

文章编号: 1671-6833(2008)02-0035-06

蜂窝钢梁—混凝土柱组合节点抗震性能试验研究

王会丽, 李升才

(华侨大学 土木工程学院, 福建 泉州 362021)

摘 要: 为了研究蜂窝钢梁—焊接环式箍筋混凝土柱节点的抗震性能, 对 4 种不同连接形式的蜂窝钢梁—焊接环式箍筋混凝土柱的梁柱节点试件进行低周反复加载的拟静力试验, 分析了其节点在模拟地震作用下的破坏形态、承载力、延性、滞回特性等, 初步探讨了蜂窝钢梁—焊接环式箍筋混凝土柱的抗震性能。试验结果表明: 合理的蜂窝钢梁—焊接环式箍筋混凝土柱节点能满足抗震工程实践要求, 并通过不同连接形式节点的受力性能分析对比, 最终得出符合抗震设计要求的组合节点连接形式。

关键词: 蜂窝钢梁; 焊接环式箍筋混凝土柱; 组合节点; 抗震性能

中图分类号: TU 317⁺.1; TU 399; TU 352

文献标识码: A

0 引言

钢—混凝土组合结构体系的应用日益广泛, 它兼有钢结构和混凝土结构的优点。其中, 作为梁、柱传力枢纽组合节点的抗震问题已成了当今工程界研究的重点^[1-7]。目前钢—混凝土组合结构的应用研究多集中在钢骨混凝土柱—钢梁节点^[8-10]、钢管混凝土及型钢混凝土节点^[11-13], 而对蜂窝钢梁—焊接环式箍筋混凝土柱节点的抗震性能研究还不多见。为研究蜂窝钢梁—焊接环式箍筋混凝土柱节点的抗震性能, 笔者对 4 组(8 个)不同节点形式的试件进行了低周反复荷载拟静力试验, 从强度、变形能力及耗能能力 3 方面研究该结构节点不同形式试件的抗震性能。

1 试验概况

1.1 试件设计

笔者采用的梁柱组合节点试件取自常规多层多跨框架结构侧向荷载作用下相邻梁柱反弯点之间的典型单元, 其中, 模型与原型的几何比例为 1:2, 梁反弯点之间距离为 2.4 m, 柱反弯点之间距离为 1.8 m。根据钢梁连接形式不同分为 4 组, 每组 2 个。其中 RCSJ1-1、RCSJ1-2、RCSJ4-1、RCSJ4-2 为蜂窝梁贯通型节点, 如图 1(a)、(d) 所示; RCSJ2-1 和 RCSJ2-2 为外伸式端板连接型节点, 如图 1(b) 所示; RCSJ3-1 和 RCSJ3-2

为平齐式端板连接型节点, 如图 1(c) 所示。钢梁为焊接蜂窝工字形梁, 腹板尺寸 8 mm × 240 mm, 翼缘尺寸 10 mm × 160 mm, 采用 Q345 级钢。柱截面为 250 mm × 300 mm, 采用高效减水剂配制高强混凝土, 混凝土的材性如表 1 所示。柱纵筋采用 HRB400 级钢筋, 箍筋选用 HRB335 级钢筋, 采用焊接环式箍筋, 直径为 10 mm, 箍筋间距为 80 mm。

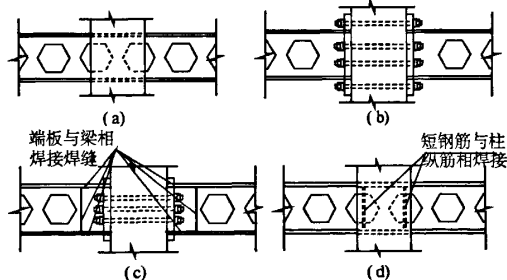


图 1 梁柱节点示意图

Fig.1 Beam-column joints

1.2 试验加载装置

采用电液伺服加载结构试验机进行低周反复荷载拟静力加载, 试验加载装置如图 2 所示。

为了使梁柱组合节点试验真实体现框架结构受地震荷载作用时变形性状以及考虑 P-Δ 效应的影响, 本试验的水平荷载采用柱端加载方式。竖向荷载由电动液压千斤顶作用于柱顶, 并通过稳

