文章编号:1674-2974(2025)03-0129-12 DOI:10.16339/j.cnki.hdxbzkb.2025033

基底悬摆隔震结构抗震性能数值分析

鲁亮[1†],尹铭昊[1],夏婉秋[1],汪磊[1],张世宇[2]
(1. 同济大学 结构防灾减灾工程系,上海 200092;
2. 江苏交通控股有限公司,江苏 南京 210019)

摘 要:基底悬摆隔震(base-suspended pendulum isolation,BSPI)结构是一种新型悬挂隔震结构体系.首先介绍BSPI结构的悬挂隔震层构造和力学模型.然后通过振动台模型试验,验证有限元建模方法的正确性.最后建立BSPI结构和常规框架的有限元模型,进行动力时程分析,得到不同地震作用下的结构动力响应,对比分析了BSPI结构和常规框架结构的抗震性能.研究结果表明:BSPI结构因设置了悬挂隔震层,整体抗侧刚度降低,罕遇地震作用下加速度响应显著减小,仅为常规框架的1/5~1/2;通过在悬挂隔震层设置黏滞阻尼器,有效地控制了结构整体位移,相比于BSPI无控结构,罕遇地震作用下BSPI有控结构的上部结构层间位移降低了约50%;罕遇地震作用下,BSPI上部结构的层间位移角小于1/100,满足抗震设防目标.

关键词:基底悬摆隔震结构;振动台试验;动力响应;数值模拟;抗震性能
中图分类号:TU351;TU352.1 **文献标志码**:A

Numerical Analysis on Seismic Performance of Base-suspended Pendulum Isolation Structure

LU Liang[1†], YIN Minghao[1], XIA Wanqiu[1], WANG Lei[1], ZHANG Shiyu[2]
(1. Department of Disaster Mitigation for Structures, Tongji University, Shanghai 200092, China;
2. Jiangsu Communications Holding Co., Ltd., Nanjing 210019, China)

Abstract: Base-suspended pendulum isolation (BSPI) structure is a new type of suspension isolated structural system. Firstly, the configuration of the suspension isolation layer and mechanical model of the BSPI structure are described. Then, the finite element modeling of BSPI structure is verified through comparing with the shaking table test. Finally, the finite element models of the BSPI structure and conventional frame structure are built, and dynamic structural responses of these models are analyzed by performing time-history analysis under different seismic actions. Research results indicate that the lateral stiffness of the BSPI structure is reduced greatly by installing the suspension layer, and the acceleration response of BSPI structure is significantly reduced under rare earthquakes, which is only 1/5~1/2 of that of a conventional frame. The displacement response of BSPI structure can be effectively controlled by dampers, and it is reduced to 50% of that of uncontrolled BSPI structure under rare earthquakes. The interlayer displacement of the upper structure of controlled BSPI structure is less than 1/100,

* **收稿日期**:2024-04-31
基金项目:国家自然科学基金资助项目(51678453), National Natural Science Foundation of China(51678453)
作者简介:鲁亮(1969—),男,安徽当涂人,同济大学副教授,博士
† 通信联系人,E-mail:95010@tongji.edu.cn

which meets the seismic fortification goal.

Key words: base-suspended pendulum isolation structure; shaking table test; dynamic response; numerical analysis; seismic performance

悬挂结构体系是使用吊杆将部分子结构悬挂于主体结构上而构成的建筑结构体系,被悬挂的结构称为子结构,通常在主-子结构之间设有耗能装置,通过设置结构参数,实现类似TMD的主-子结构的减震效果[1-4].悬挂结构体系因独特的抗震性能,受到国内外学者的广泛关注.传统的悬挂结构最早应用于桥梁工程领域[5],如斜拉桥、悬索桥等,其具有受力明确、跨度大等优点.随着科学技术的进步,悬挂结构开始出现于大跨结构和高层结构中,如著名的德国慕尼黑宝马(BMW)公司办公大楼、香港汇丰银行大厦等[6],并提出了比以往更严格的抗震安全性和适用性要求.

针对悬挂结构体系的抗震性能,国内外很多学者对其进行了探索.Bakhshi等[7]提出了悬摆隔震体系的概念,把上部结构布置在悬挂板上,从而形成一个柔性界面,上部结构按摆动周期进行平动.同时对该体系进行了4/25比尺的振动台模型试验,研究结果显示,该体系具有良好的抗震性能.Nakamura等[8]提出了核心筒悬挂隔震体系,阐述了其结构隔震机理,并对一幢应用该体系的核心筒悬挂结构进行了工程试验.试验结果表明核心筒悬挂隔震体系减震效果明显.王学庆[9]建立了悬挂体系的单质点和双质点力学模型,并进行了比较分析,在体系的质量比和刚度比达到一定量值后,体系可以简化为单质点模型.He等[10]提出了多层悬挂楼板体系,将楼层的吊点设置在立柱上,进行了抗震性能分析并提出了体系的最佳周期比.Du等[11]对一例巨型框架悬挂结构进行了振动台试验,并与常规框架结构进行了对比分析,结果表明该结构体系具有良好的抗震性能.谭平等[12]建立了悬吊隔震结构体系两个自由度的力学等效模型,提出了悬吊结构的优化设计方法.目前悬挂结构体系大都具有主-子结构体系,必须兼顾两部分的抗震性能,设计较为复杂,工程应用具有局限性.鲁亮等[13]在上述研究的基础上提出了BSPI结构体系,与传统主-子结构体系的悬挂结构不同,该结构体系的主要技术特征是将上部结构悬挂在刚度近似无限的基础结构上,比如地下室箱型基础,由于基础结构的刚度极大,自身抗震要求易得到满足,也免去了对主-子结构相互作用的考虑.由于悬挂隔震层的存在,BSPI结构体系隔震层抗侧刚度小,地震作用下上部结构加速度响应明显减小.

为进一步研究BSPI结构的抗震性能,本文对BSPI结构构造和力学模型进行简要介绍,通过质量块等效模型振动台试验结果对有限元建模方法进行验证[13],最后建立BSPI结构和常规设计的钢筋混凝土框架(reinforced concrete frame, RCF)结构的有限元模型,对BSPI结构和RCF结构进行动力时程分析,对两类结构抗震性能进行比较分析.

1 BSPI结构

1.1 BSPI结构构造

BSPI结构可分为上部结构(被悬挂结构)、基础结构(悬挂结构)与悬挂层(隔震层)等部分,上部结构为普通框架结构或其他类型结构,悬挂层由吊杆、柱底托板、黏滞阻尼器等构成,结构体系示意图和悬挂层构造详图分别如图1、图2所示.BSPI结构的技术特征可以概括为:1)与传统悬挂结构的主-子结构体系不同,将整体结构悬挂于刚性基础上,可认为刚性基础(名义主结构)的刚度无限大,不考虑主-子结构的相互作用;2)通过悬挂上部结构的隔震方式,降低了上部结构受到的地震作用,获得隔震效果;3)由结构自身重力提供恢复力,实现地震作用下的自复位;4)在上部结构和刚性基础之间设置黏滞阻尼器,对结构整体位移进行控制,同时起到耗散地震能量的作用.

1.2 隔震层力学模型

基底悬摆隔震结构通过吊杆将上部框架悬挂于刚性基础上,当不设阻尼器时,整个悬摆系统的运动类似单摆摆动.对悬挂隔震层进行简化,其力学模型如图3所示.

