

引文格式:胡佳堤,聂少锋,蒋鑫,等.带U形件的方钢管混凝土柱-钢梁端板连接节点抗震性能研究[J].建筑科学与工程学报,2025,42(3):68-79.

HU Jiadi, NIE Shaofeng, JIANG Xin, et al. Study on seismic behavior of end plate joint of square concrete-filled steel tube column and steel beam with U-shaped parts[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2025, 42(3): 68-79.

DOI:10.19815/j.jace.2024.05017

# 带U形件的方钢管混凝土柱-钢梁端板连接节点 抗震性能研究

胡佳堤<sup>1</sup>,聂少锋<sup>1</sup>,蒋鑫<sup>1</sup>,姚欣梅<sup>1</sup>,张犇<sup>2</sup>,王俊凯<sup>3</sup>

(1. 长安大学 建筑工程学院,陕西 西安 710061; 2. 奥意建筑工程设计有限公司,广东 深圳 518028;

3. 陕西正方建筑检测有限责任公司,陕西 西安 710061)

**摘要:**对带U形件的方钢管混凝土柱-钢梁端板连接节点的抗震性能进行了数值研究;在验证有限元模型正确性的基础上,研究了U形件翼缘高度、腹板宽度、中部断开长度和梁柱线刚度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:该节点滞回曲线饱满,具有良好的抗震性能;U形件嵌入柱内混凝土并在U形件中部设置加劲肋起到了保护核心区混凝土和塑性铰外移远离节点域的作用,满足“强节点,弱构件”的抗震设计原则;U形件腹板宽度由 $0.58a$ 增大至 $a$ ( $a$ 为柱边长)时,节点初始转动刚度降低26.37%,延性系数降低62.86%,建议U形件腹板宽度取 $0.58a\sim 0.75a$ ;U形件中部断开长度由0增加到 $0.3h$ ( $h$ 为梁高)时,节点的承载力降低不超过1%,建议断开长度不超过 $0.3h$ ;梁柱线刚度比对节点抗震性能影响较大,梁柱线刚度比由0.255增加到0.549时,试件的最大弯矩增大了72%,节点初始转动刚度增加了40%;轴压比由0.30增大到0.90时,试件最大弯矩减小4.1%,节点延性系数降低4.7%,建议轴压比限值为0.7。

**关键词:**方钢管混凝土柱;U形件;端板连接;抗震性能;数值分析

中图分类号:TU311

文献标志码:A

文章编号:1673-2049(2025)03-0068-12

## Study on seismic behavior of end plate joint of square concrete-filled steel tube column and steel beam with U-shaped parts

HU Jiadi<sup>1</sup>, NIE Shaofeng<sup>1</sup>, JIANG Xin<sup>1</sup>, YAO Xinmei<sup>1</sup>, ZHANG Ben<sup>2</sup>, WANG Junkai<sup>3</sup>

(1. School of Civil Engineering, Chang'an University, Xi'an 710061, Shaannxi, China; 2. A+E Design

Co., Ltd., Shenzhen 518028, Guangdong, China; 3. Shaanxi square building testing Co., Ltd.,

Xi'an 710061, Shaannxi, China)

**Abstract:** The seismic behavior of concrete-filled square steel tube (CFST) column and steel beam end-plate joints with U-shaped parts was numerically studied. On the basis of verifying the correctness of finite element model, the influences of the height of flange, the width of web, the middle breaking length of U-shaped part and the linear stiffness ratio of beam-column on the failure mode, hysteresis performance and skeleton curve of the joint were studied. The results show that the joint exhibits satisfied seismic behavior with plump hysteresis curve. The U-shaped

part is embedded in concrete in column and the stiffening rib is set in the middle of U-shaped part to protect concrete in the core area and plastic hinge moving away from the joint, which meets the seismic design principle of “strong node and weak member”. When the width of web of U-shaped parts is increased from  $0.58a$  to  $a$  ( $a$  is column side length), the initial rotational stiffness of joint is reduced by 26.37%, and the ductility coefficient is reduced by 62.86%. It is recommended that the web width of U-shaped parts should be  $0.58a$ - $0.75a$ . When the breaking length in the middle of U-shaped part is increased from 0 to  $0.3h$  ( $h$  is the height of beam), the bearing capacity of joint is reduced by no more than 1%, and it is recommended that the breaking length should not exceed  $0.3h$ . The beam-column linear stiffness ratio has a great influence on the seismic performance of joint. When the beam-column linear stiffness ratio increases from 0.255 to 0.549, the maximum bending moment of the specimen increases by 72% and the initial rotational stiffness of joint increases by 40%. When the axial compression ratio increases from 0.30 to 0.90, the maximum bending moment of specimen decreases by 4.1%, and the ductility coefficient of joint decreases by 4.7%. The recommended axial compression ratio limit is 0.7.

**Key words:** square concrete-filled steel tube column; U-shaped part; end plate joint; seismic behavior; numerical analysis

**Author resume:** YAO Xinmei (1992-), female, PhD, assistant professor, E-mail: yaixinmei216@163.com.

## 0 引言

钢管混凝土柱中的混凝土受到轴向压力作用时,混凝土由于钢管约束作用处于三向受压状态,钢管内混凝土的强度显著提高<sup>[1]</sup>。钢管混凝土结构承载力较高,具有优越的抗震性能。U形件可以保护方钢管混凝土柱不被破坏,在U形件中部设置加劲肋板可以使塑性铰外移远离节点域,将破坏控制在端板、梁端。当节点发生破坏时,拆卸更换发生破坏的部件,达到节点的可修复性目的<sup>[2]</sup>。

吕西林等<sup>[3]</sup>提出了带内隔板方钢管混凝土柱与钢梁连接节点的设计方法和构造建议,并将设计公式得到的计算结果与试验结果进行对比,结果表明公式精度良好。宗周红等<sup>[4]</sup>对3种方钢管混凝土柱-钢梁连接节点(穿芯螺栓-加劲端板连接节点、缀板焊接连接节点和常规栓焊节点)进行拟静力试验,结果表明破坏基本发生在节点或钢梁部位,缀板焊接连接节点和穿芯螺栓-加劲端板连接节点比一般栓焊节点的抗震性能更好。王文达等<sup>[5]</sup>对方钢管混凝土柱-钢梁外加强环式节点的力学性能进行试验研究,结果表明轴压比会对节点抗震性能产生较大影响,环板宽度对节点抗震性能产生的影响较小。聂少锋等<sup>[6]</sup>对方钢管约束型钢混凝土柱-钢筋混凝土环梁节点抗震性能进行数值模拟分析,结果表明设置环梁使梁端形成塑性铰,对节点核心区起到了

保护作用。Zhang等<sup>[7]</sup>对一系列试件进行了低周荷载试验,试验表明通过合理设计螺栓参数和翼缘盖板,将塑性变形集中在翼缘盖板上且易于更换,修复后试件仍具有较大耗能能力。Wang等<sup>[8]</sup>对翻转槽钢节点进行试验研究,结果表明该节点具有较强的转动能力,增大槽钢的腹板厚度可以使节点的极限弯矩增大。付波等<sup>[9]</sup>进行了矩形钢管混凝土柱-H形钢梁外顶板式节点低周反复荷载试验,结果表明节点抗震性能满足“强节点,弱构件”要求。聂少锋等<sup>[10]</sup>对带U形连接件的加强式梁柱弱轴端板连接节点抗震性能进行数值分析,结果表明U形连接件与柱腹板和翼缘形成箱形节点域,增大节点域体积可提高节点的抗剪切变形能力及节点抗弯承载力。

由于国内外目前对带U形件的方钢管混凝土柱-钢梁端板连接节点抗震性能未展开系统研究,本文建立了此类节点的有限元模型并对其展开数值分析。带U形件的方钢管混凝土柱-钢梁端板连接节点由带U形件的方钢管、混凝土、端板、钢梁、螺栓等部件组成,节点受力情况较为复杂,钢材与混凝土的材料性能差异较大。采用ABAQUS有限元软件对该新型节点的抗震性能开展深入研究,并详细分析了U形件柱外翼缘高度 $t_h$ (U形件翼缘与柱翼缘焊接处至U形件腹板的长度)、腹板宽度 $t_w$ 、中部断开长度 $t_d$ 、梁柱线刚度比 $k_i$ 及轴压比等对抗震性能的影响。

