

梁端弹簧型自复位耗能框架节点刚度取值研究^{*}

鲁亮^{1†} 汪磊¹ 胡宇飞²

(1.同济大学 结构防灾减灾工程系,上海 200092)(2.上海市市政工程设计研究总院(集团)有限公司,上海 200092)

摘要 梁端弹簧型自复位框架耗能节点是一种新型自复位节点形式.首先,介绍了梁端弹簧型自复位框架节点构造形式,建立了自复位耗能节点框架的有限元模型,分析了节点刚度弱化程度对框架结构动力特性的影响;其次,将 10 条基于地震信息的地震动记录方法所选择的地震动曲线输入有限元模型中,进行不同节点相对刚度比情况下结构的动力响应时程分析;最后,利用层间位移放大系数、基底减震系数,进行最优化节点刚度取值研究.分析结果表明:结构的减震系数 β 建议设计为 $0.40 \geq \beta \geq 0.27$,节点相对刚度比取值范围建议为 $1.0 \geq S \geq 0.4$.

关键词 自复位框架, 节点弹簧, 节点刚度, 时程分析, 有限元模型

DOI: 10.6052/1672-6553-2020-061

引言

自复位结构通过弹性恢复力使结构回复到原有位置.1991 年,美国 PRESSS 研究计划首次提出自复位结构的概念^[1].在此研究计划下,1993 年 Priestley 和 Tao^[2]提出一种框架梁通过预应力筋与框架主体相连的自复位结构,在梁柱接触面处允许一定的转动而消耗能量.2005 年,Rojas 和 Ricles 等^[3]在钢框架梁柱摇摆节点处引入摩擦钢板,既允许节点发生转动,又允许节点在转动处摩擦消能,从而减少梁、柱及连接构件的非弹性变形,具有良好的耗能能力、自复位能力.

2014 年起,鲁亮等提出了两种由预应力钢绞线提供弹性恢复力的新型减震耗能结构,分别为受控摇摆式钢筋混凝土框架(Controlled Rocking RC Frame, CR-RCF)结构和体外预应力自复位框架(External Prestressed Self-centering Frame, EPSCF)结构.CR-RCF 和 EPSCF 结构的梁柱节点及柱脚节点均被构造为铰接节点,由钢绞线张拉后产生预应力提供弹性恢复力.经过一系列试验和分析研究,结果表明 CR-RCF 和 EPSCF 结构均具有良好的自复位能力和优异的抗震性能^[4-7].2018 年,胡宇飞等^[8]提出一种新型梁端弹簧型自复位耗能框架结构形式,弹簧布置在梁端.梁端弹簧型框架的梁柱

及柱脚节点借鉴了 CR-RCF 和 EPSCF 结构的节点构造形式,采用了纯铰接连接的方式.利用布置在梁端的钢板弹簧代替预应力钢绞线提供弹性恢复力,在地震作用过程中实现弹性势能和动能的相互转化,并设置节点阻尼器增大结构的耗能能力,减小层间位移.与预应力钢绞线相比,钢板弹簧结构构造简单,施工及修复方便,且避免了当一根或数根预应力筋失效时,结构可能发生连锁失效的情况,提高了结构抗震可靠性.鲁亮等^[9]通过对足尺梁端弹簧型自复位框架耗能节点进行拟静力试验,表明节点具有良好的自复位和耗能能力,阻尼器发生屈服破坏而梁柱无明显损伤.

本文以梁端弹簧型自复位框架为研究对象,建立有限元分析模型,分析了节点刚度弱化对结构自振特性的影响.将基于地震信息的地震动记录方法选择的 10 条地震动曲线输入有限元模型中,利用动力时程分析法研究了 12 种不同节点相对刚度比下结构的动力响应.定义了梁端弹簧型自复位结构的基底减震系数和层间位移放大系数,进行节点刚度取值最优化研究.

