

模块化钢框架外套筒焊接连接节点的抗震性能试验研究

宋海涛¹, 王江涛², 陈永旗¹, 吴成龙^{1*}, 王永洪¹, 李大壮², 张庆华², 蒿雨露³

(1. 青岛理工大学 土木工程学院, 山东 青岛 266520; 2. 山东高速工程建设集团有限公司, 济南 250014;
3. 山东博太海洋科技有限公司, 山东 青岛 266104)

摘要: 模块间节点的抗震性能对结构整体安全至关重要。文中提出了一种模块间焊接连接节点(简称WIMJ), 通过对3个该类型节点开展往复加载试验, 研究了外套筒高度和厚度对节点破坏模式、应力分布、延性耗能等抗震性能的影响, 并对节点的刚性特征进行了评估。结果表明: WIMJ的破坏模式为梁端受弯破坏, 破坏位置主要集中在梁翼缘与柱的焊接连接处; 节点的滞回曲线较为饱满, 受力过程依次经历初始滑移、弹性变形、弹塑性变形、破坏四个阶段; 其延性系数介于0.75~2.03之间, 等效黏滞阻尼系数可达0.15, 强度退化系数介于0.85~1.00之间, 展现出良好的抗震性能; 外套筒高度和厚度对节点峰值承载力与延性变形的影响较小; 节点的残余变形曲线呈两阶段变化趋势; WIMJ属于半刚性部分强度连接节点。

关键词: 模块化钢结构; 模块间节点; 焊接连接; 抗震性能; 试验研究; 刚性评估; 等效黏滞阻尼系数

中图分类号: TU391, TU352.11

文献标志码: A

文章编号: 1671-9379(2026)03-0071-11

DOI: 10.13969/j.jzgjz.20250308001

Experimental Study on Seismic Performance of Welded Connection Joints with Outer Sleeves of Modular Steel Frames

SONG Haitao¹, WANG Jiangtao², CHEN Yongqi¹, WU Chenglong^{1*}, WANG Yonghong¹,
LI Dazhuang², ZHANG Qinghua², HAO Yulu³

(1. School of Civil Engineering, Qingdao University of Technology, Qingdao 266520, China;

2. Shandong Hi-Speed Engineering & Construction Group Co., Ltd., Jinan 250014, China;

3. Shandong Bote Ocean Technology Co., Ltd., Qingdao 266104, China)

*Corresponding author: wuchenglongabc@163.com

Abstract: The seismic performance of inter-module joints is crucial to the overall structural safety. This paper proposes a welded inter-module joint (WIMJ). Through reversed loading tests on three WIMJ, the influence of outer sleeve height and thickness on their failure modes, stress distribution, ductile energy dissipation capacity and other seismic performance aspects was investigated. Additionally, the stiffness of WIMJ was evaluated. The results indicate that the failure mode of WIMJ is beam-end bending failure, with the failure location primarily concentrated at the welded connection between the beam flange and the column. The hysteresis curves of WIMJ are relatively full, undergoing four force stages sequentially: initial slip, elastic deformation, elastoplastic deformation, and failure. The ductility coefficient of WIMJ ranges from 0.75 to 2.03, the equivalent viscous damping coefficient reaches up to 0.15, and the strength

收稿日期: 2025-03-08

基金项目: 国家自然科学基金(52208482), 山东省自然科学基金(ZR2021QE046)

作者简介:

宋海涛(2000—), 男, 硕士研究生, 主要从事模块化结构抗震性能方面的研究。E-mail: 18380531672@163.com。

通信作者:

吴成龙(1989—), 男, 博士, 副教授, 主要从事装配式结构、模块化结构抗震性能方面的研究。

E-mail: wuchenglongabc@163.com。

degradation coefficient ranges between 0.85 and 1.00, demonstrating good seismic performance. The influence of outer sleeve height and thickness on peak load-bearing capacity and ductile deformation capacity is minimal. The residual deformation curve of WIMJ exhibits a two-stage variation trend. WIMJ are classified as semi-rigid, partial strength connection joints.

Keywords: modular steel structure; inter-module joint; welded connection; seismic performance; experimental study; stiffness evaluation; equivalent viscous damping coefficient

模块化建筑是建筑工业化发展的高级阶段,近年来受到业界的广泛关注并得到深入研究。模块化钢结构作为模块化建筑的一种结构体系,具备自重轻、强度高、加工安装与节点连接便捷、构件可拆卸等优势。在模块化钢结构体系中,模块单元间的连接节点是保障结构整体性与安全性的关键,其在地震作用下的抗震性能,成为结构工程抗震领域的研究重点与难点^[1-2]。目前,模块化钢结构建筑主要应用于低层或多层建筑,主要原因在于不同地区的结构抗震设防要求存在差异,同时现有模块间连接节点还存在构造复杂、传力机制不明确、安装空间不足等问题,导致节点的抗震性能难以满足工程需求^[3-4]。基于此,众多学者针对模块间连接节点开展了大量研究。其中,内套筒螺栓连接模块间节点的抗震性能研究较为成熟,该类节点不仅构造简单、便于装配,还表现出良好的承载能力、延性与刚度等抗震性能^[5-8]。但螺栓连接需在梁或柱上开孔,易与模块单元内的装饰施工产生冲突。后张拉预应力节点可避免在梁或柱上开孔,拥有更高的耗能能力与良好的初始剪切刚度^[9-10],但存在施工工艺

复杂、精度要求高的问题。基于此,部分学者研发了不同构造的插入自锁式连接节点,该节点无需预留安装空间、安装效率高,但其连接组件构造复杂、加工精度要求高,且承载能力与抗震性能较低^[11-13]。此外,还有学者提出灌浆套筒连接节点^[14-16],该节点具有较高的刚度和承载力,且具备应用于高层模块化建筑的潜力,但灌浆施工流程复杂,施工质量控制难度较大。

焊接连接节点具有节约钢材、构造简单、刚度大,且不影响模块单元内部装饰施工等特点^[17],然而目前关于外套筒焊接连接节点的相关研究较为匮乏。为此,本文提出了一种结构简单、连接可靠、传力清晰、组装便捷的新型模块化钢框架外套筒焊接连接节点(简称WIMJ),如图1所示。为研究外套筒的厚度和高度对节点抗震性能的影响,本文设计制作了3个足尺寸十字形WIMJ试件并开展了循环加载试验研究。从节点的破坏模式、应力变化、滞回性能等方面分析节点的抗震性能,并对其刚性进行了评估,研究成果可为模块化钢结构建筑的工程设计与应用提供重要参考。

