

DOI:10.11918/j.issn.0367-6234.201902028

SSI体系框筒结构高层建筑地震能量响应

沈超, 钱德玲, 张恒源

(合肥工业大学 土木与水利工程学院, 合肥 230009)

摘要: 为研究土体-结构动力相互作用 (SSI, soil-structure interaction) 体系高层建筑结构地震能量响应, 选用某框筒结构高层建筑研究模拟对象, 结合动力相似 Buckingham π 定理和强度、刚度等效原则, 设计了固定基础 (FB, fix-based) 和 SSI 两种体系振动台试验模型. 研究了振动台试验原始数据预处理方法、多自由度体系能量方程以及试验模型上部结构参数矩阵计算方法. 通过对比不同烈度模拟地震作用下, FB 和 SSI 试验模型上部结构的动能、弹性应变能、阻尼耗能、滞回耗能以及土体耗能差异, 分析了土体对上部结构动力特性和能量响应的影响. 研究表明, 相同地震波作用下, SSI 体系上部结构各项能量响应均小于 FB 体系. 土体阻尼耗能率随地震烈度的增大而减小. 土体能够改变上部结构的动力特性和能量响应程度, 但无法改变能量响应沿楼层高度的分布趋势.

关键词: 振动台试验; 动力相互作用体系; 框筒结构; 高层建筑; 能量响应

中图分类号: TU398+.2 **文献标志码:** A **文章编号:** 0367-6234(2019)12-0063-08

Seismic energy response of a high-rise building with frame-core tube structure considering soil-structure interactions

SHEN Chao, QIAN Deling, ZHANG Hengyuan

(College of Civil Engineering, Hefei University of Technology, Hefei 230009, China)

Abstract: To investigate the seismic energy response of a high-rise building considering the effect of soil-structure interaction (SSI) under seismic excitation, two shaking table test models, a fix-based (FB) model and a SSI model, were designed for simulating the high-rise building with frame-core tube structure based on the Buckingham π theorem and the principle of equivalent bending stiffness and strength. The original test data preprocessing method, energy equation of multi-degree-of-freedom system, and calculation method of the parameter matrix of the test model structure were explored in this study. Soil Effects on the dynamic characteristics and energy response of the superstructure of the two models were analyzed by comparing the kinetic energy, elastic strain energy, damping and hysteretic energy dissipation of soil under simulated seismic ground motions with different intensities. The results show that the energy response of the superstructure of the SSI test model was smaller than that of the FB model. The ratio of the soil damping of energy dissipation decreased with the increase of the seismic intensity. The soil could change the dynamic characteristics and energy response of the superstructure, but not the distribution trend of the energy response along the superstructure.

Keywords: shaking table test; dynamic interaction system; frame-core tube structure; high-rise building; energy response

随着中国城市建设步伐的加快,框筒结构高层建筑已如雨后春笋般遍布各个城市.框筒结构完美结合了框架和核心筒结构抗震性能的优点,且建筑空间的使用较为灵活,因而被广泛应用于集休闲、娱乐和商务于一体的大型商业楼宇的建设中.在建筑结构动力特性和动力响应研究方面,国内外学者普遍从时频分析的角度出发开展研究.相比于时频分析,基于能量理论的结构动力分析具有同时考虑振

动持时、强度和频谱特性的优点,其计算结果能够更加真实地反应结构地震响应的过程.因此,从能量理论的角度出发,对框筒结构高层建筑地震能量响应展开研究,具有十分重要的意义.

近年来,国内外学者从能量的角度出发,研究了建筑结构的地震能量响应.薛建阳等^[1]采用振动台试验和低周反复加载试验相结合的方法,研究了固定基础 (FB, fix-based) 体系古建筑木结构的抗震性能.通过分析不同模拟地震作用下构件的耗能特性,建立了构件的地震破坏评估模型;温凌燕等^[2]采用有限元软件 ABAQUS 建立了 23 个由钢筋混凝土核心筒和钢管混凝土框架柱组成的框筒结构数值模

收稿日期: 2019-02-15

基金项目: 国家自然科学基金(51378168)

作者简介: 沈超(1989—),男,博士研究生;

钱德玲(1956—),女,教授,博士生导师

通信作者: 钱德玲, dlqian@sina.com

型,通过时程分析获得了不同数值模型的地震能量响应差异;李坤等^[3]建立了多个具有不同动力特性的 FB 体系框筒结构数值模型,通过计算不同地震波作用下结构的能量响应,研究了 FB 体系框筒结构的阻尼耗能、滞回耗能和总输入能的分配规律;Gajan 等^[4]设计了安装有摇摆式浅基础的 3 层框架结构数值模型,对比分析了不同烈度模拟地震作用下 FB 和 SSI 两种体系中摇摆式浅基础的耗能差异;Morales-Beltran 等^[5]研究了伸臂桁架在 FB 体系超高层框筒结构中的最优布置方式,通过建立多个布置于不同楼层的伸臂桁架非线性数值模型,对比分析了地震作用下不同布置方案中伸臂桁架滞回耗能与结构塑性铰产生的规律. 现有建筑结构地震能量响应研究文献多为基于 FB 体系的构件、节点或耗能装置能量响应分析,而考虑土 - 结构动力相互 (SSI, soil-structure interaction) 作用的结构能量传递、耗散与分布的研究成果却较为少见. 由于结构的能量响应变化可直接影响结构设计方案的定型,因此考虑 SSI 效应的框筒结构地震能量响应值得进一步深入研究.

