

高强钢组合 K 型偏心支撑框架耗能梁段长度研究

连 鸣<sup>1</sup>, 苏明周<sup>1,2</sup>, 郭 艳<sup>1</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:**建立了多个耗能梁段长度不同的高强钢组合 K 型偏心支撑框架有限元模型, 对其滞回性能进行了非线性数值分析, 研究了耗能梁段长度对高强钢组合 K 型偏心支撑框架承载力、强度退化、刚度退化、延性和耗能能力的影响规律. 结果表明: 耗能梁段长度不同, 相应的高强钢组合 K 型偏心支撑框架抗震性能差异较大. 最后, 结合承载力、强度、刚度、延性及耗能能力, 给出了高强钢组合 K 型偏心支撑框架相关设计建议, 为工程设计提供参考.

**关键词:** 高强钢; 偏心支撑; 耗能梁段; 有限元; 滞回性能  
**中图分类号:** TU392.5      **文献标志码:** A      **文章编号:** 1006-7930(2014)02-0217-07

近几年, 钢结构随着越来越多的大跨度、大空间和超高层建筑结构和桥梁结构的出现而不断发展, 钢材的生产工艺和配套焊接材料和焊接技术也日渐成熟, 从而使高强度钢材得以应用于建筑结构<sup>[1]</sup>. 偏心支撑框架兼有中心支撑框架的刚度和纯框架的延性, 其通过耗能梁段的塑性变形耗散地震能量, 是一种性能优良的抗震结构体系<sup>[2-4]</sup>.

高强钢组合 K 型偏心支撑框架结合了偏心支撑结构优良的抗震性能和高强钢强度高、节约材料的优点, 其耗能梁段和支撑采用屈服强度较低的钢材(如 Q345 钢), 保证结构在地震下作用下具有良好的塑性变形和耗能能力, 其他构件采用高强度的钢材(如 Q460、Q690 钢)以节约材料从而降低造价. 目前仅罗马尼亚大学的 Dubina 和 Stratan 等进行了 4 个耗能梁段螺栓连接的单层单跨高强钢组合 K 型偏心支撑框架试件的拟静力试验研究<sup>[5]</sup>.

高强钢组合 K 型偏心支撑框架通过耗能梁段的塑性变形耗散地震能量, 因此耗能梁段的性能决定了该结构的抗震性能, 而耗能梁段的长度则直接影响其受力性能. 已有研究成果表明<sup>[6]</sup>, 耗能梁段为剪切屈服型的偏心支撑框架性能优于弯曲屈服型偏心支撑框架, 因此, 本文采用有限元软件 ABAQUS6.10 对多个不同耗能梁段长度的剪切屈服型高强钢组合 K 型偏心支撑框架(耗能梁段及支撑采用 Q345 钢, 其他构件采用 Q460 钢)模型的滞回性能进行非线性数值分析, 研究耗能梁段长度对结构承载力、强度退化、刚度退化、延性和耗能的影响规律, 并给出相关设计建议, 为工程设计提供参考.

1 有限元模型及验证

设计 6 个耗能梁段长度不同的单层单跨足尺模型, 耗能梁段和支撑采用 Q345 钢, 其余构件采用 Q460 钢, 层高均为 3.6 m, 跨度均为 7.2 m, 梁、柱、支撑尺寸分别为 H420 mm×300 mm×14 mm×25 mm、H390 mm×390 mm×18 mm×30 mm、H250 mm×250 mm×14 mm×20 mm. 模型尺寸如图 1 所示, 模型编号及耗能梁段长度见表 1.

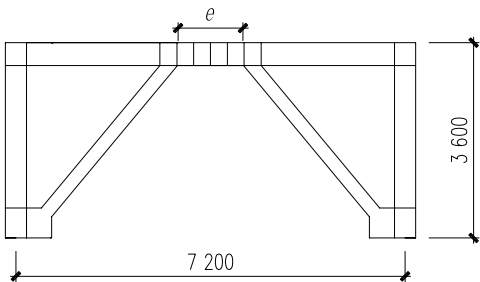


图 1 模型尺寸(单位 mm)  
Fig.1 Geometric sizes of FE model(单位 mm)

表 1 模型编号及耗能梁段长度

Tab.1 Number of FE models and link length						
模型编号	K1	K2	K3	K4	K5	K6
耗能梁段长度/mm	600	800	1 000	1 200	1 400	1 600

收稿日期: 2013-11-08      修改稿日期: 2014-04-08  
基金项目: 国家自然科学基金资助项目 (51178382)  
作者简介: 连鸣 (1987-), 男, 博士研究生, 主要从事新型钢结构体系抗震性能研究. E-mail: lianming0821@163.com

