



建筑钢结构进展
Progress in Steel Building Structures
ISSN 1671-9379, CN 31-1893/TU

《建筑钢结构进展》网络首发论文

题目: RC 环梁式圆钢管约束 SRC 柱-狗骨式钢梁节点抗震性能研究
作者: 聂少锋, 张犇, 叶梦娜, 王硕, 韩勇
网络首发日期: 2022-04-01
引用格式: 聂少锋, 张犇, 叶梦娜, 王硕, 韩勇. RC 环梁式圆钢管约束 SRC 柱-狗骨式钢梁节点抗震性能研究[J/OL]. 建筑钢结构进展.
<https://kns.cnki.net/kcms/detail/31.1893.TU.20220331.1705.006.html>



网络首发: 在编辑部工作流程中, 稿件从录用到出版要经历录用定稿、排版定稿、整期汇编定稿等阶段。录用定稿指内容已经确定, 且通过同行评议、主编终审同意刊用的稿件。排版定稿指录用定稿按照期刊特定版式(包括网络呈现版式)排版后的稿件, 可暂不确定出版年、卷、期和页码。整期汇编定稿指出版年、卷、期、页码均已确定的印刷或数字出版的整期汇编稿件。录用定稿网络首发稿件内容必须符合《出版管理条例》和《期刊出版管理规定》的有关规定; 学术研究成果具有创新性、科学性和先进性, 符合编辑部对刊文的录用要求, 不存在学术不端行为及其他侵权行为; 稿件内容应基本符合国家有关书刊编辑、出版的技术标准, 正确使用和统一规范语言文字、符号、数字、外文字母、法定计量单位及地图标注等。为确保录用定稿网络首发的严肃性, 录用定稿一经发布, 不得修改论文题目、作者、机构名称和学术内容, 只可基于编辑规范进行少量文字的修改。

出版确认: 纸质期刊编辑部通过与《中国学术期刊(光盘版)》电子杂志社有限公司签约, 在《中国学术期刊(网络版)》出版传播平台上创办与纸质期刊内容一致的网络版, 以单篇或整期出版形式, 在印刷出版之前刊发论文的录用定稿、排版定稿、整期汇编定稿。因为《中国学术期刊(网络版)》是国家新闻出版广电总局批准的网络连续型出版物(ISSN 2096-4188, CN 11-6037/Z), 所以签约期刊的网络版上网络首发论文视为正式出版。

RC 环梁式圆钢管约束 SRC 柱-狗骨式钢梁节点抗震性能研究

聂少锋¹, 张 犇¹, 叶梦娜², 王 硕¹, 韩 勇¹

(1. 长安大学 建筑工程学院, 西安 710061, 2. 融创中国华北区域集团西安公司, 西安 710065)

摘 要: 对 RC 环梁式圆钢管约束型钢混凝土柱-狗骨式削弱型钢梁节点在低周反复荷载作用下的抗震性能开展数值研究。在验证有限元模型正确性的基础上, 研究了狗骨式梁端翼缘削弱参数、梁柱线刚度比和柱轴压比对该节点破坏模式、滞回性能、骨架曲线等的影响。结果表明: 对钢梁梁端进行狗骨式削弱, 可使节点塑性铰位置明显外移, 起到保护 RC 环梁及节点区的作用, 更好地满足“强节点弱构件”的抗震要求; 梁端削弱参数对 RC 环梁的破坏程度和梁端塑性铰位置影响较大; 在合理削弱参数范围内, 狗骨式节点基本试件的最大荷载较未削弱型节点的最大荷载降低了 5.95%, 节点位移延性系数均大于 4.4, 表明狗骨式节点具有良好的抗震性能; 随着梁柱线刚度比的增大, RC 环梁破坏越严重; 节点最大荷载和延性随柱轴压比的增大而降低, 建议轴压比不大于 0.7。

关键词: 圆钢管约束型钢混凝土柱; RC 环梁节点; 狗骨式削弱钢梁; 抗震性能; 数值分析

Investigation on the Seismic Behavior of Circular Steel Tubed Confined SRC Column-RBS Joints with RC Ring

NIE Shaofeng¹, ZHANG Ben¹, YE Mengna², WANG Shuo¹, HAN Yong¹

(1. School of Civil Engineering, Chang'an University, Xi'an 710061, China; 2. Sunac north China Group Xi'an Company, Xi'an 710065, China)
NIE Shaofeng: niesf126@126.com

Abstract: The seismic performance of circular steel tubed confined steel reinforced concrete (SRC) columns-reduced beam section (RBS) joints under low-cycle reversed loading were studied. Based on verifying the correctness of the finite element model, the influence of the weakening parameters, the linear stiffness ratio of the beam to column, and the axial compression ratio of the column on the failure mode, hysteretic performance, skeleton curve, etc. were analyzed in detail. The results show that the plastic hinge position of the joint move outward obviously through weakening the beam end. The RC ring beam and joint zone are protected effectively, which meets the demand of 'strong joint and weak member'. The weakening parameters of RBS joints have a great influence on the damage degree of the RC ring beam and the plastic hinge position of the steel beam. If the weakening parameters are in the reasonable range, the difference between the maximum load of the BASIC RBS joint and that of the non-weakened joint is reduced by 5.95%. The displacement ductility factors of the joints are greater than 4.4, which indicates that the RBS joint has good seismic performance. With the increase of the linear stiffness ratio of the beam to column, the damage of the RC ring beam was more serious. The maximum load and ductility of the joints decrease with the

基金项目: 国家自然科学基金 (51408052), 陕西省重点研发计划项目 (2021SF-519), 陕西省青年科技新星项目 (2016KJXX-51)

作者简介:

聂少锋(1981—), 男, 博士, 教授, 主要从事钢结构基本理论及其应、用钢-混凝土组合结构方面的研究。

E-mail: niesf126@126.com。

张犇 (1997—), 男, 硕士研究生, 主要从事钢结构基本理论及其应、用钢-混凝土组合结构方面的研究。

increase of the compression ratio of the column, therefore, the compression ratio should not be greater than 0.7 is suggested.

Keywords: circular steel tubed confined steel reinforced concrete column; RC ring beam joint; RBS beam; seismic performance; numerical analysis

钢管约束型钢混凝土柱区别于传统钢管混凝土柱, 外钢管仅承受环向拉力, 不承受或承受较少的纵向压力, 具有良好的抗震性能, 已在实际工程中采用^[1]。由于钢管约束型钢混凝土梁柱节点的柱外钢管在节点区断开, 使得节点区偏弱, 因此研究提出抗震性能优良的节点形式对于钢管约束型钢混凝土结构的推广应用具有重要意义。

郭彦利等^[2]采用有限元方法对方钢管混凝土柱-焊接钢梁腹板开孔的削弱形式, 并提出该节点的设计建议方法。Popov 等^[3]对钢梁翼缘削弱的钢框架节点进行了大量试验研究。结果表明: 翼缘削弱式节点延性性能较好, 塑性变形能力较强。周天华等^[4]对梁柱全对焊连接的方钢管混凝土柱-梁端削弱型钢梁节点, 在考虑楼板作用时的抗震性能进行了数值模拟分析, 结果表明: 对梁端进行削弱, 可以使塑性铰外移至削弱处, 节点延性及耗能能力较好。Chen 等^[5]对采用狗骨式削弱节点的钢框架抗震性能进行了试验研究, 结果表明: 采用狗骨式削弱节点可以有效地改善钢框架结构的抗震性能。聂少锋等^[6]对方钢管约束型钢混凝土柱-RC 环梁节点的抗震性能研究的表明: 在节点核心区设置 RC 环梁后, 节点试件的最终破坏模式为梁端形成塑性铰破坏, RC 环梁对节点核心区保护作用明显。Lignos 等^[7]对已有研究中的 71 个 RBS 节点试验结果进行数值分析, 建立了可以对 RBS 节点的破坏状态进行评估的脆性函数。李成玉等^[8]对 2 种不同形式的圆钢管混凝土柱-梁端削弱型钢梁节点进行了模拟分析, 结果表明: 对钢梁梁端进行削弱, 可以将塑性铰从节点域移至梁端削弱区, 有效改善节点的受力性能。史艳莉等^[9]对方钢管混凝土柱-翼缘削弱型钢梁内隔板节点进行了数值模拟分析, 结果表明: 钢梁翼缘削弱后, 可以在保证节点承载力降低不明显的前提下, 对节点起到有效的保护作用, 使塑性铰外移。

