

引用本文:张敏,刘艳萍,邱秀丽,等.装配式混凝土U型钢筋环扣连接技术应用研究[J].建筑科学与工程学报,2022,39(1):14-24.
ZHANG Min, LIU Yan-ping, QIU Xiu-li, et al. Application Research on Prefabricated Concrete U-shaped Reinforcement Buckle Connection Technology[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2022, 39(1): 14-24.

DOI:10.19815/j.jace.2021.04020

装配式混凝土U型钢筋环扣连接技术应用研究

张敏^{1,2}, 刘艳萍^{1,2}, 邱秀丽³, 卢旦⁴, 陈宜虎³, 秦稳^{1,2,5}, 孟庆鹏^{1,2}

(1. 桂林理工大学 土木与建筑工程学院, 广西 桂林 541004; 2. 桂林理工大学 广西建筑新能源与节能重点实验室, 广西 桂林 541004; 3. 贺州学院 建筑与电气工程学院, 广西 贺州 542899; 4. 华东建筑设计研究院有限公司, 上海 200002; 5. 中国建筑第五工程局有限公司, 湖南 长沙 410004)

摘要:研发了一种装配式混凝土U型钢筋环扣连接技术,对采用4种不同连接方式的试件进行拟静力试验,观察试验现象及破坏形态,分析各种连接的刚度、延性、滞回性能、耗能能力等。结果表明:U型环扣连接节点的承载力较现浇节点有很大程度提高,且连接部位破坏时钢筋未达到屈服,尚有较大优化空间;采用90°弯锚连接节点的搭接钢筋在往复荷载作用下的承载力等同于现浇节点,在延性、刚度退化、耗能能力等方面比现浇节点和U型环扣搭接方式差一些,未能在混凝土中实现有效锚固,混凝土压碎时搭接钢筋未屈服;采用U型环扣搭接方式虽然在延性方面较现浇节点差,但是承载力和刚度退化方面表现均优于现浇节点;U型环扣连接方式的试件存在钢筋排布密集的问题,混凝土对钢筋的握裹能力较弱,搭接区域的混凝土较早损伤破坏;对比一次性搭接方式,U型环扣分批搭接方式对混凝土的局部损伤更小,连接的延性和耗能能力更优;采用分批搭接方式的构件受力钢筋在搭接处为受拉屈服,滞回环饱满,受力状态良好,是提高U型环扣连接的有效措施之一。

关键词:装配式结构;梁柱节点;拟静力试验;抗震

中图分类号:TU756

文献标志码:A

文章编号:1673-2049(2022)01-0014-11

Application Research on Prefabricated Concrete U-shaped Reinforcement Buckle Connection Technology

ZHANG Min^{1,2}, LIU Yan-ping^{1,2}, QIU Xiu-li³, LU Dan⁴, CHEN Yi-hu³,
QIN Wen^{1,2,5}, MENG Qing-peng^{1,2}

(1. College of Civil Engineering and Architecture, Guilin University of Technology, Guilin 541004, Guangxi, China;
2. Guangxi Key Laboratory of New Energy and Building Energy Saving, Guilin University of Technology, Guilin 541004, Guangxi, China; 3. College of Architecture and Electrical Engineering, Hezhou University, Hezhou 542899, Guangxi, China; 4. East China Architectural Design & Research Institute Co., Ltd., Shanghai 200002, China; 5. China Construction Fifth Engineering Bureau Co., Ltd., Changsha 410004, Hunan, China)

Abstract: A prefabricated concrete U-shaped reinforcement buckle connection technology was

收稿日期:2021-04-07

基金项目:国家重点研发计划项目(2016YFC0701902-4);广西自然科学基金项目(2018GXNSFAA050145);
贺州市创新驱动发展专项项目(贺科创 ZX1907002,PT1907009);广西科学技术计划项目(桂建科[2020]5号);
广西高校中青年教师科研基础能力提升项目(2020KY06030,2021KY0712)

作者简介:张敏(1980-),男,江西吉安人,教授,工学博士,E-mail:emailzm@126.com.

通信作者:邱秀丽(1987-),女,广西贺州人,讲师,E-mail:344730009@qq.com.

developed, and the pseudo-static tests on specimens that adopted 4 different connection methods were conducted. The test phenomena and failure modes were observed, and the stiffness, ductility, and hysteresis behavior, energy consumption of various connections were analyzed. The results show that the bearing capacity of the U-shaped buckle connection node is much higher than that of the cast-in-place node, and the steel bar does not reach yield when the connection part fails, and there is still a large room for optimization. The overlapped steel bar of the 90° bend anchor connection node is equivalent to cast-in-place joints in terms of bearing capacity under the reciprocating load, and it is inferior to cast-in-place joint and U-shaped buckle connection in terms of ductility, stiffness, and energy dissipation capacity. It has not achieved effective anchorage in concrete, when the concrete is crushed, the overlapped steel bars are not yielded. Although the U-shaped buckle connection node is inferior to the cast-in-place joint in terms of ductility, it is better than the in-situ joint in terms of bearing capacity and stiffness degradation. The specimens that adopted U-shaped buckle connection have the problem of densely arranged steel bars, so the ability of concrete to hold the steel bars is weak, and the concrete in the overlap area is damaged and destroyed earlier. Compared with the U-shaped buckle one-time overlap method, the U-shaped buckle batch overlap method has less local damage to the concrete, and the ductility and energy dissipation capacity of the connection are better. The stressed steel bar of the component that adopts the batch overlap method is tensile yielded at the overlap joint, the hysteretic loop is full, and the force state is good. Therefore, batch overlap is one of the effective measures to improve the U-shaped buckle connection.

Key words: prefabricated construction; beam-column joint; quasi-static test; anti-seismic

0 引 言

国内外震害调查^[1-3]研究表明:在地震作用下,装配式混凝土结构的破坏主要集中在构件的节点连接位置,从而导致建筑结构的整体性倒塌。因此,预制件的节点连接是装配式结构抗震性能的关键,同时也是结构抗震性能研究的前提和基础。

中国现有装配式结构相关技术^[4-5]大多采用后浇整体式连接方式,如图 1 所示。后浇整体装配式结构遵循“等同现浇”的设计原则^[6-9],分别对框架结构体系中的梁和柱进行预制,然后对节点核心区进行现浇。由于预制梁的钢筋均锚入节点,因此节点核心区的钢筋比较密集,混凝土的浇筑过程困难,施工的工艺复杂,效率低下^[10-11]。

将框架结构中的梁柱连接部位移至节点核心区外的梁端^[12],并采用套筒灌浆技术将梁的下部钢筋进行连接也是工程中经常采用的一种连接方式^[13-14](图 2),但套筒灌浆连接精度要求高,成本高,并且套筒的存在抑制了梁端塑性铰的开展,需要将连接部位向梁跨中方向偏移较大距离连接才能保证梁端塑性铰的正常开展^[15-16],因此会造成预制节点构件体积庞大,带来运输和安装上的困难。