收稿日期: 2008-03-25; 修订日期: 2008-04-23

基金项目: 建设部研究开发项目资助(06-k3-17), 厦门市科技计划资助项目资助(3502Z20073035)。

作者简介: 王会丽(1985-), 女, 河南开封人, 华侨大学硕士研究生, 主要从事结构抗震方面的研究, E-mail: huili-wang1228@163.com.

压控制,以保证柱轴力在试验中恒定.千斤顶顶部特制低摩擦滑板可保证水平加载时与反力架接触处具有最小摩阻力.竖向千斤顶前端球铰和柱底固定球铰允许柱顶与柱脚沿加载方向转动.两侧梁端分别设有带上下轴承的拉杆并与台座连接,形成可平行移动机构,以模拟组合边界条件.

表 1 混凝土实测力学性能
Tab.1 Properties of concrete MPa

试件编号	$f_{cu,k}$	试件编号	$f_{cu,k}$
RCSJ1-1	53.0	RCSJ3-1	57.4
RCSJ1-2	57.1	RCSJ3-2	58.8
RCSJ2-1	59.2	RCSJ4-1	40.6
RCSJ2-2	59.7	RCSJ4-2	40.0

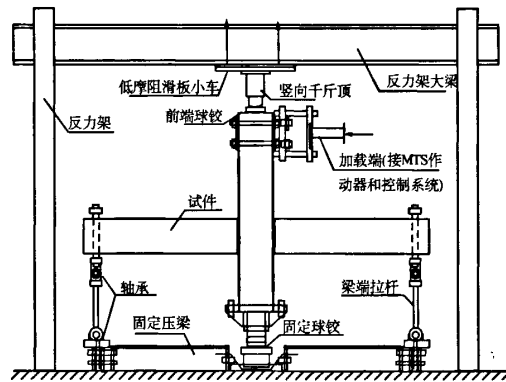


图 2 加载装置
Fig.2 Tester

1.3 加载制度

试验前在柱顶施加 1/6 预定轴向荷载,通过对柱身同一截面处纵筋应变的观测,判断是否处于轴心受力状态,并检查仪器设备是否正常工作.检查妥当后开始对柱顶施加预定轴向荷载并在整个试验过程中保持恒定.柱端水平荷载由 MTS 电液伺服作动器施加,按柱顶水平位移控制加载.屈服前各位移幅值循环一次;屈服后位移幅值采用屈服位移的等间距递增,且各幅值下循环 3 次,直至试件承载力降至最大承载力的 85% 后,认为节点破坏,停止加载.

1.4 测试内容

该实验主要测量内容包括:①采用 MTS 高精度拉索电子位移计测量组合件的侧移;②采用导杆引伸仪测量塑性铰区域的弯曲各变形分量和节点核心区的剪切变形;③采用电阻应变片和应变

花分别测量纵筋、箍筋、钢梁顶部、钢梁腹板和钢梁核心区腹板的应变.

2 试验结果分析

分别从试件的承载力、位移延性和耗能指标 3 方面对蜂窝钢梁—焊接环式箍筋混凝土柱节点的抗震性能进行分析.

2.1 承载力的分析

试件在主要循环下的试验数据如表 2 所示.

2.2 试件破坏过程及分析

(1)贯通型节点试件 RCSJ1-1 与 RCSJ1-2 分别在位移角达到 1/250 和 1/200 时,柱子与钢梁受压翼缘交接处出现水平初裂缝.位移角达到 1/150 时,在加载过程中,柱端位移和柱端剪力呈线性关系,而在卸载过程中,柱端剪力和柱端位移呈曲线关系,认为试件屈服,此时屈服点 ($\Delta_u/\Delta_u, P_u/P_u$) 平均值为 (0.49, 0.908),可见屈服荷载约是极限荷载的 90%.当位移角为 1/75 时,承载力达到峰值 P_u ,之后节点区开始出现斜裂缝,承载力开始显著下降,但表现出较大的延性.直到 1/50 循环时钢梁上翼缘处的混凝土发生局部受压破坏,节点区混凝土对钢梁的约束迅速降低,此时荷载已分别降到极限荷载的 81% 和 86%,钢梁与混凝土柱之间发生粘结破坏,形成了可以自由转动的铰.

