

自复位平面钢框架推覆分析*

张艳霞^{1,2}, 叶吉健¹, 赵微¹, 李瑞¹, 刘学春²

(1. 北京建筑大学 工程结构与新材料北京高等学校工程研究中心, 北京 100044;

2. 北京工业大学 建筑工程学院, 北京 100124)

摘要: 运用 ABAQUS 有限元软件对一榀四层两跨平面钢框架进行静力弹塑性分析, 分别计算钢材强度为 Q345、Q420 和 Q460 三榀自复位钢框架, 探讨自复位平面钢框架的抗震性能, 并着重讨论钢材强度对自复位性能的影响。结果表明, 钢材强度的提高对减小结构塑性、残余侧移有较明显的作用, 但未彻底避免柱底塑性的产生。对相对内转角和摩擦耗能也有一定影响, 但是对钢绞线预应力影响不大。

关键词: 自复位平面钢框架; 钢结构; 平面框架; 静力弹塑性; 高强钢

中图分类号: TV352

文献标识码: A

文章编号: 1000-0666(2014)03-0476-08

0 引言

与传统钢框架不同, 自复位钢框架梁与柱通过槽钢和预应力钢绞线连接, 在地震作用下, 梁柱截面张开, 通过梁腹板与槽钢之间的摩擦耗散能量。开口之后预应力钢绞线伸长, 钢绞线的拉力提供框架自复位的恢复力。传统钢框架节点一般采用刚接节点, 在地震作用下, 梁端承担弯矩, 通过梁端塑性变形耗散地震能量。但是在 1994 年美国北岭地震和 1995 年日本阪神地震中大量钢框架发生脆性破坏, 主要集中在梁柱翼缘焊接部位。震后残余变形大, 修复难度大、成本高 (Miller, 1998)。为了避免此类问题, 1997 年 Garlock 提出了自复位钢框架结构, 力求实现结构在震后无需修复或稍加修复即可恢复其使用功能 (Garlock *et al.*, 2007)。本文运用 ABAQUS 有限元软件对一榀四层两跨腹板摩擦耗能的自复位平面钢框架进行静力弹塑性分析 (石亦平, 周玉蓉, 2006; 马晓峰, 2013), 分别选取钢材强度为 Q345、Q420 和 Q460 三榀自复位钢框架, 探讨自复位平面钢框架的抗震性能和自复位性能, 并着重讨论钢材强度对平面钢框架受力性能的影响, 为进一步试验研究做准备。

1 模型构造及尺寸

腹板摩擦耗能的自复位梁柱节点构造如图 1a 所示, 槽钢与柱翼缘焊接, 与梁腹板通过高强螺栓连接。通过槽钢与梁腹板之间的摩擦耗散地震能量, 与梁平行的预应力索将梁柱压紧, 并提供恢复力, 使结构在地震作用后能恢复到原来位置。图 1b 为腹板摩擦耗能的自复位梁柱节点的开口示意图 (Ricles *et al.*, 2010)。

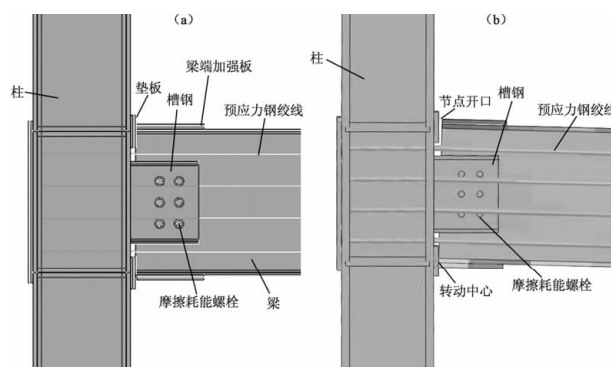


图1 腹板摩擦耗能的自复位梁柱节点构造 (a) 和开口示意图 (b)

Fig. 1 Schematic of dissipation beam-column node structure (a) and open (b) of SC-MRF of web friction energy

* 收稿日期: 2013-10-10.

基金项目: 国家自然科学基金 (51278027)、国家自然科学基金重点 (51038006) 和城市地下空间开发利用中的基础理论和关键技术研究创新团队 (PMX2013_014210_00016) 联合资助。

本文四层两跨自复位平面钢框架模型参考 Garlock 等 (2005) 的试验框架, 底层层高 2.75 m, 二至四层层高均为 2.25 m (图 2), 构件尺寸详见表 1。梁腹板两侧均与槽钢之间设置黄铜板摩擦耗能件, 摩擦系数为 0.35 (Tsai *et al.*, 2008)。预应力钢绞线公称直径 21.6 mm, 公称截面积为 285 mm², 钢绞线分布在梁腹板两侧, 沿梁高均匀布置, 一至三层每层 8 根, 四层 6 根。为考察不同预应力值对框架中节点自复位性能的影响, 对各层预应力钢绞线施加不同的初始预应力值。单根钢绞线的初始预拉力一至四层分别为 114 kN、108 kN、72 kN 和 40 kN。槽钢与梁腹板采用 10.9 级 M20 高强螺栓连接, 每个螺栓预紧力为 155 kN。顶层每个槽钢布置 4 个高强螺栓, 其它层布置 6 个构件尺寸详见表 1。本文主要分析三榀平面框架模型, 其截面尺寸和构造等条件均相同, 仅钢材强度不同。钢材强度分别为 Q345、Q420 和 Q460 级, 分别称作框架 S-1、框架 S-2 和框架 S-3。

