

带 U 形连接件的加强式梁柱弱轴端板连接节点抗震性能研究

聂少锋¹, 王硕¹, 刘波², 刘哲¹, 韩勇¹

(1. 长安大学 建筑工程学院, 陕西 西安 710061 2. 海军研究院 海防工程设计研究所, 北京 100070)

摘要: 对带 U 形连接件的肋板加强式钢梁-H 型钢柱弱轴端板连接节点的抗震性能开展了数值研究。在验证有限元模型正确的基础上, 分析了 U 形连接件厚度、加强肋板长度、加强肋板高度和梁端端板厚度对该节点破坏模式、抗弯承载力及抗震性能的影响。结果表明: 该节点属于典型的梁柱半刚性连接节点, 具有较好的转动能力; H 型钢柱弱轴设置 U 形连接件可与柱腹板和翼缘形成箱型节点域, 增大节点域体积和其抗剪切变形能力, 提高节点抗弯承载力。U 形连接件厚度 t_u 取值范围为 $0.83t_f \sim 1.16t_f$ (t_f 为柱翼缘厚度) 时, 梁端形成塑性铰先于 U 形连接件破坏; 设置端板加强肋板可使梁端塑性铰远离节点区, 避免钢梁与端板连接处焊缝应力集中, 满足“强节点、弱构件”的抗震设防目标。提出了梁端端板厚度和加强肋板构造的建议取值, 可供工程设计参考。

关键词: 梁柱弱轴连接; U 形连接件; 端板连接; 抗震性能; 数值分析

中图分类号: 文献标识码: A 文章编号:

DOI:

Study on Seismic Behavior of Weak-Axis End-plate Joint of Reinforced Beam to column with U-Shaped Connector

Nie shao-feng¹, Wang Shuo¹, Liu Bo², Liu Zhe¹, Han Yong¹

(1. School of Civil Engineering, Chang'an University, Xi'an 710061, China

2. Institute of Naval Engineering Design, Naval Research Academy, Beijing, 100070, China)

Abstract: Numerical study on seismic behavior of the weak-axis end-plate connection joints of rib reinforced steel beam-H-shaped steel column with U-shaped connectors was carried out. Based on verifying the correctness of the finite element model, the influences of the thickness of the U-shaped connector, length and height of the rib, and thickness of end-plate on the failure modes, bending capacity, and seismic performance of the joint were analyzed. The results show that the joint is the typical semi-rigid connection and has a good rotational ability. The U-shaped connectors connected with the weak axis of the H-shaped steel column can form a box region, which increases the volume of the joint region, shear deformation resistance, and the flexural capacity of the joint. If the thickness of the U-shaped connector ranges from $0.83t_f \sim 1.16t_f$ (t_f represents the flange thickness of the column), the plastic hinge is formed at the beam end precedes the damage of the U-shaped connector. The reinforced rib at the end-plate can make the plastic hinge of the beam end far away from the joint region, avoiding the high-stress concentration at the welding of steel beam and the end-plate, and satisfying the seismic demands of 'strong joint and weak member'. The thickness of the end-plate and the suggestions of the stiffened rib are proposed, which can be used for reference in engineering design.

Keywords: weak-axis connection; U-shaped connector; end-plate connections; seismic performance; numerical analysis;

收稿日期:

基金项目: 国家自然科学基金资助项目 (51408052), 陕西省重点研发计划项目 (2021SF-519), 陕西省青年科技新星项目 (2016KJXX-51)。

作者简介: 聂少锋(1981-), 男, 工学博士, 教授, 主要从事钢结构基本理论及其应用、钢-混凝土组合结构。E-mail: niesf@chd.edu.cn。

0.3。钢材和高强螺栓的屈服应力 σ_y 分别为235MPa、940MPa；最大应力 σ_u 分别为420MPa和1130MPa，对应的应变 ε_u 分别为0.15和0.10。有限元模型中需转化为真实应力应变。

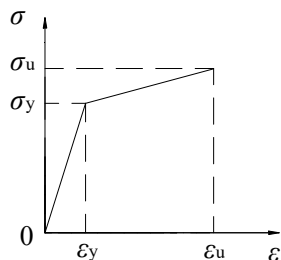


图2 钢材本构关系
Fig.2 The constitutive relation of steel

2.2 网格划分与模型设置

BASE 试件有限元模型边界条件设置及整体网格划分见图3。对节点域（U形连接件、柱竖向加劲肋）、梁端网格进行加密处理，网格尺寸为20mm×20mm，非加密区为40mm×40mm。在柱顶和柱底分别建立参考点 RP1、RP2，将柱顶表面所有自由度与 RP1 耦合在一起，对 RP1 施加 x 、 y 向位移约束和 x 、 z 向转动约束；将柱底表面所有自由度与 RP2 耦合在一起，并施加 x 、 y 和 z 向位移约束和 x 、 z 向转动约束；为防止加载过程中产生侧向位移发生失稳，在距加载点 50mm 范围内对钢梁翼缘侧表面施加 y 向位移约束。将梁端表面所有自由度耦合至参考点 RP3，在 RP3 上施加梁端荷载。

螺栓、梁端端板与 U 形连接件腹板，螺栓与梁端端板之间的各接触面切线方向均采用库仑摩擦，摩擦系数取 0.45^[13]，法向方向为硬接触。采用“tie”约束模拟 U 形连接件与柱翼缘、柱腹板，梁与端板之间的焊接作用。模拟高强螺栓预紧力时，首先，对螺栓施加 10N 的预拉力，让整个模型的接触关系平稳建立起来；其次，再施加预拉力值；最后，将螺栓固定当前长度保持不变。

2.3 加载方式和加载制度

依据《建筑抗震试验规程》(JGJ/T101-2015)^[16]。加载方式和加载制度分别见图4和图5。

加载过程中，首先，在柱顶施加竖向荷载 350kN（对应轴压比为 0.25）；然后，在梁端采用由位移控制的低周循环加载方式。试件屈服前，取 20% 的屈服位移为级差进行控制加载，每级荷载循环一次；屈服后以屈服位移 Δ_y 为级差，每级荷载循环三次，当荷载下降至最大荷载的 85% 时，停止加载。

