

•水利与土木工程•

DOI:10.15961/j.jsuese.201600480

装配式钢管混凝土柱-混凝土叠合梁连接节点试验研究

程晓燕¹, 胡松¹, 杜新喜^{1*}, 袁焕鑫¹, 温四清², 余敏¹, 黄胜³

(1. 武汉大学土木建筑工程学院, 湖北 武汉 430072; 2. 中信建筑设计研究总院有限公司, 湖北 武汉 430014;
3. 湖北弘毅建设有限公司, 湖北 武汉 430345)

摘 要:在装配式钢管混凝土结构中, 钢管混凝土柱与钢筋混凝土梁的连接方式较为复杂。首先设计一种钢管混凝土柱-混凝土梁连接节点, 可以在工厂预制大部分构件, 在现场进行装配, 满足装配式施工要求。通过装配式施工制作 5 个梁柱节点试件, 包括 3 个中间节点和 2 个端节点试件。对该 5 个节点试件进行试验研究, 其中 1 个中间节点试件进行单调加载, 考察节点的静力承载力与变形性能; 其余 4 个试件进行低周反复加载, 根据试验得出节点在低周反复荷载作用下的破坏特征及滞回曲线、延性系数、耗能能力和强度刚度退化规律等。结果表明: 试件破坏位置均在叠合梁上, 符合强柱弱梁及强节点弱构件的设计原则; 叠合梁截面尺寸为 200 mm×350 mm 的试件滞回曲线较为饱满, 没有明显的捏缩现象, 延性系数介于 3.77 与 6.60 之间, 平均等效黏滞阻尼系数为 0.222, 节点的抗震耗能能力较好; 叠合梁截面尺寸为 250 mm×450 mm 的试件由于叠合梁中部箍筋没有加密, 叠合梁发生了剪压破坏, 节点耗能能力未得到充分发挥, 可以通过加大箍筋加密区的长度提高节点的耗能能力; 试件强度退化系数一般均大于 0.9, 表明强度和刚度退化比较稳定; 所有节点试件的倒“T”形连接件钢板均没有屈服, 其抗弯和抗剪承载力为钢筋混凝土梁 1.3 倍的设计, 偏于安全。

关键词:梁柱节点; 装配式; 叠合梁; 抗震性能

中图分类号: TU317.1

文献标志码: A

文章编号: 2096-3246(2017)03-0096-08

Experimental Study on Prefabricated Concrete Filled Steel Tube Column and Composite Beam Connections

CHENG Xiaoyan¹, HU Song¹, DU Xinxi^{1*}, YUAN Huanxin¹, WEN Siqing², YU Min¹, HUANG Sheng³

(1. School of Civil Eng., Wuhan Univ., Wuhan 430072, China; 2. CITIC General Inst. of Architectural Design and Research Co. Ltd., Wuhan 430014, China; 3. Hubei Hongyi Construction Co. Ltd., Wuhan 430345, China)

Abstract: The connection between concrete-filled steel tube column and reinforced concrete beam in the prefabricated concrete filled steel tube structure has been a complicated issue. In this study, a new type of concrete filled steel tubular column and concrete beam connection was first designed to satisfy the requirement from the prefabricated construction process, enabling the prefabrication of most assembly parts and rapid assembling at the construction site. Five beam-column connection specimens, three intermediate connection and two end connection, were prefabricated. All the five specimens were tested in the laboratory; one of them was subjected to static and monotonic loading in order to check the bearing capacity and deformation capability of the connection, while the other four were tested under cyclic loading. The failure modes, hysteretic behavior, ductility, energy dissipations and degradations of strength and stiffness of the tested specimens were obtained. It was observed that the ultimate failure occurred at the composite beams, conforming to the basic design concept of strong column, weak beam and strong joint, weak member. The recorded hysteresis curves of the specimens with composite beam cross-section of 200 mm×350 mm were relatively plump without apparent knead shrinkage phenomenon, the ductility coefficient varied from 3.77 to 6.60, and the average equivalent viscous damping coefficient was 0.222, revealing favorable seismic energy dissipation capacity. For the specimens with composite beam cross-section of 250 mm×450 mm, the energy dissipation capacity of the connections were not fully developed due to the limited stirrup reinforcement, resulting in shear-compression failure. The length of the stirrup reinforcement district can be extended to enhance the energy dissipation capacity of the connection. Moreover, stable

收稿日期: 2016-05-10

基金项目: 国家自然科学基金资助项目 (51508424; 51508425); 湖北省自然科学基金面上资助项目 (2014CFB715)

作者简介: 程晓燕 (1974—), 女, 副教授。研究方向: 钢结构。E-mail: xiaoyancheng39@163.com

* 通信联系人 E-mail: duxinxi@163.com

degradation process of strength and stiffness was also demonstrated since most of the strength degradation coefficients of specimens were found to be higher than 0.9. The yielding strength has not been exceeded for all the T-shaped plates in the tested connections, and the design of the T-shaped plate with bending and shear capacities being 1.3 times those of the connected concrete beam is confirmed to be reliable.

