

预制装配式框架结构梁柱节点力学性能试验研究

宋玉普*, 王 军, 范国玺, 程万鹏

(大连理工大学 海岸和近海工程国家重点实验室, 辽宁 大连 116024)

摘要: 相比钢筋混凝土结构, 钢骨混凝土结构因承载力较高和延性较好等诸多优点而应用广泛. 以往的研究多数集中于整体式钢骨混凝土框架节点, 有关采用钢板对焊拼接形式的预制装配式钢骨混凝土框架节点的研究相对较少. 基于以上考虑, 设计了两个预制装配式钢骨混凝土框架节点组合体和一个钢筋混凝土框架节点组合体, 进行了柱向轴力恒定的拟静力加载试验. 对节点组合体的破坏形态、延性、承载力退化、刚度退化和耗能能力作了详细论述. 结果表明, 轴压比对预制装配式钢骨混凝土框架节点的破坏形态无本质影响; 相对钢筋混凝土框架节点, 预制装配式钢骨混凝土框架节点具有较高的承载力和较好的延性; 预制装配式钢骨混凝土框架节点的塑性变形能力强, 具有较好的耗能能力; 随轴压比的增大, 预制装配式钢骨混凝土框架节点组合体的刚度退化和承载力退化速度提高, 延性系数和耗能能力减小; 梁连接区和节点核心区的应变随轴压比的增大而减小; 框架梁连接区和节点核心区的钢骨和钢筋均未屈服, 钢板对焊拼接的连接方式可行.

关键词: 预制装配式钢骨混凝土; 梁柱节点; 破坏形态; 延性; 耗能

中图分类号: TU375.4

文献标识码: A

doi: 10.7511/dllgxb201404011

0 引言

梁柱节点承受梁、柱端平衡条件所决定的较大水平、竖向剪力作用, 受力情况复杂, 是影响整体框架性能的重要构件. 震后调查表明, 多数情况下, 框架结构的倒塌是由节点破坏引起的^[1]. 因此, 梁柱节点必须具备较高的承载力和良好的延性. 相比钢筋混凝土结构, 钢骨混凝土结构因诸多优点而应用广泛^[2-3].

Parra-Montesinos 等^[4-5]对钢骨混凝土结构的剪切性能和变形性能进行了试验研究, 提出“以变形为基础”设计模型(简称“P-M 模型”), 并给出确定中柱节点和边柱节点的抗剪强度计算公式; 薛建阳等^[6]对不同构造的 SRC 节点进行了抗震性能试验研究, 在此基础上提出了相应的连接构造方法; 徐明等^[7]对钢骨混凝土柱与钢筋混凝土梁构成的组合框架节点进行抗震性能试验研究, 给出了节点核心区的受剪承载力计算方法.

以往的研究多数集中于整体式钢骨混凝土框架节点, 有关钢板对焊拼接预制装配式钢骨混凝土框架节点的研究相对较少. 基于以上考虑, 本文提出一种新型预制装配式钢骨混凝土框架梁柱节点, 详细论述该新型梁柱节点在低周反复荷载作用下的破坏形态、承载力退化、刚度退化和耗能能力等力学性能.

1 试验概况

1.1 试件设计

设计了两个预制装配式钢骨混凝土框架梁柱节点试件和一个钢筋混凝土梁柱节点试件, 编号分别为 SJ1、SJ2 和 SJ3. 柱截面尺寸为 350 mm × 350 mm, 梁截面尺寸为 250 mm × 400 mm; 柱高 3 m, 梁长 2.6 m. 试件 SJ1 和 SJ2 的梁内钢板焊接连接区位于距柱端 0.3 m 处, 柱的钢板焊接连接区位于距梁端 0.3 m 处. 试件 SJ1 和 SJ2 如图 1 所示, 试件 SJ3 如图 2 所示.

