

DOI:10.11784/tdxbz202312027

冷弯型钢钢管混凝土柱-钢梁装配式节点抗震性能研究

王莉萍^{1,2}, 何津贤¹, 李健¹, 陈俊³, 丁发兴^{1,2}

(1. 中南大学土木工程学院, 长沙 410075; 2. 湖南省装配式建筑工程技术研究中心, 长沙 410075;
3. 湘潭大学土木工程学院, 湘潭 411105)

摘要: 为考察多高层框架结构体系中新型冷弯型钢装配式钢管混凝土柱-冷弯型钢拼合梁节点的抗震性能, 设计并制作了一组足尺节点试件, 对其进行不同轴压比下的拟静力试验. 结合 ABAQUS 有限元分析, 以轴压比、钢管柱壁厚、内填充混凝土强度等级为主要参数, 研究节点试件在低周往复水平荷载作用下的破坏形态、滞回曲线、骨架曲线、承载力、耗能能力、刚度退化等抗震性能. 结果表明: 在冷弯型钢柱内填充混凝土时, 新型冷弯型钢装配式梁柱节点的承载力和耗能能力相比于空钢管柱节点整体有所提高, 节点延性增加, 节点仍保持“强柱弱梁”的失效模式. 在低轴压比(0.2)下, 钢管柱壁厚的增加对节点的耗能能力与承载力有一定的提升, 其延性也有所增加; 混凝土强度等级的变化对本文所研究“强柱”构造下的节点抗震性能几乎无影响, 节点的滞回曲线基本一致, 骨架曲线基本重合, 节点的破坏形态保持不变, 随着混凝土强度等级的增加, 节点延性有所降低. 但在高轴压比(0.8)下, 钢管柱壁厚为 2 mm 和 3 mm 时柱刚度过弱, 节点出现柱端压弯破坏; 当钢管柱壁厚增加到 4 mm 时, 节点破坏形态转变为梁端塑性铰破坏, 因此应注意限制梁柱线刚度比, 保证“强柱弱梁”的失效模式. 本文研究成果对该新型节点用于多高层框架结构体系中的适用性及设计构造有一定参考意义.

关键词: 梁柱节点; 冷弯型钢双肢拼合梁; 钢管混凝土柱; 拟静力试验; 轴压比; 抗震性能

中图分类号: TU352.1; TU392.1

文献标志码: A

文章编号: 0493-2137(2024)12-1255-18

Seismic Performance of Prefabricated Joint Between Concrete-Filled Cold-Formed Steel Tubular Column and Steel Beam

Wang Liping^{1,2}, He Jinxian¹, Li Jian¹, Chen Jun³, Ding Faxing^{1,2}

(1. School of Civil Engineering, Central South University, Changsha 410075, China;

2. Engineering Technology Research Center for Prefabricated Construction Industrialization of Hunan Province, Changsha 410075, China;

3. College of Civil Engineering, Xiangtan University, Xiangtan 411105, China)

Abstract: To investigate the seismic performance of a novel prefabricated joint between a concrete-filled cold-formed steel tubular column and a cold-formed steel built-up beam used in multi-storey and high-rise frame structure systems, a group of full-size joint specimens were designed and fabricated, and quasi-static tests were carried out at different axial compressive ratios. With the combination of finite element analysis performed using ABAQUS, the axial compressive ratio, wall thickness of the steel tubular column and strength grade of infilled concrete were taken as the main parameters, and the failure patterns, hysteretic curves, skeleton curves, bearing capacity, energy dissipation capacity and stiffness degradation of joint specimens under low-cyclic horizontal load were studied. Results show that when the cold-formed steel column was filled with concrete, the bearing capacity and energy dissipation capacity of the novel prefabricated cold-formed steel beam-column joint were improved, its ductility was enhanced,

收稿日期: 2023-12-22; 修回日期: 2024-03-07.

作者简介: 王莉萍(1987—), 女, 博士, 副教授, wlp2016@csu.edu.cn.

通信作者: 何津贤, 214811067@csu.edu.cn.

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51608538); 湖南省自然科学基金资助项目(2021JJ50029); 湖南省杰出青年基金资助项目(2019JJ20029).

Supported by the National Natural Science Foundation of China(No. 51608538), the Natural Science Foundation of Hunan Province, China(No. 2021JJ50029), the Outstanding Youth Foundation of Hunan Province, China(No. 2019JJ20029).

and its failure mode was still “strong column and weak beam”. At a low axial compressive ratio of 0.2 and with an increase in the wall thickness of the steel tubular column, the energy dissipation capacity, bearing capacity and ductility of the joint were all improved to a certain extent. The changes in the strength grade of infilled concrete had little effect on the seismic performance of joints under the “strong column” configuration studied in this paper. For those joints with different strength grades of infilled concrete, their hysteretic and skeleton curves were basically the same, and their failure patterns did not change either. With an increase in the strength grade of infilled concrete, the ductility of joints decreased. However, at a high axial compressive ratio of 0.8, a compression-bending failure at the column end was observed for the joints with wall thicknesses of 2 mm and 3 mm because the corresponding column stiffness was too weak. When the wall thickness increased to 4 mm, the joint failure pattern changed to a plastic hinge failure at the beam end. Therefore, the beam-column linear stiffness ratio should be controlled to ensure the failure mode of “strong column and weak beam”. The research results in this paper provide certain reference for the applicability and design configuration of the novel joint applied in multi-storey and high-rise frame structure systems.

Keywords: beam-column joint; cold-formed steel double-limb built-up beam; concrete-filled steel tubular column; quasi-static test; axial compressive ratio; seismic performance

冷弯薄壁型钢作为一种新型建筑材料具有绿色、高效、便捷等优点^[1]以及良好的力学性能。在冷弯薄壁型钢管中填充混凝土形成的钢管混凝土柱结构具有各向等强、抗扭刚度大、承载力高、节省钢材等优点。钢管混凝土柱通过与 H 型钢梁组合形成的框架结构已在国内外有广泛应用^[2-3]。许多学者对钢管混凝土柱及钢管混凝土柱-钢梁节点展开了研究:张耀春等^[4-5]和陈勇等^[6-8]研究了不同形式钢管混凝土柱的受力性能及破坏模式;陶忠等^[9]通过对 8 个冷弯型钢钢管混凝土构件柱的试验,利用数值解法全过程分析,提供了轴压、纯弯和压弯承载力的实用计算方法;郭水平^[10]对薄壁钢管混凝土框架梁柱端板连接节点进行了单调加载试验与理论分析;王静峰等^[11]分析了不同端板类型和不同钢管壁厚情况下薄壁钢管混凝土框架梁柱端板连接节点的力学性能和破坏模式等;姚勇等^[12]提出了 1 种加腋焊接的冷弯薄壁型钢梁柱连接节点,试验研究表明加腋节点的承载力高于普通焊接节点与螺栓贯穿节点的承载力,且混凝土在一定程度上抑制了节点域柱板件断裂;侯亚杰^[13]提出了 1 种冷弯薄壁型钢-轻混凝土柱,试验与有限元研究表明填充混凝土与增加混凝土强度能有效提高构件承载力且较好控制构件畸变屈曲。

以上研究现状表明冷弯型钢梁柱节点的抗震性能研究已有一定基础,但其存在装配化程度不高、构件组成单一等不足。笔者所在课题组提出了 1 种新型冷弯型钢全螺栓装配式梁柱节点,并对不同节点域加强形式和不同拼合梁截面的梁柱节点进行了试验研究^[14],分析了该梁柱节点的耗能能力、延性、刚度退化等的影响因素;同时,采用有限元软件分析了连接处螺栓列数、螺栓规格、拼合梁腹板连接板间距对

节点抗震性能的影响,结果表明该梁柱节点抗震性能良好且具有现场全螺栓装配和梁分肢(开口槽钢)适于模块化建筑体系等优势。

文献[14]主要针对该节点形式在低轴压比情况下的抗震性能,未深入研究其在多高层框架结构中的适用性。在上述研究^[14]基础上,本文通过在钢管柱中填充混凝土,形成冷弯型钢钢管混凝土柱-冷弯型钢拼合梁装配式节点。为深入研究冷弯型钢钢管混凝土柱-冷弯型钢拼合梁装配式节点在低周往复水平荷载作用下的滞回性能及其在多高层框架结构中的适用性,设计了 1 组足尺冷弯型钢钢管混凝土柱-钢梁装配式节点试件,试件节点域均采用竖隔板加强形式以方便混凝土浇筑。在试验基础上,采用 ABAQUS 有限元软件模拟试件的受力全过程,并用试验结果验证了有限元模型的准确性。通过有限元方法,进一步分析了钢管柱内是否填充混凝土、混凝土强度、不同轴压比状态下不同钢管柱壁厚对节点试件的耗能能力、延性等抗震性能指标的影响,重点探讨了高轴压比情况下的节点破坏模式的转变,并提出了相应的设计建议及控制措施。