课题组前期提出了带 RC 环梁的钢管约束型钢混凝土柱-钢梁节点^[10-13], 并对其开展了试验和理论研究。结果表明, 梁端未削弱的 RC 环梁节点最终破坏位置位于钢梁与 RC 环梁交界处, 梁端屈

服可形成塑性铰, 同时 RC 环梁亦出现大量混凝土破碎脱落并露筋现象。因此, 为使钢梁塑性铰外移以减小 RC 环梁破坏, 本文提出新型的 RC 环梁式圆钢管约束 SCR 柱-狗骨式梁端削弱型钢梁节点。采用 ABAQUS 对该节点的抗震性能开展深入研究, 详细分析钢梁狗骨式梁端削弱参数、梁柱线刚度比和柱轴压比对该新型节点抗震性能的影响, 并提出相关设计建议。

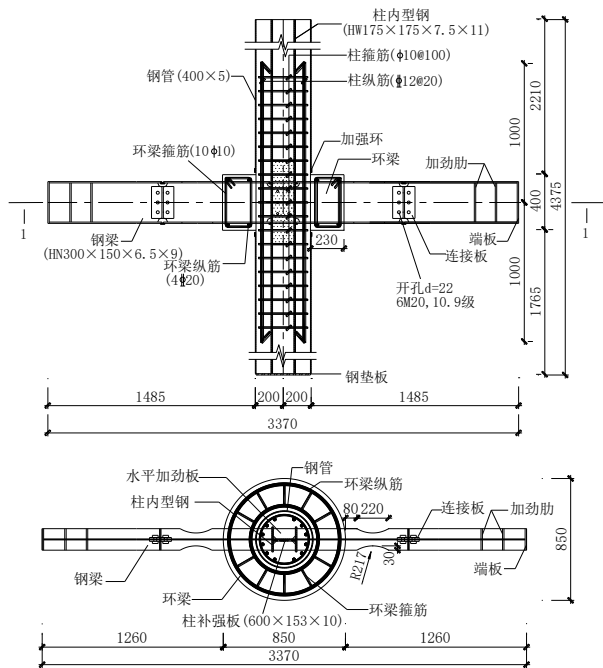
1 试件设计

在文献[10]试验试件的基础上设计环梁式圆钢管约束型钢混凝土-狗骨式削弱型钢梁节点。基本试件编号为 BASIC 试件, 其柱高 4375mm, 钢管尺寸为 $\phi 400 \times 5$, 柱内型钢选用 HW175 $\times$ 175 $\times$ 7.5 $\times$ 11; 梁长 1485mm, 钢梁为 HN300 $\times$ 150 $\times$ 6.5 $\times$ 9; 节点核心区补强板尺寸为 600 $\times$ 153 $\times$ 10mm; 钢材等级均为 Q235B; 柱内竖向纵向钢筋等级为 HRB400, 布置为 12C20; 柱内箍筋等级为 HPB300, 布置为 A10@100, RC 环梁的环向纵筋为 4C20, 共设置 10 根 A10 箍筋。混凝土等级为 C60。狗骨式削弱相关构造参数参照规范^[14-15]中的相关内容, 计算得出的取值范围见表 1。新型节点的尺寸及构造见图 1。

表 1 狗骨尺寸取值范围

Table 1 Range of RBS size					单位: mm
b_f	h_b	$a = (0.5 \sim 0.8)b_f$	$b = (0.65 \sim 0.85)h_b$	$c < 0.25b_f$	
150	300	75~112.5	195~255	<37.5	

注: b_f 为钢梁翼缘宽度; h_b 为钢梁高度; a 为起始削弱位置; b 和 c 分别为狗骨削弱的长度和深度。



(a) BASIC 试件立面图

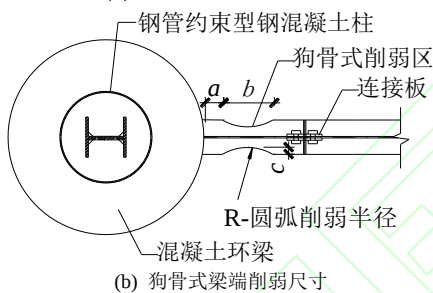


图 1 试件 BASIC 节点尺寸及构造详图

Fig. 1 Detail design of specimen BASIC

2 有限元模型建立

2.1 单元选取与材料本构

钢管、钢梁、柱内型钢、补强板及混凝土等均采用 C3D8R 实体单元，钢筋采用 T3D2 桁架单元。钢材强化准则选用考虑包辛格效应的混合强化模型。应力-应变关系采用双折线模型，钢材弹性模量 E 取 $2.06 \times 10^5 \text{ MPa}$ ，强化段弹性模量为 $0.01E$ ，材料的真实应力和真实应变按文献[16]中的方法计算。混凝土采用塑性损伤模型，混凝土弹性模量 E_c 取 $3.0 \times 10^4 \text{ MPa}$ ，泊松比取 0.2，塑性损伤参数取值见表 2。

柱内混凝土处于三向受力状态，采用文献[10]提出的钢管约束混凝土柱核心混凝土等效应力-应变关系。普通混凝土受拉本构关系及节点区混

土受压本构关系采用《混凝土结构设计规范》(GB50010-2010) [17] 中给出的混凝土本构关系。

表 2 混凝土损伤模型参数

Table 2 Parameters of the concrete damage model

剪胀角/ $^\circ$	流动势偏量	单/双轴受压极限强度	不变量应力比	粘滞系数
30	0.1	1.16	0.667	0.0005

2.2 各部件的相互作用

有限元模型中，将柱内型钢、型钢补强板、加劲肋以及型钢梁均合并 (Merge) 在一起。将试件柱内钢筋笼、RC 环梁钢筋、柱内型钢，节点区型钢梁嵌入 (Embed) 到混凝土中。

柱钢管与混凝土之间的接触考虑法向和切向两个方向的作用。法向作用采用“硬接触”，界面压力可完全传递，且保证部件间不能相互穿透；切向作用选择库仑摩擦模型，摩擦系数 μ 取为 0.6 [18]。

2.3 网格划分及边界条件

BASIC 试件的有限元模型及其网格划分见图 2。在对柱内型钢及钢梁进行网格划分时，对节点区嵌入混凝土的部分和钢梁翼缘削弱区域进行了网格加密 ($20 \text{ mm} \times 20 \text{ mm}$)。

