

文章编号: CSTAM2024-P01-E0127

# 考虑土结相互作用的核岛结构振动台试验研究

周中一<sup>1,2,3</sup>, 魏章超<sup>1,2</sup>, 滕 睿<sup>1,2</sup>, 李海洋<sup>1,2</sup>, 王 涛<sup>1,2</sup>

(1. 中国地震局工程力学研究所地震工程与工程振动重点实验室, 哈尔滨 150080; 2. 地震灾害防治应急管理部重点实验室, 哈尔滨 150080;  
3. 华北理工大学建筑工程学院, 唐山 063210)

**摘要:** 为了研究不同土性的地基对桩-土-核岛结构体系抗震性能的影响, 将核岛厂房简化为作隔震设计的安全壳模型, 为简化模型配制中硬土抗隔震、中软土抗隔震、基岩抗震五种工况下的振动台试验。本次试验选择 3 种地震动输入, 对上部结构进行了试验现象分析和试验数据的对比分析, 得到了上部结构的动力特性和加速度响应, 总结了加速度楼层谱的不同规律形式。试验结果表明: 考虑土结相互作用对抗震和隔震结构存在明显差异, 会减小抗震结构的自振频率, 但对隔震结构的自振频率没有影响。地震动幅值的增大会造成非基岩场地结构的减震系数减小, 隔震效果变好, 其中中软土体系隔震效果更加明显。对同一阶段试验, 楼面加速度反应谱的峰值会随着输入地震动幅值的增大而增大, 高频成分减少而低频成分增加。中硬土、中软土和基岩地基对隔震体系上部结构的楼层谱特性没有影响, 但会影响抗震体系中上部结构的楼层谱特性, 土体的剪切波速越小, 楼层谱响应越大, 集中在低频段。

**关键词:** 核岛厂房; 土结相互作用; 橡胶隔震支座; 隔震; 楼层谱

## SHAKING TABLE TEST OF NUCLEAR ISLAND STRUCTURE CONSIDERING SOIL-STRUCTURE INTERACTION

ZHOU Zhong-yi<sup>1,2,3</sup>, WEI Zhang-chao<sup>1,2</sup>, TENG Rui<sup>1,2</sup>, LI Hai-yang<sup>1,2</sup>, WANG Tao<sup>1,2</sup>

(1. Key Laboratory of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Institute of Engineering Mechanics,  
China Earthquake Administration, Harbin 150080, China;  
2. Key Laboratory of Earthquake Disaster Mitigation, Ministry of Emergency Management, Harbin 150080, China;  
3. College of Civil and Architectural Engineering, North China University of Science and Technology, Tangshan 063210, China)

**Abstract:** In order to study the influence of different soil properties on the seismic performance of the pile-soil-nuclear island structural system, the nuclear island plant was simplified to a containment model designed for seismic isolation, and the shaking table tests under five working conditions: meso-hard soil seismic isolation, medium soft soil seismic isolation and bedrock seismic resistance were prepared for the simplified model. In this experiment, three ground motion inputs were selected, the experimental phenomenon analysis and experimental data comparison analysis of the superstructure were carried out, the dynamic characteristics and acceleration response of the superstructure were obtained, and the different regular forms of the acceleration floor spectrum were summarized. The test results show that considering the obvious difference between the seismic and seismic isolation structures of the soil structure interaction, the natural

---

通信作者: 周中一(1980—), 男, 研究员, 博士, 主要从事工程结构抗震研究(E-mail: zhouzy@iem.ac.cn).

作者简介: 魏章超(1999—), 男, 硕士, 主要从事工程结构抗震研究(E-mail: weizc19991221@163.com);

滕 睿(1980—), 男, 高工, 学士, 主要从事工程结构抗震研究(E-mail: mr.tr@163.com);

李海洋(1991—), 男, 中级工程师, 学士, 主要从事工程结构抗震研究(E-mail: lhy@iem.ac.cn);

王 涛(1977—), 男, 研究员, 博士, 主要从事高性能抗震结构体系研究(E-mail: wangtao@iem.ac.cn).

frequency of the seismic structure will be reduced, but the natural frequency of the seismic isolation structure will be reduced, but the natural frequency of the isolation structure will be not affected. The increase of ground motion amplitude will lead to the decrease of the seismic absorption coefficient of the structures under the non-bedrock site, the seismic isolation effect will be better, and the seismic isolation effect of the medium soft soil system will be more obvious. For the same stage of the test, the peak value of the floor acceleration response spectrum will increase with the increase of the input ground motion amplitude, and the high-frequency component will decrease and the low-frequency component will increase. The meso-hard soil, medium soft soil and bedrock foundation have no effect on the floor spectrum characteristics of the superstructure of the seismic isolation system, but they will affect the floor spectrum characteristics of the upper structure of the seismic system, and the smaller the shear wave velocity of the soil, the greater the response of the structure floor spectrum, which is concentrated in the low frequency band.

**Key words:** nuclear plant; soil-structure interaction; rubber seismic isolation bearing; isolation; floor response spectrum

随着国内外核电体系建设的飞速发展，基础水平隔震在核电中的研究已趋于成熟。然而，这些研究大多建立在基岩地基上，由于核电在世界范围内的应用越来越广泛，实际工程中的场地条件非常复杂，这也为核电站的研究带来了新的难题。核电厂房结构与普通安全等级较低的建筑结构特征不同，为了保证核安全，一般由厚的素混凝土或钢板混凝土制作而成，质量和刚度非常大，因此对非基岩地区的桩-土-核电结构体系相互作用有巨大影响<sup>[1]</sup>。

