

基于耐震时程法的耗能自复位铰节点 RC 框架抗震性能

鲁 亮^{1,2}, 颜浩天²

(1. 同济大学 土木工程防灾减灾全国重点实验室, 上海 200092; 2. 同济大学 结构防灾减灾工程系, 上海 200092)

摘 要: 设置耗能自复位铰节点 (EDSC-HJ) 的钢筋混凝土框架结构是一种新型韧性结构体系。首先, 介绍了 EDSC-HJ 框架结构的基本构造和有限元建模方法; 其次, 介绍了耐震时程法的基本原理, 采用耐震时程法对 EDSC-HJ 框架结构和常规钢筋混凝土框架结构 (RCF) 的抗震性能进行了数值模拟对比研究。研究表明: 节点相对转动刚度比在 $[0.2, 0.5]$ 范围内, 不同节点刚度的 EDSC-HJ 框架结构地震作用下的动力响应变化明显, 过大的节点刚度将导致 EDSC-HJ 框架结构的性能趋近于 RCF 结构; 罕遇地震下, EDSC-HJ 框架结构通过弱化节点约束, 最大基底剪力响应和最大加速度响应相比于 RCF 结构分别降低了 68% 和 76%, 最大层间位移响应上升了 19%, 但仅为设计限值 $1/20$ 的 31.5%; 相比于 RCF 结构, EDSC-HJ 框架结构强震下的可修复性能显著提高。

关键词: 耗能自复位铰节点; 有限元分析; 耐震时程法; 抗震性能; 地震易损性

中图分类号: TU351 **文献标志码:** A **文章编号:** 1671-5497(2026)03-0700-11

DOI: 10.13229/j.cnki.jdxbgxb.20240812

Seismic behavior of reinforced concrete frame with energy dissipation self-centering hinge joints based on endurance time method

LU Liang^{1,2}, YAN Hao-tian²

(1. State Key Laboratory of Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China;

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

Abstract: The reinforced concrete frame with energy dissipating self-centering hinge joint (EDSC-HJ) is a new type of resilient structure. Firstly, the basic construction and the modeling method of finite element model for EDSC-HJ frame are introduced. Secondly, the fundamental principle of the endurance time method is presented. The seismic performance of the EDSC-HJ frame and the conventional reinforced concrete frame (RCF) are compared through the utilization of the seismic time-history method. The results show that the dynamic responses of EDSC-HJ frame with different joint stiffness changes significantly under earthquake action when the relative rotational stiffness ratio of nodes is within the range of $[0.2, 0.5]$, and excessive node stiffness will lead to the seismic performance of EDSC-HJ frame approaching that of RCF structures. Under rare earthquakes, the maximum base shear responses and the maximum

收稿日期: 2024-07-20.

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51678453).

作者简介: 鲁亮 (1969-), 男, 副教授, 博士. 研究方向: 工程结构减隔震. E-mail: 95010@tongji.edu.cn

acceleration responses of the EDSC-HJ frame decrease by 68% and 76%, respectively, compared to the RCF structure. The maximum inter story displacement responses of the EDSC-HJ frame increases by 19%, which is merely 31.5% of the design limit of 1/20. Compared with the RCF, the repairability of the EDSC-HJ frame under high intensity is significantly improved.

Key words: energy dissipating self-centering hinge joint; finite element analysis; endurance time method; seismic performance; seismic vulnerability

0 引言

近年来,随着“韧性城市”理念的推广,抗震韧性成为结构设计的发展趋势^[1,2],各国颁布了多部抗震韧性相关标准^[3-7]。自复位结构是一类地震后可快速恢复功能的韧性结构体系。早期的自复位结构体系主要依靠梁内布置预应力筋提供弹性恢复力,通过节点的转动开合耗散地震能量,但预应力钢筋张拉施工不易控制,且强震后会产生严重的预应力损失和梁端的界面损伤,震后修复困难^[8,9]。赵军等^[10]采用屈服强度高、耐腐蚀能力强的CFRP筋作为自复位组件,对CFRP筋-钢筋混凝土剪力墙进行了拟静力试验研究,试验结果表明:CFRP筋显著缩小了墙体的裂缝宽度和残余变形,但仍没有解决预应力钢筋的锚固以及在役检测问题,且不适用于延性性能要求较高的抗震结构;谢鲁齐等^[11,12]提出了一种基于可更换耗能连接的装配式混凝土梁柱节点,该节点可诱导损伤集中在节点处的可更换连接构件上,避免强震下主体结构的损伤。试验结果表明:该节点耗能能力稳定并表现出了良好的延性,但节点构造和修复工艺较为复杂,需凿除损伤部位的后浇混凝土后,对受损的组件进行切割更换。叶建峰等^[13]提出了一种采用干式连接的装配式可更换耗能铰节点,简化了装配式梁柱节点的施工工艺,试验结果表明:该节点的滞回曲线饱满,转动能力强,表现出了良好的延性,但震后仍存在一定的残余变形。以上耗能可更换梁柱节点构造实现将结构的损伤集中于节点处的可更换构件,但缺乏自复位机制,导致结构震后存在一定的残余变形。毕仲君等^[14]提出了一种基于Cu-Al-Be合金丝的新型自复位摩擦耗能支撑的RC结构体系,分析结果表明:该耗能支撑性能随着摩擦力的增大而提高,但同时会增大震后的残余变形;徐龙河等^[15]对布置有预压碟簧自复位耗能支撑的RC框架结构主余震下的抗震性能进行了研究,分析结果表明:预压碟簧自复位耗能支撑提高了结构的耗

能能力,但在余震作用下,结构的损伤增加明显。上述自复位耗能支撑的布置可以提高结构的耗能能力,避免梁柱节点在强震下的破坏,但同时改变了结构的受力模式,结构在强震作用后的残余变形仍较大。

为提高自复位结构的耗能性能以及震后的自复位能力,尽可能减小结构的残余变形、缩短修复时间以及降低修复成本,鲁亮等^[16]提出了耗能自复位铰节点(EDSC-HJ)这一新型自复位梁柱节点构造。EDSC-HJ通过机械铰节传递剪力,在梁和柱连接处布置高强度钢板弹簧,利用结构地震作用下节点处的相对变形产生弹性恢复力,同时在节点附近布置耗能阻尼器,削弱罕遇地震下结构的位移响应。

为综合评价EDSC-HJ框架结构的抗震性能,采用耐震时程法(Endurance time method, ETM)^[17]对EDSC-HJ框架结构进行数值模拟分析。基于我国规范反应谱生成3条耐震时程加速度(Endurance time accelerogram, ETA)曲线,并将其作为输入的地震激励,分析EDSC-HJ框架结构在ETA激励下的结构动力响应,并基于耐震时程法对EDSC-HJ框架结构进行易损性分析。