钢材屈服强度均使用名义值, 本构关系采用理想弹塑性模型<sup>[7]</sup>. 钢材的弹性模量  $E$  均取  $E=2.06\times 10^5$  MPa, 泊松比  $\nu=0.3$ . 模型选用线性减缩薄壳单元(S4R)进行网格划分, 有限元模型的网格划分如图 2 所示. 约束柱脚底部全部自由度, 即柱脚与地面刚接, 同时约束框架梁的平面外自由度, 以考虑侧向支撑、次梁及楼板的作用. 各模型柱顶均施加  $0.4N_y$  ( $N_y$  为柱全截面屈服时所承受压力). 模型均未考虑初始几何缺陷和焊接残余应力的影响.

如图 3 所示, 循环加载采用位移控制, 按照  $\Delta_y/4$ 、 $\Delta_y/2$ 、 $3\Delta_y/4$ 、 $\Delta_y$ 、 $2\Delta_y$ 、 $3\Delta_y$ 、…… 的方式进行, 模型屈服之前的各级位移循环一次, 屈服后的各级位移循环三次,  $\Delta_y$  为模型的屈服位移. 出现下列情况之一认为结构破坏: (1) 框架侧移角达到 5%<sup>[8]</sup>; (2) 水平承载力下降到峰值的 85%.

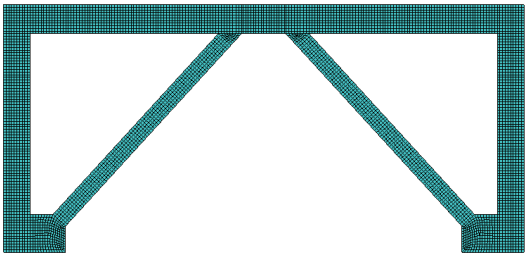


图 2 模型网格划分  
Fig.2 The FE model and mesh

为保证本文有限元模型的正确性, 使用 ABAQUS 对文献[9]的试验进行模拟. 该试件为两层单跨单榀 K 型偏心支撑框架, 采用 Q235 钢, 跨度 2.4 m, 层高 1.4 m, 耗能梁段长 500 mm, 梁、柱、支撑截面尺寸分别为 H200 mm×100 mm×6 mm×8 mm、H150 mm×150 mm×7 mm×10 mm、H100 mm×100 mm×6 mm×8 mm. 试验试件的几何尺寸及有限元模型如图 4 所示. 有限元模型采用试验实际材性, 试验钢材的性能参数见表 2.

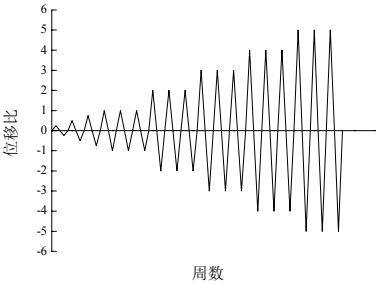


图 3 加载程序  
Fig.3 Loading history

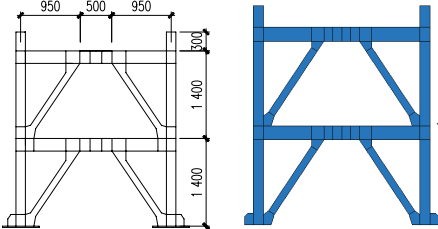


图 4 试验试件和有限元模型  
Fig.4 Experimental specimen and FE model

表 2 试验钢材性能参数  
Tab.2 Parameters of experimental steel materials

钢板厚度/mm	屈服强度/MPa	极限强度/MPa	弹性模量/ $10^5$ MPa	屈服应变 $\mu\epsilon$
6	303.25	449.5	1.976 8	1 534
7	303.25	435.5	2.045 3	1 483
8	302.5	445.5	1.903 9	1 593
10	239.4	377.7	1.977 4	1 209

表 3 给出了有限元计算结果和试验结果的比较. 有限元模型在正向水平荷载 264 kN 时进入剪切屈服, 这与试验现象一致. 极限承载力有限元计算值明显高于试验值, 这是由于试验试件在完成  $2\Delta_y$  位移加载后, 框架梁柱连接部位出现了较大的平面外弯曲, 承载力下降, 而有限元模型由于计算时耗能梁段未采用稳定性分析模块, 因此耗能梁段不会出现平面外失稳破坏, 限制了框架的平面外失稳<sup>[10]</sup>, 因此有限元模型在完成  $2\Delta_y$  位移加载后, 承载力继续增大.