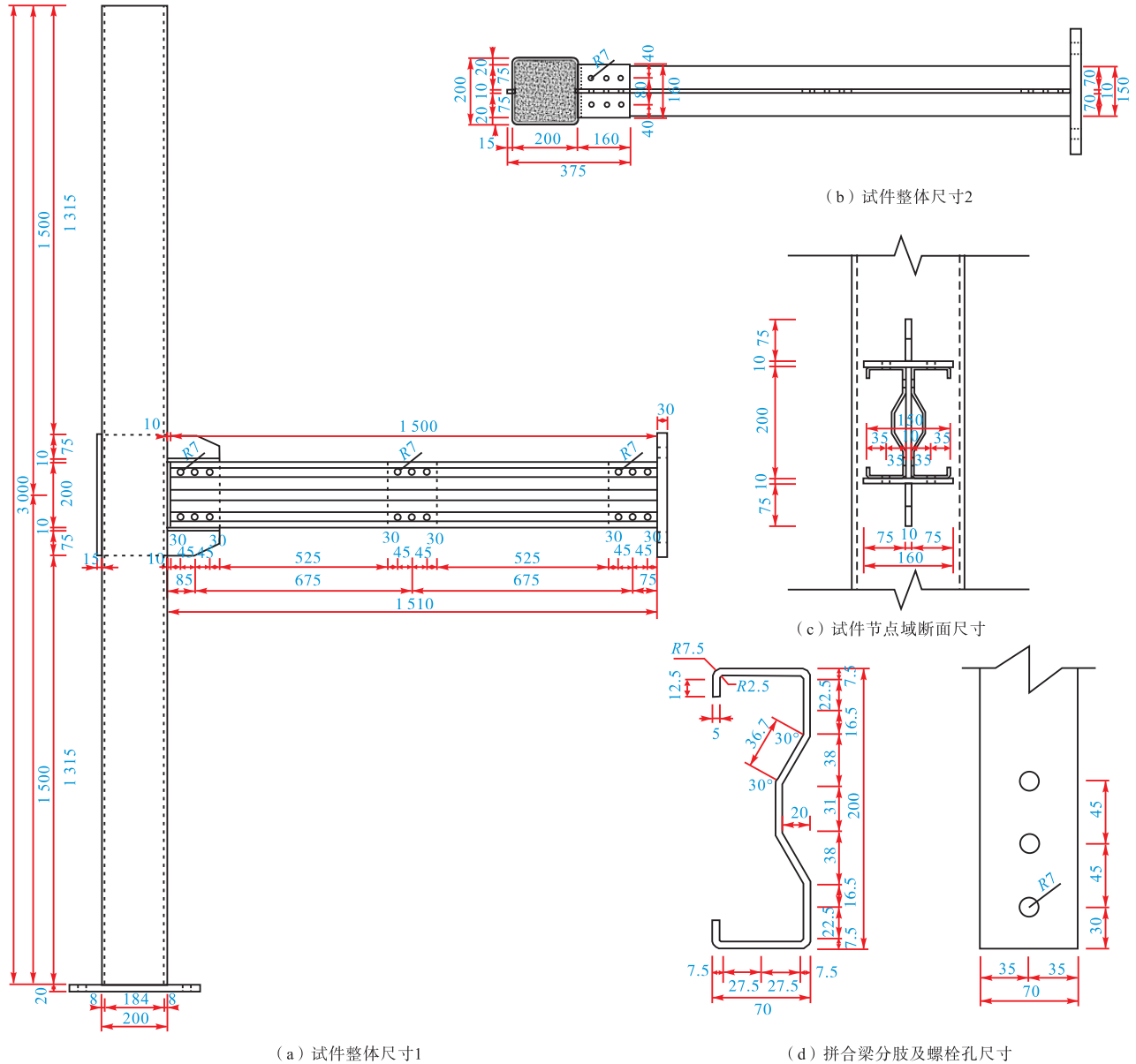
1 试验研究

1.1 试验概况

试验设计并制作 2 个足尺的钢管内带混凝土节点试件,即柱轴压比 $n = 0.2$ 的节点试件 C35T8N2 和柱轴压比 $n = 0.6$ 的节点试件 C35T8N6,从而与笔者所在课题组已经完成的钢管内无混凝土节点试件 T8N2^[14]进行比较。以节点试件 C35T8N2 为例,其中 C35 表示钢管内填充混凝土且混凝土强度等级为

C35; T8 表示钢管柱柱壁厚度为 8 mm; N2 表示节点柱轴压比 n 为 0.2. 试件几何尺寸如图 1(a) ~ (c) 所示. 试件方钢管柱截面边长为 200 mm, 厚度为 8 mm, 角部弯折半径为 20 mm; 工字形连接件高度为 370 mm, 翼缘宽为 160 mm, 厚度为 10 mm; 腹板连接板高度为 200 mm, 宽度为 150 mm, 厚度为

10 mm. 拼合梁尺寸如图 1(d) 所示, 高度为 200 mm, 厚度为 5 mm, 弯折半径外径为 7.5 mm. 拼合梁由两根腹板加劲的槽钢分肢截面组合而成, 分肢之间采一定间距分布的腹板连接板通过 M12 摩擦型高强螺栓连接. 拼合梁与柱连接处的翼缘与腹板通过 18 个 M12 摩擦型高强螺栓与工字形连接件连接.



(a) 试件整体尺寸1

(d) 拼合梁分肢及螺栓孔尺寸

图 1 冷弯型钢管混凝土柱-钢梁装配式节点

Fig.1 Prefabricated joint between concrete-filled cold-formed steel tubular column and steel beam

节点试件所用钢材型号统一为 Q345B, 钢管柱内填混凝土强度为 C35. 按照《金属材料 拉伸试验 第 1 部分: 室温试验方法》^[15](GB/T 228.1—2021) 进行拉伸试验, 从试件同一批材料中取材, 按照母材和厚度不同分为 3 组, 每组试件 3 个, 共 9 个试件, 得到方钢管柱、双肢拼合梁、连接板件及加强构件钢材

的屈服强度、极限强度实测平均值, 结果如表 1 所示.

表 1 钢材的力学性能

Tab.1 Mechanical properties of steel

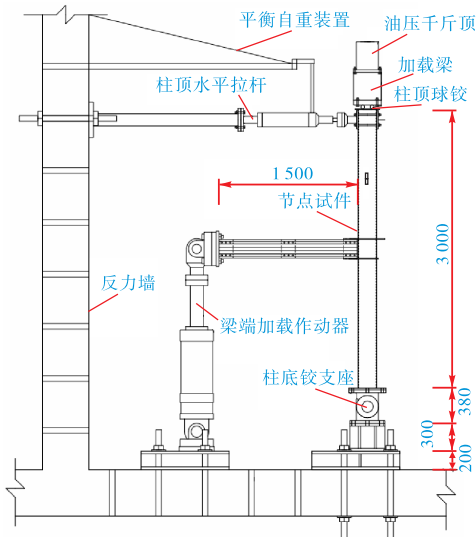
构件	t/mm	f_y/MPa	f_u/MPa	E/GPa	$\delta/\%$
梁	5	416.40	556.28	203.21	24
柱	8	373.56	511.94	198.90	25
平板	10	404.81	545.17	196.90	24

注: t 为厚度; f_y 为屈服强度; f_u 为极限强度; E 为弹性模量; δ 为伸长率.

试件混凝土部分按照规范^[16]要求制作边长为 150 mm 的立方体试块,自然养护 28 d 后,测得其平均抗压强度为 40.8 MPa.

1.2 加载方案

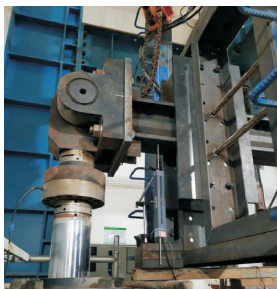
试验加载装置见图 2. 柱顶采用球铰与分配梁连接,柱底通过螺栓与固定铰支座连接. 通过油压千斤



(a) 加载装置示意(单位:mm)



(b) 加载装置照片



(c) 梁端侧向约束



(d) 钢管端部混凝土打磨找平

图 2 试验加载装置

Fig.2 Setup of loading test

顶经分配梁在柱顶施加恒定竖向荷载. 在试件梁端连接竖向行程为 ± 250 mm 的液压伺服作动器,给梁端施加往复位移. 在靠近梁端处设置侧向支撑,保证拼合梁不会发生扭转及平面外失稳. 两个试件钢管混凝土柱的轴压比 n 分别为 0.2 和 0.6. 轴压比表达式为 $n = N_0 / N_u$, 其中 N_0 为柱顶施加的轴压力, N_u 为钢管混凝土柱极限轴压承载力. N_u 计算式^[17]为

$$N_u = f A_s + f_c A_c \tag{1}$$

式中: f 为钢材的抗压强度设计值; A_s 为钢管的截面面积; f_c 为混凝土抗压强度设计值; A_c 为管内混凝土截面面积.

在正式加载前进行预加载消除安装间隙,减小实验误差. 正式加载时,对柱顶分别施加 707.7 kN 和 2 123.6 kN 的竖向轴压力,以实现 0.2 和 0.6 的轴压比. 加载制度参考美国钢结构抗震规范^[18],选用层间位移角控制加载,如图 3 所示.

1.3 试验过程与破坏特征

1.3.1 试件 C35T8N2

对于轴压比为 0.2 的节点试件,其在加载过程中持续发出“铛”“铛”声. 加载至层间位移角为 0.007 5 时,在第 5 个循环正向加载时拼合梁翼缘螺栓孔壁与高强螺栓碰撞发出巨响,拼合梁和工字形连接件之间出现滑移. 加载至层间位移角为 0.01 时,拼合梁位于工字形连接件边缘的截面翼缘部位出现轻微屈曲变形. 加载至层间位移角为 0.03 时,工字形连接件边缘处的拼合梁截面变形进一步加大,梁端发生平面外变形但被侧向支撑约束. 加载至 0.07 时,梁端正向弯矩达到峰值+113.92 kN · m,在第 3 个循环负向加载时,工字形连接件处发出巨响,拼合梁最外排螺栓孔开裂并撕裂上翼缘(图 4(a)),翼缘出现鼓曲变形,腹板出现凹陷变形,卷边出现屈曲变形(图 4(b)).

1.3.2 试件 C35T8N6

对于轴压比为 0.6 的节点试件,加载过程中持续发出“铛”“铛”声. 加载至层间位移角为 0.007 5 时,在第 6 个循环正向加载时拼合梁翼缘螺栓孔壁与高强螺栓碰撞发出巨响,卸载时出现螺栓滑移段. 加载至层间位移角为 0.01 时,拼合梁的翼缘部位在工字形连接件最外侧截面处发生轻微屈曲变形. 加载至层间位移角为 0.03 时,梁端发生平面外变形但被侧向支撑约束. 加载至 0.07 时,梁端正向弯矩达到峰值+111.52 kN · m,在梁端第 3 个循环负向加载时,试件发出巨响,拼合梁与工字形连接件连接处最外排螺栓孔及上翼缘撕裂(图 5(a)),翼缘出现鼓曲变形,腹板出现凹陷变形,卷边出现屈曲变形(图 5(b)).

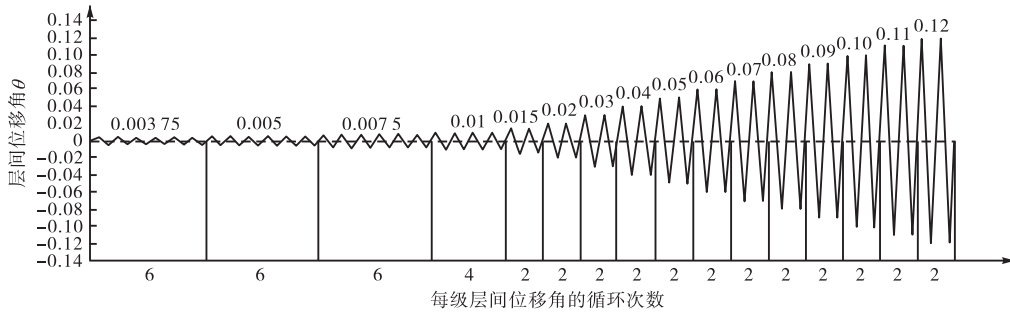
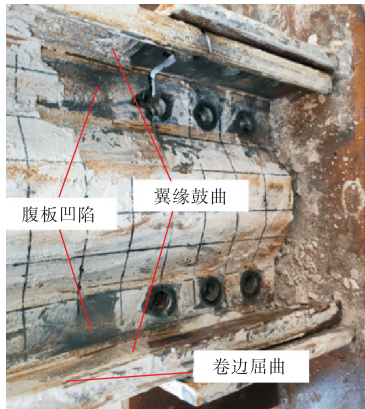


图 3 加载制度

Fig.3 Loading scheme



(a) 螺栓孔开裂



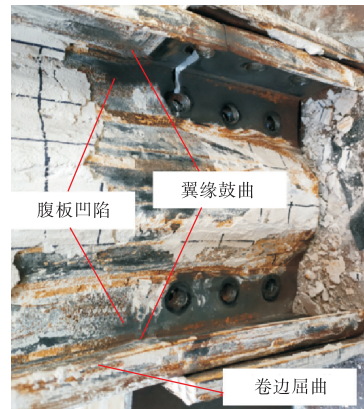
(b) 拼合梁截面变形

图 4 试件 C35T8N2 破坏形态

Fig.4 Failure patterns of specimen C35T8N2



(a) 螺栓孔开裂



(b) 拼合梁截面变形

图 5 试件 C35T8N6 破坏形态

Fig.5 Failure patterns of specimen C35T8N6

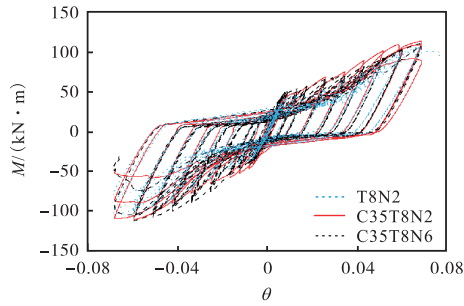
1.4 试验结果分析

钢管柱内填充混凝土的节点试件 C35T8N2、C35T8N6 与钢管内无混凝土试件 T8N2 的弯矩-转角(即层间位移角)滞回曲线及骨架曲线如图 6 所示. 滞回曲线呈现对称情况, 表 2 仅列出试件正向加载得到的各特征点参数.