1 节点设计

提出一种带 U 形件的方钢管混凝土柱-钢梁端板连接节点,节点试件 BASIC 设计参数为:柱高 3 600 mm,方钢管截面尺寸为□300×300×10。梁截面尺寸为 HN346×174×6×9,梁长为 2 742 mm。U 形件尺寸为[175×184×14×12(U 形件腹板宽度为 175 mm,翼缘宽度为 184 mm,腹板厚度为 14 mm,翼缘厚度为 12 mm,翼缘嵌入混凝土 90 mm)。U 形件的翼缘首先嵌入到钢管混凝土柱内部,然后将 U 形件的翼缘和中部加强肋板与方钢管混凝土柱壁焊接。U 形件的腹板与钢梁端板采用高强螺栓连接。U 形件中部加劲肋尺寸为 80 mm×600 mm×12 mm,端板尺寸为 175 mm×600 mm×12 mm,端板相关参数参照《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》(GB 51022—2015)<sup>[11]</sup>的相关规定。螺栓间距与承载力按照《钢结构设计标准》(GB 50017—2017)<sup>[12]</sup>规定,梁端加劲肋参数参照文献[13]中的相关规定。节点构造及尺寸详见图 1,其中  $t$  为钢构件厚度, $h_f$  为焊脚尺寸。

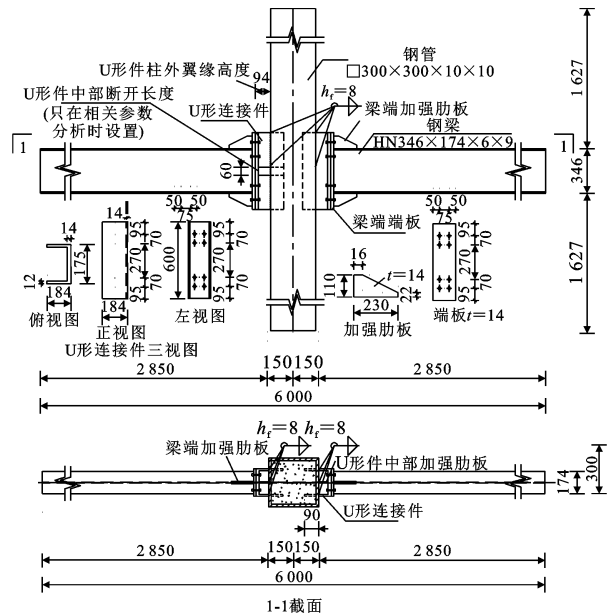


图 1 BASIC 试件构造详图(单位:mm)  
Fig. 1 Details of BASIC specimen (Unit:mm)

2 有限元模型建立与验证

2.1 单元选取与材料本构关系

钢材等级均选用 Q235B,混凝土等级为 C40,螺栓选用 10.9 级 M20 摩擦型高强螺栓。方钢管柱、U 形件、加劲肋、混凝土、螺栓和端板均使用 C3D8R 单元,梁采用 C3D8I 单元。强化准则选用考虑包辛

格效应的混合强化模型。钢材应力-应变( $\sigma\epsilon$ )关系采用双折线模型,见图 2(a),其中  $\sigma_y$  为钢材屈服应力, $\sigma_u$  为钢材极限应力, $\epsilon_y$  为钢材的屈服应变, $\epsilon_u$  为钢材的极限应变。钢材弹性模量  $E$  取  $2.06\times10^5$  MPa,泊松比  $\nu$  取 0.3,钢材和高强螺栓的屈服应力  $\sigma_y$  分别为 235、940 MPa,极限应力  $\sigma_u$  分别为 420、1 130 MPa,极限应变  $\epsilon_u$  分别为 0.15、0.10。混凝土采用塑性损伤模型,塑性损伤参数取值见表 1。对于方钢管内混凝土,受压应力-应变关系采用文献[14]提出的约束混凝土本构关系,其受拉本构关系采用文献[15]中规定的普通混凝土受拉本构关系,见图 2(b),其中  $f_{t,r}$  为混凝土的单轴抗拉强度代表值, $\epsilon_{t,r}$  为混凝土受拉峰值应变, $f_{c,r}$  为混凝土的单轴受压强度代表值, $\epsilon_{c,r}$  为混凝土受压峰值应变, $\epsilon_{c,u}$  为混凝土受压极限应变。对于 C40 混凝土, $f_{t,r}$  取值为 2.39 MPa, $\epsilon_{t,r}$  取值为 0.000 10, $f_{c,r}$  取值为 31.7 MPa, $\epsilon_{c,r}$  取值为 0.002 4, $\epsilon_{c,u}$  取值为 0.007 5。

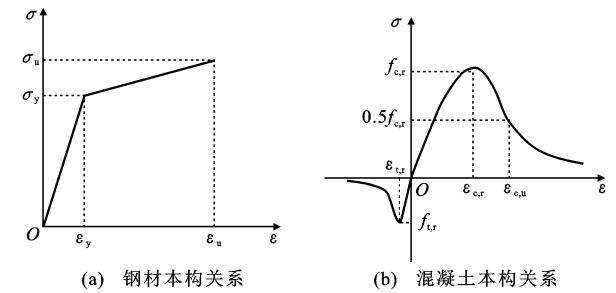


图 2 钢材和混凝土本构关系  
Fig. 2 Constitutive relations of steel and concrete

表 1 混凝土损伤模型参数

Table 1 Concrete damage model parameters

剪胀角/(°)	流动势偏量	双、单轴受压 极限强度比	不变量应力比	黏滞系数
30	0.1	1.16	0.666 7	0.000 5

2.2 网格划分与模型设置

对节点核心区、钢梁端部及梁端加劲肋进行网格划分加密处理,网格尺寸为 20 mm×20 mm。BASIC 试件模型中加劲肋板与梁端和端板、U 形件加劲肋与方钢管柱均采用绑定约束,U 形件嵌入到混凝土中。螺帽与 U 形件和端板、U 形件与端板接触面切向摩擦因数取 0.4,混凝土与钢管接触面摩擦因数取为 0.2<sup>[16-19]</sup>,法向均采用硬接触。模拟高强螺栓预紧力时,为保证有限元计算能够更好收敛,首先对螺栓施加 10 kN 的预紧力,再施加 155 kN 预紧力,最后将螺栓固定在当前长度保持不变。边界条件如图 3 所示。

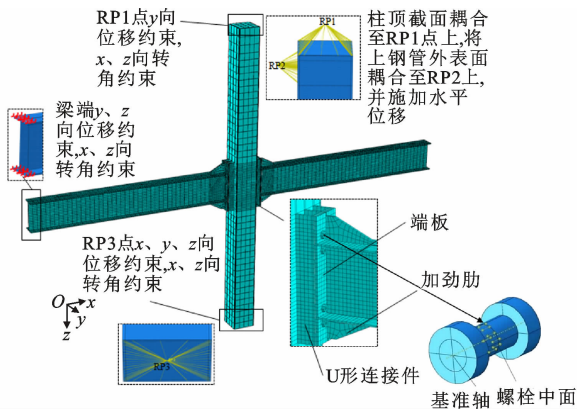


图 3 节点试件网格划分及边界条件

Fig. 3 Mesh division and boundary conditions of joint specimen

### 2.3 加载制度

加载时采用柱端加载的方式,加载方式和加载制度分别见图 4、5,其中  $N$  为竖向荷载, $P$  为水平往复荷载。首先在柱顶 RP1 点施加竖向荷载 1 200 kN(对应轴压比为 0.3),然后对耦合点 RP2 横向施加低周反复荷载,通过位移控制水平荷载,横向荷载施加期间将几何非线性的开关打开。