有限元模拟及试验的滞回曲线和有限元骨架曲线与试验骨架曲线的对比如图 5 所示. 有限元模拟的滞

表 3 有限元计算结果和试验结果的比较  
Tab.3 Comparison of analysis results with test ones

	加载方向	$\Delta_y$ /mm	$P_y$ /kN	$\Delta_u$ /mm	$P_u$ /kN
试验	正向	5.19	250	15.6	329
	负向	5.29	248	16	327
有限元	正向	5.11	263.8	15.32	382.8
	负向	5.14	262.7	15.38	387.7

回曲线和试验结果吻合得较好, 有限元模拟的骨架曲线略高于试验曲线, 这是由于有限元模型更理想且未考虑初始几何缺陷及焊接残余应力的影响. 模型弹性刚度为 51.8 kN/mm, 与试验值 48.17 kN/mm 接近. 总体上讲, 有限元计算结果和试验结果吻合较好.

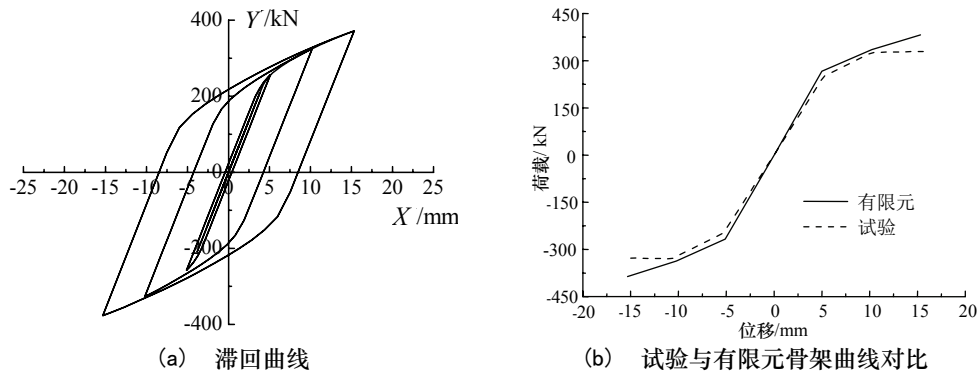


图 5 有限元模拟曲线与试验曲线的对比

Fig.5 Comparison of FE analysis curves with those of the experimental ones

2 有限元计算结果及分析

2.1 计算结果

图6为各模型循环荷载作用下的荷载-位移曲线. 模型的荷载-位移曲线均饱满、稳定、无捏拢, 表现出了良好的耗能能力. 在侧移角达到5%破坏值之前, 模型均能完成 $5\Delta_y$  的位移循环, 其中 K4~K6能完成 $6\Delta_y$  的位移循环. 以下将对有限元计算结果进行分析, 以研究耗能梁段长度对高强钢组合 K 型偏心支撑框架承载力、强度退化、刚度退化、延性和耗能的影响规律.

