

# 装配式混凝土框架顶层端节点抗震性能试验

赵勇<sup>1</sup>, 李永波<sup>1</sup>, 毕琼<sup>2</sup>, 邓世斌<sup>2</sup>

(1. 同济大学 土木工程学院, 上海 200092; 2. 中国建筑西南设计研究院有限公司, 四川 成都 610041)

**摘要:** 进行了 5 个配置 500 MPa 级纵筋框架顶层端节点试件的低周反复加载试验, 研究了采用两种新型构造的装配整体式混凝土框架顶层端节点的破坏形态、滞回曲线、骨架曲线和位移延性等抗震性能及承载力, 并提出了柱端无上伸节点的斜截面受弯承载力计算方法。结果表明: 装配式试件均发生了梁端受弯破坏, 且集中在梁端结合面较小范围内, 但梁水平叠合面未见开裂; 装配式试件的滞回曲线相对现浇试件更为饱满, 其位移延性和耗能能力均优于现浇试件; 装配式试件的位移延性系数为 2.54~3.66, 极限位移角为 1/29~1/26, 且柱端无上伸试件的延性略优于柱端上伸试件; 装配式试件的极限承载力比现浇试件平均约低 10%, 但其极限承载力计算值与试验值之比平均为 0.62~0.71, 仍具有较高的安全储备。

**关键词:** 装配整体式混凝土框架; 顶层端节点; 低周反复加载试验; 抗震性能

**中图分类号:** TU375.1

**文献标志码:** A

## Experimental Investigation on Seismic Performances of Knee Joints for Monolithic Precast Concrete Frame

ZHAO Yong<sup>1</sup>, LI Yongbo<sup>1</sup>, BI Qiong<sup>2</sup>, DENG Shibin<sup>2</sup>

(1. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. China Southwest Architectural Design and Research Institute Co. Ltd., Chengdu 610041, China)

**Abstract:** Five full-scale knee joints of concrete frame with HRB500 reinforcements were designed, and pseudo-static tests were conducted. Seismic performances of two new kinds of precast knee joints were investigated. Failure patterns, hysteretic loops, skeleton curves, displacement ductility, energy dissipation capacity, and ultimate bearing capacity were analyzed. Besides, the calculation method of bending bearing capacity of inclined section in knee joint were proposed. The results indicated that all the precast specimens were subjected to bending failure in the small range of the

beam end. There was no crack on the combined interface of frame beams. Compared to the cast-in-situ joint, the precast joints had a greater displacement ductility coefficient and the hysteretic loops were chubbier. The displacement ductility coefficient and ultimate displacement angle of precast joints were from 2.54 to 3.66 and 1/29 to 1/26 respectively. The ductility of specimens without extended column head were greater than that of specimens with extended column head. The average ultimate bearing capacity of precast specimens was about 10% lower than that of the cast-in-situ joint, while the ratio of calculation value to experimental value was from 0.62 to 0.71, still having a high safety degree.

**Key words:** monolithic precast concrete frame; knee joint; pseudo-static test; seismic performance

框架顶层端节点的受力特征类似于 90°折梁, 即由地震作用产生的梁端、柱端弯矩相等。规范 GB 50010—2010<sup>[1]</sup>给出了两种框架顶层端节点的梁、柱负弯矩钢筋搭接的配筋构造做法。规程 JGJ 1—2014<sup>[2]</sup>在此基础上, 给出了装配整体式框架顶层端节点的构造做法, 如图 1 所示。图中,  $d$ 、 $l_{abE}$  分别为柱纵向受力钢筋的直径及其抗震基本锚固长度。国内学者对装配式框架顶层端节点的抗震性能研究较少, 且未能取得一致结论。例如, 文献[3]进行了一个叠合梁现浇柱节点的试验, 采用了梁面纵筋与柱外侧纵筋搭接的构造, 结果表明, 试件产生了梁端受弯破坏, 滞回曲线有较明显的捏拢; 文献[4]进行了一组装配式节点和现浇节点的对比试验, 采用了图 1a 的构造, 结果表明, 试件均呈梁端弯曲破坏, 二者承载力和延性相差不大。在工程实践中, 发现图 1 的构造存在以下问题: 对于柱端上伸节点, 在负弯矩作用下节点区会出现主对角线裂缝, 因此柱外侧纵筋的锚固长度应从梁面算起, 即图 1a 中柱纵筋可能锚固不足。另外, 文献[5]认为, 外伸短柱头不能保证节点

收稿日期: 2018-06-05

基金项目: “十三五”国家重点研发计划(2016YFC0701900)

第一作者: 赵勇(1975—), 男, 副教授, 工学博士, 主要研究方向为混凝土结构。E-mail: yongzhao@tongji.edu.cn

区有效传递负弯矩.对柱端无上伸节点,图 1b 的构造会使框架梁和节点箍筋安装困难,会降低节点施工质量和装配效率.为此,本文参考文献[6-11],提出了两种改进的框架顶层端节点的构造方案:一种是对柱端上伸节点,将图 1a 的柱外侧纵筋的锚固长度调整为从梁面计算且不小于  $0.6l_{abE}$ (图 2a);另一种是对柱端无上伸节点,将图 1b 的梁、柱纵筋在节点内分别采用锚固板锚固,并在节点区端部集中设置水平箍筋和竖向插筋,以保证节点的承载能力(图 2b).针对采用这两种新型构造的装配式顶层端节点,进行了低周反复加载试验,研究了其破坏形态、滞回曲线、骨架曲线和位移延性等抗震性能及承载力,并验证其可行性.