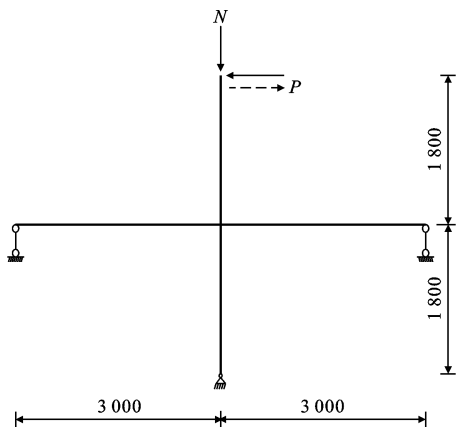


图 4 加载方式(单位:mm)

Fig. 4 Loading method (unit:mm)

试件屈服之前,以  $0.25\Delta_y$  ( $\Delta_y$  为屈服位移)逐级增加;屈服之后,以  $\Delta_y$  逐级增加;当承载力降至最大荷载的 85%时认为试件破坏。

### 2.4 有限元模型验证

选用文献[8]带 U 形件的方钢管混凝土柱-钢梁端板连接节点 UR 进行建模分析,节点加载为柱顶单调加载,试件材性选择各向同性强化模型。将有限元结果与试验结果进行对比。

UR 节点的各项参数为:梁尺寸为 HN413  $\times$  180  $\times$  9.5  $\times$  16,矩形截面  $\square$ 400  $\times$  200  $\times$  10,U 形件尺寸为[180  $\times$  90  $\times$  6.5  $\times$  12.5(截面高 180 mm,宽

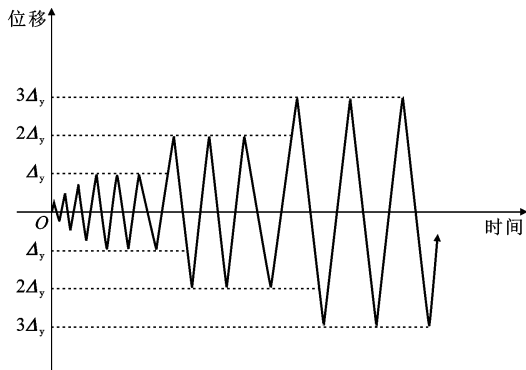


图 5 加载制度

Fig. 5 Loading system

90 mm,腹板厚 6.5 mm,翼缘厚 12.5 mm)。外伸端板厚度为 10 mm,长 500 mm,每边采用 6 个 8.8 级 M20 螺栓,详细构造见图 6。

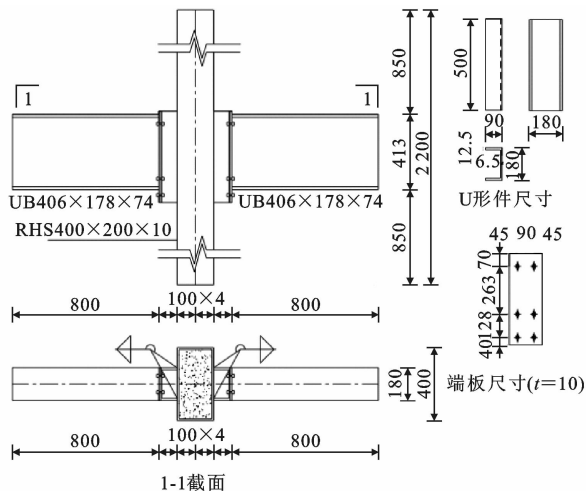


图 6 UR 试件构造详图(单位:mm)

Fig. 6 Details of UR specimen (Unit:mm)

试件破坏模式、弯矩-转角( $M-\theta$ )曲线的有限元计算结果与试验结果对比分别见图 7、8。结构参数的模拟结果与试验结果对比见表 2。

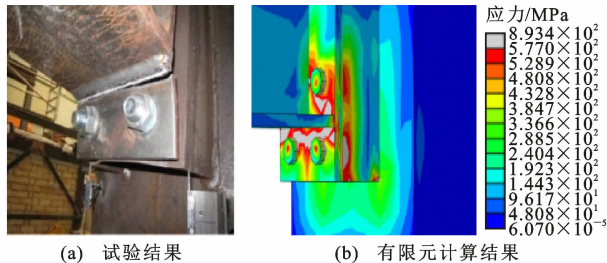


图 7 破坏模式对比

Fig. 7 Comparison of failure mode

由图 7、8 和表 2 可知,试验试件破坏结果与模拟试件节点破坏形态基本一致,端板下翼缘与梁端的连接处发生严重断裂,骨架曲线的有限元分析结

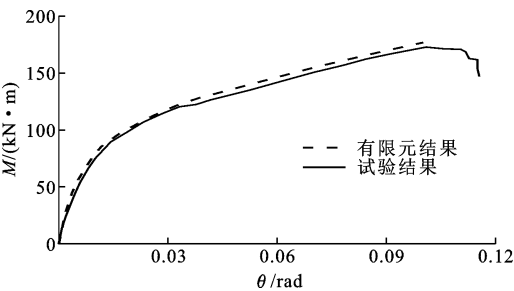


图 8 弯矩-转角曲线对比

Fig. 8 Comparison of bending moment-rotation angle curve

表 2 结构参数对比

Table 2 Comparison of structural parameters

参数	$R_{ki}$	$M_y/(kN \cdot m)$	$\theta_y/rad$	$M_{max}/(kN \cdot m)$	$\theta_u/rad$	$\mu_0$
试验	9 285	96.6	0.018	172.96	0.101	5.94
模拟	9 550	90.3	0.015	176.98	0.100	6.66

注: $R_{ki}$ 为节点的初始转动刚度; $\theta_y$ 为屈服位移转角; $M_y$ 为梁端屈服弯矩; $\theta_{max}$ 为最大位移转角; $M_{max}$ 为梁端最大弯矩; $\theta_u$ 为极限位移转角; $\mu_0$ 为节点转角延性系数, $\mu_0=\theta_u/\theta_y$ 。

果与试验结果吻合较好。有限元分析得到的屈服弯矩  $M_y$ 、最大弯矩  $M_{max}$  比试验结果分别大 2.9%、2.3%,各项相对误差均小于 4%,说明了建模方法的准确性和可靠性,可以对带 U 形件的方钢管混凝土柱节点的抗震性能开展深入分析。

3 节点抗震性能分析

建立带 U 形件的方钢管混凝土-钢梁端板连接节点 BASIC 试件,对 BASIC 试件的抗震性能进行数值分析。

3.1 滞回曲线及骨架曲线

BASIC 试件的弯矩-转角滞回曲线和骨架曲线分别见图 9、10,有限元结果见表 3。

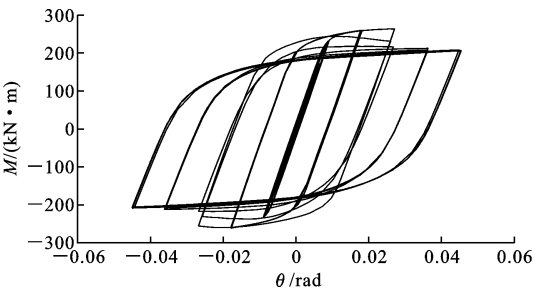


图 9 试件滞回曲线

Fig. 9 Hysteretic curve of specimen

由图 9、10 和表 3 可知,BASIC 试件滞回曲线基本对称,呈饱满的梭形,具有良好的耗能能力。在加载初期,节点的转动刚度基本保持不变,转角增大到 0.027 rad 时,达到最大弯矩 219 kN·m。达到极限弯矩后,承载力下降较为缓慢。在抗弯承载力