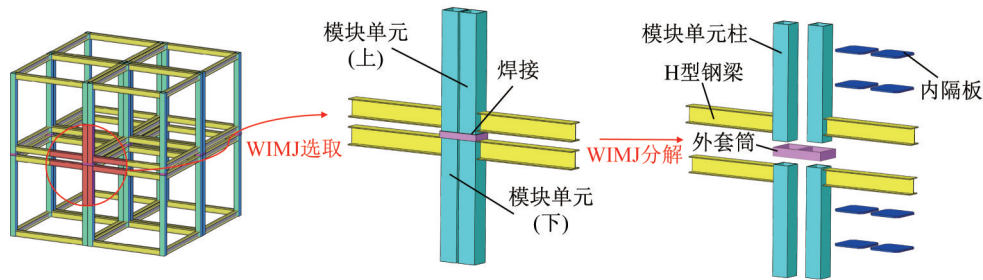


图1 WIMJ示意

Fig. 1 Diagram of WIMJ

1 试件设计与制作

1.1 试件设计

根据《钢结构设计标准》(GB 50017—2017)^[18]和《钢结构模块建筑技术规程》(T/CECS 507—2018)^[19]的设计要求,遵循“强柱弱梁;强节点弱构件”的原则,设计并制作了3个WIMJ试件(试件SJ-1、SJ-2、SJ-3),钢材牌号为Q345B,以外套筒厚度和高度为控制参数,WIMJ试件的详细尺寸与参数如表1和图2所示。试件中方钢管柱截面为200 mm×200 mm×10 mm,长度均为1 320 mm;H型钢梁截面为200 mm×150 mm×6 mm×9 mm,长度分别为1 174 mm(试件SJ-1、SJ-3)和1 180 mm(试件SJ-2)。

试件SJ-1、SJ-2、SJ-3的外套筒截面尺寸分别为448 mm×224 mm×12 mm×70 mm、424 mm×212 mm×6 mm×70 mm、448 mm×224 mm×12 mm×40 mm。所有WIMJ试件均由“四柱四梁”焊接成型。其中模块单元的方钢管柱、H型钢梁、内隔板均在工厂焊接为整体。内隔板焊接于方钢管内部,且与梁翼缘处于同一水平位置,其主要作用是增强方钢管柱的柱端强度和稳定性,避免梁端因挤压变形发生过早破坏。试件各部件间的焊接均采用角焊缝形式,焊接材料选用E50型焊条,焊缝宽度为10 mm^[20]。现场安装时,先将下部模块单元与基础连接固定,再将外套筒焊接于下部模块单元的柱顶,最后将上

部模块单元的柱底插入外套筒内并完成焊接作业。上下部模块单元柱通过外套筒实现连接,传力路径清晰,可将荷载有效传递至基础,保障模块柱的受力连续性。本文提出的新型节点适用于模块化钢结构的角节点、边节点与中节点,可实现各类模块单元的快速拼装,且在模块单元连接施工中,能有效避免对模块单元内部装饰的损坏。

表1 WIMJ构造参数

Table 1 WIMJ construction parameters mm

试件编号	H型钢梁	方钢管柱	外套筒
SJ-1	200×150×6×9	200×200×10	224×448×12×70
SJ-2	200×150×6×9	200×200×10	212×424×6×70
SJ-3	200×150×6×9	200×200×10	224×448×12×40

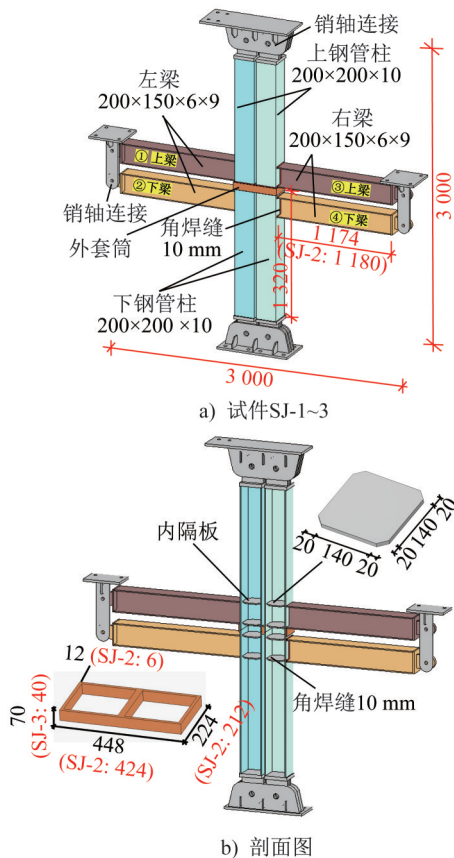


图2 节点构造示意(单位:mm)

Fig. 2 Diagram of joint construction (unit: mm)

1.2 材料力学性能

根据《钢及钢产品 力学性能试验取样位置及试样制备》(GB/T 2975—2018)^[21]的要求,对WIMJ试件的梁翼缘、梁腹板、方钢管柱及外套筒等部位取样,每个部位各取3个试样进行材性试验,测得钢材的屈服强度 f_y 、抗拉强度 f_u 、伸长率 δ 等参数的平均值,试验结果如表2所示。

表2 材料力学性能

Table 2 Mechanical properties of materials

钢材位置	厚度/mm	f_y /MPa	f_u /MPa	δ /%
方钢管柱	9.77	384.16	530.80	26.90
外套筒	11.67	380.34	535.12	27.14
钢梁腹板	6.00	362.32	548.25	29.00
钢梁翼缘	8.83	362.18	540.24	25.24

2 试验加载及测量

本次试验的加载装置与加载制度分别如图3、图4所示^[22],图4中 Δ 为梁端位移, L 为钢梁计算长度。试验采用层间位移角(θ)进行加载控制。加载时,首先通过液压千斤顶在柱顶施加550 kN的恒定轴力并全程保持,然后通过MTS作动器在左右钢梁端部施加循环往复荷载,加载速度为4 min/循环。当试件出现明显的梁端塑性铰或承载力下降至峰值荷载的85%时,终止试验。试件的应变片与位移计测点布置如图5所示,由于试验过程中位移计数据存在缺失或异常,后文未对其展开分析。