1 EDSC-HJ框架结构分析模型

1.1 EDSC-HJ框架结构

遵循“弹性可恢复”和“免损伤”的韧性结构抗震设计理念,EDSC-HJ框架结构采用耗能自复位铰节点的节点构造,通过提高结构的自振周期和阻尼,提升结构的抗震性能。EDSC-HJ框架梁柱节点具体做法见图1(a)。该梁柱节点通过杆端关节轴承、钢插销以及钢连接件实现三向铰接,梁柱节点处的钢连接件采用钢环梁设计,保证其与四周梁固结,并且承担结构内力,钢插销先后穿过杆端关节轴承和钢连接件与框架柱形成梁柱节点整体,节点构件具体设计参数及详细构造见文献[18]。节点处的钢板弹簧布置于钢环梁和柱之

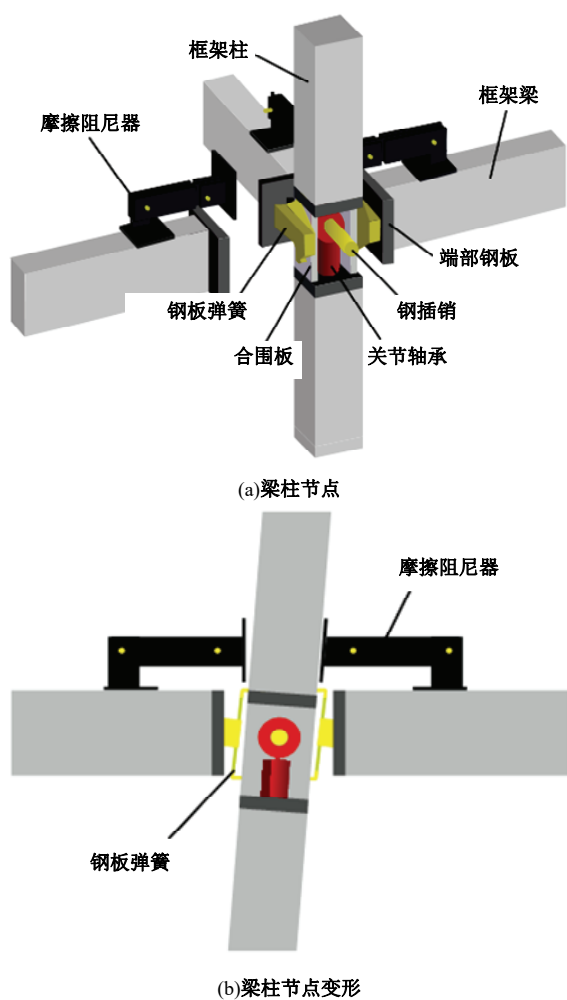


图1 耗能自复位铰节点

Fig. 1 Energy dissipating self-centering hinge joint

间,通过螺栓与梁柱相连,尺寸小,精度高,便于震后修复。当节点在发生转动时,钢板弹簧产生弹性变形,利用弹簧产生的弹性恢复力实现自复位。摩擦阻尼器通过螺栓连接布置于梁端,地震作用下,节点发生变形推动摩擦阻尼器起滑耗能,见图1(b)。EDSC-HJ框架结构是一类干式连接的装配式可更换耗能铰节点,该节点形式可将损伤集中于节点处的可更换耗能部件上,传力路径明确,避免了结构主体构件在地震下发生破坏,且震后的修复工艺简单,可在震后实现快速恢复使用功能。

文献[18]采用基于位移的设计方法设计了一幢三层两跨的EDSC-HJ框架结构,多遇地震作用下的层间位移角限值为1%,设防地震作用下的层间位移角限值为2%,罕遇地震作用下的层间位移角设计目标限值为5%,并对该结构1:3比尺的缩尺模型进行了模拟振动台试验研究,见图2。试验包括无控结构和有控结构两种工况,定义布置耗能阻尼器的EDSC-HJ框架结构为EDSC-

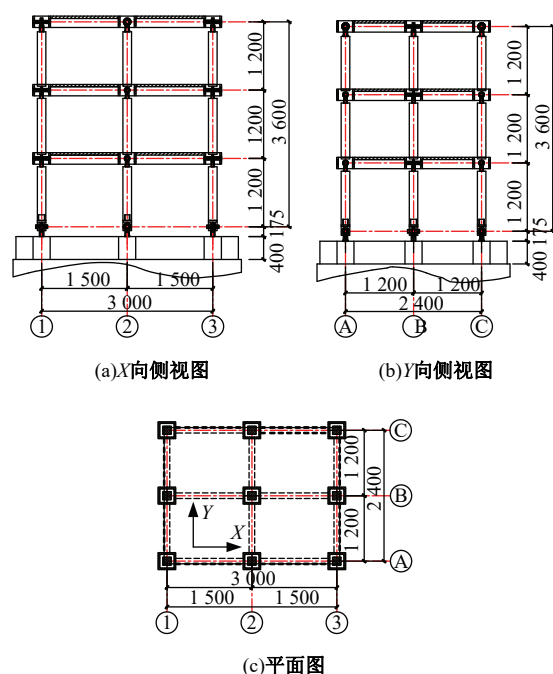


图2 EDSC-HJ框架结构试验模型(mm)

Fig. 2 EDSC-HJ frame test model(mm)

HJ无控结构,布置有耗能阻尼器的EDSC-HJ框架结构为EDSC-HJ有控结构。抗震设防烈度为8度,设计基本地震加速度为 $0.20g$;采用C40混凝土,混凝土容重为 25 kN/m^3 ;钢筋采用HRB400,钢材容重为 78 kN/m^3 。板厚 120 mm ,梁截面尺寸为 $100\text{ mm}\times 200\text{ mm}$,柱截面尺寸为 $150\text{ mm}\times 150\text{ mm}$;楼面活荷载为 2.0 kN/m^2 ,不上人屋面活荷载 0.5 kN/m^2 。梁柱节点转动刚度为 $125\text{ kN}\cdot\text{m/rad}$,节点摩擦阻尼器滑动摩擦力为 9.67 kN 。

1.2 有限元建模

EDSC-HJ 框架结构的技术核心是节点构造,选择合适的单元模拟耗能自复位铰节点实现对这一新型结构体系的抗震性能数值模拟的关键。耗能自复位铰节点的几何特征是可绕节点自由转动,但杆端不能相对移动,因此,采用“Join+Rotation”的连接类型来进行模拟。Join 是一种平移连接单元,可约束节点三个方向的平动自由度。Rotation 是一种旋转连接单元,可约束节点三个方向的转动自由度。节点转动刚度通过 Rotation 连接单元 Behavior Options 选项中的 Elasticity 行为进行模拟。节点摩擦阻尼器采用 Cartesian 连接类型中的 Friction 行为进行模拟,其中预紧力和动摩擦因数输入数值的大小可以决定阻尼器摩擦阻尼力的大小。梁、柱采用 ABAQUS 提供的 B31

单元模型,梁、柱中的钢筋直接编辑关键字*rebar在截面中添加单根钢筋。对于楼板,采用分层壳单元 S4R 单元模型,通过输入文件中编辑关键字*Rebar Layer 在分层壳单元设置钢筋层。采用 TJ-Fiber^[19]作为混凝土的本构模型。EDSC-HJ 框架结构有限元模型见图 3。以 Taft 波为例,图 4 给出了 EDSC-HJ 有控结构罕遇地震作用下的数值模拟分析与试验分析结果对比,可以发现二者吻合度高,表 1 给出了无控结构与有控结构模拟模态频率和试验模态频率对比,最大误差为

