

DOI: 10.11779/CJGE202111013

考虑基础脱离的摇摆框架结构地震响应振动台试验研究

王国波¹, 王 焱¹, 禹海涛², 郑年文³, 孙富学^{*1}

(1. 温州大学建筑工程学院, 浙江 温州 325035; 2. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092;

3. 武汉理工大学道路桥梁与结构工程湖北省重点实验室, 湖北 武汉 430070)

摘要: 结构基础与地基土发生分离即基础脱离的现象在强震时是不可避免的, 为此摇摆隔震 (Rocking Isolation) 的理念逐渐提出。基于此设计了常规基础框架结构模型和摇摆框架结构模型, 基于振动台试验数据对比分析了两类结构对场地土以及自身地震响应的影响。结果表明: ①由于结构基础发生的脱离量及脱离范围有限, 脱离效应对结构频谱特性影响不显著, 主要影响结构竖向加速度响应幅值; ②地震波类型对结构脱离效应影响显著, 脉冲型地震波引起的脱离量最大, 但脱离次数最少; ③相比较于常规框架结构, 摇摆框架结构对场地土地震响应的影响更显著, 且其自身响应的高频成分较为丰富。研究成果对探讨摇摆结构地震响应规律有一定的参考意义。

关键词: 摇摆; 基础脱离; 振动台试验; 地震响应; 框架结构

中图分类号: TU433

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2021)11-2064-11

作者简介: 王国波(1979—), 男, 博士, 教授, 主要从事工程结构的抗震分析。E-mail: 20190337@wzu.edu.cn。

Shaking table tests on seismic response of rocking frame structure considering foundation uplift

WANG Guo-bo¹, WANG Yao¹, YU Hai-tao², ZHENG Nian-wen³, SUN Fu-xue¹

(1. College of Architecture and Civil Engineering, Wenzhou University, Wenzhou 325035, China; 2. Key Laboratory of Geotechnical and

Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. Hubei Key Laboratory of Roadway,

Bridge & Structure Engineering, Wuhan University of Technology, Wuhan 430070, China)

Abstract: The separation of structural foundation and foundation soil, namely the foundation uplift, is inevitable in strong earthquakes, so the concept of rocking isolation is gradually proposed. Based on this idea, two types of models for frame structure are designed: the conventional foundation frame structure and the rocking frame structure. The influence effects of the two types of structures on the site soil and their own seismic responses are compared and analyzed based on the shaking table test data. The test results show that: (1) Due to the limited uplift amount and range of the structural foundation, the uplift effect has no significant influences on the spectral characteristics of the structure, but mainly affects the vertical acceleration response amplitude. (2) The seismic wave type has a significant influence on foundation uplift effect. The impulse seismic wave causes the largest uplift, but the least numbers. (3) Compared with that of the conventional frame structure, the influence of rocking frame structure on the site soil seismic response is more significant, and the high frequency components of its own response are more abundant. The research results have certain reference significance for exploring the seismic response law of rocking structure.

Key words: rocking; foundation uplift; shaking table test; seismic response; frame structure

0 引 言

随着韧性城市的理念不断深入, 针对韧性结构的研究也称为目前研究的热点和难点^[1-2]。在结构抗震分析领域, 以可恢复结构为代表的韧性结构得到了广泛的重视, 可恢复功能抗震结构包括摇摆结构、自复位结构、可更换和附加耗能装置的结构等, 其中的摇摆结构又包括自由摇摆和可控摇摆^[2-4]。摇摆结构可恢复功能的工作机制是将基础对结构特定组件(如剪力墙、

结构柱、框架或带支撑框架)底部的部分约束解除, 使其由弯曲变形、剪切变形或弯剪变形模式转变为整体的刚体摆动模式, 从而避免构件的损伤, 而使结构具备一定的可恢复功能能力^[5]。这些措施是完全从结构层面提出的改变结构构件与基础之间的约束。考虑到土-结构相互作用效应在工程结构抗震领域的重要

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51878529, 51678465, 52078386)

收稿日期: 2021-04-23

*通信作者 (E-mail: sunfuxue@163.com)

性以及目前的接受程度, 同时考基于已有大量震害经验, Anastasopoulos 等^[6]提出了摇摆隔震的理念 (Rocking Isolation), 该理念的基本原理是有意弱化结构基础, 允许结构基础在地震时与地基土发生分离, 利用地基与基础接触面处的非线性及地基土的非线性、塑性变形等消耗地震能量, 使原本在上部结构形成的塑性铰转移到地基土, 减小或避免上部结构的塑性变形并防止其倒塌, 从而确保上部结构的安全, 其原理如图 1 所示。传统的结构设计是不允许结构基础与地基土发生分离, 因此认为结构与地基土是绑定 (Bond) 在一起的, 因此在地震时塑性铰出现在结构构件上, 最终导致结构破坏, 而基于摇摆隔震理念的设计方法弱化结构基础 (如减小基础宽度 B), 允许结构基础和地基土之间发生部分分离以及地基土体局部发生塑性变形, 以消耗地震动能量, 达到保护上部结构的目的。

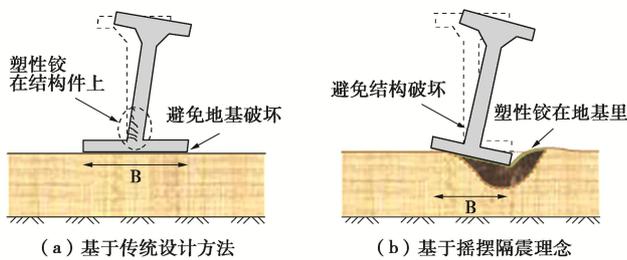


图 1 摇摆隔震原理示意图^[6]

Fig. 1 Schematic diagram of rocking isolation principle

基础脱离的分析模型总的来说可分为 4 类: 经典的刚性地基上刚性块体模型^[7]、刚性地基上柔性结构模型^[8]、柔性地基上刚性块体模型^[9]和柔性地基上柔性结构模型^[6]。对于刚性地基模型, 目前已有较好的理论解析解, 然而对于柔性地基模型, 一般将其简化为 Winkler 地基, 利用只能提供拉力的弹簧模拟地基土, 该方法的优点是简单, 但却无法模拟地基土的非线性变形以及结构基础与地基土分离后应力重分布后引起的土弹簧刚度变化, 导致目前关于柔性地基上基础脱离的计算方法不够完善。因此, 基础脱离对结构地震响应影响的研究较多, 主要包括储液罐或水塔^[10]、桥墩^[11]、框架^[12]与大型复杂结构^[13]等, 但在实际工程中的应用明显滞后理论研究。

本文拟针对目前计算方法的不足, 开展相应的振动台试验研究, 探讨柔性地基上柔性结构摇摆地震响应规律为建立合理的摇摆结构地震响应计算分析方法提供基础。

1 振动台试验设计

1.1 原型结构

原型结构分两类: ①设计偏安全的传统基础框架结构; ②适当降低基础尺寸弱化基础的摇摆框架结构。

(1) 原型结构概况

本次试验框架结构原型为 6 层双向单跨框架, 纵、横向跨度均为 6 m, 层高 3 m, 独立基础, 结构设计信息与构件尺寸见表 1, 其中柱和梁截面尺寸分别为 400 mm×400 mm 和 600 mm×300 mm, 楼板厚 120 mm。