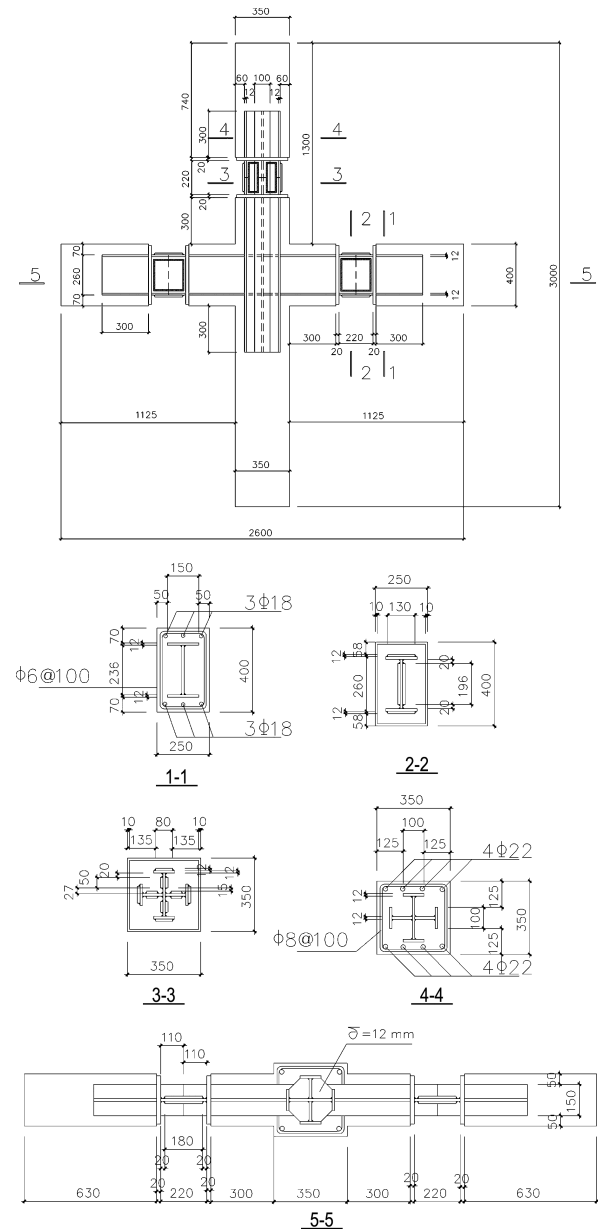


图 1 试件 SJ1、SJ2 绘制详图

Fig. 1 Detailing of specimens SJ1, SJ2

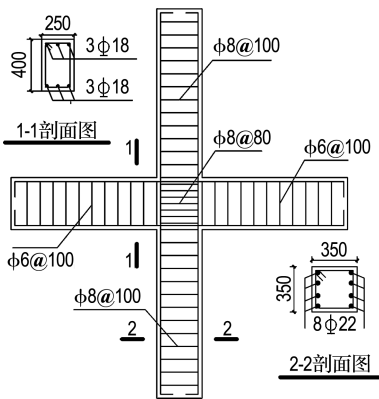


图 2 试件 SJ3 绘制详图

Fig. 2 Detailing of specimen SJ3

1.2 材料强度

混凝土强度等级 C30，回弹试验测得混凝土抗压强度平均值为 33.5 N/mm。试件 SJ1 和 SJ2 的钢筋采用 Q235b 级钢材，梁柱纵筋选用 HRB335 级钢筋，梁柱箍筋选用 HPB235 级钢筋。钢筋、钢筋的材料性能见表 1。

表 1 材料性能

Tab. 1 Properties of materials

类型	级别	屈服强度/MPa	极限强度/MPa	弹性模量/GPa
钢筋(12 mm)	Q235b	275	440	206
钢筋(20 mm)	Q235b	290	440	206
梁柱纵筋(直径 22 mm)	HRB335	433	593	200
梁柱纵筋(直径 18 mm)	HRB335	404	623	200
梁柱箍筋(直径 8 mm)	HPB235	369	526	210
梁柱箍筋(直径 6 mm)	HPB235	335	475	210

