引用格式：张爱林，范赛雪，姜子钦．可更换复合耗能组件装配式柱脚节点滞回性能研究[J]．工业建筑，2026，56(1)：22-31．ZHANG Ailin，FAN Saixue，JIANG Ziqin．Research on Hysteretic Performance of Prefabricated Column-Base Joints with Replaceable Composite Energy-Dissipation Components[J]．Industrial Construction，2026，56(1)：22-31 (in Chinese)．DOI：10．3724/j．gyjzG25040203

可更换复合耗能组件装配式柱脚节点滞回性能研究*

张爱林[1,2]　范赛雪[1]　姜子钦[1,2]

（1．北京工业大学建筑工程学院，北京　100124；2．北京工业大学，北京市高层和大跨度预应力钢结构工程技术研究中心，北京　100124）

摘　要　基于塑性损伤控制、耗能元件可更换等设计理念，提出一种可更换复合耗能组件装配式柱脚节点。该节点由H型钢柱及复合耗能组件(包含L形拉压耗能板、剪切耗能装置)通过高强螺栓拼装而成，形成“拉压-剪切”双重耗能机制，在保证承载力的同时实现损伤可控和震后可更换功能。采用ABAQUS软件建立10个节点算例进行循环往复加载模拟，对比研究不同参数节点算例的滞回曲线、骨架曲线及应力分布差异，总结关键参数对节点滞回性能的影响规律。结果表明：L形拉压耗能板宽度比、厚度比以及轴压比均是影响新型柱脚节点滞回性能的重要参数；增大L形拉压耗能板宽度比、厚度比均可有效提高节点承载能力，但同时会增大结构柱应力，建议宽度比、厚度比取值分别为0．3~0．7、0．5~1．0；增大轴压比会使节点延性降低，影响结构安全性和可靠性。

关键词　装配式柱脚节点；复合耗能组件；数值分析；滞回性能

Research on Hysteretic Performance of Prefabricated Column-Base Joints with Replaceable Composite Energy-Dissipation Components

ZHANG Ailin[1,2]　FAN Saixue[1]　JIANG Ziqin[1,2]

(1．*College of Architecture and Civil Engineering*，*Beijing University of Technology*，*Beijing* 100124，*China*；2．*Beijing Engineering Research Center of High-Rise and Large-Span Prestressed Steel Structure*，*Beijing University of Technology*，*Beijing* 100124，*China*)

Abstract：Based on the design concepts of plastic damage control and replaceable energy-dissipation components，a prefabricated column-base joint with replaceable composite energy-dissipation components is proposed．The joint consists of H-shaped steel columns and composite energy-dissipation components (including L-shaped tension-compression energy-dissipation plates and shear energy-dissipation devices) assembled with high-strength bolts，forming a “tension/compression-shear” dual energy-dissipation mechanism that ensures the bearing capacity and enables damage control and post-earthquake replacement．A total of ten joint models were established in ABAQUS software to simulate their behavior under cyclic loading．The hysteretic curves，skeleton curves，and stress distribution differences of joint models with different parameters were compared and analyzed，and the influence laws of key parameters on the hysteretic performance of joints were summarized．The results showed that the width ratio and thickness ratio of the L-shaped tension-compression energy-dissipation plates，as well as the axial compression ratio，were all important parameters affecting the hysteretic performance of the novel column-base joints．Increasing the width ratio and thickness ratio of L-shaped tension-compression energy-

* 国家自然科学基金项目(52078013)。

第一作者：张爱林，教授，博士生导师，主要从事装配式钢结构方面的研究，zhangal@bjut．edu．cn。

通信作者：姜子钦，教授，博士生导师，主要从事装配式钢结构方面的研究，jzqbj2010@163．com。

收稿日期：2025-04-02

dissipation plates effectively improved the bearing capacity of the joints, but also increased the stress in the structural columns. It was suggested that the width ratio and thickness ratio should be in the ranges of 0.3-0.7 and 0.5-1.0, respectively. Increasing the axial compression ratio reduced the ductility of the joints, thereby affecting the safety and reliability of the structure.

Keywords: prefabricated column-base joint; composite energy-dissipation components; numerical analysis; hysteretic performance

0 引 言

近年来在建筑工业化、绿色化和可持续发展理念的推动下,装配式钢结构逐渐成为推动建筑业转型升级的重要方向[1-2]。随着社会经济的发展与抗震设计理念的进步,建筑结构性能目标已从传统的“生命安全”提升至“功能可恢复”,即要求建筑物不仅在地震中保持结构完整性,还需在震后快速恢复使用功能。

作为框架结构的关键传力部件,柱脚节点承担着上部结构与基础之间的荷载传递任务,其力学性能直接影响结构的层间位移角分布、内力重分配机制及整体抗倒塌能力。因此,优化柱脚节点设计对实现结构抗震性能提升具有重要意义。为实现柱脚节点震后功能可恢复,国内外学者围绕塑性损伤控制和摇摆自复位两种抗震设计理念展开系统研究。

在塑性损伤控制型柱脚节点研究方面,李国强等[3]、Li等[4]、Cui等[5]均在柱脚节点中设置可更换钢盖板作为耗能元件,通过钢板的面外塑性变形耗散地震能量,加载过程中仅耗能板屈服,其余部件基本保持弹性,有效保护结构柱不受损伤。胡方鑫等[6]提出一种由狗骨削弱型耗能板通过高强螺栓连接上、下柱段的H型钢柱脚节点,地震作用下可将塑性损伤集中于可更换的耗能板上,并通过柱翼缘及加劲肋对耗能板提供面外约束,改善抗震性能。Liu等[7]、刘小娟等[8]基于“强柱弱阻尼器”的设计理念提出一种由摇摆钢柱、带缝钢板阻尼器、T形连接板和高强螺栓组成的新型弹性摇摆柱脚节点,试验研究发现该柱脚节点即使在大位移下也具有稳定的滞回性能,而带缝钢板阻尼器是耗散能量的主要部件且震后易更换。Zhang等[9]提出一种附加抗侧耗能装置的柱底十字型铰接柱脚节点,将塑性损伤控制在抗侧耗能装置上,震后更换抗侧耗能装置可实现结构功能的快速恢复。Borzouie等[10-11]提出一种带摩擦阻尼器的柱脚节点,研究表明摩擦面平行于柱脚弱轴、强轴方向节点的抗震性能均得到显著提高。Li等[12]在柱脚翼缘及腹板处设置摩擦连接板,实现了稳定的摩擦耗能,降低柱脚损伤。此外,U形金属阻尼器也是一种常见的耗能元件,Deng等[13]通过试验研究了关键参数对U形金属阻尼器的力学性能的影响,结果表明阻尼器的力学性能主要由U形板的厚度和高度控制;Jiang等[14]在U形金属阻尼器中加入波纹板进一步提高阻尼器的承载和耗能能力;Qu等[15]、Koetaka等[16]将U形金属阻尼器作为耗能构件用于梁柱节点,有效提升节点的变形能力;Ebadi等[17]对比分析了设置U形金属阻尼器和无阻尼器钢框架的地震响应,结果表明U形金属阻尼器可降低框架结构的楼层剪切力和层间位移。

