

方钢管混凝土柱全螺栓装配式连接节点 抗震性能数值分析

林晓俊¹, 张爱林^{1,2,3}, 张艳霞^{1,2,3*}, 沈森¹

(1.北京建筑大学 土木与交通工程学院,北京 100044; 2.北京建筑大学 北京节能减排与城乡可持续发展
省部共建协同创新中心,北京 102627; 3.北京建筑大学 工程结构与新材料北京市高校
工程研究中心,北京 100044)

摘要: 为解决钢管混凝土柱与柱连接节点现场焊接导致的污染严重、建设效率低等问题,结合十字形芯筒方便加工和施工的优点,在课题组提出的自攻螺栓芯筒式柱节点的基础上,提出一种新型连接节点,即内置十字形芯筒方钢管混凝土柱全螺栓装配式连接节点。基于该连接节点的拟静力试验结果,利用ABAQUS软件建立数值分析模型,以验证模拟方法的可靠性,并针对自攻螺栓、加劲肋和十字形芯筒的不同构造组合开展参数化分析。研究表明:数值分析结果与试验结果吻合较好,验证了数值分析方法的可靠性;自攻螺栓有效抑制了法兰板的翘曲变形和相对开口,使节点抗弯承载力平均提高了19.94%,延缓了节点的刚度退化;加劲肋抑制了法兰板变形,使节点抗弯承载力平均提高了3.70%,但增大了法兰板发生相对开口的可能性;十字形芯筒有效抑制了法兰板的翘曲变形和柱壁局部鼓曲,提高了节点承载力和刚度,延缓了刚度退化。总体来说,加劲肋对该节点抗弯承载力的影响不大,且增大了上下法兰板的相对开口。因此可将方钢管混凝土柱全螺栓装配节点优化为芯筒和自攻螺栓的组合形式,十字形芯筒与自攻螺栓和混凝土之间具有良好的协同工作机制,优化前后的节点均能实现“强节点、弱构件”的性能化设计目标,可在实际工程中应用。

关键词: 十字形芯筒; 方钢管混凝土柱; 自攻螺栓; 抗震性能; 数值分析

中图分类号: TU391

文献标志码: A

文章编号: 1671-9379(2025)04-0056-13

DOI: 10.13969/j.jzgjz.20231020001

Numerical Analysis of Seismic Performance of Fully Bolted Prefabricated CFSST Column Connection Joints

LIN Xiaojun¹, ZHANG Ailin^{1,2,3}, ZHANG Yanxia^{1,2,3*}, SHEN Sen¹

(1. School of Civil and Transportation Engineering, Beijing University of Civil Engineering and Architecture, Beijing 100044, China; 2. Beijing Energy Conservation & Sustainable Urban and Rural Development Provincial and Ministry Co-construction Collaboration Innovation Center, Beijing University of Civil Engineering and Architecture, Beijing 102627, China; 3. Beijing Higher Institution Engineering Research Center of Structural Engineering and New Materials, Beijing University of Civil Engineering and Architecture, Beijing 100044, China)

*Corresponding author: zhangyanxia@bucea.edu.cn

收稿日期: 2023-10-20

基金项目: 国家自然科学基金(51778036), 北京市教委科研计划(KZ201910016018), 长江学者和创新团队发展计划(IRT_17R06)

作者简介:

林晓俊(1998—), 男, 硕士研究生, 主要从事装配式钢结构方面的研究。E-mail: 18851901863@163.com。

张爱林(1961—), 男, 博士, 教授, 主要从事现代预应力钢结构和工业化装配式钢结构方面的研究。

通信作者:

张艳霞(1970—), 女, 博士, 教授, 主要从事装配式、自复位及大跨度钢结构方面的研究。E-mail: zhangyanxia@bucea.edu.cn。

Abstract: In order to solve the problems of serious pollution and low construction efficiency caused by on-site welding of concrete-filled steel tubular column-column connection joints, and to integrate the advantages of cross-shaped core tubes for convenient processing and construction, a new type of connection joint is proposed. This joint is a fully bolted assembly connection joint with built-in cross-shaped core tube for concrete-filled square steel tubular (CFSST) columns, based on the self-tapping bolt and core tube column joint proposed by the research group. Based on the proposed static test results of this connection joint, a numerical analysis model is established using ABAQUS software to verify the reliability of the simulation method, and a parametric analysis is carried out for the different combinations of self-tapping bolts, stiffening ribs and cross-shaped core tube. The results show that the numerical analysis results are in good agreement with the test results, which verifies the reliability of the numerical analysis method. The self-tapping bolts effectively inhibit the buckling deformation and relative opening of the flange plate, which increases the joint bending capacity by 19.94% on average, and slows down the stiffness degradation of the joint. The stiffening ribs inhibit the deformation of the flange plate, which increases the joint bending capacity by 3.70% on average, but increases the possibility of relative opening. The cross-shaped core tubes effectively inhibit the buckling deformation of the flange plate and the local buckling of the column wall, increasing the bearing capacity and stiffness, and delaying the stiffness degradation of the joint. Overall, the stiffening ribs have little effect on the bending capacity of the joint, and increase the relative openings of the upper and lower flange plates. Therefore, the fully bolted assembly joint for CFSST columns can be optimized as a combination of core tube and self-tapping bolts, and the cross-shaped core tube, self-tapping bolts and concrete have a good mechanism of synergy. Both the joints before and after the optimization can achieve the performance design goal of "strong joints, weak members", which are recommended in the engineering application.

Keywords: cross-shaped core tube; concrete-filled square steel tubular (CFSST) column; self-tapping bolt; seismic performance; numerical analysis

钢管混凝土柱具有抗弯刚度大、承载力高、抗震性能好和施工简便等优点,在现代工程结构中得到了广泛应用^[1-2]。然而,现实中钢管混凝土柱与柱的连接形式仍以焊接为主,这也随之带来了环境污染、建设效率低等诸多问题。钢管混凝土结构柱与柱的连接和钢结构柱与柱的连接具有相似之处。螺栓-法兰连接、套筒式连接是装配式钢结构柱连接节点的主要形式。此外,基于钢材和混凝土之间良好的相互作用,插筋连接也可以作为柱节点的连接形式。

螺栓-法兰连接节点因其造型美观、受力合理的特点成为了装配式钢结构柱与柱连接的主要形式之一。KATO等^[3]对方钢管柱高强螺栓-法兰连接节点进行了试验和理论研究,基于屈服线理论提出了高强螺栓-法兰连接节点的设计方法,为后续研究奠定了基础。PACKER等^[4]基于塑性理论提出了方钢管柱高强螺栓-法兰连接节点的分析模型,该模型准确地预测了类节点的失效模式和极限强度。WILLIBALD等^[5]研究了钢管柱螺栓-法兰连接节点的轴压性能,发现增加法兰板厚度可以削弱连接节点的撬削作用。WHEELER等^[6]基于类比法和屈服线理论提出了一种预测钢管柱法兰连接极限弯矩的模型,并通过试验论证了该模型的可行性。WANG等^[7]也基于屈服线理论提出了一种纯弯作用下螺栓-法兰连接节点承载力的简化计算模型,并通过试验研究和数值模拟验证了该模型的准确性。虽然螺栓-法兰连接节点在连接处会存在缝隙,限制了其在钢管混凝土

结构中的应用,但也有学者对钢管混凝土柱与柱螺栓-法兰连接节点进行了研究。LIU等^[8]提出了一系列方钢管混凝土柱全螺栓装配式连接节点,并对6组不同法兰板厚度、法兰加劲肋布局的连接节点进行了拟静力试验研究和数值分析。

套筒式连接节点被广泛应用于钢结构闭口截面柱的连接中,并常与高强度螺栓配套使用。已有研究已经涉及不同类型的套筒式柱连接节点,刘康等^[9-10]、LI等^[11]提出了一种带对穿螺栓的套筒式柱连接节点,并对8组试件进行了轴压和偏压试验研究。LIU等^[12]对4组侧板盲螺栓连接节点和4榀侧板盲螺栓框架进行了拟静力试验研究和数值模拟。郝家树等^[13]提出一种结合了套筒式连接和螺栓-法兰连接特点的箱形柱剪力键式柱连接节点,并对2个箱形柱拼接节点试件和1个整体式箱形柱试件进行了拟静力试验研究,研究结果表明整体式箱形柱试件和箱形柱拼接节点试件均发生了塑性铰破坏,而节点处钢连接件的设置抑制了箱形柱的屈曲变形。有学者关注了钢管混凝土柱与柱外侧板的连接。YANG等^[14]提出了3种新型钢管混凝土柱间连接节点,并进行了14组轴压试验和5组纯弯试验,研究发现带有对穿螺栓的侧板连接式连接节点满足强度设计要求,而十字板式节点不满足强度设计要求,且缺乏对节点压弯等复杂受力状态的力学性能研究。还有学者基于预应力技术对外侧板式柱连接节点展开了研究。YANG等^[15]提出了一种带有预应力索的侧板式钢结构柱连接节点,并进行了抗

