

SRC异型边节点抗震性能试验研究

白国良, 谢波, 赵金全, 高涵

(西安建筑科技大学土木工程学院, 陕西 西安 710055)

摘要: 由于生产工艺要求, 大型电厂主厂房不可避免出现型钢混凝土变柱截面异型边节点, 为研究其抗震性能, 选取3个具有代表性的SRC变柱截面异型边节点和1个柱截面无变化的常规节点进行拟静力试验, 研究了SRC异型边节点的破坏形态、滞回特性、承载力、延性、耗能和刚度退化性能。研究表明: 型钢混凝土异型边节点破坏过程和常规节点类似, 破坏形式为“小核心区”剪切破坏; SRC变柱截面异型边节点的承载力、延性、耗能及刚度较常规节点小; 梁截面高度的增加能够一定程度提高SRC异型边节点的承载力、延性、耗能及刚度; SRC柱-RC梁异型边节点抗震性能较差; 轴压比对异型边节点延性性能影响较大, 增加轴压比对试件延性不利。

关键词: 型钢混凝土; 异型边节点; 拟静力试验; 抗震性能

中图分类号: TU398.2

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2016)05-0617-08

Experimental research on the seismic behavior of abnormal SRC exterior joints

BAI Guoliang, XIE Bo, ZHAO Jinquan, GAO Han

(School of Civil Engineering, Xi'an Univ. of Arch. & Tech., Xi'an 710055, China)

Abstract: Due to the production requirement, there appear inevitably in the main powerhouse of thermal power plant abnormal SRC exterior joints with variable column cross section. To study its seismic behaviors, three representative abnormal exterior joints of variable column cross section and one regular joint of same column cross section are selected and quasi-static tests are carried out to study the failure patterns, hysteretic properties, bearing capacity, ductility, energy dissipation and stiffness degradation performance. The results show that destruction process of abnormal SRC exterior joints is similar to the ordinary joints and the failure mode is mainly the shear failure in the minor core area. The bearing capacity, ductility, energy dissipation and stiffness of abnormal joints are relatively smaller than the regular ones. Increasing the height of beam section can improve the bearing capacity, ductility, energy dissipation and stiffness of the abnormal SRC exterior joints to the same extent. Compared with the steel reinforced concrete column-steel reinforced concrete beam joints, the seismic performance of the steel reinforced concrete column-reinforced concrete beam is poor. The axial compression ratio has a great influence on the ductility of abnormal SRC exterior joints, and increasing the axial compression ratio is significantly unfavorable to the ductility.

Key words: steel reinforced concrete; abnormal exterior joints; quasi-static tests; seismic behavior

节点受力复杂, 是结构的传力枢纽, 在抗震设计中备受关注^[1]。受生产工艺限制, 电厂主厂房结构整体布置不规则, 常常出现异型节点, SRC变柱截面异型边节点便是典型的一种, 该类节点的存在会对结构整体的抗震性能产生较大影响, 所以对其进行试验研究和理论分析对保证地震作用下电力设施安全运行, 电力正常供应具有重要的意义和价值。

文献[2-4]对型钢混凝土变柱截面异型边节点进行拟静力试验, 分析了“强梁弱柱”型钢混凝土异型边节点在不同含钢率、轴压比、混凝土强度等级等因素影响下的抗震性能, 指出该类节点破坏主要发生在柱端。文献[5-7]对钢筋混凝土异型节点进行了系统研究, 研究了梁柱尺寸变化、轴压比、配箍率等参数对该类节点抗震性能的影响, 得出框架异型节点的承载能力取决于“小核心区”的结论, 并以“小核心”为计算单元, 提出节点的抗裂和抗

剪承载力公式。文献[8]进行了钢筋混凝土节点拟静力试验, 研究其抗剪性能及节点强度退化情况, 文中提出了节点抗剪强度和变形模型, 并对模型中6个重要参数进行了评估。文献[9]提出预测钢筋混凝土节点发生剪切破坏后的延性性能的方法, 并进行试验对比, 结果吻合良好。综合上述文献研究成果, 目前国内外学者对钢筋混凝土节点研究较多, 但对型钢混凝土异型节点, 尤其是变柱截面对节点抗震性能的影响研究较少, 且我国现行规范对异型节点的设计条款涉及较少^[10]。

本文以课题组研究的某电厂框排架结构为原型, 选取3个具有代表性的SRC变柱截面异型边节点和1个柱截面无变化的常规节点, 并进行拟静力试验, 对其破坏形态、滞回特性、承载力、延性和耗能、刚度退化性能进行研究。

1 试验概况

1.1 试件设计

本文试件选取于某大型SRC框排架结构工业厂房,见图1所示.边节点选取于位置1、2处,考虑试验室的加载条件,根据结构试验相似原则对原型结构中的节点进行1/4缩尺,按我国现行规范要求共设计了4个试件^[10-12].为了研究节点核心区的抗剪性能,按照“强构件,弱节点”的原则进行设计,预期发生节点核心区剪切破坏.

为研究梁截面高度对型钢混凝土异型边节点受力性能的影响,设计了梁截面高度分别为400 mm和320 mm的节点SRCJ-1和SRCJ-2;为研究异型边节点和常规节点受力性能的差异,设计了常规节点SRCJ-3;型钢混凝土柱-钢筋混凝土梁节点SRCJ-4

为对比试件,主要为研究梁中有无型钢对节点受力性能的影响.节点截面尺寸及配筋见表1,结构详图见图2.混凝土及钢材材性试验结果见表2和表3.