Key words: beam-column connection; prefabricated; composite beam; seismic behavior

装配式结构具有施工速度快、现场湿作业少、质量高、节能环保等优点,符合建筑工业化和住宅产业化的大趋势,在美国、日本等工业化国家得到了广泛应用^[1-2]。然而,传统装配式结构的整体性差,使其在抗震设防区的应用受到限制,因此研究装配式结构的抗震性能可以促进装配式结构的发展。

钢管混凝土节点设计与计算是结构设计中的重要问题,钢管混凝土柱与钢梁连接较方便,施工工艺和节点构造比较简单,工期较短,可以采用螺栓连接和焊接等^[3-4]方式。钢管混凝土柱与钢筋混凝土梁的连接方式比较复杂,目前常用的节点形式有外加强环式节点^[5-6]、环梁式节点^[7-8]、钢筋贯通式节点^[9]、钢筋环绕式节点^[10-11]等,但这些节点形式都存在一定的不足,例如影响节点区强度、需要大量的焊接工作等,不适用于装配式结构。作者设计了装配式钢管混凝土柱-混凝土叠合梁连接节点,对其开展试验研究,考察节点的破坏形态和抗震能力。相对于现有的节点形式,这种节点形式在工厂先预制部分构件,在现场进行装配,具有现场湿作业少、施工速度快、节能环保等优点。研究作为湖北省地方标准《装配式叠合楼盖钢结构建筑技术规程 (DB42/T 1093—2015)》编制提供了依据。

1 试验概况

1.1 试件设计

试验设计5个梁柱节点试件,包括3个中间节点试件和2个端节点试件。其中,1个中间节点试件进行单调加载,其余4个均为循环往复加载。各试件的基本参数见表1,试件基本尺寸见图1,试件EBC-4和EBC-5的尺寸与试件IBC-2和IBC-1相似。

表1 节点试件基本参数

Tab.1 Basic parameters of joint specimens			
试件编号	节点样式	叠合梁截面/mm×mm	加载类型
IBC-1	中间节点	250×450	单调
IBC-2	中间节点	200×350	循环
IBC-3	中间节点	250×450	循环
EBC-4	端节点	200×350	循环
EBC-5	端节点	250×450	循环

试件钢管柱外径为350 mm,壁厚10 mm,钢管内填C40自密实混凝土。试件中钢管与钢板均采用Q345B钢,腹板与柱连接板厚度均为10 mm,IBC-1、IBC-3和EBC-5上下翼缘钢板厚14 mm,IBC-2和EBC-4上

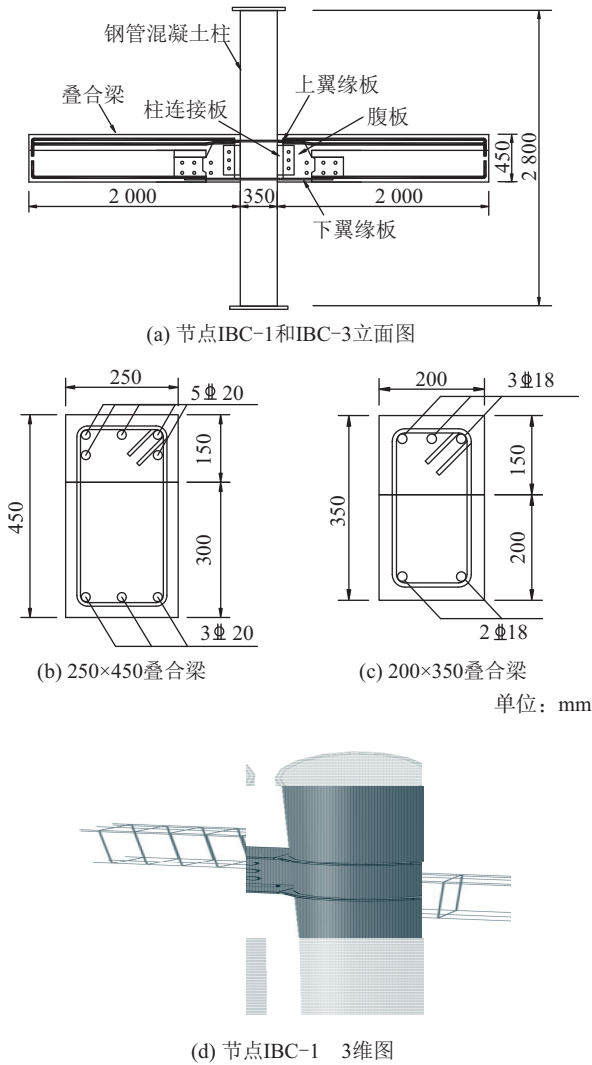


图1 试件形状尺寸

Fig.1 Geometric dimensions of specimens

下翼缘钢板厚12 mm。叠合梁采用C30混凝土,梁纵筋强度等级为HRB400级,IBC-1、IBC-3和EBC-5的梁纵筋直径为20 mm,IBC-2和EBC-4的梁纵筋直径为18 mm;箍筋强度等级为HPB300级,IBC-1、IBC-3和EBC-5为 $\phi 8@100/200$ (双肢箍),IBC-2和EBC-4为 $\phi 8@80/160$ (双肢箍),箍筋非加密区均为距梁端450~1 050 mm段;梁纵向钢筋与上下翼缘板采用双面焊,IBC-1、IBC-3和EBC-5焊接长度为200 mm,IBC-2和EBC-4焊接长度为180 mm。IBC-1、IBC-3和EBC-5腹板与柱连接板用3个10.9级M24高强螺栓传递剪力,腹板两侧用6个栓钉与混凝土梁连接,栓钉作为倒“T”形连接件的腹板与混凝土梁的抗剪件,加强倒“T”形连接件与混凝土梁的连接强度;IBC-2

和EBC-4腹板与柱连接板用2个10.9级M24高强螺栓传递剪力,腹板两侧用3个栓钉与混凝土梁连接。

1.2 试件制作

节点试件的加工制作过程如下:

1)在工厂绑扎钢筋,加工预制混凝土梁和钢管混凝土柱,倒“T”形连接件预埋在预制梁中,倒“T”形连接件的腹板上设置栓钉作为抗剪件,预制梁下

部钢筋焊接在倒“T”形连接件的下翼缘板上,上部钢筋焊接在上翼缘板上,在预制梁和叠合层梁的结合面上设置凹凸的粗糙面保证该部位的牢固结合;2)在现场装配时将预制梁中的倒“T”形件与柱进行栓焊连接,翼缘板与柱环板采用全熔透对接焊缝,腹板采用高强螺栓与柱连接板连接;3)在装配完成后,浇筑混凝土梁叠合层。试件制作过程如图2所示。