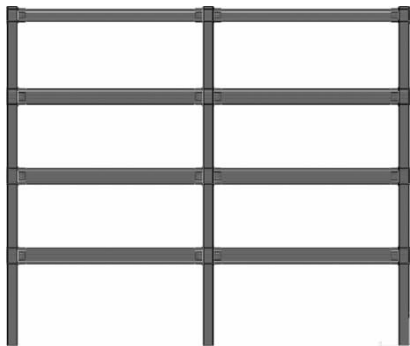


图 2 4 层 2 跨 SC-MRF 框架
Fig. 2 SC-MRF frame of four layer and two span

表 1 构件尺寸表
Tab. 1 Component size

截面构件	1~3 层尺寸/mm	4 层尺寸/mm
柱	300×300×16×26	
柱翼缘加强板	16×100×300	
柱肋板	14×248×142	11×248×142
节点域加强板	30×248×422	30×248×328
梁	450×200×9×14	350×175×7×11
梁翼缘加强板	16×200×210	16×175×210
槽钢	250×80×9×12	180×70×9×10.5
预应力钢绞线	直径 21.6 mm, 公称面积 285 mm ²	
高强螺栓	6×M20 (10.9 级)	4×M20 (10.9 级)

2 构件材料性能

钢材 Q345、Q420、Q460 的应力—应变关系曲线均采用只考虑强化阶段三折线模型 (戴国欣等, 2012) (图 3)。Q345 取 $\sigma_y=345$ MPa, $\varepsilon_y=0.17\%$, $E=2.06\times10^5$ MPa, $\sigma_u=480$ MPa, $\varepsilon_u=2.1\%$, 泊松比 $\nu=0.3$; Q420 取 $\sigma_y=420$ MPa, $\varepsilon_y=0.2\%$, $E=2.06\times10^5$ MPa, $\sigma_u=520$ MPa, $\varepsilon_u=2.6\%$, 泊松比 $\nu=0.3$ 。Q460 取 $\sigma_y=460$ MPa (陆新征等, 2009), $\varepsilon_y=0.22\%$, $E=2.06\times10^5$ MPa, $\sigma_u=550$ MPa, $\varepsilon_u=2.4\%$, 泊松比 $\nu=0.3$ 。预应力钢绞线只定义其弹性, $E=2.06\times10^5$ MPa, 热膨胀系数 $\alpha_s=0.14\times10^{-6}\cdot\text{c}^{-1}$, 泊松比 $\nu=0.3$ (预应力钢结构技术规程, 2006; 低合金高强度结构钢, 2008)。

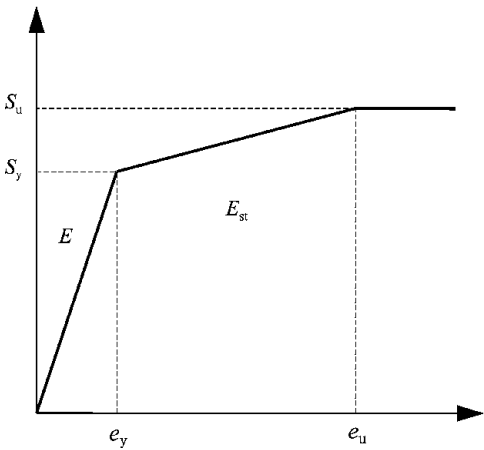


图 3 材料应力—应变三折线模型
Fig. 3 Steel stress-strain trilinear model

3 加载制度

分析过程中采用倒三角位移循环加载模式加载至层间位移角 2% 时, 停止加载, 放开位移约束 (陆新征等, 2009) (图 4)。各级层间位移角分别为 0.375%、0.5%、0.75%、1%、1.5% 和 2% (FEMA-350, 2000)。

4 结果分析对比

4.1 Mises 应力

由于预应力钢绞线有初始预拉力, 梁在加载

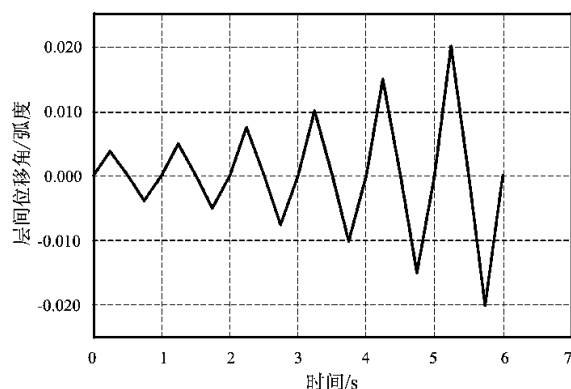


图4 加载制度曲线

Fig. 4 Loading system curve

前就处于受压状态,最大应力位于一层梁上层翼缘。随着加载过程的进行,最大应力位置逐渐转移到柱底翼缘处。层间位移角为2%时,框架S-1最大应力位于左柱柱底翼缘,数值达351.9 MPa。框架S-2最大应力位于右柱柱底翼缘,数值达477.8 MPa。框架S-3最大应力位于中柱柱底翼缘,数值达523.1 MPa(图5)。