建在基岩上的结构，地震动是直接作用在结构基底上的；对于建在非基岩场地上的结构，由于土-结构体系存在耦合运动，基底及上部结构的动力反应会产生较大差异<sup>[2]</sup>。国内外学者通过试验研究和数值分析对桩-土-结构动力响应分析进行了相关研究：Barbara 等利用振动台试验研究了地震作用下的嵌岩单桩动力响应，分析了土体的水平位移及加速度频谱响应<sup>[3]</sup>。景立平等通过对土-桩-安全壳体系的大型振动台试验，对比了不同地震动幅值输入下桩身和土层的加速度变化规律<sup>[4]</sup>。现阶段针对核岛厂房体系中的桩土结构已经取得了许多阶段性成果，对于土结相互作用体系上部结构的设计和研究有一定的指导作用。Richard 于 1967 年提出了土-结构相互作用体系的 Penzien 模型，基于集中质量法，将基础和上部结构分别简化成两个不同质量的单质点体系，并认为土体是半无限、线弹性、各向同性的<sup>[5]</sup>。李忠献等人通过橡胶隔震支座隔震结构的振动台试验，对比了在不同土性场地下隔震与非隔震结构的地震响应，结果发现，考虑 SSI 作用下结构的剪力和层间位移变化趋于复杂<sup>[6]</sup>。A.H.Hadjian 等人通过总结学者们利用罗东振动台试验对常用 SSI 分析方法的验证结果，发现了安全壳的 SSI 反应由单一反应模态所控制，同时发现试验过程中回填土的刚度由底部向顶面减小<sup>[7]</sup>。周志光等人进行了 1/40 的缩尺安全壳模型振动试验，来研究 SSI 效应对核电体系的影响，结果表明：考虑 SSI 效应会降低核电抗震结构的自振频率，但对隔震结构几乎不产生影响<sup>[8]</sup>。杨孝移等人通过对核岛厂房基础隔震的数值模拟分析，发现核岛厂房在特定的厂址下不考虑 SSI 作用的动力响应与考虑相比更高一些<sup>[9]</sup>。

现阶段针对土结相互作用的振动台试验研究大多只对考虑 SSI 效应和不考虑 SSI 效应进行了对比，而不同土性因素对安全壳响应影响的研究较少<sup>[10-12]</sup>。由于在实际工程中核岛厂房所在场地条件多样，地下结构极其复杂，所以仅考虑基岩与非基岩场地的工况不能够真实反映土-桩-核岛结构体系相互作用和上部结构地震响应的规律。为了研究不同地基土层中土-结-核岛结构体系在地震作用下的相互作用规律和安全壳的动力响应，对上部安全壳进行了缩尺模型和隔震设计，针对隔震、抗震两种情况开展了中软土、中硬土、基岩的振动台试验，并对安全壳在不同体系下的自振频率和加速度响应做了定量分析，讨论了安全壳楼层加速度谱的变化规律，为后续试验和研究提供参考依据。

# 1 振动台试验方案设计

## 1.1 试验模型设计及制作

本项目的研究对象为桩-土-核岛体系模型，核电厂包括反应堆厂房、安全厂房等，在研究过程中，将周围附属结构刚度凝聚到核岛安全壳上，安全壳内部增加了三层楼板，将内部结构等效为配重增加。安全壳模型的设计重量为 8.02 t，每层配重 0.64 t。在实际制作中，上部的核岛结构的墙、板材料均为双钢板混凝土，钢板之间采用直径 4 mm 螺栓对拉，间距为 200 mm×200 mm。试验模型由三层 400 mm 高的楼层与 419 高的穹顶构成，安全壳外部直径为 1500 mm，墙厚 66 mm。试验模型设计如图 1 所示，制作过程如图 2 所示。

核岛结构底部增加相同材料的素混凝土底座，尺寸为 1900 mm×1900 mm。在抗震工况下，由高强度螺栓将底座与下部承台直接相连；在隔震工况下，将橡胶隔震支座上、下表面分别与底座与承台焊接。

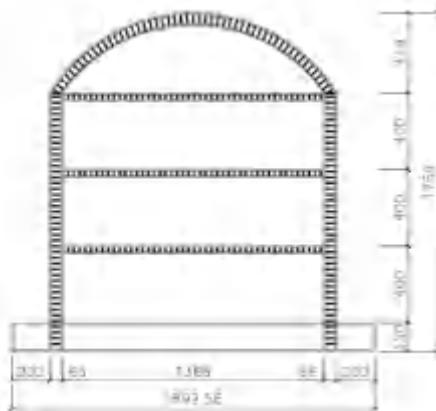


图 1 试验模型设计图

Fig.1 Pattern layout



图 2 核岛结构模型制作图

Fig.2 Nuclear island structure model drawing

通过适配和剪切波速试验确定满足要求的土方，试验中涉及的土层剪切波速如表 1 所示，填土深度为 1.5 m。

表 1 土层剪切波速表  
Table 1 Soil shear wave velocity gauge

场地条件	剪切波速 $V_s$ /(m/s)
基岩	$800 < V_s$
中硬土	$250 \leq V_s < 450$
中软土	$180 \leq V_s < 250$

试验中所用桩基础由五根桩呈十字布成的群桩基础和上部承台组成，桩直径为 100 mm，长 1350 mm，按 6 倍桩径间隔布置。为了模拟嵌岩桩的受力，将桩底设置的端板与模型箱底部焊接。桩-承台如图 3 所示。整体模型图见图 4。



图 3 桩基础示意图

Fig.3 Schematic diagram of pile foundation



图 4 整体模型图

Fig.4 Overall model diagram

## 1.2 隔震方案设计及验证

采用 SAP2000 建立数值模型对上部核岛结构进行隔震分析，墙和楼板采用薄壳单元模拟，每层配重分散为四个点质量对称加在楼板上，材料用 C30 混凝土，安全壳 SAP2000 模型图见图 5。初步选择 4 个直径 200 mm 的铅芯橡胶隔震支座，放在上部结构的四个角点处，橡胶隔震支座参数见表 2。橡胶隔震支座采用 Rubber Isolator 连接单元定义线性与非线性属性建立，每个橡胶隔震支座由两个连接单元共同模拟：一个连接单元模拟橡胶隔震支座的水平向作用，采用双线性恢复力模型；另一个连接单元模拟橡胶隔震支座的竖直向作用，采用日本规范推荐的本构模型，拉压刚度比为 1/10。经数值模拟验证，隔震支座强度符合要求。