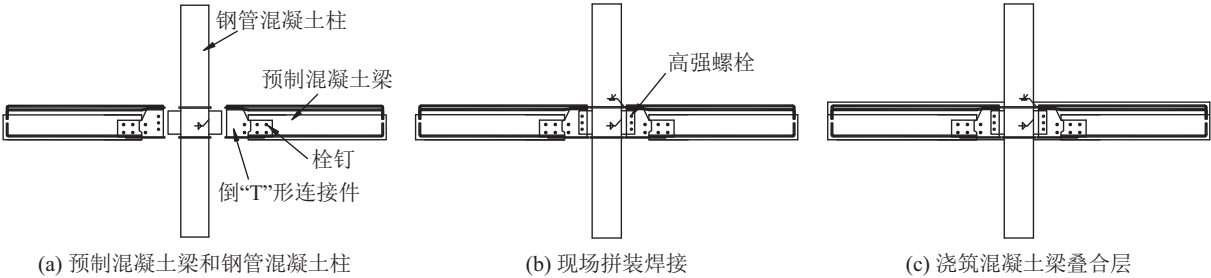


图 2 试件制作过程

Fig.2 Manufacturing procedures of specimens

1.3 材料力学性能

在试件浇筑的同时,同批次制作了150 mm×150 mm×150 mm标准立方体混凝土试块,与试件在同条件下养护28 d,每批混凝土均浇筑3个试块。测试方法按GB/T 50081—2002^[12]规定,柱混凝土试块编号为C40,叠合梁第1批浇筑的混凝土编号为C30-1,第2批浇筑的编号为C30-2。

根据GB/T 228.1—2010^[13]对钢管、钢板和钢筋进行单轴拉伸试验,试验结果见表2和3。其中, f_{cu1} 、 f_{cu2} 、 f_{cu3} 分别为3个试块的混凝土立方体抗压强度, $f_{cu,k}$ 为混凝土立方体抗压强度平均值, f_{ck} 为混凝土轴心抗压强度, t 为钢板厚度, ϕ 为钢筋直径, E_0 为弹性模量, σ_y 为屈服强度, σ_u 为极限强度, A 为试样断后伸长率。

表 2 混凝土材性试验结果

	MPa				
	f_{cu1}	f_{cu2}	f_{cu3}	$f_{cu,k}$	f_{ck}
C30-1	48.7	39.4	44.1	44.1	29.1
C30-2	24.2	26.3	26.2	25.6	17.1
C40	—	51.5	56.3	51.5	33.3

表 3 钢材材性试验结果

Tab.3 Material properties of steel plates,tubes and bars					
试样	t/mm	E_0/MPa	σ_y/MPa	σ_u/MPa	$A/\%$
Q345B钢板	10	201 200	402.6	560.6	25.3
	12	193 100	361.5	528.5	28.3
	14	194 100	372.5	520.8	32.5
Q345B钢管	—	191 000	410.3	542.9	25.2
HPB300钢筋 $\phi 8$	—	196 700	330.8	463.4	33.0
HRB400钢筋 $\phi 18$	—	187 300	466.4	646.0	15.6
HRB400钢筋 $\phi 20$	—	196 000	510.9	696.7	16.7

1.4 试验装置及加载制度

试验装置包括加载反力架、3 200 kN液压千斤顶、600 kN拉压千斤顶、铰支座等,试验装置如图3所示。在进行正式加载前,先对试件进行预加载,检查各试验装置及各测试系统的可靠性。试验正式开始后,先向柱逐步施加轴向荷载,在达到预定轴力后,保持轴力在整个加载过程中恒定。

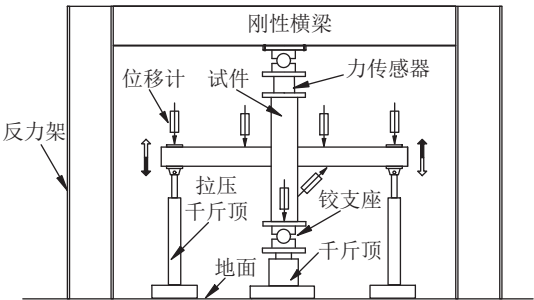


图 3 试验装置示意图

Fig.3 Schematic diagram of test setup

单调加载时,在梁端用600 kN拉压千斤顶施加对称竖向荷载,保持相同的加载速率,直至试件失效破坏。

循环往复加载时,用600 kN拉压千斤顶在梁端施加反对称的低周反复竖向荷载,加载制度参照《建筑抗震试验方法规程(JGJ 101—96)》^[14],采用荷载-位移双控制方法,在弹性阶段采用荷载控制,分 $P_y/4$ 、 $P_y/2$ 、 $3P_y/4$ 共3级加载,每级循环1次直至试件屈服;进入塑性后采用屈服位移 Δ_y 增量控制,1 Δ_y 、2 Δ_y 、3 Δ_y 、4 Δ_y ……每级循环3次,直至试件破坏。其中, P_y 为节点试件屈服时对应的梁端荷载,通过观察梁端荷载-位移曲线,结合布置在叠合梁内应变片的读数判断节点试件是否进入屈服状态,以屈服荷载 P_y 对应的最大梁端位移为节点屈服位移 Δ_y 。循环往复梁端加载制度如图4所示。