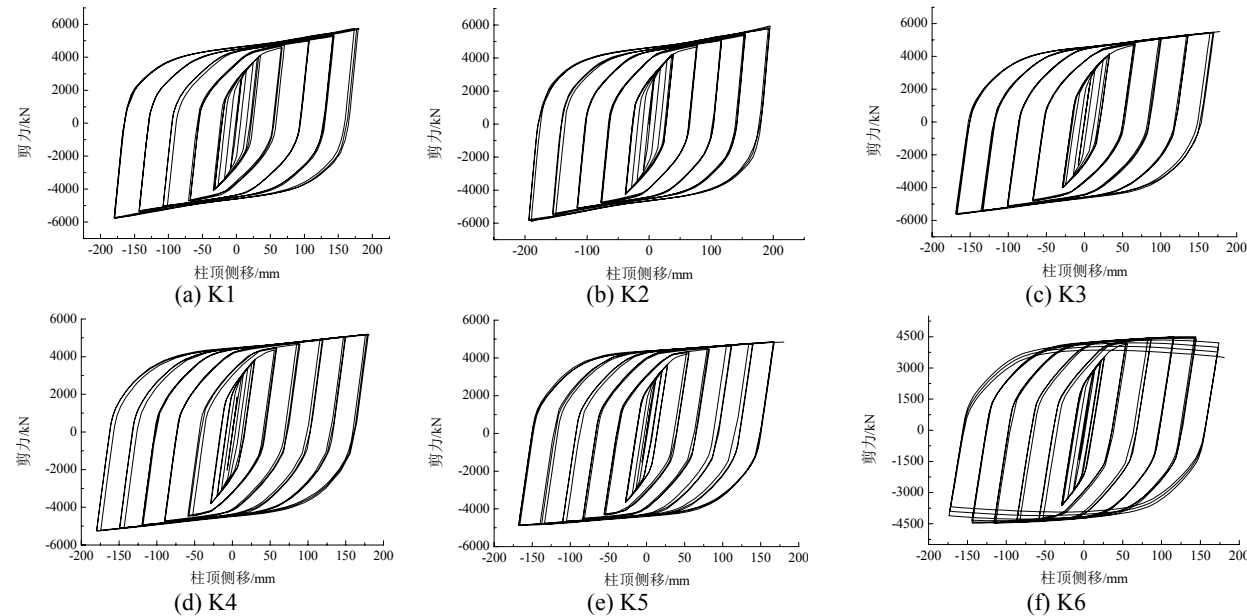


图 6 循环荷载下的荷载-位移曲线

Fig.6 Load-displacement curves in cyclic loading

2.2 承载力

承载力是结构抗震性能的重要指标, 由图6可以看到, 在框架侧移达到层高5%时, 各模型承载力未出现下降, 因此取侧移值为层高5%时所对应的承载力为结构的极限承载力, 表4给出了各模型承载力的计算值. 可以看出, 随着耗能梁段长度的增加, 模型的承载力呈下降趋势, 与 K1相比, K6的极限承载力下降幅度达到了21.3%. 耗能梁段越短, 偏心支撑框架的性能越接近中心支撑, 耗能梁段越长, 偏心支撑框架的性能越接近纯框架, 因此, 模型的承载力会随着耗能梁段的生长而降低. 单从承载力方面看, 耗能梁段越短, 承载力优势越明显.

表 4 模型承载力

Tab.4 Ultimate bearing capacity						
模型	K1	K2	K3	K4	K5	K6
极限承载力/kN	5 721	5 683	5 511	5 164	4 838	4 500

2.3 强度退化

强度退化是指在位移幅值不变的条件下, 结构承载力随着循环次数的增加而降低的特性. 它可以用某

一级位移下第  $n$  次循环的峰值荷载与该级位移下首次加载时的峰值荷载之比来表示, 其计算公式为:

$$\lambda_i = \frac{P_{i,j}}{P_{i,\max}} \quad (1)$$

式中:  $P_{i,j}$  为第  $i$  级加载位移时第  $j$  次循环对应的峰值点荷载,  $P_{i,\max}$  为第  $i$  级加载位移时的最大峰值点荷载. 强度退化影响结构的受力性能, 强度退化快, 说明结构在低周反复荷载作用下损伤严重, 继续承担荷载的能力较弱.

各模型由式 (1) 计算得到的同级荷载强度退化曲线如图 7 所示. 所有模型同级荷载强度退化并不明显, 除 K6 在  $6\Delta_y$  时同级荷载强度退化系数小于 0.90 之外, K1~K6 同级荷载强度退化系数大致在 0.97~1.00 之间, 说明高强钢组合 K 型偏心支撑框架在低周反复荷载作用下具有良好的继续承担荷载的能力, 但耗能梁段长度不能太长, K5 和 K6 在  $6\Delta_y$  时都出现了相对明显的强度退化. 因此, 耗能梁段长度对高强钢组合 K 型偏心支撑框架同级荷载强度退化影响不大, 但耗能梁段不宜过长.