1 梁端弹簧型自复位节点构造形式

梁端弹簧型自复位节点采用纯铰节点的构造形式,利用钢板弹簧替代预应力钢绞线提供弹性恢

2019-11-06 收到第 1 稿,2019-12-02 收到修改稿.

^{*} 国家重点研发计划(2016YFC0701101),国家自然科学基金项目(51678453)

[†] 通讯作者 E-mail: 95010@tongji.edu.cn

复力.具体构造见图 1,柱为连续柱,与框架梁铰接连接,梁端通过弹簧分别与柱作用,使得节点具有一定的转动刚度.将钢板弹簧设计为变截面的形式,使得各个截面都达到等强度状态.通过改变钢板弹簧的厚度,从而调整钢板弹簧的刚度.钢板弹簧使用沉头螺栓与梁相连,螺栓端面与板面基本齐平.在钢板弹簧与梁之间附加一块垫板,通过调整垫板的厚度,保证钢板弹簧在节点处的安装精度.在梁端上方各布置与柱固结的金属阻尼器,用以消耗地震能量.梁端弹簧型节点足尺试验模型见图 2.

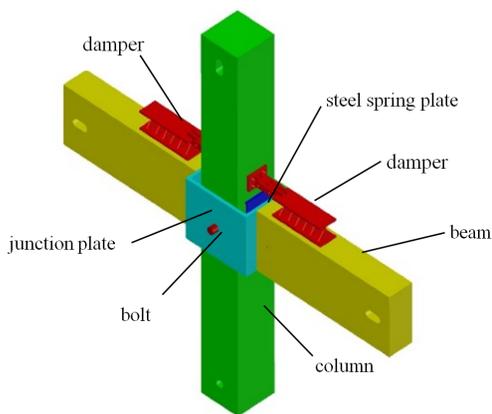


图 1 梁端弹簧型节点

Fig.1 Self-centering frame joint with beam-end spring

这种新型节点可以等效为在节点上下、左右各设置了一个平动弹簧,如图 3 所示.节点处四个弹簧的轴向刚度分别为 k_1, k_2, k_3, k_4 , 对应的安装高度依次为 l_1, l_2, l_3, l_4 , 则节点的转动刚度 k 为(在小角度转动假设下):

$$k = \sum k_i l_i^2 = k_1 l_1^2 + k_2 l_2^2 + k_3 l_3^2 + k_4 l_4^2 \quad (1)$$

2 梁端弹簧型自复位框架有限元建模

2.1 模型概况

为了准确分析自复位耗能节点框架结构的动

力特性,并寻求结构抗侧刚度最优弱化程度范围,实现有效降低结构地震加速度响应的同时,又能保证结构不发生过大的层间位移而影响建筑功能的正常使用,本文以一个三层钢筋混凝土框架结构为分析算例,建立了梁端弹簧型自复位框架(Self-centering Frame, SCF)结构有限元模型.原型结构平面布置如图 4 所示,横向每跨 4.5m,纵向每跨 5.4m,每层层高 3.6m,总高 10.8m.建筑所在地区抗震设防烈度为 8 度,设计基本地震加速度为 0.2g.为提高计算效率,取阴影部分,即纵向一跨、横向三跨的平面框架为计算单元进行分析.

有限元模型的梁截面尺寸为 300mm×450mm,柱截面尺寸为 450mm×450mm,每层楼板厚度均为 120mm,楼面均布活荷载取 2.0kN/m²,混凝土容重取 25kN/m³,钢材容重取 78kN/m³,混凝土强度等级取 C40,钢筋强度等级取 HRB400.用于对比研究的常规设计框架的梁柱配筋按设防烈度 8 度(0.2g)进行抗震设计.自复位耗能节点框架结构构件配筋按照《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010)^[10]梁柱设计要求配置,混凝土柱配筋为主筋 8 ϕ 25、混凝土梁为 6 ϕ 22.

