

洪敏,秦瑞,王凤,等.高层高强钢组合偏心支撑框架抗震性能简化分析[J].地震工程学报,2020,42(2):332-336.doi:10.3969/j.issn.1000-0844.2020.02.332

HONG Min, QIN Rui, WANG Feng, et al. A Simplified Analysis Model for Evaluating the Seismic Performance of High-Rise High-Strength Steel Composite Eccentrically Braced Frames[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2020, 42(2): 332-336. doi:10.3969/j.issn.1000-0844.2020.02.332

# 高层高强钢组合偏心支撑框架抗震性能简化分析

洪敏<sup>1</sup>, 秦瑞<sup>2</sup>, 王凤<sup>3</sup>, 高永国<sup>1</sup>, 高中南<sup>1</sup>, 李少华<sup>1,4</sup>

(1. 中国地震局兰州地震研究所, 甘肃 兰州 730000; 2. 中国建筑第八工程局有限公司钢结构工程公司, 上海 200122;  
3. 兰州理工大学, 甘肃 兰州 730050; 4. 中国地震局黄土地震工程开放实验室, 甘肃 兰州 730000)

**摘要:** 高强钢组合偏心支撑钢框架是一种新型的抗震结构体系, 为分析其抗震性能, 利用 ABAQUS 有限元软件建立了简化分析模型。在验证该简化模型合理有效的基础上, 建立了某十层算例的整体模型, 施加竖向荷载的同时施加水平倒三角形循环荷载作用, 进而分析了该算例的滞回性能。研究表明: 本文提出的简化分析模型不仅可以较准确的模拟该结构体系的延性和抗侧刚度, 还可以有效预测结构的变形分布和非线性性能。

**关键词:** 偏心支撑钢框架; 高强钢; 简化模型; 抗震性能

**中图分类号:** TU391

**文献标志码:** A

**文章编号:** 1000-0844(2020)02-0332-06

**DOI:** 10.3969/j.issn.1000-0844.2020.02.332

## A Simplified Analysis Model for Evaluating the Seismic Performance of High-Rise High-Strength Steel Composite Eccentrically Braced Frames

HONG Min<sup>1</sup>, QIN Rui<sup>2</sup>, WANG Feng<sup>3</sup>, GAO Yongguo<sup>1</sup>, GAO Zhongnan<sup>1</sup>, LI Shaohua<sup>1,4</sup>

(1. Lanzhou Institute of Seismology, China Earthquake Administration, Lanzhou 730000, Gansu, China;

2. Steel Structure Engineering Company of China Construction Eighth Engineering Division Co., Ltd., Shanghai 200122, China;

3. Lanzhou University of Technology, Lanzhou 730050, Gansu, China;

4. Open Laboratory of Loess Earthquake Engineering, China Earthquake Administration, Lanzhou 730000, Gansu, China)

**Abstract:** A high-strength steel composite eccentrically braced frame (HSS-EBF) is a new type of seismic structure system. A simplified HSS-EBF analysis model was established using the ABAQUS software to analyze its seismic performance. The overall model of a 10-story HSS-EBF example was developed after the validity of the simplified analysis model was verified. Subsequently, the hysteretic behavior of this example was analyzed by simultaneously applying vertical load and horizontal inverted triangular cyclic load. The results denoted that the simplified HSS-EBF analysis model can accurately simulate the ductility and lateral stiffness as well as effectively predict the deformation and nonlinear performance of the HSS-EBF structure.