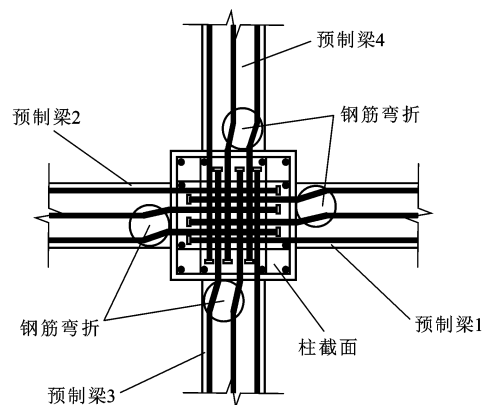


图 1 梁柱节点后浇整体式连接方式示意图

Fig. 1 Schematic Diagram of Post-cast Monolithic Connection Method of Beam-column Joints

大量研究表明:在理论计算和试验结果中,虽然现有的装配整体式混凝土框架梁柱节点连接能够实现“等同现浇”,但是存在核心区钢筋连接密集、施工工序复杂等问题,对于套筒灌浆连接技术还存在施工精度要求高、检测困难、成本高等技术瓶颈。

陈宜虎等^[17]提出了一种 U 型钢筋环扣连接的装配式混凝土结构节点构造,并通过低周反复拟静力加载和单调加载试验,证明全 U 型钢筋环扣搭接节点的力学性能等同现浇节点,在延性和耗能方面

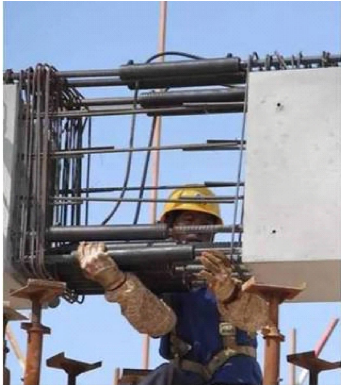


图2 梁端套筒连接

Fig. 2 Beam End Sleeve Connection

优于现浇节点。考虑到实际工程应用,本文在已有研究基础上,制作了3个不同的U型钢筋环扣连接试件和1个现浇节点试件,并进行了拟静力试验,研究各构件的滞回特性、刚度退化、耗能能力等力学性能,完善U型钢筋环扣连接技术的设计思路。

1 试验概况

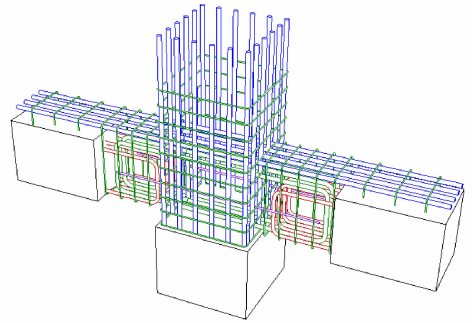
1.1 U型环扣连接技术简介

本文提出的新型U型环扣连接技术,就是在梁柱节点处的预制梁端部的底部钢筋采用U型受力钢筋,柱节点处用环形钢筋作为梁柱连接钢筋,上部钢筋不变且为现浇部分,将4根短筋穿入搭接环扣区域的4个角部,并在环扣区域的连接段加密箍筋,连接示意图见图3。

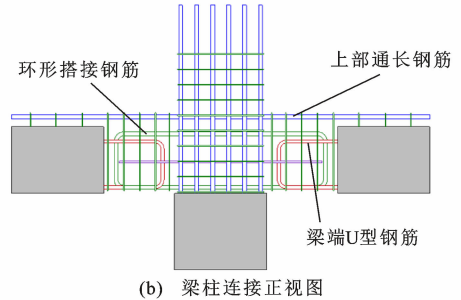
1.2 试件设计及制作

为研究U型钢筋环扣连接技术的力学性能,依据《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)^[18]的第6.2.10和第6.2.14条规定及《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[19]相关规定,共设计了4个尺寸相同、钢筋连接构造不同的对比试件,模拟框架结构的梁端连接,其中柱截面尺寸为700 mm×650 mm,梁截面尺寸为300 mm×700 mm。柱内配置20根直径22 mm的HRB400纵向钢筋,采用直径8 mm的6×6复合方式的HRB400箍筋,间距为100 mm,梁为对称配筋,上下各配4根直径22 mm的HRB400纵向受力钢筋,梁侧面每侧配2根直径8 mm的HRB400架力钢筋,采用直径8 mm的HRB400箍筋,间距为100 mm,同时配直径8 mm的HRB400拉筋,间距为100 mm。

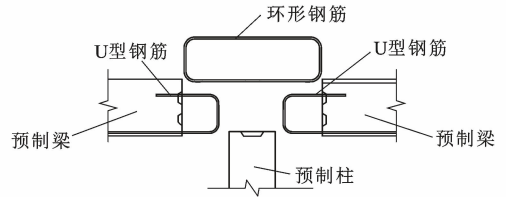
试件A是现浇试件,试件B是搭接长度为550 mm的90°弯锚连接方式,试件C是U型环扣一次性连接形式,4根U型钢筋与环形钢筋的搭接长度



(a) 梁柱连接三维轴测图



(b) 梁柱连接正视图



(c) 环形钢筋抽筋示意图

图3 U型环扣连接技术示意图

Fig. 3 Schematic Diagram of U-shaped Buckle Connection Technology

为550 mm,试件D是U型环扣分批次(2批次)连接形式,其中角部2根U型钢筋与环形钢筋的搭接长度为550 mm,中间2根U型钢筋与环形钢筋的搭接长度为275 mm(2次搭接间距275 mm)。B、C、D试件柱外伸3根直径25 mm的HRB400封闭环形搭接钢筋。各构件的主要设计参数见表1,具体几何尺寸及构造见图4。钢筋应变片选用BE120-3AA免焊应变片,测点具体位置见图5。

1.3 材料力学性能

在本试验的试件浇筑过程中,现浇对比试件A采用一次性浇筑方式,试件B、C、D均采用二次浇筑方式,所有浇筑的混凝土均为C30商品混凝土。在每次浇筑过程中,商品混凝土均表现出良好的保水性和流动性,二次浇筑混凝土的坍落度均在120 mm左右,满足流动性混凝土特性。每个试件浇筑时各预留3块边长为150 mm的立方体混凝土试块,各试件在相同条件下进行养护,在试验当天实测立方体混凝土的抗压强度,得到相关材料性能参数,具体如表2所示,其中, E_c 为混凝土的弹性模量,