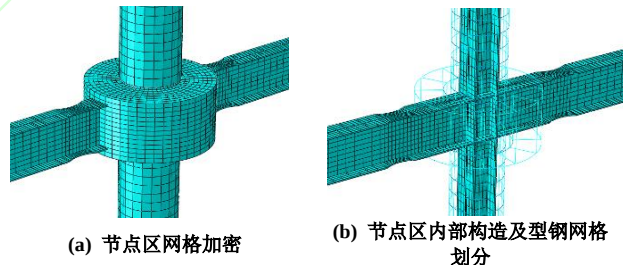


图 2 BASIC 试件有限元模型及网格划分

Fig. 2 Finite element model and mesh generation of specimen BASIC

将梁的长度方向、宽度方向及柱的高度方向分别定义为 x 轴、 y 轴和 z 轴。在柱顶建立参考点 R1，并将柱顶表面所有自由度与 R1 耦合在一起。在柱顶 R1 施加 y 向位移约束和 x 、 z 向转角约束。为模拟柱底铰接，在柱底中心线上施加 x 、 y 、 z 向位移约束和 x 、 z 向转角约束。在钢梁端部施加 y 、 z 向位移约束和 x 、 z 向施加转角约束。有限元模型边界条件设置及整体网格划分见图 3。

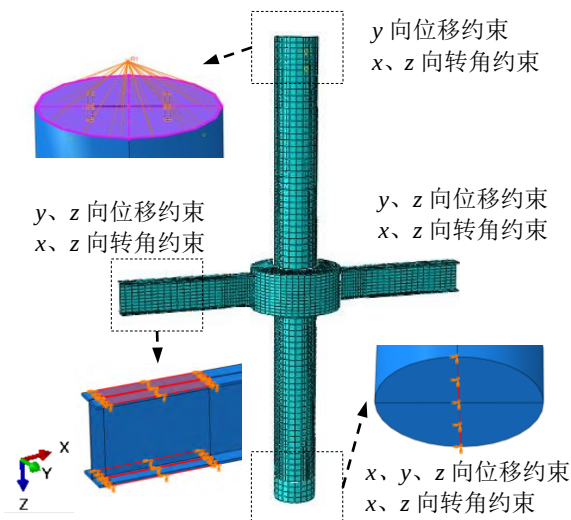


图 3 BASIC 试件边界条件设置

Fig. 3 Boundary conditions of t specimen BASIC

2.4 加载方式及加载制度

试件采用柱端加载，加载方式和加载制度参考文献[10]，其中加载方式见图 4。首先在柱顶施加柱顶竖向荷载 1500kN，然后再在柱顶施加水平低周反复荷载。当荷载下降至最大荷载的 85%时，认为试件破坏。

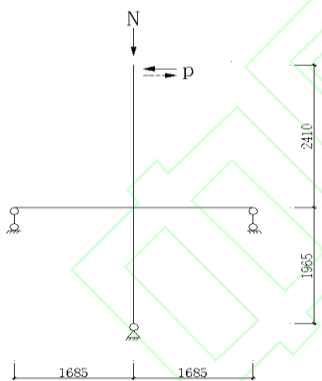


图 4 加载方式

Fig. 4 Loading method

2.5 有限元模型验证

有限元对比验证模型选用文献[10]中的试件 SH-2，且 SH-2 试件为 BASIC 试件的梁端未削弱型节点，其余构造及尺寸均相同。采用以上建模方法及加载制度建立 SH-2 试件的有限元模型，试件材性取值与试验相同，将有限元分析结果与试验结果进行对比分析，见图 5。荷载-柱顶位移滞回曲线和骨架曲线对比分析分别见图 6 和图 7。试件的相关荷载及位移见表 3，其中，屈服荷载 P_y

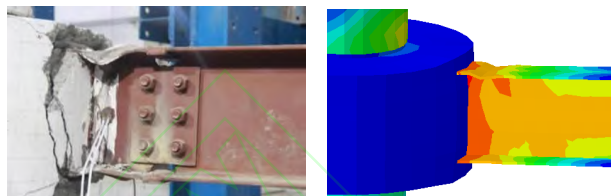
和屈服位移 Δ_y 采用通用屈服弯矩法^[19]确定。

表 3 试件关键荷载点有限元结果与试验值对比分析

Table 3 Comparison of FE analysis results and experimental results of specimen SH-2

加载方向	P_{yT} /kN	P_{yA} /kN	$\frac{P_{yA}}{P_{yT}}$	P_{maxT} /kN	P_{maxA} /kN	$\frac{P_{maxA}}{P_{maxT}}$
正向	135.8	143.8	1.059	151.5	154.1	1.017
反向	140.8	145.0	1.03	152.8	154.3	1.01

注： P_{yT} , P_{maxT} 分别为 SH-2 试件屈服荷载和最大荷载试验值； P_{yA} , P_{maxA} 分别为 SH-2 试件屈服荷载和最大荷载有限元值。



(a) 试验破坏形态

(b) 有限元模型破坏形态

图 5 SH-2 试件最终破坏形态对比

Fig. 5 Comparison of the failure mode of specimen SH-2

由图 5~7 可知：试件最终破坏位置位于钢梁和 RC 环梁交界处，混凝土破碎脱落，该位置的钢梁翼缘发生屈曲变形，有限元结果和试验结果一致。滞回曲线及骨架曲线有限元分析结果与试验结果吻合较好。

由表 3 可知：试件的屈服荷载 (P_y) 及最大荷载 (P_{max}) 有限元结果与试验结果基本一致，最大误差在 6% 以内。由此可知，所建立的有限元模型设置及参数选取合理，可以对 RC 环梁式圆钢管约束 SRC-狗骨式削弱型钢梁节点的抗震性能开展深入参数分析。

