

## 钢模块单元承插式柱-柱节点弯剪承载力研究

周凌宇<sup>1,3†</sup>, 魏宏远<sup>1,3</sup>, 陈浩<sup>2</sup>, 王其良<sup>2</sup>, 张明亮<sup>2</sup>, 彭琳娜<sup>2</sup>, 王关朝<sup>1,3</sup>, 贺学军<sup>1,3</sup>

[1. 中南大学 土木工程学院, 湖南 长沙 410075;

2. 湖南建设投资集团有限公司, 湖南 长沙 410029;

3. 高速铁路建造技术国家工程研究中心(中南大学), 湖南 长沙 410075]

**摘 要:**提出一种新型承插式柱-柱节点,采用内外套筒作为上下钢管柱的拼接构件,仅通过高强对穿螺栓拼装,可以满足建筑结构装配化的需求.针对其在弯剪作用下的承载性能,设计并制作了三个足尺试件进行静力加载试验,获得了节点的受力特征、破坏模式、极限承载力和应变分布等.建立数值模型,在验证数值模型正确性的基础上,对节点进行参数化分析,探讨了套筒灌浆、内套筒厚度、节点长度对节点极限承载力的影响.试验和数值模拟研究结果表明:内套筒近端板处至第一根竖向螺栓前是节点域传力的关键部位;套筒灌浆和减小节点长度能够延缓节点核心区应变发展,但影响程度有限;当保证节点长度和内外套筒相对抗弯刚度比一定时,套筒灌浆可使连接受力性能更优,极限承载力提高 19.3%;控制其他参数相同,节点长度越大,“杠杆效应”越强,抗弯承载力也随之提高,节点长度由 300 mm 增加至 600 mm,极限承载力提高 15.1%;内套筒厚度越大,截面承载力的安全储备越高,内套筒厚度由 8 mm 增加至 12 mm,极限承载力提高 31.4%.基于“有限塑性发展强度准则”和“杠杆效应”理论提出了节点的抗弯承载力计算公式,通过和数值计算结果的对比,验证了计算式的准确性.

**关键词:**柱-柱节点;静力试验;参数化分析;有限塑性发展强度准则;杠杆效应;极限承载力

中图分类号:TU392.3;TU398.9

文献标志码:A

## Research on Bending-shear Capacity of Socketed Column-column Joints of Modular Steel Structure

ZHOU Lingyu<sup>1,3†</sup>, WEI Hongyuan<sup>1,3</sup>, CHEN Hao<sup>2</sup>, WANG Qiliang<sup>2</sup>, ZHANG Mingliang<sup>2</sup>,  
PENG Linna<sup>2</sup>, WANG Guanchao<sup>1,3</sup>, HE Xuejun<sup>1,3</sup>

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

2. Hunan Construction Investment Group Co., Ltd., Changsha 410029, China;

3. China National Engineering Laboratory of High-Speed Railway Construction Technology (Central South University),  
Changsha 410075, China]

**Abstract:** To fulfill the requirements for the assembly of building structures, this paper proposes a new type of socketed column-column joints, which uses internal and external sleeves as the splicing members of the upper and

\* 收稿日期:2023-10-13

基金项目:国家自然科学基金资助项目(51978662), National Natural Science Foundation of China(51978662)

作者简介:周凌宇(1973—),男,湖南长沙人,中南大学教授,博士生导师

† 通信联系人, E-mail: 224812265@csu.edu.cn

lower steel tube columns and is assembled only through high-strength bolts. To study its load-bearing performance under bending-shear action, three specimens were designed and studied by static tests. The load transfer mechanism, failure mode, ultimate bearing capacity, and strain development of the joints were obtained. The finite element models were established, and based on verification of the accuracy of these models, a parametric analysis of the joints was carried out. The effects of the sleeve grouting, the inner sleeve thickness, and the joint length on the ultimate bearing capacity were analyzed. The results show that the inner sleeve near the plate to the first vertical bolt is the key area for load transmission in the joint domain. The sleeve grouting and joint length reduction can retard the joint strain development, but the influence is limited. When the length of the joint and the relative bending stiffness of the inner and outer sleeves are unchanged, sleeve grouting can make the connection force performance better, and the ultimate bearing capacity is increased by 19.3%. When other parameters are unchanged, the greater the length of the node, the greater the level-hold effect. The ultimate bearing capacity is increased by 15.1% as the length of the joint is increased from 300 mm to 600 mm. The greater the thickness of the inner sleeve, the higher the load-bearing capacity safety reserve of the section. The ultimate bearing capacity is increased by 31.4% as the inner sleeve thickness is increased from 8 mm to 12 mm. Based on the finite plastic development strength criterion and level-hold effect, a formula for calculating the flexural capacity of the joints was presented. The accuracy of the calculation formula is verified by comparing experimental results with numerical predictions.

**Key words:** column-column joints; static test; parametric analysis; finite plastic development strength criterion; level-hold effect; ultimate bearing capacity

模块化钢结构是一种预制装配率较高的钢结构建筑,符合绿色发展要求,是建筑行业实现“碳达峰、碳中和”的重要形式<sup>[1-3]</sup>.传统的钢结构连接方式为现场焊接和高强螺栓连接,不符合模块化钢结构节点快捷安装的要求.为了促进模块化钢结构建筑的发展,许多学者开发了模块化钢结构高效连接的新技术,用来提高施工质量和装配效率.

柱-柱节点的力学性能对结构的设计至关重要,直接影响结构的工作性能.目前,国内外研究人员对模块化钢结构建筑中的柱-柱节点的研究主要集中在栓焊连接、法兰连接和套筒连接等方面. Liu 等<sup>[4-5]</sup>提出了一种螺栓-法兰连接节点,用于连接预制多高层钢结构中的矩形 HSS 柱,通过静力试验和有限元分析研究了法兰板厚度和螺栓孔径对节点承载性能的影响. Chen 和 Zhong 等<sup>[6-8]</sup>介绍了一种新型模块化钢结构连接节点,采用中间插入装置作为上下柱间的连接,通过单调和循环加载试验,研究荷载传递能力和抗震性能. 范俊伟等<sup>[9-10]</sup>设计了一种应用于闭口截面钢柱的新型拼接节点,对钢柱进行轴向加载试验和有限元分析,研究节点的力学性能,并对螺栓拉力以及板件间的摩擦力进行精细化分析. 李国强

等<sup>[11-12]</sup>介绍了两种节点形式,分别采用单向螺栓和对穿螺栓实现方钢管柱内套筒拼接,并进行轴压和偏压试验,分析承载力和破坏模式,提出节点的设计公式. Zhang 等<sup>[13]</sup>介绍了一种采用自攻螺栓、芯管、法兰板和高强螺栓的柱-柱连接节点,通过拟静力试验和有限元分析,探讨 SCFC 的受力机理和自攻螺栓的滑移机理,并基于屈服线理论,提出了 SCFC 的承载力计算公式. Gan 等<sup>[14]</sup>介绍了一种新型 CFST 柱-柱节点,通过内套筒和单边紧固螺栓连接上下柱,研究荷载的传递机理、轴压比以及内套筒长度对节点抗震性能的影响,提出了节点抗弯承载力计算公式.

上述节点形式具有较好的工作性能,但存在施工过程复杂等不足,需进一步研究更便捷高效的闭口截面构件拼接节点. 本文提出一种新型承插式柱-柱节点,能够满足建筑结构装配化和可拆卸的要求,可以实现施工现场的快速安装作业,且已在实际工程中成功应用.

现有模块化钢结构节点研究主要集中在轴压、偏压、抗震性能,缺乏对节点弯剪性能的研究,然而在水平荷载作用下,柱-柱节点会因较大的弯矩和剪力发生破坏,为此本文以套筒灌浆、节点长度为试验

参数对三个承插式柱-柱节点进行弯剪性能试验,分析节点的受力特征、破坏形式和极限承载力,在此基础上提出节点的强度设计公式,并通过建立数值模型进行参数化分析,将理论计算结果与数值模拟结果进行对比,验证公式的准确性,为后续该类型节点的设计和应用提供参考.

1 试验概况

1.1 试件设计

图 1 为节点构造方式,采用内外套筒作为上下钢管柱的拼接构件,并通过高强螺栓将其紧固.

