

DOI: 10.11835/j.issn.2096-6717.2020.178

开放科学(资源服务)标识码(OSID):



带楼板梁柱强组合件抗震性能试验研究

岳哲萌¹, 王啸霆², 王涛¹

(1. 中国地震局地震工程与工程振动重点实验室, 哈尔滨 150080; 2. 清华大学土木工程系, 北京 100084)

摘要:通过一按照现行中国规范中“强节点”原则设计的高层框架-剪力墙结构中提取出的3个不同位置的梁-柱节点缩尺模型的拟静力试验,研究框架结构中不同位置梁-柱节点的抗震性能,试验采用柱端加载,同时考虑了楼板对节点抗震性能的影响,分析其延性、刚度、承载力、耗能等性能指标,并对裂缝开展情况做了详细记录,与构件的力学指标进行对比,将损伤状态与力学指标对应起来,为完善钢筋混凝土框架梁-柱节点的易损性曲线及为相关结果信息提供试验依据。试验发现:框架结构不同位置的节点破坏形式不同,底层节点破坏形态表现为弯曲破坏,破坏主要集中在梁端和柱脚,节点区未发生明显破坏现象,而顶部节点节点区发生剪切破坏。结果表明:极高水平的节点区强节点系数和柱端弯矩放大系数可以完全避免梁柱节点区出现需要修补的损伤,实现节点弹塑性化,也不会削弱组合件的延性。

关键词:框架-剪力墙结构;梁柱组合件;强节点弱构件;抗震性能

中图分类号: TU375.4; TU317 **文献标志码:** A **文章编号:** 2096-6717(2021)03-0093-08

Experimental study on seismic performance of strong beam-column joint composite with floor slab

YUE Zhemeng¹, WANG Xiaoting², WANG Tao¹

(1. Key Laboratory of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, CEA, Harbin 150080, P. R. China;

2. Civil Engineering Department, Tsinghua University, Beijing 100084, P. R. China)

Abstract: Through a quasi-static test of three beam-column joint scale models extracted from the high-rise frame-shear wall structure designed according to the "strong joint" principle in the current national code, the seismic performance of beam-column joints at different positions in frame structures is studied. The test adopts column end loading, considering the influence of the floor slab on the seismic performance of the joint, and analyzes its ductility, stiffness, bearing capacity, energy consumption and other performance indicators. During the test, the development of the cracks was recorded in detail and compared with the mechanical indexes of the components to relate the damage state with the mechanical indexes. The test provides test basis for improving the vulnerability curve and relevant consequence information of the

收稿日期: 2020-07-17

基金项目: 国家重点研发计划(2019YFE0198900); 中国博士后科学基金(2018M641365)

作者简介: 岳哲萌(1996-), 女, 主要从事工程结构抗震研究, E-mail: 2941940254@qq.com。

王啸霆(通信作者), 男, 博士, 助理研究员, E-mail: raphael0323@126.com。

Received: 2020-07-17

Foundation items: National Key Research and Development Program of China (No. 2019YFE0198900); China Postdoctoral Science Foundation (No. 2018M641365)

Author brief: YUE Zhemeng (1996-), main research interest: seismic design of engineering structures, E-mail: 2941940254@qq.com.

WANG Xiaoting (corresponding author), PhD, research assistant professor, E-mail: raphael0323@126.com.

reinforced concrete frame beam-column joints. It is found that the failure modes of the joints at different positions of the frame structure are different. The failure modes of the bottom nodes are shown as bending failure, and the failure is mainly concentrated in the beam ends and column feet toe. No obvious failure in the joint area, while the shear failure occurs in the top joint area. The test results show that the strong joint coefficient and the column end bending moment amplification factor at an extremely high level can completely avoid the damage that needs to be repaired in the beam column joint area, achieve the elasticity of the node, and will not weaken the ductility of the assembly.