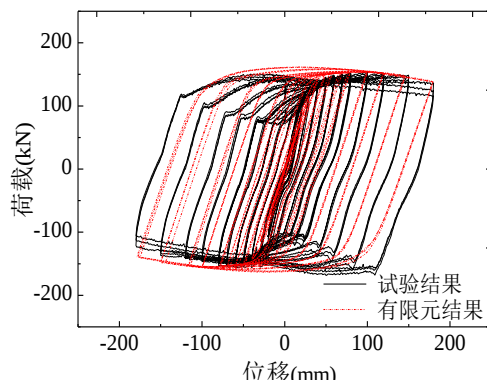


图 6 滞回曲线对比分析

Fig. 6 Comparison of hysteretic curves

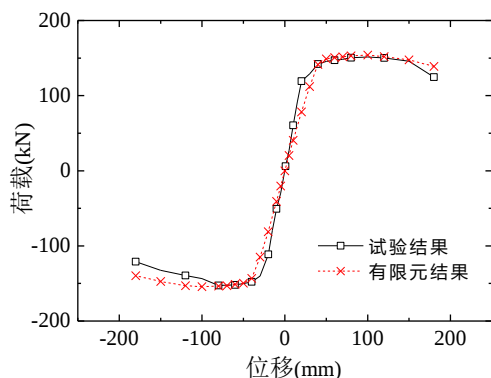


图 7 骨架曲线对比分析
Fig. 7 Comparison of skeleton curve

3 梁端削弱型节点抗震性能分析

将 BASIC 试件和 SH-2 试件的有限元分析结果进行对比分析,以研究狗骨式削弱型节点与未削弱型节点的差异。

3.1 滞回曲线及骨架曲线分析

试件 BASIC 和试件 SH-2 的荷载-柱顶位移滞回曲线和骨架曲线分别见图 8 和图 9。

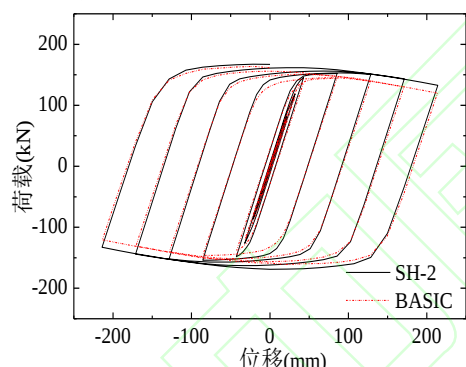


图 8 试件的滞回曲线对比

Fig. 8 Comparison of hysteretic curves of specimens

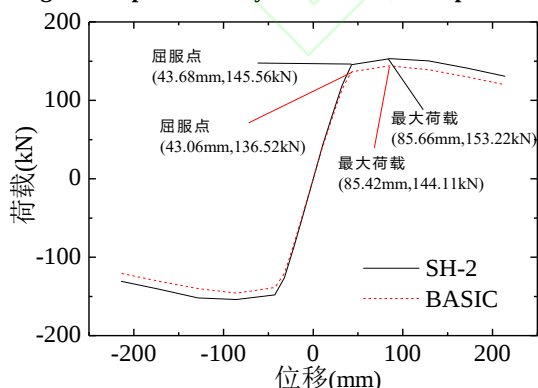


图 9 试件的骨架曲线对比

Fig. 9 Comparison of skeleton curve of specimens

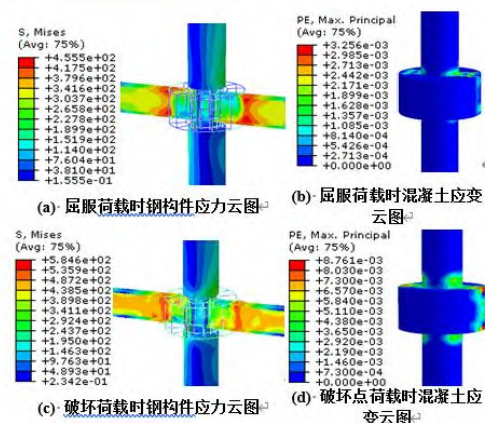
由图 8 和 9 可知,两个试件的荷载-位移滞回曲线形态差异不大,均非常饱满,表现出优异的

抗震性能和耗能能力。两个试件的荷载-位移骨架曲线趋势一致,加载前期,骨架曲线基本重合,初始刚度值相差不大;加载至屈服荷载后,试件 BASIC 的荷载值略低于试件 SH-2,曲线下降段均比较平缓,说明虽然梁端削弱型 BASIC 试件的承载力有小幅降低,但试件仍具有良好的延性。

3.2 破坏过程对比分析

SH-2 试件与 BASIC 试件屈服和破坏时钢构件的 Von Mises 应力云图及混凝土最大主塑性应变云图见图 10 和图 11。

由图 10 和 11 可知:整个受力过程中,试件 BASIC 和试件 SH-2 的钢梁最大应力数值差异不大,在达到节点屈服荷载时,钢梁翼缘最大应力为 455MPa,表明钢梁已进入弹塑性状态,试件 SH-2 钢梁最大应力集中在钢梁与 RC 环梁交界处。而 BASIC 试件,钢梁最大应力出现在翼缘削弱中心与 RC 环梁外侧之间;试件破坏时,钢梁最大应力在梁端削弱区域,且屈曲变形最大,形成塑性铰。且梁端混凝土最大主塑性应变明显小于 SH-2 试件,试件 BASIC 的屈服荷载、最大荷载和破坏荷载时混凝土最大主塑性应变值比 SH-2 试件分别降低了 8.01%、15.74%和 36.87%,达到了保护梁端 RC 环梁混凝土,且塑性铰外移的目的。



注:应力单位为 MPa,应变为无量纲。以下云图单位相同。

图 10 试件 SH-2 应力云图及混凝土最大主塑性应变云图

Fig. 10 Stress contour and concrete maximum principal plastic strain contour of specimen SH-2

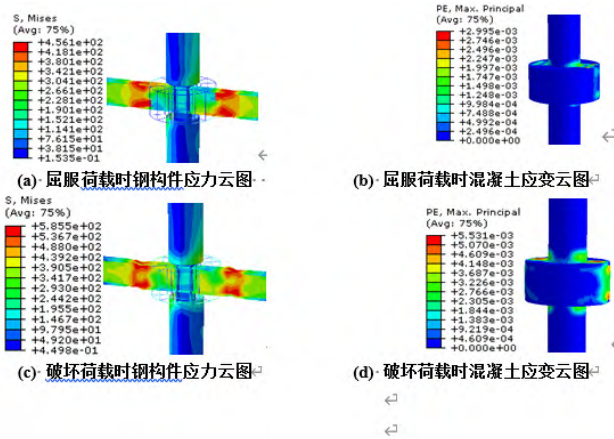


图 11 试件 BASIC 应力云图及混凝土最大主塑性应变云图
Fig. 11 Stress contour and concrete maximum principal plastic strain contour of specimen BASIC

3.3 承载力及延性分析

试件的位移延性系数 $\mu = \Delta_u / \Delta_y$ ，其中， Δ_y 和 Δ_u 分别为试件屈服荷载和极限荷载时对应的位移。SH-2 与 BASIC 试件的位移延性系数分别为 4.95 和 4.71。节点的屈服荷载时的层间位移角 θ_y 和极限荷载时的层间变形角 θ_u 可按图 12 中几何关系计算。SH-2 试件的 θ_y 和 θ_u 分别为 0.0095 和 0.0470，BASIC 试件的 θ_y 和 θ_u 分别为 0.0094 和 0.0441。

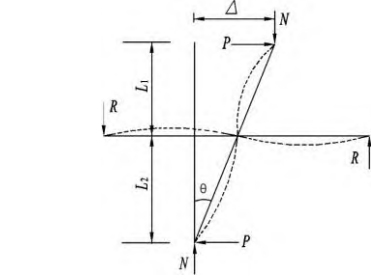


图 12 层间变形角与柱顶水平位移几何关系

Fig. 12 Geometric relationship between interlayer deformation angle and horizontal displacement of the column top

相对于 SH-2 试件，梁端削弱型的 BASIC 试件节点屈服荷载和最大荷载 $P_{\max}$ 分别降低仅 6.21% 和 5.95%。试件 BASIC 的位移延性系数比试件 SH-2 降低了 4.85%。《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010)^[20] 中规定：多、高层钢结构弹性层间位移角限值： $[\theta_e] = 1/250 = 0.004$ ，弹塑性层间位移角限值 $[\theta_p] = 1/50 = 0.02$ ；试件 BASIC 屈服时的层间变形角为 $0.0094 = 2.35[\theta_e]$ ，破坏时的层间变形角为 $0.0441 = 2.21[\theta_e]$ ，说明 BASIC 试件仍具有非常好的延性性能。

4 参数分析

在基本试件 BASIC 的基础上，分析梁端削弱位置、削弱长度、削弱深度、梁柱线刚度和轴压比变化对狗骨式削弱型节点抗震性能的影响。各试件参数和有限元分析结果分别见表 4 和表 5。

表 4 A、B 和 C 系列试件参数和有限元分析结果

Table 4 A、B and C series design parameters and finite element analysis results

试件编号	a/mm	b/mm	c/mm	P_y /kN	Δ_y /mm	$P_{\max}$ /kN	$\Delta_{\max}$ /mm	P_u /kN	Δ_u /mm	μ_Δ	E	h_e
SH-2	0	0	0	145.6	43.7	153.2	85.7	130.2	216.3	4.95	3.890	0.620
A-1	50	220	30	130.9	42.1	139.4	83.9	118.4	203.5	4.84	3.619	0.576
A-2	60	220	30	133.0	42.3	140.9	84.4	119.8	202.4	4.78	3.632	0.578
A-3	70	220	30	134.6	42.7	142.5	84.5	121.2	202.4	4.74	3.638	0.579
BASIC	80	220	30	136.5	43.1	144.1	85.4	122.5	202.8	4.71	3.663	0.583
A-4	100	220	30	140.0	43.7	146.5	86.9	125.0	202.5	4.63	3.688	0.587
A-5	120	220	30	143.0	44.3	149.3	88.1	126.9	202.5	4.57	3.695	0.588
B-1	80	150	30	134.4	42.3	142.2	83.9	120.9	207.9	4.91	3.556	0.566
B-2	80	180	30	134.9	42.7	142.9	84.6	121.5	205.2	4.81	3.613	0.575
B-3	80	240	30	137.5	43.2	144.8	85.8	123.1	202.5	4.68	3.676	0.585
B-4	80	280	30	139.0	43.5	145.8	86.6	123.9	202.3	4.65	3.695	0.588
B-5	80	300	30	139.8	43.9	146.7	87.0	124.7	202.0	4.60	3.701	0.589
C-1	80	220	15	143.6	43.3	149.6	86.6	127.1	213.9	4.94	3.550	0.565
C-2	80	220	20	142.0	43.2	148.1	86.4	125.9	210.4	4.87	3.594	0.572
C-3	80	220	25	139.8	43.1	146.3	86.0	124.4	206.9	4.80	3.632	0.578
C-4	80	220	35	132.3	43.1	141.4	85.0	120.2	197.2	4.58	3.682	0.586

