

文章编号:1673-2049(2019)02-0084-08

方钢管约束型钢混凝土柱-RC环梁节点抗震性能

聂少锋¹, 叶梦娜¹, 武杨凡¹, 丁武侠², 朱纪钊¹

(1. 长安大学 建筑工程学院, 陕西 西安 710061; 2. 石榴置业集团股份有限公司, 北京 100079)

摘要:为研究方钢管约束型钢混凝土柱-RC环梁节点的抗震性能,利用有限元分析软件ABAQUS建立了该节点的有限元模型。通过对已有试验中的圆钢管约束型钢混凝土柱-RC环梁节点抗震性能的模拟分析,验证了有限元计算结果的正确性,进而对方钢管约束型钢混凝土柱-RC环梁节点的受力性能进行了数值模拟分析,研究了该节点在低周循环荷载作用下的破坏模式、滞回曲线、骨架曲线及节点延性;同时考察了柱内型钢含钢率、柱轴压比和环梁配筋率对节点抗震性能的影响。结果表明:方钢管约束型钢混凝土柱-RC环梁节点的滞回曲线饱满,具有良好的抗震性能;在节点核心区设置环梁后,节点试件的最终破坏模式为梁端形成塑性铰破坏,环梁对节点核心区保护作用明显,满足“强柱弱梁”及“强节点、弱构件”的抗震设计原则;随着柱内型钢含钢率及环梁配筋率的降低,节点试件的最大荷载、延性系数和抗震性能均有所降低,且强度退化加快;轴压比对节点抗震性能影响较大,当轴压比从0.31增加至0.63时,节点试件的延性系数从4.14降低至2.12,最大荷载降幅高达15.16%。

关键词:方钢管约束型钢混凝土柱;抗震性能;RC环梁节点;低周循环荷载

中图分类号:TU398 **文献标志码:**A

Seismic Behavior of Square Tube Confined Steel-reinforced Concrete Column-RC Ring Beam Joint

NIE Shao-feng¹, YE Meng-na¹, WU Yang-fan¹, DING Wu-xia², ZHU Ji-zhao¹

(1. School of Civil Engineering, Chang'an University, Xi'an 710061, Shaanxi, China;

2. Anar Group Incorporated Company, Beijing 100079, China)

Abstract: In order to study the seismic behavior of square tube confined steel-reinforced concrete column-RC ring beam joint, the finite element model of the joint was established by using finite element analysis software ABAQUS. The correctness of the finite element calculation results was verified by the comparative analyses of circular steel tube confined steel-reinforced concrete column-RC ring beam joint in the existing tests. Then the numerical analyses of the mechanical behavior of square tube confined steel-reinforced concrete column-RC ring beam joint was carried out. The failure mode, hysteresis curve, skeleton curve and joint ductility of the joints under low cyclic loading were studied. The effects of inner steel ratio of section, axial compression ratio and reinforcement ratio of ring beam on the seismic behavior of the joints were also investigated. The results show that the hysteretic curves of square tube confined steel-reinforced concrete column-RC ring beam joint is full and the joint has good seismic behavior. After setting the ring beam in the core area of node, the failure mode of the joint specimen is the plastic hinge failure at the end

收稿日期:2018-07-14

基金项目:国家自然科学基金项目(51408052);陕西省重点研发计划项目(2018SF-354);陕西省青年科技新星项目(2016KJXX-51)

作者简介:聂少锋(1981-),男,河北石家庄人,副教授,工学博士,E-mail:niesf126@126.com。

of beam. The ring beam has the protection effect obviously on the core area of the joint, and the joint satisfies the seismic design principles of “strong column and weak beam” and “strong-joint and weak-member”. With the decrease of the inner steel ratio of column and the reinforcement ratio of ring beam, the maximum load, ductility coefficient and seismic performance of joints decrease, and the strength degradation is accelerated. The axial compression ratio has great influence on the seismic behavior. If the axial compression ratio increases from 0.31 to 0.63, the ductility coefficient of the specimen is reduced from 4.14 to 2.12, and the decreasing amplitude of the maximum load is as high as 15.16%.

Key words: square tube confined steel-reinforced concrete column; seismic behavior; RC ring beam joint; low cyclic loading

0 引 言

方钢管约束型钢混凝土柱作为一种新型组合柱,具有承载力高、抗震性能优越、耐火性好、施工便利等优势^[1-5],可广泛推广应用于实际工程中。传统的方钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁节点连接一般采用穿心钢牛腿、钢管开洞或外置加强环等方式^[6-8],存在节点连接整体性不强,构造复杂,施工困难等问题。

陈庆军等^[9]对 6 个节点区柱钢管不贯通式钢管混凝土柱-梁节点进行试验研究,结果表明此类节点具有良好的抗震性能。Han 等^[10]对钢管约束混凝土柱-RC 梁节点和钢管混凝土柱-RC 梁节点的抗震性能进行了对比试验研究,结果表明前者的抗震性能要好于后者。Zhang 等^[11]对 4 个双钢管混凝土柱-钢筋混凝土环梁节点试件进行试验研究,结果表明该节点抗震性能良好。张冬芳等^[12]对复式钢管混凝土外钢管不连通环梁节点受力性能进行了试验研究及理论分析,结果表明该类节点具有较好延性和变形能力。Pan 等^[13]对型钢混凝土柱与钢筋混凝土环梁节点进行试验研究,结果表明该节点具有较好的抗弯能力和抗剪能力。

