

# 不同场地条件下某新型核电厂房的地震响应试验研究

高永武<sup>1,2</sup>, 王 涛<sup>1,2</sup>, 戴君武<sup>2</sup>, 金 波<sup>2</sup>

(1. 中国地震灾害防御中心, 北京 100029;

2. 中国地震局工程力学研究所, 中国地震局地震工程与工程振动重点实验室, 哈尔滨 150080)

**摘 要:** 土-结构相互作用是准确模拟核电厂结构、附着系统和组件地震响应的重要因素。使用振动台多功能叠层剪切土箱模拟土体边界条件, 对某新型核电厂房进行 1:25 缩尺模型地震模拟振动台试验。试验选取 10 组水平加速度地震动记录, 按照运行安全地震动(OBE) 0.15g、极限安全地震动(SSE) 0.30g 和超设计基准地震动(ULE) 0.75g 作为输入, 研究不同地震动强度引起的场地土非线性反应, 以及对楼层加速度响应的影响规律; 该模型土-结构相互作用振动台试验表明, 尽管在基岩场地上, 场地仍然对结构的地震效应造成明显的放大作用, 在 OBE、SSE 和 ULE 工况下, 场地动力效应放大倍数分别为 3.13、2.1 和 1.19, 由于土体逐渐进入了非线性状态, 这种放大作用随着输入地震动强度的增强而变小。因此, 建议对基岩场地的条件进行界定, 并建议在任何条件下均需要考虑土-结构相互作用的影响, 特别是在对核电厂设备、管道抗震设计和地震裕度评估时, 不考虑土-结构相互作用将造成评估结果偏小。

**关键词:** 土-结构相互作用; 核电厂; 地震模拟振动台试验; 地震动强度; 楼层加速度响应

中图分类号: TV312

文献标志码: A

DOI: 10.13465/j.cnki.jvs.2017.18.032

## Experimental research on seismic responses of a new type of nuclear power plant under different site conditions

GAO Yongwu<sup>1,2</sup>, WANG Tao<sup>1,2</sup>, DAI Junwu<sup>2</sup>, JIN Bo<sup>2</sup>

(1. China Earthquake Disaster Prevention Centre, Beijing 100029, China;

2. Key Laboratory of Earthquake Engineering and Engineering Vibration of China Earthquake Administration, Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration, Harbin 150080, China)

**Abstract:** It is important to consider the soil-structure interaction for accurately simulating the seismic responses of the structures, subsidiary systems and components of nuclear power plants. A set of shaking table tests on a 1:25 scaled nuclear power plant structure was presented, with the underlying soil simulated by using a multi-functional laminated shear container, by which the viscous-elastic boundary was well reproduced. A group of 10 ground motion records was taken as the input for the shaking table. The PGAs were scaled to the operational basis earthquake (OBE 0.15g), the safely shutdown earthquake (SSE 0.30g), and the ultimate earthquake beyond the design basis standard (ULE 0.75g). The test results indicate that the plasticization is gradually developed in the soil with the increasing of input intensity. The soil nonlinearity exerts significant influence on the responses of the superstructure. The soil significantly amplifies the structural dynamic responses, although it is in a bedrock type site. The amplification factor is 3.13, 2.1, and 1.19 for the OBE, SSE, and ULE, respectively. It decreases with the increase of input seismic intensity, because of the plastification of the underlying soil. Therefore, it is suggested that the condition of bedrock site needs further evaluation, and at any type of site, the soil-structure interaction shall be considered, particularly for the seismic design and seismic margin analysis of facilities and pipes inside a nuclear power plant. Otherwise, the seismic margin will be underestimated.

**Key words:** soil-structure interaction; nuclear power plant; shaking table test; seismic intensity; floor acceleration response

抗震裕度评价(Seismic Margin Assessment, SMA)  
基于高置信度低失效概率条件, 评估整座核电厂系统

超设计基准地震动的抗震能力。分析模型要求尽可能准确, 往往参照规范中的方法考虑土-结构相互作用。而目前规范的适用条件为厂址极限安全地震动加速度峰值不大于 0.5g 的新建压水堆核电厂的抗震设计, 对于抗震裕度评估, 很可能部分结构、设备和系统的抗震裕量大于 0.5g, 此时, 仍然按照规范的方法考虑土-结

基金项目: 地震行业科研专项经费项目(201208013)

收稿日期: 2016-01-11 修改稿收到日期: 2016-07-25

第一作者 高永武 男, 博士, 1986 年生

通信作者 王涛 男, 博士, 研究员, 1977 年生

构相互作用,其适用性需要进一步研究。

考虑土-结构相互作用是准确分析核电厂结构、系统和组件地震响应的重要因素。我国“核电厂抗震设计规范: GB 50267—1997<sup>[1]</sup>”规定剪切波速  $> 1\,100\text{ m/s}$  时,可不考虑土-结构相互作用。美国“核电厂结构和安全相关构件的抗震分析: ASCE 4—1998<sup>[2]</sup>”中规定当核电厂厂址地基岩石的剪切应变不大于  $10^{-3}\%$ ,且剪切波速大于  $1\,100\text{ m/s}$  时不考虑土-结构相互作用;而 AP1000 的设计证书<sup>[3]</sup>中给出地基土平均剪切波速  $> 2\,438\text{ m/s}$  的硬基岩场地不考虑土-结构相互作用,其它条件的场地均需考虑土-结构相互作用的影响。但是对于多大限值的剪切波速可不考虑土-结构相互作用尚无定论,如日本<sup>[4]</sup>和法国<sup>[5]</sup>,不论地基土剪切波速多大,核电结构、系统和设备分析中均需要考虑土-结构相互作用的影响。李忠诚<sup>[6]</sup>认为在抗震分析中必须要考虑土-结构相互作用,并通过引入边界元法考虑土-结构相互作用对 CPR1000 厂址的适用性做出评价。侯春林<sup>[7]</sup>基于 CPR1000 安全壳的集中质量模型,对 RCC-G 和 ASCE 4—1998 两个规范中阻抗函数的定义方法进行对比,分析了不同土体参数对楼层地震响应的影响。白文婷<sup>[8]</sup>比较了我国 GB 50267—1997、RCC-G88 及 ASCE 4—1998 中考虑土-结构相互作用的方法,对阻抗函数的计算进行了比较,并分析了各规范相对保守程度。目前,核电厂考虑土-结构相互作用主要有三种方法:集中质量法、整体有限元法和子结构法。然而,无论哪种方法都无法有效考虑土体本构关系的复杂性、不确定性以及基础与地基土接触边界的几何非线性。因此,强震下如何考虑土-结构相互作用的影响,需要进一步通过实验研究。