**Keywords:** eccentrically braced steel frame; high-strength steel; simplified model; seismic per-

**收稿日期:** 2019-11-12

**基金项目:** 国家自然科学基金(51178382); 中国地震局地震预测研究所基本科研专项(2017IESLZ09)

**第一作者简介:** 洪敏(1984—), 男, 甘肃天水人, 工学硕士, 工程师。E-mail: h198410230371@126.com。

**通信作者:** 李少华, 男, 高级工程师, 主要从事地震工程等方面的工作。E-mail: lsh8111@sina.com。

formance

## 0 引言

高强度钢材具有强度高、节约材料等优点,且在较多的桥梁、电力塔架等结构中广泛应用<sup>[1]</sup>。我国的设计规范将钢结构抗侧力系的钢材强度限制在 345 MPa 范围内,限制了高强钢的应用,如我国《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010)<sup>[2]</sup>中对钢材屈服比和伸长率做出了严格规定,极大的限制了高强度钢材在建筑领域的应用。上述规范的规定是为了保证抗震设防地区的建筑具有足够的安全储备而制定,也无可厚非,但可通过合理的结构形式解决,例如偏心支撑钢框架结构(EBF)<sup>[3]</sup>。将高强度钢材引入偏心支撑框架体系,形成了高强钢组合偏心支撑框架结构(HSS-EBFs)这一新型抗震结构体系,其中耗能连梁采用屈服点较低的普通钢材(如 Q345),而框架梁和框架柱等构件采用高强钢(如 Q460),结构设计时要求框架梁和框架柱在大震作用下处于弹性状态或部分进入塑性状态,而普通钢材的耗能连梁全部处于弹塑性状态耗散地震能量,这样该结构设计就可满足抗震设防的目标,无需对框架梁和框架柱等构件的钢材提出较高的塑性要求,针对此类高强度钢材和普通钢材组合的结构体系,国内学者已开展了部分研究<sup>[4-5]</sup>。

目前关于高强钢组合偏心支撑框架结构体系的研究主要集中在单榀及多层结构的理论及试验研究<sup>[6-9]</sup>,对高层整体结构的受力研究较少。本文采用 ABAQUS 有限元软件建立了高强钢组合偏心支撑钢框架简化分析模型,支撑体系采用倒 Y 形布置,并对某十层高强钢组合偏心支撑钢框架整体模型的滞回性能进行了分析计算。

## 1 简化分析模型

### 1.1 模型建立

本文的简化分析模型通过 ABAQUS 有限元软件建立,并对文献[7]中试验试件进行模型验证,其中楼板和耗能连梁采用四节点减缩积分壳单元(S4R)模拟,而框架柱、框架梁以及支撑等构件采用 Timoshenko 剪切梁单元(B31)进行模拟。材料模型选用考虑了包辛格效应的随动强化模型和 Mises 屈服准则。Y 形偏心支撑结构变形时对楼板影响较小,且试件楼板基本只有弹性变形,故此简化模型只考虑了楼板的弹性性能。分析模型将耗能连梁外的构件建立一个部件,通过定义纵梁设置框架梁的截

面,耗能连梁与框架梁(楼板)以及耗能连梁与支撑均采用运动耦合连接。采用自由网格划分技术划分模型网格,并且为获取较为精确的分析结果,将耗能连梁边缘网格布置较为规则、密集;约束柱脚 6 个方向的自由度,以实现固端约束。通过对楼板施加压强模拟试件竖向堆载,并采用移约束方程<sup>[10]</sup>模拟试验施加的倒三角形水平荷载。

### 1.2 模型结果验证

本文的有限元分析模型较为理想化没有考虑试件的初偏心和材料缺陷,得到的滞回曲线与试验结果相比更加饱满;且有限元分析时无法模拟试件的平面外位移及撕裂破坏,其荷载位移曲线呈上升趋势没有出现下降段,故取模型最大层间位移达到 5%时的结果与试验结果进行对比分析。本文简化分析模型经过滞回分析得到的屈服机制与文献[7]中试件破坏形式基本一致。首先达到屈服状态并产生较大弹塑性变形的是结构一层的耗能连梁;其次是二层耗能连梁达到屈服状态;模型最终的破坏模式为一层耗能连梁腹板全部屈服,二层的耗能连梁腹板大部分达到屈服状态,其他构件基本处于弹性状态,与试验破坏形式基本吻合。试验试件①轴框架一层是试件最终的破坏位置,最能表征结构受力,有限元模型与试验试件在该层框架的滞回曲线、骨架曲线对比如图 1 所示。

