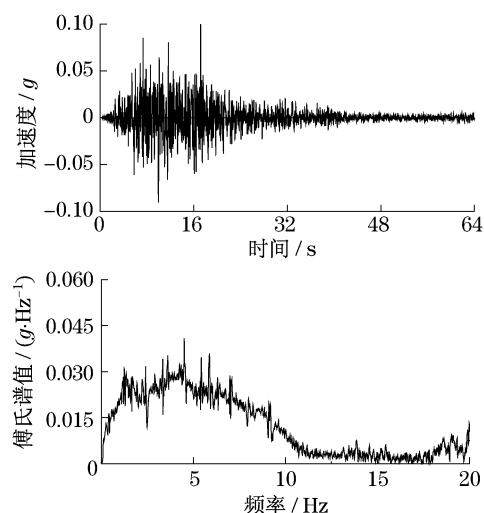


图4 上海基岩波时程及其傅氏谱  
Fig.4 Acceleration time-history and corresponding Fourier spectra of Shanghai Bedrock Wave

表 1 试验加载方案  
Tab.1 Test loading schedules

序号	工况代号	加速度峰值/ $g$	
		原型	模型
1	1WN		0.070
2,3	EL1,SJ1	0.035	0.131
4	4WN		0.070
5,6	EL2,SJ2	0.100	0.375
7	7WN		0.070
8,9	EL3,SJ3	0.200	0.750
10	10WN		0.070
11,12	EL4,SJ4	0.300	1.125
13	13WN		0.070
14,15	EL5,SJ5	0.400	1.500
16	16WN		0.070

注:EL 指 El Centro 波(X 向);SJ 指上海基岩波(X 向);4WN 指第 4 工况,输入为白噪声;EL2 指 El Centro 波第 2 级输入。

## 2 振动台试验结果与分析

## 2.1 试验现象

试验模型如图 5 所示, 试验开始时土表没有积水. 在较小台面加速度输入时, 容器及土体反应较小, 摆动不大, 上部结构的位移反应也不大; 随着台面输入加速度峰值的增加, 土体、结构的反应增强; SJ3 工况后, 地表有少量下沉, 结构整体有明显下沉, 结构周边土表有少量积水. EL4 工况振后 1.5 min 后, 靠容器东边和北边出现喷水冒砂现象, 持续时间约 4 min, 见图 6. SJ4 工况振动过程中, 上部结构摇晃幅度明显变大, 承台处时有上翘、明显脱离地表现象出现, 振后结构底部周围出现多处冒泡, 持时约 5

min. 积水继续增多,上部结构向东北向倾斜约  $8^\circ$ . EL5 工况后容器西边和北边出现多处喷砂冒水,持续约 8.5 min. SJ5 工况后,容器东边、西边、南边土表立即出现多处冒泡,持续约 5.5 min,上部结构向东北向严重倾斜约  $12^\circ$ . 地表除西边靠容器壁处以外全

部被水覆盖,地表下沉现象明显. 所有工况完成后,测得上部结构顶部向东北向倾斜 17 cm. 容器周边地表下沉 4 cm,中间地表下沉 7 cm,中部积水深 5 cm. 抽去土表积水后,看到的土表下沉和裂缝情况见图 7. 试验中,在上部结构中没有发现裂缝.



图5 试验照片  
Fig.5 Photo of test



图6 EL4 工况后的冒砂现象  
Fig.6 Sand boiling phenomenon after the excitation of EL4



图7 试验后土体的下沉情况  
Fig.7 Subsidence of the soil after the test

试验结束后,挖出桩体,发现沿桩身分布着较多的水平裂缝. 桩身上部区段的裂缝较密,桩尖裂缝较少或没有裂缝;在沿振动方向的 3 排桩中,2 排边桩的裂缝较多、缝宽也较大,中排桩的裂缝相对略少、裂缝宽度也略小;从每根桩的裂缝形态看,裂缝在垂直于振动方向的面上基本贯通,而在平行于振动方向的面上则常常不贯通,裂缝呈现典型的弯曲裂缝的形态.