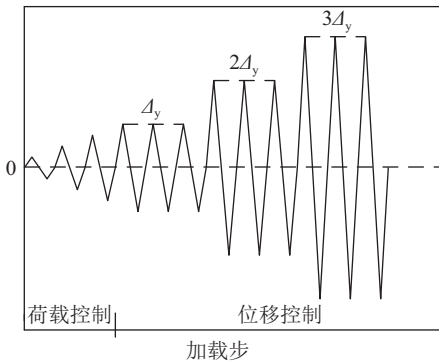


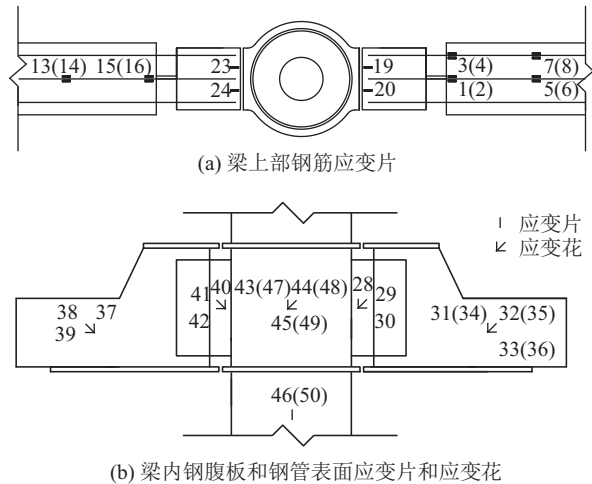
图4 循环往复加载制度

Fig.4 Cyclic loading scheme

当试验出现以下情况之一时,认为试件已经无法继续承受荷载,停止加载,试验终止:1)单次梁端荷载降至试验峰值荷载的85%以下;2)节点试件各部分发生严重破坏,不宜继续加载。

1.5 量测内容与测点布置

为分析钢筋、倒“T”形连接件及柱等位置在加载过程中的应变变化,在合适位置布置应变片和应变花,如图5所示,梁下部钢筋应变测点布置与上部钢筋类似。另用6个位移计量测梁两端竖向位移、梁内部倒“T”形连接件端部竖向位移、柱下端轴向位移和梁柱相对转角,位移计布置如图3所示。



(a) 梁上部钢筋应变片

(b) 梁内钢板和钢管表面应变片和应变花

图5 应变测点布置

Fig.5 Arrangement of strain gages

2 试件破坏特征分析

试件IBC-1在梁端荷载为20 kN时,梁上部出现3条细小的竖裂缝;荷载为55 kN时,在距柱壁800 mm和1 050 mm处出现两条45°斜裂缝。随着荷载的增加,斜裂缝不断扩大,梁上部距柱壁1 400 mm处斜裂缝贯穿至梁底距柱壁550 mm处,倒“T”形连接件与混凝土梁交界处混凝土被压碎脱落。

试件IBC-2在梁端荷载为11.8 kN时,梁出现细小

竖裂缝,随着荷载的增加,梁陆续出现多条竖向裂缝。进入位移控制阶段后,梁上下竖裂缝已经贯穿,中间出现几条斜裂缝,但宽度不大;随着位移的增大,倒“T”形连接件与混凝土梁交界处混凝土压碎并脱落严重,露出倒“T”形连接件的下翼缘板,试验终止。

试件IBC-3在梁端荷载为25 kN时,梁出现细小竖裂缝,随着荷载增加,出现多条竖向裂缝,并有两两条竖向裂缝贯穿。进入位移控制阶段,梁中部出现几条交叉斜裂缝;随着位移增大,斜裂缝不断发展扩大,最后梁下部混凝土被压碎,中部斜裂缝扩展明显。

试件EBC-4在梁端荷载为10 kN时,梁上部出现两条细小竖裂缝;荷载为49 kN时,梁上下竖裂缝贯穿。此后进入位移控制阶段,梁中间出现多条细小的斜裂缝。当梁循环完4Δy第1圈时,倒“T”形连接件与混凝土梁交界处混凝土出现剥落现象;当梁循环到5Δy第1圈峰值荷载时,混凝土梁下部有一根纵筋在距柱500 mm处被拉断,有巨响;当梁循环到5Δy第2圈时,混凝土剥落严重,承载力下降明显,试验终止。

试件EBC-5在梁端荷载为25 kN时,梁上部出现细小竖裂缝;荷载为90 kN时,梁上下出现较多的竖裂缝,并有一条上下贯穿。进入位移控制阶段后,当完成2Δy第1圈时,梁中间出现几条长斜裂缝,随着位移增加,斜裂缝扩展明显;当完成3Δy循环时,倒“T”形连接件与混凝土梁交界处混凝土出现剥落现象;当完成4Δy循环时,靠近加载端的梁上下出现水平裂缝,梁中部呈现明显的“X”形交叉斜裂缝,试验终止。

相比于破坏严重的叠合梁,5根试件的钢管混凝土柱和节点域均没有明显的破坏现象,试件破坏形态如图6所示,试件EBC-4和EBC-5破坏形态分别与IBC-2和IBC-3类似。

3 试验结果分析

3.1 单调加载结果分析

在加载过程中梁端荷载达到每一级时,通过应变与位移测点可以实时得到试件的应变和变形状况。试件IBC-1右梁的梁端荷载 P -位移 Δ 曲线如图7所示。取纵筋上布置的应变片屈服时对应的梁端荷载为试件的屈服荷载 P_y ,对应的梁端位移为屈服位移 Δ_y ,峰值荷载 P_{max} 对应的位移为峰值位移 Δ_{max} ;取 $P_u=0.85P_{max}$ 为试件的破坏荷载,对应的位移为破坏位移 Δ_u 。试件IBC-1的特征点列于表4。

加载过程中,上部钢筋受拉,下部钢筋受压,在梁端荷载为170 kN时,上部钢筋首先屈服,其余部分均未屈服;在梁端荷载为220 kN时,下部钢筋屈服,倒“T”形连接件上下翼缘板、倒“T”形连接件腹板和柱连接板均未屈服;到峰值荷载229 kN时,叠合梁内部钢板仍未屈服。