本文采用有限元分析软件 ABAQUS 对方钢管约束型钢混凝土柱-RC 环梁节点的抗震性能进行研究,并详细分析了柱内型钢含钢率、柱轴压比和环梁配筋率变化对节点抗震性能的影响。

1 试件设计

本文提出一种方钢管约束型钢混凝土柱-RC 环梁节点。该新型节点的柱外钢管在节点区断开,不承受竖向荷载,仅对柱混凝土起环向约束作用;同时在节点区配置钢筋混凝土环梁,提高节点刚度及承载力,节点构造及尺寸详情见图 1。

试件模型选取框架结构梁柱反弯点之间的典型单元,节点设计参照《钢管混凝土结构技术规范》(GB 50936—2014)^[14]和《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[15]中有关构造规定进行设计。

节点试件 JC1 设计参数为:柱高 4 365 mm,柱外钢管截面尺寸为 350 mm×350 mm×5 mm,柱内型钢选用 HW175×175×7.5×11;梁长 1 485 mm,截面尺寸为 250 mm×450 mm;环梁外径为 790 mm,截面尺寸为 100 mm×450 mm。柱外钢管在节点区断开,且与环梁之间留有 15 mm 宽的缝隙;主梁纵筋选用 4 18+4 18,外侧 4 根纵筋绕过柱

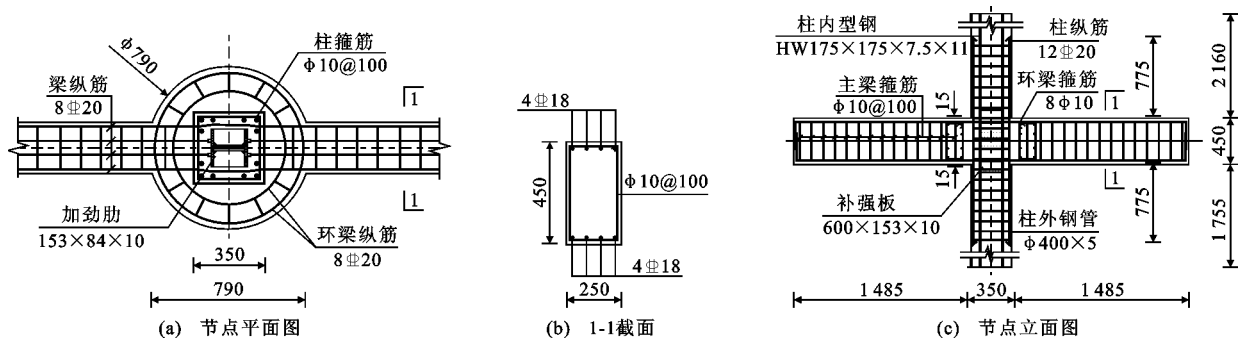


图 1 试件 JC1 构造及尺寸(单位:mm)

Fig. 1 Structure and Size of Specimen JC1 (Unit:mm)

内型钢贯通节点,内侧 4 根纵筋通过套筒与柱内型钢翼缘连接;节点区上下 2 m 范围内设置柱内竖向钢筋笼,纵筋选用 12 ￠20;钢筋混凝土环梁筋选用 8 ￠20。混凝土等级为 C60,箍筋采用 HPB300 钢筋,均选用 ￠10,纵筋均采用 HRB400 钢筋,柱外钢管及柱中型钢等钢材均采用 Q235B 钢。

2 有限元模型建立

2.1 单元选取与材料本构

采用有限元分析软件 ABAQUS 建立三维模型对方钢管约束型钢混凝土柱-RC 环梁节点进行低周循环荷载作用下的有限元分析。混凝土和型钢均采用实体单元 C3D8R,钢筋采用 T3D2 单元。

钢材均采用双线性各向同性硬化弹塑性模型,其三折线本构关系见图 2,其中, σ,ϵ 分别为钢材应力和应变, $\sigma_y,\epsilon_y,\sigma_u,\epsilon_u$ 分别为钢材的屈服强度、屈服应变、极限强度和极限应变, ϵ_{st} 为钢材的破坏应变。钢材材性参考文献[16]中钢材力学性能试验结果,材性指标见表 1。

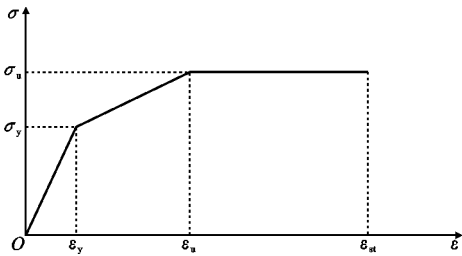


图 2 钢材本构关系
Fig. 2 Constitutive Relation of Steel
表 1 钢材力学性能
Tab. 1 Mechanical Properties of Steel

| 构件 | 厚度 <i>t</i> /mm | 屈服强度 度/MPa | 极限强度 度/MPa | 弹性模量 <i>E</i> /10 ⁵ MPa | 泊松比 ν |
|-------------|--------------------|---------------|---------------|---------------------------------------|-----------|
| 上下钢管 | 4.460 | 352.7 | 488.0 | 1.95 | 0.3 |
| 柱内型钢腹板 | 7.099 | 309.3 | 453.2 | 2.17 | 0.3 |
| 柱内型钢翼缘 | 10.300 | 284.2 | 437.4 | 2.12 | 0.3 |
| HPB300(￠10) | 9.960 | 389.4 | 553.3 | 2.11 | 0.3 |
| HRB400(￠20) | 18.940 | 486.9 | 691.6 | 1.95 | 0.3 |
| HRB400(￠18) | 17.060 | 494.3 | 665.4 | 2.13 | 0.3 |

