

# 高强组合钢 K 型偏心支撑框架恢复力模型

冉红东<sup>1,2</sup>, 郝麒麟<sup>1</sup>, 苏明周<sup>1,2</sup>

(1. 西安建筑科技大学土木工程学院, 陕西 西安 710055;  
2. 西部建筑科技国家重点实验室(筹), 陕西 西安 710055)

**摘 要:**通过对 K 型高强组合钢偏心支撑的有限元分析, 得出结构的滞回曲线, 从而得到结构的骨架曲线, 以及退化刚度, 最后给出结构的恢复力模型. 最后, 进行了骨架曲线模型和有限元分析得到的骨架曲线的对比, 并且通过另外两种不同强度钢材组合的偏心支撑对此恢复力模型进行了验证, 结果表明, 得到的恢复力模型可以良好的表达 K 型高强组合钢偏心支撑的初始刚度, 各个阶段的刚度退化等特征.

**关键词:**高强钢; 组合; K 型; 偏心支撑; 恢复力模型

**中图分类号:** TU 392.5

**文献标志码:** A

**文章编号:** 1006-7930(2013)05-0627-06

恢复力模型是进行结构静力弹塑性分析的重要工具, 一个合格的恢复力模型, 应在每一个有意义的位移下都能给出相对应的恢复力, 并且可以反映结构的主要特性, 包括强度、刚度退化, 耗能及延性性能等. 恢复力模型及其参数是否合理, 都会对地震反应分析产生明显的影响. 恢复力模型的研究已有数十年, 根据已有的研究<sup>[1-2]</sup>, 恢复力模型分为折线型和曲线型.

2004 年, 郭子雄和吕西林<sup>[3]</sup>进行了高轴压比框架柱恢复力模型试验研究; 2007 年, 同济大学的张军<sup>[4]</sup>进行了高强混凝土框架柱的恢复力模型研究; 2009 年, 长安大学<sup>[5]</sup>进行了钢筋混凝土深梁填充钢框架恢复力模型及非线性行为研究, 通过 SPSS<sup>[6]</sup>数据处理软件对试验结果进行了回归分析, 从而得出结构恢复力模型. 在以往的研究中, 混凝土结构的恢复力模型研究居多, 而钢结构偏心支撑的研究则较少, 2003 年刘伟和卞延彬<sup>[7]</sup>进行了偏心支撑钢框架抗震性能的试验研究, 通过单跨两层的偏心支撑结构的试验研究得出偏心支撑钢框架的恢复力特性.

然而在以往的研究中, 就笔者所了解的文献, 还没有单层单跨偏心支撑钢框架恢复力模型的研究成果. 针对此问题, 本文对单层单跨组合钢偏心支撑钢框架进行了有限元分析, 从而对其恢复力模型进行了研究, 最后将本文得到的恢复力模型与另外两种不同强度钢材组合的结构进行了对比.

## 1 有限元模拟简介

采用 Abaqus 有限元软件, 对高强组合钢单层单跨 K 型偏心支撑试验模型进行分析. 根据规范<sup>[8-9]</sup>的规定, 通过计算得出各部件的尺寸见表 1.

表 1 模型各构件尺寸/mm

Tab. 1 Model size/mm

构件	柱子	框架梁	耗能梁段	支撑
尺寸	150 × 150 × 6 × 10	225 × 125 × 6 × 10	225 × 125 × 6 × 10	125 × 120 × 6 × 10

有限元分析时, 各个构件的单元均采用实体单元, 网格划分采用 C3D8R 单元, 构件与构件之间采用绑定(Tie)连接, 以此实现构件之间的焊接连接. 考虑包辛格效应, 各个材料的本构关系均采用随动强化, 充分考虑了材料的塑性. 其中: 耗能梁段采用 Q345 钢材, 其余构件采用 Q460 钢材(此模型记为 M-1).

收稿日期: 2013-02-04 修改稿日期: 2013-09-03

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51178382)

作者简介: 冉红东(1977-), 男, 陕西长安人, 副教授, 博士, 主要从事新型钢结构体系抗震研究.