Keywords: frame-shear wall structure; beam-column assemblies; strong joint weak component; seismic performance

钢筋混凝土框架结构是目前最普遍的结构形式,而节点是框架结构中传力的枢纽,起着传递和分配内力及保证结构整体性的作用。在地震中,节点往往承受很大的剪力作用,极易发生剪切脆性破坏。钢筋混凝土框架梁柱节点的试验研究从 20 世纪 60 年代末开始,学者们对不同类型梁-柱节点的抗震性能进行了大量试验研究。吕西林等^[1]对 6 个 RC 框架梁柱组合件的抗震性能进行研究,并对塑性铰区域的弯曲变形、剪切变形和纵向钢筋的粘结滑移以及节点区的剪切变形所产生的侧移占框架结构总侧移的比例进行了分析。傅剑平等^[2]将在梁端或柱端纵筋屈服后可能发生剪切失效或破坏的节点的受力特征分为斜拉型、斜压型和斜拉-斜压复合型 3 类。近年来,钢筋混凝土框架梁柱节点依旧是工程领域研究的热门问题。王丽萍等^[3]研究了梁轴向约束效应对节点抗剪需求、抗剪承载力及损伤破坏模式的影响;Wang 等^[4]提出了一种采用钢绞线提供自复位能力的新型预应力预制钢筋混凝土梁柱节点;郑黎君等^[5]设计了一种采用预应力钢绞线拼接的预应力框架结构并建立了弯矩与节点转角关系的理论分析模型;Rajeev 等^[6]研究了梁柱节点在意外和有意冲击荷载作用下的损伤及破坏模式;Ma 等^[7]对 13 个钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁节点的抗震性能进行了试验研究,得出了 4 种典型的破坏模式。

目前已有的大多数对梁柱节点的研究是为了探究节点的破坏规律,试验体多采用“弱节点”,而实际结构设计时都是按照“强节点弱构件”来设计,如果按照这些既有试验结果来建立节点的易损性数据库,用以评价节点的易损性^[8-9],会将结构的损伤放大,因此,有必要对实际结构中节点的抗震性能进行研究。

空间梁-柱节点的加载方式主要有梁端加载和柱端加载两种方案,目前对于梁-柱节点的研究多采用梁端加载的方式,梁端加载虽然节点区的受力状

态与实际结构基本一致,但未能体现重力作用下的二阶效应($P-\Delta$ 效应)。包坤^[10]进行了 4 个中间层中节点柱端加载的低周反复加载试验,将其试验结果与收集到的相同参数的梁柱组合试验体采用梁端加载方式进行试验得到的结果进行对比。结果表明,梁端加载与柱端加载两种不同的加载方式对试验结果确实有一定影响。为了更真实地模拟实际梁-柱节点的受力状态,试验采用柱端加载。

笔者进行了 3 个不同位置的梁-柱节点在竖向轴压力下的低周往复试验,探究了不同位置梁-柱节点破坏形态、承载能力、变形能力和耗能能力等。

1 试验概况

1.1 试验体设计

图 1 所示为一栋按照《混凝土结构设计规范(2016 版)》(GB 50010—2010)^[11]和《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[12]设计的高层框架-剪力墙结构的平面图,选取首层边柱、中柱节点和顶层中节点为研究对象。原型结构采用 PKPM 软件进行设计,按照 2:3 的缩尺比例设计本试验的 3 个梁柱组合件,分别为试验体 RCJ-1.1、RCJ-1.2 和 RCJ-18。

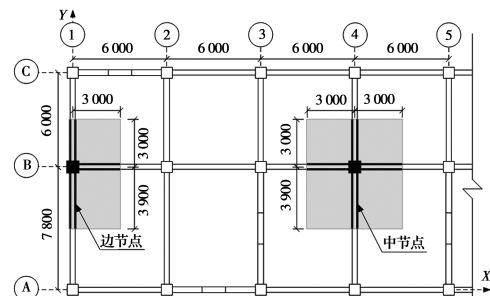


图 1 原型结构平面图 (mm)

Fig. 1 Plan of the prototype structure (mm)

为保证“强柱弱梁”和“强节点弱构件”,实现“梁铰→柱铰→弹性节点”的预期失效路径,参考《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)中第 11.4.1

条、11.6.2 条和 11.6.4 条,分别采用式(1)和式(2)计算柱端弯矩放大系数 η_c 和节点区强节点系数 γ_j 。结果如表 1 所示,显然,试验体 RCJ-1.1 和 RCJ-1.2 显著提高了两个参数的设计值,而试验体 RCJ-18 的强节点系数也较大。

