

罕遇地震下自复位钢框架抗震性能 参数分析*

张艳霞^{1,2}, 陈媛媛¹, 王宗洋¹, 费晨超¹

(1. 北京建筑大学 土木与交通工程学院, 北京 100044; 2. 北京建筑大学 工程结构与新材料
北京市高校工程研究中心, 北京 100044)

摘要: 分析研究对梁腹板带有摩擦阻尼器的自复位钢框架结构抗震性能起主要影响作用的钢绞线初始预应力值和摩擦阻尼器的摩擦力值这两项参数。首先, 采用 ABAQUS 有限元软件的连接单元法建立结构分析模型。然后, 对结构分析模型的计算参数进行取值。最后, 分析了预应力钢绞线的初始预应力值和摩擦阻尼器的摩擦力值这两项参数对自复位钢框架结构抗震性能的影响。

关键词: 自复位钢框架结构; 初始预应力值; 摩擦阻尼器的摩擦力值; 抗震性能

中图分类号: TV391

文献标识码: A

文章编号: 1000-0666(2016)02-0327-013

0 引言

1997 年 Pulis University 的 Garlock 提出了自复位钢框架结构, 与普通钢框架相比, 其在地震中变形基本相同, 但震后残余变形较小, 同时具有良好的耗能能力, 主体结构基本保持弹性, 能够实现“结构在中震后可立即使用, 大震时既保护生命又保护财产安全, 大震后既可修又快修”的性能化设计目标。之后被广泛研究的附加角钢耗能的自复位钢框架梁柱节点由里海大学 Ricles 等 (2001, 2002) 和 Garlock 等 (2003, 2005) 提出。近年来自复位钢框架结构逐渐成为国内外专家学者研究的热点。国外研究主要集中在不同耗能装置的自复位梁柱节点性能试验研究 (Wolski *et al.*, 2009)、有限元分析及理论模型的推导 (Kim, Christopoulos, 2008) 和自复位平面框架抗震性能的试验及有限元分析 (Lin *et al.*, 2013), 对于采用梁单元模拟自复位梁柱节点和整体结构抗震性能的研究较少。我国对自复位结构体系的研究正处于起步阶段 (张爱林等, 2013; 张艳霞等, 2014a), 仅有少量节点 (Zhang *et al.*, 2016) 和框架的试验和有限元分析成果, 还没有对自复位钢

框架整体结构的抗震性能参数进行分析。决定自复位梁柱节点弯矩—转角关系的主要因素是预应力钢绞线的初始预应力值和摩擦阻尼器的摩擦力值。本文主要针对自复位钢框架进行参数分析, 主要考察钢绞线初始预应力值和摩擦阻尼器的摩擦力值取值大小对自复位钢框架抗震性能的影响。

1 结构分析模型

1.1 结构概况

设定所研究的建筑为 6 层钢框架结构办公楼, 拟建于北京 (Ⅷ度抗震区), 平面尺寸为 40.5 m × 40.5 m, 每个方向 5 跨, 跨度为 8.1 m, 结构总高度为 21.9 m, 首层层高 3.9 m, 2~6 层层高均为 3.6 m。综合考虑建筑楼面做法及设备荷载, 并将内隔墙荷载等效折算为楼板面荷载, 恒载最终取为 6 kN/m² (包括楼板结构自重在内), 活荷载取 2 kN/m², 结构平面图如图 1a 所示。将此结构利用有限元软件 ABAQUS 建立自复位钢框架 (Self-Centering Steel Frame, 简称 SCF 框架) 整体模型, 如图 1b 所示。

图 1a 中框选的为 SCF 框架, 节点连接方式为自复位梁柱节点, 如图 2a 所示, 其余梁柱节点采

* 收稿日期: 2015-02-07.

基金项目: 国家自然科学基金面上项目 (51278027) 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_000166) 联合资助。

用铰接连接,截面尺寸见表 1。SCF 框架中自复位梁柱节点的基本构成包括框架梁、柱、预应力钢绞线、耗能装置,耗能装置包括梁腹板两侧的剪切板和耗能高强度螺栓(张艳霞等,2014b)。当地震作用达到一定程度时,梁柱的接触面张开(图 2b),耗能装置摩擦耗能,从而避免或减少了

钢框架梁和柱等主体构件的损坏。地震作用后,钢框架在预应力作用下可以自动复位,恢复结构原有的功能。SCF 框架中自复位梁柱节点为双剪切板,三排两列均匀布置。每个节点布置 8 根公称面积 285 mm^2 、抗拉强度等级为 1 860 MPa 的低松弛高强度钢绞线。

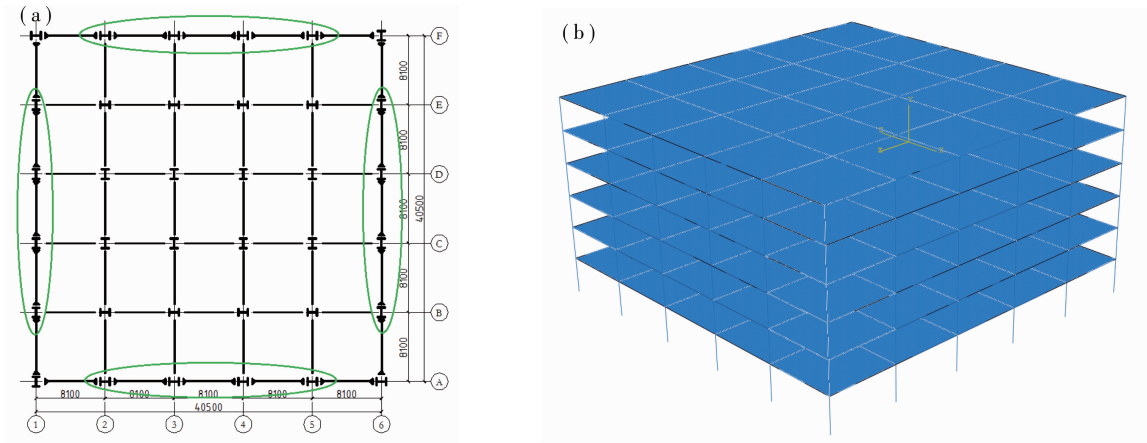


图 1 6 层自复位钢框架结构办公楼平面布置图 (a) 及其三维有限元模型 (b)
Fig. 1 Plan schematic of the six – layers office building with self – centering steel frame structure (a) and its 3D FEA model (b)

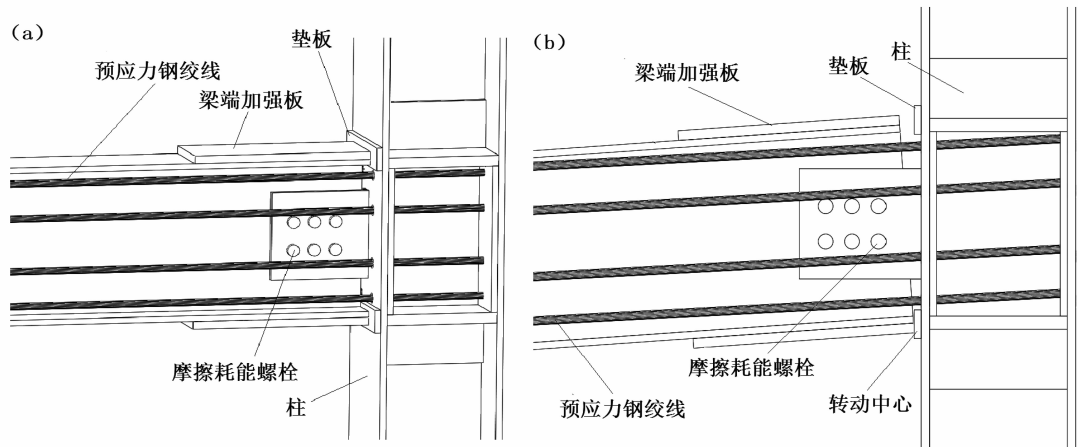


图 2 自复位梁柱节点构造 (a) 及开口 (b) 示意图
Fig. 2 Sketch map of structure (a) and gap opening (b) of self-centering beam – column joint

