

高强钢组合 Y 形偏心支撑钢框架抗震性能 与震后修复分析

段留省¹, 苏明周², 李 慧³

(1. 长安大学 建筑工程学院, 陕西 西安 710061; 2. 西安建筑科技大学 土木工程学院, 陕西 西安 710055;

3. 恒大地产集团西安有限公司, 陕西 西安 710000)

摘要: 为研究高强钢组合 Y 形偏心支撑钢框架这种新型结构体系的抗震性能和震后可修复性, 在试验的基础上对 3 种组合 Y 形偏心支撑钢框架进行有限元分析。采用 ANSYS 软件建模, 3-D 实体单元划分网格, 考虑材料非线性和几何非线性, 研究变量为耗能梁段长度。结果表明: 耗能梁段长度对试件的初始刚度影响较大, 对极限承载力影响较小; 耗能梁段长度对破坏模式影响较大, 在位移角相同的条件下, 短耗能梁段的剪切变形发展更充分, 长耗能梁段将导致钢框架节点弯矩大幅增长, 使得框架梁先于梁段发生破坏, 震后修复难度增加。为保证高强钢组合 Y 形偏心支撑钢框架的耗能梁段弹塑性变形发展充分, 作为第一道抗震防线首先发生破坏, 建议耗能梁段长度与层高的比值不宜大于 0.25。

关键词: 偏心支撑; 塑性转角; 层间侧移角; 震后修复; 耗能梁段长度

中图分类号: TU392.1

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2018)04-0506-07

Seismic behavior and retrofit analysis of the high strength steel composite Y-type eccentrically braced frames

DUAN Liusheng¹, SU Mingzhou², LI Hui³

(1. School of Civil Engineering, Chang'an University, Xi'an 710061, China;

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

3. Evergrande Real Estate Group Co., Ltd. Xi'an Branch, Xi'an 710000, China)

Abstract: High strength steel composite Y-type eccentrically braced frame is a new structure system. In order to study the seismic behavior and the retrofit of this system, based on the experimental research, 3 HEY specimens were analyzed by nonlinear finite element method. The 3-D solid elements were adopted in the finite element model by the ANSYS software and the geometric and material nonlinearities were calculated simultaneously. Result showed that the link length had greatly influence on the initial stiffness and failure modes, but had little influence on the ultimate load capacity. At the same drift, the shear yielding deformation is well developed in the shorter link. As the link length increases, the moment of the frame joint is larger, which will lead the frame beam fracture before the link damaged, and the seismic retrofitting became hard to complete. For excellent performance of the link and easy seismic retrofitting, the ratio of the link length to the height of the high strength steel composite Y-type eccentrically braced frame is suggested to be no more than 0.25.

Key words: Y-type eccentrically braced frame; plastic rotation angle; storey drift angle; seismic retrofit; link length

高强钢组合 Y 形偏心支撑钢框架(HEY)是一种新型结构体系^[1], 其耗能梁段采用屈服点较低钢材并通过弹塑性变形耗散地震能量; 框架与支撑采用高强度钢材, 为耗能梁段提供足够的约束, 减少用钢量, 剪切屈服型试件的耗能能力和承载力高于弯曲屈服型试件, 这与普通 Y 形偏心支撑钢框架的研究成果基本一致^[2-3]。1/2 缩尺 3 层 Y

形偏心支撑钢框架振动台试验和拟静力试验表明表明试件抗震性能良好, 但耗能梁段下端出现平面外变形^[4-5]。Montuori 等对 Y 形偏心支撑钢框架进行刚塑性理论分析, 提出相应设计方法^[6-7]。Y 形偏心支撑可用于 RC 框架震后加固, 加固后结构的承载力、抗侧刚度和耗能能力均有提高^[8-9]。有限元分析结果表明加固后 RC 框架的耗能能力显著

收稿日期: 2017-11-01 修改稿日期: 2018-07-05

基金项目: 国家自然科学基金项目(51178382, 51708038); 陕西省自然科学基金项目(2018JQ5016); 中央高校基本科研业务费项目(300102288102)

第一作者: 段留省(1985—), 男, 博士, 工程师, 主要从事钢结构稳定、抗震与新型钢结构体系的研究。E-mail: duanliusheng@126.com