表 1 试件主要设计参数
Table 1 Main Design Parameters of Specimens

试件编号	节点形式	纵筋		搭接钢筋		搭接长度/mm
		构造形式及尺寸/mm	构造要求	构造形式及尺寸/mm	构造要求	
A	现浇节点		4 Φ 22			
B	弯锚装配节点		4 Φ 22		3 Φ 25	550
C	U 型装配节点		4 Φ 22		3 Φ 25	550
D	U 型装配节点		2 Φ 22		3 Φ 25	550
			2 Φ 22			275

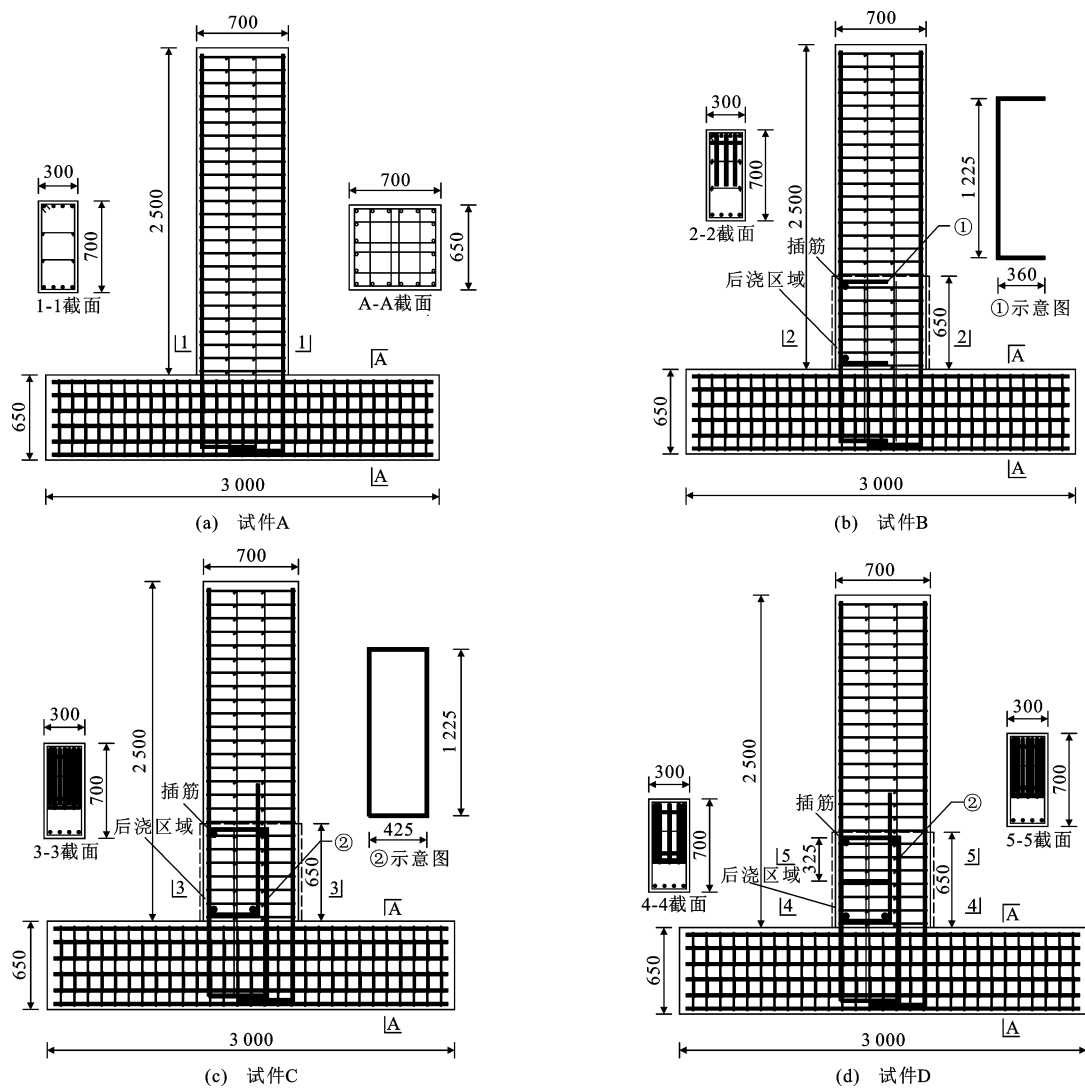


图 4 试件几何尺寸及构造(单位: mm)

Fig. 4 Geometric Dimensions and Components of Specimens (Unit: mm)

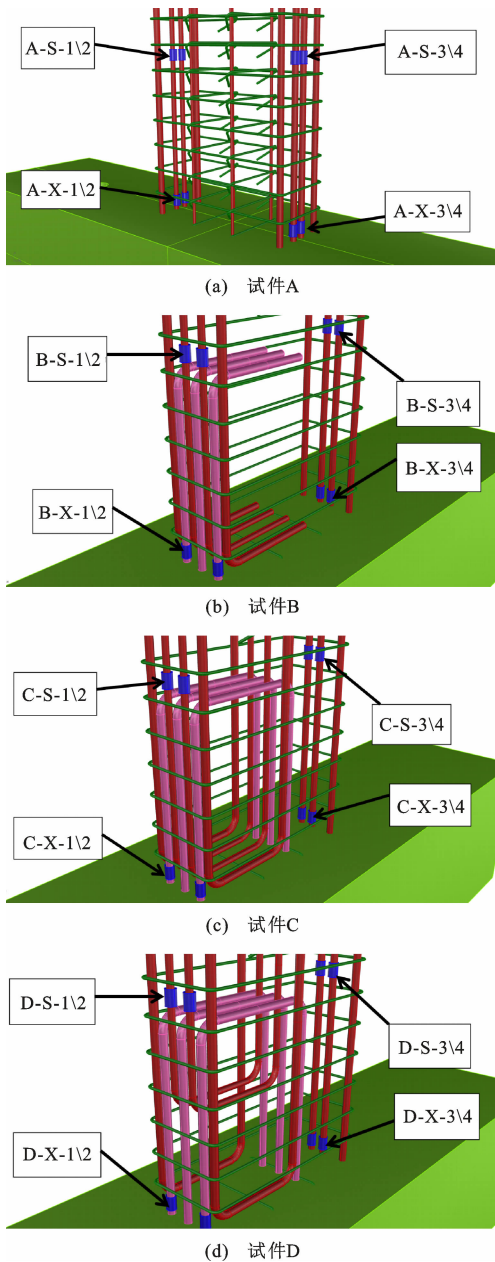


图5 试件应变测点布置

Fig. 5 Deformation Measuring Point Arrangements of Specimens

表2 混凝土立方体试件性能参数

Table 2 Performance Parameters of Cube Concrete Specimens

试件编号	预制梁、柱			后浇段		
	混凝土等级	$f_{cu,m}/\text{MPa}$	$E_c/10^4 \text{MPa}$	混凝土等级	$f_{cu,m}/\text{MPa}$	$E_c/10^4 \text{MPa}$
A	C30	34.6	3.2			
B	C30	34.6	3.2	C30	36.1	3.25
C	C30	34.6	3.2	C30	36.1	3.25
D	C30	34.6	3.2	C30	36.1	3.25

