

文章编号: 1000-5013(2009)03-0321-05

# 焊接复合箍筋柱蜂窝梁组合节点的拟静力试验

郭经峰, 李升才, 王文杰

( 华侨大学 土木工程学院, 福建 泉州 362021 )

摘要: 选取 4 组 8 个梁柱节点模型, 对焊接复合箍筋柱蜂窝梁组合节点进行拟静力试验研究. 分析组合节点在模拟地震作用下的破坏形态及承载力, 并探讨其抗震性能. 试验观测及分析结果表明, 在 RCS 梁柱节点中, 箍筋除了抗剪作用外, 对约束混凝土、减少节点剪切变形和增加延性均起重要作用; 采用外伸式端板连接的试件, 其在柱端低周反复荷载作用下具有较好的延性和耗能能力. 通过对比 3 种节点连接形式发现, 钢梁对梁柱节点的转动性能约束越强, 则钢筋混凝土柱分配到的水平地震剪力越大, 核心区混凝土发生的剪切破坏也越严重.

关键词: 梁柱节点; 焊接复合箍筋; 开裂过程; 拟静力; 抗震性能

中图分类号: TU 375.103

文献标识码: A

轻型节能钢-混凝土组合结构, 是近年来研制和开发的一种轻型、节能、抗震、经济、适用于多层及高层建筑的全新结构. 钢筋混凝土柱——钢梁(RCS)组合结构作为一种新型的结构形式, 在多层民用建筑尤其是住宅建筑中有着较好的前景<sup>[1]</sup>. 这种结构兼备传统的钢结构框架体系和钢筋混凝土框架体系的优点. 美国、日本及国内的部分研究人员在开发和利用 RCS 梁柱节点上做了大量的试验研究, 指出了组合节点在研究中存在的问题<sup>[2-7]</sup>. 焊接复合箍筋柱蜂窝梁组合节点作为 RCS 梁柱节点的一种形式, 具有良好的强度、刚度、延性, 以及较好的耗能能力<sup>[8]</sup>. 本文针对焊接复合箍筋柱蜂窝梁组合节点进行拟静力试验研究, 探讨这种组合节点的抗震性能.

## 1 试验方案

### 1.1 试件设计

选取 4 组 8 个梁柱节点模型, 根据节点连接方式不同分为 4 类, 包括外伸式端板连接、平齐式端板连接、梁贯通式连接 1 和梁贯通式连接 2, 分别如图 1 所示. 图 1 中, 梁贯通式连接的不同之处在于, 梁贯通式连接 2 在节点内的钢梁多加有短钢筋与柱纵筋相焊接. 钢梁为焊接蜂窝工字梁, 腹板尺寸为 8 mm×240 mm, 翼缘尺寸为 10 mm×160 mm, 连接端板的厚度为 35 mm, 都采用 Q345 级钢, 焊接采用自动焊或半自动焊, 焊条采用 E50 焊条; 蜂窝梁腹板焊接时采用焊透的对接焊缝; 螺栓采用 10.9 级螺栓, 直径为 20 mm. 柱截面为 250 mm×300 mm, 纵筋配 12Φ25, 箍筋配 10@80.

### 1.2 加载装置

为了反映框架梁柱组合件受地震荷载作用时的实际受力特征, 考虑  $P-\Delta$  效应的影响, 试验采用柱端施加水平荷载方式. 加载装置及布置方式如图 2 所示. 图 2 中所示的试件已被加载破坏. 柱顶用一台 1.0 MN 的竖向千斤顶施加竖向荷载, 千斤顶与反力大梁之间设置滑动小车, 可以随柱头的水平位移而滚动. 柱端水平力由 MTS 电液伺服加载系统在柱顶施加水平往复荷载, 整个加载过程采用位移控制.