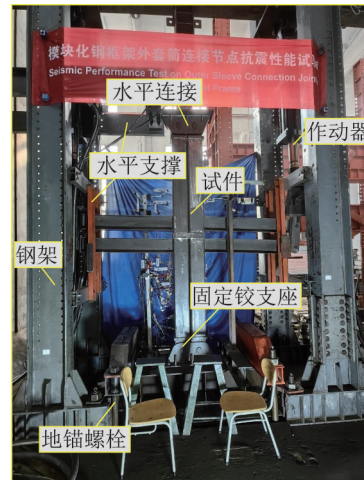


图3 加载装置构造

Fig. 3 Detail of the loading setup

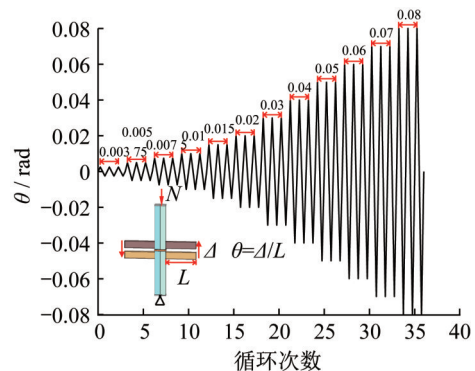


图4 加载制度示意

Fig. 4 Diagram of loading system

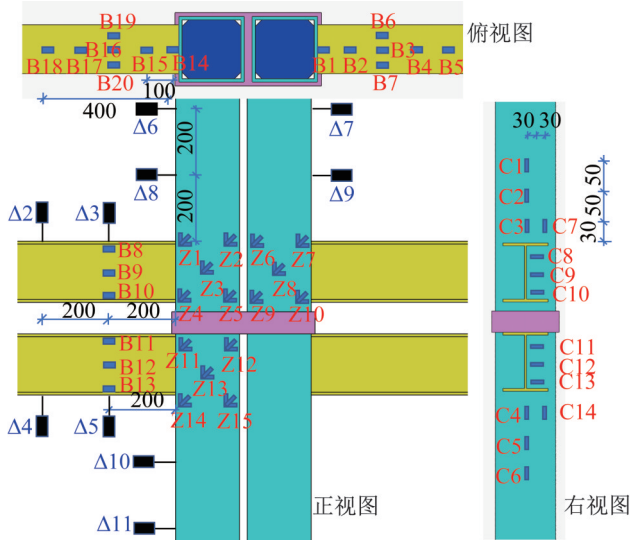


图5 应变片及位移计测点布置(单位:mm)

Fig. 5 Arrangement of strain gauge and displacement meter measurement points (unit: mm)

3 试验结果分析

3.1 试验现象

通过低周往复加载试验,得到了3个WIMJ试件的破坏形态,如图6所示。各试件在不同加载阶段的试验现象分别如表3、4、5所示。

3.2 应变分析

根据材性试验结果,测得方钢管柱、钢梁腹板和翼缘的屈服应变分别为 $\epsilon_g=1\ 865\ \mu\epsilon$, $\epsilon_r=1\ 759\ \mu\epsilon$, $\epsilon_y=1\ 758\ \mu\epsilon$ 。试件SJ-1~SJ-3在关键位置的应变曲线如图7~10所示。图中应变值为每级加载下的最大应变,红色虚线为钢材屈服应变。

3.2.1 梁翼缘分析

由图7可知,以应变片编号为横坐标、应变值为纵坐标,B1~B5测点的应变值随应变片与方钢管柱面距离的增大整体呈降低趋势,说明远离节点核心区的位置梁端承受的应力越小;同一测点的应变随层间位移角的增大逐渐增大;相同钢梁截面处B6与B7测点的应变值基本相同,应变呈对称分布,表明钢梁翼缘可以有效且均匀地传递应力。当 θ 加载至0.05 rad时,各试件的翼缘基本达到屈服状态。

3.2.2 梁腹板分析

由图8可知,以应变值为横坐标、应变片编号为纵坐标,各试件梁腹板测点的应变值沿着上下柱的平分线基本呈对称分布;靠近上梁上翼缘、下梁下翼缘的测点应变值最大;位于上梁下翼缘、下梁上翼缘测点的应变值最小。当 θ 达到0.05 rad时,上梁腹板顶部、下梁腹板底部

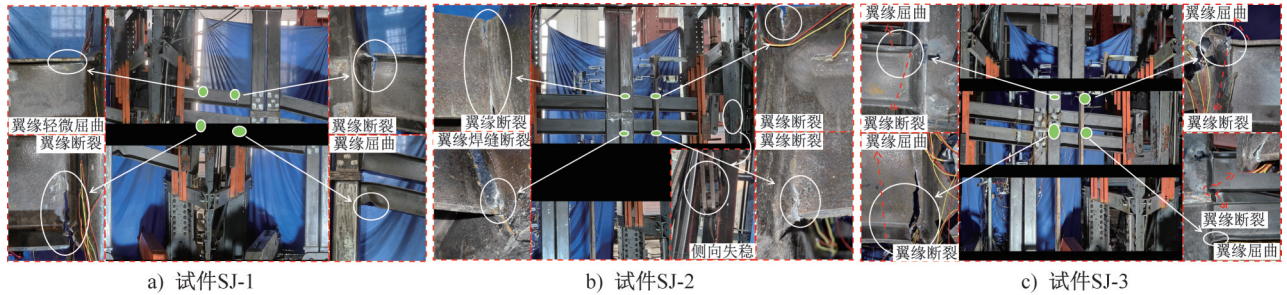


图6 试件破坏图

Fig. 6 Diagram of specimen failure

表3 试件SJ-1试验现象

Table 3 Test phenomena of specimen SJ-1

梁端竖向位移	试验现象
加载初期	该阶段,试件整体没有明显变形。因梁端销轴连接存在一定间隙,使得每次加载至平衡位置时会有一定滑移现象。屈服时的位移(Δ_y)和荷载(P_y)分别为37 mm和154 kN。
加载至51.52 mm	第三个循环时,左上梁上翼缘、左下梁下翼缘的焊缝连接处均出现细微裂纹。
加载至64.40 mm	左上梁上翼缘的焊缝连接处裂纹加剧,宽度达到1.5 cm;左下梁下翼缘的焊缝连接处开裂,断裂宽度达到3~4 cm,并且撕裂开口延伸至腹板底部。
加载至77.28 mm	左上梁下翼缘的焊缝连接处出现细微裂纹。左下梁下翼缘的撕裂开口沿腹板高度方向由底向上延伸,长度约2 cm。
加载至90.16 mm	左上梁上翼缘撕裂开口沿腹板高度方向由上向下延伸,长度约4 cm。左下梁下翼缘沿焊缝长度方向完全断裂,且沿腹板高度方向的断裂长度进一步扩展,至此加载结束。