各个材料的本构关系基于同种材料的材性试验, 材性试验完成于西安建筑科技大学理学院材料实验室, 主要结果见表 2 .

模型加载时, 参考欧洲规范 ECCS<sup>[10]</sup> 的完全加载制度和以往加载经验, 采用混合加载法, 即不管位移多少, 一直加载到屈服荷载, 再用位移控制. 开始加载时, 以 50 kN 为级差进行往复加载, 每级循环一周, 当荷载加到 500 kN 时, 进行位移加载, 级差为 18mm(即 1.0Δ<sub>y</sub>), 每级循环三周, 以此类推, 直至试件破坏.

为了保证建模过程的正确性, 作者利用 Abaqus 软件对武汉理工大学的 K 型偏心支撑钢框架的试验<sup>[11]</sup> 试件进行了有限元模拟计算, 考虑 1:2 的缩尺比例进行设计, 试件如图 1 所示为 2 层框架, 梁、柱和支撑分别采用 H200×100×6×8、H150×150×7×10 和 H100×100×6×8 型钢, 跨度 2.4m, 层高 1.4m.

试验时按照轴压比的要求在柱顶端施加 80 kN 的竖向荷载, 且在每层层高 1/2 处对框架柱的两个侧面设置滚动轴承以约束框架柱平面外变形, 试件梁柱和地梁均采用 Q235 热轧 H 型钢, 所有螺栓均采用 10.9 级摩擦型高强螺栓, 焊缝采用 E4311 焊条<sup>[11]</sup>. 加载制度同上所述. 采用 Abaqus 软件建立有限元模型(见图 2)进行有限元模拟, 并与试验结果进行了对比分析. 通过 Getdata 软件对试验滞回曲线数据进行提取, 将试验滞回曲线与有限元模拟曲线绘制与同一坐标中(见图 3), 经过对比可知: 模拟曲线的极限承载力略高于试验, 这是由于模拟时未考虑初始弯曲、残余应力以及有限元模拟时焊缝的理想化等因素, 因此认为两者拟合较好; 两者初始刚度基本接近. 在有限元模拟中, 焊缝较为理想化, 实际焊缝的承载力偏小, 这会造成结构延性偏大, 从而造成位移偏大, 如图 3 所示. 因此, 可认为总体上吻合较好, Abaqus 有限元法分析 K 型偏心支撑钢框架具有较高精度.

高强钢组合偏心支撑试件 M-1 在循环荷载作用下的破坏模式和滞回曲线见图 4, 图 5.

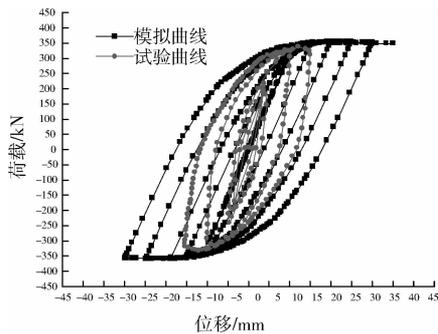


图 3 试验滞回曲线与有限元模拟曲线对比  
Fig. 3 Comparison of test hysteresis curve with finite element simulation curve

表 2 材性试验结果

Tab. 2 Material test results

钢材	Q460-6	Q460-10	Q345-6	Q345-10
屈服应力/ $N \cdot mm^{-2}$	496.900	468.767	427.400	383.333
$E 10^5 / N \cdot mm^{-2}$	2.080	2.017	2.013	2.000

注: Q460-6 是厚度为 6 mm 的 Q460 钢材, Q460-10 是厚度为 10 mm 的 Q460 钢材; Q345-6 是厚度为 6 mm 的 Q345 钢材, Q345-10 是厚度为 10 mm 的 Q345 钢材

