

# 消能摇摆钢桁架-框架结构抗震性能

张文津<sup>1</sup>, 李国强<sup>1,2</sup>, 孙飞飞<sup>1,2</sup>

(1. 同济大学 土木工程学院, 上海 200092; 2. 同济大学 土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092)

**摘要:** 为研究消能摇摆钢桁架-框架结构的抗震性能, 使用 OpenSees 有限元软件对框架结构、支撑-框架结构、摇摆钢桁架-框架结构、消能摇摆钢桁架-框架结构进行模态分析、静力弹塑性分析和动力弹塑性分析, 讨论了 4 种结构的刚度特征、动力响应及损伤分布。此外, 建立 4 种具有不同柱脚形式和阻尼器类型的对比结构, 用以研究柱脚形式和阻尼器类型对于结构抗震性能的影响。研究表明, 消能摇摆钢桁架-框架结构具有良好的抗震性能; 位移型阻尼器能够提高结构刚度和承载力、减震性能更优越, 速度型阻尼器可以降低地震作用; 底层框架柱脚采用铰接, 可以降低地震作用, 并减小底层框架柱的塑性损伤。

**关键词:** 抗震性能; 摇摆钢桁架; 变形控制; 阻尼器; 柱脚形式

**中图分类号:** TU391

**文献标志码:** A

## Seismic Behavior of Rocking-Truss-Frame with Dampers

ZHANG Wenjin<sup>1</sup>, LI Guoqiang<sup>1,2</sup>, SUN Feifei<sup>1,2</sup>

(1. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. State Key Laboratory of Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

**Abstract:** For the purpose of investigating the seismic behavior of rocking truss-frame with dampers, finite element models were established by software OpenSees, including frame structure, brace frame structure, rocking-truss-frame structure and rocking-truss-frame structure with displacement dampers. Based on the result of modal analysis, pushover analysis and time-history analysis, the characters of stiffness, dynamic response and damage were discussed. In order to illustrate influence of frame column root connection and dampers, four finite element models were established, which have different types of frame column roots and dampers. According to the analysis, rocking-truss-frame system has great seismic performance. Displacement dampers can

improve structures stiffness and capacity, while velocity dampers can decrease story shear force. Pin-supported column roots are helpful to decreasing dynamic response and plastic damage of first floor columns.

**Key words:** seismic behavior; rocking steel truss; deformation control; damper; column root

普通框架结构在地震作用下一般发生剪切型变形, 设计不当容易产生层间塑性变形集中, 形成薄弱层。如果为框架附加摇摆结构, 可以控制框架结构的变形模式和塑性变形分布, 并且遏制薄弱层产生。在摇摆结构变形较大位置布置阻尼器, 进一步形成消能摇摆结构-框架结构, 可减小地震响应, 提高整体结构的抗震性能与可恢复性能。

1963 年, Housner<sup>[1]</sup> 关于高位水箱减震性能的讨论开创了摇摆结构研究的先河。2004 年, Gregory 等<sup>[2]</sup> 研究了可摇摆连续杆的附加刚度对于结构整体变形模式的控制效果, 引入层间位移集中系数 (drift concentration factor, DCF) 评估各楼层变形的不均匀程度。Eatherton 等<sup>[3-5]</sup> 提出一种联肢消能摇摆钢桁架, 以“蝴蝶型”金属阻尼器连接 2 片联肢钢桁架, 并通过 E-Defense 的振动台试验验证了该体系减震性能与可恢复性能良好。曲哲等<sup>[6-7]</sup> 总结了消能摇摆墙-框架结构的抗震设计方法, 并在东京工业大学 G3 教学楼改建项目中成功应用。杜永峰等<sup>[8-9]</sup> 提出一种轻型消能摇摆架, 对其抗震性能与刚度需求参数进行了研究。Takeuchi 等<sup>[10-11]</sup> 提出在摇摆钢桁架底部布置位移型阻尼器的摇摆结构, 并采用等效线性化方法给出了结构峰值响应的估计。几十年来, 国内外学者对消能摇摆结构进行了大量的理论研究和试验验证, 但研究对象基本以位移型阻尼器作为耗能构件, 框架柱脚采用刚接形式。阻尼器种类和柱脚

收稿日期: 2018-09-13

基金项目: 国家重点研发计划 (2016YFC0701203)

第一作者: 张文津 (1993—), 男, 博士生, 主要研究方向为建筑钢结构抗震。E-mail: 1150744@tongji.edu.cn

通信作者: 李国强 (1963—), 男, 教授, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为钢结构多高层建筑。E-mail: gqli@tongji.edu.cn

形式对于结构抗震性能的影响鲜有讨论. 抗震性能的评价指标以层间位移角为主, 地震作用下消能摇摆结构塑性损伤的分布特征有待进一步研究.

本文基于 Takeuchi 等<sup>[10-11]</sup>提出的消能摇摆钢桁架-框架结构, 采用 OpenSees 有限元软件分析其与传统框架结构、支撑-框架结构、摇摆钢桁架-框架结构在地震作用下弹塑性响应的差别, 并进一步研究框架柱脚形式和消能阻尼器类型对消能摇摆钢桁架-框架结构抗震性能的影响.

## 1 研究对象

框架结构(FF 结构, 如图 1a)抗侧刚度较小, 地震作用下发生剪切型变形, 容易产生薄弱层. 支撑-框架结构(BF-FF 结构, 如图 1b)对框架增设了支撑结构, 地震作用下呈“弯剪型”变形. 虽然支撑结构抗侧刚度较大, 作为第一道防线承担了大部分水平地震作用, 但是框架结构上部楼层变形显著, 且支撑构件设计内力较大. 若撤除底层支撑结构的弦杆, 使之能够绕柱脚摇摆, 形成摇摆钢桁架-框架结构(RF-FF 结构, 如图 1c), 可以控制主体框架均匀变形, 遏制薄弱层产生, 并降低支撑构件的设计需求. 但是相

比于 BF-FF 结构, RF-FF 结构抗侧刚度较弱, 如若将所撤除的底层弦杆替换为位移型阻尼器(如屈曲约束柱, buckling restrained column, BRC), 即可得到 Takeuchi 等<sup>[10-11]</sup>提出的消能摇摆钢桁架-框架结构(BD-FF 结构, 如图 1d). 在竖向荷载及小震作用下, BRC 保持弹性并提供刚度, 抗侧能力较好; 在中、大震作用下, BRC 屈服耗能, 摇摆结构控制框架各楼层均匀变形, 抗震性能优越.