在摇摆自复位型柱脚节点研究方面,Mirzaie等[18]提出一种由预应力筋和T形板连接的柱脚节点,该构造形式允许强震作用下柱脚与基础的间隙开闭行为并通过T形板塑性变形耗散能量。Zhang等[19]提出一种通过法兰盘和预应力拉索连接的新型装配式柱脚节点形式,并与未设置预应力拉索的柱脚节点进行试验对比分析,结果表明,在加载过程中预应力拉索能显著改善节点的滞回性能和延性。Jiang等[20]提出一种设置预应力筋和狗骨削弱盖板的自复位柱脚节点,通过理论推导建立此节点的屈服承载力和初始转动刚度计算公式,数值模拟证明,基于设计理论得到的节点表现出良好的承载能力和自复位性能,同时节点塑性损伤集中于可更换的盖板上,确保对结构柱的损伤最小。Qiu等[21]提出一种自复位摇摆钢柱脚节点,该柱脚节点在H型钢柱翼缘两侧布置一对形状记忆合金(SMA)滑动摩擦阻尼器,SMA滑动摩擦阻尼器作为核心部件可以增强钢柱的自复位能力并耗散输入能量。Latour等[22]提出一种基于开槽柱拼接节点的柱脚连接形式,通过在柱腹板和翼缘的开槽孔设计满足节点双轴转动目标,同时在槽孔处增加盖板及摩擦垫实现节点在转动过程中充分耗能,同时配备后张拉筋与

碟形弹簧组合提供柱脚恢复力。王枫智等[23]提出一种在柱翼缘两侧布置拉压型“保险丝”的摇摆钢柱脚节点,允许柱脚发生撬动,释放钢柱与基础连接处的竖向约束,通过拉压型“保险丝”的轴向拉压变形耗散地震能量,通过结构的自重实现自复位能力。

针对钢框架结构柱脚节点易出现塑性铰且震后修复困难的问题,本文基于塑性损伤控制、耗能元件可更换等理念提出一种可更换复合耗能组件装配式柱脚节点,其中复合耗能组件包含L形拉压耗能板和剪切耗能装置两部分。为研究此新型柱脚节点的抗震性能,共设计10个有限元算例进行循环往复加载模拟,通过改变轴压比、L形拉压耗能板削弱程度、剪切耗能装置板厚等构造参数,对比研究不同参数节点算例的滞回曲线、骨架曲线及应力分布差异,总结关键参数变化对节点滞回性能的影响规律,进而为节点的理论设计提供参考依据。

1 新型柱脚节点构造及受力机制

可更换复合耗能组件装配式柱脚节点由H型钢柱、复合耗能组件、垫板、翼缘加强板和高强螺栓组成,装配示意如图1所示。H型钢柱由普通截面上柱段和加强截面下柱段焊接而成,同时焊接翼缘加强板来减少柱底部及变截面处的塑性损伤。复合耗能组件作为节点核心部件,包含L形拉压耗能板和剪切耗能装置两部分。其中,L形拉压耗能板布置于柱翼缘外侧,下钢板区域开设两个长圆孔,允许此区域螺栓滑移,在一定范围内不会抑制柱脚与基础底板的间隙开闭行为;剪切耗能装置由两个U形带剪切钢板耗能键(U形键)与中间的槽钢焊接而成,布置于柱翼缘内侧,通过高强螺栓与柱翼缘及腹板连接。在H型钢柱翼缘和L形拉压耗能板之间设置垫板,垫板与基础底板之间预留空隙,消除柱转动时受拉侧柱翼缘底部与L形拉压耗能板的撬动作用。

该新型柱脚节点采用“拉压-剪切”双重耗能机制,通过释放竖向约束并协同设置L形拉压耗能板与剪切耗能装置,实现地震作用下的可控转动,在确保节点承载性能的同时有效将塑性损伤集中于耗能元件上,从而实现对结构柱的保护。震后更换受损的复合耗能组件可实现节点功能的快速恢复。此外,该节点采用全螺栓连接,所有构件均可工厂预制化生产,现场安装简单,显著提升了施工效率。

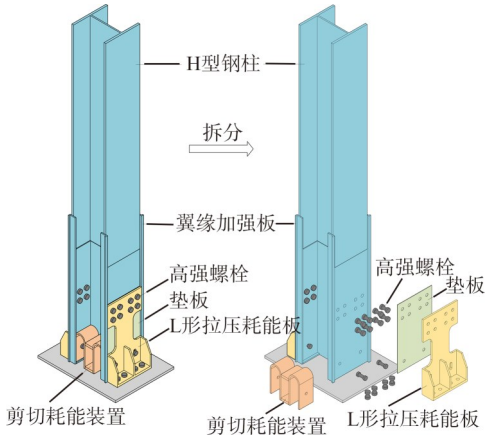


图1 新型柱脚节点装配

Fig. 1 Assembly diagram of the novel column-base joint

在承受较小的侧向荷载时,由于柱顶轴力的存在,节点并不会发生撬动,此时节点的侧向抗力主要由结构柱自身刚度提供,复合耗能组件均处于非工作状态。随着侧向荷载的持续增加,柱顶轴力提供的抵抗弯矩无法平衡侧向荷载引起的倾覆弯矩时,节点发生转动,转动中心位于柱底翼缘处,如图2所示。此阶段复合耗能组件均开始参与工作,一方面,L形拉压耗能板产生轴向拉伸和压缩变形,远离转动中心一侧的L形拉压耗能板承受拉力,靠近转动中心一侧的L形拉压耗能板承受压力;另一方面,U形键发生相对错动,剪切钢板变形所产生的剪切力来提供抵抗弯矩。