1.3 加载制度、加载装置和量测方案

本次试验首先在试件柱端施加恒定轴向力，其轴压比和柱端恒定轴向力参数见表 2。然后在梁两端施加低周反复的竖向反对称荷载，加载点距离柱边缘 1 000 mm。试验前通过有限元分析软件 ABAQUS 模拟分析确定预制装配式钢筋混凝土框架节点试件的屈服位移为 10 mm。试验加载以位移控制并采用逐级加载，加载位移依次为 5 mm 反复一次、10 mm 反复一次，其后逐级增加加载位移 10 mm 并循环加载两次。当试件发生严重破坏或荷载值降低至峰值荷载的 85% 时，停止加载，试验结束。加载制度曲线如图 3 所示。

表 2 试件轴压比

Tab. 2 Axial compression ratio of specimens

试件编号	试件类型	试件轴压比	柱端恒定轴向力/kN
SJ1	钢筋混凝土	0.05	1 726
SJ2	钢筋混凝土	0.15	5 178
SJ3	钢筋混凝土	0.15	4 637

本次试验采用电液伺服控制系统对试件进行加载，该系统可以控制 3 个方向作动器进行动静态加载。柱顶采用 2 000 kN 的作动器通过荷载控制对柱身施加固定轴压力，柱顶通过与加力架连接的钢支撑固定以保证节点组合体平面内外的稳定性，柱底安放球铰。梁端作动器通过位移控制施加往复荷载，作动器与梁端通过连接件连接，可实现往复拉压，作动器分别为 8 000 kN、5 000 kN。试验加载装置简图如图 4 所示。试验的数据采集

设备为德国 IMC 集成测控有限公司生产的 64 通道 CRONOS PL-8 数据采集仪。

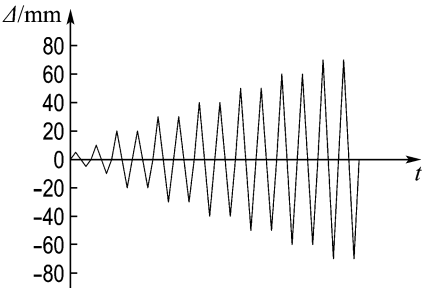


图 3 加载制度曲线

Fig. 3 Loading process curve

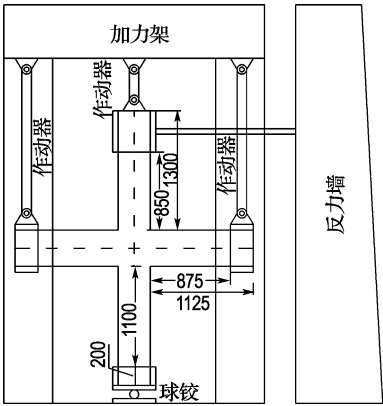


图 4 加载装置简图

Fig. 4 Diagram of the loading equipment

2 破坏形态

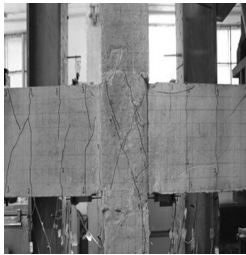
试件破坏形态如图 5 所示。试件 SJ1 和 SJ2 的破坏过程大致相似，以 SJ1 为例描述试件破坏过程。 $\Delta=10\text{ mm}$ 时，两侧梁连接区附近出现竖向裂缝但并未贯通，节点核心区内出现斜裂缝； $\Delta=20\text{ mm}$ 时，靠近节点核心区的梁端出现竖向裂缝，节点核心区斜裂缝延长增宽； $\Delta=30\text{ mm}$ 时，节点核心区裂缝继续扩展逐渐形成交叉斜裂缝。随着试验加载控制位移的逐级增大，节点核心区斜裂缝继续延长增宽并且超过裂缝宽度限值，节点核心区发生剪切破坏。当梁端竖向荷载降低至峰值荷载的 85% 时，认为节点破坏，试验结束。预制装配式钢骨混凝土框架节点试件 SJ1 和 SJ2 在加载过程中，钢骨承担了较大部分荷载，并且试件中配置的箍筋有效减缓了混凝土裂缝的开展，至加载结束试件未发生严重破坏。轴压比对节点组合体的破坏形态无明显影响。