提高, 框架震害有所减轻^[10]. Shayanfar 等对 Y 形偏心支撑钢框架普通型钢耗能梁段和型钢混凝土组合耗能梁段进行研究, 表明后者受剪承载力和延性较好^[11]. 段留省等对 1 榀单层单跨 1/2 缩尺的高强钢组合 K 形偏心支撑钢框架进行震后修复试验, 表明修复后的极限承载力与原试件相当, 延性系数略有降低^[12]. 纪晓东等对可更换钢连梁抗震性能和震后更换可行性进行试验研究, 转角达到 0.02rad 时更换连梁, 采用耗费时间和残余转角评定可更换能力^[13-14]. 超短连梁循环加载试验表明连梁的弹塑性转角接近 0.14rad, 采用 LYP225 钢时转角增大 25%, 翼缘的抗剪作用和腹板应变硬化对连梁的超强系数影响较大^[15].

为进一步研究 HEY 试件的抗震性能和震后修复可行性, 在试验的基础上采用 ANSYS 软件对一组 HEY 试件进行有限元分析, 考虑材料非线性和几何非线性, 重点研究受力性能、破坏机制、塑性转动能力.

1 有限元模型

1.1 几何模型与网格划分

为便于验证, 有限元模型 YL 的尺寸与文献 [1]中试件 HEYS 一致, 仅改变耗能梁段长度, 以研究 HEY 试件的抗震性能和耗能机制. 试件尺寸见图 1, 耗能梁段截面见表 1, 其中 e 为耗能梁段长度, H 为框架的层高.

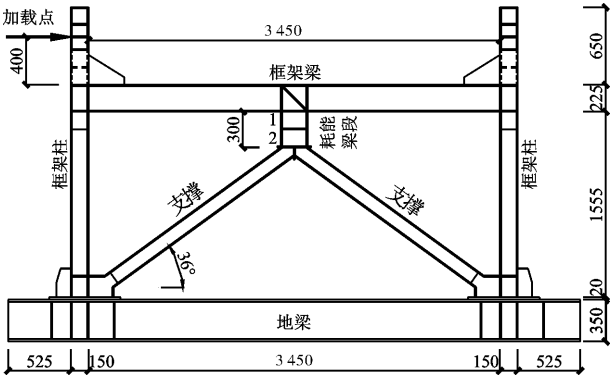


图 1 HEYS 试件立面图(单位: mm)

Fig. 1 Elevation of HEYS specimens(unit: mm)

表 1 耗能梁段截面

Tab. 1 Section dimension of links

试件	e/mm	e/H	耗能梁段截面	钢材牌号
YL1	300	1/6	H225×125 ×6×10	Q345B
YL2	400	1/4.5		
YL3	500	1/3.6		

有限元模型及边界条件见图 2(a), 网格划分采用实体单元, 耗能梁段和柱脚底板分别采用 Solid186 和 Solid187 单元, 其他构件均采用 Solid185 单元. 耦合加载点标高处节点的 X 方向位移 u_x , 以模拟加载梁^[1], 框架梁的面外支撑通过约束该处节点的 Y 方向位移 u_y 实现; 固接柱脚通过约束底板底面节点的全部自由度实现.

有限元中材料的本构关系采用多线性随动强化模型^[16], 其中考虑 Bauehinger 效应, 见图 2(b). 材料性能见表 2.

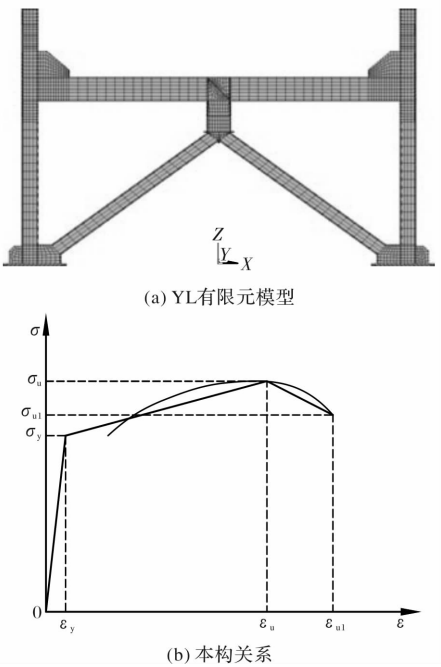


图 2 有限元模型与本构关系

Fig. 2 FEM specimens and constitutive model

表 2 材料性能^[17]

Tab. 2 Propertieesofmaterials

钢材	t/mm	E/MPa	σ_y/MPa	$\epsilon_y/\%$	σ_u/MPa	σ_{ul}/MPa
Q460	6	2.01×10^5	496.9	0.24	658.6	559.8
	10	2.00×10^5	468.8	0.23	623.0	529.6
Q345	6	2.08×10^5	427.4	0.21	571.1	485.4
	10	2.02×10^5	383.3	0.19	554.4	471.2

1.2 加载制度和破坏准则

为消除加载制度对试件耗能能力的影响, 加载时采用相同的加载制度, 循环加载制度见表 3. 其中 N 为循环圈数, δ_y 为估算屈服位移, 取 10 mm.