表 1 试验体主要设计参数

Table 1 Main design parameters for the specimens

试验体编号	柱端弯矩放大系数	节点区体积配箍率/%	节点区强节点系数	设计轴压比
RCJ-1.1	5.41	1.0	3.55	0.65
RCJ-1.2	5.60	1.0	4.57	0.83
RCJ-18	0.70	0.6	2.33	0.08

$$\eta_c = \frac{\sum M_c}{\sum M_b} \quad (1)$$

$$\gamma_j = \frac{\left(1.1\eta_b f_t b_j h_j + 0.05\eta_b N \frac{b_j}{b_c} + f_{yv} A_{svj} \frac{h_{b0} - a'_s}{s}\right)}{\gamma_{RE} \times \frac{\eta_b \sum M_b}{h_{b0} - a'_s} \left(1 - \frac{h_{b0} - a'_s}{H_c - h_b}\right)} \quad (2)$$

图 2 为试验体 RCJ-1.1 的尺寸及配筋详图。试验体 RCJ-1.2 为底层中间节点,其配筋及尺寸同 RCJ-1.1;试验体 RCJ-18 为顶层中间节点,层高为 1 200 mm,梁的跨度同 RCJ-1.1;柱纵筋为 4 Φ 14 + 10 Φ 12,箍筋为 Φ 8@100。试验体的梁、板、柱的混凝土等级均为 C40,纵筋等级为 HRB400,箍筋等级为 HRB335,主要材料的性能详见表 2。

表 2 试验体材料特性

Table 2 Material properties

混凝土	立方体抗压强度/MPa	
试验体	31.27	
基础	41.50	
钢筋	屈服强度/MPa	抗拉强度/MPa
Φ 14 纵筋	461.67	538.33
Φ 12 纵筋	591.67	748.33
Φ 8 箍筋	306.67	546.67
Φ 6 箍筋	310.33	487.67

1.2 加载方案

全部试验在中国地震局工程力学研究所恢先地震工程综合实验室进行,试验加载装置如图 3 所示。试验体固定在反力地板上,梁端采用铰接方式与反

力地板连接,设置两组面外约束支架限制试验体的面外变形。柱顶加载端分别连接竖向、水平向 2 台液压千斤顶,其中,竖向千斤顶与加载框架采用随动滑板连接。

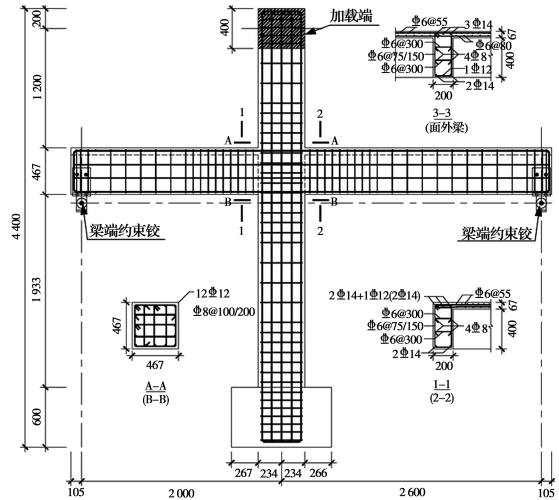


图 2 试验体 RCJ-1.1 尺寸和配筋图 (mm)

Fig. 2 Dimensions and reinforcement details for specimen RCJ-1.1 (mm)

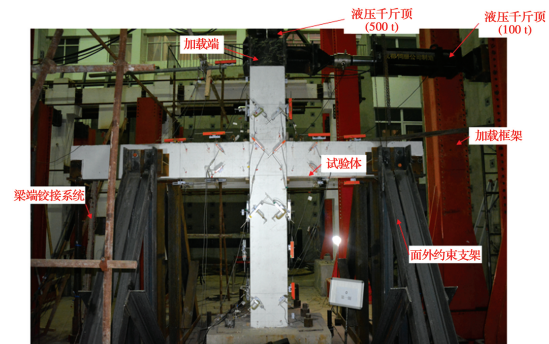


图 3 试验体加载装置

Fig. 3 Test set-up

先施加竖向荷载至预定值并保持恒定,然后进行水平向低周往复加载。水平加载采用位移控制,控制点位于梁顶。参考 FEMA461^[13]提供的方法确定试验的层间位移角幅值依次为 1/800、1/550、1/300、1/200、1/140、1/100、1/70、1/50、1/30、1/20,每级荷载循环两次。发生不适于继续加载的损伤或荷载下降至最大荷载的 85% 以下时,停止加载。