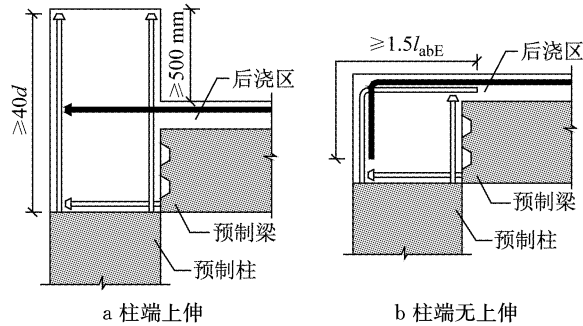


图 1 规程 JGJ 1—2014 中框架顶层端节点构造示意图  
Fig.1 Detailing of knee joint in JGJ 1—2014

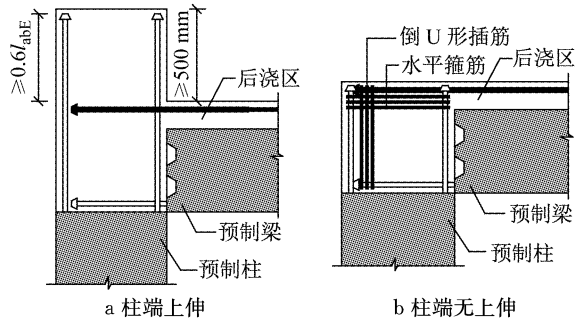


图 2 两种新型框架顶层端节点构造示意图

Fig.2 Detailing of two new types of knee joint

## 1 试验概况

### 1.1 试件设计

#### 1.1.1 基本情况

试验中设计了 4 个装配式节点试件和 1 个用于对比的现浇节点试件.试件的主要参数、尺寸和配筋如表 1 和图 3 所示.表 1 中,  $f_{cu,b}$ 、 $f_{cu,c}$ 、 $f_{cu,j}$  分别为预制梁、预制柱、节点与试件同条件养护下的混凝土立方体抗压强度;  $f_{c,b}$ 、 $f_{c,c}$ 、 $f_{c,j}$  分别为根据  $f_{cu,b}$ 、 $f_{cu,c}$ 、 $f_{cu,j}$  并按规范 GB 50010—2010<sup>[1]</sup> 推算得到的轴心抗压强度;  $A_{sh}$  和  $A_{sv}$  分别为节点区水平箍筋和倒 U 形插筋.框架梁叠合层的混凝土强度和节点一致.各

表 1 试件的主要参数

Tab.1 Main parameters of specimens

试件编号	框架梁				框架柱				节点区				
	$f_{cu,b}/MPa$	$f_{c,b}/MPa$	梁顶纵筋①	梁底纵筋②	箍筋③	$f_{cu,c}/MPa$	$f_{c,c}/MPa$	单侧纵筋④	箍筋⑤	$f_{cu,j}/MPa$	$f_{c,j}/MPa$	$A_{sh}$ ⑥	$A_{sv}$ ⑦
PK-1	62.0	45.1	3 $\Phi$ 25	2 $\Phi$ 25	$\Phi$ 8@100	64.9	44.4	4 $\Phi$ 25	$\Phi$ 8@100	68.1	49.3	7/3 $\Phi$ 10	6/2 $\Phi$ 10
PK-2	62.4	45.4	3 $\Phi$ 25	2 $\Phi$ 25	$\Phi$ 8@100	61.8	45.0	4 $\Phi$ 25	$\Phi$ 8@100	54.5	40.0	8/4 $\Phi$ 10	7/3 $\Phi$ 10
PK-3	55.6	40.8	3 $\Phi$ 25	2 $\Phi$ 25	$\Phi$ 8@100	65.3	47.4	4 $\Phi$ 25	$\Phi$ 8@100	68.1	49.3	$\Phi$ 8@100	—
PK-4	65.3	47.4	3 $\Phi$ 25	2 $\Phi$ 25	$\Phi$ 8@100	62.4	45.4	4 $\Phi$ 25	$\Phi$ 8@100	54.5	40.0	$\Phi$ 8@100	—
RK-1	58.8	42.9	3 $\Phi$ 25	2 $\Phi$ 25	$\Phi$ 8@100	58.8	42.9	4 $\Phi$ 25	$\Phi$ 8@100	58.8	42.9	$\Phi$ 8@100	—

注:7/3C10 指共配置 7 道箍筋,其中 3 道集中布置于节点外侧,节点箍筋均为四肢箍.其余类推.

试件的梁和柱的配筋相同,配置的纵筋和箍筋均为 500 MPa 级高强钢筋,箍筋的混凝土保护层厚度为 20 mm.

#### 1.1.2 框架梁

框架梁截面尺寸为 350 mm×600 mm,装配式试件的框架梁为叠合梁,其预制部分梁高为 450 mm,梁外端铰支座中心到柱边距离为 2 100 mm.梁中配置了组合双肢封闭并箍  $\Phi$  8@100,在梁腹两侧各配置有 2  $\Phi$  14 构造纵筋.预制梁端设置键槽(图 3c),水平叠合面为拉毛粗糙面,符合规程 JGJ 1—2014<sup>[2]</sup> 的要求.

#### 1.1.3 框架柱

框架柱截面尺寸为 600 mm×600 mm,柱底到梁底距离为 1 500 mm;柱的箍筋为 4 肢复合箍筋  $\Phi$  8@100,预制柱顶面设置露骨料粗糙面.

#### 1.1.4 框架节点

试件 PK-1 和 PK-2 为柱端无上伸节点,梁柱纵筋采用锚固板在节点内锚固,其锚固长度为 550 mm,柱纵筋锚固长度为 580 mm,并通过节点端部的水平封闭箍筋和竖向倒 U 形插筋提供节点斜截面受弯承载力.其中,试件 PK-1、PK-2 在节点端部集中分别设置 3 道水平箍筋和 2 道竖向插筋、4 道水平

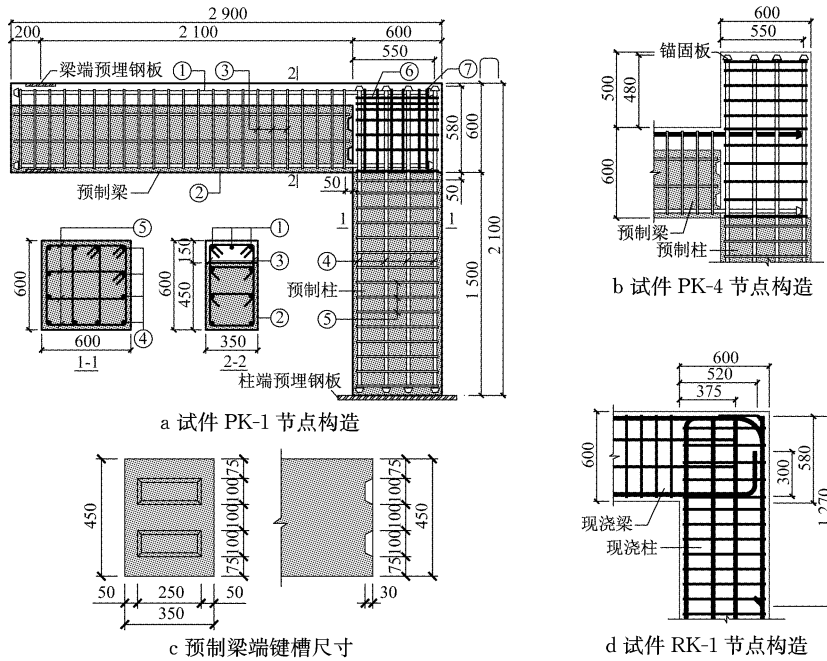


图 3 试件几何尺寸及配筋(单位:mm)