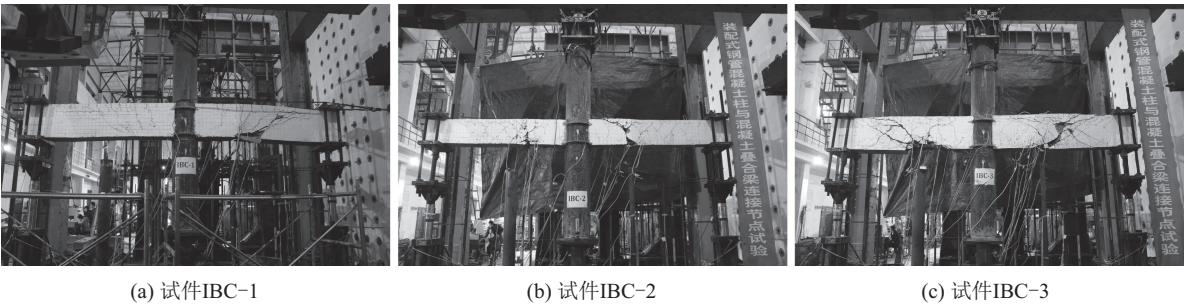


图 6 试件破坏形态

Fig.6 Failure modes of specimens

相比于梁端变形,倒“T”形连接件所在的位置梁变形很小,倒“T”形连接件对混凝土梁刚度提升很大。

3.2 滞回曲线

由布置在梁端的力传感器和数字位移计可实时得到梁端荷载 P 与位移 Δ ,各节点试件的荷载-位移滞回曲线如图8所示。

试件屈服前,滞回曲线呈线性关系,随着竖向位移的增加,滞回环越来越饱满,荷载-位移的斜率逐渐减小,说明节点刚度在逐渐退化。试件IBC-3和EBC-5由于混凝土梁发生了剪压破坏,其耗能能力没有得到充分发挥,滞回曲线呈倒“S”形,滞回曲线不够饱满,有一定的捏缩现象,耗能能力偏弱。与试件IBC-3和EBC-5相比,试件IBC-2和EBC-4的滞回曲线较为饱满,没有明显的捏缩现象,节点耗能能力良好。

3.3 骨架曲线及延性系数

将试验测得的滞回曲线上每级循环的各个荷载

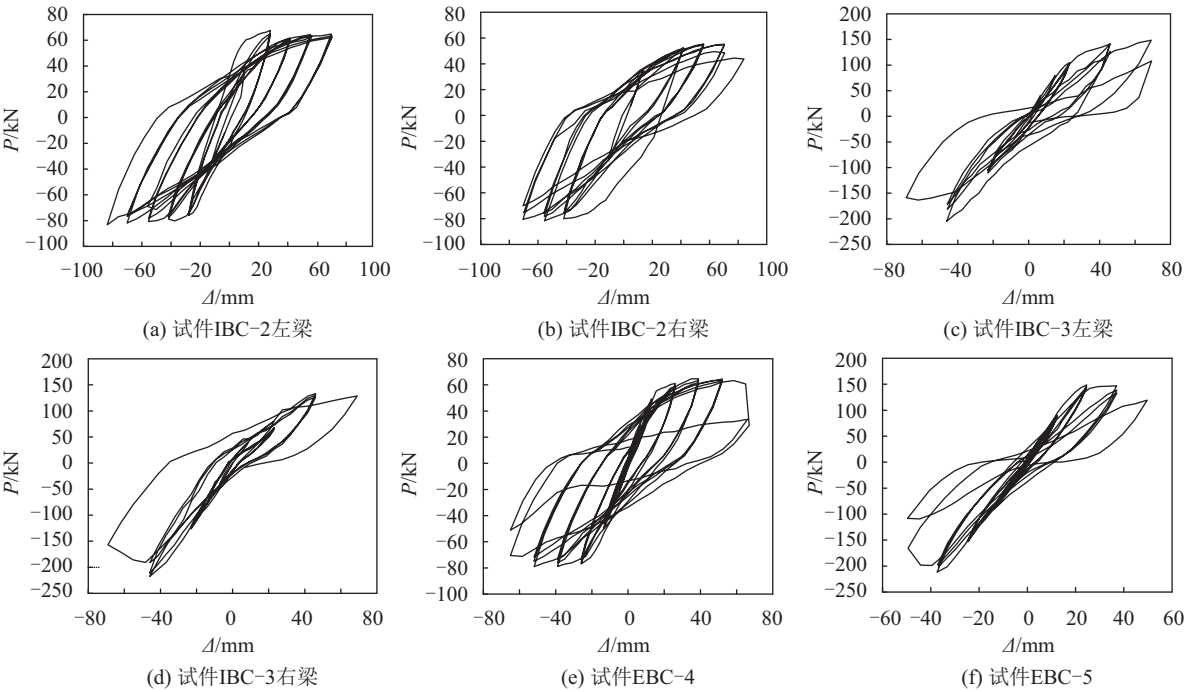


图 8 节点试件 P - Δ 滞回曲线

Fig.8 P - Δ hysteresis curves of the tested specimens

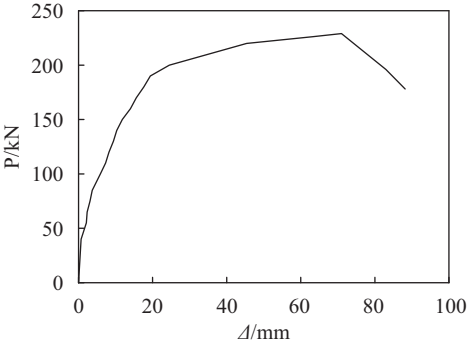


图 7 IBC-1荷载-位移曲线

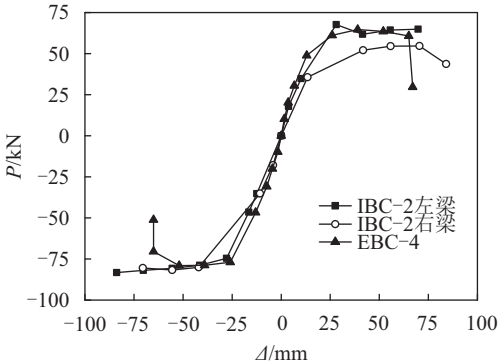
Fig.7 Load versus displacement curve of IBC-1