1.3 测量方案

试验各测点的位置如图 4 所示,主要包括: 1)梁、柱及基础的绝对位移;2)梁端、柱端及节点区的弯曲、剪切变形;3)梁端、柱端主要纵向钢筋的应变;4)梁端、柱端及节点区主要箍筋的应变。

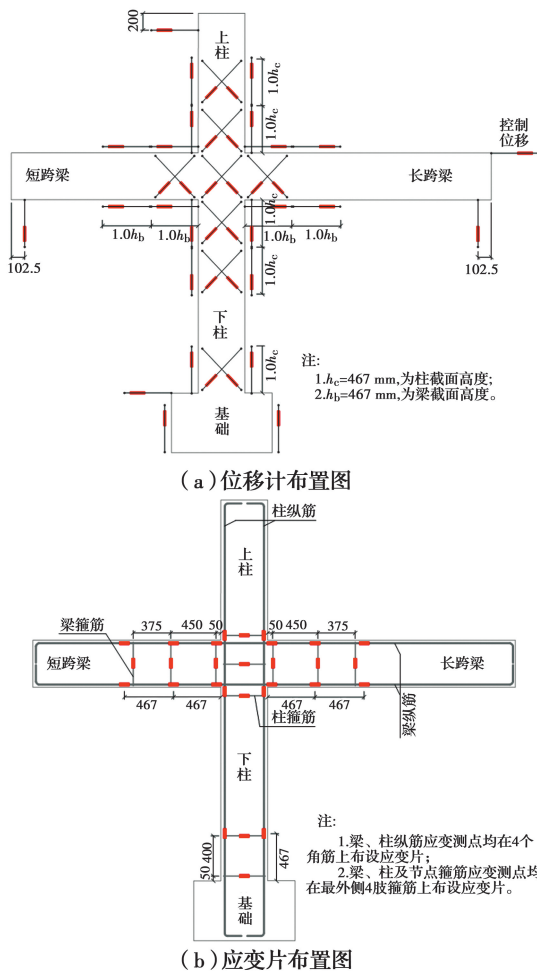


图 4 试验体 RCJ1.1 测点布置 (mm)

Fig.4 Instrumentation of the RCJ-1.1(mm)

2 试验过程及现象

试验体 RCJ-1.1 加载至层间位移角 $\theta=1/800$ 时,梁端出现细微裂缝。 $\theta=1/550$ 时,梁端 $1.0h_b$ 范围内出现明显的弯曲裂缝,最大宽度 0.2 mm;同时,首层柱底 $1.0h_c$ 范围内出现弯曲裂缝。 $\theta=1/140$ 时,梁端出现剪切斜裂缝。 $\theta=1/70$ 时,梁端通缝形成。 $\theta=1/50$ 时,柱底出现剪切斜裂缝,裂缝基本出齐。 $\theta=1/30$ 时,梁端张开明显,角部混凝土压溃,可见部分钢筋;柱脚混凝土部分压溃。 $\theta=1/20$ 时,短跨梁底主筋断裂,柱脚压溃区域扩大,承载力下降至峰值的 85% 以下,试验终止。试验体 RCJ-1.1 最终破坏如图 5(a) 所示,为典型的梁端弯曲破坏模式,节点区未出现明显裂缝。最终破坏形态显示,无论长短跨,梁上裂缝集中于 $2.0h_b$ 范围内,以弯曲裂缝为主;而首层柱底裂缝集中于 $2.0h_c$ 范围内, $1.0h_c$ 范围内出现了明显的交叉斜裂缝,并出现约 25% 的混凝土保护层剥落和压溃。

试验体 RCJ-1.2 的损伤与试验体 RCJ-1.1 相似,如图 5(b) 所示。不同点在于:1) $\theta=1/140$ 时,短跨梁上翼缘发展出的斜裂缝数量明显多于 RCJ-1.2,且分布范围也更广;2) 柱底损伤程度明显降低,试验终止时,仅在 $1.0h_c$ 范围内形成一条水平通缝和一条斜裂缝。

顶层节点试验体 RCJ-18 首先在梁、柱中出现较多的弯曲裂缝,层间位移角 θ 达到 $1/100$ 后,节点区陆续出现剪切斜裂缝。层间位移角 θ 达到 $1/50$ 后,梁上出现明显的剪切斜裂缝。由于加载装置空间限制,未加载至承载力下降即终止加载,试验体最终破坏形态如图 5(c)。