$f_{cu,m}$ 为混凝土立方体抗压强度平均值。

在本次试验中均采用 HRB400 钢筋,但钢筋直径不同,钢筋强度实测值见表 3,其中 f_y 为钢筋的屈服强度, f_u 为钢筋的极限强度, E_s 为钢筋的弹性模量。

表3 钢筋强度实测值

Table 3 Measured Values of Reinforcement Strength

钢筋直径/mm	f_y/MPa	f_u/MPa	$E_s/10^5 \text{MPa}$
8	402.1	605.9	21
22	405.6	609.3	21
25	402.8	606.9	21

试件 A 按照配筋绑扎钢筋笼,然后进行浇筑;对于弯锚连接试件 B 及 U 型钢筋环扣连接试件 C、D,为了方便浇筑,本次未采用梁柱分离式绑扎的方式,对钢筋笼采取一次性绑扎,然后分批浇筑混凝土。试件 B 在弯锚节点处(距离柱支座 650 mm)放置 1 块木质隔板,主要目的是将节点处第二次浇筑的混凝土与第一次浇筑的混凝土进行分离,同样对试件 C、D 采取放置隔板的方式进行分离混凝土(位置均放在距离柱支座 650 mm)。取掉隔板进行第二次浇筑时,对上下接触面进行凿毛处理。图 6 为制作过程及完成的试件。

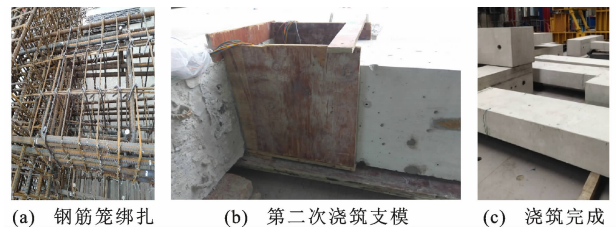


图6 试件制作过程

Fig. 6 Fabrication Process of Specimens

1.4 加载方案及测量

试验时,将柱作为梁的固定基座水平放置,将梁竖向放置,如图 7 所示。在距离地面 3.0 m 高度处设置作动器,荷载由压力传感器采集,在作动器中心位置放置位移传感器,采集施加荷载段的位移。本试验选择全位移加载控制,根据《建筑抗震试验规程》^[20]的相关规定,确定加载制度。在试验开始之前,先进行 0.5 mm 的预加载位移,来消除试验装置内部的装配间隙,同时检查设备仪器是否工作正常。根据《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[19]的规定,框架结构的弹塑性层间位移角不能超过 1/50,本次试验的最大加载位移为 90 mm。采用分级加载制度,加载位移 Δ 分别为 5、10、20、30、40、50、60、70、80、90 mm,加载曲线如图 8 所示,其中, T 为时



图 7 试验加载装置

Fig. 7 Test Loading Device

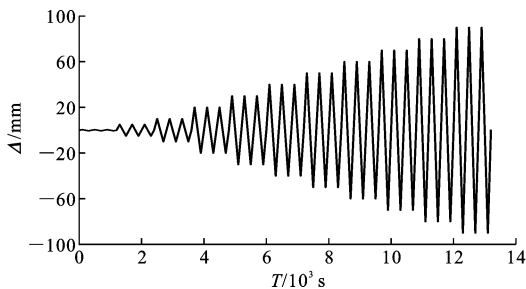


图 8 加载曲线

Fig. 8 Loading Curve

间。每级加载循环 3 次并记录相关数据和试验现象,加载至最大位移或承载力下降到极限荷载的 85%,试验中不能继续安全加载时,停止试验。试验规定,以试件 B、C、D 搭接侧受拉(位移量正值方向)为正向加载,反之为负向加载。

2 试验现象及破坏形态

对于现浇试件 A,当位移量为 10 mm 时,梁柱交界面部位出现第 1 条微裂缝,在低周往复荷载作用下,裂缝逐渐增多,当位移量为 50 mm 时,裂缝数量增多,宽度加大,并形成 X 形通缝;当位移量为 70 mm 时,梁的左右两侧表面混凝土出现局部压碎现象;当位移量为 90 mm 时,梁柱节点处形成严重 X 形破坏裂缝,梁表面保护层混凝土完全压碎,钢筋屈服,试件承载力下降到最大承载力的 85% 以下,试件破坏,如图 9(a)所示。从现浇试件的破坏形态可以看出,现浇试件属于弯剪型破坏。

对于弯锚搭接的试件 B,梁的两侧配筋方式不同,正向加载时搭接钢筋侧受拉,负向加载时搭接钢筋侧受压,梁两侧的破坏形态亦表现不同。当位移量为 10 mm 时,梁柱交界面部位出现微裂缝;当位

移量为 30 mm 时,搭接侧梁表面混凝土出现平行于受力钢筋的纵向裂缝;当位移量为 50 mm 时,搭接侧混凝土大范围剥落破坏,钢筋丧失混凝土保护层握裹,开始滑动;位移量从 60 mm 至 90 mm 过程中,搭接侧混凝土继续剥落破坏,连接部位的承载力不再提高,搭接钢筋 90° 弯折部位附近的混凝土出现水平环形裂缝,最终试件破坏,如图 9(b)所示。

对于 U 型环扣连接试件 C、D,两者的破坏模式基本相同且类似与试件 B,混凝土出现“C”字形裂缝,钢筋搭接侧混凝土大面积损伤脱落,所不同的是 C、D 试件的承载力远高于 B 试件,同时也大于 A 试件。试件 C、D 具体最终破坏形态如图 9(c)、(d)所示。