表4 试件SJ-2试验现象

Table 4 Test phenomena of specimen SJ-2

梁端竖向位移	试验现象
加载初期	该阶段,试件整体没有明显变形,与试件SJ-1相同,会在加载平衡位置时出现较小的水平滑移。屈服时的位移和荷载分别为37 mm和147 kN。
加载至51.52 mm	第一个循环时,右上梁下翼缘、左上梁下翼缘以及左下梁下翼缘出现微小裂纹。第三个循环时,左上梁上翼缘和右下梁下翼缘的焊缝连接处断裂明显。其他位置处的断裂现象继续增加。
加载至64.40 mm	第一个循环时,左下梁上翼缘和右上梁上翼缘焊缝断裂,右下梁下翼缘焊缝与柱面连接处出现微小裂缝。第二个循环时,各梁端焊缝连接处断裂严重。最终因右梁发生侧向失稳,试验加载结束。

表5 试件SJ-3试验现象

Table 5 Test phenomena of specimen SJ-3

梁端竖向位移	试验现象
加载初期	该阶段,试件整体处于弹性状态。试件发生屈服时的位移和荷载分别为41 mm和152 kN。
加载至51.52 mm	左上梁上翼缘、左下梁下翼缘、右上梁上翼缘以及右下梁下翼缘与焊缝连接处都有轻微裂缝产生。
加载至64.40 mm	右上梁上翼缘处柱侧面鼓屈明显。已发生开裂焊缝的长度继续扩展。
加载至77.28 mm	左下梁下翼缘沿焊缝长度方向发生开裂并延伸至腹板,腹板撕裂长度为2 cm。
加载至90.16 mm	左下梁下翼缘、左上梁上翼缘以及右上梁上翼缘沿焊缝长度方向发生开裂并延伸至腹板。左下梁上翼缘的焊缝连接处出现细微裂纹;右下柱侧面和右下梁下翼缘连接区域发生屈曲变形。
加载至103.04 mm	各梁翼缘连接处沿焊缝长度方向均发生贯通。右下柱侧面鼓曲变形明显。最终因试件承载力下降,加载结束。

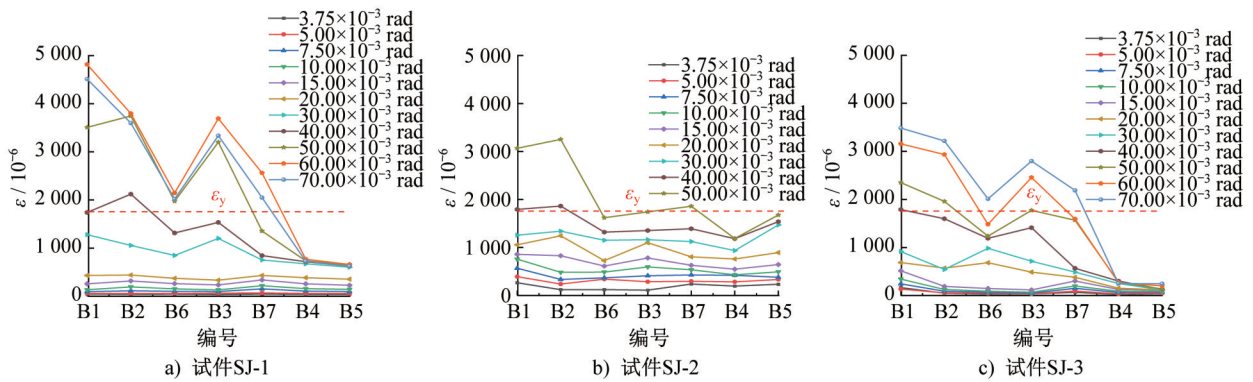


图7 梁翼缘应变分析

Fig. 7 Strain analysis of beam flange

基本发生屈服;同一测点的应变值随层间位移角的增大同样呈递增趋势,且上梁腹板顶部、下梁腹板底部的应变增幅显著。各试件钢梁腹板在B9~B12测点间均未发生屈服,始终处于弹性阶段,原因是该区域位于上下梁弯曲变形的中性轴位置,变形较小。

3.2.3 方钢管柱侧面分析

由图9可知,以应变值为横坐标、应变片编号为纵坐标,各试件方钢管柱侧面的应变变化规律基本一致,应变曲线整体呈对称的“驼峰”状。从测点C1~C3、测点C4~C6的应变变化曲线可见,随着与钢梁翼缘的距离增加,方钢管柱侧面应变呈降低趋势,表明钢梁对方钢管柱

的应力影响逐渐减弱。当 θ 达到0.05 rad时,最靠近钢梁翼缘的测点应变达到屈服状态,而测点C8~C13所在区域基本处于弹性状态,即钢梁上下翼缘之间的柱面应力较小,方钢管柱该区域始终保持弹性。

3.2.4 节点域分析

由图10可知,以位移为横坐标、应变值为纵坐标,应变花主拉应变 ϵ_{max} 按式(1)计算:

$$\epsilon_{max} = \frac{1}{2} \left[(\epsilon_x + \epsilon_y) + \sqrt{(\epsilon_x - \epsilon_y)^2 + (\epsilon_x + \epsilon_y - 2\epsilon_u)^2} \right] \quad (1)$$

