

文章编号:1673-2049(2017)03-0047-09

H形梁翼缘双肋板加强式弱轴连接的抗震性能分析

卢林枫¹,林建军¹,胡本峰²

(1. 长安大学 建筑工程学院,陕西 西安 710061; 2. 山东省农业机械科学研究院,山东 济南 250100)

摘要:提出了一种适用于工字形柱箱形节点域的H形梁翼缘双肋板加强式弱轴连接;应用ABAQUS有限元软件对标准节点、梁翼缘外侧双肋板加强式节点和梁翼缘内侧双肋板加强式节点共7个足尺计算模型进行了力学性能分析,研究了节点破坏模式、滞回特性、骨架曲线、耗能能力、塑性转动能力和延性等问题。结果表明:箱形节点域双肋板加强式弱轴连接能够有效地在梁端形成塑性铰,并且塑性铰远离节点核心区,从而实现强柱弱梁和强节点弱构件的抗震理念;梁翼缘内侧双肋板加强式节点可以达到与梁翼缘外侧双肋板加强式节点相同的抗震性能,并且改善了梁柱翼缘对接焊缝的应力;梁翼缘双肋板加强式节点的耗能能力和延性系数都有显著提高,塑性转动能力达到FEMA-267建议的0.03 rad,符合国际上对节点塑性转动能力的要求。

关键词:箱形节点域;弱轴连接;骨架曲线;抗震性能

中图分类号:TU311

文献标志码:A

Analysis on Seismic Behavior of H-type Beam Flange Double Rib Reinforced Weak Axis Connection

LU Lin-feng¹, LIN Jian-jun¹, HU Ben-feng²

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

2. Shangdong Academy of Agricultural Machinery Sciences, Jinan 250100, Shandong, China)

Abstract: A kind of H-type beam flange double rib reinforced weak axis connection suitable for box node domain of I-section column was presented. The mechanical behaviors of seven full-scale calculation models, including standard joints, double rib reinforced connections internal and external of beam flange, were analyzed using ABAQUS finite element software. The failure patterns, hysteretic characteristics, skeleton curves, energy dissipation capacity, plastic rotation ability and ductility of connections were studied. The results show that the plastic hinge at beam end can be effectively formed by double rib reinforced weak axis connection of box node domain, and the plastic hinge is away from the core area. The seismic principle of strong column weak beam and strong node weak component is achieved. The same seismic behavior of double rib reinforced connections internal and external of beam flange can be obtained, and the stress of beam and column flange butt welding is improved. The dissipation capacity and ductility coefficient of beam flange double rib reinforced connection are improved significantly, and the plastic rotation ability can reach 0.03 rad proposed by FEMA-267 and meet the international requirements.

Key words: box node domain; weak axis connection; skeleton curve; seismic behavior

收稿日期:2016-11-26

基金项目:国家自然科学基金项目(51278061)

作者简介:卢林枫(1972-),男,黑龙江龙江人,副教授,工学博士,E-mail:54llf@163.com。

0 引言

1994 年美国 Northridge 和 1995 年日本 Kobe 大地震中大量钢框架节点在焊接接头处出现脆性破坏。经研究发现^[1-2],梁翼缘与柱翼缘连接处的对接焊缝是最容易发生脆性破坏的部位,从而导致钢材的塑性发展不充分。从此以后,国内外许多研究机构和学者对钢框架梁柱连接节点展开了大量试验研究^[3-6],提出了梁端弱化型和强化型 2 种改进型节点。由于梁端弱化型节点是以削弱梁截面为代价,降低了梁的整体承载力,从而加强型节点得到了工程界广泛关注^[7]。国内外学者对肋板加强式节点进行了大量研究。Kim 等^[8-10]对肋板加强型节点展开了试验研究,结果表明肋板加强型节点具有较好的塑性变形能力。Chen 等^[11]对箱形柱与 H 形钢梁的肋板加强型节点进行了试验研究和有限元模拟对比分析^[11],结果表明单肋加强型节点可以分散梁端翼缘焊缝处的应力集中,有效阻止梁端翼缘焊缝处断裂破坏的产生,与薄肋板试件相比,试验中较厚肋板试件表现出了良好的滞回性能。美国钢结构设计指南给出了肋板尺寸的建议取值^[12]。马子皓^[13]分别对肋板的长度、高度、厚度进行了变参分析。上述研究基本都是以强轴连接为主,工字形柱弱轴连接方面的研究起步较晚,且对肋板加强位置的研究并不完善。针对这一现状,卢林枫等^[14]提出箱形节点域工字形柱弱轴连接形式,并对采用单块梯形外肋板的箱形节点域工字形柱弱轴连接开展研究^[15],结果表明肋板加强可以改善新型弱轴连接梁柱翼缘对接焊缝和蒙皮板的应力,并提高节点刚度和承载力。

由于单块梯形外肋板的厚度较大,焊接时容易产生应力集中和更多焊缝缺陷,本文提出梁翼缘双肋板加强型弱轴连接形式,且肋板采用长弧形肋板,并结合文献^[13]对肋板尺寸取值的建议,进行双肋板在梁翼缘上位置变化的研究,同时重点研究了梁翼缘外侧双肋板加强式节点与内侧双肋板加强式节点的差异。本文应用有限元软件 ABAQUS 对各节点的抗震性能进行研究,为此类节点的设计和工程应用提供技术参考。

1 有限元分析方法

1.1 节点形式与几何尺寸

有限元分析模型梁型号为 HN350×175×7×11,柱型号为 HW350×350×12×19,蒙皮板尺寸为 750 mm×312 mm×16 mm,柱高 3.6 m,梁长 2

m。有限元分析模型节点编号以及肋板尺寸如表 1 所示。经验算,试件满足《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)^[16]和《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[17]对于梁柱板件宽厚比的要求,同时满足强柱弱梁、强节点弱构件的设计要求。节点设计参考强轴设计相关结论并用 PKPM 框排架模块进行试算,根据文献^[14]中给出的肋板加强式节点设计参数取值建议,节点形式及模型构件尺寸如图 1 所示。