本文采用振动台模型试验和数值模拟相结合的方法,研究了 SSI 体系框筒结构高层建筑的地震能量响应. 通过对比不同烈度模拟地震作用下,FB 和 SSI 试验模型上部结构的动能、弹性应变能、阻尼耗能、滞回耗能以及土体耗能差异,分析了土体对上部结构动力特性和能量响应的影响. 需要指出的是,本

文研究内容不考虑软土地基、近场地震以及与结构固有频率接近的高频地震等特殊情形. 研究成果可为框筒结构高层建筑的抗震设计和地震能量响应研究提供可靠参考.

1 振动台试验简介

1.1 模型设计与制作

为使研究结果能够更准确地反映地震作用下建筑结构的动力特性和动力响应,试验模型选用某 41 层框筒结构高层建筑作为模拟对象. 采用抽层技术对原型结构进行简化,将所需保留楼层的相邻上、下层楼板抽去,结合动力相似比计算原型结构抽层楼板的恒、活荷载所对应的试验模型荷载值,并将其平均分配至试验模型保留楼层的相邻上、下层楼板. 同时,采用强度和刚度等效原则对框架柱和核心筒截面进行修正. 最终将 41 层的原型建筑结构简化为缩尺比例为 1/50 的 20 层 FB 试验模型. 试验模型动力相似比例见表 1,试验模型介绍见图 1.

表 1 动力相似比参数

Tab. 1 Dynamic similitude proportionality coefficients

物理量	相似比	物理量	相似比
长度 S_l	1/50	阻尼比 S_{ζ}	4.8×10^{-4}
应变 S_{ϵ}	1	时间 S_t	7.3×10^{-2}
加速度 S_a	3.8	频率 S_f	13.8
应力 S_{σ}	1/3	质量 S_m	3.5×10^{-5}
弹性模量 S_E	1/3	密度 S_p	4.4

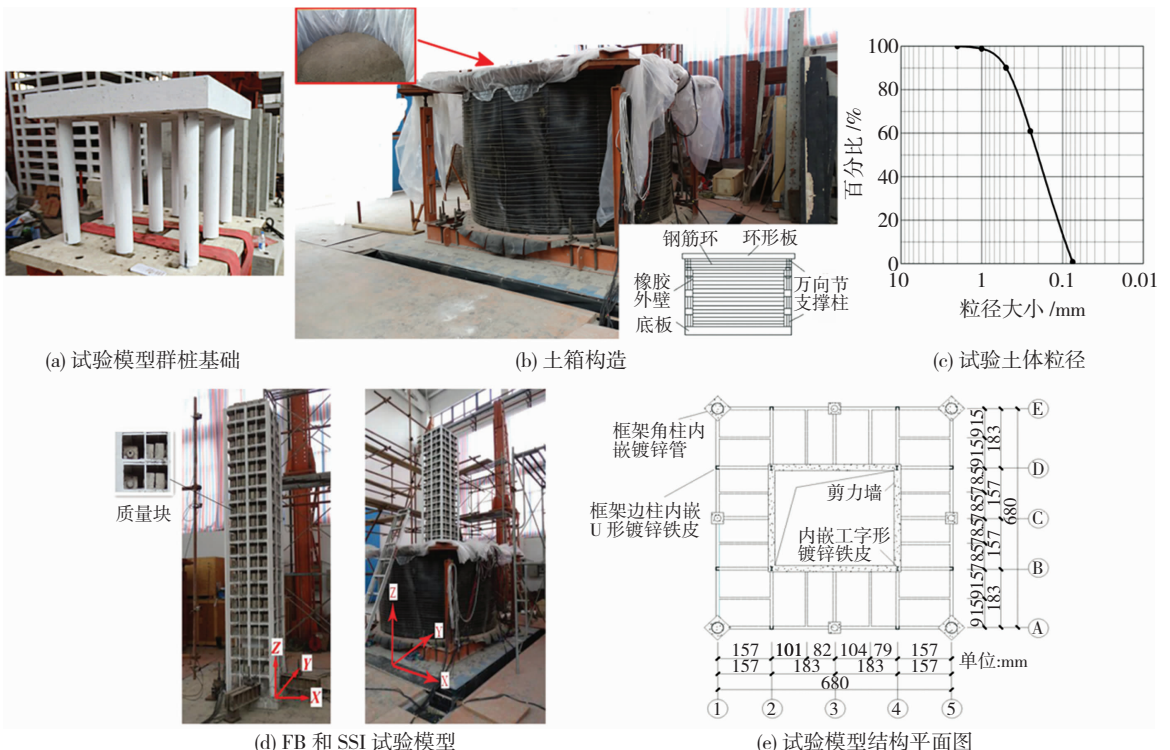


图 1 试验模型

Fig. 1 Photographs of the test models

SSI 试验模型的下部结构采用 3×3 的群桩基础,如图 1(a)所示. 群桩直径 0.08 m, 桩长 0.72 m, 承台尺寸为 $0.92 \text{ m} \times 0.92 \text{ m} \times 0.1 \text{ m}$. 由于微粒混凝土和镀锌铁丝的力学特性分别与原型结构中普通混凝土和钢筋相似,因此,选用微粒混凝土和镀锌铁丝作为试验模型的主要制作材料. 上述各类材料的力学性能参数详见文献[6].

采用直径为 3 m 的柔性圆柱形土箱作为试验模型的土体人工边界条件. 相比刚性和层状剪切型土

箱,柔性土箱更能降低试验的“模型箱效应”^[7]. 试验土体分层填装于土箱,自下而上分别为砂土、砂质粉土和粉质黏土. 土箱构造和试验土体的粒径分别见图 1(b)、1(c).

