

一种新型装配式框架边节点抗震性能试验研究

陈刚¹, 郑七振¹, 谢思昱^{1,2}, 龙莉波³, 马跃强³

(1. 上海理工大学 环境与建筑学院, 上海 200093; 2. 云南碧桂园房地产开发有限公司, 昆明 650000;

3. 上海建工二建集团有限公司, 上海 200080)

摘要: 为研究预制梁、预制柱之间连接的抗震性能, 设计了一种新型装配整体式钢筋混凝土框架边节点, 并完成了1个整浇RC试件和2个纵筋搭接长度不同的装配式PC试件的低周反复荷载试验。研究了其破坏过程、破坏形态、滞回曲线、骨架曲线、位移延性、强度退化及耗能能力等内容。结果表明: 装配式试件与整浇试件具有相似的破坏过程, 破坏模式为梁端塑性铰区弯曲破坏, 节点核心区处于弹性状态, 节点整体性能良好, 承载能力、初始刚度和耗能能力与整浇试件相当。基于“钢筋直锚短搭接”高效连接技术的装配式框架边节点连接可靠、施工方便、质量可控, 具有较好的工程应用价值。

关键词: 装配式框架结构; 低周反复荷载试验; 抗震性能; 钢筋直锚短搭接

中图分类号: TU 375.4 **文献标志码:** A

Experimental study on seismic behavior of a new prefabricated frame side joint

CHEN Gang¹, ZHENG Qizhen¹, XIE Siyu^{1,2}, LONG Libo³, MA Yueqiang³

(1. School of Environment and Architecture, University of Shanghai for Science and Technology, Shanghai 200093, China; 2. Yunnan Country Garden Real Estate Development Co., Ltd., Kunming 650000, China; 3. Shanghai Construction No.2(Group) Co., Ltd., Shanghai 200080, China)

Abstract: In order to study the seismic behavior of the connection between precast beam and precast column, a new type of assembled monolithic reinforced concrete frame structure side joint was designed, and the low cycle repeated load tests of one integral cast-in-place RC specimen and two assembled PC specimens with different lap lengths of longitudinal reinforcement were completed. The failure process, failure mode, hysteretic curve, skeleton curve, displacement ductility, strength degradation and energy dissipation capacity were studied. The results show that the failure process of the fabricated specimens is similar to that of the cast-in-place specimens, and the failure mode is the bending failure in the plastic hinge area of the beam end. The core area of the joint is in an elastic state, and the overall performance of the joint is good. The bearing capacity, initial stiffness and energy dissipation capacity of the fabricated specimens are equivalent to those of the cast-in-place specimens. The fabricated frame side joints based on the efficient connection technology of "rebar

收稿日期: 2022-03-08

基金项目: 国家自然科学基金资助项目 (51978401); 上海市“科技创新行动计划”社会发展科技攻关项目 (21DZ1202807)

第一作者: 陈刚 (1980-), 男, 实验师。研究方向: 装配式建筑结构。E-mail: cg.sh.2008@163.com

straight anchor short lap" are reliable in connection, convenient in construction and controllable in quality, and have good engineering application value.

Keywords: prefabricated frame structure; low cycle repeated load test; seismic behavior; rebar straight anchor short lap

如何实现预制构件之间安全、高效连接，是装配式建筑推广应用中亟待攻克的关键技术难题^[1]。国内外学者提出了形式多样的连接技术，目前应用较广的主要有钢筋浆锚连接技术和套筒灌浆连接技术^[2-5]。钢筋浆锚连接技术大多用于非主要受力钢筋连接，搭接长度较长，承载力偏低。套筒灌浆连接技术施工工艺复杂，灌浆质量受工人操作水平影响，工作效率较低，缺少简便可靠的灌浆质量检测方法，进而带来诸多安全风险隐患^[6-9]。

本课题组将力学性能优良的超高性能混凝土 (ultra high performance concrete, UHPC) 用于装配式结构中, 提出了“钢筋直锚短搭接+后浇 UHPC”高效连接技术^[10-11]。为验证新型连接技术的可靠性, 现已完成: 钢筋和 UHPC 之间的黏结应力与钢筋自由端滑移量的规律研究, 提出了钢筋临界锚固长度值为 $4d$ (d 为钢筋直径)^[12-13]; 并依次开展了预制装配梁受弯试验^[14]、预制装配柱拟静力试验^[15]。试验结果表明, 当纵筋搭接长度为 $10d$ 时, 预制梁连接、预制柱连接的力学性能均等同于现浇构件。在上述研究基础上, 设计了一种新型装配整体式钢筋混凝土框架结构边节点, 拟对其开展低周反复荷载试验。

