

doi:10.11918/j.issn.0367-6234.2016.12.002

# 梁纵筋锚固板锚固装配整体式梁柱边节点抗震性能试验

赵作周<sup>1</sup>, 韩文龙<sup>1</sup>, 钱稼茹<sup>1</sup>, 刘时伟<sup>2</sup>, 王悦媛<sup>1</sup>

(1.土木工程安全与耐久教育部重点实验室(清华大学),北京 100084;2.内蒙古蒙西工程设计有限公司,呼和浩特 010000)

**摘要:**为研究柱纵筋套筒挤压连接、梁纵筋锚固板锚固的叠合梁-预制柱后浇核心区装配整体式边节点的抗震性能,进行了1个核心区剪切破坏和1个梁端弯曲破坏的边节点试件 PEJ1 和 PEJ2 的拟静力试验.结果表明:试件 PEJ1 核心区箍筋先于梁纵筋屈服,核心区混凝土严重剪切破坏,试件 PEJ2 核心区箍筋未屈服,梁固端混凝土压溃、纵筋严重屈服,2个试件均实现了预期的破坏形态;2个试件的力-位移滞回曲线有一定程度的捏拢,试件 PEJ1 滞回曲线捏拢程度略大、峰值后骨架线下降较快;2个试件的承载力试验值与规范相应公式计算值的比值分别为 1.30 和 1.26,等效极限层间位移角分别为 1/28 和 1/22;试件 PEJ1 峰值时梁变形为主,极限点时核心区剪切变形为主,试件 PEJ2 梁变形为主,核心区剪切变形占总变形不到 5%;2个不同破坏形态试件的梁纵筋锚固板锚固未失效,后浇核心区装配整体式边节点梁纵筋可采用锚固板锚固.

**关键词:** 预制柱-叠合梁装配整体式边节点;后浇核心区;梁纵筋锚固板锚固;钢筋套筒挤压连接;抗震性能;拟静力试验

中图分类号: TU375

文献标志码: A

文章编号: 0367-6234(2016)12-0019-09

## Seismic behavior of assembled monolithic beam-column exterior joints with beam longitudinal rebars anchored by heads

ZHAO Zuozhou<sup>1</sup>, HAN Wenlong<sup>1</sup>, QIAN Jiaru<sup>1</sup>, LIU Shiwei<sup>2</sup>, WANG Yueyuan<sup>1</sup>

(1.Key Laboratory of Civil Engineering Safety and Durability (Tsinghua University), Ministry of Education, Beijing 100084, China; 2.Inner Mongolia Mengxi Engineering Design Co., Ltd., Hohhot 010000, China)

**Abstract:** To study the seismic behavior of assembled monolithic beam-column joints, quasi-static tests of one precast exterior joint PEJ1 with the shear failure of joint core area and one precast exterior joint PEJ2 with the flexural failure of beam fixed end were carried out. For the specimen PEJ1, core area hoops yield first and the core concrete fails in shear mode obviously. For the specimen PEJ2, concrete of beam fixed end crushes and beam longitudinal rebars yield while core area hoops don't yield. The two specimens both fail in the expected failure modes. The hysteretic loops of the two specimens have a certain extent of pinch while the specimen PEJ1 shows a slightly larger extent of pinch. The skeleton curve of the specimen PEJ1 declines rapidly after peak load. The measured load-carrying capacity of the precast joints, which fail in shear mode in the joint core area and flexural mode at the beam fixed end, respectively are 1.30, 1.26 times as large as the calculated capacity according to the formulas in the current design code. The equivalent ultimate drift ratios of the two specimens are 1/28 and 1/22. The specimen PEJ1 is dominated by deformation of the beam at the peak point and shear deformation of the core area at the ultimate point. The specimen PEJ2 is dominated by deformation of the beam during the whole experiment while the contribution of shear deformation of the core area is less than 5%. The anchor failure of the beam longitudinal rebars does not occur. In the precast exterior joints with different failure modes, utilizing heads to anchor beam longitudinal rebars is feasible.

**Keywords:** composite RC beam-precast column monolithic exterior joint; post-casting core area; beam longitudinal rebar anchored by head; rebar spliced by pressed sleeve; seismic behavior; quasi-static test

装配式梁柱节点通过后浇核心区混凝土实现预制梁柱的连接,节点整体性好,兼备现浇结构和预制结构的优点,也称装配整体式节点,是工程和相关规范<sup>[1]</sup>中推荐的装配式框架预制梁柱连接方式.装配

整体式边节点的梁纵筋锚固在后浇核心区内,往复荷载作用下,梁顶、梁底纵筋反复拉压,一旦锚固失效,节点可能丧失承载能力,因此梁纵筋在核心区可靠锚固是保证节点抗震能力的前提.现浇结构中,当核心区尺寸较小、梁纵筋不能直线锚固时,梁顶、梁底纵筋若采用 90°弯折锚固,将导致核心区钢筋密集、浇筑混凝土困难.为解决核心区钢筋密集问题,国内外学者提出了钢筋锚固板锚固,并进行了大量

收稿日期: 2015-09-15

作者简介: 赵作周(1967—),男,副教授,博士生导师;

钱稼茹(1946—),男,教授,博士生导师

通信作者: 钱稼茹, qianjr@tsinghua.edu.cn

研究.带锚固板的钢筋拉拔试验<sup>[2-4]</sup>表明,钢筋锚固性能良好,当相对承压面积(锚固板承压面积与锚固钢筋截面积的比值)为 4.5 时,钢筋埋入长度  $0.4l_{ab}$  ( $l_{ab}$  为基本锚固长度)即可实现与  $90^\circ$  弯折锚固相同或更好的锚固效果.现浇梁柱边节点对比试验<sup>[5-10]</sup>表明,梁受力纵筋采用锚固板锚固的边节点,其抗震性能与  $90^\circ$  弯折锚固的边节点相当;当轴压比和剪压比较高时,应将锚固板布置于柱纵筋外侧,以获得较好的后期性能.