为确保试验模型的整体性,核心筒施工模板的制作采用塑料泡沫材料^[8-9],楼板和框架柱施工采用木模板立模. 制作完成的 FB 和 SSI 试验模型见图 1(d). 试验模型上部结构高度为 3.566 m,模型楼层平面结构见图 1(e),上部结构主要构件尺寸见表 2.

表 2 试验模型上部结构的构件尺寸

Tab. 2 Component size of the superstructure of the test models

mm

楼层	层高	框架柱截面尺寸		梁截面尺寸		楼板厚度	剪力墙厚度
		角柱	边柱	主梁	次梁		
1	240	55 × 55	35 × 35	45 × 30	30 × 15	15	60
2	206	55 × 55	35 × 35	45 × 30	30 × 15	15	60
3	264	55 × 55	35 × 35	45 × 30	30 × 15	15	60
4~20	168	50 × 50	35 × 35	35 × 20	25 × 15	15	45

1.2 测点布置

为获得试验模型上部结构的动力响应,将加速度计、应变计和位移计沿楼层高度均匀布置于两试验模型,且测点布置位置均相同,如图 2 所示.

1.3 加载工况

试验选用两条天然地震波(El Centro 波、Kobe 波)和一条上海人工波作为地震激励. 结合加速度相似比和中国建筑抗震设计规范^[10],确定了试验中不同烈度模拟地震所对应的加速度峰值. 两试验模型加载工况完全一致,详见表 3. 原型结构设计所用 0.1 g 地震波及其对应 0.38 g 试验模拟地震波的加

速度反应谱见图 3.

1.4 试验现象

两试验模型结构损伤现象简述如下:

1)FB 试验模型. 在 7 度多遇和基本烈度模拟地震作用下,模型无可见裂缝出现. 在 8 度 0.2 g 基本烈度模拟地震作用下,第 6 至 11 层核心筒表面呈现宽度为 0.5 ~ 1.0 mm 的微裂缝,而整个模型的外框架柱尚无明显裂缝发生. 在 8 度 0.3 g 基本烈度模拟地震作用下,第 6 至 11 层的外框架柱和核心筒均发生 1.0 ~ 1.5 mm 的明显裂缝,其他楼层仍无可见裂缝出现. 框架柱和核心筒破坏现象见图 4.

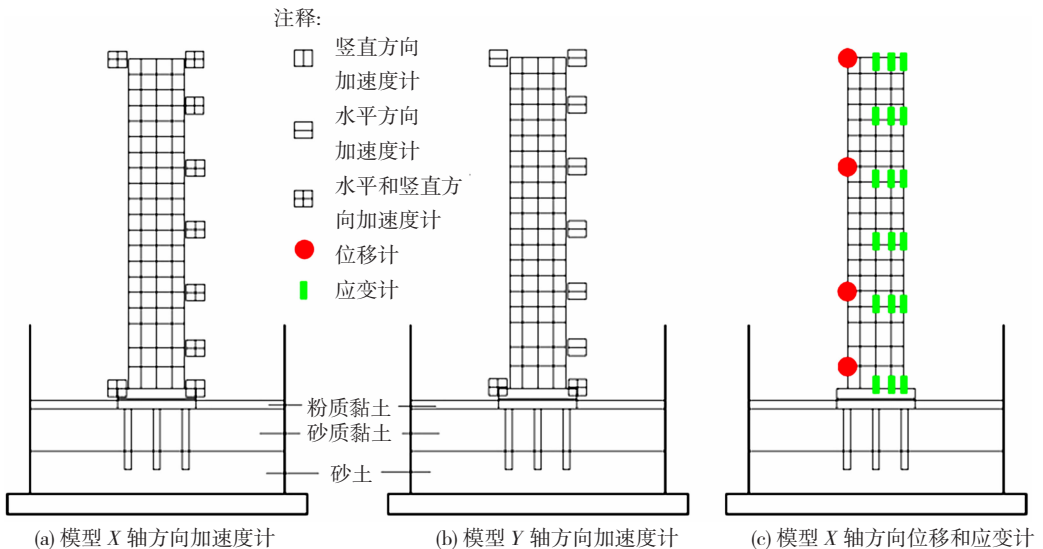


图 2 测点布置示意

Fig. 2 Sketch of the arrangement of the gauges

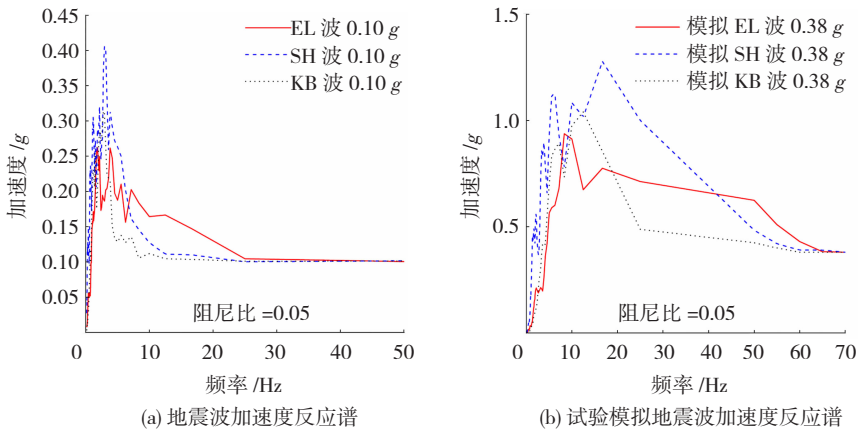


图 3 地震波与试验模拟地震波加速度反应谱

Fig. 3 Acceleration response spectra of the earthquake wave and the simulated seismic wave