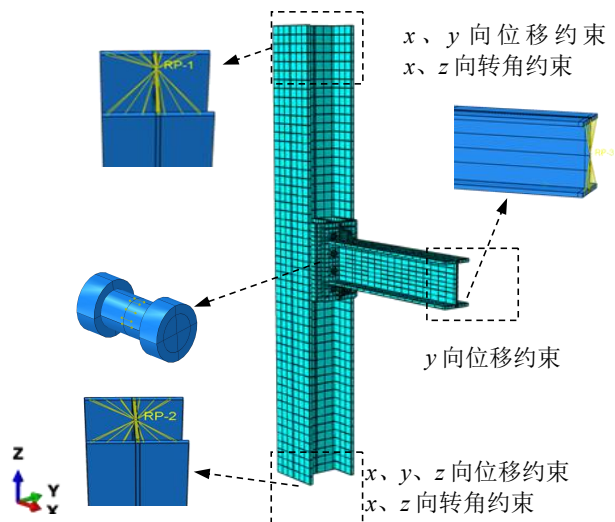


图3 BASE 试件边界条件设置
Fig.3 Boundary Conditions of BASE specimen

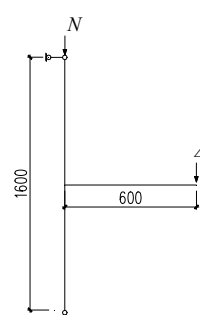


图4 加载方式
Fig.4 Loading methods

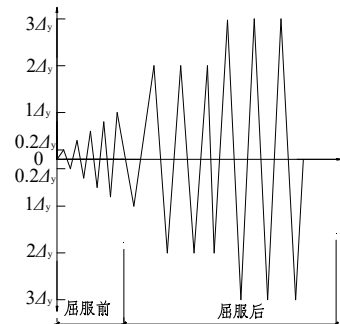


图5 加载制度
Fig.5 Loading system

2.4 有限元模型的验证

采用上述建模方法，对文献[4]中带加强肋板的梁柱端板强轴连接节点 JD2 试件进行建模分析，并将有限元分析结果与试验结果对比分析，有限元模型中钢材材性与试验相同，柱顶施加竖向荷载 485kN，梁端加载制度与试验相同。JD2 试件钢梁尺寸为 H300 × 200×8×12，钢柱尺寸为 H300×250×8×12，节点域设有柱腹板加劲肋，端板与柱翼缘采用 8 个 M20 的 10.9 级高强螺栓摩擦型连接，JD2 试件构造详图见图 6。

有限元计算结果与试验结果破坏模式、弯矩-转角滞回曲线以及骨架曲线对比分析分别见图 7 和图 8。有限元与试验结果计算数据对比分析见表 1。其中， ϕ 表示梁端竖向位移与加载点至柱中心距离的比值； M 为梁端弯矩，表示加载时梁端反力与加载点至柱表面距离的乘积。

由图 7、图 8 和表 1 可知，有限元分析结果与试验结果吻合较好。达到最大荷载时，梁端端板上部与柱翼缘出现较明显的分离缝隙；试验中，梁上翼缘与外伸端板连接处的两个螺栓先后发生断裂，

有限元结果中，梁上翼缘与外伸端板连接处螺栓所受应力最大，且超过其最大拉应力，与试验结果相同；梁端端板下部加强肋出现轻微屈曲变形。有限元结果屈服弯矩 M_y 和最大弯矩 $M_{\max}$ 分别与试验结果相差 3.5% 和 1.9%。表明该有限元模型具有较高的精度和准确性，可用于节点抗震性能数值研究。

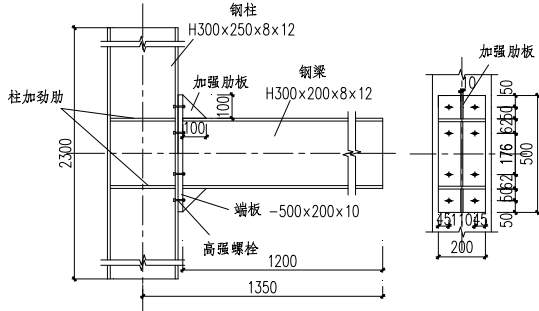


图 6 JD2 试件构造详图 (单位: mm)
Fig.6 Details of JD2 specimen (Unit: mm)

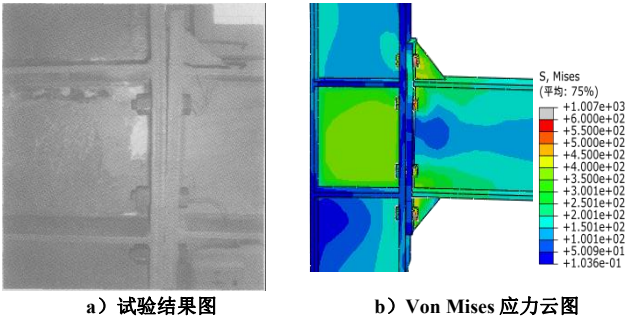


图 7 破坏模式对比分析
Fig.7 Comparison of failure mode

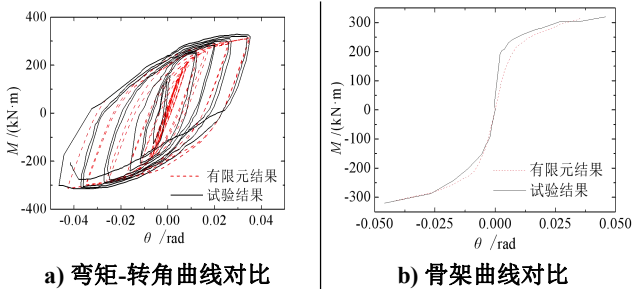


图 8 结果对比曲线
Fig.8 Comparison of results

表 1 有限元结果与试验结果对比

Table 1 Comparison of finite element analysis and test results

模型	θ_y	M_y /kN·m	$\theta_{\max}$	$M_{\max}$ /kN·m
试验结果	0.011	254.2	0.045	320.1
有限元结果	0.012	245.2	0.042	313.7
相对误差	9.1%	3.5%	6.7%	1.9%

注: M_y 和 $M_{\max}$ 分别为梁端屈服和最大弯矩; θ_y 和 $\theta_{\max}$ 分别为屈服和位移转角; $\theta = (\theta^+ + \theta^-) / 2$, 其中, θ^+ 和 θ^- 分别为正向和负向位移转角。

3 BASE 试件抗震性能分析

同时建立不设端板加强肋的 UR 试件, 其余参数与 BASE 试件相同, 对 BASE 试件和 UR 试件的抗震性能进行数值分析。在有限元分析中, 破坏荷载为荷载下降至峰值荷载的 85%。数据处理中, 采用割线刚度表示节点的刚度退化^[17], 采用通用屈服弯矩法确定屈服弯矩和屈服转角^[18]。

3.1 弯矩-转角滞回曲线及骨架曲线

采用弯矩-转角 ($M-\theta$) 滞回曲线来研究节点的转动能力和抗震性能^[19]。该节点的梁端相对转角和梁端弯矩分别由式 (1) 和式 (2) 计算^[20,21]。

$$\theta = \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{h_b} \quad (1)$$

$$M = PL \quad (2)$$

式中, Δ_1 和 Δ_2 分别为钢梁上下翼缘与 U 形连接件之间沿梁长度方向产生的相对位移; h_b 为钢梁上下翼缘中面之间的距离; $h_b = h - t_f$, h 为梁高; t_f 为钢梁翼缘厚度; P 为梁端加载点的荷载值; L 为梁端加载点到端板中心的距离。