为便于分析, 在有限元模型未计入构件的初始几何缺陷以及残余应力, 试件发生下列情况之一即认为破坏: 1) 耗能梁段最大 Von mises 应力超

过材料的极限应力; 2) 层间位移角超过 1/25;
3) 构件严重屈曲^[17].

表 3 循环加载制度^[17]

Tab. 3 Protocol of cyclic testing

序	等级	位移/mm	N	序	等级	位移/mm	N
1	0.25 δ_y	± 2.5	1	5	3.0 δ_y	± 30	3
2	0.5 δ_y	± 5	1	6	4.0 δ_y	± 40	3
3	1.0 δ_y	± 10	3	7	5.0 δ_y	± 50	3
4	2.0 δ_y	± 20	3	8	6.0 δ_y	± 60	3

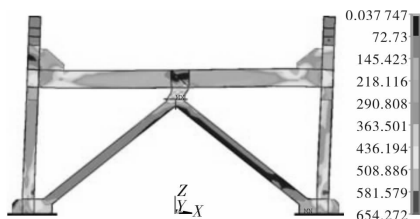
2 结果分析

2.1 破坏现象与荷载-位移曲线

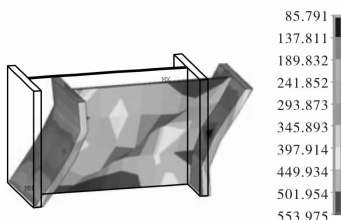
试件 YL1、YL2、YL3 循环加载的破坏形态见图 3, 由图可知, 三者的耗能梁段发生明显弹塑性变形, 其他构件变形较小.

试件 YL1 耗能梁段腹板的屈曲现象明显, 翼缘有一定弯曲; YL2 试件耗能梁段整个腹板均出现屈曲现象; YL3 试件耗能梁段有明显倾斜现象, 仅在靠近框架梁底的区格出现腹板屈曲, 翼缘弯曲, 其他区格变形较小.

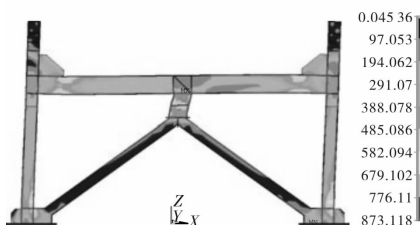
各试件循环加载的滞回曲线(荷载 P -位移 Δ)见图 4, 由图可知, 各曲线的滞回环稳定、饱满, 无明显下降段; 试件的初始刚度随着耗能梁段长度增大而减小, 由于截面尺寸一致, 三者的极限荷载相差不大.



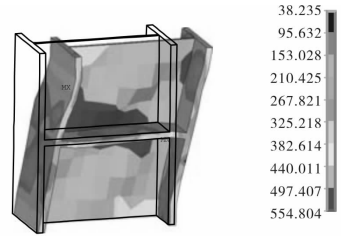
(a) YL1 整体破坏形态



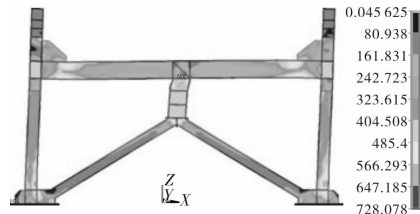
(b) YL1 耗能梁段 Mises 应力



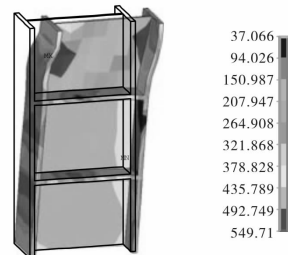
(c) YL2 整体破坏形态



(d) YL2 耗能梁段 Mises 应力



(e) YL3 整体破坏形态



(f) YL3 耗能梁段 Mises 应力

图 3 循环加载破坏形态

Fig. 3 Failure modes of cyclic loading

2.2 骨架曲线和刚度退化

循环荷载下的骨架曲线见图 5, 由图可知, 试件 YL1、YL2、YL3 骨架曲线存在明显的线弹性段, 有转折点, 弹塑性变形段持续较长, 无下降段. 在 0.02 rad 层间位移角之前, YL1 的荷载高于后二者, 之后三者荷载差距逐渐减小, 原因是耗能梁退出工作, 抗侧刚度主要由框架提供.