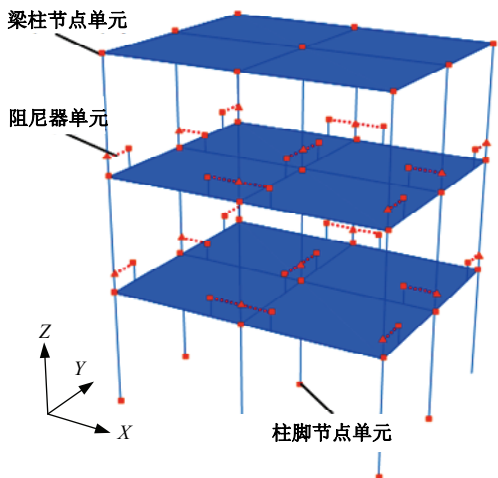


图 3 EDSC-HJ 框架结构有限元模型
Fig. 3 Finite element model of EDSC-HJ frame

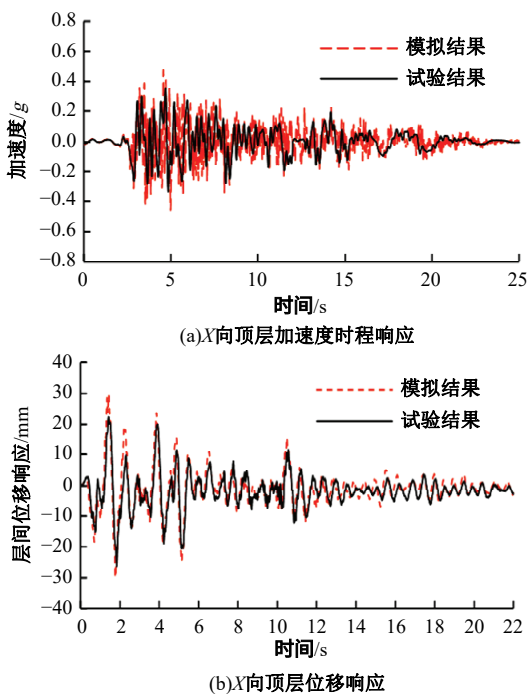


图 4 EDSC-HJ 有控制结构 Taft 波作用下的动力响应
Fig. 4 Dynamic responses of EDSC-HJ frame with dampers under Taft wave

表 1 模拟模态频率和试验模态频率对比
Table 1 Comparison of simulated and experimental modal frequencies

阶次	无控结构			有控结构		
	试验	模拟	误差/%	试验	模拟	误差/%
f_1/Hz	0.922	0.960	4.12	1.086	1.036	4.60
f_2/Hz	0.942	0.980	4.04	1.195	1.129	5.85
f_3/Hz	14.632	14.058	3.92	15.550	15.166	2.46

5.85%,验证了建模方法的正确性。

1.3 耐震时程法的基本原理

2011 年,Estekanchi 等^[17]提出了耐震时程法 (ETM),用于快速评估结构强震下的抗震性能。耐震时程法生成的 ETA 曲线是一条幅值随时间递增的时程曲线,可反映不同地震动频谱特性,不同的耐震时间代表了不同的地震强度,将 ETA 曲线作为输入的地震激励,结构在 ETA 曲线作用下经历了由弹性到塑性最后发生倒塌的全过程,耐震时间的长度可反映结构的抗震性能^[17]。相比于非线性动力时程分析法和增量动力法需要使用多条天然地震动对结构进行大样本分析^[20,21],耐震时程法仅需要通过一次非线性动力时程分析即可得到结构由弹性到最后失稳倒塌的全过程动力响应,在保证一定精确度的条件下,极大地提高了计算的效率^[22]。

生成 ETA 曲线的基本思路如下:①基于我国抗震规范^[23]选取合适的反应谱作为目标谱;②确定合理的目标时间 t_{Target} ,在目标时间 t_{Target} 内,ETA 曲线的反应谱与标准反应谱相符,其他时间段内的反应谱与标准反应谱成倍数关系;③定义目标加速度反应谱与持时之间的关系;④选择一条随机振动加速度曲线作为初始的地震加速度输入,并与规范反应谱进行拟合优化。

建立耐震时程加速度反应谱与持续时间的关系:

$$S_{aT}(T,t)=\frac{t}{t_{\text{Target}}}S_{aC}(T) \tag{1}$$

由位移反应谱和加速度反应谱的关系,得到相应时程的位移反应谱:

$$S_{uT}(T,t)=\frac{t}{t_{\text{Target}}}S_{aC}(T)\times\frac{T^2}{4\pi^2} \tag{2}$$

式中: t_{Target} 为目标时间点; $S_{aC}(T)$ 为目标标准反应谱; T 为结构自振周期; $S_{aT}(T,t)$ 为时刻 t 的加速度反应谱。

在一定精度条件下耐震加速度时程曲线上每

个点难以同时满足式(1)(2),因此,可将该问题转化为无约束问题:

$$\min F(a_g) = \int_0^{T_{\max}} \int_0^{t_{\max}} \{ [S_a(T, t) - S_{aT}(T, t)]^2 + \alpha [S_u(T, t) - S_{uT}(T, t)]^2 \} d_t d_T \quad (3)$$

式中: a_g 为需要合成的 ETA 曲线; $S_a(T, t)$ 和 $S_u(T, t)$ 分别为 a_g 在 t 时刻的加速度反应谱和位移谱; $T_{\max}$ 为最大周期; $t_{\max}$ 为时程曲线最大持时; α 为优化权重系数,表示位移谱的权重,为简化计算,取 $\alpha = 0$,仅考虑加速度反应谱。

采用非线性最小二乘算法求解式(3)。目标时间 t_{Target} 的确定与结构的自振周期和代表性地震动持时有关^[24]。在确定目标时间 t_{Target} 时,过长或过短的目标时间均会导致结构遭受不合理的非线性循环次数,取目标时间 $t_{\text{Target}} = 10$ s、地震影响系数最大值 $\alpha_{\max} = 0.9$ 、特征周期 $T_g = 0.35$ s、阻尼比 $\xi = 5\%$ 、持续时间为 30 s 的 3 条 ETA 曲线,图 5 和图 6 分别给出了 3 条 ETA 曲线的加速度曲线以及各条时程曲线的前 10 s、前 20 s 和前 30 s 的加速度反应谱与对应时段的规范反应谱。

