

梁柱节点刚度对 Y 形偏心支撑半刚接钢框架 抗震性能的影响^{*}

洪敏^{1,2}, 李少华^{1,3✱}, 王英达¹, 高中南¹

(1. 中国地震局兰州地震研究所, 甘肃 兰州 730000; 2. 中国科学院寒区旱区环境与工程研究所, 甘肃 兰州 730000;
3. 中国地震局甘肃省黄土地震工程重点实验室, 甘肃 兰州 730000)

摘要: 为了研究不同梁柱节点刚度对 Y 形偏心支撑半刚接钢框架抗震性能的影响, 利用 ABAQUS 有限元软件建立了不同梁柱节点连接刚度的六层两跨平面钢框架模型, 并对其滞回性能进行了非线性数值分析, 对比分析了各模型的承载力、侧向刚度、延性、耗能能力等特性。结果表明: 随着节点刚度的增大, 各模型的屈服荷载、极限荷载、抗侧刚度、延性系数逐渐增大。Y 形偏心支撑半刚接钢框架节点刚度越接近理想刚接情况, 其抗震性能越好。倒三角水平循环荷载作用下, 各模型均为耗能连梁首先屈服, 且按照由底层到顶层的顺序逐渐屈服, 中间底层柱在受力过程中应力较大, 设计时应重点考虑。

关键词: Y 形偏心支撑; 半刚接钢框架; 节点刚度; 循环加载; 抗震性能

中图分类号: TU317

文献标识码: A

文章编号: 1000-0666(2016)01-0079-06

0 引言

1994 年的美国北岭地震和 1995 年日本阪神地震灾害研究表明, 采用不同节点连接方式的结构在震害中破坏程度不同, 采用焊接连接的刚性节点在震害中破坏严重, 而采用螺栓连接的半刚性钢结构破坏较轻。此后的二十多年中, 越来越多的研究学者开始对半刚性连接节点和半刚接钢框架进行研究, 相关研究表明: 梁柱节点的半刚性连接不仅使结构的自震周期延长、阻尼增大, 而且很有效地降低了地震作用 (Elnashai *et al.*, 1998)。但是这种连接的节点又使得结构的弹性刚度较低、侧移较大, 很难满足多高层结构设计要求 (Astaneh-Asl, 1999)。对于半刚性连接钢框架的侧向刚度不满足要求的情况, 可以通过增设抗侧力构件改变结构的受力性能, 如支撑构件, 是一种既经济又高效的抗侧构件。Eric 和 Chen (1988) 分析了在半刚性连接框架中添加支撑构件

后结构的受力性能, 并指出设置支撑后不仅使得结构的刚度和强度有所增大, 而且还能减小半刚性连接对结构整体性能的影响。偏心支撑构件通过偏心的耗能梁段的屈服, 限制支撑的屈曲, 可使结构具有很好的耗能性能。

将偏心支撑和半刚接钢框架两种耗能性能较好的体系相结合, 构成一种新型的抗震结构体系 (郭兵等, 2011), 即偏心支撑半刚接钢框架结构。该结构弥补了半刚接钢框架的缺点, 增加其抗侧刚度、减小侧移, 不仅解决了工程实际问题, 也是对理想抗震体系的一个有益探索 (石艳等, 2010)。目前, 国内外对于偏心支撑半刚接钢框架的研究相对较少, 王万祯等 (2010) 采用 ANSYS 软件对单斜杆偏心支撑半刚接钢框架进行了非线性数值分析, 得到了偏心支撑半刚接钢框架柱计算长度系数表, 并根据表格回归了相应的计算公式。郭兵对偏心支撑半刚接钢框架体系进行了系统的实验和理论研究 (石艳, 2010; 田海兰, 2010; 徐超, 2011), 指出半刚性连接钢框架中增设偏心支撑显著增加了结构的抗侧刚度, 降低了

^{*} 收稿日期: 2015-11-16.