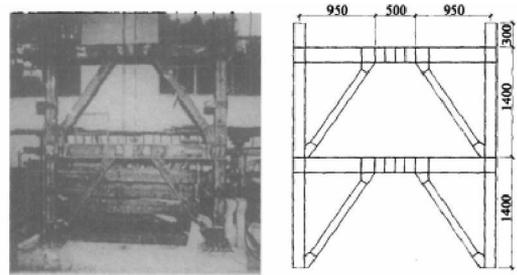


图 1 K 型偏心支撑钢框架照片与试件尺寸

Fig. 1 Photos and model size of K-type EBF

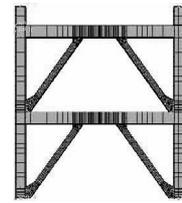


图 2 有限元模型及网格

Fig. 2 Finite element model and mesh

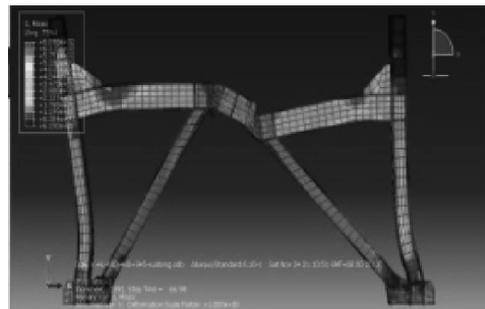


图 4 有限元模型破坏模式

Fig. 4 Failure modes of the finite element model

对另外两种钢材组合的偏心支撑框架(记为 M-2 和 M-3)进行如上有限元分析, 其中, M-2 为 Q460(框架梁, 柱及支撑)与 Q235(耗能梁段)组合, M-3 为 Q345(框架梁, 柱及支撑)与 Q235(耗能梁段)组合, 除了材料不同, 模型的其它参数均与 M-1 完全相同. 得到的滞回曲线见图 6 和图 7.

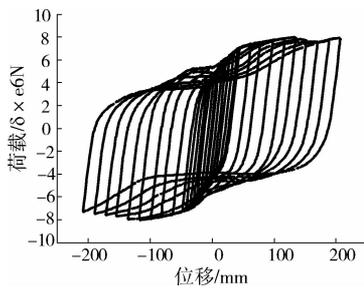


图 5 M-1 滞回曲线  
Fig. 5 M-1 hysteresis curve

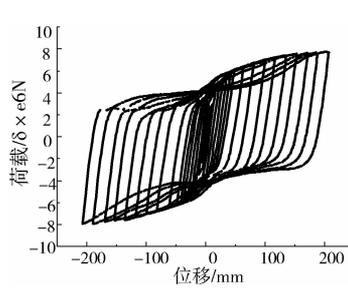


图 6 M-2 滞回曲线  
Fig. 6 M-2 hysteresis curve

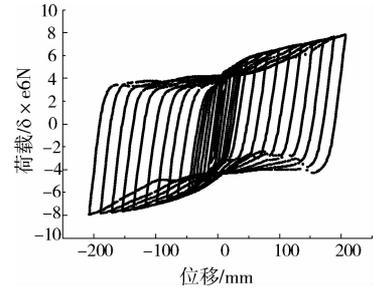


图 7 M-3 滞回曲线  
Fig. 7 M-3 hysteresis curve

## 2 恢复力特性

### 2.1 骨架曲线模型

将 M-1 有限元分析结果中各特征点提出, 可得到模型的骨架曲线, 如图 8 所示. 其中,  $+P_u$ ,  $+\delta_u$  分别表示柱顶正向极限荷载及对应的位移,  $-P_u$ ,  $-\delta_u$  分别表示柱顶负向极限荷载及对应的位移. 观察骨架曲线特征点的分布, 在结构屈服前, 特征点的分布离散性较大, 结构屈服后达到极限荷载之间, 分布较为密集, 结构达到极限荷载之后, 离散性较大, 于是采用屈服点和极限荷载点为控制点的三折线来表示骨架曲线.

根据表 3 给出的模拟值, 将其无量纲点  $(\frac{-P_m}{|-P_u|}, \frac{-\delta_m}{|-\delta_u|})$ ,  $(\frac{-P_u}{|-P_u|}, \frac{-\delta_u}{|-\delta_u|})$ ,  $(\frac{-P_y}{|-P_u|}, \frac{-\delta_y}{|-\delta_u|})$ ,  $(0, 0)$ ,  $(\frac{+P_y}{+P_u}, \frac{+\delta_y}{+\delta_u})$ ,  $(\frac{+P_u}{+P_u}, \frac{+\delta_u}{+\delta_u})$ ,  $(\frac{+P_m}{+P_u}, \frac{+\delta_m}{+\delta_u})$  作为回归分析的控制点, 对相邻点之间的点进行线性回归分析, 从而求出骨架曲线各线段的回归方程, 并得到相应的骨架曲线模型, 如图 9 所示.