## 2.2 体系的动力特性

根据试验中的白噪声工况取得的数据进行谱分析,得到各白噪声工况时土体和体系模型的频率和阻尼比,结果列于表 2. 结构柱顶测点和刚性地基上结构柱顶测点的传递函数如图 8 所示. 从表 2 和图 8

可看出:考虑相互作用的结构体系加速度反应的频谱组成与刚性地基上不考虑相互作用的频谱组成明显不同,与土体频率接近的分量得到了加强,而考虑相互作用的结构体系的阻尼比则大于结构材料阻尼比;而且,随试验振动次数的增加和输入激励峰值增大,土体与体系模型的频率都下降,阻尼比增大. 体系频率随振动次数下降是土体软化、上部结构刚度退化、桩基裂缝发展三者的共同结果. 应该指出的是,试验中白噪声工况和各地震波加载工况之间的时间间隔较长,振动孔隙水压力有了较大的消散,所以白噪声工况时的频率并不能完全真实地反映土体液化过程中土体和体系的振动特性.

表 2 土体和体系模型的频率和阻尼比

Tab.2 Frequency and damping ratio of the soil and the system

序号	工况代号	土表面测点		结构柱顶测点		刚性地基上 结构频率/Hz
		频率/Hz	阻尼比/%	频率/Hz	阻尼比/%	
1	1WN	8.337	11.82	2.977	7.01	2.977
4	4WN	8.337	11.62	2.977	8.08	2.977
7	7WN	8.337	14.07	2.680	8.33	2.680
10	10WN	7.741	10.50	2.084	9.10	2.084
13	13WN	4.764	17.52	1.786	16.53	1.489
16	16WN	5.657	20.18	1.786	11.19	1.191

图 9 为试验中实测的模型在各阶段的振型曲线. 从图中看到,由于结构-地基动力相互作用,基础处明显存在平动和摆动;上部结构的第一振型以剪切型为主. 随输入地震波加速度峰值的提高,土体孔隙水压力提高,土体不断软化,基础平动增加;由于上部框架结构基本未产生裂缝,振型曲线的形状变

化不大.

## 2.3 加速度峰值放大系数

利用试验中位于上部框架结构、承台顶面及土体内不同高度处测点的加速度记录,得到相对容器底板上测点记录的加速度输入的峰值放大系数,绘出在不同峰值大小的不同地震波输入情况下,可液

化地基-高层结构动力相互作用体系上不同高度处的加速度反应的峰值放大系数与测点高度的关系曲线,如图10.

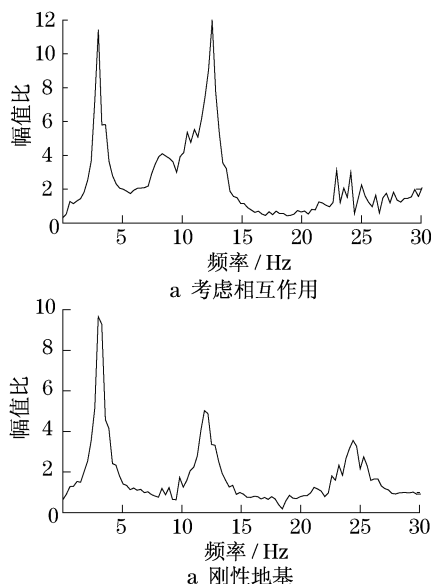


图8 结构柱顶测点的传递函数(1WN工况)

Fig.8 Transfer function of the measuring point at the top of the structure (under the excitation of 1WN)