三者的刚度退化曲线见图 6, 由图可知, 三者刚度退化曲线趋势相似, 刚度退化速率随着耗能梁段长度增大而减缓, 在 0.1 rad 层间位移角之前, 三者刚度退化较快; 之后由于耗能梁段屈服, 刚度退化速率减缓, YL1 的剩余刚度最大, 表明耗能梁段长度对刚度退化影响较大.

2.3 承载力与延性

P - Δ 曲线分析结果见表 4, 由表可知, 试件 YL1、YL2 和 YL3 的初始刚度随着耗能梁段长度增大而减小, YL1 推(拉)方向的初始刚度比后二者分别高 30.2%(29.6%)、98.1%(97.3). 耗能梁段长度对试件的承载力影响不大, YL1 推(拉)方向的极限荷载比 YL2、YL3 高 0.6%(0.5%)、3.4%(4.6%); 延性系数随耗能梁段长度增大而降低. 结构的延性用位移延性系数 μ 来评定^[14],

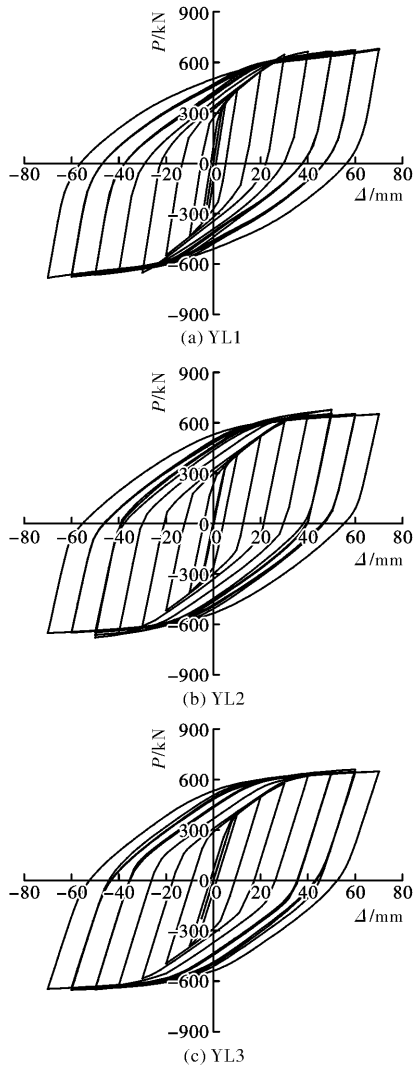


图4 滞回曲线

Fig. 4 Load-displacement curves of cyclic loading

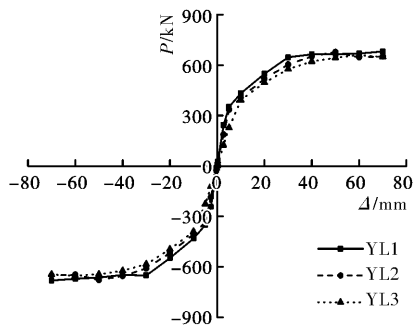


图5 骨架曲线

Fig. 5 Skeleton curves

即破坏位移 Δ_u 与屈服位移 Δ_y 的比值。结构的变形能力用层间位移角 θ ($\theta = \Delta/H$, H 为层高) 来评定。结构的屈服位移 Δ_y 采用等效弹性刚度法^[15], 确定见图7; 荷载下降到极限承载力的85%的点作为破坏点, 其位移破坏位移 Δ_u 。