C-5	80	220	40	127.7	43.1	138.0	86.0	117.3	192.0	4.46	3.751	0.597
-----	----	-----	----	-------	------	-------	------	-------	-------	------	-------	-------

注: P_y 、 $P_{\max}$ 、 P_u 分别为试件屈服荷载、最大荷载和极限荷载; Δ_y 、 $\Delta_{\max}$ 、 Δ_u 分别为试件屈服荷载、最大荷载和极限荷载时对应位移; 各试件轴压比均为 0.36; 梁柱线刚度比均为 0.32; RC 环梁体积配箍率均为 1.63%; 混凝土强度等级均为 C60; E 为能量耗散系数^[19]; h_e 为等效粘滞阻尼系数^[19]。

表 5 K 和 N 系列试件参数和有限元分析结果

节点	型钢尺寸	k_i	η	n	P_y /kN	Δ_y /mm	$P_{\max}$ /kN	$\Delta_{\max}$ /mm	P_u /kN	Δ_u /mm	$\mu\Delta$	E	h_e
BASIC	HW300×150×6.5×9	0.32	3.29	0.36	136.5	43.1	144.1	85.4	122.5	202.8	4.71	3.663	0.583
K-1	HW350×150×6.5×9	0.46	2.70	0.36	170.3	43.9	181.3	88.5	154.1	198.8	4.53	3.921	0.624
K-2	HW400×150×6.5×9	0.62	2.27	0.36	203.2	45.7	217.4	92.7	184.8	163.0	3.57	3.311	0.527
K-3	HW450×150×6.5×9	0.81	1.95	0.36	237.2	48.5	256.0	145.6	217.6	170.1	3.51	3.217	0.512
N-1	HN300×150×6.5×9	0.32	3.29	0.52	125.4	39.8	130.2	81.9	110.7	145.7	3.66	3.575	0.569
N-2	HN300×150×6.5×9	0.32	3.29	0.69	116.0	37.8	119.1	39.2	101.3	114.6	3.03	3.368	0.536
N-3	HN300×150×6.5×9	0.32	3.29	0.87	108.8	37.2	111.1	38.3	94.5	91.6	2.46	3.028	0.482

注: RC 环梁体积配箍率均为 1.63%; 混凝土强度等级均为 C60。

4.1 削弱位置的影响

改变削弱位置(梁端削弱起始至 RC 环梁外边缘的距离 a)分别为 50mm($0.33b_f$)、60mm($0.40b_f$)、70mm($0.47b_f$)、80mm($0.53b_f$)、100mm($0.67b_f$)和 120mm($0.80b_f$), 分别建立 A-1、A-2、A-3、BASIC、A-4 和 A-5 试件, 其他参数不变。各试件骨架曲线见图 13。典型试件最终破坏时钢构件的 Von Mises 应力云图及混凝土最大主塑性应变云图见图 14。

由图 13 和图 14 可知, 加载初期, 梁端翼缘削弱位置对试件骨架曲线影响不大, 各节点的骨架曲线基本重合, 削弱位置对各试件初始刚度无影响。加载至屈服点后, 各试件骨架曲线出现一定差异, 试件的最大荷载随削弱位置的增大而增大。削弱位置由 50mm 增长到 120mm 后, 试件的最大荷载提高了 7.1%。各试件可在两端削弱处形成塑性铰, 削弱位置对节点区混凝土破坏程度有一定影响。因此, 在保证节点承载力及节点区混凝土不受到严重破坏的基础上, 建议 a 值大于 $0.40b_f$ (60mm), 小于 $0.70b_f$ (105mm)。

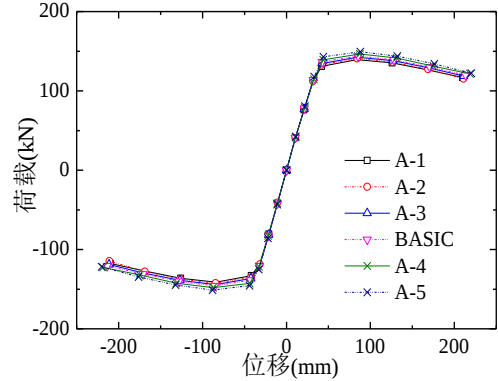


图 13 A 系列各试件的骨架曲线

Fig. 13 Skeleton curve of A-series specimen

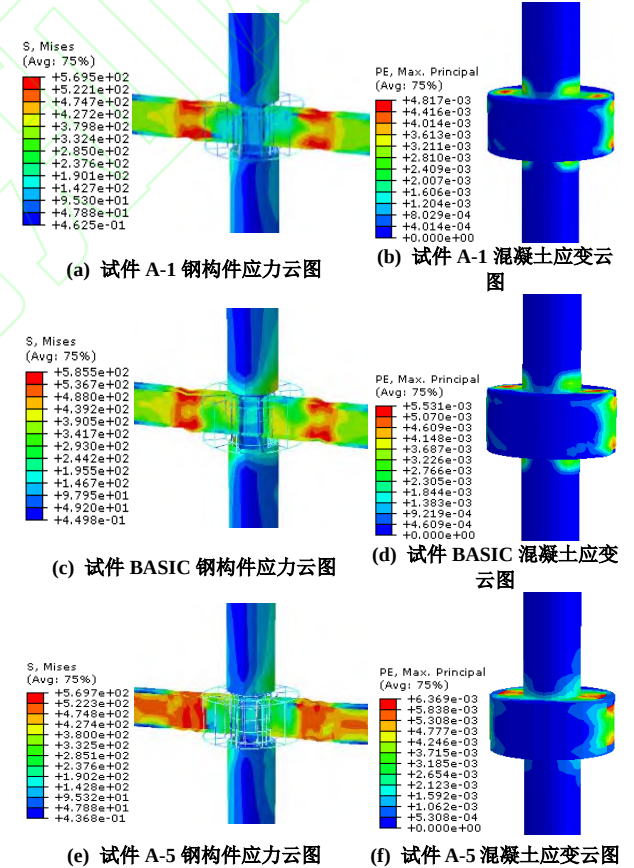


图 14 A 系列典型试件破坏时应力云图及混凝土应变云图
Fig. 14 Stress contour and concrete strain contour of A-series typical specimens under final failure

4.2 削弱长度的影响

改变削弱长度 b 分别为 150mm、180mm、240mm、280mm 和 300mm, 分别建立 B-1、B-2、

B-3、B-4 和 B-5 试件，其他参数不变。各试件骨架曲线见图 15，典型试件最终破坏时钢构件的 Von Mises 应力云图及混凝土最大主塑性应变云图见图 16。