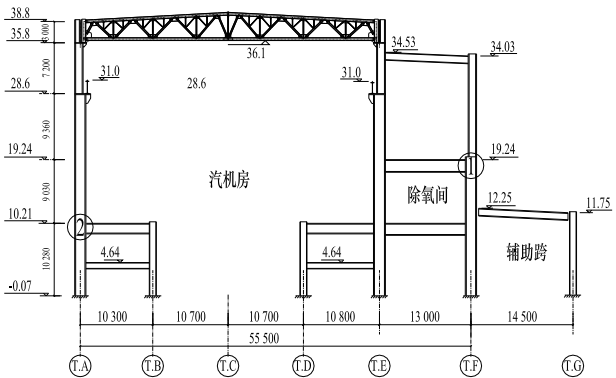


图1 节点所在原型结构
Fig.1 The structure where the joint exists

表1 边节点梁柱截面尺寸及配筋
Tab.1 The dimension and reinforcement of the joints

试件编号		SRCJ-1	SRCJ-2	SRCJ-3	SRCJ-4
柱	$b\times h$	200×300	200×300	200×400	200×300
	上 型钢	H180×100×4×8	H180×100×4×8	H250×100×4×8	H180×100×4×8
	纵筋 ρ_s	4 Φ 14	4 Φ 14	6 Φ 14	4 Φ 14
	箍筋 ρ_{sv}	Φ 8@100	Φ 8@100	Φ 8@100	Φ 8@100
	$b\times h$	200×400	200×400	200×400	200×400
	下 型钢	H250×100×4×8	H250×100×4×8	H250×100×4×8	H250×100×4×8
节点核心区	纵筋 ρ_s	6 Φ 14	6 Φ 14	6 Φ 14	6 Φ 14
	箍筋 ρ_{sv}	Φ 8@100	Φ 8@100	Φ 8@100	Φ 8@100
	箍筋 ρ_{sv}	Φ 6@130	Φ 6@130	Φ 6@130	Φ 6@130
横 向 梁	$b\times h$	180×400	180×320	180×400	180×480
	型钢	H250×80×4×8	H200×80×4×8	H250×80×4×8	—
	纵筋 ρ_s	4 Φ 20	4 Φ 20	4 Φ 20	2×4 Φ 20
梁	箍筋 ρ_{sv}	Φ 8@100	Φ 8@100	Φ 8@100	Φ 8@100
	轴压比 n	0.3	0.3	0.4	0.3
混凝土强度等级		C45	C45	C45	C45

表2 混凝土材性试验结果
Tab.2 Test results of concrete material performance

组别	试件编号	尺寸/mm	N/kN	$f_{cu}/\text{N}\cdot\text{mm}^{-2}$	$f_{cu,k}/\text{N}\cdot\text{mm}^{-2}$	$f_{ck}/\text{N}\cdot\text{mm}^{-2}$
第一组	S11	150×150×150	1 383.70	61.50	49.56	37.05
	S21	150×150×150	1 408.80	62.61		
	S31	150×150×150	1 172.00	52.09		
第二组	S12	150×150×150	1 450.00	64.44	49.56	37.05
	S22	150×150×150	1 334.50	59.31		
	S32	150×150×150	1 389.50	61.76		

表3 钢材材性试验结果
Tab.3 Test results of steel material performance

钢材型号	$f_y/\text{N}\cdot\text{mm}^{-2}$	$f_u/\text{N}\cdot\text{mm}^{-2}$	钢材型号	$f_y/\text{N}\cdot\text{mm}^{-2}$	$f_u/\text{N}\cdot\text{mm}^{-2}$
HPB300@6.5	318	465	HRB400@16	475	628
HRB400@8	445	625	HRB400@18	450	600
HRB400@10	450	685	HRB400@20	438	593
HRB400@14	423	580	HRB400@25	440	600
Q235/4 mm	318	404	Q235/8 mm	296	419