震性能试验,研究发现预应力钢绞线始终保持弹性状态,节点具有较高的安全冗余度。

此外,依赖于钢筋混凝土良好的黏结滑移性能,插筋连接也成为装配式钢管混凝土柱与柱连接的一种形式。LI等^[16]对一种预制H型钢梁与钢管混凝土柱节点进行了拟静力试验研究,研究结果表明该节点具有良好的抗弯能力和耗能能力,柱壁厚度和钢材强度对节点抗弯承载力和剪切变形有显著影响,而套筒的间距对其影响较小。徐哲人^[17]提出了一种新型装配式复合钢管混凝土柱连接节点,对24组不同锚固长度、钢筋直径、混凝土强度、插筋样式、预制孔形式的试件进行了抗拉试验,研究结果表明最大拉力与浆锚钢筋直径呈正相关,但所有变量对平均黏结应力的影响均不大。MOU等^[18]提出了一种钢筋混凝土钢管复合柱的新型柱与柱连接节点,并进行了4组弯曲试验,研究结果表明密集地配置钢筋可以有效地提高节点抗弯承载力,但对钢管和钢筋的应变分布则影响不大。

课题组基于之前提出的分离式芯筒法兰全螺栓装配式连接节点^[19],并结合塞焊技术^[20]等对连接节点构造做了进一步优化。2020年,课题组将预应力钢绞线技术和自攻螺栓技术融入前期研究成果中,提出了2种竖索式连接节点和1种自攻螺栓芯筒式柱连接节点^[21-23]。

本研究将钢管混凝土技术和全螺栓装配式技术相融合,提出了内置十字形芯筒的方钢管混凝土柱全螺栓装配式连接节点。在拟静力试验研究的基础上进行参数分析,研究加劲肋和自攻螺栓对连接节点力学性能的影响,并对节点构造优化提出合理建议。

1 节点构造及极限承载力设计方法

内置十字形芯筒方钢管混凝土柱装配式连接节点(built-in cross-shaped encase steel core tube fully bolted prefabricated concrete-filled square steel tubular column connection joint, CST-CFSST)的基本构造如图1所示,该装配式节点主要用于梁柱拼接处,主要由方钢管柱、自攻螺栓、高强螺栓、十字形芯筒、塞焊和混凝土这6个部分组成。

CST-CFSST装配流程主要包括4个步骤。

(1) 芯筒的加工。十字形芯筒采用分离式加工工艺,由1个工字型钢和2个T型钢焊接而成。芯筒角部需通过机器切削成弧形以确保顺利装配,芯筒上部通过机床定位进行高精度螺纹切削以形成自攻螺栓螺纹孔,下部则需要开设塞焊孔。

(2) 上下柱装配体的加工。上下方钢管柱与加劲肋、法兰板之间采用焊接,上柱自攻螺栓对应位置开有大于螺栓直径2~3 mm的孔,下柱在塞焊对应位置开有塞焊孔。芯筒通过负公差方式放置于柱壁内隔板上,并通

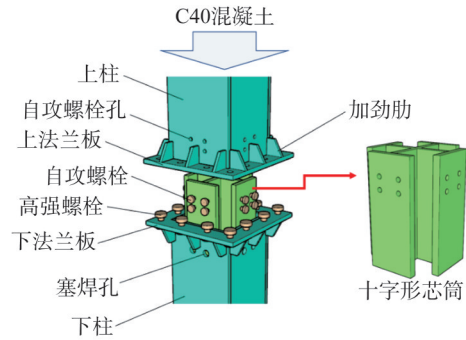


图1 节点构造

Fig. 1 Detail of CST-CFSST

过塞焊技术与下柱柱壁进行连接。

(3) 螺栓预紧。对法兰板处的高强螺栓和上柱与芯筒连接处的自攻螺栓施加预紧力,二者必须达到规定的预紧程度^[24]。

(4) 混凝土浇筑。采用高抛自密实钢管柱混凝土施工工法,其原理是使用特制的高抛模具与自密实钢管柱结构相结合,从而实现混凝土的高抛和自动密实。具体来说,当混凝土从高抛模具中倾倒时,自密实钢管柱迅速升起,使混凝土在下落过程中得到有效的振实,提高了混凝土的密实度。混凝土浇筑前需确保钢管内壁干净,浇筑完毕后需留置标准养护试块,试块与构件一同进行28 d的标准养护。

基于“强节点,弱构件”的性能化设计目标,方钢管混凝土柱全螺栓装配节点抗弯极限承载力应考虑自攻螺栓、塞焊、高强螺栓群、芯筒及核心区混凝土对节点抗弯极限承载力的贡献,并满足式(1)要求。

$$M_z + M_{pw} + M_b + M_{u2} \geq 1.25M_{u1} \quad (1)$$

式中: M_z 为自攻螺栓群抗弯极限承载力,单位为N; M_{pw} 为塞焊抗弯极限承载力,单位为N; M_b 为法兰板高强螺栓群抗弯极限承载力,单位为N; M_{u1} 为非核心区混凝土抗弯极限承载力,单位为N; M_{u2} 为核心区混凝土抗弯极限承载力,单位为N。

内置十字形芯筒的方钢管混凝土柱全螺栓装配节点的抗剪极限承载力应满足式(2)要求。

$$V_b + V_{xs} \geq 1.2V_u \quad (2)$$

式中: V_b 为高强螺栓群抗剪极限承载力,单位为N; V_{xs} 为十字形芯筒及核心区填充混凝土抗剪极限承载力,单位为N; V_u 为节点抗剪极限承载力,单位为N。

2 有限元模型

2.1 试验概况及模型尺寸

试件详图如图2所示。试件总高度为2 170 mm,其中上柱柱高为1 345 mm,下柱柱高为825 mm,同时在下柱焊接柱底板,底板厚度为26 mm,平截面尺寸为

600 mm×600 mm。在柱底板处通过机器加工的方式实现地脚螺栓打孔,总开孔数为12个,开孔直径分别为

32 mm和40 mm。法兰板上高强螺栓选用10.9级M20高强螺栓,自攻螺栓选用10.9级M16高强螺栓。

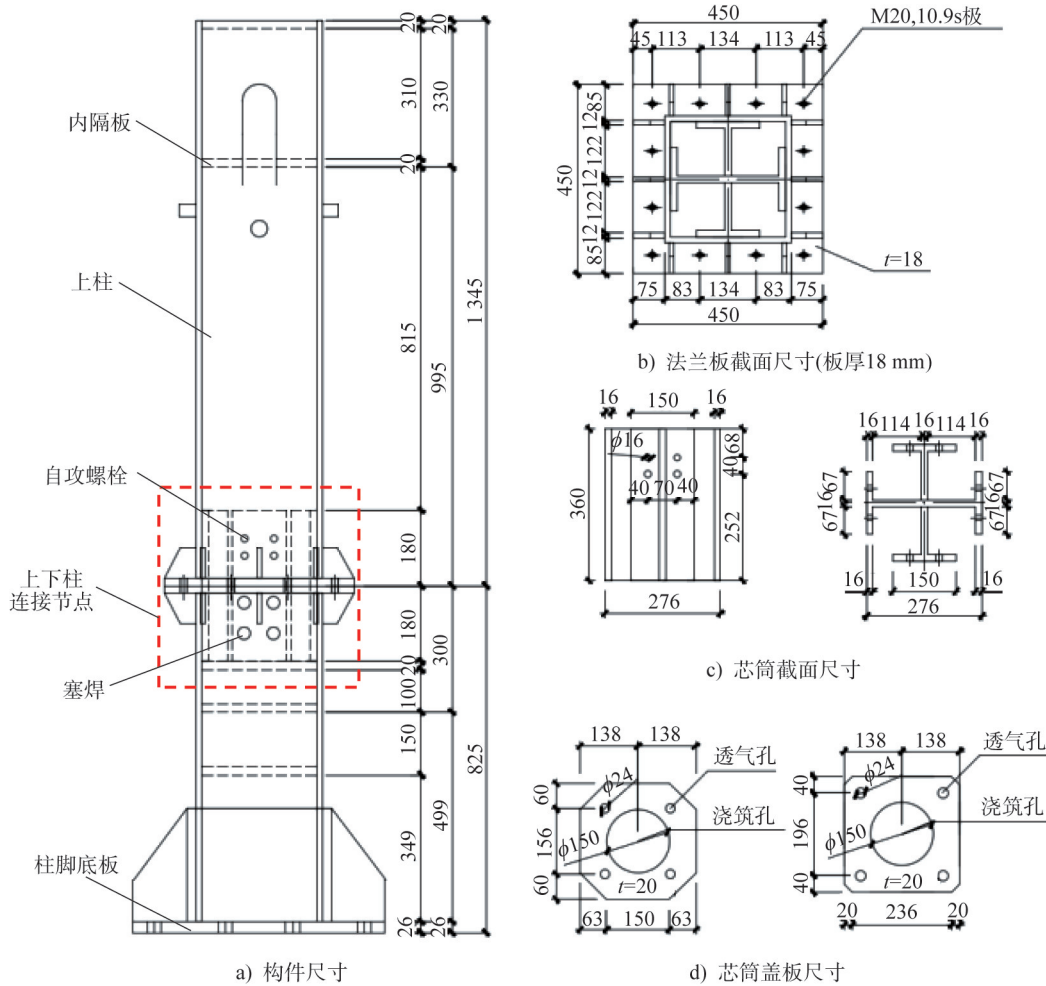


图2 试件详图(单位:mm)