表 1 SCF 框架梁柱截面尺寸

Tab. 1 Cross – sectional dimensions of beam – column of SCF frame

截面	尺寸/mm	截面	尺寸/mm
自复位柱	600 × 600 × 16 × 26	铰接柱	400 × 400 × 12 × 20
自复位梁	600 × 300 × 16 × 22	铰接梁	450 × 300 × 11 × 18

1.2 结构有限元模型建立

1.2.1 单元类型的选择和网格划分

采用 ABAQUS 建立三维有限元模型。梁柱单

元采用能考虑剪切变形的铁木辛柯 (Timoshenko) 梁单元 B32。计算时,楼板单元采用陆新征等 (2009) 的 S4R 壳单元。为了兼顾整体模型的计算精度和计算效率,梁柱单元包括楼板的网格种子均定为 1 m 左右。

1.2.2 材料本构关系及荷载的定义

材料的弹性部分通过弹性模量和泊松比来定义,塑性部分数据以应力—应变曲线形式给出,预应力钢绞线弹性模量 $E = 2 \times 10^5\text{ MPa}$,泊松比 $\mu = 0.3$ (图 3)。梁柱均为 Q345B 钢材,为考虑包

辛格效应,采用双折线随动强化准则。楼板强度等级为 C30,按弹性材料考虑,弹性模量为 3.0×10^4 MPa。重力荷载代表值取结构自重标准值和各

可变荷载组合值之和,即按“ $1.0 \times \text{恒载} + 0.5 \times \text{活载(雪载)}$ ”计算,在建模时通过增大楼板密度加以考虑。

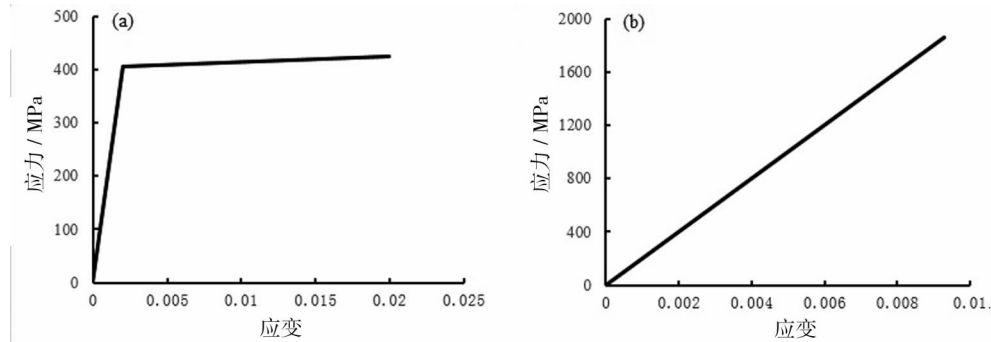


图3 材料应力—应变曲线

(a) Q345 钢材; (b) 预应力钢绞线

Fig. 3 Material stress - strain curve

(a) Q345 steel; (b) pre-stressed steel strand

1.2.3 节点定义

在整体自复位结构模型里面,通过定义非线性连接单元来模拟钢绞线的双折线滞回曲线和阻尼器摩擦的滞回曲线,进而实现节点自复位特性。自复位钢框架梁柱节点的弯矩—转角滞回曲线为双旗帜形,由预应力钢绞线的滞回曲线和摩擦阻尼器的滞回曲线两部分叠加而成 (Wolski *et al.*, 2009),如图4所示。对于预应力装配式钢框架梁柱节点,开口后为了提供足够的节点恢复力,保证节点能够自动复位,加载至1点时,梁开口一侧翼缘与柱翼缘之间压力恰好减为零,预应力钢绞线的初始预应力被抵消,故1点的弯矩 M_d 称为消压弯矩,继续加载到2点时,摩擦力逐渐增大至最大静摩擦力,即梁柱截面即将脱开。消压弯矩 M_d

必须大于摩擦弯矩 M_f ,即 $M_d \geq 0.5 M_{IG0}$ 。其中 M_{IG0} 称为节点临界开口弯矩, M_{IG0} 数值上等于 M_d 与 M_f 之和。否则,节点在预应力钢绞线作用下,节点开口保持不变,无法做到完全闭合,即节点丧失了自动复位能力。Garlock (2002) 根据试验结果,提出一个更保守的建议,即 $M_d \geq 0.6 M_{IG0}$, 确保节点的自复位性能。

在 ABAQUS 的 Interaction 模块下创建 Connector 弹簧,连接种类采用基本 (Basic) 连接器,其中平动自由度约束采用 join 单元,即同时约束3个平动自由度,不允许滑动。转动自由度定义为 rotation 约束,绕柱长和梁长两个方向的转动自由度定义成刚接,约束这两个方向的转动,绕垂直于梁柱平面转动轴转动的自由度包含两部分,一部分

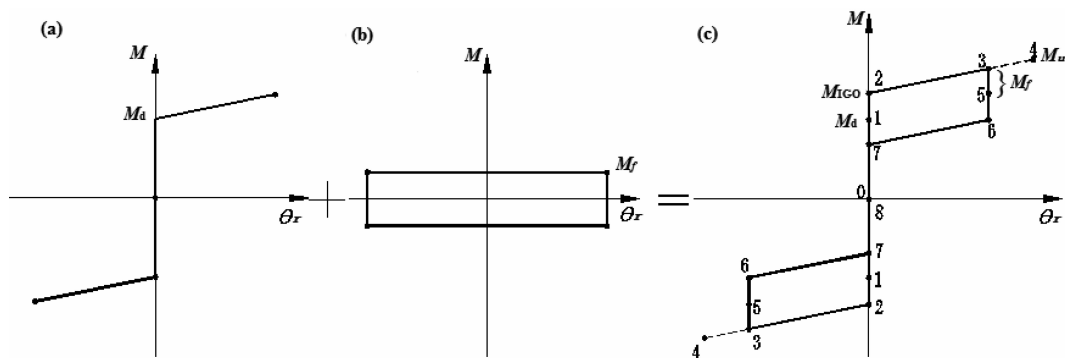


图4 自复位节点弯矩—转角曲线

(a) 预应力钢绞线; (b) 摩擦阻尼器; (c) 自复位节点

Fig. 4 $M - \theta_r$ curve of self-centering joint

(a) pre-stressed steel strand; (b) friction damper; (c) self-centering joint

用来对应模拟预应力钢绞线提供的刚度,再输入参数时,对话框分为两列,左边为弯矩,右边为内转角,按内转角从小到大分别输入图 5a 中各点的数值即可。另一部分用来模拟摩擦阻尼器提供的刚度,输入法向压力和摩擦系数使两者乘积等于 M_f 即可。刚接节点选用 beam 连接器,同时约束 6 个自由度,铰接节点选用 hinge 连接器,只有转动自由度,其他 5 个自由度也全部约束。将用该方法模拟的自复位梁柱节点弯矩—转角滞回曲线与已经完成的 3 个节点试验滞回曲线(张艳霞等,2015)相对比,表明节点刚度和弯矩值与试验值吻合较好,证明了该模拟分析方法的可行性。