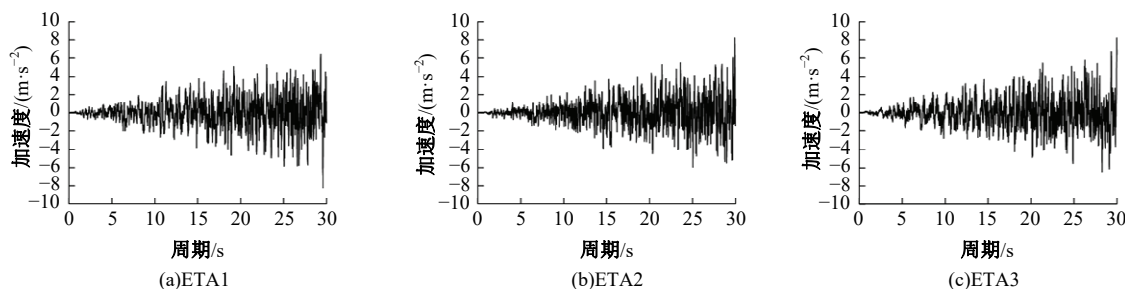


图 5 ETA 曲线

Fig. 5 Endurance time accelerations

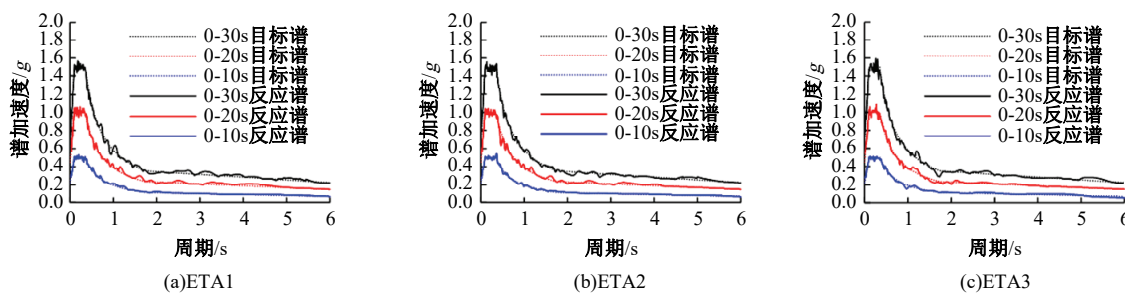


图 6 ETA 曲线加速度反应谱

Fig. 6 Acceleration response spectrums of ETAs

2 EDSC-HJ 框架结构抗震性能分析

2.1 工程算例

以一幢三层钢筋混凝土框架结构为例,研究 EDSC-HJ 框架结构在不同地震动作用下的结构性能,结构平面布置如图 7 所示。结构横向每跨 4.5 m,纵向每跨 5.4 m,每层层高 3.6 m,总高 10.8 m;梁截面为 300 mm×450 mm,柱截面为 450 mm×450 mm,楼板厚度为 120 mm;楼面活荷载为 2.0 kN/m²,屋面活荷载取 0.5 kN/m²;混凝土强度为 C40,钢筋强度等级为 HRB400。所在地区设计地震分组为第一组,场地类别为 IV 类场地,特征周期为 0.65 s。抗震设防烈度为 8 度,设计基本地震加速度为 0.20 g。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

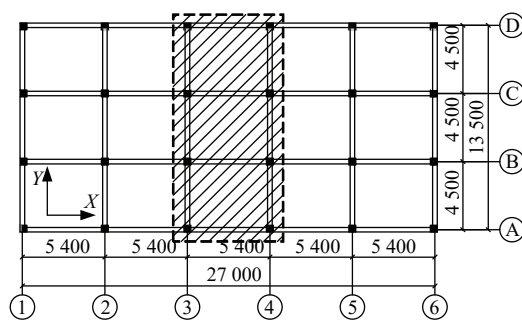


图 7 平面布置图(mm)

Fig. 7 Layout plan(mm)

架为计算单元,建立 EDSC-HJ 框架结构有限元模型进行计算分析。

定义基底减震系数 β 为 EDSCHJ 框架结构的最大基底剪力与 RCF 结构最大基底剪力的比值,见式(4)。考虑到 EDSC-HJ 框架结构节点刚度

的弱化,抗侧刚度较低,主体构件按照降低一度的设防要求进行结构设计,通过试算确定 β 的取值范围为 $[0.27, 0.40]^{[18]}$ 。

$$\beta = \frac{V_{\text{EDSC-HJ}}}{V_{\text{RCF}}} \quad (4)$$

式中: $V_{\text{EDSC-HJ}}$ 为EDSC-HJ框架结构的最大基底剪力; V_{RCF} 为RCF结构最大基底剪力。

2.2 耐震时程分析结果表示

为研究EDSC-HJ框架结构这一韧性结构体系的抗震性能并将耐震时程法应用于EDSC-HJ框架结构的抗震设计,采用生成的3条ETA曲线分别对EDSC-HJ框架结构和一幢相同设计尺寸的RCF结构进行数值模拟对比分析。ETA曲线是一条幅值随时间递增的时程曲线,不同的耐震时间代表了不同的地震强度,式(5)给出了地震强度与耐震时间 t_{ET} 之间的换算方法,便于建立不同的地震烈度与结构动力响应之间的关系。

$$t_{\text{ET}} = \gamma \times \frac{S_{\text{as}}(T)}{S_{\text{ac}}(T)} \times t_{\text{Target}} \quad (5)$$

式中: γ 为调幅系数; t_{ET} 为耐震时间; $S_{\text{as}}(T)$ 为在 T 时刻对应的规范反应谱值; $S_{\text{ac}}(T)$ 为 T 时刻对应的反应谱值。

2.3 结构动力响应分析

为了清晰地反映EDSC-HJ框架结构设计流程的阶段性,设计流程为先对无控结构的力学参数进行分析,使结构水平向减震系数满足设计要求,再设计阻尼器参数,使得有控结构的加速度响应和位移响应均满足设计要求。

2.3.1 无控结构动力响应分析

EDSC-HJ框架结构的节点转动刚度由弹簧提供,节点转动刚度取值对结构整体的抗震性能有关键的影响。为了便于研究节点转动刚度对结构性能的影响,定义节点相对转动刚度比 S ,如式(6)所示:

$$S = \frac{k}{(E_1 I_1 / l_1 + E_2 I_2 / l_2) / 2} \quad (6)$$

式中: k 为节点转动刚度; E_1 、 E_2 分别为上柱、下柱的弹性模量; I_1 、 I_2 分别为上柱、下柱的惯性矩; l_1 、 l_2 分别为上柱、下柱的高度。

对EDSC-HJ无控结构,采用1.3节生成的3条ETA曲线对不同节点刚度下的无控结构进行耐震时程分析。由于耐震法得到的是结构在不同耐震时间 t_{ET} 下的动力响应,根据式(5)可分别计算得到8度多遇地震、8度设防地震和8度罕遇地

震下的水平地震影响系数最大值 α_{max} 对应的耐震时间 t_{ET} 分别为4.0、10.7、21.4 s。取耐震时程法分析结果在21.4 s时无控结构的最大基底剪力和最大层间位移角 θ_{max} 的中位值,换算得到无控结构的基底减震系数 β 和 θ_{max} 随节点刚度比 S 变化的关系曲线,如图8所示,可以发现:

(1)EDSC-HJ框架结构的基底减震系数 β 和最大层间位移随着 S 的增加分别呈现出降趋势和上升趋势。

(2)当 $S < 0.5$ 时,EDSC-HJ框架结构的基底减震系数均未超过0.4的限值要求,但最大层间位移基本接近甚至超过了罕遇地震作用下EDSC-HJ框架结构的层间位移角限值1/20,过大的层间位移会影响结构本身的使用功能,还可能造成震后结构难以实现自复位,因此,必须采取相关的位移控制构造措施限制结构在罕遇地震作用下的位移响应。

(3)EDSC-HJ框架结构的动力响应曲线对 S 在区间 $[0.2, 0.5]$ 内变化时最为敏感,随着 S 的增加,EDSC-HJ框架结构的动力响应曲线趋于平缓,这表明此时EDSC-HJ框架结构的抗震性能已经接近RCF结构,因此,建议EDSC-HJ框架结构节点相对刚度比的合理取值区间为 $[0.2, 0.5]$ 。

2.3.2 有控结构动力响应分析

根据2.3.1节得到EDSC-HJ框架结构节点相对刚度比 S 的推荐取值区间,确定EDSC-HJ框架结构 S 取值为0.4,计算得到节点转动刚度为456 kN·m/rad。采用一种位移型摩擦阻尼器^[18]作为EDSC-HJ框架结构的节点耗能装置,对不同节点阻尼力下布置有摩擦阻尼器的EDSC-HJ框架结

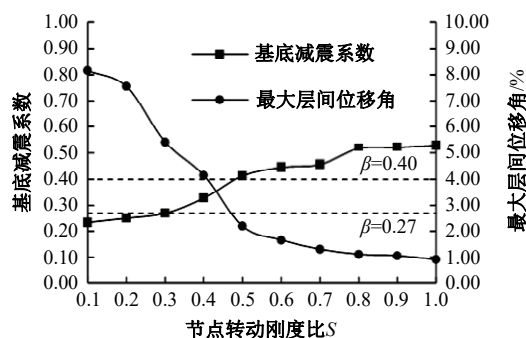


图8 无控结构基底减震系数及最大层间位移与 S 的关系曲线

Fig. 8 Relationship curve between base damping coefficient and maximum inter story displacement of EDSC-HJ frame without dampers and S

构进行耐震时程分析,得到耐震时程法分析结果在 21.4 s 时有控结构的基底减震系数和最大层间位移响应随阻尼器初始刚度变化的关系曲线,如图 9 所示。确定阻尼器初始刚度为 1.0×10^4 kN/m,摩擦力为 10 kN,此时结构减震系数 β 为 0.351, $\theta_{\max}$ 为 1.71%,较设计限值 1/20 下降了 65.8%。

表 2 给出了 RCF 结构和 EDSC-HJ 框架结构在多遇地震、设防地震和罕遇地震下的结构动力响应。RCF 结构和 EDSC-HJ 框架结构 ETA 分析下多遇地震、设防地震和罕遇地震下的最大基底剪力响应分别下降了 56%、64%、68%,最大层间位移角分别上升了 8%、16%、19%,最大楼层加速度响应分别下降了 57%、69%、76%。ED-SC-HJ 框架结构由于采用了耗能自复位铰节点的构造形式,结构的节点刚度弱化,结构的变形能力显著增强,同时弱化了地震能量的输入,结构在地震作用下的基底剪力和加速度响应下降明显。

残余变形是衡量自复位结构体系自复位能力

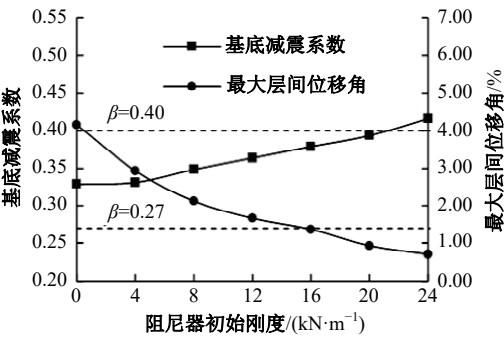


图 9 有控结构基底减震系数及最大层间位移与阻尼器初始刚度的关系曲线

Fig. 9 Relationship curve between base damping coefficient and maximum inter story displacement of EDSC-HJ frame with dampers and the initial stiffness of dampers

表 2 EDSC-HJ 框架结构和 RCF 结构多遇地震、设防地震、罕遇地震下的动力响应

Table 2 Seismic responses of EDSC-HJ frame and RCF under frequent, fortified, and rare earthquakes

地震 烈度	耐震时 间/s	结构类型	最大基底 剪力/kN	最大加速度/ ($\text{m}\cdot\text{s}^{-2}$)	最大层间 位移角/%
多遇 地震	4.0	RCF	711	1.59	0.12
		EDSC-HJ	312	0.68	0.13
设防 地震	10.7	RCF	1 750	3.80	0.55
		EDSC-HJ	630	1.17	0.64
罕遇 地震	21.4	RCF	2 880	7.58	1.36
		EDSC-HJ	922	1.70	1.62

的重要指标,采用自由振动法计算结构震后的残余变形^[14],加载结束后,结构进入自振状态,假定结构自振平衡位置为结构的整体残余变形,自振持续时间取结构基本周期的 10 倍。有控结构和 RCF 结构各层 X 向残余位移对比见图 10,可以发现 有控结构与 RCF 结构的残余位移随着楼层的增大而减小,相比于 RCF 结构,有控结构 1~3 层的残余位移分别下降了 88.86%、89.23%、90.75%,这表明采用耗能自复位铰节点的构造形式显著提高了结构的自复位能力,提高了结构抵抗强震的可控性。

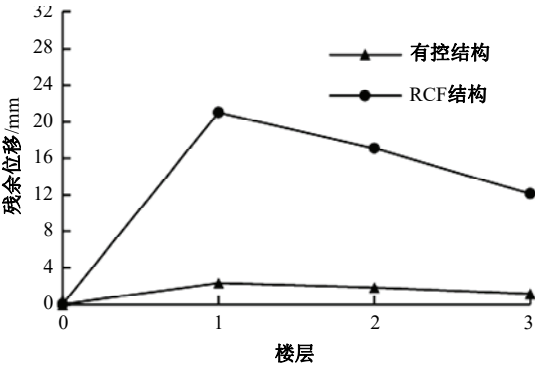


图 10 有控结构与 RCF 结构 X 向残余位移对比

Fig. 10 Comparison of residual displacement X direction between EDSC-HJ frame with dampers and RCF