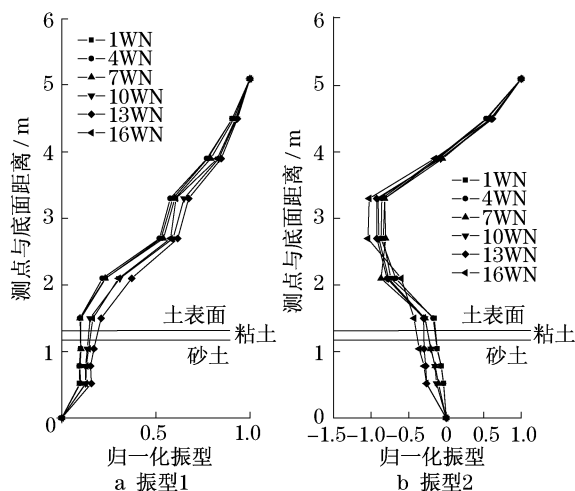


图9 试验的振型曲线

Fig.9 Mode shape curves of the test

从图中可以得到如下规律:

(1) 对于土体部分,土层传递振动的放大或减震作用与土层性质、激励大小等因素有关.在小震时起放大作用;在中震和大震时,由于孔隙水压力的上升,砂土发生了液化、非线性发展,刚度下降,转而主要起减震作用.

(2) 对于上部框架结构,在小震时,各层加速度反应峰值明显不同,这是基础平动和摆动引起的结

构反应以及结构多振型反应的复合结果.在大震时,由于土体起明显的隔震作用,结构反应较小.

(3) 随着输入加速度峰值的增加,加速度峰值放大系数减小.其原因是随着试验振动次数的增加和输入振动的增强,土中孔隙水压力上升、土体不断软化、非线性加强,土传递振动的能力减弱.

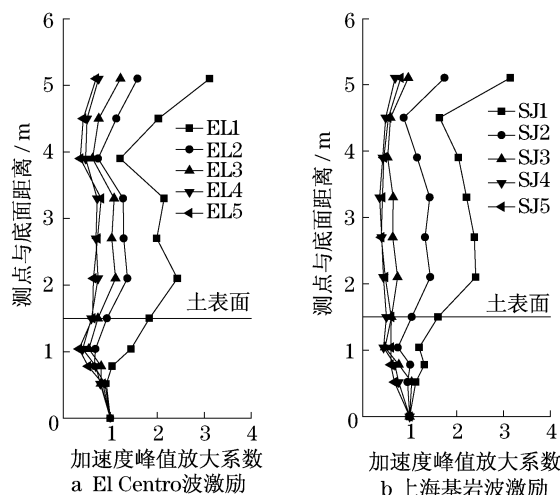


图10 不同高度处加速度峰值放大系数

Fig.10 Amplification factors of the peak acceleration at different heights

## 2.4 结构顶层加速度反应组成分析

结构顶层位移由平动、转动和结构变形3部分组成,故有

$$\ddot{u} = \ddot{u}_g + H \frac{\ddot{R}_1 + \ddot{R}_2}{L} + \ddot{u}_e \quad (1)$$

式中: $\ddot{u}$ 为结构顶层总加速度反应,可通过结构顶层测点测出; $\ddot{u}_g$ 为结构基础平动加速度反应,可通过基础测点测出; $H$ 为结构高度; $\ddot{R}_1, \ddot{R}_2$ 为由竖向布置的测点R1,R2测出的加速度.这样,结构变形引起的 $\ddot{u}_e$ 可由式(1)计算得到.

按式(1)对结构顶层加速度反应进行分析,图11分别为EL3工况下,组成结构顶层加速度反应的各部分的时程及其傅氏谱.图中自上而下分别为结构顶层总加速度反应 $\ddot{u}$ 、由基础转动引起的摆动分量 $H\ddot{\theta}$ 、平动分量 $\ddot{u}_g$ 和上部框架结构变形分量 $\ddot{u}_e$ .其中, $\ddot{\theta}$ 为基础转动引起的上部结构转动角度, $\ddot{\theta} = \frac{\ddot{R}_1 + \ddot{R}_2}{L}$ .