4.2 塑性应变

自复位框架塑性只在柱底与一层梁出现,自复位梁出现塑性主要是由加载部位处局部受力过大导致,柱子塑性主要是加载后期层间位移角过大导致。塑性应变的发展过程与Mises应力发展过程基本一致,S-1、S-2塑性最早出现于层间位移角1%的加载循环,层间位移角为1%时,等效塑性应变分别 $1.794\text{E}-3$ 和 $2.077\text{E}-4$ 。加载至层间位移角2%时,最大等效塑性应变PEEQ分别增至 $2.71\text{E}-2$ 和 $1.575\text{E}-2$ 。塑性S-3最早出现于层间位移角为1.5%的加载循环,层间位移角为1.5%时,等效塑性应变为 $3.173\text{E}-3$ 。加载至层间位移角为2%时,最大等效塑性应变PEEQ为 $1.533\text{E}-2$,如图6所示。由此可见,随着钢材强度等级的提高,自复位钢框架柱底等效塑性应变减小的趋势明显。提高钢材强度虽不能完全消除塑性,但延缓了塑性最早出现的时间,使自复位钢框架具备更大的弹性侧移能力。

4.3 残余变形

表2为三榀框架的残余侧移角,表中层间侧移角为正号表示框架往左侧偏移,负号表示框架往右侧偏移。从表中可以看出,三榀框架的残余侧移角均很小,最大残余侧移角仅为框架S-1底

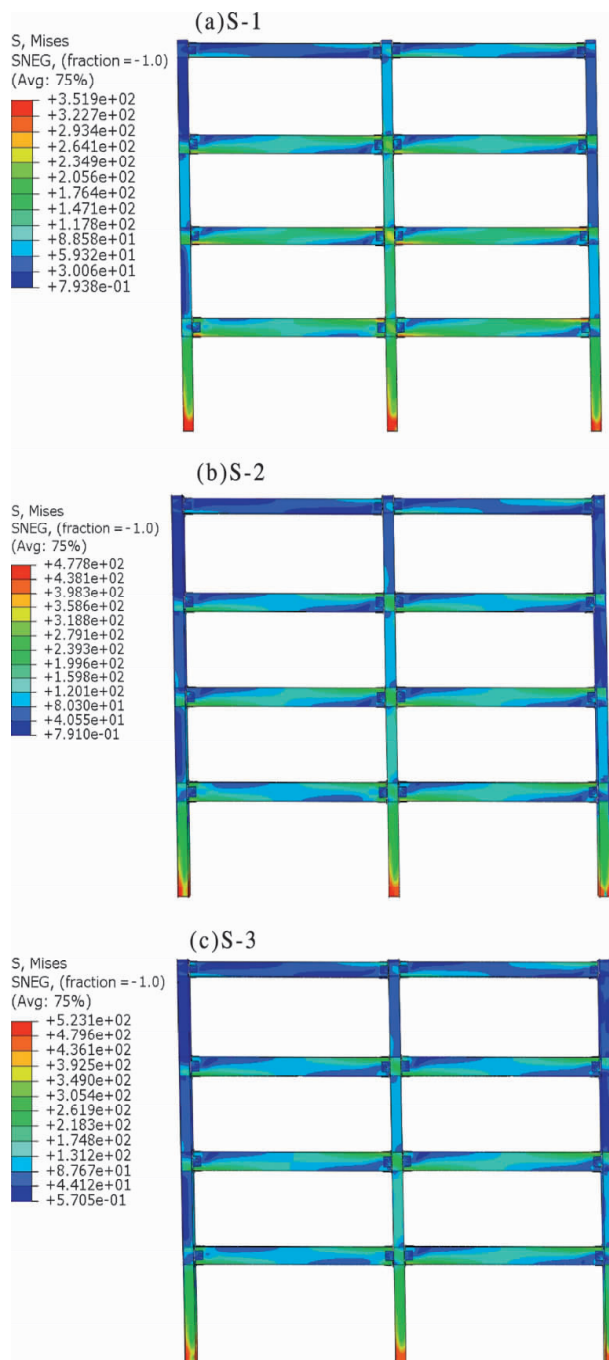


图5 框架最大 Mises 应力云图

Fig. 5 The maximum Mises stress nephogram of frame

表2 残余侧移角 (%)

Tab. 2 Residual drift (%)