3 EDSC-HJ 框架结构概率抗震分析

3.1 基于耐震时程法的概率抗震分析步骤

基于概率的结构抗震性能分析可预测结构在不同水准地震作用下超越各性能状态的概率。易损性分析主要是建立强度与结构破坏程度之间的关系,进行耐震时程分析时,选用谱加速度(S_a)作为地震强度参数,最大层间位移角指标适用于不同类型结构体系的结构抗震性能的评价,可反映结构地震作用下的包络损伤,最大层间残余位移角则反映了结构的最终损伤状态,故以结构最大层间位移角和最大层间残余位移角作为结构的损伤指标,并考虑指标的不确定性与相关性,利用联合概率密度函数^[25]评估 EDSC-HJ 框架结构和 RCF 结构的抗震性能。PEER 提出的基于概率的性能评估理论^[26]已被 FEMA P-58^[5]采用,其一般形式为:

$$\lambda(D_v)=\iiint G(D_v|D_M)|dG(D_M|D_{DP})|\times dG(E_{DP}|I_M)|d\lambda(I_M) \tag{7}$$

$$\lambda_{R_{Di}, M_{Dj}}(R_{Di}, M_{Dj} > r_{di}, m_{dj}) = \int_0^\infty P_E[R_{Di}, M_{Dj} > r_{di}, m_{dj} | I_M = I_m] \left| \frac{d\lambda_{IM}(I_m)}{dI_m} \right| dI_m \quad (8)$$

$$P_E[R_{Di}, M_{Dj} > r_{di}, m_{dj} | I_M = I_m] = 1 - \int_0^{M_{Dj}} \int_0^{R_{Di}} f_{X,Y}(x, y) dx dy \quad (9)$$

$$f_{X,Y} = \frac{0.5}{xy\pi\zeta_X\zeta_Y\sqrt{1-\rho^2}} \exp\left\{-\frac{0.5}{1-\rho^2} \cdot \frac{(\lg x - \lambda_X)(\lg y - \lambda_Y)}{\zeta_X\zeta_Y} + \frac{(\lg y - \lambda_Y)^2}{\zeta_Y^2}\right\} \quad (10)$$

$$\lambda_{R_{Di}, M_{Dj}}(R_D > r_{di}, M_D > m_{dj}) = \int_0^\infty P[R_D > r_{di}, M_D > m_{dj} | S_a(T_1, 5\%) = s_a] \left| \frac{d\lambda_{S_a}(s_a)}{ds_a} \right| ds_a \quad (11)$$

式中: D_V 为决策变量; D_M 为损伤指标; E_{DP} 为工程需求参数; I_M 为地震动强度指标; $G(D_V|D_M)$ 、 $G(D_M|D_{DP})$ 和 $G(E_{DP}|I_M)$ 为对应变量的条件概率; $\lambda(I_M)$ 为 I_M 的年均超越频率。

基于式(7)研究结构在一定地震烈度下的不同性能状态,式(7)退化为式(8)~(10)。 I_m 为地震强度参数; R_{Di} 和 r_{di} 分别为最大残余层间位移角确定的第 i 个损伤极限状态及其限值; M_{Dj} 和 m_{dj} 分别为最大层间位移角确定的第 j 个损伤极限状态及其限值; $\lambda_{R_{Di}, M_{Dj}}$ 为性能水平 (R_{di}, M_{dj}) (或 $PL(i, j)$) 的年均超越概率; $\lambda_{IM}(I_m)$ 为给定地震动强度 I_m 下的平均超越频率; $f_{X,Y}$ 为变量 X 和 Y 的联合概率密度函数, X 、 Y 分别为 R_{di} 和 M_{dj} ; ρ 为 X 和 Y 的相关系数; λ_X 、 λ_Y 、 ζ_X 、 ζ_Y 分别为 X 、 Y 的对数正态分布的均值和标准差; $P_E[R_{Di}, M_{Dj} > r_{di}, m_{dj} | I_M > I_m]$ 为给定地震动强度 I_m 下超越给定工程需求参数限值的概率,即结构的易损性,通过耐震时程分析由式(9)~式(10)计算得到; $\lambda_{IM}(I_m)$ 通过经验公式计算^[27]。采用结构最大层间位移角和最大层间残余位移角作为结构的工程需求参数 E_{DP} , 地震动强度 I_m 取一阶周期谱加速度 $S_a(T_1, 5\%)$, 代入式(8)得到式(11)。

$\lambda_{S_a}(s_a)$ 采用 Luco 等^[27] 提出的经验公式:

$$\lambda_{S_a}(s_a) = P[S_a \geq x] = q_0 \cdot x^{-q} \quad (12)$$

式中: q_0 和 q 为确定地震动危险性曲线的参数, 可以通过给定的数据得到。

参考我国抗震规范^[23] 给出的设防烈度和罕遇烈度对应的谱加速度可以确定 q_0 和 q 的取值,

见图 11。

根据 1.3 节, 取目标时间 $t_{Target} = 10$ s、地震影响系数最大值 $\alpha_{max} = 0.9$ 、特征周期 $T_g = 0.35$ s、阻尼比 $\xi = 5\%$, 生成持续时间为 30 s 的 10 条 ETA 曲线用于结构的易损性分析。图 12 给出了 10 条 ETA 曲线前 10 s、前 20 s 和前 30 s 的加速度反应谱与对应时段的规范反应谱。

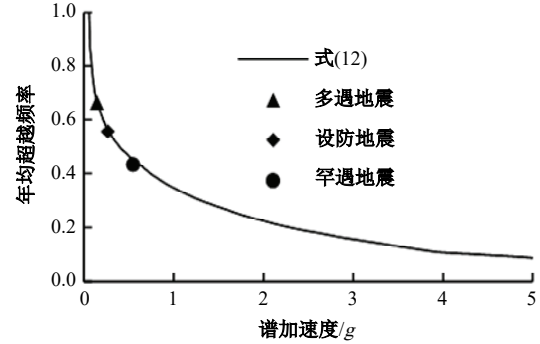


图 11 地震危险性曲线

Fig. 11 Hazard curve of ground motions

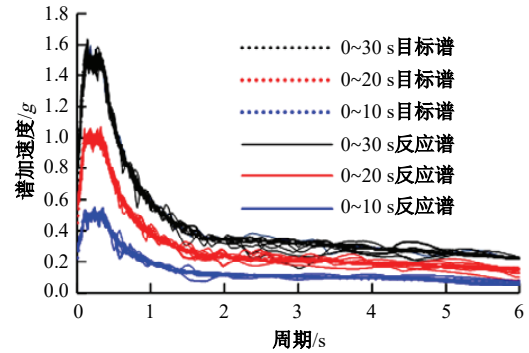


图 12 ETA 曲线加速度反应谱

Fig. 12 Acceleration response spectrums of ETAs

3.2 结构性能水平的确定

武大洋等^[28] 根据 Kam 等^[29] 和 Uma 等^[25] 的建议, 给出了自复位结构最大层间位移角和最大残余层间位移角限值的建议极限状态, 考虑到罕遇地震作用下 EDSC-HJ 框架结构的层间位移角设计限值为 1/20, EDSC-HJ 框架结构不同抗震性能水准下的结构损伤极限状态建议取值见表 3。

3.3 易损性分析

有控结构与 RCF 结构在 $PL(1, 2)$ 、 $PL(2, 2)$ 、 $PL(3, 2)$ 和 $PL(4, 2)$ 4 个性能状态下的易损性曲线直方图与数据分别见图 13、表 4, 可以发现, 在同一最大层间位移角 θ_{max} 下, 不同的最大残余位移角对应着不同的性能状态。以 $S_a(T_1) = 0.8g$ 为例, $PL(1, 2)$ 、 $PL(2, 2)$ 、 $PL(3, 2)$ 和 $PL(4, 2)$ 4 个性能状态下, 有控结构的损伤概率较