参照现浇边节点的构造措施,国内外学者对多种形式的装配整体式边节点进行了试验研究.Ertas 等<sup>[11]</sup>对后浇核心区进行了试验研究,上、下层柱整体预制,预制柱在核心区纵筋连续、混凝土断开,预制梁伸出 U 形钢筋锚固于后浇核心区,结果表明,梁端弯曲破坏的节点抗震性能与现浇节点相近.Blandon 等<sup>[12]</sup>对一榀两层装配整体式框架进行了试验研究,边节点梁底纵筋  $90^\circ$  弯折锚固于后浇核心区,直线段长度  $8d$  (中国规范对采用 C40 混凝土和 HRB400 钢筋的一、二级抗震结构,该长度取为  $0.4l_{abE} = 13.2d$ ,  $l_{abE}$  为受拉钢筋抗震基本锚固长度,  $d$  为钢筋直径),试验过程中,梁底纵筋出现滑移,接近破坏时才受拉屈服,认为该构造不能保证梁底纵筋锚固,不宜用于抗震框架.薛伟辰等<sup>[13-15]</sup>对叠合梁-现浇柱后浇核心区边节点进行了试验,梁纵筋采用锚固板锚固于后浇核心区,结果表明,梁端弯曲破坏的装配式节点承载力、延性与梁纵筋  $90^\circ$  弯折锚固的现浇节点基本相同.文献<sup>[16-18]</sup>对叠合梁-预制柱后浇核心区边节点进行了试验,柱纵筋采用套筒灌浆连接,梁纵筋在柱纵筋外采用锚固板锚固,梁端弯曲破坏的装配式节点的主要抗震性能指标与现浇节点基本接近,梁纵筋锚固可靠.

已有研究中,锚固板锚固后浇核心区边节点的试验剪压比较小,节点破坏模式均为梁端弯曲破坏<sup>[13-18]</sup>,对核心区剪切破坏后梁纵筋的锚固性能研究较少;同时,柱多为现浇<sup>[13-15]</sup>、或上下层整体预制<sup>[11]</sup>、或上下层预制柱套筒灌浆连接<sup>[16-18]</sup>.本文通过 2 个试件的拟静力试验,研究预制柱纵筋套筒挤压连接<sup>[19]</sup>、梁纵筋锚固板锚固的不同破坏形态的装配整体式叠合梁-预制柱边节点的抗震性能.

## 1 试验概况

### 1.1 试件设计

2 个边节点试件的编号分别为 PEJ1、PEJ2,分别按核心区剪切破坏和梁端弯曲破坏设计.试件的主要设计参数见表 1,几何尺寸及构造见图 1.2 个试件的几何尺寸相同,柱截面尺寸均为  $330 \text{ mm} \times$

$380 \text{ mm}$ ,纵筋配筋为  $8 \Phi 20$ ;梁截面尺寸为  $290 \text{ mm} \times 400 \text{ mm}$  (宽 $\times$ 高),上下对称配筋.试件的上、下层柱为预制,上层柱底设置后浇段,核心区及梁叠合层为后浇,上、下层预制柱纵筋在上层柱的后浇段内套筒挤压连接;叠合梁梁底纵筋、梁顶纵筋伸至后浇核心区柱纵筋外侧,采用穿孔塞焊锚固板锚固,锚固长度(表 1)均大于  $0.4l_{abE}$ ;预制梁顶面构造纵筋伸入核心区  $15d$ ,与现浇结构相同.通过后浇核心区、梁叠合层及上柱后浇段的混凝土,实现叠合梁与预制柱的整体式连接.

表 1 试件主要设计参数

Tab.1 Main design parameters of specimens

试件编号	预期破坏形态	梁纵筋	核心区配箍	梁纵筋锚固长度
PEJ1	核心区剪切破坏	$5 \Phi 25 + 5 \Phi 25$	$3 \Phi 8$ (两肢)	$0.413l_{abE}$
PEJ2	梁端弯曲破坏	$4 \Phi 20 + 4 \Phi 20$	$4 \Phi 10$ (三肢)	$0.516l_{abE}$

注:表中梁纵筋锚固长度为从纵筋进入核心区开始到锚固板内侧的距离,本文试件该距离为  $330 \text{ mm}$ , $l_{abE}$  按 GB 50010—2010《混凝土结构设计规范》<sup>[20]</sup> (简称《混规》)计算,混凝土强度等级为 C45,钢筋为 HRB400 级.

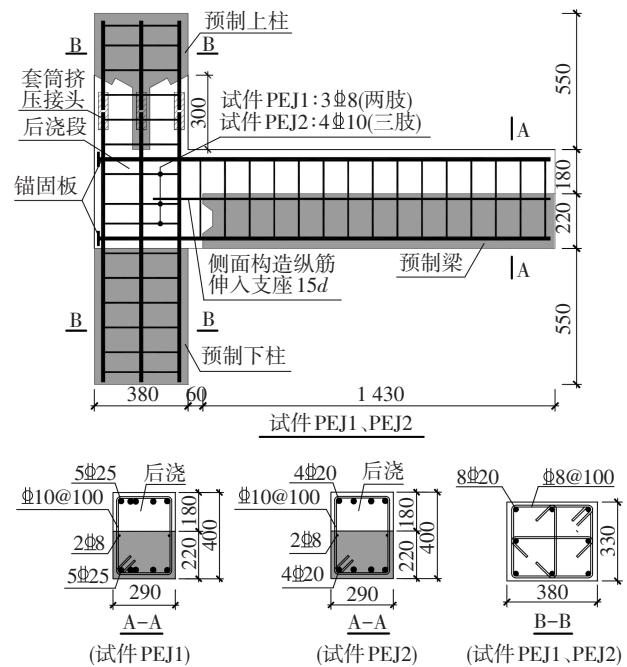


图 1 试件几何尺寸及构造

Fig.1 Geometric dimension and details of specimens

### 1.2 材料强度

试件混凝土分预制梁柱、梁叠合层及核心区、上柱后浇段 3 个批次浇筑,每次浇筑混凝土时预留 3 个  $150 \text{ mm} \times 150 \text{ mm} \times 150 \text{ mm}$  立方体试块,试验当天实测其抗压强度,得到混凝土立方体抗压强度平均值(即实测值) $f_{cu,m}$ ,结果列于表 2.