1985 年,美国电力研究所 (EPRI) 与台湾电力公司 (TPC) 合作在台湾罗东 (Lotung) 进行了两个缩尺 (1/4 和 1/2 比例) 钢筋混凝土安全壳模型试验<sup>[9-10]</sup>。完成了强迫振动试验,并在地下竖孔台阵中记录到了 10 组里氏震级为 4.5~7 级,水平地表加速度峰值为  $0.03 \sim 0.21g$  的地震响应,对比分析了不同土-结构相互作用分析方法的优缺点,为推动土-结构相互作用的发展起了重要作用。但是,该试验在天然场地进行,地震动输入强度有限,试验过程中最大输入地震加速度峰值为  $0.21g$ ,不能充分考虑强震引起土体非线性对土-结构相互作用的影响。

考虑土-结构相互作用主要包括三个关键问题:土体边界的模拟、基础与地基接触以及地震动从基岩传至结构基底过程中土体的反应。本文以多功能叠层剪切土箱模拟土体的透射边界,以三合土模拟剪切波速较大的地基土,制作核电厂屏蔽厂房和内部结构的振动台模型,放置在土体之上,模拟地基土与结构的相

互作用,通过地震模拟振动台实验研究不同强度地震动引起的地基土非线性反应,以及该非线性对楼层加速度响应的影响规律,为核电厂设备、管道抗震设计和地震裕度评估提供重要依据。

## 1 原型结构介绍

本文研究的原型结构为某新型核电厂核岛部分的屏蔽厂房(含非能动水箱)和安全壳的内部结构。屏蔽厂房为预应力混凝土结构,主要由筒壁和非能动水箱组成,总高约  $70.00\text{ m}$ 。筒壁高  $52.50\text{ m}$ ,圆筒外径  $44.20\text{ m}$ ,壁厚  $900\text{ mm}$ 。非能动水箱内衬不锈钢板,外径壁厚  $600\text{ mm}$ ,内径壁厚  $500\text{ mm}$ ,盖板厚  $400\text{ mm}$ ,存满水  $\approx 2\,800\text{ t}$ 。屏蔽厂房加非能动水箱(存满水)总质量  $\approx 20\,580\text{ t}$ 。内部结构为钢筋混凝土剪力墙结构,图 1 给出了安全壳的内部结构剖面,内部结构的结构形式复杂,楼板和墙体厚度和截面形式多变,同一楼层不同功能分区因工艺需求多为错层,本文研究主要设备的支撑楼板层,标高分别为  $\pm 0$ 、 $+4.600\text{ m}$  和  $+20.000\text{ m}$ 。内部结构总质量  $\approx 19\,700\text{ t}$ 。图 1 给出了部分设备间的分布,中间位置为反应堆堆坑,其它分区分别安装不同环路的蒸汽发生器、稳压器、热交换器、反应堆冷却剂泵等重要设备。根据有限元模型模态分析解得屏蔽厂房和内部结构的基频为  $4.40\text{ Hz}$  和  $5.37\text{ Hz}$ 。

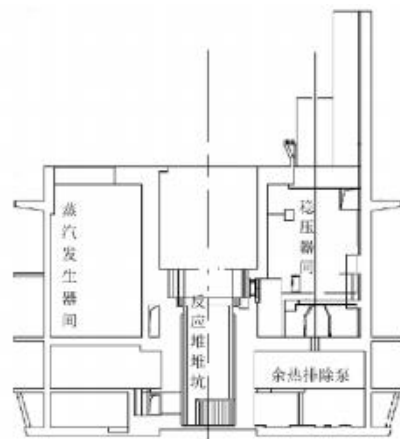


图 1 屏蔽厂房的内部结构剖面图

Fig. 1 Internal structure within shield building

## 2 相似律与模型结构

### 2.1 模型相似关系

振动台试验受到台面尺寸及承载力的影响,需要采用缩尺模型。根据试验目的对原型结构做合理的简化,既可以降低模型施工难度,又可以得到准确的试验结论。参考文献[11-12]中的相似理论,本试验采用一致相似律定义相似关系。由于台面尺寸和承载能力的限制,采用尺寸比例 1:25 的缩尺模型。缩尺后屏蔽厂房的壁厚为  $36\text{ mm}$ ,由于缩尺模型的预应力施工困

难,因此,试验中采用双层钢板微粒混凝土组合壳体的结构形式模拟原型结构,保证模型和原型在动力特性上具有相似性,类似文献[13]中对不同试验目的振动台试验采取“抓主要因素”的方法考虑主要参数的相似关系,以长度、等效密度和频率作为基本量纲。屏蔽厂房模型总质量(含非能动水箱水)为1.576 t,内部结构总质量为0.884 t,为了使屏蔽厂房和内部结构具有相近的等效密度,需要对内部结构配置人工质量,考虑内部结构空间分布,一层顶面加配重0.24 t,二层顶面0.16 t,三层顶面0.16 t,内部结构加配重后总质量为1.404 t。模型动力相似关系,见表1。

表1 屏蔽厂房及内部结构振动台模型一致相似关系  
Tab.1 General similitude law of shield building and internal structure

物理量	屏蔽厂房	内部结构
长度 $L$	1:25	1:25
等效密度 $\rho = m_a/L^3/m_p$	1:1.197	1:1.114
周期 $T=1/f$	1:4.04	1:3.85
位移 $d=L$	1:25	1:25
速度 $v=f\times L$	1:6.19	1:6.49
加速度 $a=L\times f^2$	1:1.53	1:1.67
频率 $f=(E/\rho)^{1/2}/L$	4.04:1	3.85:1

2.2 试验模型概述

根据原型结构提取主要信息,简化安全壳及内部结构,如图2所示。模型主要由底座、内部结构和屏蔽厂房(筒壁和非能动水箱)组成。底座配双层双向 $\Phi 14@150$ 钢筋,为保证屏蔽厂房、内部结构和底座的整体性,屏蔽厂房埋入底座中,底座中与屏蔽厂房相交的钢筋需在屏蔽厂房的钢板上开洞穿过,钢板开洞直径16 mm。双层钢筋间合理分布 $\Phi 8$ 拉结筋,拉结筋弯钩 $135^\circ$ ,弯后直段长度40 mm,底座钢筋布置,如图3所示。内部结构采用钢丝网片微粒混凝土浇筑,图4给出了内部结构剖面图。图4(a)为 $0^\circ\sim 185^\circ$ 剖切面,图