表 1 有限元分析模型节点编号及肋板尺寸

Tab. 1 Numbers of Finite Element Analysis Model Nodes and Rib Sizes

节点编号	肋板加强位置	肋板长度/mm	肋板高度/mm	肋板厚度/mm
SJBZ				
SJA1	1/8b _f	245	135	8
SJA2	2/8b _f	245	135	8
SJA3	3/8b _f	245	135	8
SJB1	1/8b _f	245	135	8
SJB2	2/8b _f	245	135	8
SJB3	3/8b _f	245	135	8

注:b_f为梁翼缘宽度;SJBZ为标准型连接模型节点;SJA1~SJA3为梁翼缘外侧双肋板加强式连接模型节点;SJB1~SJB3为梁翼缘内侧双肋板加强式连接模型节点。

1.2 循环荷载作用下有限元分析验证

为验证有限元分析的准确性及适用性,本文选取文献^[14]的试验在低周反复位移荷载作用下进行验证。试验与有限元模拟的节点破坏形态如图 2 所示。从图 2 可以看出,试验试件发生屈曲的部位与有限元模拟所得的破坏部位较为相似,都是在翼缘侧板末端的梁截面上形成了明显的塑性铰,柱翼缘和节点域没有出现明显变形。从 Mises 应力云图[图 2(b)]可以看出,有限元模型与试验模型应力集中出现的位置基本吻合。通过对比试件 ARP-1 试验和有限元分析时的破坏模式,容易看出试件 ARP-1 和试件 ARP-1A 均在距离肋板末端约 1/4 梁高处的区域形成了明显的塑性铰,且塑性铰处梁上下翼缘都明显屈曲,节点域均无明显变化。

试件 ARP-1 由试验得到的荷载-位移滞回曲线如图 3(a)所示,由有限元得到的荷载-位移滞回曲线如图 3(b)所示。试验曲线和有限元曲线对比可知:由于在试验过程中试件 ARP-1 梁端和侧向支撑之间强烈摩擦,消耗一些能量,导致试件极限承载力提高到 152.51 kN,而有限元模型的极限承载力仅为 106.42 kN。由于试验中试件加载是不完全的,所

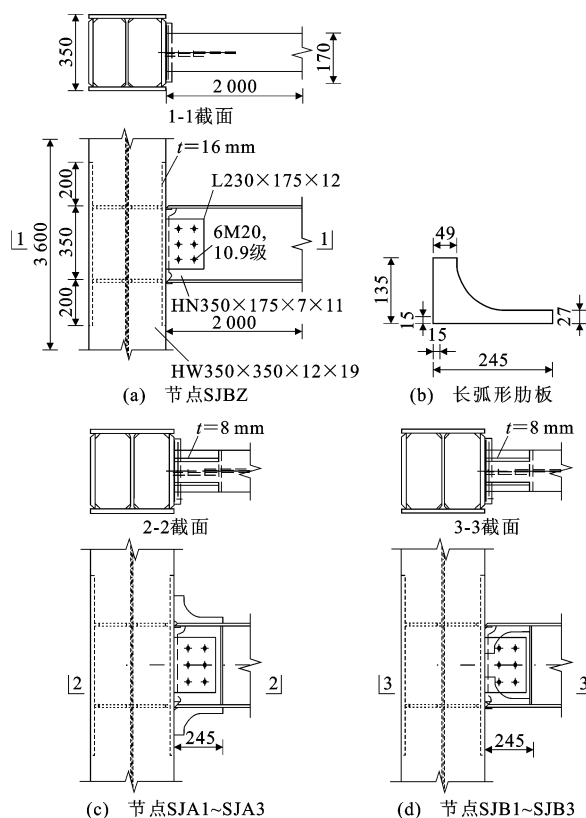


图 1 节点形式及模型构件尺寸(单位:mm)

Fig. 1 Node Forms and Model Sizes (Unit:mm)

以试验试件的滞回曲线不如有限元模型的滞回曲线饱满。试验试件 ARP-1 和试件 ARP-1A 有限元模型的滞回曲线形状在相同加载位移内类似,正负基本对称,没有明显的捏拢现象,但有限元滞回曲线更加饱满,滞回环面积更大,有效验证了有限元模型建立和参数设置的合理性,以及 ABAQUS 分析结果的可靠性。

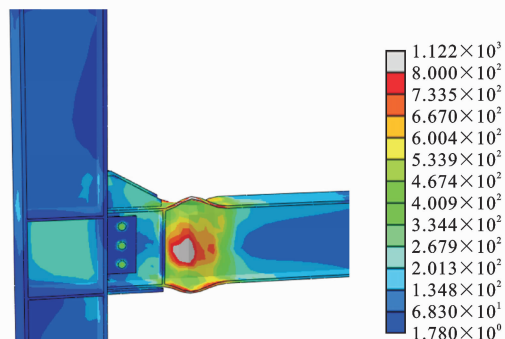
为了进一步验证有限元分析的有效性,本文选取了文献[18]的翼缘加腋加强型节点试验进行对比验证(图4)。由图4(a)可知,试验试件破坏时钢梁并未发生整体屈曲,梁柱节点发生了较大的塑性变形,塑性铰出现在加腋肋板末端6 cm处。结合图4(a),(b)可以看出,有限元模型的塑性铰位置和试验试件基本吻合,破坏位置和形状差别不大。对称加腋加强型节点的试验试件和有限元模型的极限承载力分别为123.61,110.80 kN(图5),相对误差为10.36%,在可控范围内。试验试件和有限元模型的滞回曲线相似度较高,从而说明有限元分析具有较高的有效性和可靠度。