Fig. 2 Details of specimen (unit: mm)

试验加载装置如图3所示,荷载主要在两个方向上进行施加,即水平方向和竖直方向。水平方向采用200 t伺服作动器施加荷载,竖直方向则采用两个100 t穿心式千斤顶施加荷载。柱脚部分通过8个12.9级M36高强螺栓和4个10.9级M30高强螺栓实现柱脚与底梁完全刚接。

采用拟静力加载方法,依据原型结构在试件柱顶处施加20%的全截面屈服轴压力,两组穿心式千斤顶施加轴力总和为1 130 kN,加载过程中保持轴力稳定。根据美国AISC抗震规范^[25]采用位移控制的变幅加载方式,每级循环加载2次,试验加载制度如图4所示。当满足下列条件之一时,即认为节点已失效,从而停止加载:

- (1) 加载过程中节点发生严重破坏,法兰连接处高强螺栓被拉断;
- (2) 荷载下降至构件极限承载力的85%以下。

2.2 材料属性

为探究加劲肋和自攻螺栓对方钢管混凝土柱装配式连接节点的抗震性能,使用ABAQUS有限元分析软件建立有限元模型。如图5所示,钢材材性选用双折线强化本构模型,Q345B钢材弹性模量为 2.06×10^5 MPa,泊松比为0.3,钢材屈服及极限抗拉强度基于材性试验数据确

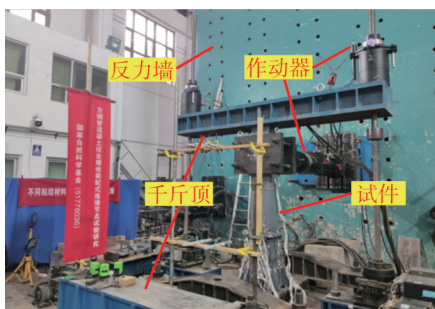


图3 加载装置

Fig. 3 Loading setup

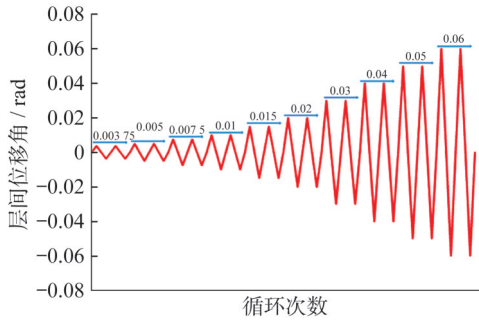


图4 加载制度

Fig. 4 Loading system

定,采用 von Mises 屈服准则来模拟钢材屈服行为。混凝土的本构模型选用塑性损伤本构模型,塑性指标的参数设置如下:膨胀角为 38° ,偏心率为 0.1,不变量应力比为 0.666 67,双轴受压与单轴受压极限强度比 f_{b0}/f_{c0} 为 1.16,黏滞系数为 0.000 05。

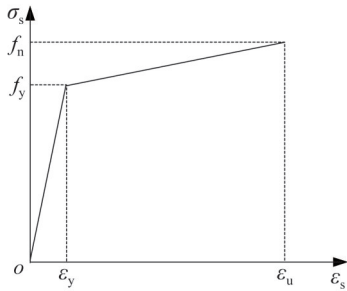


图5 钢材应力-应变曲线

Fig. 5 Stress-strain curve of steel

2.3 相互作用

(1) 钢材与钢材

有限元模型中法兰板、加劲肋及上下柱的连接采用焊接连接,Tie 连接通常被用于模拟焊接效果,但实际上其强度较焊接强度而言偏低,无法实现高精度模拟,而几何合并保持几何相交边界可用于高精度焊接仿真,因此对相应部件进行几何合并。在装配体接触表面施加法向“硬”接触,切向设置各向同性的罚函数,摩擦系数选为 0.35。

(2) 钢材与混凝土

钢材与混凝土表面接触问题是一个典型的非线性问题,二者的界面接触由法向接触和切向的黏结滑移组成。法向采用“硬”接触,切线方向定义摩擦系数为 0.6^[26]的罚函数,以模拟钢材与混凝土之间的界面滑移。

2.4 单元网格划分

在进行节点有限元模拟时,各个部件均选用实体单元 C3D8R,即 8 节点六面体线性缩减积分单元模拟。在分析过程中,需充分考虑材料非线性、几何非线性和接触

非线性。在进行模型网格划分时需对网格密度进行评估,有限元模型的网格划分如图 6 所示。上下柱装配体网格尺寸定义为 14 mm,对于自攻螺栓和法兰螺栓,为避免出现剪切锁定及沙漏现象,采用较小的有限元网格尺寸,两种螺栓网格尺寸均定义为 5 mm,十字形芯筒网格尺寸定义为 9 mm。为了适应十字形芯筒和钢材表面之间的接触关系,将节点核心区混凝土网格尺寸定义为 9 mm,其余部分混凝土网格尺寸则定义为 30 mm。

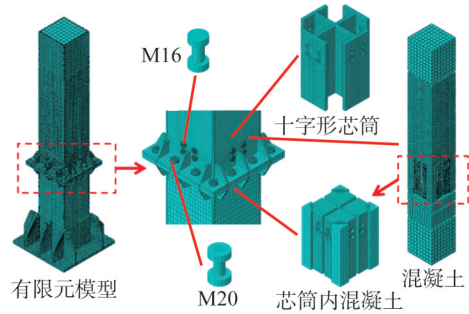


图6 有限元模型网格划分详图

Fig. 6 Details of finite element model mesh

2.5 边界条件及荷载

试验中通过 8 个 M36 高强螺栓和 4 个 M30 高强螺栓与鱼腹压梁的组合作用,充分实现了柱脚的刚性连接。有限元建模中,在柱脚底板设置“完全固定($U1=U2=U3=UR1=UR2=UR3=0$)”,如图 7 所示。同时为避免钢柱在往复荷载下发生扭转,法兰板南北连接处设置“ $U3=0$ ”。低周往复荷载通过在指定加载点高度处设置“位移/转角”和“幅值”来实现。有限元模拟所施加的荷载主要包括螺栓力和轴力,螺栓力的荷载类型选为螺栓荷载,而轴压力的荷载类型则选为集中力。

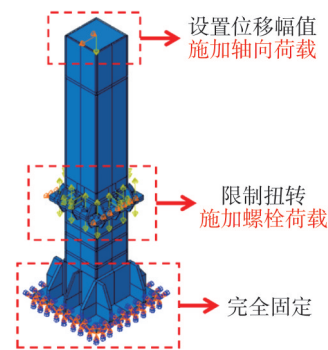


图7 边界条件和荷载设置

Fig. 7 Setting of boundary conditions and loads

3 模型验证

3.1 试验现象对比

CST-CFSST 的核心区混凝土被十字形芯筒分割为

4部分,接触面比较复杂,自加载开始节点核心区即发出间歇性声响;加载至位移角为0.04 rad时,试件下柱开始轻微屈曲,柱壁漆皮皱起,塑性铰开始形成;加载至位移角为0.05 rad时,试件下柱屈曲更加明显,部分漆皮脱落,塑性铰形成也更加显著;荷载下降至峰值荷载的85%时,试验结束。

图8对比了在位移角为0.05 rad时,试验节点和有限元节点核心区法兰板处的现象。可以观察到,上下法兰板处均无相对开口,自攻螺栓无滑移,加劲肋柱壁和法兰板焊缝连接处无明显变形,节点核心区整体保持完好,未出现损坏迹象。由此表明混凝土能够与芯筒、自攻螺栓较好地协同工作,有效抑制了节点变形。