(2)外伸式端板连接型节点试件 RCSJ2-1 与 RCSJ2-2 的梁柱采用 8 根高强螺栓杆相连,在位移角达到 1/500 时出现水平裂缝,初裂点 ($\Delta_u/\Delta_u, P_u/P_u$) 平均值为 (0.06, 0.219),属于早裂.位移角达到 1/100 时试件屈服,之后节点区开始出现交叉斜裂缝,在位移角为 1/75 ~ 1/50,斜裂缝不断增多,并出现 3 条主 X 型交叉斜向剪切裂缝.当位移角为 1/30 时,几乎无新裂缝出现,主裂缝宽度增大,试件承载力达到峰值,之后承载力开始下降,节点核心区的混凝土逐渐被压碎,但表现出较大的延性.在位移角为 1/20 的循环中,节点核心区成通裂状态,部分混凝土压碎鼓出,箍筋屈服,试件最终为节点核心区域剪压破坏.

(3)平齐式端板连接型节点试件 RCSJ3-1 与 RCSJ3-2 的梁柱采用 6 根高强螺栓杆相连,在位移角达到 1/100 时出现裂缝,初裂点 ($\Delta_u/\Delta_u, P_u/P_u$) 平均值为 (0.5, 0.812),此时的柱端剪力和柱端位移基本上为线性关系.随着位移角的增大,核心区开始出现交叉的斜裂缝,形成 X 型主裂缝.当位移角达到 1/75 时,几乎无新裂缝出现,

仅在节点区的角上增加了一些短小裂缝,主裂缝宽度增大,RCSJ3-2 达到极限荷载.当位移角达到1/50时,RCSJ3-2 螺杆被拉断而破坏;当位移

角达到1/30时,RCSJ3-1 达到极限荷载,同时螺杆被拉断,试件破坏.

表 2 试验结果(以柱端水平荷载计)
Tab.2 Results of test (based horizontal load at top of column)

试件 编号	连接 形式	节点核心区 体积配 箍率/%	初裂 位移角	P_{cr} /kN	屈服 位移角	P_y /kN	极限 位移角	P_u /kN	破坏 位移角	P_f /kN	破坏 形态
RCSJ1-1	钢梁	0	1/250	51	1/150	81.53	1/75	88.58	1/50	71.45	砼局部受压破坏(粘结破坏)
RCSJ1-2	贯通型		1/200	62.5	1/150	78.74	1/75	87.86	1/50	76.40	
RCSJ2-1	外伸式端	3.86	1/500	34	1/100	107.95	1/30	145.06	1/20	120.61	节点区域剪压破坏
RCSJ2-2	板连接型		1/500	35	1/100	123.89	1/30	172.65	1/20	158.56	
RCSJ3-1	平齐式端	3.86	1/100	79	1/100	80.01	1/30	110.57	1/30	108	螺杆被拉断破坏
RCSJ3-2	板连接型		1/100	90	1/200	70.50	1/75	98.97	1/50	92.14	
RCSJ4-1	钢梁贯	3.26	1/100	90	1/150	80.34	1/75	93.67	1/30	73.86	钢梁弯曲破坏(梁端塑性铰破坏)
RCSJ4-2	通型		1/100	88	1/150	73.17	1/60	93.78	1/30	75.2	

注:位移角相应的位移幅值分别为:1/500→3.6 mm;1/250→7.2 mm;1/200→9 mm;1/150→12 mm;1/100→18 mm;1/75→24 mm;1/60→30 mm;1/50→36 mm;1/40→45 mm;1/30→60 mm;1/20→90 mm.