对于试件 SJ3， $\Delta=10\text{ mm}$ 时，距离柱边缘约

10 mm 处的梁端首先出现弯曲裂缝； $\Delta=20\text{ mm}$ 时，节点核心区出现沿对角线方向的斜裂缝；位移循环加载至 30~50 mm 时，节点两侧梁产生斜向的弯剪裂缝。随着加载位移的进一步增大，梁受压区混凝土被压碎剥落，梁端形成塑性铰，节点核心区混凝土由于承受往复剪力作用，产生大量平行于主裂缝的次裂缝，节点核心区由于组合体的变形增大，随后发生混凝土剥落。



(a) SJ1



(b) SJ2



(c) SJ3

图 5 试件破坏形态

Fig. 5 Failure patterns of specimens

3 试验结果分析

3.1 荷载-位移滞回曲线

试验过程中，测得梁端的荷载-位移滞回曲线如图 6 所示。试件 SJ3 的滞回曲线呈 S 形并出现一定程度的“捏缩”效应。产生这种现象的原因在于，梁端施加较大位移时，混凝土开裂造成钢筋和混凝土的应力分布不均匀，引起节点组合体梁筋产生黏结滑移，以及试件反向加载时发生刚度退化^[8]。

试件 SJ1 和 SJ2 的荷载-位移滞回曲线呈梭形且比较丰满，这是由于加载过程中钢骨承担了较大部分荷载，试件处于弹塑性变形阶段。对比不同节点荷载-位移滞回曲线，可以发现预制装配式钢骨混凝土节点的弹塑性变形能力强，具有良好的变形能力。此外，与试件 SJ3 相比，试件 SJ1 和 SJ2 的承载力显著提高。

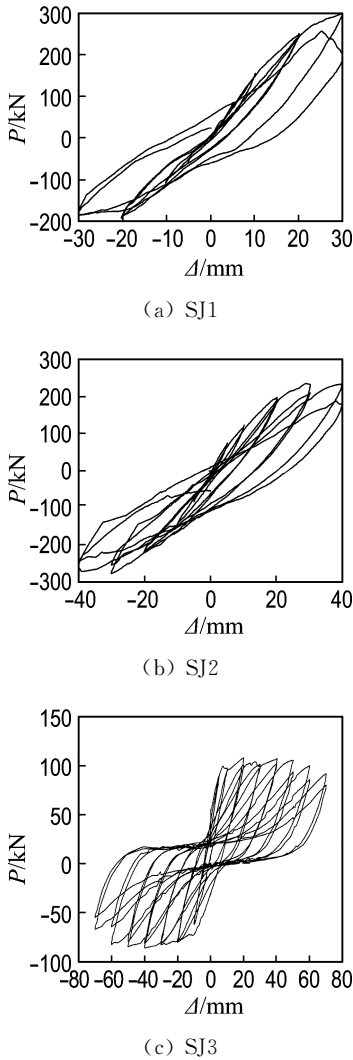


图6 荷载-位移滞回曲线

Fig. 6 Load-deflection hysteresis curve

3.2 承载力退化

节点承载力退化是指当控制低周反复加载位移幅值保持不变时,每进行一次循环荷载后承载力降低的速率. 可以用承载力退化系数 λ_j 来评价在一定的变形条件下,节点承载力随循环荷载次数增加时承载力降低速率的性能^[9].

$$\lambda_j = P_j / P_{\max} \quad (1)$$

式中: λ_j 为第 j 次加载循环的承载力退化系数; P_j 为第 j 次加载循环所对应的峰值荷载; $P_{\max}$ 为试件加载过程中的极限荷载.

图7为试件同级承载力退化系数 λ_j 随加载位移(Δ/Δ_y)变化的承载力退化曲线. 可以看出,随着位移循环次数的增加,部分混凝土退出工作使得承载力下降,但由于内置钢骨的承载力较高,试件SJ1和SJ2的破坏荷载较极限荷载下降很少,说明试件具有较好的延性. 同时,对于轴压比不同

的预制装配式钢筋混凝土节点组合体,同级承载力退化速率随轴压比的增大而加快.