图 5 有限元模型

Fig.5 Finite element model

表 2 橡胶隔震支座参数

Table 2 Parameters of rubber isolation bearing

参数	LRB200
有效直径/mm	200
竖向刚度/(kN/mm)	440
屈服荷载/kN	4.0
100% 屈服后刚度/(kN/m)	310
250% 屈服后刚度/(kN/m)	278.44
100% 等效水平刚度/(kN/m)	475
250% 等效水平刚度/(kN/m)	345

地震荷载采用 RG1.60 拟合而成的单组三条相互正交的人工地震波。根据《核电厂抗震设计标准》，确定极限安全地震动(SSE)水平向峰值为  $0.3 g$ ，竖直加速度峰值为水平向的  $2/3$ ，即  $0.2 g$ 。

在分析中先对模型加上重力荷载作用，再进行 SSE 工况的时程分析。由分析结果可知，隔震前后结构的自振周期见表 3，由表 3 中可以看出，采用铅芯橡胶隔震支座隔震后结构的自振周期延长至隔震前的 6.95 倍，能够达到隔震的目的。

表 3 结构自振周期表  
Table 3 Structural natural periodic table

振型阶数	隔震前/s	隔震后/s
1	0.065	0.452
2	0.065	0.451

分析后得到的隔震前后楼面峰值加速度见表 4。由表 4 可知，隔震前随楼层的增加，楼面加速度增加较为明显；隔震后上部结构的楼层加速度峰值较为一致，且顶层的减震系数能达到 0.33。

表 4 楼面峰值加速度  
Table 4 Peak floor acceleration

楼层	隔震前加速度/(m/s <sup>2</sup> )	隔震后加速度/(m/s <sup>2</sup> )	减震系数
1	8.12	7.81	0.96
2	15.13	7.82	0.52
3	20.22	7.84	0.39
4	24.08	7.85	0.33

综上分析结果表明隔震后上部结构在地震作用下的运动趋于平动，结构自振周期显著增加，隔震效果良好。

### 1.3 试验测量方案

在试验过程中，用拉线位移计测量土体及上部结构水平向的位移；三向加速度计用来测量各土层和各楼面加速度，在上部结构东西两向的 1 层~4 层每层各布置一个，固定好之后加配重砂浆，并将加速度线预留出来。为了研究桩-土-核岛结构体系相互作用规律，还布置了电阻应变片和光纤应变计、土压力计等。具体的布置图见图 6。在隔震试验中，隔震支座上、下表面各布置 4 个加速度传感器，见图 7。由于制作安全壳模型中，需要灌注混凝土砂浆，防水和保护措施不能完全消除封闭环境下水汽对加速度传感器的影响，有部分传感器出现损坏，本文依照实际的可信数据结果进行分析。



图 6 传感器布置图  
Fig.6 Layout of sensors

### 1.4 地震动输入

在单独分析上部结构的过程中，建立模型与原型的相似关系可以定量地用模型分析结果反映原型的相互作用规律。对于大型重力离心机试验，理论上能够满足试验要求的相似关系，但在振动台试验

中，为了满足重力相似要求，一般采用欠人工质量模型模型。而土作为强非线性离散体，其物理相似关系很难完全满足，因此对于整个体系来说，没有考虑模型与原型的相似关系。在实际试验过程中，通过输入不同幅值和不同类型的地震波，定性地对结构体系相互作用规律进行分析。

现行核电厂抗震设计标准建议采用美国核管会导则 RG1.60 规定的标准地震反应谱<sup>[13]</sup>。试验过程中将 ChiChi 波、RG1.60 改进型反应谱进行时程拟合的人工地震动、Landers 波的一条水平向地震波进行输入。输入地震动的加速度时程见图 8。



图 7 隔震支座传感器布置图  
Fig.7 Layout of sensors on isolation bearing

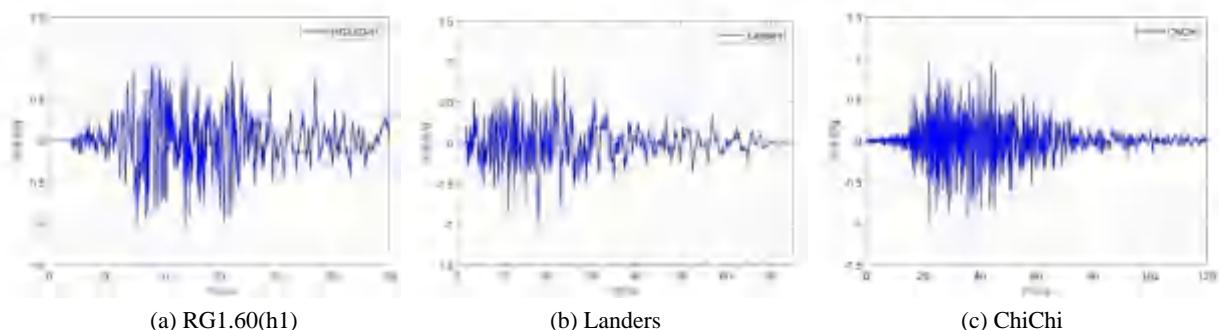


图 8 地震动加速度时程曲线  
Fig.8 Time history curve of ground motion acceleration

### 1.5 加载方案

每阶段试验开始前后对结构体系进行白噪声扫频，以测量结构的动力特性。中软土试验中，隔震工况在 X 向输入地震动幅值为 0.1 g、0.2 g，抗震工况输入地震动幅值为 0.1 g、0.2 g、0.4 g；在基岩抗震、中硬土抗震和隔震试验中，形成完整的加载工况表，见表 5。

表 5 基岩抗震、中硬土抗震和隔震试验加载工况

Table 5 Bedrock seismic resistance, meso-hard soil seismic resistance and seismic isolation test loading conditions