Fig.3 Dimensions and reinforcement details of specimens(unit:mm)

箍筋和 3 道竖向插筋;试件 PK-3 和 PK-4 为柱端上伸节点,其中试件 PK-3 的柱纵筋采用 90°弯折锚固,试件 PK-4 的柱纵筋采用锚固板锚固,从梁顶算起的锚固长度为 480 mm;试件 RK-1 为现浇节点,在节点区采用梁面纵筋弯折与柱内纵筋搭接,搭接长度为 1 270 mm. 锚固板构造符合规程 JGJ 256—2011<sup>[12]</sup>的基本要求.

### 1.2 钢筋材料性能试验

钢筋的屈服强度  $f_y$ 、抗拉强度  $f_b$ 、弹性模量  $E_s$  和最大力下总伸长率  $\delta$  等力学性能参数实测结果如表 2 所示.

表 2 钢筋的实测力学性能参数

Tab.2 Test values of mechanical properties of steel bar

钢筋种类	$f_y$ /MPa	$f_b$ /MPa	$E_s$ /GPa	$\delta$ /%
C8	426	719	205	9.77
D10	620	794	204	9.83
D25	512	667	203	9.25

### 1.3 加载方式

试验加载装置如图 4 所示. 其中,梁外端采用滑动铰支座固定,预制柱外端采用固定铰支座固定. 由伺服液压水平作动器施加水平低周反复荷载,并规定自西向东加载为正向. 水平加载采用荷载-位移混合控制,首先,采用荷载控制加载,加载增量为  $0.15P_{u,c}$  ( $P_{u,c}$  为根据框架梁端正截面受弯承载力计算值推算得到的水平荷载),每级加载循环 2 次;加载至  $0.75P_{u,c}$  后,采用位移控制加载,位移增量为 5 mm,每级加载循环 2 次,直至试件的承载力下降至

$0.85P_u$  ( $P_u$  为试件极限承载力试验值)后,停止加载.

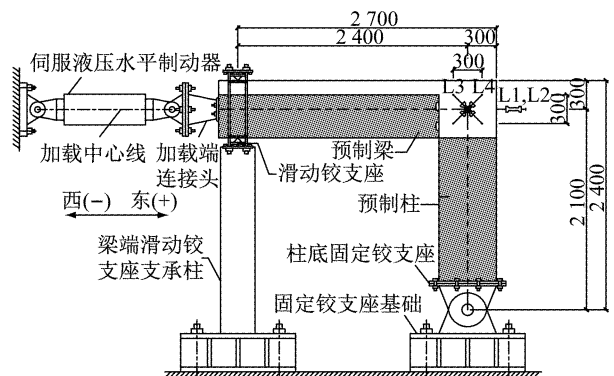


图 4 试验加载装置与位移测点布置(单位:mm)

Fig.4 Test setup and layout of displacement measuring points(unit:mm)

### 1.4 测量内容

试件位移计(L1~L4)的测点布置如图 4 所示. 其中,L1、L2 用于测量加载中心的水平位移,并取平均值,由此可测得加载中心相对柱底固定铰中心的水平位移  $\Delta$ ,从而可得侧移角  $\theta=\Delta/L$ ,L 为柱顶加载中心到柱底固定铰中心的垂直距离,取为 2.1 m; L3、L4 用于测量节点核心区区的剪切变形. 钢筋应变片测点布置如图 5 所示. 在节点区顶部第一道的水平箍筋、倒 U 形插筋,布置 2 个应变片,测点编号为 S1、S2;在梁顶、梁底各选一根纵筋贴片,测点编号为 S3、S4.

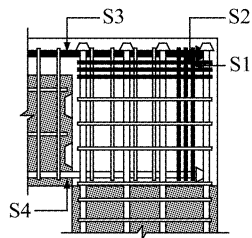


图 5 钢筋应变测点布置

Fig.5 Layout of steel strain measuring points

## 2 试验现象与破坏特征

### 2.1 破坏形态

加载至  $0.2P_u$  左右时,装配式试件 PK-1~PK-4 的梁在距柱边约 100 mm 处出现第 1 条受弯裂缝,柱顶结合面处出现第 1 条水平的弯曲裂缝;加载至  $0.6P_u$  左右时,梁身出现多条弯曲裂缝,梁端结合面开裂,柱顶结合面裂缝有较大延伸;加载至  $0.8P_u$  左右时,节点区主对角线上出现斜裂缝. 现浇试件 RK-1 开裂荷载要大于装配式试件.

加载至  $P_u$  时,装配式试件 PK-1~PK-4 梁端结合面开裂严重,且结合面处的梁底、梁顶混凝土压碎剥落;柱身出现了斜裂缝,但宽度和长度均不大;节点区主对角线斜裂缝进一步加宽,并出现新的斜裂缝;现浇试件 RK-1 除出现主对角线斜裂缝外,还出现明显的外推裂缝,从节点顶面中部延伸并贯穿至节点外侧面.

卸载至  $0.85P_u$  时,试件破坏<sup>[13]</sup>. 各试件的破坏形态如图 6 所示. 装配式试件 PK-1~PK-4 均发生了梁端受弯破坏,且集中在梁端结合面较小范围内破坏(图 7a),梁端底部纵筋弯折严重(图 7b),但叠合梁的水平拼缝均没有出现开裂;柱端无上伸试件 PK-1、PK-2 节点区主对角线斜裂缝发育充分,柱端上伸试件 PK-3、PK-4 主对角线斜裂缝发展较少,但其梁端顶部的混凝土剥落更为严重(图 7c). 现浇试件 RK-1 也是出现了梁端受弯破坏,节点区对角线方向的交错斜裂缝发展较多,节点外角被外推抬起,并在节点顶部出现了混凝土剥落的现象(图 7d).