模型	一层	二层	三层	四层
模型 S-1	0.22	0.007 2	0.003 1	-0.000 32
模型 S-2	0.011 7	-0.043 5	-0.020	-0.016 8
模型 S-3	0.081 2	-0.018 2	-0.013 4	-0.015 2

层的0.22%，表示自复位钢框架有很好的自复位性能，残余侧移角小。其中S-1残余侧移角主要集中在底层，二至四层残余侧移角甚至小于其他两榀更高强度钢框架相应层数的残余侧移角，其主要原因为S-1钢材强度低，底层塑性发展严重，变形主要集中在底层。同时，钢材强度等级提高至S-2，最大残余侧移角明显减小，但S-3与S-2相比并无明显变化，这说明钢材强度提高到一定程度能提升自复位钢框架的自复位能力，再继续提高效果不明显。

4.4 基底剪力与层间侧移角的关系曲线

三榀框架基底剪力与层间侧移角的关系曲线

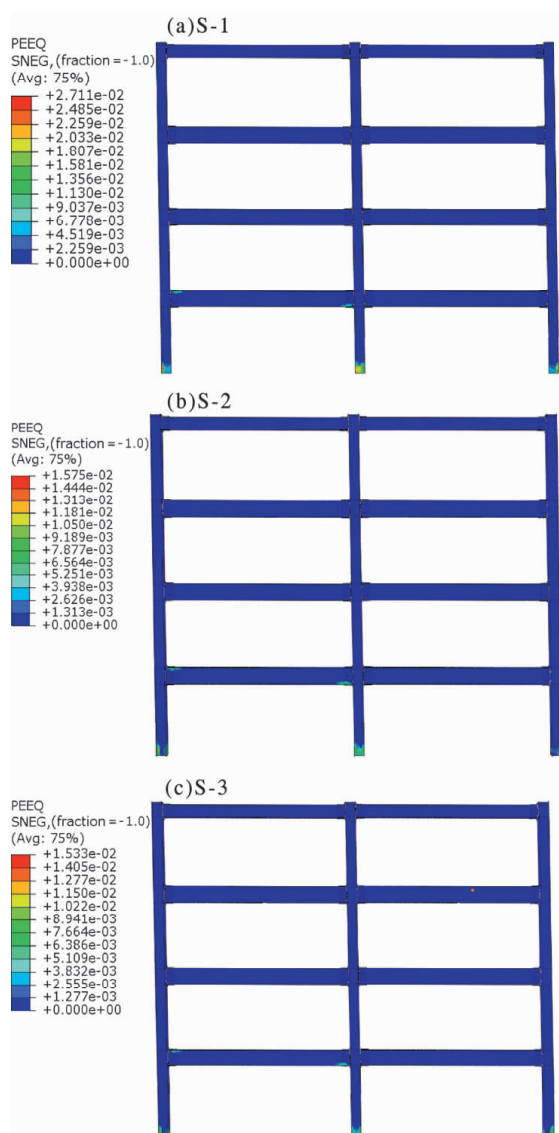


图6 框架最终等效塑性应变 PEEQ 云图

Fig. 6 The final equivalent plastic strain PEEQ nephogram of frame

如图6所示。S-1最大基底剪力为1367.1 kN，S-2和S-3分别增至1732.6 kN、1862.27 kN。由图7a可以看出S-1的基底剪力与层间侧移明显比S-2和S-3饱满，这由于S-1柱底塑性发展较S-2和S-3严重。S-1与S-2塑性发展主要出现在层间侧移角为1.5%和2%时的加载循环，S-3则主要出现在层间侧移角为2%时的加载循环，这同样说明钢材强度提高延缓了柱底塑性的发展。

4.5 摩擦耗能

框架梁柱节点通过槽钢处摩擦来消耗能量。整个加载中，三榀框架S-1，S-2和S-3总的输入能量分别为 1.73×10^5 J， 1.46×10^5 J和 $1.45 \times$