表 3 FB 和 SSI 试验模型加载工况

Tab. 3 Test loading conditions of the FB and the SSI test models

序号	工况	试验设计峰值加速度 /g		备注
		X 轴方向	Y 轴方向	
1	WN1	0.070	—	第 1 次白噪声扫频
2	ELX1	0.133	—	模拟 7 度多遇地震 (0.035 g)
3	SHX1	0.133	—	
4	KBX1	0.133	—	
5	ELX2	0.380	—	
6	SHX2	0.380	—	模拟 7 度基本烈度地震 (0.1 g)
7	KBX2	0.380	—	
8	ELY2	—	0.380	
9	KBY2	—	0.380	
10	WN2	0.070	—	第 2 次白噪声扫频
11	ELX3	0.760	—	模拟 8 度基本烈度地震 (0.2 g)
12	SHX3	0.760	—	
13	KBX3	0.760	—	
14	ELY3	—	0.760	
15	KBY3	—	0.760	
16	WN3	0.070	—	第 3 次白噪声扫频
17	ELX4	1.140	—	模拟 8 度基本烈度地震 (0.3 g)
18	SHX4	1.140	—	
19	KBX4	1.140	—	
20	ELY4	—	1.140	
21	WN4	0.070	—	第 4 次白噪声扫频

注:工况栏中 WN、EL、SH 和 KB 分别代表白噪声、El Centro 波、上海人工波和 Kobe 波,X 和 Y 代表加载方向,尾数用于区别不同加速度峰值的地震波,符号“—”表示该方向未加载。

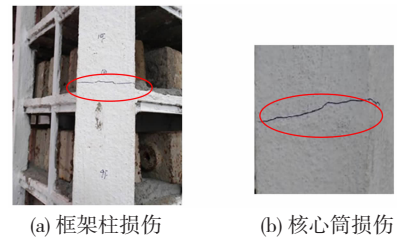


图 4 FB 试验模型角柱和核心筒裂缝

Fig. 4 Photographs of the cracks on the corner column and core tube in the FB test model

2) SSI 试验模型. 在 7 度多遇、7 度基本烈度和 8 度 0.2 g 基本烈度模拟地震作用下,模型均未出现可见裂缝. 随着模拟地震烈度的增大,8 度 0.3 g 基本烈度模拟地震作用后,模型第 6 至 11 层的框架柱、核心筒和群桩桩身表面均出现约 0.8 mm 的裂缝. 加载全部结束后,SSI 模型的裂缝数量、宽度和长度均明显小于 FB 模型. SSI 模型在土箱中发生明显的整体倾斜现象,见图 5. 上述试验现象表明,相同烈度地震作用下,SSI 体系的结构破坏程度远小于 FB 体系.

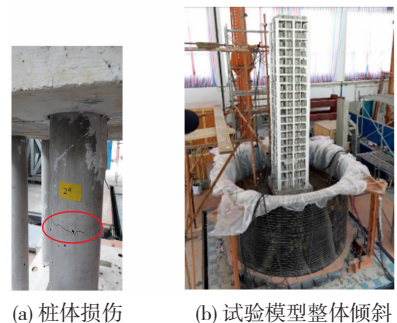


图 5 群桩裂缝和 SSI 试验模型倾斜现象

Fig. 5 Photographs of the cracks in a pile and the tilting of the SSI test model

1.5 原型结构简化和试验结果可靠性验证

为验证原型结构简化方法的合理性和试验数据的可靠性,采用有限元软件 ANSYS 建立了原型结构、FB 和 SSI 试验结构的数值模型. 土体本构关系

选用 Duncan-Chang 的 $E-v$ 模型,结构材料本构关系选用 MKIN 多线性随动强化模型,FB 和 SSI 数值模型的阻尼分别选用 Rayleigh 比例和非比例阻尼^[11-13]. 梁和柱的模拟采用 BEAM 188 单元,楼板和剪力墙采用 SHELL 181 单元,土体和群桩基础采用 SOLID 185 单元,桩-土接触采用接触单元 CONTA 173 模拟. 土体侧壁采用弹簧约束,SSI 和 FB 模型底部均采用固定端约束. 鉴于篇幅有限,原型结构简化方法合理性和试验数据可靠性验证见文献[6].

2 能量方程与计算参数的确定

2.1 多自由度体系能量方程

将多自由度体系运动方程改写为对时间积分的形式:

$$\int_0^t m \ddot{x} \dot{x} dt + \int_0^t c \dot{x} \dot{x} dt + \int_0^t f_s \dot{x} dt = - \int_0^t m \ddot{x}_g \dot{x} dt, \quad (1)$$

式中: m 、 c 和 f_s 分别代表质量矩阵、阻尼矩阵和恢复力列向量; \dot{x} 、 \ddot{x} 和 \ddot{x}_g 分别代表速度、加速度和地震加速度列向量. 由式(1)可知,总输入能 E_I 、动能 E_K 、阻尼耗能 E_D 和系统总应变能 E_{TS} 的表达式为:

$$E_I(t) = - \int_0^t m \ddot{x}_g \dot{x} dt, \quad (2)$$

$$E_K(t) = \int_0^t m \ddot{x} \dot{x} dt, \quad (3)$$

$$E_D(t) = \int_0^t c \dot{x} \dot{x} dt, \quad (4)$$

$$E_{TS}(t) = E_s(t) + E_h(t) = \int_0^t f_s \dot{x} dt. \quad (5)$$

式(5)中, $E_s(t)$ 和 $E_h(t)$ 分别代表结构弹性应变能和滞回耗能. 根据能量守恒定理有

$$E_K(t) + E_D(t) + E_{TS}(t) = E_I(t). \quad (6)$$

2.2 上部结构质量、刚度和阻尼矩阵的确定

两试验模型上部结构可等效为多个质点以串联形式构成的计算模型^[13]. 计算模型各自由度的质量等于楼板自重、楼面恒、活载以及上、下各半层剪力墙和框架柱质量之和. 结构阻尼采用 Rayleigh 阻尼. 根据有限元理论将各自由度质量、抗侧刚度和阻尼进行组装,即可得结构整体质量、刚度和阻尼矩阵.