从图中可得到如下规律:

(1) 由于框架结构的刚度不大,结构弹塑性变形分量 $\ddot{u}_e$ 较大,其次是由基础转动引起的摆动分量

$\ddot{H}\theta$  和平动分量  $\ddot{u}_g$ .

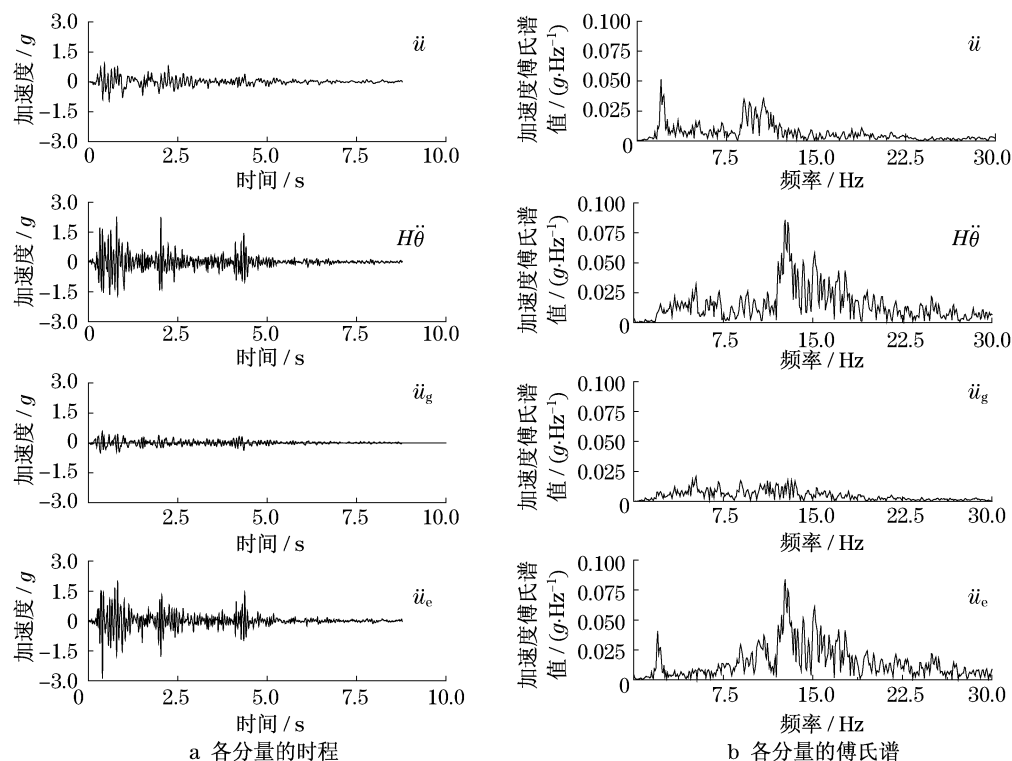


图 11 组成结构顶层加速度各分量的时程和傅氏谱(EL3 工况)

Fig.11 Acceleration with time history and corresponding fourier spectra for each component of the response at the top of the structure(under excitation of EL3)

(2) 从时程图可以看出,平动分量和由基础转动引起的摆动分量与结构弹塑性变形分量不同步,可能同相也可能反相,在时程上出现相互叠加或相互抵减.

(3) 通过分析不同加速度峰值下的结构顶层加速度反应组成,发现随输入加速度峰值的增大,各分量的频谱组成向低频移动,其中以摆动分量和平动分量比较显著.这是因为随着输入激励的增大,土体软化、非线性发展,地基基础的转动刚度和平动刚度下降.