2.2 有限元模型

采用 ABAQUS 提供的 HINGE 连接单元来模拟梁柱间可转动连接节点的连接,通过定义 HINGE 连接单元的连接单元行为中的弹性行为来模拟节点的转动刚度.梁、柱采用 ABAQUS 中提供的 B31 两节点空间线性单元模拟,梁柱中的钢筋通过直接编辑关键字*Rebar 进行设置;楼板采用 ABAQUS 中提供的 S4R 分层壳单元进行网格划分,板内钢筋通过编辑关键字*Rebar Layer 进行设置.常规框架结构模型及梁端弹簧型 SCF 结构有限元模型如图 5 (a)、(b)所示.

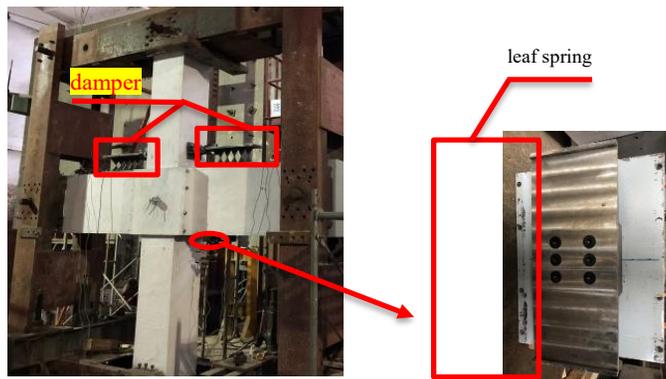


图 2 梁端弹簧型节点足尺模型

Fig.2 Models of self-centering frame joint with beam-end spring

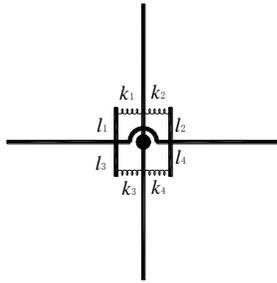


图3 等效自复位节点

Fig.3 Equivalent self-centering joint

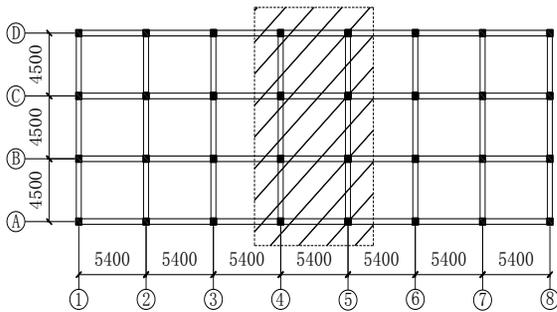
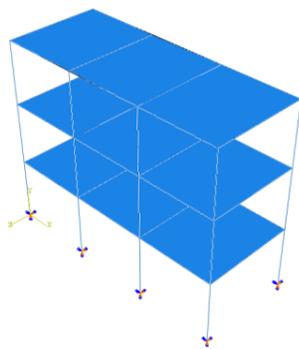


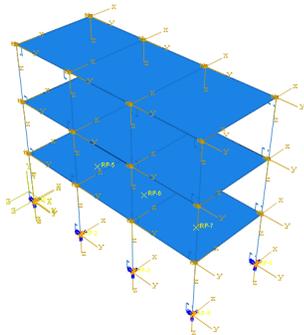
图4 结构平面布置图

Fig.4 Structural plane layout



(a)常规框架

(a)Conventional frame



(b)梁端弹簧型SCF结构

(b)Self-centering frame with beam-end spring

图5 有限元模型

Fig.5 Finite element model

3 节点刚度对梁端弹簧型SCF结构动力特性的影响

为了研究梁端弹簧型结构的转动刚度对结构动力特性的影响,并将其推广到更一般的情况,将节点转动刚度与柱的线刚度的比值定义为节点相对刚度比^[11],随后对梁端弹簧型SCF节点进行了有限元模拟分析.其中,中间层节点的柱的线刚度取上下柱平均值,顶层节点则取下柱线刚度.以中间层节点为例,节点相对刚度比计算公式如式(2)所示.

$$S = \frac{k}{i} = \frac{k}{\left(E_1 I_1 / l_1 + E_2 I_2 / l_2\right) / 2} \quad (2)$$

式(2)中: k 为节点转动刚度, i 为上柱和下柱的平均线刚度, $E_1 I_1, E_2 I_2$ 为上柱和下柱的截面抗弯刚度, l_1, l_2 为上柱和下柱的高度.