2.3 地震持时指标

地震能量累积大小与地震动持时直接相关. 在计算试验模型的能量响应之前,应首先确定地震动持时指标. 近年来,国内外学者普遍采用 Trifunac 定义的重要持时指标开展相关研究^[14],即持时应由地震动总能量的 5% 时刻计起,直到 95% 总能量的总时长. 该定义方法不仅适用于不同种类地震波,还能真实反映地震波强震段对结构的作用. 本文采用

Trifunac 定义的重要持时指标进行试验模型结构能量响应计算.

3 能量响应计算与分析

3.1 原始试验数据预处理

对于绝大多数振动测试,由于振动环境中混杂高频噪声和随机干扰波,常造成原始采样数据出现不同程度的失真或畸变. 因此,在进行能量计算之前应对原始试验数据进行预处理,主要工作包括:基线漂移处理、平滑处理和数字滤波等^[15].

基线漂移处理前后的数据时程曲线对比见图 6. 处理前,由加速度二次积分所得位移呈现随时间积累的叠加现象^[16]. 处理后,该现象明显消失,但位移时程曲线仍不平滑,表现为由较小的波峰和波谷连续而成. 同时,加速度时程曲线包含较多的“毛刺”. 上述现象表明,基线漂移处理后的试验数据包含较多的高频噪声和随机干扰波.

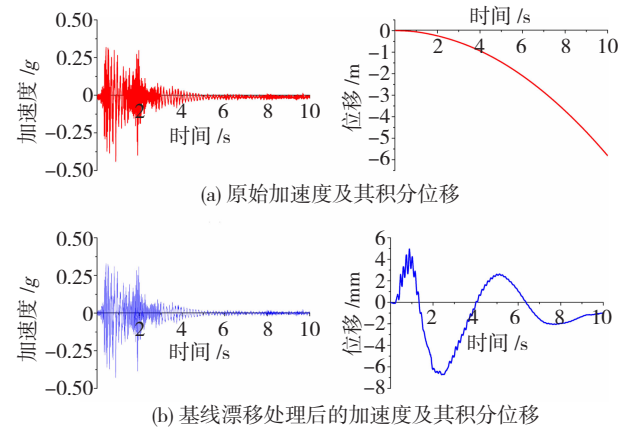


图 6 基线漂移处理前后数据对比

Fig. 6 Comparison of the data before and after baseline drift processing

为剔除试验数据中的随机干扰波,对基线漂移处理后的数据进行平滑处理,平滑处理前后的数据时程曲线对比见图 7. 处理后的加速度时程曲线“毛刺”现象已明显消除,但测点加速度和位移完成一个循环运动的时长不同,该现象明显不符合物体运动的一般规律. 这是由于数据中仍包含较多高频噪声的结果,因此仍须对数据滤波处理.

滤波后的测点加速度及其积分位移时程曲线见图 8,测点在初始时刻受到一个初始加速度作用,位移从零点开始发生. 加速度与位移在同一时刻互为波峰和波谷,即二者运动循环周期一致. 加速度二次积分位移与滤波后的测点测量位移时程曲线对比见图 8(b),二者循环周期吻合较好且最大峰值误差小于 0.5 mm. 上述结果表明,试验原始数据经预处理后高频噪声和随机干扰波已被剔除,预处理后的试验数据可直接用于计算试验模型的地震能量响应.

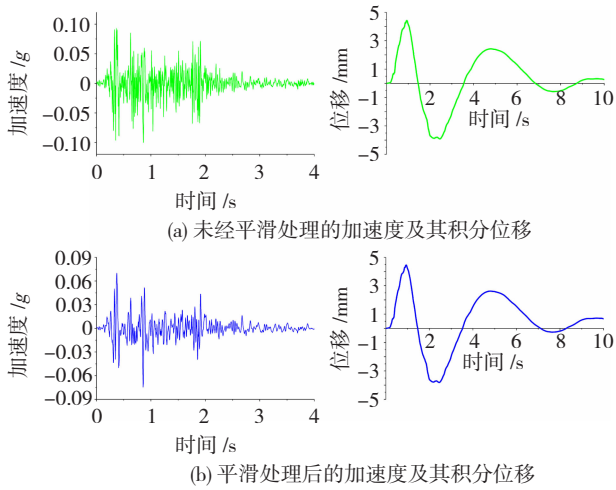


图 7 平滑处理前后数据对比

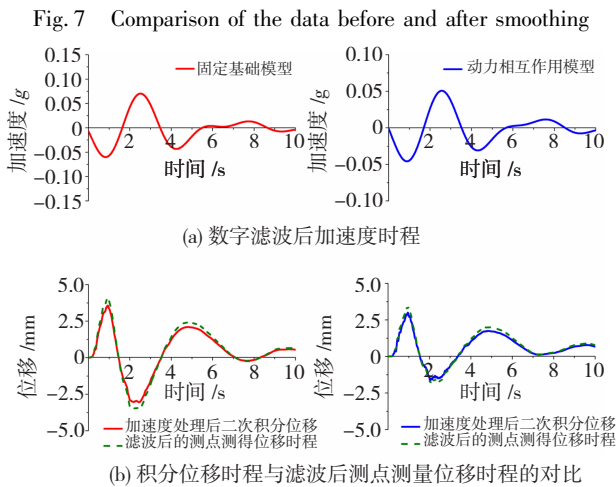


图 8 数字滤波处理后的信号时程

Fig. 8 Signal time history after digital filtering processing

3.2 结构能量响应时程

由于不同工况下各试验模型能量响应计算结果的趋势基本相同,鉴于篇幅有限,本文仅展示 ELX4 工况下两试验模型顶部自由度的能量响应时程曲线,见图 9. 不同烈度模拟地震作用下,各模型上部结构自由度的动能和弹性应变能在同一时刻互为波