### 1.3 加载制度

根据《JGJ 101-1996 建筑抗震试验方法规程》, 试验前先施加约 1/6 预定轴向荷载(即 12 kN), 通

收稿日期: 2008-04-12

通信作者: 李升才(1960-), 男, 教授, 博士, 主要从事新型结构体系及其抗震性能的研究. E-mail: lsc50605@hqu.edu.cn.

基金项目: 建设部研究开发项目(06-K3-17).

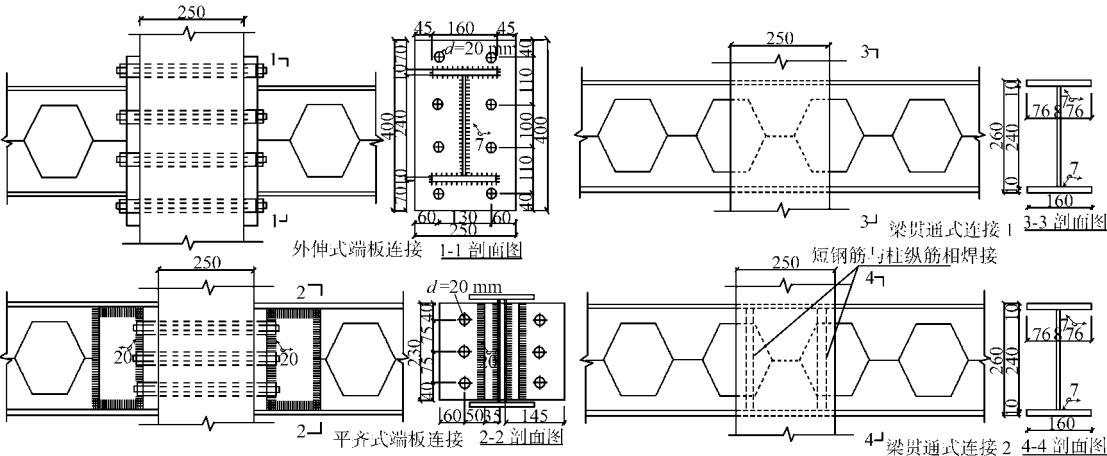


图 1 节点连接形式(单位: mm)

Fig. 1 Shapes of joints(unit: mm)

过对柱身同一截面处纵筋的应变进行观测,判断是否为轴心受力状态,并检查仪器设备是否工作正常.待一切检查妥当,开始施加预定轴向荷载并在整个试验过程中保持恒定.水平往复荷载由 MTS 伺服加载系统自动加载,加载制度如图 3 所示.图 3 中,  $n$  为循环次数,  $\theta$  为转角,表示在施加水平向荷载时柱身与竖直面夹角,如转角即位移角为  $1/100\text{ rad}$ ,柱高  $1.8\text{ m}$ ,则柱顶水平位移为  $18\text{ mm}$ ,即表示为  $1/100\text{ rad}(18\text{ mm})$ .整个试验过程中,以柱顶水平位移的滞回曲线监控,按柱顶水平位移控制加载.试件屈服前各位移幅值循环 1 次,屈服后位移幅值采用屈服位移的等间距递增,且在各幅值下循环此次,直至试件承载力降至最大承载力的  $85\%$  后停止加载.所有荷载、位移和应变信号,均通过 MTS-GT 控制器和 DH3816 数据采集仪自动采集.



图 2 试验加载装置及测点照片

Fig. 2 Loading setup and testing points of the joint

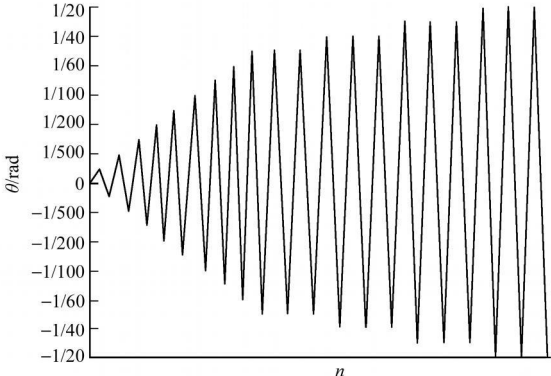


图 3 加载制度示意图

Fig. 3 Sketch of loading system

2 试验加载过程及特点

首先在柱顶施加轴压力  $700\text{ kN}$ ,并在试验过程中保持恒定,然后由 MTS 施加水平往复荷载,加载制度如前所述为位移控制加载.各试件初裂荷载( $F_i$ )和极限荷载( $F_{lim}$ )抗压强度 $f_{cu,k}$ ,如表 1 所示,节点核心区裂缝分布如图 4 所示.其中,极限荷载为试验过程中达到的最大荷载,