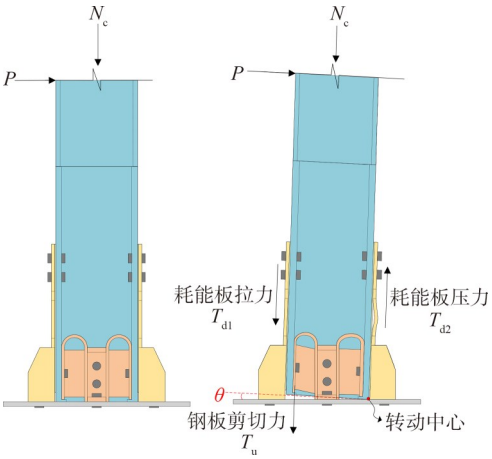


图2 新型柱脚节点受力示意

Fig. 2 Force diagram of the novel column-base joint

2 有限元模型建立

2.1 算例设计

为深入研究关键构造参数对新型柱脚节点滞回性能的影响,共设计10个循环往复加载节点算

例，包括基础算例 PCFJ-0 和 9 个对照算例，分别为 L 形拉压耗能板的削弱程度对照算例 PCFJ-1 与 PCFJ-2 以及厚度对照算例 PCFJ-3 与 PCFJ-4、剪切耗能装置的外围 U 形板厚度对照算例 PCFJ-5 以及剪切钢板厚度对照算例 PCFJ-6、有无剪切耗能装置对照算例 PCFJ-7、轴压比对照算例 PCFJ-8 与 PCFJ-9。各算例尺寸参数如表 1 所示。

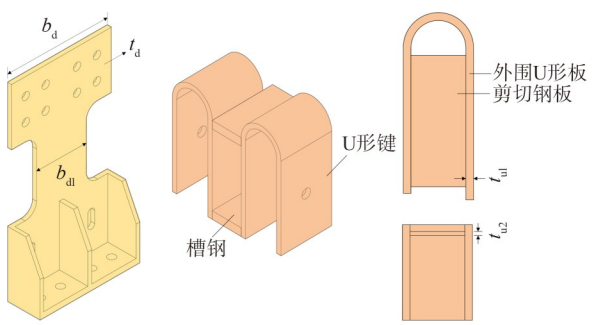
表 1　算例参数

Table 1　Geometric parameters of models

算例	L形拉压耗能板参数				剪切耗能装置参数/mm		轴压比 n_c
	b_{d1}/mm	宽度比	t_d/mm	厚度比	t_{u1}	t_{u2}	
PCFJ-0	175	0.5	14	0.74	12	6	0.3
PCFJ-1	105	0.3	14	0.74	12	6	0.3
PCFJ-2	245	0.7	14	0.74	12	6	0.3
PCFJ-3	175	0.5	10	0.53	12	6	0.3
PCFJ-4	175	0.5	18	0.95	12	6	0.3
PCFJ-5	175	0.5	14	0.74	20	6	0.3
PCFJ-6	175	0.5	14	0.74	12	10	0.3
PCFJ-7	175	0.5	14	0.74	—	—	0.3
PCFJ-8	175	0.5	14	0.74	12	6	0.2
PCFJ-9	175	0.5	14	0.74	12	6	0.4

注：t_d、b_{d1} 分别为 L 形拉压耗能板厚度和削弱段宽度；t_{u1}、t_{u2} 分别为剪切耗能装置外围 U 形板厚度及剪切钢板厚度。

各算例均采用截面尺寸为 350 mm×350 mm×12 mm×19 mm 的 H 型钢柱，柱高为 3000 mm。对下段柱进行加强，加强段柱截面尺寸为 350 mm×350 mm×16 mm×25 mm，加强长度取为柱高的 1/3。为研究 L 形拉压耗能板厚度及削弱程度对节点承载力及刚度的影响，定义其削弱段宽度与柱翼缘宽度的比值为宽度比，其厚度与柱翼缘厚度的比值为厚度比。图 3 为 L 形拉压耗能板及剪切耗能装置的示意。



（a）L形拉压耗能板　　（b）剪切耗能装置

图 3　节点部件示意

Fig. 3　Schematic diagram of joint components

2.2　模型建立

采用有限元软件 ABAQUS 建立新型柱脚节点的有限元模型，如图 4 所示。模型单元类型选用 C3D8R，为提高计算精度，所有板件在其厚度方向至少设置两层网格，同时在受力复杂的区域，通过局部布种的方式进行网格加密。L形拉压耗能板采用 Q235B 钢，H 型钢柱及其余部件采用 Q355B 钢，钢材本构关系采用双折线弹塑性模型，弹性模量 E_s 为 206 GPa，强化段斜率为弹性段斜率的 0.02。节点算例均采用 10.9 级摩擦型高强螺栓，按照 GB 50017—2017《钢结构设计标准》[24] 对不同尺寸的高强螺栓施加相应的预紧力。

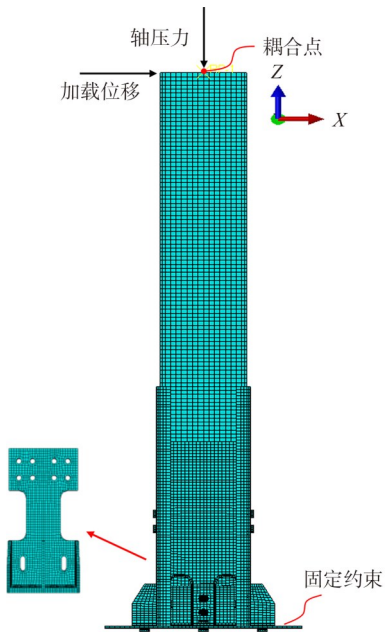


图 4　有限元模型

Fig. 4　Finite element model

柱底钢板约束条件设置为固定约束，板件接触面之间建立面面接触，摩擦系数设为 0.45[24]。螺栓杆与螺栓孔之间设置为硬接触。在柱顶设置加载点，并将加载点与柱顶表面进行耦合，在加载点处沿竖直方向施加轴压力，沿水平方向施加侧向位移，具体的加载制度如图 5 所示。在加载过程中，为避免柱身发生平面外侧移，对其施加侧向约束。

2.3　模型准确性验证

为验证本文有限元建模方法的合理性，选取 Jiang 等[25] 开展的边柱节点试件 RGS-2 的拟静力试验进行验证。图 6 为试件 RGS-2 的有限元模拟结果与试验结果的对比，可见：两者吻合较好，说明本文采用的有限元建模方法具有较高的适用性和准确