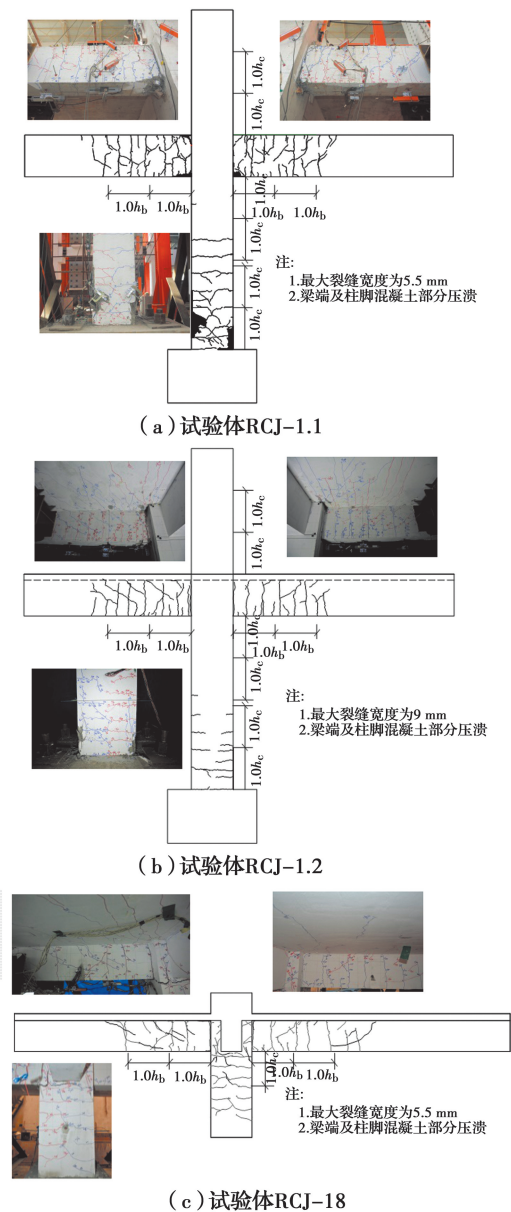


图 5 试验体试验破坏形态

Fig.5 Failure mode of specimens

3 试验结果分析

3.1 滞回曲线及骨架线特性

图 6 所示为试验体位移角-水平荷载滞回曲线。试验体 RCJ-1.1 和 RCJ-1.2 在加载初期滞回曲线呈直线变化且基本无残余变形,处于线弹性阶段。屈服前,两者的滞回曲线非常接近。屈服之后,两者的滞回曲线形状和骨架线趋势出现了明显的分化。试验体 RCJ-1.1 的承载力迅速达到峰值并缓慢下降,滞回环更加饱满,而试验体 RCJ-1.2 在位移角达到 1/50 后承载力开始下降,滞回环的饱满程度相对较低。导致这种分化的原因主要在于竖向轴压对试验体 RCJ-1.2 柱脚受剪承载力的加强,使其柱脚损伤降低,耗能削弱;而试验体 RCJ-1.1 在大变形下,梁端和柱脚位置的塑性铰区同时参与耗能。加载后期(位移角约达到 1/50 后),伴随柱脚损伤(混凝土保护层压溃、钢筋的屈服)的迅速开展,承载力降幅明显。试验体 RCJ-18 的滞回曲线饱满程度较低,且大变形时出现较明显的捏拢效应,原因在于:1)柱先于梁发生屈服,导致梁铰推迟出现,影响了组合件的耗能性能;2)节点区的损伤导致钢筋滑移程度增大,降低了梁端塑性铰区的耗能。

3.2 刚度退化

以各幅值下第 1 圈加载过程中的峰值承载力点计算得到的割线刚度表征试验体抗侧刚度的变化趋势,各试验体的割线刚度-位移角关系曲线如图 7 所示。对比试验体 RCJ-1.1 和 RCJ-1.2 的曲线可以发现:1)楼板及垂直方向小尺寸(梁宽 $<0.5 \times$ 柱宽)框架梁对加载方向抗侧刚度的贡献很小,楼板开裂后,其贡献近似可以忽略;2)屈服前,试验体 RCJ-1.1 的刚度退化速度高于试验体 RCJ-1.2,整个加载过程中,试验体 RCJ-1.2 的刚度退化趋势更缓和。试验体 RCJ-18 的刚度退化趋势与试验体 RCJ-1.2 相近,降速相对缓慢。