3.1 自振频率

为了考察节点刚度弱化程度对结构自振频率的影响,通过改变梁端弹簧型SCF结构的节点转动刚度,计算结构在相应刚度下的自振频率,可以得出结构前三阶自振频率 f 随节点转动刚度比 S 变化情况,如图6所示:

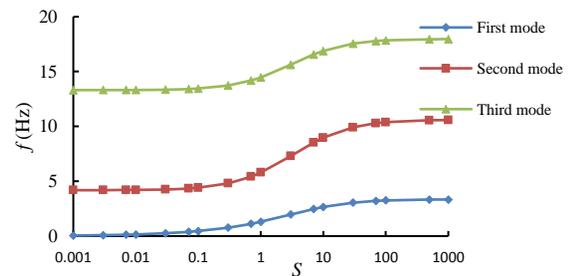


图6 梁端弹簧型SCF结构自振频率随节点刚度取值变化

Fig.6 The natural vibration frequencies vs the node stiffness of SCF

由上图可以看出:(1)梁端弹簧型SCF结构各阶振型自振频率变化趋势一致,整体呈平行状,节点转动刚度比越大,自振频率越大;(2)节点相对刚度比接近0.1时,节点近似铰接;节点相对刚度比大于100时,结构自振频率基本保持不变,节点近似刚接;(3)自振频率随节点转动刚度变化存在一个敏感区,在节点相对刚度比 S 在0.1~100之间变化时,频率变化幅度最大.

3.2 结构振型

取相对刚度比 S 为0.1进行分析,此时节点近

似铰接,梁端弹簧型 SCF 结构前三阶振型图如图 7 所示.从振型图上可以看到,梁端弹簧型 SCF 结构中,梁均为平动运动,且节点处梁与柱有明显的相对转角,第一阶振型柱绕柱脚节点定轴转动,各层位移呈线性分布,表现出明显的“摇摆型”.

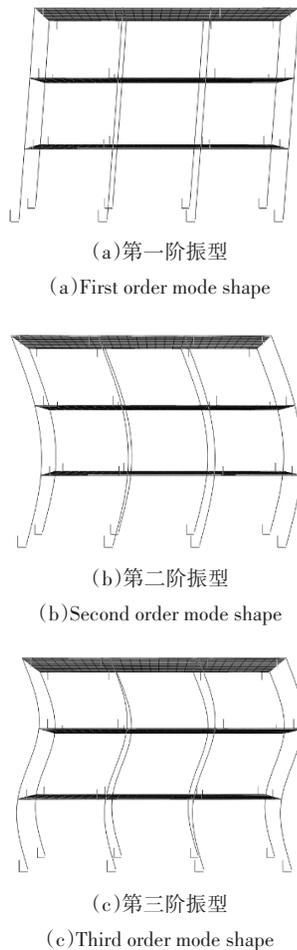


图 7 梁端弹簧型 SCF 前三阶振型
Fig.7 First three modes of beam-end spring SCF

4 节点刚度对梁端弹簧型 SCF 结构地震响应的影 响

4.1 地震动选取

采用曲哲^[12]等建议的基于站台和地震信息的选取方法,从 ACT-63^[13]建议的 22 条远场地震波中挑选 10 条地震动记录,输入到有限元模型中进行动力时程分析.选取的 10 条地震波的加速度反应谱如图 8 所示.从图 8 中可以看出,进行动力时程分析的地震波种类较为丰富,涵盖了较多的场地土类型,适用于不同类型和不同周期的结构抗震性能评价.有关地震波的详细信息见表 1.