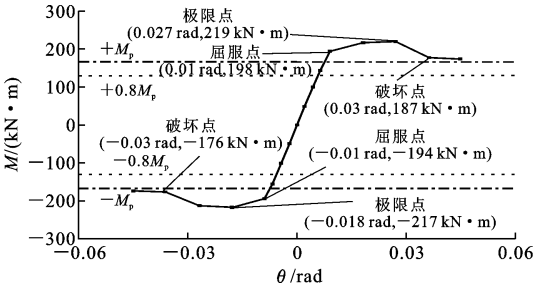


图 10 试件的骨架曲线

Fig. 10 Skeleton curve of specimen

表 3 BASIC 试件关键荷载点参数

Table 3 Parameters of key load point of BASIC specimen

参数	$M_y/(kN \cdot m)$	$\theta_y/rad$	$M_{max}/(kN \cdot m)$	$\theta_{max}/rad$	$M_u/(kN \cdot m)$	$\theta_u/rad$	$\mu_0$
数值	198	0.01	219	0.027	187	0.03	3.4

注: $M_u$ 为极限弯矩。

方面,文献[20]中规定节点达到 0.04 rad 层间位移角时,对应的节点承载力在 0.8 $M_p$ ( $M_p$ 为梁全截面塑性弯矩)以上。BASIC 达到极限转角时,节点推向、拉向承载力均能达到 0.8 $M_p$ 。

由表 3 可知,试件 BASIC 的转角延性系数  $\mu_0$  为 3.4, $\theta_y$  和  $\theta_u$  分别达到 0.01 和 0.034。根据中国《建筑抗震设计规范》[21]规定的多、高层钢结构弹性层间位移角限值 $[\theta_e]=1/250$ ,弹塑性层间位移角限值 $[\theta_p]=1/50$ ;试件 BASIC 屈服时层间位移角  $\theta_y=0.01=2.5[\theta_e]$ ,破坏时层间位移角  $\theta_u=0.034=1.7[\theta_p]$ ,说明试件 BASIC 具有良好的延性。

3.2 破坏过程分析

BASIC 试件的破坏模式、Von Mises 应力云图及混凝土应变云图分别见图 11、12。在整个加载过程中,方钢管柱核心区及 U 形件由于中部加劲肋的加强作用未发生明显的变形,且应力小于 250 MPa,基本处于弹性阶段。达到节点屈服荷载时,梁端未形成明显塑性铰,U 形件螺栓孔处应力较大,达到 420 MPa,端板除螺栓孔外应力基本小于 250 MPa,大致处于弹性阶段,方钢管柱内混凝土在节点侧面及 U 形件上下部位发生破坏;达到破坏荷载时,梁翼缘及腹板发生明显屈曲破坏,在梁端形成塑性铰,与屈服荷载时刻相比,BASIC 试件混凝土破坏面积变大,且应力最大达到 1 100 MPa。

综上所述,BASIC 试件破坏模式为梁端翼缘和腹板处发生屈曲,在梁端形成塑性铰破坏。在 U 形件中部设置加劲肋效果明显,达到了塑性铰外移至远离节点区和保护柱核心区混凝土的目的。试件破坏模式满足“强节点,弱构件”的抗震设计原则。

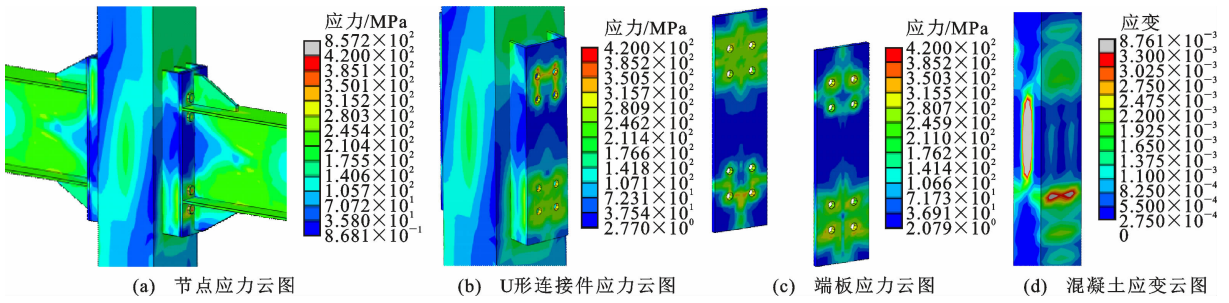


图 11 屈服荷载时刻节点的应力云图及混凝土应变云图

Fig. 11 Stress nephogram of joint and strain nephogram of concrete at moment of yielding load

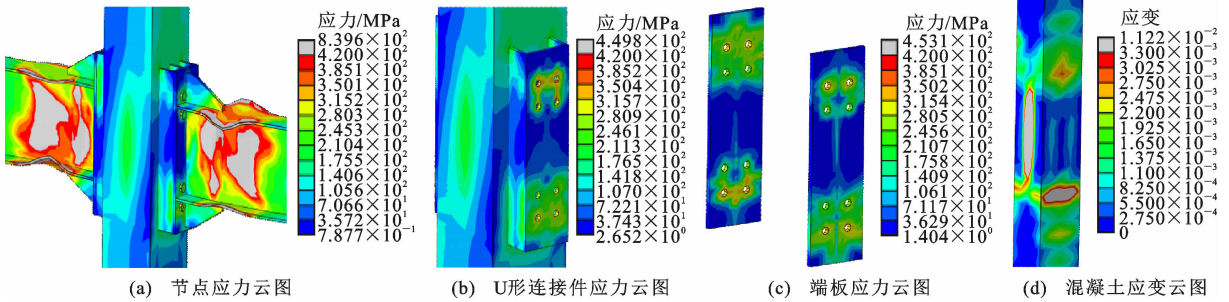


图 12 破坏荷载时刻节点应力云图及混凝土应变云图

Fig. 12 Stress nephogram of joint and strain nephogram of concrete at moment of failure load

## 4 节点抗震性能参数分析

在 BASIC 试件的基础上,分析 U 形件柱外翼缘高度  $t_h$ 、腹板宽度  $t_w$ 、中部断开长度  $t_d$ 、线刚度比  $k_i$  和轴压比  $n$  对节点抗震性能的影响。各试件编号及参数见表 4。

### 4.1 U 形件柱外翼缘高度的影响

仅改变 BASIC 模型 U 形件柱外翼缘高度(U 形件翼缘与柱翼缘焊接处至 U 形件腹板的长度),分别为 74 mm( $0.4b$ ,  $b$  为梁宽)、94 mm( $0.54b$ )、114 mm( $0.65b$ )、124 mm( $0.71b$ ),建立模型 A-74、BASIC、A-114、A-124。A 系列试件破坏时刻的骨架曲线见图 13, Von Mises 云图、滞回曲线分别如图 14、15 所示。

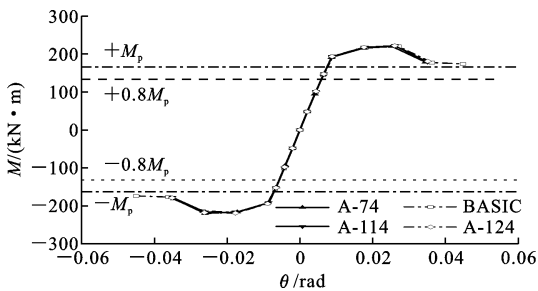


图 13 A 系列试件骨架曲线

Fig. 13 Skeleton curve of A-series specimen

从图 13~15 可知:U 形件柱外翼缘高度从 74

mm 增大到 124 mm,各试件均是在梁端腹板和翼缘发生屈曲变形,在梁端形成明显塑性铰,与 BASIC 试件破坏形态相仿,破坏模式符合“强节点,弱构件”的抗震原则。滞回曲线均形状饱满,节点均呈现出良好的抗震性能。加载初期,骨架曲线变化趋势基本一致,U 形件柱外翼缘高度对各节点的初始刚度影响较小。随着翼缘高度增加,梁端最大弯矩基本不变。