表 4 IBC-1特征点

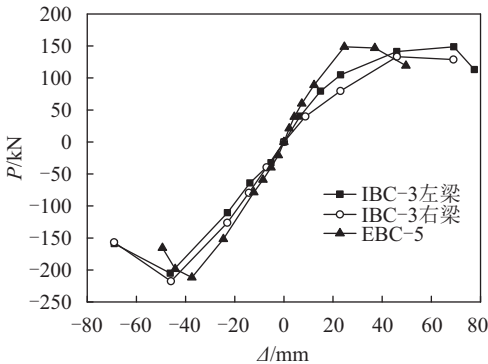
Tab.4 Key parameters of IBC-1

试件	P_y/kN	Δ_y/mm	$P_{\max}/\text{kN}$	$\Delta_{\max}/\text{mm}$	P_u/kN	Δ_u/mm
IBC-1	170.3	15.5	229.0	71.0	194.7	83.4

峰值点相连,可以得到节点试件的 $P-\Delta$ 骨架曲线,如图9所示。采用文献[15]的方法确定试件的屈服荷载 P_y 和屈服位移 Δ_y 。 $P_{\max}$ 为峰值荷载,取 $P_u=0.85P_{\max}$ 为试件的破坏荷载,对应的位移为试件的破坏位移 Δ_u 。采用位移延性系数 $\mu=\Delta_u/\Delta_y$ 分析节点的延性特性,将各节点试件的延性系数列于表5。



(a) 叠合梁为200 mm×350 mm试件



(b) 叠合梁为250 mm×450 mm试件

图 9 节点试件 $P-\Delta$ 骨架曲线

Fig.9 $P-\Delta$ skeleton curves of the tested specimens

表 5 延性系数表

Tab.5 Ductility coefficients of the tested specimens

试件编号	梁名称	P_y/kN	Δ_y/mm	P_u/kN	Δ_u/mm	μ
IBC-2	右梁	39.7	20.7	46.5	80.6	3.89
		-46.6	-18.7	-80.5	-70.5	3.77
IBC-3	左梁	106.6	24.3	126.3	74.3	3.06
		-171.3	-37.8	-174.4	-61.4	1.62
	右梁	93.8	29.1	128.7	69.0	2.37
		-171.4	-34.3	-184.9	-58.4	1.70
EBC-4		39.6	9.9	54.9	65.4	6.60
		-48.1	-13.6	-67.2	-65.0	4.78
EBC-5		103.8	15.3	126.5	46.3	3.03
		-139.5	-22.7	-179.9	-47.1	2.07

试件IBC-2和EBC-4的位移延性系数 $\mu=3.77\sim 6.60$,整体抗震性能优良。试件IBC-3和EBC-5的延性系数比IBC-2和EBC-4要小,是因为试件IBC-3和EBC-5梁中部箍筋没有加密,发生了剪压破坏。为提

高试件吸收和耗散地震能量的能力,可以采取一定的改进措施,如适当增大梁中部的箍筋配筋率、降低纵筋的配筋率等。

3.4 节点耗能

结构构件的耗能能力是通过其荷载-位移滞回曲线所围成的面积来衡量,一般来说滞回环越饱满,包围的面积就越大,结构耗散的能量就越多,结构越不易破坏。试验采用等效黏滞阻尼系数 h_e 、能量耗散系数 E 和总耗能 W_t 评价节点的耗能能力。总耗能 W_t 为加载全过程中所有滞回环所围成的面积,假设荷载位移滞回环为ABCD,E和F分别为B和D点在位移轴上的投影点,如图10所示,可获得各部分面积,代入式(1)和(2)可以得到等效黏滞阻尼系数 h_e 和能量耗散系数 E ,各节点试件的耗能指标列于表6。

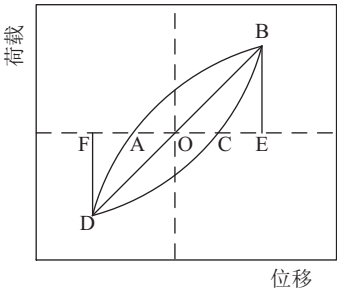


图 10 荷载-位移滞回环

Fig.10 Load versus displacement hysteresis loop

表 6 节点耗能指标

Tab.6 Energy dissipation coefficients of the tested specimens

节点编号	梁名称	$W_t/(\text{kN}\cdot\text{m})$	E	h_e
IBC-2	左梁	48.445	1.297	0.206
	右梁	40.131	1.277	0.203
IBC-3	左梁	28.395	0.934	0.149
	右梁	25.887	1.219	0.194
EBC-4	—	36.252	1.619	0.258
EBC-5	—	21.400	1.101	0.175

$$h_e = \frac{1}{2\pi} \frac{S_{ABC} + S_{CDA}}{S_{OBE} + S_{ODF}} \tag{1}$$

$$E = 2\pi h_e = \frac{S_{ABC} + S_{CDA}}{S_{OBE} + S_{ODF}} \tag{2}$$

试件IBC-2和EBC-4的耗能能力比IBC-3和EBC-5的耗能能力要强,原因是IBC-3和EBC-5发生了剪压破坏,其耗能能力没有得到发挥。所有试件的等效黏滞系数 $h_e=0.149\sim 0.258$,平均值为0.198,一般钢筋混凝土节点的等效黏滞阻尼系数 h_e 约为0.1^[16],本文试件的 h_e 约为钢筋混凝土节点的2倍。

3.5 强度退化

试件的强度退化是指在位移幅值不变的情况下,

随着往复次数的增加, 试件承载力随之降低的特性。试件的强度退化用同级位移下的强度退化系数 $\lambda_j = P_j^i / P_j^1$ 表示, P_j^i 和 P_j^1 分别为加载位移级别为 j ($j = \Delta/\Delta_y$) 时, 第 i 次和第1次循环加载的峰值荷载。各节点试件的强度退化系数 λ_j 和加载位移级别 j (Δ/Δ_y) 的关系如图11所示。