1 试验概况

1.1 试件设计及制作

试验中设计了3个1:2缩尺钢筋混凝土框架边节点试件,其中1个整浇RC对比试件和2个新型装配式PC试件。3个试件具有相同的截面尺寸和钢筋配置,如表1和图1所示。

PC 试件的预制梁和节点核心区的预留纵筋采用“钢筋直锚短搭接”连接技术，现场绑扎搭接纵筋和加密箍筋，支模并浇筑 UHPC 材料。为了提升梁柱节点整体性，在预制梁、柱的交界面上设有抗剪键槽和粗糙面。

1.2 材性实测

试验当天对边长 150 mm 立方体试块进行抗压

强度测试, 得到 C30 级普通混凝土实际抗压强度为 32.71 MPa, UHPC 实际抗压强度为 124.67 MPa。试验用钢筋的实测力学性能详见表 2。

表 1 试件设计参数

Tab.1 Design parameters of specimens

试件编号	纵筋搭接长度	梁纵筋	柱纵筋	箍筋	混凝土等级
RC	整浇	4C12	4C16	A6	C30级
PC1	15 $d=180$ mm	4C12	4C16	A6	预制段C30级 后浇段用UHPC
PC2	10 $d=120$ mm	4C12	4C16	A6	

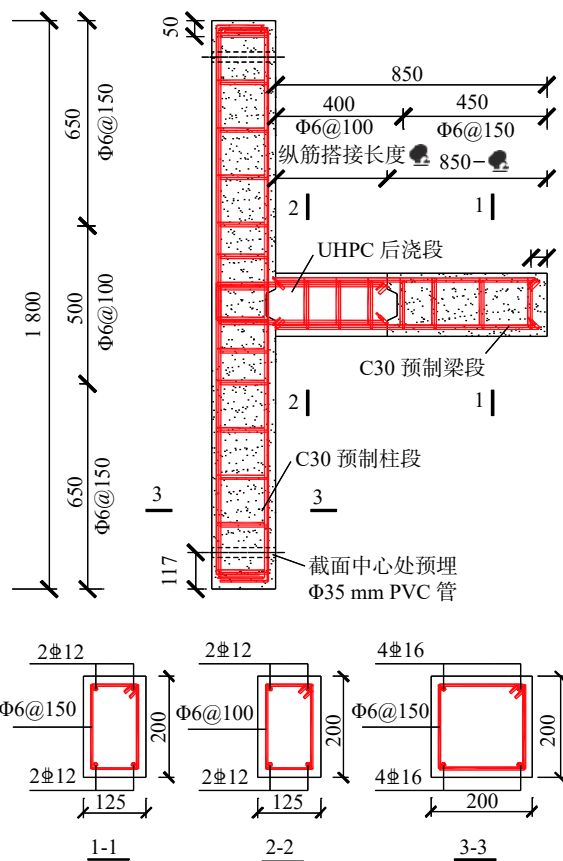


图 1 试件几何尺寸及配筋图

Fig. 1 Geometry and steel detailing of specimens

1.3 加载方案

试验加载装置如图 2 所示, 结合试验现场条件, 为了便于施加荷载, 将试件逆时针旋转 90° , 梁为向上竖立, 柱两端铰支并水平安放。柱子设

表 2 钢筋实测力学性能
Tab.2 Testing mechanical properties of steel

钢筋等级	直径/mm	屈服强度 f_y /MPa	抗拉强度 f_u /MPa	伸长率 δ /%	弹性模量 E_s /Gpa
HPB300	6	292.52	668.12	10.00	281.10
HRB400	12	489.30	678.71	21.07	198.07
HRB400	16	489.30	678.71	25.63	246.61