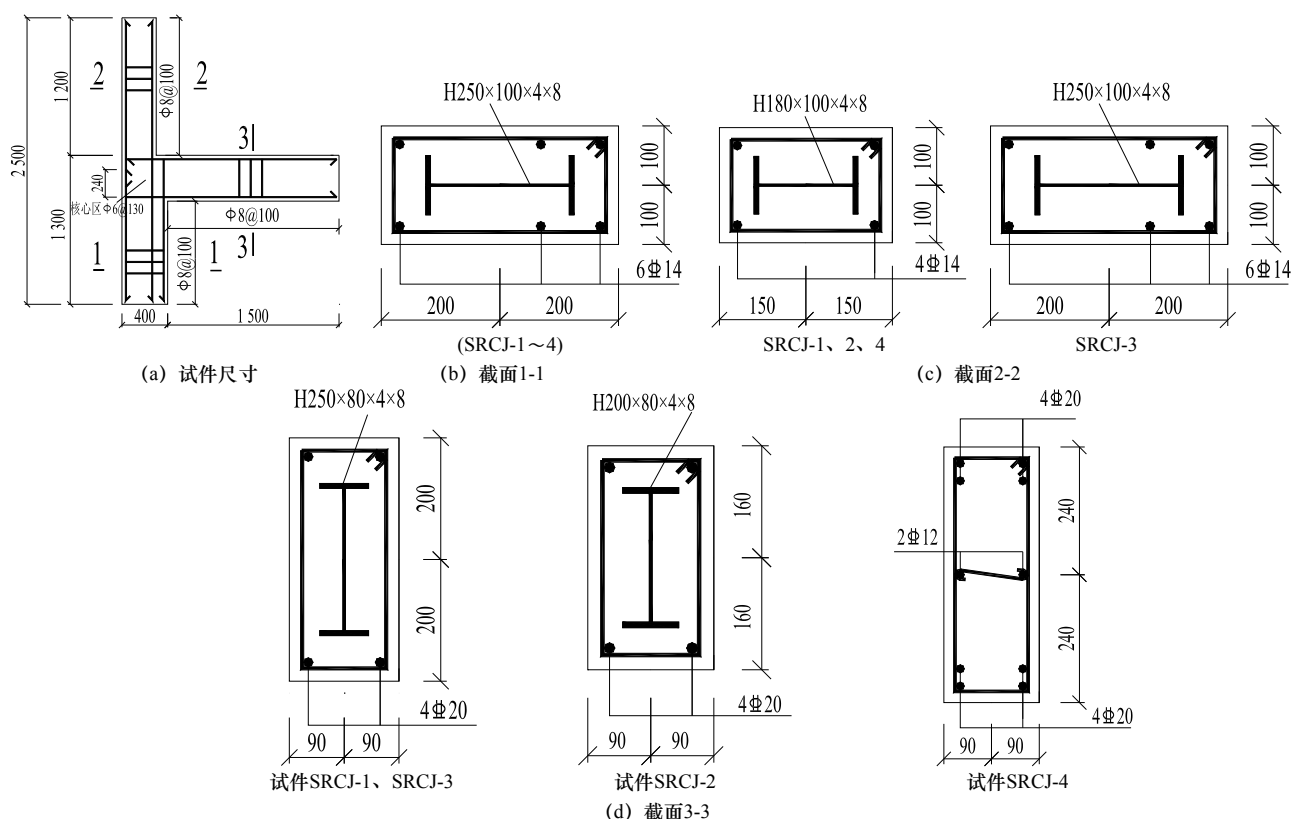


图2 试件截面尺寸及配筋图

Fig.2 Geometry and steel layout of specimens

1.2 试验加载及测试方案

试验在西安建筑科技大学结构与抗震教育部重点实验室进行,采用柱端加载.试验数据由TDS602数据采集仪采集,加载过程由MTS电液伺服试验系统控制,加载装置及仪表布置如图3所示.

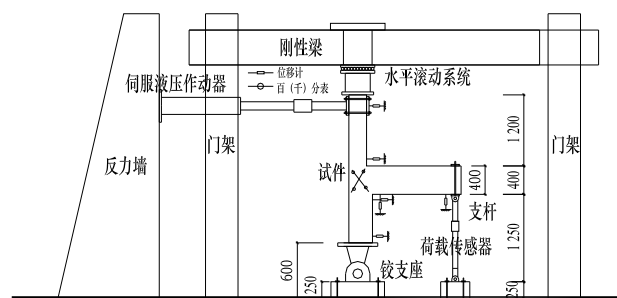


图3 加载装置及仪表布置简图

Fig.3 Test set-up and instrument arrangement

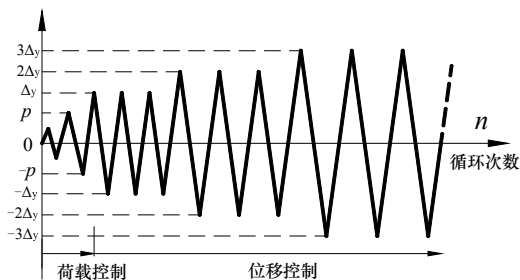


图4 加载制度

Fig.4 Loading system

本次试验采用拟静力试验.首先,在柱顶施加竖向荷载,接着,施加低周反复水平荷载,加载制度为荷载-变形混合控制加载制度,如图4所示.试

件屈服前(节点核心区型钢腹板屈服),采用荷载控制分级加载,屈服后采用位移控制分级加载直至试件破坏(水平荷载降至最大荷载的85%以下).

试验中,需要测量的内容有:(1)位移和变形测量:柱顶水平荷载及位移值,可由TDS602数据采集仪采集;梁外端左右水平位移,柱脚水平位移由位移传感器自动读数;节点核心区安装交叉百分表测量节点核芯区的剪切变形.(2)钢筋应变测量:在节点核心区纵筋和箍筋、梁柱端纵筋粘贴应变片,应变可由TDS602数据采集仪采集.(3)型钢应变测量:在节点核心区和梁柱端的型钢翼缘和腹板上贴应变片,核心区型钢腹板贴有三轴45°应变花,应变同样由TDS602数据采集仪采集.(4)混凝土应变片粘贴于梁柱端及节点核心区.

2 试验过程及破坏特征

本次试验4个试件的破坏过程大致相似,均经历了初裂、通裂、极限和破坏四个阶段.3个变柱截面异型节点的裂缝开展与常规节点(上下柱截面相同)SRCJ-3有所不同.

2.1 试件SRCJ-1、SRCJ-2和SRCJ-4

(1)初裂阶段(核心区出现第一条肉眼可见的斜裂缝)

首先,柱顶施加竖向荷载至轴压比限值,各测

点的数据采集仪显示数据正常,试件无裂缝产生.接着,施加水平荷载,当水平荷载加至屈服荷载的45%-55%时,节点核心区出现了第一条沿对角线方向的细微的斜裂缝,裂缝从核心区中心开始沿对角线向四周延伸.此时,核心区箍筋及型钢腹板应变均很小.