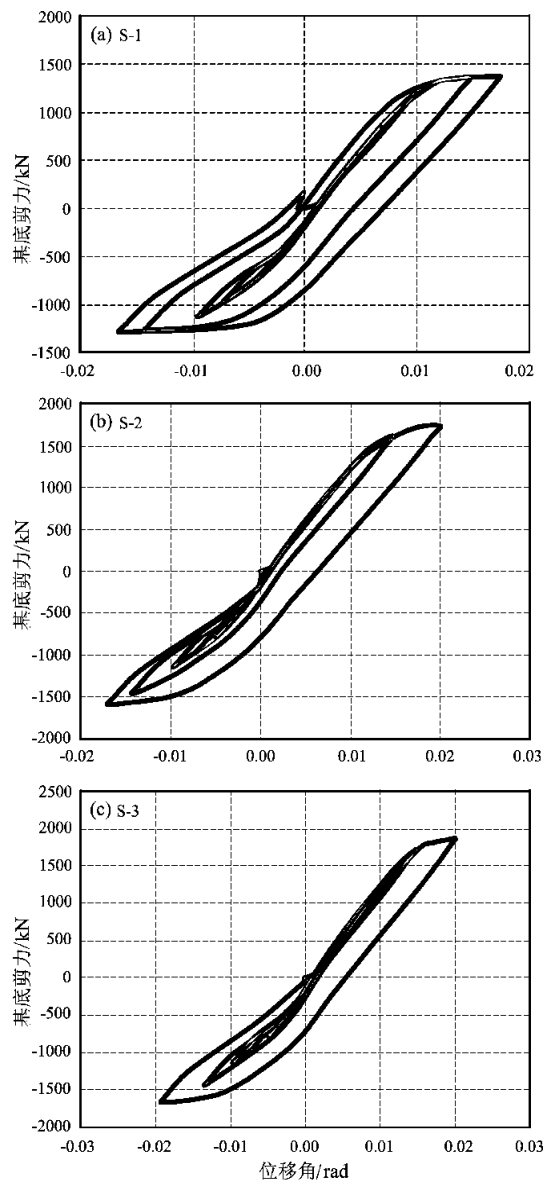


图7 框架基底剪力曲线

Fig. 7 Base shear curve of frame

10^5 J。摩擦消耗的能量分别为 7.9×10^4 J, 8.3×10^4 J 和 8.57×10^4 J。整个加载过程累积的耗能比例详见表 3。

表 3 摩擦耗能比例 (%)

Tab. 3 Friction energy dissipation ratio

耗能项	模型 S-1	模型 S-2	模型 S-3
摩擦耗能比	45.58	56.9	59.1

随着钢材强度等级的提高, 整个加载过程三榀框架消耗的总能量降低, 摩擦耗能增大, 累积摩擦耗能比例增大趋势明显。

图 8 为框架每个加载循环摩擦耗能占该圈总能量的比例曲线。由图可知, 三榀框架单循环最大摩擦耗能比均位于位移角为 1% 加载循环。位移角

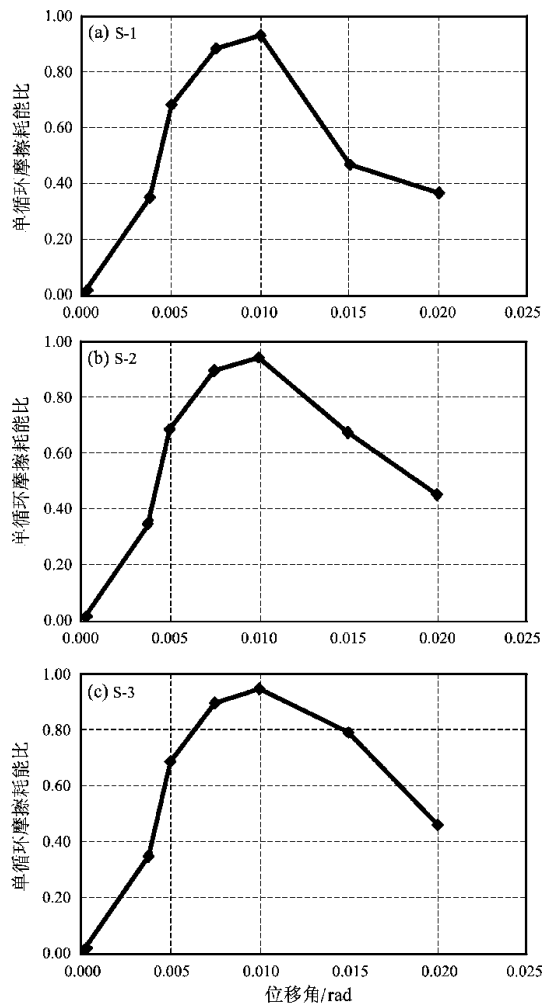


图 8 框架各加载循环摩擦耗能比例曲线

Fig. 8 Each loading cycle friction energy dissipation ratio curve of frame

1% 时, S-1、S-2 和 S-3 框架摩擦耗能比分别高达 92.84%、94.68% 和 94.75%。S-1 和 S-2 在位移角 1.5% 加载循环下降明显, S-3 则在位移角为 2% 加载循环下降明显, 这与塑性发展趋势相符。

4.6 钢绞线预应力

梁柱截面张开时, 预应力钢绞线伸长, 索力值增大, 梁柱截面闭合后, 预应力索基本恢复到原来的长度和索力值 (潘振华等, 2011; Garlock *et al.*, 2005)。由于篇幅有限, 笔者仅列出三榀框架第三层预应力钢绞线拉力与层间位移的关系, 如图 9 所示, 详细数据列于表 4 中, 表中 T_{\max} 为最大预应力钢绞线拉力, ΔT 为预应力损失, T_u 为钢绞线极限抗拉强度 (Ricles *et al.*, 2010)。钢绞线在 S-3 一层最大索力为 $0.35 T_u$, 远远小于钢绞线的极限索力, 同时可以看出, 钢材强度对预应