1.2.4 边界条件与荷载施加

结构模型柱子底部全部固结,约束全部 6 个自

由度,地震力按照惯性力直接对整体结构施加加速度时程曲线。

2 计算参数取值

2.1 节点参数

每个节点按照框架梁截面高度,依次设置 8 根强度等级 1 860 MPa 的高强度预应力钢绞线,节点的初始预应力取值主要有 $0.1T_u$, $0.2T_u$, $0.3T_u$, $0.45T_u$ 和 $0.55T_u$,其中 T_u 为钢绞线极限抗拉强度标准值(1 860 Mpa)。摩擦阻尼器螺栓则分别布置 6 个 M16 (M20 或 M24) 的 10.9 级高强度扭剪型摩擦螺栓,三排两列均匀布置,提供不同的摩擦力值,每个模型具体的参数组合详见表 2。

表 2 影响分析的模型参数
Tab.2 Model parameters for the impact analysis

节点参数	SCF-1	SCF-2	SCF-3	SCF-4	SCF-5	SCF-6	SCF-7	SCF-8	SCF-9
初始预应力	$0.1T_u$	$0.2T_u$	$0.3T_u$	$0.45T_u$	$0.55T_u$	$0.45T_u$	$0.45T_u$	$0.2T_u$	$0.2T_u$
阻尼器螺栓	6M16	6M16	6M16	6M16	6M16	6M20	6M24	6M20	6M24
M_d/M_{fco}	0.34	0.67	1.01	1.52	1.85	1.29	1.08	0.57	0.48

为了考察钢绞线初始预应力值对自复位结构抗震性能的影响,在阻尼器螺栓均为 6M16 时,分别对比框架 SCF-1~5 五个框架的地震响应。同样在钢绞线初始预应力值均为 $0.45T_u$ 和 $0.2T_u$ 时,通过分别对比 SCF-4、6、7 和 SCF-2、8、9 两组框架的地震响应,考察摩擦阻尼器的摩擦力值对结构抗震性能的影响。

2.2 模态分析和地震动的选取

2.2.1 模态分析

在 ABAQUS 中设置线性摄动分析步,进行模态分析。特征值求解器选用 Lanczos 方法,计算 SCF-1~7 前 18 阶频率和周期,其各阶振型均保持一致。改变钢绞线的初始预应力值和摩擦阻尼器的摩擦力值并未改变结构的原有振型。SCF-4 前 6 阶振型图如图 5 所示,其计算得到各阶自振周期结果如表 3 所示。

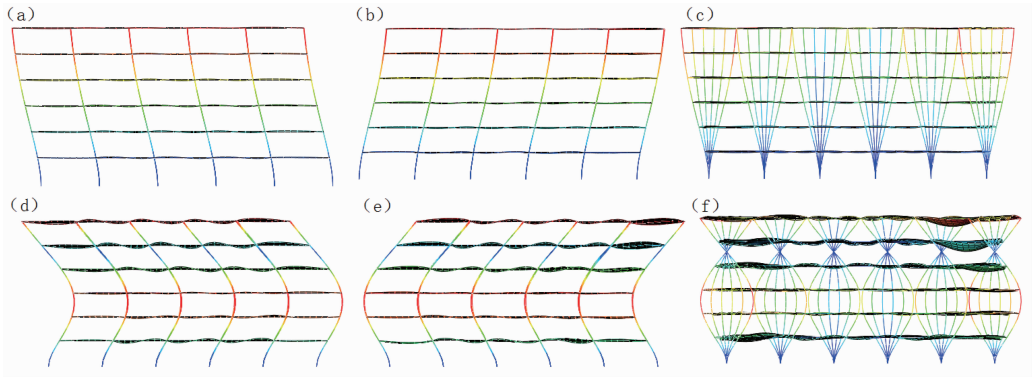


图 5 SCF-4 框架前六阶振型图

(a) 第一阶; (b) 第二阶; (c) 第三阶; (d) 第四阶; (e) 第五阶; (f) 第六阶

Fig.5 The first six mode vibration of SCF-4 frame

(a) the first mode; (b) the second mode; (c) the third mode; (d) the fourth mode; (e) the fifth mode; (f) the sixth mode

表3 SCF-4 框架前六阶自振周期 (s)

Tab. 3 The first six natural vibration periods of SCF-4 frame

1 阶平动	2 阶平动	3 阶扭转	4 阶平动	5 阶平动	6 阶扭转
2.035	1.964	1.225	0.603	0.589	0.374

2.2.2 地震动的选取

根据张艳霞等 (2015) 对自复位钢框架整体结构抗震性能动力时程分析的结果, 选取 3 条影响系数差不同的地震动作为参数影响, 分析时程计算的地震波, 地震动数据见表 4。采用 SeismoSignal 软件将 3 条地震动主方向的时程数据进行傅里

叶变换转成加速度反应谱, 表 3 中自复位钢框架的自振周期约为 2 s, 故计算 3 条地震动反应谱在自振周期为 2 s 处的影响系数与规范谱相应周期数值差的百分比, 以此分别讨论与规范谱不同差异地震动下自复位钢框架抗震性能的参数分析, 3 条地震动时程数据和加速度反应谱见图 6。时程分析时采用地震动时程数据的双向水平分量, 调幅为 8 度大震水平 (即 400 gal), 在模型中主方向为 Z 向, 幅值为 400 gal, 次方向为 X 向, 幅值按 1:0.85 缩放为 340 gal (GB 50011—2010)。3 条地震波影响系数差由大到小的顺序为 EQ1, EQ2, EQ3。

表4 时程分析的3条地震动数据

Tab. 4 Around motion basic data of 3 earthquakes for time-history analysis

地震动	震级	发震时间/年	地震名称	地震台	影响系数差
EQ1	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	CHY101	19.72%
EQ2	7	1940	Imperial Valley	EL-Centro Array#9	-6.04%
EQ3	7.4	1952	Kern County	Taft Lincoln School	-27.25%