1.3 本构关系与单元划分

在 ABAQUS 有限元分析中,对梁柱节点进行模拟时采用利于接触收敛的八节点六面体线性非协



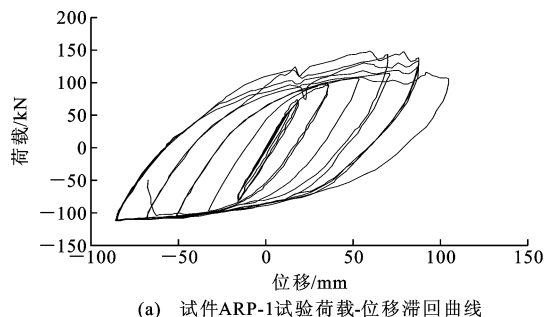
(a) 试件ARP-1试验破坏形态



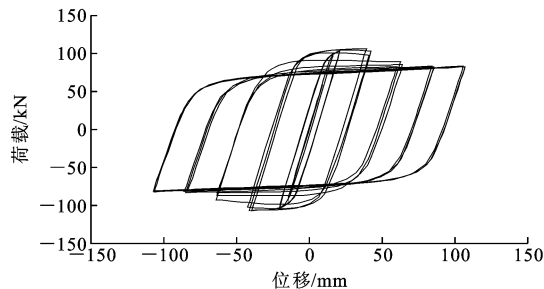
(b) 试件ARP-1A有限元破坏应力云图

图2 文献[14]节点破坏形态(单位:MPa)

Fig. 2 Failure Modes of Nodes in Literature [14] (Unit:MPa)



(a) 试件ARP-1试验荷载-位移滞回曲线

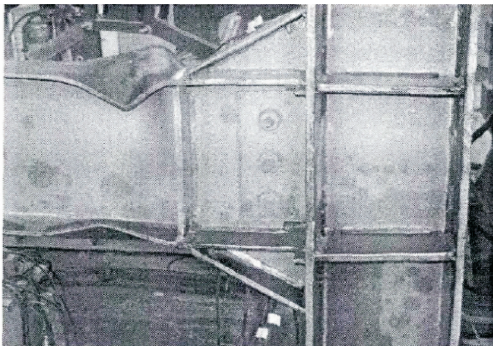


(b) 试件ARP-1A有限元荷载-位移滞回曲线

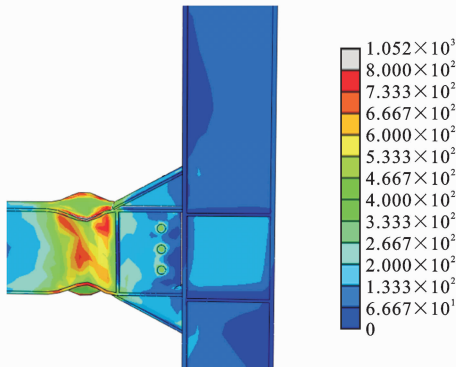
图 3 文献[14]节点荷载-位移滞回曲线

Fig. 3 Load-displacement Hysteretic Curves of Nodes in Literature [14]

调实体单元(C3D8I),划分单元时对梁柱靠近节点域处的部分采用加密网格细化处理,如图6所示。



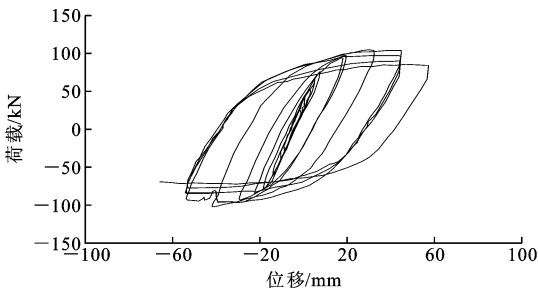
(a) 试件SHP-1试验破坏形态



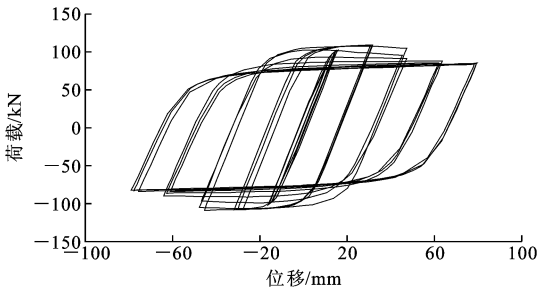
(b) 试件SHP-1A有限元破坏应力云图

图 4 文献[18]节点破坏形态(单位:MPa)

Fig. 4 Failure Modes of Nodes in Literature [18] (Unit:MPa)



(a) 试件SHP-1试验荷载-位移滞回曲线

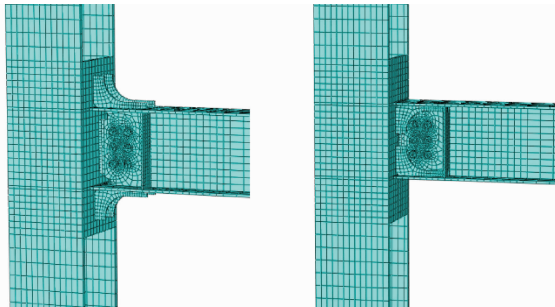


(b) 试件SHP-1A有限元荷载-位移滞回曲线

图 5 文献[18]节点荷载-位移滞回曲线

Fig. 5 Load-displacement Hysteretic Curves of Nodes in Literature [18]

试件所用材料为 Q235B 钢材,梁柱连接为栓焊混合连接,螺栓采用 10.9 级的 M20 高强螺栓。对所有材料均采用 Mises 屈服准则、相关流动准则及混合



(a) 外侧双肋板加强式连接模型 (b) 内侧双肋板加强式连接模型

图 6 有限元模型网格划分

Fig. 6 Mesh Generation of Finite Element Model

强化法则。材料应力-应变($\sigma-\epsilon$)关系采用三折线模型,如图 7 所示($\sigma_y, \sigma_u, \sigma_{st}$ 分别为钢材屈服强度、极限强度和破坏强度, $\epsilon_y, \epsilon_u, \epsilon_{st}$ 分别为钢材屈服应变、极限应变和破坏应变);参考文献[19]钢材力学性能试验结果,弹性模量 E 取为 2.06×10^5 MPa,泊松比 $\mu=0.3$,其材性指标见表 2。