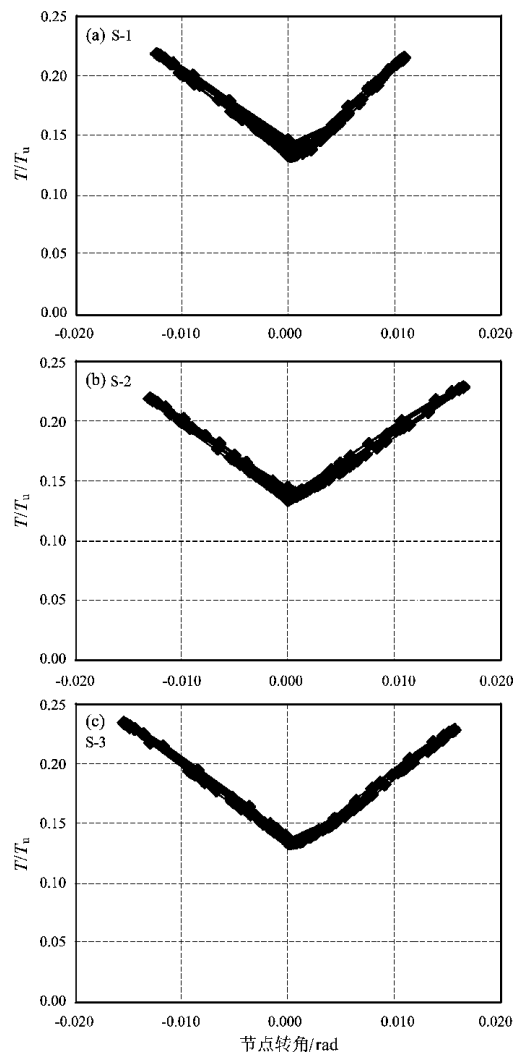


图 9 框架第三层预应力钢绞线拉力

Fig. 9 PT tension of the third level of frame

力钢绞线的受力影响不大。

从表 4 可知，钢绞线最大预应力值为 186.78 kN，远小于钢绞线的屈服荷载 530.1 kN，同时预应力钢绞线的力值损失较小，随着强度提高，损失值略有下降。最大损失为 S-1 的一层钢绞线，数值为 1.85 kN。

表 4 预应力钢绞线力值
Tab. 4 PT tension force value

模型	层数	T_{\max}/kN	$\Delta T/\text{kN}$	T_u/kN	T_{\max}/T_u	$\Delta T/T_u(\%)$
模型 S-1	四层	86.74	1.16	530.1	0.16	0.22
	三层	116.58	0.53	530.1	0.22	0.1
	二层	156.15	0.33	530.1	0.29	0.061
	一层	171.03	1.85	530.1	0.32	0.35
模型 S-2	四层	86.89	0.10	530.1	0.16	0.019
	三层	121.16	0.36	530.1	0.23	0.068
	二层	158.35	0.84	530.1	0.30	0.16
	一层	178.35	1.45	530.1	0.34	0.27
模型 S-3	四层	94.51	0.48	530.1	0.18	0.091
	三层	124.77	0.78	530.1	0.24	0.148
	二层	166.53	1.07	530.1	0.31	0.202
	一层	186.78	0.22	530.1	0.35	0.042

4.7 框架节点性能

当三榀框架层间侧移角达到一定数值、节点弯矩达到临界开口弯矩时，梁柱截面脱开，开始出现内转角，框架恢复到初始位置后，内转角也随之减小为零，梁柱截面重新闭合（Lin *et al.*，2013）。由于篇幅有限，笔者仅讨论框架 4 号节点的转动能力，其它节点的规律类似。4 号节点详细数据详见表 5， $Q_{s,\max}$ 为最大层间侧移角， $Q_{r,\max}$ 为最大相对转角， $C_{rs,\max}$ 由 $Q_{r,\max}/Q_{s,\max}$ 计算得出（Ricles，2010；Lin *et al.*，2013）。由表中数据可知，四层框架内转角均小于层间位移角，底层和四层略大于二三层，数据均大于 0.7，表明自复位钢框架节点有较好的转动能力。横向比较三榀框架同层节点的内转角数值，发现提高钢材强度等级，主体构件塑性变形减小，导致框架内转角略有增大。

图 10 中三榀框架的三层 4 号节点的弯矩—转角曲线除转角大小稍有差异外，其它基本一致，这表明钢材强度对节点的弯矩—转角曲线影响不明显。

表 5 框架 4 号节点转角

Tab. 5 The 4th joint rotation

模型	层数	$\theta_{s,\max}(\%)$	$\theta_{r,\max}/\%$	$C_{rs,\max}$
模型 S-1	四层	2	1.66	0.83
	三层		1.56	0.78
	二层		1.52	0.76
	一层		1.84	0.92
模型 S-2	四层	2	1.66	0.83
	三层		1.64	0.82
	二层		1.52	0.76
	一层		1.86	0.93
模型 S-3	四层	2	1.74	0.87
	三层		1.54	0.77
	二层		1.54	0.77
	一层		1.88	0.94