简化分析模型及试件①轴框架一层滞回分析结果如表 1 所示,由于有限元模型的破坏荷载和峰值荷载相同,表中分析结果只给出了屈服点及破坏点的荷载位移值。结构屈服荷载的确定方法采用等效刚度法<sup>[11]</sup>,抗侧刚度  $K$ 。为荷载位移曲线直线段的斜率;而延性系数  $\mu = \Delta_u / \Delta_y'$ (其中,  $\Delta_u$  为破坏位移;  $\Delta_y'$  为屈服位移,单位为 mm),屈服荷载  $F_y$ 、破坏荷载  $F_u$ 。单位为 kN,后续表格取值均相同。对比有限元分析结果及试验数据,发现有限元模型的抗侧刚度  $K$ 。比试验平均值偏大 7.6%,原因在于有限元建模较为理想化,忽略了试件制作时产生初始缺陷和残余应力,分析得到的抗侧刚度  $K$ 。值偏大。

总体而言,该有限元简化模型不仅可以较准确的模拟该结构体系的延性和抗侧刚度,还可以有效预测结构的变形分布和非线性性能。该简化模型对承载力的计算有所偏差,但与试验结果吻合良好,误差在 20%以内,故该简化模型可用于分析后续的整体结构模型。

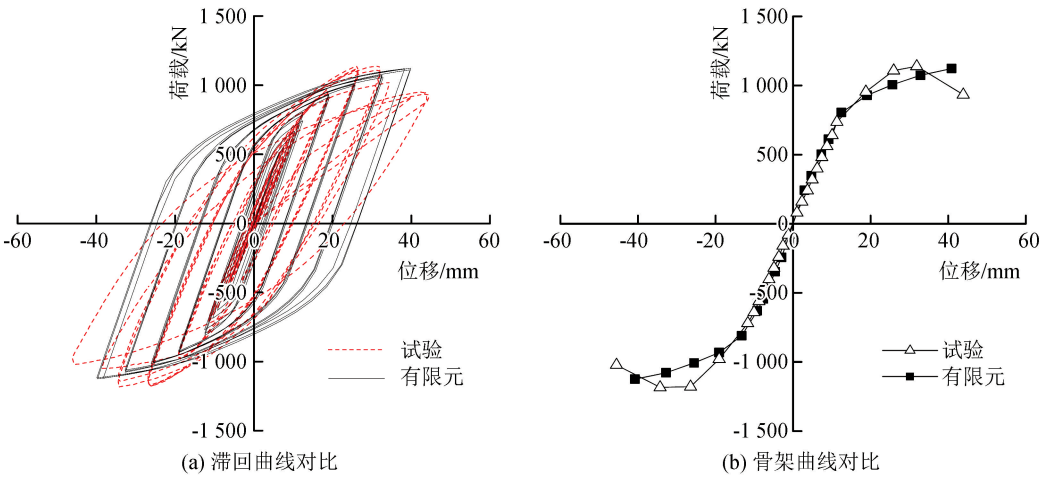


图 1 试验及有限元滞回分析曲线对比

Fig.1 Comparison between hysteretic curves from test and FEM analysis

表 1 试验及有限元滞回分析结果对比

Table 1 Comparison between hysteretic results from test and FEM analysis

| 性能指标 | 屈服点             |           | 破坏点            |           | 抗侧刚度 $K_0$<br>/(kN·mm <sup>-1</sup> ) | 延性 $\mu$ |
|------|-----------------|-----------|----------------|-----------|---------------------------------------|----------|
|      | $\Delta'_y$ /mm | $F_y$ /kN | $\Delta_u$ /mm | $F_u$ /kN |                                       |          |
| 试验   | 17.9            | 964       | 43.8           | 994       | 64.6                                  | 2.4      |
| 有限元  | 15.9            | 855       | 38.9           | 1122      | 69.5                                  | 2.6      |
| 误差/% | -11.2           | -12.3     | -11.1          | 12.8      | 7.6                                   | 8.3      |