计轴压比 0.15，选取 20 T 液压千斤顶对柱顶施加 71.5 kN 轴向压力，加压时保证梁自由端无初始应力。作动器通过连接件与试件梁自由端铰接，实施低周反复推拉荷载，定义推向为正，拉向为负。根据《建筑抗震试验规程》JGJ/T101—2015 要求，试验采用“先荷载控制后位移控制”加载。试件屈服前，按照每级 1 kN 逐级加载，以梁端纵筋是否屈服作为试件达到屈服的标志，梁自由端位移为屈服位移。试件屈服后，按照屈服位移的倍数逐级加载，每级循环两次。当试件严重损坏或承载力下降超过 15% 时，判定试件破坏并终止试验。

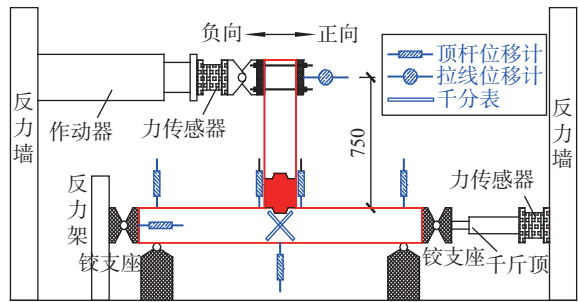


图 2 试验加载装置
Fig.2 Loading device of test

1.4 测量方案

试验选用 DH5921 采集数据，在柱顶的千斤顶和反力墙之间布置力传感器，用于测量柱子轴向压力。在作动器和梁自由端加载点之间布置力传感器，用于记录低周反复载荷。在梁自由端加载点两侧面分别布置拉线位移计，用于记录梁自由端位移值，同时监测试件是否发生平面外扭转。在节点核心区底部和柱子两端分别布置顶杆位移计，用于监测试件是否发生转动和前后移动。在节点核心区沿对角线布置一对千分表，用于测量受剪时核心区变形能力。在 UHPC 后浇段的箍筋和纵筋上布置 6 个应变测点，测点位置如图 3 所

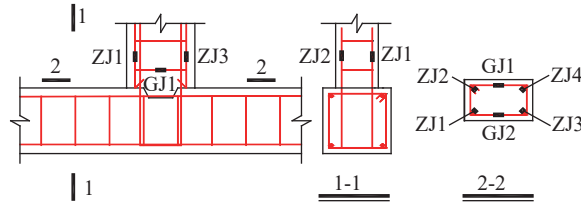


图 3 应变测点布置
Fig.3 Arrangement of strain measuring points

示，纵筋应变片编号 ZJ，箍筋应变片编号 GJ。

2 试验现象与破坏形态

2.1 整浇 RC 试件试验现象

整浇 RC 试件在正向荷载加载至 3 kN 时，出现第 1 条竖向裂缝，位于距节点核心区 120 mm 处梁上部受拉区。当加载至 11 kN 时，靠近核心区梁端出现斜向裂缝。当加载至 19 kN 时，梁纵筋屈服，屈服位移 $\Delta_y=15.5$ mm，改用位移控制方式继续加载。当加载至 $2\Delta_y$ 时，梁端裂缝增多，压区混凝土破裂。当加载至 $3\Delta_y$ 时，梁端出现贯穿斜裂缝，压区混凝土破碎，梁端形成塑性铰。当加载至 $5\Delta_y$ 时，梁端混凝土剥落，钢筋裸露，试件破坏严重，终止试验。图 4(a)为整浇 RC 试件最终破坏形态。



(a) RC 试件 (b) PC1 试件 (c) PC2 试件

图 4 试件破坏形态
Fig.4 Failure modes of specimens

2.2 装配式 PC 试件试验现象

PC1 试件在正向荷载加载至 9 kN 时，梁柱连接处新旧结合面出现可闭合裂缝，且随荷载增加持续扩大。当加载至 18 kN 时，节点核心区结合面附近出现水平裂缝，并持续向柱身发展。当加载至 21 kN 时，节点核心区出现微小斜裂缝，通过对实时荷载-位移曲线分析，判定 PC1 试件屈服，屈服位移 $\Delta_y=13.3$ mm，改用位移控制方式继续加载。当加载至 $2\Delta_y$ 时，节点核心区斜向裂缝急速发展并贯通，裂缝最大宽度 0.552 mm，梁柱连