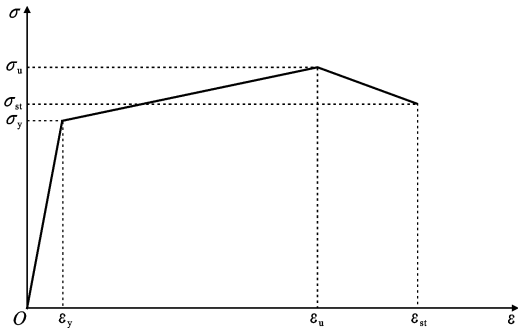


图 7 钢材应力-应变三折线模型

Fig. 7 Stress-strain Trilinear Model of Steel

表 2 材料力学性能

Tab. 2 Mechanical Properties of Material

材料	σ_y /MPa	ϵ_y	σ_u /MPa	ϵ_u	σ_{st} /MPa	ϵ_{st}
Q235B	235	0	483	0.137	403	0.197
螺栓	940	0	1 130	0.100		

1.4 加载制度与边界约束

在有限元分析时,梁端采用 ECCS^[20] 的完全加载制度,施加位移控制的低周反复荷载。根据单调荷载模拟结果,由文献[21]的方法算得单调加载作用下的屈服位移 Δ_y 约为 36 mm。加载制度见表 3,对每一循环位移,在屈服位移内循环 7 d,进入弹塑性后循环 21 d,加载至竖向荷载下降到峰值荷载的 85%后停止加载。加载方式与边界约束见图 8,柱底铰接,柱顶施加 733 kN 的轴压力 N ,轴压比为 0.2。

为了避免加载过程中梁发生平面外失稳,在 ABAQUS 的 load 命令中施加侧向约束来限制。为了避免在加载时梁端加载区域的应力集中现象,在

表 3 加载制度
Tab. 3 Loading System

加载级别	位移/mm	循环次数
1	±9	1
2	±18	1
3	±27	1
4	±36	1
5	±72	3
6	±108	3
7	±144	3
8	±180	3

梁端设一个参考点,并将参考点与加载面耦合,在加载时直接在该点施加竖向位移荷载。

2 结果分析

2.1 破坏形态与应力分析

由节点的 Mises 应力云图(图 9)可知,所有节点塑性铰都出现在梁端或肋板末端,符合强柱弱梁的抗震设计原则。肋板节点 SJA1,SJA2,SJA3 和 SJB1,SJB2,SJB3 塑性铰均外移至近肋板末端,缓和了蒙皮板与梁翼缘对接焊缝处的应力集中程度,从

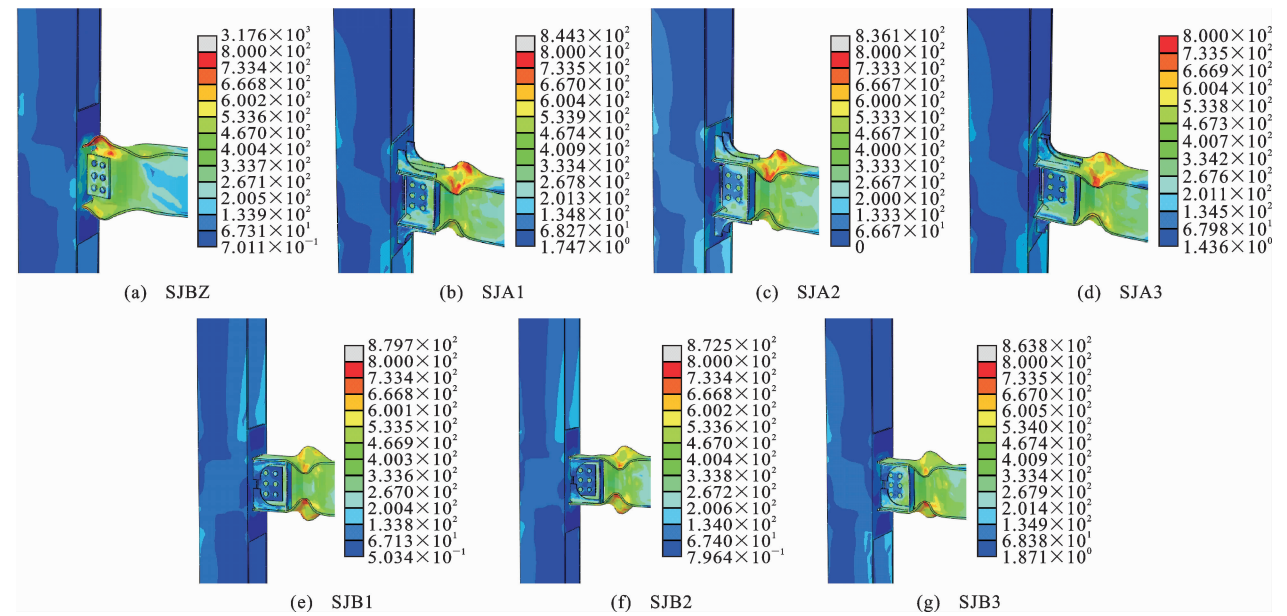


图 9 节点等效力云图(单位:MPa)

Fig. 9 Equivalent Stress Nephogram of Nodes (Unit:MPa)

焊缝应力沿梁翼缘宽度分布情况如图 10 所示。由图 10 可见:在位移较小时,各节点焊缝的应力分布近乎相同,与文献[22]的规律相同;在 $2\Delta_y$ 位移时刻,节点 SJBZ 的焊缝应力呈现开始增加的趋势;当位移达到 $3\Delta_y$ 时,节点 SJBZ 的焊缝应力明显大于节点 SJA1~SJA3 和节点 SJB1~SJB3 的焊缝应力。这是因为节点 SJA1~SJA3 和节点 SJB1~