由图 15 和图 16 可知，加载初期，梁端翼缘削弱长度对各试件的初始刚度影响较小，骨架曲线基本重合；试件的最大荷载随梁端削弱长度 b 的增大略有增长，但在合理参数范围内影响很小。削弱长度由 150mm 增长到 300mm 后，试件的最大荷载提高了 3.1%。在保证节点承载力及 RC 环梁不受到严重破坏的基础上，建议 b 取值范围在 $0.65h_b$ (195mm) $\sim 0.85h_b$ (255mm) 之间。

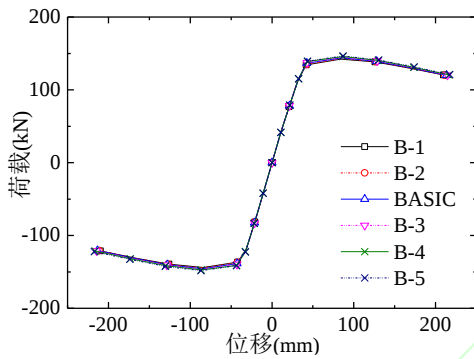
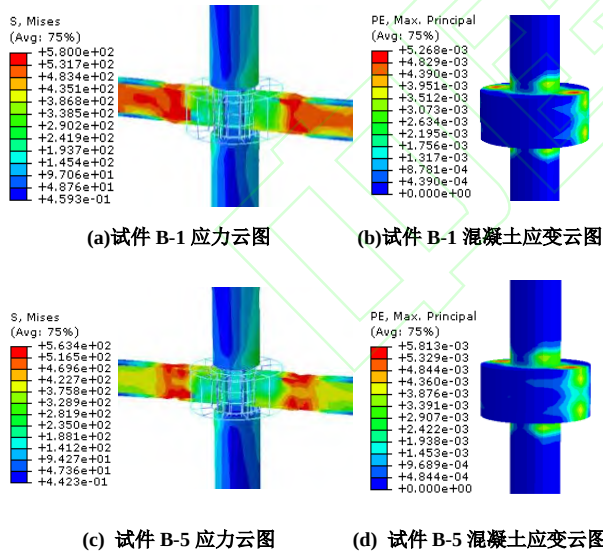


图 15 B 系列各试件的骨架曲线

Fig. 15 Skeleton curve of B-series specimen



(c) 试件 B-5 应力云图 (d) 试件 B-5 混凝土应变云图

图 16 B 系列典型试件破坏时应力云图及混凝土应变云图
Fig. 16 Stress contour and concrete strain contour of B-series typical specimens under final failure

4.3 削弱深度的影响

改变削弱深度 c 分别为 15mm、20mm、25mm、35mm 和 40mm，分别建立 C-1、C-2、C-3、C-4 和 C-5 试件，其他参数不变。各试件骨架曲线见

图 17，典型试件最终破坏时钢构件的 Von Mises 应力云图及混凝土最大主塑性应变云图见图 18。

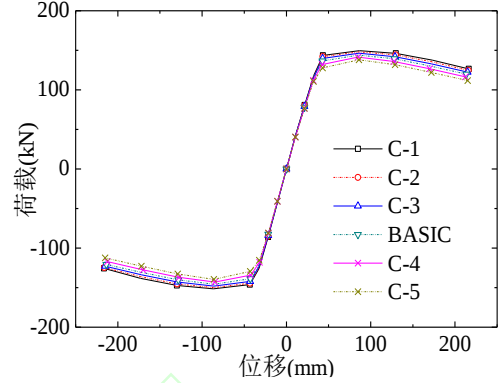


图 17 C 系列各试件的骨架曲线

Fig. 17 Skeleton curves of C-series specimens

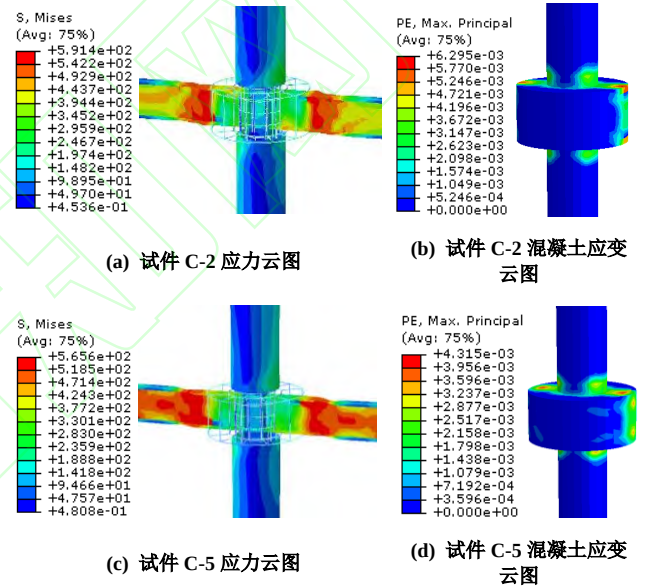


图 18 C 系列典型节点破坏时应力云图及混凝土应变云图

Fig. 18 Stress contour and concrete strain contour of C-series typical specimens under final failure

由图 17 和图 18 可知，削弱深度 c 对试件的初始刚度无影响，骨架曲线基本重合；节点最大荷载随着削弱深度的增大而降低，削弱深度由 15mm 增大到 40mm 后，试件的最大荷载降低了 7.7%。钢梁梁端削弱区均形成塑性铰，增加削弱深度可降低混凝土的破坏程度，在保证节点承载力及 RC 环梁不受到严重破坏的基础上，建议削弱深度 c 取值范围在 $0.17b_f$ (25mm) $\sim 0.25b_f$ (37.5mm) 之间。

由表 4 可知，在给定合理削弱参数范围内，狗骨式节点的位移延性系数均大于 4.4，表明狗骨式节点具有良好的抗震性能。

4.4 梁柱线刚度比与柱梁抗弯承载力比的影响

梁柱线刚度比依据《组合结构设计规范》(JGJ138-2016)^[21], 由式 (1) 计算,

$$k_i = \frac{E_b I_b H}{E_c I_c L} \quad (1)$$

式中, E_b 为钢梁弹性模量, I_b 为钢梁截面惯性矩。 $E_c I_c$ 为圆钢管 SRC 柱截面抗弯刚度, 其由混凝土截面抗弯刚度与钢管截面抗弯刚度叠加而成。

柱梁抗弯承载力比 η , 由式 (2) 计算,

$$\eta = \frac{\sum M_c}{\sum M_b} \quad (2)$$

式中: $\sum M_c$ 为节点上、下柱端截面的抗弯承载力设计值之和; $\sum M_b$ 为同一节点左、右梁端截面抗弯承载力设计值之和, M_b 由式 (4) 计算。

M_c 简化为圆形截面钢筋混凝土柱正截面受弯承载力^[17]与柱内型钢受弯承载力简单叠加之和, 由式 (3) 计算。

$$M_c = M_{rc} + M_{ss} \quad (3a)$$

$$M_{rc} = \frac{2}{3} \alpha_1 f_c A r \frac{\sin^3 \pi \alpha}{\pi} + f_y A_s r_s \frac{\sin \pi \alpha + \sin \pi \alpha_t}{\pi} \quad (3b)$$

$$M_{ss} = \gamma_x W_{nx} f_s \quad (3c)$$

式中: M_{rc} 为圆形截面钢筋混凝土柱正截面受弯承载力设计值, 各参数取值详见文献[17]; f_y 为普通钢筋的抗拉强度设计值; M_{ss} 为柱内型钢受弯承载力设计值; γ_x 为截面塑性发展系数; W_{nx} 为对 x 轴的净截面模量; f_s 为型钢强度设计值, 取值为 215N/mm²。

$$M_b = \gamma_x W_{nx} f_s \quad (4)$$

保持梁宽为 150mm, 改变梁高为 300mm、350mm、400mm 和 450mm, 对应梁柱线刚度比分别为 0.32、0.46、0.62 和 0.81 (柱梁抗弯承载力比分别为 3.29、2.70、2.28、1.95), 分别建立 BASIC、K-1、K-2 和 K-3 试件。各试件骨架曲线见图 19。典型试件最终破坏时钢构件的 Von Mises 应力云图及混凝土最大主塑性应变云图见图 20。