3.3 延性

结合图 6 的骨架曲线,将各试验体的重要特征参数列于表 3 中。其中,屈服点为试验体主要截面位置处纵向钢筋首次达到屈服对应的加载工况幅值点,极限点为试验体骨架线上承载力降至峰值荷载的 85%对应的点。试验体 RCJ-1.1 和 RCJ-1.2 在位移角 $\theta=1/300$ 至 $\theta=1/200$ 时,梁端纵筋发生屈

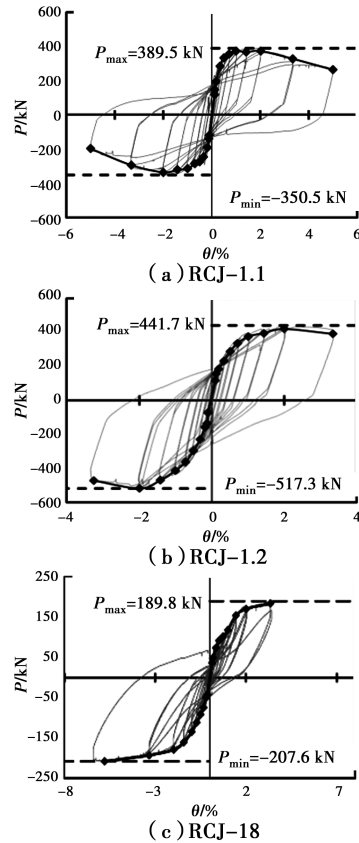


图 6 水平荷载-层间位移角滞回曲线

Fig. 6 Hysteretic curves of lateral load vs story drift ratio

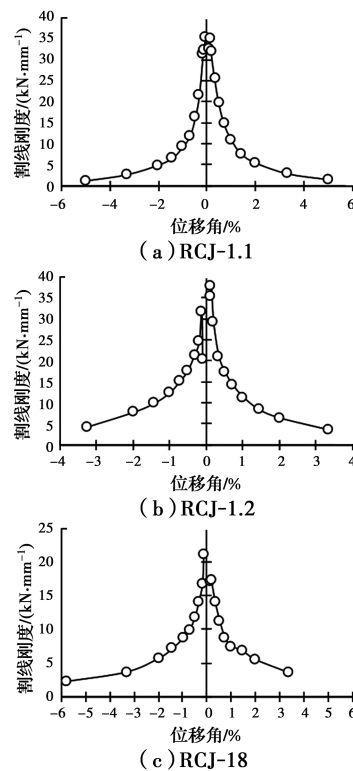


图 7 刚度退化曲线

Fig. 7 Lateral stiffness degradation curves

服,同时于位移角达到 $\theta=1/30$ 时达到承载力极限。两个底层梁柱组合件的延性系数最小为 6.7,均值达到 8.4,具有很强的延性。试验体 RCJ-18(顶层梁柱组合件)约在位移角 $\theta=1/80$ 时发生柱纵筋屈服。由于该试验体未加载至实际的极限位移,故其延性系数仅具备一定的参考价值。

表 3 试验体主要性能点及延性系数

Table 3 Essential performance points and ductility factors for specimens

试验体	加载方向	屈服点		极限点		延性系数 Δ_u/Δ_y
		P_y	Δ_y	P_u	Δ_u	
RCJ-1.1	+	325.3	16.8	327.9	112.0	6.7
	-	230.6	11.4	293.5	111.7	9.8
RCJ-1.2	+	275.1	15.6	391.9	110.5	7.1
	-	231.3	10.9	470.8	107.7	9.9
RCJ-18	+	135.5	18.6	184.3	52.4	2.8
	-	153.9	22.6	207.6	90.7	4.0

3.4 耗能能力

参考《建筑抗震试验方法规程》,结构或构件的耗能能力用其滞回曲线滞回环围成的图形面积来衡量,其滞回环越饱满表示其耗能能力越强。从滞回曲线看,RCJ-1.1 的滞回曲线很饱满,证明其耗能能力强,而 RCJ-18 耗能能力则较差。图 8 为各试验体的滞回耗能-位移角关系曲线。其中,试验体 RCJ-1.1 和 RCJ-1.2 在 1/20 位移角下的滞回耗能仅为单周耗能值,其余均为加载两圈的耗能值。可以发现,由屈服点向峰值点变化的过程中,试验体 RCJ-1.1 的耗能值高于试验体 RCJ-1.2。峰值点之后,两者耗能能力趋同。试验体 RCJ-18 的总体耗能水平较低,耗能机制的发挥相对滞后。