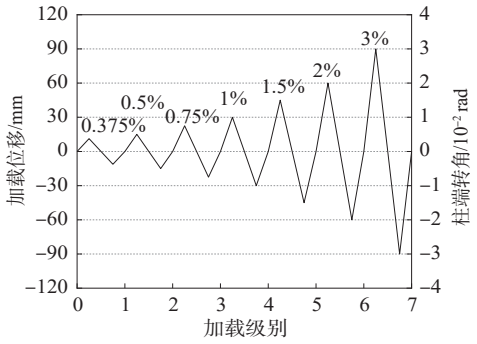
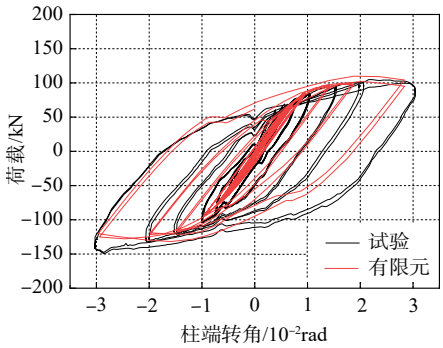
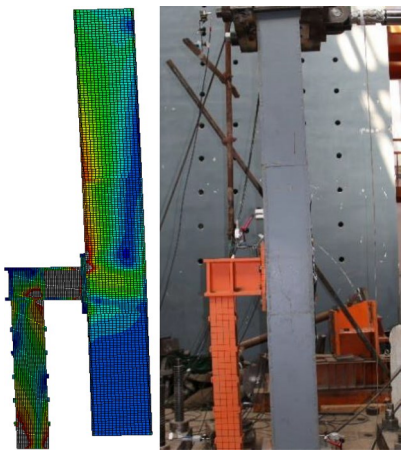


图 5 加载制度

Fig. 5 Loading system



(a) 滞回曲线对比



(b) 破坏形态对比

图 6 RGS-2 节点有限元模型验证

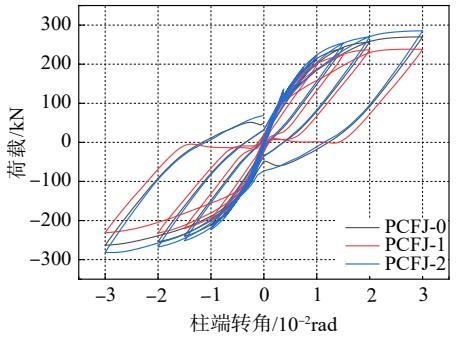
Fig. 6 Verification for the finite element model of RGS-2

性,可以为后续深入研究此新型柱脚节点的滞回性能提供可靠的技术手段。

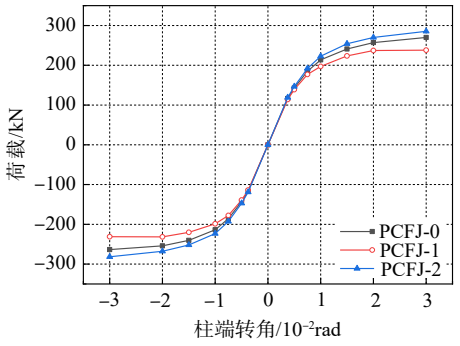
3 数值模拟结果分析

3.1 L形拉压耗能板宽度比对节点滞回性能的影响

算例PCFJ-0~PCFJ-2的L形拉压耗能板宽度比分别为0.5、0.3、0.7,各节点的荷载-转角曲线如图7所示。可知,3个算例滞回曲线的形状基本一致,随着宽度比的增大,虽然节点的初始刚度未发



(a) 滞回曲线对比



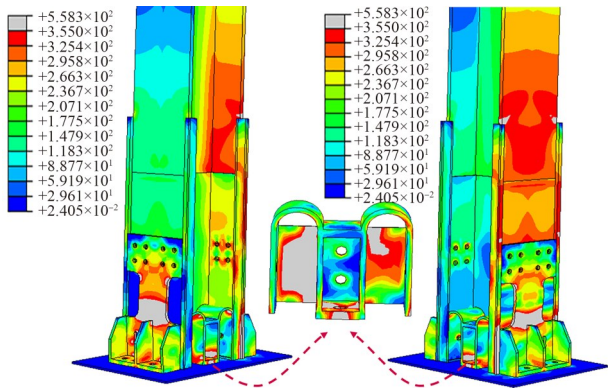
(b) 骨架曲线对比

图 7 L形拉压耗能板宽度比对节点滞回性能的影响

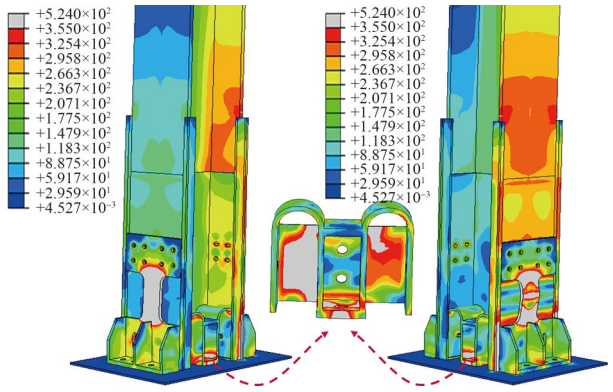
Fig. 7 Influence of the width ratio of L-shaped tension-compression energy-dissipation plates on the hysteretic performance of joints

生明显变化,但屈服荷载和峰值荷载均有所提高,滞回环也愈加饱满。当宽度比由0.3增大到0.7时,算例PCFJ-1与PCFJ-2的屈服荷载分别为182.6,218.6 kN,增大19.7%,峰值荷载分别为234.5,283.4 kN,增大20.9%,累计耗能量分别为39.3,45.2 kJ,增大15.0%,说明L形拉压耗能板宽度比对节点的抗震性能有明显影响,即适当增大宽度比能够有效提高节点的承载及耗能能力。同时滞回曲线在正负两个方向具有良好的对称性,表明节点的正负向承载耗能能力基本一致。

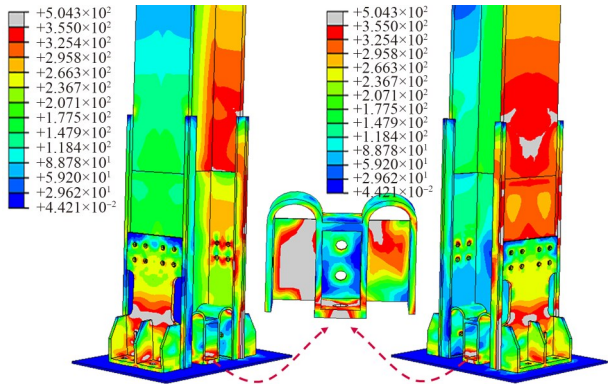
图8所示为算例PCFJ-0~PCFJ-2在柱端转角加载至0.3 rad时的应力云图。可知,基础算例PCFJ-0的塑性损伤区域主要集中在L形拉压耗能板削弱段、U形键剪切钢板处以及槽钢底部,而结构柱只有受压侧翼缘变截面处以及柱底部分区域进入塑性状态,能够达到保护结构柱的目的,符合预期塑性损伤控制的设计理念,表明该节点具有良好的承载能力及震后修复性能。算例PCFJ-1宽度比为0.3,如图8(b)所示,因L形拉压耗能板削弱段宽度较小,受压侧L形拉压耗能板削弱段发生明显的屈曲变形,导致节点的承载力降低。随着宽度比的增大,