注:误差=(有限元-试验)/试验×100%

2 十层结构抗震性能简化分析

2.1 算例设计资料

设计结构为十层高强钢组合 Y 形偏心支撑钢框架,图 2 给出了结构的平面布置图。整体模型沿 X 轴、Y 轴方向的跨度分别 6m、7.2m,且沿①轴、②轴、⑤轴、⑥轴的中跨以及 B 轴、C 轴框架的第二跨和第四跨,从底层到顶层连续布置 Y 形偏心支撑。模型的层高均设置为 3.3 m,所有耗能连梁长度均为 650 mm。模型中所有支撑、耗能连梁为 Q345 钢,其余梁、柱构件采用 Q460 钢,

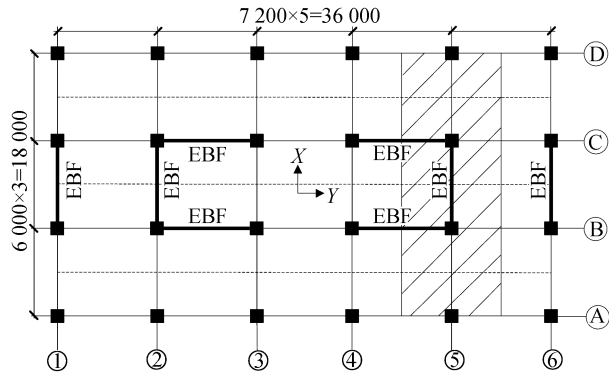


图 2 算例平面布置图(单位:mm)

Fig.2 Floor plan of the example (Unit:mm)

各构件的截面尺寸如表 2 所示。

十层结构算例设计条件:抗震设防烈度Ⅷ度(0.2g);设计地震分组为第一组,Ⅱ类场地。根据荷载规范,算例楼面的恒载、活载分别为 5.0 kN/m<sup>2</sup>和 2.0 kN/m<sup>2</sup>,屋面恒载和屋面雪荷载分别为 6.0 kN/m<sup>2</sup>和 0.35 kN/m<sup>2</sup>。

2.2 算例分析结果

采用上述建模过程建立了该算例有限元分析模型,钢材采用两折线应力-应变曲线,屈服后材料切线模量取为 0.02 倍弹性模量,弹性模量  $E=2.06\times 10^5$  MPa,泊松比取 0.3;模型底层到顶层水平荷载按照倒三角比例通过定义位移约束方程施加。如图 2 所示,算例模型为对称结构,且施加的荷载对称,故后续只给出了①轴、②轴、③轴三榀框架的计算结果。便于表述分析结果,将结构整体、①轴、②轴、③轴框架分别命名为 Y10-T、Y10-T-1、Y10-T-2、Y10-T-3(其中,“Y”代表 Y 形偏心支撑,“10”代表结构层数,“T”代表算例整体,“1、2、3”分别代表①轴、②轴、③轴框架)。

图 3 和表 3 分别给出了算例整体及其①轴、②轴、③轴框架通过滞回分析得到的滞回曲线及关键点数据。如图 3 所示,整体模型最终完成了 4 $\Delta_y$  的位移循环,滞回性能良好,滞回环呈饱满的梭形,耗