表 1 原型结构设计参数

Table 1 Design parameters for prototype structure

参数	设计信息
设防类别	丙类
地震动参数	7 度 (0.1g), II 类场地, 设计地震分组为第二组
结构材料	C40 混凝土, 钢筋 HRB335 和 HRB400
荷载	楼面恒载 5 kN/m ² , 活载 2 kN/m ² ; 屋面恒载 7 kN/m ² , 不上人屋面活载 0.5 kN/m ²

(2) 传统基础设计

按照地基与基础基本理论^[14], 结构基础面积:

$$A \geq \frac{F_k}{f_a - \gamma_G d} \quad (1)$$

式中 F_k 为相应于荷载效应标准组合时, 上部结构传至基础顶面的竖向力值; f_a 为修正后的地基承载力特征值; γ_G 为基础及回填土的平均重度, 一般取 20 kN/m³; d 为基础平均埋深。本文不针对具体工程, 因此取常规数值, 如 f_a 取 150 kPa, d 取 0.6 m, 对于 6 层框架, 计算得到 F_k 为 897.6 kN, 按方形独立基础设计, 由式 (1) 可得基础宽度不小于 2.6 m, 保守起见本文对常规基础尺寸取边长为 3 m 方形独立基础, 基础高度按常规取 600 mm。

本次试验属于规律性探索, 并不针对某个具体工程, 因此本文在设计试验时, 主要是使用基本土力学知识设计基础尺寸而已, 至于其承载力并未涉及。

(3) 弱化基础设计

弱化基础是指基础尺寸小于上述常规计算值, 理论上任何小于 2.6 m 的基础尺寸均满足要求。但考虑到本次试验采用微粒混凝土制作结构模型, 且经过 1/30 的几何相似比后, 结构尺寸过小, 微粒混凝土中较大颗粒浇筑困难, 导致模型结构刚度有限。为确保试验中模型结构能承受一定的地震动而不致发生结构提前破坏, 本次试验将摇摆结构的基础尺寸定为 2.5 m 长的方形独立基础。

1.2 相似关系

对于地表结构而言, 应选用重力不失真模型, 即采用设置配重的方法模拟模型和原型材料密度不同和活荷载的相似关系。根据 Buckingham 定理, 以长度、弹性模量、加速度为基本物理量, 再根据相似条件间的关系可以初步确定其他相似关系。首先, 根据振动台与模型箱尺寸确定长度相似关系 S_L 为 1/30; 其次, 采用微粒混凝土制作结构模型, 本次试验进行了不同配比下的微粒混凝土弹性模量测试, 最终确定微粒混凝土的质量比为: 水泥: 细料: 粗料: 减水剂: 水

=1:2.5:2.5:0.014:0.686, 测得其弹性模量约为 15 GPa, 密度 2333 kg/m³, 常规 C40 混凝土弹性模量 32.5 GPa, 则弹性模量相似比为 0.462; 最后, 加速度相似比依据振动台性能取为 2。可得模型体系各物理量的相似系数及其相似关系, 如表 2 所示。

表 2 模型试验相似关系

Table 2 Similarity relation for model tests

类型	物理量	相似系数符号及表达	相似系数
几何	几何尺寸	S_L	1/30
	弹性模量	S_E	0.462
	等效密度	$S_p = S_E / (S_a * S_L)$	6.923
材料特征	应变	$S_\epsilon = S_\sigma / S_E$	1
	应力	S_σ	0.462
	质量	$S_m = S_\sigma S_L^2 / S_a$	0.000256
	时间	$S_t = S_L / (S_E / S_p)^{0.5}$	0.129
动力特征	频率	$S_f = S_L^{-0.5} * S_a^{0.5}$	7.746
	位移	S_L	1/30
	速度	$S_v = (S_L / S_a)^{0.5}$	0.258
	加速度	S_a	2

1.3 模型结构制作

原型结构中的混凝土采用微粒混凝土进行模拟, 其中水泥为 32.5 级矿渣硅酸盐水泥, 细料为粒径小于 2.5 mm 且具有连续级配的河砂, 粗料为粒径为 2.5~5 mm 的石英砂。梁柱构件纵筋及箍筋采用镀锌铁丝来模拟, 楼板中钢筋采用镀锌铁丝网模拟。对于钢筋混凝土构件参照文献[15], 依据抗弯能力和抗剪能力等效确定梁、柱和箍筋相似计算, 详细计算过程参见文献[16]。常规结构模型与摇摆结构模型尺寸以及相应的实物如图 2 所示。

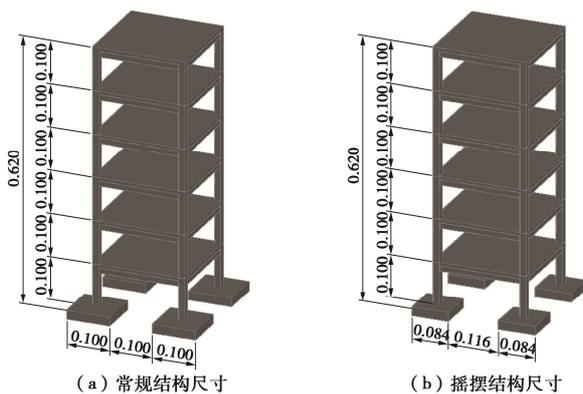


图 2 两种结构模型尺寸及实物

Fig. 2 Dimensions and physical structures of two models

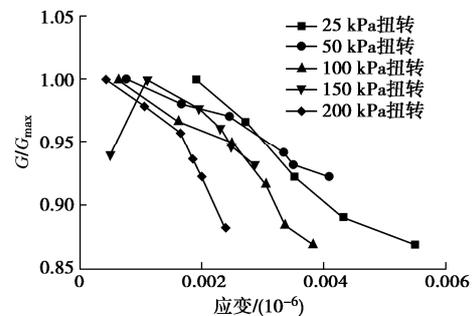
结构在放置土体表面时, 利用激光平整仪尽可能的使结构模型基础与土体表面平整接触。

1.4 模型结构配重计算

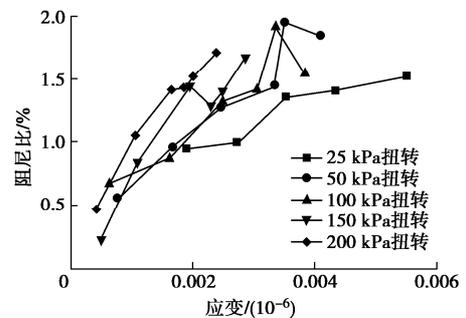
计算模型配重时, 先由原型结构质量按相似常数计算得到模型的理论所需质量, 减去模型自重所产生的质量, 即得到模型对应楼层所需配重。经计算共需配重 47.25 kg, 平均每层楼板配重 7.875 kg, 每层采用两块长宽高尺寸为 24 cm×13 cm×1.6 cm 的铁板, 质量约为 7.8 kg。

1.5 模型土

模型土为北京地区原状黏土, 利用环刀法测得土样的密度为 1850 kg/m³, 共振柱试验测得土体动剪切模量和动阻尼比随动剪应变的变化曲线如图 3 所示。由图 3 可见土体动剪切模量随动剪应变的增加而降低, 动阻尼比则随动剪应变的增加而增加。