基金项目: 地震科技发展基金 (2014M01) 和中国地震局地震预测研究所基本科研业务费专项 (2015ESLZ04) 联合资助.

✱ 通讯作者: 李少华 (1981~), 高级工程师, 研究方向为地震工程、地震学等. E-mail: lsh8111@sina.com.

节点转动刚度对结构的影响,结构的震动频率和底部剪力增大,层间位移角减小。但是上述研究主要集中于V形和人字形偏心支撑结构,缺少对Y形偏心支撑(YEBF)的耗能连梁与框架梁独立存在,可以通过改变耗能连梁的长度、截面尺寸优化整体结构性能,不受横梁截面限制(于安林等,2009)。由于YEBF钢框架的残余变形主要集中在耗能连梁,因而YEBF在变形耗能的过程中,对横梁和楼板造成的损害最小,震后容易恢复(于安林等,2010)。本文建立了一组典型六层两跨Y形偏心支撑半刚接钢框架,并施加了水平循环荷载,通过变化各个模型的梁柱节点连接刚度,对比分析了其抗震性能。

1 节点刚度判定准则

梁柱节点连接的弯矩转角($M-\theta$)曲线不仅能够反应节点的抗弯承载力、初始转动刚度、转动能力,而且对框架结构的变形和承载能力也有较大影响。对于半刚性节点连接,节点的 $M-\theta$ 关系曲线处于柔性节点和刚性节点之间,并且一般呈非线性关系(石艳,2010)。采用丁洁民和沈祖炎(1992)提供的节点计算模型,弯矩转角曲线如图1所示,在弹性阶段节点刚度的半刚性特性用节点初始刚度 K_0 来表示,弹塑性阶段采用参数 K_f 来表示节点刚度的非线性,并取 $K_f=K_0/40$ 。通过给定不同初始转动刚度 K_0 值,将梁柱节点定义为不同的连接形式。

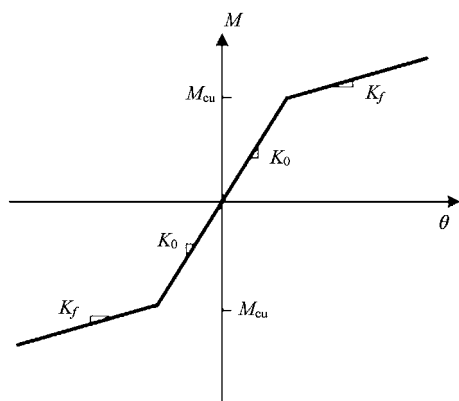


图1 节点的弯矩-转角($M-\theta$)关系曲线

Fig. 1 $M-\theta$ relationship curve of the node

2 有限元模型

2.1 模型建立

ABAQS有限元软件中的梁单元可以产生轴向、弯曲、扭转等变形,属于梁柱类单元。本文采用软件中考虑了横向剪切变形的B21单元建立平面框架模型,在框架梁上施加线荷载实现楼板的处理。梁柱连接采用SPRING2弹簧单元进行模拟,在CAE窗口完成梁柱节点水平、竖直和转动方向的弹簧单元设置,通过对输出的INP文件中添加梁柱节点连接的弯矩转角关系曲线实现节点连接的非线性性能。有限元模型建立时,对于材料性能的设置采用Mises屈服准则,本构关系为考虑包辛格效应的运动强化模型,应力应变关系采用三折线模型(郭兵,2002)。建立的模型为平面模型,不考虑平面外自由度,只对柱脚底部的全部自由度进行约束;水平荷载通过多质点控制的位移加载实现(洪敏等,2014)。模型的屈服位移 Δ_y 根据单向加载得到的荷载位移曲线确定,循环加载时的水平荷载按 $\Delta_y/4$ (循环1周)、 $\Delta_y/2$ (循环1周)、 $3\Delta_y/4$ (循环1周)、 Δ_y (循环1周)、 $2\Delta_y$ (循环2周)、 $3\Delta_y$ (循环2周)、 $4\Delta_y$ (循环2周)……进行施加,直到框架的最大层间侧移角达到或超过5%时,认为结构达到破坏。