BASE 试件和 UR 试件的弯矩-转角滞回曲线和骨架曲线分别见图 9 和图 10, 试件关键荷载点有限元结果见表 2。

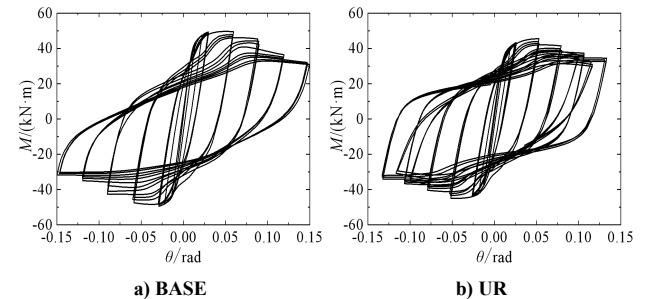


图 9 试件滞回曲线对比
Fig.9 Comparison of hysteretic curves of specimens

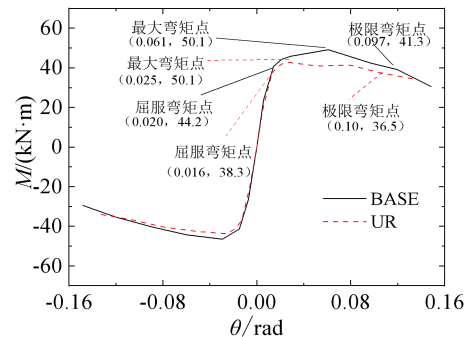


图 10 试件的骨架曲线对比

Fig. 10 Comparison of skeleton curve of specimens

由图 9 和图 10 可知, UR 试件和 BASE 试件的滞回曲线存在一定的“捏缩现象”, 曲线较为饱

满。在加载初期，两试件的骨架曲线基本重合，表明初始刚度值一致；两试件梁端弯矩达到最大值后下降均较平缓。

由表 2 可知，BASE 试件的梁端屈服弯矩 M_y 和最大弯矩 $M_{\max}$ 较 UR 试件分别提高 15.4% 和 16.8%；BASE 试件的转角延性系数比 UR 试件低 23.8%，但均大于 4.0，表明两个节点均具有良好的延性，设置梁端加强肋板可以提高节点的抗弯承载力。

表 2 试件关键荷载点有限元结果对比

Table 2 Comparison of FEM analysis results

试件	M_y /kN·m	θ_y /rad	$M_{\max}$ /kN·m	$\theta_{\max}$ /rad	M_u /kN·m	θ_u /rad	μ_θ
UR	38.3	0.016	42.9	0.025	36.5	0.10	6.3
BASE	44.2	0.020	50.1	0.061	41.3	0.097	4.8

注：节点转角延性系数 $\mu_\theta = \theta_u / \theta_y$ ，其中 θ_u 为梁端极限弯矩 M_u 所对应的转角， θ_y 为节点梁端屈服弯矩 M_y 所对应的转角。

3.2 破坏过程对比分析

UR 试件和 BASE 试件的破坏模式和 Von Mises 应力云图分别见图 11 和图 12。

由图 11 和 12 可知：在加载过程中，钢柱腹板与翼缘应力较小，均处于弹性状态。对于 UR 试件，在屈服荷载时，U 形连接件腹板最外侧螺栓孔之间应力值较大，已达到其极限应力，进入塑性阶段；梁端最大应力集中在钢梁上下翼缘与端板连接处；破坏荷载时，U 形连接件腹板大部分区域应力达到其极限应力，梁翼缘与端板焊缝连接处应力值也达到极限值；因此，UR 试件最终破坏模式为 U 形连接件腹板进入塑性甚至产生撕裂以及梁端与端板焊缝连接处断裂破坏。

对于 BASE 试件，在屈服荷载时，U 形连接件腹板上最外侧两螺栓孔周应力最大，且超过其极限应力值；破坏荷载时，U 形连接件腹板上部分区域应力达到其极限应力值，但整体性能良好；梁端与端板连接处应力值较小，梁端最大应力在加强肋外侧区域附近，梁端在加强肋外侧产生明显的屈曲变形，可形成塑性铰。

综上所述，设置加强肋板的 BASE 试件的最终破坏模式为梁端形成塑性铰，可以较好地保护节点域，改善 U 形连接件的受力性能，同时避免梁与端板焊缝应力集中造成的焊缝断裂，满足《建筑抗震设计规范》[22] 中“强节点，弱构件”的要求。

4 节点抗震性能参数分析

在 BASE 试件的基础上，分析 U 形连接件厚度、梁端加强肋板长度和高度、梁端端板厚度对节

点抗震性能的影响。各试件编号及参数见表 3。

4.1 U 形连接件厚度的影响

仅改变 U 形连接件厚度分别为 8mm ($0.67t_f$ ，

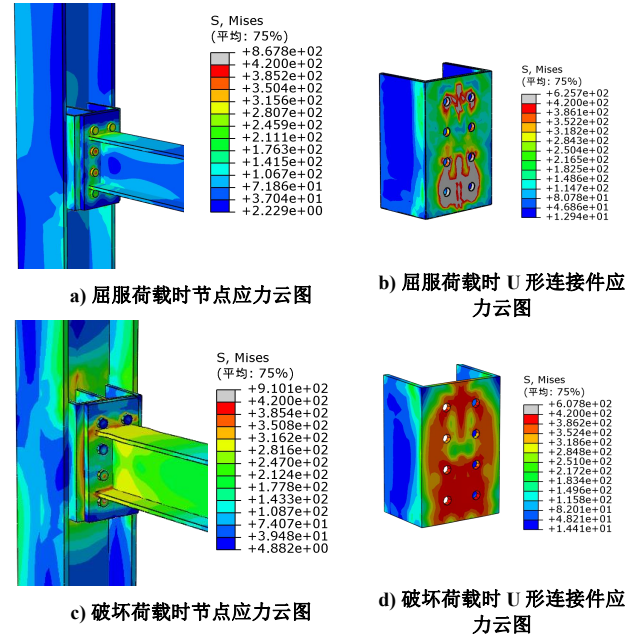


图 11 UR 试件 Von Mises 应力云图

Fig. 11 Stress contour of UR specimen

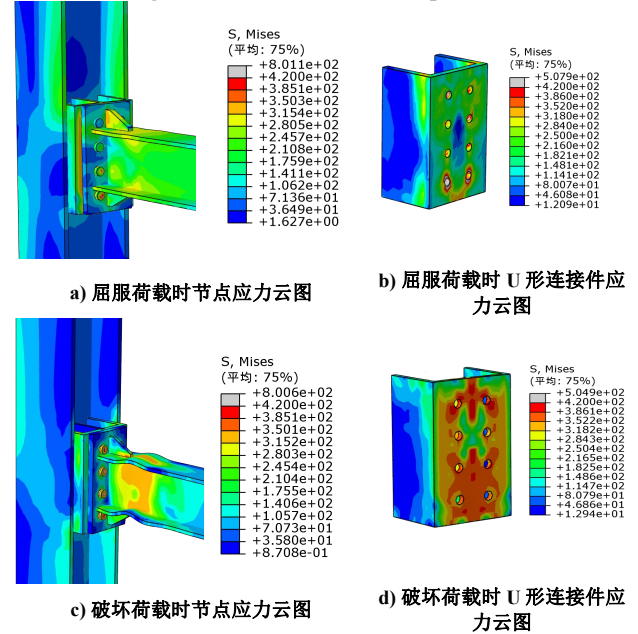


图 12 BASE 试件 Von Mises 应力云图

Fig. 12 Stress contour of BASE specimen

t_f 为柱翼缘厚度)、10mm ($0.83t_f$)、12mm ($1t_f$)、14mm ($1.16t_f$)、16mm ($1.33t_f$)，分别建立 UT-1、BASE、UT-2、UT-3 和 UT-4 试件，其他参数不变。UT 系列试件破坏时的 Von Mises 应力云图见图 13，滞回曲线、骨架曲线分别见图 14 和图 15a)。