(a) 归一化动剪切模量曲线



(b) 动阻尼比随动剪应变的变化曲线

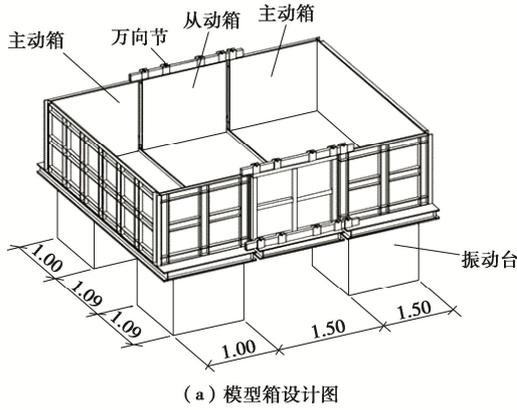
图 3 土体共振柱试验结果

Fig. 3 Test results of soil resonant column

模型土填装按照每 10 cm 分层填装压实, 填至 1.0 m 后静置, 然后利用白噪声扫描振实土体。

1.6 模型箱

本次试验在北京工业大学工程结构实验室的 9 子台上进行, 试验使用了 4 个 1 m×1 m 的台阵, 见图 4, 该模型箱由两个主动箱与一从动箱组成, 3 个箱体通过螺栓和底部钢板连接在一起, 使其成为一个整体刚性箱。模型箱内部净尺寸为 3.8 m×2.8 m×1.1m, 考虑模型箱内部沿长边两端泡沫板厚度 0.15 m, 土体尺寸为 3.5 m×2.5 m×1 m。



(a) 模型箱设计图



(b) 模型箱实物图

图 4 模型试验的模型箱

Fig. 4 Model box of model tests

1.7 监测方案

土-基础-框架体系剖面测点布置如图 5 所示, 其中每层楼板布置了沿激震方向的加速度传感器 A1—A6, 并在顶部增加了竖向加速度传感器 A7, 并在一个基础上安装两个加速度传感器 A8 (水平向) 和 A9 (竖向)。在地表沿激震方向设置了加速度传感器 B2—B10, 在 2 个主动箱 (两侧的箱子) 和一个从动箱 (中间的箱子) 内各选一条测线, 监测土体加速度沿深度的变化 (ZY 与 DY)。共设置了 4 个位移监测点, 采用激光位移计, 其中 Y₁, Y₂ 为顶层水平位移测点, Y₃, Y₄ 为基础竖向位移测点。

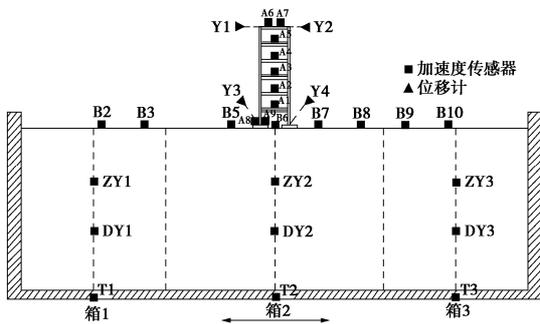
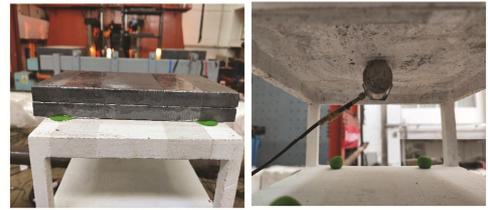


图 5 测点布置平面图

Fig. 5 Layout plan of measuring points

在楼板 4 个角部放橡皮泥, 在将配重块放在楼板上, 使得配重块与楼板之间有一定间隙, 减小配重块对楼板刚度的影响, 然后用透明胶带把配重铁块与楼板粘贴在一起 (图 6 (a))。为避免加速度传感器黏贴在配重铁板上使测得数据不准确, 将传感器布置在各

层楼板的板底 (图 6 (b)), 试验现场如图 6 (c) 所示。



(a) 配重块布置 (b) 加速度传感器布置



(c) 试验实物图

图 6 配重块放置和加速度传感器布置图

Fig. 6 Layout of balancing weight block and acceleration sensors

1.8 加载制度

本次试验输入选取正弦波进行边界效应分析, 另外还选取了经典的 EI-Centro 波 (代号 EL)、脉冲波北岭波 (代号 NR) 以及取土地区的北京人工波 (代号 BJ), 地震波输入方向为沿模型箱长边方向 (纵向), 工况见表 3。EL 波、NR 波和 BJ 波时程与频谱曲线如图 7 所示, 其中加载时间按照表 2 的时间相似比进行了调整。

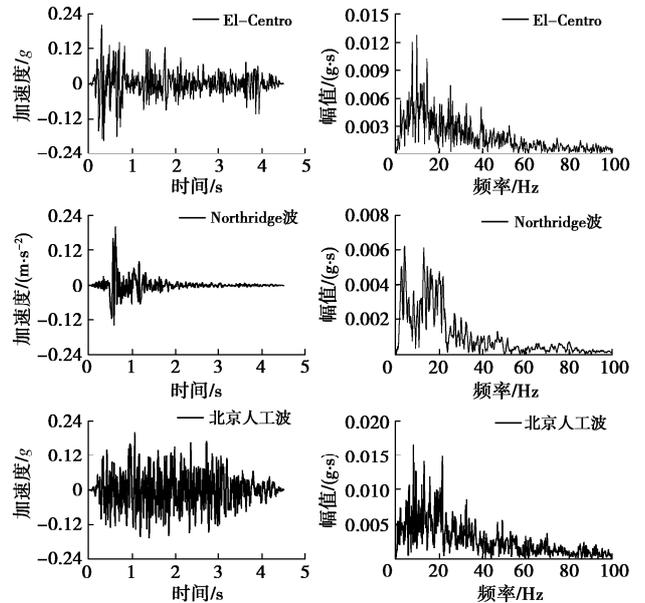


图 7 输入波的时程及频谱曲线

Fig. 7 Time histories and frequency spectra of input seismic waves

为降低土体性质等因素的影响, 本次试验拟先进行较小幅值地震动输入的试验, 逐步提高输入地震动幅值。

表 3 试验加载制度
Table 3 Test loading system

工况编号	模型类型	输入地震波	输入加速度幅值/g
1	自由场 常规结构 摇摆结构	白噪声 1	0.05
2		4Hz 正弦波	0.10
3		EL 波	0.20
4		NR 波	0.20
5		BJ 波	0.20
6		EL 波	0.40
7		NR 波	0.40
8		BJ 波	0.40
9		4Hz 正弦波	0.20
10		白噪声 2	0.05

2 振动台试验现象与结果

2.1 试验现象

各工况试验现象汇总如表 4，由观察到的试验现象可得 0.2g 正弦波输入下提离摇摆现象最显著，原因可能是正弦波长时间、相同幅值的往复加载导致输入震动能量最大。常规框架结构在输入幅值为 0.2g 的正弦波工况下柱底与基础连接处已剪断（图 8（a））。对比震前（图 8（b））与震后（图 8（c））情况可见，震后基础四周土体有明显的松散，这是因为经过多次震动与基础的提离摇摆冲击，导致局部土体发生较大变形。