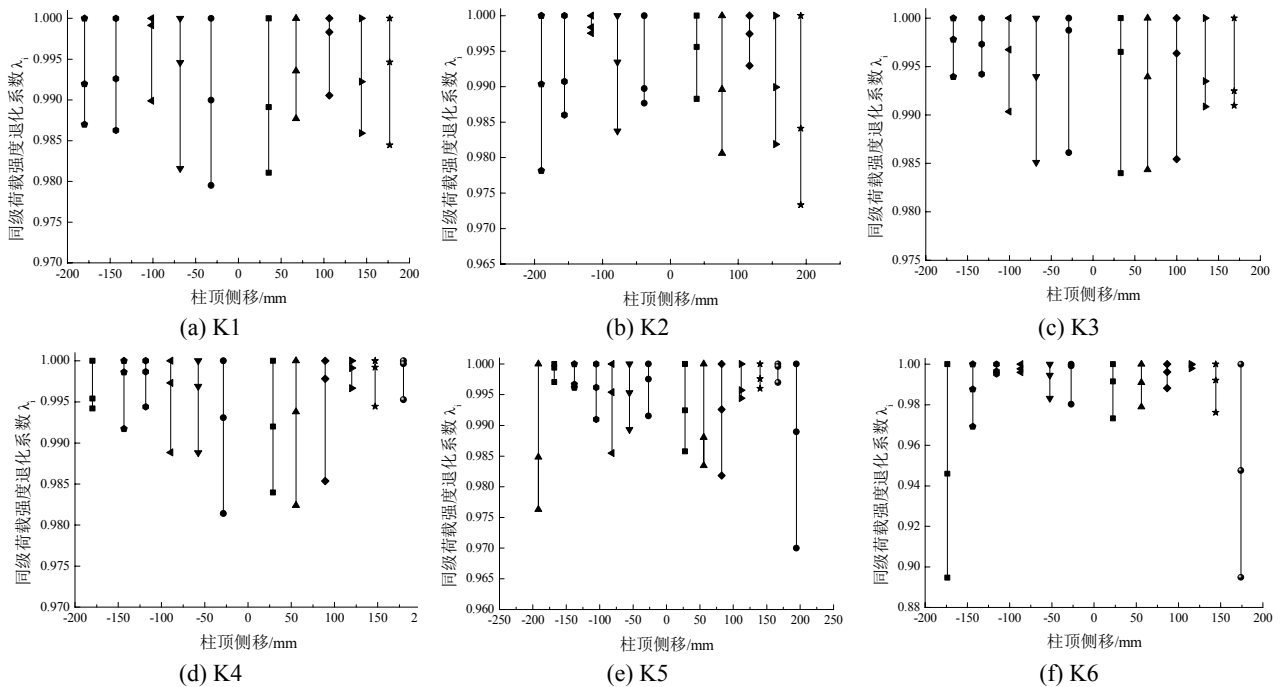


图 7 荷载强度退化曲线  
Fig.7 Curves of strength degradation of the specimens

## 2.4 骨架曲线和刚度退化

各模型骨架曲线如图 8 所示. K1 骨架曲线最高, K6 骨架曲线最低, K1~K5 骨架曲线在结构破坏失效前均未出现下降段, 说明其在加载后期仍具有较强的承载能力, K6 骨架曲线出现了比较明显的下降段, 说明耗能梁段达到一定长度后, 对结构后期承载力有较显著影响. 且随着耗能梁段长度的增加, K1~K6 的屈服荷载和屈服位移呈下降趋势.

为了反映各模型刚度退化规律, 本文采用割线刚度, 计算公式如下:

$$K = \frac{|P^+| + |P^-|}{|\Delta^+| + |\Delta^-|} \quad (2)$$

式中:  $P^+$ 、 $P^-$  分别为结构在同一滞回环顶点的正、负向水平荷载;  $\Delta^+$ 、 $\Delta^-$  分别为同一滞回环的正、负向顶点位移.

图 9 是由式 (2) 计算得到的各模型刚度退化曲线. 耗能梁段越短, 结构屈服荷载下的抗侧刚度越小, 其中 K1 最小, 其值为 120.5 kN/mm, K6 最大, 为 139.4 kN/mm, 后者比前者提高了 15.7%. K1~K6 的刚度退化幅度分别为 73.4%、71.9%、74.9%、78%、78.3%、82.8%, 说明结构抗侧刚度退化的幅度随耗能梁段长度的增加大致呈增大趋势, 耗能梁段越长, 结构的抗侧刚度退化程度越大. 综合结构屈服荷载下的抗侧刚度和刚度退化, 耗能梁段不宜过长也不宜过短.

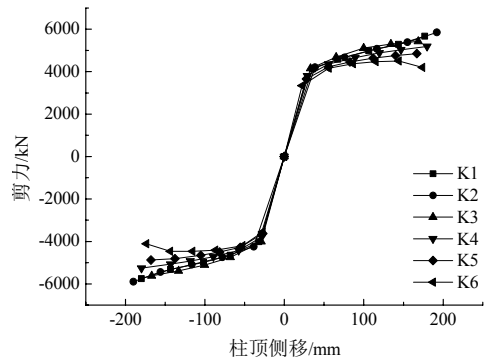


图 8 骨架曲线  
Fig.8 Skeleton curves

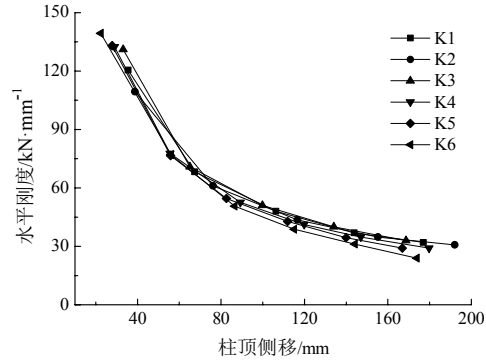


图 9 刚度退化曲线  
Fig.9 Stiffness degradation curves

2.5 延性

延性是指结构或构件屈服后的后期变形能力,它是衡量结构变形能力的重要指标,由下式确定:

$$\mu = \Delta_u / \Delta_y \tag{3}$$

式中:  $\Delta_u$ 、 $\Delta_y$  分别结构或构件的极限位移和屈服位移,屈服位移  $\Delta_y$  由“通用屈服弯矩法”<sup>[11]</sup>确定,如图 10 所示.

表 5 为各模型不同阶段的侧移、侧移角及延性系数.除 K2 外,耗能梁段越短,模型屈服位移越大,各模型屈服荷载下的结构侧移角比抗震规范限值 $[\theta_e]=1/250=0.004\text{ rad}^{[12]}$ 大的较多,说明结构承载力富余较多,且耗能梁段越短,结构侧移角与规范限值的差值就越大,说明耗能梁段越短,结构的承载力富余越多.各模型的延性系数在 4.86~6.67 之间,说明高强钢组合 K 型偏心支撑框架具有良好的延性,且 K1~K6 的延性系数大致呈增大趋势,说明耗能梁段越长,结构的延性越好.综合以上两点,耗能梁段越长,结构承载力富余越少,延性越好.

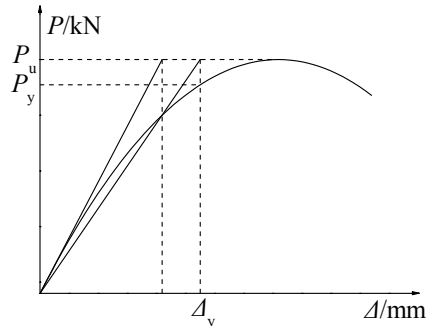


图 10 通用屈服弯矩法  
Fig.10 General yield moment method

表 5 模型不同阶段的侧移、侧移角及延性系数  
Tab.5 Displacement, drifts, ductility factors at each loading stage

模型	屈服荷载点		极限荷载点		$\mu$
	$\Delta_y/\text{mm}$	$\Delta_y/H$	$\Delta_u/\text{mm}$	$\Delta_u/H$	
K1	37	1/97	180	1/20	4.86
K2	41	1/88	180	1/20	4.39
K3	35	1/103	180	1/20	5.14
K4	32	1/113	180	1/20	5.63
K5	31	1/116	180	1/20	5.81
K6	27	1/133	180	1/20	6.67

注:  $H$  为结构高度.

2.6 耗能能力

耗能能力是指构件在反复荷载作用下结构发生塑性变形以及吸收和消耗能量的能力,是衡量结构抗震性能的一个重要指标.工程上常用等效粘滞阻尼系数 $h_e$ 表示结构的耗能能力. $h_e$ 的计算公式如下:

$$h_e = \frac{S_{ABC} + S_{CDA}}{2\pi(S_{OBE} + S_{ODF})} \tag{4}$$

式中:  $S_{ABC}$ 、 $S_{CDA}$ 、 $S_{OBE}$ 、 $S_{ODF}$  如图 11 所示.

各模型等效粘滞阻尼系数见表 6.K1~K6 的等效粘滞阻尼系数在 0.460 0~0.512 9 之间,说明高强钢组合 K 型偏心支撑框架具有良好的耗能能力,且各模型的等效粘滞阻尼系数随着耗能梁段的增大大致呈增大趋势,与 K1 相比,K6 最后阶段的等效粘滞阻尼系数提高了约 11.5%.各模型其各加载阶段的等效粘滞阻尼系数大致先增长后减小,K1 提高幅度最小,为 58.6%,而 K4 提高了约 1.8 倍,说明结构后期的耗能能力随着耗能梁段长度的增加而增强,但达到一定长度后,耗能能力有所降低.因此从结构等效粘滞阻尼系数看,耗能梁段在一定范围内,结构的耗能能力较好.