但摇摆钢桁架对于底层框架柱存在附加约束作用, 刚接柱脚在地震作用下损伤严重. 若框架柱脚采用铰接形式(BD-PF 结构, 图 1f), 可释放底层框架柱的端部弯矩, 减小在地震作用下的塑性损伤. 此外, BRC 属于位移型阻尼器, 地震作用下对摇摆钢桁架底部产生较大反力, 如将其替换为速度型阻尼器(VFD), 形成 VD-PF 结构(图 1g), 可减小摇摆钢桁架自身的弯曲变形, 结构各楼层变形更均匀.

本文以消能摇摆钢桁架-框架结构为研究对象, 从结构形式对比 BD-FF、BF-FF、RF-FF 和 FF 结构四者的刚度特性、承载力、地震作用下的动力响应及损伤分布, 研究消能摇摆钢桁架-框架结构的抗震性能与可恢复性能. 将 BF-FF 结构、BD-FF 结构的底层框架柱脚设为铰接, 得到 2 种对比结构, 即 BF-PF

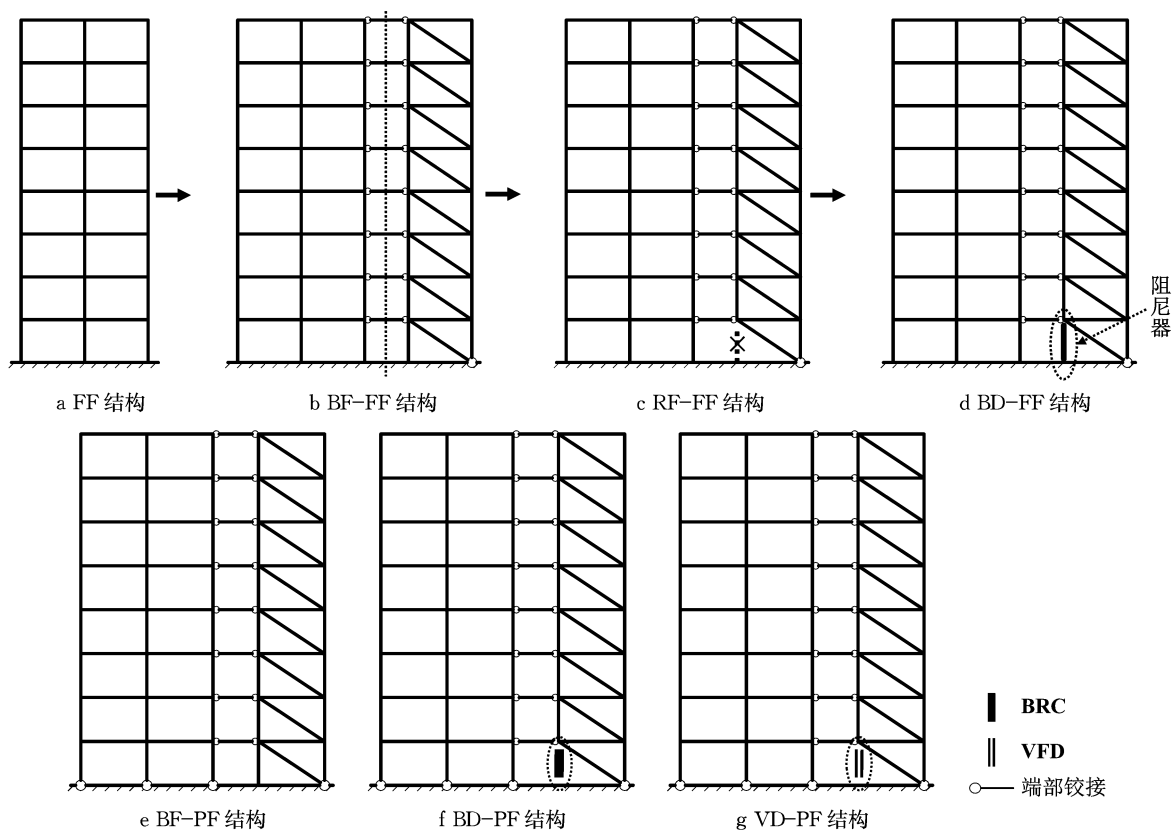


图 1 各种结构研究对象示意

Fig.1 Models for analysis

结构(图 1e)、BD-PF 结构(图 1f),研究不同柱脚形式对于结构抗震性能的影响. 分别选用位移型阻尼器(BRC)和速度型阻尼器(VFD)作为耗能构件,布设于摇摆钢桁架底部,得到 BD-PF 结构和 VD-PF 结构(如图 1g 所示),研究不同类型阻尼器的减震性能.

## 2 结构参数与计算模型

### 2.1 原型结构

根据我国抗震规范<sup>[12]</sup>和钢结构设计规范<sup>[13]</sup>,设计了一个 9 层支撑-框架结构,如图 2 所示. 设防烈度为 8 度  $0.2g$ ,场地类别为Ⅲ类第 3 组,特征周期为  $0.65\text{ s}$ ,楼面恒载为  $6.0\text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$ ,活载为  $2.0\text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$ ,结构构件的截面信息如表 1 所示. 钢材选用 Q345,弹性模量为  $2.06\times 10^{11}\text{ MPa}$ ,泊松比为  $0.3$ .