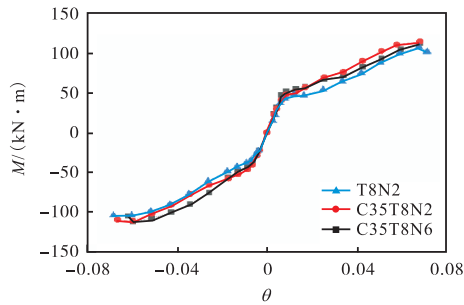
从图 6 中钢管柱内无混凝土节点试件 T8N2 和钢管内填充混凝土试件 C35T8N2 的滞回曲线和骨架曲线对比可以看出: 二者滞回曲线均呈现“反 S”形, 滞回环形态较为饱满, 试件 C35T8N2 的屈服荷载、峰值荷载和初始刚度均略高于试件 T8N2; 试件

C35T8N2 滞回环包围的面积更大, 表明其在相同位移下可消耗更多的能量, 具有更好的耗能能力. 从表 2 中试件 T8N2 与试件 C35T8N2 的特征点参数对比可以看出: 试件 C35T8N2 更早进入屈服阶段且延性有所提高. 这主要是因为钢管柱中填充混凝土提升了柱构件整体刚度, 核心区形变受到限制, 拼合梁提前进入屈服阶段从而消耗更多能量.

从图 6 中低轴压比试件 C35T8N2 ($n = 0.2$) 和高轴压比试件 C35T8N6 ($n = 0.6$) 的滞回曲线和骨架曲线对比可以看出: 两者的屈服荷载、屈服转角、峰值荷载及其对应转角基本相同, 轴压比的增大对试件的



(a) 滞回曲线



(b) 骨架曲线

图 6 试件 T8N2、C35T8N2 和 C35T8N6 滞回曲线和骨架曲线对比

Fig.6 Comparison of hysteretic and skeleton curves among specimens T8N2, C35T8N2 and C35T8N6

表 2 试验结果

Tab.2 Test results

试件编号	$M_y/$ (kN·m)	θ_y	$M_m/$ (kN·m)	θ_u	μ
T8N2	48.29	0.019	107.04	0.071	3.80
C35T8N2	55.60	0.016	113.92	0.068	4.16
C35T8N6	56.43	0.016	111.52	0.068	4.24

注： M_y 和 θ_y 分别为屈服弯矩和屈服转角，采用通用屈服弯矩法确定^[19-20]； M_m 为峰值弯矩； θ_u 为极限转角，即试件破坏时对应的转角； μ 为转角延性系数，即极限转角与屈服转角的比值。

破坏形态未产生明显的影响；随着轴压比的增大，试件的延性略有增加。

试件的能量耗散能力采用等效阻尼系数 ζ_{eq} 评价^[19]，系数越大表示试件的能量耗散能力越强，试验等效阻尼系数如图 7 所示。

从图 7 中试件 T8N2 和试件 C35T8N2 的等效阻尼系数对比可以看出：在加载早期，试件通过构件之间的摩擦力耗能，等效阻尼系数提升较快，二者没有明显差别；随着梁端位移不断增加，试件开始屈服，连接处摩擦力不足以抵抗梁端弯矩及剪力，构件之间产生相对滑动，等效阻尼系数出现下降段；当位移增大至螺栓孔壁与螺杆接触挤压时，等效阻尼系数停止下降；加载继续进行，随着塑性变形增大，耗能能力提升，等效阻尼系数有所提升，且试件 C35T8N2 较

试件 T8N2 提升较快。

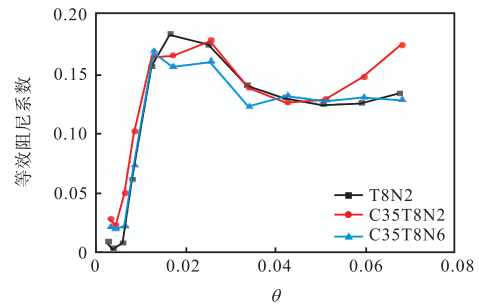


图 7 试件 T8N2、C35T8N2 和 C35T8N6 等效阻尼系数对比

Fig.7 Comparison of equivalent viscous damping coefficient among specimens T8N2, C35T8N2 and C35T8N6

从图 7 中试件 C35T8N2 和试件 C35T8N6 的等效阻尼系数对比可以看出：在加载早期，二者没有明显区别；在加载中期，试件 C35T8N6 的数值低于试件 C35T8N2 的相应值；在加载后期，试件 C35T8N6 的等效阻尼系数趋于平稳，C35T8N2 试件的等效阻尼系数仍有所提升。

试件刚度采用试件第 i 次的割线刚度系数 K_i 表示，试验试件刚度如图 8 所示。

从图 8 可以看出：试件 C35T8N2 的初始刚度较试件 T8N2 的初始刚度大，钢管内混凝土对刚度有一定提升；在摩擦耗能阶段，刚度退化明显，试件 C35T8N2 的刚度退化速度更快；进入弹塑性阶段后，刚度退化速度逐渐变缓；随着加载进行，当试件均进入塑性破坏阶段后，刚度趋于相同。

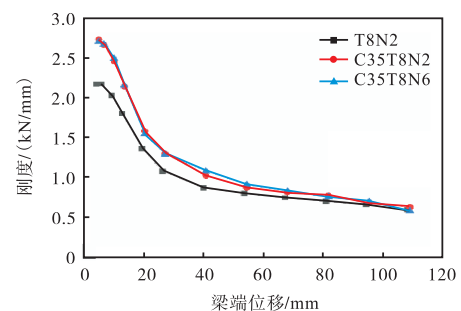


图 8 试件 T8N2、C35T8N2 和 C35T8N6 刚度退化曲线
Fig.8 Stiffness degradation curves of specimens T8N2, C35T8N2 and C35T8N6

试件 C35T8N2 与试件 C35T8N6 的初始刚度基本相同，随着加载的进行，二者的刚度以几乎同步的速率退化。在加载中期，试件 C35T8N6 的刚度略高。在加载后期，当试件均进入塑性破坏阶段后，刚度趋于相同。

2 有限元数值模拟

2.1 有限元模型建立

2.1.1 材料本构关系

本文主要研究节点在受到往复荷载作用下的滞回性能,因此钢材的本构采用孙浩等^[21]提出的混合强化-韧性损伤模型以反映钢材的屈服面及包辛格效应,具体参数见表3。

表3 钢材混合强化模型相关参数取值

Tab.3 Values of relevant parameters of combined hardening model of steel

实测屈服强度	γ	Q -无限	硬化参数 b	随动硬化参数 C_1
f_y	50	$0.5f_y$	0.1	750 或 7 500

表3中随动硬化参数 C_1 在钢材屈曲变形较为严重时取 750,在钢材屈曲不是诱发结构破坏的主要因素时取 7 500。

混凝土的本构采用孙浩等^[22]提出的混凝土三轴塑性-损伤模型,具体参数见表4。

表4 混凝土三轴塑性-损伤模型相关参数取值

Tab.4 Values of relevant parameters of concrete triaxial plastic-damage model

膨胀角/(°)	偏心率	f_{b0}/f_{c0}	K	黏性参数
40	0.1	1.225	0.666 67	0.000 5

2.1.2 边界条件与网格划分

有限元模型的边界条件设置与试验的边界条件保持一致,在模型的柱顶截面、柱底截面和梁端截面的中心分别设置耦合点,并将相应截面进行耦合。

构件的有限元模型均采用 C3D8R 三维实体单元类型。各构件在节点域的附近采用 10 mm 的网格,其余部分适当增大为 50 ~ 100 mm 的网格,目的在于提高计算效率。边界条件的布置与网格的划分情况如图9所示。

2.1.3 加载制度与接触设置

在柱顶耦合点分别施加对应于轴压比分别为 0.2 和 0.6 的竖向轴力。对梁端耦合点施加位移荷载,加载制度参考美国钢结构抗震规范^[18],选用层间位移角控制加载。

在接触分析中,法向行为采用硬接触关系;切向行为采用各向同性罚函数,定义螺栓与钢材之间摩擦系数为 0.1^[14],钢材与钢材之间摩擦系数为 0.25^[14],混凝土与钢材之间摩擦系数为 0.5^[23]。节点中的焊接部位则采用合并(merge)或绑定(tie)的接触关系。

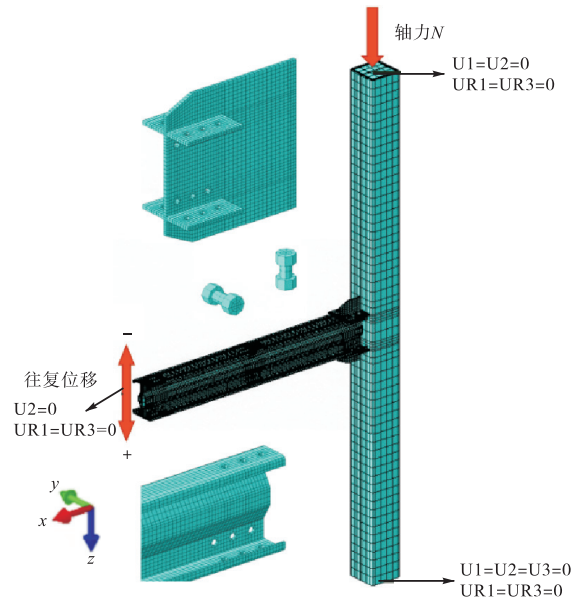


图9 边界条件与网格划分示意

Fig.9 Schematic of boundary conditions and grid division

2.2 模型验证

基于上述方法建立了各参数与试验相同的有限元模型,并将有限元模型运算得到的破坏模式和滞回曲线与试验结果进行对比,以验证有限元建模的准确性。

2.2.1 破坏形态对比

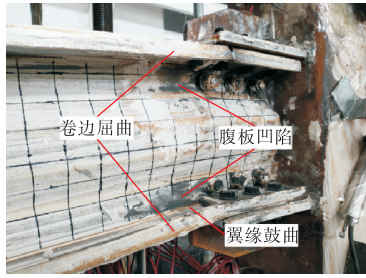
模型 C35T8N2 与 C35T8N6 的有限元数值模拟的破坏结果与试验的破坏结果对比如图10与图11所示。有限元数值模拟在最外排螺栓处应力最大,出现明显的屈曲变形现象,与试验结果破坏模式基本相同。通过节点处加强构造,实现节点塑性铰外移,满足“强柱弱梁”的抗震需求。