接处新旧结合面开口达 4.49 mm。当加载至 $3A_y$ 时, 节点核心区斜向裂缝交叉贯通, 核心区混凝土压碎, 底部出现水平裂缝, 梁柱连接处新旧结合面开口达 5.46 mm。当加载至 $5A_y$ 时, 节点核心区底部混凝土剥落、上部混凝土压碎, 后浇段表面无裂缝, 承载力下降超过 15%, 终止试验。图 4(b)为 PC1 试件最终破坏形态。

PC2 试件在正向荷载加载至 10 kN 时, 梁柱连接处新旧结合面出现可闭合裂缝, 且随荷载增加持续扩大; 当加载至 19 kN 时, 梁上纵筋屈服, 屈服位移 $\Delta_y=15.6$ mm, 改用位移控制方式继续加载。当加载至 $2A_y$ 时, 梁端后浇段出现多条斜向裂缝并急速发展, 裂缝最大宽度 0.317 mm, 梁柱连接处新旧结合面开口达 5.67 mm。当加载至 $3A_y$ 时, 梁端后浇段斜向裂缝发展得更为密集, 裂缝最大宽度 0.627 mm, 肉眼可见 UHPC 材料中的钢纤维被拉直。当加载至 $4A_y$ 时, 梁端后浇段斜向裂缝贯通, 梁柱连接处新旧结合面大幅度开裂, 节点核心区无明显裂缝, 承载力下降超过 15%, 终止试验。图 4(c)为 PC2 试件最终破坏形态。

2.3 破坏模式及分析

整浇 RC 试件和装配式 PC2 试件均属于梁端弯曲破坏, 裂缝主要分布在梁端 250 mm 范围内, 受拉钢筋达到屈服, 局部混凝土压碎剥落, 梁端形成塑性铰。PC2 试件后浇段混凝土材料性能优于普通混凝土, 对搭接纵筋具有优良的握裹性能, 因此 PC2 试件的初裂荷载为 9 kN, 超过 RC 试件的初裂荷载 3 kN。在反复荷载作用下, 框架梁相对框架柱产生较大转动, 梁内纵筋的塑性变形和滑移程度加重。RC 试件梁纵筋屈服区在向节点核心区渗透过程中, 箍筋对核心区混凝土提供了足够约束, 剪切变形不明显。PC2 试件由于后浇段 UHPC 材料的收缩, 梁柱连接处新旧结合面开裂情况严重, 构件承载力明显下降。

装配式 PC1 试件属于节点核心区剪切破坏, 裂缝主要分布在梁柱连接处新旧结合面和节点核心区, 核心区裂缝呈“X”形分布, 核心区混凝土压碎剥落。后浇段 UHPC 表面无明显裂缝, 梁端纵筋应变处于弹性阶段。后浇段的 UHPC 比预制段的普通混凝土具有更高强度和刚度, 15 d 的搭接长度显著提升了搭接纵筋的黏结锚固性能, 梁内纵筋无黏结滑移, 试件的屈服区从梁端转向节点核心区, 导致试件的破坏部位出现在节点核心区, 为剪切破坏。

3 试验结果及其分析

3.1 滞回曲线

图 5 为试件梁端荷载-位移滞回曲线, 3 个试件的滞回曲线变化规律基本一致: 试件屈服前, 荷载 P 与位移 Δ 呈线性关系, 残余变形不明显; 试件屈服后, 曲线斜率降低, 包围面积增大, RC 试件的滞回环较为饱满, PC 试件的滞回环均出现了捏缩现象并逐渐加重。RC 试件通过梁端裂缝开合和纵筋塑性变形耗能, 在梁端形成塑性铰。PC2 试件由于梁柱连接处新旧结合面开裂耗能, 试件