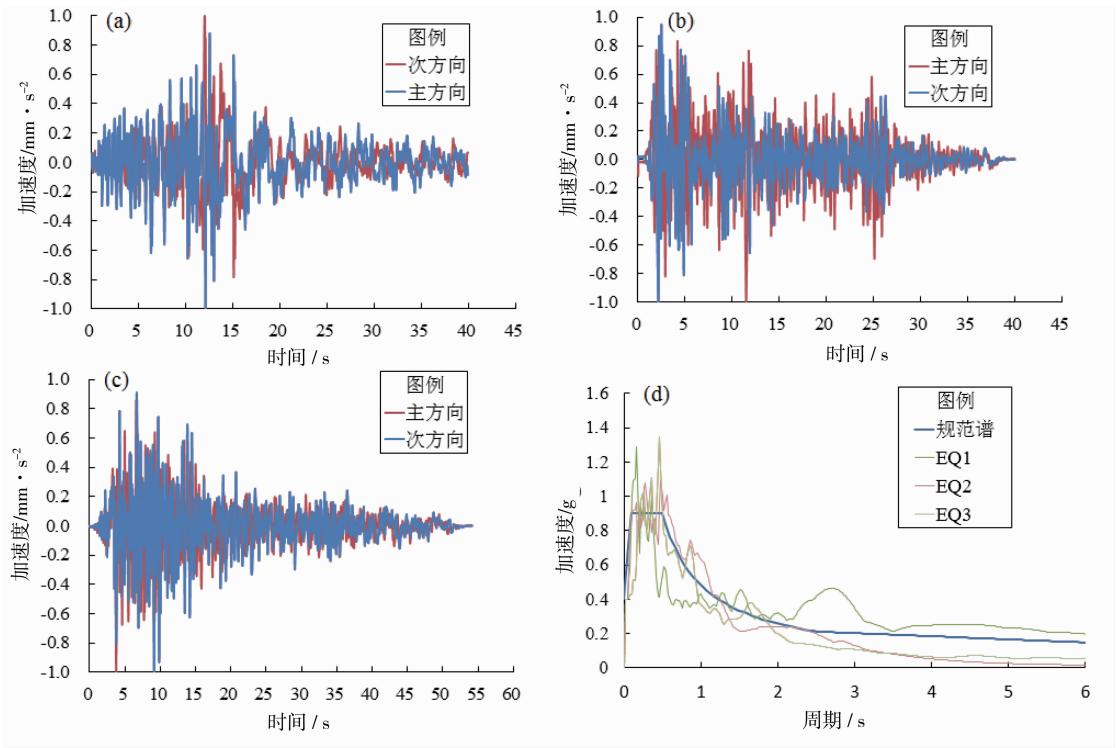


图6 EQ1 (a), EQ2 (b), EQ3 (c) 双向地震动时程数据曲线及3条地震动加速度反应谱 (d)
Fig. 6 Time histories of bi-directional ground motion records of EQ1 (a), EQ2 (b), EQ3 (c) and the corresponding acceleration response spectrums (d)

3 初始预应力值影响分析

考察钢绞线初始预应力值对自复位结构抗震性能的影响时, 分别对比 3 条地震波作用下框架组

SCF-1~5 的地震响应。
3.1 基底剪力
图 7 为 EQ1 作用下 SCF-1~SCF-5 五个自复位钢框架 8 度罕遇地震作用下主次两个方向基底剪力时程曲线图。

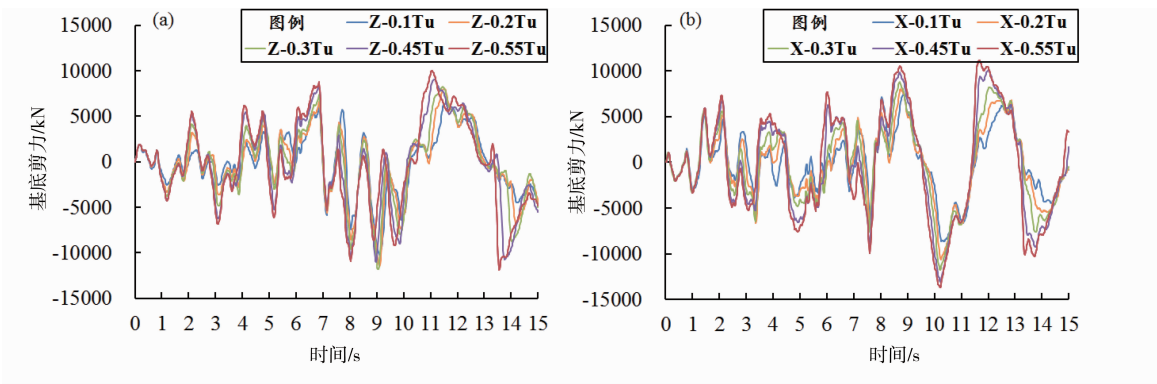


图7 EQ1作用下自复位钢框架基底剪力时程分布曲线
(a) SCF-1~5主方向; (b) SCF-1~5次方向
Fig. 7 Time-histories of base-shear forces of self-centering steel frame under EQ1
(a) SCF-1~5 principal direction; (b) SCF-1~5 secondary direction

表5 3条地震动作用下5个框架最大基底剪力对比 (kN)
Tab. 5 Maximum base-shear forces of five frames under the three earthquake ground motions

地震工况	主方向 (Z向)			次方向 (X向)		
	EQ1	EQ2	EQ3	EQ1	EQ2	EQ3
SCF1	10 200	6 390	5 716	8 635	7 005	7 362
SCF2	11 504	6 189	7 708	10 657	7 620	6 796
SCF3	11 823	7 832	8 475	11 804	8 908	6 896
SCF4	10 979	8 340	10 131	13 067	10 198	8 868
SCF5	11 865	8 404	10 167	13 679	10 586	9 672

由表5中数据可见：在EQ1主方向地震动作用下，SCF-4框架的基底剪力较SCF-3有所降低，在EQ2主方向和EQ3次方向地震动作用下，SCF-1框架的基底剪力略大于SCF-2，其余地震动作用下，随着节点钢绞线初始预应力值从 $0.1T_u$ 增加到 $0.55T_u$ ，SCF-1~5五个框架主次方向的基底剪力均有所增加。这是由于钢绞线初始预应力的增加提高了自复位梁柱节点的刚度，从而提高整体结构的刚度。

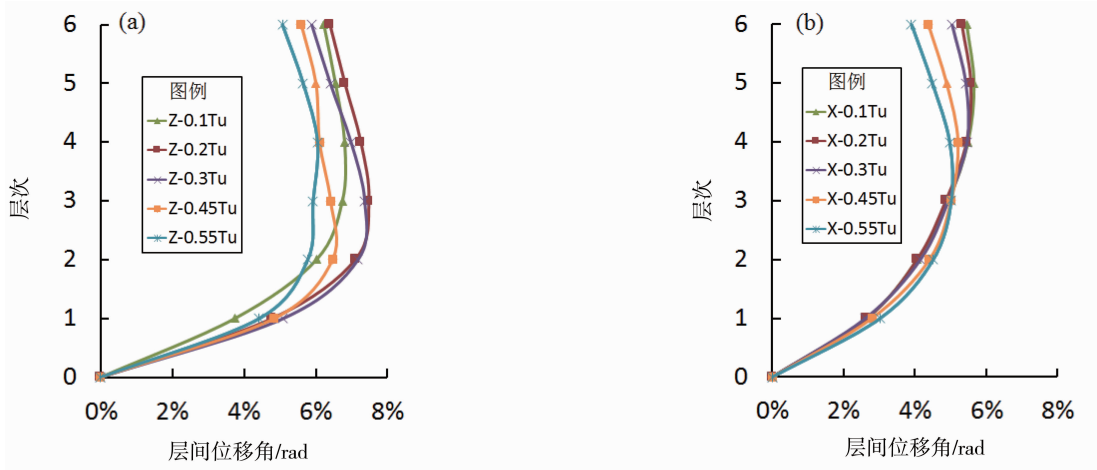


图8 EQ1作用下自复位钢框架层间位移角
(a) SCF-1~5主方向; (b) SCF-1~5次方向
Fig. 8 Maximum story drift angle of self-centering steel frame under EQ1
(a) SCF-1~5 principal direction; (b) SCF-1~5 secondary direction