由图 13、图 14 和图 15a) 可知，各试件最终破坏模式均与 BASE 试件相似，加强肋板外侧的梁

翼缘及腹板均发生屈曲变形，形成塑性铰。对于 U 腹板中和轴以下大部分应力超过最大应力，易产生 T-1 试件，由于 U 形连接件厚度较小、刚度较低，

表 3 各试件参数设计及有限元分析结果

Tab.3 Finite Element Analysis Results Parameters of Specimens

试件 编号	a /mm	b /mm	t_d /mm	t_u /mm	M_y /kN·m	θ_y /rad	$M_{\max}$ /kN·m	$\theta_{\max}$ /rad	M_u /kN·m	θ_u /rad	μ_θ	E	h_e
UR	0	0	16	10	38.3	0.016	42.9	0.025	36.5	0.10	6.3	2.5	0.39
BASE	90	40	16	10	44.2	0.020	50.1	0.061	41.3	0.087	4.4	2.5	0.39
UT-1	90	40	16	8	41.8	0.017	47.1	0.038	39.5	0.090	5.3	2.4	0.38
UT-2				12	45.6	0.018	50.4	0.039	40.6	0.073	4.1	2.4	0.38
UT-3				14	47.1	0.020	51.2	0.043	40.4	0.079	3.9	2.4	0.38
UT-4				16	47.4	0.021	51.6	0.059	41.2	0.075	3.7	2.4	0.38
LA-1	75	40	16	10	42.5	0.018	48.2	0.055	40.7	0.097	5.4	2.4	0.38
LA-2	105				45.4	0.021	50.6	0.067	40.3	0.085	4.1	2.6	0.41
LA-3	120				45.9	0.023	51.4	0.069	41.6	0.087	3.8	2.6	0.41
LB-1	90	45	16	10	43.4	0.017	48.3	0.043	41.7	0.073	4.3	2.4	0.38
LB-2		50			45.0	0.021	50.2	0.046	42.1	0.086	4.1	2.4	0.38
LB-3		55			44.7	0.021	49.7	0.052	41.5	0.082	3.9	2.4	0.38
LB-4		60			44.3	0.022	49.1	0.059	41.2	0.084	3.8	2.3	0.37
DB-1	90	40	10	10	42.7	0.016	45.3	0.033	40.1	0.085	5.3	2.5	0.39
DB-2			14		46.1	0.021	49.8	0.038	40.9	0.110	5.2	2.2	0.35
DB-3			18		47.3	0.020	52.2	0.04	43.2	0.086	4.3	2.6	0.41
DB-4			22		47.8	0.021	52.5	0.06	43.6	0.079	3.8	2.7	0.43

注： θ_y 为屈服位移转角， M_y 为梁端屈服弯矩； $\theta_{\max}$ 为最大位移转角， $M_{\max}$ 为梁端最大弯矩； θ_u 为破坏位移， M_u 为梁端破坏弯矩； μ_θ 为试件的转角延性系数； E 为能量耗散系数； h_e 为等效粘滞阻尼系数

较大塑性变形或撕裂。对于 UT-4 试件，U 形连接件厚度较大、刚度较高，腹板上整体应力分布相对较低，且整体变形较小，试件变形主要发生在梁端及端板上。滞回曲线较为饱满，同级荷载作用下，滞回环面积随着 U 形连接件厚度的增加而增大。加载初期，各试件的骨架曲线基本一致；峰值荷载随着 U 形连接件厚度增大略有增加。

由表 3 可知，对于 UT 系列试件，U 形连接件厚度从 8~10mm、10~12mm、12~14mm、14~16mm，梁端屈服弯矩分别增加了 5.7%、3.4%、3.3% 和 0.6%；最大弯矩分别增大了 6.4%、1.6%、0.6% 和 0.7%；试件的转角延性系数分别降低了 16.9%、6.8%、4.8% 和 5.1%。

综上所述可知，U 形连接件过薄易产生较大变形且先于梁端破坏，过厚将降低试件延性。因此，为保证梁端合理范围内形成塑性铰，且节点具有良好的抗弯承载力和延性，本文建议 U 形连接件厚度 t_u 取值范围为 $0.83t_f \leq t_u \leq 1.16t_f$ (t_f 为柱翼缘厚度)。

4.2 加强肋板长度 a 的影响

仅改变加强肋板长度 a 分别为 75mm (0.5 h ， h 为梁高)、90mm(0.6 h)、105mm (0.7 h) 和 120mm (0.8 h)，建立试件 LA-1、BASE、LA-2 和 LA-3。LA 系列试件破坏时的 Von Mises 应力云图见图 16，滞回曲线、骨架曲线分别见图 17 和图 15b)。

由图 16、17 和图 15b) 可知，各试件最终破坏模式相似，均表现为加强肋板外侧的梁翼缘与腹板发生较大屈曲变形，应力值超过其极限应力，形成塑性铰；且塑性铰位置随着加强肋板长度 a 的增大逐渐外移。该系列试件滞回曲线较为饱满，抗震性能良好。在加载初期，各试件的初始刚度基本一致；峰值荷载随加强肋板长度增大而提高。

由表 3 可知，对于 LA 系列试件，加强肋板长度由 75~90mm、90~105mm、105~120mm，梁端屈服弯矩分别增加了 4%、2.7%、1.2%；最大弯矩分别增大了 3.9%、0.9%、1.6%；试件的转角延性系数分别降低了 18.5%、6.8%、7.3%。各试件延性系数均大于 3.8，具有良好的延性。