2.2.2 滞回曲线对比

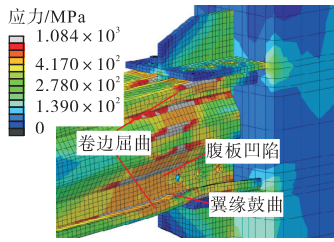
图12为有限元模拟与试验所得到的梁端弯矩-转角滞回曲线对比,可以看出有限元数值模拟得出的滞回曲线与试件试验所得滞回曲线吻合良好,能够较为准确地模拟节点在加载过程中的应力发展、刚度变化以及高强螺栓滑移段。

有限元模拟滞回曲线的初期强度值略低于实验结果,而峰值点则略高于试验结果。这主要是由于初期强度值取决于构件之间的摩擦力,有限元模拟中摩擦系数设置比较保守,并未考虑试验试件可能在制造、加工与运输中产生的焊缝残余应力、试件安装误差等初始缺陷。

取二者滞回曲线的屈服荷载与峰值荷载进行对比,如表5所示。二者的屈服荷载和峰值荷载的差值均不超过10%,可以验证有限元模型的准确性。



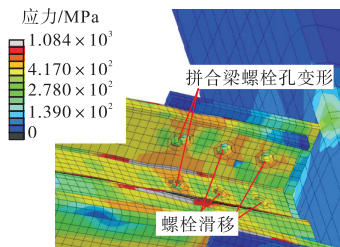
(a) 试验破坏形态 1



(b) 模拟破坏形态 1

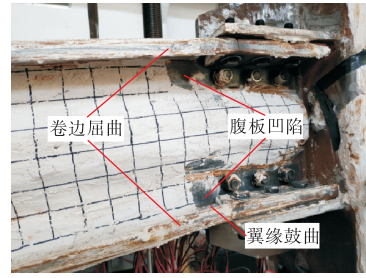


(c) 试验破坏形态 2

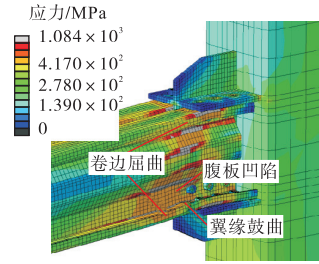


(d) 模拟破坏形态 2

图 10 试件 C35T8N2 破坏形态试验与有限元数值模拟对比
Fig.10 Comparison of failure patterns of specimen C35T8N2 between test result and finite element numerical simulation result



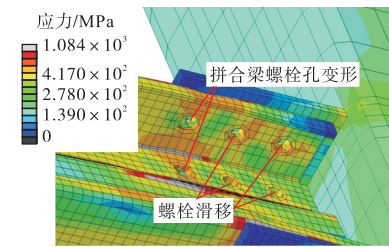
(a) 试验破坏形态 1



(b) 模拟破坏形态 1

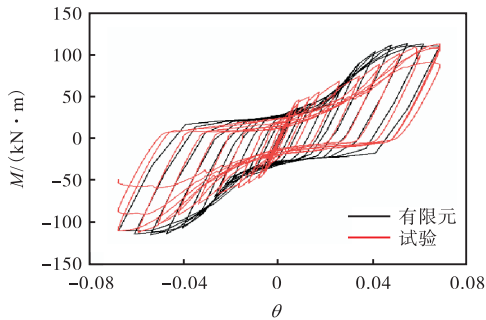


(c) 试验破坏形态 2

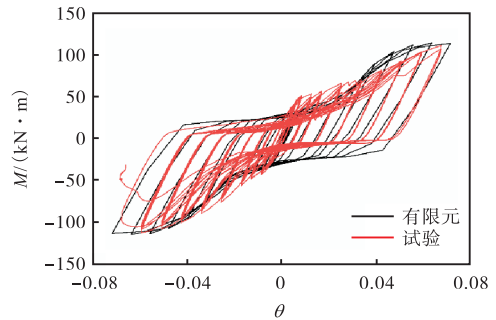


(d) 模拟破坏形态 2

图 11 试件 C35T8N6 破坏形态试验与有限元数值模拟对比
Fig.11 Comparison of failure patterns of specimen C35T8N6 between test result and finite element numerical simulation result



(a) 节点试件 C35T8N2



(b) 节点试件 C35T8N6

图 12 有限元数值模拟与试验滞回曲线对比

Fig.12 Comparison of hysteretic curves between finite element numerical simulation result and test result

表5 有限元数值模拟结果与试验结果对比

Tab.5 Comparison between finite element numerical simulation result and test result

试件编号	对比指标	模拟结果	试验结果	相对误差/%
C35T8N2	屈服荷载/kN	33.8	34.6	-2.3
	峰值荷载/kN	71.5	71.2	0.4
C35T8N6	屈服荷载/kN	32.4	35.1	-7.7
	峰值荷载/kN	71.5	69.7	2.6

表6 节点参数分析模型信息

Tab.6 Information about analysis models of joint parameters

节点编号	轴压比	钢管壁厚度/mm	混凝土强度等级	k_1	k_2
C35T8N0	0				
C35T8N2	0.2				
C35T8N4	0.4	8	C35	0.47	0.87
C35T8N6	0.6				
C35T8N8	0.8				
C35T2N2		2		0.96	1.80
C35T3N2		3		0.81	1.52
C35T4N2	0.2	4	C35	0.70	1.31
C35T6N2		6		0.56	1.04
C35T8N2		8		0.47	0.87
C35T10N2		10		0.40	0.76
C35T2N8		2		0.96	1.80
C35T3N8		3		0.81	1.52
C35T4N8	0.8	4	C35	0.70	1.31
C35T6N8		6		0.56	1.04
C35T8N8		8		0.47	0.87
C30T8N2			C30	0.47	0.88
C35T8N2			C35	0.47	0.87
C40T8N2	0.2	8	C40	0.46	0.87
C45T8N2			C45	0.46	0.86
C50T8N2			C50	0.46	0.85

表6中 k_1 为梁-柱截面刚度比; k_2 为梁-柱线刚度比,其计算公式为

$$k_1 = \frac{k_b H}{k_c L} = \frac{(E_s I_{eq}) H}{(E_s I_s + k_w E_c I_c) L} \quad (2)$$

式中: k_b 为梁绕强轴弹性抗弯刚度,双肢拼合梁的刚度假定按单个槽钢分肢的2倍计算; k_c 为柱弹性抗弯刚度; H 为柱上下转动铰中心的竖向高度; L 为梁端加载点到柱中心线的水平距离; E_s 为钢材弹性模量; E_c 为混凝土弹性模量; I_{eq} 为拼合梁截面的惯性矩; I_s 为柱截面钢管提供的惯性矩; I_c 为柱截面混凝土提供的惯性矩; k_w 为考虑混凝土开裂的抗弯刚度折减系数,Zhang等^[24]比较了国内外各种钢管混凝土组合抗弯刚度,表明取 $k_w = 0.6$ 时最佳。

3.2 轴压比对节点性能的影响

3.2.1 应力云图比较

图13为不同轴压比下节点有限元模拟破坏形态

3 节点性能参数分析

3.1 参数设计

在验证有限元模型准确性的基础上,采用相同的建模方法,分别以轴压比、低轴压比($n = 0.2$)下钢管柱壁厚、高轴压比($n = 0.8$)下钢管柱壁厚和低轴压比($n = 0.2$)下钢管内混凝土强度4个参数为变量,设计4组共18个节点有限元模型,如表6所示。

及应力云图。由图13可以看出,有限元节点模型C35T8N0、C35T8N4和C35T8N6均为梁端塑性铰破坏,钢管柱及工字形连接件的应力随着轴压比的增大而不断增大。在拼合梁的工字形连接件外截面处出现高应力集中区域并发生屈曲变形。工字形连接件未出现明显变形,核心区未出现高应力集中区域。

3.2.2 抗震性能关键指标比较

图14为以轴压比为变量的节点模型滞回曲线与骨架曲线对比。各模型的滞回曲线均呈现“反S”形,滞回环形态较为饱满,骨架曲线走势基本一致。随着轴压比的增大,耗能能力和承载力有少许提升。图15为以轴压比为变量的模型等效阻尼系数与刚度退化曲线对比。各模型在各阶段等效阻尼系数随着轴压比的增大而增大,节点试件在早期通过摩擦耗能使得等效阻尼系数上升较快。节点模型C35T8N8峰值略高于其他模型。随着梁端位移不断增加,拼合梁进入

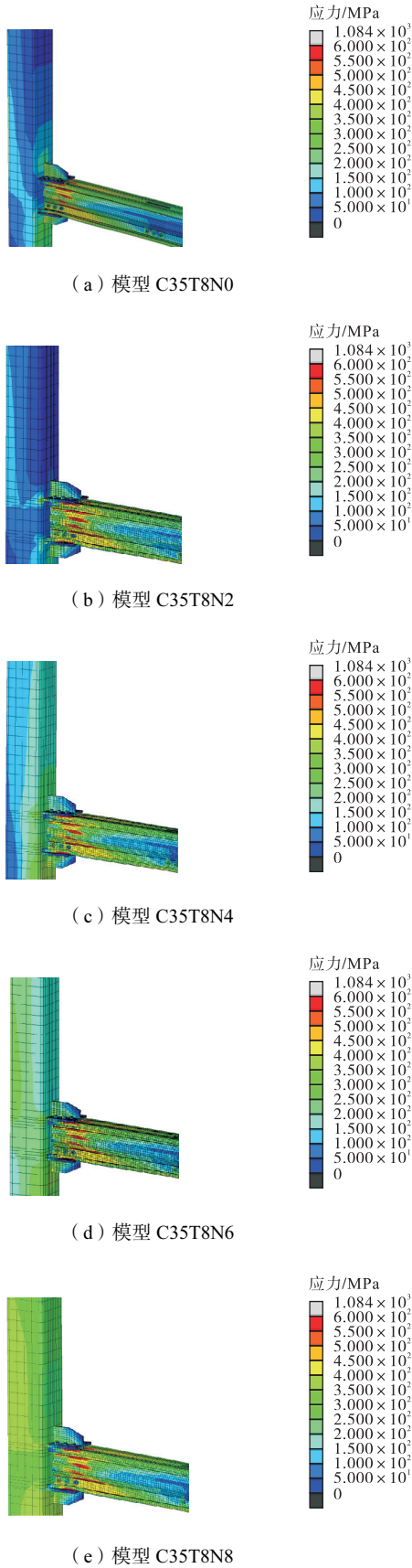


图 13 不同轴压比下节点模型有限元数值模拟破坏形态
Fig.13 Finite element numerical simulation of failure patterns of joint models with different axial compressive ratios