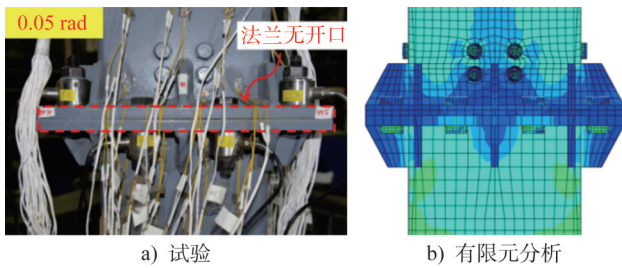


图8 节点核心区法兰板现象对比

Fig. 8 Comparison of flange plate phenomena in joint core area

图9对比了在位移角为0.05 rad时,试验和有限元模拟得到的CST-CFSST变形特征。可以观察到,下柱等效塑性应变较大且分布范围较广,局部屈曲明显,且形成了塑性铰。试验试件和有限元模型的塑性发展规律基本一致,试验结果与有限元结果基本吻合。

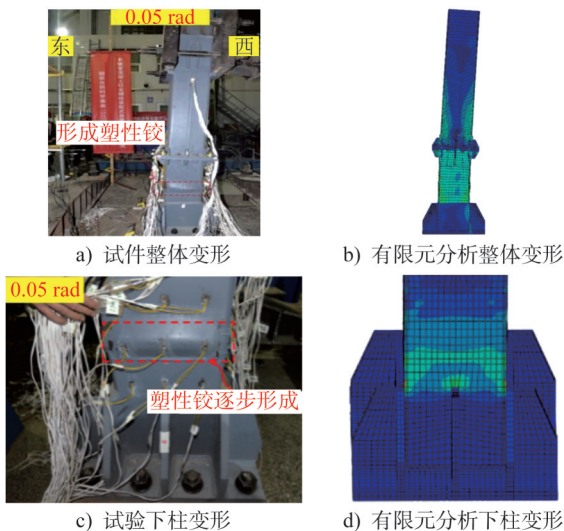


图9 试件整体变形和下柱变形对比

Fig. 9 Comparison of overall deformation and lower column deformation of specimen

3.2 滞回曲线与骨架曲线

滞回曲线是指在往复荷载作用下结构或构件的荷载-位移曲线,能够表征结构或者构件在往复荷载作用下的变形特征、刚度退化以及能量耗散等特性。骨架曲线是指滞回曲线上同向(拉或压)各次加载的荷载极值点依次相连得到的包络曲线,能够表征构件不同阶段的受力、变形及特征。

图10~11对比了试验与有限元分析的CST-CFSST弯矩-转角滞回曲线和骨架曲线。由图10可以看出,在加载初期阶段,试验与有限元结果均表现出较为理想的弹性特征。随着位移角的增大,滞回环开始形成,显示出良好的能量耗散能力。与试件滞回曲线相比,有限元模拟结果在卸载阶段表现出较高的刚度,曲线稍显饱满。这是由于试验与有限元模拟的卸载机制存在差异,有限元模拟结果较为理想。但总体而言,二者的滞回曲线均呈现为较为饱满、光滑的梭形,未出现明显的“捏拢”现象,且变化趋势基本一致,吻合较好。

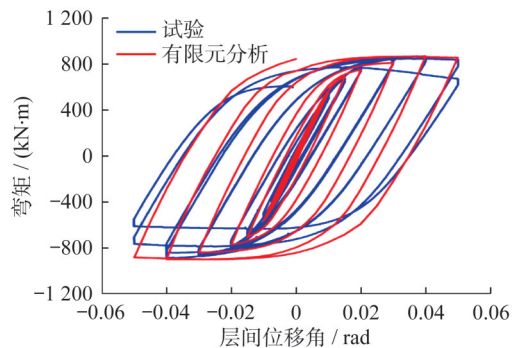


图10 试验与有限元分析滞回曲线对比

Fig. 10 Comparison of hysteresis curves between test and FEA

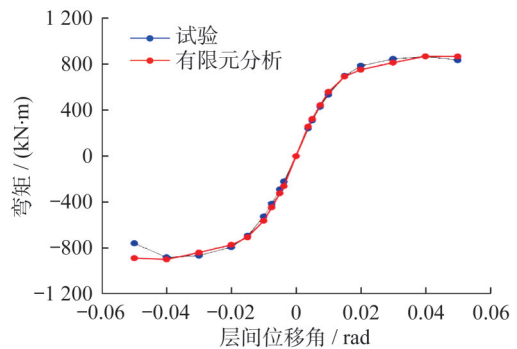


图11 试验与有限元分析骨架曲线对比

Fig. 11 Comparison of skeleton curves between test and FEA

由图11可知,试验与有限元模拟的骨架曲线发展规律基本一致,均存在明显的弹性阶段、弹塑性阶段及失效阶段,但试验失效阶段承载力的下降更加明显。综合整

个加载过程的分析,试验与有限元模拟的承载力平均相差3.47%,骨架曲线整体吻合较好。

3.3 等效刚度退化系数对比

拟静力试验中随着构件损伤的逐步累积,其刚度会随着位移角的增大而逐渐减小,这一特性被称为节点的刚度退化。刚度退化是表征试件抗震性能的重要指标之一,本文采用等效刚度退化系数,即等效刚度与最大刚度的比值来表征试件的刚度退化。图12对比了试验与有限元分析的CST-CFSST的等效刚度退化系数曲线。由图可知,试验和有限元模拟的等效刚度退化曲线变化规律基本一致,正向刚度退化均比负向刚度退化要显著,且有限元模型的刚度退化更显著。

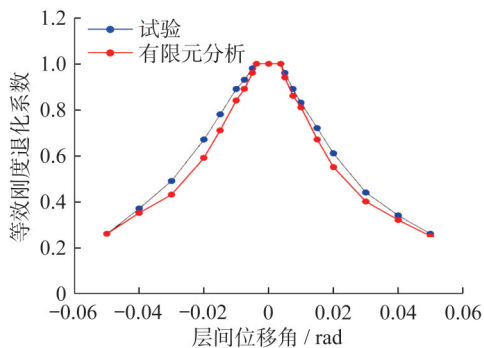


图12 试验与有限元分析等效刚度退化系数曲线对比

Fig. 12 Comparison of equivalent stiffness degradation coefficient curves between test and FEA

3.4 失效模式对比

图13对比了试验研究和有限元模拟的CST-CFSST失效模式。有限元模拟完成后节点回到初始位置,可以观察到模型下柱部分形成了塑性铰,节点核心区部分保持完好无损,其失效模式表现为下柱塑性铰破坏,符合“强节点,弱构件”的性能化设计目标。

综上所述,本文所建立的有限元模型能够较为准确地模拟CST-CFSST的抗震性能,验证了建模方法的可行性。基于此,下文将展开参数分析。

4 参数分析

4.1 模型参数

方钢管混凝土柱全螺栓装配节点核心区主要由十字形芯筒、加劲肋、自攻螺栓和混凝土组成。试验结果表明,节点核心区内部自攻螺栓、芯筒、混凝土三者具有良好的协同工作机制。为探究节点核心区内部自攻螺栓和外部加劲肋以及十字形芯筒对节点抗震性能的影响,列出了6种可能的构造组合进行参数分析,如表1所示。对6种构造组合形式的模型进行性能对比评估,优化节点构

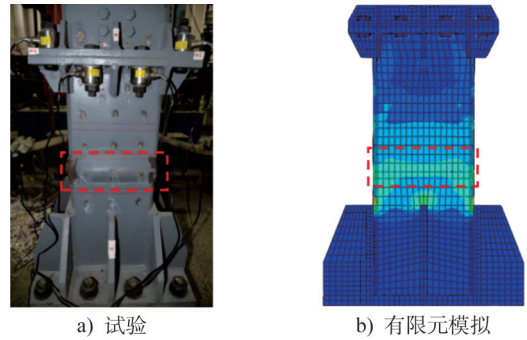


图13 失效模式对比

Fig. 13 Comparison of failure modes

造,进而优化生产、设计和施工过程。

表1 模型参数

Table 1 Parameters of models

模型编号	芯筒形式	加劲肋	自攻螺栓
J1	十字形	—	—
J2	十字形	—	设置
J3	十字形	设置	—
J4	十字形	设置	设置
J5	—	—	—
J6	—	设置	—

4.2 节点现象

6个不同构造节点核心区法兰变形的对比如图14所示。节点J1和J2均设置十字形芯筒,节点J1未设置自攻螺栓和加劲肋,节点J2未设置自攻螺栓但设置加劲肋。对比节点J1和J2可以发现,二者的法兰板均未出现外部开口,原因是在未设置加劲肋的情况下,法兰板和柱壁之间缺乏约束,上下法兰板可以同步协调变形。但相较于节点J2,节点J1核心区法兰板整体翘曲变形更为明显,表明设置自攻螺栓可以有效抑制法兰板整体翘曲变形。