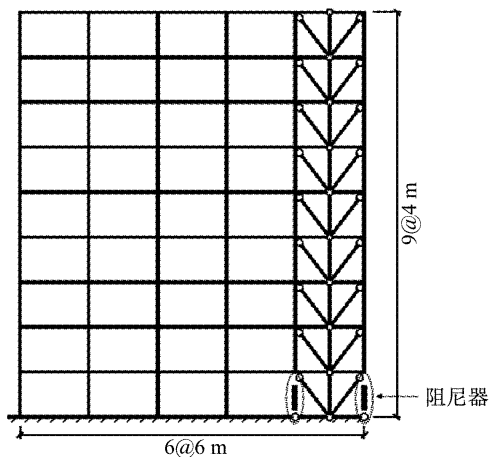


图 2 原型结构示意图

Fig.2 Configuration of origin structure

表 1 结构构件截面信息

Tab.1 Section information of components

构件	分布楼层	型钢	高度/mm	宽度/mm	翼缘厚/mm	腹板厚/mm
框架柱	1~3 层	H	600	600	12	16
	4~6 层	H	500	500	12	16
	7~9 层	H	450	450	10	12
框架梁	1~9 层	H	350	300	10	12
钢支撑	1~9 层	H	300	300	14	14

### 2.2 弹塑性分析模型

基于所设计的支撑-框架平面结构,采用 OpenSees 有限元软件建立弹塑性分析模型. 其中,

Q345 钢材使用双折线随动强化模型. 框架结构的梁、柱构件及支撑结构的竖向构件使用基于力的梁柱单元(force-based beam-column element)模拟,通过纤维截面集成单元刚度矩阵,每根构件划分为 4 段,考虑材料非线性效应与重力二阶效应. 支撑构件采用基于力的梁柱单元模拟,划分为 4 段. 初始缺陷按半波正弦的形式施加,缺陷幅值为构件长度的  $1/300$ ,考虑材料非线性效应与几何非线性效应. 按照以上建模方法,模拟了 Black 等<sup>[14]</sup>的支撑试验,如图 3 所示,有限元分析结果与试验结果较吻合,OpenSees 软件对于支撑构件的模拟能够准确反映其在往复荷载下的弹塑性屈曲特性.

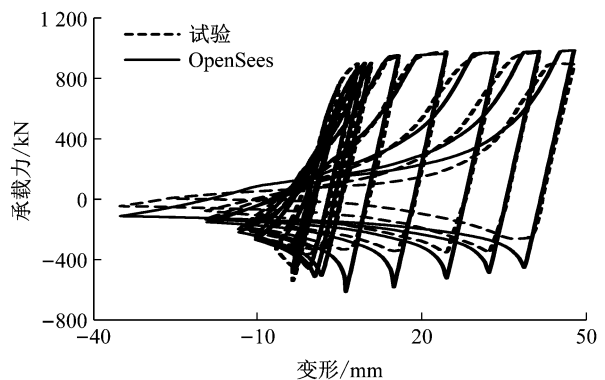


图 3 支撑构件试验的有限元模拟

Fig.3 Simulation of brace hysteretic test

其余参数不变,仅撤除 BF-FF 结构中支撑结构的底层弦杆,得到对应 RF-FF 结构;仅将 BF-FF 结构底层支撑的弦杆替为 BRC,可得到对应 BD-FF 结构;分别将 RF-FF 结构、BF-FF 结构、BD-FF 结构的框架柱脚改为铰接,可得到对应的 RF-PF 结构、BF-PF 结构和 BD-PF 结构;将 BD-PF 结构中的 BRC 替换为 VFD,可得到 VD-PF 结构.

分析模型中 BRC 的恢复力模型采用 Giuffre-Menegotto-Pinto 模型<sup>[15]</sup>(Steel02 模型),VFD 采用 Maxwell 模型(ViscousDamper 模型). 阻尼器单元采用桁架单元(truss element)模拟,其弹性刚度与支撑桁架底部弦杆的轴向刚度相等. 阻尼器设计参数如表 2 所示,其中,BRC 的恢复力模型服从等向强化规则,滞回参数按照黄波等<sup>[16]</sup>的试验标定,如图 4 所示,结果较吻合.

表 2 阻尼器的设计参数

Tab.2 Design parameters of dampers

BRC			VFD		
弹性刚度/ $(\text{kN}\cdot\text{mm}^{-1})$	屈服力/kN	屈服后刚度比	弹性刚度/ $(\text{kN}\cdot\text{mm}^{-1})$	阻尼系数/ $(\text{kN}\cdot\text{mm}^{-1}\cdot\text{s})$	速度指数
1 339.8	1 040.6	0.8%	1 339.8	1.04	0.20

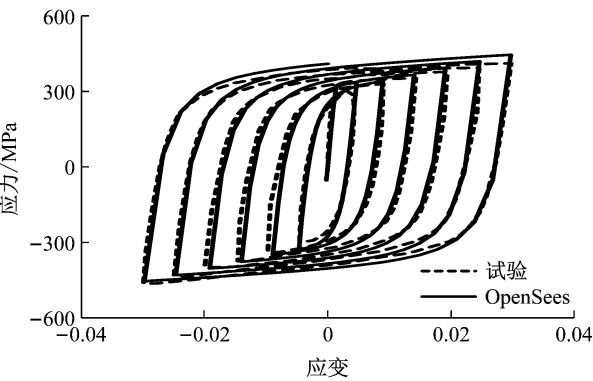


图 4 屈曲约束柱滞回参数的标定  
Fig.4 Calibration of hysteretic parameters of BRC

2.3 地震波

仅讨论不同结构在罕遇地震下的弹塑性动力响

应. 为充分考虑场地条件和地震动特征的影响,从文献[17]推荐的地震动记录集中选择 8 条地震动作为输入激励,地震动信息如表 3 所示. 将峰值加速度 (PGA)统一调幅至  $400\text{ cm}\cdot\text{s}^{-2}$  (罕遇地震<sup>[12]</sup>),地震动的弹性加速度反应谱如图 5 所示.

3 消能摇摆钢桁架-框架结构的抗震性能

3.1 模态分析与推覆分析

分别对 BD-FF 结构、BF-FF 结构、RF-FF 结构和 FF 结构进行模态分析和倒三角分布荷载作用下推覆分析. 不同结构的模态分析结果如表 4 所示,基底剪力对最大层间位移角的关系曲线如图 6 所示.