梁柱纵筋、箍筋均采用 HRB400 钢筋,钢筋强度实测值见表 3,表中屈服应变  $\varepsilon_y = f_y/E_s$ ,  $E_s$  为钢筋的弹性模量,  $E_s = 2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ .



竖向力分别下降至峰值的 77%、80%，结束试验。

## 2.2 试件 PEJ2

试件 PEJ2 按“梁端弯曲破坏”设计。0.5 $P_y$  ( $P_y = 137$  kN) 级, 梁固端受拉侧出现多条细而密的竖向弯曲裂缝。0.75 $P_y$  级, 梁弯曲裂缝向悬臂端发展, 多条裂缝上下贯通; 核心区无可见裂缝。1 $\Delta_y$  级, 梁弯曲裂缝基本出齐, 间距约 100 mm; 核心区出现两条细小斜裂缝。2 $\Delta_y$  级, 梁固端 300 mm 范围内弯曲裂缝发展为斜裂缝, 弯曲裂缝最大宽度约为 2.5 mm; 核心区斜裂缝轻微发展。3 $\Delta_y$  级, 梁大部分裂缝上下贯通, 固端顶面、底面保护层混凝土起皮; 核心区斜裂缝不再发展。4 $\Delta_y$  级, 正向加载梁端竖向力达到峰值, 梁与核心区结合面裂缝张开约 4 mm, 预制梁与核心区间

60 mm 宽的后浇混凝土压溃, 梁固端 200 mm ( $1/2h_b$ ) 范围内出现两条交叉斜裂缝。5 $\Delta_y$  级, 反向加载梁端竖向力达到峰值, 梁根部 200 mm 范围内交叉斜裂缝加宽, 混凝土被分割为多个块体, 固端上下混凝土压溃脱落, 梁纵筋压屈, 纵筋、箍筋外露。6 $\Delta_y$  级, 梁固端 200 mm 范围内混凝土破坏严重, 正、反向梁端竖向力分别下降至峰值的 79%、66%, 结束试验。

试件 PEJ1、PEJ2 不同梁端竖向位移时的裂缝分布见图 3。由图 3 可见, 试件 PEJ1 的破坏形态为核心区剪切破坏, 梁弯曲裂缝有所发展; 试件 PEJ2 的破坏形态为梁端弯曲破坏、形成塑性铰, 破坏主要发生在梁固端 200 mm ( $1/2h_b$ ) 范围内。两个试件均实现了预期的破坏模式。

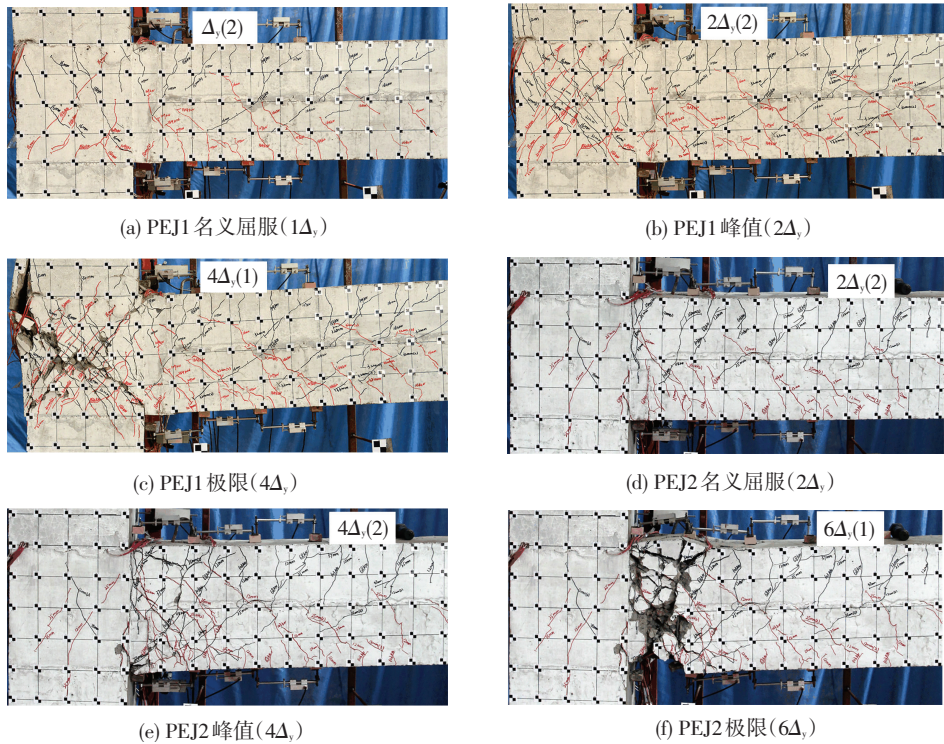


图 3 试件裂缝分布和破坏形态

Fig.3 Crack patterns and failure modes of specimens

## 3 试验结果及分析

### 3.1 滞回曲线及骨架线

梁端加载模式的边节点受力简图见图 4, 梁端竖向力产生的弯矩由固定柱的滚轴铰给柱的一对反力平衡, 则柱顶等效水平力  $V_c$ 、柱顶等效位移  $\Delta_c$  和等效层间位移角  $\theta$  可由下式计算得到:

$$V_c = P_b \times \frac{l_b}{l_c}, \quad (1)$$

$$\Delta_c = \frac{\Delta_b}{l_b} \times l_c, \quad (2)$$

$$\theta = \frac{\Delta_c}{l_c} = \frac{\Delta_b}{l_b}. \quad (3)$$

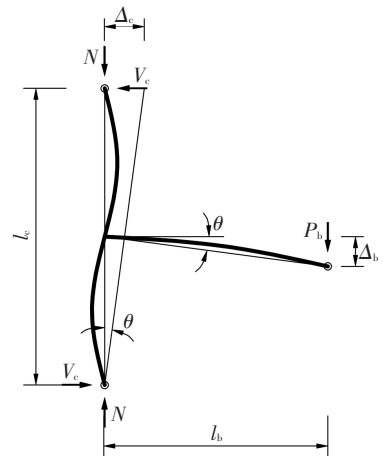


图 4 梁柱边节点受力简图

Fig.4 Mechanical calculation model for exterior beam-column joints

式中:  $P_b$  为梁端竖向力,  $l_c$  为柱上、下滚轴间的中心距,  $l_b$  为梁端加载点到柱中心线的距离,  $\Delta_b$  为梁端竖向位移。本文试件  $l_c = 2\ 000\ \text{mm}$ ,  $l_b = 1\ 540\ \text{mm}$ 。