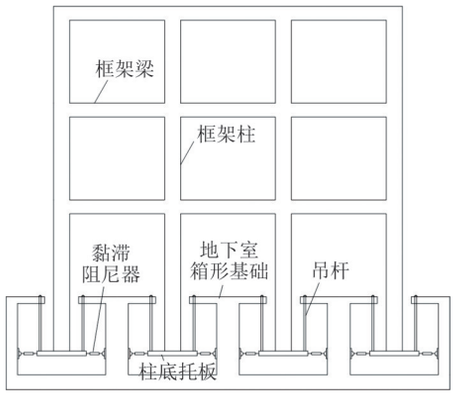


图1　基底悬摆隔震结构示意图

Fig.1　Diagram of base-suspended pendulum isolation structure

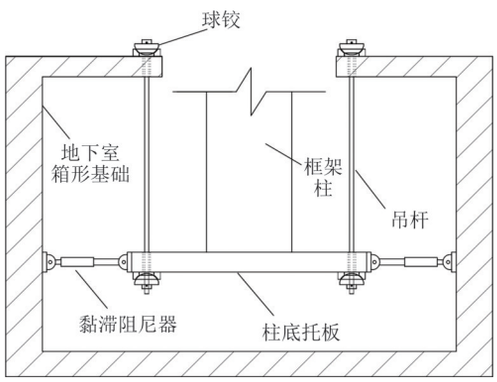


图2　悬挂层构造

Fig.2　Details of suspension layer

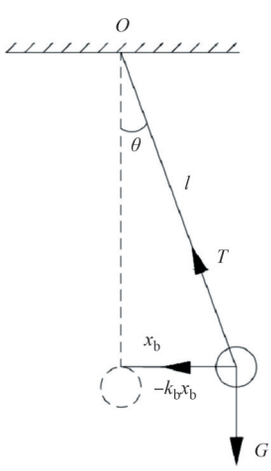


图3　悬摆体系力学模型

Fig.3　Mechanical model of suspension system

当悬挂上部结构发生侧移x_b,由悬挂结构的重力G提供恢复力F,表达式见式(1):

$$F = G\tan\theta = G\frac{(x_b/l)}{\sqrt{1-(x_b/l)^2}} \tag{1}$$

式中:θ为旋转角;l为单摆的悬挂长度.

由恢复力和侧移可以求出隔震层水平刚度k_b:

$$k_b = F/x_b = G/l\cos\theta \tag{2}$$

由隔震层水平刚度和系统集中质量m即可求得BSPI结构系统的自振圆频率ω和自振周期T:

$$\omega = \sqrt{k_b/m} = \sqrt{g/(\cos\theta\cdot l)} \tag{3}$$

$$T = 2\pi\sqrt{(\cos\theta\cdot l)/g} \tag{4}$$

式中:g为重力加速度.

为了简化分析,可以将BSPI结构的上部结构等效为单自由度体系,设等效单自由度体系的等效刚度为K_{eff},等效质量为M_{eff}.采用能量平衡法计算等效刚度,可以只考虑基本振型的影响,根据两个体系频率ω相等的原则,等效单自由度体系的等效质量可以按式(5)计算:

$$M_{eff} = \frac{(\sum_{i=1}^{n} m_i u_i)^2}{\sum_{i=1}^{n} m_i u_i^2} \tag{5}$$

式中:m_i为多自由度体系各层的质量;u_i为基本振型各层的位移.

上部结构的等效刚度为:

$$K_{eff} = \omega^2 M_{eff} = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 M_{eff} \tag{6}$$

对于BSPI结构,经过分析,当隔震层水平刚度小于上部结构等效刚度的1/20时,即可将上部结构简化为质量块模型[14],文献[14]进行了BSPI结构质量块模型的振动台试验.

2　BSPI振动台试验与有限元建模

2.1　BSPI振动台试验

为了验证有限元建模方法对BSPI结构模拟的正确性,进行了质量块等效模型抗震性能试验,主要考察质量块等效模型的基底悬摆隔震结构在地震作用下的动力响应.

振动台试验模型的结构原型为三层框架结构,平面尺寸13.5 m×13.5 m,层高3.3 m,总质量约为600 t.所在地区抗震设防烈度为8度(0.2g),场地类别为Ⅱ类.依据原型结构尺寸、振动台台面尺寸等参数,本振动台试验确定模型长度相似常数为S_l=1/5,弹性模量相似比和加速度相似比均为1,模型的动力相似关系见表1.

振动台模型试验按多模型、多工况开展,试验模型仅考虑水平单向台面激励,振动台模型的正视图和平面图分别如图4、图5所示,模型照片见图6,模型中的基础托梁类似于实际结构中的柱底托板.将

表 1 BSPI模型振动台试验动力相似系数

Tab.1 Dynamic similarity of BSPI shaking table test

物理参数	相似关系	相似比
长度	S_l	1/5
质量密度	S_ρ	1
弹性模量	S_E	1
质量	$S_m = S_\rho S_l^3$	1/125
频率	$S_f = \sqrt{S_g/S_l}$	$\sqrt{5}$
周期	$S_t = \sqrt{S_l/S_g}$	$1/\sqrt{5}$
速度	$S_v = \sqrt{S_l/S_a}$	$1/\sqrt{5}$
加速度	S_a	1
重力加速度	S_g	1

在隔震层布置阻尼器的结构称为有控结构,隔震层没有布置阻尼器的结构称为无控结构.依据原型参数和相似系数,确定BSPI结构模型的质量块质量为4.8 t.原型隔震层悬挂吊杆设计长度为5 m,无控结构的水平基本周期为 $T = 2\pi\sqrt{l/g} = 4.48$ s,远大于Ⅱ类场地土的特征周期0.45 s,按照长度相似关系,模型中吊杆长度取1 m. BSPI无控结构水平隔震层不设置阻尼器,有控结构在水平方向设置两个阻尼器.经过参数试算,最终确定黏滞阻尼器参数:阻尼系数 C=1 150 N/(m/s)$^{0.3}$,阻尼指数 α=0.3,极限位移为±100 mm,最大阻尼力0.728 kN.振动台试验选用El Centro-NS波和Taft-EW波作为振动台台面激励,分别对RCF结构模型、BSPI无控结构模型、BSPI有控结构模型进行加载试验,以BSPI无控结构为例,试验加载工况见表2.

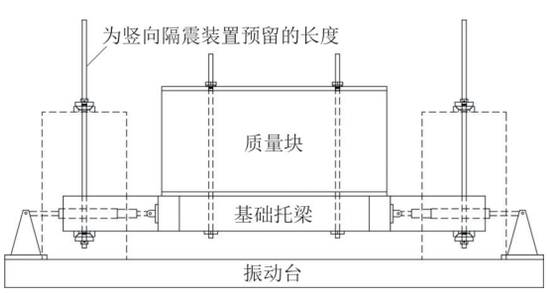


图4 BSPI结构模型正视图

Fig.4 Front view of BSPI structure model

试验模型为质量块模型,试验时在模型半高处布置加速度传感器和位移传感器来测试上部结构的加速度和位移动力响应.

通过白噪声扫频试验,得到BSPI无控和有控结构模型的初始频率、阻尼比和振型,图7给出了0.05g白噪声扫频下有控结构和无控结构的频率变化.结果分析如下:1)测试得到无控结构模型的振型为平动,一阶频率为0.75 Hz,且随着输入地震动幅值的增大,频率基本保持不变.理论计算得到的单摆基频为0.5 Hz,说明试验模型提供了附加刚度,经分析,主要是吊杆两端的球铰提供了附加刚度;2)测试得到的有控结构的一阶频率为0.875 Hz,大于无控结构,说明阻尼器提供了附加刚度;3)测试得到无控结构阻尼比为0.058,有控结构的阻尼比为0.198,设置阻尼器后结构阻尼显著增大,阻尼效果明显.