表 3 时程分析所用地震动记录

Tab.3 Information of earthquake waves for time-history analysis						
序号	PEER 标号	地震名称	年份	震级	断层机理	等效剪切波速/( $\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$ )
1	68	San Fernando	1971	6. 61	逆断层	316
2	125	Friuli_ Italy-01	1976	6. 50	逆断层	505
3	169	Imperial Valley-06	1979	6. 53	走滑断层	242
4	174	Imperial Valley-06	1979	6. 53	走滑断层	196
5	721	Superstition Hills-02	1987	6. 54	走滑断层	192
6	725	Superstition Hills-02	1987	6. 54	走滑断层	317
7	752	Loma Prieta	1989	6. 93	斜向滑动断层	289
8	767	Loma Prieta	1989	6. 93	斜向滑动断层	350

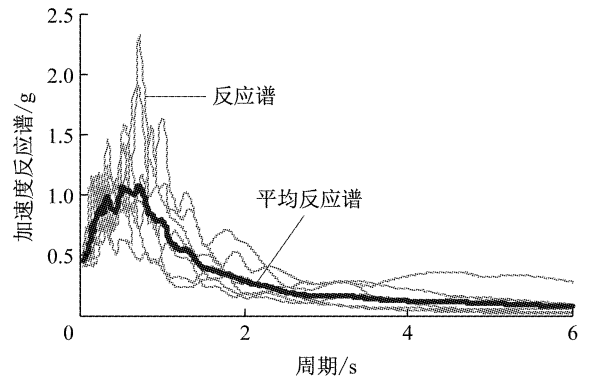


图 5 地震动记录的弹性加速度反应谱  
Fig.5 Elastic acceleration spectrum of inputting waves

表 4 不同结构形式模态分析结果

Tab.4 Modal analysis results of different structural systems				单位:s
结构类别	一阶周期	二阶周期	三阶周期	
BD-FF	1. 224	0. 301	0. 164	
BF-FF	1. 224	0. 301	0. 164	
RF-FF	2. 358	0. 330	0. 167	
FF	2. 646	0. 833	0. 443	
BD-PF	1. 239	0. 307	0. 168	
BF-PF	1. 239	0. 307	0. 168	

由以上分析可知:

(1) BRC 刚度与所替换底部弦杆的轴向刚度相

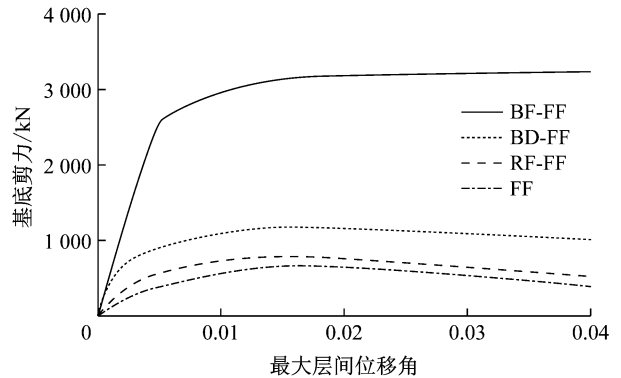


图 6 不同结构体系的基底剪力-最大层间位移角曲线  
Fig.6 Curves of base-shear-force to maximum storey drift of different structural systems

等,故 BD-FF 结构与 BF-FF 结构前 3 阶周期相同, BD-PF 结构与 BF-PF 结构前 3 阶周期相同.

(2) 主体框架结构首层柱脚采用铰接形式,会使整体结构的刚度略有降低(BD-PF 结构的一阶模态刚度较 BD-FF 结构减小 1.2%).

(3) 摇摆钢桁架可以约束主体框架结构各楼层均匀变形,相比于 FF 结构,RF-FF 结构的一阶模态刚度提高 10.9%,承载力提升 16.7%.

(4) BRC 提高了结构抗侧刚度与承载力. BD-

FF 结构一阶模态刚度较 RF-FF 结构提高 48.1%,承载力提高 32.3%。但由于 BRC 发生屈服, BD-FF 结构的承载力较 BF-FF 结构减小 63.8%。

### 3.2 弹塑性时程分析

将地震动记录的 PGA 幅值调至  $400 \text{ cm} \cdot \text{s}^{-2}$ ,

研究罕遇地震作用下 BF-FF 结构、BD-FF 结构、RF-FF 结构、FF 结构的动力响应。根据 OpenSees 软件的计算结果,提取各结构在不同地震激励下的层间位移角包络、残余层间位移角包络、楼层剪力包络、支撑轴力包络的均值,如图 7 所示。

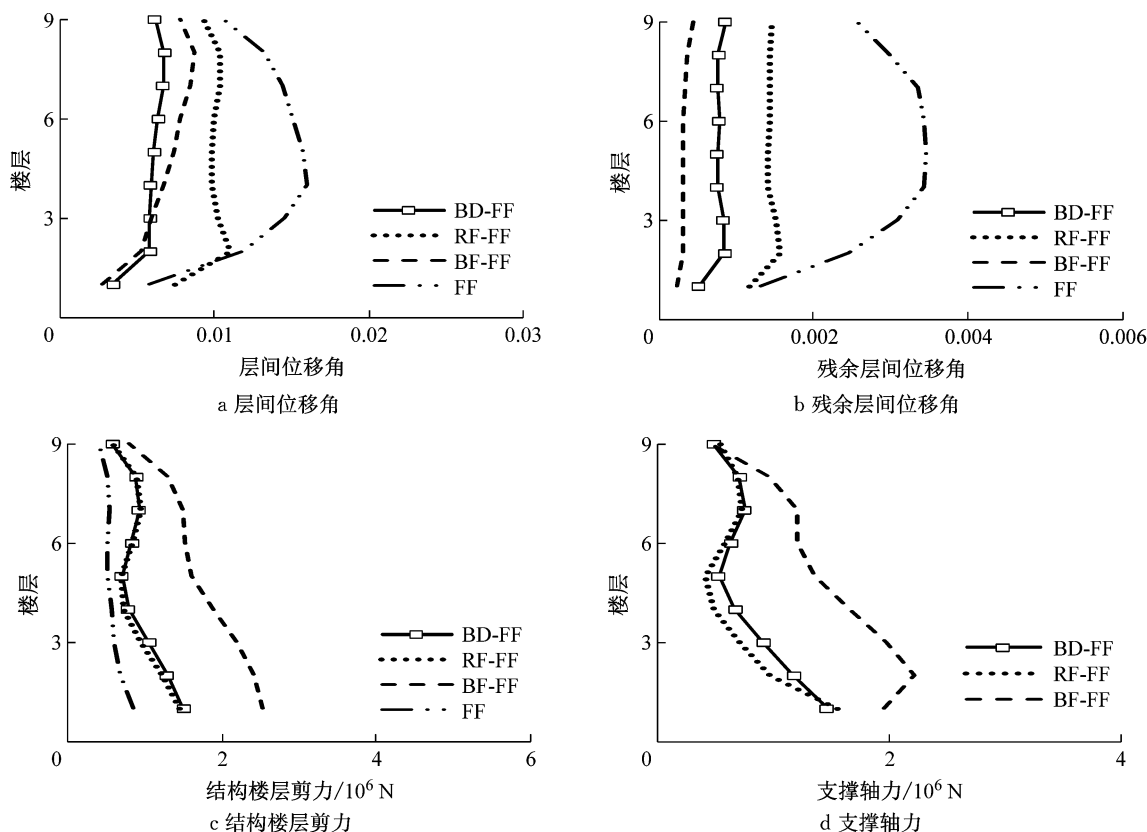


图 7 4 种结构在Ⅲ类地震激励下的动力响应

Fig.7 Dynamic response of four structural systems under three types of earthquake