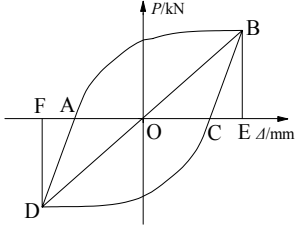


图 11 耗能指标的确定  
Fig.11 Determination for energy dissipated coefficient

表 6 等效粘滞阻尼系数  $h_e$

Tab.6 Energy dissipated coefficients

位移/mm	K1	K2	K3	K4	K5	K6
1 $\Delta_y$	0.290 0	0.297 4	0.272 1	0.173 2	0.184 3	0.254 0
2 $\Delta_y$	0.403 4	0.417 1	0.392 7	0.380 2	0.333 5	0.350 1
3 $\Delta_y$	0.465 9	0.450 7	0.435 2	0.426 1	0.417 0	0.397 8
4 $\Delta_y$	0.456 7	0.446 8	0.457 5	0.456 3	0.449 5	0.462 8
5 $\Delta_y$	0.460 0	0.464 5	0.453 1	0.483 5	0.478 7	0.485 7
6 $\Delta_y$				0.460 6	0.483 8	0.512 9

各模型总耗能如图 12 所示. 除模型 K3 外, K1~K6 所耗散的大致呈先递增后递减趋势, 说明耗能梁段越长, 结构耗散的能量越多, 但耗能梁段达到一定长度后, 耗散的能量逐渐减少. 因此从耗散能量方面看, 耗能梁段长度在一定范围内, 结构耗散的能量较多.

3 设计建议

总结以上分析可以看出, 耗能梁段长度不同, 结构的抗震性能有较大区别. 表 7 列出了以上分析的 6 个剪切屈服型模型的抗震性能指标. 不难发现, 剪切屈服型高强钢组合 K 型偏心支撑框架的各项参数随着耗能梁段长度增加呈现出不同的变化趋势: 极限承载力逐渐减小, 屈服荷载下的抗侧刚度逐渐增大, 延性系数呈增大趋势, 等效粘滞阻尼系数不断增大, 耗散的能量先增大后减小. 模型 K5 与 K1 相比, 极限承载力虽然下降了 15.4%, 但其屈服荷载下的刚度、延性系数、等效粘滞阻尼系数和总耗散能分别提高了 10.4%、19.5%、5.2%和 35.7%, 显然这对结构抵抗强震作用的能力是十分有利的. 因此合理的耗能梁段长度对高强钢组合 K 型偏心支撑框架抗震性能的充分发挥显得格外重要. 本文 6 个剪切屈服型高强钢组合 K 型偏心支撑框架有限元模型中, 模型 K4 和 K5 性能最好. 由表 7 可知, 耗能梁段长度在 (1.18~1.37)  $M_p/V_p$  范围内时, 最有利于协调高强钢组合 K 型偏心支撑框架的承载力、强度、刚度、延性和耗能能力, 以充分发挥其良好的抗震性能.

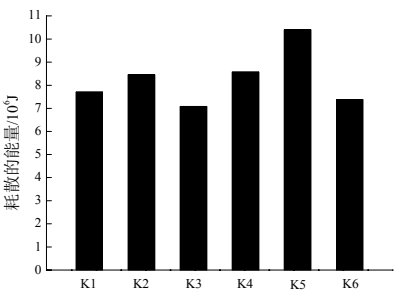


图 12 耗散能量

Fig.12 Energy dissipation

表 7 抗震性能指标

Tab.7 Seismic performance indicators

模型	$\rho$	承载力 /kN	屈服荷载下的刚度 /kN·mm <sup>-1</sup>	延性系数	等效粘滞阻尼系数	耗散能量/J
K1	0.59	5 721	120.52	4.86	0.460 0	7 685 447
K2	0.78	5 683	109.48	4.39	0.464 5	8 451 386
K3	0.98	5 511	131.16	5.14	0.453 1	7 083 727
K4	1.18	5 164	132.43	5.63	0.460 6	8 567 367
K5	1.37	4 838	133.08	5.81	0.483 8	10 425 673
K6	1.57	4 500	139.40	6.67	0.512 9	7 382 687

注:  $\rho=e/(M_p/V_p)$ ,  $M_p=W_p f_y$ ,  $V_p=0.58 f_y h_0 t_w$ ;  $e$  为耗能梁段长度,  $M_p$  和  $V_p$  分别为耗能梁段的塑性抗弯承载力和塑性抗剪承载力;  $h_0$  和  $t_w$  分别为梁腹板计算高度和厚度;  $W_p$  为耗能梁段塑性截面模量.

4 结论

本文通过对 6 个耗能梁段长度不同的剪切屈服型高强钢组合 K 型偏心支撑框架有限元模型滞回性能非线性数值分析, 得到如下结论:

- (1) 高强钢组合 K 型偏心支撑框架承载力随着耗能梁段的生长而显著下降.
- (2) 耗能梁段长度对高强钢组合 K 型偏心支撑框架同级荷载强度退化程度影响不大, 但耗能梁段不能过长.
- (3) 耗能梁段越长, 高强钢组合 K 型偏心支撑框架屈服荷载下的抗侧刚度越大, 抗侧刚度退化幅度也越大.