由表 4 可知:U 形件柱外翼缘高度由 74 mm 增大到 124 mm 后,试件的初始转动刚度仅增加 0.3%,最大弯矩增大 2%。在  $t_h = 0.54b$  (94 mm) 时节点转角延性系数取到最大值 3.42;  $t_h$  大于 94 mm 时,随着高度增大,节点转角延性系数减小。为施工能够有足够的操作空间和保证节点延性,建议 U 形件柱外翼缘高度取值范围为  $0.54b \leq t_h \leq 0.59b$ 。

### 4.2 U 形件腹板宽度的影响

改变 U 形件腹板宽度,分别为 175 mm( $0.58a$ ,  $a$  为柱边长)、200 mm( $0.67a$ )、250 mm( $0.83a$ )、300 mm( $a$ ),其他参数不变,建立模型 BASIC、B-200、B-250、B-300。B 系列试件破坏时的 Von Mises 应力云图见图 16,滞回曲线和骨架曲线分别见图 17、18。

由图 16~18 可知:腹板宽度小于 250 mm 时,试件破坏形态与 BASIC 试件基本一致,在梁翼缘处



表 4 各系列试件参数和有限元分析结果

Table 4 Parameters of each series of specimens and finite element analysis results

试件编号	柱外翼缘高度/mm	腹板宽度/mm	中部断开长度/mm	线刚度比	轴压比	$M_y/$ (kN·m)	$\theta_y$ /rad	$M_{max}/$ (kN·m)	$\theta_{max}$ /rad	$M_u/$ (kN·m)	$\theta_u$ /rad	$\mu\theta$
A-74	74	175	0	0.255	0.3	194	0.010	220	0.025	187	0.032 7	3.30
BASIC	94	175	0	0.255	0.3	196	0.010	221	0.027	187	0.034 2	3.42
A-114	114	175	0	0.255	0.3	196	0.010	221	0.026	188	0.033 0	3.31
A-124	124	175	0	0.255	0.3	197	0.010	222	0.026	188	0.033 4	3.29
B-200	94	200	0	0.255	0.3	195	0.011	219	0.027	187	0.035 5	3.37
B-250	94	250	0	0.255	0.3	191	0.012	218	0.031	188	0.039 4	3.24
B-300	94	300	0	0.255	0.3	180	0.013	213	0.028	213	0.028 3	2.10
C-40	94	175	40	0.255	0.3	195	0.010	221	0.026	188	0.034 5	3.44
C-60	94	175	60	0.255	0.3	195	0.010	221	0.026	188	0.034 9	3.48
C-100	94	175	100	0.255	0.3	194	0.010	221	0.026	188	0.035 5	3.54
K-1	94	175	0	0.255	0.3	195	0.010	221	0.026	188	0.035 5	3.54
K-2	94	175	0	0.433	0.3	259	0.012	313	0.033	313	0.033 1	2.81
K-3	94	175	0	0.549	0.3	332	0.016	381	0.033	381	0.033 1	2.29
N-0.5	94	175	0	0.255	0.5	193	0.010	218	0.027	185	0.033 4	3.34
N-0.7	94	175	0	0.255	0.7	191	0.010	215	0.027	182	0.033 5	3.26
N-0.9	94	175	0	0.255	0.9	185	0.010	209	0.027	177	0.035 5	3.19

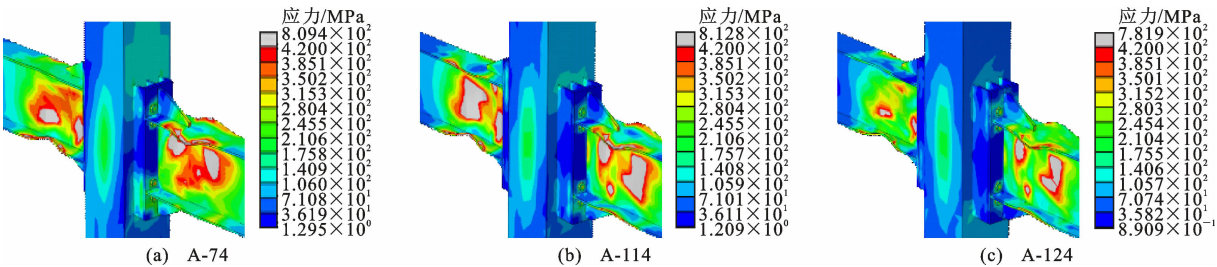


图 14 A 系列试件破坏时刻的 Von Mises 应力云图

Fig. 14 Von Mises stress nephogram of A-series specimens at moment of failure

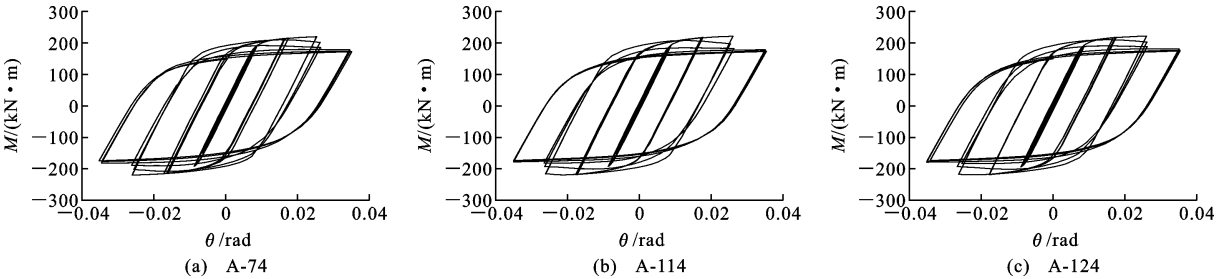


图 15 A 系列试件滞回曲线对比

Fig. 15 Comparison of hysteretic curves of A-series specimens

发生了发生明显屈曲变形,梁端加劲肋周围的 Von Mises 应力值较大,梁端形成塑性铰;当腹板宽度大于 250 mm 时,梁端最大应力基本小于 250 MPa,在梁端未产生明显塑性铰。BASIC、B-200 和 B-250 试件滞回曲线形状一致且饱满,而试件 B-300 在 2 倍屈服位移时发生破坏。加载初期,骨架曲线未重合,随着 U 形件腹板宽度增加,节点初始转动刚度明显降低,而最大弯矩非常接近。

由表 4 可知:U 形件腹板宽度由 175 mm 增大到 300 mm 时,试件的初始刚度减小了 26.37%,试件的屈服弯矩降低了 8.1%,试件的节点转角延性系数减小了 38.6%。当 U 形件腹板宽度小于 250 mm 时,破坏模式满足“强节点,弱构件”的抗震原则。节点的转角延性系数随 U 形件截面高度增大而减小,为保证节点延性,工程上建议  $t_h$  的取值最大不应超过  $0.83a$ 。