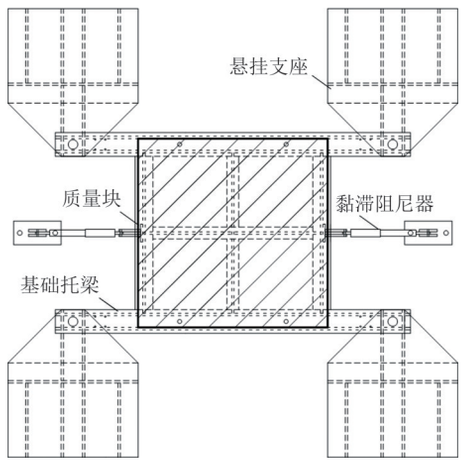


图5 BSPI结构模型平面图

Fig.5 Top view of BSPI structure model



图6 BSPI结构振动台试验

Fig.6 Shaking table test of BSPI structure

表 2 无控BSPI模型试验加载工况

Tab.2 Test runs of BSPI model without damper

台面激励	加速度	备注
白噪声	0.05g	测试基频及阻尼比
El Centro-NS	0.07g	多遇地震
Taft-EW	0.07g	
El Centro-NS	0.20g	设防地震
Taft-EW	0.20g	
El Centro-NS	0.40g	罕遇地震
Taft-EW	0.40g	

限于篇幅,图8和图9分别给出BSPI无控结构模型在0.20g和0.40g的El Centro-NS和Taft-EW波

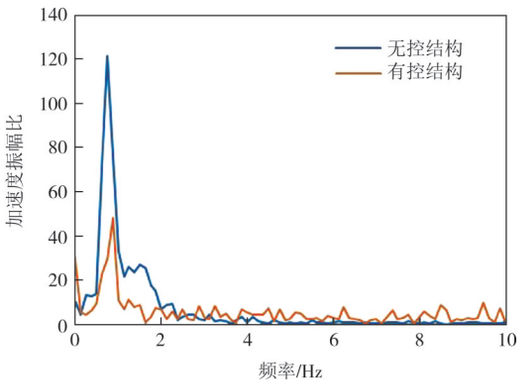
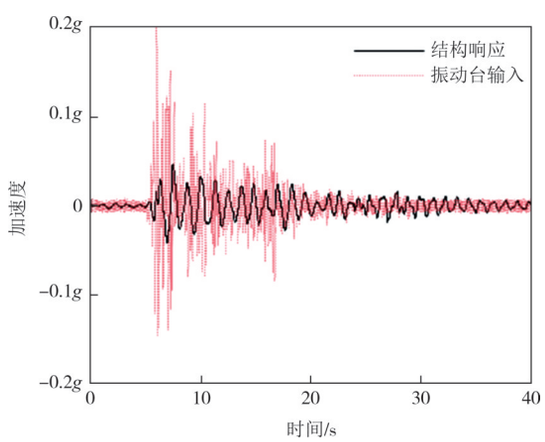


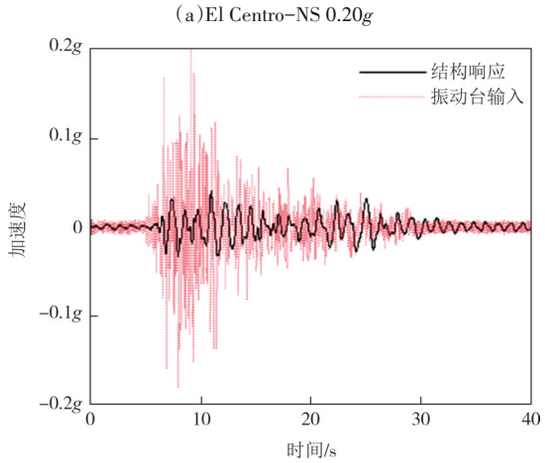
图 7　0.05g 白噪声扫频模型结构频率变化

Fig.7　Frequency change of structure model under 0.05g white noise

作用下的结构加速度响应和振动台输入加速度的对比曲线.定义减震系数γ为BSPI质量块模型与振动台输入加速度响应峰值的比值.表3给出地震作用下BSPI无控结构模型的加速度响应最大值以及相应的减震系数.



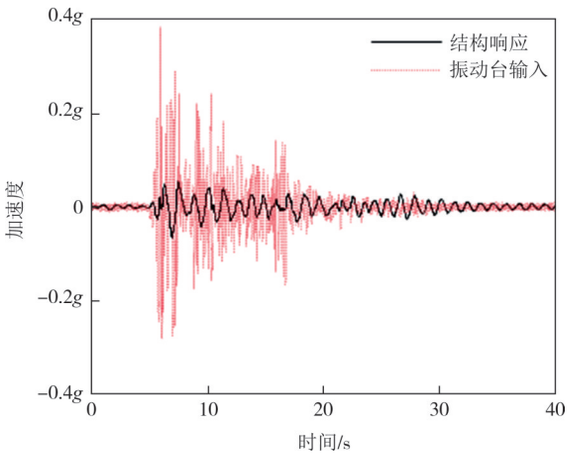
(a)El Centro-NS 0.20g



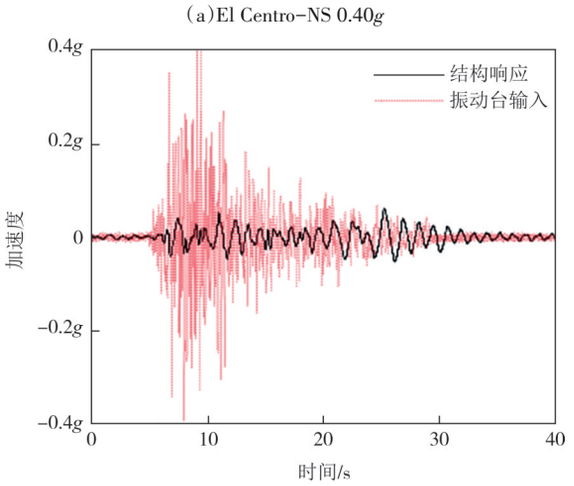
(b)Taft-EW 0.20g

图 8　0.20g 地震作用下上部结构加速度响应与台面输入的比较

Fig.8　Comparison of acceleration response with input records under 0.20g earthquake



(a)El Centro-NS 0.40g



(b)Taft-EW 0.40g

图 9　0.40g 地震作用下上部结构加速度响应与台面输入的比较

Fig.9　Comparison of acceleration response with input records under 0.40g earthquake

表 3　模型加速度响应最大值及减震系数γ

Tab.3　Maximum acceleration responses and damping coefficient of the model

工况	加速度响应最大值		γ
	台面输入	结构响应	
El Centro-NS 0.2g	0.202g	0.044g	0.215
El Centro-NS 0.4g	0.368g	0.081g	0.220
Taft-EW 0.2g	0.200g	0.037g	0.183
Taft-EW 0.4g	0.461g	0.058g	0.125

由加速度时程曲线以及减震系数可以看出,BSPI结构的加速度响应相比于台面激励显著降低,表明BSPI结构具有良好的隔震效果.在设防地震作用下,减震系数均小于0.4,按照《建筑抗震设计规范(2016年版)》(GB 50011—2010)[15]有关隔震后上部结构的抗震措施,可以降低一度进行上部结构设计.