序号	工况名	幅值/g	序号	工况名	幅值/g
1	白噪声 1	0.05	17	Landers	0.15
2	RG1.60	0.05	18	白噪声 4	0.05
5	ChiChi	0.05	19	RG1.60	0.20
6	Landers	0.05	20	ChiChi	0.20
7	白噪声 2	0.05	21	Landers	0.20
8	RG1.60	0.10	22	白噪声 5	0.05
11	ChiChi	0.10	23	RG1.60	0.30
12	Landers	0.10	24	ChiChi	0.30
13	白噪声 3	0.05	25	Landers	0.30
14	RG1.60	0.15	26	白噪声 6	0.05
16	ChiChi	0.15			

## 2 振动台试验结果分析

### 2.1 动力特性分析

地震动输入前对结构体系输入三向峰值加速度均为  $0.05\text{ g}$  的白噪声激励。根据白噪声激励获得不同试验条件下上部核岛结构  $X$  向的自振频率。约定 0 代表试验开始前进行的白噪声扫频，每个阶段试验完成后白噪声工况由此阶段输入地震动的幅值表示。中软土试验中模型频率见表 6，中硬土和基岩测得结构频率见表 7。

表 6 中软土试验模型自振频率 /Hz  
Table 6 Natural frequency of model in medium-soft-soil test

抗震工况/g	X 向	隔震工况/g	X 向
0.0	12.43	0.0	3.15
0.1	11.57	0.1	2.91
0.2	12.62	0.2	2.91
0.4	8.43		

表 7 中硬土及基岩试验模型自振频率 /Hz  
Table 7 Natural frequency of model in meso-hard soils and bedrock test

中硬土抗震/g	X 向	中硬土隔震/g	X 向	基岩抗震/g	X 向
0.00	9.79	0.00	3.08	0.00	15.26
0.05	14.97	0.05	2.80	0.05	15.68
0.10	9.13	0.10	3.13	0.10	11.00
0.15	11.65	0.15	2.75	0.15	17.67
0.20	12.76	0.20	2.60	0.20	15.63
0.30	9.08	0.30	2.48	0.30	8.71

由表 6 可知，中软土试验中，抗震时上部结构体系的  $X$  向自振频率在  $11\text{ Hz}\sim13\text{ Hz}$  之间；隔震时上部结构的  $X$  向自振频率都在  $3\text{ Hz}$  左右，该工况下结构自振频率降低了  $72.73\%\sim76.92\%$ 。

由表 7 可知，中硬土试验中，抗震时上部结构体系的  $X$  向自振频率在  $9\text{ Hz}\sim14\text{ Hz}$  之间波动；隔震时上部结构的  $X$  向自振频率都在  $2.5\text{ Hz}\sim3\text{ Hz}$  左右，该工况下结构自振频率降低了  $72.68\%\sim81.3\%$ ；中软土试验中，抗震时上部结构体系的  $X$  向频率在  $15\text{ Hz}$  左右；基岩抗震工况下结构自振频率在  $9\text{ Hz}\sim18\text{ Hz}$  之间。

由上述发现，不同土性地基上部结构采用橡胶隔震支座进行水平隔震后， $X$  向的自振频率均有明显降低，且相比于中软土，中硬土地基更为显著，隔震效果良好，这是由于中硬土地基在地震作用下能够更好地耗散振动能量，从而减小结构的振动幅度，相比之下，中软土地基的耗能能力较弱，难以有效地减小结构振动响应。

部分工况结构的自振频率会产生波动值，这可能是由于在试验过程中，不能严格保证土体与桩基充分接触，并且土体也可能并非密实，导致产生的运动规律有所不同。但总体来说，在抗震工况下，随着输入地震动幅值的变化，地基上部核岛结构的自振频率会发生一定的波动；在隔震工况下，核岛结构体系的自振频率波动则非常小。这是由于土体作为非线性离散体，随着输入地震动峰值的增大，土体会发生软化，对上部结构产生作用，在抗震模型体系中，上部结构的水平自振频率主要由土体和上部结构共同控制，所以波动范围相对较大，而隔震体系中，上部结构的水平自振频率主要由隔震层水平刚度控制，几乎不发生波动。

且在各自的抗震试验过程中，结构 X 向自振频率在基岩场上最大，中硬土次之，中软土最小，说明考虑土结相互作用会降低结构的水平 X 向自振频率。这是因为结构质量相同时场地硬度越大，通常表示地基的刚度越大，自振频率越高。

## 2.2 加速度响应分析

选取了结构内部 1 层、2 层、3 层、4 层作为关键层，0 层代表土层顶部的地基层。图 9 描述了中软土试验中，在不同幅值的水平 X 向地震动输入下，楼面加速度峰值的变化。图中以 ChiChi 波为例：在 0.1 g 和 0.2 g 的地震动水平 X 向输入时，橡胶隔震支座隔震体系上部结构加速度幅值分别在 0.34 g 和 0.56 g 左右；在 0.1 g、0.2 g 和 0.4 g 的地震动水平 X 向输入时，抗震上部结构加速度幅值分别在 0.34 g、0.59 g、1 g 左右。随着输入地震动幅值的增大，上部结构的加速度响应也逐渐增大，且变化趋势一致。

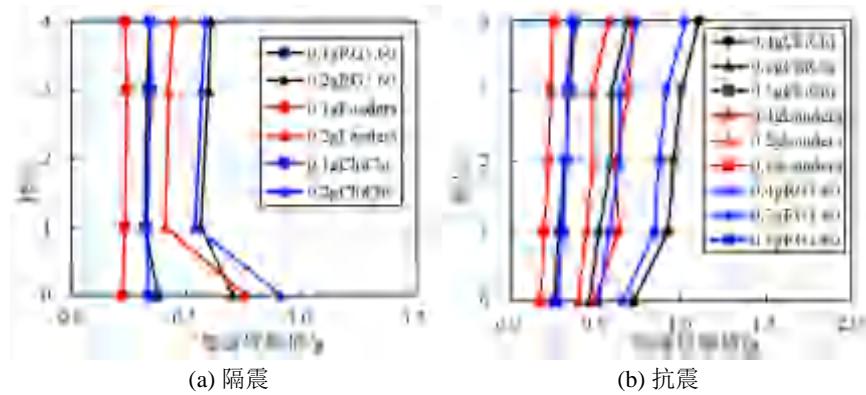


图 9 中软土试验的加速度峰值

Fig.9 Earthquake reduction coefficient in medium-soft-soil test

图 10 描述了中硬土试验中，在不同幅值的水平 X 向地震动输入下，楼面加速度峰值的变化。以 Landers 波为例：在 0.1 g、0.2 g、0.3 g 的水平 X 向地震动输入时，橡胶隔震支座隔震体系上部结构加速度幅值分别在 0.226 g、0.512 g、0.736 g 左右，抗震体系核岛结构的加速度幅值分别在 0.344 g、0.621 g、0.961 g 左右，且抗震上部结构加速度随高度增加的波动明显大于隔震结构。