表 4 各工况试验现象简单描述

Table 4 Simple description of test phenomena

工况	摇摆结构试验现象	常规结构试验现象
0.1g 正弦	无提离摇摆	无提离摇摆
0.2gEL	无提离摇摆	无提离摇摆
0.2gNR	较弱提离摇摆	无提离摇摆
0.2gBJ	较弱提离摇摆	无提离摇摆
0.4gEL	明显提离摇摆	有明显提离摇摆
0.4gNR	明显提离摇摆	有明显提离摇摆
0.4gBJ	较大提离摇摆	有较大提离摇摆
0.2g 正弦	剧烈提离摇摆	剧烈提离摇摆，且柱底破坏



(a) 常规框架结构柱底破坏



(b) 震前基础周围土体



(c) 震后基础处土体

图 8 常规框架结构试验现象

Fig. 8 Test phenomena of conventional frame structure

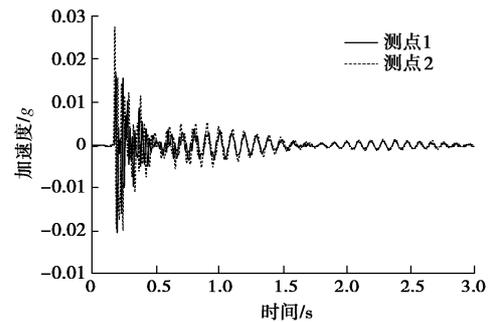
2.2 结构频率分析

采用敲击法对结构进行基频测试（图 9），通过敲击使结构自由振动，然后分析结构固有频率。在结构基础上压上重铁块以达到固定结构底部的目的。敲击位置在顶层，多次敲击并控制敲击力度，然后对自由衰减明显的波形段做频谱分析。模型结构顶层（图 9 中测点 1）和第 3 层楼板（图 9 中测点 2）加速度时程与频谱曲线（图 10），由频谱曲线可见结构模型的基频约 10 Hz。

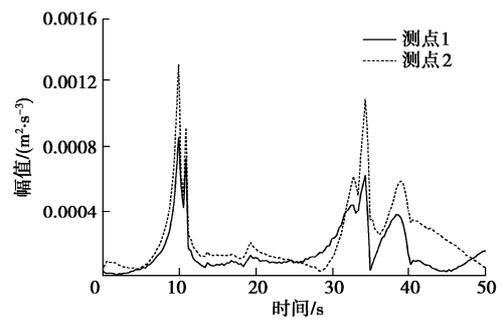


图 9 结构频率测试

Fig. 9 Frequency tests on structure



(a) 加速度时程曲线



(b) 频谱曲线

图 10 敲击法确定结构模型基频

Fig. 10 Determination of natural frequency of structural model by knockdown method

利用 ABAQUS 软件建立原型结构和缩尺结构模型，分别采用对应的计算参数，即原型结构为 C40 混凝土（密度 2500 kg/m³，弹性模量 32.5 GPa，泊松比 0.2），模型结构采用微粒混凝土参数（密度 2333 kg/m³，弹性模量 15 GPa，泊松比 0.3）。对于缩尺结构模型，还需考虑配重块的影响，本文尝试采用三种模拟方法：①将配重铁块与楼板绑定在一起，即 tie 连接配重块和结构楼板；②将配重铁块的质量以质量

点的形式均匀分布在楼板上; ③将配重铁块的质量均分给整个模型, 即采用等效密度的方法。

原型结构基频、3 种模拟方法下模型结构基频以及试验得到的结构基频列于表 5, 由表 5 可见:

(1) 不同配重块模拟方法下结构模型的基频差异较大, 体现了质量块的不同影响方式, 且其中以绑定的模拟方法与实测值最为接近, 该模拟方法也是与试验情况最为接近的, 因此应优选绑定的模拟方法。

(2) 模型结构与原型结构的基频之比为 7.53, 与表 2 中给出的频率相似比 7.746 吻合较好, 表明本文的结构模型设计方法是合理的。

(3) 但应看到结构模型基频计算值 (14.97 Hz) 与实测值 (10 Hz) 仍有较大差距, 原因在于结构模型柱截面尺寸较小、楼板较薄, 部分粗颗粒在浇筑时不得不取出, 从而材料分布不均, 导致材料的实际强度和刚度达不到数值模拟中材料均匀分布时的强度和刚度, 使得数值模拟得到的结构基频偏大。这也是微粒混凝土配制小尺寸结构模型所面临的不足之处。

表 5 原型结构和模型结构基频

Table 5 Fundamental frequencies of prototype and model structures (Hz)

原型结构计算值	模型结构试验值	模型结构计算值		
		绑定法	质量点法	等效密度法
1.97	10.00	14.97	16.32	17.13

2.3 边界效应分析

利用正弦激励下自由场地表沿纵向和横向各测点加速度幅值, 可确定模型箱边界影响范围, 详细分析可参见文献[16], 限于篇幅本文仅给出最终结论: 模型箱的边界效应影响主要影响区域是距离模型箱 25 cm 的范围, 本次试验在模型箱正中间放置一长度和宽度仅 0.3 m 的框架结构模型, 结构模型区域远离受边界影响区域。

2.4 土体加速度响应分析

地表结构在地震时惯性力引起结构左右晃动, 从而作为一个地表震源将震动再次传给地基, 引起地基土震动, 因此有必要分析地表结构对场地土响应的影响。以自由场加速度响应为基准, 比较常规和摇摆结构时地表沿激震方向以及深度方向加速度响应与自由场的比值。

(1) 土体沿激震方向加速度响应分析

各工况下模型土表面沿激震方向各测点加速度响应与对应自由场加速度响应比值如图 11 所示。分析图 11 可得: 摇摆结构与常规结构下的土体加速度响应一般要比自由场时大, 在距土表中心距离为 0~0.9 m (3B, B 为模型结构总宽度) 内尤为明显, 增大超过 20%, 其中摇摆结构下的土体加速度响应变化更大,

因为摇摆结构模型在发生脱离摇摆时对结构附近土体产生较大的冲击作用。

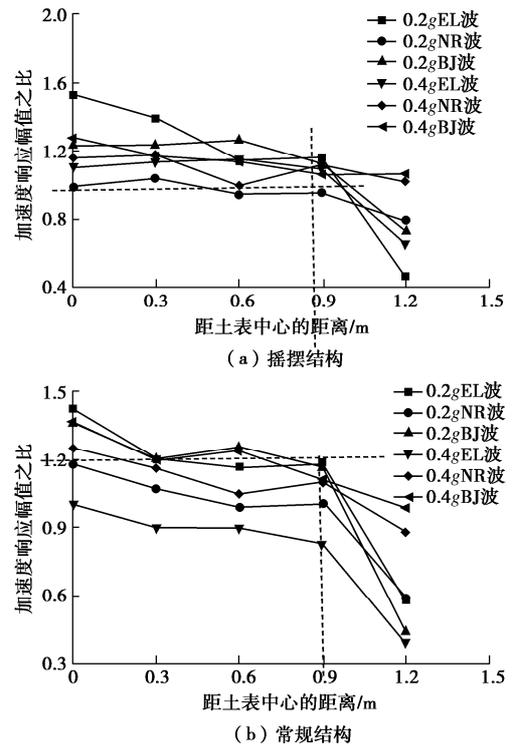


图 11 模型土表面各测点沿激震方向加速度变化

Fig. 11 Acceleration curves of measuring points on model soil surface along earthquake excitation direction