2.2 模型验证

按照上述建模过程,对郭兵等(2011)的FS2系列试件在循环荷载作用下的试验结果进行模拟,以验证建模方式的正确性和合理性。

实验试件为1:2缩尺比例的三层单跨两榀V形偏心支撑半刚接钢框架结构,采用Q235B级钢,柱脚刚接,其层高和跨度分别为1.5m和3m,框架柱、支撑构件的截面(单位为mm)尺寸分别为H180×180×8×10、100×100×6×8,框架梁和耗能连梁的截面面积相同,尺寸为H200×130×6×8,每层堆载30kN,框架梁上对应的线荷载为5.0kN/m。试件FS2采用外伸式端板螺栓连接节点,初始转动刚度为 $14.342 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot \text{rad}^{-1}$ 。试件采用位移加载方式,在试件顶层施加低周循环水平荷载,步长为5mm,每级加载循环2周,直到试件产生破坏。本文采用与实验一致的几何尺寸和材料性能,选取实验试件的一榀建立了其平

面模型。通过有限元分析得到的滞回曲线，如图 2 所示，将滞回曲线中各滞回环峰值点相连得到模型的骨架曲线，并与实验曲线进行对比（图 3）。通过对有限元结果进行分析计算，将结果与实验数据进行了对比，如表 1 所示，表中 P_y 和 P_u 分别为屈服荷载和极限荷载， Δ_y 和 Δ_u 分别为屈服荷载和极限荷载对应的屈服位移和极限位移， μ 、 C_e 、 K 分别为结构的延性系数、能量耗散系数和侧向刚度。

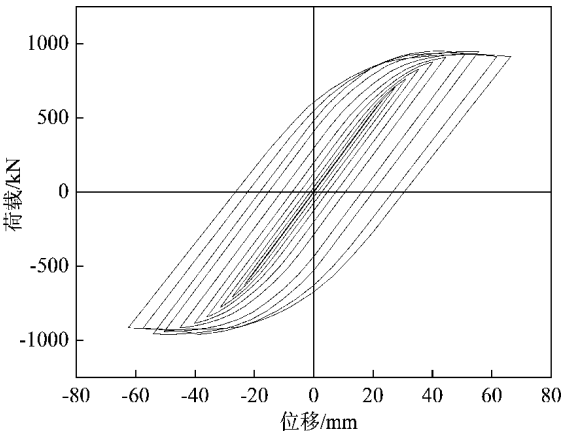


图 2 有限元模型的滞回曲线

Fig. 2 Hysteresis curves of the finite element model

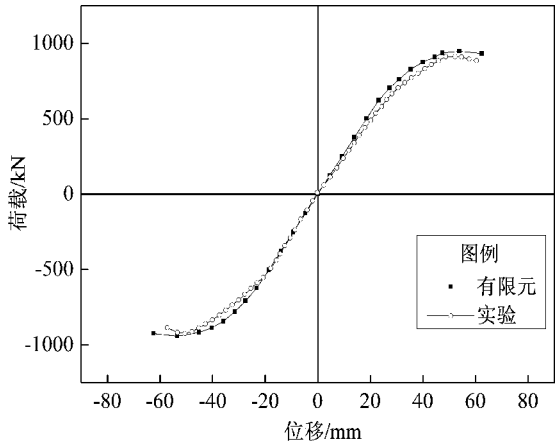


图 3 骨架曲线对比结果

Fig. 3 Comparison result of skeleton curves

表 1 有限元计算数据和试验数据对比结果

Tab. 1 Comparison results of finite element calculation data and experiment data

	Δ_y/mm	P_y/kN	Δ_u/mm	P_u/kN	μ	C_e	$K/\text{kN}\cdot\text{mm}^{-1}$
试验	29.89	697.25	49.13	927.59	1.64	1.21	23.33
有限元	27.42	705.14	50.88	941.02	1.95	2.29	25.72