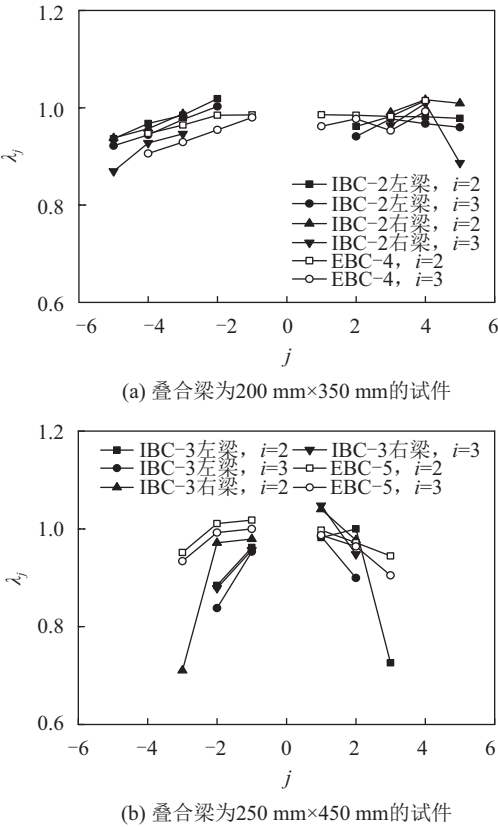


图 11 试件强度退化

Fig.11 Strength degradation of the tested specimens

从整体上看, 随着加载位移级别 j 的增大, 强度退化系数 λ_j 随之减小; 另外, 在位移不变的情况下, 强度退化系数 λ_j 随着循环次数 i 的增加而减小。节点试件 IBC-3 在进行最后一圈循环时, 强度退化较大, λ_j 最小达到了 0.71; 其他试件的强度退化比较平缓, 强度退化系数大部分在 0.9 以上, 有少数部分为 0.8~0.9。

3.6 刚度退化

节点在往复荷载作用下, 刚度退化是引起节点抗震性能降低的主要原因之一。节点试件的刚度随着反复加载次数的增加而减小的情况称为刚度退化, 用环线刚度 K_j 表示:

$$K_j = (\sum_{i=1}^n P_j^i) / (\sum_{i=1}^n \Delta_j^i) \quad (3)$$

式中: P_j^i 和 Δ_j^i 分别为加载位移级别为 j ($j = \Delta/\Delta_y$) 时, 第 i 次循环加载的峰值荷载和峰值位移; n 为循环次数。各试件环线刚度 K_j 与加载位移级别 j (Δ/Δ_y) 的关系如图12所示。

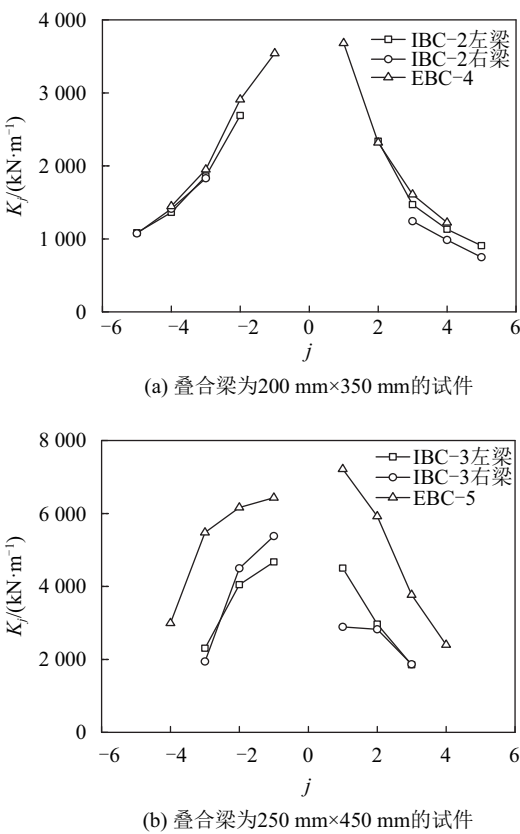


图 12 试件刚度退化

Fig.12 Stiffness degradation of the tested specimens

由于混凝土开裂等因素的影响, 环线刚度 K_j 随着位移级别的增大而减小。试件 IBC-2 和 EBC-4 的刚度退化趋势相近, 试件破坏时环线刚度降到了 1 000 kN/m 左右; 试件 IBC-3 和 EBC-5 的初始环线刚度比试件 IBC-2 和 EBC-4 要大, 试件破坏时环线刚度降到了 2 000 kN/m 左右。

4 结 论

1) 5 个节点试件破坏均发生在叠合梁处, 而钢管混凝土柱、节点核心区区和节点连接处没有明显的破坏现象, 说明节点设计符合强柱弱梁及强节点弱构件等主要设计原则, 节点连接安全可靠。

2) 试件 IBC-2 和 EBC-4 的破坏形式为倒“T”形连接件与混凝土交界位置处竖向裂缝扩展严重, 下部混凝土被压碎脱落; 试件 IBC-1、IBC3 和 EBC-5 的破坏形式为梁上斜裂缝扩展严重, 最后形成一条贯穿的较宽的主要斜裂缝, 下部混凝土被压碎。

3) 试件 IBC-2 和 EBC-4 平均位移延性系数为 4.76, 平均等效黏滞阻尼系数为 0.222; 试件 IBC-3 和 EBC-5 的平均位移延性系数为 2.31, 平均等效黏滞阻尼系数为 0.173, 各试件强度和刚度退化较稳定; 试件 IBC-3 和 EBC-5 由于叠合梁中部箍筋没有加密, 叠合梁发生了剪压破坏, 滞回曲线呈倒“S”形, 有一定的