3.3 层间位移角

图8为SCF-1~5五个自复位钢框架8度罕遇地震EQ1作用下主次两个方向各层最大层间位移角包络图。从图中可以看出, EQ1作用下5个自复位框架在较低层的层间位移角基本保持一致, 随着钢绞线初始预应力值的增加, 自复位框架的层间位移角在较高层均有所减小。

由表6中数据可见: 在3条地震动作用下, 随着钢绞线初始预应力值由 $0.1T_u$ 增加到 $0.55T_u$, SCF-1~5五个框架的最大层间位移角保持接近或有所减小, 其中主方向层间位移角减小的幅度明显, 次方向层间位移角减小的幅度不明显。综上所述, 增加初始预应力值可以提高整体框架的抗侧刚度, 使得层间位移角减小。

表6 3条地震动作用下5个框架最大层间位移角 (rad)

地震工况	主方向 (Z向)			次方向 (X向)		
	EQ1	EQ2	EQ3	EQ1	EQ2	EQ3
SCF1	6.80%	2.19%	2.46%	5.66%	3.30%	1.54%
SCF2	7.48%	2.20%	2.35%	5.57%	3.28%	1.38%
SCF3	7.36%	2.26%	1.75%	5.47%	3.07%	1.30%
SCF4	6.46%	2.00%	1.85%	5.21%	2.55%	1.35%
SCF5	6.05%	2.40%	1.77%	5.02%	2.33%	1.35%

3.4 残余层间位移角

图9为SCF-1~5五个自复位钢框架8度罕遇地震EQ1作用下主次两个方向各层最大残余层间位移角包络图。

由图9和表7中数据可见: 在影响系数最大的EQ1作用下, 随着节点的初始预应力值从 $0.1T_u$ 增加到 $0.55T_u$, SCF-1~5五个框架主次方向的最大残余层间位移角均有所减小; 在初始预应力值为 $0.1T_u$ 时, $M_d < 0.6M_{IG0}$, 自复位钢框架的钢绞线初始预应力值较小, 导致EQ1作用下的次方向的残余层间位移角最大为 0.5182% rad, 随着初始预应力值的增加, 自复位梁柱节点临界开口弯矩增加, 使得结构残余层间位移角减小; 在影响系数较小的EQ2和EQ3作用下, 因地震作用较小,

所有自复位框架主次方向的最大残余层间位移角很小, 其随初始预应力值的增大而降低的规律不明显, 最大值仅为 0.0630% rad。综上所述, 当 $M_d \geq 0.6M_{IG0}$ 时, 自复位结构具有非常好的震后可恢复功能。

3.5 等效塑性应变

由表8中数据可见: 随着初始预应力值的增大, 柱底塑性均有所增大; EQ1作用下SCF-1~3梁端等效塑性应变基本保持一致, 随着钢绞线初始预应力值从 $0.3T_u$ 增加到 $0.55T_u$, 梁端等效塑性应变均有所增大; EQ2和EQ3作用下的所有框架梁端塑性均为0, 均保持弹性。综上所述, 相同条件下初始预应力值的提高使柱底和梁端等效塑性应变均有所增加。

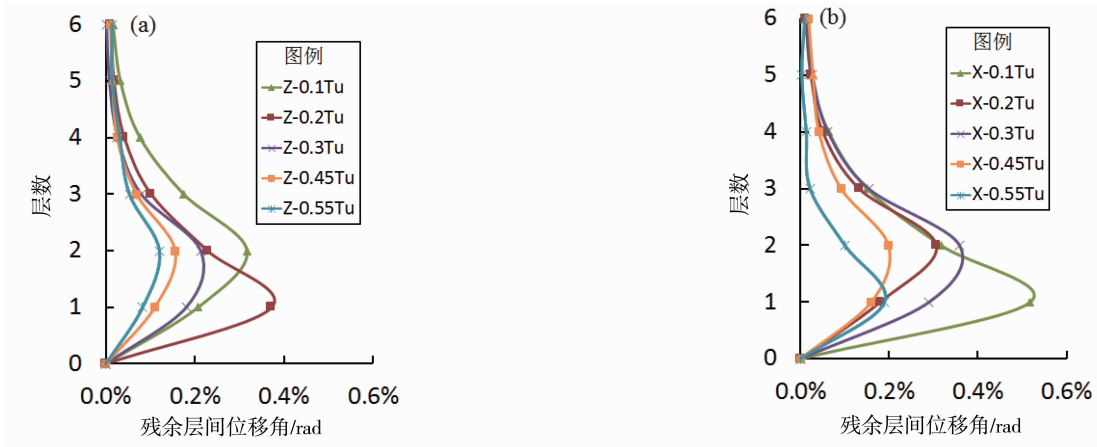


图9 EQ1作用下自复位钢框架残余层间位移角
(a) SCF-1~5主方向; (b) SCF-1~5次方向

Fig. 9 Residual story drift angle of self-centering steel frame under EQ1
(a) SCF-1~5 principal direction; (b) SCF-1~5 secondary direction

表 7 3 条地震动作用下 5 个框架最大残余层间位移角 (% rad)

Tab. 7 Maximum residual story drift angle of five frames under the three earthquake ground motions

地震工况	主方向 (Z 向)			次方向 (X 向)		
	EQ1	EQ2	EQ3	EQ1	EQ2	EQ3
SCF1	0.316 9	0.019 1	0.001 1	0.518 2	0.027 4	0.001 7
SCF2	0.372 4	0.004 9	0.002 7	0.306 4	0.009 7	0.003 2
SCF3	0.213 0	0.044 4	0.002 2	0.358 7	0.047 9	0.002 1
SCF4	0.155 8	0.058 2	0.035 5	0.198 3	0.063 0	0.002 0
SCF5	0.120 5	0.041 1	0.024 7	0.189 5	0.050 4	0.016 7

表 8 最大等效塑性变形比较

Tab. 8 Comparison of maximum PEEQ value of self-centering steel frame

地震工况	EQ1		EQ2		EQ3	
	柱底	梁端	柱底	梁端	柱底	梁端
SCF1	4.62×10^{-2}	2.60×10^{-3}	9.88×10^{-4}	—	2.02×10^{-4}	—
SCF2	5.37×10^{-2}	2.58×10^{-3}	4.51×10^{-3}	—	2.33×10^{-4}	—
SCF3	6.31×10^{-2}	2.57×10^{-3}	6.25×10^{-3}	—	2.97×10^{-4}	—
SCF4	7.39×10^{-2}	3.17×10^{-3}	1.23×10^{-2}	—	9.25×10^{-4}	—
SCF5	8.41×10^{-2}	4.38×10^{-3}	1.50×10^{-2}	—	1.55×10^{-3}	—

* 注：—表示该部位保持弹性，等效塑性应变为零。

4 摩擦力值影响分析

为了考察阻尼器的摩擦力值对自复位结构抗震性能的影响，分别对比框架 SCF - 4、6、7 和 SCF - 2、8、9 两组框架在 3 条地震动作用下的地震响应。

4.1 基底剪力

图 10 为 SCF - 4、6、7 三个自复位钢框架在 8 度罕遇地震 EQ1 作用下主次两个方向基底剪力时程曲线图。如图所示，初始预应力值一定时，随着摩擦阻尼器螺栓直径的增大，即摩擦力值的增大，地震作用下两个方向基底剪力时程曲线走势基本保持一致。