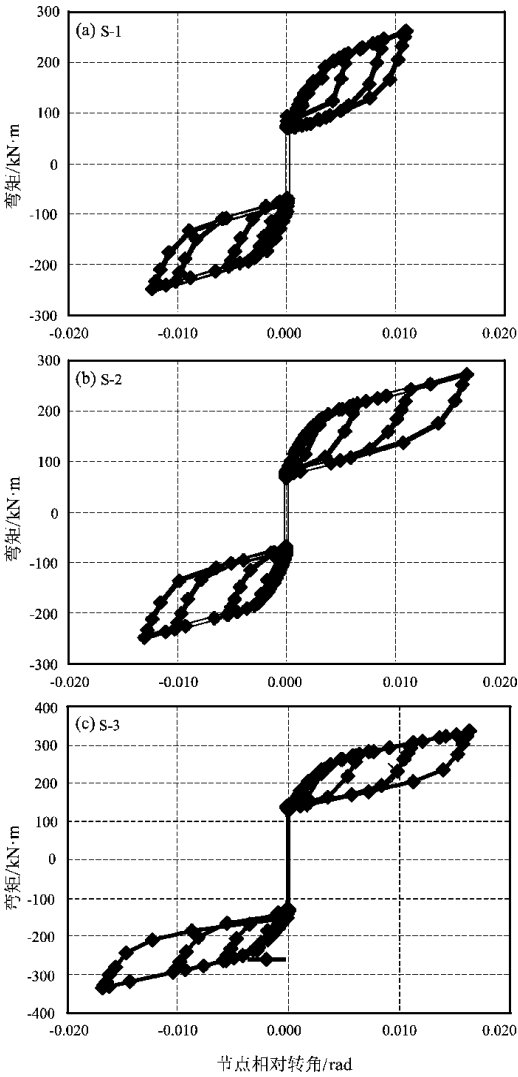


图 10 三榀框架 3 层 4 号节点弯矩—转角曲线
Fig. 10 Moment-rotation curve of 4th joint of 3 level of three frame

对典型框架 S-2 的 4 号节点弯矩转角关系进行分析 (图 11), 发现节点临界开口弯矩沿层数逐层减小。摩擦耗能面积由于螺栓数不同和节点相对转角大小差异而略有不同。

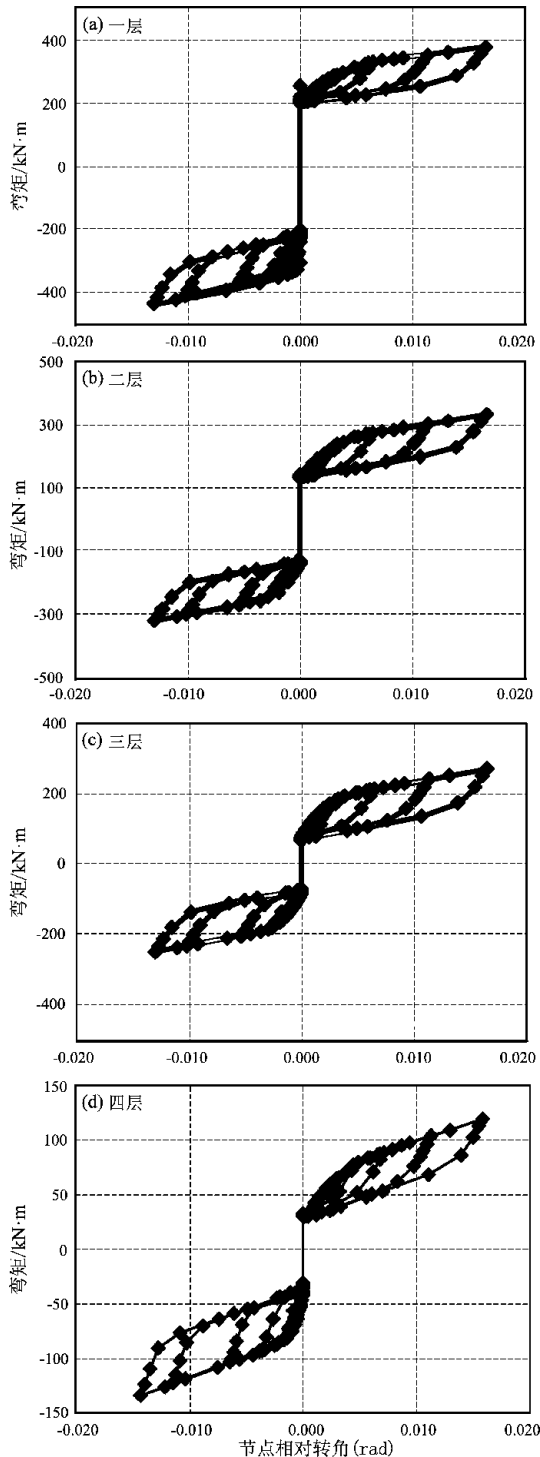


图 11 典型框架 S-2 的 4 号节点弯矩转角关系曲线
Fig. 11 Moment-rotation curves of 4th joint of typical S-2 frame