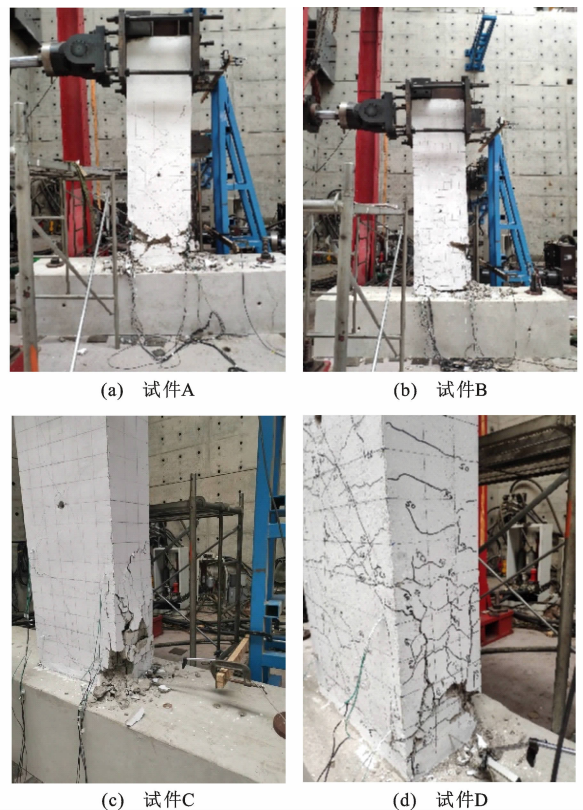


图 9 试件破坏情况

Fig. 9 Failure Forms of Specimens

3 试验结果及分析

3.1 滞回曲线

滞回曲线是构件在拟静力作用下的荷载-位移($F-\Delta$)曲线,反映了节点的能量耗散能力和承载力的变化趋势。各试件通过拟静力低周往复试验得到的滞回曲线如图 10 所示,其中, δ 为层间位移角。从图 10 可以看出,试件 A 滞回曲线相对饱满,滞回环呈现典型的梭形,且正向加载和负向加载的滞回

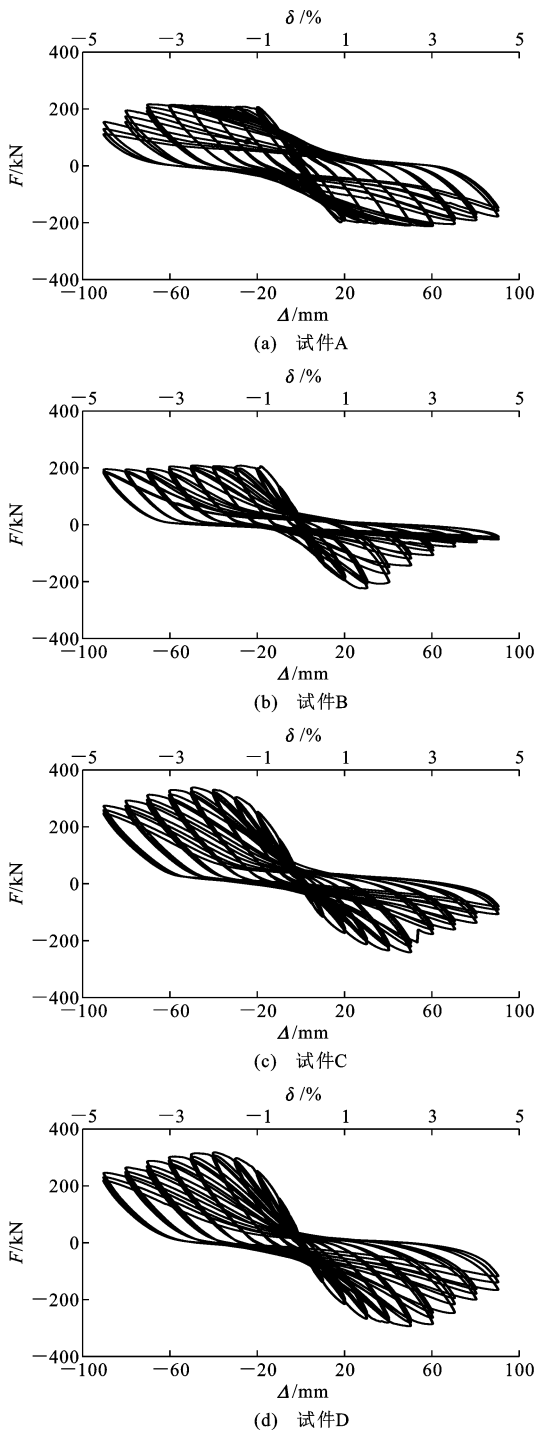


图 10 各试件滞回曲线

Fig. 10 Hysteresis Curves of Each Specimen

曲线呈现对称分布[图 10(a)]。位移量在 10 mm 之前时,试件加载力曲线呈线性分布,随后荷载增幅很小。位移量为 70 mm 左右时,试件 A 的水平荷载达到峰值,随后荷载下降,滞回曲线未出现明显的“捏拢”现象。

试件 B 的滞回曲线呈现明显的不对称性,“捏缩”现象严重[图 10(b)]。位移量在 10 mm 之前

时,试件加载力曲线呈线性分布,随后正、负向加载曲线出现明显差异。负向加载的位移量从 20 mm 开始,试件达到峰值承载力,随后荷载基本维持不变。正向加载的位移量达到 30 mm 时,试件达到峰值承载力,随后荷载骤然下降直至试件破坏。

试件 C 的滞回曲线呈现非对称性,相对 A 试件也带有“捏拢”现象[图 10(c)]。位移量在 10 mm 之前时,试件加载曲线呈线性分布,之后正、负向加载曲线变化有所不同。负向加载的位移量达到 50 mm 时,试件达到峰值承载力,其后随着位移量增加荷载略降低。正向加载的位移量达到 50 mm 时,试件达到峰值承载力,但较负向加载的对应值小,其后随着位移量增加,荷载下降速率加快。从试件 D 的滞回曲线可以看出,曲线整体大致对称[图 10(d)]。位移量在 10 mm 范围内时,试件加载曲线呈线性分布。正、负向加载的位移量为 50 mm 左右时,试件达到峰值承载力,之后荷载随着位移量的增加而逐渐下降。

对比 4 种不同连接方式的试件在低周往复荷载作用下的滞回曲线,可以得出以下结论:

(1)弯锚连接节点的搭接钢筋在往复荷载作用下未能在混凝土中有效锚固,当混凝土压碎时,承载力迅速下降,滞回环不饱满,试件的承载力和延性不如现浇和 U 型环扣连接节点。

(2)采用 U 型环扣连接的试件 C、D 的承载力要高于现浇节点(试件 A),但滞回曲线有“捏缩”现象,说明连接区域的钢筋有滑移产生。

(3)试件 C、D 的滞回曲线存在非对称现象,当搭接区域受拉时承载力下降较快,但采用分批搭接的试件 D 情况较好。产生该现象的主要原因可能是分批搭接的钢筋与混凝土之间的接触面积比较大,2 根相邻纵筋间的混凝土体积比较大,U 型钢筋、混凝土以及环形钢筋之间的传力更加均匀。由此可以看出,分批搭接可以有效缓解混凝土局部损伤,使 U 型环扣连接的力学性能更接近现浇。