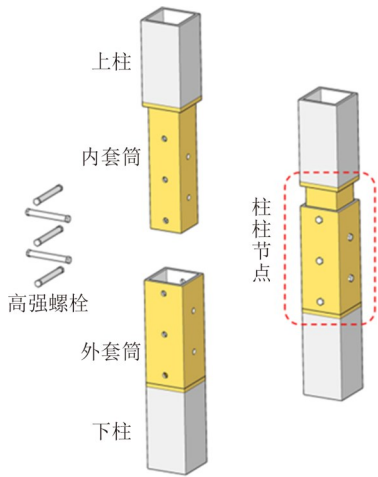


图 1 节点拼装示意图  
Fig.1 Schematic diagram of specimen splicing

试验共设计了三个足尺试件,编号分别为 WJ-1、WJ-2、WJ-3. 试件尺寸参照图 2 所示的实际工程项目中的模块化建筑设立.利用对称性设计了双节点,试件的半跨长度取实际层高  $H_0$  的一半,即 1 500 mm. 内套筒与外套筒截面尺寸分别为 160 mm×160 mm×12 mm 和 200 mm×200 mm×16 mm,方钢管柱截面尺寸为 200 mm×200 mm×20 mm. 钢材牌号均为 Q355B,试件尺寸参数见图 3. 现场高强螺栓连接按照《钢结构高强度螺栓连接技术规程》(JGJ 82—2011)<sup>[15]</sup> 的要求,使用扭矩扳手对高强螺栓施加规定的预紧力. 采用高流动性自密实无收缩砂浆通过对穿螺栓孔进行灌浆,待灌浆完成后再将预留的高强螺栓穿入螺栓孔并拧紧. 利用密封胶防止砂浆溢出,自然养护,无须振捣. 灌浆区为内套筒内部及内外套筒间隙. 三个试件的主要参数如表 1 所示.

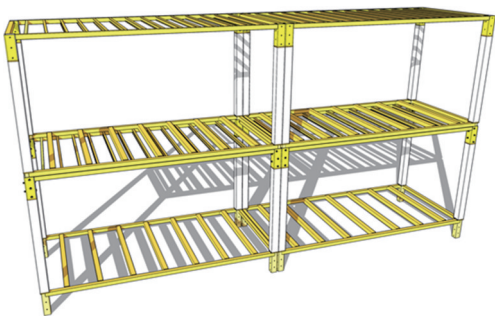


图 2 模块化体系  
Fig.2 Modular system

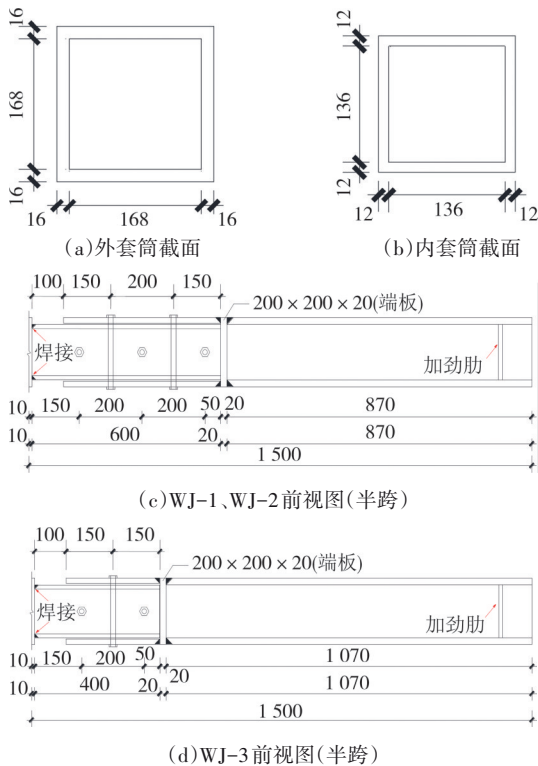


图 3 试件尺寸(单位:mm)  
Fig.3 Geometry of specimens(unit:mm)

表 1 试件主要参数				
Tab.1 Main parameters of the specimen				
节点编号	外套筒长度/mm	内套筒长度/mm	有无灌浆	螺栓数量
WJ-1	500	600	无浆	5
WJ-2	500	600	灌浆	5
WJ-3	300	400	灌浆	3

1.2 试验装置和加载方案

试验在中南大学高速铁路建造技术国家工程研究中心完成. 为便于加载,将试件水平放置,跨中通过加载板与 200 t 千斤顶相连,两边采用简支约束,试验装置如图 4 所示.

试验加载分为预加载和正式加载两个阶段. 通

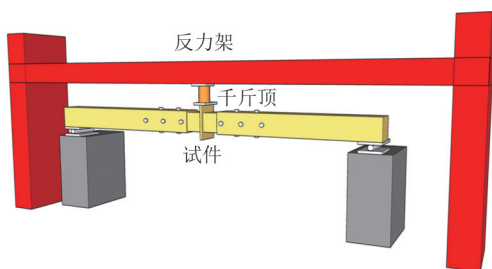


图4 试验加载装置

Fig.4 Test setup

过预加载,可以使试件各部分接触良好,消除试件与加载设备之间的空隙.试验先预加载 40 kN,观察位移计和应变片读数无异常后进行正式加载.正式加载主要分为三个阶段:第一阶段,将荷载加至预加载阶段的卸载点处,观察节点区的变形发展;第二阶段,以 40 kN 为加载等级,每级加载后持荷 3 min,观察节点在弹性至弹塑性状态下的受力特征;第三阶

段,节点区发生明显弹塑性变形后,以 5~10 kN 为加载等级逐渐加载至节点失效破坏.

### 1.3 测点布置

测点布置如图 5 所示.为准确测量出各试件的挠度变形以及节点连接处的转角,试验共布置了 9 个位移计.位移计 D1 和 D7 用于测量支座位移,D2 和 D6 用于测量外套筒与方钢管柱连接处的挠度,D3、D4 和 D5 用于测量节点区跨中挠度,D8 和 D9 用于测量节点区相对水平位移.

内套筒和外套筒上下表面布置单向应变片,侧面布置三向应变花.应变测点分布在以下区域:一是跨中内套筒截面,该处承担的荷载较大,对节点承载性能影响较为显著;二是螺栓孔周及孔前后的内外套筒截面.由于试件为对称结构,理论上在集中荷载作用下试件沿跨中至两侧支座段承受的弯矩值相同,故应变测点主要布置在试件一侧.

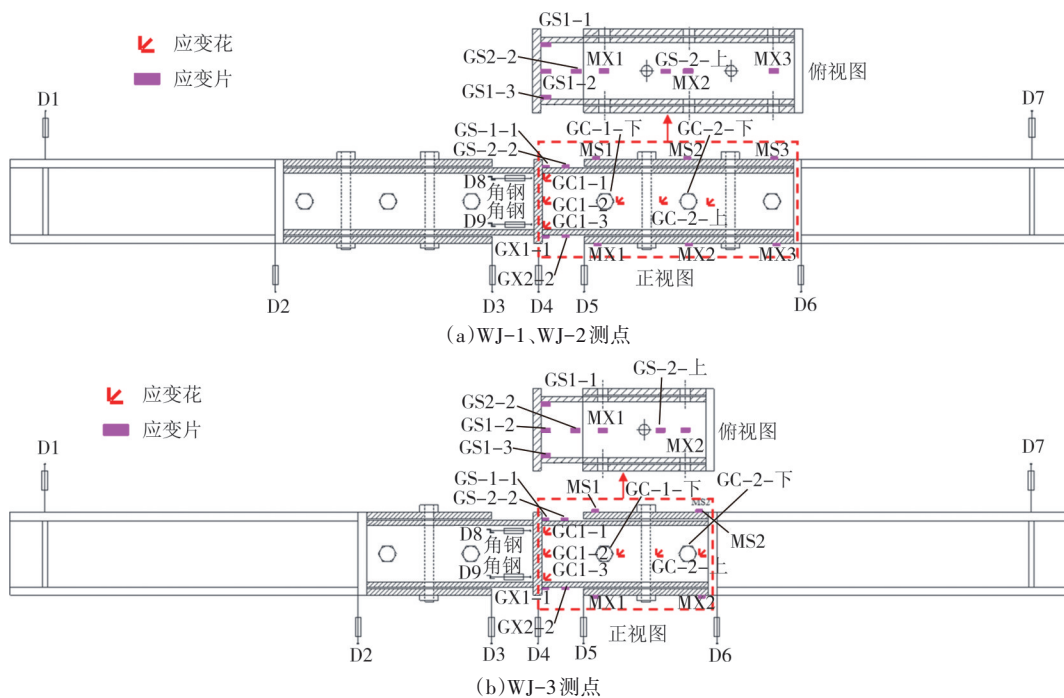


图5 测点布置图

Fig.5 Measuring points layout

### 1.4 材性试验

本试验的钢材强度等级均为 Q355B,在同批次的节点试件上,按照《钢及钢产品 力学性能试验取样位置及试样制备》(GB/T 2975—2018)<sup>[16]</sup>、《金属材料 拉伸试验 第 1 部分:室温试验方法》(GB/T 228.1—2021)<sup>[17]</sup>对不同厚度的钢材取样进行材性试验,相关力学性能参数测试结果见表 2.在套筒内浇灌 C50 高强砂浆时预留 6 个标准立方体试块,与试件在同

等条件下自然养护,根据《混凝土物理力学性能试验方法标准》(GB/T 50081—2019)<sup>[18]</sup>测得高强砂浆抗压强度为 49.8 MPa.