混凝土采用塑性损伤模型,破坏准则采用 William-Warnke 五参数准则。弹性模量为 3.0×10^4 MPa,泊松比取 0.2,考虑钢管套箍作用下混凝土处于三向受力状态,强度提高,塑性性能得到改善,因此钢管内混凝土本构关系采用文献[17]提出的约束混凝土本构关系;主梁混凝土和节点区混凝土采用普通混凝土本构关系。混凝土相关塑性损伤参数取

值见表 2。

表 2 混凝土损伤模型参数
Tab. 2 Parameters of Damage Model of Concrete

| 剪胀角/(°) | 流动势 偏量 | 双轴受压极限强度与单 轴受压极限强度之比 | 不变量 应力比 | 黏滞系数 |
|---------|-----------|-------------------------|------------|---------|
| 30 | 0.1 | 1.16 | 0.667 | 0.000 5 |

2.2 接触与边界条件

节点试件模拟框架中节点,有限元模型如图 3 所示。柱内型钢及钢筋与混凝土之间的相互作用设置为嵌入;考虑到方钢管对混凝土有较强的约束作用,采用绑定约束模拟混凝土和钢管的连接,忽略两者之间的滑移;在柱顶及梁两端建立参考点,将柱顶及梁端表面分别与所建参考点耦合在一起。

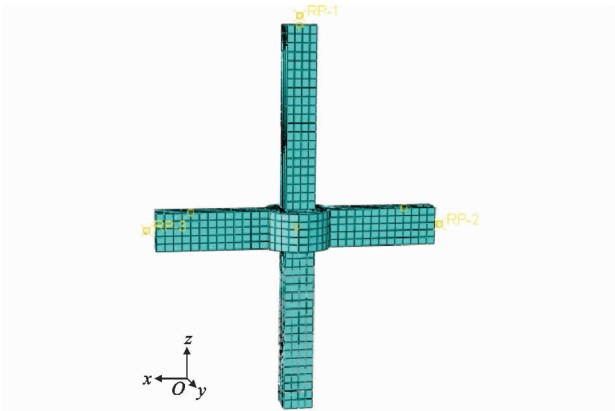


图 3 有限元模型
Fig. 3 Finite Element Model

有限元模型中,柱沿 z 轴方向,梁沿 x 轴方向。在柱顶参考点施加 y 方向位移约束及 x,z 方向转角约束;柱底为单向铰支座,在柱底刚性垫板的中心线上施加 x,y,z 方向位移约束及 x,z 方向转角约束;梁端视为在水平方向可移动的铰,在梁端参考点施加 y,z 方向位移约束及 x,z 方向转角约束。

2.3 加载方式

节点试件模型采用柱端加载方式,竖向荷载 N 和水平荷载 P 均施加在柱顶参考点上。先施加竖向荷载,再施加 x 方向的水平荷载。加载示意图及加载制度分别见图 4,5。

本文水平荷载采用位移控制,试件屈服前,取 $0.25\Delta_y$ (Δ_y 为屈服位移)为级差进行控制加载;试件屈服后,取 Δ_y 为级差进行控制加载。每级荷载循环 1 次,当荷载下降到峰值荷载的 85% 时停止加载,屈服位移采用通用屈服弯矩法确定^[18]。

2.4 有限元模型验证

由于目前还未有针对类似方钢管约束型钢混凝土柱-RC 梁节点抗震性能的试验研究,故选取文献

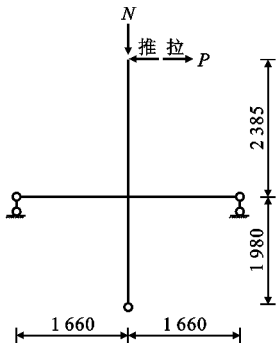


图 4 循环加载示意图 (单位:mm)

Fig. 4 Cyclic Loading Schematic Diagram (Unit:mm)