（a）PCFJ-0



（b）PCFJ-1



（c）PCFJ-2

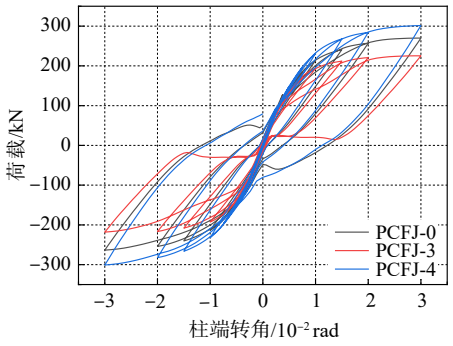
图 8　PCFJ-0、PCFJ-1、PCFJ-2 应力云图（+0.03 rad）　MPa

Fig. 8　Stress nephograms of PCFJ-0, PCFJ-1 and PCFJ-2 (+0.03 rad)

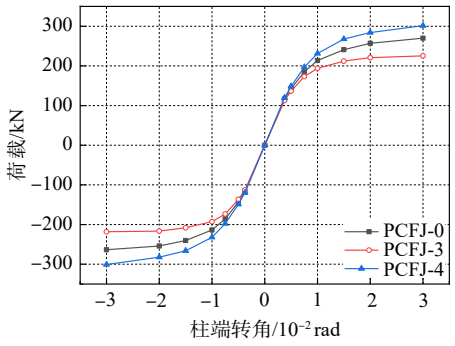
节点的承载能力及抗震性能不断提升，但同时柱身变截面处及柱底区域应力也相应增大。当算例 PCFJ-2 的宽度比增大到 0.7 时，如图 8(c)所示，柱身变截面处塑性区域进一步扩大。

3.2　L 形拉压耗能板厚度比对节点滞回性能的影响

算例 PCFJ-0~PCFJ-4 的 L 形拉压耗能板厚度比分别为 0.74、0.53、0.95，各节点的荷载-转角曲线如图 9 所示。可知，3 个算例滞回曲线的形状基本一致，随着厚度比的增大，节点的力学性能得到显著



（a）滞回曲线对比



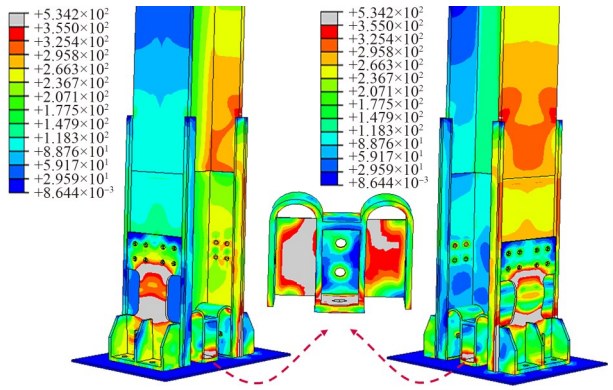
（b）骨架曲线对比

图 9　L 形拉压耗能板厚度比对节点滞回性能的影响

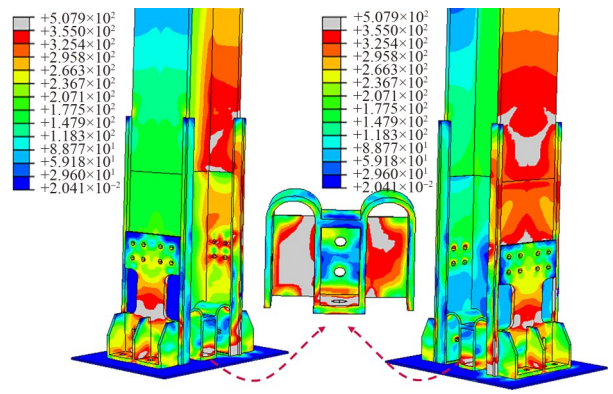
Fig. 9　Influence of the thickness ratio of L-shaped tension-compression energy-dissipation plates on the hysteretic performance of joints

改善，具体表现为节点初始刚度、屈服荷载及峰值荷载均有所提升。当厚度比由 0.53 增大到 0.95 时，算例 PCFJ-3 与算例 PCFJ-4 的初始刚度分别为 7.4，7.9 kN/mm，增幅为 7.2%，屈服荷载分别为 180.9，226.9 kN，增幅为 25.4%，峰值荷载分别为 221.7，301.2 kN，增幅达到 35.8%；同时，滞回环包络面积逐渐增大，算例 PCFJ-4 的累计耗能量达到 47.5 kJ，相较算例 PCFJ-3 的 31.5 kJ 提高近 50.8%，这充分说明 L 形拉压耗能板厚度比与节点的抗震性能存在明显的正相关性，通过增大厚度比可以显著提升节点的承载及耗能能力。

图 10 所示为算例 PCFJ-3、PCFJ-4 在柱端转角加载至 0.03 rad 时的应力云图。可知，节点塑性损伤区域同样集中在 L 形拉压耗能板削弱段、U 形键剪切钢板处以及槽钢底部。算例 PCFJ-3 的 L 形拉压耗能板厚度较小，导致受压侧 L 形拉压耗能板削弱段发生明显的屈曲变形，故节点承载力较低，但结构柱的整体应力仍保持在弹性范围内。随着厚度比的增大，算例 PCFJ-4 中受压侧 L 形拉压耗能板削弱段未发生明显屈曲变形，故其塑性区域相



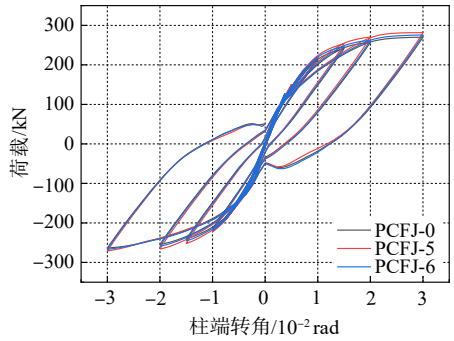
（a）PCFJ-3



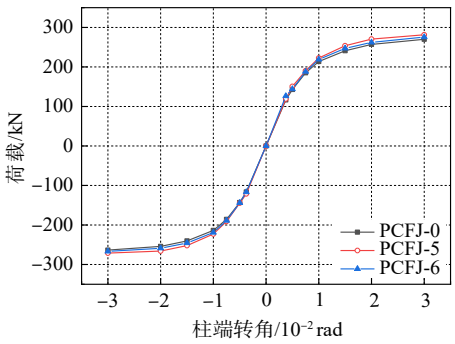
（b）PCFJ-4

图 10 PCFJ-3、PCFJ-4 应力云图（+0.03 rad） MPa

Fig. 10 Stress nephograms of PCFJ-3 and PCFJ-4 (+0.03 rad)