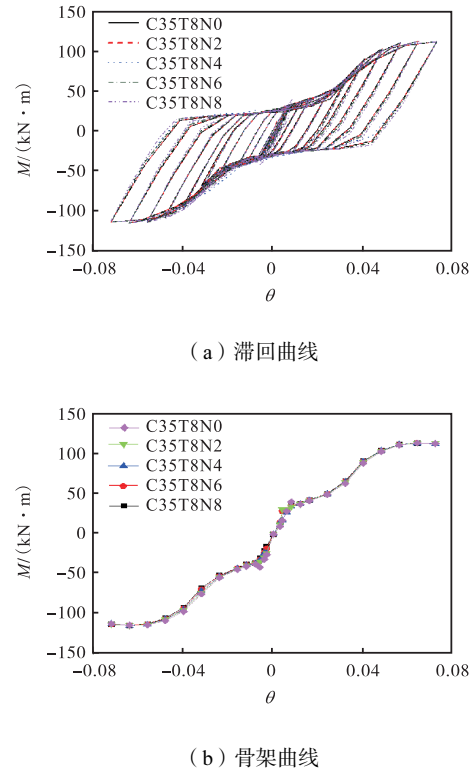


图 14 轴压比不同时节点模型滞回曲线和骨架曲线对比
Fig.14 Comparison of hysteretic and skeleton curves among joint models with different axial compressive ratios

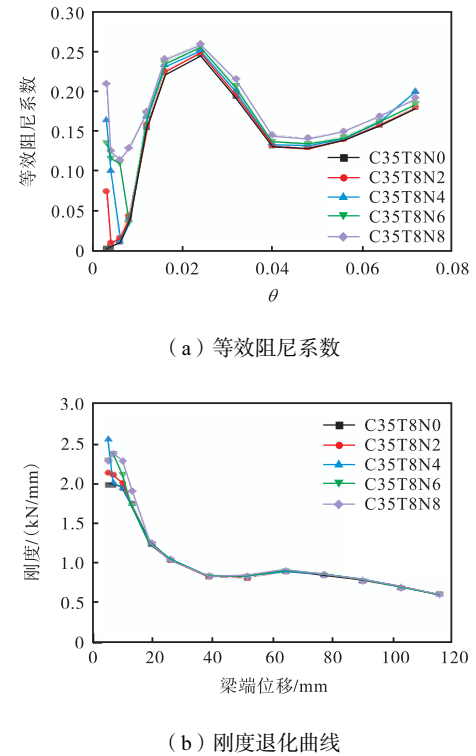
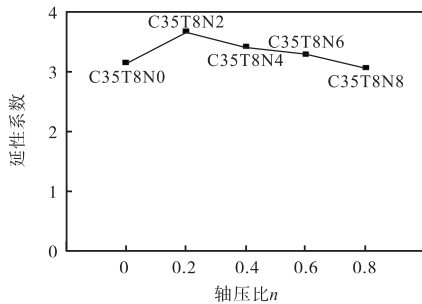
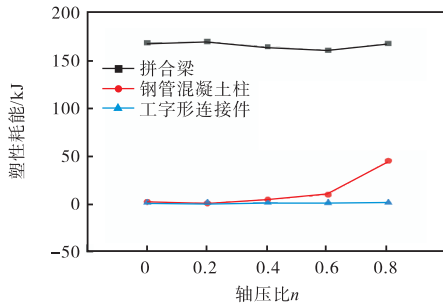


图 15 不同轴压比下节点模型等效阻尼系数和刚度退化曲线对比
Fig.15 Comparison of equivalent viscous damping coefficient and stiffness degradation curves among joint models with different axial compressive ratios

屈服阶段,连接处摩擦力不足以抵抗而出现空程,等效阻尼系数出现下降段.螺栓孔壁与螺杆接触挤压后,等效阻尼系数停止下降.加载继续进行,随着塑性变形增大,耗能能力提升,各节点等效阻尼系数以基本相同的速率提升.不同轴压比下的模型刚度退化曲线基本相同.各模型在加载早期刚度退化速度较快,退化至基本为同一值后以相同的速率下降.随着加载进行,拼合梁进入屈服阶段后刚度退化速度逐渐变缓.随着塑性变形的不断累积,加载后期各模型刚度缓慢下降.由图 16 可知,轴压比由 0 增加到 0.2 时,节点的延性有所提升,随着轴压比的继续增加,节点延性呈现下降的趋势.轴压比由 0 增加至 0.6 时,节点各组成部件的塑性耗能情况基本没有变化,当轴压比增加到 0.8 时,钢管混凝土柱的塑性耗能占比开始增加.



(a) 延性系数



(b) 塑性耗能

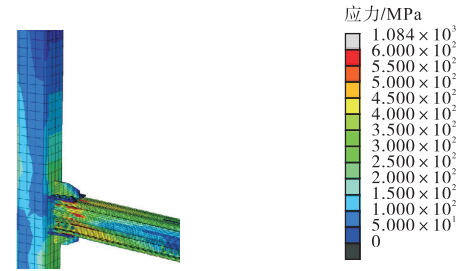
图 16 不同轴压比下节点模型延性系数与塑性耗能对比

Fig.16 Comparison of ductility coefficient and plastic energy dissipation among joint models with different axial compressive ratios

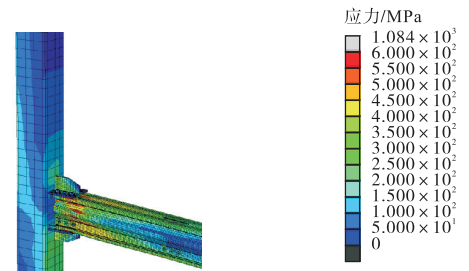
3.3 低轴压比 ($n = 0.2$) 下钢管柱壁厚对节点性能的影响

3.3.1 应力云图比较

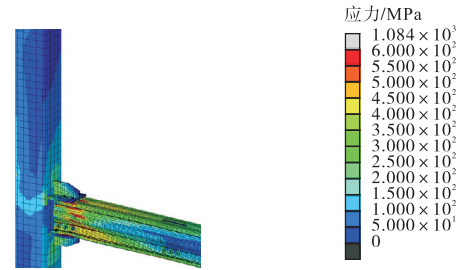
图 17 为低轴压比 ($n = 0.2$) 下不同钢管柱壁厚节点的有限元模拟破坏形态及应力云图.有限元模型 C35T2N2、C35T3N2、C35T4N2、C35T6N2 和 C35T10N2 均为梁端塑性铰破坏,钢管柱及工字形连接件的应力随着钢管柱壁厚的增大而减小.工字形



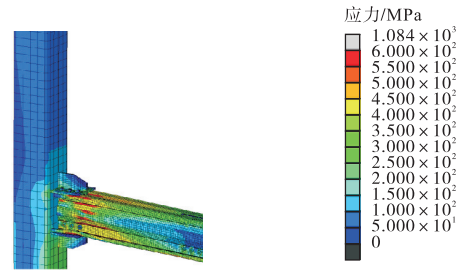
(a) 模型 C35T2N2



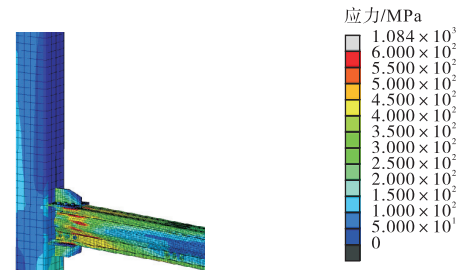
(b) 模型 C35T3N2



(c) 模型 C35T4N2



(d) 模型 C35T6N2



(e) 模型 C35T10N2

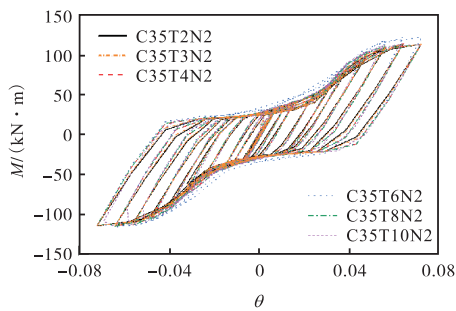
图 17 低轴压比 ($n = 0.2$) 下不同钢管柱壁厚节点模型有限元模拟破坏形态

Fig.17 Simulation of failure patterns of joint models with different steel column wall thicknesses and axial compressive ratio of 0.2

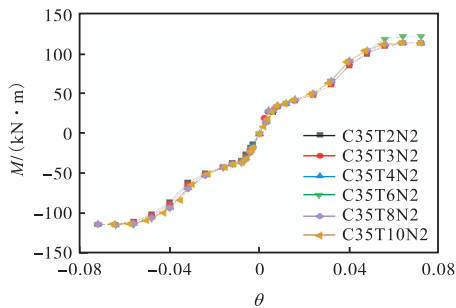
连接件未出现明显变形,核心区没有出现高应力集中区域. 在拼合梁的工字形连接件外截面处出现高应力集中区域并发生屈曲变形. 低轴压比下钢管壁厚的变化对节点破坏模式无明显影响.

3.3.2 抗震性能关键指标比较

图 18 为以钢管壁厚度为变量的节点模型滞回曲线与骨架曲线对比. 模型的滞回曲线均呈现“反 S”形,滞回环形态较为饱满. 随着钢管柱壁厚的增加,节点的承载力与耗能能力的有所提高. 图 19 为以钢管柱壁厚为变量的节点模型的等效阻尼系数与刚度退化曲线对比. 随着钢管壁厚的增加,节点的等效阻尼系数有所提高,其中节点模型 C35T10N2 峰值最高,加载后期节点模型 C35T6N2 的耗能能力最强,表明在低轴压比下 ($n = 0.2$),梁柱线刚度比在 1.04 左右可使节点在“强柱弱梁”破坏前提下,梁柱构件材料利用效率最高并最大程度发挥节点性能. 不同钢管柱壁厚的节点模型刚度退化曲线在加载前期基本重合,走势基本一致. 在加载后期,模型 C35T10N2 的刚度相较其他模型有所下降. 由图 20 可知,随着一定范围内钢管柱壁厚的增加,节点延性呈现上升的趋势. 但在低轴压比的情况下 ($n = 0.2$),钢管柱壁厚的增加对节点的塑性耗能无明显的影响.