式中: ϵ_x 、 ϵ_y 、 ϵ_u 分别为应变花中水平、竖向、斜向应变片的应变值。

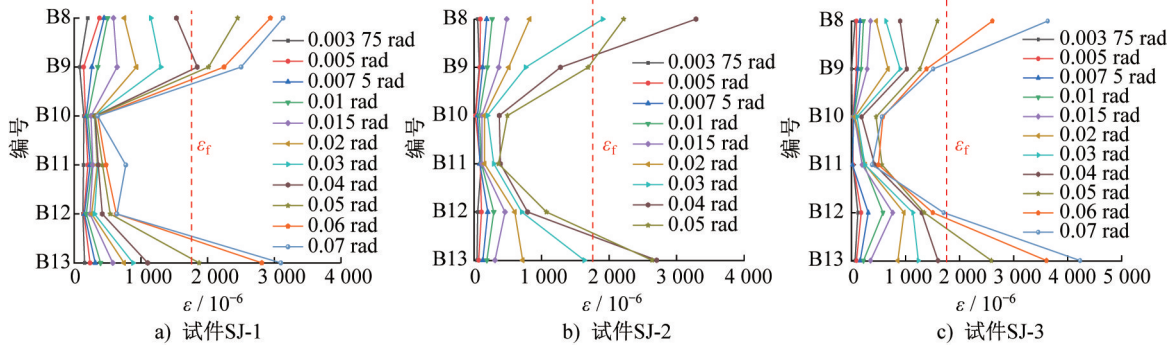


图8 梁腹板应变分析

Fig. 8 Strain analysis of beam web

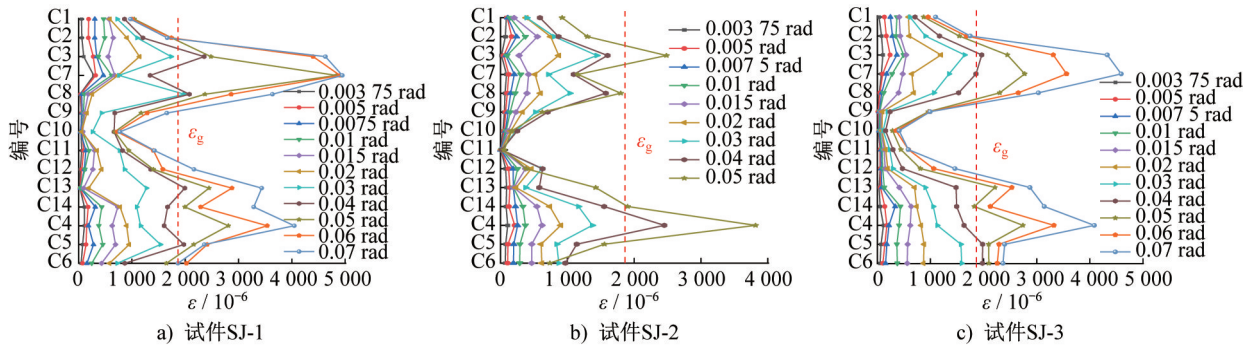


图9 方钢管柱侧面应变分析

Fig. 9 Lateral strain analysis of square steel columns

由图10可知,各试件节点域的应变值随梁端位移的增大,均呈现出先快速增长后趋于平缓的趋势。当加载位移小于40 mm时,节点域各测点的主应变曲线呈线性增长趋势,原因是该阶段节点整体处于弹性状态;随加载位移继续增大,节点域内各测点的应变增长速率放缓,其中靠近钢梁翼缘的测点应变逐渐达到屈服状态;

远离钢梁翼缘的测点仍处于弹性,且应变值随加载位移增大呈降低趋势,这是由于加载后期钢梁焊缝连接处发生断裂,节点域内的应力随之减小。此外,各模块单元内梁柱节点域的应变变化规律基本一致,表明模块单元间的节点连接整体性较好,可协同受力、共同承担外部荷载。

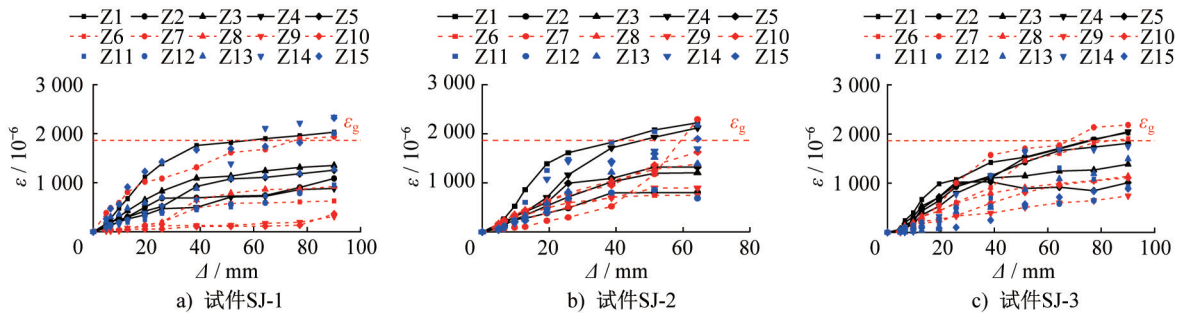


图10 节点域应变分析

Fig. 10 Strain analysis of joint domain

4 抗震性能分析

4.1 滞回曲线

由图11可知,加载初期,试件滞回曲线面积较小且呈Z形,原因是梁端销轴连接存在间隙,加载至平衡位置时产生滑移,导致梁端位移增加而荷载变化很小,滞回曲

线近乎水平;当节点从初始滑移阶段进入弹性阶段后,滞回曲线呈线性变化,3个节点试件均无明显变形;随着梁端位移持续增大,节点进入弹塑性强化阶段,方钢管柱与H型钢梁的焊接处逐渐开裂,且焊缝断裂程度随位移增加而加剧,滞回曲线斜率逐渐降低。试件 SJ-1~SJ-3 的

滞回曲线整体饱满,表明节点具有较好的耗能性能。其中试件SJ-2的加载循环次数少于试件SJ-1和SJ-3的加载循环次数,原因是试件SJ-2因加工制作误差导致左右梁不对称,加载后期发生侧向失稳,试验提前终止。

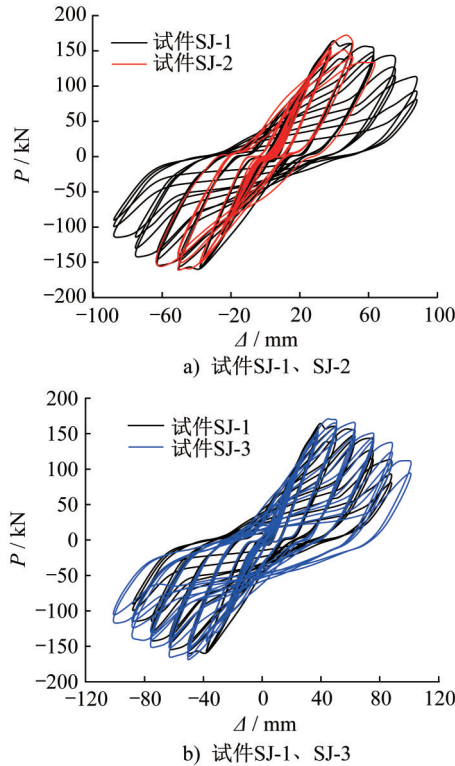


图11 试件滞回曲线
Fig. 11 Hysteresis curves of specimens

4.2 骨架曲线

图12为各试件的骨架曲线汇总,采用等值能量法^[23]确定节点屈服点(图13),各试件骨架曲线的特征值如表6所示。分析可知,各试件的骨架曲线均由初始滑移、弹性、弹塑性及破坏四个阶段组成。加载初期,梁端销轴连接的间隙引发滑移,导致试件的梁端位移变大而荷载变化小,骨架曲线斜率偏低;各试件的受力与变形规律基本一致;进入弹性变形阶段后,3个试件的骨架曲线斜率呈线性变化;进入弹塑性变形阶段后,方钢管柱与H型钢梁的焊接处逐渐开裂,变形进一步增大,节点承载力逐渐达到峰值;进入破坏阶段后,试件SJ-1~SJ-3的骨架曲线因外套筒厚度和高度的降低而产生明显差异。相对于试件SJ-1,试件SJ-3在正负向加载时的 P_y 变化范围为0.62%~3.40%,峰值荷载 P_m 提升了2.67%~3.32%;试件SJ-2的 P_y 降低了4.33%~4.87%, P_m 降低了4.37%~4.43%。这表明减小外套筒高度可提高节点的峰值承载力,减小外套筒厚度则会降低节点的峰值承载力。