2.2 BSPI有限元建模

采用ABAQUS软件对BSPI振动台试验模型进行有限元数值模拟,建模方法用于后续BSPI结构抗震性能分析,建立的质量块等效模型如图10所示.模型中吊杆和基础托梁采用钢材,等效质量块采用混凝土材料.钢材材料为Q345.采用B31单元模拟吊杆和基础托梁,基础托梁截面刚度EI=2.822 10^4 kN·m^2,吊杆为直径30 mm的圆钢.采用Solid单元模拟等效质量块,质量为4 800 kg.采用Hinge单元模拟悬挂吊杆与刚性基础、柱底托板之间的铰接连接,保证节点的可转动特性.隔震层重力恢复刚度和实测结构有效阻尼比由Springs/Dashpots单元定义,采用Cartesian单元直接给阻尼器附加阻尼,阻尼模型采用瑞利阻尼模型.

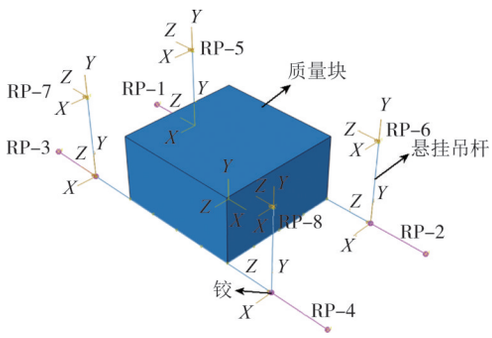
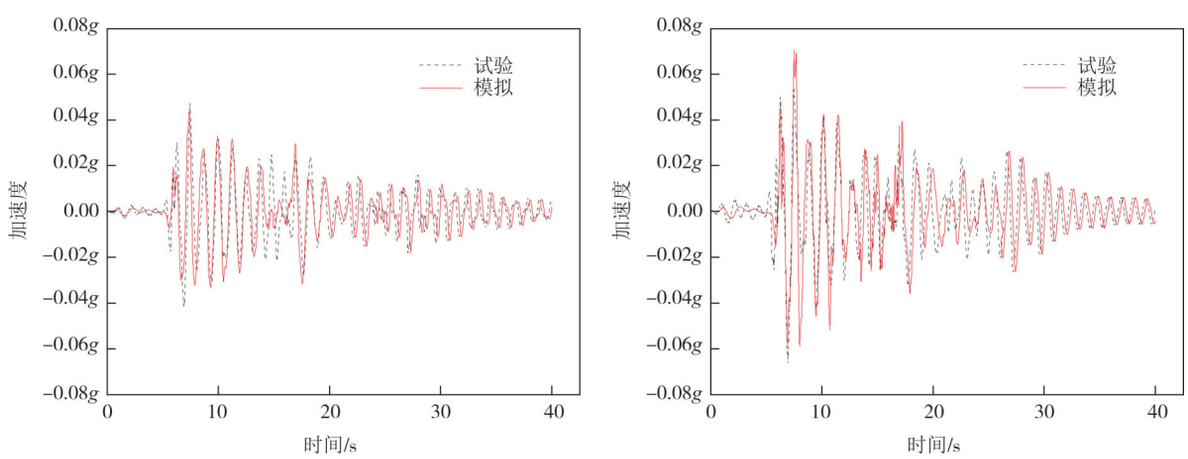


图10 BSPI结构有限元模型

Fig.10 Finite element model of BSPI structure

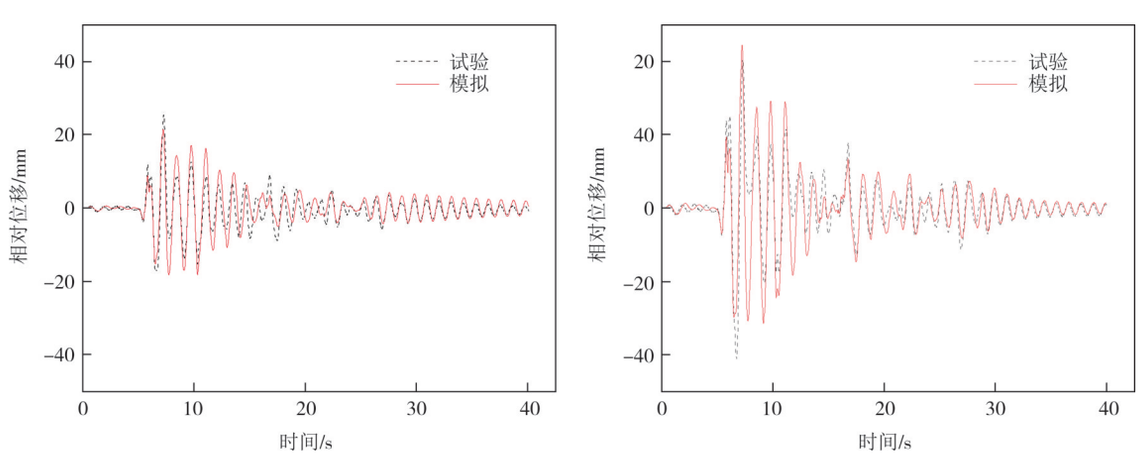
通过有限元计算可以得到BSPI无控结构在水平单向地震动输入下各种工况的动力时程分析结果,计算时输入的地震波为振动台台面实际输入的地震波.以El Centro-NS波为例,设防地震和罕遇地震作用下的BSPI无控结构的加速度响应和位移响应的有限元模拟结果与试验值对比分别如图11和图12所示.



(a)El Centro-NS 0.20g (b)El Centro-NS 0.40g

图11 模型加速度响应对比

Fig.11 Comparison of acceleration responses



(a)El Centro-NS 0.20g (b)El Centro-NS 0.40g

图12 模型位移响应对比

Fig.12 Comparison of displacement responses

从以上试验和数值模拟结果的对比可见,BSPI无控结构的加速度时程曲线和位移时程曲线的波形和峰值均比较吻合,表明ABAQUS有限元建模方法有效.

3　地震响应分析

3.1　工程算例和抗震设防目标

根据上述BSPI振动台试验研究和数值模拟结果,设计了一幢BSPI结构作为工程算例.上部结构为三层钢筋混凝土框架,结构平面布置见图13,此结构每层层高3.6 m.梁截面尺寸500 mm×250 mm,柱截面尺寸400 mm×400 mm.楼面均布活荷载2.0 kN/m^2,每层板厚120 mm,抗震设防烈度为8度.混凝土强度等级为C40,梁柱纵筋为HRB335,箍筋为HPB300.

分析模型为横向二维框架,如图13的阴影部分所示,隔震层悬挂吊杆采用Q345钢吊杆,长度1.3 m,直径30 mm,每个柱底布置4根吊杆.黏滞阻尼器参数为阻尼系数C=40 kN/(m/s)$^{0.3}$、阻尼指数α=0.3,每个柱底沿横向布置2个黏滞阻尼器.地震作用方向为沿横向水平单向.