为描述结构各楼层的层间变形不均匀程度,选用文献[2]定义的量纲一化指标——层间位移集中系数(DCF). DCF 可按式(1)计算,其数值越大表示结构楼层变形越不均匀. 式中,  $\Delta_i$  表示第  $i$  层的最大层间位移角;  $H$  表示结构总高度;  $h_i$  表示第  $i$  层的楼层高度. BD-FF 结构、RF-FF 结构、BF-FF 结构、FF 结构在不同地震激励下的层间位移集中系数的均值( $D_{CF}$ )如表 5 所示。

$$D_{CF} = \frac{\max(\Delta_i)}{(\sum_i \Delta_i h_i) / H} \quad (1)$$

表 5 结构的层间位移集中系数

Tab.5 Drift concentration factor of structural systems			
BD-FF	RF-FF	BF-FF	FF
1.141	1.120	1.284	1.231

由以上计算结果可知:

(1) 所有结构最大层间位移角小于 1/50, 满足中国抗震设计规范限值要求<sup>[12]</sup>; 结构残余层间位移

角满足 1/200 的限值要求<sup>[18]</sup>, 可恢复性能良好。

(2) 摇摆钢桁架可控制主体框架均匀变形, 抗震性能良好. 相比于 FF 结构, RF-FF 结构在罕遇地震作用下最大层间位移角减小 38.4%, 震后残余层间位移角减小 59.2%。

(3) BRC 可提供静力刚度, 屈服后能充分消耗地震输入能量, 提高结构抗震性能与可恢复性能. 相比于 RF-FF 结构, BD-FF 结构最大层间位移角减小了 37.9%, 震后残余层间位移角减小了 46.7%。

(4) BF-FF 结构刚度与承载力最大, 罕遇地震作用下变形小于 BD-FF 结构. BF-FF 结构呈弯剪型变形模式, 其层间位移集中系数 DCF 较 BD-FF 结构更大, 变形均匀程度不如 BD-FF 结构。

(5) 摇摆钢桁架可以减小地震作用, 降低支撑构件的内力. 相比 BF-FF 结构, BD-FF 结构、RF-FF 结构的楼层剪力和支撑轴力显著减小, 剪力分布更均匀. 由于 BRC 能够提供弹性刚度, BD-FF 结构的

楼层剪力和支撑轴力略大于 RF-FF 结构。

为描述结构的塑性损伤,根据式(2)的原理编制了 OpenSees 软件后处理程序,用于计算各类构件累积塑性耗能占地震输入总能量的比例。

$$\begin{cases} \gamma_i = \frac{E_{pi}}{E_{in}} \\ E_{pi} = \sum_j \int F_{ij}(t) \cdot d[\Delta_{ij}(t)] \\ E_{in} = \sum_j \int m_j a_g(t) \cdot d[x_j(t)] \end{cases} \quad (2)$$

式中:  $\gamma_i$  表示第  $i$  类构件累积塑性耗能的占比,  $i$  可以为框架梁、框架柱等;  $E_{pi}$  表示第  $i$  类构件的累积塑性耗能;  $E_{in}$  表示地震动输入总能量;  $F_{ij}(t)$  表示  $i$  类构件第  $j$  个单元在全局坐标系下的节点力时程函数;  $\Delta_{ij}(t)$  表示  $i$  类构件第  $j$  个单元在全局坐标系下的节点位移时程函数,  $t$  为时间;  $m_j$  表示第  $j$  个集中质量;  $a_g(t)$  表示一致激励下地震动加速度时程函数;  $x_j(t)$  表示第  $j$  个集中质量的位移时程函数。

由表 6 的计算结果可知:

(1) RF-FF 结构框架梁的塑性损伤较 FF 结构显著降低,底层框架柱的塑性损伤增大。摇摆钢桁架可以控制框架均匀变形,遏制薄弱层的产生,但是对底层框架柱存在附加约束。

(2) BD-FF 结构中框架的塑性损伤小于 RF-FF 结构, BRC 充分耗能,显著提高了结构的抗震性能。

(3) BD-FF 结构和 BF-FF 结构中,框架梁的累积塑性耗能显著高于框架柱,框架柱不发生塑性耗能或塑性耗能占比较低,呈现“梁铰机制”,实现了预期的“强柱弱梁”设计理念。

BD-FF 结构底层框架柱塑性损伤大于 BF-FF 结构,进一步说明摇摆钢桁架对底层框架柱存在附加约束。

表 6 不同结构构件的累积塑性耗能占比

Tab. 6 Plastic energy ratio of different components in different structural systems				
结构构件	单位: %			
	BD-FF	RF-FF	BF-FF	FF
框架梁	5.3	33.5	7.8	47.3
框架柱	0.4	12.7	0.1	1.3
底层柱框柱	0.3	12.4	0	0.7
BRC	51.3			

## 4 柱脚形式对于结构抗震性能的影响

### 4.1 推覆分析

摇摆钢桁架对框架结构的底层柱存在附加约束,地震作用下底层柱脚损伤严重。为解决这一问

题,提出底层框架柱脚采用铰接形式的消能摇摆钢桁架-框架结构。针对 BD-FF 结构、BF-FF 结构,仅将其首层框架柱脚设为铰接,可得到 2 种对比结构: BD-PF 结构和 BF-PF 结构。对 4 种结构分别进行倒三角分布荷载作用下的推覆分析,图 8 给出了结构基底剪力对最大层间位移角的关系曲线。

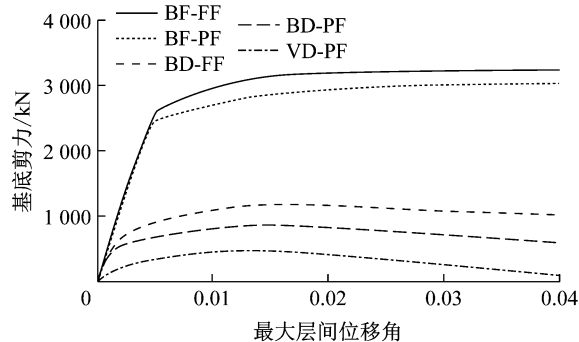


图 8 结构基底剪力对最大层间位移角关系曲线

Fig. 8 Curves of base-shear-force to maximum storey drift of different structural systems

