



在役多层钢框架梁柱节点加固方法及加固后性能研究

刘学春, 刘德芳, 陈学森*

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: 随着在役钢结构存量和服役时间的提高, 既有钢结构加固成为重要需求。针对 8 度抗震设防地区的在役多层钢框架结构的变截面梁柱节点焊缝质量、强柱弱梁不满足要求的情况, 提出三种不同加固方案并采用有限元数值模拟进行加固后节点抗震性能研究。通过施加轴力和梁端循环荷载, 分析了加固后节点的应力发展、破坏模式、滞回性能, 及主要性能指标, 对比了不同加固方案的性能、成本和碳排放量。三种加固方案与原节点相比, 极限承载力分别提高了 20.29%、19.67% 和 22.62%, 节点延性有所提升, 且均表现出良好的滞回性能和耗能能力, 综合考虑用钢量、加固成本和加固碳排放量, 在梁上、下翼缘分别焊接三角形钢板为最优加固形式。各方案的加固性能和结果可为既有钢框架梁柱节点的加固设计提供参考。

关键词: 既有建筑; 钢框架结构; 节点加固; 有限元分析; 碳排放计算

中图分类号: TU391

文献标识码: A

文章编号: 1674-4969(2025)03-0313-15

引言

随着在役钢结构数量和服役时间的增加, 结构加固技术不断发展^[1-2]。2022 年底我国既有建筑面积已接近 $7 \times 10^{10} \text{ m}^2$, 且大量存量建筑的服役时间达到或接近其设计使用年限^[3], 在“双碳”目标背景下, 通

过加固改造实现建筑延寿具有重要的发展前景^[4-5]。

在钢框架结构中, 梁柱节点是确保有效传力和结构整体性的核心部位, 也是重要的钢结构加固对象^[6-9]。Jazany 等^[10]针对两侧不等高梁全焊接节点, 在节点域分别设置横向加劲肋和斜加劲肋, 节点延性明显提高。Tagawa 等^[11]针对端板连接节点, 利用角

收稿日期: 2024-05-20; 修回日期: 2024-08-27

基金项目: 国家自然科学基金青年基金项目 (52108105)

作者简介: 刘学春 (1974—), 男, 博士, 教授, 研究方向为钢结构。E-mail: liuxuechun@bjut.edu.cn

刘德芳 (1998—), 女, 硕士研究生, 研究方向为钢结构。E-mail: 1773070157@qq.com

*陈学森 (1990—), 男, 博士, 副教授, 研究方向为钢结构。E-mail: chenxuesen@bjut.edu.cn (通讯作者)

引用格式: 刘学春, 刘德芳, 陈学森. 在役多层钢框架梁柱节点加固方法及加固后性能研究[J]. 工程研究——跨学科视野中的工程, 2025, 17(3): 313-327. DOI: 10.3724/j.issn.1674-4969.20240063. CSTR: 32282.14.JES.20240063

Liu X C, Liu D F, Chen X S. Study on Reinforcement Method and after-Reinforcement Performance of Beam-Column Joints in an in-Service Multi-Story Steel Frame[J]. Journal of Engineering Studies, 2025, 17(3): 313-327. DOI: 10.3724/j.issn.1674-4969.20240063. CSTR: 32282.14.JES.20240063

钢和钢板组合加固, 有效避免了节点域剪切破坏和柱腹板屈服。Shi 等^[12]对栓焊混合连接节点在负载状况下焊接加腋、腹板高度焊接竖向加劲肋的加固方式开展研究, 加固效果理想。苏明周等^[13]对全焊节点中梁下翼缘焊缝进行补焊加强, 并在梁上、下翼缘焊接腋板, 加固后塑性铰向加腋区域外侧梁端转移。曹辉^[14]在负载工况下对梁柱节点焊接盖板加固, 提出需要通过贴焊补强板来进一步满足节点域加固要求。阳旭等^[15]通过对钢结构节点外包混凝土加固, 各部件在受力时能够协同工作, 可在提高结构承载力的同时改善耐火和耐腐蚀性能。刘红波等^[16]通过对方钢管柱焊接角钢和缀板来加强节点域性能, 在高负载下加固构件与被加固构件的协同工作性能良好。吴晨煊等^[17]在受限空间内对 H 形栓焊拼接节点进行抗弯加固, 利用缺陷焊缝的残余应力, 可以减小加固板的尺寸。

实际的钢结构加固工程中, 梁柱节点的加固设计除性能因素外^[18], 还需要考虑实际施工环境、加固成本、碳排放等多种因素^[19]。基于一个位于 8 度抗震设防地区的在役多层钢框架结构, 本研究针对其中的变截面梁柱节点焊缝质量和强柱弱梁构造不满足规范要求的问题, 提出三种不同节点加固方案, 利用有限元模拟研究其加固后抗震性能, 并综合考虑加固性能、成本、碳排放等因素进行对比分析, 开展加固方案优化, 以期类似节点形式的加固方法选择和加固综合效益提供参考。

1 节点构造及原始设计参数

1.1 工程概况和节点构造

加固原型结构位于 8 度(0.20 g)抗震设防区, 设计地震分组为第 1 组, 结构特征周期为 0.45 s, 场地类别为 III 类, 为地上 5 层、地下 1 层的钢框架建筑, 框架抗震等级为三级, 主体结构采用 Q355B 钢材, 采用如图 1 所示节点构造, 其中螺栓为 10.9 级高强度螺栓、按摩擦型连接设计。

以标准层梁与中柱的连接节点为例进行原节点验算及加固方案设计, 节点形式和截面尺寸如图 2 所



图1 既有钢框架梁柱节点

Figure 1 Existing steel frame beam-column joints

示, 楼板为压型钢板组合楼板, 梁柱通过栓焊混合连接, 节点处截面增高。

1.2 节点验算

基于《建筑抗震设计标准(2024 年局部修订版)》(GB/T 50011—2010, 以下简称《抗标》)^[20]对上述梁柱节点进行抗震验算, 包括强节点弱构件验算、梁柱连接的极限承载力验算以及节点域构造和强度验算。该节点选用变截面 H 形钢梁, 中间段截面尺寸为 HN550 mm×230 mm×10 mm×14 mm, 节点处梁最大截面尺寸为 HN685 mm×230 mm×10 mm×14 mm, 在水平地震作用下由中间段梁截面控制其承载力, 故按式(1)验算最大截面处的等效塑性截面模量:

$$W_{pb2} \geq \frac{L_2}{L_2 - L_1} W_{pb1} \quad (1)$$

式中, W_{pb1} 为梁中间段截面的塑性截面模量, mm^2 ; W_{pb2} 为变截面梁最大截面处的塑性截面模量, mm^2 ; L_1 为柱壁至梁变截面处距离, mm, 见图 3; L_2 为柱壁至梁端的距离, mm, 见图 3。

经验算, 梁最大截面处截面模量 W_{pb2} 满足式(1)