表 3 模型特征点模拟值

Tab. 3 Model feature point simulation values

加载方向	屈服阶段		强化阶段		破坏阶段	
	$P_y$ /kN	$\Delta_y$ /mm	$P_u$ /kN	$\Delta_u$ /mm	$P_m$ /kN	$\Delta_m$ /mm
正向	551.592	11.948	792.847	135.540	754.810	171.058
反向	-552.173	-11.837	-805.297	-117.896	-761.725	-170.742

$$OA: \frac{P}{+P_u} = 7.859 \frac{\delta}{+\delta_u} \quad (1)$$

$$OB: \frac{P}{+P_u} = 0.304 \frac{\delta}{+\delta_u} + 0.741 \quad (2)$$

$$OC: \frac{P}{+P_u} = -0.183 \frac{\delta}{+\delta_u} + 1.180 \quad (3)$$

$$OA': \frac{P}{|-P_u|} = 6.853 \frac{\delta}{|-\delta_u|} \quad (4)$$

$$A'B': \frac{P}{|-P_u|} = 0.339 \frac{\delta}{|-\delta_u|} - 0.712 \quad (5)$$

$$B'C': \frac{P}{|-P_u|} = -0.132 \frac{\delta}{|-\delta_u|} - 1.136 \quad (6)$$

### 2.2 刚度退化规律

如图 5 所示的 M-1 滞回曲线所示, 正负向的加载刚度有较为明显的退化现象, 而正负向的卸载刚度没有明显的退化, 为了研究结构体系的主要刚度退化规律, 本节主要对模型正向加载和负向加载的各

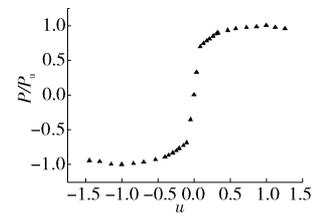


图 8 无量纲化的骨架曲线模拟点

Fig. 8 The dimensionless skeleton curve moot point

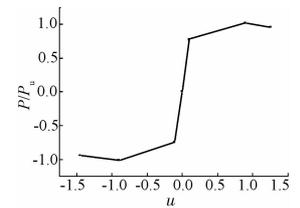


图 9 骨架曲线模型

Fig. 9 Skeleton curve model

级刚度进行求解,并通过拟合找到结构体系在刚度退化方面的规律.

(1) 负向加载刚度  $K_i$  的退化规律 加载刚度的确定须考虑每次荷载从零点开始加载时残余变形的大小,因此将试件负向加载点  $i$  与荷载从零点开始加载的试验点进行曲线拟合,即可得到点  $i$  的加载刚度  $K_i$ ,用 SPSS 软件,通过对各负向加载点位移与加载刚度无量纲散点分布规律的回归分析,即可得到加载刚度退化率  $K_i/K_0$  与位移延性比  $\delta_i/|\delta_u|$  的关系曲线,如图 10 所示.其回归方程可以表示为

$$K_i/K_0 = 0.064(\delta_i/|\delta_u|)^{-0.949} \tag{7}$$

式中,  $K_0$  为对模拟点回归分析得到的试件弹性刚度;  $\delta_i$  为负向加载终点  $i$  对应的位移幅值.

(2) 正向加载刚度  $K_j$  的退化规律 将试件的加载终点  $j$  与加载开始零点之间的点进行曲线拟合,即可得到加载到点  $j$  的加载刚度  $K_j$ ,采用上述同样方法可得到正向加载刚度  $K_j/K_0$  与位移延性比  $\delta_j/+\delta_u$  的关系曲线,如图 11 所示.