节点J3和J4均设置十字形芯筒,其中节点J3设置自攻螺栓但不设置加劲肋,节点J4设置自攻螺栓和加劲肋。比较节点J3和J4可以发现,由于加劲肋的约束作用,节点J3加劲肋处上下法兰板出现比较明显的开口。然而同样设置加劲肋的节点J4却未出现相应开口,表明设置自攻螺栓显著增强了芯筒与节点核心区上部的整体性,有效地抑制了法兰板出现相对开口。

节点J5和J6均未设置十字形芯筒,节点J5未设置自攻螺栓和加劲肋,节点J6未设置自攻螺栓但设置加劲肋。比较节点J5和J6可以发现,节点J5未出现相对开口,主要原因是无加劲肋的约束,使得上下法兰板可以同步协调变形。但相较于节点J6,节点J5的法兰板整体出现明

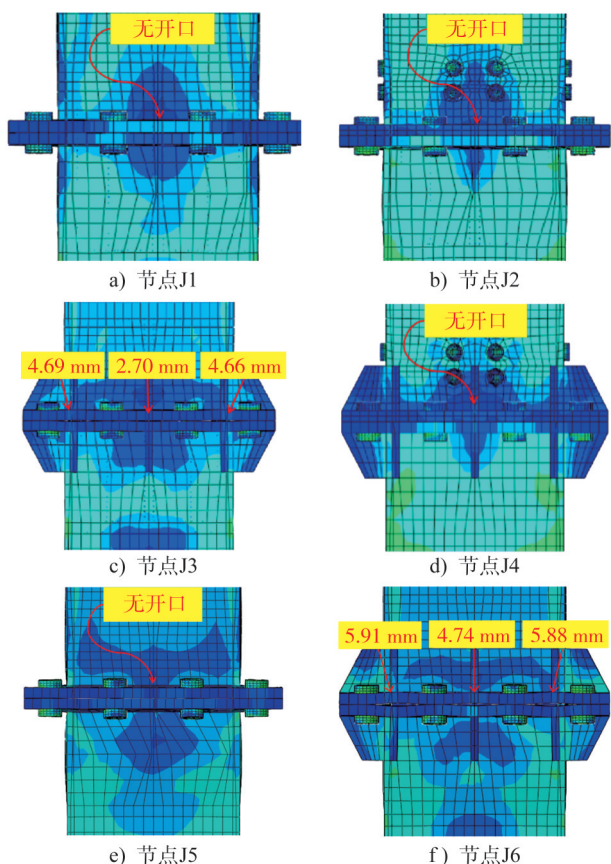


图14 各节点核心区法兰变形对比

Fig. 14 Comparison of flange deformation in core area of joints

显翘曲变形,下柱壁鼓曲明显,表明加劲肋的设置可以抑制法兰板的整体变形以及在加劲肋附近柱壁发生鼓曲变形。

通过对比节点J1和J3可以发现,节点J1的法兰板虽然未出现明显的外部开口,但发生了轻微变形,法兰板附近柱壁出现轻微鼓曲变形。节点J3的法兰板出现了相对开口,但是加劲肋的设置抑制了法兰板的整体变形,并且控制了加劲肋附近柱壁的鼓曲变形。比较节点J2和J4可以发现,二者的法兰板均未出现开口,但未设置加劲肋的节点J2法兰板出现轻微变形且下柱壁出现鼓曲变形,节点J4未出现该现象,表明设置加劲肋可以抑制法兰板的整体变形并控制上下柱的鼓曲变形。

通过对比节点J1和J5可以发现,未设置十字形芯筒的节点J5虽未出现明显开口,但是法兰板整体出现了显著翘曲变形,节点柱壁附近出现了明显的局部鼓曲。相比之下,设置十字形芯筒的节点J1法兰板仅出现较小的翘曲变形,节点柱壁附近未出现明显的局部鼓曲。由此表明十字形芯筒的设置能够有效抑制法兰板产生翘曲变形以及节点柱壁附近出现局部鼓曲,有利于保持连接节点的整体稳定性,防止柱壁出现局部失稳现象。

4.3 滞回曲线和骨架曲线

6个节点的滞回曲线和骨架曲线对比如图15~16所示。6个节点在各个加载级下的抗弯承载力对比如表2所示。通过观察可知,6个节点的滞回曲线均呈较为饱满、光滑的梭形,未出现明显的“捏拢”现象,且变化趋势基本一致。表3给出了6个节点在正、负加载方向上的屈服荷载、屈服位移、极限荷载、极限位移、破坏荷载、破坏位移以及初始刚度,其中屈服荷载采用“通用屈服弯矩法”确定,初始刚度通过变形初期的力-位移曲线的斜率确定。

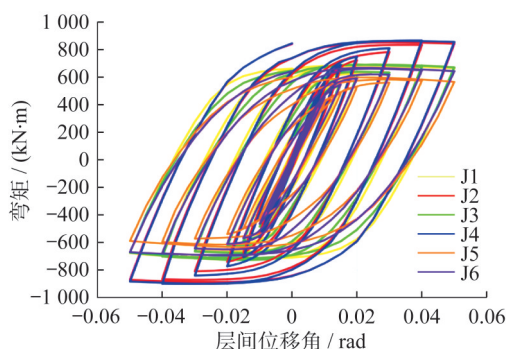


图15 各节点滞回曲线对比

Fig. 15 Comparison of hysteresis curves of all joints

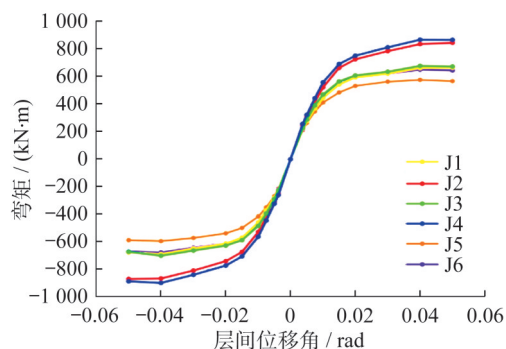


图16 各节点骨架曲线对比

Fig. 16 Comparison of skeleton curves of all joints

通过对比节点J1和J2可以发现,节点J2的初始刚度比节点J1的初始刚度高11.41%,表明当内置十字形芯筒但未设置加劲肋时,增设自攻螺栓可以提高节点刚度。比较节点J1和J2在各加载级下的抗弯承载力可以发现,自攻螺栓的设置使节点的抗弯承载力平均提高了19.08%。比较节点J3和J4可以发现,节点J4的初始刚度比节点J3的初始刚度高13.82%,表明当内置十字形芯筒且设置加劲肋时,增设自攻螺栓可以提高节点刚度。比较节点J3和J4在各加载级下的抗弯承载力可以发现,自攻螺栓的设置使节点抗弯承载力平均提高了20.80%。总体而言,对于十字形芯筒节点,加劲肋的设置并未抑制自攻螺栓对节点抗弯刚度和承载力的贡献能力,在设置加劲肋的基础上增设自攻螺栓十分有利于提高节点刚度和承载力。

表2 各节点抗弯承载力对比
Table 2 Comparison of flexural capacity of all joints

转角/rad	节点抗弯承载力/(kN·m)						抗弯承载力差值/%					
	J1	J2	J3	J4	J5	J6	J1与J2	J3与J4	J1与J3	J2与J4	J1与J5	J5与J6
0.050 00	666.69	847.49	675.13	869.26	569.26	647.58	27.12	28.75	1.27	2.57	17.12	13.76
0.040 00	663.65	838.75	679.73	870.26	577.77	653.35	26.38	28.03	2.42	3.76	14.86	13.08
0.030 00	623.21	787.22	637.42	814.99	564.92	622.24	26.32	27.86	2.28	3.53	10.32	10.15
0.020 00	596.12	727.98	610.12	753.98	534.49	595.49	22.12	23.58	2.35	3.57	11.53	11.41
0.015 00	544.55	665.27	566.70	693.22	486.38	550.93	22.17	22.33	4.07	4.20	11.96	13.27
0.010 00	446.74	522.94	470.81	559.55	413.12	456.92	17.06	18.85	5.39	7.00	8.14	10.60
0.007 50	370.63	417.87	391.46	444.11	347.38	377.88	12.75	13.45	5.62	6.28	6.69	8.78
0.005 00	277.76	308.43	287.29	323.00	263.88	276.87	11.04	12.43	3.43	4.72	5.26	4.92
0.003 75	222.49	248.15	227.08	257.75	211.77	218.13	11.53	13.51	2.06	3.87	5.06	3.00
-0.003 75	-225.16	-250.08	-228.41	-261.04	-213.97	-219.58	11.07	14.29	1.44	4.38	5.23	2.62
-0.005 00	-281.34	-309.73	-289.26	-323.78	-268.78	-280.56	10.09	11.93	2.82	4.54	4.67	4.38
-0.007 50	-373.35	-421.36	-394.48	-446.54	-349.97	-378.84	12.86	13.20	5.66	5.98	6.68	8.25
-0.010 00	-460.12	-528.87	-485.67	-564.20	-417.84	-465.37	14.94	16.17	5.55	6.68	10.12	11.38
-0.015 00	-570.99	-674.65	-588.95	-707.27	-500.96	-570.79	18.15	20.09	3.15	4.84	13.98	13.94
-0.020 00	-614.34	-742.16	-628.55	-774.03	-539.28	-611.95	20.81	23.15	2.31	4.29	13.92	13.48
-0.030 00	-649.86	-810.45	-664.74	-841.42	-573.15	-644.74	24.71	26.58	2.29	3.82	13.38	12.49
-0.040 00	-690.65	-868.14	-702.38	-900.47	-596.15	-679.26	25.70	28.20	1.70	3.72	15.85	13.94
-0.050 00	-678.12	-871.75	-674.25	-889.75	-589.39	-671.56	28.55	31.96	-0.57	2.06	15.05	13.94
平均值							19.08	20.80	2.96	4.43	10.55	10.19