峰和波谷,总输入能、阻尼耗能和滞回耗能时程曲线均呈现为累积增长的形式. 滞回耗能略大于阻尼耗能,且二者能量之和在总输入能中所占比例较大. 上述计算结果与相关学者的研究成果相符^[17-18].

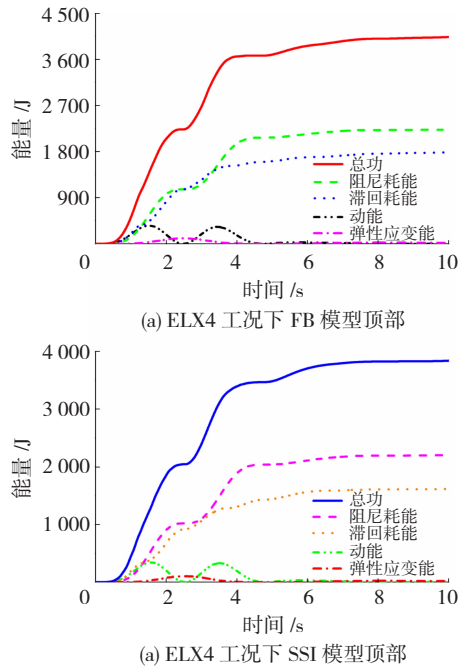


图 9 测点能量响应时程

Fig. 9 Energy response time history of the gauging point

3.3 动能和弹性应变能

图 10 给出了两试验模型上部结构测点的最大动能和最大弹性应变能计算结果. 不同模拟地震作用下,两试验模型上部结构的最大动能和最大弹性应变能,自底至顶均呈现先减小、后增大、再减小的变化趋势,且底部附近的最大弹性应变能均显著高于其他自由度处. 相同模拟地震作用下,FB 模型各自由度处的最大动能和最大弹性应变能均大于 SSI 模型,且该差别随地震烈度的增大而减小. 上述现象表明,SSI 效应能够减小结构的动力响应.

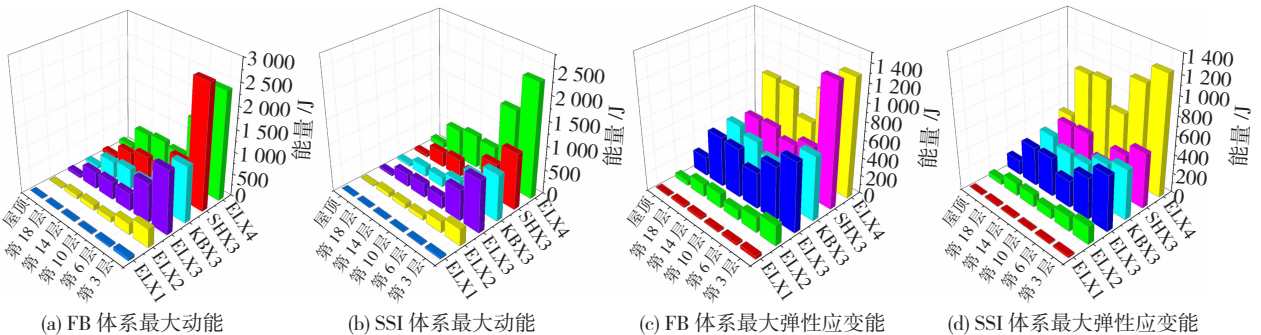


图 10 两模型上部结构动能和弹性应变能沿楼层分布

Fig. 10 Distribution of the kinetic and elastic strain energy along the height of the superstructure of the two models

3.4 阻尼耗能和滞回耗能

图 11 给出了两试验模型上部结构各测点处的阻尼和滞回耗能计算结果. 不同模拟地震作用下,两

试验模型上部结构的最大阻尼耗能和最大滞回耗能,自底至顶均呈现先减小、后增大、再减小的变化趋势,即与最大动能和最大弹性应变能的分布趋势

相同. 相同模拟地震作用下, FB 模型各自由度的最大阻尼耗能和最大滞回耗能均大于 SSI 模型. 根据能量守恒式(6)可知, 两种体系上部结构各自由度处的总输入能, 自底至顶也应表现为先减小、后增

大、再减小的变化趋势. 上述现象表明, SSI 效应仅降低了上部结构的地震能量响应程度, 但并未改变能量响应最值沿楼层高度的分布趋势.