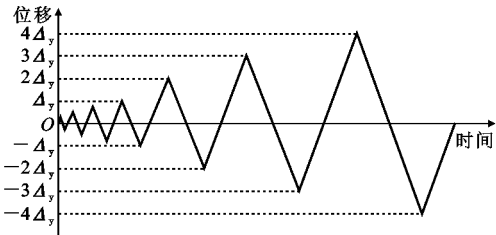


图 5 加载制度

Fig. 5 Loading System

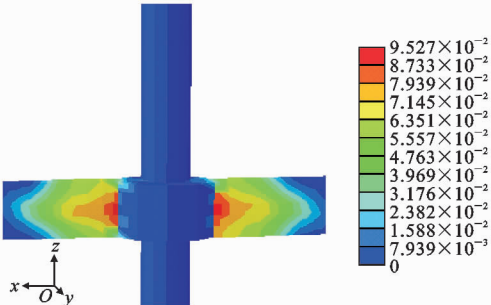
[13]中圆钢管约束型钢混凝土柱-RC 梁节点抗震性能试验研究中的 RH-1 试件,按照上述建模方法建立有限元模型进行模拟分析,验证有限元分析结果的正确性。试件 RH-1 与本文中节点的加载方式相同,结构形式类似,柱高 4 365 mm,圆钢管截面尺寸为 $\phi 400 \times 5$,柱内型钢选用 HW175 \times 175 \times 7.5 \times 11;梁长 1 485 mm,截面尺寸为 250 mm \times 450 mm;环梁外径为 790 mm,截面尺寸为 195 mm \times 450 mm;柱内纵筋选用 12 Φ 20,主梁纵筋选用 4 Φ 18 + 4 Φ 18,环梁纵筋选用 8 Φ 20,箍筋配置与节点试件 JC1 相同,均选用 $\phi 10$ 。钢材材性指标见表 1,有限元分析结果与试验结果对比见图 6。

由图 6 可知:有限元分析中,节点试件模型塑性应变最大值出现在梁端,试件最终破坏模式为梁端塑性铰破坏,与试验试件破坏形态一致。有限元分析所得的滞回曲线及骨架曲线与试验曲线吻合较好,由于有限元分析时未考虑型钢与混凝土之间的滑移,滞回曲线捏拢程度较差,与试验结果之间存在一定的偏差,但总体相差不大,且有限元分析得到的屈服荷载和最大荷载与试验结果基本一致,最大相对误差为 -5.68%,见表 3。

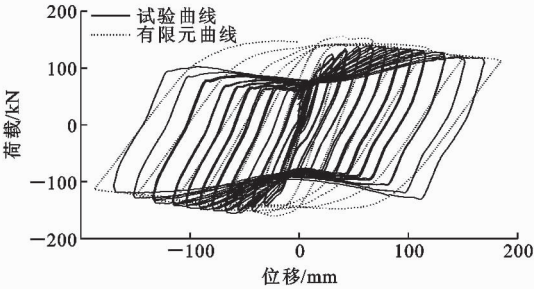
由上述可知,有限元分析结果与试验结果吻合较好,可以建立方钢管约束型钢混凝土柱-RC 环梁节点试件模型对该节点进行数值模拟分析。



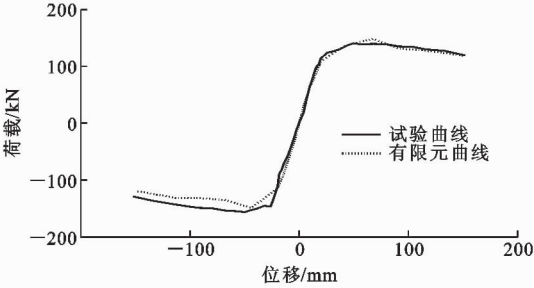
(a) 试验试件破坏



(b) 混凝土最大主塑性应变云图



(c) 试验和有限元分析滞回曲线对比



(d) 试验和有限元分析骨架曲线对比

图 6 有限元分析结果与试验结果对比
Fig. 6 Comparison Between Finite Element Analysis Results and Experimental Results

表 3 试件荷载对比

Tab. 3 Load Comparison of Specimen

| 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 | 114.34 | 108.84 | -5.68 | 140.72 | 148.42 | 5.47 |
| 负向 | -112.76 | -114.47 | 1.52 | 156.42 | 149.17 | -4.63 |

注： P_{yT} 、 P_{yA} 分别为试件屈服荷载试验值和有限元值； P_{maxT} 、 P_{maxA} 分别为试件最大荷载试验值和有限元值。

3 抗震性能分析

3.1 滞回曲线和骨架曲线

有限元分析所得节点试件 JC1 的滞回曲线和骨架曲线见图 7。由图 7 可知:节点试件 JC1 的荷载-位移($P-\Delta$)滞回曲线与弯矩-转角($M-\theta$)滞回曲线均非常饱满,滞回环面积较大,骨架曲线呈 S 形,试件经历了弹性、弹塑性和塑性阶段。