表 2 十层算例截面设计(单位:mm)

| Table 2 Member sections of 10-storey structure (Unit:mm) |    |         |    |                |                |
|----------------------------------------------------------|----|---------|----|----------------|----------------|
| 层号                                                       |    | 柱截面     |    | 框架梁截面          | 耗能连梁截面         |
| 1-4                                                      | 边柱 | □360×14 | 边梁 | H360×180×12×18 | H380×200×12×20 |
|                                                          | 中柱 | □380×20 | 中梁 | H380×200×12×20 |                |
| 5-8                                                      | 边柱 | □300×12 | 边梁 | H360×180×12×18 |                |
|                                                          | 中柱 | □340×14 | 中梁 | H360×200×12×20 |                |
| 9-10                                                     | 边柱 | □260×10 | 边梁 | H340×180×12×16 | H200×200×12×20 |
|                                                          | 中柱 | □280×10 | 中梁 | H340×200×12×18 |                |

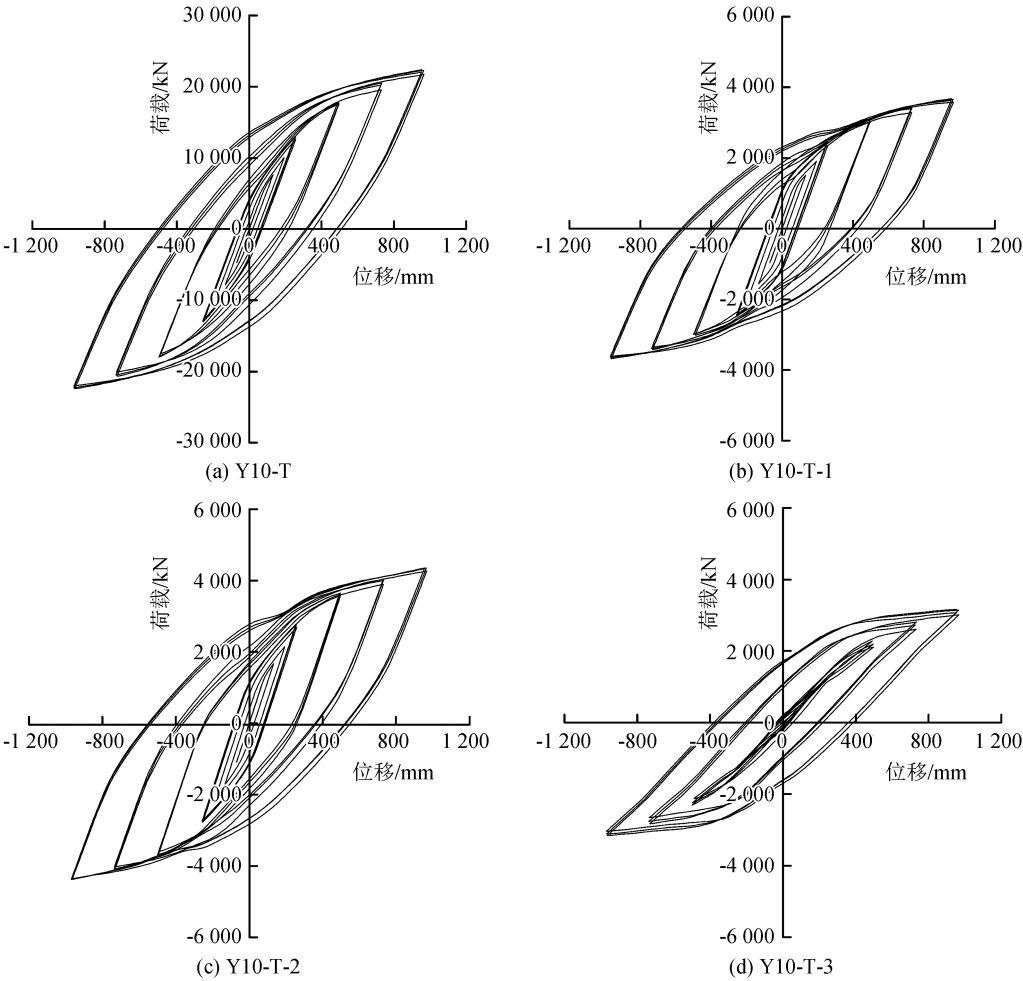


图 3 算例滞回曲线

Fig.3 Hysteretic curves of example

表 3 算例滞回分析结果

| Table 3 Hysteretic analysis results of example |                 |           |                |           |                                  |       |       |
|------------------------------------------------|-----------------|-----------|----------------|-----------|----------------------------------|-------|-------|
| 模型                                             | 屈服点             |           | 破坏点            |           | $K_0$<br>/(kN·mm <sup>-1</sup> ) | $\mu$ | $h_e$ |