(2) 通裂阶段

荷载继续增加,节点核心交叉斜裂缝不断向两边延伸.同时,能隐约听到混凝土压碎产生的清脆响声.当核心区交叉斜裂缝贯通,形成一条主裂缝,称为“通裂”状态.此时,核心区型钢腹板开始屈服,箍筋也部分屈服.此阶段,3个试件在正向加载时,斜裂缝沿“小核心区”对角线AB开展,反向加载沿“大核心区”对角线CD开展,斜裂缝并不对称,如图5所示.

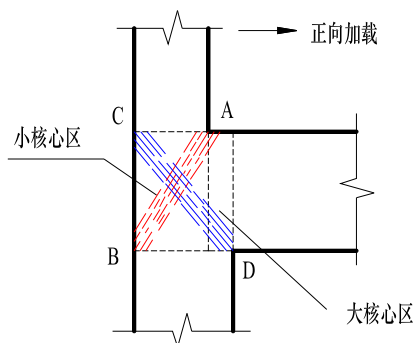


图5 核心区裂缝分布

Fig.5 Crack distribution in minor core area

(3) 极限阶段

节点“通裂”后,由于混凝土骨料咬合力和摩擦力,加之箍筋和核心区型钢翼缘框的约束,核心区混凝土仍能承担一部分剪力.同时核心区型钢腹板开始进入强化阶段,荷载还能继续增加.第一级位移控制,核心区第一批交叉斜裂缝不断加宽,最大约1.0 mm,同时核心区也产生一些新的剪切斜裂缝,这些裂缝分布在初始交叉斜裂缝周围,随着荷载增加不断发展.同时,能明显听到混凝土压碎产生的清脆响声,核心区混凝土起皮,少量脱落.此阶段节点核心区剪切变形明显.

(4) 破坏阶段

进入破坏阶段,节点核心区混凝土开始压碎并呈块状剥落,节点核心区变形急剧增大,承载力下降明显.继续加大位移,裂缝宽度非常明显,最大裂缝达4 mm,混凝土开始大块剥落,箍筋外露,水平荷载降至最大荷载的85%或以下,节点宣告破坏.

2.2 试件SRCJ-3

(1) 初裂阶段

水平推力加至+40 kN时,节点核心区出现一条细微的剪切斜裂缝,从中心点向上延伸1/3高度

处.反向加载至-40 kN时,核心区出现新的裂缝,与第一条交叉.随着水平荷载增加,核心区出现新的斜裂缝,且裂缝宽度不断增大.

(2) 通裂阶段

± 70 kN时,节点核心区交叉斜裂缝开展明显,呈现明显的“X”型.此时,梁端型钢翼缘开始屈服,屈服范围逐渐扩大.加载至第一级位移30 mm时,节点核心区型钢腹板达到屈服强度,箍筋也部分屈服,梁纵筋均未屈服.此阶段,交叉斜裂缝基本沿“核心区”对角线对称布置,与3个异型节点差异较大.

(3) 极限阶段

加载至第二级位移45 mm时,能明显听到混凝土压碎产生的清脆响声,并有少量混凝土压碎蹦出.此时,核心区箍筋达屈服强度.继续加载至60 mm,节点核心区型钢整体屈服,处于塑性流动状态,梁型钢翼缘也小面积屈服,节点核心区混凝土压碎剥落.

(4) 破坏阶段

荷载继续增加至75 mm,节点核心区裂缝贯通明显,并向梁端及上下柱端延伸,混凝土劈裂严重,呈块状剥离脱落,箍筋外露.此时,柱端水平荷载已下降至最大荷载的85%以下,节点宣告破坏.

凿开破坏的节点核心区进行观察,型钢和混凝土之间的粘结情况较好,并未发生较明显的粘结滑移,核心区型钢腹板也未发生明显屈曲.这说明,混凝土的约束作用对其不发生局部屈曲起着显著的作用.

图6给出了试件加载过程典型照片.

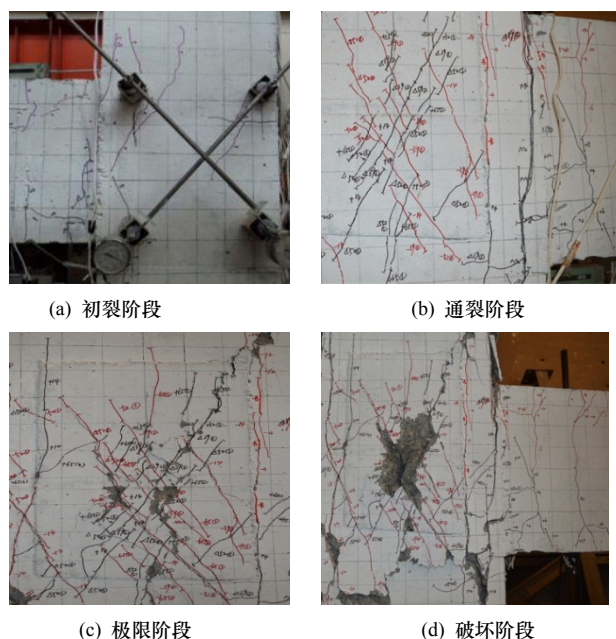


图6 试件破坏图
Fig.6 Failure modes

比较四个试件破坏形态, 型钢混凝土柱-型钢混凝土梁变柱截面节点SRCJ-1和SRCEJ-2破坏主要发生在“小核心区”, 而常规节点SRCJ-3主要发生在“大核心区”. 但与型钢混凝土柱-钢筋混凝土梁节点SRCJ-4明显不同的是, 3个型钢混凝土柱-型钢混凝土梁节点由于梁中型钢的存在, 每级荷载下, 承载力和刚度的下降率小于混凝土梁节点, 这主要是因为节点中型钢的强度退化较慢, 说明型钢混凝土柱-型钢混凝土梁节点具有良好的延性和较高的承载能力, 可避免节点发生脆性破坏.