2.4 耗能能力

以耗散能量 E 和等效粘滞阻尼系数 h_e 评定试

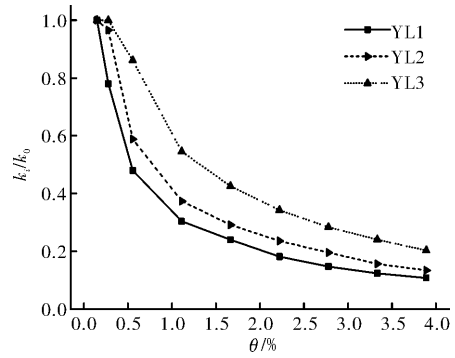


图6 刚度退化曲线

Fig. 6 Degeneration curves of rigidity

件的耗能能力, 各试件的耗能能力分析见表5。由表可知, 试件 YL1、YL2 和 YL3 的等效粘滞阻尼系数在 0.02 rad 位移角之前差别较大, YL1 的耗能梁段长度最短, 弹塑性变形发生最早, h_e 增长最快; 0.02 rad 之后, 由于梁段屈曲, 抗侧刚度主要由钢框架提供, h_e 增长速度减缓, 三者差异减小。

YL1、YL2 和 YL3 试件的耗散能量对比见图8, 由图可知, 随着位移增大, 三者的耗散能量都迅速增大, 在 1/50 层间位移角之前, 耗能梁段越短, 耗散能量越多; 1/50 之后, 三者相差很小。

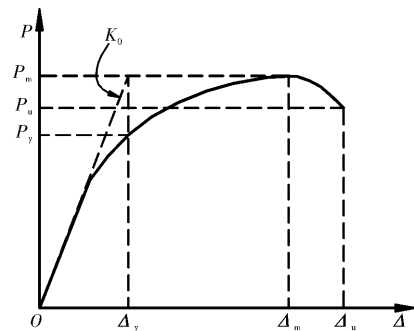


图7 确定结构屈服点

Fig. 7 Estimation of structure yield point

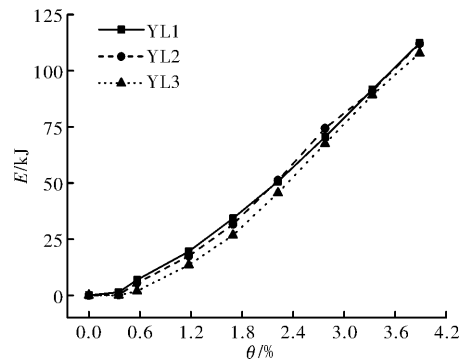


图8 耗散能量对比

Fig. 8 Comparison of energy dissipation capacity

表 4 $P-\Delta$ 曲线分析
Tab. 4 $P-\Delta$ curves analysis

试件名称	加载方向	刚度 k_0 /kN · mm ⁻¹	Δ_y /mm	屈服点 P_y /kN	θ /mrad	Δ_m /mm	极限点 P_m /kN	θ /mrad	Δ_u /mm	破坏点 P_u /kN	θ /mrad	延性 μ
YL1	推	89.92	7.56	395.55	4.20	70	681.27	38.46	70	579.08	38.46	9.26
	拉	-90.29	-7.52	-390.40	-4.18	-60	-682.16	-33.33	-70	-579.84	-38.46	9.31
YL2	推	69.10	9.97	408.19	5.52	50	677.55	27.78	70	575.92	38.46	7.02
	拉	-69.54	-9.66	-406.79	-5.37	-50	-678.79	-27.78	-70	576.97	-38.46	7.25
YL3	推	45.35	14.79	440.49	8.19	60	659.17	30.33	70	560.29	38.46	4.73
	拉	-45.71	-14.25	-435.81	-7.93	-60	-651.97	-30.33	-70	-554.17	-38.46	4.91

表 5 耗能能力对比
Tab. 5 Comparison of energy dissipation capacity

Δ /mm	θ /mrad	YL1		YL2		YL3	
		E /J	h_e	E /kJ	h_e	E /kJ	h_e
5	3.5	1 390	0.13	210	0.02	0	0.00
10	5.6	6 860	0.25	5 500	0.22	1 930	0.08
20	11.1	19 570	0.28	17 490	0.27	13 510	0.22
30	16.7	34 230	0.28	31 650	0.28	26 820	0.25
40	22.2	50 650	0.30	51 210	0.31	45 580	0.29
50	27.8	70 560	0.34	74 370	0.35	67 590	0.33
60	33.3	91 640	0.36	91 050	0.37	89 250	0.36
70	38.9	112 360	0.37	112 040	0.39	107 820	0.38