(2) 土体沿深度方向加速度响应分析

以 EL 波为例, 模型土沿深度方向各测点的加速度响应与对应自由场加速度响应的比值如图 12 所示。

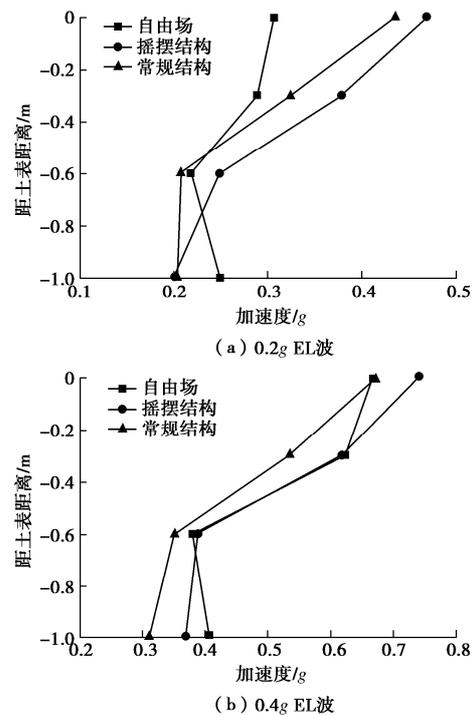


图 12 EL 波时模型土沿深度方向加速度响应变化曲线

Fig. 12 Acceleration response curves of model soil along depth direction under action of EL waves

分析图 12 可得:①土体加速度响应在深度方向的变化趋势基本一致,加速度响应大体随深度的减小而增大;②摇摆结构对场地土响应的影响大于常规结构,原因在于摇摆结构对场地土的扰动强烈些;③土体加速度幅值在 0.6 m 以下基本保持不变,而在 0.6 m 以上放大显著,可见地表结构对场地土响应的影响深度约 0.6 m,即 $2B$, B 为结构宽度。

2.5 结构加速度响应分析

常规和摇摆框架结构在不同工况下加速度幅值随结构高度变化见图 13, 14。

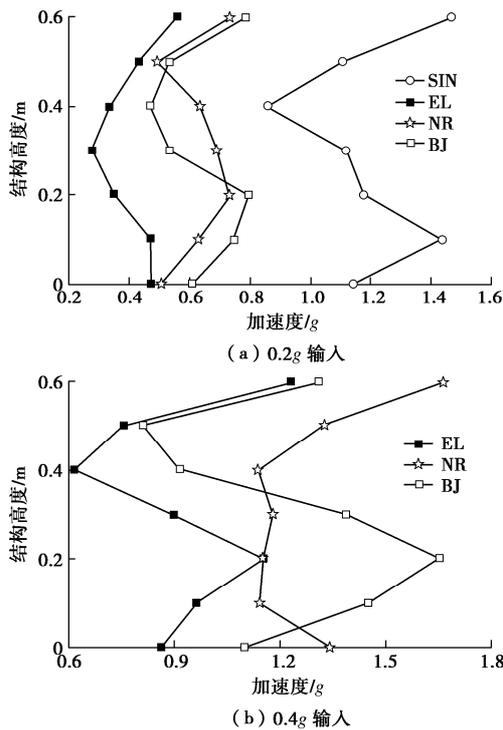


图 13 摇摆框架结构水平加速度幅值随高度变化曲线

Fig. 13 Curves of horizontal acceleration amplitude versus height of rocking frame structure

由图 13, 14 可得:

(1) 正弦波时结构响应远大于其他地震波,这与试验观察到的在 0.2g 正弦波作用下两类结构都发生剧烈摇摆相一致,其原因主要是结构受到幅值不变的往复激励。

(2) 在输入地震动幅值较小 (0.2g) 时,相对于结构基础的响应,摇摆框架结构加速度响应沿高度是先放大,然后降低,最后又放大;而常规结构则是先缩小后放大,体现了摇摆效应的影响;在输入地震动幅值较大 (0.4g) 时,该现象则更加突出,但由于土体非线性的影响,此时结构顶层加速度响应均降低了。

2.6 结构基础竖向位移分析

结构竖向位移是反应结构摇摆程度最直观指标。由表 4 试验现象描述可知除正弦波外,在 0.2g 输入时结构摇摆幅度较小,考虑到测量精度以及结构放置平

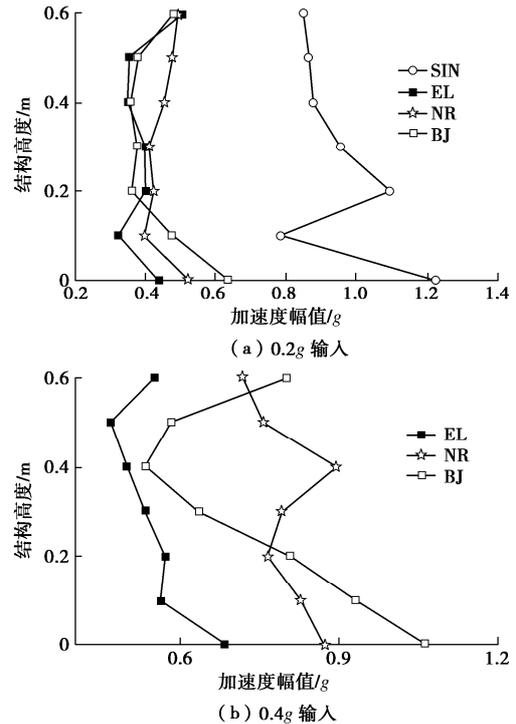


图 14 常规框架结构水平加速度幅值随高度变化曲线

Fig. 14 Curves of horizontal acceleration amplitude versus height of conventional frame structure

整度等因素, 0.2g 时的竖向位移监测结果不理想,因此本节以 0.2g 正弦波以及 0.4gEL 波、NR 波、BJ 波输入时摇摆框架结构基础竖向位移数据进行分析(图 15)。其中位移正值表示向上,负值表示向下,由正值位移可判断基础的脱离情况。由图可见:

(1) 在 0.2g 正弦下结构的脱离摇摆最剧烈,包括脱离的次数最多,幅值最大。

(2) 除去正弦波, 0.4g NR 波作用下摇摆结构发生了 4 次脱离,最大幅度达 4 mm,其次是 BJ 波,脱离次数为 6 次,最大幅度约 3 mm,而 EL 波作用下的脱离次数也达到了 9 次,但脱离幅度相对较小,最大约 1.4 mm。由此可见不同地震动对结构摇摆响应影响显著,对于实际地震动而言,脉冲波(NR)引起的脱离量最大,但由于脉冲时间有限,脱离次数最少。

3 常规结构与摇摆结构响应对比分析

3.1 对土体影响对比分析

放大系数定义为该测点的加速度响应幅值与台面 T1 测点的加速度响应幅值之比,选结构正下方地表测点 B_6 、地表沿纵向距结构最近的测点 B_5 ,不同工况下放大系数如图 16 所示,分析可得:

(1) 地表结构的存在显著放大了场地地表的加速度放大系数,尤其是以 EL 波和北京人工波,而 NR 波则放大效应不明显,体现了不同地震波类型的影响。

(2) 测点 B_6 的放大系数要小于 B_5 的,其原因

在于 B_6 点位于框架结构内部 (柱子之间) 的地表, 其响应受到两侧柱子晃动传递来振动能量的叠加, 而 B_5 位于结构一侧的缘故。

(3) 摇摆框架结构时地表加速度放大系数在结构一侧的测点 B_5 时大于常规框架就结构, 但在结构内部地表测点 B_6 时要小于常规框架结构, 且以 EL 波时差异最大。其原因与前述的测点 B_6 受到两侧基础的叠加影响相同。

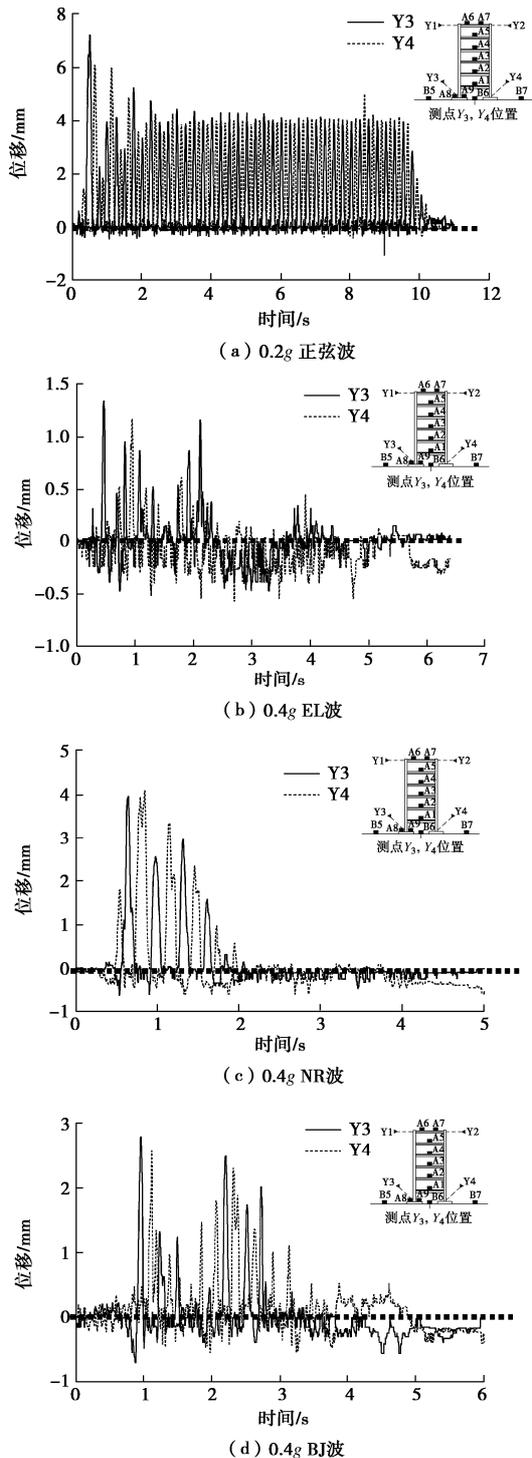


图 15 摇摆框架模型基础处竖向位移响应

Fig. 15 Vertical displacement responses of rocking frame model foundation

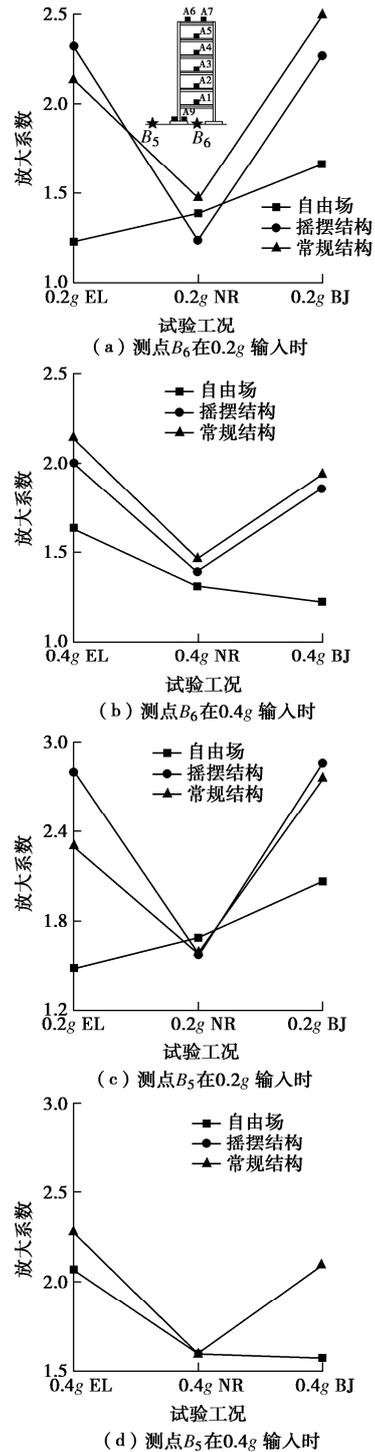


图 16 测点 B_5 , B_6 的加速度放大系数的对比

Fig. 16 Comparison of acceleration amplification coefficients of measuring points B_5 and B_6

3.2 结构水平与竖向加速度响应对比分析

限于篇幅, 本节仅选取结构摇摆响应剧烈的 0.2g 正弦波与 0.4g 北京人工波工况下框架基础与框架顶层的水平加速度响应进行对比 (图 17), 由图可得:

(1) 常规结构与摇摆结构的加速度响应时程曲线与相应的频谱曲线基本相似, 只是幅值上存在差异, 表明本次试验中结构基础发生提高、结构摇摆对结构频率的影响不显著。理论上, 结构基础与地基土发生

分离后, 土体对结构的约束减弱, 结构刚度降低, 此时结构频率应降低, 但频谱曲线反映出来的结构频率变化不大, 仅 BJ 波作用下, 结构顶层的水平加速度频谱曲线略有变化 (摇摆结构卓越频率约 4 Hz, 常规结构卓越频率约 5 Hz), 其原因可能在于结构基础与地基土发生分离的范围 (提高范围) 相对较小, 从图 15 可见最大提高量仅 4 mm, 结构高度, 再考虑结构自身弯曲变形, 独立基础下的提高范围非常有限, 因此结构频率的变化不显著。

(2) 在频谱曲线上, 对于正弦波由于荷载频率单一, 结构响应的频率成分也较为单一, 但在北京人工波作用下, 摇摆结构在 20~50 Hz 的高频成分较为丰富, 尤其是结构顶层的响应更为突出, 其原因在于摇摆结构在摇摆过程中冲击地面所产生的高频振荡。