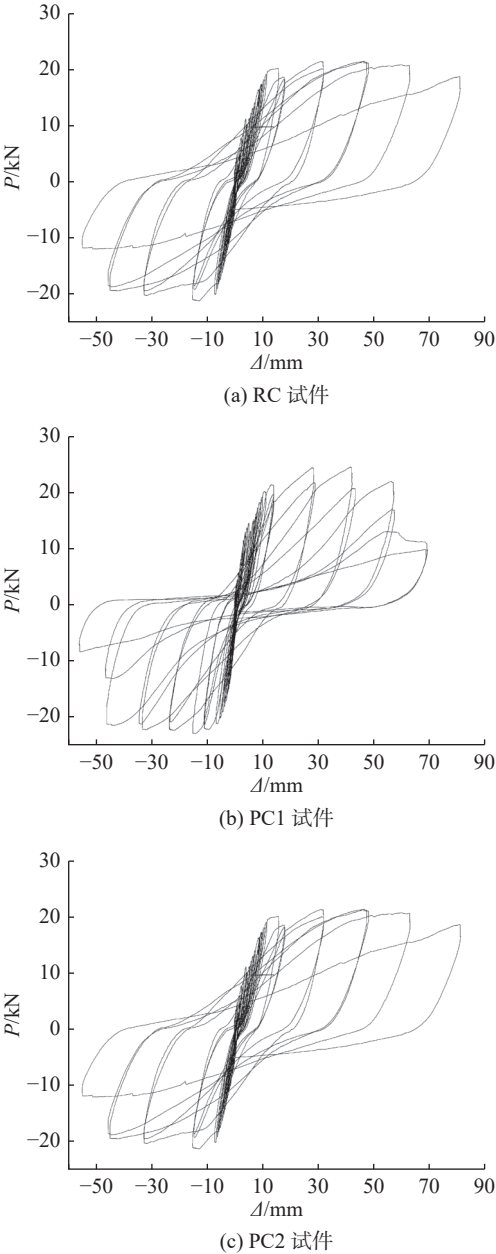


图 5 试件滞回曲线

Fig. 5 Hysteretic curves of specimens

刚度急速下降，滞回曲线出现了明显捏缩现象。PC1试件由于后浇段混凝土的超高强度和优良锚固性能，通过节点核心区剪切开裂和梁柱连接处新旧结合面开裂耗能，最终破坏形态为节点核心区剪切破坏。

3.2 骨架曲线及延性

图6为各试件的梁端荷载-位移骨架曲线，表3为荷载特征点值和延性系数，采用能量法计算屈服点。由图6和表3可知，开裂前各试件骨架曲线基本相同，PC试件在开裂点、峰值点和破坏点的荷载值均高于RC试件，PC1试件的荷载峰值提高了5.8%~14.5%；PC2试件的荷载峰值提高了4.6%~7.6%。结果表明，PC试件在承载能力上等同于现浇。

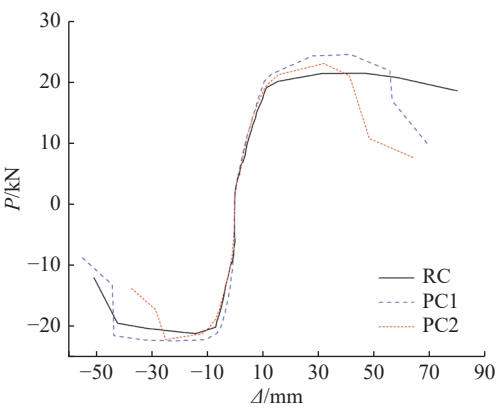


图6 试件骨架曲线
Fig.6 Skeleton curves of specimens

采用位移延性系数 $\mu=\Delta_u/\Delta_y$ 作为衡量试件塑性变形能力指标，各试件屈服后，骨架曲线都有一较长的平滑段，位移延性系数均大于3，表现出了良好的延性特征。PC试件屈服后的平滑段普遍比RC试件短，其延性略低于RC试件，梁柱连接处

新旧结合面开裂是装配式节点变形能力下降的主要原因。

3个试件的极限位移角介于1/27和1/9之间，均符合《建筑抗震设计规范》中1/50的限值规定，满足罕遇地震作用下“大震不倒”要求，表明各试件均具有良好的变形能力和抗倒塌能力。

3.3 强度及刚度退化

试件承载力退化程度可用强度退化系数 λ 来衡量， λ 按下式计算：

$$\lambda = \frac{P_i^2}{P_i^1}$$

式中， P_i^1 、 P_i^2 分别表示第*i*级加载时第1次和第2次循环的峰值荷载。

图7为各试件的强度退化曲线，RC试件的强度退化幅度稳定在0.9~1.0之间，PC试件在 $2\Delta_y$ 时强度退化幅度与RC试件相当，在 $3\Delta_y$ 及以后，梁柱连接处新旧结合面开裂耗能，加大了试件承载力下降幅度。