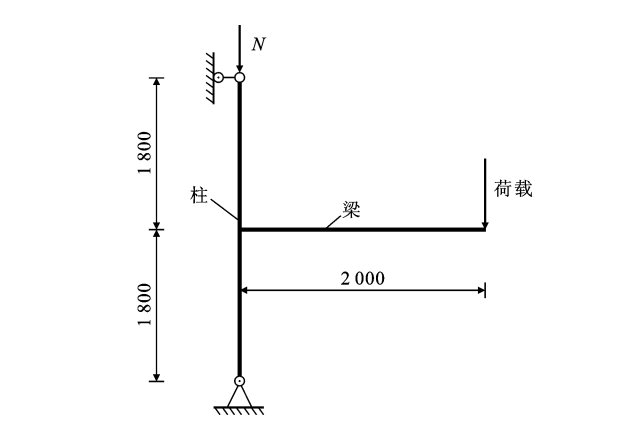


图 8 加载方式与边界约束(单位:mm)

Fig. 8 Loading Mode and Boundary Constraint (Unit:mm)

而降低了焊缝在该处发生脆性断裂的可能性。标准节点 SJBZ 由于没有肋板加强梁端,梁上塑性铰离节点核心区域较近。同标准节点相比,肋板加强式节点能够有效促使塑性铰外移,保证梁柱连接尽可能符合强节点弱构件的抗震设计原则。

为了探明在加载过程中蒙皮板与梁翼缘对接焊缝的应力分布,本文在梁下翼缘建立了应力路径,以获得沿焊缝方向的应力分布状态。

SJB3 的焊缝应力沿梁翼缘宽度分布更加均匀,且在加载位移为 $2\Delta_y$ 之后,由于塑性铰远离梁端,应力下降明显;位移达到 $4\Delta_y$ 时,梁翼缘内、外肋板加强式节点的应力远低于标准模型的应力,这有利于保护蒙皮板与梁翼缘处的焊缝。对比 4 个位移时刻的应力可知,节点 SJB1~SJB3 的焊缝应力始终保持相对均匀分布,对减小焊缝应力的影响更加明显,能够

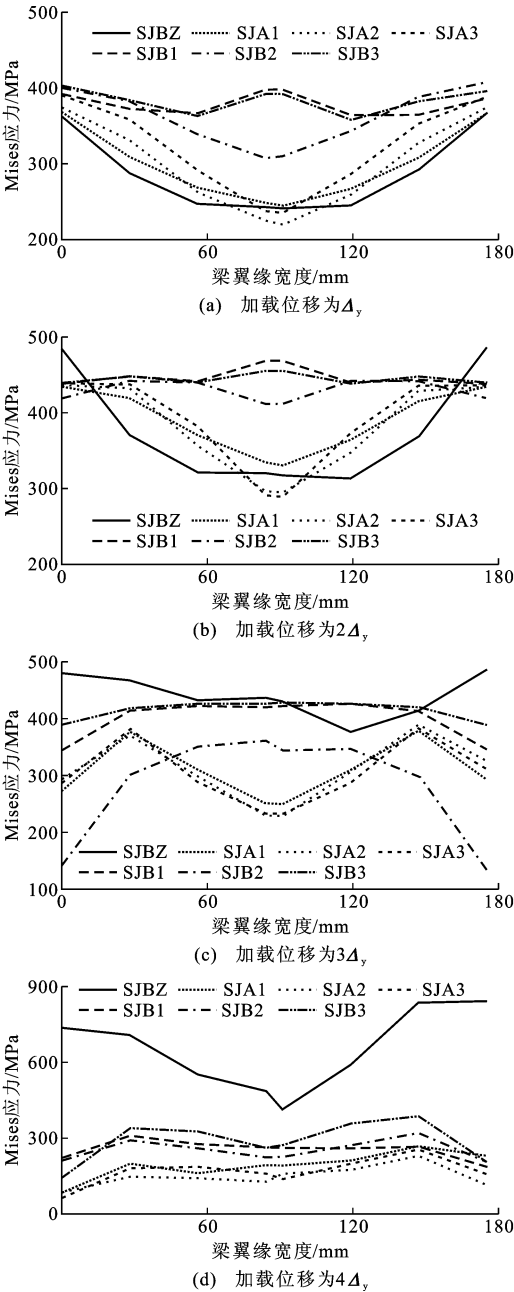


图 10 焊缝应力沿梁翼缘宽度分布

Fig. 10 Weld Stress Distributions Along Flange Widths of Beams

有效防止蒙皮板与梁翼缘处焊缝的脆性破坏。从整体来看,双肋板加强点位置沿梁翼缘宽度在 $1/8b_f \sim 3/8b_f$ 范围内分布对焊缝应力分布的影响不显著。

2.2 弯矩-转角滞回曲线与骨架曲线

在循环荷载作用下,弯矩-转角滞回曲线能较好反映连接的变形与弯矩承载能力的关系,弯矩、转角计算方法见文献[23]。图 11 为节点在循环荷载作用下的滞回曲线和骨架曲线对比。由图 11 可以看出,节点 SJA1~SJA3 和节点 SJB1~SJB3 在循环荷载作用下的弯矩-转角滞回曲线更加饱满,具有更