表 1 各试件初裂及极限荷载

Tab.1 Initial cracks and ultimate load of specimens

参数	RCSJ1-1	RCSJ1-2	RCSJ2-1	RCSJ2-2	RCSJ3-1	RCSJ3-2	RCSJ4-1	RCSJ4-2
$f_{cu,k}/\text{MPa}$	57.1	57.4	53.0	59.7	59.2	58.8	40.6	40.0
$F_i/\text{kN}$	51.0	62.5	34.0	35.0	73.0	90.0	90.0	88.0
$F_{lim}/\text{kN}$	87.0	87.0	145.0	168.0	108.0	97.7	93.0	91.0

2.1 试件 RCSJ1-1 与 RCSJ1-2

RCSJ1-1 与 RCSJ1-2 节点连接方式采用梁贯通式连接 1,其节点核心区正、反面裂缝分布,如图 4

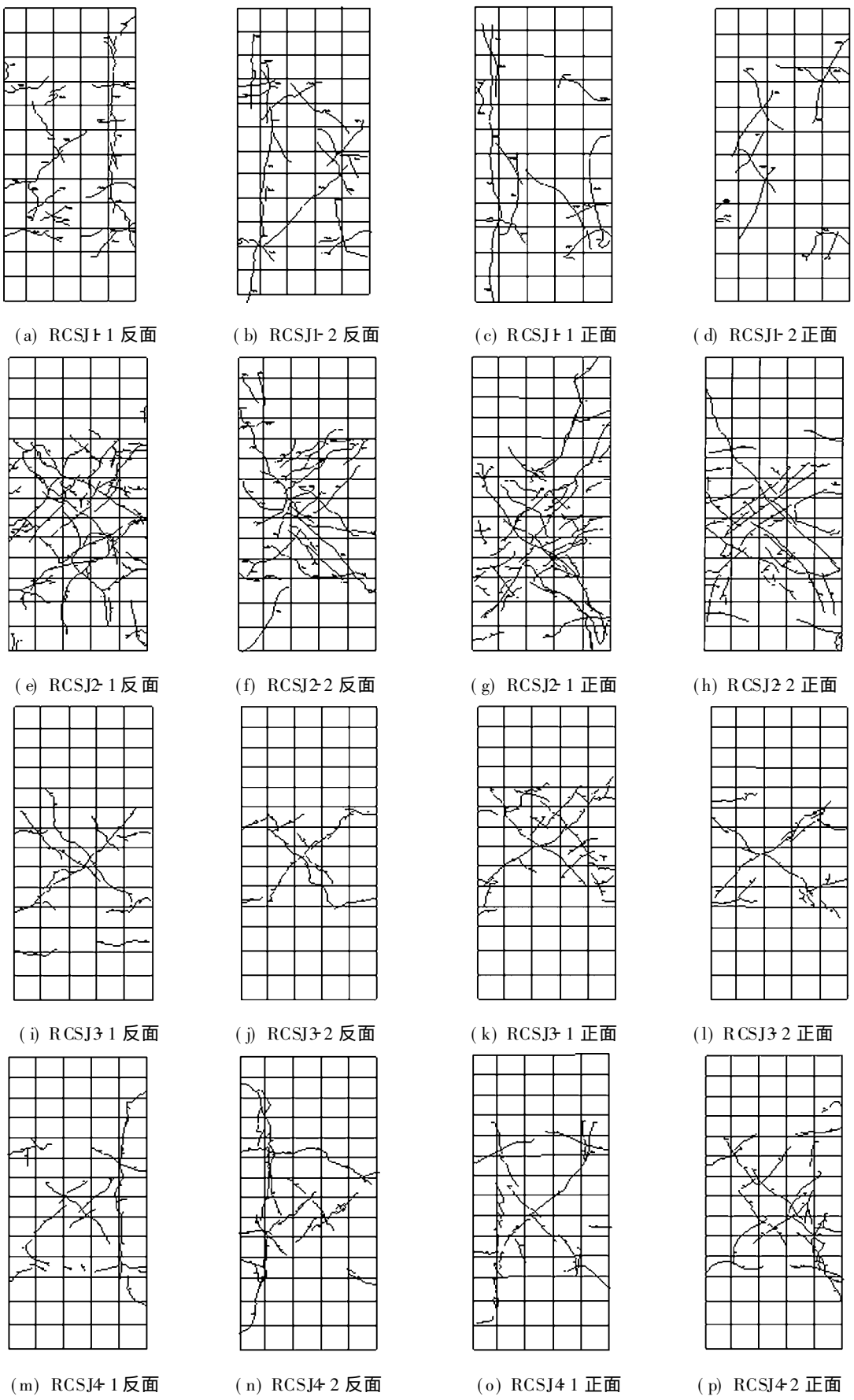


图 4 节点核心区裂缝分布

Fig. 4 Crack distribution in the core of joint

(a) ~ (d) 所示. 当加载到极限荷载的 60% 左右时, 节点核心区混凝土在钢梁受拉翼缘附近出现第 1 条斜裂缝. 随着荷载的来回往复, 出现的斜裂缝向钢梁腹板附近核心区延伸. 当位移角达到  $1/100 \text{ rad}$  (18 mm) 时, 达到极限荷载, 钢梁发生粘结滑移破坏, 梁与柱连接处的混凝土裂缝开始连通, 节点核心区正反面在此阶段裂缝发展缓慢, 仅有少量新裂缝出现. 