

文章编号:1673-2049(2010)02-0061-06

低周反复荷载下装配整体式混凝土 框架边节点的抗震性能

窦祖融¹, 王 怡², 薛伟辰²

(1. 万科企业股份有限公司, 广东 深圳 518049; 2. 同济大学 建筑工程系, 上海 200092)

摘要:以某 18 层装配整体式混凝土框架工程为背景,按照“强柱弱梁”、“强节点弱构件”的原则设计试件,取其标准层中典型的普通剪跨比边节点和短剪跨比边节点进行低周反复荷载下的足尺模型试验,对装配整体式混凝土框架边节点的破坏形态、滞回曲线、位移延性、耗能能力、剪切变形进行了系统的研究。结果表明:2 个装配整体式混凝土框架边节点在低周反复荷载下均具有较大的安全储备;普通剪跨比边节点和短剪跨比边节点的破坏形态分别为梁端弯曲破坏和梁端剪切破坏,此时梁端纵向钢筋屈服,而柱内纵向钢筋和核心区箍筋在整个受力过程中均处于弹性状态;发生弯曲破坏的普通剪跨比边节点的耗能明显高于发生剪切破坏的短剪跨比边节点的耗能。

关键词:装配整体式混凝土框架;边节点;低周反复荷载;延性;耗能;滑移

中图分类号:TU37

文献标志码:A

Seismic Performance of Precast Monolithic Concrete Frame Exterior Connections Under Low Cyclic Loading

DOU Zu-rong¹, WANG Yi², XUE Wei-chen²

(1. China Vanke Co., Ltd., Shenzhen 518049, Guangdong, China; 2. Department of Building Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: Taking an eighteen-story precast monolithic concrete frame engineering as background, designing the specimens in terms of the objective of strong column-weak beam and strong joint-weak element, the full-scale model tests of two different typical shear-span ratio connections with composite beams and cast-in-place columns were carried out under low cyclic loading. Failure mode, hysteresis curve, displacement and ductility, energy dissipation capacity, shear deformation of precast monolithic concrete frame exterior connections were systematically studied. The results show that the two precast monolithic concrete frame exterior connections have large safety margins under low cyclic loading. The connections with normal shear-span ratio fail in bending and short shear-span ratio fail in shearing at the fixed beam ends. The longitudinal steel bars at the fixed beam end yield while the longitudinal steel bars in the column and the joint hoops keep in elastic state. The connections with normal shear-span ratio have better energy dissipation than connections with short shear-span ratio.

Key words: precast monolithic concrete frame; exterior connection; low cyclic loading; ductility; energy dissipation; slip

收稿日期:2010-05-04

基金项目:国家自然科学基金项目(50878167);上海市城乡建设和交通委员会科研项目(2009-001-004)

作者简介:窦祖融(1975-),男,江苏南京人,工学博士,E-mail:xuewc@mail.tongji.edu.cn。

0 引言

与现浇混凝土结构相比,预制混凝土结构具有现场施工作业少、施工速度快、经济效益高、耐久性好等优点,在日本和欧美许多国家已作为一种主要的结构形式被大量应用。目前,预制混凝土结构在美国土木工程结构中的比重达 35%,在俄罗斯为 50%,在欧洲则为 35%~40%,在日本也得到了较广泛的应用^[1]。根据预制构件所占比例以及施工方法的不同,预制混凝土结构主要可分为装配式和装配整体式 2 种结构形式^[2-3]。在装配式预制混凝土框架中,梁、板、柱均为预制,整体结构通过焊接预埋件或连接预埋螺栓而形成。装配整体式预制混凝土框架中,梁、柱部分预制或预制构件通过现浇节点连接成结构。装配式框架结构具有工业化程度高、施工速度快等优点,也存在预制梁、柱钢筋接头焊接量大、工序繁杂、框架节点的整体性相对较差等缺点。与装配式框架结构相比,装配整体式框架结构具有抗震性能好、综合经济效益高等优点,但也存在施工速度相对较慢、现场仍有部分湿作业等缺点。已有研究表明,节点是影响预制混凝土框架结构抗震性能的主要因素。目前,各国已对预制混凝土框架节点的抗震性能开展了试验研究。文献[4]中对 10 个预应力度不同的预制预应力梁、柱节点进行了试验,结果表明,穿过核心区的梁中部预应力筋可以显著提高节点核心区的抗剪强度。文献[5]中通过预制边节点的试验研究,提出按照新西兰抗震规范进行配筋设计的预制节点具有较高的承载能力、较好的延性和耗能能力,能够应用在延性框架中。文献[6]、[7]中通过足尺模型对比试验,对高强混凝土后浇整体式梁、柱组合件和高强钢纤维混凝土后浇整体式梁柱组合件的破坏形态、延性、强度和耗能指标进行了研究。文献[8]中通过 4 个不同位置的装配整体式框架节点的足尺模型试验,对低周反复荷载下装配整体式框架节点的破坏形态、滞回曲线、位移延性、刚度退化、耗能能力、预制梁与预制板之间和预制板与现浇板之间的滑移等进行了较系统的研究。目前,各国开展的有关试验研究工作主要是针对梁、柱均为预制构件的框架节点,而有关装配整体式框架节点的试验研究很少,在各国现行规范中也几乎没有相关内容。