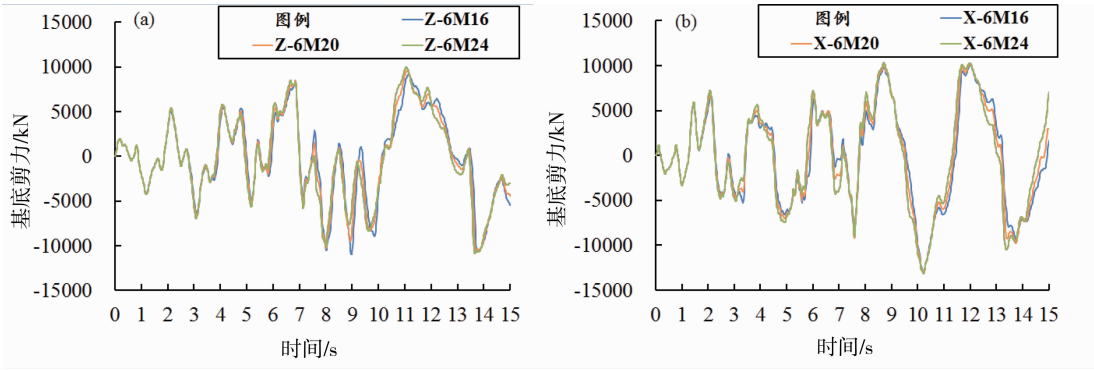


图 10 EQ1 作用下自复位钢框架基底剪力的时程分布曲线

(a) SCF - 4、6、7 主方向; (b) SCF - 4、6、7 次方向

Fig. 10 Time-histories of base - shear forces of self-centering steel frame under EQ1
(a) SCF - 4、6、7 principal direction; (b) SCF - 4、6、7 secondary direction

表 9 3 条地震动作用下两组框架最大基底剪力对比（kN）

地震工况	主方向（Z 向）			次方向（X 向）		
	EQ1	EQ2	EQ3	EQ1	EQ2	EQ3
SCF4	10 979	8 340	10 131	13 067	10 198	8 868
SCF6	10 634	7 210	9 213	13 100	9 976	8 923
SCF7	10 836	8 389	7 879	13 153	10 948	9 125
SCF2	11 504	6 189	7 708	10 657	7 620	6 796
SCF8	10 543	7 668	7 518	10 892	7 813	6 625
SCF9	9 377	8 042	6 798	11 244	8 398	6 926

由表 9 中数据可见：钢绞线预应力值为 $0.45T_u$ 时，除 EQ1 和 EQ3 主方向外，当摩擦力值由 6M16 增加为 6M20 时，SCF-6 的基底剪力与 SCF-4 基本保持一致或有减小，当摩擦力值由 6M20 增加为 6M24 时，SCF-7 的基底剪力均略大于 SCF-4；钢绞线预应力值为 $0.2T_u$ 时，基底剪力规律与 $0.45T_u$ 相同。综上所述，当节点初始预应力值相同时，随着摩擦力的增加，节点的临界

开口弯矩增大，节点刚度增加，所以大部分框架的基底剪力会随摩擦力值略有增加，但增幅不明显。

4.2 层间位移角

图 11 为 SCF-4、6、7 三个自复位钢框架在 8 度罕遇地震 EQ1 作用下主次两个方向各层最大层间位移角包络图。由图可知，随着摩擦力值的增加，自复位框架的层间位移角均有所下降。

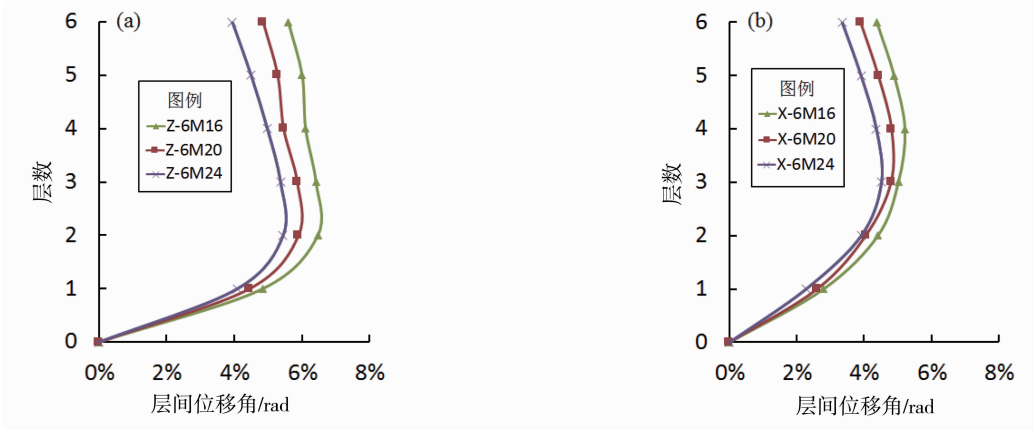


图 11 EQ1 作用下自复位钢框架层间位移角
(a) SCF-4、6、7 主方向；(b) SCF-4、6、7 次方向
Fig. 11 Story drift angle of self-centering steel frame under EQ1
(a) SCF-4、6、7 principal direction；(b) SCF-4、6、7 secondary direction

表 10 3 条地震动作用下两组框架最大层间位移角（rad）

地震工况	主方向（Z 向）			次方向（X 向）		
	EQ1	EQ2	EQ3	EQ1	EQ2	EQ3
SCF4	6.46%	2.00%	1.85%	5.21%	2.55%	1.35%
SCF6	5.89%	2.04%	1.73%	4.82%	2.40%	1.34%
SCF7	5.44%	2.08%	1.60%	4.52%	2.34%	1.34%
SCF2	7.48%	2.20%	2.35%	5.57%	3.28%	1.38%
SCF8	7.11%	2.05%	1.88%	5.31%	3.08%	1.28%
SCF9	6.57%	1.81%	1.63%	4.98%	2.85%	1.25%

由表 10 中数据可见：钢绞线预应力值为 $0.45T_u$ 时，当摩擦力值由 6M16 增加为 6M24，除 EQ2 作用下层间位移角基本保持一致外，其余地震作用下 SCF-4、6、7 的最大层间位移角均有所减小；钢绞线预应力值为 $0.2T_u$ 时，SCF-2、8、9 的最大层间位移角均随摩擦力值的增加有所减小。主方向层间位移角减小幅度较大，次方向减小幅度较小；且在地震影响系数较大的地震作用下这种规律尤为明显；当地震影响系数较小时，最大层间位移角基本一致，变化幅度很小。综上所述，随着摩擦力的增加，节点的刚度有所增加，所以层间位移角随其增加而减小。

4.3 残余层间位移角

图 12 为 SCF-4、6、7 三个自复位钢框架Ⅷ

度罕遇地震 EQ1 作用下主次两个方向各层残余层间位移角包络图。由表 11 中数据可见：当钢绞线预应力值为 $0.45T_u$ 时，除 EQ3 次方向外，SCF-4、6、7 三个框架主次方向的最大残余层间位移角均随节点的摩擦力值的增加而有所减小；当钢绞线预应力值为 $0.2T_u$ 时，随节点的摩擦力值的增加，SCF-2、8、9 三个框架主次方向的最大残余层间位移角保持一致或有所增加。综上所述，当 $M_d \geq 0.6M_{Ic0}$ ，即能确保节点的自复位性能时，随着摩擦力值的增加，可以减小残余层间位移角；当 $M_d < 0.6M_{Ic0}$ 时，摩擦力值的增加不能保证节点能够自动复位。在能够保证节点复位性能的情况下，可以适当增加摩擦力值来减小残余层间位移角。