各试件柱顶等效水平力-柱顶等效位移(等效层间位移角) ( $V_c-\Delta_c, V_c-\theta$ ) 滞回曲线及骨架线见图 5, 图中  $V_n$  定义见后文。可见, 2 个试件前期滞回环呈梭形, 较为饱满, 之后由于混凝土开裂呈现一定程

度的捏拢, 滞回曲线形状介于梭形和反 S 形之间。核心区剪切破坏试件 PEJ1 较梁端弯曲破坏试件 PEJ2 滞回曲线捏拢程度略大, 峰值后骨架线下降较快。2 个试件滞回曲线正向加载和反向加载基本对称, 说明新旧混凝土竖向结合面对叠合梁的正向和反向受弯性能影响较小。

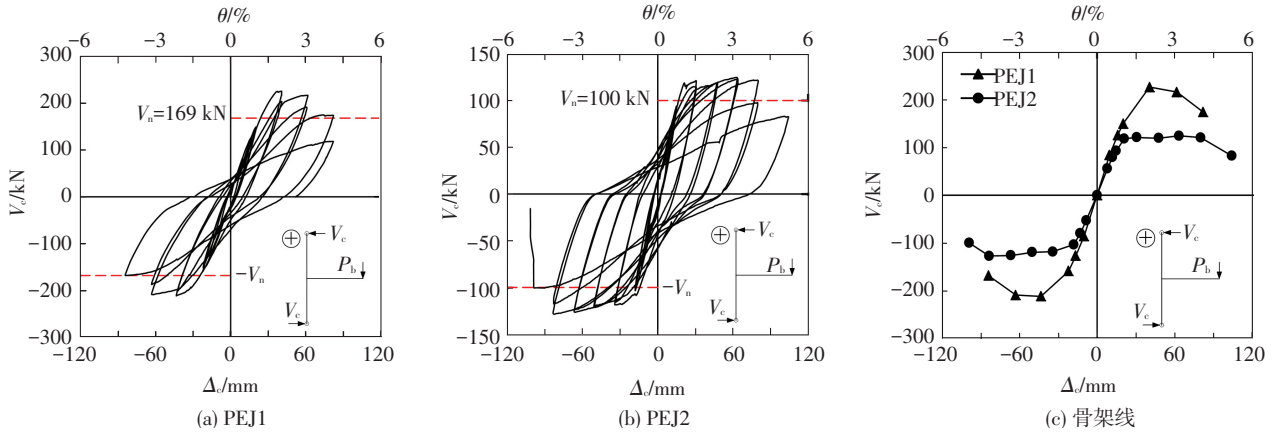


图 5 试件柱顶等效水平力-柱顶等效位移 ( $V_c-\Delta_c$ ) 曲线

Fig.5 Equivalent column shear force-equivalent storey drift ( $V_c-\Delta_c$ ) curves of specimens

### 3.2 承载能力及变形能力

表 4 列出了试件名义屈服、峰值和极限状态柱顶等效水平力  $V_c$ 、柱顶等效位移  $\Delta_c$  和等效层间位移角  $\theta$ , 名义屈服点采用能量法由试件  $V_c-\Delta_c$  骨架线确定, 峰值点为  $V_c-\Delta_c$  骨架线的最高点, 极限点为  $V_c$  下降至  $0.85V_{c,p}$  的点。表 4 中,  $V_{n,j}, V_{n,b}$  分别为根据《混规》按核心区剪切破坏、梁端弯曲破坏计算得到的柱顶等效水平力, 计算时, 钢筋采用实测屈服强度, 混凝土采用实测立方体抗压强度换算得到的轴心抗压强度 ( $0.76f_{cu,m}$ ), 轴心抗拉强度  $f_t = 0.395f_{cu,m}^{0.55}$ ,

不考虑抗震调整系数,  $V_n$  为  $V_{n,b}, V_{n,j}$  中的较小者。

由表 4 可见, 两种破坏形态的边节点峰值荷载(即承载力试验值)与承载力计算值的比值分别为 1.30、1.26, 说明可按《混规》现浇梁柱节点的相关公式, 计算装配整体式梁柱边节点核心区受剪承载力和叠合梁固端受弯承载力, 且有安全储备。

2 个试件的等效极限层间位移角  $\theta_u$  分别为 1/28、1/22, 均大于 GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》<sup>[21]</sup> 规定的罕遇地震下框架结构弹塑性层间位移角 1/50 的限值, 满足抗震变形能力的要求。

表 4 试件不同状态的试验结果

Tab.4 Test results of specimens at various states

试件 编号	加载 方向	名义屈服			峰值			极限			计算值			
		$V_{c,y}/\text{kN}$	$\Delta_{c,y}/\text{mm}$	$\theta_y$	$V_{c,p}/\text{kN}$	$\Delta_{c,p}/\text{mm}$	$\theta_p$	$V_{c,u}/\text{kN}$	$\Delta_{c,u}/\text{mm}$	$\theta_u$	$V_{n,j}/\text{kN}$	$V_{n,b}/\text{kN}$	$V_n/\text{kN}$	$V_{c,p}/V_n$
PEJ1	正向	197	32.77	1/61	226	40.68	1/49	192	71.35	1/28				1.30
	反向	182	31.48	1/64	212	43.46	1/46	189	73.52	1/27	169	199	169	
	平均	189	32.13	1/62	219	42.07	1/48	191	72.44	1/28				
PEJ2	正向	119	22.24	1/90	125	63.44	1/32	106	89.60	1/22				1.26
	反向	112	28.21	1/71	127	83.58	1/24	108	94.38	1/21	223	100	100	
	平均	116	25.23	1/79	126	73.51	1/27	107	91.99	1/22				