4(b)为 $135^\circ\sim 305^\circ$ 剖切面,图4(c)为 $55^\circ\sim 210^\circ$ 剖切面。底座顶面对应标高为-0.141 m,一层标高 $\pm 0.000$ ,二层标高+0.183 m,三层标高+0.800 m,分别对应原型标高为: $\pm 0.000$ ,+4.600 m和+20.000 m。

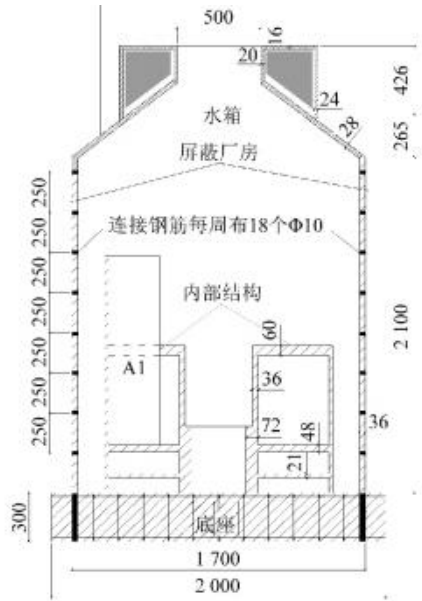


图2 屏蔽厂房及内部结构简化图  
Fig.2 Simplified diagram of shield and internal structures

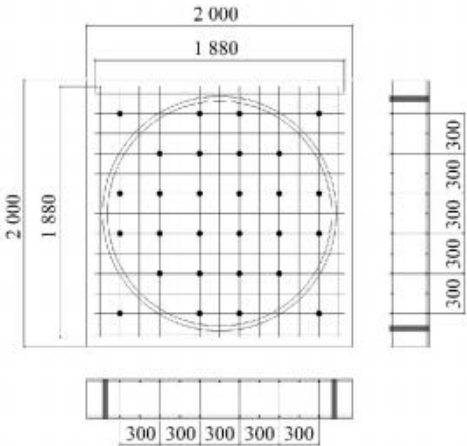


图3 底座钢筋布置图  
Fig.3 Reinforced rebars of foundation

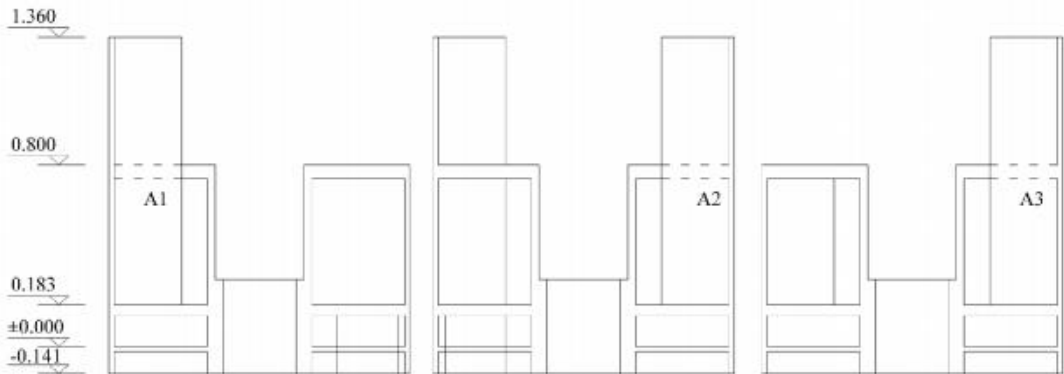


图4 内部结构剖面  
Fig.4 Sectional diagrams of internal structure

### 2.3 模型施工

屏蔽厂房选用 4 mm 厚的双层钢板, 钢板间用  $\Phi 10$  钢筋连接, 内部填充微粒混凝土。安全壳的内部结构用微粒混凝土和钢丝网片制作。内部结构和屏蔽厂房共用一个基础, 为了保证底座和屏蔽厂房的整体性, 内部结构和底座同时浇筑, 底座的双层双向配筋均穿过屏蔽壳预留的钢筋孔, 底座的钢筋布置如图 5 所示。内部结构以底座为基础, 墙体中的钢丝网片需要在底座中埋植一定长度, 内部结构一层钢丝网片的布置, 如图 6 所示。钢丝网片绑扎完成后用混凝土进行底座浇筑。一层楼板浇筑完成后进行养护 3 d, 待满足强度要求后进行第二层楼板施工, 并布置人工质量。浇筑完成后内部结构的俯视图, 如图 7 所示。



图 5 底座配筋

Fig. 5 Reinforced rebars of foundation plate



图 6 首层钢丝网片布置

Fig. 6 Steel wire mesh of first story of internal structure

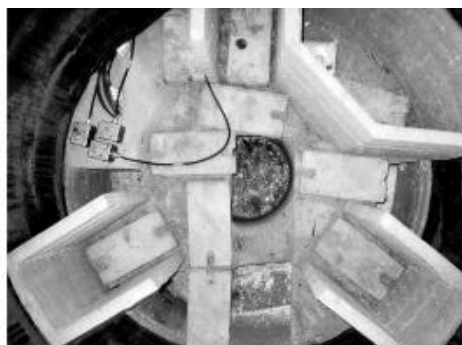


图 7 顶层俯视图

Fig. 7 Top view of internal structure

### 2.4 土体配制

由于土的复杂性和特殊性, 很难使土与结构在模型试验中满足一致相似关系。在设计试验时, 只能保证所研究的关键因素——剪切波速——满足相似关系。采用三合土的制作方式进行, 熟石灰: 河砂: 黄土重量配比为 0.02: 0.2: 0.6。制作方式如下: ①分六层制备土层, 每层高度控制约为 0.25 m, 通过人工方式使黏土均匀洒落于土箱中; ②每一层装好, 用木板将土层表面扫平后夯实, 再用耙子耙出一层毛刺, 然后继续装下一层土; ③最后一层安装结构模型, 结构基础上表面露出地面上 0.10 m, 即埋深 0.20 m, 周边土回填, 夯实; ④土样填装完毕后, 模型土经白噪声预振后固结  $\approx 48$  h; ⑤在试验进行前从模型土不同深度处取 3 组土