## 2 试验结果及其分析

### 2.1 试验现象

三个试件在整个加载过程中,都经历了弹性阶



表 2 材性试验结果

Tab.2 Results of material mechanical test

样品名称	厚度/mm	屈服强度 $f_y$ /MPa	极限强度 $f_u$ /MPa	弹性模量 $E$ /GPa
内套筒	12	402	543	203
外套筒、方钢管柱	16	368	522	204
高强螺栓	—	900	—	207

段、弹塑性阶段和破坏阶段,节点试件整体破坏形态如图 6 所示。

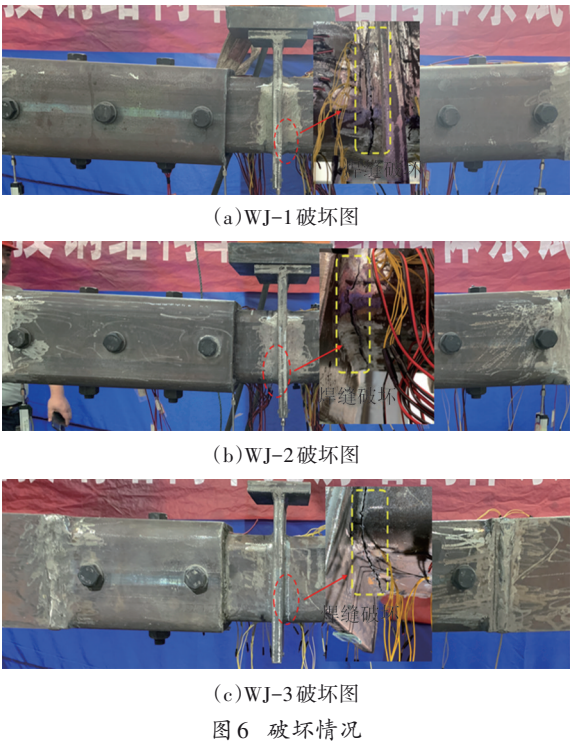


Fig.6 Failure of the specimens

试件 WJ-1 在加载初期处于弹性阶段,没有明显变形;荷载增加至 42 kN,竖向高强螺栓发生滑移,开始出现间歇性的微小响声;荷载加至 80 kN,内外套筒发生相对转动,内套筒轻微弯曲;随着外荷载的持续增加,二者受拉区间隙逐渐增大,加至 160 kN 时内套筒上表面与外套筒端部接触,产生挤压作用;加至 200 kN 时内套筒上下表面相继屈服,进入弹塑性阶段;加至 240 kN 时,开始出现持续性的咔吱声音,节点区已经发生明显的弯曲变形;加载至 264 kN 时,伴随一声巨响,荷载迅速回落,此时内套筒与跨中端板的受拉区连接焊缝发生断裂,标志着试件破坏。

试件 WJ-2 和 WJ-3 均为灌浆试件,试验现象较为相似。以试件 WJ-2 为例,由于内外套筒间隙和内套筒内部砂浆的存在,在正式加载初期节点域没有发生明显的弯曲变形;荷载加至 140 kN,节点跨中挠

度增速较快,内外套筒发生相对转动,产生较大的弯曲变形;加至 184 kN 时,内外套筒拼接处用来填缝防止砂浆溢出的密封胶逐渐脱落;加至 278 kN 时,内套筒与端板连接处的焊缝出现细微裂纹;加至 315 kN 时,伴随一声巨响,荷载迅速回落,内套筒与跨中端板的受拉区连接焊缝发生断裂,标志着试件破坏。

2.2 荷载-位移曲线

图 7 为各试件的跨中荷载-挠度曲线。由于三个试件无明显屈服点,故采用最远点法<sup>[19]</sup>确定屈服荷载,即曲线上距离原点和峰值点连线最远的点为屈服点,见图 8。试件 WJ-1、WJ-2、WJ-3 的屈服荷载分别为 192 kN、253 kN、150 kN。对于极限荷载,统一选择试验过程中能够加载到的最大荷载值。试件 WJ-1、WJ-2、WJ-3 的极限荷载值分别为 264 kN、315 kN、226 kN。

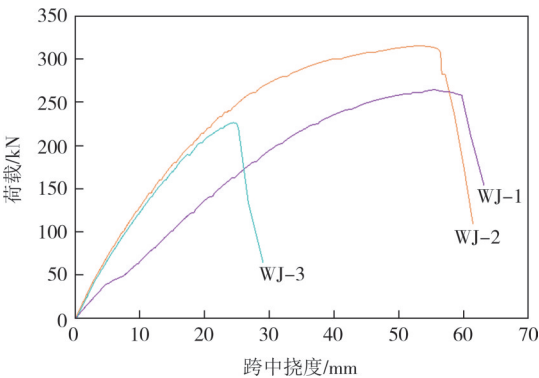


图 7 跨中荷载-挠度曲线

Fig.7 Load-mid-span deflection curves

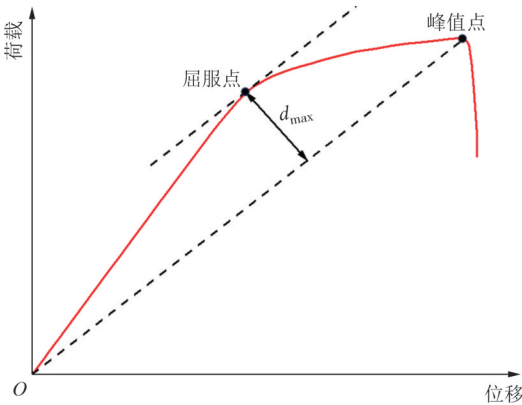


图 8 最远点法确定屈服点

Fig.8 Yield points defined by the farthest point method

对比图 7 中的各曲线可知:1)试件 WJ-2 的屈服荷载和极限荷载相比试件 WJ-1 分别提高了 31.8% 和 19.3%,说明高强砂浆能够协同节点共同受力,增加节点的整体刚度,提高抗弯承载力;2)试件 WJ-3

的屈服荷载和极限荷载相比试件 WJ-2 分别降低了 40.7% 和 28.3%, 再结合图 8, WJ-3 破坏时的峰值应变远小于 WJ-2. 两种节点极限承载力相差较大的原因可能是焊缝质量差异或初始缺陷问题, 从而影响节点域整体性能的发挥.

## 2.3 荷载-应变曲线

### 2.3.1 内套筒跨中上、下表面应变分布

图 9 为内套筒跨中截面应变测量结果. 试件 WJ-1 在弹性阶段应变呈线性发展, 且上下表面发展趋势基本一致, 加载到 146 kN 时(注: 该荷载为测点处的屈服荷载, 下文亦同), 达到屈服应变  $1\,768\ \mu\epsilon$ , 随后曲线呈现梯度变化, 测点 GX1-2 在加载至 264 kN 时达到峰值应变  $13\,296\ \mu\epsilon$  后失效; 节点灌浆后, 上表面弹性阶段相比下表面明显延长, 以试件 WJ-2 为例, 下表面应变测点 GX1-1 在加载至 96 kN 时已达到屈服应变  $1\,768\ \mu\epsilon$ , 而上表面应变测点 GS1-1 在加载至 172 kN 时才屈服.

通过分析得出以下结论:

1) 内套筒跨中上表面各应变测点发展曲线基本重合, 说明上表面受力较均匀, 变形一致; 跨中下表面进入弹塑性阶段后, 应变发展速度均快于上表面且提前达到峰值, 说明下表面受拉区焊缝附近的母材较早发生屈服, 随着节点承受的荷载值不断增大, 试件最终发生焊缝破坏.