3 震后可修复分析

3.1 构件应力分析

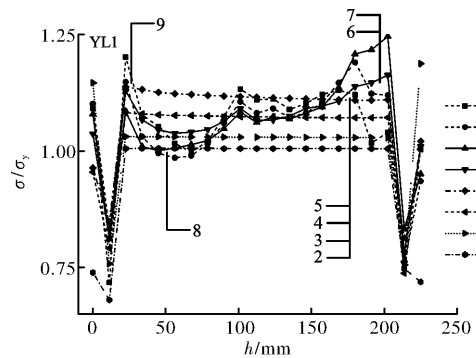
钢框架柱底部和耗能梁段上端截面的应力分析见图 9, 由图可知, YL1、YL2 耗能梁段腹板的 Mises 应力较大, 前者在第 6 级循环(40 mm 位移)时屈曲, 后者在第 8 级循环时屈曲; YL3 腹板和翼缘的应力都比较大, 在第 8 级循环时腹板屈曲, 翼缘变形明显。

YL1、YL2、YL3 三者框架柱底部截面应力分布相似, 第 4 级循环之前, 三者均处于弹性状态, 之后翼缘逐渐屈服, 第 8 级循环后, 由于耗能梁段屈曲, 框架承担的内力迅速增大, 约 2/3 截面达到屈服应力。

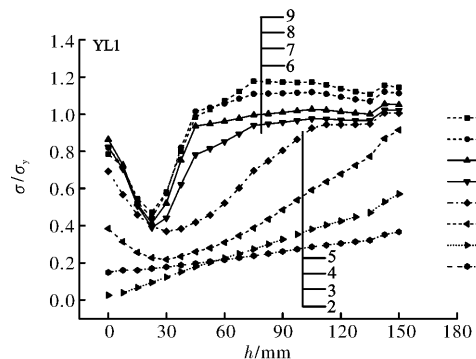
3.2 耗能梁段转角与层间位移角

HEY 试件塑性铰力学模型见图 10, γ_p 为耗能梁段塑性转角, θ_p 为框架层间位移角。耗能梁段的弹塑性变形能力可以用塑性转角 $\gamma_p = \Delta_p/e$ 衡量, 美国 AISC 规范^[18]规定剪切屈服型耗能梁段的塑性转角为 0.08 rad; 文献^[19]的研究表明低屈