样, 进行动三轴试验并测模型土平均剪切波速。

中国地震局工程力学研究所土工试验室用 GZ-4 型共振柱和 GDS 动三轴测试了土体的必要参数。图 8 给出土样动模量比和阻尼比与动剪应变关系试验曲线图。根据 3 组土样测试结果的平均值作为土体的最终数据: 含水率 13.15%、密度  $2.131 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$ , 剪切波速为 206 m/s, 对应于实际厂址条件在地下 37.5 m 范围内剪切波速 1 275 m/s, 属于“核电厂抗震设计规范: GB 50267—1997”可不考虑土—结构相互作用的基岩场地, 对应于 AP1000 的 6 类标准场地中的第二类: 稳定基岩场地, 剪切波速不小于 1 066 m/s 直到埋深 36 m 处, 而且基岩埋深在地下 36 m 处<sup>[14]</sup>。

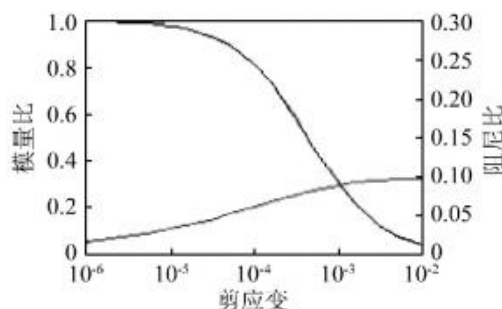


图 8 土样动模量比和阻尼比与动剪应变关系试验曲线

Fig. 8 Soil dynamic modulus ratio and damping ratio with respect to dynamic shear strain

### 3 测量系统

本试验采用加速度传感器对模型动力响应进行测量, 测量方案如图 9 所示。台面布置 1 组三分量加速度传感器, 以确定实际输入。在土箱中传感器的布置用 A 表示, 共布置 7 组水平向加速度传感器。参考文献 [15—16] 中评定土箱性能传感器的布置方案。模型基础布置 1 组三分量加速度传感器 B3, 其采集信号可作为模型的动力输入。在内部结构第二层和第三层楼板上布设两个加速度传感器, 记为 B1 和 B2, 这两层楼板分别对应着蒸汽发生器和稳压器等主要设备的支撑位置。在屏蔽厂房外壁上布设四个传感器, 记为 B4 ~ B7。

### 4 模态分析

在将模型吊装入土箱之前, 对屏蔽厂房和内部结构进行模态测试, 得到模型的振动频率, 以确定所有的相似关系。进行 3 分钟地脉动测试, 以 B3 测点为参考点分别用 NExT-ERA 方法和随机减量-ERA 方法做模态分析<sup>[17]</sup>, 得到屏蔽厂房和内部结构的前两阶频率, 如图 10、图 11 所示。

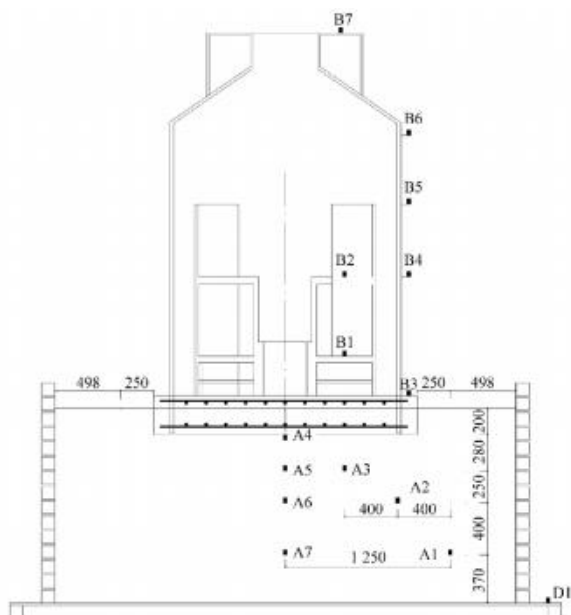
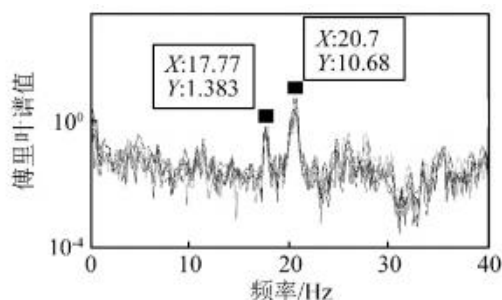
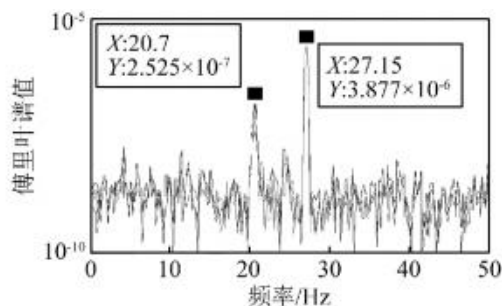


图9 传感器布置图

Fig. 9 Deployment of accelerometers



(a) NExT-ERA 方法屏蔽厂房频率



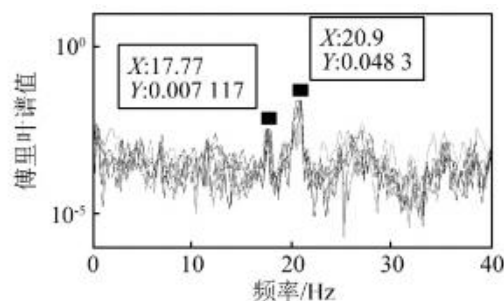
(b) 随机减量-ERA 方法屏蔽厂房频率

图10 屏蔽厂房频率分析

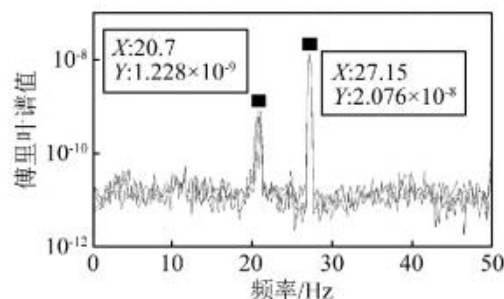
Fig. 10 Frequency analysis of shield structure