### 2.2 破坏机理分析

顶层端节点受力特征类似于 一根  $90^\circ$  折梁,在负弯矩作用下,梁柱外侧受拉,内侧凹角处受压,沿主对角线方向受到斜压力,垂直于主对角线方向受到斜拉力,斜拉力使得节点核芯产生主对角线方向的斜裂缝;在正弯矩作用下,梁柱外侧受压,其合力有将节点外角部区域外推的趋势,产生外推裂缝,与此

斜压力平衡的内拉力使角部产生垂直于主对角线方向的斜裂缝<sup>[14]</sup>.

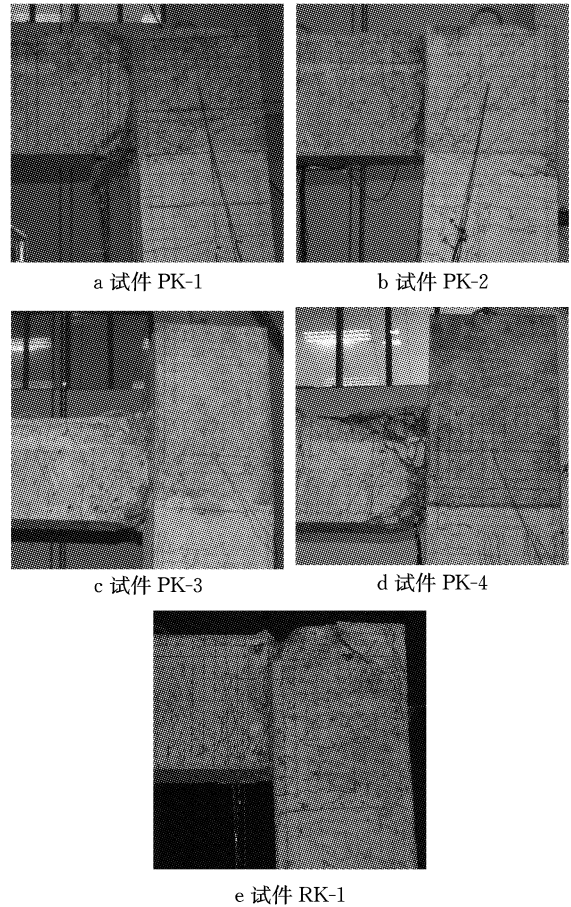


图 6 试件破坏形态

Fig.6 Failure patterns of specimens

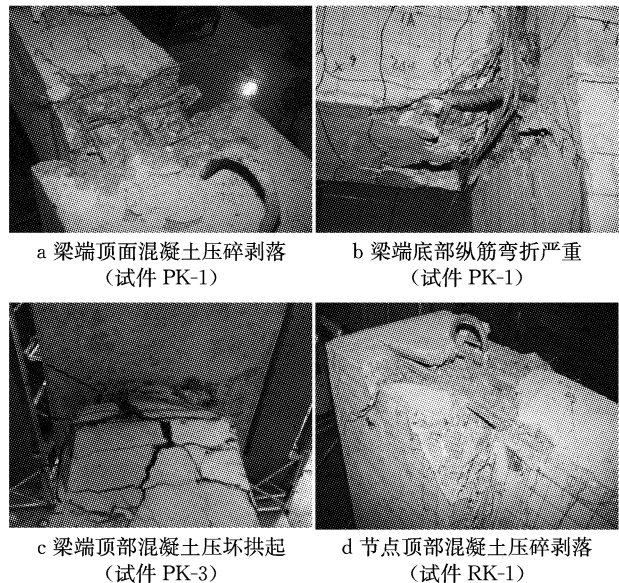


图 7 试件破坏局部特征

Fig.7 Local failure patterns of specimens

试件 PK-1、PK-2 由于节点端部集中设置了箍筋和插筋,加强了对外角部混凝土的约束,同时也保

证了节点斜截面的受弯承载力. 试件 PK-3、PK-4 上伸的柱端加强了对节点区顶部混凝土的约束, 减小了节点核芯区的局部挤压应力, 使得节点区裂缝发展较少, 但同时也让梁顶混凝土保护层反复受压而破坏严重. 现浇试件 RK-1 的柱外侧纵筋弯入节点顶部但在末端又未设向下的  $90^\circ$  弯折, 在负弯矩作用下, 钢筋水平段除上部混凝土保护层外无任何侧向约束, 便将混凝土保护层崩裂并向上弹起, 而在节点

顶部发生破坏, 可在节点区设置竖向插筋约束柱筋水平段来防止此类破坏<sup>[15]</sup>.

### 3 试验数据结果及分析

#### 3.1 滞回曲线及耗能能力

各试件的荷载-位移滞回曲线如图 8 所示. 其中,  $P$  为试件加载端水平荷载. 由图 8 可知:

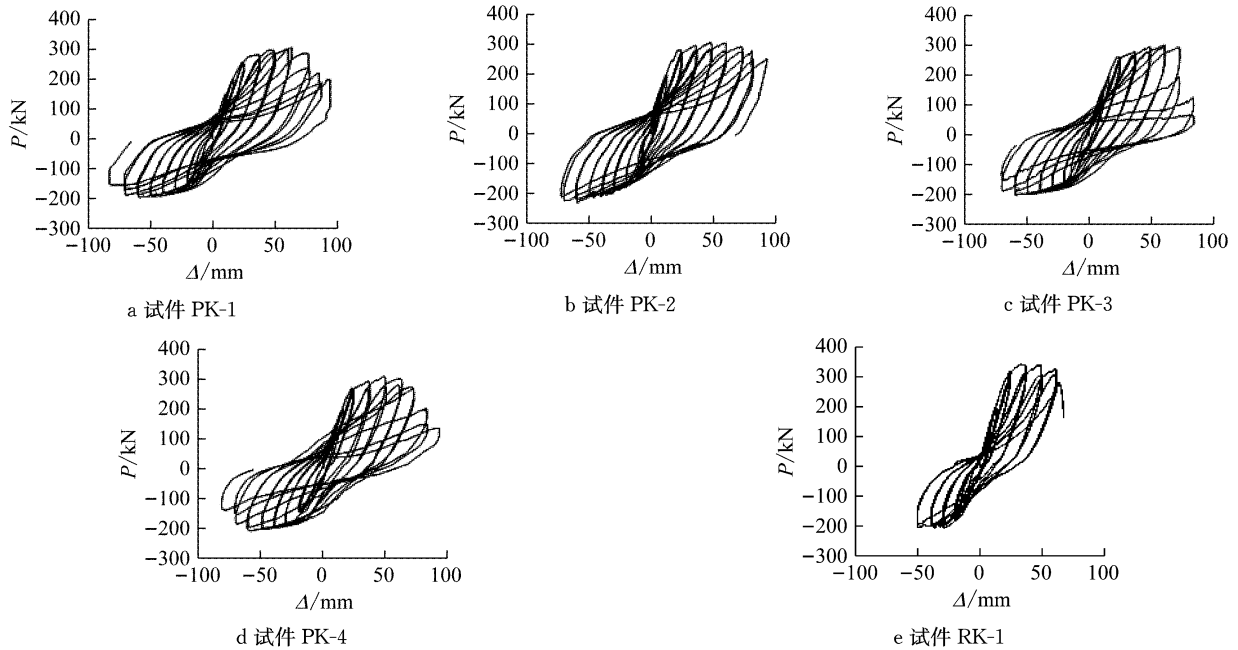


图 8 试件荷载-位移滞回曲线

Fig.8 Load-displacement hysteretic loops of specimens

(1) 装配式试件 PK-1~PK-4 的滞回曲线更为饱满, 循环次数更多; 达到峰值荷载前, 各装配式试件的滞回曲线形状相似, 有轻微的捏拢, 并由梭形转变为弓形; 达到峰值荷载后, 则由弓形转变为 Z 形, 包围的面积减少, 耗能降低. 现浇试件 RK-1 的滞回环更为细长, 包围面积较小, 循环次数更少.

(2) 试件 PK-1、PK-2 的滞回曲线基本相同, 而试件 PK-3、PK-4 的滞回曲线较为相近. 其主要原因是, 试件节点的配筋较充分, 未在节点核芯区发生破坏, 而是梁端受弯破坏, 故节点的构造对滞回曲线的影响不明显.

(3) 达到峰值荷载前, 现浇试件与装配式试件的滞回曲线基本相同; 但达到峰值荷载后, 现浇试件的滞回环圈数明显少于装配式试件. 其主要原因是, 现浇试件的节点核心区的约束较少, 过早出现了外推裂缝和顶部混凝土崩裂, 导致其耗能能力较差.

#### 3.2 荷载-位移骨架曲线

各试件的荷载-位移骨架曲线如图 9 所示. 采用

Park 法确定试件的屈服荷载和位移, 并将破坏荷载  $P_m = 0.85P_u$  所对应的位移称为极限位移<sup>[13]</sup>. 各试件开裂、屈服、峰值和极限特征状态的试验结果见表 3. 其中,  $P_{cr}$ 、 $\Delta_{cr}$  分别为开裂荷载和开裂位移;  $P_y$ 、 $\Delta_y$  分别为屈服荷载和屈服位移;  $P_u$ 、 $\Delta_u$  分别为峰值荷载和峰值位移;  $\Delta_m$  为极限位移;  $\theta_m$  为极限位移角;  $\bar{\theta}$  为正反向极限位移角的平均值;  $\mu$  为位移延性系数, 取  $\mu = \Delta_m / \Delta_y$ ;  $\bar{\mu}$  为正反向位移延性系数的平均值.

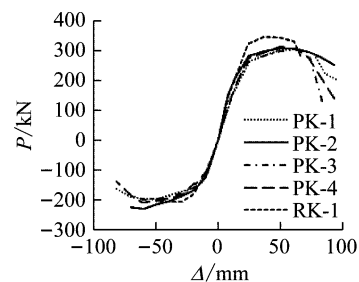


图 9 试件荷载-位移骨架曲线

Fig.9 Load-displacement skeleton curves of specimens

由图9和表3可知:

(1) 各试件在开裂之前,骨架曲线大致呈线性发展;开裂之后,试件刚度有所降低,曲线斜率减小;进入屈服阶段后,曲线出现明显拐点,随后进入下降段。

(2) 屈服前,各试件骨架曲线基本重合;屈服后,装配式试件 PK-1~PK-4 骨架曲线上升平缓,现浇试件 RK-1 上升较快,并且峰值荷载较大、峰值位移较小;达到峰值荷载后,试件 PK-1~PK-4 有较长

的下降段;现浇试件 RK-1 下降较快,对应的极限位移也相应较小。

由此可见,装配式试件的极限承载力比现浇试件有所降低;不同的构造对装配式试件的极限承载力影响不大;与柱端无上伸试件相比,柱端上伸试件的极限位移较小。

### 3.3 位移延性

各试件的位移延性系数见表3。由表3可知:

表3 试件特征状态的试验结果

Tab.3 Test results of specimens at characteristic points

试件编号	加载方向	开裂		屈服		峰值		极限位移	极限位移角	位移延性系数		
		$P_{cr}/kN$	$\Delta_{cr}/mm$	$P_y/kN$	$\Delta_y/mm$	$P_u/kN$	$\Delta_u/mm$	$\Delta_m/mm$	$\theta_m$	$\bar{\theta}$	$\mu$	$\bar{\mu}$
PK-1	正向	60.0	3.1	270.1	29.6	305.2	63.3	80.7	1/26		2.73	
	反向	46.0	3.7	169.6	26.1	199.5	59.5	79.4	1/26	1/26	3.04	2.89
PK-2	正向	40.1	0.1	264.2	24.3	307.0	60.4	89.0	1/23		3.66	
	反向	25.8	0.1	181.6	25.9	231.7	60.0	71.3	1/29	1/26	2.75	3.20
PK-3	正向	52.0	2.4	268.9	27.8	302.6	60.8	75.0	1/28		2.70	
	反向	38.0	0.3	169.9	24.3	200.1	59.6	70.2	1/30	1/29	2.89	2.80
PK-4	正向	59.2	2.8	278.8	27.5	311.3	49.9	74.2	1/28		2.70	
	反向	41.5	2.5	181.7	28.5	209.1	61.2	72.4	1/29	1/29	2.54	2.62
RK-1	正向	75.2	3.3	320.4	23.9	346.2	36.5	64.3	1/33		2.69	
	反向	37.0	0.5	188.8	22.1	208.7	40.0	50.1	1/42	1/38	2.27	2.48