2) 灌浆后, 内套筒跨中受压区截面的屈服荷载提高了近 40%, 应变增速延缓, 且相同荷载时受压区各测点应变值相较于无浆时均有所降低, 说明砂浆承担了部分压应力.

3) 在弹塑性阶段, 试件 WJ-3 内套筒应变发展比 WJ-2 要缓慢, 说明减小节点长度可以提高砂浆协同抵抗外力作用.

### 2.3.2 内套筒纵向应变分布

图 10 和图 11 分别为内套筒近端板区域、内外套筒接口边缘和第一根竖向螺栓前后应变测点示意图及测量结果. 由图可知, 各试件应变发展趋势相似, 以试件 WJ-1 为例, 内套筒近端板区域应变发展经历了线弹性阶段和弹塑性阶段, 极限应变达到了  $10\,026\ \mu\epsilon$ , 而第一根竖向螺栓后的应变测点全程未屈服, 最大应变值仅为  $825\ \mu\epsilon$ , 说明高应力集中区主要分布在内套筒近端板区域至第一根竖向螺栓之前, 该区域是节点域传力的关键部位. 节点灌浆和减小节点长度虽然能够从一定程度上延缓内套筒应变发展, 但是效果并不显著, 对高应力集中区分布影响不大.

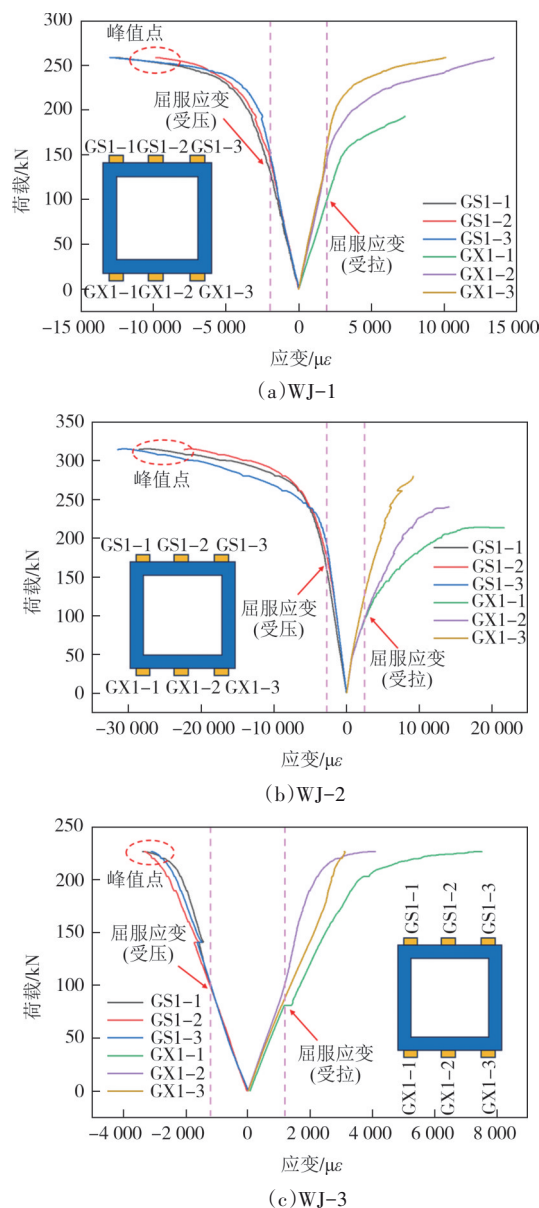
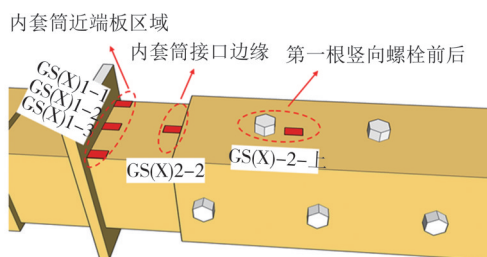


图 9 跨中上、下表面荷载-应变曲线

Fig.9 Load-strain curves on the upper and lower surface of the mid span



注: 1. 所有测点均布置在内套筒;  
2. GS 为上部测点, GX 为相同位置下部测点.

图 10 测点示意图

Fig.10 Schematic diagram of measuring points

### 2.3.3 内套筒跨中截面应变沿高度分布

图 12 为各试件在荷载为  $0.2P_u \sim 1.0P_u$  时内套筒

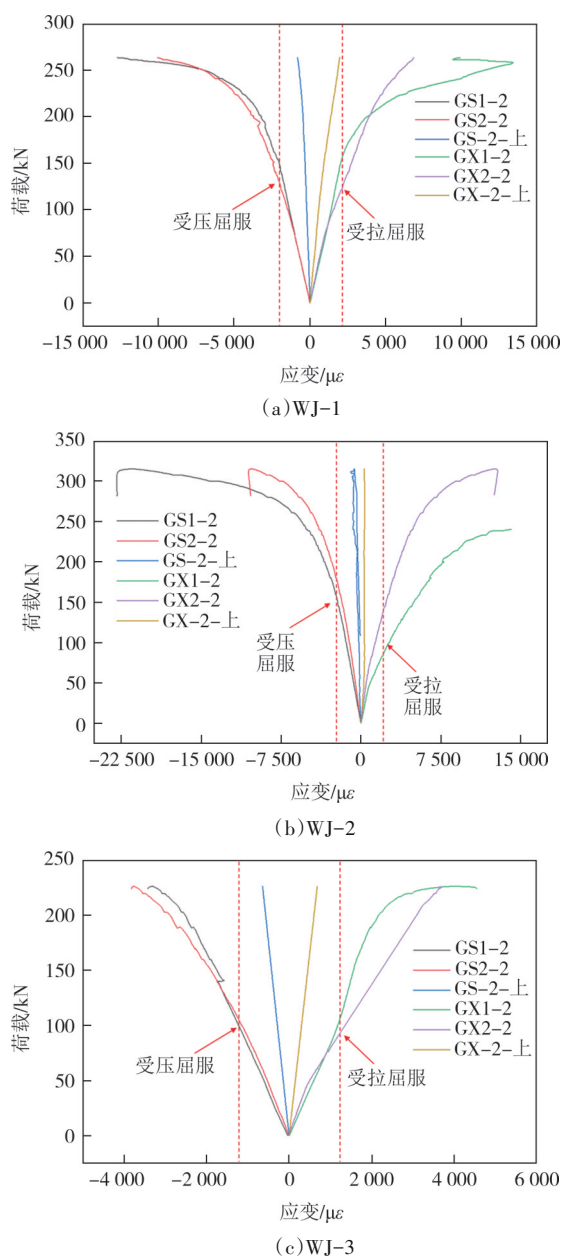


图 11 内套筒荷载-纵向应变曲线

Fig.11 Load-longitudinal strain curves of the inner sleeve

跨中截面纵向应变沿高度方向分布情况,其中“80”为内套筒的中间高度,“160”为内套筒的上表面高度,“0”为内套筒的下表面高度.结果表明:当 $P < 0.4P_u$ 时,即截面处于弹性阶段,此时应变发展缓慢,沿截面高度自上而下呈线性分布,中和轴位于内套筒的中间高度,符合平截面假定;当 $P > 0.4P_u$ 时,截面处于弹塑性阶段,随着荷载的增加,中和轴逐渐上升;当 $P$ 达到极限荷载 $P_u$ 时,节点域主要依靠内套筒上下翼缘传力,腹板应变增加较小,应变沿高度方向大致呈线性分布,基本满足平截面假定,为后文 4.1 节内套筒截面塑性发展区的选取提供了理论依据.