由图7可知，3个试件的刚度退化规律基本一致。开裂前，试件初始刚度接近，位移与荷载保持线性关系；开裂后，位移比荷载增长速度略快。屈服前，RC试件刚度略低于PC试件；屈服后，各试件刚度退化程度差异明显。从屈服点到峰值荷载阶段，PC试件刚度明显高于RC试件。UHPC后浇段中含有大量钢纤维，有利于改善节点刚度退化。试件破坏阶段，随着梁柱连接处新旧结合面开裂耗能进一步加剧，PC试件刚度退化速度快于RC试件。

由图5~7和表3不难发现，3个试件正、负向加载的试验结果并不对称且差别明显。究其原因，首先是试件加载顺序（先正向前推，再负向后

表3 特征点值和延性系数
Tab.3 Characteristic values and ductility coefficients

试件编号	加载方向	开裂点		屈服点		峰值点		破坏点		位移延性系数 μ	极限位移角
		P_{cr}/kN	Δ_{cr}/mm	P_y/kN	Δ_y/mm	P_m/kN	Δ_m/mm	P_u/kN	Δ_u/mm		
RC	正向	3.04	0.44	19.12	11.36	21.43	31.15	18.60	80.07	7.05	1/9
	负向	3.06	0.16	20.14	6.88	21.18	14.13	18.01	43.98	6.39	1/17
PC1	正向	8.96	3.21	20.16	10.62	24.53	41.66	20.85	54.67	5.15	1/13
	负向	9.05	0.62	21.14	6.52	22.41	22.00	19.05	45.85	7.03	1/16
PC2	正向	10.12	3.95	19.14	10.78	23.05	31.96	19.59	42.28	3.92	1/17
	负向	10.06	1.64	18.78	6.83	22.16	24.91	18.83	27.40	4.01	1/27

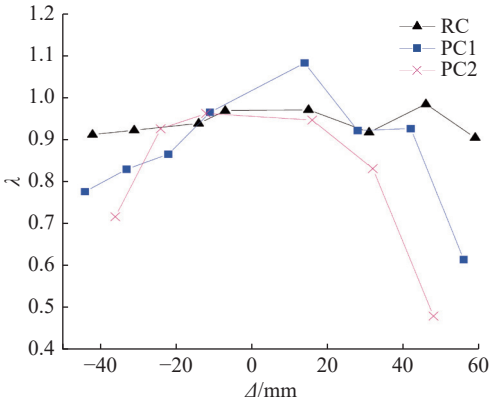


图 7 试件强度退化曲线

Fig. 7 Bearing capacity degradation curves of specimens

拉)的影响,试件的损伤随着加载进程持续累积,加载方向的先后差异导致正、负方向的损伤累积不同;其次是梁纵筋在核心区采用弯向节点内的锚固措施,梁筋弯起段影响了核心区混凝土挤压传力,导致在反复荷载作用下,正、负向的刚度和延性存在差异。

3.4 耗能能力

试件的耗能能力采用等效粘滞阻尼系数 h_{eq} 来衡量,如图 8 所示,3 个试件具有相似的耗能规律,等效粘滞阻尼系数均呈现出先增大后减小的趋势。PC2 试件梁柱连接处新旧结合面开裂,降低了节点吸收和耗散能量的能力,在 $2\Delta_y$ 时,PC2 试件的等效粘滞阻尼系数比 RC 试件降低了 38%。在塑性破坏阶段,PC1 试件的等效粘滞阻尼系数整体比 RC 试件降低了 20%~34%,这是因为 PC1 试件的破坏部位从梁端转移到了节点核心区,影响了 PC1 试件的耗能能力。