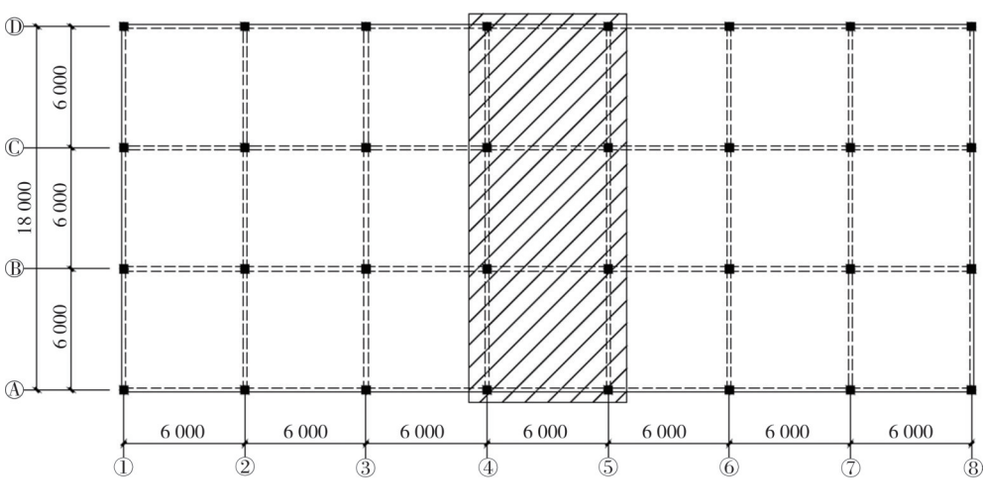
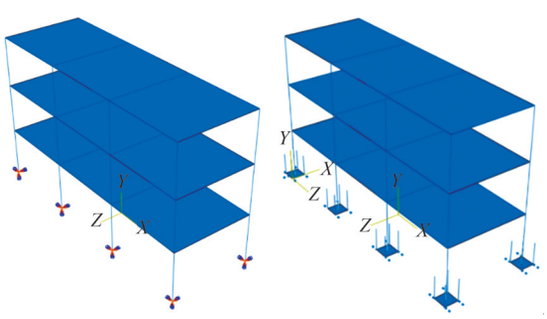


图13　框架结构平面布置图(单位:mm)

Fig.13　Layout of frame structure (unit: mm)

利用ABAQUS有限元软件建立BSPI结构和RCF结构的数值模型,如图14所示.隔震层建模采用2.2节中的建模方法,上部结构建模采用B31单元模拟梁、柱,S4R单元模拟楼板.钢筋的设置通过*REBAR关键字来实现.混凝土与钢筋的本构模型均使用材料单轴滞回本构模型(TJ-Fiber)[16].

BSPI结构作为一种新型隔震结构体系,在地震作用下上部结构层间位移响应较小,隔震层位移较大,参考《建筑隔震设计标准》(GB/T 51408—2021)[17]对层间位移角的规定,建议BSPI结构的上部结构在设防地震作用下弹性位移角限值为1/400,罕遇地震作用下弹塑性位移角限值为1/100.对于悬挂结构体系隔震层的位移限值,我国规范暂无规定,综合考虑建筑功能要求及悬吊装置的受力情况,建议隔震层在罕遇地震作用下的位移限值为悬挂吊杆长度的1/10和300 mm中的小值.



(a)RCF结构　　(b)BSPI结构

图14　RCF结构和BSPI结构有限元模型

Fig.14　Finite element models of RCF and BSPI frame

3.2　地震波选取及结构动力特性

选用不同场地类型的Taft-NS地震波、El Centro-EW地震波和SH09-1人工波作为输入结构的地震动时程,3条地震波具体信息见表4.

表4　输入地震波信息

Tab.4　Information of input earthquake records

地震波	震级	时间/s	PGA/gal	持时/s	场地类型
El Centro-EW	7.1	1 940	210.1	53.48	Ⅲ
Taft-NS	7.7	1 957	152.7	54.38	Ⅱ
SH09-1	—	—	—	40	Ⅳ

图 15 给出了设防地震作用下所选 3 条地震波的归一化加速度反应谱,这 3 条地震波的加速度反应谱包含了《建筑抗震设计规范(2016 年版)》(GB 50011—2010)[15]中反应谱上下大致 20% 的区域,将这 3 条地震波输入 BSPI 结构进行动力时程分析是合理的.

通过 ABAQUS 有限元分析,得到 BSPI 结构与 RCF 结构水平单向(横向)的结构基本周期.BSPI 结构的 1 阶周期为 2.305 s,显著大于 RCF 结构的 1 阶周期 0.415 s.表明 BSPI 结构中悬挂层的设置降低了结构整体刚度,延长了结构的自振周期.根据反应谱理论,结构的自振周期增大,地震作用下的加速度响应减小,从而起到了良好的隔震效果.

3.3 加速度地震响应

计算得到 3 个模型的各楼层加速度动力时程响应,图 16~图 18 分别给出了 3 条地震波作用下的结构各层加速度响应峰值包络图,图中 0 楼层表示 RCF 结构基底处或 BSPI 结构隔震层托板处.定义动力放大系数 K 为各层加速度与地面输入加速度的比值,不同地震作用下的 BSPI 有控结构、BSPI 无控结构和 RCF 结构的加速度响应峰值 a_{max} 及动力放大系数 K 见表 5.

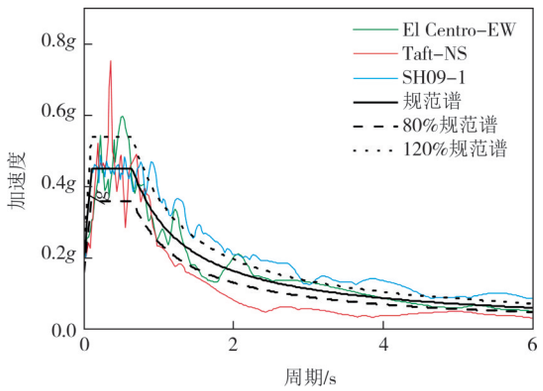
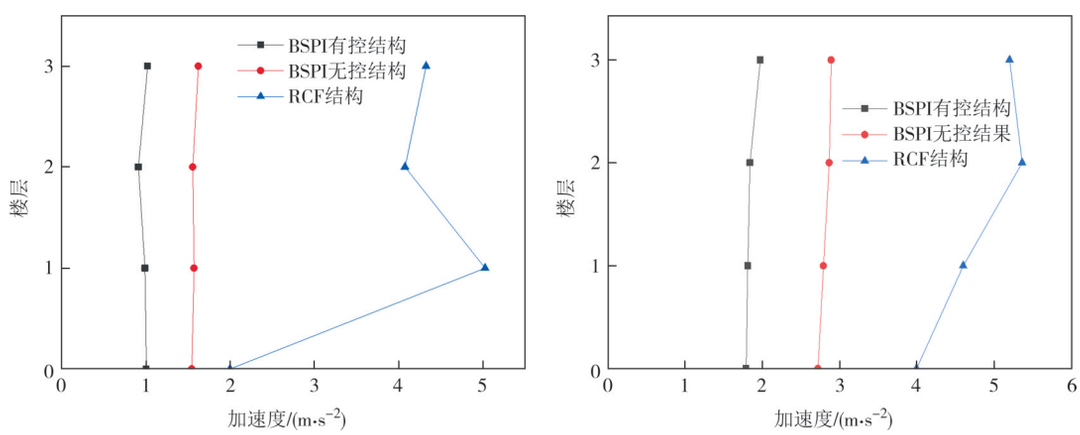