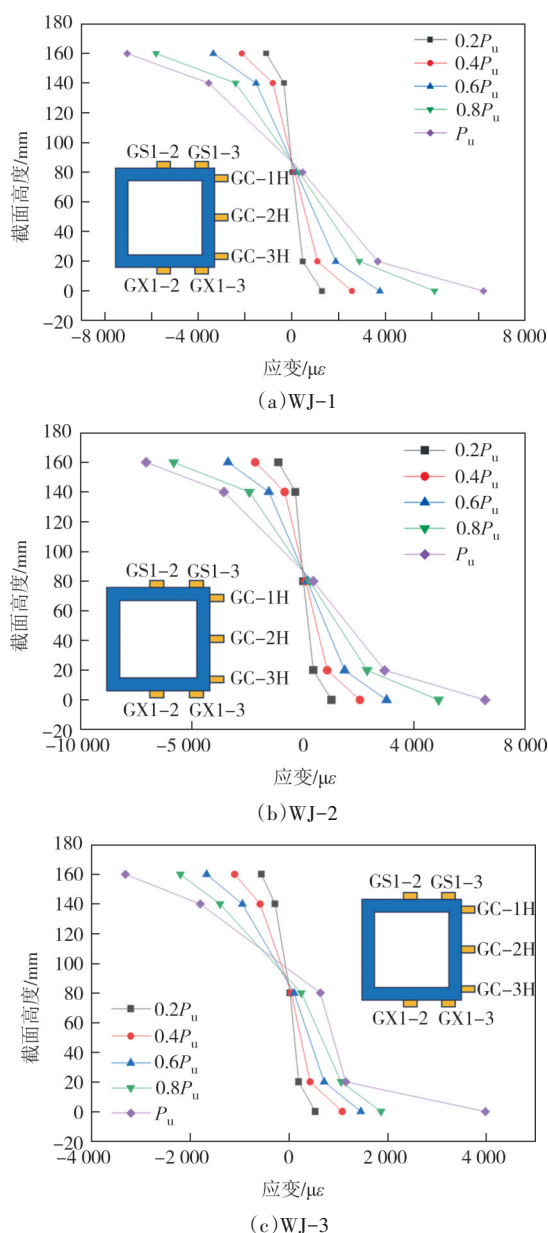


图 12 内套筒跨中截面应变分布曲线

Fig.12 Mid-span section strain distribution curves of the inner sleeve

### 2.3.4 外套筒纵向应变分布

图 13 为各试件外套筒应变发展情况,在整个加载过程中,外套筒各测点始终处于弹性阶段,全程未屈服.外套筒应变发展从跨中向支座两端递增,其原因是在弯矩作用下,内外套筒的接触部位挤压形成一对力偶 $F$ ,共同抵抗外部荷载,将内外套筒相互挤压而提供受弯承载力的效应称为“杠杆效应”<sup>[12]</sup>,如图 14 所示.加载初期,应变发展差异并不明显,随着荷载不断提高,该种作用效应逐渐增强,且由于竖向高强螺栓预紧力抵抗了外部荷载和“杠杆效应”引起的外套筒上下翼缘的弯曲变形,进而延缓了其应变发



展. 三个试件最终在“杠杆效应”的影响下, 呈现出内外套筒接口上缘间隙减小和下缘间隙增大的现象.

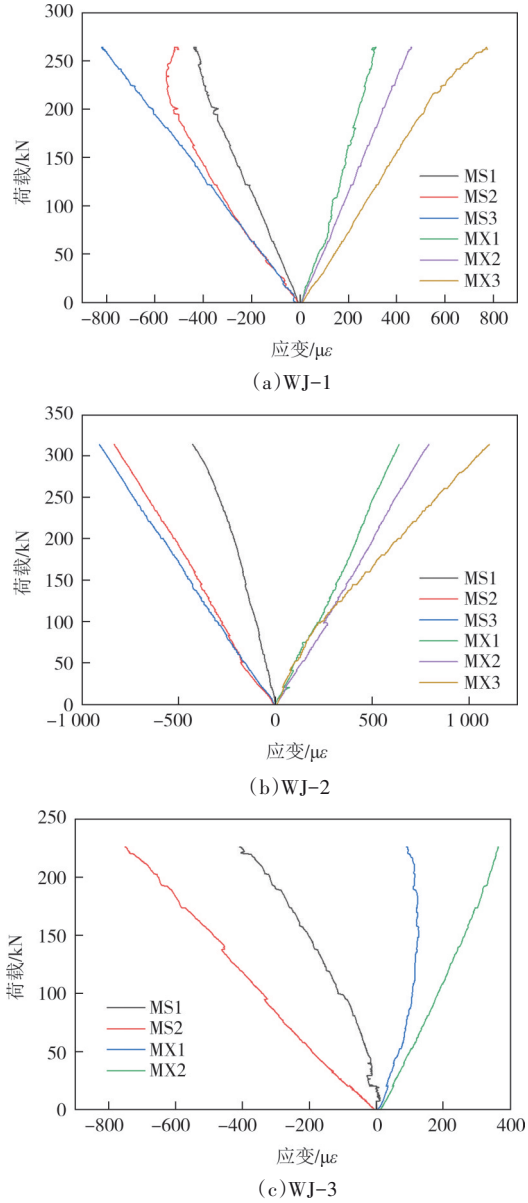


图13 外套筒荷载-纵向应变曲线

Fig.13 Load-longitudinal strain curves of the outer sleeve

3 有限元分析

3.1 有限元建模

本文采用ABAQUS有限元软件对该承插式柱-柱节点进行数值分析,有限元模型如图15所示. 内外套筒、端板、方钢管柱及螺栓均采用C3D8R 三维线性减缩积分六面体单元模拟. 由于试件为对称结构, 因此在进行有限元分析时, 为提高计算效率, 取其中半跨结构进行建模. 高强螺栓采用线弹性材料模型,

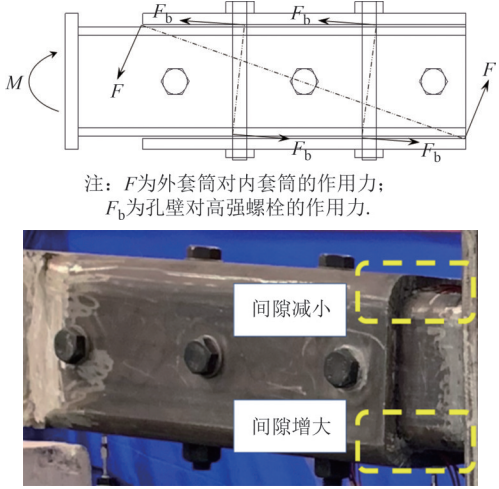


图14 “杠杆效应”示意图

Fig.14 Schematic diagram of level-hold effect

弹性模量  $E=2.07\times10^5$  MPa. 钢材本构关系采用三折线模型, 泊松比  $\nu=0.3$ , 其余力学性能数据详见表2. 高强砂浆的本构关系采用Lu等<sup>[20]</sup>建议的应力-应变塑性损伤模型(CDP)来模拟, 弹性模量  $E=3\ 000$  MPa, 抗压强度  $f_{cm}=49.8$  MPa, 泊松比  $\nu=0.2$ . 高强螺栓杆与孔壁之间的接触关系法向设置为硬接触和切向设置摩擦系数模拟各接触面切向关系. 栓帽、螺母、砂浆和板件间同样设置为上述接触关系, 摩擦系数根据《钢结构设计标准》(GB 50017—2017)<sup>[21]</sup>取为0.3. 内套筒和端板、外套筒和端板、端板和上下柱之间的焊接均采用“Tie”进行模拟, 柱端部通过耦合点RP-1模拟加载. 有限元中模型边界条件的设置与试验相同, 端板处施加完全固定约束, 荷载模拟中, 螺栓先施加预紧力, 然后柱端采用位移加载方式.

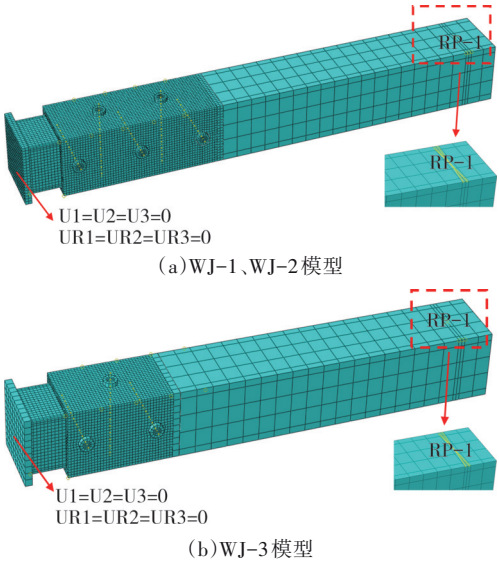


图15 节点有限元模型

Fig.15 FE models of the joints



3.2 有限元分析结果校验

试验与有限元荷载-位移曲线如图 16 所示,图中有限元曲线没有下降段,这是因为试验中各试件发生焊缝破坏后便停止加载,而有限元模型中的焊缝连接采用“Tie”约束模拟,可加载至截面强度破坏,故荷载-位移曲线仍有延伸,但有限元曲线和试验曲线的其他特征吻合较好,二者变化趋势一致.有限元采用位移控制加载,故近似将试验能够达到的最大荷载值对应的位移作为有限元曲线中极限荷载的取值依据.表 3 给出了节点的屈服荷载、极限荷载试验与有限元结果的对比,由表可知,对于三种形式的节点,屈服荷载、极限荷载的试验实测结果与有限元计算结果的误差均在 5% 以内,表明有限元模型有足够的精度.