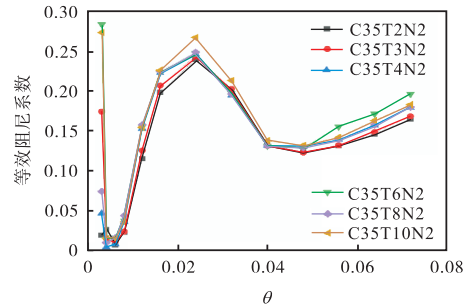
(a) 滞回曲线



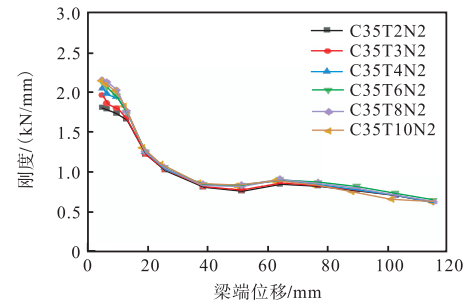
(b) 骨架曲线

图 18 低轴压比 ($n = 0.2$) 下钢管柱壁厚不同时节点模型的滞回曲线和骨架曲线对比

Fig.18 Comparison of hysteretic and skeleton curves among joint models with different steel column wall thicknesses and axial compressive ratio of 0.2



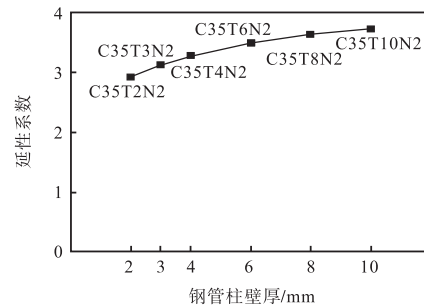
(a) 等效阻尼系数



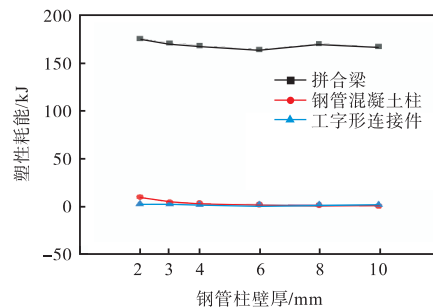
(b) 刚度退化曲线

图 19 低轴压比 ($n = 0.2$) 下钢管柱壁厚不同时节点模型的等效阻尼系数和刚度退化曲线对比

Fig.19 Comparison of equivalent viscous damping coefficient and stiffness degradation curves among joint models with different steel column wall thicknesses and axial compressive ratio of 0.2



(a) 延性系数



(b) 塑性耗能

图 20 低轴压比 ($n = 0.2$) 下钢管柱壁厚不同时节点模型的延性系数与塑性耗能对比

Fig.20 Comparison of ductility coefficient and plastic energy dissipation among joint models with different steel column wall thicknesses and axial compressive ratio of 0.2

3.4 高轴压比 ($n = 0.8$) 下钢管柱壁厚对节点性能的影响

3.4.1 应力云图比较

图 21 为高轴压比 ($n = 0.8$) 下不同钢管柱壁厚的节点模型有限元模拟破坏形态及应力云图. 由图 21 可见, 在高轴压比 ($n = 0.8$) 下节点模型 C35T2N8 和 C35T3N8 发生柱端压弯破坏, 在钢管柱角部出现高应力集中区域. 随着钢管柱壁厚的增加, 节点的破坏

模式由柱端压弯破坏转变为梁端塑性铰破坏, 表明在高轴压比下, 为保证“强柱弱梁”破坏模式, 梁柱线刚度比应限制在 1.31 以下. 随着钢管柱壁厚的增加, 节点模型 C35T4N8 和 C35T6N8 的钢管柱及工字形连接件的应力无明显变化. 在拼合梁的工字形连接件外截面处出现高应力集中区域并发生屈曲变形. 核心区无高应力集中区域.

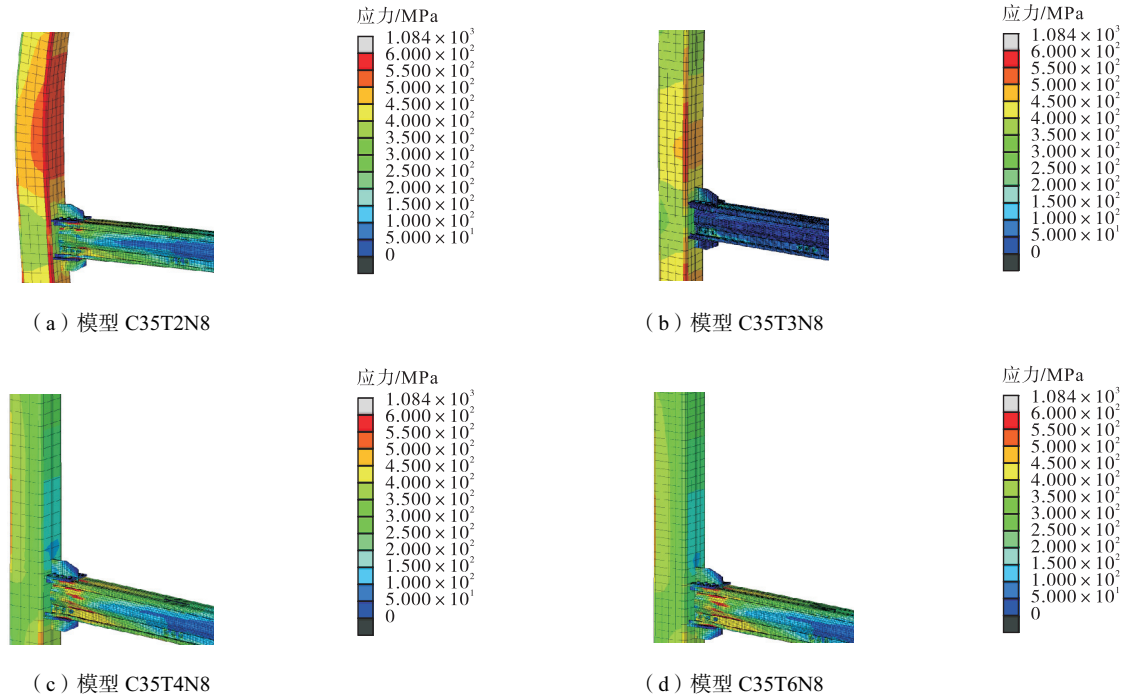


图 21 高轴压比 ($n = 0.8$) 下不同钢管柱壁厚节点模型有限元模拟破坏形态

Fig.21 Simulation of failure patterns of joint models with different steel column wall thicknesses and axial compressive ratio of 0.8

3.4.2 抗震性能关键指标比较

图 22 为高轴压比 ($n = 0.8$) 下以钢管壁厚为变量的节点模型滞回曲线与骨架曲线对比. 模型 C35T2N8 和 C35T3N8 因钢管柱壁薄、截面刚度较低, 在加载初期即发生柱端压弯破坏, 其余节点的滞回曲线均呈现“反 S”形, 滞回环形态较为饱满. 高轴

压比下在以梁端塑性铰破坏为特征的节点试件中, 钢管柱壁厚的增加对节点承载力与耗能能力的提升不明显. 图 23 为高轴压比情况下以钢管柱壁厚为变量的节点等效阻尼系数与刚度退化曲线对比. 在不同钢管柱壁厚的情况下, 各模型等效阻尼系数走势基本重合, 节点 C35T8N8 在峰值点略低于其他节点, 钢

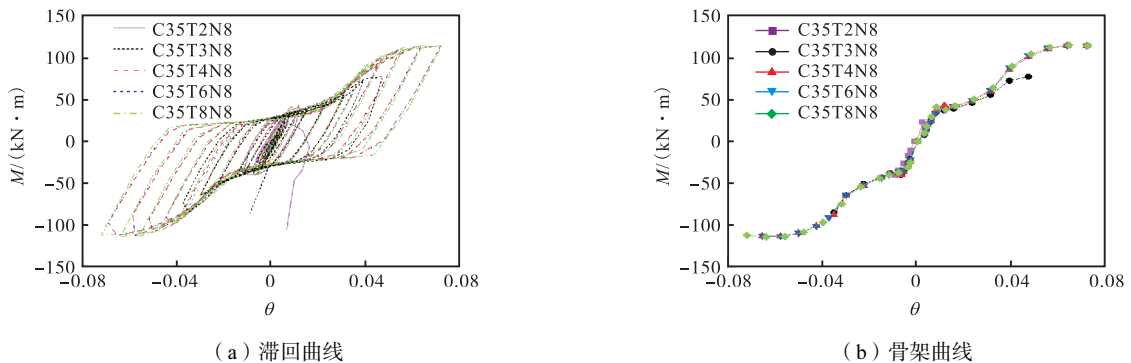


图 22 高轴压比 ($n = 0.8$) 下钢管混凝土柱壁厚不同时节点模型的滞回曲线和骨架曲线对比

Fig.22 Comparison of hysteretic and skeleton curves among joint models with different steel column wall thicknesses and axial compressive ratio of 0.8

管柱壁厚的变化对节点耗能能力未产生明显影响. 不同钢管柱壁厚的节点初始刚度基本相同, 开始加载后, 刚度退化曲线基本重合, 走势基本一致; 在加载后期, 模型 C35T8N8 的刚度略高于其他模型. 由图 24(a)可知, 在高轴压比情况下, 随着钢管柱壁厚的增加, 节点延性呈现下降的趋势. 通过图

24(b)可以发现, 在高轴压比($n = 0.8$)情况下, 当钢管柱壁厚为 2 mm 和 3 mm 时, 节点以钢管混凝土柱耗能为主, 柱端过早屈服并发生压弯破坏; 当钢管柱壁厚由 3 mm 增加至 4 mm 时, 主要耗能构件由钢管混凝土柱转变为拼合梁, 破坏模式由柱端压弯破坏转向梁端塑性铰破坏.

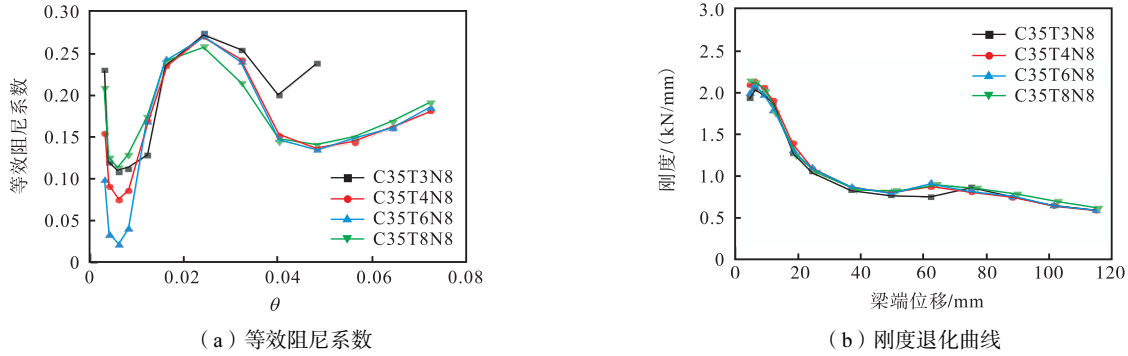


图 23 高轴压比 ($n = 0.8$) 下钢管柱壁厚度不同时节点模型的等效阻尼系数和刚度退化曲线对比

Fig.23 Comparison of equivalent viscous damping coefficient and stiffness degradation curves among joint models with different steel column wall thicknesses and axial compressive ratio of 0.8