由于有限元分析时建立的模型为平面模型，较为理想化，没有对平面外的荷载及位移进行考虑，故得到的骨架曲线比试验骨架曲线略高（图 3）。由表 1 数据对比可见，有限元分析得到的能耗系数比实验结果稍偏大，原因在于有限元建模没有考虑焊接时的残余应力和结构初始几何缺陷的影响。但总体而言，有限元分析得到的骨架曲线和滞回曲线与实验值相差不大，且侧向刚度与实验值也相当接近，故上述建模过程可用来进行后续模型建立分析。

3 抗震性能分析

3.1 模型基本参数

利用 ABAQUS 软件，建立了一组六层两跨平面模型进行分析，模型示意图如图 4 所示。其中，各模型几何尺寸、材料性能均相同，只有节点连接刚度不同，进而可以对比分析节点连接刚度对 Y 形偏心支撑半刚接钢框架抗震性能的影响。模型的层高为 3.6 m，跨度为 7.2 m，模型采用 Q235 钢，截面形式为焊接 H 型钢，其中左、右两跨的梁、柱截面设计不同，左跨、右跨梁截面单位为 mm，尺寸分别为 H450 × 200 × 8 × 12、H450 × 260 × 12 × 16，左边柱、中柱、右边柱截面分别为 H300 × 300 × 10 × 14、H450 × 450 × 16 × 22、H350 × 350 × 12 × 16，支撑和耗能连梁的截面分别为 H170 × 170 × 8 × 12 和 H400 × 200 × 8 × 12，耗能连梁长度为 800 mm。水平循环荷载按倒三角形分布，施加荷载的比例为 1:2:3……（一层: 二层: 三层……），并通过各层楼板施加，楼板作用等效为框架梁上施加竖向均布荷载 $q = 20 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$ 。为了分析不同梁柱连接刚度对 Y 形偏心支撑半刚接钢框架抗震性能的影响，分别将模型的初始转动刚度定义为 5 种情况： 1×10^2 、 1×10^3 、 1×10^4 、 1×10^5 及 $1 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot \text{rad}^{-1}$ ，模型编号分别为 BF-1、BF-2、BF-3、BF-4、BF-5，其中刚度为 $1 \times 10^2 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot \text{rad}^{-1}$ 时接近理想铰接情况，刚度为 $1 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot \text{rad}^{-1}$ 时接近理想刚接情况。