## 2.5 地震中孔压比的瞬态变化

在砂土中埋设了 9 个高灵敏度孔隙水压力计,实测了土中振动孔隙水压力变化的情况.图 12 给出了 EL3 工况下不同位置测点得到的孔压比时程,经零线校正,图中各时程图的排列与测点的相对位置一致,孔压比时程的前 3.344 s 为振动台热机时间.可得出如下规律:

(1) 无论在小震激励和较大地震激励下,砂土层中孔压均随加速度峰值的增大而迅速上升,当输入地震波结束后,孔压的变化主要表现为消散的趋

势,并且孔压消散的速度呈自下而上逐渐减慢的趋势.

(2) 除了孔压比达到 1.0 的 H2 和 H3 处测点外,输入激励峰值越大,孔压比的数值也越大.

(3) 在最初的加速度峰值到达时刻出现了“瞬时负孔压”现象,原因可能是由于液化砂土层在最初加速度峰值到达时发生“瞬时膨胀”作用,导致孔隙水压力计在瞬时测得的不是压力,而是吸力,即孔压的瞬时记录为负值.凌贤长做过的液化场地模型振动台试验中也发现了类似的现象<sup>[5]</sup>.

(4) 孔压和孔压比的数值与埋深和是否处于基础下方有关.对于处于同一埋深的测点而言,处于基础下方测点的孔压和孔压比数值明显大于位于基础外的测点,如位于基础下方 H1, H2, H3 的孔压比数值,明显大于位于基础外的 H4, H5, H6 测点的孔压比数值.表明基础和上部结构的存在对振动孔隙水压力的增长有影响.在 EL3 工况下,埋深小的 H2, H3 点的孔压比达到 1.0,砂土发生了明显的液化现象.

(5) 上海基岩波激励下的孔压比时程明显不同于 El Centro 波激励下的孔压比时程,表明土中孔隙

水压力变化与地震激励的频谱组成有密切关系。

(6) 从图中看到,震后土中孔隙水压力不一定随振动的停止而立即开始消散,在短期内可能继续增长,输入地震波的时间长度为 8.8 s 左右,振动台试验中孔隙水压力计的数据采集到 294.3 s. 分析上述规律的原因可能是,在振动激励下,土体处于不稳定的非线性变形中,土层表面出现沉降,当振动停止时,这种不稳定性并不能立即停止,变形继续发展,使孔隙水压力在震后表现出继续上升的现象。

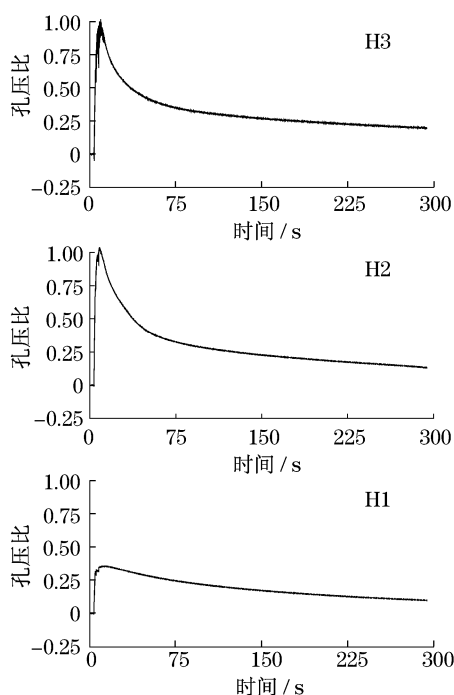


图 12 不同测点孔压比时程(EL3 工况)

Fig. 12 Pore pressure ratio time history of different measuring points (under the excitation of EL3)

## 2.6 桩身应变和桩土接触压力分析

为了了解桩基础中桩的反应,试验中沿桩身高度布置了应变片和土压力计,以量测不同工况下的桩身应变和桩土之间接触压力的变化情况. 图 13 给出试验中在不同峰值的 El Centro 波输入情况下桩身应变幅值和桩土接触压力幅值沿桩身的分布情况。

由试验可以得出如下一些规律:

(1) 桩身的应变幅值分布呈桩顶大、桩尖小的分布. 这与试验后看到的桩身裂缝呈上部较密、下部裂缝较少的分布形态一致。

(2) 随着输入加速度峰值的增加,桩身的应变反应总体趋势是增大. EL4 工况之后,由于土体发生了液化,上部结构发生了倾斜,导致桩的应变幅值的

增幅加大。

(3) 在前面较小加速度峰值的地震波输入时,上海基岩波激励下的桩身应变反应明显小于 El Centro 波输入下的反应;后面较大加速度峰值的地震波输入时,上海基岩波激励下的桩身应变反应明显大于 El Centro 波输入下的反应. 表明桩身应变幅值与地基的动力特性和输入地震波的频谱特性有密切的关系。

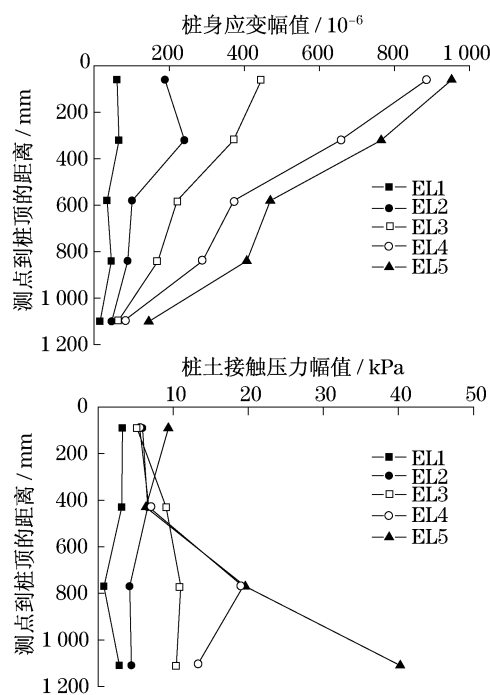


图 13 不同峰值 El Centro 波输入下桩身应变幅值和桩土接触压力幅值分布

Fig. 13 Distribution of the strain amplitude and the contact pressure amplitude along piles under excitation of various peak accelerations

(4) 桩土接触压力分布规律与输入激励地震大小有关. 在很小的地震波激励时,桩土接触压力幅值呈桩顶大、桩尖小的分布;但随输入加速度的增大,下部砂土与桩的接触压力增长较大,上部砂土增长较小,桩土接触压力幅值呈桩顶小、桩尖大的分布. 产生这种反应情况的原因可能是在地震波激励下,随振动次数增加,黏性土覆盖下的砂土层中的孔隙水压力上升,在土体液化发展过程中,上部土体的液化程度大于下部土体,从而导致上部土体刚度下降较多。

(5) 随着输入加速度峰值的增加,桩土接触压力幅值基本上呈增大趋势。

(6) 在 El Centro 地震波和上海基岩波激励下, 桩土接触压力幅值的大小和规律基本一致.

### 3 结论

(1) 试验成功地再现了可液化地基-高层结构相互作用体系的实际震害现象, 如出现了喷水、冒砂、土表下沉、土表大量积水、上部结构发生沉降和倾斜等现象.

(2) 考虑相互作用的结构体系加速度反应的频谱组成与刚性地基上不考虑相互作用的频谱组成试验结果明显不同, 与土体频率接近的分量得到了加强. 考虑相互作用的体系阻尼比大于结构材料阻尼比. 随振动次数的增加和输入激励峰值增大, 土体与体系模型的频率都下降, 阻尼比增大. 相互作用体系的振型曲线与刚性地基上结构的振型曲线明显不同, 基础处存在平动和转动.

(3) 土层传递振动的放大或减震作用与土层性质、激励大小等因素有关, 在小震时起放大作用, 中震和大震时主要起减震作用.

(4) 上部结构顶层加速度反应的组成取决于基础转动刚度、平动刚度和上部结构刚度的相对大小. 在试验中, 结构变形分量为主要组成分量, 由基础转动引起的摆动分量和平动分量相对较小. 随输入加速度峰值的增大, 各分量的频谱组成向低频移动, 其中尤其以摆动分量和平动分量比较显著.