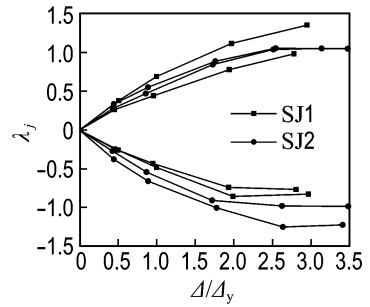


图7 承载力退化曲线

Fig. 7 Curves of carrying capacity degradation

3.3 刚度退化

刚度退化反映了结构损伤的累积,是结构抗震性能的重要组成部分. 随着梁端位移不断增大,以基体材料中裂缝的滋生和发展、钢筋的部分弹塑性发展和钢筋与基体材料之间的黏结滑移等为表现形式的累积损伤,以及梁柱节点组合体开裂后的弹塑性性质,造成了试件刚度的退化. 刚度退化可以用环线刚度^[10]来衡量.

$$K_j = \sum_{i=1}^n P_i^j / \sum_{i=1}^n \Delta_i^j \quad (2)$$

式中:当加载位移 $\Delta/\Delta_y = j$ 时, P_i^j 表示第 i 次循环的峰值荷载, Δ_i^j 表示第 i 次循环的峰值位移, n 为循环次数.

图8为试件环线刚度 K_j 随加载位移(Δ/Δ_y)变化的刚度退化曲线. 由图8可以看出,在同级荷载下,对于SJ1和SJ2钢筋形式和配箍率相同的试件,轴压比大的试件刚度退化速度较快;对于SJ2和SJ3轴压比相同的试件,钢筋混凝土试件比钢筋混凝土试件的刚度退化快;预制装配式钢筋混凝土试件的刚度保持性能较好.

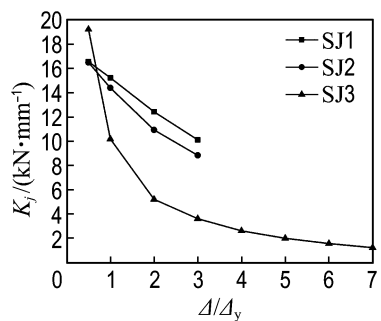


图8 刚度退化曲线

Fig. 8 Curves of stiffness degradation

3.4 延 性

试件的延性越大,则其消耗和吸收地震的能量就越多,试件自身的抗震能力就越强.位移延性系数对于反对称往复循环荷载作用下的节点组合体,取滞回骨架曲线上正、反两个方向位移延性系数的平均值,取值定义为 $\mu_{\Delta}=\Delta_u/\Delta_y^{[11]}$.式中: μ_{Δ} 为位移延性系数的平均值, Δ_u 为极限位移值, Δ_y 为屈服位移值.

表 3 为试件延性.由表 3 可知,预制装配式钢骨混凝土节点试件 SJ1 和 SJ2 的位移延性系数均大于 3.0,满足钢筋混凝土结构位移延性系数大于 2.0 的要求,说明节点试件具有较好的延性.此外,对轴压比不同的预制装配式钢骨混凝土节点试件,位移延性系数随轴压比的增大而减小.轴压比对预制装配式钢骨混凝土梁柱节点的变形能力有较明显影响.

表 3 试件延性

Tab.3 Ductility of specimens

试件 编号	试件 轴压比	试件 类型	屈服 位移 Δ_y/mm	峰值 位移 $\Delta_{\text{max}}/\text{mm}$	极限 位移 Δ_u/mm	延性 系数 μ_{Δ}
SJ1	0.05	钢骨混凝土	10.67	31.81	40.11	3.76
SJ2	0.15	钢骨混凝土	11.90	31.59	39.89	3.35
SJ3	0.15	钢筋混凝土	10.14	30.26	44.43	4.38

3.5 耗能能力

结构构件的耗能能力是评估抗震性能的重要内容.通过累积耗能和等效黏滞阻尼两个指标,研究轴压比对试件耗能能力的影响.本文采用文献[12]和[13]来评价节点试件的耗能能力.等效黏滞阻尼系数 h_{eq} 计算示意图如图 9 所示.