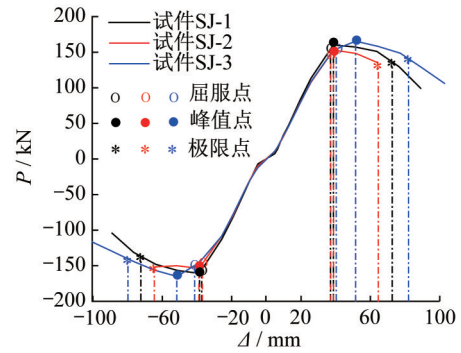


图12 试件骨架曲线
Fig. 12 Skeleton curves of specimens

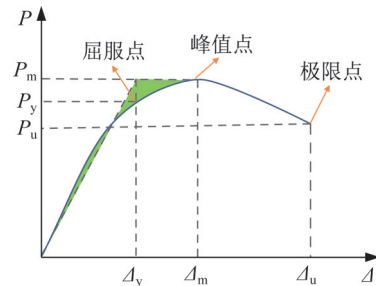


图13 等值能量法
Fig. 13 Equivalent energy method

表6 荷载特征值

Table 6 Load eigenvalues

试件编号	加载方向	P_y/kN	Δ_y/mm	P_m/kN	Δ_u/mm	μ
SJ-1	正向	153.68	36.83	160.17	72.69	1.97
	负向	-155.00	-37.07	-160.74	-72.41	1.95
SJ-2	正向	147.02	37.05	153.07	64.66	1.75
	负向	-147.45	-36.99	-153.72	-64.66	1.75
SJ-3	正向	154.63	40.40	165.50	82.10	2.03
	负向	-149.73	-41.43	-165.03	-79.83	1.93

4.3 延性与耗能

4.3.1 节点延性

采用延性系数 μ 作为评价WIMJ抵抗破坏变形能力的指标,按式(2)计算:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (2)$$

式中: Δ_y 为屈服位移; Δ_u 为极限位移。

由表6可知,试件SJ-2的延性系数偏小,这是由于节点加载时发生侧向失稳,试验提前终止导致数据缺失;试件SJ-3的延性系数比试件SJ-1的延性系数提高了1.02%,这表明降低外套筒高度可提升WIMJ的延性性能。

4.3.2 耗能能力

采用等效黏滞阻尼系数 h_e 评价 WIMJs 的耗能能力, 按式(3)计算:

$$h_e = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{S_{(ABC+CDA)}}{S_{(\Delta OBE + \Delta OFD)}} \quad (3)$$

式中: $S_{(ABC+CDA)}$ 为一个滞回环的面积; $S_{(\Delta OBE + \Delta OFD)}$ 为等效三角形面积之和。

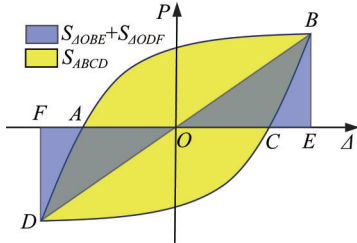


图 14 耗能计算简图

Fig. 14 Diagram of energy dissipation calculation

各试件的 h_e 与累积耗能 E_{total} 曲线如图 15 所示。由图 15a) 可知, 加载位移在 0~35 mm 时, 试件 SJ-1 和 SJ-3 的 h_e 曲线增长缓慢; 试件 SJ-2 因安装与制作误差, 在 0~10 mm 位移范围内的滑移量较大, 导致其 h_e 值明显高于试件 SJ-1 和 SJ-3 的 h_e 值。但随着加载位移增大, 其 h_e 值逐渐与试件 SJ-1 和 SJ-3 的 h_e 值接近, 表明节点滞回曲线的变化趋于合理。加载后期, 试件 SJ-1 因钢梁翼缘断裂导致 h_e 值骤降, 而外套筒高度更小的试件 SJ-3, h_e 曲线变化较为平稳。各试件的最终 h_e 值基本可达 0.15, 表明该新型节点具备较好的耗能能力。

由图 15b) 可知, 各试件的 E_{total} 变化趋势整体接近。加载位移在 0~35 mm 时, E_{total} 曲线呈线性增长, 且增幅平缓; 随着加载位移继续增大, E_{total} 曲线斜率显著提升, E_{total} 呈指数增长。试件 SJ-2 因加载过程中侧向失稳导致试验提前终止, E_{total} 值为 31.43 kJ; 加载结束时, 试件 SJ-1 的 E_{total} 值为 101.61 kJ, 试件 SJ-3 的 E_{total} 值为 119.25 kJ。相对于试件 SJ-1, 试件 SJ-3 的耗能提高了 17.36%。这表明减小外套筒高度可使节点的塑性变形得到更充分的发展, 进而提升节点的耗能能力。

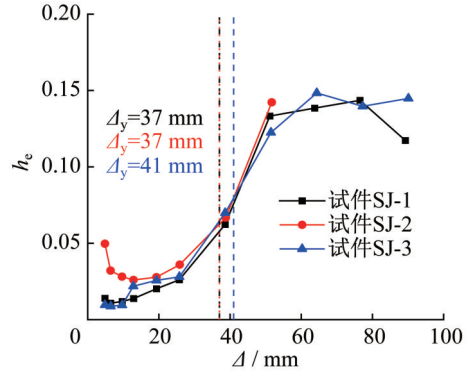
4.4 退化性能

4.4.1 强度退化

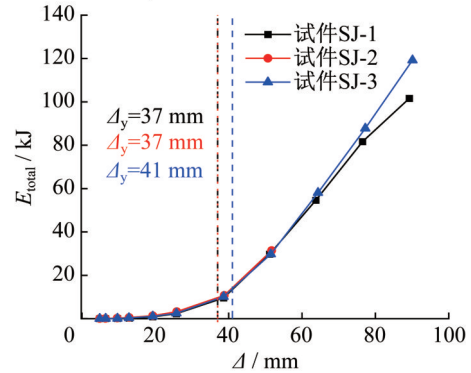
采用强度退化系数 λ_i 评估 WIMJ 的承载力衰减特性, 按式(4)计算:

$$\lambda_i = \frac{P_j^i}{P_j^1} \quad (4)$$

式中: P_j^i 和 P_j^1 分别为第 j 级加载时, 第 1 和 i 次循环的最大荷载。



a) 等效粘滞阻尼系数曲线



b) 累积耗能曲线

图 15 耗能曲线对比

Fig. 15 Comparison of energy dissipation curves

图 16 为各节点的强度退化曲线, 试件 SJ-1、SJ-2、SJ-3 的 λ_i 均处于 0.85~1.00 之间。当梁端位移 $\Delta \leq 40$ mm, 各试件的 λ_i - Δ 曲线下降趋势平稳; 当 $\Delta > 40$ mm 时, 各试件 λ_i - Δ 曲线的衰减速度加快, 且随着梁端焊缝断裂、梁端腹板撕裂等现象的发生, 曲线出现不同程度的骤降。对比发现, 同一个试件的 λ_2 值整体高于 λ_3 值, 原因是梁端往复加载造成节点损伤累积, 相同位移级下的承载力持续衰减; 当 $\Delta \leq 40$ mm 时, 各试件的 λ_2 值和 λ_3 值基本一致; 当 $\Delta > 40$ mm 时, 各试件的 λ_3 值显著低于 λ_2 值, 进一步表明该位移阶段后, 随着梁端位移的继续增大, 梁端焊缝断裂、梁端腹板撕裂等损伤会导致节点承载能力大幅下降。

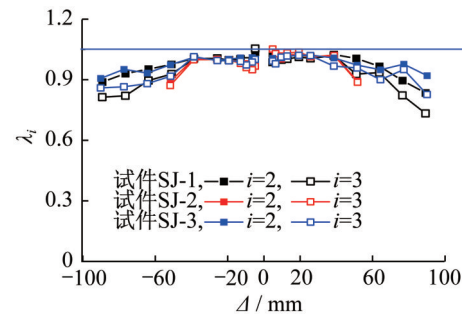


图 16 各试件强度退化曲线

Fig. 16 Strength degradation curves of specimens

4.4.2 刚度退化

采用刚度退化系数 K_i 反映 WIMJs 的刚度变化规律, 按式(5)计算:

$$K_i = \frac{|+F_i| + |-F_i|}{|+\Delta_i| + |-\Delta_i|} \quad (5)$$

式中: F_i 和 Δ_i 分别为第 i 次循环的峰值荷载和相应位移。

图 17 为各试件的 $K_i-\Delta$ 曲线图, 试件 SJ-1~SJ-3 的曲线变化趋势基本一致, K_i 随 Δ 的增大逐渐降低, 曲线斜率同步减小。节点刚度退化主要是由方钢管柱与 H 型钢梁焊接处、上下柱外套筒连接部、梁腹板及钢梁翼缘的累计变形, 以及焊缝开裂等因素共同引起。对比可见, 试件 SJ-1 的屈服刚度大于试件 SJ-2 和 SJ-3 的屈服刚度, 表明提高外套筒高度和厚度可有效增强试件的抗侧刚度。

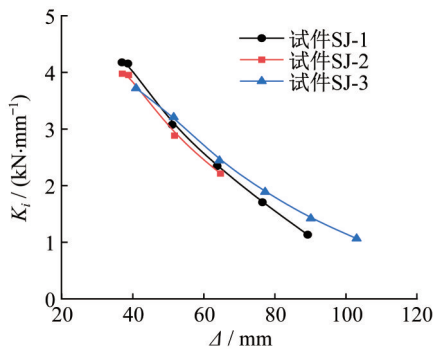


图 17 各试件刚度退化曲线

Fig. 17 Stiffness degradation curves of specimens

4.5 残余变形

WIMJs 的残余变形曲线如图 18 所示。图 18 中残余位移 (Δ_r) 为每一级位移加载下 3 次循环正向和负向残余位移的平均值。残余层间位移角 (θ_r) 为 Δ_r/L 。

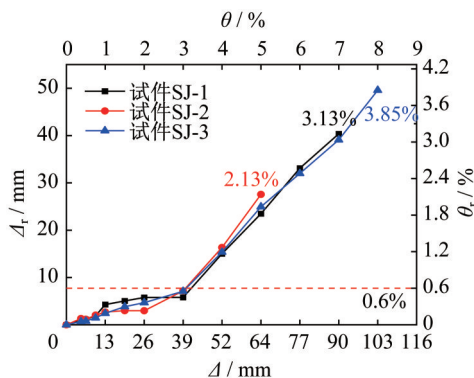


图 18 各试件残余变形曲线

Fig. 18 Residual deformation curves of specimens

由图 18 可知, 各试件的残余变形曲线均呈现明显的两阶段变化趋势, 且变化规律基本一致, 表明外套筒的厚度和高度对 WIMJs 的残余变形影响较小。当 $\theta < 3\%$ 时,

θ_r 最大值约为 0.6% , 且随 θ 的增大近似呈线性缓慢增长, 表明该阶段节点基本处于弹性状态, 梁端焊接处未发生断裂; FEMA P-58-1 规范指出, 当 $\theta_r \leq 0.2\%$ 时, 节点具有良好的变形性能和可恢复性能^[24], 而 WIMJs 在弹性阶段的 θ_r 值约为该限定值的 3 倍, 反映出该节点具备良好的变形与可恢复特性。当 $\theta > 3\%$ 时, θ_r 随 θ 的增大迅速增长, 原因是节点焊接处逐渐出现焊缝断裂, 且在低周往复加载作用下, 节点的损伤累积程度不断加剧。试件最终破坏时, 试件 SJ-1~SJ-3 的 θ_r 值分别为 3.13% 、 2.13% 、 3.85% 。

5 节点刚性评估

欧洲规范 EN 1993-1-8^[25] 根据节点的初始转动刚度, 将节点分为刚性、半刚性和铰接三类; 根据节点的强度将其分为完全强度、部分强度和铰接三类。其中按初始刚度分类的判别标准如表 7 所示, 按强度分类的判别标准如表 8 所示。

表 7 欧洲规范 EN 1993-1-8 对节点刚度判别标准

Table 7 Eurocode EN 1993-1-8 criteria for determining the stiffness of joints

初始转动刚度	连接形式
$K_0 \leq 0.5E_b I_b / L_b$	铰接
$0.5E_b I_b / L_b < K_0 < K_1 E_b I_b / L_b$	半刚性连接
$K_0 \geq K_1 E_b I_b / L_b$	刚性连接

注: K_0 为初始转动刚度; E_b 为钢梁的弹性模量; I_b 为钢梁截面惯性矩; L_b 为钢梁长度; K_1 为节点的转动系数, 对于无支撑框架 $K_1=25$, 对于有支撑框架 $K_1=8$ 。