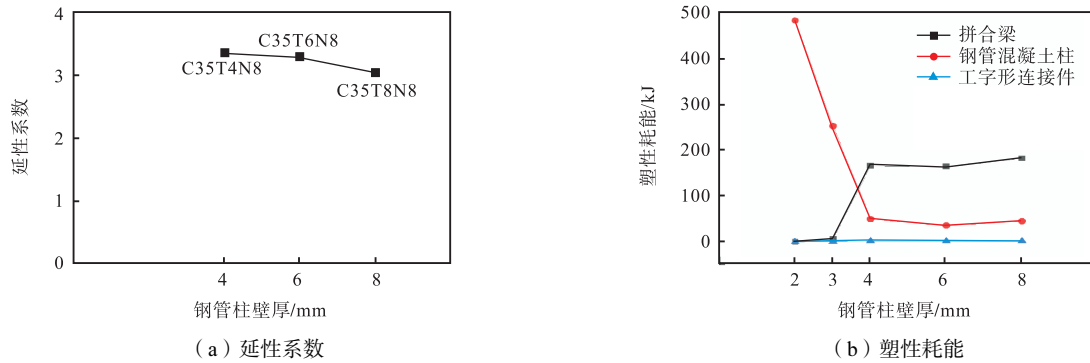


图 24 高轴压比 ($n = 0.8$) 下钢管柱壁厚度不同时节点模型的延性系数与塑性耗能对比

Fig.24 Comparison of ductility coefficient and plastic energy dissipation among joint models with different steel column wall thicknesses and axial compressive ratio of 0.8

3.5 低轴压比 ($n = 0.2$) 下钢管内填充混凝土强度等级对节点性能的影响

3.5.1 应力云图比较

图 25 为钢管柱内填充不同强度等级的混凝土时节点模型的有限元模拟破坏形态及应力云图. 由图 25 可见, 混凝土强度等级由 C30 逐渐提高到 C50 时, 所有节点均为梁端塑性铰破坏. 随着混凝土强度等级的增大, 钢管柱及工字形连接件的应力未产生明显变化. 工字形连接件未发生明显变形, 核心区无高应力集中区域. 在拼合梁的工字形连接件外截面处出现高应力集中区域并发生屈曲变形, 表明在低轴压比下, 钢管内填充低强度混凝土即可实现延缓钢管局部屈曲的目的.

3.5.2 抗震性能关键指标比较

图 26 为以钢管柱内混凝土强度等级为变量的节点滞回曲线与骨架曲线对比. 钢管内混凝土强度等

级的增加对节点承载力与耗能能力的提升不明显. 图 27 为以钢管内混凝土强度等级为变量的节点等效阻尼系数与刚度退化曲线对比. 在不同钢管内混凝土强度等级的情况下, 各模型在各阶段等效阻尼系数基本重合, 模型 C45T8N2 在峰值点略高于其他模型, 钢管内混凝土强度等级的变化对模型耗能能力未产生明显影响. 不同钢管内混凝土强度等级的节点初始刚度基本相同, 开始加载后, 刚度退化曲线基本重合, 走势基本一致. 在加载后期, 模型 C30T8N2 和 C50T8N2 的刚度略高于其他模型. 由图 28(a)可知, 钢管内混凝土强度等级由 C30 提高到 C35, 节点的延性有所提升; 混凝土强度等级由 C35 进一步提高到 C50, 节点的延性呈现下降趋势. 由图 28(b)可见, 随着钢管内混凝土强度等级的提升, 节点各组成部分的塑性耗能情况无明显变化.

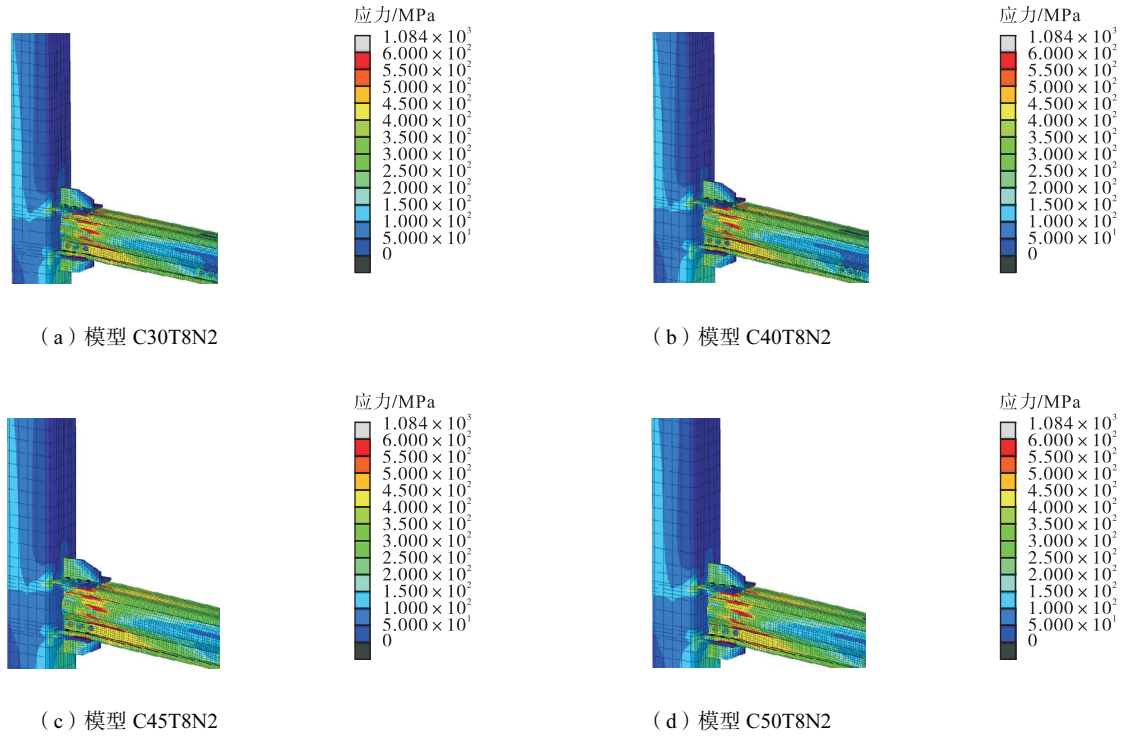


图 25 不同钢管柱内混凝土强度等级节点模型有限元模拟破坏形态

Fig.25 Finite element simulation of failure patterns of joint models with different strength grades of infilled concrete

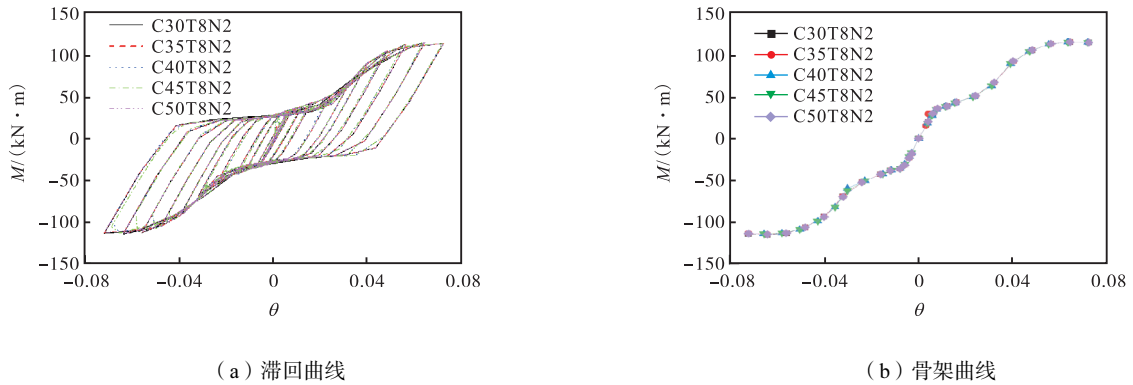


图 26 钢管柱内混凝土强度等级变化时节点模型的滞回曲线和骨架曲线对比

Fig.26 Comparison of hysteretic and skeleton curves among joint models with different strength grades of infilled concrete

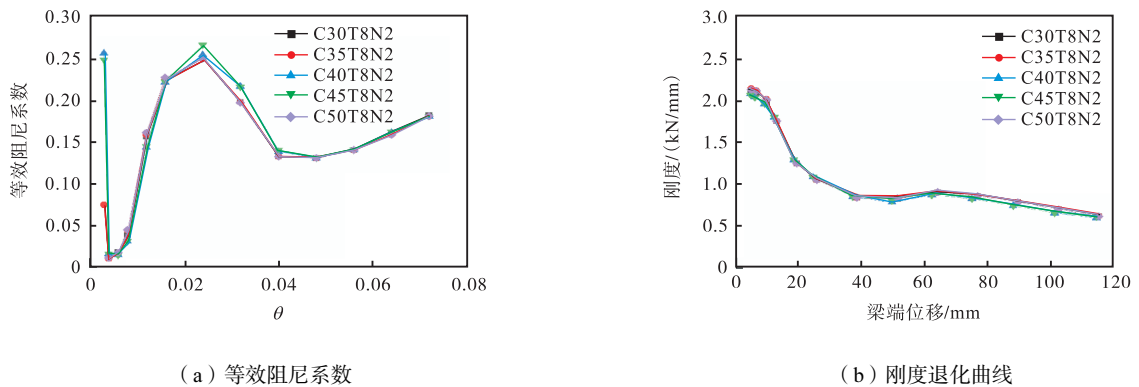


图 27 钢管柱内混凝土强度等级变化时节点模型的等效阻尼系数和刚度退化曲线对比

Fig.27 Comparison of equivalent viscous damping coefficient and stiffness degradation curves among joint models with different strength grades of infilled concrete

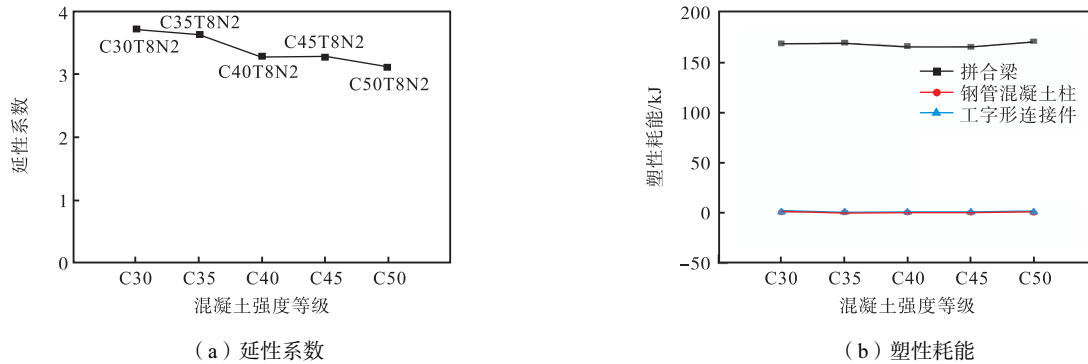


图 28 钢管柱内混凝土强度等级变化时节点模型的延性系数与塑性耗能对比

Fig.28 Comparison of ductility coefficient and plastic energy dissipation among joint models with different strength grades of infilled concrete

4 结 论

本文对冷弯型钢钢管混凝土柱-钢梁装配式节点进行了拟静力试验研究,以钢管内是否填充混凝土与轴压比为主要参数,对该类节点试件的抗震性能各项指标进行分析.此外,本文采用有限元分析软件 ABAQUS 对节点试件进行数值模拟,与试验结果进行对比分析.在此基础上,以轴压比 0.2 和 0.8 两种典型情况下钢管柱壁厚与钢管内混凝土强度等级为主要参数,建立了 4 组有限元模型并进行参数分析.通过本文研究结果,可得出如下结论.