图 15 加速度反应谱

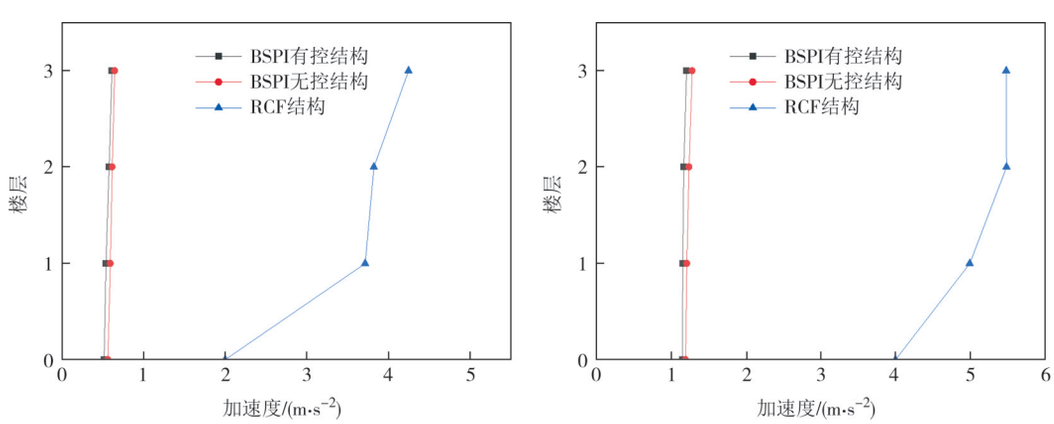
Fig.15 Acceleration response spectrums



(a)8 度设防地震 (b)8 度罕遇地震

图 16 El Centro-EW 波地震作用下加速度响应

Fig.16 Acceleration responses under El Centro-EW



(a)8 度设防地震 (b)8 度罕遇地震

图 17 Taft-NS 波地震作用下加速度响应

Fig.17 Acceleration responses under Taft-NS

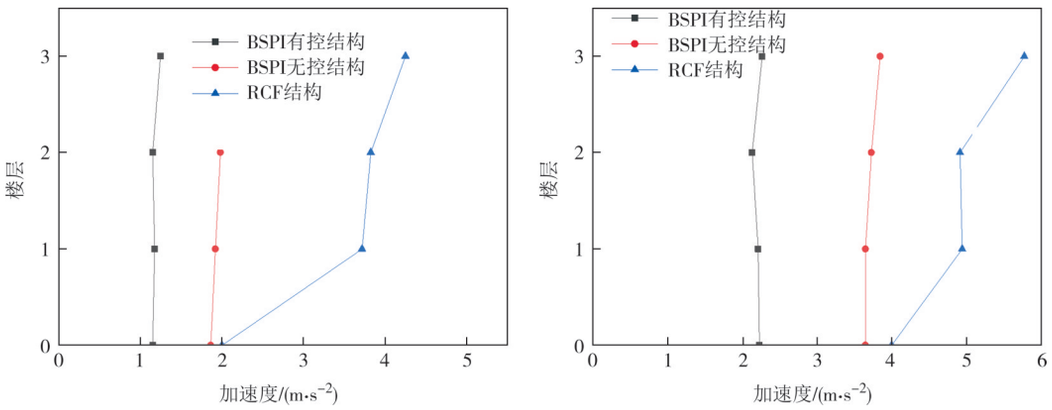


图 18　SH09-1 波地震作用下加速度响应

Fig.18　Acceleration responses under SH09-1

表 5　不同地震作用下结构加速度响应

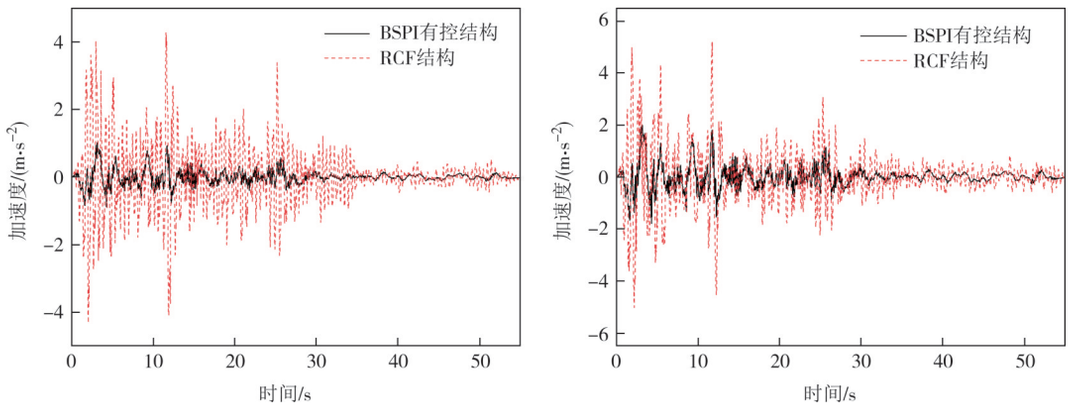
Tab.5　Structural acceleration responses under different ground motions

地震波	a_{pg}	结构模型	a_{max}/(m·s^{-2})			K		
			1层	2层	3层	1层	2层	3层
El Centro-EW	0.20g	RCF	5.03	4.07	4.33	2.51	2.04	2.16
		无控BSPI	1.57	1.56	1.62	0.79	0.78	0.81
		有控BSPI	0.99	0.91	1.02	0.50	0.46	0.51
	0.40g	RCF	4.60	5.36	5.20	1.15	1.34	1.30
		无控BSPI	2.79	2.87	2.89	0.70	0.72	0.72
		有控BSPI	1.81	1.84	1.98	0.45	0.46	0.49
Taft-NS	0.20g	RCF	3.72	3.82	4.25	1.86	1.91	2.12
		无控BSPI	0.59	0.62	0.65	0.30	0.31	0.32
		有控BSPI	0.54	0.58	0.61	0.27	0.29	0.31
	0.40g	RCF	4.99	5.48	5.48	1.25	1.37	1.37
		无控BSPI	1.21	1.24	1.28	0.30	0.31	0.32
		有控BSPI	1.15	1.17	1.21	0.29	0.29	0.30
SH09-1	0.20g	RCF	3.72	3.82	4.25	1.86	1.91	2.12
		无控BSPI	1.92	1.98	1.92	0.96	0.99	0.96
		有控BSPI	1.17	1.15	1.25	0.59	0.57	0.62
	0.40g	RCF	4.94	4.91	5.77	1.23	1.23	1.44
		无控BSPI	3.65	3.73	3.84	0.91	0.93	0.96
		有控BSPI	2.21	2.14	2.27	0.55	0.53	0.57

限于篇幅,以 El Centro-EW 波为例,图 19 给出了 BSPI 有控结构与 RCF 结构的楼顶加速度时程曲线的对比.从计算结果可以看出:1)罕遇地震作用下 BSPI 结构的动力放大系数约为 RCF 结构的 1/5~1/2,加速度响应显著小于 RCF 结构;2)与 BSPI 无控结构相比,BSPI 有控结构的加速度响应更小.在 El Centro-EW 波、Taft-NS 波和 SH09-01 波罕遇地震作用下,BSPI 有控结构的动力放大系数分别约为无控结构的 65%、94% 和 51%.可见隔震层黏滞阻尼器的布置增加了 BSPI 结构的阻尼,通过隔震层耗能,有效减小了结构的加速度响应;3)不同地震动作用下,BSPI 结构的加速度响应不同,其中Ⅳ类场地 SH09-1 地震作用下,BSPI 无控结构的动力放大系数接近 1,相比于 RCF 结构,隔震效果仅约 23%.这是不同的场地类别造成的,BSPI 结构的自振周期较大,远离坚硬场地的卓越周期范围,能获得明显的隔震效果,而像 SH09-1 这一类软土场地地震波的卓越周期较长,隔震效果就不如上述坚硬场地明显.