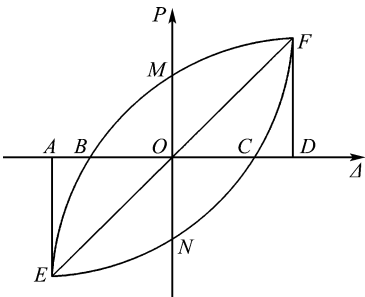


图 9 等效黏滞阻尼系数 h_{eq} 计算示意图
Fig.9 Calculated diagram of equivalent viscous damping coefficient h_{eq}

$$h_{\text{eq}}=\frac{1}{2\pi}\frac{S_{\text{BENCFM}}}{S_{\text{AOE}}+S_{\text{DOF}}}$$

(3)

试件达到极限状态时,按照式(3)计算得到的滞回环等效黏滞阻尼系数 h_{eq} 见表 4.试件累积耗能如图 10 所示.

表 4 试件耗能

Tab.4 Energy dissipation of specimens

试件 编号	试件 轴压比	试件类型	$S_{\text{BENCFM}}/(\text{N}\cdot\text{m})$	$(S_{\text{AOE}}+S_{\text{DOF}})/(\text{N}\cdot\text{m})$	h_{eq}
SJ1	0.05	钢骨混凝土	11 554.66	7 304.33	0.251 9
SJ2	0.15	钢骨混凝土	8 554.06	6 147.86	0.221 6
SJ3	0.15	钢筋混凝土	4 027.41	5 564.85	0.115 2

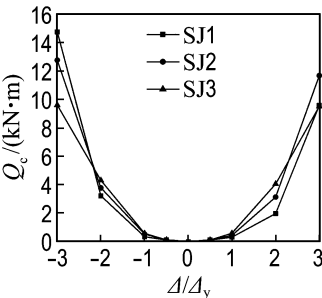


图 10 试件累积耗能

Fig.10 Cumulative energy dissipation of specimens

由表 4 和图 10 可知,预制装配式钢骨混凝土节点试件 SJ1 和 SJ2 的耗能能力约为钢筋混凝土节点的两倍多,而对比钢筋混凝土节点的 h_{eq} 一般为 0.1 左右^[14],钢骨混凝土柱-钢筋混凝土梁节点的 h_{eq} 为 0.22~0.30^[15],并且滞回曲线饱满,预制装配式钢骨混凝土试件耗能能力较好.在同级位移加载阶段,试件 SJ1 的耗能能力大于试件 SJ2,这表明随着轴压比的增大,预制装配式钢骨混凝土试件的耗能能力减小.

3.6 梁连接区和节点核心区应变分析

为研究试件梁连接区和节点核心区的受力情况,布置了如图 11 所示的应变片,其中应变片 1、3(距离梁底面 82 mm)和 2(距离梁底面 102 mm)为梁连接区钢骨应变;应变片 4 和 5(距离梁底面 25 mm)为梁连接区纵向钢筋应变;应变片 6(距离梁底面 50 mm)为节点核心区箍筋应变;应变片 7 和 8(距离梁底面 25 mm)为节点核心区纵向钢筋应变.图 12 为试件梁连接区和节点核心区应变.

由图 12 可知,轴压比增大后,梁连接区内钢骨应变和纵筋应变减小,节点核心区纵筋和箍筋应变也减小.说明随着轴压比的增大,梁连接区和节点核心区的应变减小.梁连接区内的同一水平位置,中间拼接板钢骨应变片 2 较两侧钢骨应变片

1 和 3 显著增大,这是由于在梁连接区内钢骨分布不均匀产生应力集中. 以上钢骨和钢筋应变均未达到屈服应变,说明此种连接方式是安全可行的.