3.2 骨架曲线

试件的屈服承载力 F_y 、峰值承载力 F_u 、屈服位移 Δ_y 、破坏位移 Δ_m 的试验结果如表 4、5 所示。根据各试件的滞回曲线得到骨架曲线,如图 11 所示。采取等效刚度法来确定骨架曲线的屈服点,结构的破坏位移 Δ_m 与结构屈服位移 Δ_y 的比值表示结构的延性,从而确定结构延性的好坏,定义结构的峰值承载力 F_u 与结构屈服承载力 F_y 的比值为结构的屈强比,主要反映结构中受力钢筋的利用率和使用

表 4 负向加载下节点的承载力和变形

Table 4 Bearing Capacity and Deformation of Joints Under Reverse Loading

试件编号	F_y/kN	F_u/kN	Δ_y/mm	Δ_m/mm	F_u/F_y	Δ_m/Δ_y
A	127.05	191.35	-20.01	-80.17	1.506	3.99
B	131.10	187.13	-20.07	-90.01	1.427	4.48
C	151.17	270.27	-19.82	-90.18	1.788	4.55
D	152.83	259.09	-19.83	-80.14	1.695	4.04

表 5 正向加载下节点的承载力和变形

Table 5 Bearing Capacity and Deformation of Joints for Forward Loading

试件编号	F_y/kN	F_u/kN	Δ_y/mm	Δ_m/mm	F_u/F_y	Δ_m/Δ_y
A	-126.24	-177.27	20.80	87.30	1.404	4.19
B	-138.19	-141.78	21.23	50.30	1.026	2.37
C	-115.23	-176.48	20.62	60.28	1.531	2.92
D	-138.91	-245.80	20.21	78.27	1.769	3.87

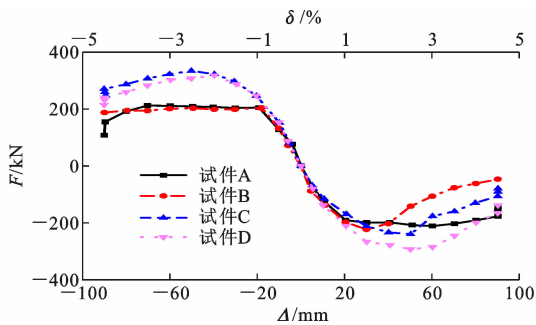


图 11 骨架曲线

Fig. 11 Skeleton Curves

过程中的安全可靠程度。当试件的承载力下降到极限承载力的 85% 时认为试件破坏,该点即为试件的破坏点;若试件的承载力未达到极限承载力的 85% 但试件已破坏,则取试件破坏时的位移 Δ_m 。

从表 4 可以看出,在负向加载工况下(搭接钢筋受压),试件 B、C、D 的 F_u/F_y 比值和 Δ_m/Δ_y 均要高于试件 A,因此,其延性和承载力均要高于现浇试件,说明钢筋 U 型环扣连接技术可充分利用钢筋的性能。

从表 5 可以看出:在正向加载工况下(搭接钢筋受拉),试件 B、C、D 的 Δ_m/Δ_y 比值均小于试件 A,说明前者延性比后者差;在试件 B、C、D 之间, Δ_m/Δ_y 比值依次增加,其中试件 D 的延性已经接近试件 A,说明 U 型环扣连接的延性要高于弯锚连接,且分批次搭接的 U 型环扣连接的延性要高于一次性搭接。由于 U 型环扣连接在连接部位的钢筋可以被充分利用,因此其 F_u/F_y 比值要高于试件 A,但试件 B 的承载力仍低于试件 A,说明弯锚连接的钢

筋锚固作用略差。

3.3 耗能能力

根据《建筑抗震试验规范》^[19] 的规定,用滞回曲线包围的面积来衡量结构的耗能能力,一般用能量耗散系数 E 或等效黏滞阻尼系数 ζ_{eq} 来评价^[9]。本文选择能量耗散系数 E 来衡量(图 12),具体计算公式为

$$E = \frac{S_{ABC+CDA}}{S_{\triangle OBG} + S_{\triangle ODH}} \quad (1)$$

式中: $S_{ABC+CDA}$ 为滞回曲线所包围的面积; $S_{\triangle OBG}$ 为 $\triangle OBG$ 的面积; $S_{\triangle ODH}$ 为 $\triangle ODH$ 的面积。

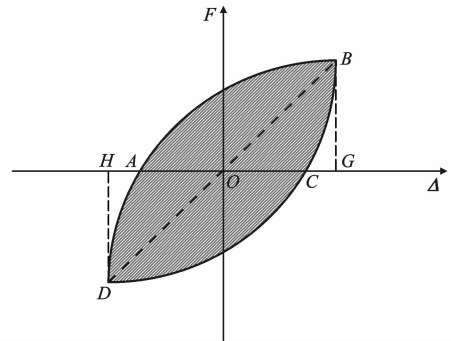


图 12 能量耗散系数计算示意

Fig. 12 Calculation Sketch of Energy Dissipation Coefficient

Dissipation Coefficient

取每级加载的第一次滞回环包络面积计算能量耗散系数,所得计算结果如图 13 所示。由图 13 可以看出,位移量在 10~50 mm 时,4 个试件的能量耗散系数均随位移的增大而上升,之后各试件的耗能能力均有所回落或趋于恒定。从能量耗散能力上来看,试件 A 的能量耗散能力最强,试件 B 最弱,试件 C、D 介于上述二者之间。

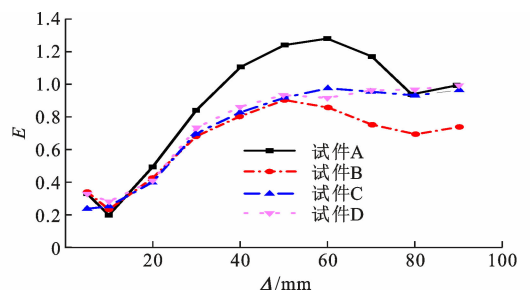


图 13 能量耗散系数曲线

Fig. 13 Energy Dissipation Coefficient Curves

3.4 刚度退化

在低周反复位移作用下,当结构维持相同的峰值承载力时,随着加载循环次数的增加,峰值点的位移增大,该现象称为刚度退化。根据《建筑抗震试验规范》^[19],用割线刚度来评价试件的刚度。割线刚

度 K_i 计算公式为

$$K_i = \frac{|+F_i| + |-F_i|}{|+\Delta_i| + |-\Delta_i|} \quad (2)$$

式中： $+F_i$ 、 $-F_i$ 分别为第 i 次正、负向峰值点的荷载值； $+\Delta_i$ 、 $-\Delta_i$ 分别为第 i 次正、负向峰值点的位移值。

通过计算得到各试件的刚度退化曲线，如图 14 所示。对比发现，试件 D 的刚度最大，其次是试件 C，且在位移为 20~60 mm 范围内时，试件 C、D 的刚度明显大于试件 A、B 的刚度；在 4 个试件当中，试件 B 的刚度最低，退化得也最快。由此可见，在构件刚度退化方面，U 型环扣搭接的刚度要优于传统现浇节点和弯锚搭接方式。