(4)贯通型节点试件 RCSJ4-1 和 RCSJ4-2 中的钢梁在节点区与柱子的纵筋利用短钢筋焊接在一起,且核心区加设 6 支箍筋,在位移角达到 1/100 时出现首条水平裂缝,初裂点($\Delta_{cr}/\Delta_u, P_{cr}/P_u$)平均值为(0.675,0.871).当位移角为 1/75~1/60 时,RCSJ4-1 核心区出现了少量交叉 X 型裂缝,而 RCSJ4-2 节点斜裂缝增多,但没能形成 X 型主裂缝,此时承载力达到峰值 P_u .位移角为 1/50、1/40 和 1/30 循环时,在节点核心区基本上没有出现新裂缝,却在边缘棱角上出现了连续的竖向裂缝,梁发生屈服.直到 1/30 的循环时,核心处柱子的棱角发生破坏并脱落,混凝土并未被压坏,此时荷载已降到极限荷载的 80% 左右,梁端出现塑性铰而破坏,破坏形态为钢梁弯曲破坏.

2.3 位移延性及耗能分析

2.3.1 延性和耗能

结构的延性和耗能是抗震性能分析中 2 个重要指标,是结构吸收和耗散地震能量的直接表示.其中,结构在低周反复荷载作用下的荷载—位移滞回曲线能够较全面地反映结构的承载力、刚度、延性、刚度的退化规律及耗能性能^[14].将试件在低周反复加载下每个循环的滞回曲线的峰值点相

连,所得的曲线即为试件的骨架曲线.

延性是反映结构、构件或材料非弹性变形的指标,延性指标有位移延性、转角延性、曲率延性等,本试验采用 2 种位移延性的指标,即延性系数 $\mu_1 = \Delta_u/\Delta_y, \mu_2 = \Delta_f/\Delta_y$ (1) 式中: Δ_u 为骨架曲线中极限荷载值所对应的位移; Δ_y 为结构屈服时的位移; Δ_f 为结构破坏时的位移.

耗能指标是表示结构吸收地震能量后并转化为其它的热能、机械能等非弹性变形能量的部分.每次循环中滞回环线所围的面积代表每次循环耗能大小,本试验节点模型的耗能能力采用等效黏性阻尼系数 h_e 表示^[9],即

$$h_e = A/(2\pi P_u \Delta_u)$$
 (2)

式中: A 为滞回环面积; P_u 为滞回环顶点的荷载; Δ_u 为滞回环顶点的位移值.

取极限荷载所对应的柱端位移振幅下的滞回环进行计算,计算结果如表 3 所示.

2.3.2 试验结果及分析

RCSJ1-1~RCSJ4-2 的滞回曲线依次如图 3 中的(a)~(h)所示,各试件的骨架曲线如图 4 所示.