（a）滞回曲线对比



（b）骨架曲线对比

图 11 剪切耗能装置参数对节点滞回性能的影响

Fig. 11 Influence of parameters of shear energy-dissipation devices on the hysteretic performance of joints

对较小，但由于L形拉压耗能板刚度较大，导致柱身变截面处及柱底区域应力明显增大。

由以上分析可知，随着L形拉压耗能板宽度比、厚度比的增大，节点的承载能力有明显提升，但同时柱身变截面处及柱底区域应力也相应增大，因此，宽度比及厚度比并不是越大越好，该值存在合理的取值范围。而当宽度比、厚度比过大时，会显著增大柱身变截面处及柱底区域应力，与保护结构柱不受破坏的设计理念相违背；当宽度比、厚度比过小时，加载过程中受压侧L形拉压耗能板削弱段会发生明显的屈曲变形，导致承载力降低。为实现L形拉压耗能板塑性耗能的最大化，同时有效保护结构柱不受损伤，建议宽度比取值范围为0.3~0.7，厚度比取值范围为0.5~1.0。

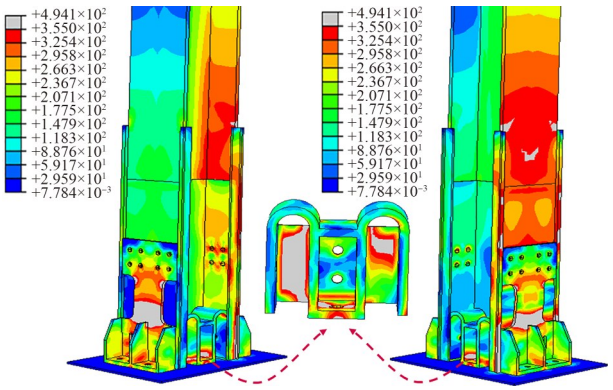
3.3 剪切耗能装置参数对节点滞回性能的影响

为研究剪切耗能装置主要参数对节点滞回性能的影响，设置两组对比算例：对比基础算例PCFJ-0与算例PCFJ-5分析外围U形板厚度的影响，对比基础算例PCFJ-0与算例PCFJ-6分析剪切钢板厚度的影响，各节点的荷载-转角曲线如图11所示。可知，3个算例的滞回曲线基本重合，初始刚度、屈服荷载及峰值荷载差别不大，滞回环的包络面积也趋于一致，因此剪切耗能装置参数改变对节点滞回性能影响不显著。

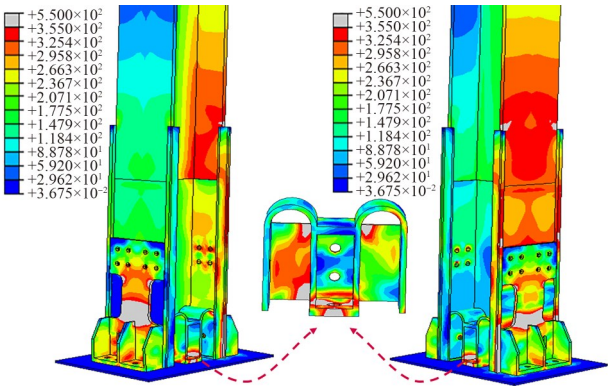
图12所示为算例PCFJ-5、算例PCFJ-6在柱端转角加载至0.03 rad时的应力云图。可知，剪切耗能装置的剪切钢板均进入塑性状态，验证了其作为主要耗能元件的有效性。同时，两个算例的塑性区域分布形态均与基础算例PCFJ-0基本一致，说明该节点的塑性损伤机制主要由整体结构形式决定，剪切耗能装置局部参数改变对节点塑性发展机制的影响不显著。

3.4 有无剪切耗能装置对节点滞回性能的影响

基础算例PCFJ-0设置了剪切耗能装置，而算例PCFJ-7未设置剪切耗能装置，两节点的荷载-转角曲线如图13所示。可知：取消剪切耗能装置后，相较基础算例PCFJ-0，屈服荷载由210.4 kN下降至186.4 kN，降幅为11.4%；峰值荷载由269.9 kN下降至220.4 kN，降幅为18.4%。图14所示为算例PCFJ-7在柱端转角加载至0.03 rad时的应力云图。可知，塑性损伤集中分布于L形拉压耗能板削弱段，节点仅依靠单一耗能机制工作，导致其承载力下降



（a）PCFJ-5



（b）PCFJ-6

图 12　PCFJ-5、PCFJ-6 应力云图（+0.03 rad）　MPa

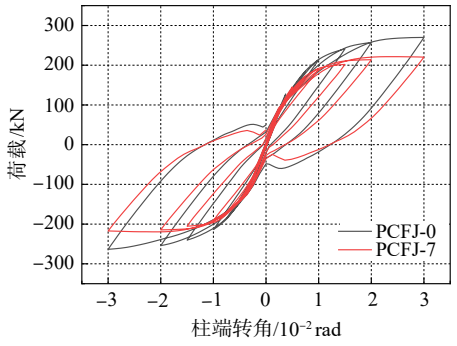
Fig. 12　Stress nephograms of PCFJ-5 and PCFJ-6 (+0.03 rad)

明显。这说明剪切耗能装置可与 L 形拉压耗能板协同工作形成“拉压-剪切”的双重耗能机制，与仅靠 L 形拉压耗能板耗能的单一耗能机制节点相比，能显著提升节点的承载性能。

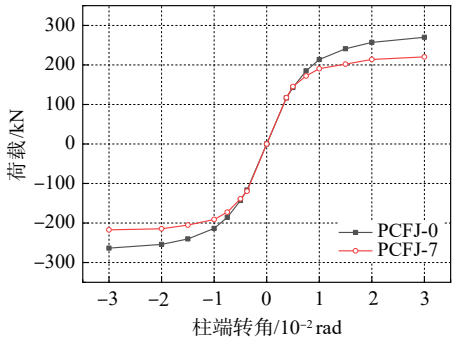
综上所述，设置剪切耗能装置能有效提升节点的承载能力，但参数分析显示其局部参数变化对节点滞回性能影响不显著，因此，在节点设计过程中，建议在满足剪切耗能装置基本构造要求的前提下，重点优化 L 形拉压耗能板的关键参数，以更好实现复合耗能组件之间的协同工作机制，来满足节点不同承载需求。