|                                                | $\Delta'_y$ /mm | $F_y$ /kN | $\Delta_u$ /mm | $F_u$ /kN |                                  |       |       |
| Y10-T-1                                        | 285             | 2 550     | 952            | 3 625     | 14.0                             | 3.4   | 0.27  |
| Y10-T-2                                        | 280             | 2 870     | 952            | 4 325     | 15.6                             | 3.3   | 0.34  |
| Y10-T-3                                        | 615             | 2 480     | 952            | 3 070     | 4.2                              | 1.5   | 0.21  |
| Y10-T                                          | 320             | 14 400    | 952            | 22 044    | 69.7                             | 3.0   | 0.25  |

能较好。①轴和②轴框架设置了偏心支撑,其抗侧刚度较大,最终也完成了 4Δ<sub>y</sub> 的位移循环,耗散能量较多;未设置支撑的③轴框架,在 1Δ<sub>y</sub> 和 2Δ<sub>y</sub> 的

位移循环时荷载位移曲线基本呈线性变化,滞回环包围面积较小,到 3Δ<sub>y</sub> 和 4Δ<sub>y</sub> 位移循环时才耗散一部分能量。有无设置支撑导致各榀框架的抗侧刚度



不同、受力状态不同,加之框架梁的约束,各榀框架之间会有一定的相互作用,随着加载位移增大,结构塑性变形增加,相互作用也越加明显,导致①轴、②轴框架的最后一圈滞回环产生了一定程度的捏缩。

表 3 数据显示,设置偏心支撑的②轴框架抗侧刚度最大,其耗能连梁最先达到屈服,并产生较大的弹塑性变形;同样设置支撑的①轴框架的抗侧刚度和屈服位移与②轴框架相差不大,继②轴框架屈服后迅速达到屈服状态,并产生较大弹塑性变形耗散能量,且两榀框架的延性系数计算值较为接近。设置支撑且位于结构中部的②轴框架受到的约束多、承担的荷载多、耗散能量也较多。滞回分析过程中,②轴和⑤轴框架耗散能量约占结构总耗能的 56%,而未设置支撑的③轴和④轴框架进入屈服状态较晚,屈服位移大、承载力低,两榀框架耗能只占整体结构总耗能的 13%左右。

### 3 结论

本文建立了高强钢组合偏心支撑钢框架的简化分析模型,基于简化模型,分析了某十层整体算例的滞回性能,对比结构整体及各榀框架的受力性能,得到以下主要结论:

(1) 建立的简化分析模型不仅可以较准确的模拟该结构体系的延性和抗侧刚度,还可以有效预测结构的非线性性能和变形分布。虽然对结构承载力的计算有所偏差,但误差相对较小,该简化模型可为实际工程应用提供参考。

(2) 结构中有无设置偏心支撑及支撑设计位置对框架的抗侧刚度及耗能性能影响较大。支撑跨的抗侧刚度大,产生弹塑性变形早,承担较多的结构耗能和水平剪力;未设置支撑的纯框架抗侧刚度小,出现弹塑性变形较晚,耗散能量较少。