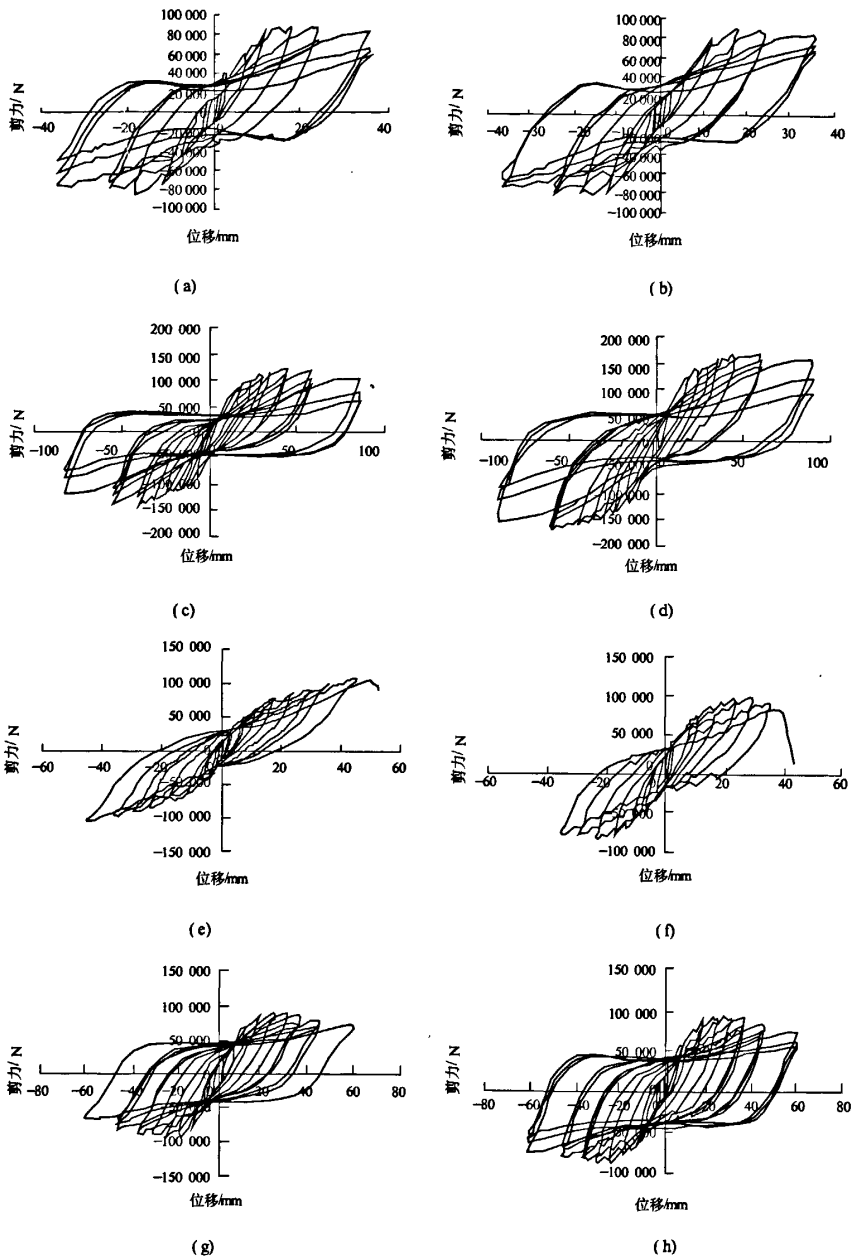


图3 试件的荷载-位移滞回曲线

Fig. 3 Load-displacement hysteretic curves of specimens

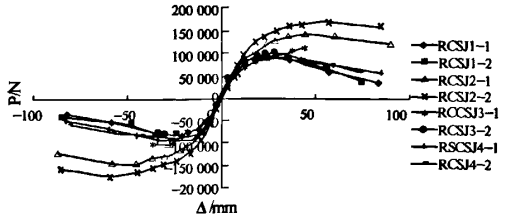


图4 各试件的骨架曲线

Fig. 4 Skeleton curves of the specimens

基于对各试件的滞回曲线和骨架曲线的分析,得到不同节点形式试件的抗震性能特征:

(1)由滞回曲线可见,开裂位移幅值之前,试件基本处于弹性阶段,卸载后的残余变形不大;进入弹塑性阶段后,残余变形随着试件位移角的增大而增大。由骨架曲线可见,所有试件的直线上升段基本接近,除第三组试件(螺杆被拉断)外,均

表 3 延性和耗能计算结果

Tab.3 Results of the ductility and energy consumption

试件编号	屈服位移 Δ_y/mm	极限位移 Δ_u/mm	破坏位移 Δ_f/mm	μ_1	μ_2	h_e
RCSJ1-1	11.95	24.56	36.00	2.05	3.01	0.219
RCSJ1-2	11.98	24.22	36.02	2.02	3.01	0.206
RCSJ2-1	18.00	60.03	89.67	3.33	4.97	0.187
RCSJ2-2	18.03	59.45	85.98	3.30	4.77	0.211
RCSJ3-1	17.97	43.57	43.57	2.42	2.42	0.202
RCSJ3-2	8.91	23.15	34.60	2.60	3.88	0.217
RCSJ4-1	11.90	24.40	59.34	2.05	4.97	0.275
RCSJ4-2	11.95	29.35	58.66	2.45	4.91	0.280