4.2 梁端弹簧型框架动力响应

为研究梁端弹簧型 SCF 结构动力响应随节点

表 1 地震动记录来源汇总

Table 1 Summary of earthquake record sources

Number	Magnitude	Name	Seismic station
1	6.6	San Fernando	LA-Hollywood Stor
2	6.5	Friuli, Italy	Tolmezzo
3	6.5	Imperial Valley	El Centro Array #11
4	6.5	Superstition Hills	El Centro Imp. Co.
5	6.9	Loma Prieta	Gilroy Array #3
6	7.0	Cape Mendocino	Rio Dell Overpass
7	6.9	Kobe, Japan	Nishi-Akashi
8	7.1	Hector Mine	Hector
9	7.1	Duzce, Turkey	Bolu
10	7.5	Kocaeli, Turkey	Arcelik

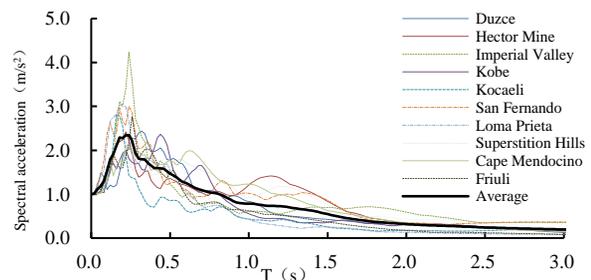


图 8 地震波加速度反应谱

Fig.8 Acceleration response spectrum of selected seismic waves

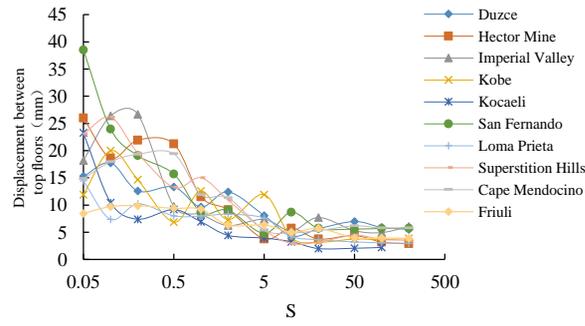
相对刚度比的变化情况,将选取的 10 条地震动时程输入到梁端弹簧型 SCF 结构中,输入加速度峰值均为 0.10g. S 取 0.05~200 的 12 组相对刚度比值,计算不同节点相对刚度比下结构的顶层层间位移、屋面加速度和基底剪力.梁端弹簧型 SCF 结构地震响应与节点刚度关系的部分计算结果如图 9 所示.

由图 9 可以看出:(1)以顶层层间位移为例,随着节点相对刚度比的减小,梁端弹簧型 SCF 结构的顶层层间位移响应总体呈上升趋势.(2)随着节点相对刚度比的减小,梁端弹簧型 SCF 结构的屋面加速度响应和基底剪力响应总体呈下降趋势.

分析不同节点刚度比对梁端弹簧型框架结构动力响应的影 响,发现当节点相对刚度比大于 100 时,SCF 结构刚度相比于常规框架几乎没有弱化,平均层间位移得到显著控制,最大可以减小至相对刚度比为 0.05 时的 0.15 倍左右,而平均基底剪力增大至原来的 4.56 倍,因此寻找合适的相对刚度比对结构抗震性能至关重要.