表 3 不同抗震性能水准下的结构损伤极限状态

Table 3 Limit states under different seismic performance levels

最大层间位移角对应的极限状态			残余层间位移角对应的损伤极限状态			
			立即入住 R_{D1}	可修复 R_{D2}	不可修复 R_{D3}	生命安全 R_{D4}
			$0 \leq \theta_r \leq 0.2\%$	$0.2\% \leq \theta_r \leq 0.4\%$	$0.4\% \leq \theta_r \leq 0.6\%$	$0.6\% \leq \theta_r \leq 1.0\%$
立即入住	M_{D1}	$0 \leq \theta_{\max} \leq 0.5\%$	PL(1, 1)	PL(1, 2)	PL(1, 3)	PL(1, 4)
	M_{D2}	$0.5\% \leq \theta_{\max} \leq 1.0\%$	PL(2, 1)	PL(2, 2)	PL(2, 3)	PL(2, 4)
生命安全	M_{D3}	$1.0\% \leq \theta_{\max} \leq 2.0\%$	PL(3, 1)	PL(3, 2)	PL(3, 3)	PL(3, 4)
避免倒塌	M_{D4}	$2.0\% \leq \theta_{\max} \leq 5.0\%$	PL(4, 1)	PL(4, 2)	PL(4, 3)	PL(4, 4)

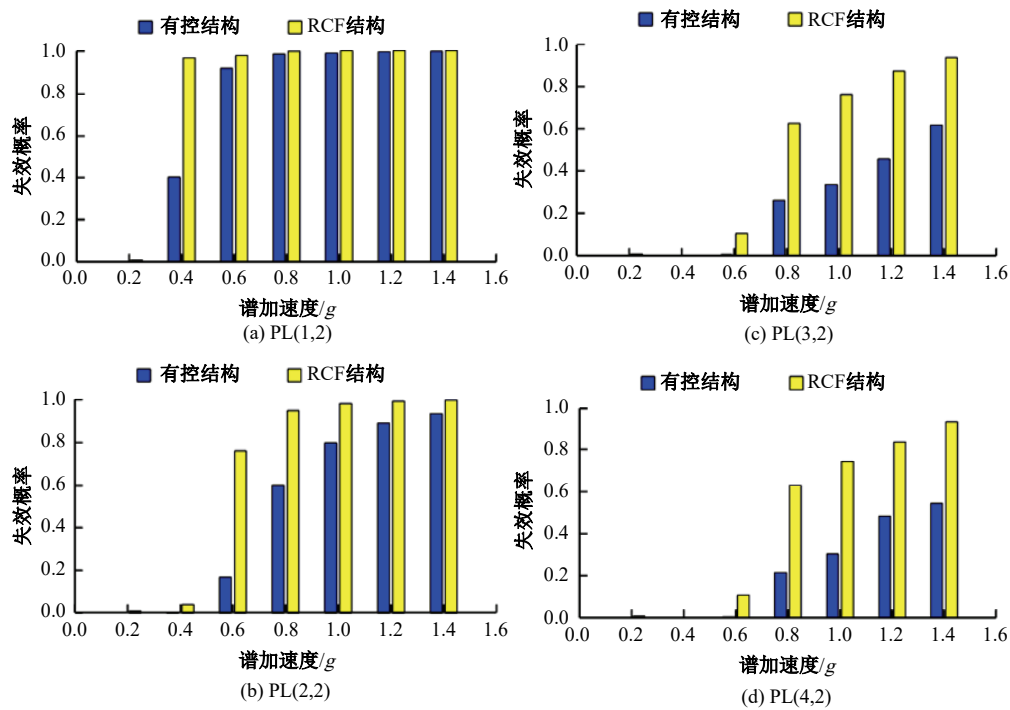


图 13 有控结构与 RCF 结构易损性曲线直方图

Fig. 13 Histogram of vulnerability curves for EDSC-HJ frame with dampers and RCF

表 4 不同地震烈度下有控结构和 RCF 结构的失效概率

Table 4 The failure probability of RCF and EDSC-HJ frame under different seismic intensities

工况		失效概率 P_E							
		$S_a(T_1)=$	$S_a(T_1)=$	$S_a(T_1)=$	$S_a(T_1)=$	$S_a(T_1)=$	$S_a(T_1)=$	$S_a(T_1)=$	$S_a(T_1)=$
		0.0g	0.2g	0.4g	0.6g	0.8g	1.0g	1.2g	1.4g
有控	PL(1,2)	0.0000	0.0000	0.4035	0.9233	0.9856	0.9901	0.9950	0.9975
RCF		0.0000	0.0068	0.9698	0.9794	0.9998	0.9999	1.0000	1.0000
有控	PL(2,2)	0.0000	0.0000	0.0010	0.1678	0.6012	0.8001	0.8897	0.9350
RCF		0.0000	0.0068	0.0356	0.7596	0.9498	0.9822	0.9915	0.9965
有控	PL(3,2)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0055	0.2655	0.3344	0.4559	0.6156
RCF		0.0000	0.0068	0.0003	0.1049	0.6232	0.7586	0.8695	0.9369
有控	PL(4,2)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0052	0.2153	0.3060	0.4798	0.5448
RCF		0.0000	0.0068	0.0003	0.1049	0.6335	0.7433	0.8342	0.9324

RCF 结构分别下降了 1.42%、34.84%、35.77%、41.82%，表明采用耗能自复位铰节点的构造，通过降低最大残余层位移角，提高了结构的可恢复能力和抗倒塌能力。随着地震烈度的增大，RCF 结构强震下的失效概率迅速上升，表现出明显的脆

性破坏特征，有控结构的失效概率明显小于 RCF 结构，表现出了良好的变形能力和易修复特征。

4 结 论

(1)EDSC-HJ 框架结构相较于现浇刚接节

点其转动刚度弱化,可以达到优化整体结构刚度和减轻结构地震响应的目的,节点相对转动刚度比 S 的合理取值区间为 $[0.2, 0.5]$ 。

(2)相比于RCF结构,EDSC-HJ框架结构在强震作用下表现出了良好的抗震性能,EDSC-HJ框架结构在罕遇地震下的基底剪力下降了68%,加速度响应下降了76%,由于节点刚度的弱化,EDSC-HJ框架结构整体的位移响应有所增强。

(3)采用最大层间位移角和最大层间残余位移角作为联合损伤指标,基于耐震时程法对比分析了有控结构与RCF结构不同地震烈度下的损伤性能,强震下有控结构的损伤概率较RCF结构显著降低,表现出了明显的韧性结构特征。

参考文献:

- [1] Hua W, Ye J H. Research on seismic resilience evaluation index of mid-rise CFS structures[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2024, 212: 108271.
- [2] Wang X Y, Xie L L, Chong X, et al. Seismic resilience of reinforced concrete frame equipped with energy dissipative cladding panel system[J]. Journal of Earthquake Engineering, 2023, 28(3): 617-636.
- [3] GB/T 38591—2020. 建筑抗震韧性评价标准[S].
- [4] Applied Technology Council, National Earthquake Hazards Reduction Program. Seismic performance assessment of buildings[M]. Washington: Federal Emergency Management Agency, 2012.
- [5] FEMA—P58. Seismic Performance Assessment of Buildings: Volume1: Methodology[S].
- [6] Almufti I, Willford M. REDi rating system: resilience-based earthquake design initiative for the next generation of buildings[R]. London: Arup, 2013.
- [7] U. S. Resiliency Council. Rating building performance in natural disasters[EB/OL]. [2020-02-10]. <http://usrc.org/building-rating-system>
- [8] Nigel P M J, Tao J R. Seismic response of precast prestressed concrete frames with partially debonded tendons[J]. PCI Journal, 1993, 38(1): 58-69.
- [9] Stone W, Cheok G, Stanton J. Performance of hybrid moment-resisting precast beam-column concrete connections subjected to cyclic loading[J]. Aci Structural Journal, 1995, 92: 229-249.
- [10] 赵军, 赵齐, 陈纪伟. CFRP筋钢筋混凝土剪力墙自复位性能试验研究[J]. 土木建筑与环境工程, 2016, 38(3): 18-24.
- Zhao Jun, Zhao Qi, Chen Ji-wei. Experimental analysis of the self-centering performance of shear walls reinforced by CFRP and steel bars[J]. Journal of Civil Architectural & Environmental Engineering, 2016, 38(3): 18-24.
- [11] 谢鲁齐, 吴京, 章锦洋, 等. 可更换耗能连接力学机理及变形性能研究[J]. 工程力学, 2020, 37(6): 186-195.
- Xie Lu-qi, Wu Jing, Zhang Jin-yang, et al. Study on the mechanical and deformation properties of replaceable energy dissipation connectors[J]. Engineering Mechanics, 2020, 37(6): 186-195.
- [12] 谢鲁齐, 吴京, 章锦洋, 等. 基于可更换耗能连接的装配式混凝土梁柱节点力学性能试验研究[J]. 东南大学学报: 自然科学版, 2021, 51(1): 1-8.
- Xie Lu-qi, Wu Jing, Zhang Jin-yang, et al. Experimental study on mechanical property of precast concrete frame with replaceable energy dissipation connectors[J]. Journal of Southeast University (Natural Science Edition), 2021, 51(1): 1-8.
- [13] 叶建峰, 郑莲琼, 颜桂云, 等. 装配式可更换耗能铰滞回性能试验研究[J]. 工程力学, 2021, 38(8): 42-54.
- Ye Jian-feng, Zheng Lian-qiong, Yan Gui-yun, et al. Experimental study on hysteretic performance replaceable energy-dissipating prefabricated hinges[J]. Engineering Mechanics, 2021, 38(8): 42-54.
- [14] 毕仲君, 胡志强, 王琪, 等. 基于新型自复位摩擦耗能支撑的RC框架结构地震残余变形控制[J]. 振动与冲击, 2020, 39(15): 95-102.
- Bi Zhong-jun, Hu Zhi-qiang, Wang Qi, et al. Seismic residual deformation control for RC frame structures based on a novel self-centering friction damping brace[J]. Journal of Vibration and Shock, 2020, 39(15): 95-102.
- [15] 徐龙河, 敬祺轲, 谢行思. 主余震下自复位支撑RC框架结构性能研究[J]. 工程力学, 2023, 40(5): 117-124.
- Xu Long-he, Jing Qi-ke, Xie Xing-si. Performance study on RC frame structures with self-centering braces under main-and after-earthquakes[J]. Engineering Mechanics, 2023, 40(5): 117-124.
- [16] 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[J]. 结构工程师, 2019, 35(1): 122-130.
- Lu Liang, Chen Kai-fang, Hu Yu-fei. Experimental

- research on the energy-dissipating self-centering frame joint with beam-end spring[J]. *Structural Engineers*, 2019, 35(1): 122-130.
- [17] Estekanchi H E, Riahi H T, Vafai A. Application of endurance time method in seismic assessment of steel frames[J]. *Engineering Structures*, 2011, 33(9): 2535-2546.
- [18] 鲁亮, 颜浩天, 夏婉秋, 等. 设置耗能自复位铰节点的 RC 框架结构振动台试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2022, 43(增刊 1): 53-60.
- Lu Liang, Yan Hao-tian, Xia Wan-qiu, et al. Shaking table test of RC frame structure with energy dissipating self-centering hinge joint[J]. *Journal of Building Structures*, 2022, 43(Sup. 1): 53-60.
- [19] 吴晓涵. NosaCAD 与 ABAQUS 和 PERFORM-3D 弹塑性模型转换及分析应用[J]. *建筑结构*, 2012, 42(增刊 2): 207-212.
- Wu Xiao-han. Model transformation from NosaCAD to ABAQUS and PERFORM-3D and nonlinear structure analysis by these software[J]. *Building Structure*, 2012, 42(Sup. 2): 207-212.
- [20] 汪梦甫, 龙思. 高层钢-混凝土混合结构抗震分析的耐震时程方法[J]. *工程抗震与加固改造*, 2016, 38(4): 1-11.
- Wang Meng-fu, Long Si. Endurance time method for seismic response analysis of steel-concrete hybrid structures[J]. *Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting*, 2016, 38(4): 1-11.
- [21] Hariri-Ardebili M A, Sattar S, Estekanchi H E. Performance-based seismic assessment of steel frames using endurance time analysis[J]. *Engineering Structures*, 2014, 69(15): 216-234.
- [22] Jalayer F, Cornell C A. Alternative non-linear demand estimation methods for probability-based seismic assessments[J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamic*, 2009, 38(8): 951-972.
- [23] GB 50011—2010. 建筑抗震设计规范[S].
- [24] Miri M S, Riahi T H, Mahmoudy A S. Uniform deformation distribution of structures at different seismic hazard levels using endurance time method[J]. *Structures*, 2024, 60: 105836.
- [25] Uma S R, Pampanin S, Christopoulos C. Development of probabilistic framework for performance-based seismic assessment of structures considering residual deformations[J]. *Journal of Earthquake Engineering*, 2010, 14(7): 1092-1111.
- [26] Vamvatsikos D, Cornell C A. Incremental dynamic analysis[J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2002, 31(3): 491-514.
- [27] Luco N, Cornell C A. Effects of random connection fractures on the demands and reliability for a 3-story pre-northridge SMRF structure[C] // *Proceedings of the 6th US National Conference on Earthquake Engineering*, Seattle, USA, 1998.
- [28] 武大洋, 吕西林. 复合自复位结构基于概率的性能评估[J]. *建筑结构学报*, 2017, 38(8): 14-24.
- Wu Da-yang, Lyu Xi-lin. Probabilistic performance assessment of self-centering dual systems[J]. *Journal of Building Structures*, 2017, 38(8): 14-24.
- [29] Kam W Y, Pampanin S, Carr A J, et al. Design procedure and behaviour of advanced flag-shaped(afs) mdof systems[C] // *New Zealand Society of Earthquake Engineering Conference*, Wairakei, New Zealand, 2008: 38.