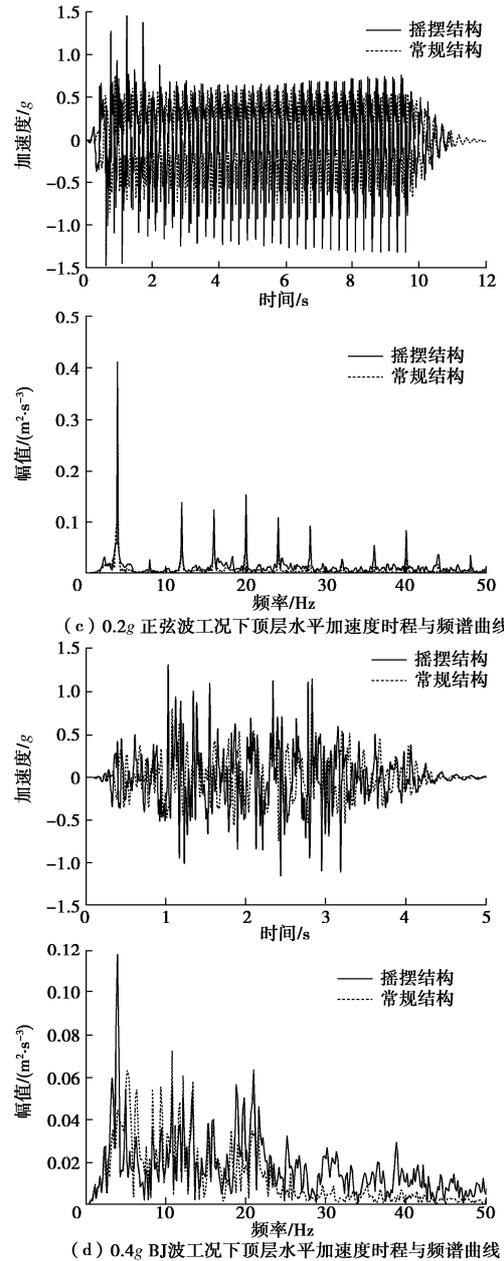
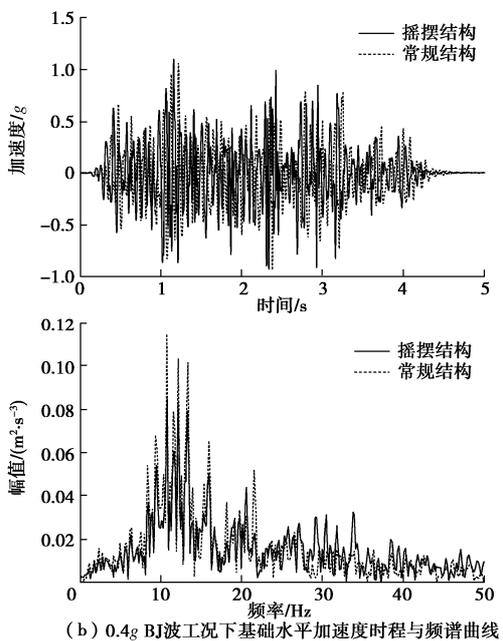
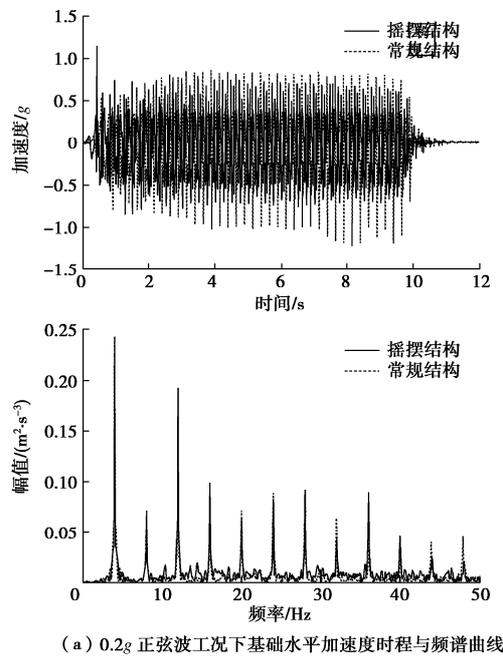


图 17 摇摆结构与常规结构水平加速度响应对比

Fig. 17 Comparison of horizontal acceleration responses between rocking and conventional structures

同样对比分析两种工况下框架结构顶层的竖向加速度响应 (基础处的竖向加速度时程曲线异常, 故未给出), 如图 18 所示。在本次试验中结构摇摆主要对结构竖向加速度幅值有一定影响, 对其频谱特性的影响并不显著。

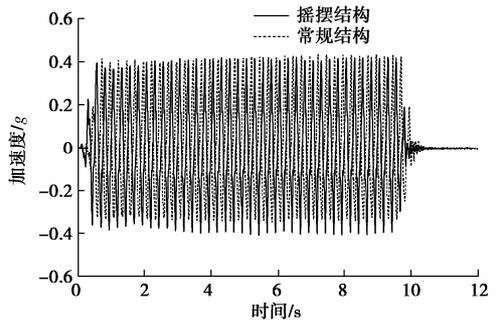
3.3 基础竖向位移对比分析

仍以结构摇摆响应较大的工况为例, 不同工况下基础竖向位移时程曲线对比如图 19 所示。

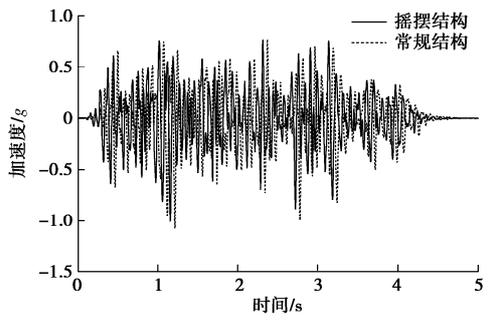
(1) 摇摆结构基础的提高量比常规结构的大, 表明摇摆结构的提高摇摆响应比常规结构剧烈。

(2) 正弦激励下结构提高次数和提高量均最大, 也即最容易发生提高。其次以脉冲型的 NR 波提高量最大, 但由于脉冲次数有限, 其提高次数最少, 而 EL

波的提高量最小, 但其提高次数最多。



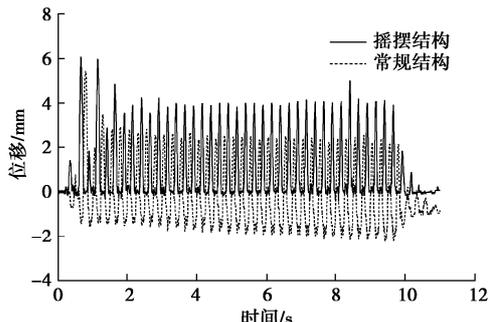
(a) 0.2g 正弦波工况下基础水平加速度时程与频谱曲线



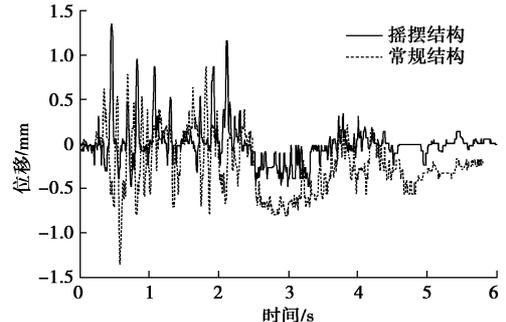
(b) 0.4g BJ波工况下基础水平加速度时程与频谱曲线

图 18 摇摆结构与常规结构竖向加速度响应对比

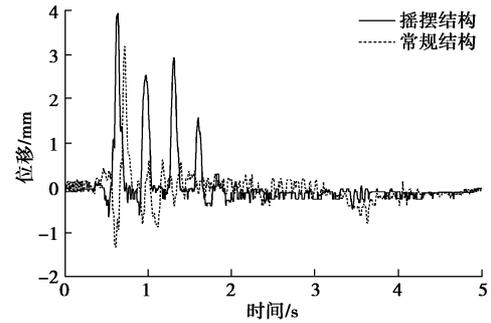
Fig. 18 Comparison of vertical acceleration responses between rocking and conventional structures