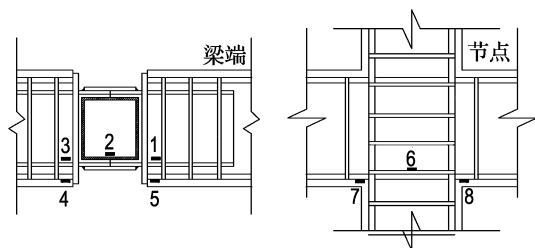


图 11 梁连接区和节点核心区应变片布置

Fig. 11 Arrangement of strain gauges in beam connection area and joint core area

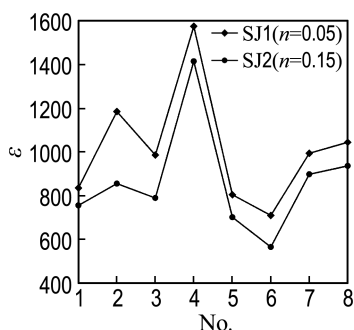


图 12 试件梁连接区和节点核心区应变

Fig. 12 Strains of specimens in beam connection area and joint core area

4 结 论

(1) 通过与钢筋混凝土试件对比可见, 预制装配式钢骨混凝土试件在梁端反复荷载作用下具有较高的承载力和良好的延性, 耗能能力较好.

(2) 对于配箍率和钢骨形式相同的试件, 随着轴压比的增大, 同级承载力退化有加快趋势.

(3) 在同级荷载下, 对于钢骨形式和配箍率相同的试件, 轴压比大的试件刚度退化速度较快.

(4) 在同级荷载下, 对于轴压比相同的试件, 钢筋混凝土试件比钢骨混凝土试件的刚度退化快, 预制装配式钢骨混凝土试件的刚度保持性能较好.

(5) 对轴压比不同的预制装配式钢骨混凝土节点试件, 位移延性系数随轴压比的增大而减小. 轴压比对预制装配式钢骨混凝土梁柱节点的变形能力有较明显影响.

(6) 采用钢板对焊拼接的预制装配式钢骨混凝土框架结构, 随着轴压比的增大, 梁连接区和节

点核心区应变减小, 且应变均未达到屈服应变, 其连接区的连接方式安全可行.

参考文献:

- [1] Hall J. Northridge Earthquake Preliminary Reconnaissance Report [R]. California: Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, 1994: 94-101.
- [2] 赵鸿铁. 钢与混凝土组合结构[M]. 北京: 科学出版社, 2001.
ZHAO Hong-tie. Steel-concrete Composite Structures [M]. Beijing: Science Press, 2001. (in Chinese)
- [3] 叶列平, 方鄂华. 钢骨混凝土构件的受力性能研究综述[J]. 土木工程学报, 2000, 33(5): 1-12.
YE Lie-ping, FANG E-hua. State-of-the-art of study on the behaviors of steel reinforced concrete structure [J]. China Civil Engineering Journal, 2000, 33(5): 1-12. (in Chinese)
- [4] Parra-Montesinos G J, Wight J K. Modeling shear behavior of hybrid RCS beam-column connections [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2001, 127(1): 3-11.
- [5] Parra-Montesinos G J, Liang X, Wight J K. Towards deformation-based capacity design of RCS beam-column connections [J]. Engineering Structures, 2003, 25(5): 681-690.
- [6] 薛建阳, 赵鸿铁, 杨 勇. 型钢混凝土节点抗震性能及构造方法[J]. 世界地震工程, 2002, 18(2): 61-64.
XUE Jian-yang, ZHAO Hong-tie, YANG Yong. Seismic behavior and construction method of steel reinforced concrete joints [J]. World Earthquake Engineering, 2002, 18(2): 61-64. (in Chinese)
- [7] 徐 明, 苏丽莉, 程文灏, 等. 钢骨混凝土柱与钢筋混凝土梁组合框架节点的试验研究[J]. 建筑结构, 2003, 33(7): 36-39, 42.
XU Ming, SU Li-li, CHENG Wen-rang, et al. Experimental study of composite joints with SRC columns and RC beams [J]. Building Structure, 2003, 33(7): 36-39, 42. (in Chinese)
- [8] Mansour M, Lee J, Hsu T. Cyclic stress-strain curves of concrete and steel bars in membrane elements [J]. Journal of Structural Engineering, 2001, 127(12): 1402-1411.
- [9] FAN Guo-xi, SONG Yu-pu, WANG Li-cheng. Experimental study on the seismic behavior of reinforced concrete beam-column joints under various strain rates [J]. Journal of Reinforced Plastics and Composites, 2014, 33(7): 601-618.
- [10] 石永久, 奥晓磊, 王元清, 等. 中高强度钢材钢框架梁柱组合节点抗震性能试验研究[J]. 土木工程学