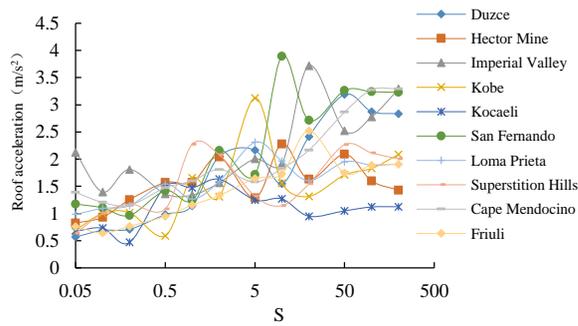
4.3 最优节点刚度

考虑到不同地震动下动力响应不同,为推广到一般情况,将不同地震动作用下梁端弹簧型框架的动力响应与在相应地震动作用下常规框架结构动



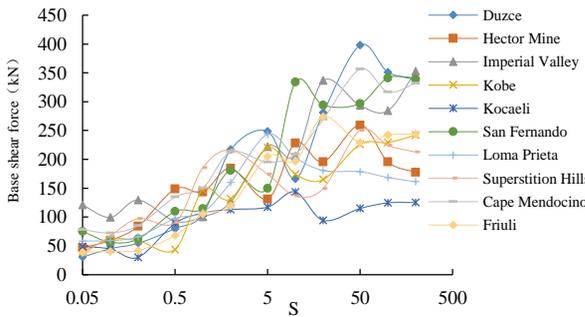
(a)顶层层间位移

(a) Displacement of the top floor



(b)屋面加速度

(b) Roof acceleration



(c)基底剪力

(c) Base shear force

图9 梁端弹簧型SCF结构地震响应与节点刚度的关系

Fig.9 Earthquake responses vs joint stiffness of beam-end spring SCF

力响应进行比较,并定义层间位移放大系数 α 和基底减震系数 β .即: $\alpha=\Delta u_1/\Delta u_2$, $\beta=V_1/V_2$,式中, Δu_1 为梁端弹簧型SCF结构最大层间位移; Δu_2 为常规框架结构最大层间位移; V_1 为梁端弹簧型SCF结构的基底剪力; V_2 为常规框架结构基底剪力.不同相对刚度比对应的梁端弹簧型SCF结构的基底减震系数和层间位移放大系数以及各相对刚度比下的平均值如图10和图11所示.

由图10和图11可以看出:(1)层间位移放大系数 α 与基底减震系数 β 在节点相对刚度 $S>50$ 时,变化趋于平缓.(2)随着节点相对刚度比的增大,梁端弹簧型SCF的层间位移放大系数 α 逐步减小,最终

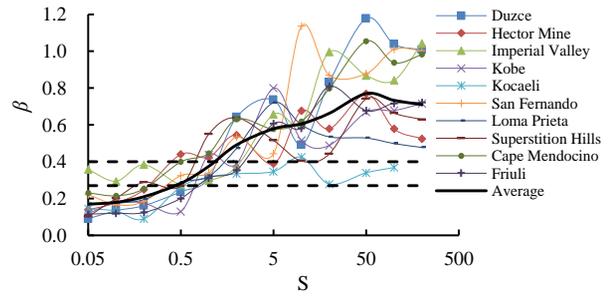


图10 节点相对刚度比变化对基底减震系数的影响

Fig.10 Influence of the relative joint stiffness ratio on the base earthquake-reduction coefficient of SCF

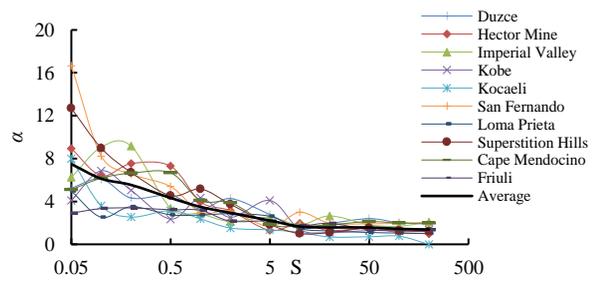


图11 节点相对刚度比变化对层间位移放大系数的影响

Fig.11 Influence of the relative joint stiffness ratio on the inter-story drift amplification coefficient of SCF

收敛于1.0,表明结构层间位移响应随节点刚度增大逐渐接近于常规框架结构.(3)基底减震系数 β 平均值呈现出明显的规律性,且离散性相对较小,适合将其作为梁端弹簧型SCF节点刚度选取参数进行节点刚度取值研究.