3.5 应变分析

表 4 中列出了试验体 RCJ-1.1 节点区周边的纵筋和箍筋的应变水平变化情况,各工况下数值为正负向加载过程中钢筋经历的最大应变。表中列出依据钢筋实测强度计算出的屈服微应变值。可以发现:1)梁端纵筋屈服是试件屈服的起点;2)梁端剪切失效是试件承载力达到极限的主要原因;3)节点区附近柱箍筋较早出现屈服,而柱纵筋始终处于弹性状态。

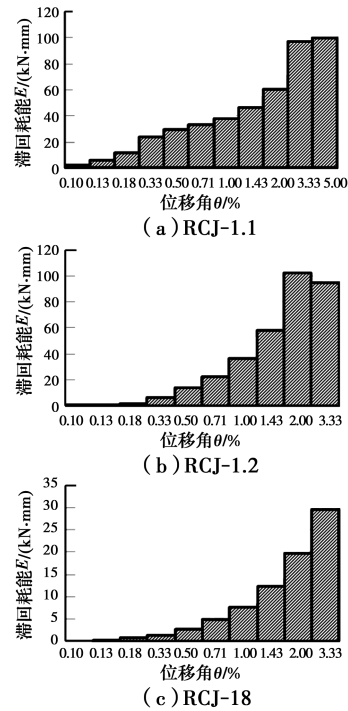


图 8 滞回耗能水平

Fig. 8 Hysteretic energy-dissipating capacity for specimens

表 4 RCJ-1.1 钢筋应变水平

Table 4 Measured strains for reinforcements of

工况		specimen RCJ-1.1			10^{-6}	
		梁纵筋 上铁	梁纵筋 下铁	梁端 箍筋	柱纵筋	柱箍筋
实测屈服微应变 ¹		2 308	2 308	1 552	2 958	1 533
1/1 000	+	148	517	17	5	66
	-	462	445	20	1	671
1/800	+	152	767	41	5	26
	-	548	498	47	1	618
1/550	+	164	1 085	30	6	165
	-	720	619	41	5	572
1/300	+	218	1 685	24	20	85
	-	4 281	815	57	46	24 602
1/200	+	430	2 515	252	89	2 919
	-	6 988	1 055	285	14	24 602
1/140	+	4 323	3 544	323	151	19 959
	-	7 110	1 224	485	59	15 807
1/100	+	2 783	5 001	488	145	24 602
	-	7 348	1 809	822	46	24 602
1/70	+	3 417	207	777	121	6 222
	-	6 926	17	1 189	61	24 602
1/50	+	4 541	610	97	184	564
	-	6 777	1 283	1 079	68	24 602

续表4

工况	梁纵筋		梁端 箍筋	柱纵筋	柱箍筋	
	上铁	下铁				
1/30	+	7 348	2 828	3 563	311	3 865
	-	9 362	21 503	1 240	101	24 602
1/20	+	9 362	21 503	2 936	394	6 142
	-	9 362	21 503	2 143	150	11 455

注:1为采用钢筋实测屈服强度与钢筋弹性模量 $E=2 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ 计算得到。

3.6 等效粘滞阻尼系数

表5中列出了3个试验体各个工况下两周加载时的等效阻尼系数。可以发现:1)边节点的初始等效阻尼系数最大,随着加载幅值的增大,阻尼明显降低;2)中间节点等效阻尼系数在0.2左右,随着加载的进行变化不大;3)顶层中间节点试验体的等效阻尼系数在0.2~0.08之间变化。

表5 等效粘滞阻尼系数

Table 5 Equivalent viscous damping coefficient

工况	加载圈数	RCJ-1.1	RCJ-1.2	RCJ-18
1/800	1	0.51	0.15	0.2
	2	0.25	0.15	0.18
1/550	1	0.58	0.15	0.17
	2	0.39	0.14	0.15
1/300	1	0.48	0.21	0.16
	2	0.30	0.20	0.12
1/200	1	0.46	0.23	0.15
	2	0.17	0.21	0.13
1/140	1	0.05	0.22	0.13
	2	0.13	0.19	0.17
1/100	1	0.01	0.23	0.12
	2	0.08	0.21	0.10
1/70	1	0.06	0.22	0.11
	2	0.01	0.19	0.09
1/50	1	0.04	0.23	0.13
	2	0.04	0.21	0.10
1/30	1	0.09	0.23	0.08
	2	0.01	0.21	0.08