捏缩现象,节点耗能能力未得到充分发挥;试件IBC-2和EBC-4的荷载-位移滞回曲线比较饱满,抗震耗能能力良好。

4)试验结果表明,所有节点试件的倒“T”形连接件钢板均没有屈服,其抗弯和抗剪承载力为钢筋混凝土梁1.3倍的设计偏于安全;所有试件的节点均过强,导致塑性铰外移,特别对于试件IBC-3和EBC-5,叠合梁在中部箍筋没有加密区发生剪压破坏;为提高试件IBC-3和EBC-5吸收和耗散地震能量的能力,可以加大箍筋加密区的长度。

参考文献:

- [1] Tan Ping, Li Yang, Kuang Zhen, et al. Seismic behavior of isolation connection in assembled seismic isolation structure[J]. China Civil Engineering Journal, 2015, 48(2): 10-17. [谭平, 李洋, 匡珍, 等. 装配式隔震结构中隔震节点抗震性能研究[J]. 土木工程学报, 2015, 48(2): 10-17.]
- [2] Liu Xuechun, Xu Axin, Sun Chao, et al. Design study on a high-rise prefabricated steel frame structure with inclined braces[J]. Journal of Building Structures, 2015, 36(5): 54-62. [刘学春, 徐阿新, 孙超, 等. 高层装配式斜支撑钢框架结构设计研究[J]. 建筑结构学报, 2015, 36(5): 54-62.]
- [3] Park S H, Choi S M, Kim Y S, et al. Hysteresis behavior of concrete filled square steel tube column-to-beam partially restrained composite connections[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2010, 66(7): 943-953.
- [4] Liu Jixiong, Dai Shaobin, Huo Kaicheng, et al. Study on earthquake resistance behavior of top and seat angle joint of special-shaped concrete-filled rectangular composite tubular column with steel beam[J]. Journal of Sichuan University (Engineering Science Edition), 2015, 47(1): 128-137. [刘记雄, 戴绍斌, 霍凯成, 等. 异形钢管混凝土组合柱-钢梁顶底角钢连接节点抗震性能研究[J]. 四川大学学报(工程科学版), 2015, 47(1): 128-137.]
- [5] Zhang Shichun, Zhao Yuanqing, Zha Xiaoxiong, et al. Experimental research and finite element analysis on seismic performance of lap connections between concrete-filled steel tube column-concrete beam with external ring[J]. Building Structure, 2014, 44(4): 9-14. [张世春, 赵远清, 查晓雄, 等. 钢管混凝土柱-混凝土梁外加强环搭接节点抗震性能试验研究及有限元分析[J]. 建筑结构, 2014, 44(4): 9-14.]
- [6] Nie Jianguo, Wang Yuhang, Tao Muxuan, et al. Experimental study on seismic behavior of laminated steel tube column-concrete beam joint with outer stiffening ring[J]. Journal of Building Structures, 2012, 33(7): 88-97. [聂建国, 王宇航, 陶

慕轩, 等. 钢管混凝土叠合柱-钢筋混凝土梁外加强环节点抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2012, 33(7): 88-97.]

- [7] Zhang Y F, Zhao J H, Cai C S. Seismic behavior of ring beam joints between concrete-filled twin steel tubes columns and reinforced concrete beams[J]. Engineering Structures, 2012, 39(6): 1-10.
- [8] Wei Hong, Chen Tianming, Liu Qinghui. Experimental research on RC beam-STCC column joint connected with ring beam and design method[J]. Journal of Building Structures, 2013, 34(1): 76-84. [韦宏, 陈添明, 刘庆辉. 钢筋混凝土梁-方钢管混凝土柱环梁节点静力试验研究及设计方法[J]. 建筑结构学报, 2013, 34(1): 76-84.]
- [9] Yao Guohuang, Chen Yiyan, Huang Yongjun, et al. Experimental study on seismic behavior of joint of CFST column-RC beam[J]. Industrial Construction, 2011, 41(2): 97-101. [尧国皇, 陈宜言, 黄用军, 等. 新型钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁节点抗震性能试验研究[J]. 工业建筑, 2011, 41(2): 97-101.]
- [10] Qu Hui, Tao Zhong, Han Linhai. Experimental investigation on cyclic performance of CFST column-RC beam joints enclosed by rebars[J]. Industrial Construction, 2006, 36(11): 27-31. [曲慧, 陶忠, 韩林海. CFST柱-RC梁钢筋环绕式节点抗震性能试验[J]. 工业建筑, 2006, 36(11): 27-31.]
- [11] Cai Jianguo, Zhao Yaozong, Zhu Hongjin, et al. Study on seismic behavior of interior joints of precast concrete frames[J]. Journal of Sichuan University (Engineering Science Edition), 2010, 42(Supp 1): 113-118. [蔡建国, 赵耀宗, 朱洪进, 等. 预制混凝土框架中节点抗震性能的试验研究[J]. 四川大学学报(工程科学版), 2010, 42(增刊1): 113-118.]
- [12] GB/T 50081—2002普通混凝土力学性能试验方法标准[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003.
- [13] GB/T 228.1—2010金属材料拉伸试验第一部分: 室温试验方法[S]. 北京: 中国标准出版社, 2011.
- [14] 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.
- [15] Li Wei. Study on the seismic performance of circular concrete-filled steel tubular column to steel beam joint with external diaphragm[D]. Beijing: Tsinghua University, 2011. [李威. 圆钢管混凝土柱-钢梁外环板式框架节点抗震性能研究[D]. 北京: 清华大学, 2011.]
- [16] 周起敬, 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.

(编辑 李轶楠)

引用格式: Cheng Xiaoyan, Hu Song, Du Xinxi, et al. Experimental study on prefabricated concrete filled steel tube column and composite beam connections[J]. Advanced Engineering Sciences, 2017, 49(3): 96-103. [程晓燕, 胡松, 杜新喜, 等. 装配式钢管混凝土柱-混凝土叠合梁连接节点试验研究[J]. 工程科学与技术, 2017, 49(3): 96-103.]