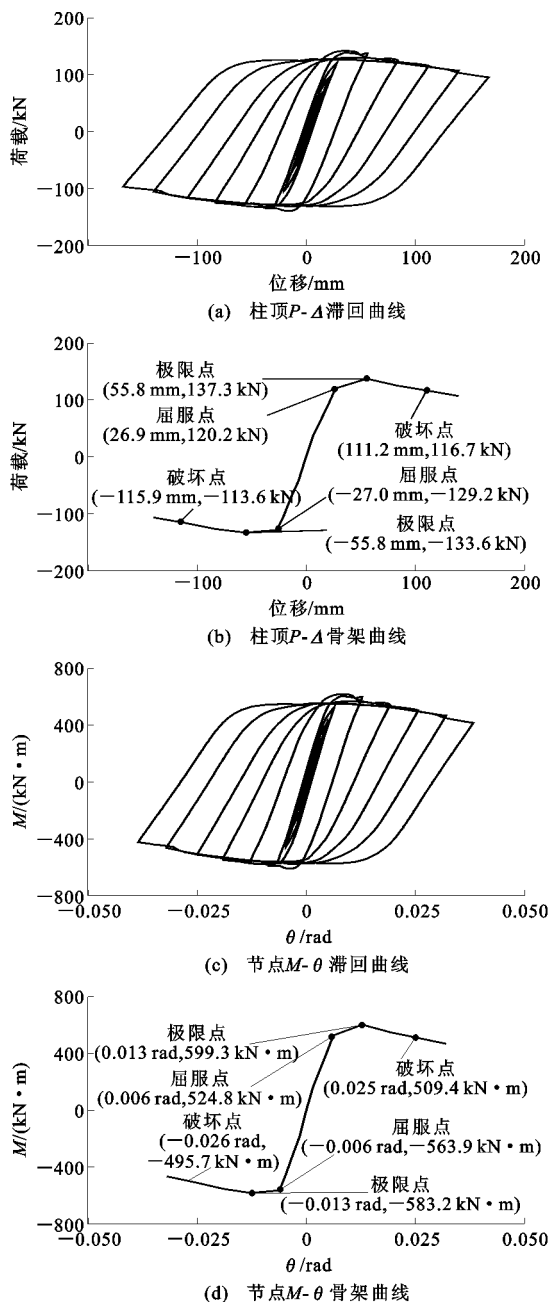


图 7 试件 JC1 的滞回曲线和骨架曲线

Fig. 7 Hysteresis Curves and Skeleton Curves of Specimen JC1

由图 7(a), (b) 可知:加载初期,节点试件 JC1 的 $P-\Delta$ 滞回曲线沿直线循环,骨架曲线呈直线形,

试件处于弹性阶段,几乎无残余变形;峰值荷载前,曲线没有明显拐点,试件处于弹塑性阶段;峰值荷载后,曲线下降段较为平缓,刚度及荷载随位移的增大而缓慢降低。由图 7(c), (d) 可知:在加载初期,节点试件 JC1 的节点转动刚度基本保持不变;随着弯矩的增大,其转动刚度逐渐减小;随着弯矩的进一步增大,连接截面处的转角变形进入非线性阶段,节点通过变形继续耗能;峰值弯矩后,曲线平缓下降,刚度及转角随弯矩增大缓慢降低。说明节点的塑性变形能力较强,能较好地吸收地震能量,耗能性能优越。

3.2 破坏模式

试件 JC1 屈服和破坏时混凝土最大主塑性应变及 Von Mises 应力云图分别见图 8, 9。

由图 8 可知:试件屈服时,混凝土主塑性应变最大值发生在主梁与环梁相交处,其他区域基本为 0;主梁靠近环梁一端的纵筋应力值为 502.1 MPa,已屈服,其他位置钢筋应力较小,未屈服;外钢管及柱内型钢应力也较小。

由图 9 可知:试件破坏时,混凝土主塑性应变最大值依然发生在主梁与环梁相交处,但主梁中段也有较大的塑性应变,说明此时混凝土裂缝已经开展至主梁中段;主梁靠近环梁一端的纵筋应力值为 649.0 MPa,外钢管、柱内型钢及其他位置钢筋应力较小,均未屈服。

由以上分析可知,节点试件 JC1 最终破坏模式为梁端形成塑性铰破坏;环梁的存在对核心区保护作用明显,使塑性铰位置从核心区外移至主梁与环梁相交处;试件破坏时,柱及节点核心区均未受到严重破坏,表明该节点满足“强柱弱梁”和“强节点、弱构件”的抗震设计要求。

3.3 节点延性分析

节点的位移延性系数 $\mu_{\Delta} = \Delta_u / \Delta_y$ (Δ_u 为节点的破坏位移),可以用来衡量节点延性, Δ_u 为荷载下降至极限荷载的 85% 时对应的位移值,见表 4。试件 JC1 的位移延性系数为 4.14。

根据中国《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[12] 的规定:钢筋混凝土框架弹性层间位移角 $[\theta_e] = 0.0018$,弹塑性层间位移角 $[\theta_p] = 0.02$ 。节点试件 JC1 的屈服转角 $\theta_y = 3.33[\theta_e]$,塑性极限转角 $\theta_u = 1.3[\theta_p]$ 。通过与钢筋混凝土框架层间位移角限值对比分析可知,该节点的延性较好,可以满足抗震设计要求。