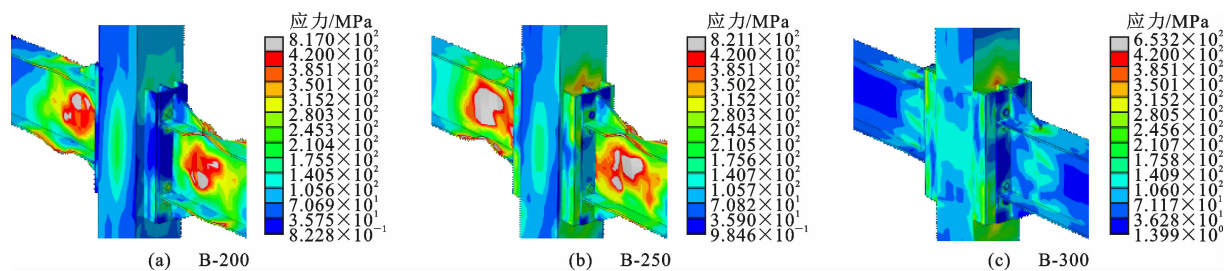


图 16 B 系列试件破坏时刻的 Von Mises 应力云图

Fig. 16 Von Mises stress nephogram of B-series specimens at moment of failure

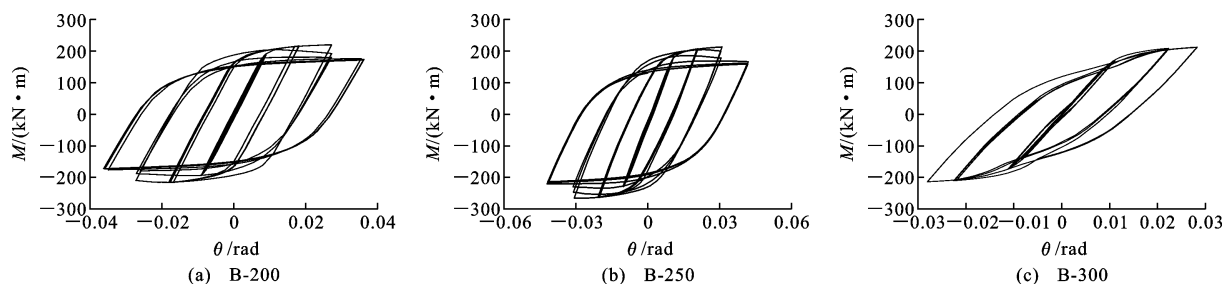


图 17 B 系列试件滞回曲线对比

Fig. 17 Comparison of hysteretic curves of B-series specimens

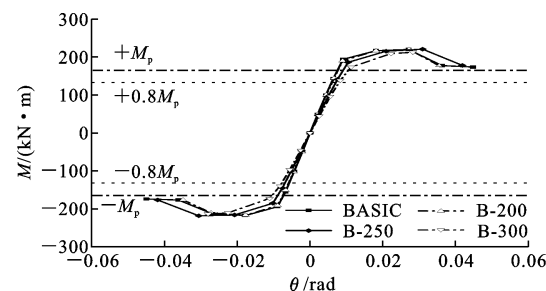


图 18 B 系列试件骨架曲线

Fig. 18 Skeleton curve of B-series specimen

### 4.3 U 形件中部断开长度的影响

为方便 U 形件中螺栓的穿入和 U 形件中部加劲肋施焊,采用了 U 形件中部断开的构造,在满足施工和保证节点抗震性能的基础上,确定断开长度的合理取值范围。建立了中部断开长度为 40 mm ( $0.11h$ ,  $h$  为梁高)、60 mm ( $0.17h$ )、100 mm ( $0.29h$ )的 C 系列试件。Von Mises 应力云图、滞回曲线分别见图 19、20,破坏时的骨架曲线见图 21。

由图 19~21 可知:U 形件中部断开长度从 0 增大到 100 mm 的过程中,C 系列节点的破坏形态一致,均在梁端翼缘和腹板处形成明显塑性铰;梁翼缘处发生了明显的屈曲变形,梁端腹板破坏严重,U 形件及 U 形件中部加劲肋均保持较小的应力水平;螺栓最大应力为 812 MPa,远远小于其抗拉强度 1 130 MPa,满足“强节点,弱构件”的抗震设计准则。试件滞回曲线均为饱满的梭形,且均出现了承载力和刚度退化,各试件达到极限位移角时,对应的承载力均大于  $0.8M_p$ 。节点的骨架曲线走势一致,各试件的初始转动刚度差别不大,进入塑性阶段曲线发生分离,下降程度不一。

由表 4 可知:随着 U 形件中间断开长度逐渐增大,试件的初始转动刚度减小了不超过 0.4%,试件的屈服弯矩和最大弯矩浮动程度不超过 1%,试件的节点转角延性系数随 U 形件中部断开长度的增大而增大。为了使施工方便,在承载力和延性不受

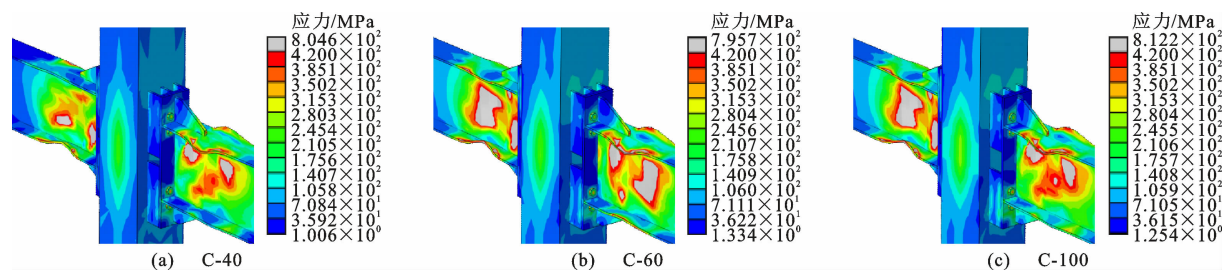


图 19 C 系列试件破坏时刻的 Von Mises 应力云图

Fig. 19 Von Mises stress nephogram of C-series specimens at moment of failure



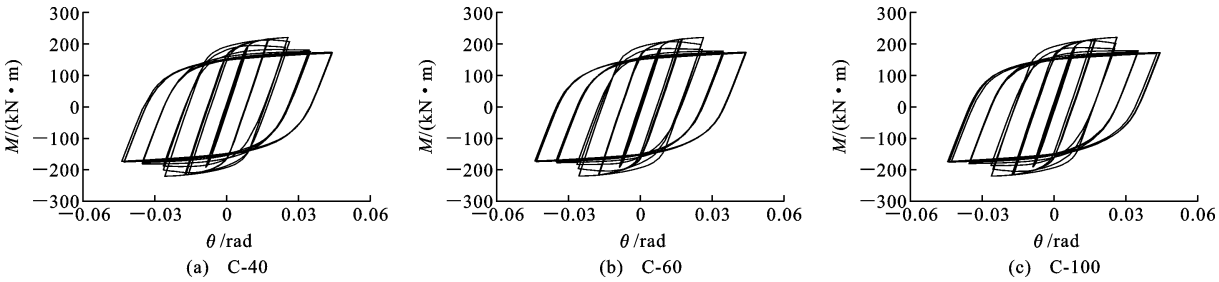


图 20 C 系列试件滞回曲线对比

Fig. 20 Comparison of hysteretic curves of C-series specimens

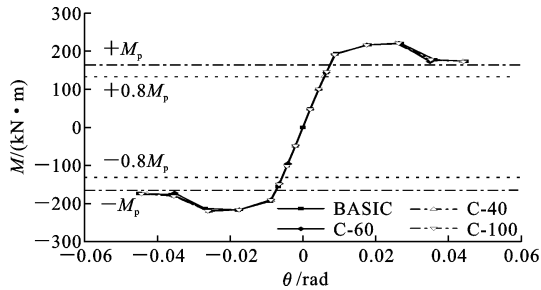


图 21 C 系列试件骨架曲线

Fig. 21 Skeleton curve of C-series specimen

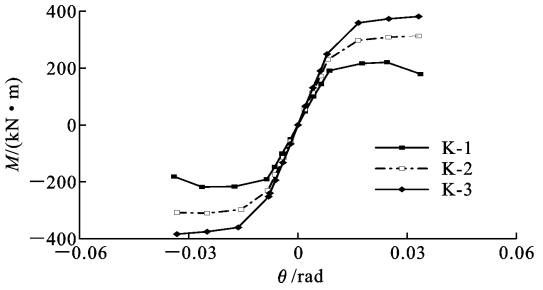


图 22 K 系列试件骨架曲线

Fig. 22 Skeleton curve of K-series specimen

影响的情况下建议 U 形件中部断开不超过  $0.3h$ 。

#### 4.4 梁柱线刚度比的影响

梁柱线刚度比依据《组合结构设计规范》(JGJ 138—2016)<sup>[22]</sup> 计算,即

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

式中:  $E_b$  为钢梁弹性模量;  $I_b$  为钢梁截面惯性矩;  $E_c I_c$  为方钢管柱截面抗弯刚度,由混凝土截面抗弯刚度与钢管截面抗弯刚度叠加而成;  $L$ 、 $H$  分别为梁、柱计算长度。