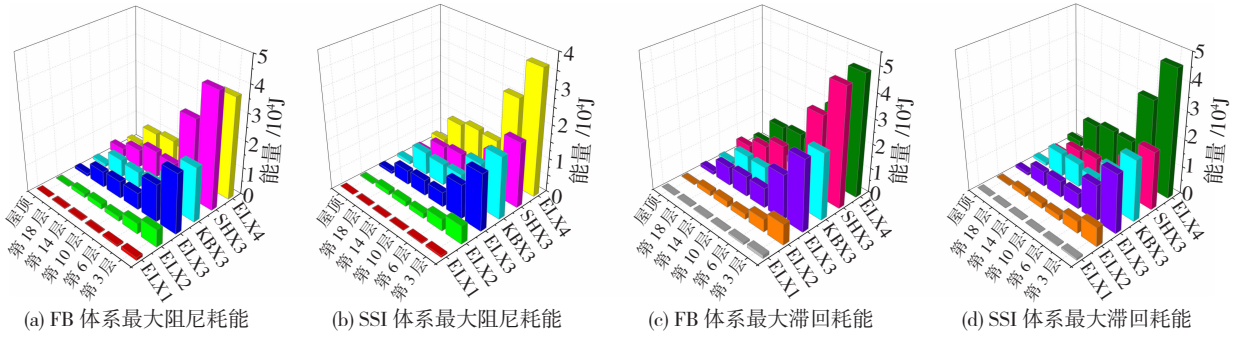


图 11 两种模型上部结构阻尼和滞回耗能沿楼层分布

Fig. 11 Distribution of the damping and hysteretic dissipation energy along the height of the superstructure of the two models

3.5 土体阻尼耗能

由于土体离散性较强, 其阻尼通常仅能测得一个区间值. 为便于计算土体阻尼耗能, 阻尼系数取试验土体阻尼测定结果的平均值. 将各层土体速度时程数据和阻尼系数代入式(4), 即可得到土体阻尼耗能. 图 12 给出了不同工况作用下, SSI 试验模型土体阻尼耗能所占整个体系总输入能的百分比. 在 El Centro 模拟地震波作用下, 随着地震烈度的不断增大, 土体阻尼耗能由所占 SSI 体系总能量的 38.4% 降至 25.3%, 即土体阻尼耗能率随着地震烈度的增大而降低. 烈度相同而种类不同的模拟地震波作用下, 土体阻尼耗能略有差别, 即地震波种类也是影响土体阻尼耗能的重要因素.

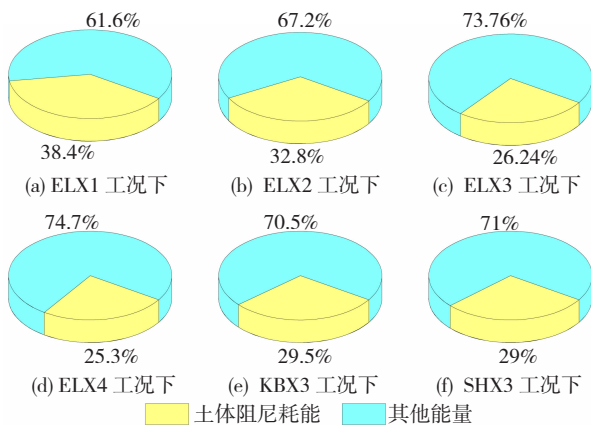


图 12 土体阻尼耗能占 SSI 体系总能量的百分比

Fig. 12 Percentage of the soil damping energy dissipation to the total energy of the SSI system

为研究 SSI 效应对上部结构总输入能的影响, 定义传递至两种体系上部结构的总输入能之比 S_E 为

$$S_E = \frac{E_{SSI}}{E_{FB}}, \quad (7)$$

式中 E_{SSI} 和 E_{FB} 分别表示 SSI 和 FB 试验模型上部结构的总输入能.

图 13 的 S_E 计算结果显示, 不同烈度模拟地震作用下 S_E 均小于 1, 即传递至 SSI 体系上部结构的总能量小于 FB 体系, 这是因为土体阻尼耗能减小了能量向上部结构的传递. 相同模拟地震波作用下, S_E 随地震烈度的增大而增大. 烈度相同、种类不同的模拟地震波作用下, S_E 随地震波种类的不同而略有差别, 即土体耗能与地震波的种类有关.

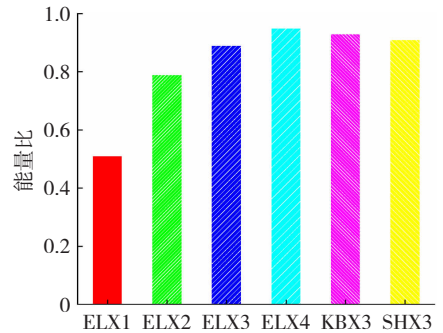


图 13 两种体系上部结构总输入能之比

Fig. 13 Ratio of the total input energy of the superstructure of the two systems

4 结 论

本文采用振动台试验的方法, 研究了 SSI 体系框筒结构高层建筑的地震能量响应. 通过对比不同烈度模拟地震作用下, FB 和 SSI 试验模型能量响应的差别, 得到如下结论:

1) FB 和 SSI 体系的动力特性存在显著差别. SSI 体系各阶模态固有频率均小于 FB 体系. 上部结构的扭转振型和具有反弯点的平动振型, 相比于 FB 体系均存在滞后现象.

2) 不同烈度模拟地震波作用下, 两体系上部结构各自由度的最大动能、最大弹性应变能、最大阻尼耗能和最大滞回耗能沿楼层高度的分布趋势均相同, 即 SSI 效应无法改变上部结构各项能量响应沿

楼层高度的分布趋势. 两种体系上部结构各自由度的最大动能、最大弹性应变能、最大阻尼耗能和最大滞回耗能均随地震烈度的增大而增大. 相同烈度模拟地震作用下, FB 体系上部结构各自由度的能量响应程度均大于 SSI 体系.

3) 土体阻尼耗能可减小 SSI 体系上部结构的总输入能, 且该减小作用随地震烈度的增大而降低. 不同烈度模拟地震作用下, 土体阻尼耗能率随地震烈度的增大而降低. 土体阻尼耗能与地震波的种类有关, 土体阻尼耗能占 SSI 体系总能量的比例, 随地震波种类不同而略有差别.