3.5　轴压比对节点滞回性能的影响

基础算例 PCFJ-0、算例 PCFJ-8、算例 PCFJ-9 的轴压比分别为 0.3，0.2，0.4，各节点的荷载-转角曲线如图 15 所示。可知，轴压比越大，滞回曲线的“捏缩”效应越明显，即轴压比越大的算例残余位移越小，算例 PCFJ-9 的残余位移仅为算例 PCFJ-8 的 69.4%。同时，随着轴压比的增大，节点的屈服荷载和峰值荷载均有所增加，初始刚度变化不明显。当轴压比由 0.2 增大到 0.4 时，算例 PCFJ-8 与算例



（a）滞回曲线对比



（b）骨架曲线对比

图 13　有无剪切耗能装置对节点滞回性能的影响

Fig. 13　Influence of the presence of a shear energy-dissipation device on the hysteretic performance of joints

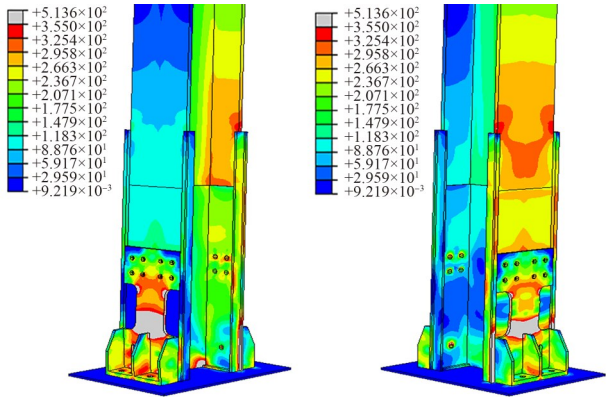
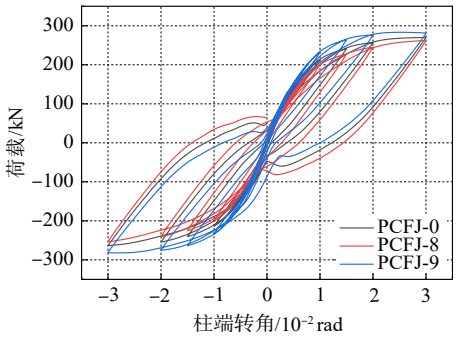


图 14　PCFJ-7 应力云图（+0.03 rad）　MPa

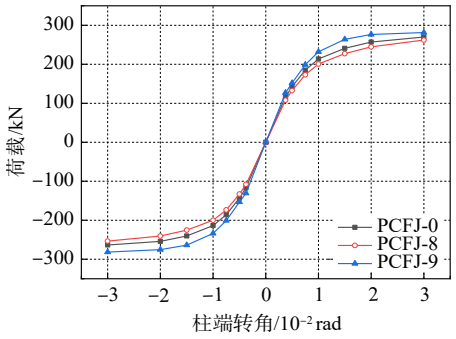
Fig. 14　Stress nephogram of PCFJ-7 (+0.03 rad)

PCFJ-9 的屈服荷载分别为 179.9，233.1 kN，后者比前者增大 29.6%，峰值荷载分别为 257.9，281.5 kN，后者比前者增大 9.2%，表明轴压比的增大使新型柱脚节点屈服荷载与峰值荷载的差值减小。

结合延性系数 μ 来反映轴压比对节点延性性能的影响规律。延性系数 μ 按式（1）计算。由于算例曲线无明显下降段且趋于平缓，因此取最大荷载对应的位移作为极限位移。



（a）滞回曲线对比



（b）骨架曲线对比

图 15 轴压比对节点滞回性能的影响

Fig. 15 Influence of the axial compression ratio on the hysteretic performance of joints

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \tag{1}$$

式中：Δ_y为屈服位移，通过“最远点法”[26]确定；Δ_u为极限位移。

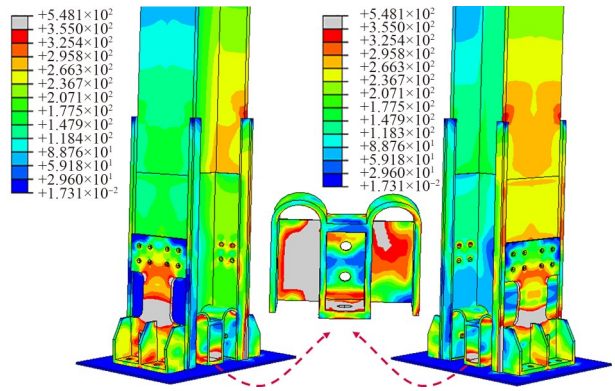
计算得到的延性系数如表2所示。可知，随着轴压比的增大，节点的延性系数下降明显，这是由于P-Δ二阶效应作用逐渐显著，影响结构的安全性和可靠性。

表 2 节点延性系数

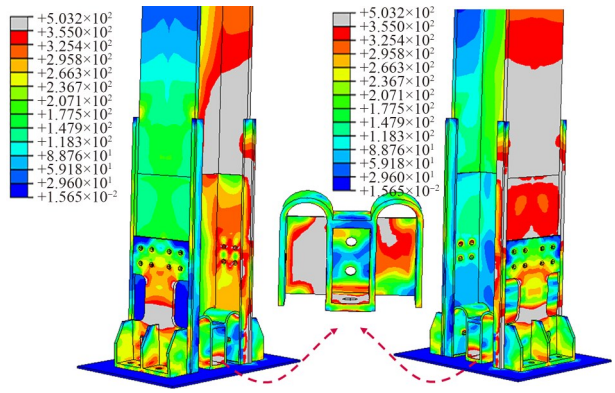
Table 2 Ductility coefficients of joints

算例	轴压比	屈服位移/mm	极限位移/mm	延性系数
PCFJ-0	0.3	27.12	90.00	3.32
PCFJ-8	0.2	24.04	90.00	3.74
PCFJ-9	0.4	30.20	90.00	2.98

图16所示为算例PCFJ-8、算例PCFJ-9在柱端转角加载至0.03 rad时的应力云图。可知，两个算例中L形拉压耗能板和剪切耗能装置的塑性破坏状态与基础算例PCFJ-0基本相同。随着轴压比的增大，P-Δ二阶效应作用逐渐显著，故柱身变截面处的塑性破坏范围随之逐渐扩大，当算例PCFJ-9的轴压比增大到0.4时，结构柱受压侧翼缘及腹板已经大面积进入塑性状态，不利于震后修复。因此，轴压比是影响节点抗震性能的重要因素，在进行节点设计时，应充分考虑轴压比的影响，建议此柱脚节点的轴压比控制在0.4以下，以确保节点具有良好的延性性能。当轴压比超过0.4时，应采取增大柱加强段长度，在柱变截面处增设加劲肋等合理构造措施对节点进行加强。