3 试验结果及分析

3.1 滞回性能

各试件滞回曲线如图7所示, 图中正、负分别代表水平推、拉两个方向. 对比各试件滞回曲线得到以下结论:

(1) 试验进行过程中的不同阶段, 滞回曲线表现出不同的特点. 加载初期, 滞回曲线基本呈线性变化, 残余应变很小, 节点处于弹性工作阶段. 混凝土开裂后, 滞回环呈梭形变化, 随着荷载的增加, 残余变形不断增加. 试件屈服后, 采用位移控制, 到极限荷载以前, 节点刚度退化率较初裂阶段更大, 但水平荷载仍可继续增加, 表现出良好的弹塑性强化特性. 当水平荷载达到极限值之后, 残余变形达到最大. 整个加载过程中, 滞回环“捏缩效应”不显著, 说明节点中型钢和混凝土粘结较好.

(2) 相比于常规节点SRCJ-3, 变柱截面异型节点SRCJ-1的滞回环面积较小, 说明型钢混凝土变柱截面异型边节点的耗能能力较差, 产生这些现象的原因可归纳为: 变柱截面异型边节点由于上柱截面小于常规节点, 其“小核心”较之常规节点的“大核心”在尺寸、含钢率方面较小, 使其受力性能下降, 导致其耗能较弱.

(3) 相比于试件SRCJ-2, 试件SRCJ-1的滞回环更加饱满且包含面积较大, 主要因为节点SRCJ-1梁截面较大, 节点“小核心区”的含钢率及配筋率大于试件SRCJ-1; 型钢混凝土柱-钢筋混凝土梁节点SRCJ-4滞回环面积最小, 说明其耗能能力较差.

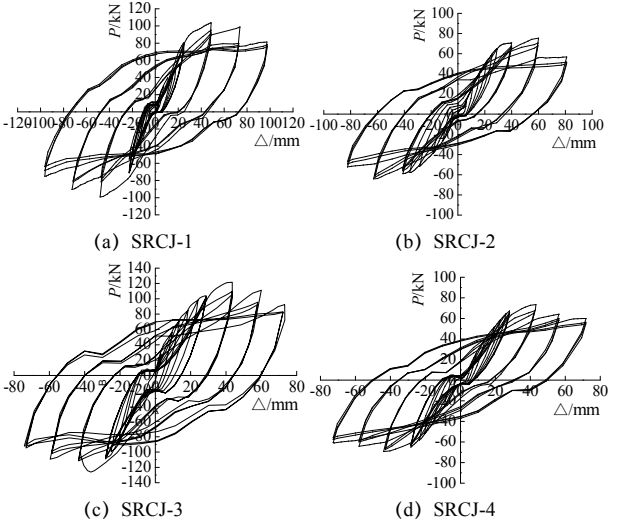


图7 各试件滞回曲线

Fig.7 Hysteretic curves of the joints

3.2 骨架曲线

连接各试件滞回曲线中每级循环的峰值点得到的骨架曲线如图8所示. 表4给出了骨架曲线特征点的试验测试值.

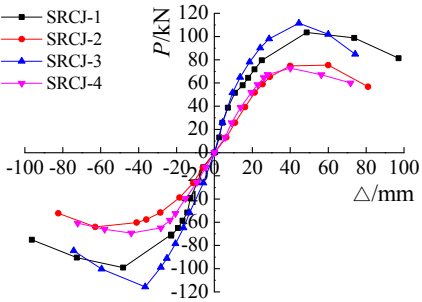


图8 骨架曲线

Fig.8 Skeleton curve

表4 骨架曲线特征点的试验测试值
Tab.4 Test results of feature points in skeleton curve

编号	加载	开裂点		屈服点		峰值点		破坏点	
	方向	P_{cr}/kN	Δ_{cr}/mm	P_y/kN	Δ_y/mm	P_m/kN	Δ_m/mm	P_u/kN	Δ_u/mm
SRCJ-1	正	29.73	7.30	87.02	27.33	103.51	48.69	87.98	89.19
	负	-30.06	-8.05	-85.31	-26.50	-99.09	-48.20	-84.23	-86.31
	均值	29.90	7.68	86.16	26.92	101.30	48.45	86.11	87.75
SRCJ-2	正	30.13	11.11	69.95	23.58	75.41	60.04	64.10	77.63
	负	-29.77	-12.37	-57.71	-26.95	-64.09	-62.91	-54.48	-78.83
	均值	29.95	11.74	63.83	25.27	69.75	61.48	59.29	78.23
SRCJ-3	正	39.77	8.57	96.63	25.03	111.53	44.56	94.80	75.94
	负	-39.88	-9.12	-105.26	-24.40	-115.68	-36.50	-98.33	-71.42
	均值	39.83	8.85	100.95	24.72	113.61	40.53	96.57	73.68
SRCJ-4	正	30.00	11.76	56.24	23.53	72.76	40.07	61.85	62.83
	负	-30.04	-12.20	-52.25	-24.26	-69.33	-43.91	-58.93	-63.46
	均值	30.02	11.98	52.25	23.90	71.05	41.99	60.39	63.15