## 5 振动台实验方案和地震动输入

本实验在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进行,该实验室装备有三向六自由度地震模拟振动台,可承载模型最大重量 30 t,最大抗倾覆力矩 75 t·m;满载最大加速度: X、Y 向均为 1.0g, Z 方向为 0.7g;空载最大加速度: X、Y 向均为 2.0g, Z 方向为 1.5g;最大速度,单向振动时为 60 cm/s,三向振动时为 30 cm/s;最大位移, X、Y 向均为 ±8 cm, Z 向为 ±5 cm;工作频率范围 0.5 ~ 40 Hz。



(a) NExT-ERA 方法内部结构频率



(b) 随机减量-ERA 方法内部结构频率

图11 内部结构频率分析

Fig. 11 Frequency analysis of internal structure

不同场地的设计地震动参数不同,一般考虑极限安全地震动(SSE)取运行安全地震动(OBE)的2倍。本文原型结构运行安全地震动(OBE)为 0.15g,极限安全地震动(SSE)取 0.30g。核电厂抗震裕度评估中,整座核电厂高置信低失效的抗震裕度值应大于等于 1.5 倍 SSE,故多数评估对象的裕度值大于 1.5 倍 SSE。本文为了充分考虑强地震动作用引起土体非线性变化而对设备抗震裕度评估的影响,取超设计基准地震动为 SSE 的 2.5 倍,即 0.75g。

由于核电厂设备的基频主要在 2 ~ 10 Hz 范围,所以在选取地震动时尽可能的使所选地震动覆盖 2 ~ 10 Hz 的频率范围。同时,根据模态分析结果结合时间相似关系,振动台输入选用表 2 中的地震动,原始地震动记录的时间间隔均为 0.02 s,考虑到时间 1:4 的相似关系,在进行振动台试验时,按照 0.005 s 输入。与原型结构的运行安全地震动(OBE 0.15g)、极限安全地震动(SSE 0.30g)和超设计基准地震动(ULE 0.75g)对应,考虑到加速度相似律 1:1.5,加速度幅值调整为 0.1g、0.2g 和 0.5g。

所选择地震动的 5% 阻尼比反应谱,如图 12 所示。对输入地震动 PGA 归一化后 5% 阻尼比加速度反应谱与 GB 50267—1997 中的基岩和硬土标准反应谱以及美国 RG 1.60 谱比较。与设备主频范围 2 ~ 10 Hz 相比,在所关心的频带 4 ~ 8 Hz 范围内满足较好,其它频带略低与设计谱,因原型结构基频为 4.40 Hz 和 5.37 Hz,且本文是以天然地震动作为输入,可以认为所选地震动是合理的。

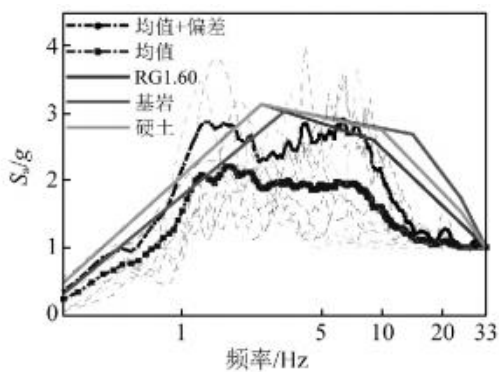


图 12 输入地震动归一化 5% 阻尼比加速度反应谱  
Fig. 12 Normalized acceleration response spectrum of selected ground motions considering 5% damping ratio

进行两组试验, 分别采用振动台多功能叠层剪切土箱考虑土结构相互作用影响和直接放置在台面上不考虑土 - 结构相互作用, 两类模型如图 13、图 14 所示。

首先进行土箱 - 结构振动台实验, 按照表 2 中地震动依次进行 0.10g、0.20g、0.50g 的单向加载试验。完成后撤去土箱, 按照同样的加载次序进行结构振动台试验。

表 2 试验中输入地震动记录

Tab. 2 Input ground motion records for shaking table tests						
输入顺序	地震动名称	震级	距离	点数	时间间隔/s	
1	fn Imperial Valley, 1940, El Centro	6.9	10	2 674	0.02	
2	fn 1995 Kobe	6.9	3.4	3 000	0.02	
3	fn 1994 Northridge	6.7	6.4	3 000	0.02	
4	fn Palos Verdes	7.1	1.5	3 000	0.02	
5	fn Morgan Hill, 1984, Gilroy	6.2	15	3 000	0.02	
6	fn West, Washington, Olympia, 1949	6.5	56	4 000	0.02	
7	fn Puget Sound, Wa., Olympia, 1949	7.1	80	4 092	0.02	
8	fn Tabas, 1978	7.4	1.2	2 500	0.02	
9	fn C. Mendocino, 1992, Petrolia	7.1	8.5	3 000	0.02	
10	fn Northridge, 1994, Olive View	6.7	6.4	3 000	0.02	



图 13 土箱 - 结构振动台试验  
Fig. 13 Soil-structure interaction test

6 不同地震动强度楼层加速度峰值比较分析

下文讨论的响应值已经根据相似律换算到原型结构。结构关键楼层的标高根据相似关系中长度的相似比 1:25 换算得到。B1、B2、B4、B5、B6、B7 对应着标高



图 14 不考虑土 - 结构相互作用的结构振动台试验  
Fig. 14 Structure test directly mounted on shaking table

分别为: +4.575 m、+20.000 m、+20.000 m、+34.000 m、+46.750 m、+67.500 m。对测量得到的响应加速度峰值的最大值以基底输入分别按照输入强度不同(OBE、SSE 和 ULE) 绘制在图 15 ~ 图 17 中, 并给出 10 组地震响应的均值和具有 84% 保证率的峰值。图 15 中表明, PGA 为 0.15g 时, 结构加速度峰值响应随着高度的增加而呈明显的递增趋势。不同地震动也呈现出不同的递增特性, 如第 4 组和第 7 组在相同 PGA 输入下, 不同楼层的加速度峰值的放大倍数有明显差异。考察图中具有 84% 保证率的峰值分布, 从输入点到地基顶面的放大与结构从基础底面到结构顶面的放大规律一致, 近似可看成直线型放大。图 16 给出了考虑土 - 结构相互作用、在 SSE 地震作用下的楼层响应加速度峰值分布图。总体分布规律与图 15 相近, 个别地震动同层放大倍数有所差异。同图 15 中相比最明显之处在于, 土体中的峰值放大规律与结构中的放大规律出现差异, 土体中随着高度的增加加速度峰值放大规律变缓, 而结构中的放大加剧。整体分布由 OBE 输入时单直线分布变为 SSE 输入下的双折线分布。图 17 给出了考虑土 - 结构相互作用、ULE 地震动输入下楼层加速度峰值分布图。与图 15、图 16 相比分布规律有明显的不同, 土体部分加速度峰值放大不明显, 而结构中加速度响应放大也较图 15、图 16 平缓, 在不同地震动作用时, 离散性变小, 即最大加速度分布与地震动类型的相关性减弱。综合图 15 ~ 图 17 分析, 随着地震动强度增大, 土体性质经历了由弹性 - 弱非线性 - 强非线性的变化过程, 其侧向刚度逐渐降低, 动阻尼比增大, 对地震动峰值的放大作用变小。该现象与宏观地震现象吻合, 即随着地震强度的增强, 楼层响应峰值加速度并非与其正比放大。