本文中笔者以万科集团青群楼公寓一幢 18 层装配整体式混凝土框架工程为背景,对普通剪跨比和短剪跨比装配整体式混凝土框架边节点在低周反

复荷载作用下的破坏形态、滞回曲线、位移延性和耗能能力等抗震性能进行了较为系统的试验研究。

1 试验设计

1.1 试件设计

试验的 2 个试件分别为 1 个普通剪跨比边节点和 1 个短剪跨比边节点足尺模型试件,试件参数见表 1。考虑到上部传下来的竖向荷载,柱的试验轴压比均取为 0.5。

表 1 试件参数
Tab. 1 Parameters of Specimens

试件编号	PCJ-2	PCJ-4
节点类型	装配整体式框架边节点	装配整体式框架边节点
剪跨比	3.17	1.43

2 个试件的具体尺寸和配筋见图 1。通过以下措施提高混凝土框架节点的整体性:①预制板表面拉毛处理后,其凹凸不小于 4 mm,现浇层厚度 105 mm,预埋桁架钢筋增加接合面的抗剪能力;②预制梁顶面设凹槽保证现浇截面高度大于梁截面的 1/3;③梁端设凹槽的剪力键以增强梁端竖向接合面的抗剪能力。

现浇及预制混凝土强度等级均为 C50,梁、柱内纵筋采用 HRB400 级钢筋,梁、柱内箍筋及板筋采用 HRB335 级钢筋。全部试件均在上海市建筑制品有限公司第三构件厂制作和浇筑。钢筋的实测力学性能见表 2,试验时现浇和预制混凝土的实测力学性能见表 3。

1.2 加载装置与加载制度

2 个试件均采用柱顶加载方式,加载装置如图 2 所示。试验均在同济大学建筑结构实验室 10 000 kN 多功能试验机上进行,该试验机可以通过闭环控制考虑荷载-位移($P-\Delta$)效应的影响。2 个试件均用 10 000 kN 液压千斤顶施加竖向荷载 N ,加至预定试验轴压比后,再在上柱顶施加水平低周反复荷载 P ;在施加竖向荷载过程中保持梁端处于自由状态,以避免柱身变短而在梁内产生附加弯矩。

水平加载按照《建筑抗震试验方法规程》(JGJ 101—96)中规定的标准加载方法——荷载位移混合控制的加载方法进行,在试验过程中保持柱顶轴向力的大小不变。试件开裂前以荷载控制进行加载,开裂后以位移控制进行加载,每级位移为 $nH/200$ ($n\geq 1$,层高 $H=3\,000\text{ mm}$),开裂后每级位移下循环 3 次。加载制度如图 3 所示,其中, P_{cr} 为开裂荷载。