3.4　位移地震响应

定义位移减震系数 η 为 BSPI 结构各层层间位移



(a)8度设防地震 (b)8度罕遇地震

图 19 El Centro-EW 波地震作用下楼顶加速度时程曲线对比

Fig.19 Comparison of acceleration time history curves of roofs under El Centro-EW

与RCF结构相应层间位移的比值,不同地震作用下BSPI有控、无控结构和RCF结构的各层最大层间位移响应Δ_{max}和η计算值见表6.计算得到3条地震波作用下上部结构各层位移响应峰值包络曲线,分别如图20~图22所示.由计算结果可知:1)BSPI有控结构和BSPI无控结构的上部结构层间位移响应显著小于RCF结构,罕遇地震作用下无控结构的位移减震系数约为0.1~0.6,有控结构的位移减震系数约为0.1~0.2;2)BSPI有控结构的上部结构层间位移小于BSPI无控结构,罕遇地震作用下降低了约50%,说明悬挂层黏滞阻尼器的设置不但能减小隔震层的位移,也可以减小上部结构的层间位移;3)在El Centro-EW波、Taft-NS波和SH09-1波设防地震作用下,BSPI有控结构的最大层间位移角分别约为1/1 646、1/2 341和1/1 455,满足设防地震作用下的抗震设防目标(1/400);在El Centro-EW波、Taft-NS波和SH09-1波罕遇地震作用下,BSPI有控结构的最大层间位移角分别约为1/569、1/1 214和1/415,同样满足罕遇地震作用下的抗震设防目标(1/100).

表6 不同地震作用下结构层间位移响应

Tab.6 Inter-story drift responses of structures under different ground motions

地震波	a_{pg}	结构模型	Δ_{max}/mm			η		
			1层	2层	3层	1层	2层	3层
El Centro-EW	0.20g	RCF结构	29.99	17.72	6.40	—	—	—
		BSPI无控结构	5.94	3.38	1.68	0.20	0.19	0.26
		BSPI有控结构	2.19	1.75	0.95	0.07	0.10	0.15
	0.40g	RCF结构	97.14	30.93	10.90	—	—	—
		BSPI无控结构	23.45	10.20	3.55	0.24	0.33	0.33
		BSPI有控结构	6.32	3.91	1.97	0.07	0.13	0.18
Taft-NS	0.20g	RCF结构	16.11	13.23	5.73	—	—	—
		BSPI无控结构	1.70	1.19	0.63	0.11	0.09	0.11
		BSPI有控结构	1.54	1.03	0.56	0.10	0.08	0.10
	0.40g	RCF结构	46.81	28.72	9.85	—	—	—
		BSPI无控结构	3.65	2.47	1.27	0.08	0.09	0.13
		BSPI有控结构	2.97	2.09	1.12	0.06	0.07	0.11
SH09-1	0.20g	RCF结构	24.09	16.18	5.97	—	—	—
		BSPI无控结构	12.36	6.71	2.64	0.51	0.41	0.44
		BSPI有控结构	2.47	2.18	1.26	0.10	0.13	0.18
	0.40g	RCF结构	84.72	27.01	11.35	—	—	—
		BSPI无控结构	25.32	18.44	7.75	0.30	0.68	0.68
		BSPI有控结构	8.67	5.55	2.58	0.10	0.21	0.23