(1) 装配式试件的正向位移延性系数最小为试件 PK-3 的 2.70,最大为试件 PK-2 的 3.66,大于现浇试件 RK-1 的 2.69;反向位移延性系数最小为试件 PK-4 的 2.54,最大为试件 PK-1 的 3.04,大于现浇试件 RK-1 的 2.27。装配式试件较现浇试件表现出更好的延性,主要是因为现浇试件的节点核心区缺少约束,转动能力及节点变形能力较弱<sup>[14]</sup>。

(2) 装配式试件的位移延性系数偏低(小于 3.0)。其主要原因是,500 MPa 级纵筋的强度高,屈服应变大,使得试件在梁端达到屈服时,梁端、节点区的裂缝发展较充分,使得屈服位移  $\Delta_y$  较大,尽管试件破坏时的极限位移  $\Delta_m$  不小,但得到的位移延性系数却偏低。这与文献[16]的试验结论一致。

(3) 各装配式试件的极限位移角为 1/29~1/26,达到了规范《建筑抗震设计规范:GB 50011—2010》<sup>[17]</sup>规定的钢筋混凝土框架大震作用下的弹塑性层间位移角限值 1/50,说明装配式顶层端节点试件的弹塑性变形能力满足规范要求。

(4) 采用倒 U 形插筋的柱端无上伸试件 PK-1、PK-2 的延性系数和极限位移角均大于柱端上伸试件 PK-3、PK-4,说明其节点区的转动能力更好。这是由于上伸的柱端对节点区顶部混凝土的约束过大,导致节点区刚度偏大,限制了节点区的裂缝发展,从而降低了试件的延性。

(5) 对比试件 PK-1、PK-2 可知,随抗弯箍筋量增加,位移延性系数增大。说明箍筋的约束作用提高,可减小承载力的下降速度。

### 3.4 核心区剪切变形

节点核心区剪切角可通过测量核心区对角线的位移按下列公式计算确定<sup>[13]</sup>:

$$\gamma = \frac{\sqrt{a^2 + b^2}}{ab} \cdot \frac{|u| + |v|}{2} \quad (1)$$

式中: $a$ 、 $b$ 分别为测点区的高度和宽度,均取为 300 mm; $u$ 、 $v$ 分别为节点核芯二个方向对角线的位移,取位移计 L3、L4 测出的应变值乘以节点区对角线长度; $\gamma$ 为节点核芯区剪切角。各试件核芯区的剪切角-位移骨架曲线如图 10 所示。由图 10 可知:

(1) 屈服前,各试件的剪切角都很小,节点区基本处于弹性状态;屈服后,随着位移增加,节点核芯区裂缝出现并迅速发展,剪切角增长较快。

(2) 现浇试件 RK-1 剪切角发展大于装配式试件 PK-1~PK-4。这是由于现浇试件节点核芯区缺少约束,斜裂缝发展较快所致。

(3) 试件 PK-1 剪切变形大于试件 PK-2。这是因为在核芯区初裂以后,试件 PK-1 节点区箍筋较少,对混凝土的约束较小,导致变形发展较快。

(4) 柱端上伸试件 PK-3、PK-4 剪切角发展小于柱端无上伸试件 PK-1、PK-2。

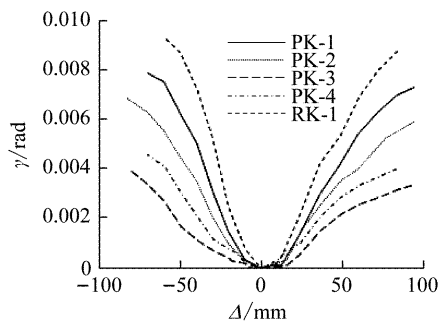


图 10 试件核心区剪切角-位移骨架曲线

Fig.10 Shear angle-displacement skeleton curves of specimens in core region

### 3.5 荷载-钢筋应变滞回曲线

#### 3.5.1 梁纵筋应变

在试验过程中,部分试件的梁纵筋应变测点损坏,未能获得有效应变数据.装配式试件 PK-1 和现浇试件 RK-1 的梁纵筋应变滞回曲线如图 11 所示.其中, $\epsilon$  为梁纵筋应变.由图 11 可知:

(1) 在屈服荷载前,纵筋滞回环细长,残余变形较小,基本处于弹性状态;进入屈服阶段后,纵筋残余变形增大.

(2) 在达到峰值荷载前,试件的梁顶、梁底纵筋的拉应变均达到了实测屈服应变  $2\ 560 \times 10^{-6}$ .

(3) 装配式试件纵筋应变的变化斜率小于现浇试件,说明装配式试件梁端结合面处的纵筋应变增长较快.

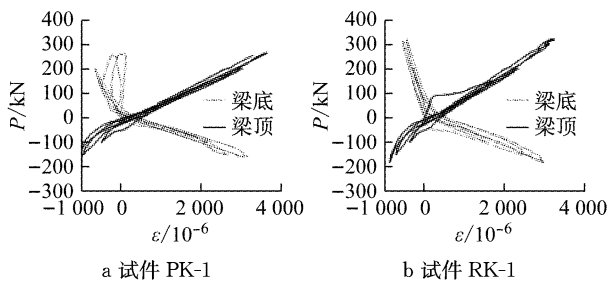


图 11 纵筋应变滞回曲线

Fig.11 Load-strain hysteretic loops of longitudinal rebars

#### 3.5.2 节点箍筋和插筋应变

柱端无上伸试件 PK-1、PK-2 节点区端部的水平箍筋和倒 U 形插筋的荷载-钢筋应变滞回曲线如图 12 所示.其中, $\epsilon_h$  为水平箍筋应变, $\epsilon_v$  为倒 U 形插筋应变.

由图 12 可知:

(1) 在加载初期,各试件节点区的箍筋和插筋基本处于弹性受力状态,卸载后残余变形较小,但在

节点区出现裂缝后,箍筋和插筋应变骤然增加.随着加载进行,应变随荷载增大而增大.