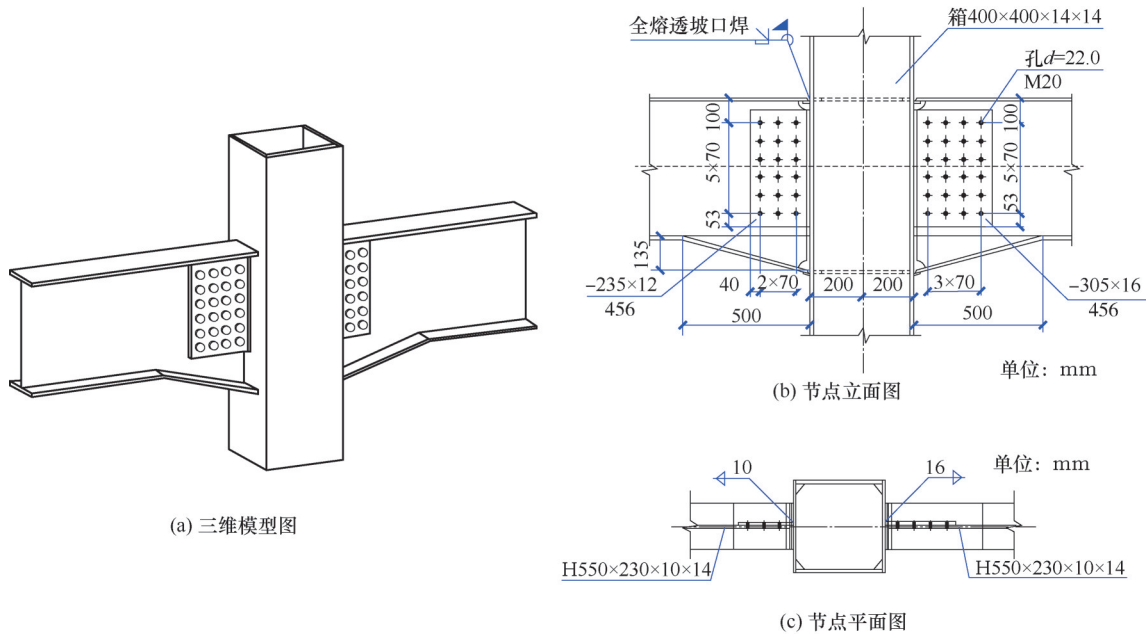


图2 梁柱节点形式和截面尺寸

Figure 2 Form and sectional geometry of the beam-to-column joint

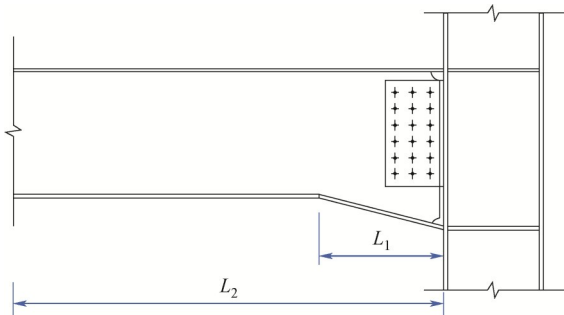


图3 变截面梁计算示意图

Figure 3 Variable section beam calculation diagram

要求。

1.2.1 强节点弱构件验算 根据《抗标》8.2.8节要求, 节点弹塑性设计时, 节点设计承载力应高于相连构件承载力, 计算时应满足 $M_R^j \geq M_R^b$ 设计要求。节点设计承载力计算如式(2), 按梁截面变化前的塑性截面模量 W_{pb1} 计算, 钢梁设计承载力计算如式(3)。

$$M_R^j = t_f b (h - t_f) f \quad (2)$$

$$M_R^b = \gamma_x W_{pb1} f \quad (3)$$

式中, t_f 为梁翼缘厚度; b 为梁翼缘宽度; $h=685$ mm 为变截面钢梁的最大截面高度; f 为焊缝设计强度, 按照《钢结构设计标准》(GB 50017—2017)^[21] 取值。根据专业机构检测出具的鉴定报告, 上部结构

按承载力安全等级为 D_u 级, 后续年限内将严重影响结构整体抗震性能, 此处按一级焊缝设计强度 305 MPa 的 70% 折减, 取 213.5 MPa; γ_x 为塑性发展系数, 取 1.05。

经验算, 发现 $M_R^j < M_R^b$, 因此不满足“强节点弱构件”设计, 说明节点设计承载力弱于梁, 在地震作用下节点更容易产生较大的应力和变形, 需要采取补强措施。

1.2.2 梁柱连接的极限承载力验算 根据《抗标》要求, 梁柱节点连接应对连接系数进行验算, 应满足 $M_u^j \geq \eta_j M_p$ 要求。当梁柱焊接时, 连接系数 η_j 为 1.30; 梁柱螺栓连接时, 连接系数 η_j 为 1.35。节点极限弯矩承载力 M_u^j 按式(4)计算, 钢梁塑性弯矩承载力 M_p 按式(5)计算, 根据梁正常截面处弯矩值换算至最大截面处。

$$M_u^j = t'_f b (h - t_f) f_u \quad (4)$$

$$M_p = \frac{L_2}{L_2 - L_1} W_{pb1} f_y \quad (5)$$

其中, t'_f 为焊缝厚度, 与梁翼缘等厚; f_u 为焊缝抗拉强度值; f_y 为钢梁屈服强度, 均按实际材性取值 (见表 1)。

经验算, 发现 $M_u^j < \eta_j M_p$, 均不满足节点焊接和螺栓连接的极限承载力设计要求。

1.2.3 节点域构造和强度验算 该梁柱节点采用柱贯通形式, 在梁翼缘相对应的方钢管柱内壁设置有等厚的柱隔板, 且通过全熔透对接焊缝与柱内壁相连, 满足《抗标》8.3.4节中对梁柱连接构造要求的规定。根据《抗标》中对节点域腹板厚度的规定: 应满足“ $t_w > (h_{b1} + h_{c1})/90$ ”的要求。 h_{b1} 、 h_{c1} 分别取梁翼缘和柱翼缘厚度中点间的距离; 该节点域柱壁厚度 $t_w = 14 \text{ mm} > (h_{b1} + h_{c1})/90 = 11.74 \text{ mm}$, 满足构造要求。

节点域是柱翼缘和梁翼缘延长线(或上下水平加劲肋)包围的区域, 最容易发生受剪破坏。根据《抗标》8.2.5节要求, 按式(6)验算节点域屈服承载力, 按式(7)~式(9)验算节点域抗震承载力。

$$\psi(M_{pb1} + M_{pb2})/V_p \leq \frac{4}{3} f_{yv} \quad (6)$$

$$(M_{b1} + M_{b2})/V_p \leq \frac{4}{3} f_v / \gamma_{RE} \quad (7)$$

$$V_p = 1.8 h_{b1} h_{c1} t_w \quad (8)$$

$$f_{yv} = 0.58 f_y \quad (9)$$

式中, M_{pb1} 和 M_{pb2} 分别为两侧梁的全截面塑性承载力, 均按正常截面弯矩换算至最大截面处; M_{b1} 和 M_{b2} 分别为荷载作用下梁端弯矩设计值; 按三级抗震设计要求, 折减系数 ψ 取0.6; 抗震调整系数 γ_{RE} 取0.75; V_p 为箱形截面柱节点域体积; t_w 为柱壁厚; f_v 为抗剪强度设计值, 按《钢结构设计标准》取175 MPa; 抗剪强度 f_{yv} 为屈服强度 f_y 的0.58倍。

经验算, 节点域屈服承载力和抗震承载力满足规范要求。通过对节点抗震“三步验算”, 原节点按一级焊缝强度验算和考虑70%焊缝强度折减后, 均不满足强节点弱构件和梁柱连接的极限承载力设计要求, 因此需要在原基础上提高焊缝强度, 且对节点域提出局部加强措施, 确保服役期间结构整体安全。

表1 材料力学性能指标

Table 1 Mechanical properties of materials

类型	弹性模量 E/MPa	泊松比	屈服强度 f_y/MPa	极限抗拉强度 f_u/MPa
钢材 Q355B	2.06×10^5	0.3	390	550
焊缝 70% 折减	2.06×10^5	0.3	273	385
高强螺栓	2.06×10^5	0.3	995	1160

2 有限元模型

2.1 几何模型

利用 ABAQUS 软件建立节点模型, 该节点几何部件主要包括 H 形变截面梁、箱形柱、焊缝、节点板、横向加劲肋和螺栓, 梁翼缘与柱壁通过全熔透坡口焊缝连接, 按照直角焊缝建模, 节点板与柱壁为双面角焊缝, 均采用 Solid 实体单元建立精细化有限元模型, 如图4所示。该节点中两侧梁截面相等、梁长不等, 长梁(Beam1)为3800 mm, 短梁(Beam2)为2600 mm, 柱高为3800 mm。

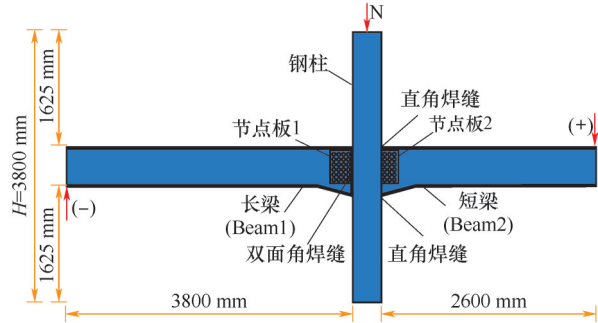


图4 初始节点形式的有限元模型

Figure 4 Finite element model of initial node form

2.2 材性设置

ABAQUS 中将钢材采用双折线随动强化本构模型^[22-25], von Mises 屈服准则, 本构关系如图5所示, 图中 σ_y 为屈服应力; ε_y 为屈服应变; $\sigma_{s,u}$ 为输入模型的极限点应力; $\varepsilon_{s,u}$ 为极限点的应变, 取值依据见表1。