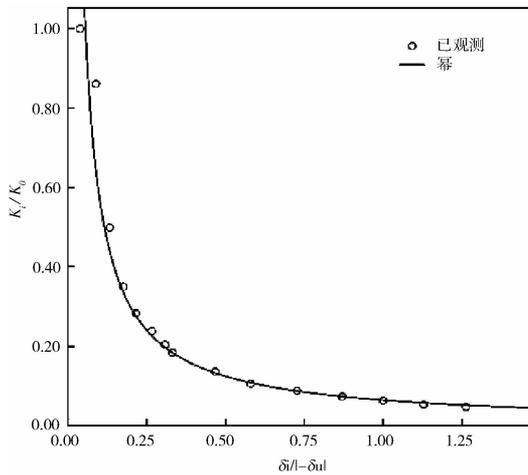


图 10 负向加载刚度退化规律

Fig. 10 The stiffness degradation law of negative load

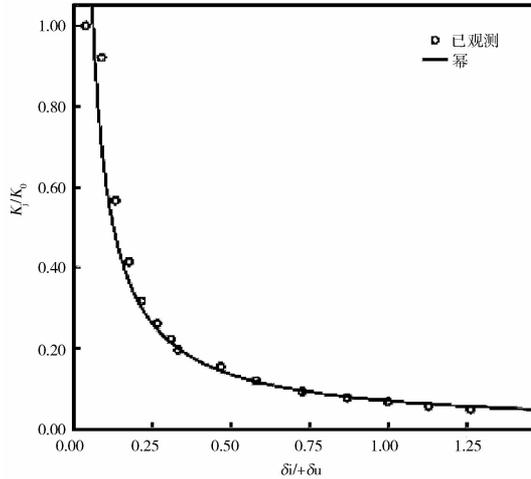


图 11 正向加载刚度退化规律

Fig. 11 The stiffness degradation law of forward load

其回归方程可表示为

$$K_j/K_0 = 0.070(\delta_j/+\delta_u)^{-0.948} \tag{8}$$

式中,  $\delta_j$  为正向加载终点  $j$  的位移幅值.

### 2.3 恢复力模型的建立

根据骨架曲线模型以及各阶段刚度退化的规律,结合有限元模拟得到的滞回曲线,得到如图 12 所示的结构恢复力模型.可以看出由有限元分析拟合的恢复力模型能够较好的反映结构模型在拟静力加载中的荷载位移变化规律,此恢复力模型的具体滞回规则为:

该恢复力模型采用无量纲坐标,图中  $OA(OA')$ 、 $AB(A'B')$ 、 $BC(B'C')$  段分为正(负)向弹性段、强化段及极限荷载之后的破坏段.

弹性段  $OA$ ,在此阶段卸载时,卸载沿着  $AO$  返回到原点.加载超过屈服强度  $+P_y$  时,曲线转向强化阶段  $AB$ ,若在该阶段任意点卸载,将沿路线  $12$  进行,卸载刚度如上文所述,近似为初始刚度  $K_0$ ,卸载至零点后,继续沿路线  $23$  负向加载,加载刚度由式 7 得到;在 3 点卸载时,沿路线  $34$  卸载,卸载刚度同上,近似为  $K_0$ ,卸载至零点后,从 4 点开始正向加载,加载的路线沿  $45$  方向,正向加载刚度由式 8 得到;以此类推,按此规律进行往复加载.同理,当进入破坏段时,正向卸载—负向加载—负向卸载—正向加载的路线如图 12 所示为  $6-7-8-9-10$ .