服点耗能梁段的塑性转角可达 0.20 rad, 但未考虑



(a) YL1 耗能梁段上端截面



(b) YL1 框架柱底部截面

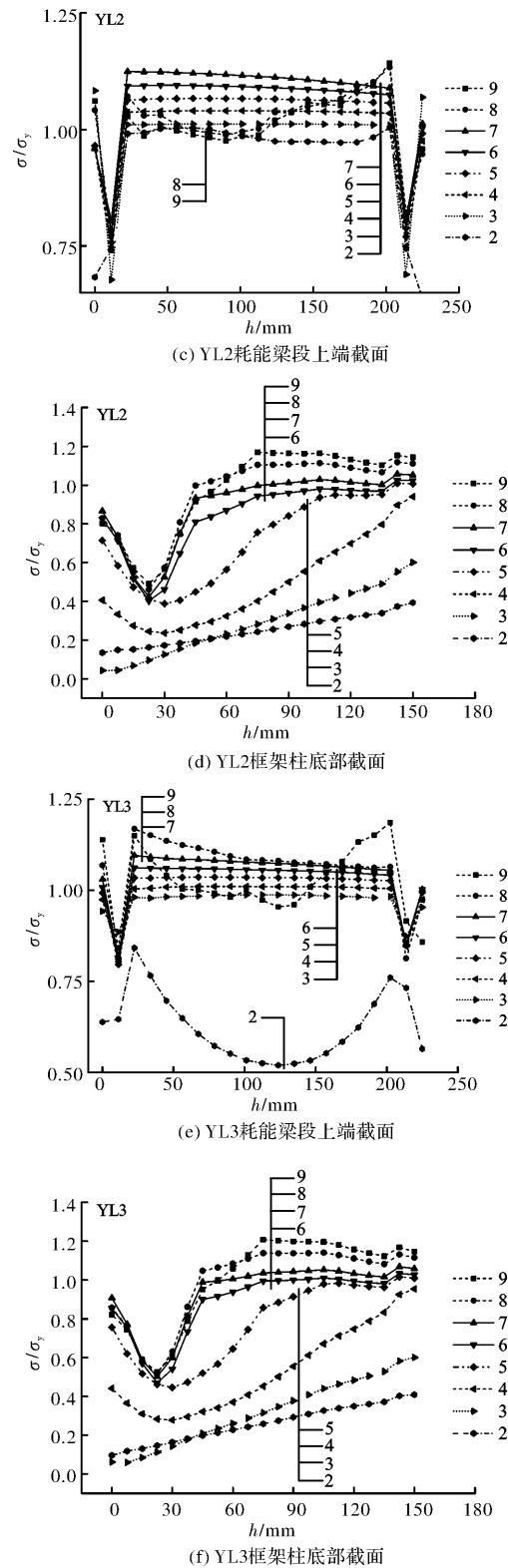


图 9 构件截面 Mises 应力分布

Fig. 9 Section Mises stress distribution of structural members

框架的作用; 文献[1]中剪切屈服型耗能梁段的塑性转角达到 0.12rad.

耗能梁段塑性转角与框架层间位移角之间的关系见表 6, 由表可知, 文献[20]规定的弹塑性层间位移角为 0.02, 相同塑性转角条件下, 耗能梁段越长, 所需要的层间位移越大, 引起的框架梁

的弯矩越大, 塑性铰出现在框架梁的端部, 甚至断裂^[1].

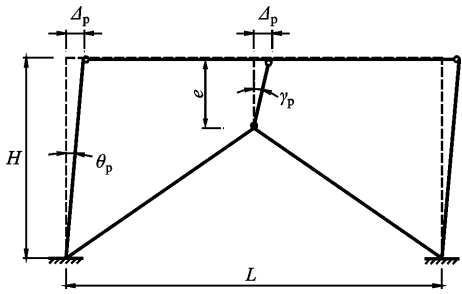


图 10 HEY 试件塑性铰力学模型

表 6 耗能梁段塑性转角与层间位移角关系

Tab. 6 Relationship of link plastic rotation and storey drift

θ_p/ad	γ_p/rad	$\theta_p/\gamma_p(e/H)$	e/mm
0.02 ^[19]	0.08 ^[17]	0.25	450
0.02 ^[19]	0.12 ^[1]	0.15	270
0.02 ^[19]	0.20 ^[18]	0.10	180

在耗能梁段长度选取的时候应考虑梁段塑性转动能力与框架层间位移角的变形协调关系, 防止耗能梁段的弹塑性变形尚未充分发挥而框架已变形严重, 造成震后修复困难. 综上, Y 形偏心支撑钢框架耗能梁段长度 e 不宜超过 $0.25H$.

4 结论

- (1) 耗能梁段长度 Y 形偏心支撑钢框架初始刚度和刚度退化影响较大, 对极限承载力影响较小.
- (2) 在 0.02 层间位移角之前, 耗能梁段越短, 耗散能量越多; 0.02 之后, 三者相差很小.
- (3) 为保证耗能梁段工作性能和震后可修复性, Y 形偏心支撑钢框架耗能梁段长度不宜超过 $0.25H$.

参考文献 References

[1] 段留省, 苏明周, 焦培培, 等. 高强钢组合 Y 形偏心支撑钢框架抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2014, 35(12): 89-96.

DUAN Liusheng, SU Mingzhou, JIAO Peipei, et al. Experimental study on seismic behavior of high strength steel composite Y-type eccentrically braced frames[J]. Journal of Building Structures, 2014, 35 (12): 89-96.

[2] 于安林, 赵宝成, 李仁达, 等. 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, 2009, 29(6): 143-148.

YU Anlin, ZHAO Baocheng, LI Renda, et al. Experimental study on effect of link beam web depth-thickness ratio on energy-dissipation of Y-shaped eccentric