由结构一阶周期(表 4)可知:底层框架柱脚改为铰接形式对结构弹性刚度影响不大, BD-FF 结构的一阶模态刚度仅比 BD-PF 结构大 1.2%, BF-FF 结构的一阶模态刚度仅比 BF-PF 结构大 1.2%。由推覆分析结果可知,框架柱脚改为铰接形式后,结构的屈服承载力与极限承载力均有所下降, BD-FF 结构的极限承载力较 BD-PF 结构下降 26.0%, BF-FF 结构的极限承载力较 BF-PF 下降 6.2%。

### 4.2 弹塑性时程分析

将 8 条地震动记录的 PGA 调幅至  $400 \text{ cm} \cdot \text{s}^{-2}$ , 以此作为输入激励,对 BD-FF 结构、BD-PF 结构、BF-FF 结构、BF-PF 结构进行弹塑性时程分析。为了描述各结构底层框架柱在地震作用下的损伤程度,表 7 给出了框架柱脚和阻尼器的累积塑性耗能占比。图 9 给出了所有结构框架柱脚的  $P-M$  关系(轴力-弯矩关系),其中连续实线为基于边缘纤维屈服准则、采用 Xtract 软件计算所得底层框架柱截面的  $P-M$  包络线,散点为柱脚截面在不同地震激励下轴力与截面弯矩的关系。图 10 给出了各结构在不同地震作用下最大层间位移角、残余层间位移角、楼层剪力、支撑轴力 4 个量的平均值。

表 7 部分构件的累积塑性耗能占比

Tab. 7 Plastic energy ratio of key components in different structural systems				
结构构件	单位: %			
	BD-PF	BD-FF	BF-FF	BF-PF
底层框架柱	0	0.3	0	0
BRC	52.4	51.3		

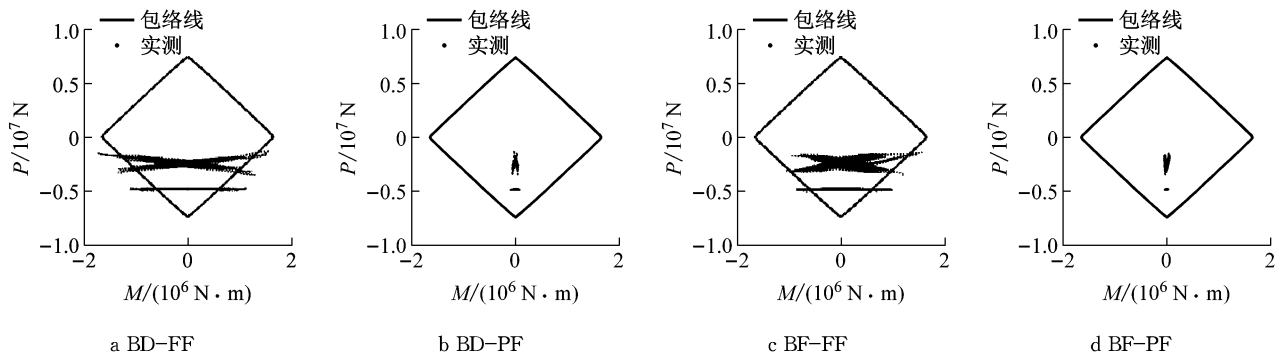


图9 首层框架柱的轴力-弯矩关系

Fig.9 Relationship of axial force to moment of frame column in first floor

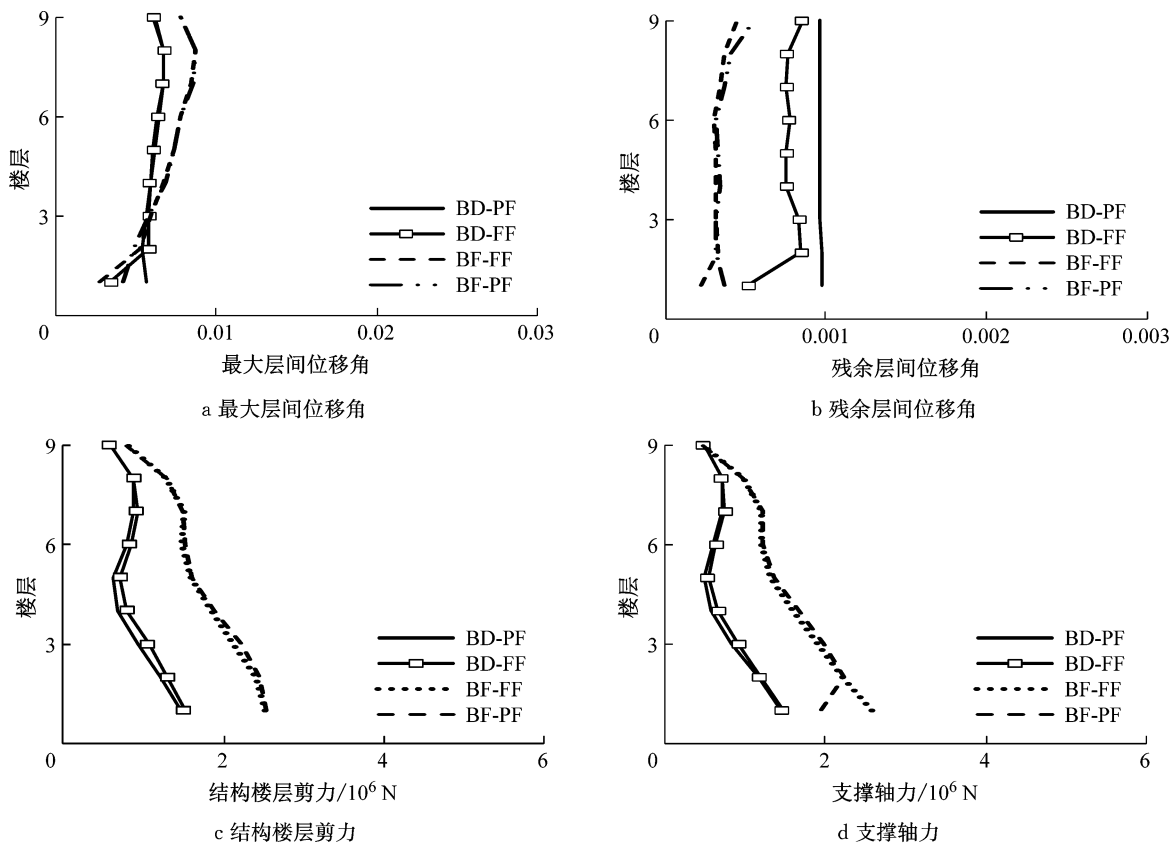


图10 4种结构形式的动力响应

Fig.10 Dynamic response of four structural systems

由以上计算结果可知:

(1) 柱脚若采用刚接形式,底层框架柱接近或达到屈服,发生一定程度的塑性损伤;若改为铰接形式,可显著减小底层框架柱脚的应力水平,柱脚不发生屈服,不产生塑性损伤。

(2) 柱脚形式对于结构整体动力响应的影响不大。BD-FF 结构和 BF-FF 结构改为铰接柱脚后,最大层间位移角、基底剪力及各楼层支撑轴力基本不变,残余层间位移角仍控制在  $1/200^{[18]}$  以内,可恢复性能良好。

(3) 采用铰接柱脚,阻尼器(BRC)累积塑性耗能的占比略有提高。

综上,为克服底层框架柱(柱脚刚接)塑性损伤严重的缺点,消能摇摆钢桁架-框架结构的底层框架柱脚可以采用铰接形式。

## 5 阻尼器类型对结构抗震性能的影响

为研究阻尼器类型对于结构抗震性能的影响,

将 BD-PF 结构中的 BRC 替换为 VFD, 得到 VD-PF 结构(如图 1g 所示). VFD 采用 Maxwell 模型, 其弹性刚度和阻尼系数(单位速度下的阻尼力)按照 BRC 的设计弹性刚度和设计屈服力进行等效. 对 BD-PF 结构、VD-PF 结构分别进行倒三角分布荷载作用下的推覆分析以及弹塑性时程分析, 推覆曲线如图 8 所示, 各结构层间位移集中系数的均值如表 8 所示, 结构构件累积塑性耗能如表 9 所示, 结构的动力响应如图 11 所示.

表 8 不同结构层间位移集中系数均值

Tab.8 Average drift concentration factor of different structures

BD-PF	VD-PF	RF-PF
1.112	1.051	1.064

表 9 结构构件的累积塑性耗能占比

Tab.9 Plastic energy ratio of key components in different structural systems

结构构件	BD-PF	VD-PF	RF-PF	单位: %
框架梁	5.1	10.7	39.7	
框架柱	0.1	0.2	2.0	
底层框架柱	0	0	0.4	
阻尼器	52.4	51.5		

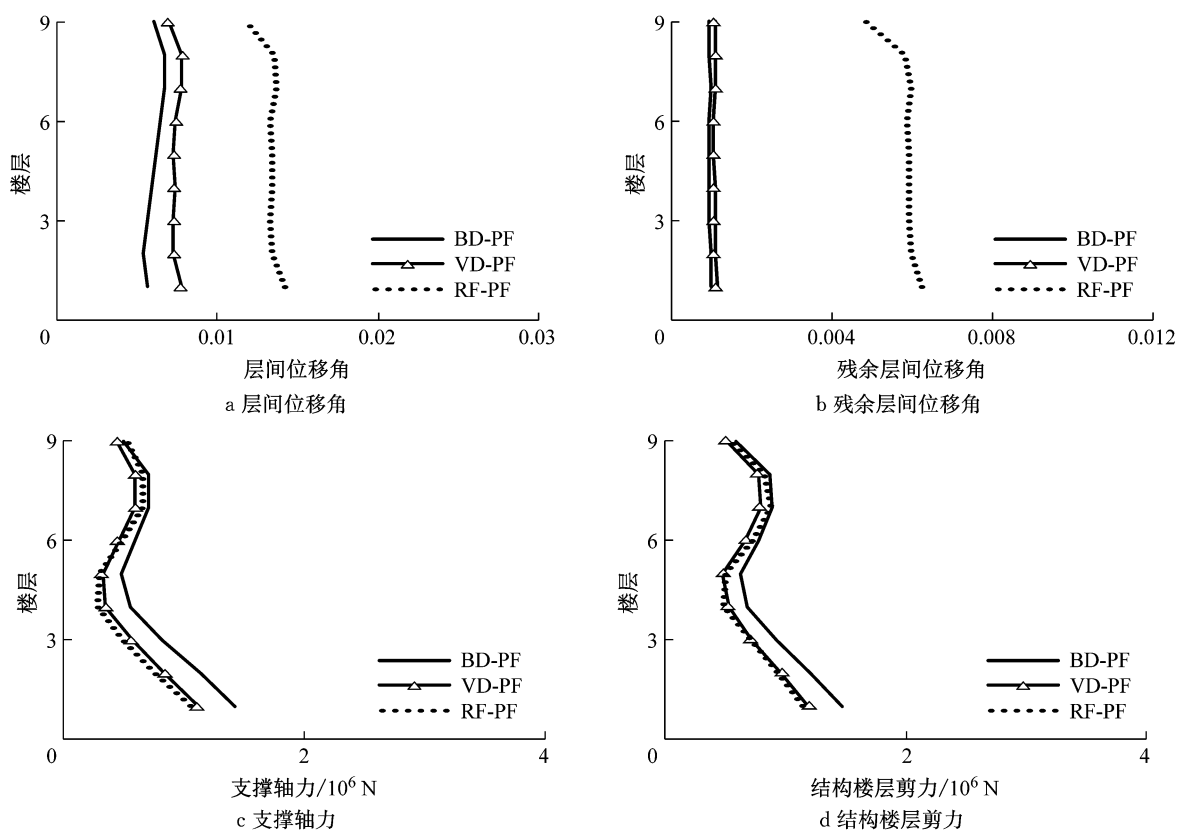


图 11 3 种结构形式的动力响应

Fig.11 Dynamic response of different structural systems

由以上计算结果可知:

(1) 阻尼器减震效果明显, 相比 RF-PF 结构, BD-PF 结构与 VD-PF 结构的最大层间位移角和残余层间位移角显著减小, 各类构件的塑性损伤程度更低, 减震性能与可恢复性能更加优越.