当位移角在  $1/75 \text{ rad}$  (24 mm) 循环时, 试件承载力开始下降, 约为试件最大荷载的 97%, 节点核心区正反面出现竖向裂缝并不断延伸扩展, 梁柱连接处混凝土保护层被压碎, 贯通裂缝开始鼓出. 在  $1/50 \text{ rad}$  (36 mm) 至  $1/20 \text{ rad}$  (90 mm) 的位移角循环过程中, 试件荷载明显下降, 节点核心区竖向裂缝沿柱角剥落, 主筋外露, 梁柱连接处混凝土保护层沿钢梁四周环向剥落.

2.2 试件 RCSJ2-1 与 RCSJ2-2

RCSJ2-1 与 RCSJ2-2 节点连接方式采用外伸式端板连接, 其节点核心区正、反正裂缝分布, 如图 4 (e) ~ (h) 所示. 当加载到极限荷载的 25% 左右时, 节点核心区出现第 1 条斜裂缝. 随着荷载的来回往复, 出现多条平行于对角线方向的斜向交叉裂缝, 核心区混凝土在钢梁端板附近只出现少量压碎裂缝. 当位移角达到  $1/50 \text{ rad}$  (36 mm) 时, 主要斜裂缝开始贯通; 随后, 裂缝变化情况为主裂缝增宽延伸, 只出现少量新裂缝. 当位移角达到  $1/40 \text{ rad}$  (45 mm) 时, 达到极限荷载, 节点核心区混凝土裂缝宽度剧增, 出现明显斜向剪切裂缝. 其中, 在 RCSJ2-2 节点核心区还出现了部分混凝土压碎鼓出现象. 在  $1/30 \text{ rad}$  (60 mm) 至  $1/20 \text{ rad}$  (90 mm) 的位移角循环过程中, 节点核心区裂缝宽度扩展至 1 mm, 形成贯通交叉主裂缝. 核心区正反面混凝土呈“通裂”状态, 节点处箍筋屈服、混凝土保护层剥落、压碎带明显, 试件荷载明显下降、刚度退化, 钢梁端板附近受压区域混凝土部分被压碎.