3.2 循环加载计算结果

图 5 为有限元分析得到的滞回曲线和骨架曲线。如图所示，滞回曲线均呈稳定的梭形，可见 Y 形偏心支撑半刚接钢框架具有较好的耗能性能。

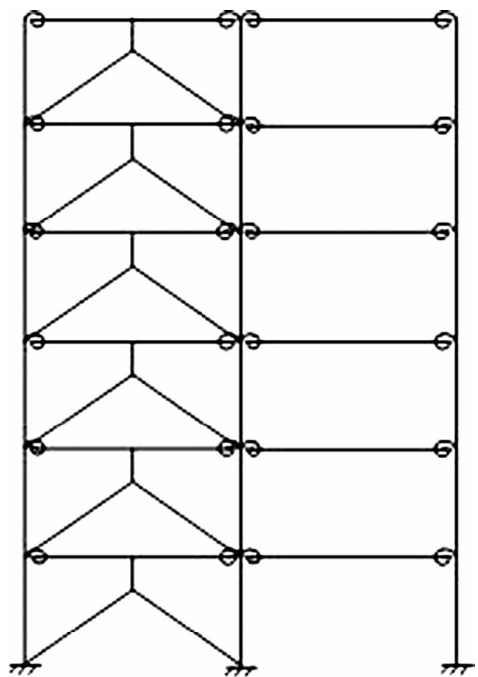


图 4 有限元模型
Fig. 4 Finite element model

由图 5 所示,随着节点刚度的增大,各模型极限承载力明显增大。BF-1 模型的转动刚度较小,

接近理想铰接情况,但结构仍具有一定的承载能力和耗能能力,可见增加偏心支撑对半刚接框架的侧向刚度和抗震性能影响较大。由计算得到的骨架曲线可知,随着转动刚度的增大,各个模型的屈服荷载逐渐增大,且屈服位移逐渐减小,故模型的抗侧刚度显著增大。

表 2 给出了有限元分析得到的关键数据,表中: P_y 和 P_f 分别为屈服荷载和破坏荷载, Δ_y 和 Δ_f 分别为屈服荷载和破坏荷载对应的屈服位移和破坏位移, H 为结构总高度, K 为弹性抗侧刚度, μ 为延性系数, ε_e 为等效粘滞阻尼系数。

表 2 模型的性能指标
Tab. 2 Performance index of each model

模型	屈服点		破坏点		K	μ	ε_e
	Δ_y/mm	P_y/kN	Δ_f/mm	P_f/kN			
BF-1	155	918	595	1 096	5.92	3.84	0.39
BF-2	152	927	596	1 139	6.10	3.92	0.38
BF-3	149	955	587	1 439	6.41	3.94	0.35
BF-4	118	1 041	467	1 567	8.82	3.96	0.36
BF-5	116	1 098	464	1 588	9.50	4.01	0.37