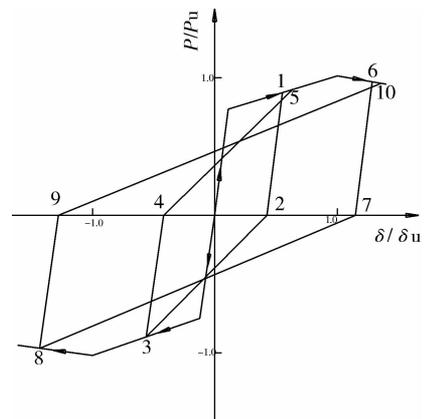


图 12 恢复力模型

Fig. 12 Model of the restoring force

### 2.4 恢复力模型验证

图 13 给出了骨架曲线模型与各有限元模型骨架曲线的对比情况,图中  $M$  代表模型的骨架曲线,  $H$

代表上文归纳出的骨架曲线模型。

由图 13 可以看出,骨架曲线模型和模型骨架曲线吻合较好。

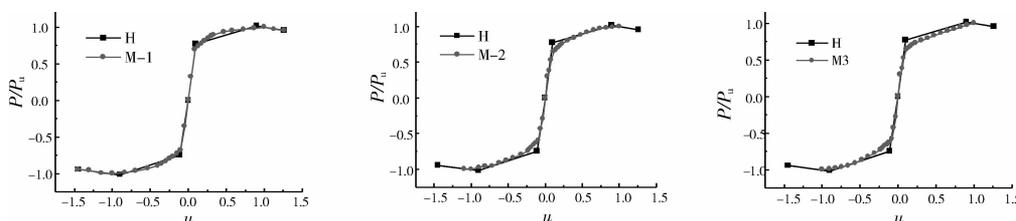


图 13 骨架曲线模型与模型骨架曲线对比

Fig. 13 Comparison of skeleton curve model with model skeleton curve

### 3 结 论

本文对三种不同强度钢材组合 K 型偏心支撑框架进行了有限元模拟,得到结构在往复加载下的滞回曲线,根据 Q460 和 Q345 组合的偏心支撑框架的滞回曲线得到结构的恢复力模型.可以得到以下结论:(1)结构初始刚度可由恢复力模型计算得出;(2)各卸载刚度的退化不明显,均可近似认为与结构初始刚度相同,各加载刚度的退化规律见式 7 和式 8;(3)如图 13 所示,对于组合钢 K 型偏心支撑框架均可采用本文建议的恢复力模型。

本文不仅弥补了不同强度钢材组合下偏心支撑框架的恢复力模型,而且为结构的静力弹塑性分析打下了良好的理论基础。

### 参考文献 References

- [1] 朱伯龙. 结构抗震试验[M]. 北京:地震出版社,1989:141.  
ZHU Bo-long. Seismic Test[M]. Beijing: Seismological Press, 1989:141.
- [2] 姚谦峰. 地震工程[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2001:198.  
YAO Qian-feng. Earthquake Engineering[M]. Beijing: China Building Industry Press, 2001:198.
- [3] 郭子雄,吕西林. 高轴压比框架柱恢复力模型试验研究[J]. 土木工程学报,2004,37(5):32-38.  
GUO Zi-xiong, LV Xi-lin. Frame columns with high axial compression ratio of restoring force model test[J]. Civil Engineering, 2004, 37(5):32-38.
- [4] 张国军. 高强混凝土框架柱的恢复力模型研究[J]. 工程力学,2007,24(3):83-90.  
ZHANG Guo-jun. High-strength concrete frame columns restoring force model [J]. Engineering Mechanics, 2007, 24(3):83-90.
- [5] 肖 峰. 钢筋混凝土深梁填充钢框架恢复力模型及非线性行为研究[D]. 西安:长安大学,2009.  
XIAO Feng. Reinforced concrete deep beam steel frame filled restoring force model and nonlinear behavior of [D]. Xi'an: Chang'an University, 2009.
- [6] 余建英,何旭宏. 数据统计分析与 SPSS 应用[M]. 北京:人民邮电出版社,2003:191.  
YU Jian-ying, HE Xu-hong. SPSS statistical analysis and application [M]. Beijing: People's Posts and Telecommunications Press, 2003:191.
- [7] 刘 伟,卞延彬. 偏心支撑钢框架抗震性能的试验研究[J]. 高层钢结构,2003,18(68):27-30.  
LIU Wei, BIAN Yan-bin. Eccentrically braced steel frames Experimental study on seismic performance [J]. Tall Steel, 2003, 18 (68) :27-30.
- [8] 中华人民共和国住建部, JGJ 99-98 高层民用建筑钢结构技术规程[S]. 北京:中国建筑工业出版社,1998.  
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China, JGJ 99-98 Steel Tall Buildings Technical Specification [S]. Beijing: China Building Industry Press, 1998.
- [9] 中华人民共和国住建部, GB50011-2010 建筑抗震设计规范[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, GB50011-2010 Seismic Design of Buildings [S]. Beijing: China Building Industry Press, 2010.
- [10] ECCS Technical Committee 1-Structural Safety and Loadings, Technical Working Group 1. 3 -Seismic Design [C]. //Recommended Testing Procedure for Assessing the Behavior of Structural Steel Elements under Cyclic

Loads, Brussels(Belgium): ECCS, 1986.