改变梁截面尺寸分别为  $\text{HN}346 \times 174 \times 6 \times 9$ 、 $\text{HN}400 \times 150 \times 8 \times 13$ 、 $\text{HN}400 \times 200 \times 8 \times 13$ , 建立模型 K-1、K-2、K-3, 其梁柱线刚度比分别为 0.255、0.433、0.549。K 系列试件破坏时的骨架曲线如图 22 所示, Von Mises 应力云图、滞回曲线分别如图 23、24 所示。

从图 22~24 可知: 梁柱线刚度比从 0.255 增大

到 0.549, K-1 试件破坏形式与 BASIC 试件相差不大, 梁端发生明显破坏, U 形件和节点核心区应力小于 420 MPa; 试件 K-2 在梁端腹板处发生破坏, 翼缘弯曲程度比 K-1 试件轻微; K-3 梁端应力小于 420 MPa, 进入塑性阶段, 未形成明显塑性铰。K-1 滞回曲线饱满, 试件 K-2 和 K-3 滞回曲线峰值无明显下降。加载初期, K 系列节点骨架曲线相差较大, 初始刚度随线刚度增加相差较大; 达到峰值后, 曲线分散程度加剧, K-2 和 K-3 未出现明显的下降段。

由表 4 可知, 梁柱线刚度比由 0.255 增加到 0.549 时, 试件初始转动刚度增大 40%, 屈服弯矩和最大弯矩分别增大 70%、72%。节点延性系数随梁柱线刚度比的增大而逐渐减小, K-3 试件相较于 K-1 试件降低 35%。为保证节点延性不受较大影响, 建议节点梁柱线刚度比控制在 0.25~0.4。

#### 4.5 轴压比的影响

依据《组合结构设计规范》<sup>[22]</sup> 计算方钢管混凝土

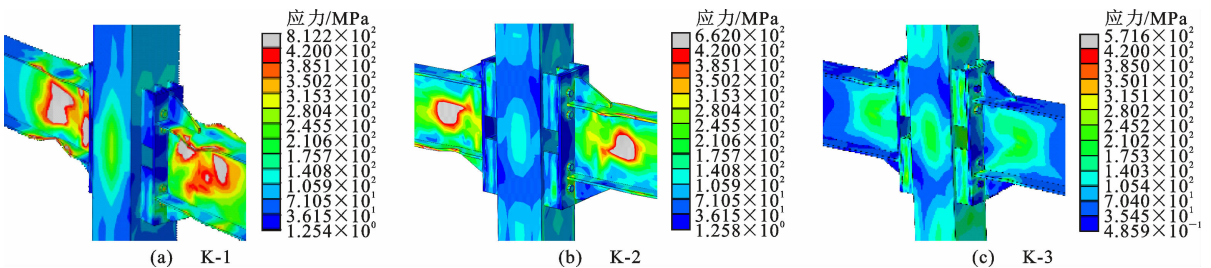


图 23 K 系列试件破坏时刻 Von Mises 应力云图

Fig. 23 Von Mises stress nephogram of K-series specimens at moment of failure

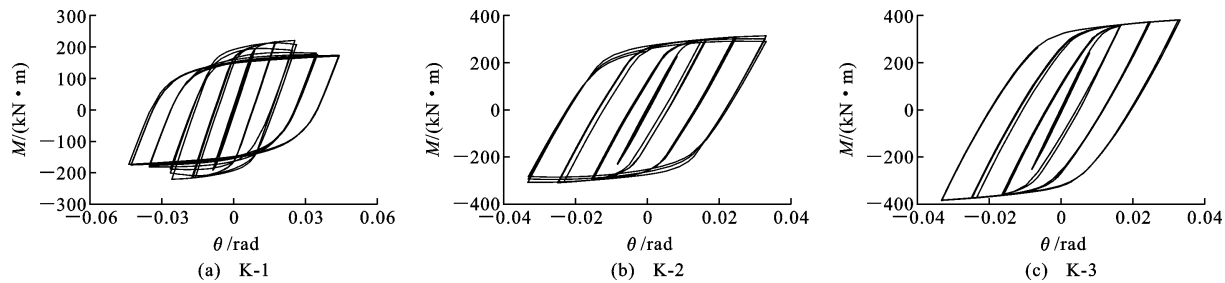


图 24 K 系列试件滞回曲线对比

Fig. 24 Comparison of hysteretic curves of K-series specimens

土柱的轴压比  $n$ , 建立试件 N-0.5、N-0.7、N-0.9, 对应轴压比分别为 0.5、0.7、0.9。试件破坏时的骨架曲线见图 25, Von Mises 应力云图、滞回曲线分别见图 26、27。

由图 25~27 可知:不同轴压下各试件节点的破坏形态基本一致,各试件均在梁端加劲肋外形成塑性铰,周围的应力值较大,有效保护节点区,满足“强

节点,弱构件”的抗震要求。由试件的骨架曲线可知,随着轴压比的增加,试件初始刚度和峰值荷载均降低。轴压比由 0.30 增大到 0.90 时,梁端最大弯矩减小 4.1%,峰值荷载降低 18.3%,转角延性系数降低 4.7%。轴压比为 0.9 时,梁端可形成塑性铰,柱内应力较高,部分区域达到屈服。为保证试件承载力 and 延性性能,建议轴压比限值为 0.7。