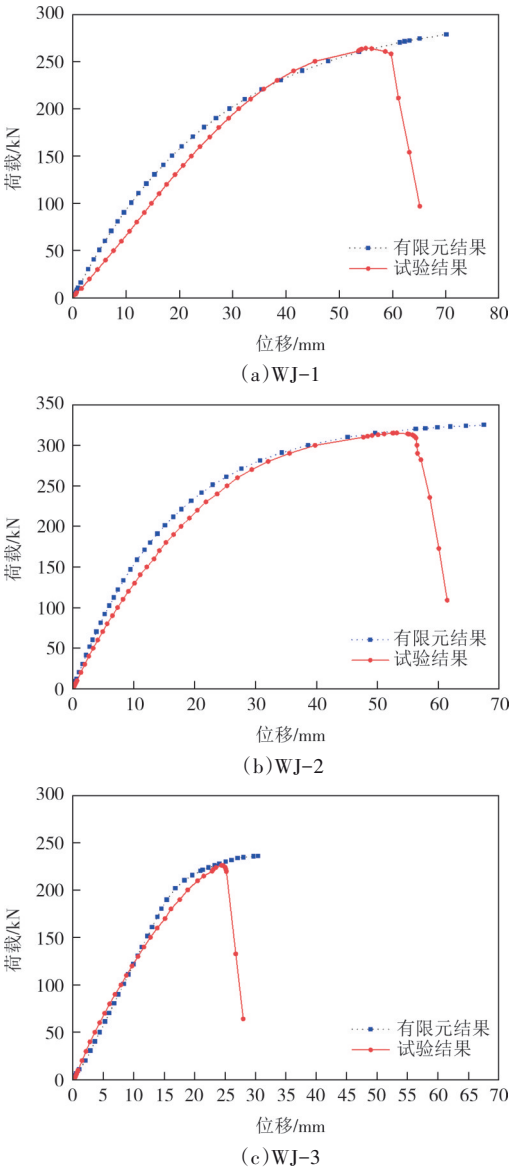


图 16 试验与有限元荷载-位移曲线对比

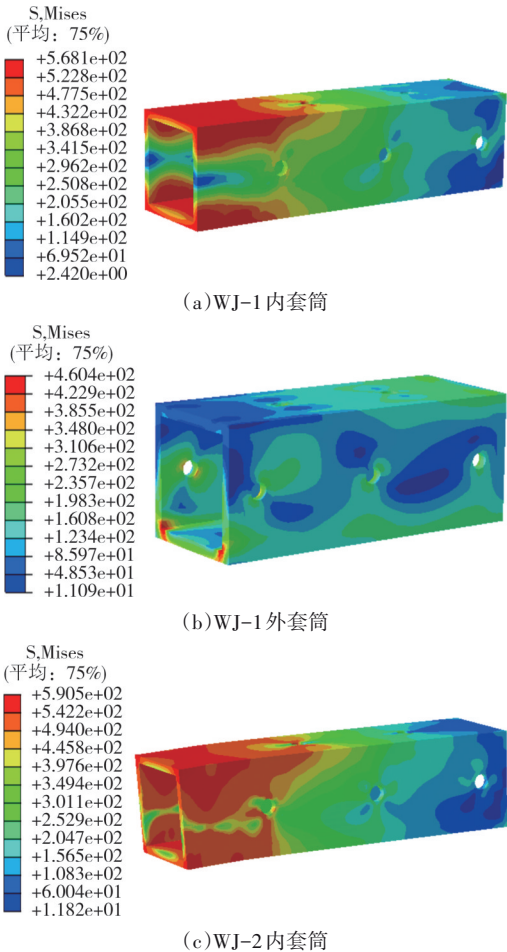
Fig.16 Load displacement curve comparison of FE and test

表 3 试验与有限元结果对比  
Tab.3 Comparison between experimental and numerical results

节点 编号	屈服荷载 $P_y$ /kN		屈服荷载 误差/%	极限荷载 $P_u$ /kN		极限荷载 误差/%
	试验 结果	有限元 结果		试验 结果	有限元 结果	
WJ-1	192	196	2.04	264	271	2.58
WJ-2	253	258	1.94	315	320	1.56
WJ-3	150	156	3.85	226	235	3.83

3.3 工作机理研究

图 17 为极限荷载时内外套筒的应力云图,该图很好地验证了 2.3 节提到的试验中节点应力发展情况:1)内套筒为主要受力构件,其上下翼缘根部与端板连接处应力发展较快,角点处应力最先屈服而后形成塑性铰,内力发生重分布.2)高应力集中区主要分布在内套筒近端板处至第一根竖向螺栓之前,该区域是节点域传力的关键部位.每经过一根高强螺栓后,内套筒应力会有较大衰减.3)外套筒受力较小,基本上处于弹性阶段,但内外套筒接口边缘产生了较大的挤压应力,证明了前文提到的“杠杆效应”的存在.



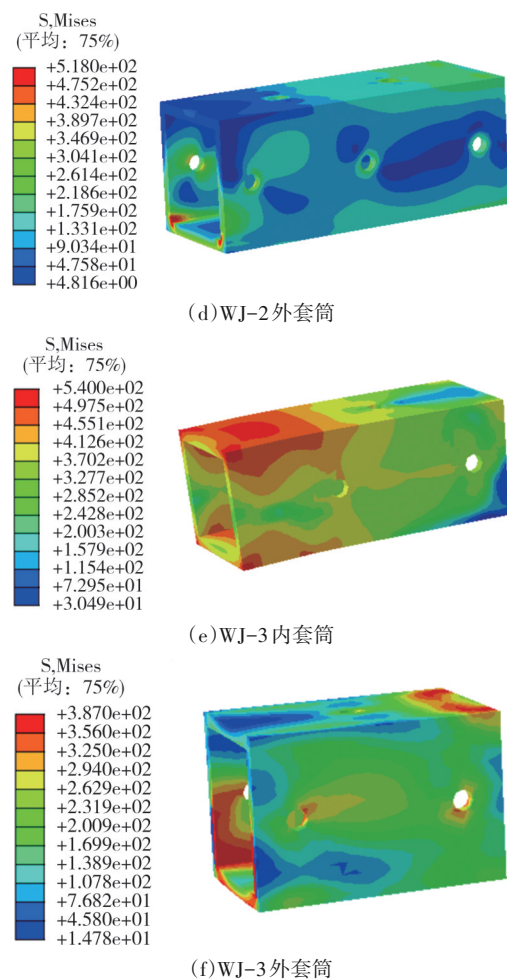


图 17 极限荷载时内外套筒应力云图

Fig.17 Stress nephograms of inner and outer sleeves under ultimate load

图 18 为极限荷载时高强螺栓组应力云图,在加载过程中,各螺栓均未屈服,未出现明显的剪切变形.以模型 WJ-1 为例,竖向高强螺栓在外荷载及“杠杆效应”作用下发生滑移,且距离端板越近,受到的外力越大,高强螺栓的 Von Mises 值也越高.横向高强螺栓位于中性轴附近,应力变化不大,在弯矩作用下绕轴旋转,对内外套筒起到了良好的紧固连接作用.通过对比各试件螺栓应力云图可知,节点灌浆可以提升高强螺栓组的力学性能.