4 结论

通过对高层框-剪结构中3个不同位置梁柱组合件的拟静力试验和分析,通过构造“强节点弱构

件”获得了不同于其他“弱节点强构件”型梁柱组合件试验的抗震性能和破坏特点。

1)极高水平下的节点区强节点系数和柱端弯矩放大系数可以完全避免梁柱节点区出现需要修补的损伤,实现节点弹性化。同时,不会削弱组合件的延性性能。组合件的主要破坏模式表现为梁端弯曲失效及柱铰剪切失效。

2)试验体的破坏模式与多数组合件试验结果相差较大,由“弱节点”型试验数据构建的“梁柱组合件”易损性模型^[9]难以准确评估该类型梁柱节点的抗震性能,需要对此进行进一步研究。

参考文献:

- [1] 吕西林, 郭子雄, 王亚勇. RC 框架梁柱组合件抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2001, 22(1): 2-7.
LÜ X L, GUO Z X, WANG Y Y. Experimental study on seismic behavior of beam-column subassemblages in RC frame [J]. Journal of Building Structures, 2001, 22(1): 2-7. (in Chinese)
- [2] 傅剑平, 游渊, 白绍良. 钢筋混凝土抗震框架节点的受力特征分类[J]. 重庆建筑大学学报, 1996, 18(2): 85-91.
FU J P, YOU Y, BAI S L. Mechanical characteristics of earthquake-resistant reinforced concrete frame joints [J]. Journal of Chongqing Jianzhu University, 1996, 18(2): 85-91. (in Chinese)
- [3] 王丽萍, 罗文文, 刘思危, 等. 考虑梁轴向约束效应的 RC 梁柱节点受力机理及抗震性能试验研究[J]. 工程力学, 2020, 37(2): 159-167, 191.
WANG L P, LUO W W, LIU S W, et al. Experimental investigation of beam elongation effects on the mechanism and seismic performance of RC frame joints [J]. Engineering Mechanics, 2020, 37(2): 159-167, 191. (in Chinese)
- [4] WANG H S, MARINO E M, PAN P, et al. Experimental study of a novel precast prestressed reinforced concrete beam-to-column joint [J]. Engineering Structures, 2018, 156: 68-81.
- [5] 郑黎君, 邹昀, 蔡鑫, 等. 预应力钢框架梁柱节点抗震性能研究[J]. 实验力学, 2019, 34(4): 700-710.
ZHENG L J, ZOU Y, CAI X, et al. Study of the seismic performance of beam-column joint of prestressed steel frame [J]. Journal of Experimental

- Mechanics, 2019, 34(4): 700-710. (in Chinese)
- [6] RAJEEV A, MOHOTTI D, SHELKE A. Implications of impact experiments on honeycomb shielded exterior beam-column joint [J]. *Engineering Structures*, 2020, 212: 110470.
- [7] MA D Y, HAN L H, ZHAO X L. Seismic performance of the concrete-encased CFST column to RC beam joint: Experiment [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2019, 154: 134-148.
- [8] PAGNI C A, LOWES L N. Fragility functions for older reinforced concrete beam-column joints [J]. *Earthquake Spectra*, 2006, 22(1): 215-238.
- [9] BROWN P C, LOWES L N. Fragility functions for modern reinforced-concrete beam-column joints [J]. *Earthquake Spectra*, 2007, 23(2): 263-289.
- [10] 包坤. 抗震框架中间层中节点非弹性变形性能试验研究[D]. 重庆: 重庆大学, 2016.
- BAO K. Experimental study on inelastic deformation behavior of joints in middle story of a seismic frame [D]. Chongqing: Chongqing University, 2016. (in Chinese)
- [11] 混凝土结构设计规范:GB50010—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- Specifications for Design of concrete structures: GB50010-2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese)
- [12] 建筑抗震设计规范: GB50011—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- Specifications for antiseismic construction design: GB50010-2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese)
- [13] Interim testing protocols for determining the seismic performance characteristics of structural and nonstructural components; FEMA 461 [S]. Applied Technology Council, Redwood City, 2007.

(编辑 章润红)