2.3 网格划分

规则区域采用结构化网格; 不规则区域采用扫掠

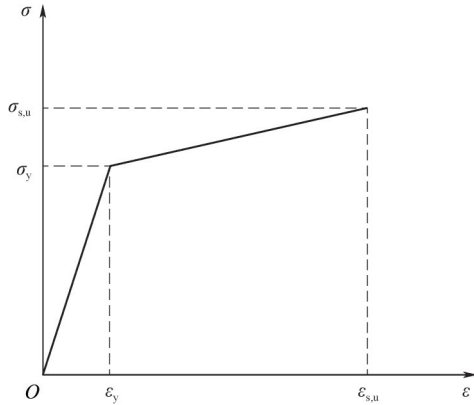


图5 钢材本构关系
Figure 5 Steel constitutive relationship

网格进行划分, 所有板件厚度方向均划分两层以上, 单元类型为C3D8R。由于节点域受力较为复杂, 节点核心区精细化分网格, 各部件网格划分及整体网格划分如图6所示。

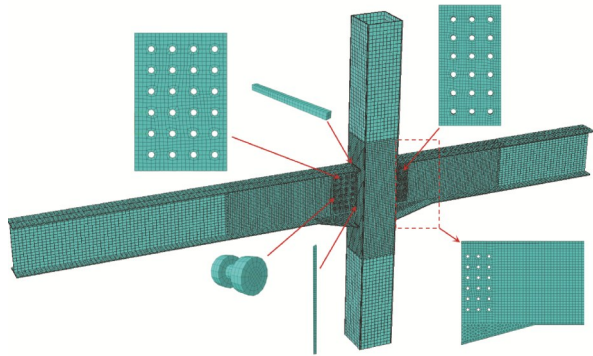


图6 有限元模型网格划分
Figure 6 Mesh division of finite element model

2.4 相互作用

梁翼缘、直角焊缝、柱壁之间两两进行“绑定”约束, 以模拟实际的焊接情况。节点板与梁腹板、螺母与节点板、螺杆与孔壁之间设为相互接触, 法向行为采用硬接触, 切向行为设置罚函数, 摩擦系数为节点板与梁腹板 0.35、螺母与节点板 0.05。柱顶、柱底和梁两端设定参考点, 与端部截面进行耦合, 同时约束三个方向的平动自由度和转动自由度。

2.5 边界条件及加载设置

柱上下两端的边界取至反弯点, 参考点设置铰接约束; 通过限制水平方向位移对梁进行面外约束。对节点所施加荷载包括: 首先柱顶按 0.3 轴压比施加竖向轴力, 然后对螺栓施加 155 kN 的预紧力并将螺栓固定在当前长度^[26], 最后梁两端施加反对称竖向荷载, 依据美国 AISC 抗震规范^[27]试验加载制度, 采用层间位移角控制加载, 加载位移 Δ 按式(10)计算, 具体加载制度见表 2。

$$\Delta = \theta S \quad (10)$$

式中, θ 为梁端转角, rad; S 为柱中心到梁端加载点的距离, mm。

表2 循环加载制度
Table 2 Cyclic loading protocol

θ/rad	$\Delta_1/\text{mm}(\text{Beam1})$	$\Delta_2/\text{mm}(\text{Beam2})$	循环加载圈数
0.00375	15	10.5	6
0.005	20	14	6
0.0075	30	21	6
0.01	40	28	4
0.015	60	42	2
0.02	80	56	2
0.03	120	84	2
0.04	160	112	2
0.05	200	140	2
0.06	240	168	2
0.07	280	196	2
0.08	320	224	2

3 节点加固方案

3.1 强柱弱梁加固

结合原型钢框架结构安全性鉴定、抗震鉴定的评级结果, 依据现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》(GB/T 50023—2009)^[28], 该结构综合安全性评为 D_{eu} 级、抗震能力评定为 D_{sc} 级, 已严重影响整体安全^[28]。根据节点抗震验算, 原节点设计不满足强节点弱构件设计要求, 可采用增厚柱壁的方式来改善节点薄弱的问题。基于原节点(YJD)形式, 先对方钢管

柱进行加固, 充分考虑已有楼板和建筑墙体的影响, 采用钢管柱四角焊接角钢(ZJG)的加固方式, 角钢截面尺寸为 $60\text{ mm}\times 60\text{ mm}\times 10\text{ mm}$, 长 2000 mm , 角钢边缘与梁翼缘之间预留 35 mm 的现场焊接空间, 如图7所示。有限元模型中加固角钢通过“绑定”与柱壁实现有效连接, 加载方式保持不变。

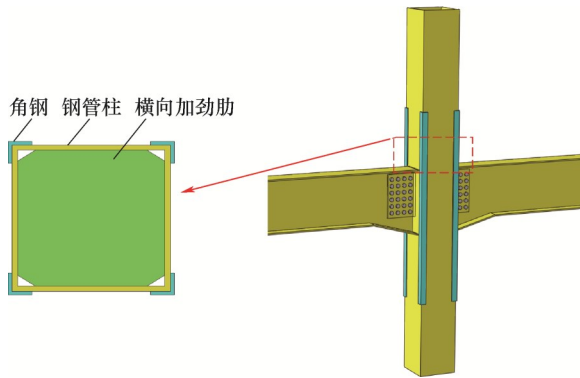


图7 方钢管柱加固形式

Figure 7 Reinforcement form of square steel tube column

3.2 焊缝连接加固方案

根据节点验算结果, 不论是否考虑焊缝强度折减, 梁柱连接的极限承载力都不满足全焊接节点设计要求。因此, 在方钢管柱角钢加固基础上, 进一步对焊缝连接处提出加强措施, 同时还要考虑翼缘焊缝加强后梁腹板可能存在面外失稳, 导致构件的塑性变形能力不足问题。加固部位考虑在柱壁至梁变截面处的区域内, 综合考虑实际施工情况, 尽可能减少钢板用

量, 确定了三种可行的加固方案, 如图8所示, 加固钢板尺寸如图9所示。

加固方案一(JG-1): 梁翼缘焊接钢板, 其中梁上翼缘下表面焊接三角形钢板, 尺寸如图9(a), 梁下翼缘下表面焊接一块方形钢板, 尺寸如图9(c), 在梁变截面处焊接横向加劲肋, 尺寸如图9(d)。

加固方案二(JG-2): 梁上、下翼缘焊缝处加固与JG-1相同, 且在梁腹板变截面处焊接竖向加劲肋以防腹板出现面外失稳, 尺寸如图9(e)。

加固方案三(JG-3): 结合JG-1和JG-2, 保持上翼缘的加固方式不变, 在下翼缘上表面焊接一块三角形钢板, 尺寸如图9(b), 加固板高度正好与梁正常截面下翼缘等高。

4 节点加固结果分析

4.1 破坏模式分析

0.06 rad时, 节点局部加固的应力云图对比如图10所示, 图10(a)为原节点形式, 图10(b)柱角钢加固后。该破坏模式为焊缝强度折减后的结果, 循环荷载下原节点应力主要集中在节点域上部, 柱壁发生严重屈曲, 这是由于原节点未进行强柱弱梁验算、实际不能满足强柱弱梁的屈服模式。与原节点相比, 柱焊接角钢加固后, 柱壁薄弱问题得到明显改善, 随着梁端转角不断增大, 节点核心区的塑形铰部分向梁端转移, 主要集中在梁截