### 参考文献(References)

- [1] 施刚,石永久,王元清.超高强度钢材钢结构的工程应用[J].建筑钢结构进展,2008,10(4):32-38.  
SHI Gang,SHI Yongjiu,WANG Yuanqing.Engineering Application of Ultra-High Strength Steel Structures[J].Progress in Steel Building Structures,2008,10(4):32-38.
- [2] GB50011-2010 建筑抗震设计规范[M].北京:中国建筑工业出版社,2010.  
GB50011-2010 Code for Seismic Design of Buildings[M].Beijing:China Architecture Industry Press,2010.
- [3] 胡淑军,宋固全,王湛.偏心支撑钢框架基于性能的塑性设计方法研究[J].建筑结构,2018,48(17):111-117.  
HU Shujun,SONG Guquan,WANG Zhan.Study of Perform-

- ance-based Design Method for Eccentrically Braced Steel Frames[J].Building Structure,2018,48(17):111-117.
- [4] 连鸣,李浩翔,莫文茹,等.可更换剪切型耗能梁段-高强钢框筒结构滞回性能数值分析[J].建筑结构,2020,50(1):83-90.  
LIAN Ming,LI Haoxiang,MO Wenru,et al.Numerical Analyses on Hysteretic Behaviors of High-strength Steel Fabricated Framed-tube Structure with Replaceable Shear Type Energy-dissipated Beam Section [J].Building Structure,2020,50(1):83-90.
- [5] 连鸣,韩文凯,莫文茹,等.可更换剪切型耗能梁段-高强钢框筒结构抗震性能分析[J].建筑结构,2020,50(1):74-82.  
LIAN Ming,HAN Wenkai,MO Wenru,et al.Investigation on Seismic Performance of High-strength Steel Fabricated Steel Framed-tube Structure with Replaceable Shear Type Energy-dissipated Beam Section[J].Building Structure,2020,50(1):74-82.
- [6] 田小红,苏明周,连鸣,等.高强钢组合 K 形偏心支撑框架结构振动台试验研究[J].土木工程学报,2016,49(3):56-63.  
TIAN Xiaohong,SU Mingzhou,LIAN Ming,et al.Shake Table Test of High-strength Steel Composite K-eccentrically Braced Frames[J].China Civil Engineering Journal,2016,49(3):56-63.
- [7] 王凤,苏明周,李慎,等.多层高强钢组合 Y 形偏心支撑钢框架抗震性能试验研究[J].土木工程学报,2016,49(3):64-71.  
WANG Feng,SU Mingzhou,LI Shen,et al.Experimental Study on Seismic Behavior of Multi-storey High Strength Steel Composite Y-eccentrically Braced Steel Frame[J].China Civil Engineering Journal,2016,49(3):64-71.
- [8] 郭艳,苏明周,胡长明.高强钢组合偏心支撑框架抗震性能研究[J].地震工程学报,2016,38(2):176-184.  
GUO Yan,SU Mingzhou,HU Changming.Seismic Performance of High-strength-steel Composite Eccentrically Braced Frames[J].China Earthquake Engineering Journal,2016,38(2):176-184.
- [9] 郑晓伟,苏明周,石鲁,等.直接基于位移设计的高强钢组合 K 形偏心支撑钢框架的抗震性能研究[J].地震工程学报,2016,38(5):678-684.  
ZHENG Xiaowei,SU Mingzhou,SHI Lu,et al.Seismic Behavior of High Strength Steel Composite K-type Eccentrically Braced Frames with Direct Displacement-based Design Method [J].China Earthquake Engineering Journal,2016,38(5):678-684.
- [10] 洪敏,冯红卫,王凤,等.基于多点位移控制的梁柱节点刚度对钢框架抗震性能的影响[J].地震工程学报,2014,36(2):243-248.  
HONG Min,FENG Hongwei,WANG Feng,et al.Effects of Beam-column Joint Stiffness on Seismic Behavior of Steel Frames Based on Multiple Point Constraints[J].China Earthquake Engineering Journal,2014,36(2):243-248.
- [11] PARK R.Ductility Evaluation from Laboratory and Analytical Testing [C]//Proceedings of 9th World Conference on Earthquake Engineering.Tokyo,Japan:IAEE,1988:605-616.