(5) 砂土层中孔隙水压力随加速度峰值的增大而迅速上升, 当输入地震波结束后, 孔压的变化主要表现为消散的趋势. 对于处于同一埋深的测点而言, 处于基础下方的测点的孔压和孔压比数值明显大于位于基础外的测点. 当最初加速度峰值到达前, 砂土层中的孔压比存在负值. 震后土中孔隙水压力不一定随振动的停止而立即开始消散, 在短期内可能继续增长.

(6) 桩身应变幅值呈桩顶大、桩尖小的分布. 桩土接触压力幅值分布规律与输入激励地震大小有关. 随着输入加速度峰值的增加, 桩身应变和桩土接触压力幅值基本上呈增大趋势.

### 参考文献:

[1] 梁丰, 吕西林, 陈跃庆. 结构-地基动力相互作用试验研究综述

[J]. 结构工程师, 2004, 20(3): 57.

LIANG Feng, LU Xilin, CHEN Yueqing. Study on shaking table test of dynamic soil-structure interaction [J]. Structural Engineers, 2004, 20(3): 57.

[2] Tamura S, Suzuki Y, Tsuchiya T, et al. Dynamic response and failure mechanisms of a pile foundation during soil liquefaction by shaking table test with a large-scale laminar shear box[C/CD] // 12th World Conference on Earthquake Engineering. Auckland: New Zealand Society for Earthquake Engineering, 2000.

[3] Kagawa T, Minowa C, Abe A. EDUS (earthquake damage to underground structures) project [C/CD] // 12th World Conference on Earthquake Engineering. Auckland: New Zealand Society for Earthquake Engineering, 2000.

[4] 陈跃庆, 吕西林, 侯建国, 等. 有建筑物存在的软土地基液化模拟地震振动台试验研究[J]. 武汉大学学报: 工学版, 2003, 36(1): 59.

CHEN Yueqing, LU Xilin, HOU Jianguo, et al. Shaking table testing on seismic liquefaction of soft soil under building footing [J]. Engineering Journal of Wuhan University, 2003, 36(1): 59.

[5] 凌贤长, 郭明珠, 王东升, 等. 液化场地桩基桥梁震害响应大型振动台模型试验研究[J]. 岩土力学, 2006, 27(1): 7.

LING Xianzhang, GUO Mingzhu, WANG Dongsheng, et al. Large-scale shaking table model test of seismic response of bridge of pile foundation in ground of liquefaction [J]. Rock and Soil Mechanics, 2006, 27(1): 7.

[6] 孟上九, 刘汉龙, 袁晓铭, 等. 可液化地基上建筑物不均匀震陷机制的振动台试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(11): 1978.

MENG Shangjiu, LIU Hanlong, YUAN Xiaoming, et al. Experimental study on the mechanism of earthquake-induced differential settlement of building on liquescent subsoil by shaking table [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(11): 1978.

[7] 冯士伦, 王建华, 郭金童. 液化土层中桩基抗震性能振动台试验研究[J]. 土木工程学报, 2005, 38(7): 92.

FENG Shilun, WANG Jianhua, GUO Jintong, et al. A shake table test on the seismic resistance of pile foundation in liquefied soil [J]. China Civil Engineering Journal, 2005, 38(7): 92.

[8] 陈跃庆, 吕西林, 李培振, 等. 分层土-基础-高层框架结构相互作用体系振动台模型试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2001, 21(3): 104.

CHEN Yueqing, LU Xilin, LI Peizhen, et al. Shaking table testing for layered soil-foundation-structure interaction system [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2001, 21(3): 104.

[9] LU Xilin, LI Peizhen, CHEN Bo, et al. Computer simulation of the dynamic layered soil-pile-structure interaction system [J]. Canadian Geotechnical Journal, 2005, 42(3): 742.