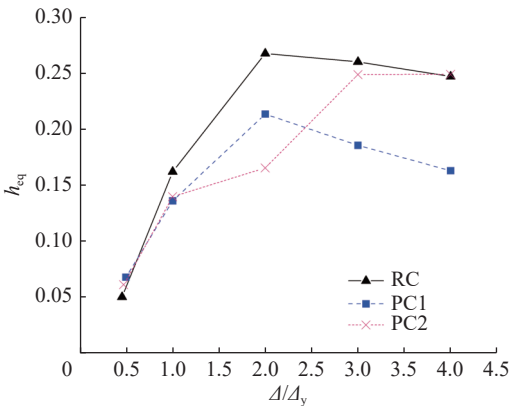


图 8 等效粘滞阻尼系数 h_{eq}

Fig.8 Equivalent viscous damping coefficient h_{eq}

3.5 节点核心区变形

采用剪切延性系数 μ_y 来度量节点核心区受剪时变形性能,先按下式求出节点核心区剪切角 γ :

$$\gamma = \frac{\sqrt{a^2 + b^2}}{ab} \left(\frac{\delta_1 + \delta_2}{2} \right)$$

式中: a, b 分别为节点核心区高度和宽度; δ_1, δ_2 分别为节点核心区对角应变。

$\mu_y = \gamma_u / \gamma_y$, γ_y, γ_u 分别为试件屈服时和破坏时相应的核心区剪切角。各试件的计算数据如表 4 所示。与 RC 试件相比,PC1 试件的屈服剪切角增大了 85%~171%,极限剪切角增大了 130%~256%,剪切延性系数提高了 25%~30%,表明 PC1 试件节点核心区剪切变形比 RC 试件大,这与试验现象吻合,PC1 试件在节点核心区发生了剪切破坏。

表 4 试件剪切角及剪切延性系数

Tab.4 Shear angles and shear ductility coefficients of specimens

试件编号	方向	屈服剪切角	极限剪切角	剪切延性系数
		γ_y/rad	γ_u/rad	
RC	正向	0.42×10^{-2}	0.98×10^{-2}	2.33
	负向	0.39×10^{-2}	0.93×10^{-2}	2.38
PC1	正向	1.14×10^{-2}	3.49×10^{-2}	3.06
	负向	0.72×10^{-2}	2.14×10^{-2}	2.97
PC2	正向	0.63×10^{-2}	1.38×10^{-2}	2.19
	负向	0.54×10^{-2}	1.10×10^{-2}	2.04

3.6 钢筋应变

RC 试件和 PC2 试件的梁端纵筋应变如图 9 所示,梁端纵筋应变 ε 起初较小,而且基本通过坐标原点。荷载-应变数据呈线性关系,试件开裂后,应变增速加快,且有明显的残余应变。当荷载加到 19 kN 时,梁端上部纵筋应变达到屈服点,试件屈服,与试件破坏现象一致。这说明搭接长度 $10d$ 的“钢筋直锚短搭接”连接技术可以提供有效锚固。

PC1 试件的梁端纵筋应变没有屈服,结合试件破坏现象分析:后浇段 UHPC 的抗压强度高达 125 MPa,与采用 C30 级普通混凝土的预制段相比,后浇段具有更高的强度和刚度;搭接长度 $15d$ 的后浇段与节点核心区直接相连,同时又位于梁端塑性铰转动区域。上述两个因素耦合在一起,影响到梁端的弯曲耗能能力,导致破坏部位转移,在节点核心区出现剪切破坏,不满足“强节点、弱构件”设计要求,未能充分发挥结构的潜力,不利于节点的抗震性能。

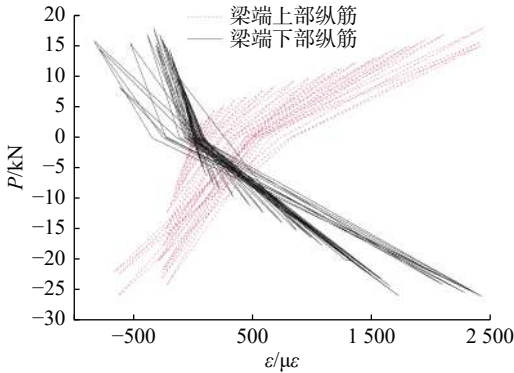


图9 梁端纵筋应变

Fig. 9 Strain of longitudinal steel in beam

4 结 论

a. 采用“钢筋直锚短搭接”连接技术且纵筋搭接长度为 $10d$ 的装配式试件，破坏过程与整浇试件相似，节点整体性能良好，核心区处于弹性阶段，属于梁端塑性铰区弯曲破坏模式，初始刚度、承载能力和耗能能力与整浇试件相当，延性、强度和刚度退化能力略低。