(1) 在钢管柱内填充混凝土形成钢管混凝土柱,能提高冷弯型钢钢管混凝土柱-钢梁装配式节点的承载力与延性,节点抗震性能整体有所提升,可适用于多高层框架结构体系.

(2) 轴压比对各“强柱构造”下的节点承载力与耗能能力影响不明显,即在层数增加、柱内轴向荷载增大的情况下,节点仍具有良好的抗震性能;轴压比在超过 0.2 后,若其继续增大将会导致节点延性降低,因此建议适当控制轴压比在 0.6 以内.

(3) 在低轴压比 ($n = 0.2$) 的情况下,钢管柱壁厚的增加对节点的承载力与耗能能力有一定的提升,在一定范围内随着钢管柱壁厚的增加,节点延性逐渐提高,有利于保持“强柱弱梁”的破坏模式.钢管内混凝土强度等级对各节点的承载力与耗能能力的提高不明显,随着一定范围内混凝土强度等级的提高,节点延性有所降低,在满足承载力的情况下建议采用较低强度等级的混凝土.

(4) 在高轴压比 ($n = 0.8$) 的情况下,冷弯型钢钢管混凝土柱-钢梁装配式节点分别在梁-柱线刚度比范围 1.31 ~ 1.52 和梁-柱截面刚度比范围 0.70 ~ 0.81 时,破坏模式由梁端塑性铰破坏向柱端压弯破坏转

变.为保持“强柱弱梁”的破坏模式,将节点破坏控制在梁端,钢管柱壁厚不宜过小.

参考文献:

- [1] 胡鹏文. 腹板开孔冷弯薄壁型钢构件畸变屈曲性能与设计方法研究[D]. 南昌: 南昌工程学院土木与建筑工程学院, 2020.
Hu Pengwen. Study on Distortion Buckling Performance and Design Method of Cold-Formed Thin-Wall Steel Members with Web Openings[D]. Nanchang: School of Civil and Architectural Engineering, Nanchang Institute of Technology, 2020 (in Chinese).
- [2] Marino E M, Nakashima M, Mosalam K M. Comparison of European and Japanese seismic design of steel building structures[J]. Engineering Structures, 2005, 27(6): 827-840.
- [3] 黄南翼, 张锡云, 姜萝香. 日本阪神大地震建筑震害分析与加固技术[M]. 北京: 地震出版社, 2000.
Huang Nanyi, Zhang Xiyun, Jiang Luoxiang. Hyogoken-Nanbu Earthquake Building Earthquake Damage Analysis and Strengthening Technology[M]. Beijing: Seismological Press, 2000 (in Chinese).
- [4] 张耀春, 王秋萍, 毛小勇, 等. 薄壁钢管混凝土短柱轴压力学性能试验研究[J]. 建筑结构, 2005, 35(1): 22-27.
Zhang Yaochun, Wang Qiuping, Mao Xiaoyong, et al. Research on mechanics behavior of stub-column of concrete-filled thin-walled steel tube under axial load[J]. Building Structure, 2005, 35(1): 22-27 (in Chinese).
- [5] 张耀春, 许辉, 曹宝珠. 薄壁钢管混凝土长柱轴压

- 性能试验研究[J]. 建筑结构, 2005, 35(1): 28-31.
- Zhang Yaochun, Xu Hui, Cao Baozhu. Experimental research on static behavior of axially loaded long column of concrete-filled thin-walled steel tube[J]. Building Structure, 2005, 35(1): 28-31 (in Chinese).
- [6] 陈勇, 张耀春, 王垚. 设斜肋薄壁钢管混凝土长柱优化设计[J]. 低温建筑技术, 2005, 27(4): 43-45.
- Chen Yong, Zhang Yaochun, Wang Yao. Optimal designs of square concrete-filled thin-walled steel tube long columns with oblique ribs[J]. Low Temperature Architecture Technology, 2005, 27(4): 43-45 (in Chinese).
- [7] 陈勇, 张耀春, 唐明. 设置直肋方形薄壁钢管混凝土长柱优化设计[J]. 沈阳建筑大学学报(自然科学版), 2005, 21(5): 478-481.
- Chen Yong, Zhang Yaochun, Tang Ming. Optimal designs of square concrete filled thin-walled steel tube long columns with straight ribs[J]. Journal of Shenyang Jianzhu University (Natural Science), 2005, 21(5): 478-481 (in Chinese).
- [8] 陈勇, 张耀春. 设置斜肋方形薄壁钢管混凝土轴压短柱研究[J]. 东南大学学报(自然科学版), 2006, 36(1): 107-112.
- Chen Yong, Zhang Yaochun. Research on square stub columns with oblique ribs of concrete-filled thin-walled steel tube under axial compression loading[J]. Journal of Southeast University (Natural Science Edition), 2006, 36(1): 107-112 (in Chinese).
- [9] 陶忠, 王志滨, 韩林海. 矩形冷弯型钢钢管混凝土柱的力学性能研究[J]. 工程力学, 2006, 23(3): 147-155.
- Tao Zhong, Wang Zhibin, Han Linhai. Behavior of rectangular cold-formed steel tubular columns filled with concrete[J]. Engineering Mechanics, 2006, 23(3): 147-155 (in Chinese).
- [10] 郭水平. 薄壁钢管混凝土框架梁柱端板连接节点的静力性能[D]. 合肥: 合肥工业大学土木与水利工程学院, 2010.
- Guo Shuiping. Static Behavior of End-Plate Joints for Concrete-Filled Thin-Walled Steel Tubular Frames[D]. Hefei: College of Civil Engineering, Hefei University of Technology, 2010 (in Chinese).
- [11] 王静峰, 郭水平, 陈莉萍. 带肋薄壁钢管混凝土框架梁柱端板连接节点试验研究[J]. 建筑结构学报, 2011, 32(8): 69-78.
- Wang Jingfeng, Guo Shuiping, Chen Liping. Experimental study on behavior of beam-column endplate joints of concrete-filled thin-walled steel tube frame with ribs[J]. Journal of Building Structures, 2011, 32(8): 69-78 (in Chinese).
- [12] 姚勇, 褚云朋, 张兆强, 等. 冷弯薄壁方钢管混凝土梁柱节点抗震性能试验研究[J]. 建筑结构, 2013, 43(22): 1-4, 8.
- Yao Yong, Chu Yunpeng, Zhang Zhaoqiang, et al. Experimental research on seismic behavior of beam-column nodes with concrete filled cold-formed thin-walled square steel tubes[J]. Building Structure, 2013, 43(22): 1-4, 8 (in Chinese).
- [13] 侯亚杰. 冷弯薄壁型钢-轻混凝土柱畸变屈曲轴压性能研究[D]. 郑州: 华北水利水电大学土木与交通学院, 2022.
- Hou Yajie. Research on the Distortional Buckling Axial Compression Performance of Cold-Formed Thin-Wall Steel-Lightweight Concrete Columns[D]. Zhengzhou: School of Civil Engineering and Transportation, North China University of Water Resources and Electric Power, 2022 (in Chinese).
- [14] 李健. 冷弯型钢装配式梁柱节点抗震性能研究[D]. 长沙: 中南大学土木工程学院, 2023.
- Li Jian. Research on the Seismic Behavior of Cold-Formed Steel Assembled Beam-Column Joint[D]. Changsha: School of Civil Engineering, Central South University, 2023 (in Chinese).
- [15] GB/T 228.1—2021 金属材料 拉伸试验 第1部分: 室温试验方法[S]. 北京: 中国标准出版社, 2021.
- GB/T 228.1—2021 Metallic Materials—Tensile Testing—Part 1: Method of Test at Room Temperature[S]. Beijing: Standards Press of China, 2021 (in Chinese).
- [16] GB 50010—2010 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- GB 50010—2010 Code for Design of Concrete Structures[S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2010 (in Chinese).

- [17] CECS 159: 2004 矩形钢管混凝土结构技术规程[S]. 北京: 中国计划出版社, 2004.
CECS 159: 2004 Technical Specification for Structures with Concrete-Filled Rectangular Steel Tube Members[S]. Beijing: China Planning Press, 2004(in Chinese).
- [18] ANSI/AISC 341-16 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings[S]. Chicago: American Institute of Steel Construction, 2016.
- [19] JGJ/T 101—2015 建筑抗震试验规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.
JGJ/T 101—2015 Specification for Seismic Test of Buildings[S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2015(in Chinese).
- [20] 丁发兴, 卫心怡, 潘志成, 等. 高轴压比方形钢管混凝土柱-组合梁单边栓连刚接节点抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2023, 44(7): 105-115.
Ding Faxing, Wei Xinyi, Pan Zhicheng, et al. Experimental study on seismic behavior of square CFST column-composite beam single-side bolted rigid joint under high axial compression[J]. Journal of Building Structures, 2023, 44(7): 105-115(in Chinese).
- [21] 孙浩, 徐庆元, 吕飞, 等. 动力荷载下钢管混凝土墩柱抗震性能极限分析[J]. 铁道学报, 2023, 45(3): 97-108.
Sun Hao, Xu Qingyuan, Lü Fei, et al. Ultimate analysis of seismic performance of concrete-filled steel tube piers under dynamic load[J]. Journal of the China Railway Society, 2023, 45(3): 97-108(in Chinese).
- [22] 孙浩, 徐庆元, 丁发兴, 等. 循环荷载下钢管混凝土墩柱塑性大变形分析[J]. 铁道科学与工程学报, 2023, 20(3): 973-985.
Sun Hao, Xu Qingyuan, Ding Faxing, et al. Analysis of large plastic deformation of concrete-filled steel tube pier under cyclic loading[J]. Journal of Railway Science and Engineering, 2023, 20(3): 973-985(in Chinese).
- [23] 丁发兴, 余露雨, 段林利, 等. 高轴压比方钢管混凝土柱-组合梁加强环节点抗震性能有限元分析[J]. 钢结构(中英文), 2024, 39(1): 29-40.
Ding Faxing, She Luyu, Duan Linli, et al. Finite element analysis of seismic performance of concrete-filled square steel tubular column to composite beam joint with stiffening ring under high axial pressure[J]. Steel Construction(Chinese & English), 2024, 39(1): 29-40(in Chinese).
- [24] Zhang Tao, Gong Yongzhi, Ding Faxing, et al. Experimental and numerical investigation on the behavior of concrete-filled rectangular steel tubes under bending[J]. Structural Engineering and Mechanics, 2021, 78(3): 231-253.

(责任编辑: 武立有)