### 3.3 刚度

试件的割线刚度可由  $V_c$  与  $\Delta_c$  的比值确定, 结果见表 5, 表中初始割线刚度  $K_0$  为各试件  $0.5P_y$  加载级等效层间位移角为 1/550 时对应的割线刚度。由表 5 可见, 各试件不同状态的正向加载和反向加载的割线刚度基本接近。试件每级加载第 1 循环顶点的割线刚度  $K$ 、相对割线刚度  $K_r$  与柱顶等效位移  $\Delta_c$  的关系曲线见图 6, 割线刚度取正、反两个加载方向的平均值,

相对割线刚度  $K_r = K/K_0$ 。可以看出, 梁端弯曲破坏试件割线刚度前期退化较核心区剪切破坏试件快。

表 5 试件不同状态的割线刚度

Tab.5 Secant stiffness of specimens at various states  $\text{kN} \cdot \text{mm}^{-1}$

试件 编号	$K_0$			$K_y$			$K_p$			$K_u$		
	正向	反向	平均	正向	反向	平均	正向	反向	平均	正向	反向	平均
PEJ1	10.1	10.4	10.3	6.0	5.8	5.8	5.6	4.9	5.2	2.7	2.6	2.6
PEJ2	8.5	9.1	8.8	4.5	4.0	4.3	2.0	1.5	1.7	1.2	1.1	1.2

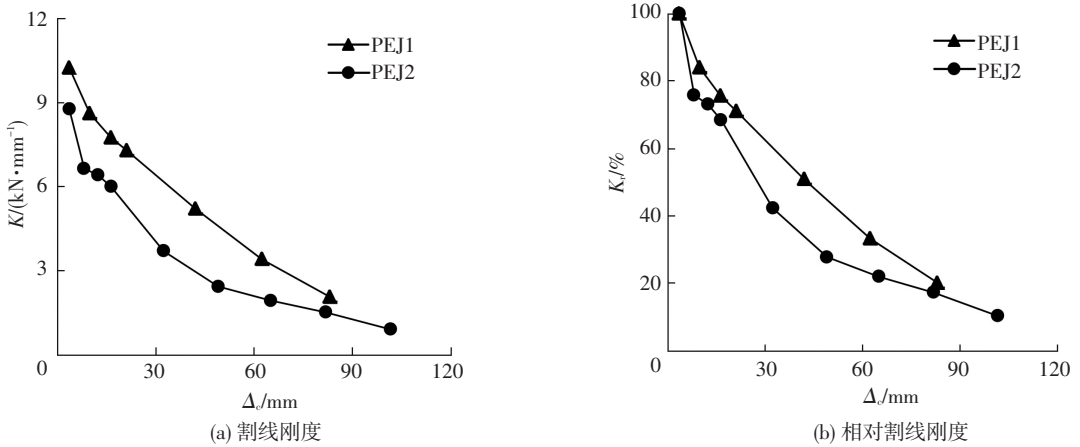


图 6 割线刚度-柱顶等效位移曲线

Fig.6 Secant stiffness-equalent storey drift curves

### 3.4 耗能能力

2 个试件各加载级第 1 循环的耗能 ( $V_c-\Delta_c$  滞回环面积)、各级累计耗能 (该级别及该级别之前  $V_c-\Delta_c$  滞回环面积之和)、等效黏滞阻尼系数  $h_e$  (能力耗散系数除以  $2\pi$ ) 与  $\Delta_c$  的关系曲线如图 7 所示。

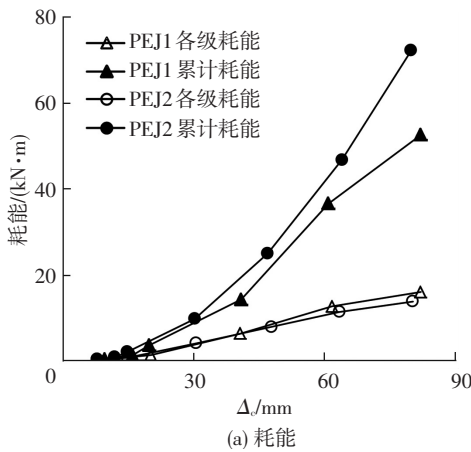
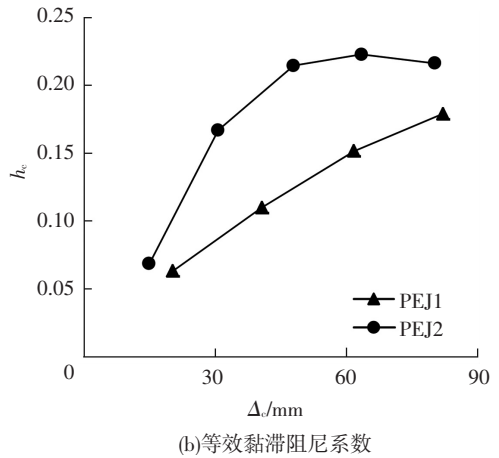


图 7 试件柱顶等效位移-耗能、等效黏滞阻尼系数曲线

Fig.7 Energy dissipation-storey drift and equivalent damping coefficient-equalent storey drift curves

由图 7 可见,各试件的耗能随柱顶等效位移的增大而增大;屈服荷载后等效黏滞阻尼系数随柱顶等效位移的增大而增大;梁端弯曲破坏试件 PEJ2 的等效黏滞阻尼系数大于核心区剪切破坏试件 PEJ1, 具有更强的耗能能力。