b. 纵筋搭接长度为 $15d$ 的装配式试件，承载能力、承载力退化程度和变形能力与整浇试件相当，刚度退化和耗能能力略低，且后浇段表面无明显裂缝，搭接纵筋无黏结滑移。因此，基于“钢筋直锚短搭接”连接技术的装配式框架节点，纵筋搭接长度建议取 $10d\sim15d$ ，配筋率偏高时，可适当增长搭接长度。

c. 后浇段 UHPC 材料的收缩性能差异造成了在梁柱连接处新旧结合面上存在事实上的施工缝。虽然在界面处设置了键槽和粗糙面，但在低周反复荷载作用下，结合面开裂情况严重，成为了整个试件的薄弱部位。在破坏阶段，试件刚度迅速降低，强度和刚度退化显著，塑性变形能力减小，耗能能力下降。因此，需进一步改善 UHPC 材料的收缩能力，提高新旧结合面的黏结性能。

d. 该连接技术可实现预制构件间高效连接，具有现场湿作业少、易振捣密实、施工方便、易于检测、质量可控等特点。

参考文献:

[1] 王俊, 赵基达, 胡宗羽. 我国建筑工业化发展现状与思考 [J]. 土木工程学报, 2016, 49(5): 1-8.

[2] 陈庆军, 潘忠尧, 蔡健, 等. 冷挤压套筒连接装配式梁柱节点抗震性能试验研究 [J]. 东南大学学报 (自然科学版), 2019, 49(5): 918-925.

[3] 钱稼茹, 彭媛媛, 张景明, 等. 竖向钢筋套筒浆锚连接的预制剪力墙抗震性能试验 [J]. 建筑结构, 2011, 41(2): 1-6.

[4] 姜洪斌, 张海顺, 刘文清, 等. 预制混凝土插入式预留孔灌浆钢筋搭接试验 [J]. 哈尔滨工业大学学报, 2011, 43(10): 18-23.

[5] 刘洪涛, 闫秋实, 杜修力. 钢筋混凝土框架梁柱节点灌浆套筒连接抗震性能研究 [J]. 建筑结构学报, 2017, 38(9): 54-61.

[6] 赵云. 装配整体式钢筋混凝土框架梁柱节点抗震性能试验研究 [D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2020.

[7] 张健新. 高强钢筋高韧性混凝土框架节点抗震性能试验及设计方法研究 [D]. 天津: 河北工业大学, 2016.

[8] 刘璐, 黄小坤, 田春雨, 等. 配置大直径大间距 HRB500 高强钢筋的装配整体式钢筋混凝土框架节点抗震性能试验研究 [J]. 建筑结构学报, 2016, 37(5): 247-254.

[9] 邓明科, 马福栋, 叶旺, 等. 局部采用高延性混凝土装配式框架梁-柱节点抗震性能试验研究 [J]. 工程力学, 2019, 36(9): 68-78.

[10] 陈威钢, 郑七振, 龙莉波, 等. 一种新型的装配式框架结构体系研究 [J]. 建筑施工, 2018, 40(8): 1346-1347.

[11] 刘阳阳, 郑七振, 龙莉波, 等. 基于超高性能水泥基材料的预制装配式框架结构体系创新研究 [J]. 建筑施工, 2018, 40(9): 1600-1602.

[12] 李鹏, 郑七振, 龙莉波, 等. 钢筋埋长对超高性能混凝土与钢筋黏结性能的影响 [J]. 建筑施工, 2016, 38(12): 1722-1723, 1729.

[13] 郑七振, 让梦, 李鹏. 超高性能混凝土与钢筋的黏结性能试验研究 [J]. 上海理工大学学报, 2018, 40(4): 398-402.

[14] 冯军骁, 郑七振, 龙莉波, 等. 超高性能混凝土连接的预制梁受弯性能试验研究 [J]. 工业建筑, 2017, 47(8): 59-65.

[15] 彭超凡, 郑七振, 龙莉波, 等. 以 UHPC 材料连接的预制柱抗震性能试验研究 [J]. 建筑施工, 2016, 38(12): 1711-1713.

(编辑: 丁红艺)