2.3 试件 RCSJ3-1 与 RCSJ3-2

RCSJ3-1 与 RCSJ3-2 节点连接方式采用平齐式端板连接, 其节点核心区正、反正裂缝分布, 如图 4 (i) ~ (l) 所示. 当位移角达到  $1/100 \text{ rad}$  (18 mm) 时, 节点核心区出现第 1 条斜裂缝. 随着荷载的来回往复, 出现的斜裂缝呈正交向分布, 即 X 状分布. 当位移角达到  $1/60 \text{ rad}$  (30 mm) 时, 钢梁端板附近核心区混凝土只出现少量裂缝, RCSJ3-2 达到极限荷载. 当 RCSJ3-2 位移角达到  $1/50 \text{ rad}$  (36 mm) 时, 连接钢梁的螺杆被拉断; 当 RCSJ3-1 位移角达到  $1/30 \text{ rad}$  (60 mm) 时, 连接钢梁的螺杆被拉断, RCSJ3-1 达到极限荷载. 观察本组试件表面裂缝, 节点核心区裂缝数量少, 且卸载后裂缝宽度有所减少, 核心区混凝土仅轻微破坏, 没有出现混凝土鼓出剥落现象.

2.4 试件 RCSJ4-1 与 RCSJ4-2

RCSJ4-1 与 RCSJ4-2 节点连接方式采用梁贯通式连接<sup>2</sup>, 其节点核心区正、反正裂缝分布, 如图 4 (m) ~ (p) 所示. 当位移角达到  $1/100 \text{ rad}$  (18 mm) 时, 节点核心区出现第 1 条斜裂缝. 随着荷载的来回往复, 裂缝发展较为缓慢. 当位移角达到  $1/60 \text{ rad}$  (30 mm) 时, 达到极限荷载, 节点核心区箍筋屈服, 核心区中央出现微小的交叉斜裂缝, 钢梁受拉翼缘附近核心区混凝土裂缝沿腹板方向延伸. 在  $1/50 \text{ rad}$  (36 mm) 至  $1/40 \text{ rad}$  (45 mm) 位移角循环过程中, 试件承载力下降不多, 约为最大荷载的 93%, 节点核心区斜裂缝迅速发展, 柱角出现竖向裂缝并不断延伸扩展, 梁柱连接处混凝土形成贯通裂缝. 在  $1/30 \text{ rad}$  (60 mm) 至  $1/20 \text{ rad}$  (90 mm) 位移角循环过程中, 试件承载力迅速下降, 节点核心区正反面混凝土保护层沿柱角竖向剥落, 梁柱连接处混凝土保护层沿钢梁四周鼓裂剥落.

3 结 论

通过对焊接复合箍筋柱蜂窝梁组合节点开裂过程及裂缝发展规律的试验观测及分析, 对其抗震性能可得到以下 4 个初步的结论.

(1) 在 RCS 梁柱节点中, 箍筋除了抗剪作用外, 对约束混凝土、减少节点剪切变形和增加延性均起了重要作用. 例如, RCSJ1-1 与 RCSJ1-2, RCSJ4-1 与 RCSJ4-2 同样采用梁贯通式连接, 但 RCSJ4-1 与 RCSJ4-2 在节点核心区多加有 6 根复合箍筋, 且节点内的钢梁加有短钢筋与柱纵筋相焊接; 而 RCSJ1-1 与 RCSJ1-2 节点核心区则没有在节点加有箍筋和短钢筋, 使得 RCSJ1-1 与 RCSJ1-2 过早出现斜裂缝. 因此, 试件 RCSJ4-1 与 RCSJ4-2 比试件 RCSJ1-1 与 RCSJ1-2 更加合理.