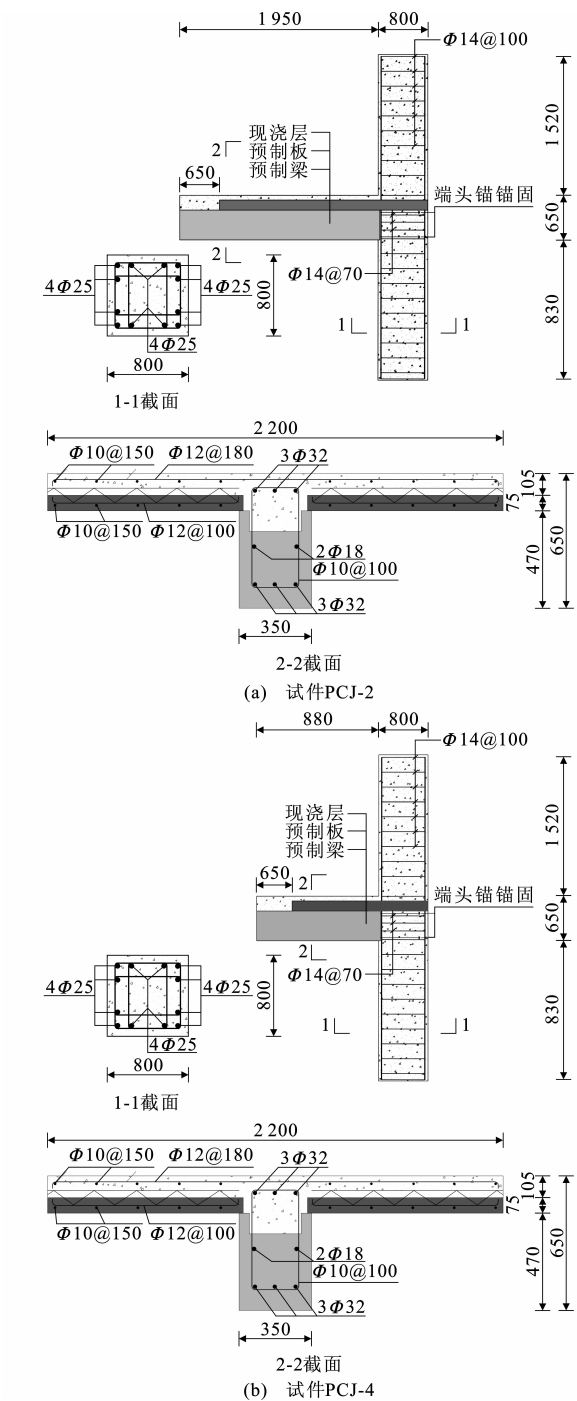


图 1 试件的尺寸与配筋 (单位:mm)
Fig. 1 Dimensions and Reinforcements of Specimens (Unit:mm)

1.3 量测内容

量测内容主要包括:①竖向荷载及水平荷载;②柱顶侧移;③核心区内箍筋应变及梁、柱交界处纵筋应变;④节点核心区的剪切变形;⑤预制梁与预制板、预制板与现浇板之间的相对滑移等。采用英国 Solartron SI 35951B IMP 数据采集系统进行数据采集。

表 2 钢筋的实测力学性能				
Tab. 2 Measured Mechanical Properties of Steel Bars				
钢筋直径/ mm	屈服强度 f_y /MPa	极限强度 f_u /MPa	弹性模量 $E_s/10^5$ MPa	延伸率/%
10	361	502	1.80	27.1
12	334	526	1.77	28.3
14	383	558	1.91	28.6
18	375	570	1.99	28.9
25	444	639	2.02	24.8
32	424	591	2.00	27.5

表 3 混凝土的实测力学性能				
Tab. 3 Measured Mechanical Properties of Concrete				
力学参数	试件 PCJ-2		试件 PCJ-4	
	现浇部分	预制部分	现浇部分	预制部分
轴心抗压强度 f_c /MPa	40.5	42.8	48.6	50.1
立方体抗压强度 f_{cu} /MPa	52.2	56.0	64.5	67.2
抗拉强度 f_t /MPa	3.7	3.8	4.5	4.8
弹性模量 $E_c/10^4$ MPa	3.9	4.1	3.6	3.9

2 受力过程

试件 PCJ-2 的受力过程可分为 4 个阶段,即开裂阶段(加载至初裂)、屈服阶段(开裂点与屈服点之间)、极限阶段(屈服点与峰值点之间)和破坏阶段(峰值点以后);试件 PCJ-4 的受力过程可分为 3 个阶段,即开裂阶段、屈服阶段和极限阶段,见表 4。