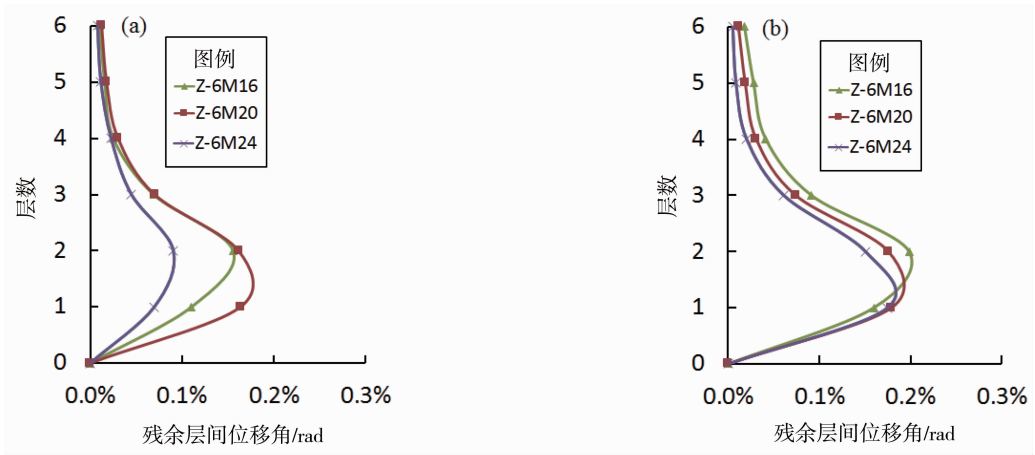


图 12 EQ1 作用下自复位钢框架残余层间位移角
(a) SCF-4、6、7 主方向；(b) SCF-4、6、7 次方向
Fig. 12 Residual story drift of self-centering steel frame under EQ1
(a) SCF-4、6、7 principal direction；(b) SCF-4、6、7 secondary direction

表 11 3 条地震动作用下两组框架最大残余层间位移角

Tab. 11 Maximum residual story drift of two groups frames under the three earthquakes (% rad)

地震工况	主方向 (Z 向)			次方向 (X 向)		
	EQ1	EQ2	EQ3	EQ1	EQ2	EQ3
SCF4	0.155 8	0.058 2	0.035 5	0.198 3	0.063 0	0.002 0
SCF6	0.163 7	0.038 9	0.018 2	0.178 8	0.046 9	0.008 9
SCF7	0.090 6	0.019 5	0.010 2	0.174 5	0.016 8	0.009 4
SCF2	0.372 4	0.004 9	0.002 7	0.306 4	0.009 7	0.003 2
SCF8	0.374 0	0.018 6	0.002 0	0.296 8	0.018 7	0.001 9
SCF9	0.348 0	0.012 8	0.003 1	0.304 8	0.014 4	0.006 6

4.4 耗能和等效塑性应变

图 13 为 EQ1 作用下 SCF-4、6、7 三个框架能量耗散对比图，图中 EKE 为动能；EFD 为摩擦耗能；EV 为阻尼耗能；EP 为非弹性耗能；

ESE 为弹性应变能。由图可知，3 个框架吸收的总能量基本相同，随着摩擦力值的增加，框架的摩擦耗能有所增加，而非弹性耗能和阻尼耗能有所降低。

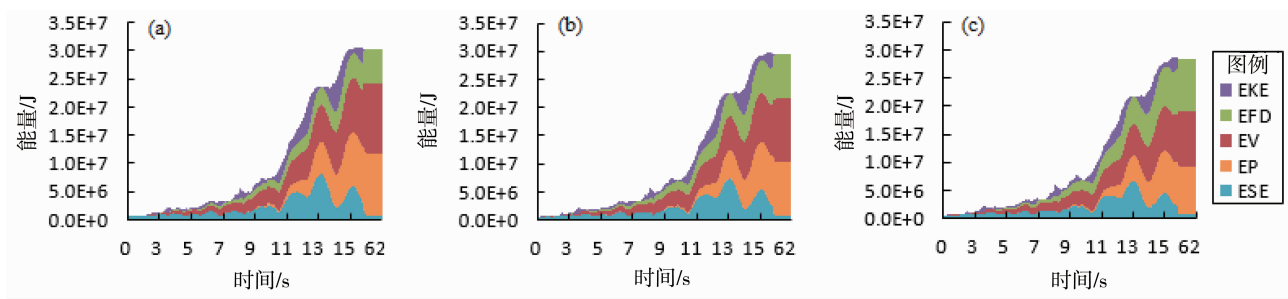


图 13 EQ1 作用下 SCF-4 (a), SCF-6 (b) 和 SCF-7 (c) 三个框架能量耗散对比

Fig. 13 Comparison of energy dissipation of SCF-4 (a), SCF-6 (b) and SCF-7 (c) frames under EQ1

表 12 3 条地震动作用下两组框架耗能比较

Tab. 12 Energy dissipation comparison of two groups frames under the three earthquake ground motions

地震动	地震工况	WK/J	ESE/J	EKE/J	EWK/J	EP/ (%)	EV/ (%)	EFD/ (%)
EQ1	SCF4	30 660 800	3 104 230	2 779 750	24 689 440	39.90	40.62	19.47
	SCF6	29 739 200	2 642 620	2 640 120	24 390 510	35.88	37.75	26.37
	SCF7	28 689 400	2 383 920	2 183 590	24 074 290	32.14	35.16	32.71
	SCF2	26 243 100	2 680 310	1 020 480	22 482 330	38.55	37.15	24.30
	SCF8	26 616 200	2 243 760	1 123 650	23 205 180	34.23	33.29	32.48
	SCF9	26 968 200	1 778 240	1 218 500	23 942 310	30.14	29.91	39.95
EQ2	SCF4	9 141 480	802 812	584 185	7 736 072	6.90	62.29	30.80
	SCF6	9 074 920	678 493	497 960	7 879 344	5.33	59.07	35.60
	SCF7	9 171 670	680 012	426 037	8 052 076	3.59	57.36	39.05
	SCF2	7 731 760	719 303	86 754	6 908 946	1.90	53.00	45.10
	SCF8	8 165 860	724 507	123 018	7 306 314	1.46	46.50	52.05
	SCF9	8 433 930	647 805	229 085	7 544 991	1.14	43.94	54.91
EQ3	SCF4	5 345 520	934 141	160 662	4 238 718	0.88	75.35	23.77
	SCF6	5 475 960	980 214	124 134	4 359 228	0.43	72.33	27.23
	SCF7	5 653 810	1 015 770	105 292	4 521 860	0.28	72.40	27.32
	SCF2	5 775 130	693 140	382 121	4 688 298	0.05	57.06	42.89
	SCF8	5 484 830	794 447	163 451	4 513 702	0.04	53.39	46.57
	SCF9	5 472 580	838 692	128 724	4 496 092	0.03	53.44	46.53

* 注：WK—总能量；ESE—弹性应变能；EKE—动能；EWK—总耗能；EFD—摩擦耗能；EV—阻尼耗能；EP—非弹性耗能，WK = ESE + EKE + EWK；EWK = EFD + EV + EP.