表3 各节点承载力和刚度的有限元分析结果对比

Table 3 Comparison of FEA results for load bearing capacity and stiffness of all joints

模型编号	加载方向	屈服荷载 P_y /kN	屈服位移 Δ_y /mm	极限荷载 P_u /kN	极限位移 Δ_u /mm	破坏荷载 P_f /kN	破坏位移 Δ_f /mm	初始刚度/ (kN·mm ⁻¹)	刚度均值/ (kN·mm ⁻¹)
J1	正向	272.93	29.93	334.14	99.75	334.14	99.75	14.90	14.99
	负向	-286.17	-29.93	-346.17	-79.80	-339.90	-99.75	15.08	
J2	正向	349.15	34.91	424.81	99.75	424.81	99.75	16.63	16.70
	负向	-355.06	-34.91	-436.97	-99.75	-436.97	-99.75	16.76	
J3	正向	284.06	29.93	340.72	79.80	338.41	99.75	15.22	15.27
	负向	-295.21	-29.93	-352.07	-79.80	-337.97	-99.75	15.31	
J4	正向	362.71	34.91	436.22	79.80	435.59	99.75	17.27	17.38
	负向	-387.98	-39.90	-451.36	-79.80	-445.61	-99.75	17.49	
J5	正向	225.42	24.94	289.57	79.80	285.21	99.75	14.19	14.26
	负向	-230.03	-24.94	-298.80	-79.80	-295.24	-99.75	14.33	
J6	正向	276.14	29.93	327.47	79.80	324.31	99.75	14.62	14.67
	负向	-286.07	-29.93	-340.45	-79.80	-336.34	-99.75	14.71	

通过对比节点 J1 和 J3 可以发现,节点 J3 初始刚度仅比节点 J1 初始刚度高 1.87%,表明当内置十字形芯筒但不设置自攻螺栓时,增设加劲肋对节点刚度的提高效果不明显。同时,比较节点 J1 和 J3 在各加载级下的抗弯承载力可以发现,增设加劲肋对节点抗弯承载力的平均提高幅度仅为 2.96%,表明加劲肋的设置对节点承载力的提高效果不明显。比较节点 J2 和 J4 可以发现,节点 J4 的初始刚度比节点 J2 的初始刚度高 4.07%,表明当内置十字形芯筒且设置自攻螺栓时,增设加劲肋对节点刚度的影响不明显。比较节点 J2 和 J4 在各加载级下的抗弯承载力可以发现,设置加劲肋使节点的抗弯承载力平均提高了 4.43%,表明加劲肋的设置对于节点承载力的提高效果不明显。总体而言,对于十字形芯筒节点,加劲肋的设置对节点刚度和抗弯承载力的提高影响不大,节点模型中仅设置自攻螺栓即可达到与试验节点相近的抗弯承载力,以及与刚性节点相近的承载效果。

通过对比节点 J5 和 J6 可以发现,节点 J6 的初始刚度比节点 J5 的初始刚度高 2.88%,表明当不设置十字形芯筒和自攻螺栓时,增设加劲肋对节点刚度的影响不大。对比节点 J5 和 J6 在各加载级下的抗弯承载力可以发现,加劲肋的设置使节点的抗弯承载力平均提高了 10.19%。比较节点 J1 和 J5 的刚度可知,节点 J1 的初始刚度比节点 J5 的初始刚度高 5.12%,表明在该新型柱间连接节点中设置十字形芯筒可提高其刚度,再比较二者在不同工况下的承载力可知,当节点不设置加劲肋和自攻螺栓时,芯筒的设置使节点的抗弯承载力平均提高了 10.55%。总体而言,十字形芯筒的设置可以提高节点的刚度和承载能力,改善连接节点的整体性能。

由于加劲肋对方钢管混凝土柱全螺栓装配式节点抗弯承载力提高的影响不大,因此可将方钢管混凝土柱全螺栓装配式节点优化为芯筒和自攻螺栓的组合形式。十字形芯筒与自攻螺栓和混凝土之间具有良好的协同工作机制,优化前后的节点均能实现“强节点、弱构件”的个性化设计目标。

4.4 刚度退化

6 个节点的等效刚度退化系数曲线如图 17 所示,不同构造节点的等效退化刚度系数如表 4 所示。对比节点 J1 和 J2 的等效刚度退化曲线和系数,可知当内置十字形芯筒但不设置加劲肋时,增设自攻螺栓可以增强芯筒与节点核心区上部的联系,延缓节点的刚度退化。同时,增设自攻螺栓使节点刚度退化系数平均增大了 7.32%。对比节点 J3 和 J4 的等效刚度退化曲线和系数可知,当内置十字形芯筒且设置加劲肋时,增设自攻螺栓使节点刚度退化系数平均增大了 6.43%。因此,内置十字形芯筒且设置加劲肋时,增设自攻螺栓可延缓节点的刚度退化。

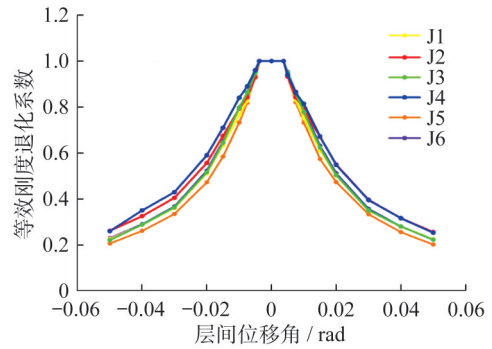


图 17 各节点等效刚度退化系数曲线对比
Fig. 17 Comparison of equivalent stiffness degradation coefficient curves of all joints

表 4 各节点等效刚度退化系数
Table 4 Equivalent stiffness degradation coefficients of all joints

转角/rad	节点 J1	节点 J2	节点 J3	节点 J4	节点 J5	节点 J6
0.050 00	0.22	0.26	0.22	0.25	0.20	0.22
0.040 00	0.28	0.32	0.28	0.32	0.26	0.28
0.030 00	0.35	0.40	0.35	0.40	0.33	0.36
0.020 00	0.50	0.55	0.50	0.55	0.47	0.51
0.015 00	0.61	0.67	0.62	0.67	0.57	0.63
0.010 00	0.75	0.79	0.78	0.81	0.73	0.79
0.007 50	0.83	0.84	0.86	0.86	0.82	0.87
0.005 00	0.94	0.93	0.95	0.94	0.93	0.95
0.003 75	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
-0.003 75	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
-0.005 00	0.94	0.93	0.95	0.96	0.94	0.96
-0.007 50	0.83	0.84	0.86	0.89	0.82	0.86
-0.010 00	0.77	0.79	0.80	0.84	0.73	0.79
-0.015 00	0.63	0.67	0.64	0.71	0.59	0.65
-0.020 00	0.51	0.56	0.52	0.59	0.47	0.52
-0.030 00	0.36	0.41	0.36	0.43	0.33	0.37
-0.040 00	0.29	0.33	0.29	0.35	0.26	0.29
-0.050 00	0.23	0.26	0.22	0.26	0.21	0.23

通过对比节点 J1 与 J3 的等效刚度退化系数曲线,可知当内置十字形芯筒但不设置自攻螺栓时,增设加劲肋对节点刚度退化系数的影响不明显,平均增幅仅为 1.01%。因此,当内置十字形芯筒但不设置自攻螺栓时,增设加劲肋对节点刚度退化的影响较小。通过对比节点 J2 与 J4 的等效刚度退化系数曲线和各工况下的刚度退化系数,可知当内置十字形芯筒且设置自攻螺栓时,增设加劲肋对节点刚度退化系数的影响不明显,平均增幅仅为 0.18%。同样地,当内置十字形芯筒且设置自攻螺栓时,增设加劲肋对节点刚度退化的影响较小。