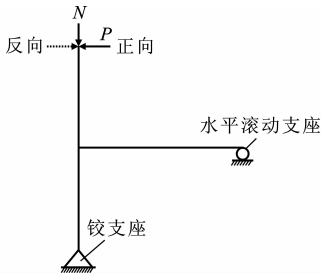


图 2 试件加载
Fig. 2 Loading of Specimens

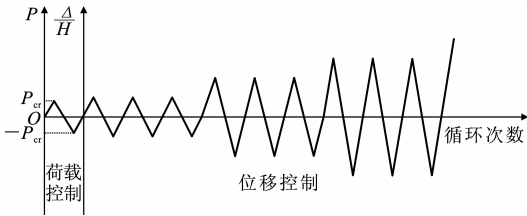


图 3 加载制度
Fig. 3 Loading System

3 试验结果与分析

3.1 破坏形态

试件 PCJ-2、PCJ-4 的破坏形态如图 4 所示。试

表 4 试件的受力过程

Tab. 4 Loading Process of Specimens

试件编号	开裂阶段	屈服阶段	极限阶段	破坏阶段
PCJ-2	当 P 沿正向加载至 158 kN 时,柱顶相对位移(上柱柱顶水平位移除以层高)为 0.32%,在梁中预制混凝土与现浇混凝土交界处出现第 1 条裂缝	当 P 沿正向加载至 304.2 kN 时,柱顶相对位移为 0.95%,正向达到屈服(梁上受拉纵筋屈服),现浇板与预制板间滑移为 0.53 mm,预制梁与预制板间滑移为 0.324 mm;当 P 沿反向加载至 310.8 kN 时,柱顶相对位移为 0.70%,反向达到屈服,现浇板与预制板间滑移为 0.047 mm,预制梁与预制板间滑移为 0.071 mm	当 P 沿正向加载至 350.0 kN 时,柱顶相对位移为 1.56%,正向承载力达到峰值;当 P 沿反向加载至 372.9 kN 时,柱顶相对位移为 2.03%,反向达到承载力峰值	当正向柱顶相对位移达到 2.04%、反向柱顶相对位移达到 2.33% 时,其承载力均下降到峰值的 85%,试件破坏
PCJ-4	当 P 沿正向加载至 90 kN 时,柱顶相对位移为 0.32%,在靠近柱顶的板顶现浇混凝土与预制混凝土交界处出现第 1 条裂缝	当 P 沿正向加载至 189.9 kN 时,柱顶相对位移为 1.08%,正向达到屈服,现浇板与预制板间滑移为 0.185 mm,预制梁与预制板间滑移为 0.099 mm;当 P 沿反向加载至 417.6 kN 时,柱顶相对位移为 1.16%,反向达到屈服,现浇板与预制板间滑移为 0.596 mm,预制梁与预制板间滑移为 0.608 mm	当 P 沿正向加载至 233.1 kN 时,柱顶相对位移为 1.52%,正向承载力达到峰值;当 P 沿反向加载至 481.1 kN 时,柱顶相对位移为 1.49%,反向达到承载力峰值,试件达到破坏	

筋均未屈服,核心区混凝土保持完整无剥落,试件的最终破坏为典型的梁端剪切破坏。

3.2 滞回曲线

滞回曲线是指结构在低周反复荷载下,作用在结构上的力与对应位移之间的关系曲线,它是结构抗震性能的综合体现。2 个试件的荷载-位移滞回曲线如图 5 所示。从图 5 可以看出:

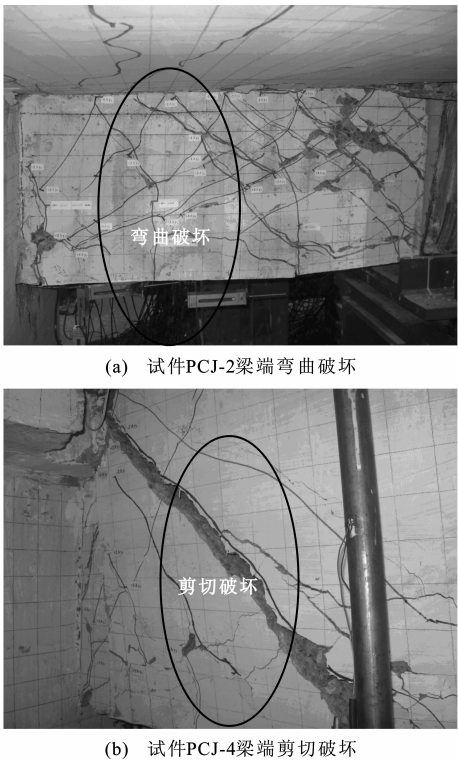


图 4 试件的破坏形态

Fig. 4 Failure Modes of Specimens

件 PCJ-2 的破坏形态为:在梁端产生一个交叉斜裂缝,梁顶混凝土被压碎,梁底纵向钢筋屈服,试件基本失去承载能力,试验结束;而此时柱内纵筋和核心区的箍筋均未屈服,核心区混凝土保持完整无剥落,试件的最终破坏为典型的梁端弯曲破坏。试件 PCJ-4 的破坏形态为:在梁端产生一条斜向主裂缝,梁端混凝土剪切破坏,梁底钢筋屈服,试件基本失去承载能力,试验结束;而此时柱内纵筋和核心区的箍

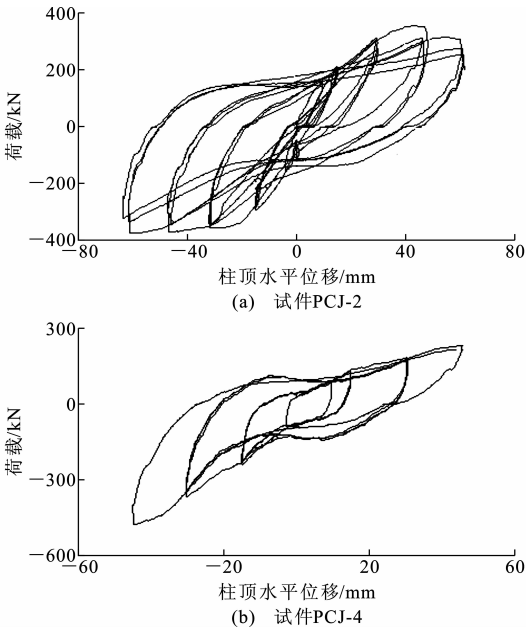


图 5 荷载-位移滞回曲线

Fig. 5 Load-displacement Hysteresis Curves

(1)早期 2 个试件的滞回曲线均呈梭形,滞回环较为饱满;在后期由于核心区混凝土和梁端混凝土的开裂,滞回曲线呈现出一定程度的捏拢现象,且都存在一个较明显的定点。

(2)滞回环所包围的面积随柱顶水平位移的增大而增大,表明耗能随着柱顶水平位移的增大而增大。

(3)试件 PCJ-2 的滞回环比试件 PCJ-4 饱满很多,可见普通剪跨比边节点比短剪跨比边节点耗能大很多,这是由于破坏模式不同造成的。

(4)2 个节点在正、反 2 个方向上的承载力均相差较大,这是由于梁配筋的不对称性造成的。

(5)试件 PCJ-2 在荷载达到峰值点后承载力逐渐下降,这主要是由于钢筋进入强化段和混凝土被压碎造成的;而试件 PCJ-4 在荷载达到峰值点后就失去承载力,这主要是由于混凝土发生较为突然的剪切破坏造成的。

3.3 核心区的剪切变形

节点核心区的剪切变形可以通过测量核心区对角线长度的变化,根据式(1)可计算节点核心区的剪切变形 γ ,即

$$\gamma = \frac{\Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 + \Delta_4}{2} \frac{\sqrt{a^2 + b^2}}{ab} \tag{1}$$

式中: a 为柱高; b 为梁高; Δ_1 、 Δ_2 、 Δ_3 、 Δ_4 为核心区沿对角线的变形。

图 6 为节点核心区的剪切变形。从图 6 可以看出:

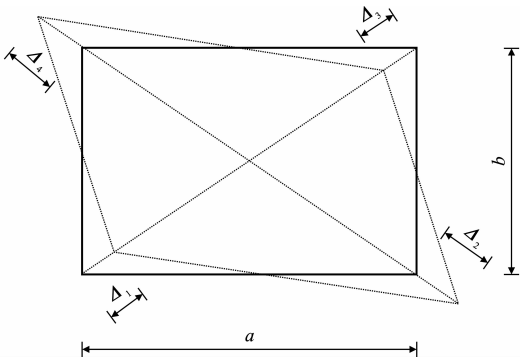


图 6 节点核心区的剪切变形

Fig. 6 Shear Deformation of Connection Core Zone

(1)达到屈服时,试件 PCJ-2、PCJ-4 的剪切角分别为 1.5×10^{-5} 、 5×10^{-5} rad,表明核心区处于弹性工作状态,剪切变形很小,核心区保持完好。