本文中试件的破坏荷载 P_u 取骨架曲线荷载下降至最大荷载的85%时的相应荷载^[13]。屈服荷载 P_y 按照“能量等值法”确定^[14]。由相关图表分析可知:

(1) 常规节点SRCJ-3相比于异型节点SRCJ-1开裂荷载和承载力分别提高了33.21%、12.15%，分析认为，由于节点SRCJ-3轴压比较大，较大竖向力对混凝土的约束作用使其力学性能提高，所以其开裂荷载显著增加；两个试件承载力差异主要是因为节点SRCJ-1上柱截面变化，出现的“小核心区”尺寸及含钢率较常规节点核心区小，所以承载力较低。

(2) 变柱截面异型边节点SRCJ-1和SRCJ-2，梁高虽有差异，分别为400 mm和320 mm，但两者开裂荷载相差不大，SRCJ-1的屈服荷载及承载力比SRCJ-2分别提高了34.98%、45.23%，说明梁截面高度对异型节点的开裂荷载影响不大但对屈服荷载和承载力影响较大，原因主要是：开裂荷载主要取决于“小核心区”混凝土的抗拉强度，而承载力主要取决于“小核心区”的尺寸及含钢率等情况，节点SRCJ-1“小核心区”的尺寸及含钢率均大于节点SRCJ-2，所以产生上述差异。

(3) 型钢混凝土柱-钢筋混凝土梁节点SRCJ-4的开裂荷载和承载能力都较低，这符合课题组已有的研究成果^[1]：其他条件相同情况下，型钢混凝土梁节点承载力远大于钢筋混凝土梁节点。

3.3 延性

本文以位移延性比和转角延性比来计算试件的延性。

(1) 位移延性比计算公式为

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (1)$$

式中： Δ_u 为节点破坏荷载对应的柱顶水平位移，取骨架曲线中水平荷载下降至最大值的85%时所对应的位移； Δ_y 为节点屈服时柱顶水平位移。

(2) 转角延性比的计算公式为

$$\mu_{\varphi} = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} \quad (2)$$

层间位移角 φ 的计算公式为

$$\varphi = \arctg \frac{\Delta}{L_1 + L_2} \quad (3)$$

式中： L_1 、 L_2 分别为节点核心区中心至上下柱端的几何长度。

根据表5中数据，可得以下结论：

1) 四个边节点延性SRCJ-1 > SRCJ-2 > SRCJ-3

> SRCJ-4。

2) 变柱截面异型边节点SRCJ-1和节点SRCJ-2延性差异主要是因为两试件梁截面高度不同，梁截面高度为400 mm的试件SRCJ-1的延性较高度为320 mm的试件SRCJ-2高，可以认为梁截面高度的增加在一定程度上提高了试件的延性。

3) 常规节点SRCJ-3的延性系数小于梁截面高度相同的异型节点SRCJ-1，分析认为，主要是因为节点SRCJ-3轴压比较大，节点的延性随轴压比的增加减小比较显著，轴压比对节点延性的影响起主导作用，导致节点SRCJ-3延性较低。

4) 三个型钢混凝土柱-型钢混凝土梁节点的延性大于型钢混凝土柱-钢筋混凝土梁节点，说明梁中布置型钢促进了梁柱变形协调，有助于节点的剪切变形，从而提高了节点延性，但又由于异型柱截面的削弱，其延性系数较课题组已有研究^[1]的型钢混凝土节点的低。

表5 试件位移延性系数

Tab.5 Ductility factor of joints

试件 编号	位移延性 μ_{Δ}	层间位移角及转角延性比		
		φ_y /rad	φ_u /rad	μ_{φ}
SRCJ-1	3.26	0.011	0.035	3.26
SRCJ-2	3.10	0.010	0.031	3.10
SRCJ-3	2.98	0.010	0.029	2.98
SRCJ-4	2.64	0.010	0.025	2.64

3.4 耗能能力

一般来说，滞回环越饱满，即包围的面积越大，耗散的能量越多，结构或构件的耗能能力越好。为了客观反映构件的耗能能力，不同研究者提出了不同的量化指标，如能量耗散系数、等效粘滞阻尼系数、功比系数和能量系数等。本文采用文献[13]推荐的能量耗散系数来衡量构件的耗能能力，即

$$E = \frac{S_{(ABCDE)}}{S_{(OCG+OEF)}} \quad (4)$$

式中， $S_{(ABCDE)}$ 为滞回环面积， $S_{(OCG+OEF)}$ 为滞回环峰值点对应的三角形面积之和，如图9所示。

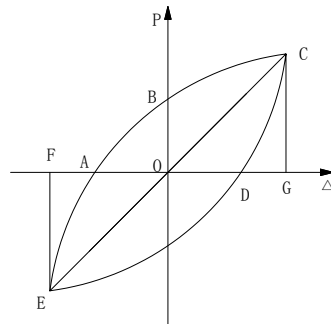


图9 典型滞回图

Fig.9 Typical hysteretic curve

由表6可知,从屈服点到峰值点,各试件的耗能能力在不断增加,这是因为节点屈服后进入塑性阶段,所耗散的地震能量增多.一般情况下,普通的钢筋混凝土节点的能量耗散系数为0.65左右,根据文献[1]的试验结果,可推出一般型钢混凝土节点在峰值点时的能量耗散系数可达到1.88.本次试验4个试件在各阶段的能量耗散系数E均大于1.5,而3个型钢混凝土梁-型钢混凝土柱节点在峰值阶段时的能量耗散系数大于1.88,可见型钢混凝土异型边节点有着很好的耗能能力,能够满足“小震不坏,大震不倒”的抗震要求.