### 3.5 钢筋应变

试件钢筋应变测点布置如图 8 所示.图 9 给出了 2 个试件正向加载时梁顶纵筋测点应变与加载级别的关系曲线.结果表明:1)核心区剪切破坏的试件 PEJ1 在  $2\Delta_y$  级时,位于核心区外、柱边的梁纵筋应变 T2 屈服,核心区已形成交叉斜裂缝的  $3\Delta_y$  级和梁端竖向力已下降的  $4\Delta_y$  级时,T2 增大不多;2)梁端弯曲破坏试件 PEJ2 在  $1\Delta_y$  级时,梁纵筋应变 T2 屈服, $2\Delta_y$  级时,应变 T2 达  $2 \times 10^{-2}$ ,钢筋严重屈服;3)试件 PEJ2 在  $2\Delta_y$  级时,距柱边 300 mm ( $0.75h_0$ ) 的梁纵筋应变 T3 屈服;4)2 个试件核心区纵筋应变 T1 均未达屈服,除试件 PEJ1 在  $4\Delta_y$  级 T1 应变比  $3\Delta_y$  级有所减小外,其余都是随梁端竖向位移增大而增大,表明锚固板未出现锚固失效,具有很好的锚固性能。

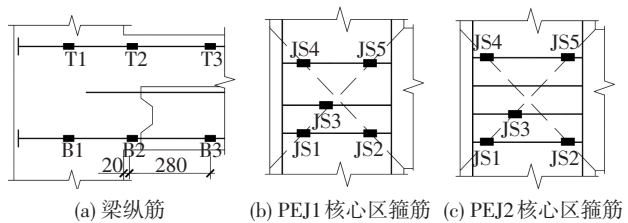


图 8 试件钢筋应变测点布置

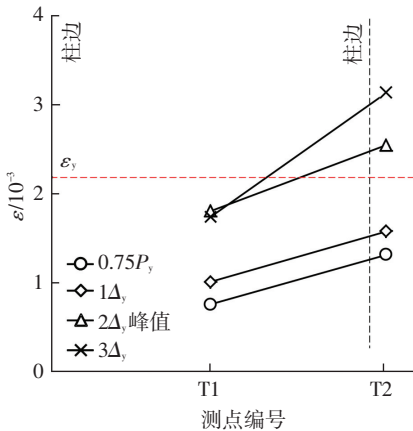
Fig.8 Layout of reinforcement strain gauges of specimens

图 10 所示为 2 个试件各加载级第一循环正向加载达到最大位移时核心区箍筋应变分布.结果表明:1)随梁端竖向位移增大,核心区箍筋应变增大;2)核心区中截面箍筋应变(JS3)大于上下截面箍筋应变(JS1、JS2、JS4、JS5),与核心区对角线中心位置裂缝最先开展且裂缝最宽的试验现象一致;3)  $1\Delta_y-2\Delta_y$  时,核心区剪切破坏试件 PEJ1 中截面箍筋屈

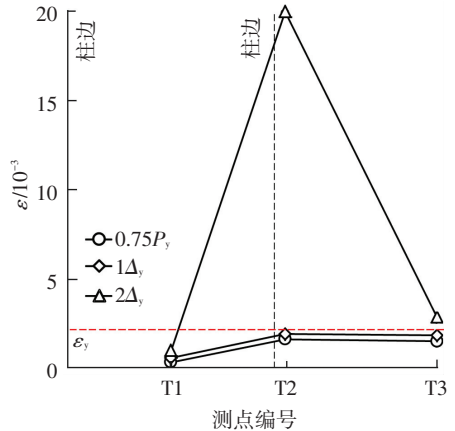
服,  $3\Delta_y$  时全部箍筋屈服; 4) 梁端弯曲破坏试件 PEJ2 核心区箍筋未屈服。

综合梁纵筋、核心区箍筋应变可见, 核心区剪切

破坏试件 PEJ1 核心区箍筋先于梁纵筋屈服; 梁端弯曲破坏试件 PEJ2 梁固端 300 mm ( $0.75h_b$ ) 范围内纵筋受拉屈服, 核心区箍筋未屈服。



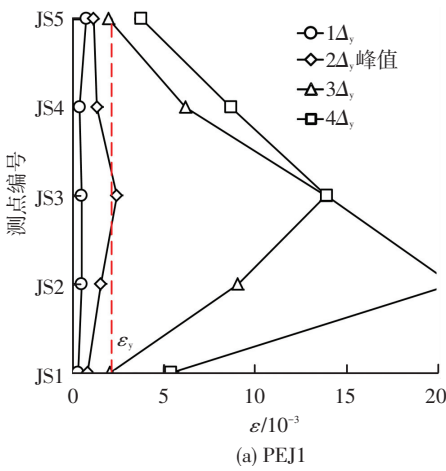
(a) PEJ1 梁顶纵筋



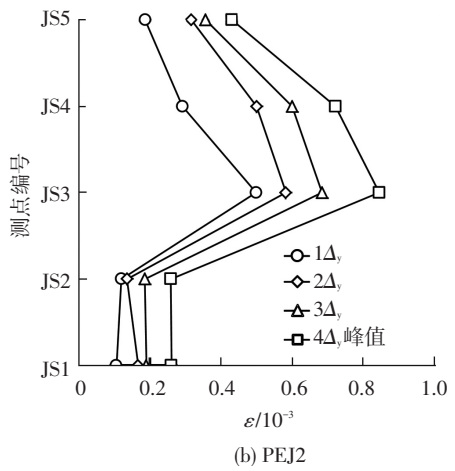
(b) PEJ2 梁顶纵筋

图 9 试件梁纵筋应变随加载级别变化曲线

Fig.9 Beam longitudinal rebars strain-loading level curves of specimens



(a) PEJ1



(b) PEJ2

图 10 核心区箍筋应变分布

Fig.10 Strain distribution of core area stirrups

### 3.6 框架梁曲率分布

试验采用 3 组导杆位移计分别量测了距柱边 0~200 mm、200~400 mm、400~600 mm 范围内沿梁长度的相对变形, 由此得到上述范围内梁的平均截面曲率如图 11 所示, 图中横坐标  $x=0$  为梁柱交界面。结果表明: 1) 2 个试件距柱边 0~200 mm 范围内平均截面曲率远大于距柱边 200~400 mm、400~600 mm 范围内平均截面曲率, 且随梁端竖向位移增加而增大; 2) 相同  $\theta$  时, 试件 PEJ2 距柱边 0~200 mm 范围内平均截面曲率大于试件 PEJ1, 且随  $\theta$  增大, 两者差距加大, 反映了两者的破坏形态; 3) 试件 PEJ2 距柱边 0~200 mm 范围内平均截面曲率正向加载和反向加载基本对称, 说明新旧混凝土竖向结合面对叠合梁的弯曲变形影响不大。