(2)加载至极限荷载时,试件 PCJ-2 的节点核心区极限剪切角为 2×10^{-5} rad;试件 PCJ-4 的节点核心区极限剪切角为 8×10^{-5} rad,表明试件 PCJ-4 的核心区变形能力强于试件 PCJ-2。

3.4 位移延性与变形能力

延性常用极限位移 Δ_u 和屈服位移 Δ_y 之比,即位移延性系数 μ 来表示, $\mu = \Delta_u / \Delta_y$ 。节点的位移特征值和延性系数见表 5,位移特征值包括开裂位移、屈服位移、峰值位移和极限位移,均指柱顶水平位

表 5 试件的位移特征值及延性系数
Tab. 5 Characteristic Values of Displacements and Ductility Factors for Specimens

试件编号	PCJ-2		PCJ-4	
荷载方向	正向	反向	正向	反向
开裂位移 Δ_{cr}/mm	9.46	0.63	9.56	
屈服位移 Δ_y/mm	28.40	21.00	32.33	34.79
峰值位移 Δ_{max}/mm	46.82	60.99	45.55	44.74
极限位移 Δ_u/mm	61.23	70.01		
$\Delta_u \cdot \Delta_y^{-1}$	2.16	3.33	1.41	1.29
$\Delta_y \cdot \Delta_{cr}^{-1}$	6.47	111.12	3.38	

移。而极限位移 Δ_u 为节点承载力下降到最大荷载 P_{max} 的 85% 时对应的柱顶水平位移,对于骨架曲线无下降段或下降段不到 85% P_{max} 的试件,分别取峰值位移 Δ_{max} 或曲线下降段最低点的位移。

从表 5 可以看出:

(1)试件 PCJ-2 正、反向的位移延性系数分别为 2.16、3.33,正、反向延性不对称主要是由于梁纵筋的不对称性造成的;试件 PCJ-4 正、反向的位移延性系数分别为 1.41、1.29,正、反向延性比较接近是由于剪切破坏的延性主要由梁箍筋决定造成的,而箍筋是对称布置的;试件 PCJ-2 正、反向的位移延性系数分别为试件 PCJ-4 正、反向位移延性系数的 1.53、2.58 倍,说明普通剪跨比边节点的延性明显好于短剪跨比边节点的位移延性,这是由于试件 PCJ-2 发生延性的弯曲破坏而试件 PCJ-4 发生脆性的剪切破坏造成的。

(2)试件 PCJ-2 正、反向的极限位移分别为 61.23、70.01 mm;试件 PCJ-4 正、反向的峰值位移分别为 45.55、44.74 mm,说明普通剪跨比边节点的变形能力明显好于短剪跨比边节点。

(3)与短剪跨比边节点相比,普通剪跨比边节点的 Δ_y / Δ_{cr} 值较大,表明普通剪跨比边节点开裂至屈服之间变形余量较大,开裂征兆出现较早。

3.5 耗能能力

基于试件在低周反复荷载下的滞回曲线,可以对试件的耗能能力进行分析。试件在正向加、卸载过程中的耗能可用面积 S_1 的大小来表示,在反向加、卸载过程中的耗能可用面积 S_2 的大小来表示,如图 7 所示。2 个试件在各级位移下的耗能 S_1 和 S_2 见图 8。从图 7、8 可以看出:

(1)试件开裂时,节点在正、反 2 个方向上的耗能极小,试件基本处于弹性工作阶段。

(2)随着柱顶水平位移的增大,试件耗能能力不断增大,进入弹塑性阶段后,试件的损伤不断累积,

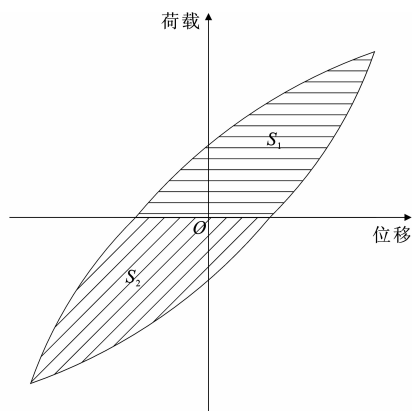


图 7 耗能示意

Fig. 7 Sketch of Energy Dissipation

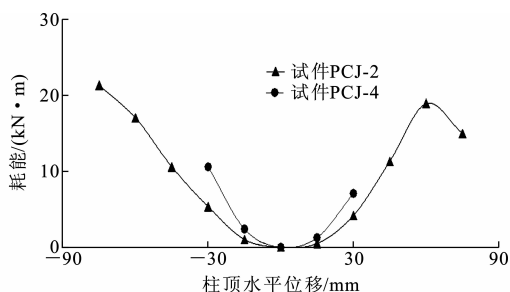


图 8 试件 PCJ-2、PCJ-4 的耗能

Fig. 8 Energy Dissipations of Specimens PCJ-2 and PCJ-4

耗能不断增大。

(3) 荷载达到峰值点以后, 尽管承载力逐渐降低, 但试件 PCJ-2 的耗能能力还是逐渐提高直到承载力下降到峰值承载力的 85%, 而试件 PCJ-4 在达到峰值荷载后就发生剪切破坏, 试件 PCJ-2 的耗能能力明显大于 PCJ-4 耗能能力, 可见普通剪跨比边节点的耗能能力优于短剪跨比边节点。

4 结 语

(1) 普通剪跨比和短剪跨比装配整体式混凝土框架边节点均实现了“强柱弱梁”、“强节点弱构件”的抗震设计目标。2 个节点在受力全过程中整体性较好, 同时具有较大的安全储备。

(2) 预制板与现浇板协同工作良好, 在大位移阶段才观察到水平裂缝, 这表明对预制混凝土板的表面做拉毛处理和预埋桁架钢筋可以保证正常使用阶段新旧混凝土之间的协同工作。

(3) 普通剪跨比边节点发生了梁端弯曲破坏, 短剪跨比边节点发生了梁端剪切破坏, 普通剪跨比边节点的耗能和延性均好于相应的短剪跨比边节点。关于短剪跨比装配整体式混凝土框架边节点的抗震性能有待进一步研究。

参考文献:

References:

- [1] 吕茫茫, 关贸军. 混凝土预制构件企业发展的现状和出路[J]. 结构工程师, 2000(增1): 449-453.
LU Mang-mang, GUAN Mao-jun. The Current Situation and Wayout of Prefabricated Concrete Manufacturer in China[J]. Structural Engineers, 2000(S1): 449-453.
- [2] 谢尊渊, 方先和. 建筑施工[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1998.
XIE Zun-yuan, FANG Xian-he. Building Construction [M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 1998.
- [3] 张立波. 高层建筑设计施工规范与新技术应用实务全书[M]. 北京: 海洋出版社, 2000.
ZHANG Li-bo. Construction Specification for Design of High-rise Buildings and New Technology Application Guidelines[M]. Beijing: Ocean Press, 2000.
- [4] PARK R, THOMPSON K J. Cyclic Load Tests on Prestressed and Partially Prestressed Beam-column Joints [J]. PCI Journal, 1977, 22(5): 84-110.
- [5] PARK R, BULL D K. Seismic Resistance of Frames Incorporating Precast Prestressed Concrete Beam Shells[J]. PCI Journal, 1986, 31(4): 54-93.
- [6] 林宗凡, SAGAN E I, KREGER M E. 装配式抗震框架延性节点的研究[J]. 同济大学学报: 自然科学版, 1998, 26(2): 134-138.
LIN Zong-fan, SAGAN E I, KREGER M E. Study on the Ductile Connections for Precast Aseismic Frame [J]. Journal of Tongji University: Natural Science, 1998, 26(2): 134-138.
- [7] 赵 斌, 吕西林, 刘丽珍. 全装配式预制混凝土结构梁柱组合件抗震性能试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2005, 25(1): 81-87.
ZHAO Bin, LU Xi-lin, LIU Li-zhen. Experimental Study on Seismic Behavior of Precast Concrete Beam-column Subassembly with Fully Assembled Joint[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2005, 25(1): 81-87.
- [8] 薛伟辰, 杨新磊, 王 蕴, 等. 现浇柱叠合梁框架节点抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2008, 29(6): 9-17.
XUE Wei-chen, YANG Xin-lei, WANG Yun, et al. Experimental Study on Seismic Behavior of Different Type of Frame Connections with Composite Beams and Cast-in-place Columns[J]. Journal of Building Structures, 2008, 29(6): 9-17.