通过对比节点 J5 和 J6 的等效刚度退化曲线和刚度

退化系数,可知当不设置芯筒和自攻螺栓时,增设加劲肋使节点的刚度退化系数平均增大了7.18%,表明不设置芯筒和自攻螺栓时,增设加劲肋可延缓节点的刚度退化。通过对比节点J1和J5的等效刚度退化曲线和系数可知,当不设置加劲肋和自攻螺栓时,设置十字形芯筒使节点的刚度退化系数平均增大了5.09%,表明设置十字形芯筒可以延缓节点的刚度退化,使其在试验中具有更优的抗变形能力。

4.5 应力分析

4个带十字形芯筒的节点在加载至位移角为0.05 rad时,芯筒的应力云图如图18所示。通过观察节点J1和J2芯筒的应力云图可知,当内置十字形芯筒但不设置加劲肋时,增设自攻螺栓后,螺栓孔附近和十字形芯筒受压侧翼缘与腹板的交界处会出现比较明显的应力集中;同时可以使节点应力集中区域向节点核心区上部的自攻螺栓区移动,这种移动在两个方向上进行,一个是受压翼缘应力集中区域由四周向内部移动,另一个是腹板应力也在向翼缘发展,一定程度上缓解了十字形钢腹板应力发展。通过对比分析节点J3和J4的芯筒应力云图可知,当内置十字形钢芯筒且设置加劲肋时,同样地,增设自攻螺栓会使受压侧翼缘应力集中区域由四周向内部移动,在受压侧翼缘和腹板的交界处会出现比较明显的应力集中现象。

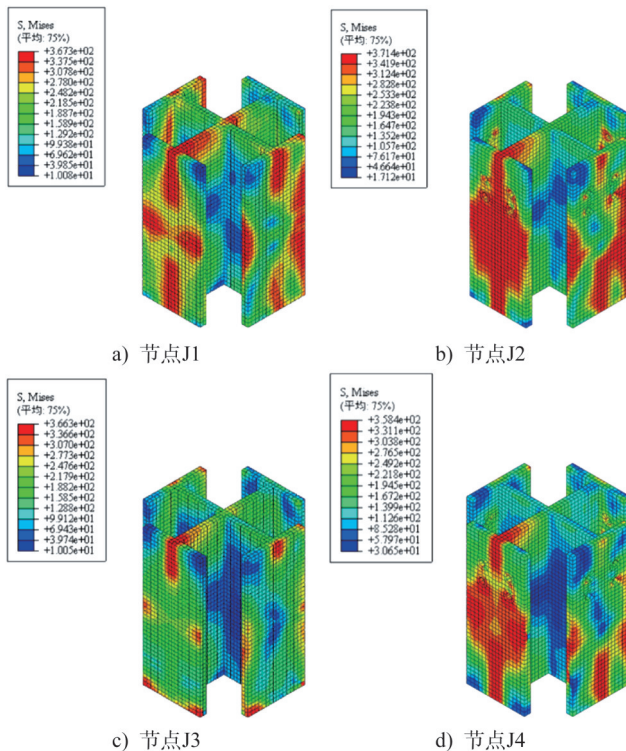


图18 各节点十字形芯筒应力云图对比(单位:MPa)

Fig. 18 Comparison of stress contours of cross-shaped core tubes of all joints (unit: MPa)

通过对比观察节点J1和J3的芯筒应力云图可知,当内置十字形芯筒但不设置自攻螺栓时,增设加劲肋缓解了十字形芯筒翼缘中心处和腹板上部的应力发展,使得翼缘板处的应力发展更加均匀。比较节点J2和J4的芯筒应力云图可知,当内置十字形芯筒且设置自攻螺栓时,增设加劲肋同样能够缓解芯筒翼缘中心处和腹板上部的应力发展,有助于翼缘板处应力发展得更均匀。

5 结论

本文基于内置十字形芯筒方钢管混凝土柱全螺栓装配节点试验,建立相应有限元模型,通过对比试验试件和有限元模型的节点核心区现象、构件失效模式、抗弯承载力、刚度退化规律等,验证了有限元数值模拟方法的可行性。随后,针对节点核心区内部的自攻螺栓设置、外部的加劲肋设置以及十字形芯筒的有无等不同构造组合进行参数分析,分析自攻螺栓、加劲肋和芯筒对节点抗震性能的影响。主要得出以下结论:

(1) 数值分析和拟静力试验中节点核心区均未出现明显开口和整体变形,自攻螺栓未发生滑移,节点核心区整体保持完好,未出现损坏迹象;二者滞回曲线和骨架曲线吻合较好,加载过程中各级承载力平均相差3.47%;刚度退化规律基本一致,验证了数值分析方法的可靠性。

(2) 自攻螺栓的设置增强了芯筒与节点核心区上部的联系,有效抑制了法兰板的翘曲变形和相对开口,显著提高了节点的刚度和抗弯承载力,使抗弯承载力平均提高了19.94%,并延缓了节点的刚度退化。

(3) 加劲肋的设置增强了柱壁和法兰板之间的联系,抑制了法兰板的翘曲变形,但增大了法兰板发生相对开口的可能性。在节点外部加设加劲肋使节点抗弯承载力平均提高了3.70%,延缓了节点的刚度退化,但对节点刚度和承载力的影响不大。

(4) 十字形芯筒的设置增强了上柱和下柱之间的联系,有效抑制了法兰板的翘曲变形和柱壁局部鼓曲,提高了节点的抗弯承载力和刚度,使抗弯承载力平均提高了10.55%,延缓了节点的刚度退化。

(5) 加劲肋对方钢管混凝土柱全螺栓装配节点的力学性能影响较小。因此,可将方钢管混凝土柱全螺栓装配节点优化为芯筒和自攻螺栓的组合形式,方便预制加工和现场施工。十字形芯筒、自攻螺栓和混凝土之间具有良好的协同工作机制,优化前后的节点均满足“强节点、弱构件”的性能化设计要求,可在实际工程中推广应用。

参考文献:

- [1] HAN L H, YANG Y F. Cyclic performance of concrete-filled steel CHS columns under flexural loading[J]. Journal of