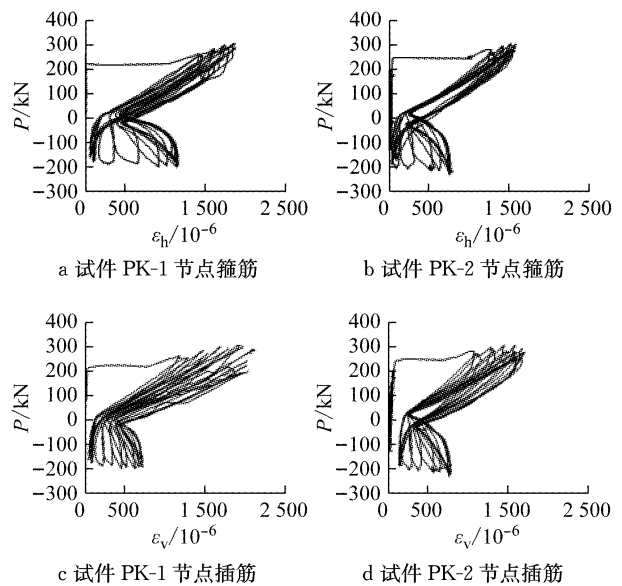


图 12 节点箍筋和插筋应变滞回曲线

Fig.12 Load-strain hysteretic loops of stirrup and U bars

(2) 在整个加载过程中,节点区水平箍筋的最大应变为  $1\ 860 \times 10^{-6}$ ,未达到实测屈服应变  $2\ 100 \times 10^{-6}$ ;倒 U 形插筋的最大应变为  $2\ 020 \times 10^{-6}$ ,未达到实测屈服应变  $3\ 100 \times 10^{-6}$ .

(3) 试件 PK-1 与 PK-2 节点区的箍筋和插筋的应变发展情况相近,但试件 PK-1 的应变值更高,是由于试件 PK-1 节点区用于抗弯的水平箍筋和倒 U 形插筋量较少.

### 3.6 极限承载力

#### 3.6.1 节点承载力

对于梁顶面纵筋与柱外侧纵筋搭接的顶层端节点以及柱端上伸且柱外侧纵筋锚固充分的节点,在节点主对角线斜截面能形成有效的抗拉机制,自然可以保证节点斜截面的受弯承载力.但对于图 2b 所示配筋构造的装配式顶层端节点,由于梁顶和柱外侧的纵筋分别在节点区中锚固,需通过节点端部集中设置的水平箍筋和倒 U 形插筋保证斜截面的受弯承载力,箍筋和插筋用量根据计算确定,其计算模型如图 13 所示.

计算的基本假定如下:① 截面平均应变仍符合平截面假定;② 不考虑受拉区混凝土的抗拉作用;③ 混凝土压应力与压应变之间的关系仍采用规范 GB 50010—2010<sup>[1]</sup>的模型;④ 当主对角线上出现裂缝时,考虑到各水平箍筋、倒 U 形插筋在混凝土中的锚固会得到不同程度的削弱,只有处于受拉区的

锚固长度足够的端部筋才能达到屈服;⑤ 锚固板后集中附加抗弯箍筋和插筋外的纵向钢筋能受拉屈服. 由此可得

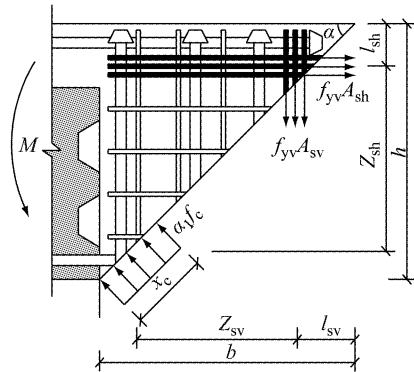


图 13 顶层端节点斜截面受弯承载力计算示意图  
Fig.13 Flexural capacity of inclined section in knee joint

$$\alpha_1 f_c b x_c = \sum A_{sh} f_{yh} \sin \alpha + \sum A_{sv} f_{yv} \cos \alpha \quad (2)$$

$$Z_{sh} = h - l_{sh} - \frac{1}{2} x_c \sin \alpha \quad (3)$$

$$Z_{sv} = b - l_{sv} - \frac{1}{2} x_c \cos \alpha \quad (4)$$

$$M_u = \sum A_{sh} f_{yh} Z_{sh} + \sum A_{sv} f_{yv} Z_{sv} \quad (5)$$

式中:  $A_{sh}$ 、 $A_{sv}$  分别为水平和竖向附加箍筋的截面面积;  $f_{yh}$ 、 $f_{yv}$  分别为水平和竖向附加箍筋的抗拉强度;  $h$ 、 $b$  分别为节点区的高度和宽度;  $Z_{sh}$ 、 $Z_{sv}$  分别为水平和竖向附加箍筋合力中心至斜截面受压区合力点的距离;  $l_{sh}$ 、 $l_{sv}$  分别为水平附加箍筋合力中心至节点区顶部距离、竖向附加箍筋合力中心至节点区外侧距离;  $M_u$  为节点斜截面受弯承载力.

### 3.6.2 试件承载力计算值与试验值

各试件的承载力根据规范 GB 50010—2010<sup>[1]</sup> 和规程 JGJ 1—2014<sup>[2]</sup> 计算, 混凝土和钢筋的材料强度

按表 1 和表 2 取其实测强度值. 试件的极限承载力试验值和计算值如表 4 所示, 其中  $P_{u+}$ 、 $P_{u-}$  分别为试件极限承载力正、反向的试验值;  $P_{ubM+}$ 、 $P_{ubM-}$ 、 $P_{ubV1}$  和  $P_{ubV2}$  分别为根据框架梁正、反向加载时正截面受弯、斜截面受剪和端部接缝受剪承载力推算的加载点水平极限荷载计算值;  $P_{ucM}$ 、 $P_{ucV1}$  和  $P_{ucV2}$  分别为框架柱正截面受弯、斜截面受剪和端部接缝受剪承载力推算的加载点水平极限荷载计算值;  $P_{ujM}$  为根据节点区斜截面受弯承载力推算的加载点水平极限荷载计算值;  $P_{u,c+}$ 、 $P_{u,c-}$  分别为试件极限承载力正反向的计算值, 取由相应框架梁、框架柱和节点区推算的加载点水平极限荷载计算值中的最小值. 由表 4 可知:

(1) 各试件满足强柱弱梁、强剪弱弯、强节点弱构件、强接缝弱构件的基本抗震要求.