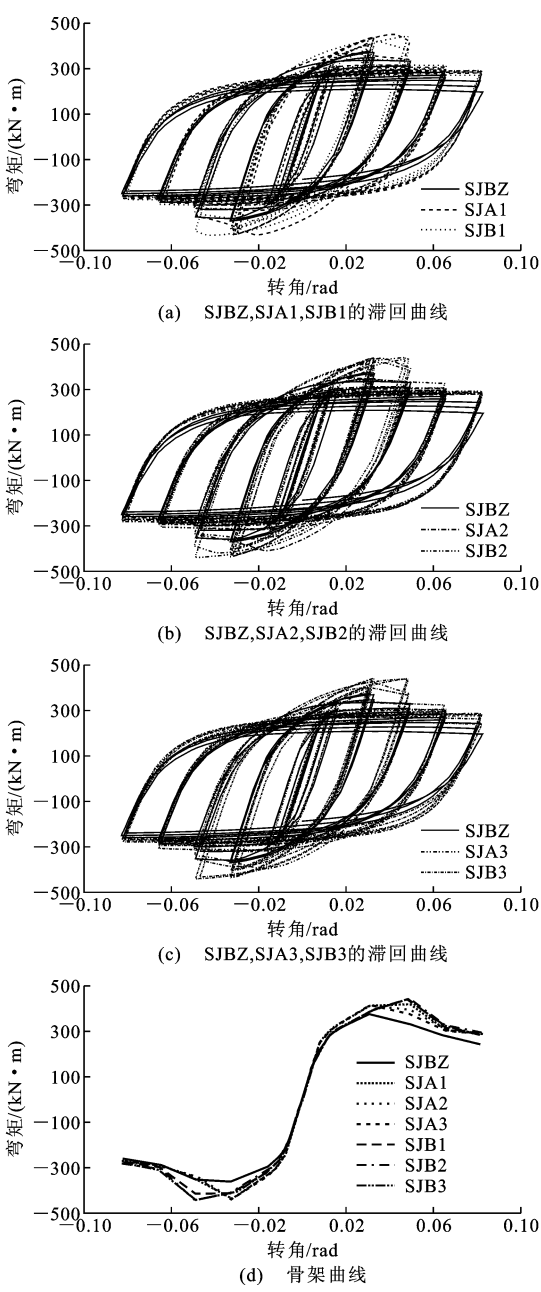


图 11 滞回曲线和骨架曲线对比

Fig. 11 Comparisons of Hysteretic Curves and Skeleton Curves

强的耗能能力。

骨架曲线是连接滞回曲线上各轮循环第 1 个循环加载峰值点的曲线,它反映了节点在不同阶段承载弯矩-转角变形关系及强度、刚度、延性等性能变化情况。表 4 为承载力和延性系数。从表 4 可以看出,7 个试件的初始转动刚度 $R_{ki, SJA} > R_{ki, SJB} > R_{ki, SJBZ}$ ($R_{ki, SJA}$, $R_{ki, SJB}$, $R_{ki, SJBZ}$ 分别为梁翼缘外侧双肋板加强式节点初始转动刚度平均值、梁翼缘内侧双肋板加强式节点初始转动刚度平均值和标准节点初始转动刚度)。通过计算得出节点 SJA1~SJA3 和节点

表 4 承载力和延性系数
Tab. 4 Bearing Capacities and Ductility Coefficients

节点编号	初始刚度/ (kN·m·rad ⁻¹)	屈服转角/rad	屈服弯矩/ (kN·m)	极限转角/rad	极限弯矩/ (kN·m)	塑性转角/rad	延性系数
SJBZ	29 085	0.012 9	266.5	0.048 2	320.5	0.046 1	3.738 0
SJA1	33 526	0.014 6	321.3	0.076 5	405.5	0.074 1	5.239 7
SJA2	33 195	0.014 4	319.7	0.074 3	399.6	0.071 9	5.159 7
SJA3	32 914	0.014 4	318.2	0.070 5	394.8	0.068 1	4.896 0
SJB1	31 500	0.014 8	302.2	0.089 5	391.9	0.086 2	6.047 3
SJB2	31 519	0.014 6	299.2	0.086 0	391.5	0.082 7	5.890 4
SJB3	31 686	0.014 3	300.1	0.850 5	382.0	0.081 8	5.947 5

SJB1~SJB3 的初始转动刚度平均值较标准节点分别提高 14.2%,5.5%,可见梁翼缘外侧双肋板加强式节点比梁翼缘内侧双肋板加强式节点的初始转动刚度提高较为明显。节点 SJA1~SJA3 的极限弯矩分别比节点 SJBZ 提高 26.5%,24.7%,23.2%,提高幅度较大。节点 SJB1~SJB3 的极限弯矩分别比节点 SJBZ 提高 22.3%,22.2%,19.2%。双肋板加强式节点对极限弯矩的提高较显著,而节点 SJA1~SJA3 的极限弯矩整体略高于节点 SJB1~SJB3,但整体差别并不大。梁翼缘外侧双肋板加强式节点与梁翼缘内侧双肋板加强式节点都具有较高的极限承载能力。

由图 11(d)可知,在加载初始阶段,模型节点的转动刚度基本保持不变,随着弯矩的不断增大,试件的节点转动刚度逐渐减小,层间侧移角随之逐渐增大。在进入弹塑性阶段后,连接截面处的转角变形随着弯矩增加持续增大,通过变形继续耗能。对比发现,由于肋板参与工作,促使塑性铰外移并不断发展。此时节点 SJA1~SJA3 和节点 SJB1~SJB3 的骨架曲线逐渐超过节点 SJBZ,说明肋板加强式节点的承载能力强于标准节点。双肋板加强点位置沿梁翼缘宽度在 $1/8b_f\sim 3/8b_f$ 范围内对节点耗能影响不显著。

2.3 能量耗散系数

能量耗散系数越大,说明结构在地震作用下耗能能力越强,其计算公式参考文献[24]。

能量耗散系数对比如图 12 所示。由图 12 可知,节点 SJBZ、节点 SJA1~SJA3 和节点 SJB1~SJB3 的能量耗散系数曲线随着转角的增加呈上升趋势,在发生塑性变形后,能量耗散系数迅速增加,直至塑性铰完全形成。进入破坏阶段后,能量耗散系数增加趋于缓和。由于节点 SJA1~SJA3 和节点 SJB1~SJB3 初始刚度较大,其能量耗散系数在刚进入塑性阶段时略小于节点 SJBZ。由于肋板参与耗