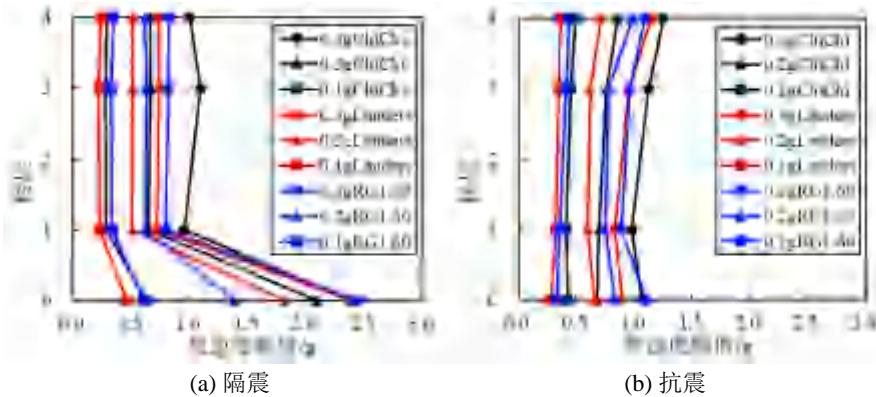


图 10 中硬土试验的加速度峰值

Fig.10 Earthquake reduction coefficient in meso-hard soils test

综上两图分析可知：

对于中软土试验，隔震和抗震工况对桩-土-上部结构体系中核岛结构加速度幅值的影响不大。针对输入地震动的频谱特性进行分析，如图 11 所示，得到 RG1.60 地震动 X 向的卓越频率为 3.19 Hz，ChiChi 地震动的 X 向卓越频率为 2.52 Hz，Landers 地震动的 X 向的卓越频率为 2.7 Hz。输入的地震动卓越频率均与隔震后的上部结构频率接近，导致上部结构与地震动产生共振，引起上部结构加速度峰值放大，与隔震后上部结构的加速度响应接近。

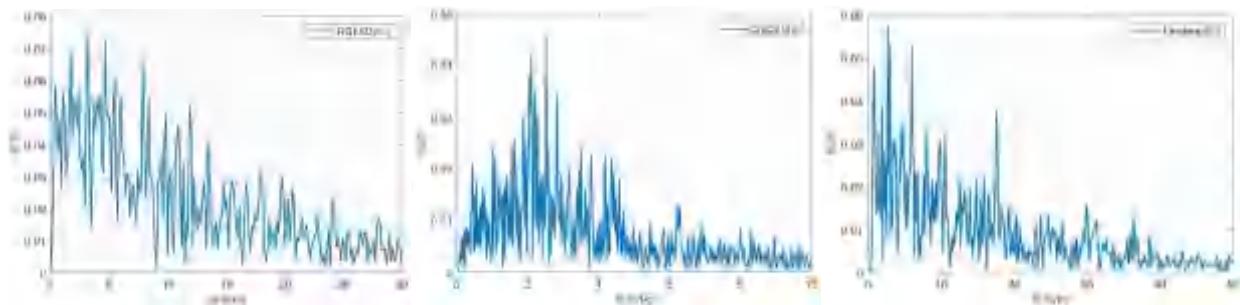


图 11 输入地震动频谱特性

Fig.11 Ground motion spectrum characteristics

对于中硬土试验，抗震工况中核岛结构加速度幅值大于隔震工况中核岛结构加速度响应，这是由于相比于中软土，中硬土的软化程度更低，土-结相互作用对上部结构的影响更小，导致了抗震工况较隔震工况中加速度放大的现象。

隔震工况中 0 层到一层间的斜率能够反映隔震层的加速度放大系数，可以看到，随着输入地震动加速度幅值的增加，上部结构的加速度放大系数逐渐减小，隔震效果变得更好。表 8、表 9 分别给出了中软土、中硬土试验中各楼面加速度的减震系数。

表 8 中软土试验减震系数

Table 8 Damping coefficient in medium-soft-soil test

地震动	ChiChi		Landers		RG1.60		
	幅值	0.1 g	0.2 g	0.1 g	0.2 g	0.1 g	0.2 g
一层		1.15	1.03	1.17	0.91	1.03	0.97
三层		1.06	0.95	1.02	0.87	0.98	0.92
四层		0.99	0.84	0.91	0.77	0.93	0.81

表 9 中硬土试验减震系数

Table 9 Damping coefficient in meso-hard-soil test

ChiChi	0.05 g	0.1 g	0.15 g	0.2 g	0.3 g
一层	0.73	0.69	0.95	0.93	0.97
三层	0.66	0.62	0.91	0.87	0.97
四层	0.61	0.60	0.75	0.77	0.80
Landers	0.05 g	0.1 g	0.15 g	0.2 g	0.3 g
一层	0.62	0.71	0.83	0.85	0.87
三层	0.62	0.64	0.81	0.82	0.78
四层	0.55	0.66	0.78	0.73	0.64
RG1.60	0.05 g	0.1 g	0.15 g	0.2 g	0.3 g
一层	0.89	0.94	0.97	0.83	0.90
三层	0.83	0.80	0.84	0.81	0.85
四层	0.85	0.80	0.80	0.63	0.76