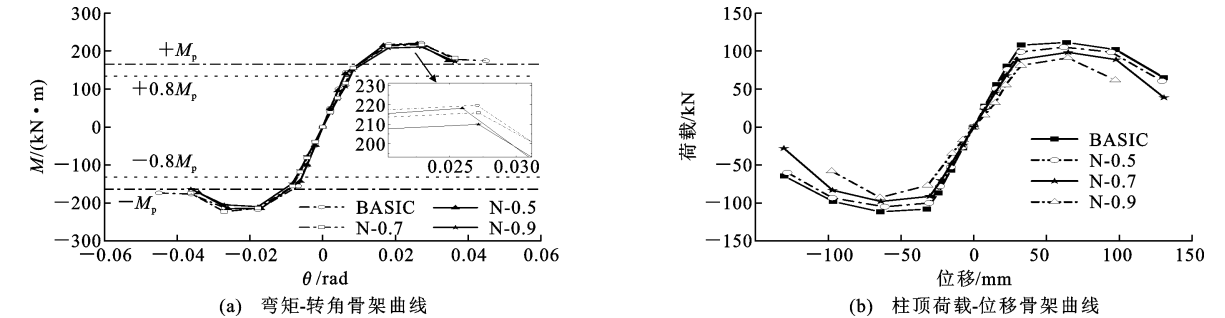


图 25 N 系列试件骨架曲线

Fig. 25 Skeleton curve of N-series specimen

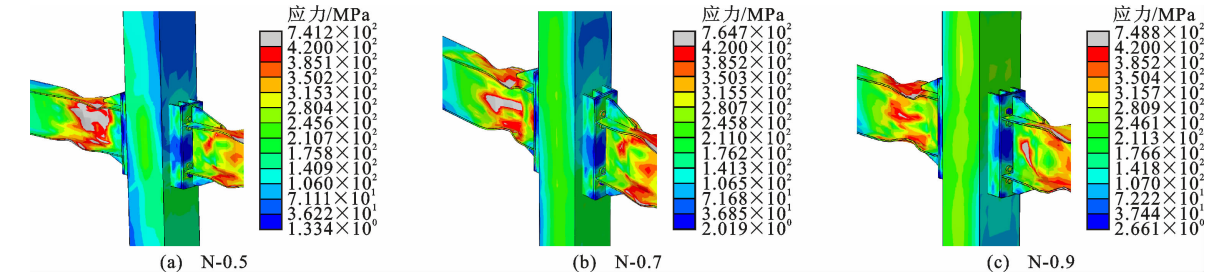


图 26 N 系列试件破坏时刻 Von Mises 应力云图

Fig. 26 Von Mises stress nephogram of N-series specimens at moment of failure

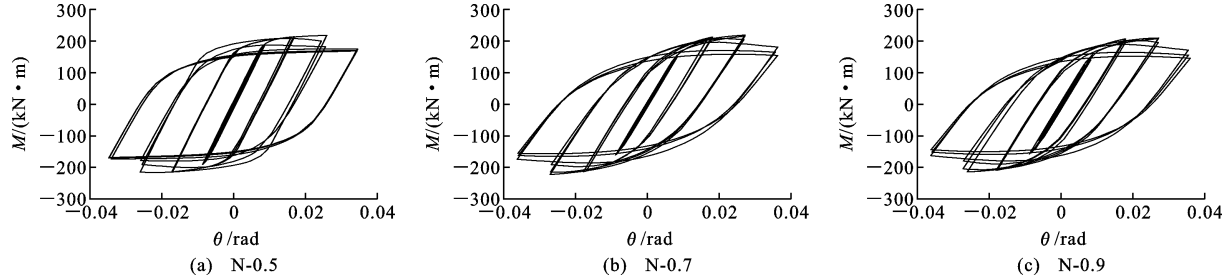


图 27 N 系列试件滞回曲线对比

Fig. 27 Comparison of hysteretic curves of N-series specimens

## 5 结 语

(1)带 U 形件的方钢管混凝土柱-钢梁端板连接节点抗震性能良好,U 形件中部设置加劲肋板可以起到降低焊缝应力、加固节点和使塑性铰外移的作用,能更好地满足“强节点,弱构件”的抗震要求。

(2)U 形件腹板宽度由  $0.58a$  增大至  $a$ ,节点初始转动刚度降低 26.37%,延性系数降低 62.86%,说明 U 形件腹板宽度对节点抗震性能影响较大,工程中建议腹板宽度不宜过大,控制在  $0.83a$  以内;U 形件断开长度由 0 增加到  $0.3h$  时,节点的承载力降低不超过 1%。为方便对中部加劲肋施焊,在承载力不受影响的情况下建议 U 形件中部断开长度不超过  $0.3h$ 。

(3)U 形件柱外翼缘高度  $t_h$ 、腹板宽度  $t_w$  对节点抗震性能有一定影响。建议合理的参数设置范围为: $t_h=0.48b\sim0.59b$ 、 $t_w=0.58a\sim0.83a$ 。将 U 形件的各项参数设计在合理范围内可以使塑性铰在梁端腹板处出现,以此保证节点区在循环荷载作用下受到较小的影响。

(4)随着梁柱线刚度比由 0.255 增大到 0.549,节点延性系数降低 35%,试件的屈服弯矩和最大弯矩分别增大 70%、72%,说明梁柱线刚度比增大,节点的转角变形能力变小,延性下降。建议节点梁柱线刚度比控制在  $0.25\sim0.4$ 。为保证节点抗震性能以及节点区不发生破坏,建议轴压比限值为 0.7。

### 参考文献:

### References:

- [1] 周绪红,刘界鹏. 钢管约束混凝土柱的性能与设计[M]. 北京:科学出版社,2010.  
ZHOU Xuhong, LIU Jiepeng. Performance and design of steel tube confined concrete column[M]. Beijing: Science Press, 2010.
- [2] 钱玉龙. 方钢管柱-H 型钢梁翻转槽钢装配式节点的受弯机理及力学模型[D]. 徐州:中国矿业大学, 2019.  
QIAN Yulong. Flexural mechanism and theoretical model of reverse channel prefabricated connections between square tubular column and H-shaped beam [D]. Xuzhou: China University of Mining and Technology, 2019.
- [3] 吕西林,李学平,余 勇. 方钢管混凝土柱与钢梁连接的设计方法[J]. 同济大学学报(自然科学版),2002, 30(1):1-5.  
LU Xilin, LI Xueping, YU Yong. Design method for

- connections between concrete-filled square tubular columns and steel beams[J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2002, 30(1): 1-5.
- [4] 宗周红,林于东,陈慧文,等. 方钢管混凝土柱与钢梁连接节点的拟静力试验研究[J]. 建筑结构学报, 2005,26(1):77-84.  
ZONG Zhouhong, LIN Yudong, CHEN Huiwen, et al. Quasi-static test on concrete-filled square steel tube column to steel beam connections[J]. Journal of Building Structures, 2005, 26(1): 77-84.
- [5] 王文达,韩林海,游经团. 方钢管混凝土柱-钢梁外加强环节点滞回性能的实验研究[J]. 土木工程学报, 2006,39(9):17-25,61.  
WANG Wenda, HAN Linhai, YOU Jingtuan. Experimental studies on hysteretic behaviors of steel beam to concrete filled SHS column connections with stiffening ring[J]. China Civil Engineering Journal, 2006, 39(9): 17-25, 61.
- [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(2):84-91.  
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(2): 84-91.
- [7] ZHANG A L, QIU P, GUO K, et al. Experimental-study of earthquake-resilient end-plate type prefabricated steel frame beam-column joint[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2020, 166: 105927.
- [8] WANG Y C, XUE L. Experimental study of moment-rotation characteristics of reverse channel connections to tubular columns[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2013, 85: 92-104.
- [9] 付 波,王彦超,童根树. 矩形钢管混凝土柱-H 形钢梁外顶板式节点抗震性能试验研究[J]. 工程力学, 2020,37(7):125-137.  
FU Bo, WANG Yanchao, TONG Genshu. Experimental study on the seismic behavior of CFST rectangular column to H-section steel beam connections with external stiffeners[J]. Engineering Mechanics, 2020, 37(7): 125-137.
- [10] 聂少锋,王 硕,刘 波,等. 带 U 形连接件的加强式梁柱弱轴端板连接节点抗震性能研究[J]. 建筑钢结构进展,2023,25(1):38-48.  
NIE Shaofeng, WANG Shuo, LIU Bo, et al. Study on the seismic behavior of weak-axis end-plate joint of reinforced beam to column with U-shaped connector

[J]. Progress in Steel Building Structures, 2023, 25(1): 38-48.

[11] 门式刚架轻型房屋钢结构技术规范:GB 51022—2015 [S]. 北京:中国建筑工业出版社,2016.  
Technical specification for steel structure of light-weight buildings with gabled frames: GB 51022—2015 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2016.

[12] 钢结构设计标准:GB 50017—2017[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2017.  
Standard for design of steel structures: GB 50017—2017 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2017.

[13] Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings: FEMA-350 [S]. Washington DC: Federal Emergency Management Agency, 2000.

[14] 韩林海. 钢管混凝土结构:理论与实践[M]. 北京:科学出版社,2004.  
HAN Linhai. Concrete-filled steel tubular structure: theory and practice [M]. Beijing: Science Press, 2004.

[15] 混凝土结构设计规范:GB 50010—2002[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2004.  
Code for design of concrete structures: GB 50010—2002 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2004.

[16] BALTAY P, GJELSVIK A. Coefficient of friction for steel on concrete at high normal stress[J]. Journal of Materials in Civil Engineering, 1990, 2(1): 46-49.

[17] SCHNEIDER S P. Axially loaded concrete-filled steel tubes[J]. Journal of Structural Engineering, 1998, 124(10): 1125-1138.

[18] ROEDER C W, CAMERON B, BROWN C B. Composite action in concrete filled tubes[J]. Journal of Structural Engineering, 1999, 125(5): 477-484.

[19] MORISHITA Y, TOMII M, YOSHIMURA K. Experimental studies on bond strength in concrete filled circular steel tubular columns subjected to axial loads [J]. Transactions of Japan Concrete Institute, 1979, 1: 351-358.

[20] Seismic provisions for structural steel building: AN-SI/AISC 341-05 [S]. Chicago: America Institute of Steel Construction, 2010.

[21] 建筑抗震设计规范:GB 50011—2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2016.  
Code for seismic design of buildings: GB 50011—2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2016.

[22] 组合结构设计规范:JGJ 138—2016[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2016.  
Code for design of composite structures: JGJ 138—2016 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2016.