型钢混凝土柱-钢筋混凝土梁试件SRCJ-4的能量耗散系数小于型钢混凝土柱-型钢混凝土梁试件,说明了型钢混凝土柱-钢筋混凝土节点由于梁中缺少型钢,对节点耗能产生了不利的影响.

表7 试件各特征点的割线刚度
Tab.7 Secant stiffness of the joints on feature points

试件 编号	加载 方向	开裂点		屈服点		峰值点		破坏点	
		$K_{cr}/\text{kN}\cdot\text{mm}^{-1}$		$K_y/\text{kN}\cdot\text{mm}^{-1}$		$K_m/\text{kN}\cdot\text{mm}^{-1}$		$K_u/\text{kN}\cdot\text{mm}^{-1}$	
SRCJ-1	正	4.07	3.89	3.18	3.20	2.13	2.09	0.99	0.98
	负	3.73		3.22		2.06		0.98	
SRCJ-2	正	2.71	2.55	2.97	2.53	1.26	1.13	0.83	0.76
	负	2.41		2.14		1.02		0.69	
SRCJ-3	正	4.64	4.50	3.86	4.08	2.50	2.80	1.25	1.31
	负	4.37		4.31		3.17		1.38	
SRCJ-4	正	2.55	2.51	2.39	2.19	1.82	1.69	0.98	0.96
	负	2.46		2.15		1.58		0.93	

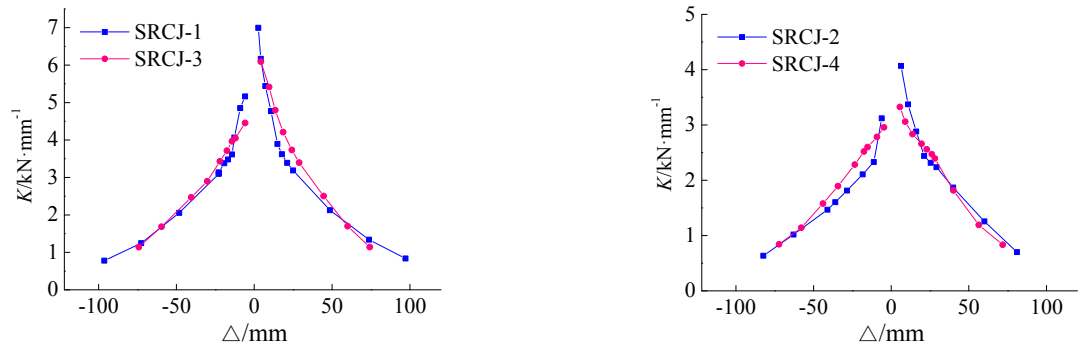


图10 试件刚度退化曲线
Fig.10 Stiffness degradation curves of the joints

由表7和图10可知:

- (1) 4个试件的刚度均随着位移的增大而减小,在加载初期下降速度较快,屈服点以后,刚度下降速度较为减缓,到加载后期刚度趋于稳定.
- (2) 轴压比为0.4的试件SRCJ-3较之于轴压比为0.3的试件SRCJ-1刚度退化较慢,且在同一特征点,试件SRCJ-3的刚度大于试件SRCJ-1.分析认为,主要是因为较大的竖向压力对混凝土的约束作用使其力学性能提高,裂缝开展受到限制,加载后期混凝土破坏程度较轻,所以刚度较大.

表6 试件能量耗散系数
Tab.6 Energy dissipation factor

试件编号	能量耗散系数E	
	屈服点	峰值点
SRCJ-1	1.64	1.92
SRCJ-2	1.50	1.88
SRCJ-3	1.76	2.04
SRCJ-4	1.49	1.65

3.5 刚度退化

从滞回曲线可以看出,刚度与应力水平和反复加载次数有关,在加载过程中刚度为变量,因而常用割线刚度代替切线刚度^[15].割线刚度可由下式表示:

$$K_i = \frac{+Q_i + |-Q_i|}{+Δ_i + |-Δ_i|}$$
 (5)

式中: $+Q_i$ 和 $-Q_i$ 分别为第*i*次的峰值点荷载值, $+Δ_i$ 和 $-Δ_i$ 分别为第*i*次的峰值点位移值.

- (3) 试件SRCJ-2和SRCJ-4的初始刚度较小,分析认为,主要是试件柱截面变化对节点刚度影响较大,异型节点由于上柱截面较小,其抗侧刚度小于常规节点.屈服点后期,型钢混凝土柱-钢筋混凝土梁节点SRCJ-4刚度下降速度较型钢混凝土柱-型钢混凝土梁节点SRCJ-2快,但相差不大,说明型钢混凝土柱-钢筋混凝土梁节点具有良好的抗震性能.