- Constructional Steel Research, 2005, 61(4): 423-452. DOI: 10.1016/j.jcsr.2004.10.004.
- [2] ROEDER C W, CAMERON B, BROWN C B. Composite action in concrete filled tubes [J]. Journal of Structural Engineering, 1999, 125(5): 477-484. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1999)125:5(477).
- [3] KATO B, MUKAI A. Bolted tension flanges joining square hollow section members [J]. Journal of Constructional Steel Research, 1985, 5(3): 163-177. DOI: 10.1016/0143-974X(85)90001-X.
- [4] PACKER J A, BRUNO L, BIRKEMOE P C. Limit analysis of bolted RHS flange plate joints [J]. Journal of Structural Engineering, 1989, 115(9): 2226-2242. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1989)115:9(2226).
- [5] WILLIBALD S, PACKER J A, PUTHLI R S. Experimental study of bolted HSS flange-plate connections in axial tension [J]. Journal of Structural Engineering, 2002, 128(3): 328-336. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:3(328).
- [6] WHEELER A T, CLARKE M J, HANCOCK G J, et al. Design model for bolted moment end plate connections joining rectangular hollow sections [J]. Journal of Structural Engineering, 1998, 124(2): 164-173. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1998)124:2(164).
- [7] WANG Y Q, ZONG L, SHI Y J. Bending behavior and design model of bolted flange-plate connection [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2013, 84: 1-16. DOI: 10.1016/j.jcsr.2013.01.012.
- [8] LIU X C, TAO Y L, CHEN X S, et al. Seismic performance of bolted flange splicing joints for CFST columns [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2022, 196: 107412. DOI: 10.1016/j.jcsr.2022.107412.
- [9] 刘康, 杨晓杰, 刘玉姝, 等. 方钢管柱对穿螺栓柱-柱拼接节点轴压承载性能试验研究 [J]. 建筑钢结构进展, 2014, 16(3): 18-23, 55. DOI: 10.13969/j.cnki.cn31-1893.2014.03.005.
- LIU Kang, YANG Xiaojie, LIU Yushu, et al. Experimental study on load-bearing capacity of square steel tube columns spliced with through high-strength bolts under axial compression [J]. Progress in Steel Building Structures, 2014, 16(3): 18-23, 55. DOI: 10.13969/j.cnki.cn31-1893.2014.03.005. (in Chinese)
- [10] 刘康, 李国强, 孙建运, 等. 方钢管柱内套筒柱-柱螺栓拼接节点受力性能试验研究 [J]. 建筑结构学报, 2018, 39(10): 112-121. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2018.10.013.
- LIU Kang, LI Guoqiang, SUN Jianyun, et al. Experimental study on load-bearing capacity of square steel tube bolted splice joints with inner sleeve [J]. Journal of Building Structures, 2018, 39(10): 112-121. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2018.10.013. (in Chinese)
- [11] LI G Q, LIU K, WANG Y B, et al. Moment resistance of blind-bolted SHS column splice joint subjected to eccentric compression [J]. Thin-Walled Structures, 2019, 141: 184-193. DOI: 10.1016/j.tws.2019.04.015.
- [12] LIU X C, CHEN G P, XU L, et al. Seismic performance of blind-bolted joints for square steel tube columns under bending-shear [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2021, 176: 106395. DOI: 10.1016/j.jcsr.2020.106395.
- [13] 郝家树, 任庆英, 张锡治, 等. 箱形截面柱剪力键式全螺栓连接受力性能研究 [J]. 建筑结构学报, 2023, 44(1): 110-120. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2021.0602.
- HAO Jiashu, REN Qingying, ZHANG Xizhi, et al. Performance of box-shaped cross section column connection incorporating shear key and bolts [J]. Journal of Building Structures, 2023, 44(1): 110-120. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2021.0602. (in Chinese)
- [14] YANG Y X, LIAO F Y, TAO Z, et al. Compressive and flexural behavior of prefabricated concrete-filled steel tubular columns with bolted splices [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2022, 188: 107048. DOI: 10.1016/j.jcsr.2021.107048.
- [15] YANG Y, XU L K, FENG S Q, et al. Experimental study on the seismic performance of a prefabricated steel column-column connection [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2022, 194: 107303. DOI: 10.1016/J.JCSR.2022.107303.
- [16] LI J F, MOU B, WANG Z A. Cyclic behavior of column-to-column connections in novel prefabricated H-shaped steel beam to CFST column joint [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2023, 200: 107657. DOI: 10.1016/j.jcsr.2022.107657.
- [17] 徐哲人. 装配式复合钢管混凝土柱插筋锚固试验研究 [D]. 厦门: 华侨大学, 2018.
- XU Zheren. Experimental research on bond properties of prefabricated composite-sectioned concrete filled steel tubular with bars [D]. Xiamen: Huaqiao University, 2018. (in Chinese)
- [18] MOU B, LI Y Z, WANG F Y, et al. Flexural behavior of a novel high-strength RCFST column-to-column connection [J]. Thin-Walled Structures, 2021, 159: 107274. DOI: 10.1016/j.tws.2020.107274.
- [19] ZHANG A L, CHEN X D, ZHANG Y X, et al. Experimental and theoretical investigation of prefabricated separated core tube flange column connection joint [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2023, 201: 107694. DOI: 10.1016/j.jcsr.2022.107694.
- [20] 张艳霞, 金博文, 黄哲文, 等. 装配式钢结构箱形柱塞焊-芯筒式法兰连接性能试验研究 [J]. 工程力学, 2022, 39(2): 110-122. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2020.12.0930.
- ZHANG Yanxia, JIN Bowen, HUANG Zhewen, et al. Experimental study on the performance of assembled steel-structure box-shaped column flange connection achieved by

- plug welding-core sleeve[J]. *Engineering Mechanics*, 2022, 39(2): 110-122. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2020.12.0930. (in Chinese)
- [21] ZHANG Y X, HUANG Z W, LI Y L, et al. Experimental and numerical investigation of prefabricated prestressed vertical steel strand core tube flange column connection joint[J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2022, 190: 107124. DOI: 10.1016/j.jcsr.2021.107124.
- [22] ZHANG A L, LI X X, YANG Z, et al. Experimental study on seismic performance of prefabricated column-column connection with prestressed steel strands [J]. *Journal of Building Engineering*, 2022, 47: 103826. DOI: 10.1016/j.job.2021.103826.
- [23] ZHANG Y X, YANG Z, LI Y L, et al. Experimental and theoretical investigation of self-tapping bolt core tube flange column connection of prefabricated steel structure [J]. *Engineering Structures*, 2023, 278: 115482. DOI: 10.1016/j.engstruct.2022.115482.
- [24] 中华人民共和国住房和城乡建设部, 中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局. 钢结构设计标准: GB 50017—2017[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2017.
- Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China, General Administration of Quality Supervision, Inspection and Quarantine of the People's Republic of China. Standard for Design of Steel Structures: GB 50017—2017[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2017. (in Chinese)
- [25] America Institute of Steel Construction. Specification for Structural Steel Buildings: ANSI/AISC 360-10[S]. Chicago: America Institute of Steel Construction, 2010.
- [26] WU L Y, CHUNG L L, TSAI S F, et al. Seismic behavior of bolted beam-to-column connections for concrete filled steel tube [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2005, 61(10): 1387-1410. DOI: 10.1016/j.jcsr.2005.03.007.

(上接第55页)

- [20] 杨灿, 张铭, 张家元. 大跨度中承式钢箱桁架拱桥抗震体系研究[J]. *世界桥梁*, 2022, 50(1): 86-92. DOI: 10.3969/j.issn.1671-7767.2022.01.014.
- YANG Can, ZHANG Ming, ZHANG Jiayuan. Research on seismic protection system of long-span half-through steel box truss arch bridge[J]. *World Bridges*, 2022, 50(1): 86-92. DOI: 10.3969/j.issn.1671-7767.2022.01.014. (in Chinese)
- [21] 刘阳冰, 刘晶波. 钢-混凝土组合框架结构易损性分析[C]//第17届全国结构工程学术会议论文集. 北京:《工程力学》杂志社, 2008: 388-392.
- LIU Yangbing, LIU Jingbo. Vulnerability analysis of steel-concrete composite frame structures[C]//Proceedings of the 17th National Conference on Structural Engineering. Beijing: *Engineering Mechanics Magazine*, 2008: 388-392. (in Chinese)
- [22] 张健, 师新虎, 刘志强. 大跨度整体式高墩桥梁地震易损性分析[J]. *噪声与振动控制*, 2023, 43(3): 212-219. DOI: 10.3969/j.issn.1006-1355.2023.03.033.
- ZHANG Jian, SHI Xinhua, LIU Zhiqiang. Seismic vulnerability analysis of long-span integral high-pier bridges[J]. *Noise and Vibration Control*, 2023, 43(3): 212-219. DOI: 10.3969/j.issn.1006-1355.2023.03.033. (in Chinese)
- [23] 宋帅, 吴元昊, 徐佰顺, 等. 斜拉桥系统地震易损性评估的 Pair Copula 技术[J]. *工程力学*, 2021, 38(9): 110-123. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2020.09.0629.
- SONG Shuai, WU Yuanhao, XU Baishun, et al. Pair Copula technique of seismic vulnerability assessment of cable-stayed bridge system [J]. *Engineering Mechanics*, 2021, 38(9): 110-123. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2020.09.0629. (in Chinese)
- [24] 李建军. 基于智能算法的 RC 隔震连续梁桥地震易损性分析[D]. 武汉: 华中科技大学, 2013.
- LI Jianjun. Intelligent algorithms-based fragility analysis of isolated RC-continuous highway bridge using LRB [D]. Wuhan: Huazhong University of Science and Technology, 2013. (in Chinese)
- [25] 王力, 虞庐松, 刘世忠, 等. 横向地震作用下异型钢管混凝土拱桥地震易损性分析[J]. *兰州交通大学学报*, 2020, 39(5): 13-19. DOI: 10.3969/j.issn.1001-4373.2020.05.003.
- WANG Li, YU Lusong, LIU Shizhong, et al. Seismic vulnerability analysis of irregular concrete-filled steel tube arch bridge under transverse seismic action [J]. *Journal of Lanzhou Jiaotong University*, 2020, 39(5): 13-19. DOI: 10.3969/j.issn.1001-4373.2020.05.003. (in Chinese)
- [26] 杨万标. 大跨度钢管混凝土拱桥的地震易损性研究[D]. 苏州: 苏州科技学院, 2015.
- YANG Wanbiao. Research on seismic vulnerability analysis of large span concrete-filled steel tube arch bridge [D]. Suzhou: Suzhou University of Science and Technology, 2015. (in Chinese)
- [27] 熊程. 考虑冲刷作用的大跨钢管混凝土拱桥地震易损性评估[D]. 南昌: 南昌大学, 2021.
- XIONG Cheng. Long-span concrete-filled steel tube arch bridge considering scouring earthquake vulnerability assessment [D]. Nanchang: Nanchang University, 2021. (in Chinese)
- [28] CUI S G, GUO C, SU J, et al. Seismic fragility and risk assessment of high-speed railway continuous-girder bridge under track constraint effect [J]. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2019, 17(3): 1639-1665. DOI: 10.1007/s10518-018-0491-9.