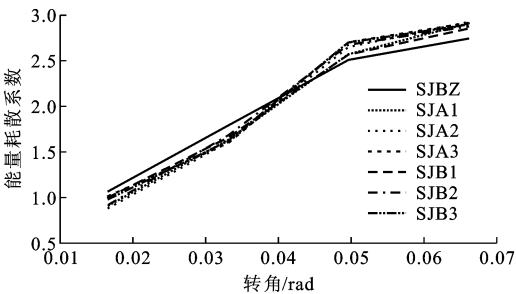


图 12 能量耗散系数对比

Fig. 12 Comparison of Energy Dissipation Coefficients

能和塑性铰外移,在加载位移 $3\Delta_y$ 时节点 SJA1~SJA3,SJB1~SJB3 的能量耗散系数分别为 2.571 7,2.651 6,2.706 9,2.570 8,2.676 0,2.699 4,超过了节点 SJBZ 的能量耗散系数 2.510 8,提高幅度分别为 2.4%,5.6%,7.8%,2.4%,6.6%,7.5%,说明双肋板加强节点可以耗散更多的能量来保证结构的安全。

2.4 延性

延性系数是评价结构抗震性能的重要指标,是通过骨架曲线获得的。由表 4 可知,SJB1~SJB3 节点的延性系数提高明显,延性变形能力更强,而标准弱轴栓焊节点 SJBZ 的延性系数仅为 3.738 0,节点 SJA1~SJA3 与节点 SJB1~SJB3 的延性系数分别比节点 SJBZ 提高了 40.17%,38.03%,30.98%,61.78%,57.58%,59.11%。节点 SJA1~SJA3 的延性系数在肋板与梁翼缘连接位置 $1/8b_f\sim 3/8b_f$ 范围内呈逐渐减小的趋势,但整体差异并不大,而这一趋势在梁翼缘内侧双肋板加强型节点并没有体现,说明双肋板加强点位置沿梁翼缘宽度在 $1/8b_f\sim 3/8b_f$ 范围内对节点延性系数影响不显著。梁翼缘内侧双肋板加强型节点 SJB1~SJB3 的延性系数最大,说明此连接方式延性更好。

2.5 滞回性能

节点的塑性转动能力由梁端在破坏时刻的塑性

转角来决定,计算方法参考文献[25]。图 13 为弯矩-塑性转角骨架曲线对比。由图 13 可以看出,在加载初始阶段,各模型的节点转动刚度基本一致,保持不变,之后随着弯矩增加,塑性转角不断增大。随着弯矩持续增加,连接截面处的变形发展到了塑性阶段,通过变形继续耗能。在循环荷载作用下最大塑性转角达到了 0.07 rad,远超过了 FEMA-267 对于刚性连接塑性转角不应小于 0.03 rad 的抗震设计要求^[26]。

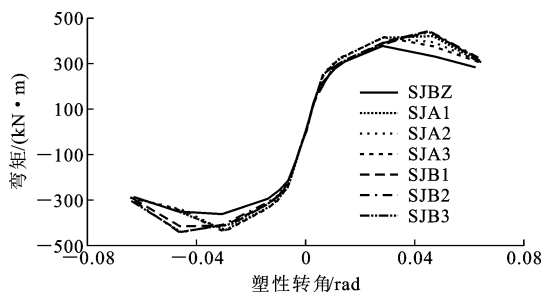


图 13 弯矩-塑性转角骨架曲线对比

Fig. 13 Comparison of Bending Moment-plastic Rotation Angle Skeleton Curves

由图 13 可以看出,节点 SJB1~SJB3 的塑性转动能力更强,极限弯矩平均值分别为 428.0, 438.6, 440.3 kN·m,明显大于节点 SJBZ 的 369.1 kN·m,且略大于节点 SJA1~SJA3 的 423.4, 425.0, 427.1 kN·m,极限弯矩分别比节点 SJBZ 提高了 16.0%, 18.8%, 19.3%。由此可见,节点 SJB1~SJB3 梁翼缘内侧双肋板加强式节点具有较节点 SJBZ 和节点 SJA1~SJA3 更好的塑性转动能力,耗能能力更强。双肋板加强点位置沿梁翼缘宽度在 $1/8b_f \sim 3/8b_f$ 范围内对节点塑性转动能力的影响不显著。

3 结 语

(1)梁翼缘双肋板加强式弱轴连接能够实现梁上塑性铰外移,可以有效降低梁柱对接焊缝发生脆性断裂的几率。

(2)在 $1/8b_f \sim 3/8b_f$ 范围内双肋板加强点位置沿梁翼缘宽度的分布对焊缝应力分布的影响不显著。梁翼缘内侧双肋板加强式工字形柱弱轴节点对减小对接焊缝应力的影响更加明显,且应力分布更加均匀。

(3)梁翼缘双肋板加强式工字形柱弱轴节点钢框架的极限弯矩较普通钢框架有明显提高,能量耗散系数也明显大于普通钢框架,能够有效提高钢框

架的耗能能力。

(4)梁翼缘双肋板加强式弱轴连接的塑性转动能力达到 FEMA-267 建议的 0.03 rad,符合国际上对节点塑性转动能力的要求。

(5)梁翼缘内侧双肋板加强式弱轴连接的延性和耗能能力优势更加明显,而且此连接不会影响建筑净空高度。

参考文献:

References:

- [1] FEMA-267, Interim Guidelines; Evaluation Repair Modification and Design of Steel Moment Frames [S].
- [2] MILLER D K. Lessons Learned from the Northridge Earthquake[J]. Engineering Structures, 1998, 20(4/5/6):249-260.
- [3] TSAI K C, WU S, POPOV E P. Cyclic Performance of Steel Beam-column Moment Joints[J]. Engineering Structures, 1995, 17(8):596-602.
- [4] CHEN S J, YEH C H, CHU J M. Ductile Steel Beam-to-column Connections for Seismic Resistance [J]. Journal of Structural Engineering, 1996, 122(11):1292-1299.
- [5] POPOV E P, YANG T S, CHANG S P. Design of Steel MRF Connections Before and After 1994 Northridge Earthquake[J]. Engineering Structures, 1998, 20(12):1030-1038.
- [6] ENGELHARDT M D, SABOL T A. Reinforcing of Steel Moment Connections with Cover Plates: Benefits and Limitations [J]. Engineering Structures, 1998, 20(4/5/6):510-520.
- [7] 王 燕, 刘 芸, 王 鹏, 等. 梁柱刚性连接加强型节点的研究进展[J]. 建筑钢结构进展, 2011, 13(2): 1-7, 32.
WANG Yan, LIU Yun, WANG Peng, et al. Research Progress in Reinforced Beam-column Rigid Connection[J]. Progress in Steel Building Structures, 2011, 13(2): 1-7, 32.
- [8] KIM T, WHITTAKER A S, GILANI A S J, et al. Experimental Evaluation of Plate-reinforced Steel Moment-resisting Connections[J]. Journal of Structural Engineering, 2002, 128(4):483-491.
- [9] ENGELHARDT M D, SABOL T A, ABOUTAHA R S, et al. Testing Connections: An Overview of AISC Northridge Moment Connection Test Program [J]. Modern Steel Construction, 1995, 35(5):36-44.
- [10] ANDERSON J C, DUAN X J. Repair/Upgrade Procedures for Welded Beam to Column Connections

- [R]. Los Angeles: Pacific Earthquake Engineering Research Center, 1998.
- [11] CHEN C C, LIN C C, TSAI C L. Evaluation of Reinforced Connections Between Steel Beams and Box Columns[J]. *Engineering Structures*, 2004, 26(13): 1889-1904.
- [12] 张百悦. 梁上翼缘加肋非对称加强型节点滞回性能试验研究[D]. 青岛: 青岛理工大学, 2012.
- ZHANG Bai-yue. Test Research on Hysteresis Performance of Top Flange of Beam Ribbed Asymmetric Reinforced Node[D]. Qingdao: Qingdao Technological University, 2012.
- [13] 马子皓. 肋板及翼缘板加强节点抗震性能有限元分析[D]. 青岛: 青岛理工大学, 2013.
- MA Zi-hao. Finite Element Analysis of Seismic Performance of Ribbed and Flange Plate Reinforced Node[D]. Qingdao: Qingdao Technological University, 2013.
- [14] 卢林枫, 徐莹璐, 周天华, 等. H形梁-工形柱弱轴箱形节点域连接节点单调加载试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2016, 37(2): 73-80.
- LU Lin-feng, XU Ying-lu, ZHOU Tian-hua, et al. Experimental Research on Box Strengthened Joint Connection for Weak Axis of I-section Column-H-shaped Beam Under Monotonic Loading[J]. *Journal of Building Structures*, 2016, 37(2): 73-80.
- [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.
- LU Lin-feng, YAN Jie, YU Hao-jie. Finite Element Analysis on the Seismic Behavior of the New Ribs Reinforced Connection for Minor-axis of I-section Column[J]. *Steel Construction*, 2016, 31(9): 1-6.
- [16] GB 50017—2003, 钢结构设计规范[S].
- GB 50017—2003, Code for Design of Steel Structures[S].
- [17] GB 50011—2010, 建筑抗震设计规范[S].
- GB 50011—2010, Code for Seismic Design of Buildings[S].
- [18] 王培. 梁上翼缘加肋非对称加强型节点抗震性能试验研究[D]. 青岛: 青岛理工大学, 2012.
- WANG Pei. Test Research on Seismic Performance of Top Flange of Beam Haunched Asymmetric Reinforced Node[D]. Qingdao: Qingdao Technological University, 2012.
- [19] 顾强. 钢结构滞回性能及抗震设计[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009.
- GU Qiang. Hysteretic Behavior of Steel Structures and Seismic Design[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2009.
- [20] 刘子龙. 梁端扩大翼缘型节点域箱形加强式工字形柱弱轴连接边框节点滞回性能的有限元分析[D]. 西安: 长安大学, 2015.
- LIU Zi-long. Finite Element Analysis of Hysteretic Behavior on Expanded Flange of Box Strengthen-joint Region Connection in Fringe Frame for Weak Axis of I-section Column[D]. Xi'an: Chang'an University, 2015.
- [21] SHIM H J, LEE E T, KIM S B, et al. Development and Performance Evaluation of Weak-axis Column Bending Connections for Advanced Constructability[J]. *International Journal of Steel Structures*, 2014, 14(2): 369-380.
- [22] GILTON C S, UANG C M. Cyclic Response and Design Recommendations of Weak-axis Reduced Beam Section Moment Connections[J]. *Journal of Structural Engineering*, 2002, 128(4): 452-463.
- [23] 王鹏. 钢框架梁翼缘板加强型和盖板加强型节点的试验研究[D]. 青岛: 青岛理工大学, 2009.
- WANG Peng. Experimental Evaluation of Flange-plate-reinforced and Cover-plate-reinforced Steel Moment-resisting Connections[D]. Qingdao: Qingdao Technological University, 2009.
- [24] 赵广军. 钢框架结构延性节点塑性铰外移的机理研究[D]. 大连: 大连理工大学, 2014.
- ZHAO Guang-jun. The Mechanism Research on Formation About Plastic Hinge of Steel Frame Structure Based on Ductility Node Analysis[D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2014.
- [25] 徐莹璐, 卢林枫, 马蓬渤. 节点域箱形加强式工字形柱弱轴连接梁端加强与削弱并用节点滞回性能有限元分析[J]. *建筑钢结构进展*, 2016, 18(2): 17-25.
- XU Ying-lu, LU Lin-feng, MA Peng-bo. Finite Element Analysis on the Hysteretic Behavior of Box Strengthen-joint Region Connection Between Minor-axis I-shaped Column and Strengthen-weaken Beam[J]. *Progress in Steel Building Structures*, 2016, 18(2): 17-25.
- [26] American Institute of Steel Construction. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings[M]. 2nd ed. Chicago: American Institute of Steel Construction, 1997.