### 3.7 试件变形组成

2 个试件的柱顶等效位移  $\Delta_c$  由核心区剪切变

形、梁变形、柱变形分别引起的柱顶位移  $\Delta_{ej}$ 、 $\Delta_{cb}$ 、 $\Delta_{cc}$  3 部分组成。由图 2 中沿核心区对角线布置的导杆位移计 D2、D3 测得核心区剪切变形, 换算得到  $\Delta_{ej}$ ; 由布置在梁顶面和底面的导杆位移计 D4~D9 量测沿梁长度方向的变形, 由此换算得到  $\Delta_{cb}$ ; 由布置于上柱和下柱靠近核心区一端的水平位移计 D10、D11 量测柱端的水平侧移, 得到柱端转角, 除去核心区剪切变形得到对应的  $\Delta_{cc}$ 。将  $\Delta_c$  换算为等效层间位移角  $\theta$ ,  $\Delta_{ej}$ 、 $\Delta_{cb}$  及  $\Delta_{cc}$  对  $\theta$  的贡献比例如图 12 所示, 图中实线为正向加载, 虚线为反向加载。结果表明: 1) 核心区剪切破坏试件 PEJ1, 核心区剪切变形的贡献随  $\theta$  增大而增大,  $\theta$  为 3.5% 和 4% 时, 所占比例最大; 柱变形的贡献随  $\theta$  增大而减小,  $\theta$  为 3.5% 时, 所占比例不到 10%;  $\theta$  不大于 3% 时, 梁变形的贡献最大占 50%~60% 左右。2) 梁端弯曲破坏试件 PEJ2, 核心区剪切变形的贡献最小, 不到 5%; 柱变形的贡献随  $\theta$

增大而减小,  $\theta$  为 0.5% 时约占 50%,  $\theta$  为 4% 时约占 8%; 梁变形的贡献随  $\theta$  增大而增大,  $\theta$  为 4% 时约占

90%. 试件各部分变形对  $\theta$  的贡献比例与试件破坏过程和破坏形态基本一致.

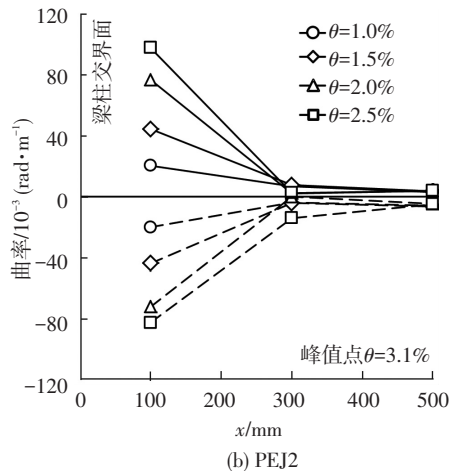
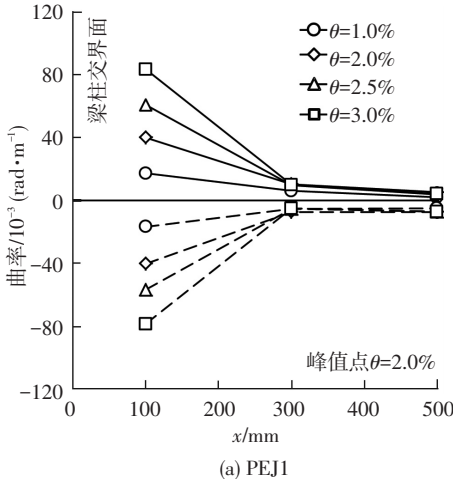


图 11 框架梁平均曲率沿长度分布

Fig.11 Average curvature profile along the beam

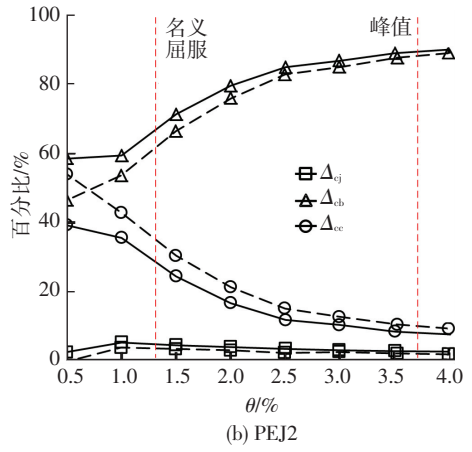
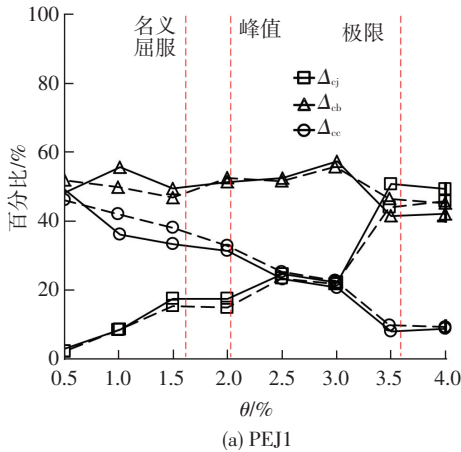


图 12 试件各部分变形对等效层间位移角贡献的比例

Fig.12 Contributions of various components to equivalent storey drift

### 4 结 论

1) 设计为核心区剪切破坏的试件,核心区箍筋先于梁纵筋屈服;设计为梁端弯曲破坏的试件,梁固端 0.75 倍梁高范围内纵筋受拉屈服,核心区箍筋未屈服.核心区剪切破坏试件峰值时梁变形为主,极限点时核心区剪切变形为主;梁端弯曲破坏试件梁变形为主,核心区剪切变形占总变形不到 5%. 2 个试件均实现了预期的破坏形态.