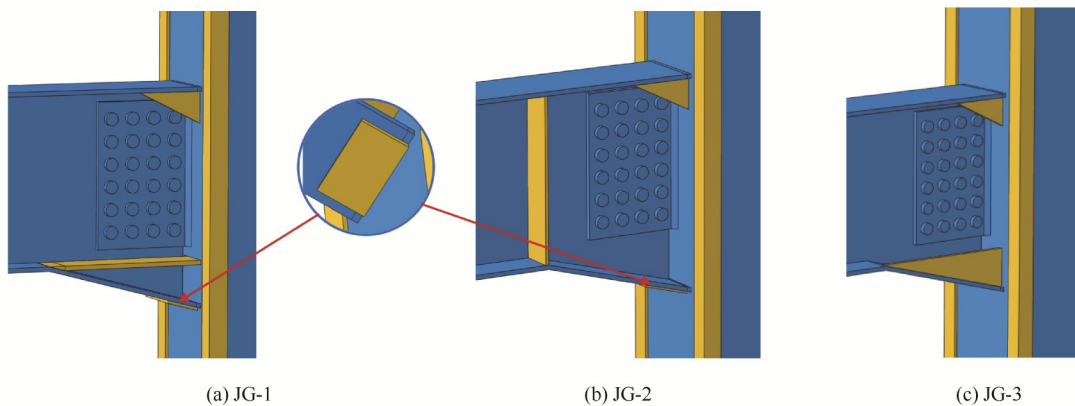


图8 梁柱节点的三种加固方案

Figure 8 Three kinds of reinforcing schemes of beam-column joint

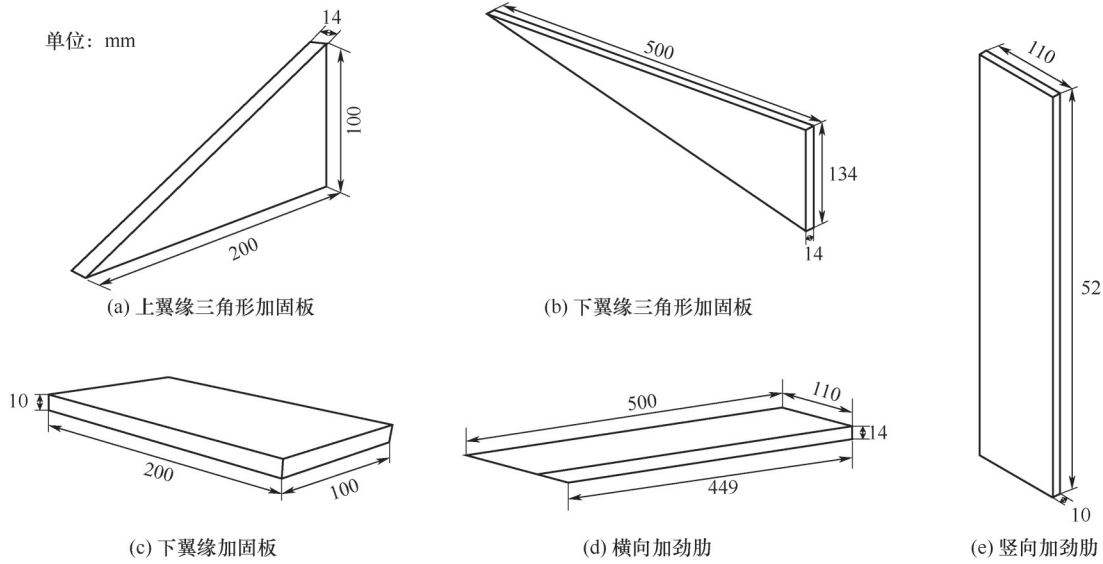


图9 加固钢板尺寸

Figure 9 Size of reinforcement steel plate

面变化区域。0.04 和 0.06 rad 时梁翼缘靠近柱端仅出现轻微变形, 表明焊缝附近的应力水平和开裂风险已有效降低。

在方钢管柱角钢加固基础上对翼缘焊缝连接处提出加固措施, 三种节点加固形式在 0.06、0.07、0.08 rad 下的应力云图对比如图 11 所示, 可以看出三种加固形式的应力分布和发展趋势大致相同, 焊缝连接处加强后节点域塑性变形转移至梁变截面处。梁端荷载不断增大, 梁塑性区域面积扩大, 节点域剪切变形达到最大。节点进入塑性阶段后, 梁和柱都没有整体屈曲破坏, 且梁上下翼缘均无局部屈曲, 构件与加固板协同作用良好, 无较大变形, 焊缝最大应力均小于

260 MPa, 达到了节点加固的目的。

4.2 滞回性能分析

根据有限元模拟结果, YJD 与 ZJG 的滞回曲线对比如图 12, 柱加固后显著提高了节点极限承载力和极限转角, 滞回曲线较为饱满, 正向加载承载力持续上升, 负向加载 0.06 rad 之后承载力下降, 0.08 rad 后无法继续加载。Beam2 在负向加载复位时, 0.03 rad 后滞回曲线出现捏缩, 承载力较原节点相比明显下降, 是由于梁端向上施加位移, 节点域加强后梁截面变化区在受拉状态下耗能较差, 复位后下翼缘开始出现轻微变形, 刚度逐步退化。

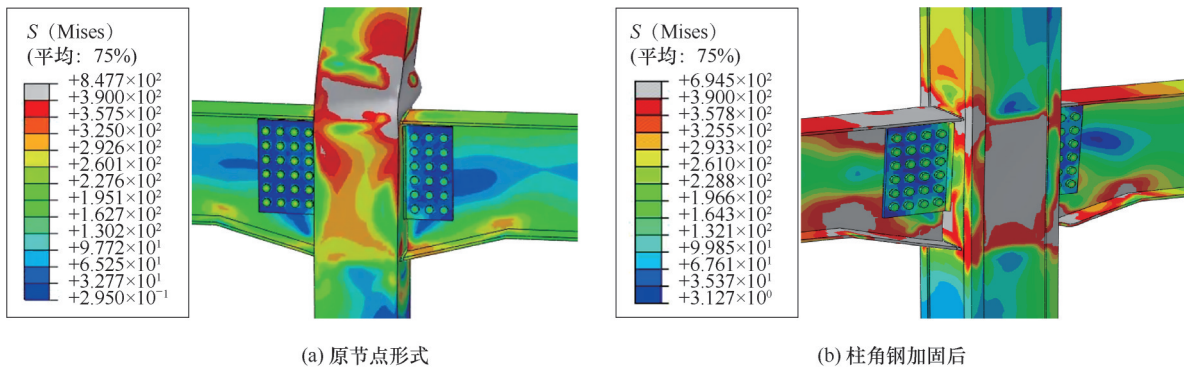


图10 局部加固的应力云图(0.06 rad)

Figure 10 Stress contour diagram of local strengthening(0.06 rad)