结果表明,在加强肋板长度 $a>0.7h$ (105mm)时,已足够使梁端塑性铰外移,满足“强节点、弱构件”的抗震要求。继续增大加强肋板长度 a ,试

件梁端屈服弯矩和最大弯矩增加值较小;且节点转角延性系数随加强肋板长度的增大而降低。当加强

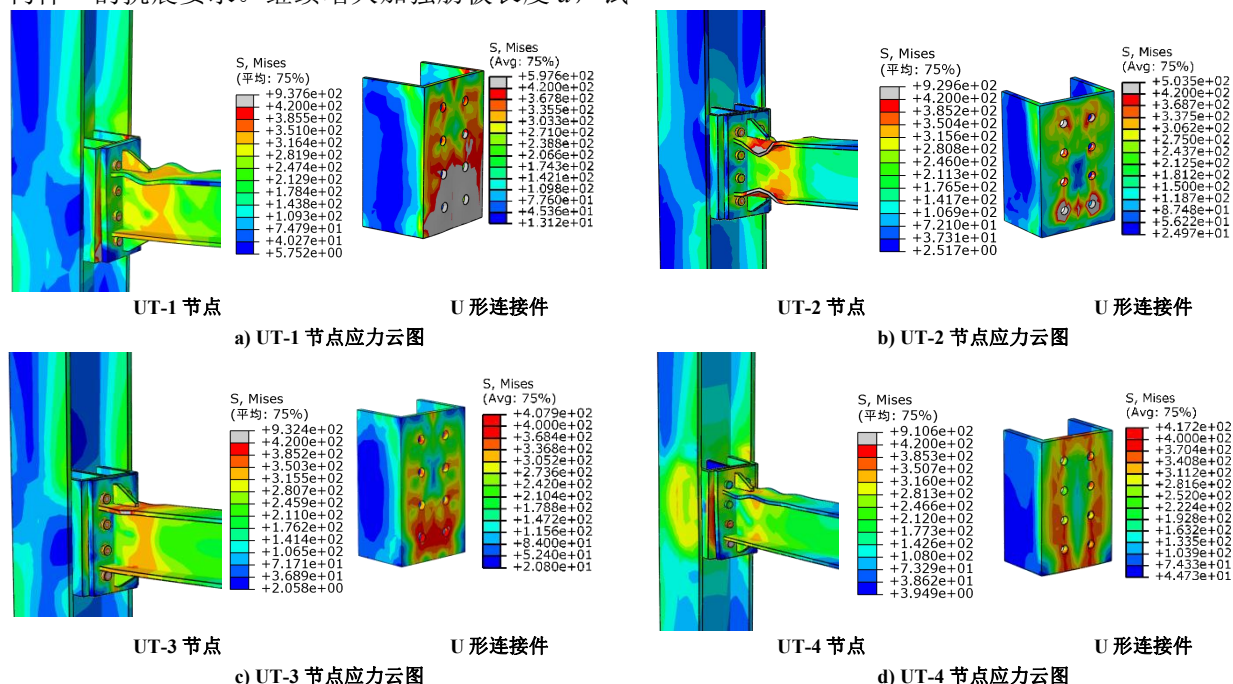


图 13 UT 系列试件破坏时 Von Mises 应力云图

Fig. 13 Stress contour of UT series specimen under final failure

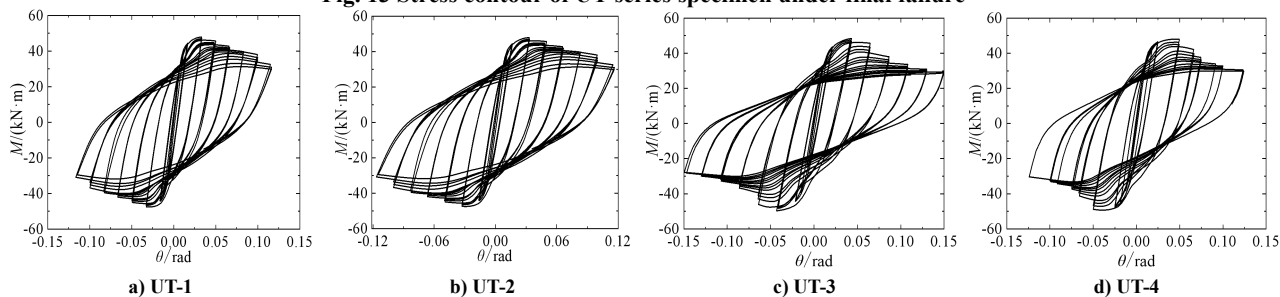


图 14 UT 系列试件滞回曲线对比

Fig. 14 Hysteretic curves of UT series specimen

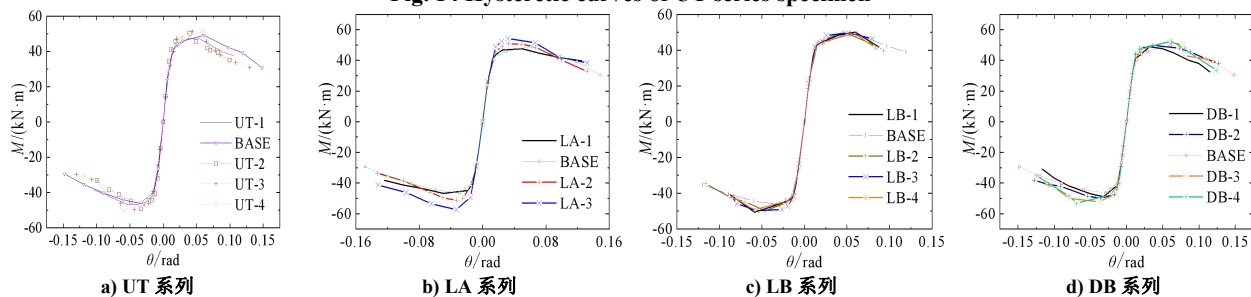
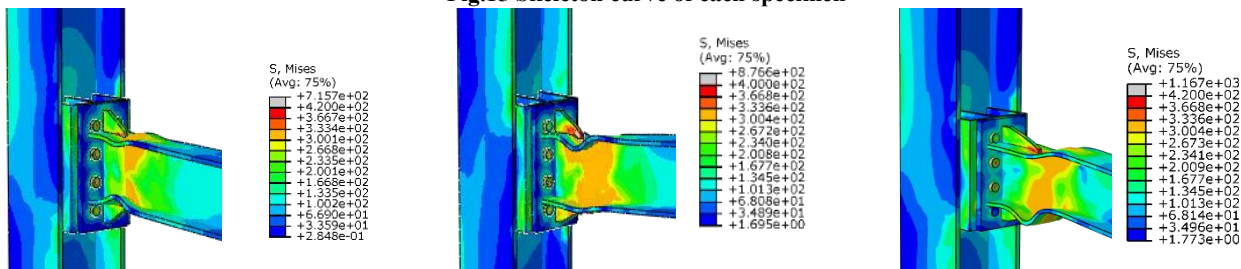


图 15 各试件骨架曲线

Fig.15 Skeleton curve of each specimen



a) LA-1 节点应力云图

b) LA-2 节点应力云图

c) LA-3 节点应力云图

图 16 LA 系列试件破坏时 Von Mises 应力云图

Fig. 16 Stress contour of LA series specimen under final failure

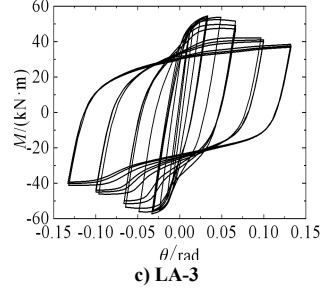
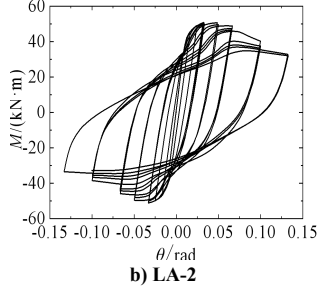
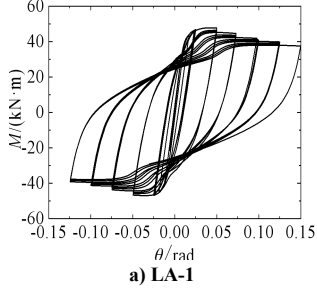