在达到极限荷载之后,承载力明显下降,反映了试件强度和刚度的退化,其中承载力最高的第二组试件刚度退化较其自身的强度退化更加严重。

(2)钢梁贯通型试件 RCSJ1-1、RCSJ1-2 的节点核心区无配箍,由于缺少箍筋的约束作用,混凝土的承载力有所下降,且因粘结力不足,最终钢梁与混凝土柱之间发生粘结滑移破坏。钢梁受压翼缘处的混凝土压应变变化较大,滞回曲线捏缩现象明显,极限承载力最低。其骨架曲线在极限荷载之后,出现明显的强度退化的下降段,下降速度比相同连接形式的第四组试件要快,延性和耗能能力均低于第四组试件,抗震性能差。

(3)外伸式端板连接型试件 RCSJ2-1 和 RCSJ2-2 属于节点核心区剪切破坏,其滞回曲线形式介于钢节点与混凝土节点之间,兼有纺锤形和倒 S 形的性质。试件由 8 个高强螺栓连接,且核心区有配箍,混凝土能充分发挥其承载力,故试件的极限承载力最高,但骨架曲线表现出严重的刚度退化,且试件混凝土在位移角为 1/500 时过早开裂。其骨架曲线达到极限荷载之前明显分为直线段和曲线段,极限荷载之后,骨架曲线变化平缓,承载力下降缓慢,表现出较好的延性。但由于极限荷载对应的滞回环明显地拉长捏缩,故由此计算的等效粘性阻尼系数比较低,说明本组试件的耗能能力不象其延性一样好。

(4)钢梁贯通型试件 RCSJ4-1、RCSJ4-2 的混凝土强度有所降低(C40),但在核心区比第一组试件增加了 6 组焊接箍筋,同时箍筋与纵筋和钢梁焊接起来,增强了粘结锚固作用,大大提高了混凝土的承载力。滞回曲线外轮廓似纺锤形,相对比较饱满,表现出良好的延性和耗能能力。骨架曲线在极限荷载之后有强度退化的下降段。

(5)平齐式端板连接型试件 RCSJ3-1 和 RCSJ3-2 均在刚进入弹塑性阶段时,螺杆就被突然拉断而破坏,属于脆性破坏,没有充分发挥混凝土柱和钢梁的耗能能力,更多体现了螺栓的耗能能力,骨架曲线仅表现出上升段,抗震性能较差。

(6)第二组和第四组试件的滞回曲线相似,前者为节点核心区剪切破坏,混凝土开裂严重,充分体现了节点核心区混凝土的受力性能,而钢梁的变形较小,其耗能能力没有得到充分的利用;后者钢梁发生弯曲,梁端出现塑性铰而破坏,没有充分发挥混凝土的耗能性能。虽然后者的极限承载力低于前者,但其延性优于前者,且对于极限荷载对应的滞回环,也比前者饱满,故计算的等效黏性阻尼系数 h_e 高于前者,说明“梁铰”破坏的延性和耗能能力优于核心区剪切破坏。

3 结语

笔者通过对 4 组不同连接形式的蜂窝钢梁—焊接环式箍筋混凝土柱节点的拟静力试验研究,对其抗震性能得到了以下几个初步的结论:

(1)比较第一组和第四组试件可见,试件的承载力与节点核心区的配箍率有关,对于钢梁贯通型的梁柱节点,宜加强节点核心区的箍筋配置,有利于提高试件的承载力和延性,同时也应注重钢梁受压翼缘处混凝土的局部抗压设计。

(2)外伸式端板连接型试件的承载力最高,但在极限荷载之后出现严重的刚度退化,耗能能力差。可见,延性和耗能能力是结构抗震性能的 2 个同等重要的指标,两者须同时考虑。