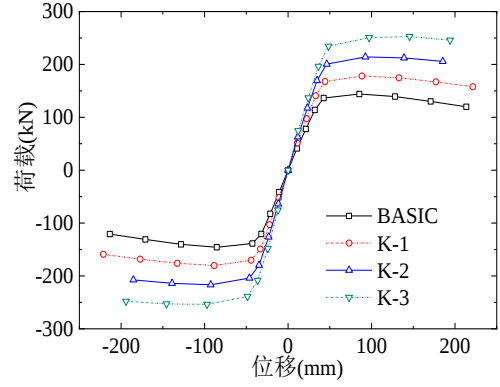


图 19 K 系列各节点的骨架曲线

Fig. 19 Skeleton curve of K-series joint specimen

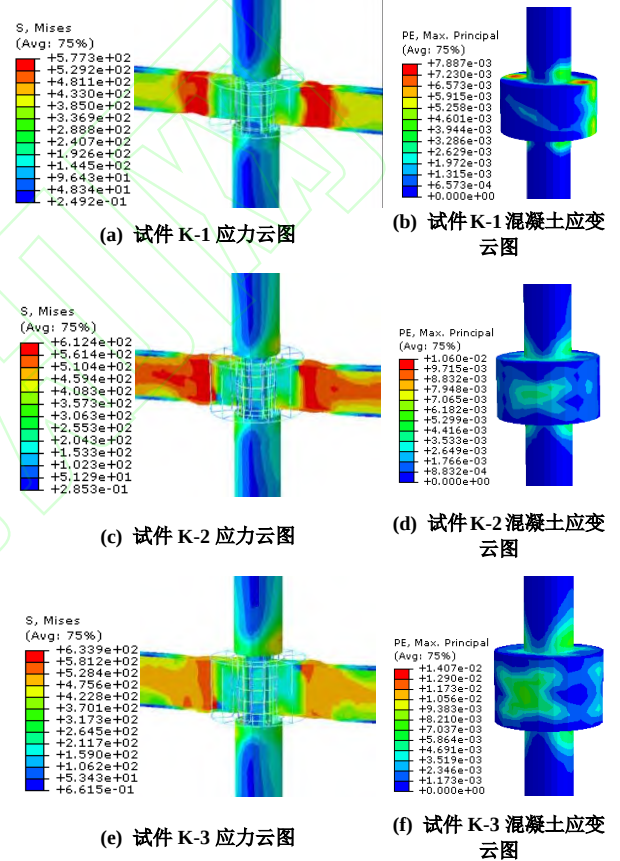


图 20 K 系列典型节点破坏时应力云图及混凝土应变云图

Fig. 20 Stress contour and concrete strain contour of K-series typical specimens under final failure

由图 19 和图 20 可知, K 系列各试件的初始刚度和最大荷载均随梁柱线刚度比的增大而增大, 随柱梁抗弯承载力比的增大而减小。随着梁柱线刚度比增加 (对应的柱梁抗弯承载力比减小), 试件的塑性铰位置逐渐从削弱中心向环梁外侧移动。当梁柱线刚度比达到 0.62 (对应的柱梁抗弯承载力比达到 2.28) 时, 节点区混凝土环梁会破坏严重。梁柱线刚度比和柱梁抗弯承载力比对试件的抗震性能影响较大, 当钢梁腹板高度从 300mm ($k_i=0.32$, $\eta=3.29$) 增加至 350mm ($k_i=0.46$,

$\eta=2.70$) 时, 试件的最大荷载增大 25.8%, 延性降低了 8.5%, 同时 RC 环梁破坏程度仍较小; 当钢梁腹板高度由 350mm ($k_1=0.46$, $\eta=2.70$) 增加至 400mm ($k_1=0.62$, $\eta=2.28$) 后, 节点的最大荷载提高了 19.9%, 延性降低了 21.2%。

4.5 轴压比的影响

依据《组合结构设计规范》(JGJ138-2016) [21], 按式 (5) 计算柱轴压比。

$$n = \frac{N_0}{f_c A_c + f_s A_{ss}} \quad (5)$$

式中, N_0 为施加于柱顶的竖向力; f_c 为混凝土抗压强度设计值; A_c 、 A_{ss} 分别为柱内混凝土截面面积和型钢截面面积。

改变柱顶的轴向力分别为 2190kN、2920kN 和 3650kN, 对应轴压比分别为 0.52、0.69 和 0.87, 分别建立 N-1、N-2 和 N-3 试件。各试件骨架曲线见图 21。

由图 21 可知, 加载初期, 各试件的初始刚度随柱轴压比的增大稍有降低, 但影响较小; 采用柱端加载时, 节点轴压比越大, 轴压力引起的二阶效应影响将增大, 试件最大荷载和延性随柱轴压比的增大而降低。轴压比小于 0.50 时, 试件骨架曲线呈 S 型; 轴压比大于 0.50 时, 试件骨架曲线逐渐变为折线形, 试件曲线达到最大荷载后下降较快。各试件位移延性系数均大于 3, 综合考虑试件承载力和延性后, 建议柱轴压比不大于 0.7。

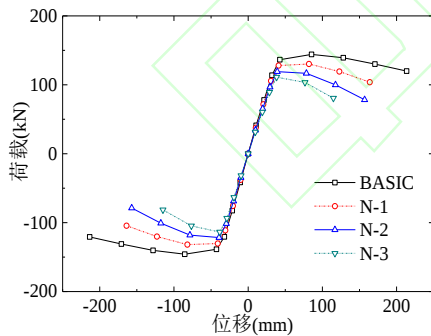


图 21 N 系列各试件的骨架曲线

Fig. 21 Skeleton curve of N-series joint specimen

5 结论

(1) 对 RC 环梁式圆钢管约束 SRC 柱-狗骨式钢梁节点的钢梁梁端翼缘进行合理的狗骨式削弱, 可以使节点塑性铰位置明显外移, 起到保护 RC 环梁及节点区的作用, 更好地满足“强节点, 弱构件”的抗震设防要求。狗骨式削弱型基本节

点的最大荷载较未削弱型节点的最大荷载仅降低了 5.95%。

(2) 狗骨式梁端翼缘削弱参数, 即削弱位置 a 、削弱长度 b 和削弱深度 c 对 RC 环梁的破坏程度和梁端塑性铰出现位置影响较大。建议合理的削弱参数取值范围如下:

$$a = 0.40b_f (60\text{mm}) \sim 0.70b_f (105\text{mm})$$

$$b = 0.65h_b (195\text{mm}) \sim 0.85h_b (255\text{mm})$$

$$c = 0.17b_f (25\text{mm}) \sim 0.25b_f (37.5\text{mm})$$

梁端翼缘削弱参数在合理削弱范围内, 塑性铰在钢梁削弱处出现, 节点区及 RC 环梁可受到保护, 节点位移延性系数均大于 4.4, 表明狗骨式节点具有良好的抗震性能。

(3) 随着梁柱线刚度比的增大, RC 环梁破坏愈严重; 节点最大荷载和延性随着轴压比的增大而降低, 因此, 建议该节点柱轴压比取值不大于 0.70。

参考文献:

- [1] 周绪红, 刘界鹏, 张素梅. 钢管约束型钢高强混凝土压弯构件的抗震性能研究[J]. 土木工程学报, 2010, 43(09):1-11. DOI: 10.15951/j.tmgxcb.2010.09.010.
ZHOU Xuhong, LIU Jiepeng, ZHANG Su-mei. Seismic behavior and strength of tubed SRC beam-columns filled with high strength concrete[J]. China Civil Engineering Journal, 2010, 43(09):1-11. DOI : 10.15951/j.tmgxcb.2010.09.010. (in Chinese)
- [2] 郭彦利, 姚行友. 方钢管混凝土柱-焊接腹板削弱钢梁节点选型及设计[J]. 建筑钢结构进展, 2008, 10(04): 43-49.
GUO Yanli, YAO Xingyou. Sectional selection and design of concrete-filled square tubular column and steel beam of reduced web joints[J]. Progress in Steel Building Structures, 2008, 10(04):43-49. (in Chinese)
- [3] POPOV E P. Design of steel connections before and after 1994 Northridge earthquake[J]. Engineering Structures, 1998, 20(12):1030-1038. DOI: 10.1016/S0141-0296(97) 00200-9.
- [4] 周天华, 聂少锋, 叶武. 方钢管混凝土柱-削弱钢梁端组合梁节点受力性能研究[J]. 西安建筑科技大学学报(自然科学版), 2009, 41(05): 612-619. DOI: CNKI:SUN:XAJZ.0.2009-05-005.

- ZHOU Tianhua, NIE Shaofeng, YE Wu. Study on mechanical behavior of concrete-filled square tubular column and steel-concrete composite beam with reduced beam section joints[J]. Journal of Xi'an University of Architecture & Technology (Natural Science Edition), 2009, 41(05): 612-619. DOI: CNKI:SUN:XAJZ.0.2009-05-005. (in Chinese)
- [5] CHEN S J, CHU J M, CHOU Z L. Dynamic behavior of steel frames with beam flanges shaved around connection[J]. Journal of Steel Research, 1997, 42 (01): 49-70. DOI: 10.1016/S0143-974X(97)00011-4.
- [6] 聂少锋, 叶梦娜, 武杨凡, 等. 方钢管约束型钢混凝土柱-RC 环梁节点抗震性能[J]. 建筑科学与工程学报, 2019, 36 (02): 84-91. DOI: 10.3969/j.issn.1673-2049.2019.02.011.
- NIE Shao feng, YE Meng na, WU Yang fan, et al. Seismic behavior of square tube confined steel-reinforced concrete column-RC ring beam joint[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2019, 36 (02): 84-91. DOI: 10.3969/j.issn.1673-2049.2019.02.011. (in Chinese)
- [7] LIGNOS D, KOLIOS D, MIRANDA E. Fragility assessment of reduced beam section moment connections[J]. Journal of Structural Engineering, 2010, 136(09):1140-1150. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000214
- [8] 李成玉, 郭耀杰, 罗冽. 翼缘削弱对钢管混凝土外加强环节点受力性能的改善[J]. 土木工程学报, 2010, 28(03): 21-27.
- LI Chengyu, GUO Yaojie, LUO Lie. Mechanical behavior improvement for concrete filled steel tubular exterior stiffener ring connections with reduced beam flange[J]. China Civil Engineering Journal 2010, 28(03): 21-27. (in Chinese)
- [9] 史艳莉, 黄秋秋, 王文达. 方钢管混凝土柱-翼缘削弱型钢梁内隔板节点力学性能研究[J]. 工程抗震与加固改造, 2013, 35(03): 83-89. DOI: 10.3969/j.issn.1002-8412.2013.03.014.
- SHI Yanli, HUANG Qiuqiu, WANG Wenda. Research on performance of connections with reduced beam section (RBS) to square concrete-filled steel tubular column with internal diaphragm[J]. Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting, 2013, 35(03):83-89. DOI: 10.3969/ j.issn.1002-8412.2013.03.014. (in Chinese)
- [10] 戴岩. 带环梁的圆钢管约束 H 型钢混凝土柱-钢梁节点抗震性能研究[D]. 长安大学, 2018.
- DAI Yan. Study on seismic performance of Circular steel tubed confined H steel reinforced concrete column steel beam frame ring beam joint[D]. Chang'an University, 2018. (in Chinese)
- [11] 聂少锋, 叶梦娜, 武杨凡, 等. 方钢管约束型钢混凝土柱-RC 环梁节点抗震性能[J]. 建筑科学与工程学报, 2019, 36(02):84-91. DOI: 10.3969/j.issn.1673-2049.2019.02.011.
- NIE Shaofeng, YE Mengna, WU Yangfan, et al. Seismic Behavior of Square Tube Confined Steel-reinforced Concrete Column-RC Ring Beam Joint[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2019, 36(02): 84-91. DOI: 10.3969/j.issn.1673-2049.2019.02.011. (in Chinese)
- [12] 戴岩, 聂少锋, 周天华. 带环梁的方钢管约束钢骨混凝土柱-钢梁节点滞回性能有限元分析[J]. 吉林大学学报(工学版), 2018, 48(5): 1426-1435. DOI: CNKI:SUN:JLGY.0.2018-05-016.
- DAI Yan, NIE Shaofeng, ZHOU Tianhua. Finite element analysis of hysteretic behavior of square steel tube confined steel reinforced concrete column steel frame ring beam joint[J]. Journal of Jilin University (Engineering and Technology Edition), 2018, 48(5): 1426-1435. DOI: CNKI:SUN:JLGY.0.2018-05-016. (in Chinese)
- [13] 戴岩, 聂少锋, 周天华. 环梁式圆钢管约束 H 型钢混凝土柱-钢梁节点的抗震性能[J]. 华南理工大学学报(自然科学版), 2019, 47(05): 110-122. DOI: CNKI:SUN:HNLG.0.2019-05-015.
- DAI Yan, NIE Shaofeng, ZHOU Tianhua. Seismic Behavior of Circular Steel Tube-Confined H-Steel Reinforced Concrete Column-Steel Frame Ring Beam Joint[J]. Journal of South China University of Technology (Natural Science Edition), 2019, 47(05): 110-122. DOI: CNKI:SUN:HNLG.0.2019-05-015. (in Chinese)
- [14] JGJ99-2015, 高层民用建筑钢结构技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.
- JGJ99-2015, Technical specification for steel structure

- of tall building[S]. Beijing: China Architecture & Building Press Press, 2015. (in Chinese)
- [15] FEMA-350, Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings[S]. Washington, DC: Federal Emergency Management Agency, 2009.
- [16] 庄茁. ABAQUS 非线性有限元分析与实例[M]. 北京: 科学出版社, 2005.
- ZHUANG Zhuo. ABAQUS nonlinear finite element analysis and examples [M]. Beijing: Science Press, 2005. (in Chinese)
- [17] GB50010-2010, 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- GB50010-2010, Code for design of concrete structures[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese)
- [18] ROEDER C W, CAMERON B, BROWN C. Composite action in concrete filled tube[J]. Journal of Structural Engineering, 1999, 125(5):477-484. DOI: 10.1061/(ASCE) 0733-9445(1999)125:5(477)
- [19] 唐九如. 钢筋混凝土框架节点抗震[M]. 南京:东南大学出版社, 1989.
- TANG Jiuru. Seismic behavior of reinforced concrete frame joints [M]. Nanjing: Southeast University Press, 1989.
- [20] GB50011-2010, 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.
- GB50011-2010, National Standard of the People's Republic of China : Code for Seismic Design of Buildings [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2016. (in Chinese)
- [21] JGJ138-2016, 组合结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.
- JGJ138-2016, Code for design of composite structures[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2016 (in Chinese)