(4) 耗能梁段越短, 高强钢组合 K 型偏心支撑框架屈服荷载下的框架侧移角越大, 承载力冗余越多, 耗能梁段越长, 结构的延性系数越大, 延性越好。

(5) 高强钢组合 K 型偏心支撑框架的等效粘滞阻尼系数随耗能梁段的长度呈增大趋势, 结构耗散的总能量则先递增后递减。

(6) 综合框架承载力、强度、刚度、延性及耗能能力, 设计剪切屈服型高强钢组合 K 型偏心支撑框架时, 耗能梁段长度的取值在  $(1.18 \sim 1.37) M_p/V_p$  时, 对高强钢组合 K 型偏心支撑框架抗震性能的充分发挥最为有效。

## 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] ROEDER C W. Eccentrically braced steel frames for earthquake [J]. Journal of Structural Division, 1978, 104(3): 391-412.
- [3] HJELMSTAD K D, POPOV E P. Characteristics of eccentrically braced frames [J]. Journal of the Structural Engineering, 1982, 110(2): 340-353.
- [4] BOSCO M, ROSSI P P. Seismic behavior of eccentrically braced frames [J]. Engineering Structures, 2009, 31(3): 664-674.
- [5] DUBINA D, STRATAN A, DINU F. Dual high-strength steel eccentrically braced frames with removable links [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2008, 37(15): 1703-1720.
- [6] 郭秉山, 庄晓勇. K 型偏心支撑钢框架耗能梁段长度探讨[J]. 工业建筑, 2007, 37(3): 81-85.  
GUO Bingshan, ZHUANG Xiaoyong. Discussion on length of link beam of K shape eccentrically braced frames [J]. Industrial Construction, 2007, 37(3): 81-85.
- [7] 班慧勇, 施刚, 石永久, 等. 建筑结构用高强度钢材力学性能研究进展[J]. 建筑结构, 2013, 43(2): 88-94.  
BAN Huiyong, SHI Gang, SHI Yongjiu, et al. Research advances on mechanical properties of high strength structural steels[J]. Building Structure, 2013, 43(2): 88-94.
- [8] ELLINGWOOD B R. Earthquake risk assessment of building structures [J]. Reliability Engineering and System Safety, 74(3): 251-262.
- [9] 吴华英. 钢支撑框架抗侧力性能试验研究及有限元分析[D]. 武汉: 武汉理工大学, 2003.  
WU Huaying. Experimental research and finite element analysis on the lateral resistant performance of steel braced frame[D]. Wuhan: Wuhan University of Technology, 2003.
- [10] 石永久, 熊俊, 王元清, 等. 多层钢框架偏心支撑的抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2010, 31(2): 29-34.  
SHI Yongjiu, XIONG Jun, WANG Yuanqing, et al. Experimental studies on seismic performance of multi-storey steel frame with eccentric brace [J]. Journal of Building Structure, 2010, 31(2): 29-34.
- [11] 姚谦峰, 陈平. 土木工程结构试验[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001.  
YAO Qianfeng, CHEN Ping. Structure test of civil engineering[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2001.
- [12] GB50017-2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.  
GB50017-2010 Code for seismic design of buildings [S]. Beijing: China Architecture Industry Press, 2010.

## Study on the performance of link beam of high strength steel K-type eccentrically braced frame

LIAN Ming<sup>1</sup>, SU Mingzhou<sup>1,2</sup>, GUO Yan<sup>1</sup>

(1. School of Civil Engineering, Xi'an Univ. of Arch. & Tech., Xi'an 710055, China;

2. State Key Laboratory of Architecture Science and Technology in West China (XAUAT), Xi'an 710055, China)

**Abstract:** Finite element models of high strength steel K-eccentrically braced frame (EBF) with different link in length is established, and nonlinear numerical analysis of their hysteretic performance is made. The influence between different link in length and bearing capacity, strength degradation, stiffness degradation, ductility and energy dissipation capacity of high strength steel K-EBF is also studied. Results show that: the seismic performance of high strength steel K-EBF differed much with link in different length. Finally, some design recommendations are given to combine with the capacity, strength, stiffness, ductility and energy dissipation capacity of the high strength steel K-EBF to provide reference for engineering design.

**Key words:** high-strength steel; eccentrically brace; link; finite element (FE); hysteretic behavior

(本文编辑 桂智刚)