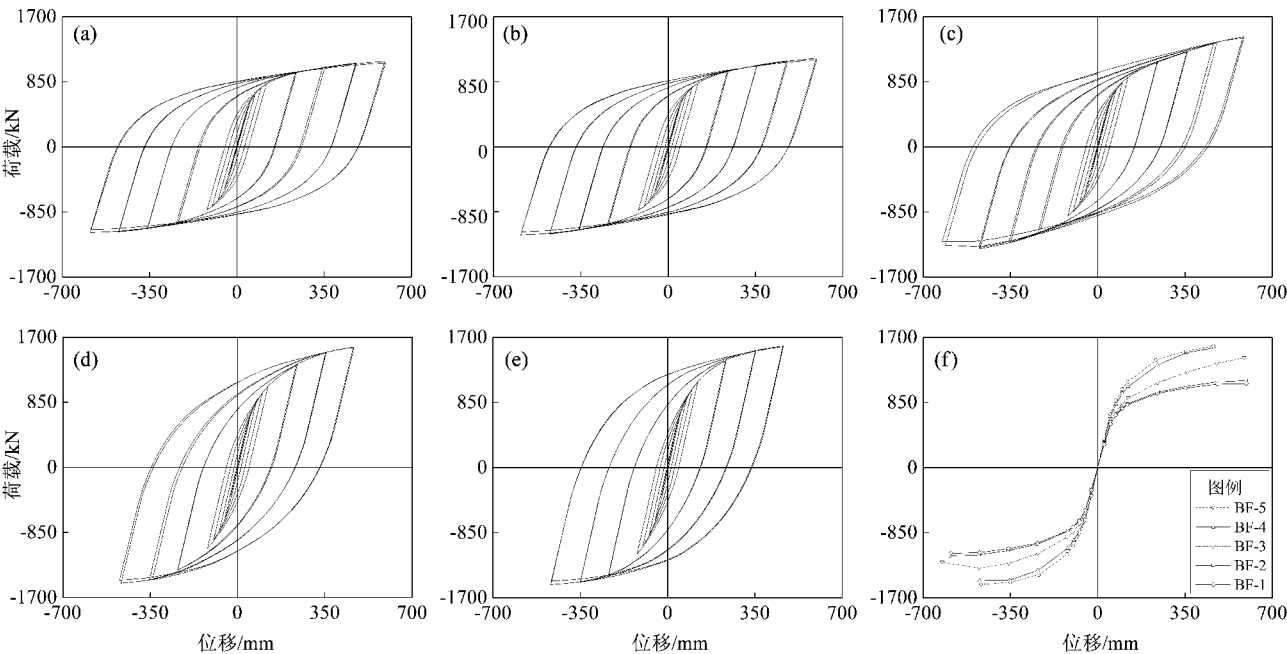


图 5 有限元分析计算结果
(a) BF-1 模型滞回曲线; (b) BF-2 模型滞回曲线; (c) BF-3 模型滞回曲线; (d) BF-4 模型滞回曲线; (e) BF-5 模型滞回曲线; (f) 模型骨架曲线

Fig. 5 Calculation results of finite element analysis
(a) hysteretic curve of BF-1 model; (b) hysteretic curve of BF-2 model; (c) hysteretic curve of BF-3 model; (d) hysteretic curve of BF-4 model; (e) hysteretic curve of BF-5 model; (f) skeleton curves of models

从表2中可以看出,各个模型随着节点刚度的增大,其屈服荷载、极限荷载、弹性抗侧刚度、延性系数均逐渐增大,而屈服位移、极限位移逐渐减小。其中节点刚度的变化对抗侧刚度的影响最大,相邻节点刚度间抗侧刚度变化的最大幅值为38%,且随着节点刚度的增加,抗侧刚度的变化值逐渐增大,可见在半刚接钢框架中增设偏心支撑构件能显著增加结构的抗侧刚度。随着模型节点刚度的变化,粘滞阻尼系数相差不大。当模型节点刚度接近铰接情况时,结构具有较高的柔性,其粘滞阻尼系数最大;由BF-3~BF-5模型的计算结果可见,粘滞阻尼系数随着节点刚度的增加而逐渐增大。综合对比各项性能指标,可见当节点刚度越大越接近理想刚接情况时,模型的抗震性能越好。

水平循环荷载作用下,该系列模型均为耗能连梁首先屈服,保证了框架梁和框架柱的完整性,且耗能连梁的腹板首先发生屈服,可见上述偏心支撑的耗能连梁为剪切型。结构在水平倒三角荷载作用下,按照由底层到顶层的顺序逐渐屈服,但中间底层柱受到的应力较大,在第四层耗能连梁屈服后相继屈服,设计时应重点考虑。

4 结论

本文通过对一组梁柱节点转动刚度各不相同的Y形偏心支撑半刚接钢框架模型在循环加载下的非线性有限元分析,可初步得到以下结论:

(1) 随着节点刚度的增大,模型的屈服荷载、极限荷载、抗侧刚度、延性系数逐渐增大,而屈服位移、极限位移逐渐减小。模型节点刚度的变化,对抗侧刚度影响最大,且随着节点刚度的增加,抗侧刚度的变化值逐渐增大。

(2) 当框架的梁柱节点刚度接近理想铰接情况时,偏心支撑半刚接钢框架结构仍具有一定的承载能力和较好的耗能能力,其粘滞阻尼系数较大且结构的横向侧移没有显著增加,可见偏心支撑构件能显著增加半刚接钢框架结构的抗侧刚度。整体而言,粘滞阻尼系数随着节点刚度的增加逐

渐增大,但变化幅度不大,可见节点刚度变化对粘滞阻尼系数影响较小。

(3) 水平循环荷载作用下,Y形偏心支撑半刚接钢框架模型的耗能连梁腹板首先屈服,可见模型中耗能连梁均为剪切型屈服。结构在水平倒三角循环荷载作用下,按照由底层到顶层的顺序逐渐屈服,中间底层柱在受力过程中应力较大,设计时应重点考虑。在半刚接钢框架内增设偏心支撑对结构抗震性能影响较大,且结构的节点刚度越接近理想刚接情况,其抗震性能越好。