综上两表可知：

无论是中软土还是中硬土试验，核岛结构减震系数都会随着楼层的升高而减小，与一般的隔震结构规律一致。

对于中软土试验，0.1 g 地震动输入时顶层减震系数在 0.9~0.99 之间；0.2 g 地震动输入时，顶层减震系数在 0.77~0.84 之间。同种地震波输入时，随着地震动幅值的增大，同一位置的减震系数逐渐减小，隔震效果变好。

对于中硬土试验，顶层减震系数在 0.55~0.80 之间，说明隔震效果良好。但是，随着地震动幅值的增大，减震系数的变化并没有统一的规律。

相同幅值地震动输入时，相同位置中软土试验中的减震系数比中硬土的减震系数要更小，隔震效果更好。

### 2.3 楼层反应谱分析

#### 2.3.1 隔震模型的上部结构楼层反应谱分析

不同土性地基试验下隔震结构模型 X 向四层楼层加速度谱随输入地震动幅值的变化图见图 12~图 14。以 Landers 波为例：0.1 g 地震动 X 向输入时，中软土四层楼层谱最大值为 1.16 g，发生在 2.17 Hz 处；中硬土四层楼层谱最大值为 0.95 g，发生在 1.79 Hz 处。0.2 g 地震动 X 向输入时，中软土四层楼层谱最大值为 1.16 g，发生在 1.97 Hz 处；中硬土四层楼层谱最大值为 2.46 g，发生在 1.57 Hz 处。

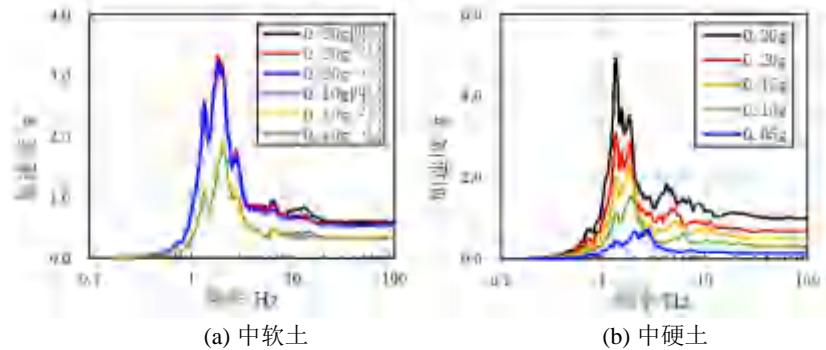


图 12 ChiChi 波隔震四层加速度反应谱

Fig.12 Acceleration response spectrum of forth floor a under ChiChi isolated condition

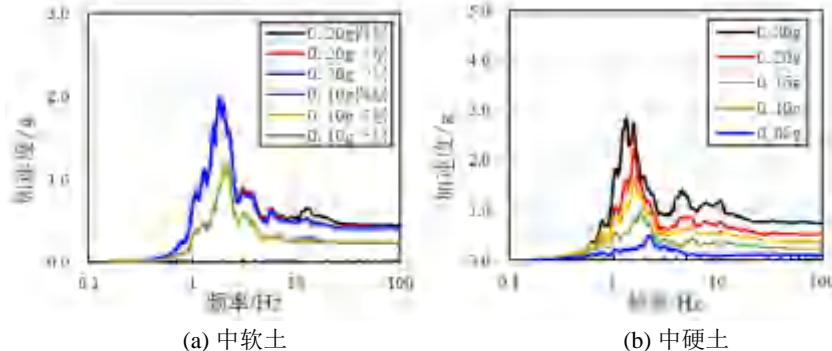


图 13 Landers 波隔震楼层加速度反应谱

Fig.13 Acceleration response spectrum of forth floor a under Landers isolated condition

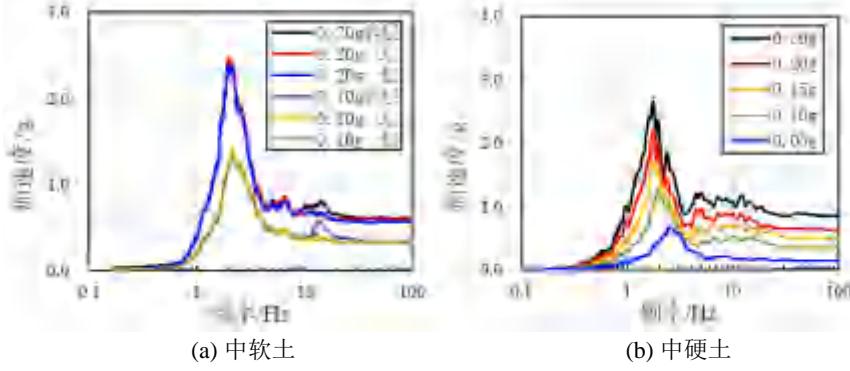


图 14 RG1.60 波隔震楼层加速度反应谱

Fig.14 Acceleration response spectrum of forth floor under RG1.60 isolated condition

综上两图可知：

对同一工况下，隔震体系核电结构的楼层响应谱几乎重合，说明上部结构在地震动作用下几乎是平动，处于线弹性状态。

相同土性地基试验下，输入相同地震动，四层楼面加速度的峰值会随输入地震动幅值的增大而增大，但是峰值所对应的频率会由高频向低频移动。这是由于随着地震动幅值的增加，土体逐渐软化，对地震动的放大效应和滤波效应都会导致高频部分被滤除向低频部分移动。此种情况可能造成结构楼层谱“尖点”部分逐渐向平滑的“非尖点”部分移动，对于设备的隔震会有较大影响，在后续研究中应该予以考虑。

对输入相同振幅的同一地震动来说，中软土、中硬土试验中楼层响应谱的频谱的形状相差并不大，是由于隔震体系的楼面加速度响应主要受隔震层竖向刚度、竖向阻尼和质量的影响。四层楼层谱响应在中软土试验中较大，且峰值对应的频率也较大。