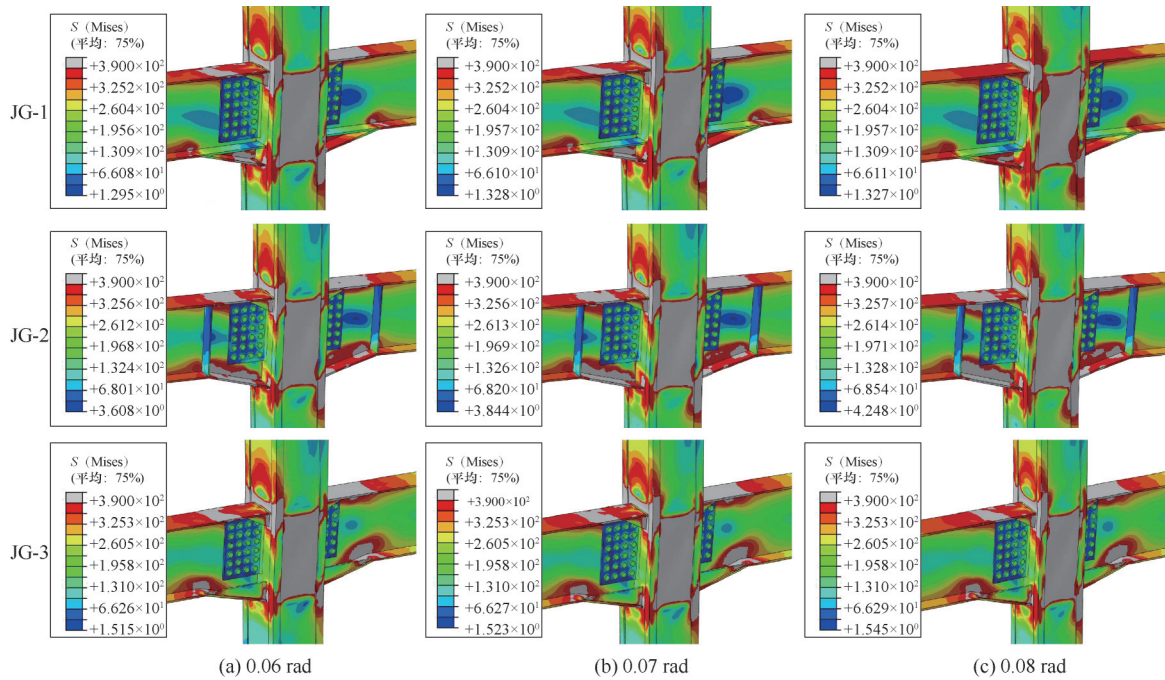


图11 三种节点加固形式应力云图

Figure 11 Stress contour diagram of three reinforcement forms

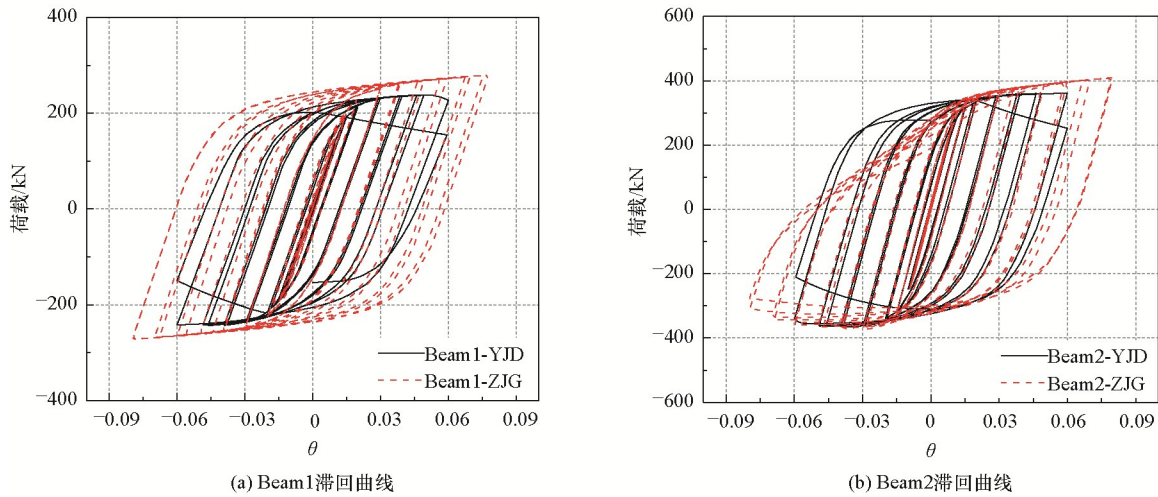


图12 柱加固节点滞回曲线

Figure 12 Hysteretic curves of column reinforced joints

三种加固节点形式的滞回曲线如图 13(a)和(b)所示。可以看出, 三种节点加固形式的滞回曲线均呈“梭形”且饱满, 较 YJD 刚度有所提升, 说明加固后该节点耗能力强, 塑性变形能力强, 抗震性能好, 梁端转角加载至 0.08 rad, 滞回曲线仍无下降趋势。三种加固节点形式的骨架曲线如图 13(c)和(d)所示。

前期各节点的骨架曲线均处于线性阶段, 随着梁端转角增大, 骨架曲线逐渐显现出非线性特征, 节点域抗剪承载力显著提升。

4.3 主要性能指标分析

根据滞回曲线和骨架曲线, 分析得出不同加固形

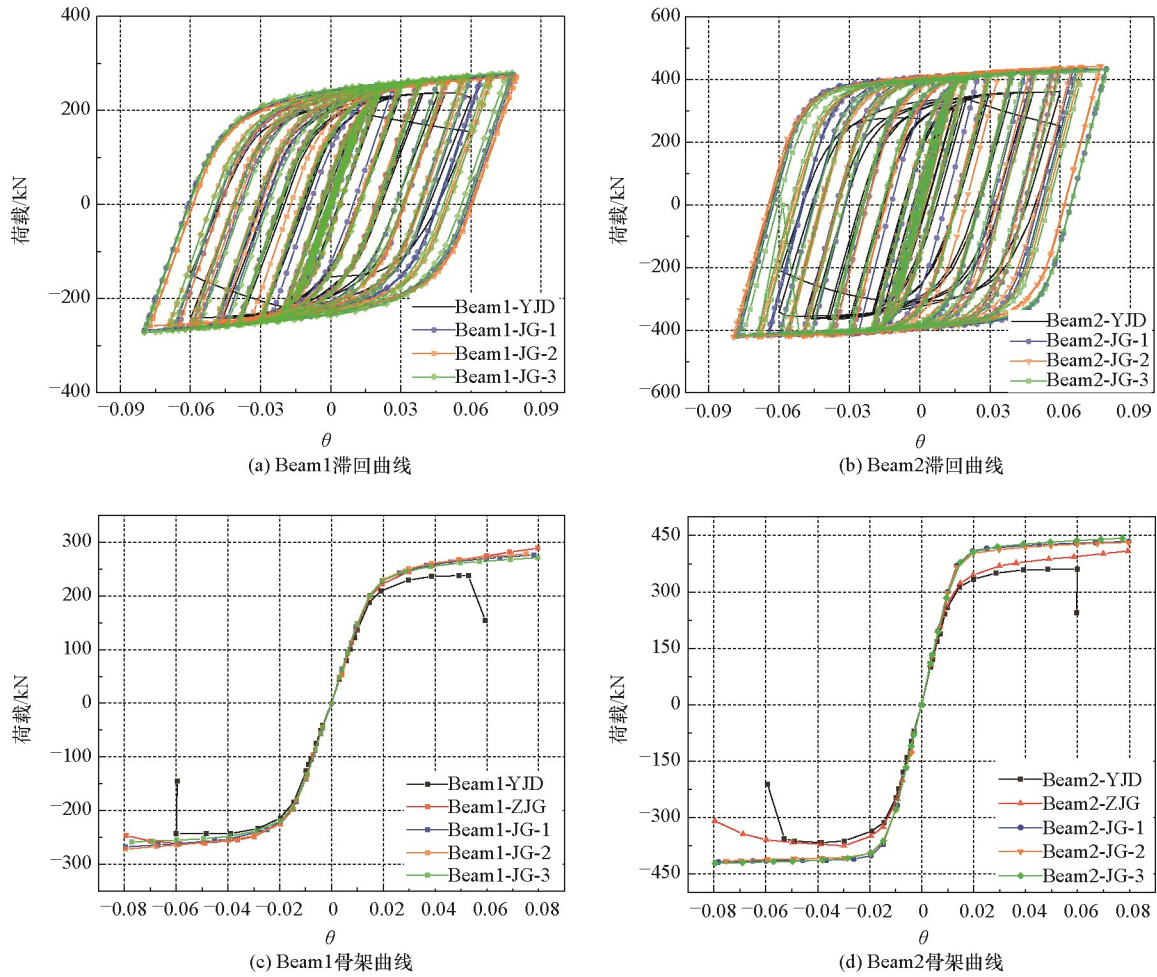


图13 不同加固形式的滞回曲线与骨架曲线对比

Figure 13 Hysteretic and skeleton curve comparison of different reinforcement forms

式下节点(ZJG、JG-1、JG-2、JG-3)与原节点(YJD)的主要性能指标结果见表3、表4。表中“+”和“-”分别代表梁端正向加载和负向加载； M_u 、 θ_u 为极限状态下钢梁承载力和转角； M_y 、 θ_y 为屈服状态下钢梁承载力和转角；延性 μ 为极限转角与屈服转角的比值； p_a 代表节点加固后与原节点相比各指标的提升幅度。

由表3、表4的分析结果可知，与YJD相比，节点加固后极限承载力、屈服承载力均有明显提升，延性大多在2~4范围内，表明加固后节点各项性能较好。ZJG的极限承载力与YJD相比，Beam1和Beam2正向加载分别提高21.47%、13.24%，负向加载分别提高7.66%、2.18%。三种焊缝加固形式与YJD相比，

极限承载力和屈服承载力提升幅度相当，其中JG-3较YJD极限承载力可提高22.62%，屈服承载力提高21.01%。在ZJG基础上采取加固措施后，一定程度上增大了节点域的受力，所以可能出现屈服和极限承载力降低的情况。