参考文献:

- 丁洁民,沈祖炎. 1992. 一种半刚性节点的实用计算模型[J]. 工业建筑, (11): 29-32.
- 郭兵, 刘国鹏, 徐超等. 2011. 偏心支撑半刚接钢框架的动力特性及抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 32(10): 90-96.
- 郭兵. 2002. 钢框架梁柱端板连接在循环荷载作用下的破坏机理及抗震设计对策[D]. 西安: 西安建筑科技大学.
- 洪敏, 冯红卫, 王凤等. 2014. 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, 36(2): 243-248.
- 石艳, 郭兵, 田海兰. 2010. 偏心支撑半刚接钢框架的模式分析[J]. 建筑结构, 40(增刊1): 187-190.
- 石艳. 2010. 人字形偏心支撑半刚接钢框架的动力特性分析[D]. 济南: 山东建筑大学.
- 田海兰. 2010. 人字形偏心支撑半刚接钢框架的时程分析[D]. 济南: 山东建筑大学.
- 王万祯, 郭金池, 孙玉萍等. 2010. 偏心支撑半刚接钢框架柱计算长度系数研究[J]. 建筑结构, 40(4): 16-18.
- 徐超. 2011. V形偏心支撑半刚接钢框架在循环荷载作用下的破坏机理[D]. 济南: 山东建筑大学.
- 于安林, 赵宝成, 李仁达等. 2009. 耗能段腹板高厚比对Y型偏心支撑钢框架滞回性能影响的试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 29(6): 143-148.
- 于安林, 赵宝成, 李仁达等. 2010. K形和Y形偏心支撑钢框架滞回性能试验研究[J]. 建筑结构, 40(4): 9-12.
- Astanesh-Als A. 1999. Seismic performance and design of bolted steel moment resisting frames[J]. Engineering Journal, AISC, 36(3): 105-120.
- Elnashai A S, Elghazouli A Y, Denesh-Ashtiani F A. 1998. Response of semi-rigid steel frames to cyclic and earthquake loads[J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 124(8): 857-867.
- Eric E M, Chen W F. 1988. Behavior of braced and unbraced semi-rigid frames[J]. International Journal of Solids & Structures, 24(9): 893-913.

Effects of Stiffness of Beam – column Connection on the Seismic Performance of Semi-rigid Steel Frame with Y – shaped Eccentric Brace

HONG Min^{1,2}, LI Shaohua^{1,3}, WANG Yingda¹, GAO Zhongnan¹

(1. *Lanzhou Institute of Seismology, CEA, Lanzhou 730000, Gansu, China*)

(2. *Cold and Arid Regions Environmental and Engineering Research Institute, Chinese Academy of Sciences, Lanzhou 730000, Gansu, China*)

(3. *Key Laboratory of Loess Earthquake Engineering of Gansu Province, CEA, Lanzhou 730000, Gansu, China*)

Abstract

In order to study the effects of the different stiffness of beam – column connection on the seismic performance of the semi – rigid steel frame with Y – shape eccentrically brace, we have established a series of six – story two – bay steel frame model with different stiffness of beam – column connection by ABAQUS finite element software and took the nonlinear numerical analysis on its hysteretic characteristics. The characteristic of bearing capacity, lateral stiffness, ductility, energy dissipation capacity etc. of each model were analyzed. The results show that the yield load, failure load, lateral stiffness and ductility factor gradually increase with the increasing of connection stiffness. When the connection stiffness of the semi-rigid steel frame with Y – shaped eccentrically brace is close to the ideal rigid status, the frame appears the better seismic performance. Under the cyclically inverted triangle horizontal load, the links yield firstly from the bottom to the top floor. The middle column at the bottom floor with larger stress is an important factor in design of this frame.

Key words: Y – shaped eccentrically brace; semi-rigid steel frame; stiffness of beam to column connection; cyclic load; seismic performance