参考《建筑抗震设计规范》(GB 50011-2010)中隔震结构的处理方法,将隔震后结构的水平地震作用归纳为比非隔震时降低半度、一度 and 一度半3个档次,如表2所示^[10].

表2 水平向减震系数分档

Table 2 The division of the horizontal damping coefficient

Seismic precaution- ary intensity	Horizontal seismic reduction coefficient β		
	$\beta \leq 0.27$	$0.40 > \beta > 0.27$	$0.53 > \beta \geq 0.40$
7(0.10 g)	6(0.05 g)	6(0.05 g)	7(0.10 g)
7(0.15 g)	6(0.05 g)	7(0.10 g)	7(0.10 g)
8(0.20 g)	7(0.10 g)	7(0.10 g)	7(0.15 g)
8(0.30 g)	7(0.10 g)	7(0.15 g)	8(0.20 g)
9(0.40 g)	7(0.15 g)	8(0.20 g)	8(0.30 g)

考虑到当减震系数 β 较小时,结构层间位移较大,不利于对结构进行位移控制,故对自复位耗能节点框架结构的减震系数 β 设计为 $0.40 > \beta \geq 0.27$,即将设防烈度降低一度进行设计.根据减震系数 β 的取值范围,由图10统计曲线确定梁端弹簧型自复

位耗能节点多层框架结构相对节点刚度 S 的取值范围建议为 $1.0 \geq S \geq 0.4$ 。

5 结论

本文介绍了一种新型自复位耗能节点框架结构的节点构造.通过建立自复位耗能节点框架的有限元模型,分析了梁端弹簧型SCF结构在不同相对节点刚度比下的自振频率与振型,采用了10组地震波对梁端弹簧型SCF结构进行了动力时程分析,定义了基底减震系数并将其作为选取最优刚度的控制参数,得到如下结论:

(1)梁端弹簧型SCF结构自振频率随节点转动刚度比增大而增大,在节点相对刚度比 S 在0.1~100之间变化时,自振频率变化幅度最大,节点相对刚度比接近0.1时,结构振型表现出明显的“摇摆型”振型。

(2)随着节点相对刚度比的减小,梁端弹簧型SCF结构的层间位移响应总体呈增大趋势,加速度响应和基底剪力响应总体呈减小趋势,得到了节点刚度与梁端弹簧型SCF结构地震响应的规律性结果。

(3)根据分析得到的结构层间位移放大系数 α 及基底减震系数 β 曲线,建议梁端弹簧型自复位耗能节点多层框架结构的减震系数 β 设计为 $0.40 \geq \beta \geq 0.27$,节点相对刚度比建议取值范围为 $1.0 \geq S \geq 0.4$ 。