### 2.3.2 抗震模型上部结构楼层反应谱分析

不同土性地基试验下抗震结构模型 X 向四层楼层加速度谱随输入地震动幅值的变化图见图 15~图 17。以 ChiChi 波为例：0.1 g 地震动 X 向输入时，中软土四层楼层谱最大值为 1.53g，发生在 2.78 Hz 处；中硬土四层楼层谱最大值为 1.45 g，发生在 1.93 Hz 处；基岩四层楼层谱最大值为 0.57 g，发生在 1.32 Hz 处。0.2 g 地震动 X 向输入时，中软土四层楼层谱最大值为 2.33 g，发生在 2.78 Hz 处；中硬土四层楼层谱最大值为 2.46 g，发生在 1.34 Hz 处；基岩四层楼层谱最大值为 1.03 g，发生在 1.31 Hz 处。

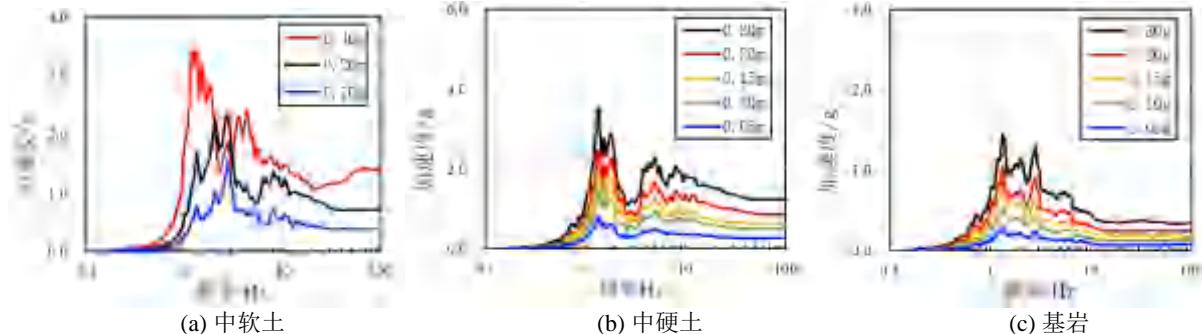


图 15 ChiChi 波抗震四层加速度反应谱

Fig.15 Acceleration response spectrum of forth floor a under ChiChi seismic condition

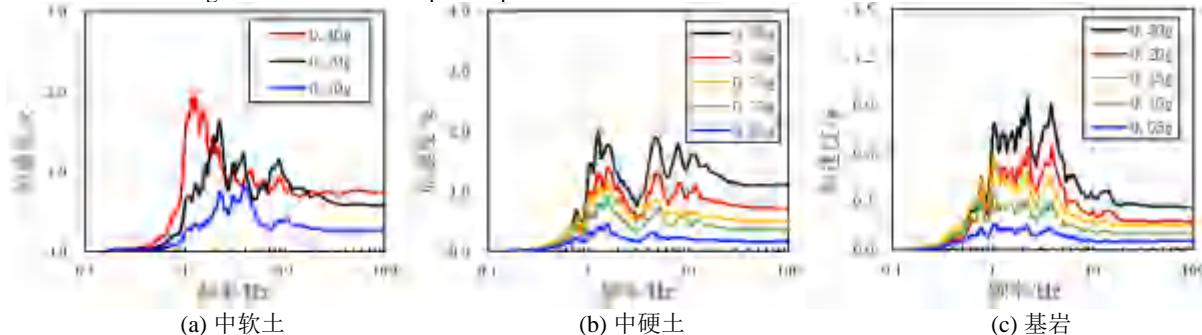


图 16 Landers 波抗震楼层加速度反应谱

Fig.16 Acceleration response spectrum of forth floor a under Landers seismic condition

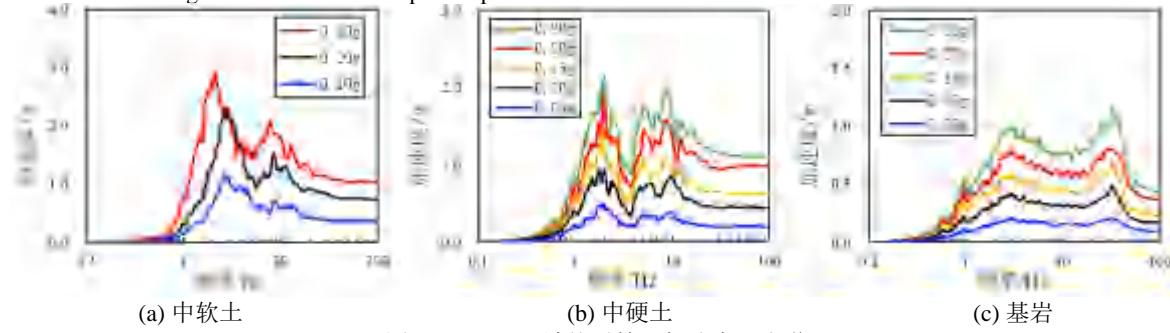


图 17 RG1.60 波抗震楼层加速度反应谱

Fig.17 Acceleration response spectrum of forth floor under RG1.60 seismic condition

综上三图可知：

相同土性地基试验下，输入相同地震动，与隔震工况相似，抗震工况的四层楼面加速度的峰值也会随输入地震动幅值的增大而增大，而峰值所对应的频率会由高频向低频移动。

对输入相同振幅的同一地震动来说，中软土、中硬土和基岩试验中楼层响应谱的频谱特性有较大差异。四层楼层谱响应在中软土试验中最大，中硬土次之，基岩最小，且峰值对应的频率也逐渐减小。