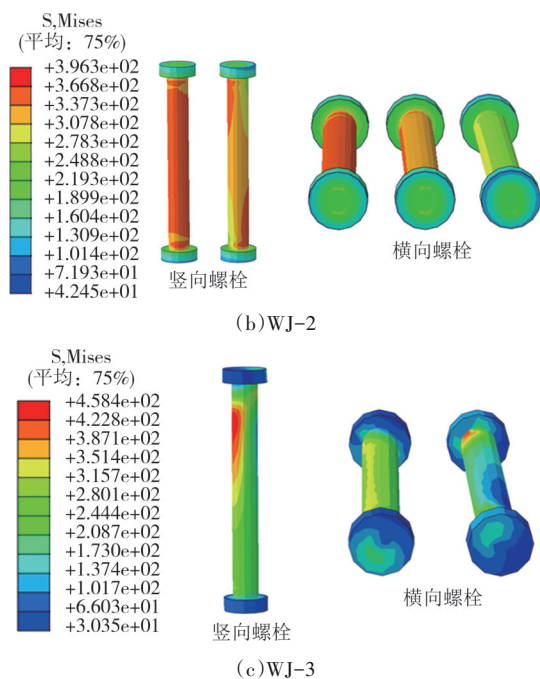
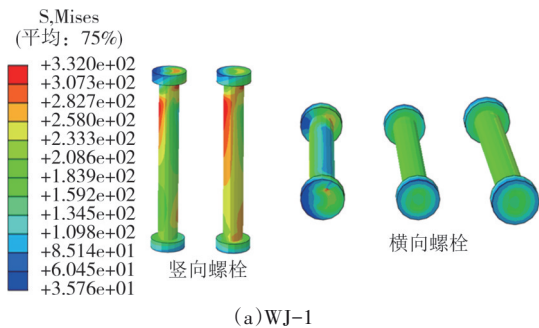


图 18 极限荷载时高强螺栓组应力云图

Fig.18 Stress nephograms of high strength bolt under ultimate load

“杠杆效应”主要发生在加载末期,此时节点趋于达到极限承载状态(图 19).对于无浆节点,受压区内外套筒相互挤压碰撞,内套筒顶部产生较明显的滑痕,受拉区内外套筒间隙不断增大;对于灌浆节点,受压区间隙内的高强砂浆承受较大的挤压应力,最终会出现局部压碎,而在底部受拉区浆料与套筒发生分离.

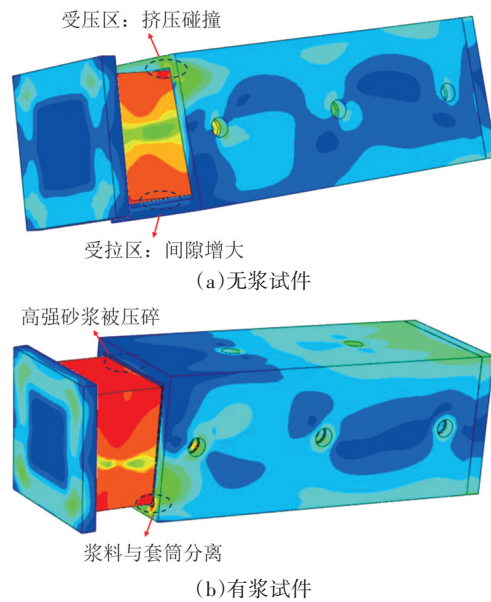


图 19 “杠杆效应”应力云图

Fig.19 Stress nephograms of level-hold effect

综上所述,分析节点的受力机理:在荷载作用下,内外套筒上下翼缘与竖向螺栓共同受拉、横向螺栓竖向受剪以抵抗弯矩;内外套筒腹板、竖向螺栓、横向螺栓共同水平受剪以抵抗剪力.在加载过程中,内外套筒上下翼缘根部与端板的连接处率先屈服,是应力最大的部位,在极限状态下,整个核心区基本全处于屈服状态,此时内外套筒间的“杠杆效应”亦达到最高水平.外荷载所产生的弯矩沿着跨度方向递减,套筒截面和高强螺栓 Von Mises 值也随之降低,内外套筒的截面强度较大,分担了较多的应力,而高强螺栓并没有进入屈服状态,在“杠杆效应”作用下栓杆抗剪,对内外套筒起到了良好的紧固连接作用.最终,在极限状态下,内套筒与端板连接处发生了焊缝破坏,设计节点时需对此处截面进行承载力验算.

3.4 参数分析

前文已经验证了所建立模型的准确性,有限元与试验结果吻合较好,为进一步研究尺寸规格对于该新型承插式柱-柱节点承载性能的影响规律,本节在上述模型的基础上补充建立改变节点长度、内套筒厚度在无浆和灌浆情况下的有限元模型,所有数值模型的建模信息详见表 4.

表 4 数值模型参数汇总表						
Tab.4 Parameters of FE models						
模型编号	内套筒尺寸		外套筒尺寸		有无 灌浆	节点长度 L/mm
	宽度 B/	厚度 T/	宽度 B/	厚度 T/		
	mm	mm	mm	mm		
WJ-1	160	12	200	16	无浆	500
WJ-L2	160	12	200	16	无浆	300
WJ-L3	160	12	200	16	无浆	400
WJ-L4	160	12	200	16	无浆	600
WJ-T2	160	8	200	16	无浆	500
WJ-T3	160	10	200	16	无浆	500
WJ-T4	160	8	200	16	灌浆	500
WJ-T5	160	10	200	16	灌浆	500
WJ-2	160	12	200	16	灌浆	500
WJ-3	160	12	200	16	灌浆	300
WJ-L5	160	12	200	16	灌浆	400
WJ-L6	160	12	200	16	灌浆	600

3.4.1 节点长度

图 20 为该组模型的典型破坏模式.由图可知,在节点达到极限承载力时,内套筒外露段的截面基本上都达到了屈服强度,最终内套筒与端板连接处翼缘出现屈曲破坏.图 21 为无浆和灌浆时不同节点长度下的荷载-位移曲线.各曲线发展规律一致,都

经历了弹性阶段、塑性阶段和平稳阶段.节点长度越大,“杠杆效应”越强,抗弯承载力也随之提高.对于无浆节点,模型 WJ-L4 与 WJ-L2 相比节点长度增加了 300 mm,极限荷载值提高了 15.1%.对于灌浆节点,整体的抗弯刚度和承载力都有明显的改善,极限荷载值虽然随着节点长度的增大有所提高,但变化没有无浆时显著,节点长度每增加 100 mm,极限荷载值仅提高 3% 左右.

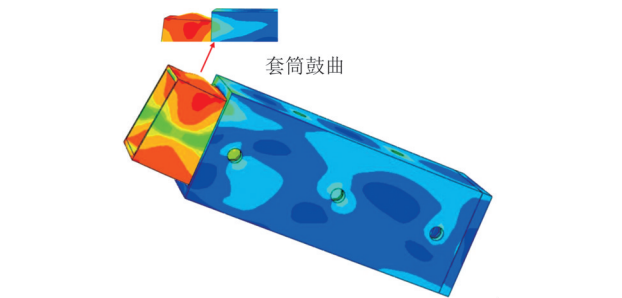


图 20 模型 WJ-L2~WJ-L6 的破坏模式  
Fig.20 Failure mode of models WJ-L2~WJ-L6

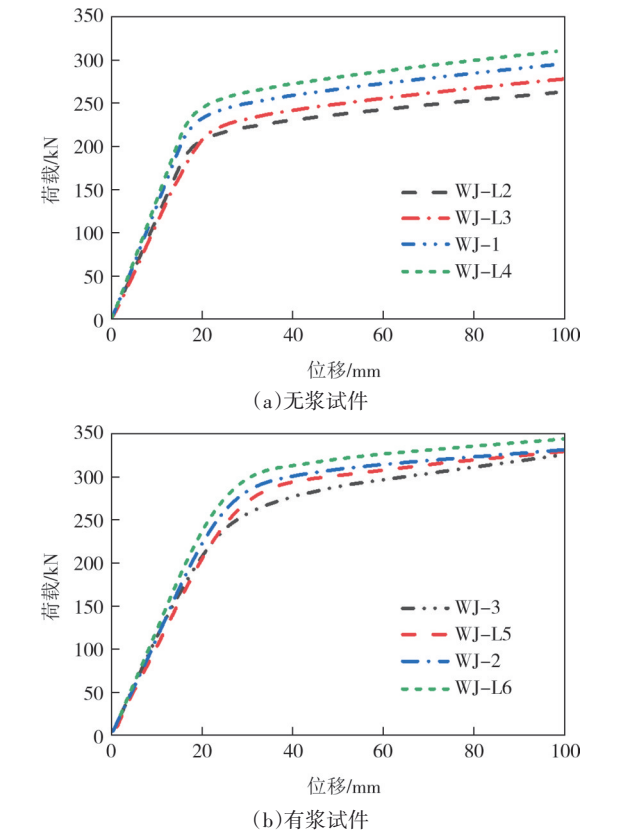


图 21 不同节点长度下荷载-位移曲线  
Fig.21 Load displacement curves with the different joint length

3.4.2 内套筒厚度

从图 22 的应力云图中可以看出,该组模型破坏形态均为内套筒与端板连接处翼缘发生了屈曲破



坏,内套筒外露段也产生了一定程度的弯曲变形.图23为无浆和灌浆时不同内套筒厚度下的荷载-位移曲线.由图可知,随着内套筒厚度的降低,节点的抗弯刚度和极限承载力均呈现出递减的趋势.模型WJ-T2、WJ-T3的极限荷载值分别为242 kN、186 kN,相比模型WJ-1,极限承载力分别降低了10.7%和31.4%.模型WJ-T4、WJ-T5的极限荷载值分别为285 kN、246 kN,相比模型WJ-2,极限承载力分别降低了9.8%和22.2%.从2.1节弯剪性能试验中的节点破坏模式不难看出,内套筒厚度较大时,截面承载力的安全储备较高,不易发生截面强度破坏,故焊缝处率先断裂;而适当降低内套筒的厚度能够优化节点的破坏模式,一定程度上规避焊缝破坏的风险.