(2) 装配式试件均发生梁端受弯破坏, 即极限承载力计算值取为  $P_{ubM+}$ 、 $P_{ubM-}$ , 正向加载的极限承载力计算值和试验值之比为 0.68~0.70, 反向加载的极限承载力计算值和试验值之比为 0.62~0.71, 具有较高的安全度.

(3) 装配式试件 PK-1~PK-4 的极限承载力相近. 其主要原因是, 装配式试件均发生梁端受弯破坏, 节点区强度未充分发挥.

(4) 装配式试件极限承载力的试验值比现浇试件的低 10%. 其主要原因是, 装配式试件的破坏集中在梁端结合面, 处于弯剪复合受力状态, 承载力会有所降低, 而现浇试件的腰筋伸入节点, 梁端结合面的受剪承载力提高, 进而可提高试件的极限承载力. 梁端结合面在弯剪复合受力下的承载力有待进一步研究.

表 4 试件的极限承载力试验值与计算值

Tab.4 Test and calculated bearing capacity values in specimens

试件编号	试验值/kN		计算值/kN							计算值/试验值		
	$P_{u+}$	$P_{u-}$	框架梁				框架柱		节点	$P_{u,c+}/P_{u+}$	$P_{u,c-}/P_{u-}$	
			$P_{ubM+}$	$P_{ubM-}$	$P_{ubV1}$	$P_{ubV2}$	$P_{ucM}$	$P_{ucV1}$	$P_{ucV2}$			$P_{ujM}$
PK-1	305.2	199.5	220	149	504	1128	303	641	5742	361	0.70	0.71
PK-2	307.0	231.7	220	148	478	1132	302	634	5612	493	0.70	0.62
PK-3	302.6	200.1	219	149	504	974	303	642	5758	—	0.70	0.71
PK-4	311.3	209.1	220	148	478	1164	302	635	5637	—	0.68	0.68
RK-1	346.2	208.7	219	149	488	—	302	625	—	—	0.62	0.68

## 4 结论与建议

(1) 装配式试件均发生梁端受弯破坏, 且集中在梁端结合面较小范围内; 框架梁的水平叠合面未

见开裂.

(2) 装配式试件相比于现浇试件表现出更好的延性与耗能能力, 滞回曲线更为饱满, 其位移延性系数为 2.54~3.66, 极限位移角为 1/29~1/26, 且柱端无上伸试件的延性略优于柱端上伸试件.



(3) 装配式试件的极限承载力比现浇试件约低 10%,但其极限承载计算值与试验值之比平均为 0.62~0.71,仍具有较高的安全储备.梁端结合面在弯剪复合受力下的承载力建议进一步研究.

(4) 本文所提出的两种顶层端节点构造措施,适于装配施工,可保证节点的承载力和抗震性能.

### 参考文献:

- [1] 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, 2015.  
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Design code of concrete buildings: GB 50010—2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2015.
- [2] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 装配式混凝土结构技术规程: 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.
- [3] 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.  
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.
- [4] 田春雨, 高杰, 郝玮, 等. 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.  
TIAN Chunyu, GAO Jie, HAO Wei, *et al.* Experimental study on mechanical properties of joints for precast frame [R]. Beijing: China Academy of Building Research, 2012.
- [5] 傅剑平, 白绍良. 钢筋混凝土框架顶层节点的设计方法及构造措施——《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002)有关新增条文背景介绍[J]. 建筑结构, 2003, 33(1):5.  
FU Jianping, BAI Shaoliang. Design method and construction measure of knee joint for reinforced concrete frame—background information on the new provisions about design code of concrete buildings (GB 50010—2002) [J]. Building Structures, 2003, 33(1):5.
- [6] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 装配式混凝土建筑技术标准: GB/T 51231—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 standard for precast concrete construction: GB/T 51231—2016 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2016.
- [7] WALLACE J W, MC CONNELL S W, GUPTA P, *et al.* Use of headed reinforcement in beam-column joints subjected to earthquake loads [J]. ACI Structural Journal, 1998, 95(5):1.
- [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. Experimental study of concrete knee beam-column joint with headed reinforcement [D]. Tianjin: Tianjin University, 2008.
- [9] 冯长征. 配置 HRB500 钢筋的框架顶层端节点抗震性能试验研究 [D]. 重庆: 重庆大学, 2007.  
FENG Changzheng. Experimental research of the beam-column knee joint with HRB500 steel in earthquake-resistant frames [D]. Chongqing: Chongqing University, 2007.
- [10] ACI-ASCE Committee 352. Recommendations for design of beam-column connections in monolithic reinforced concrete structures: ACI 352R-02 [S]. Farmington: American Concrete Institute, 2002.
- [11] ACI Committee 318. Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary (ACI 318R-14) [S]. Farmington: American Concrete Institute, 2014.
- [12] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 钢筋锚固板应用技术规程: JGJ 256—2011 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.  
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Technical specification for application of reinforcement anchoring plate: JGJ 256—2011 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2011.
- [13] 中国工程建设标准化协会. 钢筋混凝土装配整体式框架节点与连接设计规程: CECS 43—1992 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1992.  
China Association for Engineering Construction Standardization. Design specification for joints and connections of precast monolithic reinforced concrete frames: CECS 43—1992 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 1992.
- [14] 唐九如, 张新建. 钢筋混凝土框架节点抗震 [M]. 南京: 东南大学出版社, 1989: 120-131.  
TANG Jiuru, ZHANG Xinjian. Seismic resistance of joints in reinforced concrete frames [M]. Nanjing: Southeast University Press, 1989: 120-131.
- [15] 傅剑平. 钢筋混凝土框架节点抗震性能与设计方法研究 [D]. 重庆: 重庆大学, 2002.  
FU Jianping. Seismic behavior and design of joints in a reinforced concrete frame [D]. Chongqing: Chongqing University, 2002.
- [16] 朱爱萍, 肖从真, 黄小坤. 配置 500 MPa 纵筋钢筋混凝土框架顶层端节点抗震性能研究 [J]. 土木建筑与环境工程, 2015, 37(4):12.  
ZHU Aiping, XIAO Congzhen, HUANG Xiaokun. Seismic behavior of knee joints for reinforced concrete frame with 500 MPa reinforcement [J]. Journal of Civil, Architectural & Environment Engineering, 2015, 37(4):12.
- [17] 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, 2016.  
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, 2016.