表 8 欧洲规范 EN 1993-1-8 对节点强度判别标准

Table 8 Eurocode EN 1993-1-8 criteria for determining the strength of joints

抗弯承载力	连接形式
$M_{max} \leq 0.25M_{bp}$	铰接
$0.25M_{bp} < M_{max} < M_{bp}$	部分强度连接
$M_{max} \geq M_{bp}$	完全强度连接

注: M_{max} 为最大抗弯承载力; M_{bp} 为梁全截面塑性弯矩。

图 19 中, 纵坐标 ζ 、横坐标 θ 分别为无量纲化弯矩、相对转角, 按式(6)和式(7)计算^[26]:

$$\zeta = \frac{M_{max}}{M_{bp}} \quad (6)$$

$$\theta = \frac{\theta_r}{M_{bp}} \cdot \frac{EI_b}{L_b} \quad (7)$$

如图 19 所示, 按刚度分类, 试件 SJ-1、SJ-2、SJ-3 均属于半刚性连接; 按强度分类, 试件 SJ-1、SJ-2 和 SJ-3 均属于部分强度连接。此外, 3 个试件的极限层间位移角均超

过了0.05 rad,满足美国规范FEMA-350不小于0.030 rad的要求^[26]。

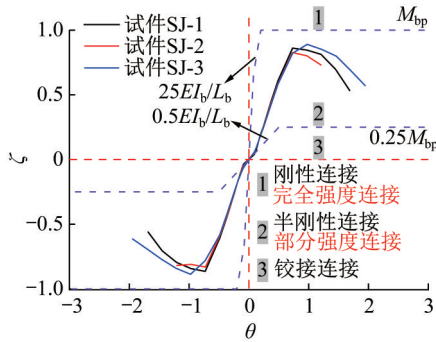


图19 试验节点分类

Fig. 19 Classification of test joints

6 结论

本文提出一种新型模块化钢框架外套筒焊接连接节点(WIMJ),该节点具有连接可靠、传力清晰、易于组装等优势。通过合理的试件设计与低周往复加载试验,系统研究了WIMJ的破坏形态、应力分布及延性耗能等抗震性能指标,并完成节点的刚性分类评估,主要结论总结如下:

(1) WIMJ具有明确的应力传递路径,其破坏模式为梁端受弯破坏,破坏位置位于钢梁与方钢管柱之间的焊接连接处,节点最终破坏由焊缝断裂与钢梁撕裂导致。

(2) WIMJ的滞回曲线饱满,等效黏滞阻尼系数 h_e 可达0.15,耗能性能良好;节点骨架曲线的受力阶段清晰,依次为初始滑移、弹性、弹塑性及破坏阶段。外套筒的高度和厚度对WIMJ的峰值承载力、延性变形影响较小,原因是节点整体焊接性能良好,破坏均发生在梁端部位;WIMJ的强度退化系数主要处于0.85~1.00之间,提高外套筒的高度和厚度,可有效增强试件的抗侧刚度。

(3) WIMJ的残余变形曲线呈现明显的两阶段变化趋势;其在弹性阶段的残余层间位移角约为FEMA P-58-1规范限值的3倍,反映出节点具备良好的变形性能与可恢复特性。

(4) 基于欧洲规范EN 1993-1-8的刚性和强度分类标准,WIMJ属于半刚性部分强度连接节点。

(5) 本次仅对WIMJ开展了有限的试验研究,所得数据尚不足以全面评价其抗震性能。后续将结合有限元模拟与理论分析,系统探究WIMJ在不同工况下的力学性能与破坏机理,进而提出该类节点的承载力计算公式与工程设计方法。

参考文献:

[1] FERDOUS W, BAI Y, NGO T D, et al. New advancements,

challenges and opportunities of multi-storey modular buildings-A state-of-the-art review[J]. Engineering Structures, 2019, 183: 883-893. DOI: 10.1016/j.engstruct.2019.01.061.

[2] ABDELMAGEED S, ZAYED T. A study of literature in modular integrated construction - Critical review and future directions [J]. Journal of Cleaner Production, 2020, 277: 124044. DOI: 10.1016/j.jclepro.2020.124044.

[3] DENG E F, ZONG L, DING Y, et al. Seismic performance of mid-to-high rise modular steel construction - A critical review[J]. Thin-Walled Structures, 2020, 155: 106924. DOI: 10.1016/j.tws.2020.106924.

[4] LACEY A W, CHEN W S, HAO H, et al. Structural response of modular buildings-An overview [J]. Journal of Building Engineering, 2018, 16: 45-56. DOI: 10.1016/j.job.2017.12.008.

[5] YANG C, CHEN H, OU J P. Experimental study on seismic performance of modular steel construction beam-to-beam combined side column joint with blind bolted connection [J]. Thin-Walled Structures, 2023, 184: 110431. DOI: 10.1016/j.tws.2022.110431.

[6] MA R W, XIA J W, CHANG H F, et al. Experimental and numerical investigation of mechanical properties on novel modular connections with superimposed beams [J]. Engineering Structures, 2021, 232: 111858. DOI: 10.1016/j.engstruct.2021.111858.

[7] YANG C, CHEN H, OU J P. Seismic behavior of composite bolted T-shaped exterior joints in modular steel construction [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2024, 212: 108249. DOI: 10.1016/j.jcsr.2023.108249.

[8] ZHONG C J, HUANG Y Q, LI H Y, et al. Experimental and numerical simulation study of mechanical properties of inner sleeve T-joint in modular gymnasium [J]. Thin-Walled Structures, 2024, 195: 111446. DOI: 10.1016/j.tws.2023.111446.

[9] SANCHES R, MERCAN O, ROBERTS B. Experimental investigations of vertical post-tensioned connection for modular steel structures [J]. Engineering Structures, 2018, 175: 776-789. DOI: 10.1016/j.engstruct.2018.08.049.

[10] CHEN Z H, LI H X, CHEN A Y, et al. Research on pretensioned modular frame test and simulations [J]. Engineering Structures, 2017, 151: 774-787. DOI: 10.1016/j.engstruct.2017.08.019.

[11] CHEN Z H, WANG J, LIU J D, et al. Seismic behavior and moment transfer capacity of an innovative self-locking inter-module connection for modular steel building [J]. Engineering Structures, 2021, 245: 112978. DOI: 10.1016/j.engstruct.2021.112978.

[12] LIU J D, JIANG J C, LIU Y, et al. Tensile behavior of a novel self-locking inter-module connection in modular steel buildings [J]. Structures, 2024, 62: 106190. DOI: 10.1016/j.istruc.2024.106190.