2) 核心区剪切破坏、梁端弯曲破坏试件的承载力试验值,与规范相应公式计算值的比值分别为 1.30、1.26,可按规范现浇构件公式计算装配整体式边节点核心区的受剪承载力和叠合梁固端受弯承载力.

3) 2 个试件等效极限层间位移角分别为 1/28、1/22,满足规范对框架结构弹塑性变形能力的要求.

4) 2 个试件柱顶等效水平力-水平位移滞回曲

线以及叠合梁截面曲率分布正、反向加载基本对称,试件各状态正、反向加载的割线刚度基本接近,梁端弯曲破坏试件正、反向加载峰值柱顶等效水平力无明显差别,说明叠合梁新旧混凝土竖向结合面对叠合梁的受弯性能影响不大.

5) 核心区剪切破坏试件核心区混凝土严重破坏、梁端弯曲破坏试件梁纵筋严重屈服情况下,梁纵筋锚固板均未出现锚固失效,后浇核心区装配整体式边节点的梁纵筋可采用锚固板锚固.

### 参考文献

[1] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 装配整体式混凝土结构技术规范: JGJ 1—2014[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2014.  
 Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Technical specification for precast concrete structures; JGJ 1—2014 [S]. Beijing; China Architecture & Building Press, 2014.

[2] 李智斌. 带锚固板钢筋机械锚固性能的试验研究[D]. 天津: 天

- 津大学, 2005.
- LI Zhibin. Experiment study in anchorage behavior of headed reinforcement[D]. Tianjin: Tianjin University, 2005.
- [3] DEVRIES R A, JIRSA J O, BASHANDY T. Anchorage capacity in concrete of headed reinforcement with shallow embedments[J]. *ACI Structural Journal*, 1999, 96(5): 728-736.
- [4] CHALI A, YOUAKIN S A. Headed studs in concrete: state of the art[J]. *ACI Structural Journal*, 2005, 102(5): 657-667.
- [5] WALLENC J W, MCCONNELL S W, GUPTA P, et al. Use of headed reinforcement beam-column joints subjected to earthquake loads[J]. *ACI Structural Journal*, 1998, 95(5): 590-606.
- [6] CHUN S C, LEE S H, KANG T H K, et al. Mechanical anchorage in exterior beam-column joints subjected to cyclic loading[J]. *ACI Structural Journal*, 2007, 104(1): 102-112.
- [7] LEE H J, YU S Y. Cyclic response of exterior beam-column joints with different anchorage methods[J]. *ACI Structural Journal*, 2009, 106(3): 329-339.
- [8] 游宇. 混凝土框架顶层端节点中采用钢筋锚固板的试验研究[D]. 天津: 天津大学, 2008.
- YOU Yu. Experiment study of concrete knee beam-column joint with headed reinforcement[D]. Tianjin: Tianjin University, 2008.
- [9] 王敏, 傅剑平, 朱爱萍. 梁筋在节点中采用锚固板与 90° 弯折锚固的对比试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2013, 34(10): 128-136.
- WANG Min, FU Jianping, ZHU Aiping. Experimental research on beam-column joints with beam rebars anchored by heads or 90-degree hooks[J]. *Journal of Building Structures*, 2013, 34(10): 128-136.
- [10] 王晓锋, 朱爱萍, 傅剑平, 等. 配置 500MPa 纵筋带锚固板搭接方案的框架顶层端节点抗震性能试验研究[J]. *建筑结构*, 2011, 41(8): 1-7.
- WANG Xiaofeng, ZHU Aiping, FU Jianping, et al. Experimental study on seismic behavior of knee joints of RC frame using 500Mpa reinforcements with anchor plate[J]. *Building Structure*, 2011, 41(8): 1-7.
- [11] ERTAS O, OZDEN S, OZTURAN T. Ductile connections in precast concrete moment resisting frames[J]. *PCI journal*, 2006, 51(3): 66-76.
- [12] BLANDON J J, RODRIGUEZ M E. Behavior of Connections and Floor Diaphragms in Seismic-Resisting Precast Concrete Buildings[J]. *PCI journal*, 2005, 50(2): 56-75.
- [13] XUE W, ZHANG B. Seismic Behavior of Hybrid Concrete Beam-Column Connections with Composite Beams and Cast-in-Place Columns[J]. *ACI Structural Journal*, 2014, 111(3): 617-627.
- [14] 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 Weichen, YANG Xinlei, 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.
- [15] 窦祖融, 王怡, 薛伟辰. 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[J]. *建筑科学与工程学报*, 2010, 27(2): 61-66.
- DOU Zurong, WANG Yi, XUE Weichen. Seismic performance of precast monolithic concrete frame exterior connections under low cyclic loading[J]. *Journal of Architecture and Civil Engineering*, 2010, 27(2): 61-66.
- [16] 陈适才, 闫维明, 王文明, 等. 大型预制混凝土结构梁-柱-叠合板边节点抗震性能研究[J]. *建筑结构学报*, 2011, 32(6): 60-67.
- CHEN Shicai, YAN Weiming, WANG Wenming, et al. Seismic behavior of exterior beam to column joints with layered slab of large precast concrete structures [J]. *Journal of Building Structures*, 2011, 32(6): 60-67.
- [17] 杨卉. 装配式混凝土框架节点抗震性能试验研究[D]. 北京: 北方工业大学, 2014.
- YANG Hui. Experimental study on seismic performance of precast concrete frame joints [D]. Beijing: North China University of Technology, 2014.
- [18] 装配式框架梁柱节点力学性能试验研究报告[R]. 北京: 中国建筑科学研究院, 2012.
- Research report on seismic performance of precast concrete beam-to-column connections [R]. Beijing: China Academy of Building Research, 2012.
- [19] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 钢筋机械连接技术规程: JGJ 107—2016[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.
- Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Technical specification for mechanical splicing of steel reinforcing bars: JGJ 107—2016 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2016.
- [20] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 混凝土结构设计规范: GB 50010—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Code for design of concrete structures: GB 50010—2010[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.
- [21] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Code for seismic design of buildings: GB 50011—2010[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.

(编辑 赵丽莹)