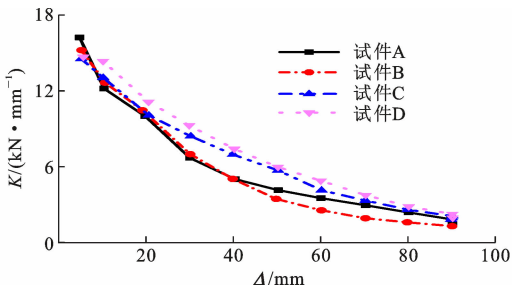


图 14 刚度退化曲线

Fig. 14 Stiffness Degradation Curves

3.5 钢筋应变

通过各试件钢筋布置的应变片测得的应变数据整理得到不同位置的位移-应变关系曲线，如图 15、16 所示。对比各试件的位移-应变 (Δ - ϵ) 关系曲线，可得到以下结论：

(1) 对弯锚搭接试件 B 而言，底部位置的纵筋屈服状态一致，但上部位置的纵筋屈服状态不同，配有通长钢筋一侧的纵筋受拉屈服，而采用 C 型搭接一侧的钢筋为受压屈服。

(2) 对比 U 型环扣搭接试件 C、D，在底部位置处，2 个试件两侧的纵筋屈服状态类似，均为受拉屈服，同时配有环形搭接钢筋一侧的试件 D 的应变状态要比试件 C 更加饱满，说明试件 D 的受力钢筋在低周往复拉压状态下受力性能优于试件 C；在上部位置处，配有环形搭接钢筋一侧的试件 C 表现为受压屈服，而试件 D 表现为受拉屈服，配有通长钢筋一侧的纵筋均为受拉屈服。

(3) 对比 4 种不同搭接构造的梁柱节点试件的应变性能，采用弯锚搭接方式和一次性 U 型环扣搭接方式的试件的受力钢筋在搭接处为受压屈服，没有很好地发挥钢筋受拉屈服的作用，采用分批搭接方式的试件的受力钢筋在搭接处为受拉屈服，同时

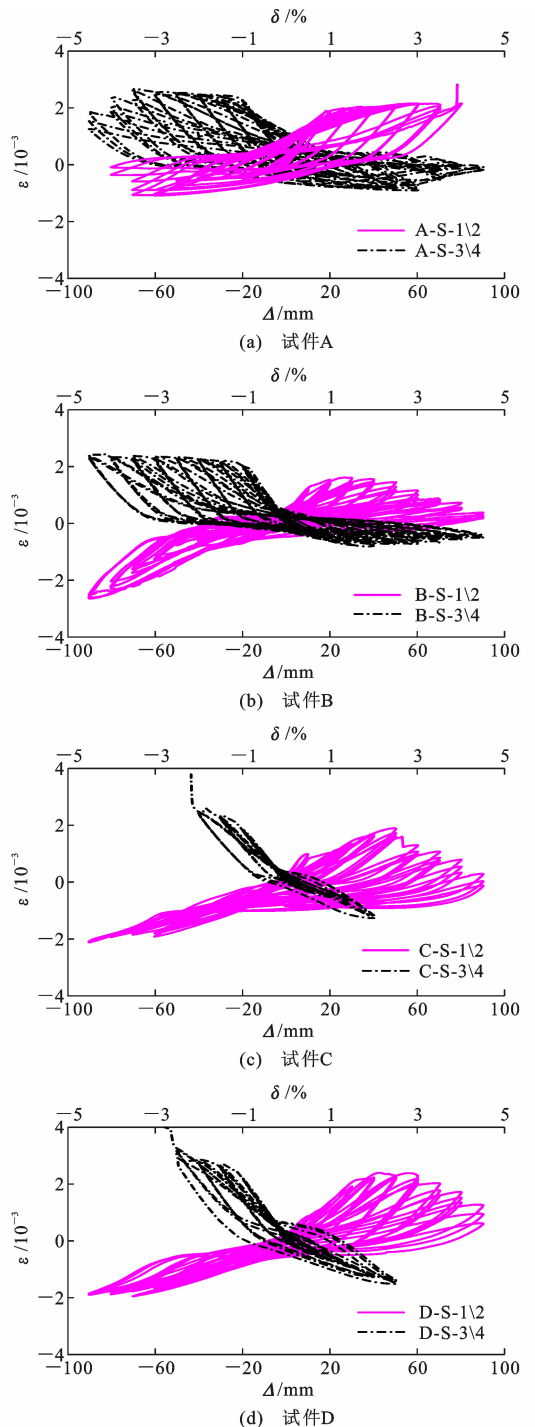


图 15 纵筋上部位置位移-应变曲线

Fig. 15 Displacement-strain Curves of Upper Longitudinal Bars

滞回环饱满，受力状态良好。

4 结语

(1) 采用弯锚搭接方式的梁柱节点除了在承载力方面等同于现浇节点外，在延性、刚度退化、耗能能力等方面比现浇节点和 U 型环扣搭接方式差一些，混凝土压碎时搭接钢筋未屈服。