### 2.3.3 隔震与抗震模型的上部结构楼层反应谱对比分析

图 18 给出了 RG1.60 地震水平 X 向输入时，在两种土性地基土试验中隔震与抗震四层加速度响应谱的对比图。

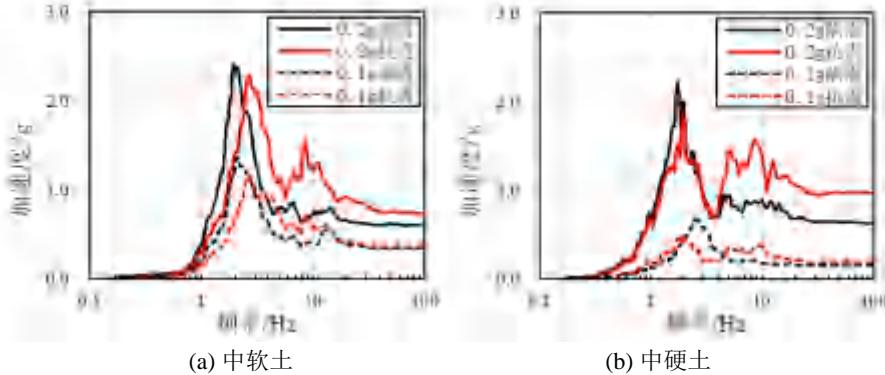


图 18 四层加速度反应谱对比

Fig.18 Comparison of acceleration responses of four layers

与抗震结构相比，隔震结构可以明显减小上部结构大于 8 Hz 处的加速度反应谱谱值，而在低频处反应谱谱值略有增加，并且隔震后谱值有向低频移动的趋势。这是因为选取的输入地震动的卓越频率和隔震结构的自振周期接近且处于低频部分，这导致隔震结构产生共振。

由图 12~图 18 可知：

抗震结构模型的上部结构楼层反应谱呈现“多峰”状态，而隔震结构的上部结构楼层反应谱呈现“单峰”状态，这是由于抗震结构通常具有多个振动模态，每个振动模态对应于不同的结构振动频率。因此，抗震结构在地震作用下会激发多个振动模态，导致楼层谱呈现出多个峰；隔震结构的隔震层采用隔震装置与基础隔离，使得整个结构在地震作用下可以看作是单自由度系统，因此在地震作用下通常只会激发一个主要的振动模态，导致楼层谱呈现单峰。

## 3 结论

本文通过开展在不同土性地基下桩-土-核岛结构体系的振动台试验，研究了在不同地震动水平 X 向输入时隔震模型与抗震模型的特点，分析结构的动力特性，楼面加速度和楼层加速度反应谱变化规律。综上，得到相关结论如下：

(1) 对抗震体系考虑土结相互作用会降低结构的水平 X 向自振频率，土体剪切波速越小，土体软化程度越大，核岛结构的自振频率越小；对隔震体系，核岛结构的自振频率由隔震层水平刚度控制，稳定在 3 Hz 左右。

(2) 随着输入地震动幅值的增大，所有地基试验中上部结构的加速度放大系数减小；中软土试验核岛结构顶层的减震系数减小，隔震效果明显增加；中硬土结构顶层的隔震系数小于 0.8，隔震效果良好。相同地震动输入时，中软土试验中的减震系数比中硬土试验中的减震系数更小，隔震效果更好。

(3) 在所有试验中，同一楼面加速度反应谱的峰值会随着地震动幅值的增大而增大，峰值的频率会由高频向低频移动；同时楼层谱的尖点部分也会像非尖点部分移动，对设备隔震的影响不能忽略。

(4) 对隔震工况来说，不同土性的地基土对楼层谱频谱特性没有太大影响，由隔震层主要控制；对抗震工况来说，三种土性的地基土会较大程度影响楼层谱的频谱特性，且在中软土环境中楼层谱响应最大，峰值加速度对应的频率最小。

#### 参考文献：

- [1] 王飞.核电厂整体基础隔震体系的理论与试验研究[D].中国地震局工程力学研究所,2013.
- [2] 黄昆,邹立华.考虑耦合地震作用的底层柔性结构体系振动控制[J].自然灾害学报,2014,23(06):116-123.10.13577/j.jnd.2014.0614.
- [3] CHANG B J,HUTCHINSON T C. Experimental investigation of plastic demands in piles embedded in multi-layered liquefiable soils[J].Soil Dynamics and Earthquake Engineering,2013,49:146-156.
- [4] 景立平,汪刚,李嘉瑞,孙运轮,周中一,齐文浩.土-桩基-核岛体系动力相互作用振动台试验及数值模拟[J].岩土工程学报,2022,44 (01):163-172+207-208.
- [5] J.Penzien.Seismic Analysis of Bridges on Long Piles[J]. J.Engng. Mech. Div. ASCE, 1964,90(EM3):223-254
- [6] 李忠献,李延涛,王健. 土- 结构动力相互作用对基础隔震的影响[J]. 地震工程与工程振动, 2003, 23 (5): 180-186.
- [7] A. H. Hadjian,W. S. Tseng,C. Y. Chang,D. Anderson,N. C. Tsai,Y. K. Tang,H. T. Tang,J. C. Stepp,谢君斐.罗东(台湾)土—结构相互作用大比例模型试验的启示(I)[J].世界地震工程,1993,(03):41-52.
- [8] 周志光,陈浩,赵锦一.考虑 SSI 效应和隔震的核电结构振动台试验研究[J/OL].工业建筑:1-11[2021-07-12 15:05].
- [9] 杨孝移,陈健.考虑土-结相互作用的核岛厂房基础隔震分析[C].2020 年工业建筑学术交流会论文集(下册).2020 年工业建筑学术交流会论文集(下册):工业建筑杂志社,2020: 677-681.
- [10] 彭齐驭,刘玉岚,王彪.考虑土-结构相互作用的安全壳隔震与支座数量优化[J].防灾减灾工程学报,2020,40(03):372-379+438.10.13409/j.cnki.jdpme.2020.03.008.
- [11] 邢爽,吴桐,李曰兵,潘鑫洲.冻土—结构相互作用体系振动台试验及数值分析[J].岩土工程学报,2021,43(11):2003-2012.
- [12] 朱龙.考虑间隙的桩—土—结构动力相互作用数值分析模型研究[D].兰州交通大学,2016.
- [13] GB 50267-2019,核电厂抗震设计标准[S]