- 报, 2009, **42**(4):48-54.
- SHI Yong-jiu, AO Xiao-lei, WANG Yuan-qing, *et al.* Experimental study on the seismic performance of beam-to-column composite connections in medium-high strength steel frame structures [J]. **China Civil Engineering Journal**, 2009, **42**(4):48-54. (in Chinese)
- [11] 王清湘, 赵国藩, 林立岩. 高强混凝土柱延性的试验研究[J]. 建筑结构学报, 1995, **16**(4):22-31.
- WANG Qing-xiang, ZHAO Guo-fan, LIN Li-yan. Study on ductility of reinforced high strength concrete columns [J]. **Journal of Building Structures**, 1995, **16**(4):22-31. (in Chinese)
- [12] 中国建筑科学研究院. JGJ 101—96 建筑抗震试验方法规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997.
- China Academy of Building Research. JGJ 101 - 96 Specification of Test Methods for Earthquake Resistant Buildings [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 1997. (in Chinese)
- [13] 李忠献. 工程结构试验理论与技术[M]. 天津: 天津大学出版社, 2004.
- LI Zhong-xian. **Theory and Technique of Engineering Structure Experiments** [M]. Tianjin: Tianjin University Press, 2004. (in Chinese)
- [14] 中国建筑科学研究院. 刚性钢筋混凝土梁柱节点性能及受剪承载力[R] // 混凝土结构研究报告选集. 北京: 中国建筑工业出版社, 1994:502-518.
- China Academy of Building Research. Behavior and shear bearing capacity of rigid concrete beam column joint [R] // **Anthology Research Report of Concrete Structures**. Beijing: China Architecture & Building Press, 1994:502-518. (in Chinese)
- [15] 周起劲, 姜维山, 潘泰华. 钢与混凝土组合结构设计施工手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1991.
- ZHOU Qi-jin, JIANG Wei-shan, PAN Tai-hua. **Design and Construction Manual of Steel-concrete Composite Structures** [M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 1991. (in Chinese)

Experimental study of mechanical properties of prefabricated frame structure beam-column joint

SONG Yu-pu*, WANG Jun, FAN Guo-xi, CHENG Wan-peng

(State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China)

Abstract: Compared with reinforced concrete structure, steel reinforced concrete structure has been widely used due to its higher carrying capacity, better ductility and many other advantages. The majority of previous studies were focused more on the mechanical properties of monolithic steel reinforced concrete frame joint, but less on those of prefabricated steel reinforced concrete frame joint with steel welded connection. Based on the former considerations, two prefabricated steel reinforced concrete frame joint combinations and a reinforced concrete frame joint combination were designed. Quasi-static loading tests were conducted while the column axial loads were constant. The failure pattern, ductility, carrying capacity degradation, stiffness degradation and energy dissipation of joint combinations were discussed in detail. Test results show that the axial compression ratio has no effect on the failure pattern of prefabricated steel reinforced concrete frame joint. The prefabricated steel reinforced concrete frame joint performs higher carrying capacity and better ductility compared with the reinforced concrete frame joint. The energy dissipation capacity of the prefabricated steel reinforced concrete frame joint is better due to its better plastic deformation capability. The carrying capacity and stiffness of the prefabricated steel reinforced concrete frame joint decline sharply under higher axial compression ratio, and the ductility factor and energy dissipation capacity of the joint combination decrease as the axial compression ratio increases. The higher the axial compression ratio is, the smaller the strain of the beam connection area or the joint core area is. The strain values of the beam connection area and the joint core area are less than the yield strain value, indicating that the steel welded connection is feasible.

Key words: prefabricated steel reinforced concrete; beam-column joint; failure pattern; ductility; energy dissipation