图 17 LA 系列试件滞回曲线

Fig. 17 Hysteretic curves of LA series specimen

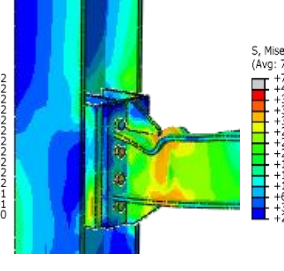
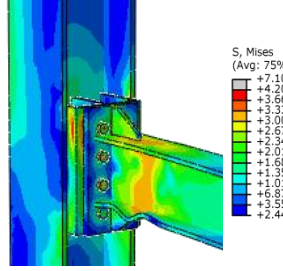
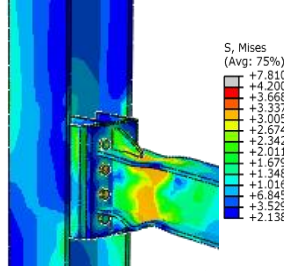
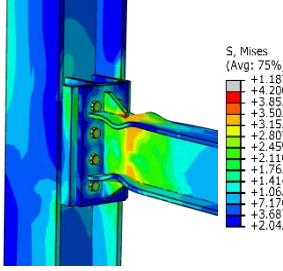


图 18 LB 系列试件破坏时 Von Mises 应力云图

Fig. 18 Stress contour of LB series specimen under final failure

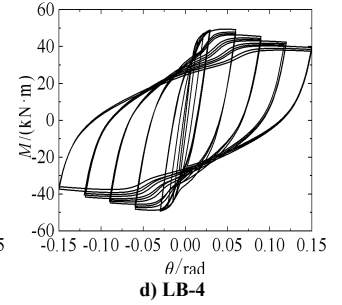
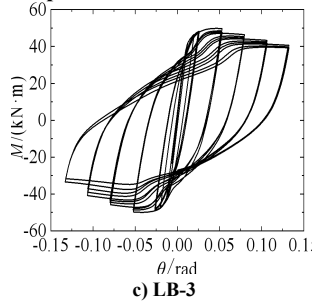
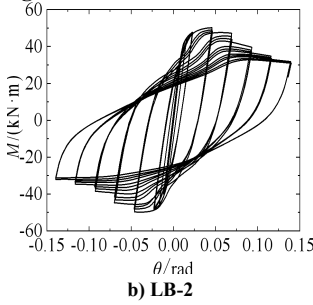
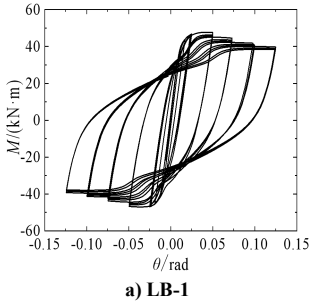


图 19 LB 系列试件滞回曲线

Fig. 19 Hysteretic curves of LB series specimen

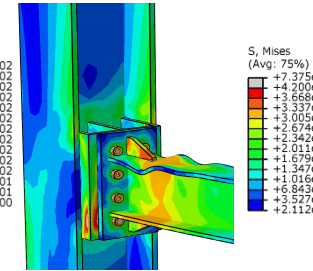
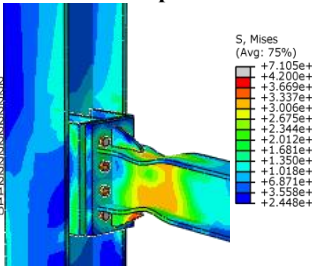
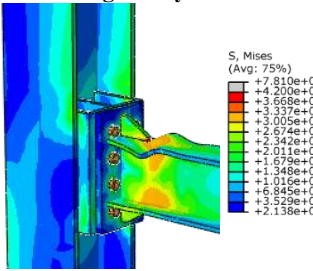
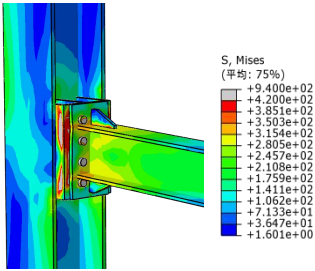


图 20 DB 系列试件破坏时 Von Mises 应力云图

Fig. 20 Stress contour of DB series specimen under final failure

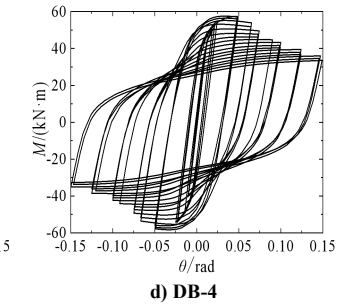
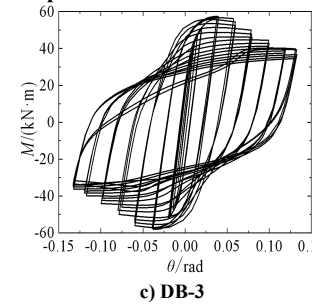
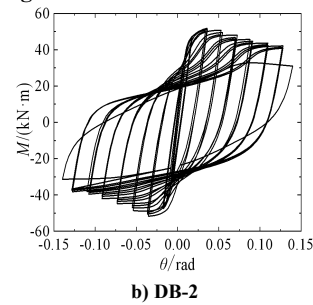
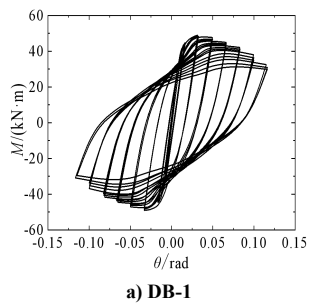


图 21 DB 系列试件滞回曲线对比

Fig. 21 Hysteretic curves of DB series specimen

肋板长度 $a < 0.6h$ (90mm) 时, 梁上下翼缘产生较大屈曲变形, 梁端虽能够形成塑性铰, 但距节点区较近, 外移距离较小仍然易导致梁端焊缝破坏。且 LA-1 试件的最大弯矩较 BASE 试件低 3.8%。

结合上述分析及参考北美钢结构设计指南^[23]给出 a 的构造要求 $0.65h \sim 0.7h$, 本文建议加强肋板长度 a 取值范围为 $0.6h$ (90mm) $\sim 0.7h$ (105mm)。

4.3 加强肋板高度 b 的影响

仅改变加强肋板高度 b 分别为 40mm (0.45 a)、45mm (0.5 a)、50mm (0.55 a)、55mm (0.61 a) 和 60mm (0.67 a), 建立试件 BASE、LB-1、LB-2、LB-3 和 LB-4。LB 系列试件破坏时的 Von Mises 应力云图见图 18, 滞回曲线、骨架曲线分别见图 19 和 15c)。

由图 18、19 和图 15c) 可知, 各试件最终破坏模式相似。各试件梁端上下翼缘与端板加强肋板连接处产生较大的屈曲变形, 该处应力值达到其极限应力。梁翼缘与端板连接焊缝处应力值相对较小, 最终在加强肋板末端形成梁端塑性铰。各试件滞回曲线整体呈现梭形, 较为饱满, 表明其抗震性能良好。在加载初期, 各试件的初始刚度基本一致, 骨架曲线基本重合。