- cally braced steel frames[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2009, 29(6): 143-148.
- [3] 赵宝成, 于安林, 沈淼, 等. Y形偏心支撑耗能段长度对结构抗震性能的影响[J]. 沈阳建筑大学学报(自然科学版), 2012, 28(1): 1-7.
ZHAO Baocheng, YU Anlin, SHEN Miao, et al. Study on links length effect on Y-eccentrically braced frames seismic performance[J]. Journal of Shenyang Jianzhu University (Natural Science), 2012, 28(1): 1-7.
- [4] 连鸣, 苏明周, 李慎等. Y形偏心支撑高强钢框架结构抗震性能振动台试验研究[J]. 建筑结构学报, 2015, 36(8): 24-31.
LIAN Ming, SU Mingzhou, LI Shen, et al. Shake table test of seismic performance of high strength steel frames with Y-eccentric braces[J]. Journal of Building Structures, 2015, 36(8): 24-31.
- [5] WANG F, SU M, HONG M, et al. Cyclic behaviour of Y-shaped eccentrically braced frames fabricated with high-strength steel composite[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2016, 120: 176-187.
- [6] MONTUORI R, NASTRI E, PILUSO V. Theory of plastic mechanism control for eccentrically braced frames with inverted y-scheme[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2014, 92: 122-135.
- [7] MONTUORI R, NASTRI E, PILUSO V. Rigid-plastic analysis and moment-shear interaction for hierarchy criteria of inverted Y EB-Frames[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2014, 95: 71-80.
- [8] 赵宝成, 于安林, 王军良, 等. 内填Y形钢支撑加固多层钢筋混凝土框架结构滞回性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2013, 34(8): 107-118.
ZHAO Baocheng, YU Anlin, WANG Junliang, et al. Experimental investigation of hysteretic behavior of RC frames filled with Y-steel brace[J]. Journal of Building Structures, 2013, 34(8): 107-118.
- [9] 施宇, 于安林, 孙国华, 等. Y型偏心钢支撑加固弱柱RC框架的滞回性能试验[J]. 地震工程与工程振动, 2014, 34(3): 142-150.
SHI Yu, YU Anlin, SUN Guohua, et al. Cyclic test of RC frames with weak columns retrofitted by Y shaped eccentric brace[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2014, 34(3): 142-150.
- [10] DURUCAN C, DICLELI M. Analytical study on seismic retrofitting of reinforced concrete buildings using steel braces with shear link[J]. Engineering Structures, 2010, 32(10): 2995-3010.
- [11] SHAYANFAR M A, REZAEIAN A, ZANGANEH A. Seismic performance of eccentrically braced frame with vertical link using PBPD method[J]. Structural Design of Tall and Special Buildings, 2014, 23(1): 1-21.
- [12] 段留省, 苏明周. 高强钢组合K形偏心支撑钢框架震后修复试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2015, 35(4): 198-205.
DUAN Liusheng, SU Mingzhou. Experimental study on seismic retrofit of high strength steel composite K-type eccentrically braced frames Journal of Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2015, 35(4): 198-205.
- [13] 纪晓东, 马琦峰, 王彦栋, 等. 钢连梁可更换消能梁段抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2014, 35(6): 1-11.
JI Xiaodong, MA Qifeng, WANG Yandong, et al. Cyclic tests of replaceable shear links in steel coupling beams[J]. Journal of Building Structures, 2014, 35(6): 1-11.
- [14] 纪晓东, 王彦栋, 马琦峰, 等. 可更换钢连梁抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2015, 36(10): 1-10.
JI Xiaodong, WANG Yandong, MA Qifeng, et al. Experimental study on seismic behavior of replaceable steel coupling beams[J]. Journal of Building Structures, 2015, 36(10): 1-10.
- [15] JI X, WANG Y, MA Q, et al. Cyclic Behavior of Very Short Steel Shear Links[J]. Journal of Structural Engineering, 2015, 142(2): 04015114.
- [16] 段留省, 苏明周. 高强钢组合K形偏心支撑钢框架抗震性能分析[J]. 西安建筑科技大学学报(自然科学版), 2015, 47(1): 46-50, 61.
DUAN Liusheng, SU Mingzhou. Seismic behavior analysis of high strength steel composite K-type eccentrically braced frames loading[J]. J. Xi'an Univ. of Arch. & Tech.: Natural Science Edition, 2015, 47(1): 46-50, 61.
- [17] 段留省. 高强钢组合偏心支撑钢框架抗震性能与震后修复研究[D], 西安: 西安建筑科技大学, 2014.
DUAN Liusheng. Seismic behavior and retrofitting study of high strength steel composite eccentrically braced frames[D], Xi'an: Xi'an Univ. of Arch. & Tech., 2014.
- [18] AISI. Seismic Provision for Structure Steel Buildings: ANSI/AISC341-10[S]. Chicago: American institute of steel construction, 2010.
- [19] DUSICKA P, ITANI A, BUCKLE I. Cyclic behavior of shear links of various grades of plate steel[J]. Journal of Structural Engineering, 2010, 136(4): 370-378.
- [20] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑抗震设计规范: GB50011-2010[S], 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the P. R. China. Code for seismic design of buildings: GB 50011-2001[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.