(3)平齐式端板连接型试件的承载力高,但由于连接螺杆被拉断导致试件脆性破坏,故节点在采用螺杆连接形式时,宜使用一次成型加工工

艺的高强螺杆,不宜采用焊接成的螺杆,以防止在往复荷载作用下螺杆焊接处应力不均而被拉断。

(4)比较第二组和第四组试件的受力性能可见,“梁铰”破坏的延性和耗能能力优于核心区剪切破坏,这也证明了抗震设计中“强节点弱构件”“强柱弱梁”的设计理念的合理性。

(5)比较4组试件,核心区加设箍筋的钢梁贯通型第四组试件的承载力、延性和耗能能力均比较好,抗震性能好,能够满足工程实践的要求。

参考文献:

- [1] 闫兴华,朱清峰,苏志宏. 钢-混凝土混合结构节点抗震设计方法研究综述[J]. 北京建筑工程学院学报,2006,22(2):1-6.
- [2] LEON R T. Composite semirigid construction[J]. Engineering Journal of the American Institute of Steel Construction, 1994(2):57-67.
- [3] XIAO Y, CHOO B S, NETHERCOT D A. Composite connections in steel and concrete. Part 2: Moment Capacity of End Plate Beam to Column Connections [J]. J. Construct. Steel Res. 1996(1):63-91.
- [4] SIMOES D S L, SIMOES R D, PAULO J S C. Experimental behaviour of end-plate beam-to-column composite joints under monotonical loading[J]. Engineering Structures, 2001(23):1383-1409
- [5] RICHARD J Y, SHANMUGAM N E. Composite joints subject to reversal of loading - Part 1: experimental study[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2004,60(2):221-246
- [6] GREEN T P, ROBERTO T, RASSATI G A. Bidirectional tests on partially restrained, composite beam-to-column connections [J]. The Journal of Structural Engineering, 2004,130(2):320-327
- [7] HU X M, ZHENG D S, YANG L. Experimental study on composite joints subjected to reversal of loading [C]. In: Proceedings of the Third International Conference on Earthquake Engineering. Nanjing; 2004, 295-303
- [8] 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.
- [9] 陈伟恩. 钢-混凝土组合结构节点抗震性能研究[D]. 福州大学硕士学位论文. 2002.
- [10] 程文褰,高仲学,苏毅,等. 钢管混凝土柱框架节点的试验研究[J]. 建筑结构学报,2002,23(2):36-40.
- [11] 周学军,曲慧. 方钢管混凝土框架梁柱节点在低周往复荷载作用下的抗震性能研究[J]. 土木工程学报,2006,39(1):38-42.
- [12] ATOROD A, PRAKASH B. New steel beam to composite column connection detail [J]. Composite Construction in Steel and Concrete II, 1992:854-868.
- [13] 杨勇,郭子雄,聂建国. 型钢高强混凝土组合结构节点抗震设计研究现状[J]. 基建优化,2005,26(6):100-103.
- [14] 庄云. SRC柱-RC梁组合件抗震性能试验研究[D]. 华侨大学硕士学位论文. 2007.

Experimental Research on Seismic Behavior of Honeycomb Steel Beam-concrete Column Composite Joint

WANG Hui-li, LI Sheng-cai

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

Abstract: The mechanical behavior of the honeycomb steel beam-welding ring stirrups concrete column joints is studied. Four different types connecting joints were tested through the pseudo static tests under low cyclic reversed loads. The failure modes, bearing capacity, ductility and the hysteretic behavior of the joints under seismic loads were researched. Meanwhile the seismic behavior of the joints was investigated initially. The tests show that the reasonable honeycomb steel beam-welding ring stirrups concrete column joints can meet the requirement of engineering practice for earthquake resistance. And through comparison analysis of joints in different styles of connection, the composite joint satisfying the demands for seismic design is obtained.

Key words: honeycomb steel beam; welding ring stirrups concrete column; composite joint; seismic behavior