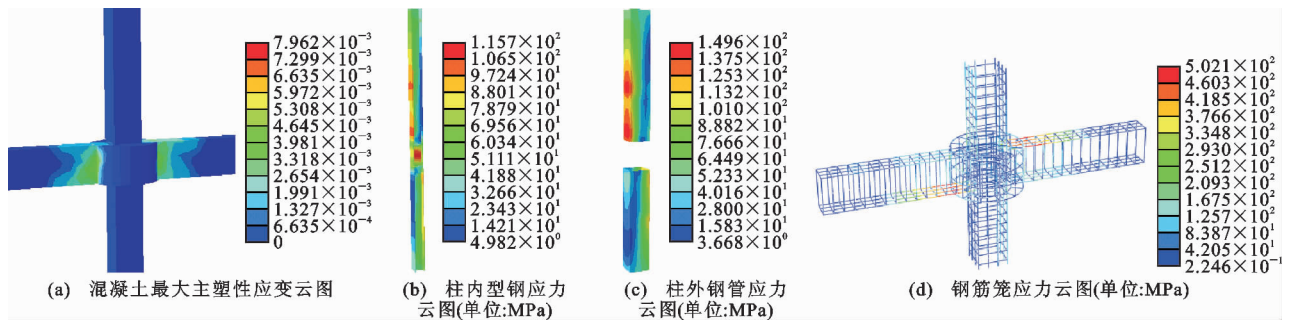


图 8 试件 JC1 屈服时的应变和应力云图

Fig. 8 Strain and Stress Cloud Charts of Specimen JC1 at Yield

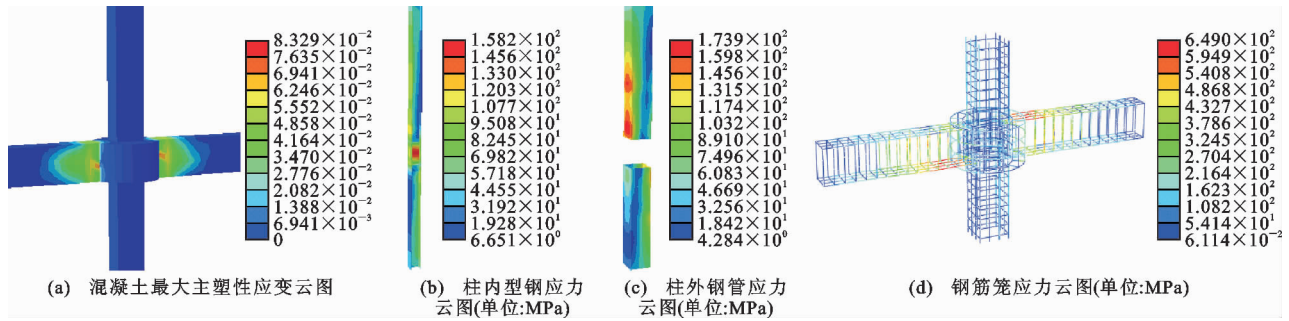


图 9 试件 JC1 破坏时的应变和应力云图

Fig. 9 Strain and Stress Cloud Charts of Specimen JC1 at Failure

4 抗震性能影响参数分析

由上述分析可知,方钢管约束型钢混凝土柱-RC 环梁节点具有良好的抗震性能。为了深入研究柱内型钢含钢率、柱轴压比和环梁配筋率变化对方钢管约束型钢混凝土柱-RC 环梁节点抗震性能的影响,在试件 JC1 的基础上,共设计了 8 个方钢管约束型钢混凝土柱-RC 环梁节点试件进行变参分析。试件设计参数及有限元分析结果见表 4。

4.1 柱内型钢含钢率

节点试件其他设计参数保持不变,试件 JC2 和 JC3 柱内型钢分别为 HW150 × 150 × 7 × 10 和

HW125 × 125 × 6.5 × 9,试件 JC1,JC2,JC3 的柱内型钢含钢率分别为 4.08%,3.19%,2.40%。各试件骨架曲线见图 10。

由图 10 可知:当荷载达到峰值后,柱内型钢含钢率较低的试件相对于柱内型钢含钢率较高的试件强度退化加快,曲线的下降段更为陡峭,节点的承载力和节点延性随柱内型钢含钢率降低而下降。试件 JC2 和 JC3 的位移延性系数分别为 3.78 和 3.43;最大荷载分别为 134.3 kN 和 131.1 kN,相比试件 JC1,分别下降了 2.18%和 4.52%。

4.2 轴压比

节点试件其他设计参数保持不变,仅改变轴压

表 4 试件设计参数及有限元分析结果

Tab. 4 Design Parameters and Finite Element Analysis Results of Specimens

| 试件编号 | 型钢尺寸 | 柱内型钢含钢率/% | 轴压比 | 环梁配筋率/% | P_y /kN | Δ_y /mm | P_{max} /kN | Δ_{max} /mm | P_u /kN | Δ_u /mm | μ_Δ |
|------|------------------|-----------|------|---------|-----------|----------------|---------------|--------------------|-----------|----------------|--------------|
| JC1 | HW175×175×7.5×11 | 4.08 | 0.23 | 3.79 | 120.2 | 26.9 | 137.3 | 55.8 | 116.7 | 111.3 | 4.14 |
| JC2 | HW150×150×7×10 | 3.19 | 0.24 | 3.79 | 120.5 | 27.1 | 134.3 | 54.6 | 114.2 | 102.4 | 3.78 |
| JC3 | HW125×125×6.5×9 | 2.40 | 0.25 | 3.79 | 118.0 | 27.8 | 131.1 | 52.6 | 111.4 | 95.4 | 3.43 |
| JC4 | HW175×175×7.5×11 | 4.08 | 0.31 | 3.79 | 117.4 | 27.2 | 130.5 | 53.9 | 110.9 | 99.2 | 3.65 |
| JC5 | HW175×175×7.5×11 | 4.08 | 0.47 | 3.79 | 115.0 | 27.6 | 122.8 | 45.6 | 104.4 | 75.6 | 2.74 |
| JC6 | HW175×175×7.5×11 | 4.08 | 0.63 | 3.79 | 106.1 | 28.6 | 116.5 | 41.4 | 99.0 | 60.7 | 2.12 |
| JC7 | HW175×175×7.5×11 | 4.08 | 0.23 | 2.84 | 119.9 | 27.1 | 134.1 | 54.9 | 114.0 | 104.9 | 3.87 |
| JC8 | HW175×175×7.5×11 | 4.08 | 0.23 | 1.89 | 118.4 | 27.5 | 130.1 | 54.3 | 110.6 | 98.3 | 3.57 |