图 18 ~ 图 20 给出了不考虑土体影响的结构加速度响应峰值分布, 为了与上文对照, 仍然保留对应于土体位置的标高, 其中 -40 m 处的数值对应不考虑土 - 结构相互作用台面加速度输入峰值换算得到, 而 -11.025 m 处的数值为模型底座地面加速度传感器 A4 测量值换算得到。图 18 表明, 在 OBE 地震作用下,

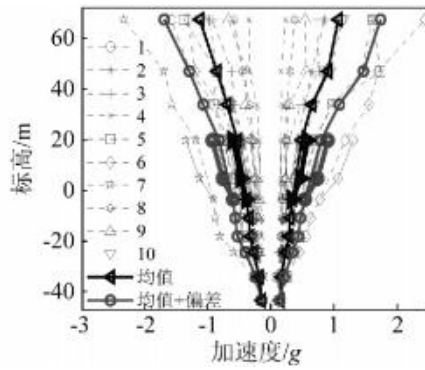


图 15 OBE( PGA0.15g) 地震输入下土和结构加速度峰值分布图

Fig. 15 Response acceleration distribution of soil and structure under OBE earthquakes ( PGA 0.15g)

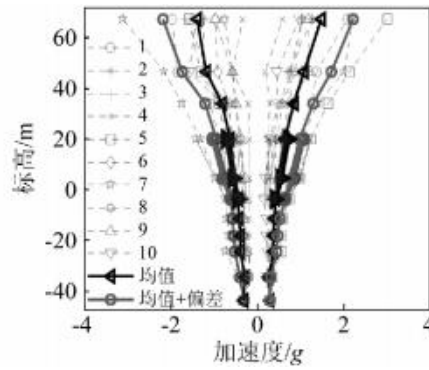


图 16 SSE( PGA0.30g) 地震输入下土和结构加速度峰值分布图

Fig. 16 Response acceleration distribution of soil and structure under SSE earthquakes ( PGA 0.30g)

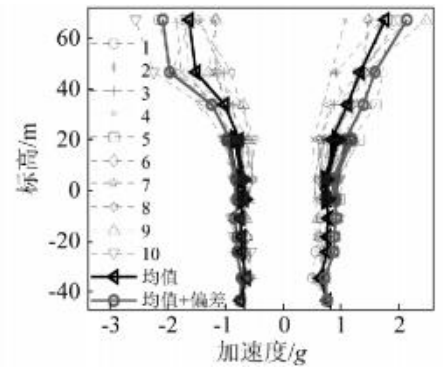


图 17 ULE( PGA0.75g) 地震输入下土和结构加速度峰值分布图

Fig. 17 Response acceleration distribution of soil and structure under ULE earthquakes ( PGA 0.75g)

不考虑土-结构相互作用时,结构加速度峰值分布与考虑土-结构相互作用的情况相比离散性更大,其中第4组、第8组、第10组地震动偏离均值较明显。均值和84%保证率的加速度响应均随标高的增加呈递增趋势,其放大规律在<34 m时大致呈对数型,随着高度的增加放大倍数逐渐增大;在>34 m时呈指数型,随着高度的增加放大倍数逐渐减小。当输入SSE地震动时,结构加速度峰值变化规律,如图19所示。其峰值放大规律与OBE加载工况相似。图20给出了在ULE地震动激励下,结构加速度峰值分布离散性较小,随标高增

大加速度峰值放大倍数与OBE和SSE工况有一定差别。响应加速度正向峰值在整个标高范围内的增长趋势均呈对数增大,而负向峰值分布规律则和OBE、SSE工况一致。34 m仍是两个区段不同放大倍数的拐点。产生加速度峰值分布变化的原因主要有三方面:①随着标高的增高,屏蔽厂房筒体截面发生变化导致刚度发生变化;②屏蔽厂房顶部水箱部位质量增加;③水与水箱壁液固耦合作用。其中液固耦合作用将在后续试验中深入研究。

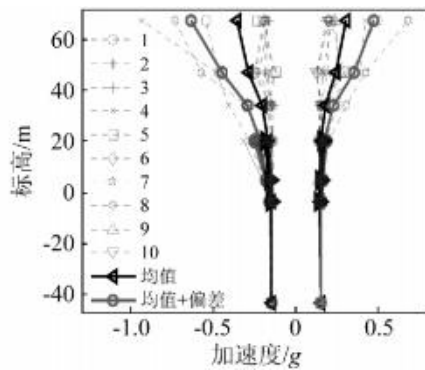


图 18 OBE( PGA0.15g) 地震输入下结构加速度峰值分布图

Fig. 18 Response acceleration distribution of structure under OBE earthquakes ( PGA 0.15g)

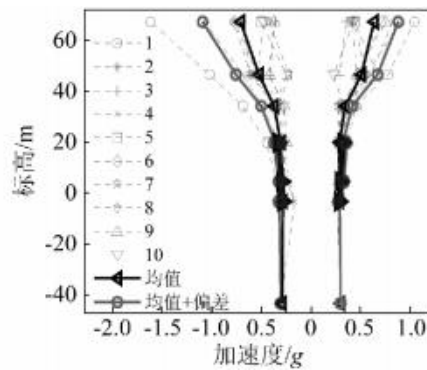


图 19 SSE( PGA0.30g) 地震输入下结构加速度峰值分布图

Fig. 19 Response acceleration distribution of structure under SSE earthquakes ( PGA 0.30g)