4 结论

- (1) 4个节点的破坏过程大致相似,均经历了初

裂、通裂、极限和破坏四个阶段,破坏模式为核心区剪切破坏,变柱截面异型节点的破坏主要发生在“小核心区”,裂缝分布呈“非对称”,而常规节点SRCJ-3的破坏主要发生在“大核心区”,裂缝沿对角线对称分布.型钢混凝土柱-钢筋混凝土梁节点SRCJ-4明显不同的是,承载力和刚度的下降率较快.

(2) 上柱截面变化对节点的承载力、延性、耗能及刚度影响较大,分析认为,由于上柱截面的削弱, SRC柱-SRC梁变柱截面异型边节点的承载力、延性、耗能及刚度较SRC柱-SRC梁常规节点小.

(3) 试验结果表明,在相同条件下,型钢混凝土柱-钢筋混凝土梁节点的承载力、耗能能力、延性及刚度均低于型钢混凝土柱-型钢混凝土梁节点,说明梁中无型钢对节点的抗震性能有较大影响.

(4) 梁截面高度的增加能够一定程度提高SRC柱-SRC梁异型边节点的承载力、延性、耗能及刚度.

(5) 从各试件骨架曲线特征点的试验测试值可看出,型钢混凝土柱-型钢混凝土梁节点在不降低承载能力情况下能有效减小截面尺寸,而不影响其抗震性能.

(6) 轴压比在一定程度上能提高节点的开裂荷载和刚度,但对延性起不利作用.

参考文献 References

- [1] 白国良. 型钢钢筋混凝土原理与设计[M]. 上海: 上海科学技术出版社, 2000: 139-140.
BAI Guoliang. Theory and design of steel reinforced concrete[M]. Shanghai: Shanghai Scientific & Technical Publishers, 2000: 139-140.
- [2] 王博, 白国良, 代慧娟, 等. 低周反复荷载下强梁弱柱型钢混凝土变柱 T 型节点力学性能研究[J]. 土木工程学报, 2014(3): 47-58.
WANG Bo, BAI Guoliang, DAI Huijuan, et al. Study on mechanic performance of T-type strong-beam weak-column variable-column SRC joints under low-cyclic reversed loading[J]. China Civil Engineering Journal, 2014(3): 47-58.
- [3] 王博, 白国良, 杨晓丽, 等. 火电厂主厂房型钢混凝土变柱边节点抗震性能及参数影响研究[J]. 地震工程与工程振动, 2014, 34(2): 86-96.
WANG Bo, BAI Guoliang, YANG Xiaoli, et al. Study on seismic performance and influencing parameters of SRC exterior joints with the variable column in main building for thermal power plants[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2014, 34(2): 86-96.
- [4] 尹龙星, 白国良, 李红星, 等. 火电厂主厂房结构异型节点抗震性能试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2013, 33(1): 115-123.
YIN Longxing, BAI Guoliang, LI Hongxing et al. Experimental study on seismic behavior of abnormal joints of main building in thermal power plant[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2013, 33(1): 115-123.
- [5] 邢国华, 吴涛, 刘伯权. 钢筋混凝土框架节点抗裂承载力研究[J]. 工程力学, 2011(3): 163-169.
XING Guohua, WU Tao, LIU Boquan. Study on crack resistance of beam-column joints in reinforced concrete frame structure[J]. Engineering Mechanism, 2011(3): 163-169.
- [6] 白国良, 李红星, 朱佳宁. 钢筋混凝土框架异型节点抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2004, 25(4): 8-14.
BAI Guoliang, LI Hongxing, ZHU Jianing. Experimental research on seismic behavior of abnormal joints of reinforced concrete frame[J]. Journal of Building Structures, 2004, 25(4): 8-14.
- [7] 吴涛, 刘伯权, 白国良, 等. 大型厂房钢筋混凝土框架结构中异型节点的抗震性能和设计方法研究[J]. 土木工程学报, 2006, 39(4): 1-5.
WU Tao, LIU Boquan, BAI Guoliang et al. A study on the seismic behavior of and the design method for irregular reinforced concrete frame joints of large-scale plant structures[J]. China Civil Engineering Journal, 2006, 39(4): 1-5.
- [8] KIM J, LAFAVE J M, SONG J. Joint shear behaviour of reinforced concrete beam-column connections[J]. Magazine of Concrete Research, 2009, 61: 119-132.
- [9] LEE J Y, KIM J Y, OH G J. Strength deterioration of reinforced concrete beam-column joints subjected to cyclic loading[J]. Engineering Structures, 2009, 31(9): 2070-2085.
- [10] 中华人民共和国建设部. 型钢混凝土组合结构技术规范: JGJ138-2001[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
Ministry of Construction of the People's Republic of China. Technical code for steel reinforced concrete composite structures: JGJ138-2001[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2002.
- [11] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 混凝土结构设计规范: GB50010-2010[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: GB50010-2010[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.
- [12] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑抗震设计规范: GB50011-2010[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: GB50011-2010[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.
- [13] 中华人民共和国建设部. 建筑抗震试验方法规程: JGJ101-96[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1996.
Ministry of Construction of the People's Republic of China. Specifying of testing methods for earthquake resistant building: JGJ101-96[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 1996.
- [14] 过镇海. 钢筋混凝土原理[M]. 北京: 清华大学出版社, 2013: 312-313.
GUO Zhenhai. Theory of reinforced concrete[M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2013: 312-313.
- [15] 熊仲明, 王社良. 土木工程结构试验[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2006, 126-127.
XIONG Zhongming, WANG Sheliang. Civil engineering structural tests[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2006, 126-127.

(编辑 桂智刚)