- [11] 吴英华. 钢支撑框架抗侧性能试验研究及有限元分析 [D]. 武汉: 武汉理工大学, 2003.  
WU Ying-hua. Lateral steel support frame Experimental study and finite element analysis [D]. Wuhan: Wuhan University of Technology, 2003.

## Restoring force model of high strength combination steel K-EBF

RAN Hong-dong<sup>1,2</sup>, HAO Qi-lin<sup>1</sup>, SU Ming-zhou<sup>1,2</sup>

(1. School of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an 710055, China;  
2. State Key Laboratory of Architecture Science and Technology in West China(XAUAT), Xi'an 710055, China)

**Abstract:** Based on the finite analysis of the EBF, the hysteretic curve, skeleton curve and deteriorating stiffness curve of high strength combination steel structure obtained, and the restoring force model was derived as well. Comparing the restoring force model with the skeleton curve result in the finite analysis, the author proved this restoring force model by using two other EBF. The results showed that the storing force model in this paper could express the feature of the K-EBF excellently.

**Key words:** *high strength steel; combination; EBF; restoring force model*

**Biography:** RAN Hong-dong, Associate Professor, Ph. D., Xi'an 710055, P. R. China, Tel: 0086-01819279831, E-mail: Ranhd@163.com

(上接第 626 页)

- [8] 吴英华. 钢支撑框架抗侧性能试验研究及有限元分析 [D]. 武汉: 武汉理工大学, 2003.  
WU Ying-hua. Experimental Research and Finite Element Analysis on the Lateral Resistant Performance of Steel Braced Frame [D]. Wuhan: Wuhan University of Technology, 2003.
- [9] HIBBITT, KARLSSON, SORENSEN, et al. ABAQUS/Standard Theory Manual [M]. U. S. A: The Pennsylvania State University, 1994.
- [10] 沈 淼, 于安林. Y 型偏心支撑钢框架耗能梁端长度的研究 [J]. 苏州科技学院学报, 2008, 21(3): 14-16.  
SHEN Miao, YU An-lin. Research on length of link beam of Y-eccentrically braced steel frames [J]. Journal of University of Science and Technology of Suzhou, 2008, 21(3): 14-16.

## The influence of changing link web thickness for mechanical properties of K dual high-strength steel EBF

SU Ming-zhou<sup>1</sup>, SHI Jiao-jiao<sup>1,2</sup>, FANG Zheng-gang<sup>3</sup>, DUAN Liu-sheng<sup>1,2</sup>

(1. College of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture & Technology, Xi'an 710055, China;  
2. State Key Laboratory of Architecture Science and Technology in West China(XAUAT), Xi'an 710055, China;  
3. China Electric Power Research Institute, Beijing 100055, China)

**Abstract:** Five dual high-strength steel eccentrically braced frames (link for Q345 steel, beam, column and brace for Q460 steel) with different link thickness were analyzed with the method of finite element analysis (FEA) by ABAQUS. The results showed that the bearing capacity, stiffness and energy dissipation capacity of the structure increased gradually as the link web thickness increased in the appropriate range. However, the over thickness of the link web may lead to the link flexure yield and energy-dissipating capacity decline for the shear capacity of web is greater than the bending bearing capacity of flange. Finally, the related suggestions were given according to the results of the finite element analysis of the link thickness.

**Key words:** *K dual high-strength steel EBF; link; hysteretic performance; finite element model*

**Biography:** SU Ming-zhou, Professor, Ph. D., Xi'an 710055, P. R. China, Tel: 0086-013991321352, E-mail: sumingzhou@163.com