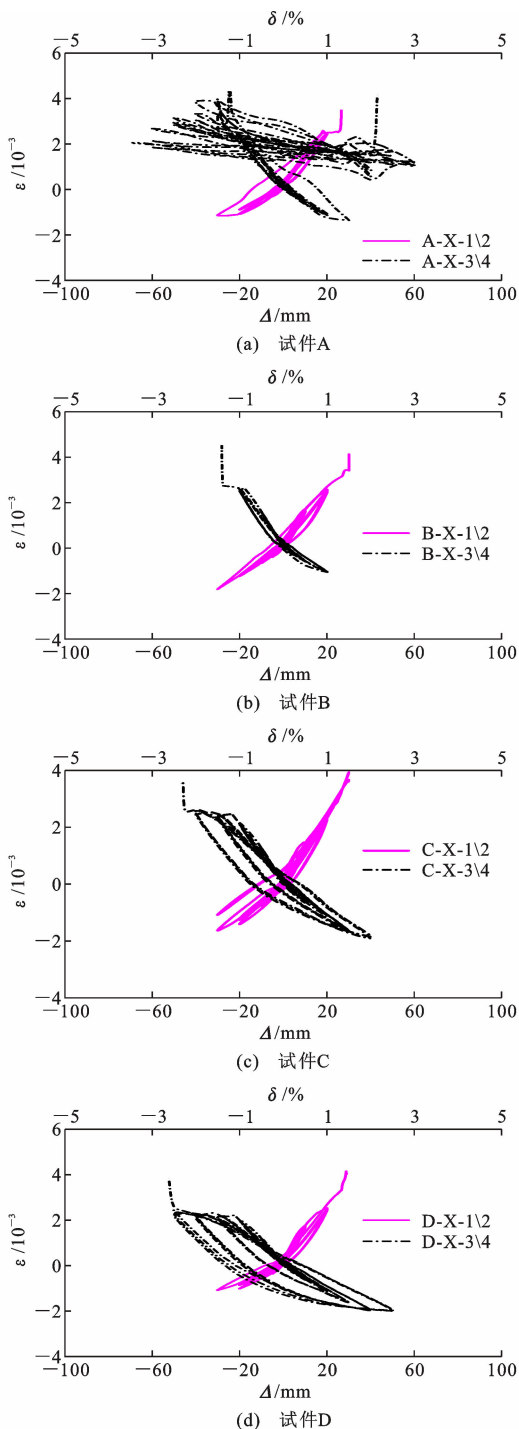


图 16 纵筋下部位置位移-应变曲线

Fig. 16 Displacement-strain Curves of Lower Longitudinal Bars

(2)采用 U 型环扣搭接方式虽然在延性方面较现浇节点差,但是承载力和刚度退化方面表现均优于现浇节点。

(3)对比 U 型环扣一次性搭接方式和分批搭接方式,后者对混凝土的局部损伤较小,连接的延性和耗能能力均优于前者,采用分批搭接方式的试件的受力钢筋在搭接处为受拉屈服,同时滞回环饱满,受

力状态良好。因此,分批搭接是提高 U 型环扣连接的有效措施之一。

(4)U 型环扣连接节点的承载力较现浇节点有很大提高,但 U 型钢筋环扣搭接方式存在钢筋排布密集的问题,混凝土对钢筋的握裹能力较弱,搭接区域的混凝土较早损伤破坏。

参考文献:

References:

- [1] PARK R. Seismic Design and Construction of Precast Concrete Buildings in New Zealand[J]. PCI Journal, 2002,47(5):60-75.
- [2] KORKMAZ H H, TANKUT T. Performance of a Precast Concrete Beam-to-beam Connection Subject to Reversed Cyclic Loading[J]. Engineering Structures, 2005,27(9):1392-1407.
- [3] 张 瀑,鲁兆红,淡 浩.汶川地震中预制装配整体结构的震害调查分析[J].四川建筑科学研究,2010,36(3):129-133.
ZHANG Pu, LU Zhao-hong, DAN Hao. The Survey Analysis of Prefabricated Structure in Wenchuan Earthquake [J]. Sichuan Building Science, 2010, 36 (3):129-133.
- [4] 预制装配整体式钢筋混凝土技术规范: SJG 18—2009 [S]. 北京:中国建筑工业出版社,2009.
Technical Specification for Concrete Structures with Precast Components: SJG 18—2009 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2009.
- [5] 预制预应力混凝土装配整体式框架结构技术规程: JGJ 224—2010 [S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010.
Technical Specification for Framed Structures Comprised of Precast Prestressed Concrete Components: JGJ 224—2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.
- [6] NEHPR Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures: FEMA 368/369 [S]. Washington DC: BSSC, 2000.
- [7] 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.
- [8] 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, LÜ 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 Dynamics*, 2005, 25(1): 81-87.
- [9] 谷伟,张馨心,李忠培,等. 装配式框架结构新型梁柱节点抗震性能试验[J]. *工业建筑*, 2019, 49(5): 57-61.
GU Wei, ZHANG Xin-xin, LI Zhong-pei, et al. Experimental Research on Seismic Behavior of New Column-to-beam Joints for Prefabricated Concrete Frame [J]. *Industrial Construction*, 2019, 49(5): 57-61.
- [10] 吴刚,冯德成. 装配式混凝土框架节点基本性能研究进展[J]. *建筑结构学报*, 2018, 39(2): 1-16.
WU Gang, FENG De-cheng. Research Progress on Fundamental Performance of Precast Concrete Frame Beam-to-column Connections [J]. *Journal of Building Structures*, 2018, 39(2): 1-16.
- [11] 管东芝,郭正兴,于建兵,等. 钢绞线锚入式预制砼框架节点构造及试验[J]. *浙江大学学报(工学版)*, 2016, 52(2): 282-291.
GUAN Dong-zhi, GUO Zheng-xing, YU Jian-bing, et al. Structural Measures and Experimental Study of Precast Concrete Joints of Anchored Prestressing Strands in Frames [J]. *Journal of Zhejiang University (Engineering Science)*, 2016, 52(2): 282-291.
- [12] KHOO J H, LI B, YIP W K. Tests on Precast Concrete Frames with Connections Constructed Away from Column Faces; *Engineering Science [J]*. *ACI Structural Journal*, 2006, 103(1): 1827.
- [13] 章一萍,隗萍,张春雷,等. 新型装配式混凝土框架结构后浇整体式梁柱节点研究[J]. *四川建筑科学研究*, 2017, 43(3): 110-115.
ZHANG Yi-ping, WEI Ping, ZHANG Chun-lei, et al. Study on New Cast-in-situ Monolithic Beam-column Connections for Precast Frame Structure [J]. *Sichuan Building Science*, 2017, 43(3): 110-115.
- [14] 袁鑫杰,李易,陆新征,等. 湿式连接装配式混凝土框架抗连续倒塌静力试验研究[J]. *土木工程学报*, 2019, 52(12): 46-56.
YUAN Xin-jie, LI Yi, LU Xin-zheng, et al. Static Progressive Collapse Test on Prefabricated Concrete Frames with Wet Connections [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2019, 52(12): 46-56.
- [15] RESTREPO J I, PARK R, BUCHANAN A H. Tests on Connections of Earthquake Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames of Buildings [J]. *PCI Journal*, 1995, 40(4): 44-61.
- [16] YEE A A. Design Considerations for Prestressed Concrete Building Structures in Seismic Areas [J]. *PCI Journal*, 1991, 36(3): 40-55.
- [17] 陈宜虎,卢旦,张敏,等. 装配式混凝土梁柱节点U型钢环扣连接性能研究[J]. *广西大学学报(自然科学版)*, 2019, 44(6): 1552-1561.
CHEN Yi-hu, LU Dan, ZHANG Min, et al. Study on Ring Buckle Connection with U-shaped Steel in Precast Concrete Beam-column Joints [J]. *Journal of Guangxi University (Natural Science Edition)*, 2019, 44(6): 1552-1561.
- [18] 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.
Code for Design of Concrete Structures: GB 50010—2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.
- [19] 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
Code for Seismic Design of Buildings: GB 50011—2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.
- [20] 建筑抗震试验规程: JGJ/T 101—2015[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.
Specification for Building Seismic Test of Buildings: JGJ/T 101—2015 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2015.