由表 3 可知, 对于 LB 系列试件, 加强肋板高度变化范围从 40~45mm、45~50mm、50~55mm、55~60mm, 梁端最大弯矩分别变化了 3.7%、0.2%、0.1% 和 1.2%; 试件的转角延性系数分别降低了 2.3%、4.7%、4.8% 和 3.5%。表明, 加强肋板高度的增加对梁端弯矩影响较小, 节点延性系数随加强肋板高度的增加而降低。

北美钢结构设计指南^[23]给出加强肋板高度 b 的构造要求为 $0.45a \sim 0.55a$ 。因此, 建议肋板高度 b 大于 $0.45a$ (40mm), 且小于端板高度。

4.4 端板厚度 t_d 的影响

仅改变端板厚度 t_d 分别为 14mm、16mm、18mm、20mm 和 22mm, 建立试件 DB-1、BASE、DB-2、DB-3 和 DB-4。DB 系列试件破坏时的 Von Mises 应力云图见图 20, 滞回曲线、骨架曲线分别见图 21 和 15d)。

两邻边支承类区格的端板厚度可依据《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》(GB51022-2015)^[24], 由公式 (3) 计算得出 DB 系列试件端板厚度 t_d 不应小于 17.2mm。

$$t_d \geq \sqrt{\frac{6e_f e_w N_t}{[e_w b_d + 2e_f(e_f + e_w)]f}} \quad (3)$$

式中, N_t 为一个高强度螺栓的受拉承载力设计值; e_w 、 e_f 分别为螺栓中心至腹板和翼缘板表面的距离; b_d 为端板宽度; f 为端板钢材的抗拉强度设计值。

由图 20、21 和图 15d) 可知, DB-1 试件由于端板厚度较薄, 梁翼缘与端板焊缝连接处产生较大的应力集中且超过其最大应力。表明, 该试件梁端焊缝发生断裂的可能性较大; U 形连接件翼缘大部分区域应力均超过最大应力, 易发生撕裂破坏; 梁端未能形成塑性铰。DB-2、DB-3 和 DB-4 试件的最终破坏模式均为在加强肋板外侧的梁翼缘及腹板上形成塑性铰。各试件滞回曲线形状为梭形, 较为饱满, 表明其抗震性能良好。

对于 DB 系列试件, 端板厚度变化范围从 10~16mm、16~22mm, 梁端最大弯矩分别增大了 10.6%、4.7%; 转角延性系数分别降低了 16.9%、13.6%。表明, 加强肋板高度的增加对梁端弯矩影响较小, 节点延性系数随加强肋板高度的增加而降低。

综上分析可知, 端板厚度大于 17mm 的 DB-3 和 DB-4 试件均具有良好的抗弯承载力和转角延性。因此, 建议试件端板最小厚度可由式 (3) 计算确定。

4.5 梁柱节点分类

根据欧洲规范 EC3^[4]针对刚度分类的定义, 通过对两试件骨架曲线数据进行计算, 得出节点的刚度分类曲线, 如图 22 所示。其中 M_p 为梁全截面塑性弯矩, θ_p 为最大塑性转角理论值, $\theta_p = M_p l_b / (EI_b)$, I_b 梁截面的惯性矩, l_b 为梁的跨度。

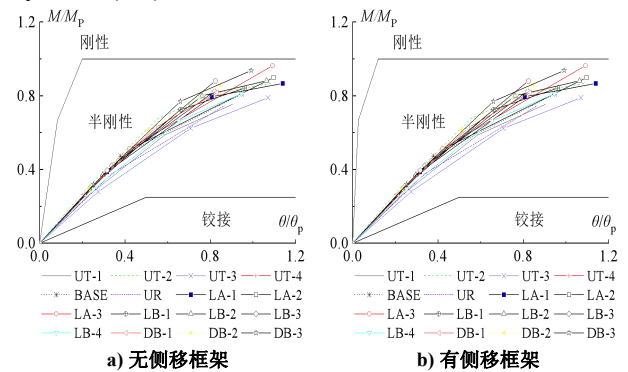


图 22 节点分类

Fig.22 The specimens classification

由图 22 可知, 基于刚度分类, 无论在有侧移

或无侧移框架中,各节点均属于典型的半刚性连接;基于连接强度分类, M/M_p 均处于0.25~1.0之间,为欠强连接^[25],具有足够的转动能力。

5 结论

(1) 带U形连接件的加强式梁柱弱轴端板连接节点属于典型的半刚性节点,具有良好的转动能力和变形能力。试件设置加强肋板使塑性较远离节点区,避免梁翼缘与端板焊缝处应力集中,从而减小焊缝破坏的风险。

(2) 当转角达到0.04rad时,各试件均满足 $M_u \geq 0.8M_p$ 的抗震要求,说明该节点可用于钢框架的抗震设计。

(3) U形连接件厚度对节点的破坏模式有较大影响,过薄易导致U形连接件腹板产生较大塑性变形或撕裂,先于梁端破坏;过厚易降低延性。加强肋板的长度 a 越大,节点塑性较距节点区越远,转角延性系数越小;加强肋板的高度 b 对梁转动能力有较大影响, b 越大试件的转角延性系数越小;增大端板厚度,可以提高刚度,但也降低了延性与耗能能力。

(4) 建议参数取值如下:U形连接件厚度 t_u 取值范围为 $0.83t_f \leq t_u \leq 1.16t_f$ (t_f 为柱翼缘厚度);加强肋板长度 a 取值范围在 $0.6h \sim 0.70h$ (h 为梁高);加强肋板的高度 b 取值大于 $0.45a$ (a 为加强肋板的长度),但小于端板高度;建议端板最小厚度可由规范GB51022-2015中两邻边支承类区格端板计算公式确定。

参考文献:

- [1] European Committee for Standardization. Eurocode 3: Design of Steel Structural. Part 1-8: Design of Joints[S]. London: Wiley, 2005.
- [2] WANG Jingfeng, CHEN Liping. Experimental investigation of extended end plate joints to concrete-filled steel tubular columns[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2012, 79: 56-70. DOI:10.1016/j.jcsr.2012.07.016.
- [3] WANG Jingfeng, ZHANG Lin, SPENCER B F. Seismic response of extended end plate joints to concrete-filled steel tubular columns[J]. Engineering Structures, 2013, 49: 876-892. DOI: 10.1016/j.engstruct.2013.01.001.
- [4] 施刚, 石永久, 李少甫, 等. 多层钢框架半刚性端板连接的循环荷载试验研究[J]. 建筑结构学报, 2005(02): 74-80+93. DOI:10.14006/j.jzjgxb.2005.02.011.
- [5] SHI Gang, SHI Yongjiu, LI Shaofu, et al. Cyclic tests of semirigid end-plate connections in multi-story steel frames [J]. Journal of Building Structures, 2005(02): 74-80+93. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2005.02.011. (in Chinese)
- [6] 石永久, 王萌, 王元清, 等. 钢框架端板连接半刚性节点受力性能分析[J]. 工程力学, 2011, 28(09): 51-58. DOI: CNKI:SUN: GCLX.0.2011-09-008.
- [7] SHI Yongjiu, WANG Meng, WANG Yuanqing, et al. Analysis on the behavior of steel frame end-plate connections[J]. Engineering Mechanics, 2011, 28(09): 51-58. DOI: CNKI:SUN:GCLX.0.2011-09-008. (in Chinese)
- [8] 赵必大. 钢结构梁柱外伸式端板螺栓连接节点性能研究[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2006.
- [9] ZHAO Bida. Extended end-plate bolted connections performance study of steel frame structure[D]. Xi 'an University of Architecture and Technology, 2006. (in Chinese)
- [10] GHOBARAH A, OSMAN A, KOROL R M, Behaviour of extended end-plate connections under cyclic loading[J]. Engineering Structures, 1990, 12(1): 15-27. DOI: 10.1016/0141-0296(90)90034-P.
- [11] SUMNER E A, MURRAY T M. Behavior of extended end-plate moment connections subject to cyclic loading[J]. Journal of Structural Engineering, 2002, 128(4): 501-508. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128: 4(501).
- [12] CABRERO J. M, BAYO E. The semi-rigid behaviour of three-dimensional steel beam-to-column joints subjected to proportional loading. Part I: Experimental evaluation[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2007, 63(9): 1241-1253. DOI: 10.1016/j.jcsr.2006.11.004
- [13] 卢林枫, 刘岩, 李康生. 箱形节点域 DRBS 型弱轴连接抗震性能有限元分析[J]. 建筑钢结构进展, 2019, 21(03): 87-96. DOI: 10.13969/j.cnki.cn31-1893.2019.03.010.
- [14] LU Linfeng, LIU Yan, LI Kangsheng. Finite element analysis on the seismic behavior of DRBS weak-axis connection with box-shaped region[J]. Progress in Steel Building structures, 2019, 21(03): 87-96. DOI: 10.13969/j.cnki.cn31-1893.2019.03.010. (in Chinese)
- [15] 卢林枫, 闫杰, 于灏杰. 肋板加强式新型工字形柱弱轴连接的抗震性能有限元分析[J]. 钢结构, 2016, 31(9): 1-6. DOI: 10.13206/j.gig201609001.
- [16] LU Linfeng, YAN Jie, YU Haojie. Finite element analysis

- on the seismic behavior of the new ribs reinforced connection for minor-axis of I-section column[J]. Steel Structure, 2016, 31(9): 1-6. DOI: 10.13206/j.gjg.201609001. (in Chinese)
- [12] TAGAWA H, GUREL S. Application of steel channels as stiffeners in bolted moment connections[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2005, 61(12): 1650-1671. DOI: 10.1016/j.jcsr.2005.04.004.
- [13] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 钢结构设计标准: GB50017-2017[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2017.
- Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Standard for Design of Steel Structures: GB50017-2017[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2017. (in Chinese)
- [14] 徐莹璐, 苏耀烜, 尚永芳. 钢框架肋板加强型弱轴连接节点的有限元分析[J]. 工程力学, 2021, 38(S1): 31-38. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2020.06.S006.
- XU Yinglu, SU Yaoyuan, SHANG Yongfang. Finite element analysis of rib reinforced weak-axis connector in steel frame[J]. Engineering Mechanics, 2021, 38(S1): 31-38. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2020.06.S006. (in Chinese)
- [15] 李少甫. 钢结构的螺栓端板连接[J]. 建筑结构, 1998(08): 24-26+36. DOI: 10.19701/j.jzjg.1998.08.006.
- LI Shaofu. Bolted end plate connection of steel structure[J]. Building Structure. 1998(08): 24-26+36. DOI: 10.19701/j.jzjg.1998.08.006. (in Chinese)
- [16] 王静峰, 端梦珺, 郭磊. 方套方中空夹层钢管混凝土柱与钢-混凝土梁单边螺栓端板连接节点数值分析[J]. 建筑钢结构进展, 2020, 22(06): 46-55+68. DOI: 10.13969/j.cnki.cn 31-1893.2020.06.005.
- WANG Jingfeng, DUAN Mengjun GUO Lei. Numerical analysis of blind bolted end-plate connections between square CFDST columns and steel-concrete composite beams[J]. Progress in Steel Building Structures, 2020, 22(06): 46-55+68. DOI: 10.13969/j.cnki.cn31-1893.2020.06.005. (in Chinese)
- [17] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑抗震试验规程: JGJ/T101-2015[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.
- Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Specification for Seismic Test of Buildings: JGJ/T101-2015[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2015. (in Chinese)
- [18] 朱伯龙, 姚振纲, 吕西林. 结构抗震试验[M]. 北京: 地震出版社, 1989: 138.
- ZHU Bolong, YAO Zhengang, LV Xilin. Seismic test of structures[M]. Beijing: Seismological Press, 1989. (in Chinese).
- [19] WU T Y, LIU G R. A Differential Quadrature as a numerical method to solve differential equations[J]. Computational Mechanics, 1999, 24(3): 197-205. DOI: 10.1007/s004660050452.
- [20] 楼国彪, 李国强, 雷青. 钢结构高强度螺栓端板连接研究现状(I)[J]. 建筑钢结构进展, 2006(02): 8-21+36. DOI: 10.3969/j.issn.1671-9379.2006.02.002.
- LOU Guobiao, LI Guoqiang, LEI Qing. Recent developments in the behavior and design of high-strength bolted endplate connections(I)[J]. Progress in Steel Building Structures, 2006(02): 8-21+36. DOI: 10.3969/j.issn.1671-9379.2006.02.002. (in Chinese)
- [21] 楼国彪, 李国强, 雷青. 钢结构高强度螺栓端板连接研究现状(II)[J]. 建筑钢结构进展, 2006(03): 16-23. DOI: CNKI:SUN:JZJZ.0.2006-03-004.
- LOU Guobiao, LI Guoqiang, LEI Qing. Recent developments in the behavior and design of high-strength bolted endplate connections(II) [J]. Progress in Steel Building Structures, 2006(03): 16-23. DOI: CNKI:SUN:jzjz.0.2006-03-004. (in Chinese)
- [22] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑抗震设计规范: GB50011-2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
- Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Code for Seismic Design of Buildings: GB50011-2010[S]. China Architecture & Building Press, 2011. (in Chinese)
- [23] Seismic Provisions for Structural Steel Buildings Design Guide No. 12, Modification of Existing Welded Steel Moment Frame Connections for Seismic Resistance[S], Chicago: AISC, 2003.
- [24] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 门式刚架轻型房屋钢结构技术规范: GB51022-2015[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.
- Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Technical Code for Steel Structure of Light-weight Building with Gabled Frames: GB51022-2015[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2015. (in Chinese)
- [25] 童根树. 钢结构设计方法[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.

社, 2007.

TONG Genshu. Design method of steel structure [M].

Beijing: China Architecture & Building Press, 2007. (in Chinese)