4) 振动台试验原始数据常存在不同程度的失真或畸变, 在采用试验数据开展研究之前, 应对原始数据进行预处理, 从而确保研究结果的可靠性.

参考文献

- [1] 薛建阳, 张凤亮, 赵鸿铁, 等. 古建筑木结构基于结构潜能和能量耗散准则的地震破坏评估[J]. 建筑结构学报, 2012, 33(8): 127
XUE Jianyang, ZHANG Fengliang, ZHAO Hongtie, et al. Potential and energy dissipation-based seismic damage evaluation of ancient timber structure[J]. Journal of Building Structures, 2012, 33(8): 127. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2012.08.015
- [2] 温凌燕, 娄宇, 聂建国. 结构大震弹塑性时程分析中的能量反应分析[J]. 土木工程学报, 2014, 47(5): 1
WEN Lingyan, LOU Yu, NIE Jianguo. Energy-based analysis in elastic-plastic time-history analysis of structure under large earthquake[J]. China Civil Engineering Journal, 2014, 47(5): 1. DOI: 10.15951/j.tmgcxb.2014.05.009
- [3] 李坤, 史庆轩, 王朋, 等. 钢筋混凝土框架-核心筒结构地震反应能量分析[J]. 振动与冲击, 2014, 33(8): 115
LI Kun, SHI Qingxuan, WANG Peng, et al. Seismic response energy analysis for reinforced concrete frame-core wall structures [J]. Journal of Vibration and Shock, 2014, 33(8): 115. DOI: 10.13465/j.cnki.jvs.2014.08.020
- [4] GAJAN S, SARAVANATHIIBAN D S. Modeling of energy dissipation in structural devices and foundation soil during seismic loading[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2011, 31(8): 1106. DOI: 10.1016/j.soildyn.2011.02.006
- [5] MORALES-BELTRAN M, TURAN G, YILDIRIM U, et al. Distribution of strong earthquake input energy in tall buildings equipped with damped outriggers [J]. Structural Design of Tall and Special Buildings, 2018, 27(8): 1. DOI: 10.1002/tal.1463
- [6] SHEN C, QIAN D L. Dynamic characteristics and seismic response of frame-core tube structures, considering soil-structure interactions [J]. Structural Design of Tall and Special Buildings, 2019, 28(3): 1. DOI: 10.1002/tal.1575
- [7] 吕西林, 陈跃庆, 陈波, 等. 结构-地基动力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, 2000, 20(4): 20
LÜ Xilin, CHEN Yueqing, CHEN Bo, et al. Shaking table testing of dynamic soil-structure interaction system [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2000, 20(4): DOI: 10.13197/j.eeev.2000.04.004
- [8] 蒋玉敏, 钱德玲, 张泽涵, 等. 框架-核心筒结构与地基基础动力相互作用振动台试验研究[J]. 建筑结构学报, 2016, 37(2): 34
JIANG Yumin, QIAN Deling, ZHANG Zehan, et al. Shaking table tests on dynamic interaction of frame-core tube structure and subgrade[J]. Journal of Building Structures, 2016, 37(2): 34. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2016.02.005
- [9] 杨远威, 钱德玲, 佟国锋. 超高层混凝土框架-核心筒结构试验研究[J]. 振动与冲击, 2016, 35(16): 181
YANG Yuanwei, QIAN Deling, TONG Guofeng. Experimental study on a super high-rise building with a concrete frame-core tube [J]. Journal of Vibration and Shock, 2016, 35(16): 181. DOI: 10.13465/j.cnki.jvs.2016.16.029
- [10] 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016
Code for seismic design of buildings: GB 50011—2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2016
- [11] 王新敏. ANSYS 工程结构数值分析[M]. 北京: 人民交通出版社, 2016
WANG Xinmin. Numerical analysis of ANSYS engineering structure [M]. Beijing: Beijing Communications Press, 2016
- [12] LI C S, LAM S S E, ZHANG M Z. Shaking table test of a 1:20 scale high-rise building with a transfer plate system [J]. Journal of Structural Engineering-ASCE, 2006, 132(11): 1732. DOI: 10.1061/(asce)0733-9445(2006)132:11(1732)
- [13] CERONI F, SICA S, PECCE M R, et al. Evaluation of the natural vibration frequencies of a historical masonry building accounting for SSI [J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2014, 64(1): 95. DOI: 10.1016/j.soildyn.2014.05.003
- [14] TRIFUNAC M D. Discussion of "Assessment of liquefaction potential during earthquakes by Arias intensity" [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1999, 125(7): 627. DOI: 10.1061/(asce)1090-0241(1999)125:7(627)
- [15] 陈东明, 朱志良. 一种改进的小波变换快速算法[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2009, 41(9): 214
CHEN Dongming, ZHU Zhiliang. An improved fast algorithm based on wavelet transform [J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2009, 41(9): 214
- [16] 王济. MATLAB 在振动信号处理中的应用[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2006
WANG Ji. Application of MATLAB in vibration signal processing [M]. Beijing: China Water & Power Press, 2006.
- [17] CHOPRA A K. 结构动力学理论及其在地震工程中的应用[M]. 谢礼立, 译. 北京: 高等教育出版社, 2005
CHOPRA A K. Dynamics of structures theory and applications to earthquake engineering [M]. XIE Lili, Translation. Beijing: Higher Education Press, 2005
- [18] 刘哲锋. 地震能量反应分析方法及其在高层混合结构抗震评估中的应用[D]. 长沙: 湖南大学, 2006
LIU Zhefeng. Energy-based seismic design method and application in seismic evaluation of tall building hybrid structure [D]. Changsha: Hunan University, 2006