5 结论

通过对钢材强度分别为 Q345、Q420 和 Q460 等级的三榀四层两跨平面自复位钢框架进行静力弹塑性分析, 得出以下结论:

(1) 不同钢材等级的三榀自复位平面钢框架均能实现自复位机制, 有较好的自复位性能, 钢框架残余变形较小。这对减小震后修复成本和修复难度均有重要意义。

(2) 随着框架钢材强度等级的提高, 自复位钢框架的 Mises 应力增大, 塑性明显减小。自复位柱底虽不能完全避免进入塑性, 但是提高钢材强度等级大大延缓了框架塑性的发展。

(3) 提高自复位钢框架钢材强度等级, 框架摩擦耗能的比例明显增大, 最大耗能的合理层间侧移角在 1% 至 1.5% 之间。

(4) 随着钢材强度等级的提高, 自复位钢框架梁柱节点的内转角亦略有增大。

(5) 提高钢材强度对钢绞线索力的大小和预应力损失影响较小, 对各层节点的弯矩—转角关系影响也不大。

(6) 钢材强度从 Q345 提高至 Q420, 残余侧移角减小幅度大, 自复位钢框架的自复位能力提升明显, 性价比较高。继续提高至 Q460, 框架的自复位能力继续提高, 但幅度相对低, 性价比不高。

参考文献:

- 戴国欣, 王飞, 施刚, 等. 2012. Q345 与 Q460 结构钢材单调和循环加载性能比较[J]. 工业建筑, 42(1): 13-17.
- 陆新征, 叶列平, 缪志伟. 2009. 建筑抗震弹塑性分析——原理、模型与 ABAQUS, MSC. MARC 和 SAP 2000 上的实践[M]. 北京: 中国建筑工业出版社.
- 马晓峰. 2013. ABAQUS 6.11 有限元分析从入门到精通[M]. 北京: 清华大学出版社.
- 潘振华, 潘鹏, 叶列平, 等. 2011. 自复位钢框架节点有限元模拟及参数分析[J]. 建筑结构学报, 32(3): 35-42.
- 石亦平, 周玉蓉. 2006. ABAQUS 有限元分析实例详解[M]. 北京: 机械工业出版社.
- FEMA-350. 2000. Recommended Seismic Design Criteria For New Steel Moment-Frame Buildings[R]. Federal Emergency Management Agency.
- Garlock M., Ricles J. M., Sause R. 2005. Experimental Studies on Full-scale Posttensioned Steel Connections[J]. J. Struct. Eng., 131(3): 438-448.

- Garlock M. , Sause R. , Rides J. . 2007. Behavior and design of post-tensioned steel frame system[J]. J. Struct. Eng. , 133(3) : 389 – 399.
- Lin Y. C. , Sause P. E. , ASCEM. , *et al.* 2013. Seismic Performance of a Large-scale Steel Self-centering Moment Resisting Frame: MCE Hybrid Simulations and Quasi-static Pushover Tests [J]. J. Struct. Eng. , 139 : 1227 – 1236.
- Miller D. K. , 1998. Lessons Learned from the Northridge Earthquake[J]. Engineering Structure , 20 : 249 – 260.
- Ricles J. M. , Sause R. R. , Lin Y. C. , *et al.* 2010. Self-centering Moment Connections for Damage-free Seismic Response of Steel MRFs[C]// Structures Congress 2010. Reston Virginia: American Society of Civil Engineers, 955 – 966.
- Tsai K. C. , Chou C. C. , Lin C. L. , *et al.* 2008. Seismic Self-centering Steel Beam-to-column Moment Connections Using Bolted Friction Devices[J]. Earthquake Engng. Struct. Dyn. , 37 : 627 – 645.
- CECS 212—2006, 预应力钢结构技术规程[S].
- GB/T 1591 – 2008, 低合金高强度结构钢[S].

Pushover Analysis of Self-centering Steel Moment-resisting Plane Frame

ZHANG Yan-xia^{1,2}, YE Ji-jian¹, ZHAO Wei¹, LI Rui¹, LIU Xue-chun²

(1. *Beijing Higher Institution Engineering Research Centre of Structural Engineering and New Materials, University of Civil Engineering and Architecture, Beijing 100044, China*)

(2. *College of Architecture and Civil Engineering, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China*)

Abstract

The static elastic-plastic analysis of a four-story two-bay Self-centering Steel Moment-resisting Plane Frame (SC – MRFs) are conducted by FEA software ABAQUS, and three SC – MRFs with different steel strength of Q345, Q420 and Q460 are calculated. The seismic performance of SC – MRFs and the effect of steel strength on self-centering capability are discussed. The results indicate that the increment of steel strength has an obvious effect on decrement of structural plasticity and residual drift, but it can't completely avoid the plasticity of column bottom. Besides, it also affects connection relative rotation to some degree and friction energy dissipation, but has little influence on the loss of prestressing steel strand.

Key words: Self-centering Moment-resisting Frame (SC – MRFs); steel structure; plane frame; static elastic-plastic; high-strength steel