(2) VFD 为速度型阻尼器, 不提供静力刚度, VD-PF 结构与 RF-PF 结构的推覆曲线完全一致. 相比于 BD-PF 结构, VD-PF 结构的弹性刚度下降 58.6%, 承载力下降 43.6%.

(3) VFD 减震性能不如 BRC, VD-PF 结构在罕遇地震下最大层间位移角和残余层间位移角均大于

BD-PF 结构, 主体框架的损伤更加严重.

(4) VFD 对于摇摆钢桁架的反作用力更小, VD-PF 结构中摇摆钢桁架的自身弯曲变形更小, 整体变形更均匀, 基底剪力和支撑轴力较 BD-PF 结构有所减小.

## 6 结论

研究了消能摇摆钢桁架-框架结构的抗震性能与可恢复性能, 讨论了不同柱脚形式与阻尼器类型对于结构抗震性能的影响, 得到如下结论:



(1) 摇摆钢桁架能够控制框架结构各层均匀变形,遏制薄弱层的产生。相比于传统框架结构,摇摆钢桁架-框架结构的弹性刚度可提高 10.9%,承载力可提高 16.7%。地震作用下,摇摆钢桁架-框架结构最大层间位移角较传统框架结构可降低 38.4%,各楼层变形更均匀,损伤程度更低,震后结构残余层间位移角可降低 59.2%。

(2) 在摇摆钢桁架-框架结构底部增设位移型阻尼器,形成消能摇摆钢桁架-框架结构,结构弹性刚度可提高 48.1%,承载力可提高 32.3%;罕遇地震作用下,结构最大层间位移角减小 37.9%,震后残余变形可减小 46.7%。消能摇摆钢桁架-框架结构的累积塑性损伤较摇摆钢桁架-框架结构更低,抗震性能与可恢复性能更优越。

(3) 消能摇摆钢桁架-框架结构的底层框架柱脚可以采用铰接形式。铰接柱脚对于结构整体抗侧刚度和地震反应影响不大,但是能够消除底层框架柱在罕遇地震作用下的塑性损伤。

(4) 以位移型阻尼器(BRC)作为耗能构件,既可保障消能摇摆钢桁架-框架结构的刚度和承载力,也能减小结构在罕遇地震作用下的动力响应和震后残余变形,其减震性能较速度型阻尼器(VFD)更优越。但是速度型阻尼器(VFD)能够减小地震作用下摇摆钢桁架的内力,各楼层变形均匀程度优于使用位移型阻尼器的消能摇摆钢桁架-框架结构。

## 参考文献:

- [1] HOUSNER G W. The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes [J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 1963, 53 (2): 403.
- [2] GREGORY A M, YOSHIHIRO K, CHARLES R. Effect of column stiffness on braced frame seismic behavior [J]. Journal of Structural Engineering, 2004, 130(3): 381.
- [3] EATHERON M R, MA X, KRAWINKLER H, *et al.* Quasi-static cyclic behavior of controlled rocking steel frames [J]. Journal of Structural Engineering, 2014, 140(11): 04014083.
- [4] EATHERON M R, FAHNESTOCK L A, MILLER D J. Computational study of self-centering buckling restrained braced frame seismic performance [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2015, 43(13): 1897.
- [5] EATHERON M R, HAJJAR J F. Hybrid simulation testing of a self-centering rocking steel braced frame system [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2015, 43 (11): 1725.
- [6] 曲哲. 摇摆墙-框架结构抗震损伤机制控制及设计方法研究 [D]. 北京:清华大学,2010.  
QU Zhe. Study on seismic damage mechanism control and design of rocking wall-frame structures [D]. Beijing: Tsinghua University, 2010.
- [7] QU Z, WADA A, MOTOYUI S, *et al.* Pin-supported walls for enhancing the seismic performance of building structures [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2012, 41 (14): 2075.
- [8] 杜永峰,武大洋. 一种轻型消能摇摆架近断层地震响应减震分析[J]. 土木工程学报,2013,46(S2):1.  
DU Yongfeng, WU Dayang. Seismic mitigation of an innovative light energy dissipative rocking frame under near-field ground motions[J]. China Civil Engineering Journal, 2013,46(S2):1.
- [9] 杜永峰,武大洋. 基于刚度需求设计的轻型消能摇摆架减震性态分析[J]. 土木工程学报,2014,47:24.  
DU Yongfeng, WU Dayang. Performance analysis of light energy dissipative rocking frame designed on the basis of stiffness demand[J]. China Civil Engineering Journal, 2014, 47:24.
- [10] CHEN X, TAKEUCHI T, MATSUI R. Simplified design procedure for controlled spine frames with energy-dissipating members [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2017, 135: 242.
- [11] TAKEUCHI T, CHEN X, MATSUI R. Seismic performance of controlled spine frames with energy-dissipating members [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2015, 114:51.
- [12] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010.  
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China (MOHURD). Code for Seismic Design of Buildings: GB 50011—2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.
- [13] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 钢结构设计规范: GB 50017—2003[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2003.  
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China (MOHURD). Code for design of steel structures: GB 50017—2003 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2003.
- [14] BLACK R G, WENGER W A, POPOV E P. Inelastic buckling of steel struts under cyclic loading reversals [R]. [s. l.]: Earthquake Engineering Research Center, 1980.
- [15] FILIPPOU F C, POPOV E P, BERTERO V V. Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints [R]. San Francisco: Berkeley University of California, 1983.
- [16] 黄波,陈泉,李涛,等. 国标 Q235 钢屈曲约束支撑低周疲劳试验研究[J]. 土木工程学报,2013(6):29.  
HUANG Bo, CHEN Quan, LI Tao, *et al.* Low-cyclic fatigue test of Q235 steel buckling-restrained braces[J]. China Civil Engineering Journal, 2013(6):29.
- [17] Applied Technology Council for Federal Emergency Management Agency. Quantification of building seismic performance factors: FEMA P-695 [S]. Washington D C: Applied Technology Council for Federal Emergency Management Agency, 2009.
- [18] EROCHKO J, CHRISTOPOULOS C, TREMBLAY R, *et al.* Residual drift response of SMRFs and BRB frames in steel buildings designed according to ASCE 7-05 [J]. Journal of Structural Engineering, 2011, 137(5):589.