参 考 文 献

- Priestley M J N. Overview of PRESSS research program. *PCI Journal*, 1991, 36(4): 50~57
- Priestley M J N, Tao J. Seismic response of precast prestressed concrete frames with partially debonded tendons. *PCI Journal*, 1993, 38(1): 58~69
- Rojas P, Ricles J M, Sause R. Seismic performance of post-tensioned steel moment resisting frames with friction devices. *Journal of Structural Engineering*, 2005, 131(4): 529~540
- 鲁亮,张会会,代桂霞,等.柱端铰型受控摇摆式钢筋混凝土框架抗震性能有限元分析. *建筑结构学报*, 2018, 39(2): 54~60(Lu L, Zhang H H, Dai G X, et al. Numerical analysis on the seismic performance of controlled rocking reinforced concrete frame with column-end-hinge joints. *Journal of Building Structures*, 2018, 39(2): 54~60 (in Chinese))
- Lu L, Liu X, Chen J J, et al. Seismic performance of a controlled rocking reinforced concrete frame. *Advances in Structural Engineering*, 2017, 20(1): 4~17
- 鲁亮,徐颖超,吕西林,等.自复位钢筋混凝土框架地震响应数值模拟. *地震工程与工程振动*, 2015, 35(5): 120~124(Lu L, Xu Y C, Lv X L, et al. Numerical simulation of earthquake responses for a self-centering RC frame. *Journal of Earthquake Engineering and Engineering Dynamics*, 2015, 35(5): 120~124 (in Chinese))
- 鲁亮,刘霞,徐颖超.体外预应力自复位框架基于性能的抗震设计方法. *地震工程与工程振动*, 2016, 36(5): 35~45(Lu L, Liu X, Xu Y C. Performance-based seismic design method of external pre-stressing self-centering frame. *Journal of Earthquake Engineering and Engineering Dynamics*, 2016, 36(5): 35~45 (in Chinese))
- 胡宇飞.自复位耗能框架节点抗震性能试验研究与分析[硕士学位论文].上海:同济大学,2018(Hu Y F. Experimental study and analysis on seismic behavior of self-centering energy dissipating frame joints [Master Thesis]. Shanghai: Tongji University, 2018 (in Chinese))
- 鲁亮,陈凯芳,胡宇飞.梁端弹簧自复位框架耗能节点试验研究. *结构工程师*, 2019, 35(1): 122~130(Lu L, Chen K F, Hu Y F. Experimental research on the energy-dissipating self-centering frame joint with beam-end spring. *Structural Engineers*, 2019, 35(1): 122~130 (in Chinese))
- GB50011-2010 建筑抗震设计规范.北京:中国建筑工业出版社,2012(GB50011-2010 Code for seismic design of building. Beijing: China Architecture and Building Press, 2012 (in Chinese))
- 鲁亮,刘霞,陈俊杰.一种摇摆式钢筋混凝土框架节点刚度取值研究, *振动与冲击*, 2015, 34(13): 195~199(Lu L, Liu X, Chen J J. Selection of joint stiffness for a rocking reinforced concrete frame. *Journal of Vibration and Shock*, 2015, 34(13): 195~199 (in Chinese))
- 曲哲,叶列平,潘鹏.建筑结构弹塑性时程分析中地震动记录选取方法的比较研究. *土木工程学报*, 2011, 44(7): 10~21(Qu Z, Ye L P, Pan P. Comparative study on methods of selecting earthquake ground motions for non-linear time history analyses of building structures. *China Civil Engineering Journal*, 2011, 44(7): 10~21 (in Chinese))
- Guo X K, Li G Q, Liu Y S, et al. A Brief introduction of FFMA P695—Quantification of building seismic performance factors. *Progress in Steel Building Structures*, 2013, 15(2): 57~64

SELECTION OF JOINT STIFFNESS FOR AN ENERGY-DISSIPATING SELF-CENTERING FRAME JOINT WITH BEAM-END SPRING *

Lu Liang^{1†} Wang Lei¹ Hu Yufei²

(1. Department of Disaster Mitigation for Structures, Tongji University, Shanghai 200092, China)

(2. Shanghai Municipal Engineering Design Institute (Group) Co., Ltd. Shanghai 200092, China)

Abstract Self-centering frame joint with beam-end spring is a new type of self-centering frame joint. The configuration of this self-centering frame joint is introduced, the finite element model of the self-centering frame is established and the influence of weakening the joint stiffness on dynamic characteristics of structure is analyzed. Then, ten ground motions which were selected based on earthquake platform are input into self-centering frame model to simulate the dynamic time-history responses of the structures with different joint stiffness ratios. Finally, the inter-story drift amplification coefficient and the base earthquake-reduction coefficient were obtained from the time-history dynamic analysis to research reasonable range of joint stiffness ratio. The analytical results show that the base earthquake-reduction coefficient is 0.40 to 0.27 and the reasonable range of the joint relative stiffness ratio is 0.4 to 1.0.

Key words self-centering frame, joint spring, joint stiffness, time-history analysis, finite element model

Received 6 November 2019, revised 2 December 2019.

* The project supported by the National Key Research and Development Program of China (2016YFC0701101) and the National Natural Science Foundation of China (51678453).

† Corresponding author E-mail: 95010@tongji.edu.cn