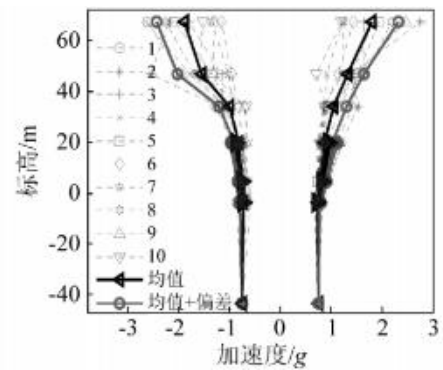


图 20 ULE( PGA0.75g) 地震输入下结构加速度峰值分布图

Fig. 20 Response acceleration distribution of structure under ULE earthquakes ( PGA 0.75g)

将图15~图20具有84%超越概率的分布值按照加载强度不同分别绘制在图21中,以对比土体对上部结构的影响,其中SSI代表考虑土-结构相互作用,UN-SSI代表不考虑土体影响。由图21可知,在OBE和SSE工况下,考虑和不考虑土-结构相互作用有明显差异,以标高67.500 m为例,OBE对应的考虑是不考虑土-结构相互作用PGA的3.69倍,SSE为2.54倍。在ULE工况下,考虑土-结构相互作用与不考虑土

-结构相互作用,加速度峰值分布近似相同,图21(c)中显示底座下部加速度传感器的PGA与不考虑土-结构相互作用的PGA相一致,即土体对地震动PGA没有放大作用,这一现象与OBE和SSE工况有很大差别。图22给出了台面(D1)输入归一化后三种不同强度(OBE、SSE、ULE)底座(A4)处具有84%超越概率的分布值5%阻尼比加速度反应谱的对比图。由图22可知,不同地震动强度土体的放大幅度值和频率区间不同,



三种地震动强度反应谱峰值对应频率 OBE-2.95 Hz、SSE-2.7 Hz、ULE-1.1 Hz。原因是随着地震动强度的增大,土体由初始的线性逐步进入非线性,其整体的幅频特性发生改变,对地震动中不同频率成分的放大和滤波作用也随之发生改变。

图 23 给出了不同地震动强度下,响应加速度放大倍数的对比。由图可以发现,考虑土-结构相互作用

时,随着地震动强度的增加,响应加速度峰值放大倍数降低,这是由于土体非线性程度增加而造成的。直接坐落在台面上的结构,响应加速度放大倍数与地震动强度关系不大,这是由于结构特性未发生变化,随着地震动强度的增加,结构响应加速度峰值与地震动输入 PGA 具有线性关系。

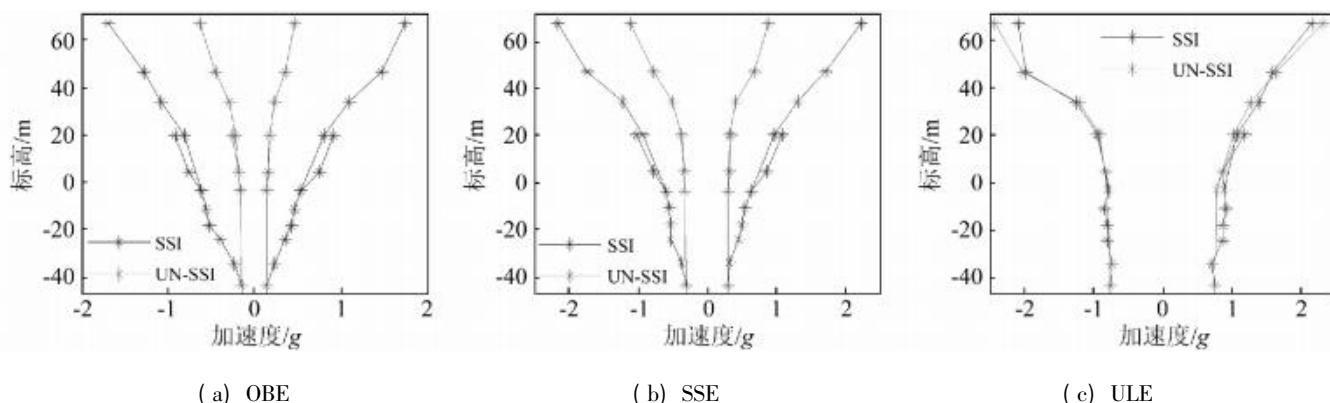


图 21 有土和无土工况楼层加速度峰值分布的比较

Fig. 21 Comparison of peak acceleration distribution along height between models with soil and without soil interaction

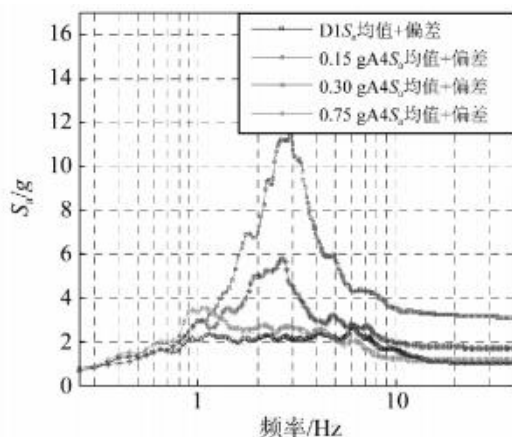


图 22 底座归一化输入 5% 阻尼比加速度反应谱

Fig. 23 Normalized acceleration response spectrum of base input ground motions considering 5% damping ratio

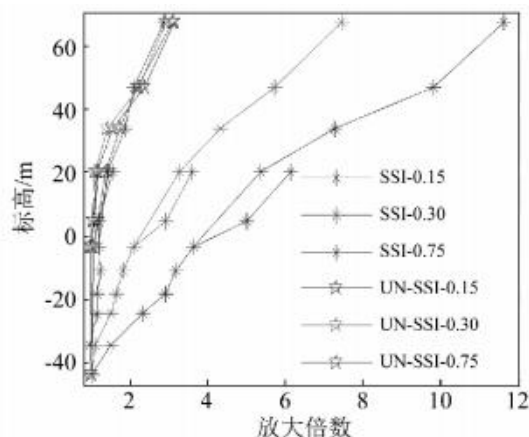


图 23 楼层加速度响应放大倍数

Fig. 23 Amplification of response acceleration with respect to input motions

## 7 结 论

本文对某新型安全壳的内部结构和屏蔽厂房进行简化设计,根据振动台的尺寸和承载能力确定 1:25 缩尺模型,使用人工配置剪切波速为 206 m/s 的土体,用振动台多功能叠层剪切土箱模拟土体边界,进行考虑土-结构相互作用和不考虑土-结构相互作用的振动台实验。测量屏蔽厂房及内部结构关键楼层的加速度响应,并对加速度响应峰值和放大系数进行分析,得到以下结论:

(1) 考虑与不考虑土-结构相互作用对结构楼层响应有明显的影响。以标高 67.500 m 为例,在 OBE、SSE 和 ULE 工况下,考虑土-结构相互作用,动力放大系数分别为 11.13、7.43 和 2.85,其中土层放大倍数为

3.13、2.1 和 1.19,结构放大倍数为 3.56、3.54 和 2.39。不考虑动力放大系数,则结构动力放大系数为 4.4、2.93 和 3.24,结构仍保持线弹性,动力放大系数平均值为 3.52。在较小的地震强度(OBE)下,土体保持弹性,有明显的动力放大效应,特别是高频效应放大明显,在 3 Hz 左右;随着振动强度增加,在 ULE 下,土层动力放大效应降低明显,土体进入非线性,其卓越频率降低到  $\approx 1$  Hz,土层的滤波作用而影响了结构的动力放大效应,其动力放大系数从 3.56 降低到 2.39。

(2) 随着地震动强度的增加,考虑土-结构相互作用楼层响应的变化与宏观地震现象相一致。验证了振动台多功能叠层剪切土箱模拟土体边界条件,解决土体本构关系的复杂性、不确定性以及基础与地基土接触边界几何非线性的有效性。同时,也说明在强烈地



震时,结构与场地接触面上的非线性变化需要更加精细的数学和力学模型进行描述,这需要更深入的研究,本文试验结果可为该模型的标定提供依据。

(3) 根据本试验结果,建议“核电厂抗震设计规范:GB 50267—1997”进一步提高不考虑土-结构相互作用的场地条件,并在核电厂抗震裕度评估时,考虑土体的非线性动力作用。

#### 参考文献

- [1] 中华人民共和国国家技术监督局,核电厂抗震设计规范:GB 50267—1997[S].北京:地震出版社,1997.
- [2] Seismic analysis of safety-related nuclear structures and commentary: ASCE 4—1998[S].1999.
- [3] AP1000 Design Control Document( DCD) ,Tier2 ,Revision 15 [S].
- [4] 日本电气协会.原子力发电所耐震设计技术指针: JEAG 4601—1987[S].
- [5] RCC-G88. Design and construction rules for nuclear power plants[S]. 1988.
- [6] 李忠诚.考虑土-结构相互作用效应的核电厂地震响应分析[D].天津:天津大学 2006.
- [7] 侯春林.核电厂结构抗震分析中不同规范要求引起的差异及影响研究[D].哈尔滨:中国地震局工程力学研究所 2012.
- [8] 白文婷.核电厂抗震设计中的两个问题及厂房结构地震易损性研究[D].哈尔滨:中国地震局工程力学研究所 2013.
- [9] TANG H T, TANG Y K, STEP J C. Lotung large-scale seismic experiment and soil-structure interaction method validation[J]. Nuclear Engineering and Design, 1990, 123: 397 - 412.
- [10] LUCO J E, FRANCISCO C P. Assessment of the response of the Hualien containment model during forced vibration tests [J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2004, 24: 1013 - 1035.
- [11] 张敏政.地震模拟实验中相似律应用的若干问题[J].地震工程与工程振动,1997,17(2): 52 - 58.  
ZHANG Minzheng. Study on similitude laws for shaking table tests [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 1997, 17(2): 52 - 58.
- [12] 张敏政,孟庆林,刘晓明.建筑结构的抗震模拟试验研究[J].工程抗震与加固改造 2003(4): 31 - 35.  
ZHANG Minzheng, MENG Qinglin, LIU Xiaoming. Experimental study on seismic simulation of building structure [J]. Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting, 2003(4): 31 - 35.
- [13] 李振宝,李晓亮,唐贞云,等.土-结构动力相互作用的振动台试验研究综述[J].震灾防御技术,2010,5(4): 439 - 450.  
LI Zhenbao, LI Xiaoliang, TANG Zhenyun, et al. Review of research on shaking table test of dynamic soil-structure interaction [J]. Technology for Earthquake Disaster Prevention, 2010, 5(4): 439 - 450.
- [14] 赵德山,乔晓光,尹向勇. AP1000 核电技术对不同地基条件的适宜性分析[J].电力勘察设计 2009(4): 73 - 75.  
ZHAO Deshan, QIAO Xiaoguang, YIN Xiangyong. Feasibility analysis of AP1000 nucleus technique to different foundation clause [J]. Electric Power Survey and Design, 2009(4): 73 - 75.
- [15] 孙海峰,景立平,王宁伟,等.振动台多功能叠层剪切箱研制[J].岩石力学与工程报 2011,30(12): 2498 - 2506.  
SUN Haifeng, JING Liping, WANG Ningwei, et al. Development of multi-functional laminar shear container for shaking table test [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, 30(12): 2498 - 2506.
- [16] 孙海峰,景立平,王宁伟,等.振动台试验三维叠层剪切箱研制[J].振动与冲击 2012,31(17): 26 - 32.  
SUN Haifeng, JING Liping, WANG Ningwei, et al. A three-dimensional laminar shear soil container for shaking table test [J]. Journal of Vibration and Shock, 2012, 31(17): 26 - 32.
- [17] 高永武,金波,侯钢领,等.基于环境激励的 ERA 方法在网架结构振动测试中的应用研究[J].地震工程与工程振动 2013,33(4): 176 - 182.  
GAO Yongwu, JIN Bo, HOU Gangling, et al. Eigen-system realization algorithm used in the modal parameter identification of spacial trusses based on ambient excitation [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2013, 33(4): 176 - 182.
- [18] 白晋华,赵树峰,湛登华,等.运行核电厂抗震裕度评价研究[J].原子能科学技术 2012,46(12): 1446 - 1450.  
BAI Jinhua, ZHAO Shufeng, CHEN Denghua, et al. Research on seismic margin analysis of operation nuclear power plant [J]. Atomic Energy Science and Technology, 2012, 46(12): 1446 - 1450.