从节点受力角度，在同样弯矩作用下，短梁节点所受剪力更大；从节点变形角度，长梁试件比短梁试件刚度小、梁构件变形大。在相同层间位移角下，弹性状态时长梁节点所受弯矩小，塑性状态时长梁节点的应变需求小，因此加固后对短梁试件承载力提升更显著。通过节点加固，目的是提高节点延性而非承载力，同时改善焊缝应力状态、减小开裂风险，符合规范连接系数。

表3 不同加固形式的主要性能指标(Beam1)

Table 3 Main performance indicators of different reinforcement forms (Beam1)

模型编号	加载方向	M_u/kN	$p_a/\%$	M_y/kN	$p_a^0/\%$	θ_y/rad	θ_u/rad	μ	$p_a^0/\%$
YJD	+	238.03	—	210.34	—	2.10	5.94	3.02	—
	-	-243.44	—	-215.83	—	-2.35	-5.99	2.55	—
ZJG	+	289.84	21.47	239.59	13.91	2.74	7.96	2.91	2.54
	-	-261.54	7.66	-230.08	6.60	-2.23	-7.93	3.56	39.80
JG-1	+	276.24	16.14	239.90	14.05	2.49	7.83	3.14	10.92
	-	-267.76	10.17	-232.05	7.52	-2.38	-7.96	3.34	31.19
JG-2	+	279.76	17.22	240.99	14.57	2.51	7.53	3.00	5.82
	-	-272.22	11.89	-233.67	8.26	-2.41	-7.96	3.30	29.36
JG-3	+	271.39	14.08	236.84	12.60	2.40	7.96	3.31	16.94
	-	-258.42	6.37	-224.61	4.07	-2.24	-7.73	3.44	35.04

表4 不同加固形式的主要性能指标(Beam2)

Table 4 Main performance indicators of different reinforcement forms (Beam2)

模型编号	加载方向	$M_{\max}/\text{kN}$	$p_a/\%$	M_y/kN	$p_a^0/\%$	θ_y/rad	θ_u/rad	μ	$p_a^0/\%$
YJD	+	360.83	—	352.18	—	3.14	5.99	1.91	—
	-	-367.11	—	-359.80	—	-2.88	-5.94	2.07	—
ZJG	+	408.62	13.24	378.82	7.57	3.86	7.93	2.06	7.79
	-	-375.1	2.18	-373.66	3.85	-2.93	-7.96	2.72	31.58
JG-1	+	434.04	20.29	421.6	19.73	3.68	7.96	2.16	13.37
	-	-418.26	13.93	-412.38	14.61	-3.20	-7.83	2.45	18.43
JG-2	+	431.81	19.67	416.77	18.34	3.70	7.96	2.15	12.76
	-	-416.09	13.34	-407.26	13.19	-3.22	-7.53	2.34	13.34
JG-3	+	442.46	22.62	426.16	21.01	3.79	7.73	2.04	6.90
	-	-421.06	14.70	-410.85	14.19	-3.27	-7.96	2.44	17.97

4.4 不同加固方案的碳排放及成本计算

根据用钢量和实际施工, 计算不同加固方案的碳排放和成本, 以优选经济且碳友好的方案。基于《建筑碳排放计算标准》(GB/T 51366—2019, 以下简称《标准》)[29], 选用排放因子法对加固过程进行碳排放核算, 以二氧化碳当量表示, 基本方程如式(11), 考虑材料生产、材料运输、施工三个阶段。

$$\text{碳排放量}(\text{CO}_2)=\text{活动数据} \times \text{排放因子} \quad (11)$$

其中, 活动数据是导致温室气体排放的生产或消费活动的活动量; 排放因子依据我国标准规范及国内外相关文献研究确定的, 如表5所示。施工机械、钢材、运输工具的排放因子分别来源于《标准》附录C、附录D、附录E。电网排放因子按照2012年华北

区域电网的碳排放因子 $0.8843 \text{ kg CO}_2\text{e}/(\text{kW}\cdot\text{h})$ 进行计算。

为更好发挥协同作用, 加固钢板强度与原节点保持一致, 为Q355B。材料运输距离取标准中的默认值500 km, 钢材运输工具选用可载重30 t的重型运输汽油货车, 焊丝运输工具选用可载重2 t的轻型柴油货车运输。施工现场焊接采用交流弧焊机BX1-400 (32 kV·A), 额定负载持续率为60%, 根据实际加固焊接工程量, 按照每台班焊接20 m计算得出台班数, 每个台班为8 h制。

节点加固过程总碳排放计算公式如式(12), 各阶段碳排放计算如式(13)~式(16):

$$C=C_{\text{sc}}+C_{\text{ys}}+C_{\text{jz}} \quad (12)$$

表5 建材、运输工具和能源碳排放因子
Table 5 Carbon emission factors of materials, transportation and energy

类型	碳排放因子
钢材 ^[29]	2400 kg CO _{2e} /t
焊丝 ^[30]	2.230 kg CO _{2e} /kg
重型运输汽油货车(载重 30 t) ^[29]	0.087 kg CO _{2e} /(t·km)
轻型柴油货车运输(载重 2 t) ^[29]	0.286 kg CO _{2e} /(t·km)
自动仿形切割机(60 mm) ^[29]	59.35 kW·h/台班
焊条烘干箱[45 cm×35 cm×45 cm] ^[29]	6.70 kW·h/台班
交流弧焊机 BX1-400(32 kV·A) ^[29]	96.53 kW·h/台班
华北区域电网	0.8843 kg CO _{2e} /(kW·h)

式中, C 为加固过程总碳排放量, kg CO_{2e}; C_{sc} 为材料生产阶段碳排放量, kg CO_{2e}; C_{ys} 为材料运输阶段碳排放量, kg CO_{2e}; C_{jz} 为施工阶段碳排放量, kg CO_{2e}。

(1)材料生产阶段

$$C_{sc} = \sum_{i=1}^n M_i F_i \tag{13}$$

式中, M_i 为材料消耗量, t、m²、m³; F_i 为材料的碳排放因子, kg CO_{2e}/t、kg CO_{2e}/m²、kg CO_{2e}/m³。

(2)材料运输阶段

$$C_{ys} = \sum_{i=1}^n M_i D_i F_i \tag{14}$$

式中, M_i 为材料消耗量, t、m²、m³; D_i 为材料运输距离, km; F_i 为运输工具的排放因子, kg CO_{2e}/(t·km)。

(3)施工阶段

$$C_{jz} = \sum_{i=1}^n E_{jz,i} F_{c,i} \tag{15}$$

$$E_{jz,i} = \frac{1}{20W_i} Q_i R_j \tag{16}$$

式中, $E_{jz,i}$ 为能源总用量, kW·h; $F_{c,i}$ 为能源的碳排放因子, kg CO_{2e}/(kW·h); Q_i 为焊接工程量, m; W_i 为额定负载持续率, %; R_j 为施工机械单位台班的能耗, kW·h/台班。

材料消耗量统计时考虑 2% 损耗率, 1 m 焊缝需要 0.8 kg 焊条。加固成本考虑了钢材和焊丝的材料费、施工耗电费以及人工费 3 部分, 单价为钢材 5000 元/t、焊条 6 元/kg、电价 0.50 元/(kW·h), 人工 80 元/m 焊接量, 计算结果如表 6 所示。结合计算结果, 综合考虑加固性能、加固过程碳排放量及加固所需成本, 最终优选出 JG-3 为承载力提升显著、碳排放量相对少、加固成本相对低的加固形式。

5 结论

本文针对 8 度抗震设防地区的一个在役钢框架建筑开展节点加固研究, 对原节点进行验算和有限元模拟, 基于原节点破坏模式提出加固方案, 并对比分析了节点加固后的破坏模式、滞回性能以及极限承载力、屈服承载力、延性等性能指标, 结论如下:

(1)经原节点抗震验算, 不论是否考虑焊缝强度折减, 原节点形式均不满足强节点弱构件和梁柱连接极限承载力设计要求, 对箱形柱四角和梁翼缘焊缝加固后, 节点域局部屈曲明显改善, 梁柱焊缝连接处加强, 塑形铰部分向梁端转移, 主要集中在梁截面变化区域, 并且在循环荷载下加固板与原构件协同作用良好。