(2) RCSJ2-1 与 RCSJ2-2 采用外伸式端板连接, 通过该试件的试验加载过程可以看出, 其在柱端低

周反复荷载作用下具有较好的延性和耗能能力. 这主要是通过钢梁端板的约束来实现的,因而在钢梁端板附近混凝土柱的受压区域同时发生压碎破坏,此类节点的连接方式可用于多层钢-混凝土组合结构框架中.

(3) RCSJ3-1 与 RCSJ3-2 采用平齐式端板连接,通过试验后发现,节点核心区混凝土破坏不严重,基本还处于弹性阶段.但由于连接钢梁螺杆采用对接焊缝的形式,导致螺杆最后被拉断.经过比较发现,RCSJ3-1 与 RCSJ3-2 通过改进钢梁连接螺杆后,符合“强柱弱梁、强节点弱构件”的设计要求,具有很强的实用性.

(4) 对比 3 种节点连接形式,钢梁对梁柱节点的转动性能约束越强,则钢筋混凝土柱分配到的水平地震剪力越大,核心区混凝土发生的剪切破坏也越严重.例如,试件 RCSJ2-1 与 RCSJ2-2 的钢梁端板对节点转动能力的约束最强,试验结果属于节点核心区剪切破坏.

#### 参考文献:

- [1] 房贞政,陈伟恩,郑则群. 劲性柱-钢梁节点拟静力试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2003, 23(2): 45-50.
- [2] 高立人. 钢梁-混凝土柱组合框架结构国外的发展[J]. 建筑结构, 2002, 32(5): 34-37.
- [3] NISHAYAMA I, KURAMOTO H, NOGUCHI H. Guidelines: Seismic design of composite reinforced concrete and steel buildings[J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2004, 130(2): 213-225.
- [4] 庄云. SRC 柱-RC 梁组合件抗震性能试验研究[D]. 泉州: 华侨大学, 2007.
- [5] 赵作周, 钱稼茹, 杨学武, 等. 钢梁-钢筋混凝土柱连接节点试验研究[J]. 建筑结构, 2006, 36(8): 69-73.
- [6] 宗周红, 林于东, 陈慧文, 等. 方钢管混凝土柱与钢梁连接节点的拟静力试验研究[J]. 建筑结构学报, 2005, 26(1): 77-84.
- [7] 杨勇, 张志伟, 郭子雄. 型钢混凝土柱位移延性系数的 BP 网络预测[J]. 华侨大学学报: 自然科学版, 2007, 28(4): 418-421.
- [8] 聂建国, 秦凯. 方钢管混凝土柱节点抗剪受力性能的研究[J]. 建筑结构学报, 2007, 28(4): 8-17.

## Quasi-Static Experiments of Steel-Concrete Composite Joints of Castellated Beams with Welded Compound Stirrup

GUO Jing-feng, LI Sheng-cai, WANG Wen-jie

(College of Civil Engineering, Huaqiao University, Quanzhou 362021, China)

**Abstract:** The eight beam-to-column steel-concrete composite (RCS) joints model of castellated beams with welded compound stirrup are divided into four groups, the quasi-static experiments of eight joints are conducted. The failure modes and bearing capacity of the composite joints subjected to the simulation of earthquake are analyzed, and its seismic performance is discussed. Both the experiment and analysis show that in the RCS beam-to-column joints, stirrups play an important role in confining concrete, reducing the shear deformation, increasing the ductility and increasing the shearing capacity as well. The use of end plate connections in the test piece, the end of column subjected to the low cyclic loads owns benign ductility and energy dissipation capacity. Comparing the three kinds of joints, it is found that the more rotational restraint of steel beam to joint, the more horizontal seismic force applying to the reinforced concrete column, and the more serious shear failure in the core of joint.

**Keywords:** beam-to-column joint; welded compound stirrup; cracking process; quasi-static simulation; seismic performance

(责任编辑: 黄仲一 英文审校: 方德平)