表 12 为 SCF-4、6、7 和 SCF-2、8、9 两组框架在 3 条地震动作用下的能量数据比较。由表中数据可见：自复位框架主要依靠阻尼耗能和摩擦耗能，当钢绞线预应力值为 $0.45T_u$ 时，SCF-4、6、7 三个框架的摩擦耗能随着摩擦力值的增加而增加，非弹性耗能和阻尼耗能有所降低。当钢绞线预应力值为 $0.2T_u$ 时，规律与 $0.45T_u$ 相同。

表 13 为 SCF-4、6、7 和 SCF-2、8、9 框架等效塑性应变的数据比较。由表中数据可见：随着摩擦阻尼器螺栓直径的增大，柱底和梁端最大等效塑性应变值下降。综上所述，框架节点摩擦阻尼器摩擦力值增加，使得整体结构摩擦耗能增加，塑性耗能减少，因而等效塑性应变值下降。

表 13 3 条地震动作用下两组框架最大等效塑性变形比较

Tab. 13 Comparison of Maximum PEEQ value of two groups frames under three earthquake ground motions

地震工况	EQ1		EQ2		EQ3	
	柱底	梁端	柱底	梁端	柱底	梁端
SCF4	7.39×10^{-2}	3.17×10^{-3}	1.23×10^{-2}	—	9.25×10^{-4}	—
SCF6	6.93×10^{-2}	2.41×10^{-3}	1.01×10^{-2}	—	7.70×10^{-4}	—
SCF7	6.31×10^{-2}	2.55×10^{-3}	7.46×10^{-3}	—	6.64×10^{-4}	—
SCF2	5.37×10^{-2}	2.58×10^{-3}	4.51×10^{-3}	—	2.33×10^{-4}	—
SCF8	5.14×10^{-2}	1.95×10^{-3}	2.94×10^{-3}	—	2.27×10^{-4}	—
SCF9	4.91×10^{-2}	1.19×10^{-3}	2.85×10^{-3}	—	2.21×10^{-4}	—

* 注：—表示该部位保持弹性，等效塑性应变为零。

5 结论

本文采用 ABAQUS 有限元软件建立结构分析模型，分析了预应力钢绞线的初始预应力值和摩擦阻尼器的摩擦力值这两项参数对自复位钢框架结构抗震性能的影响，结论如下：

(1) 自复位钢框架梁腹板布置相同大小的摩擦阻尼器时，提高钢绞线初始预应力值，对结构抗震性能的影响更为突出，自复位钢框架结构基底剪力有所增大，最大层间位移角明显减小；初始预应力值为 $0.1T_u$ 时，节点的残余层间位移角最大达 $0.5182\% \text{ rad}$ ，当 $M_d \geq 0.6M_{IG0}$ 时，最大残余层间位移角随着初始预应力值的增加有所减小，柱底塑性和梁端塑性均有所增大。

(2) 自复位钢框架梁上钢绞线初始预应力值相同，增大阻尼器螺栓直径，即增加摩擦力值，自复位钢框架大部分框架的基底剪力略有增加，最大层间位移角有所减小；当 $M_d \geq 0.6M_{IG0}$ 时，残余层间位移角随着摩擦力值的增加而减小。当 $M_d < 0.6M_{IG0}$ 时，残余层间位移角随着摩擦力值的增加而增加，整体结构摩擦耗能增加，阻尼耗能和塑性耗能减少，柱底塑性和梁端塑性均有所减小。

(3) 钢绞线始预应力值和摩擦阻尼器的摩擦力值的取值范围需要满足 $M_d \geq 0.6M_{IG0}$ 来确保节点的自复位性能，根据自复位钢框架的性能化设计目标进行性能化设计之后得到不同结构的取值范围不同的结论。

(4) 选择自复位梁柱节点参数时，需要综合考虑基底剪力、层间位移角、残余层间位移角、塑性应变值和耗能等性能指标，选定合适的钢绞线初始预应力值和摩擦阻尼器的摩擦力值，以提高自复位结构整体抗震性能。

参考文献：

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.

张爱林, 张艳霞, 刘学春. 2013. 震后可恢复功能的预应力钢结构体系研究展望[J]. 北京工业大学学报, (4): 507 – 515.

张艳霞, 叶吉健, 赵微等. 2014a. 自复位平面钢框架推覆分析[J]. 地震研究, 37(3): 476 – 483.

张艳霞, 张爱林, 孙文龙. 2014b. 震后可恢复功能的钢框架预应力梁柱节点性能研究[J]. 工业建筑, 44(11): 160 – 167.

张艳霞, 叶吉健, 杨凡等. 2015. 自复位钢框架结构抗震性能动力时程分析[J]. 土木工程学报, 44(7): 30 – 40.

Garlock M, Ricles J, Sause R. 2003. Cyclic load tests and analysis of bolted top – and – seat angle connections [J]. Journal of Structural Engineering, 129(12): 1615 – 1625.

Garlock M, Ricles J, Sause R. 2005. Experimental studies on full – scale post – tensioned steel connections [J]. Journal of Structural Engineering, 131(3): 438 – 448.

Garlock M. 2002. Design, analysis, and experimental behavior of seismic resistant post – tensioned steel moment resisting frames [D]. Bethlehem, Pennsylvania: Lehigh University.

Kim H J, Christopoulos C. 2008. Friction damped post – tensioned self – centering steel moment – resisting frames [J]. Journal of Structural Engineering, 134(11): 1768 – 1779.

Lin Y C, Sause R, Ricles J M. 2013. Seismic performance of steel self – centering, moment – resisting frame: hybrid simulations under design basis earthquake [J]. Journal of Structural Engineering, 139(5): 1823 – 1832.

Ricles J, Sause R, Garlock M, et al. 2001. Post – tensioned seismic – resistant connections for steel frames [J]. Journal of Structural Engineering, 127(2): 113 – 121.

Ricles J, Sause R, Peng S W, et al. 2002. Experimental evaluation of earthquake resistant post – tensioned steel connections [J]. Journal of Structural Engineering, 128(7): 850 – 859.

Wolski M, Ricles J M, Sause R. 2009. Experimental study of a self – centering beam-column connection with bottom flange friction device [J]. Journal of Structural Engineering, 135(5): 479 – 488.

Zhang A L, Zhang Y X, Li R, et al. 2016. Cyclic behavior of a prefabrica-

ted self-centering beam-column connenction with a bolted web friction device [J]. Engineering structures, (111):185 – 198. GB 50011—2010, 建筑抗震设计规范[S].

Analysis of the Seismic Performance Influence Factor of Self-centering Steel Frame under the Rare Earthquake

ZHANG Yanxia^{1,2}, CHEN Yuanyuan¹, WANG Zongyang¹, FEI Chenchao¹

(1. School of Civil and Transportation Engineering, University of Civil Engineering and Architecture, Beijing 100044, China)

(2. Beijing Higher Institution Engineering Research Center of Structural Engineering and New Materials, University of Civil Engineering and Architecture, Beijing 100044, China)

Abstract

The initial prestress value of steel strands and the friction value of friction dampers play major roles in the seismic performance of self-centering moment resisting frame containing web friction damper. These two parameters are analyzed and studied in this paper. Firstly, the integral structure analysis model was established by utilizing connecting element method of ABAQUS finite element software. Secondly, the two variable parameters of different initial prestressed values and friction dampers value were obtained. Finally, the influences of the two factors on the self-centering steel frame are analyzed.

Key words: self-centering steel frame structure; the initial prestress value; friction value of friction dampers; seismic performance