(2)与原节点相比, 节点加固后滞回曲线饱满, 初始抗弯刚度增大, 极限承载力和极限转角显著提高, 0.08 rad 时承载力没有明显下降, 节点延性较好, 具有良好的抗震性能。

表6 碳排放量和加固成本
Table 6 Carbon emissions and reinforcement costs

加固方案	用钢量/kg	机械台班量/台班	碳排放量/kg CO _{2e}				加固成本/元
			材料生产	材料运输	施工	碳排放总量	
JG-1	119.072	2.224	422.89	13.97	189.84	626.71	1326.79
JG-2	113.198	2.235	409.50	13.76	190.81	614.07	1331.48
JG-3	105.843	2.077	382.06	12.81	177.27	572.14	1237.45

(3)综合考虑加固性能、加固过程碳排放量及加固所需成本,在梁上、下翼缘分别焊接三角形钢板为

最优加固形式,该加固形式的承载力提升显著、碳排放量相对少、加固成本相对低。

参考文献

- [1] 张鑫, 李安起, 赵考重. 建筑结构鉴定与加固改造技术的进展[J]. 工程力学, 2011, 28(1): 1-11, 25.
Zhang X, Li A Q, Zhao K Z. Advances in assessment and retrofitting of building structures[J]. Engineering Mechanics, 2011, 28(1): 1-11, 25.
- [2] 程绍革. 中国建筑抗震鉴定五十年[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2018.
Cheng S G. Fifty Years of Seismic Appraisal of Buildings in China[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2018.
- [3] 许溶烈, 陈明中, 黄坤耀. 既有建筑综合改造的社会需求与发展前景[J]. 建筑结构, 2008, 38(5): 120-125.
Xu R L, Chen M Z, Huang K Y. Requirement and prospect of comprehensive transformation of existing buildings[J]. Building Structure, 2008, 38(5): 120-125.
- [4] 程绍革. 大型公共建筑加固改造若干问题的思考[J]. 建筑结构, 2021, 51(17): 91-97.
Cheng S G. Reflections on some problems of reinforcement and retrofitting of large public buildings[J]. Building Structure, 2021, 51(17): 91-97.
- [5] 肖从真, 李建辉, 马天怡, 等. 既有建筑结构加固改造与性能提升现状与发展[J]. 工业建筑, 2024, 54(1): 20-30.
Xiao C Z, Li J H, Ma T Y, et al. Current situation and development of retrofitting and performance improvement for existing building structures[J]. Industrial Construction, 2024, 54(1): 20-30.
- [6] 肖坦树. 钢框架梁柱节点域加腋加固研究[D]. 北京: 清华大学, 2016.
Xiao T S. Study on axillary reinforcement of beam-column joint area of steel frame[D]. Beijing: Tsinghua University, 2016.
- [7] 王元清, 宗亮, 石永久, 等. 钢结构加固技术研究进展与标准编制[J]. 建筑结构学报, 2022, 43(10): 29-40.
Wang Y Q, Zong L, Shi Y J, et al. Research advances and design specification codification of retrofitting techniques for steel structures[J]. Journal of Building Structures, 2022, 43(10): 29-40.
- [8] 钟聪明, 朱岩松, 王福安. 京广中心加固改造设计[J]. 建筑结构, 2014, 44(24): 89-94.
Zhong C M, Zhu Y S, Wang F A. Reinforcement and reconstruction design of Jing Guang Center[J]. Building Structure, 2014, 44(24): 89-94.
- [9] 杜颜胜, 陈志华, 赵中伟, 等. 天津国际贸易中心高层框架-支撑钢结构加固效果分析[J]. 建筑结构, 2016, 46(5): 8-12.
Du Y S, Chen Z H, Zhao Z W, et al. Analysis on reinforcement effect of high-rise steel braced frame structure of Tianjin International Trade Center[J]. Building Structure, 2016, 46(5): 8-12.
- [10] Jazany R A, Hashemi B H. The continuity plate effect on panel zone ductility with unequal beams height on both sides of column in SMRF [C]// Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering. Beijing: Earthquake Engineering, 2008.
- [11] Tagawa H, Liu Y D. Stiffening of bolted end-plate connections with steel member assemblies[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2014, 103: 190-199.
- [12] Shi G, Zhao H T, Chen X S, et al. Experimental study of cyclic behavior of retrofitted beam-to-column joints with welded haunches[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2020, 171: 106146.
- [13] 苏明周, 顾强, 解宝安, 等. 大型火电厂全焊钢框架梁柱连接抗震性能及加腋修复试验研究[J]. 建筑结构, 2006, 36(8): 37-41.
Su M Z, Gu Q, Xie B A, et al. Experimental research on hysteretic behaviors of welded moment resisting frame connections with general and haunch stiffened form in power plant[J]. Building Structure, 2006, 36(8): 37-41.
- [14] 曹辉. 负载下钢框架梁柱节点盖板法加固承载性能研究[D]. 沈阳: 沈阳建筑大学, 2016.
Cao H. Study on bearing capacity of steel frame beam-column joints strengthened by cover plate method under load[D]. Shenyang: Shenyang Jianzhu University, 2016.
- [15] 阳旭, 赖涵, 朱洪伟. 钢结构梁柱节点加固[J]. 建筑结构, 2021, 51(S2): 1380-1386.
Yang X, Lai H, Zhu H W. Reinforcement of beam-column joints of steel structures[J]. Building Structure, 2021, 51(S2): 1380-1386.
- [16] 刘红波, 孙沛钊, 陈志华, 等. 高负载下焊接加腋方管钢柱受力性能研究[J]. 建筑结构学报, 2023, 44(8): 149-158.
Liu H B, Sun P Z, Chen Z H, et al. Study on mechanical performance of welded reinforced square steel column under high loads[J]. Journal of Building Structures, 2023, 44(8): 149-158.

- [17] 吴晨煊, 幸坤涛, 李胜林, 等. 带缺陷H型钢栓焊拼接节点承载力评估及受限作用下加固技术研究[J]. 工业建筑, 2022, 52(10): 176-181, 194.
Wu C X, Xing K T, Li S L, et al. Study on bearing capacity evaluation and reinforcement technology under limited operation of defective H-shaped steel bolted welded joints[J]. Industrial Construction, 2022, 52(10): 176-181, 194.
- [18] 石永久, 王磊, 王元清, 等. 加固用钢结构栓焊并用连接承载性能研究[J]. 四川大学学报(工程科学版), 2012, 44(6): 175-180.
Shi Y J, Wang L, Wang Y Q, et al. Study on the combined connections with bolts and welds in reinforcement in steel structure[J]. Journal of Sichuan University (Engineering Science Edition), 2012, 44(6): 175-180.
- [19] 蔡润, 赵修明. 基于有限元分析的某框架结构节点抗震加固方法比较[J]. 天津城建大学学报, 2022, 28(1): 32-36.
Cai R, Zhao X M. Comparison of seismic reinforcement methods for a frame structure based on finite element analysis[J]. Journal of Tianjin Chengjian University, 2022, 28(1): 32-36.
- [20] 住房和城乡建设部关于发布国家标准《建筑抗震设计规范》局部修订的公告[EB/OL]. (2024-04-24). https://www.mohurd.gov.cn/gongkai/zc/wjk/art/2024/art_17339_778179.html.
Announcement of the Ministry of Housing and Urban-Rural Development on the Release of the Partial Revision of the National Standard “Code for Seismic Design of Buildings” [EB/OL]. (2024-04-24). https://www.mohurd.gov.cn/gongkai/zc/wjk/art/2024/art_17339_778179.html.
- [21] 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, 2017.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Standard for design of steel structures: GB 50017—2017[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2017.
- [22] 曹正罡, 杜鹏, 李江东, 等. 低周往复荷载作用下可变梁高装配式钢框架节点力学性能研究[J]. 建筑结构学报, 2015, 36(4): 1-8.
Cao Z G, Du P, Li J D, et al. Research on mechanical performance of bolted height adjustable steel beam-to-column connections under low cycle reversed loading[J]. Journal of Building Structures, 2015, 36(4): 1-8.
- [23] 时建华. 带悬臂梁段嵌入式加强型节点力学性能研究[D]. 青岛: 青岛理工大学, 2022.
Shi J H. Study on mechanical properties of embedded reinforced joints with cantilever beam segments[D]. Qingdao: Qingdao University of Technology, 2022.
- [24] Kurejková M, Wald F. Design of haunches in structural steel joints[J]. Journal of Civil Engineering and Management, 2017, 23(6): 765-772.
- [25] Ma K, Ye X H, Yu H F, et al. Study on seismic behavior and influencing factors of composite connection in moment-resisting steel frame [J]. KSCE Journal of Civil Engineering, 2023, 27(3): 1093-1106.
- [26] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 钢结构高强度螺栓连接技术规程: JGJ 82—2011[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. Technical specification for high strength bolt connections of steel structures: JGJ 82—2011[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2011.
- [27] Specification for Structural Steel Buildings: ANSI/AISC 360—10[S]. USA: America Institute of Steel Construction, 2016.
- [28] 中华人民共和国住房和城乡建设部, 国家质量监督检验检疫总局. 建筑抗震鉴定标准: GB 50023—2009[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China, General Administration of Quality Supervision, Inspection and Quarantine of the People's Republic of China. Standard for seismic appraisal of buildings: GB 50023—2009[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2009.
- [29] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑碳排放计算标准: GB/T 51366—2019[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2019.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Standard for building carbon emission calculation: GB/T 51366—2019[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2019.
- [30] 陈华周, 张相勇, 李任戈, 等. 钢结构建筑装配式产品制作阶段碳排放研究[C]//2022年工业建筑学术交流会论文集. 北京, 2022: 226-233, 225.
Chen H Z, Zhag X Y, Li R G, et al. Research on carbon emissions in the production stage of steel structure building prefabricated products [C]//Proceedings of the 2022 Industrial Architecture Academic Exchange Conference. Beijing, 2022: 226-233, 225.