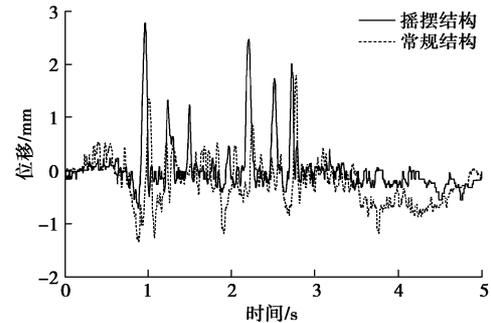
(a) 0.2g 正弦波



(b) 0.4g EL波



(c) 0.4g NR波



(d) 0.4g BJ波

图 19 常规框架与摇摆框架基础竖向位移对比

Fig. 19 Comparison of vertical displacements between conventional and rocking frame foundations

(3) 常规结构多为负的竖向位移, 即常规结构在地震时有一定的沉降, 而摇摆结构以脱离为主, 沉降量很小可忽略不计。

4 结 论

(1) 地表结构对场地土地震响应有显著影响, 其水平和竖向影响范围可达 3 倍结构宽度和 2 倍结构宽度, 本次试验表明, 因此实际工程中地表结构以及地表结构群对场地土及邻近结构 (地下结构和地上结构) 的影响值得关注。

(2) 摇摆结构由于脱离、再冲击的影响, 其对场地土地震响应影响更大, 主要表现在其加速度幅值放大具高频成分丰富。

(3) 相比较于常规框架结构, 摇摆框架结构发生更大的脱离量和脱离次数, 而常规框架结构则发生更大的沉降。

(4) 地震波类型对摇摆结构地震响应的影响也十分显著, 其中正弦波激励由于具有长时间的相同幅值激励, 导致提离量和次数均较大, 即结构更容易发生提离, 而对于实际地震波, 脉冲型波导致结构较大的提离量, 但提离次数相对较少。

目前针对考虑基础提离效应的摇摆结构抗震分析在国内还处于起步阶段, 相关理念还有待被认可和接受, 相关计算分析方法还不成熟。本文仅是基于单次振动台试验数据, 对比分析常规基础框架结构与可提离框架结构的地震响应差异, 至于摇摆框架结构“摇摆隔震(Rocking Isolation)”的优越性还需进一步基于试验数据和数值方法开展系统的参数研究, 需要从结构内力和变形方面加以分析和确定。希望本次试验能达到为数值分析提供验证, 从而最终达到建立考虑提离、再冲击全过程的摇摆结构合理计算分析方法的的目的。

参考文献:

- [1] 翟长海, 刘文, 谢礼立. 城市抗震韧性评估研究进展[J]. 建筑结构学报, 2018, **39**(9): 1 - 9. (ZHAI Chang-hai, LIU Wen, XIE Li-li. Progress of research on city seismic resilience evaluation[J]. Journal of Building Structures, 2018, **39**(9): 1 - 9. (in Chinese))
- [2] 吕西林, 武大洋, 周颖. 可恢复功能防震结构研究进展[J]. 建筑结构学报, 2019, **40**(2): 1 - 15. (LÜ Xi-lin, WU Da-yang, ZHOU Ying. State-of-the-art of earthquake resilient structures[J]. Journal of Building Structures, 2019, **40**(2): 1 - 15. (in Chinese))
- [3] 吕西林, 陈云, 毛苑君. 结构抗震设计的新概念—可恢复功能结构[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2011, **39**(7): 941 - 947. (LÜ Xi-lin, CHEN Yun, MAO Yuan-jun. New concept of structural seismic design: earthquake resilient structures[J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2011, **39**(7): 941 - 947. (in Chinese))
- [4] 周颖, 吕西林. 摇摆结构及自复位结构研究综述[J]. 建筑结构学报, 2011, **32**(9): 1 - 10. (ZHOU Ying, LÜ Xi-lin. State-of-the-art on rocking and self-centering structures[J]. Journal of Building Structures, 2011, **32**(9): 1 - 10. (in Chinese))
- [5] GAZETAS G, ANASTASOPOULOS I, GARINI E. Geotechnical design with apparent seismic safety factors well-bellow 1[J]. Soil Dynamics & Earthquake Engineering, 2014, **57**(2): 37 - 45.
- [6] ANASTASOPOULOS I, GAZETAS G, LOLI M, et al. Soil failure can be used for seismic protection of structures[J]. Bulletin of Earthquake Engineering, 2010, **8**(2): 309 - 326.
- [7] YIM C S, CHOPRA A K, PENZIEN J. Rocking response of rigid blocks to earthquakes[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1980, **8**(6): 565 - 587.
- [8] ACIKGOZ S, DEJONG M J. The interaction of elasticity and rocking in flexible structures allowed to uplift [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2012, **41**(15): 2177 - 2194.
- [9] LU Y, XIONG F, GE Q. Dynamic rocking response of a rigid planar block on a nonlinear hysteretic Winkler foundation[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2021, **50**(10): 2754 - 2773.
- [10] HASSAN A, HAMZEH S, MOHAMMAD K. Development of rocking isolation for response mitigation of elevated water tanks under seismic and wind hazards[J]. Shock and Vibration, 2020: 1 - 26.
- [11] 郭展, 陈誉, 何康. 基底摇摆隔震桥墩振动台试验与数值模拟研究[J]. 建筑结构学报, 2020, **41**(6): 38 - 48. (GUO Zhan, CHEN Yu, HE Kang. Shaking table test and numerical simulation study on base rocking isolation bridge piers [J]. Journal of Building Structures, 2020, **41**(6): 38 - 48. (in Chinese))
- [12] VASSILIOU M F. Seismic response of a wobbling 3D frame [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2018, **47**(5): 1212 - 1228.
- [13] SEXTOS A G, MANOLIS G D, ATHANASIOU A, et al. Seismically induced uplift effects on nuclear power plants. Part 1: Containment building rocking spectra[J]. Nuclear Engineering and Design, 2017, **318**: 276 - 287.
- [14] 赵明华. 土力学与基础工程[M]. 4版. 武汉: 武汉理工大学出版社, 2014. (ZHAO Ming-hua. Soil Mechanics and Foundation Engineering[M]. 4th ed. Wuhan: Wuhan University of Technology Press, 2014. (in Chinese))
- [15] 周颖, 吕西林, 著. 建筑结构振动台模型试验方法与技术[M]. 2版. 北京: 科学出版社, 2019. (ZHOU Yin, LÜ Xi-lin. Method and Technology for Shaking Table Model Test of Building Structures[M]. 2nd ed. Beijing: Science Press, 2019. (in Chinese))
- [16] 郑年文. 考虑基础提离效应的结构非线性地震响应研究[D]. 武汉: 武汉理工大学, 2020. (ZHENG Nian-wen. Research on Nonlinear Seismic Response of Structures Considering the Effect of Foundation Uplift[D]. Wuhan: Wuhan University of Technology, 2020. (in Chinese))