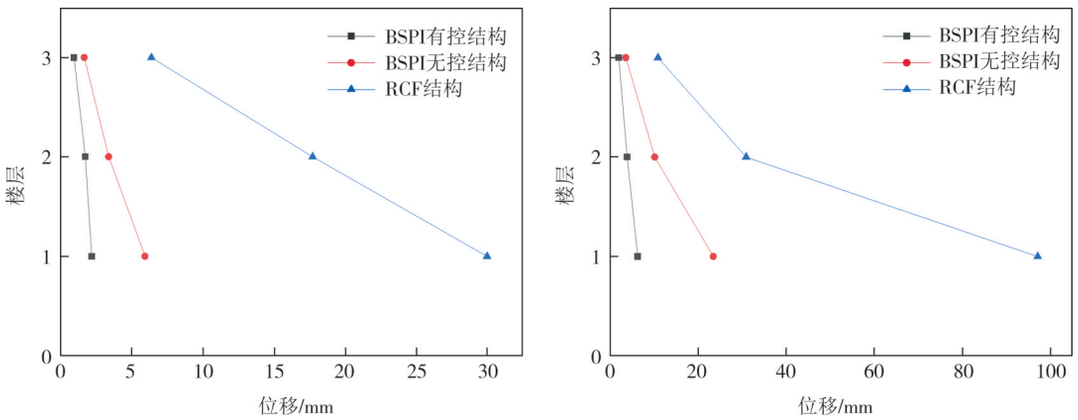


图 20　El Centro-EW 波地震作用下各层最大层间位移响应

Fig.20　Maximum inter-story drift responses under El Centro-EW

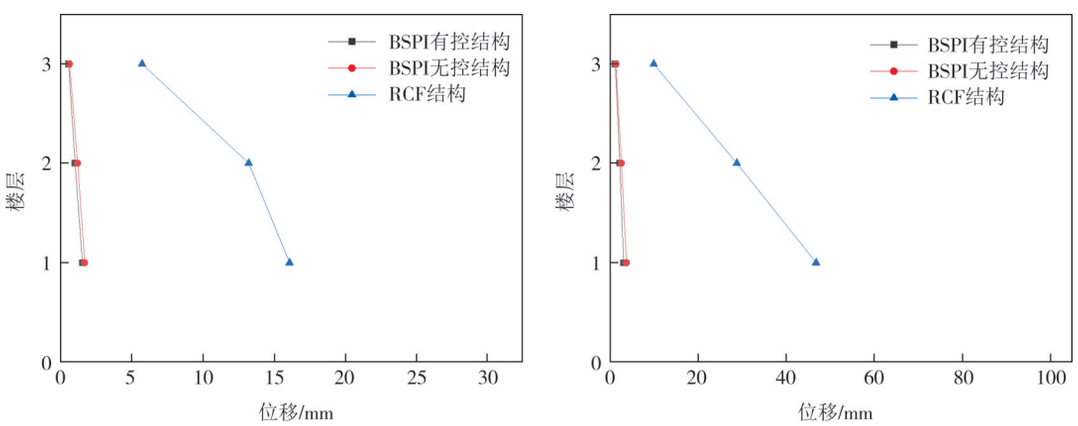


图 21　Taft-NS 波地震作用下各层最大层间位移响应

Fig.21　Maximum inter-story drift responses under Taft-NS

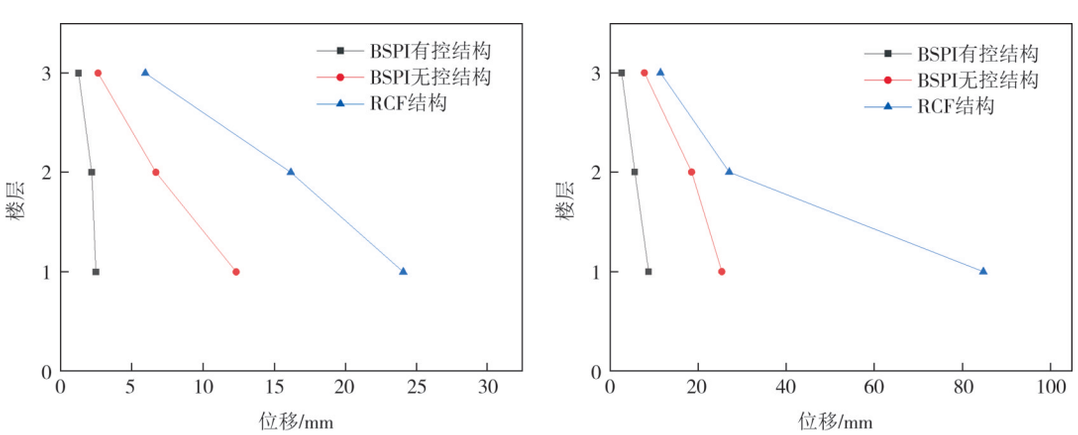


图 22　SH09-1 波地震作用下各层最大层间位移响应

Fig.22　Maximum inter-story drift responses under SH09-1

BSPI 无控结构与 BSPI 有控结构的隔震层位移响应如表 7 所示,设防地震作用下 BSPI 有控结构比无控结构的隔震层位移分别下降了 47.8%、57.9%、64.5%,罕遇地震作用下 BSPI 有控结构比无控结构的隔震层位移分别下降了 48.0%、54.8%、54.4%,可见设置黏滞阻尼器可提高结构附加有效阻尼比,控制隔震层位移响应.同时 BSPI 有控结构在罕遇地震作用下的隔震层位移小于悬挂吊杆长度的 1/10(130 mm)

和300 mm,满足抗震设防目标.

表7 隔震层位移响应最大值

Tab.7 Maximum displacement response of the isolation layer **mm**

a_{pg}	结构	El Centro-EW	Taft-NS	SH09-1
0.20g	BSPI有控	59.9	28.3	70.4
	BSPI无控	142.1	54.2	198.4
0.40g	BSPI有控	111.0	56.3	119.9
	BSPI无控	245.3	108.3	263.6

4 结 论

针对所提出的基底悬摆隔震结构进行振动台试验和抗震性能比较分析,得出以下主要结论:

1)对BSPI结构进行水平单向振动台试验和数值模拟,研究表明BSPI结构自振周期显著长于常规设计的RCF结构,悬摆装置起到了很好的隔震作用.振动台试验结果表明,在设防地震作用下,其上部结构柱底加速度响应较台面激励显著降低,减震系数小于0.4;有限元模拟结果表明,在罕遇地震作用下,上部结构整体加速度响应仅为RCF结构的1/5~1/2.

2)BSPI结构数值分析结果与振动台试验结果吻合较好,表明有限元建模方法有效.

3)BSPI结构在悬挂层布置黏滞阻尼器,能有效控制结构位移并耗散地震能量.罕遇地震作用下,相比于BSPI无控结构,BSPI有控结构的上部结构层间位移降低了约50%,最大层间位移角约为1/415,小于预设设计要求的1/100.

参考文献

[1] 张晖, 朱伯龙,苏少军.悬挂结构层间减震控制系统试验及分析[J].建筑结构学报,1997,18(5):59-65.
ZHANG H, ZHU B L, SU S J. Research on vibration absorption control system of suspension structure [J]. Journal of Building Structures, 1997, 18(5): 59-65. (in Chinese)

[2] 涂永明, 张继文, 吕志涛, 等.悬挂建筑减振体系次结构的抗侧性能[J].东南大学学报(自然科学版), 2008,38(6):1099-1104.
TU Y M, ZHANG J W, LÜ Z T, et al. Lateral performance of substructure of suspended vibration absorption system[J]. Journal of Southeast University (Natural Science Edition), 2008, 38(6): 1099-1104. (in Chinese)

[3] 王春林, 吕志涛, 涂永明. 半柔性悬挂结构体系的风振响应参数优化及阻尼控制[J].土木工程学报,2009,42(3):1-7.
WANG C L, LÜ Z T, TU Y M. Damping control and parameter optimization of wind-induced responses of semi-flexible suspension systems[J]. China Civil Engineering Journal, 2009, 42(3): 1-7. (in Chinese)

[4] 张伟, 张继文, 涂永明, 等.半刚性悬挂结构体系减振避震机理及参数优化[J].建筑结构学报,2010,31(12):40-47.
ZHANG W, ZHANG J W, TU Y M, et al. Earthquake avoidance mechanism and parameter optimization for semi-rigid suspended structures[J]. Journal of Building Structures, 2010, 31(12): 40-47. (in Chinese)

[5] 杨士金.谈大跨度悬挂式桥梁造型的几个问题[C]//全国桥梁结构学术大会论文集(下册).上海: 同济大学出版社, 1992: 668-675.
YANG S J. Some problems about the modeling of long-span suspension bridges [C]//Proceedings of the National Academic Conference on Bridge Structure (Vol. 2). Shanghai: Tongji University Press, 1992: 668-675. (in Chinese)

[6] 张力. 悬挂式结构:与重力抗争的另外一种方式[J].建筑与文化,2010(4):100-101.
ZHANG L. Suspension structure—another way to resist gravity [J]. Architecture & Culture, 2010(4): 100-101. (in Chinese)

[7] BAKHSHI A, ARAKI H, SHIMAZU T. Evaluation of the performance of a suspension isolation system subjected to strong ground motion [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1998, 27(1): 29-47.

[8] NAKAMURA Y, SARUTA M, WADA A, et al. Development of the core-suspended isolation system [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2011, 40(4): 429-447.

[9] 王学庆. 隔震悬挂结构体系的单质点等效动力计算模型[J].地震工程与工程振动, 2011, 31(2): 118-123.
WANG X Q. Dynamically equivalent single mass model for isolated suspension structure system [J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2011, 31(2): 118-123. (in Chinese)

[10] HE Q G, YIN A, FAN Z H, et al. Seismic responses analysis of multi-story suspended floors system [J]. Journal of Vibroengineering, 2021, 23(1): 167-182.

[11] DU L P, ZHANG W, TU Y M, et al. Shaking table test on a novel mega-frame suspended structural system [J]. Journal of Building Engineering, 2022, 52: 104440.

[12] 谭平,兰李,贺辉,等. 悬吊结构体系优化设计及减震性能研究[J]. 建筑科学与工程学报,2021,38(1):51-60.
TAN P, LAN L, HE H, et al. Optimal design and damping performance research of suspension structural system [J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2021, 38(1): 51-60. (in Chinese)

[13] 鲁亮, 胡宇飞, 张会会, 等.基底悬摆隔震结构振动台试验研究[J].振动与冲击,2019,38(5):71-79.
LU L, HU Y F, ZHANG H H, et al. Shaking table tests for base-suspended pendulum isolation structures[J]. Journal of Vibration and Shock, 2019, 38(5): 71-79. (in Chinese)

[14] 罗检文.考虑竖向隔震的悬摆隔震结构抗震性能研究[D].上海: 同济大学, 2016.
LUO J W. Research on the seismic behavior of the suspension pendulum isolation structure with the capacity of vertical isolation [D]. Shanghai: Tongji University, 2016. (in Chinese)

[15] 建筑抗震设计规范(2016年版):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. (in Chinese)

[16] 吴晓涵.NosaCAD与ABAQUS和PERFORM-3D弹塑性模型转换及分析应用[J].建筑结构, 2012, 42(增刊2): 207-212.
WU X H. Transformation between NosaCAD and ABAQUS and PERFORM-3D elastic-plastic model and its analytical application [J]. Building Structure, 2012, 42(Sup.2): 207-212. (in Chinese)

[17] 建筑隔震设计标准:GB/T 51408—2021[S]. 北京:中国计划出版社,2021.
Standard for seismic isolation design of building: GB/T 51408—2021[S]. Beijing: China Planning Press, 2021. (in Chinese)