注: P_y 为屈服荷载; Δ_{max} 为最大荷载时对应的试件位移值; P_u 为试件破坏荷载。

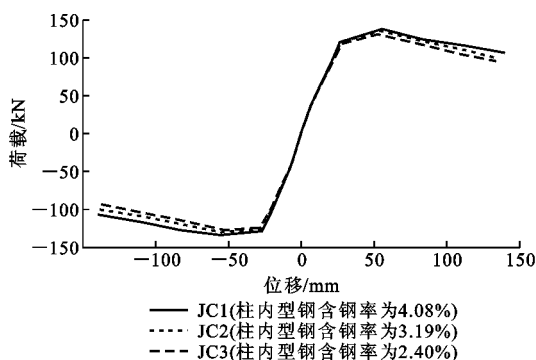


图 10 柱内型钢含钢率对骨架曲线的影响

Fig. 10 Influence of Steel Ratio of Steel Section in Column on Skeleton Curve

比取值,试件 JC1,JC4,JC5,JC6 的轴压比分别为 0.23,0.31,0.47,0.63。各试件的骨架曲线如图 11 所示。

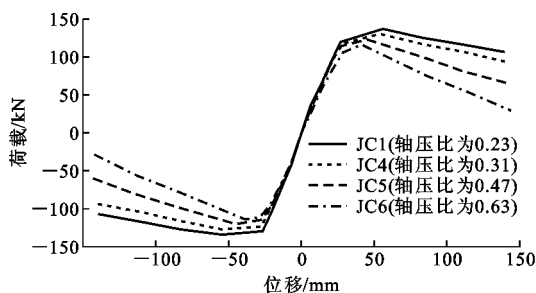


图 11 轴压比对骨架曲线的影响

Fig. 11 Influence of Axial Compression Ratio on Skeleton Curve

由图 11 可知:轴压对方钢管约束型钢混凝土柱-RC 环梁节点的承载能力及延性均有较大影响。随轴压比增加,试件的最大荷载明显降低;达到最大荷载后,轴压比较大试件的强度退化加快,极限变形能力降低,骨架曲线下降段变得更加陡峭,随轴压比增加,节点试件延性降低显著。试件 JC4,JC5,JC6 的位移延性系数分别为 3.65,2.74,2.12,最大荷载分别为 130.5,122.8,116.5 kN,相比试件 JC1,分别下降了 4.95%,10.53%,15.16%。

4.3 环梁配筋率

节点试件其他设计参数保持不变,仅改变环梁配筋,试件 JC6 和 JC7 环梁纵筋分别选用 6 Φ 20 和 4 Φ 20,试件 JC1,JC7,JC8 的环梁配筋率分别为 3.79%,2.84%,1.89%。各试件骨架曲线见图 12。

由图 12 可知:随环梁配筋率增加,环梁抗弯强度提高,从而提高了节点承载力;配筋率较小的试件屈服后强度退化较快,荷载下降明显,节点延性随环梁配筋率减小而降低。试件 JC7 和 JC8 的位移延性系数分别为 3.87 和 3.57;最大荷载分别为 134.1

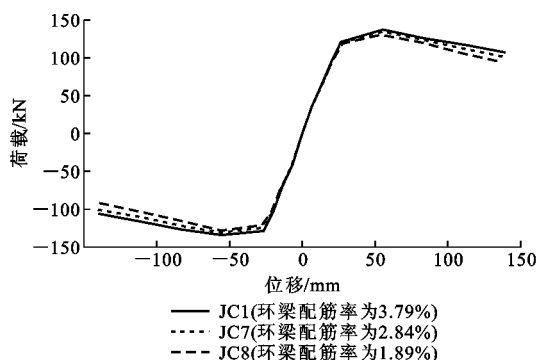


图 12 环梁配筋率对骨架曲线的影响

Fig. 12 Influence of Reinforcement Ratio of Ring Beam on Skeleton Curve

kN 和 130.1 kN,相比试件 JC1,分别下降了 2.33% 和 5.24%。

5 结 语

(1)方钢管约束型钢混凝土柱-RC 环梁节点最终破坏模式为梁端形成塑性铰破坏。在节点核心区设置环梁可以使塑性铰外移,避免在节点核心区发生破坏。节点设计满足“强柱弱梁”及“强节点、弱构件”的抗震设计要求。本文 8 个节点试件的位移延性系数均满足大于 2 的要求,且除轴压比较大的试件 JC5,JC6 外,其他试件位移延性系数均大于 3,说明该节点具有很好的抗震性能。

(2)随着柱内型钢含钢率及环梁配筋率的降低,节点试件的最大荷载、延性系数和抗震性能均有所降低,且强度退化加快。柱内型钢含钢率为 2.40% 和环梁配筋率为 1.89% 的节点位移延性系数分别为 3.43 和 3.57,相对于试件 JC1,最大荷载分别降低了 4.52% 和 5.24%。

(3)轴压比对节点抗震性能有较大影响,随轴压比增加,节点试件的最大荷载和延性系数均明显降低。轴压比为 0.63 的节点相对于轴压比为 0.31 的节点位移延性系数从 4.14 降低至 2.12,正向加载时最大荷载降低了 15.16%,说明在进行该类节点设计时,为保证节点抗震性能,轴压比取值不宜过大。

参考文献:

References:

- [1] ZHANG S M, LIU J P. Seismic Behavior and Strength of Square Tube Confined Reinforced-concrete (STRC) Columns[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2007, 63(9): 1194-1207.
- [2] 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(9): 1-11.
- ZHOU Xu-hong, LIU Jie-peng, ZHANG Su-mei. Seismic Behavior and Strength of Tubed SRC Beam-columns Filled with High Strength Concrete[J]. China Civil Engineering Journal, 2010, 43(9): 1-11.
- [3] XIAO Y, TOMII M, SAKINO K. Experimental Study on Design Method to Prevent Shear Failure of Reinforced Concrete Short Circular Columns by Confining in Steel Tube[J]. Transactions of Japan Concrete Institute, 1986, 8: 535-542.
- [4] ZHOU X, YAN B, LIU J. Behavior of Square Tubed Steel Reinforced-concrete (SRC) Columns Under Eccentric Compression [J]. Thin-walled Structures, 2015, 91: 129-138.
- [5] LIU J P, ZHOU X H, GAN D. Effect of Friction on Axially Loaded Stub Circular Tubed Columns[J]. Advances in Structural Engineering, 2016, 19(3): 546-559.
- [6] 尧国皇, 陈宜言, 黄用军, 等. 新型钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁节点抗震性能试验研究[J]. 工业建筑, 2011, 41(2): 97-101, 69.
- YAO Guo-huang, CHEN Yi-yan, HUANG Yong-jun, et al. Experimental Study on Seismic Behavior of Joint of CFST Column-RC Beam[J]. Industrial Construction, 2011, 41(2): 97-101, 69.
- [7] 蔡健, 杨春, 苏恒强. 穿心钢筋暗牛腿式钢管混凝土柱节点试验研究[J]. 工业建筑, 2000, 30(3): 61-64.
- CAI Jian, YANG Chun, SU Heng-qiang. Experimental Study of Joints of CFST Column with Piercing Reinforcing Bar Hidden Bracket[J]. Industrial Construction, 2000, 30(3): 61-64.
- [8] 金怀印, 薛伟辰, 周德源. RC梁-CCFST柱加强环式节点抗剪承载力计算分析[J]. 建筑科学与工程学报, 2011, 28(2): 106-113.
- JIN Huai-yin, XUE Wei-chen, ZHOU De-yuan. Calculation and Analysis of Shear Capacity of Connection with Stiffening Rings Between RC Beam and CCFST Column[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2011, 28(2): 106-113.
- [9] 陈庆军, 蔡健, 杨平, 等. 节点区柱钢管不贯通式钢管混凝土柱-梁节点抗震性能[J]. 土木工程学报, 2009, 42(12): 33-42.
- CHEN Qing-jun, CAI Jian, YANG Ping, et al. Seismic Behavior of Concrete Filled Steel Tubular Column-beam Joints with Discontinuous Column Tubes[J]. China Civil Engineering Journal, 2009, 42(12): 33-42.
- [10] HAN L H, QU H, TAO Z, et al. Experimental Behavior of Thin-walled Steel Tube Confined Concrete Column to RC Beam Joints Under Cyclic Loading[J]. Thin-walled Structures, 2009, 47(8/9): 847-857.
- [11] ZHANG Y F, ZHAO J H, CAI C S. Seismic Behavior of Ring Beam Joints Between Concrete-filled Twin Steel Tubes Columns and Reinforced Concrete Beams [J]. Engineering Structures, 2012, 39: 1-10.
- [12] 张冬芳, 张玉芬, 赵均海, 等. 复式钢管混凝土外钢管不连通关梁节点有限元分析[J]. 建筑结构, 2013, 43(5): 39-44.
- ZHANG Dong-fang, ZHANG Yu-fen, ZHAO Jun-hai, et al. Finite Element Analysis on the Ring Beam Joint with Discontinuous Outer Tube Between Composite CFST and RC Beams[J]. Building Structure, 2013, 43(5): 39-44.
- [13] PAN P, LIN X, LAM A, et al. Monotonic Loading Tests of Ring-beam Connections for Steel Reinforced Concrete Columns and RC Beams [J]. Journal of Structural Engineering, 2014, 140(4): 04013092.
- [14] GB 50936—2014, 钢管混凝土结构技术规范[S]. GB 50936—2014, Technical Code for Concrete Filled Steel Tubular Structures[S].
- [15] GB 50011—2010, 建筑抗震设计规范[S]. GB 50011—2010, Code for Seismic Design of Buildings[S].
- [16] 丁武侠. RC梁-圆钢管约束型钢混凝土柱环梁节点抗震性能试验研究[D]. 西安: 长安大学, 2018.
- DING Wu-xia. Experimental Study on Seismic Performance of Ring Beam Joint with RC Beam and Circular Tubed Steel Reinforced Concrete (SRC) Column [D]. Xi'an: Chang'an University, 2018.
- [17] 甘丹. 钢管约束混凝土短柱的静力性能和抗震性能研究[D]. 兰州: 兰州大学, 2012.
- GAN Dan. Static and Seismic Behavior of Steel Tube Confined Concrete Short Columns [D]. Lanzhou: Lanzhou University, 2012.
- [18] 朱伯龙. 结构抗震试验[M]. 北京: 地震出版社, 1989.
- ZHU Bo-long. Earthquake-resistance Test of Structures[M]. Beijing: Seismological Press, 1989.