（a）PCFJ-8



（b）PCFJ-9

图 16 PCFJ-8、PCFJ-9应力云图（+0.03 rad） MPa

Fig. 16 Stress nephograms of PCFJ-8 and PCFJ-9 (+0.03 rad)

4 结 论

对10个新型柱脚节点有限元算例进行循环往复加载模拟，通过改变L形拉压耗能板宽度比、厚度比、轴压比等参数，对比研究不同参数节点算例的滞回曲线、骨架曲线及应力分布差异，从而得到关键参数变化对节点滞回性能的影响规律，主要结论如下：

1）此新型柱脚节点采用“拉压-剪切”的双重耗能机制，具有良好的承载耗能能力及震后修复性能。合理设计的柱脚节点在循环往复荷载下，塑性损伤区域主要集中在L形拉压耗能板削弱段、U形键剪切钢板处以及槽钢底部，有效降低结构柱的损

伤，符合预期塑性损伤控制的设计理念。

2）L形拉压耗能板宽度比及厚度比是影响节点滞回性能的关键设计参数，通过增大L形拉压耗能板宽度比、厚度比可以有效提高节点的承载能力。但过大或过小都会对节点产生不利影响，为实现L形拉压耗能板塑性耗能的最大化，同时有效保护结构柱不受损伤，建议宽度比取值范围为0.3~0.7，厚度比取值范围为0.5~1.0。

3）设置剪切耗能装置能有效提升节点的承载能力，但其局部参数变化对节点性能影响不显著，建议在满足其构造要求的基础上，重点优化L形拉压耗能板关键参数，以更好实现复合耗能组件之间的协同工作机制，来满足节点不同的承载需求。

4）轴压比主要影响节点的延性。轴压比增大会使节点延性系数下降明显，建议轴压比控制在0.4以下，当轴压比超过0.4时，应采取增大柱加强段长度，在柱变截面处增设加劲肋等合理构造措施对节点进行加强。

参　考　文　献

[1] 张爱林，张艳霞. 工业化装配式高层钢结构新体系关键问题研究和展望[J]. 北京建筑大学学报，2016，32(3)：21-28.

[2] 沈祖炎，罗金辉，李元齐. 以钢结构建筑为抓手 推动建筑行业绿色化、工业化、信息化协调发展[J]. 建筑钢结构进展，2016，18(2)：1-6.

[3] 李国强，汪绍洋，钟云龙. 半刚性可更换消能高强钢柱脚抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报，2023，44(10)：26-37.

[4] LI Y W，KOETAKA Y. Steel rocking column bases with replaceable cover plates：cyclic loading behaivour and practical design [J]. Engineering Structures，2022，264：114467.

[5] CUI Y，WANG F，HE Y，et al. Experimental study on seismic performance of replaceable exposed-type column bases [J]. Structures，2022，37：551-560.

[6] 胡方鑫，陈鹏，潘建荣，等. 可更换屈曲约束耗能板的钢框架柱脚节点抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报，2023，44(增刊1)：112-119.

[7] LIU Y，GUO Z，LIU X，et al. An innovative resilient rocking column with replaceable steel slit dampers：experimental program on seismic performance[J]. Engineering Structures，2019，183：830-840.

[8] 刘小娟，刘阳，黄泽伟，等. 震后可恢复功能摇摆柱抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报，2021，42(8)：204-212.

[9] ZHANG A L，CHEN X，JIANG Z Q，et al. Experiment on seismic behavior of earthquake-resilience prefabricated cross hinge column foot joint[J]. Journal of Constructional Steel Research，2022，189：107056.

[10] BORZOUIE J，MACRAE G A，CHASE J G，et al. Experimental studies on cyclic performance of column base weak axis aligned asymmetric friction connection [J]. Journal of Constructional Steel Research，2015，112：252-262.

[11] BORZOUIE J，MACRAE G A，CHASE J G，et al. Experimental studies on cyclic performance of column base strong axis-aligned asymmetric friction connection [J]. Journal of Structural Engineering，2016，142(1)：04015078.

[12] LI C，WANG F，ZHU A. Seismic performance of H-shaped steel column with replaceable slip friction joints[J]. Buildings，2022，12(12)：2240.

[13] DENG K，PAN P，WANG C. Development of crawler steel damper for bridges[J]. Journal of Constructional Steel Research，2013，85：140-150.

[14] JIANG Z Q，CHEN M L，ZHANG L K，et al. Seismic performance and design method of U-shaped damper with corrugated energy-consuming component[J]. Journal of Constructional Steel Research，2024，221：108882.

[15] QU C，XU Y，GAO J，et al. Mechanical performance study of beam-column connection with U-shaped steel damper[J]. Materials，2022，15(20)：7085.

[16] KOETAKA Y，CHUSILP P，ZHANG Z，et al. Mechanical property of beam-to-column moment connection with hysteretic dampers for column weak axis [J]. Engineering Structures，2005，27(1)：109-117.

[17] EBADI J M，EBRAHIMI A H，SHOKRI A M. Experimental and numerical investigation of steel moment resisting frame with U-shaped metallic yielding damper[J]. International Journal of Steel Structures，2019，19(3)：806-818.

[18] MIRZAIE M，BAHAARI M R，EMAM S H. Numerical simulation of the new post tensioned column base with bolted T-stubs [J]. ISIJ International，2014，54(1)：179-187.

[19] ZHANG Y X，HANG Z W，LI Y L，et al. Experimental and numerical investigation of prefabricated prestressed vertical steel strand core tube flange column connection joint[J]. Journal of Constructional Steel Research，2022，190：107124.

[20] JIANG Z Q，CHEN P Q，NIU Z Y，et al. Design theory of self-centering column foot joint with dog bone weakened flange cover plate[J]. Structures，2024，69：107589.

[21] QIU C，LIU J，JIANG T，et al. Experimental study on a steel self-centering rocking column with SMA slip friction dampers[J]. Engineering Structures，2023，274：115126.

[22] LATOUR M，RIZZANO G，SANTIAGO A，et al. Experimental response of a low-yielding，self-centering，rocking column base joint with friction dampers[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering，2019，116：580-592.

[23] 王枫智，崔瑶，李浩，等. 设置带削弱段连接板的钢柱脚抗震性能有限元研究[J]. 建筑结构学报，2022，43(6)：95-102.

[24] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 钢结构设计标准：GB 50017—2017[S]. 北京：中国建筑工业出版社，2018.

[25] JIANG Z Q，YANG X F，ZHANG A L，et al. Design theory of earthquake-resilient prefabricated column foot joint with lateral force-resisting energy-consuming device[J]. Journal of Construction Steel Research，2022，252：113578.

[26] 冯鹏，强翰霖，叶列平. 材料、构件、结构的屈服点定义与讨论[J]. 工程力学，2017，34(3)：36-46.