Study on Reinforcement Method and after-Reinforcement Performance of Beam-Column Joints in an in-Service Multi-Story Steel Frame

Liu Xuechun, Liu Defang, Chen Xuesen*

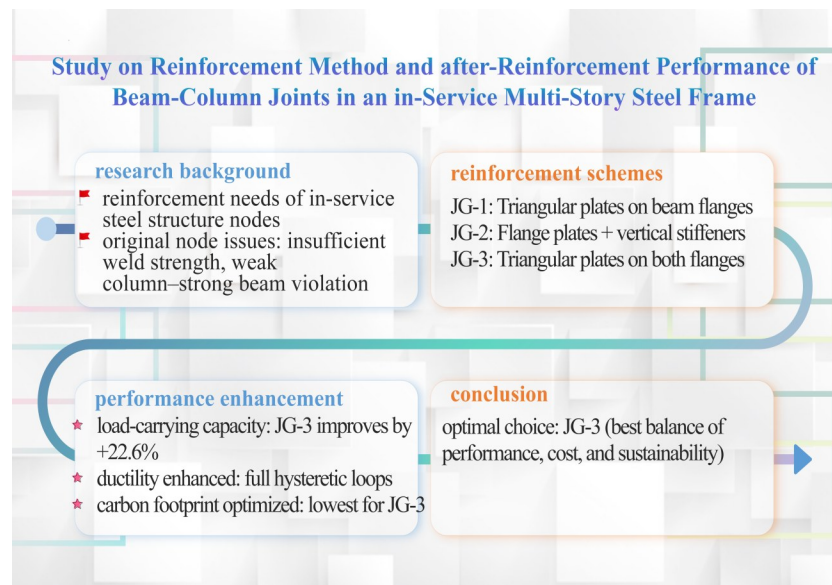
Beijing Engineering Research Centre of High-rise and Large-span Prestressed Steel Structures, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China

Highlights

For a multi-story steel frame in an 8 degree seismic area, three novel joint reinforcement schemes are proposed. FE simulations show a 20.29%–22.62% increase in ultimate bearing capacity, with significant improvements in ductility and hysteresis performance.

Considering performance, cost, and carbon emissions, the scheme of welding triangular steel plates to the beam flanges is optimal, offering a valuable reference for similar reinforcement designs.

Graphical Abstract



Abstract: With the increase of the stock and service time of in-service steel structures, the reinforcement of existing steel structures has become an important demand in structural engineering. In this study, the typical middle column joints in an in-service multi story steel frame structure were evaluated. The steel frame structure is in the area with the seismic fortification of 8 degrees, including 5 stories above ground and a basement. The analyzed joint in the steel frame included the welded flange connections and the bolted web connections, and the beam section is enlarged near the connections by increasing the beam depth. According to the standard for seismic design of buildings (2024 edition, GB/T 50011—2010), the joint can satisfy the requirements for the section modules of variable section beams, as well as the requirement for the panel zone yield strengths. However, the original joint in the steel frame cannot meet the requirements for the strong joint-weak member criterion, or pass the ultimate moment resistance check considering the connection coefficient. Furthermore, with the consideration of the 70 percent strength reduction of the welds due to the welding quality, the risks of the joint unexpected failure would further increase. Therefore, local reinforcement of the joint is required to guarantee the safety of the steel frame structure.

Finite element models were established in the software ABAQUS for the analysis of the joint behaviour before and after reinforcements. Solid elements were used in the models, and the material properties were simulated by the bilinear dynamic hardening constitutive relationships with von Mises yielding criterion. The interaction between the welds and the corresponding steel plates in the joints were simulated by tying, and the contacts in the bolted connections were considered by penalty function in the tangential direction and hard contact in the normal direction. The friction coefficients for the beam web-connecting plate contacts and the bolt nut-steel plate contacts were taken as 0.35 and 0.05, respectively. The beam-end loads were controlled by

the inter-story drift angle according to the American seismic design code for steel structures ANSI/AISC 341.

Based on the safety and seismic assessment results of the prototype steel frame structure, and in accordance with the current seismic assessment standard for buildings (GB/T 50023—2009), the comprehensive safety assessment of the structure is rated as Deu level and the seismic capacity assessment is rated as Dse level, which has seriously affected the overall safety of the structure. As the original design cannot meet the requirement of strong beam-weak column, firstly the columns were reinforced by welding angle steel at the four corners of the box column. Then, three kinds of reinforcement schemes, including welding steel plates on the beam flanges marked as JG-1, welding vertical stiffeners based on JG-1 marked as JG-2, and welding triangular plates on the lower flange of the beam marked as JG-3, are proposed, and the seismic performances of the joints after reinforcement are studied by finite element numerical simulation. Under axial force and the beam end cyclic loads, the stress development, failure mode and hysteresis performance and main performance indicators of the reinforced joints are the focus of the analysis. The stress distribution and development trend of the three reinforcement forms are generally the same. After reinforcing the original joints, the plastic deformations of the joint are transferred to the beam cross-section. The beam and reinforcement plate have a good synergistic effect, achieving the purpose of joint reinforcement. Also, the joints after reinforcements would develop full hysteresis curves under cyclic loads, indicating satisfactory plastic deformability and good seismic performance. Generally, compared to the original joints, the joints after reinforcements can develop increased resistances, with the ultimate moment resistances of the joint JG-1, JG-2 and JG-3 increasing by 20.29%, 19.67% and 22.62%, respectively. Also, all the reinforced joints show better ductility.

Besides the mechanical behaviors, the carbon emissions and costs of different reinforcement schemes based on the amount of steel used and actual construction were also calculated to further evaluate different reinforcing configurations and choose the most economical and carbon friendly scheme. Based on the standard for carbon emission calculation of buildings (GB/T 51366—2019), the emission factor method is used to account for carbon emissions during the reinforcement process, expressed in terms of carbon dioxide equivalent. The carbon emissions in three stages, including the material producing, the material transportation, and the field construction, were considered. Multiple factors affecting carbon emissions were considered in the analysis, including the consumption of building materials, transportation distance of materials, carbon emission factors of transportation vehicles, construction energy consumption, and welding engineering quantity. Among the three reinforcing configurations, the cost for JG-1 is the largest, while JG-2 would develop the most carbon emissions.

Considering steel consumption, reinforcement costs and carbon emissions, welding triangular steel plates on the upper and lower flanges of the beam is the optimal reinforcement form. The performance and results of each scheme can provide reference for the reinforcement design of existing steel frame beam-column joints.

Keywords:: existing buildings; steel frame structure; joint reinforcement; finite element analysis; carbon emission calculation