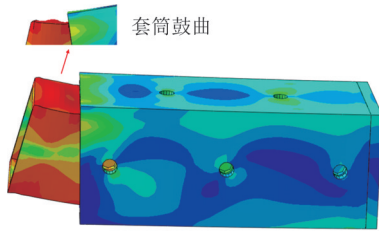
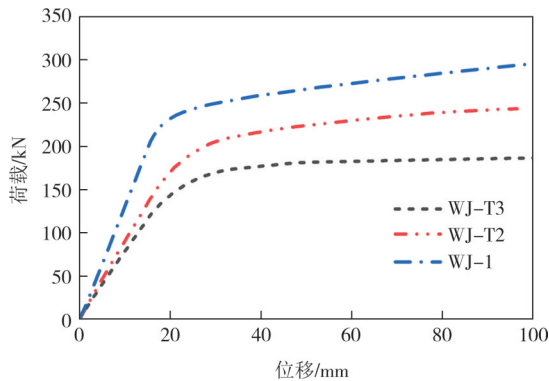
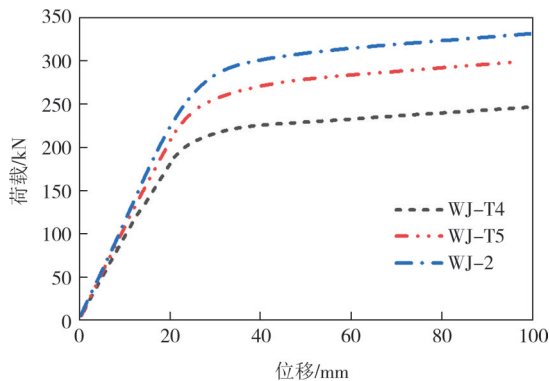


图22 模型WJ-T2~WJ-T5的破坏模式

Fig.22 Failure modes of models WJ-T2~WJ-T5



(a) 无浆试件



(b) 有浆试件

图23 不同内套筒厚度下荷载-位移曲线

Fig.23 Load displacement curves with the different inner sleeve thickness

## 4 抗弯承载力分析

### 4.1 内套筒截面

由破坏模式可以看出,节点的弯曲变形主要集中在内套筒近端板区域.基于有限塑性发展强度准则对内套筒截面进行分析,限制截面塑性区在截面高度两侧一定范围内发展,即以图24的应力状态为设计采用的极限状态<sup>[22]</sup>,采用有限截面塑性发展系数 $\gamma_x$ 来表征此定义的截面抗弯承载强度的提高,计算见式(1).对于灌浆节点,应考虑内套筒与高强砂浆的协同抗弯作用,节点整体极限承载力比二者极限承载力之和大,采用截面抗弯塑性发展系数 $\gamma_m$ 来计算截面抗弯承载力<sup>[23]</sup>,见式(2).

$$M_x \leq \gamma_x M_{\text{exd}} = \gamma_x W_x f_d \quad (1)$$

$$M_x \leq \gamma_m \gamma_x W_x f_{\text{sc}} \quad (2)$$

式中: $W_x$ 为截面模量; $f_d$ 为内套筒抗弯强度设计值; $f_{\text{sc}}$ 为轴心受压组合强度设计值.

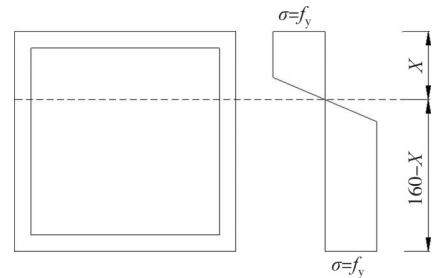


图24 有限塑性发展强度准则

Fig.24 Finite plastic development strength criterion

### 4.2 高强螺栓组

竖向高强螺栓组在加载过程中发生了滑移,但由于螺杆与钢板孔壁均未出现明显的变形,故近似采用摩擦型连接的抗剪承载力计算方法.根据《钢结构设计标准》(GB 50017—2017)<sup>[21]</sup>可知,当采用10.9级M24型号的摩擦型高强螺栓时,一个高强螺栓的预拉设计值为225 kN,单个螺栓的抗剪承载力设计值见式(3).

$$N_v^b = 0.9k n_t \mu P \quad (3)$$

式中: $k$ 为孔型系数,标准圆孔取1.0; $n_t$ 为传力摩擦面数目; $\mu$ 为摩擦面的抗滑移系数; $P$ 为一个高强螺栓的预拉力.

竖向高强螺栓组抗弯承载力 $M_F$ 为:

$$M_F = \sum N_v^b d \quad (4)$$

式中: $d$ 为外套筒宽度。

横向高强螺栓组在弯矩作用下围绕重力中心旋转,每个螺栓的剪切力大小与到螺栓群中心的距离 $r_i$ 成正比,并且方向垂直于连接线 $r_i$ (图25)。根据试验结果及数值模拟云图可知,横向高强螺栓群在加载过程中受到的剪切力很小,未发生滑移,主要起到紧固连接的作用,故在节点承载力计算中仅考虑竖向高强螺栓组的抗弯作用。

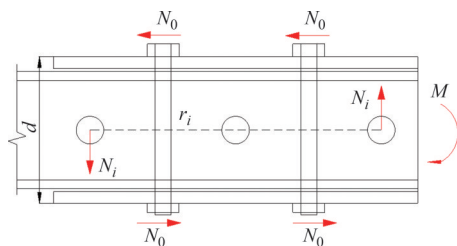


图25 高强螺栓受力图

Fig.25 Force diagram of the high-strength bolt

#### 4.3 “杠杆效应”

极限承载状态下,内外套筒接触部位挤压形成一对力偶 $F$ ,共同抵抗外部荷载(图26)。 $F$ 可以分解为 $F_v$ 和 $F_h$ ,其中 $F_v$ 对“杠杆效应”的影响很小,可以忽略不计。 $F_h$ 垂直作用在外套筒受压翼缘,可以简化为等效均布荷载 $q$ 。图27为塑性绞线发展示意图,采用屈服线理论研究该承插式柱-柱节点<sup>[12-13]</sup>。外套筒翼缘板作为隔离体,等同于两边固定的半无限长板模型。式(6)为等效均布荷载作用下两边有固定约束的半无限长板在单位长度上的弯矩 $M_i$ ,假设单位长度钢板线位移为 $\Delta$ ,通过式(7)和式(8)可得到正屈服线和负屈服线的发展能量损耗 $E_1$ 和 $E_2$ 。总能量损耗为 $M_1$ ,外部荷载作用下产生的能量为 $M_2$ ,根据虚功原理,塑性绞线发展所产生的内能应等于均布荷载所引起的总外能。联立各方程组,最终得到由“杠杆效应”贡献的抗弯承载力 $M_G$ ,如式(12)所示。

$$M_G = F \times d = \frac{(F_1 \times d^2)}{h} \quad (5)$$

$$M_i = \frac{1}{4} f_y t^2 \quad (6)$$

$$E_1 = M_i \times L_1 \times \varphi_1 = \frac{1}{4} f_y t^2 L_1 \frac{\Delta}{L_2} \quad (7)$$

$$E_2 = E_1 + M_i \times L_2 \times \varphi_2 =$$

$$\frac{1}{4} f_y t^2 L_1 \frac{\Delta}{L_2} + \frac{1}{4} f_y t^2 L_2 \frac{\Delta}{L_1} \quad (8)$$

$$M_1 = 2E_1 + 2E_2 \quad (9)$$

$$M_2 = p \times b \times \Delta \quad (10)$$

$$M_2 = M_1 \quad (11)$$

$$M_G = \sqrt{2} f_y \times t^2 \times \frac{d^2}{h} \quad (12)$$

式中: $f_y$ 为外套筒的屈服强度; $t$ 为筒壁的厚度; $d$ 、 $h$ 为节点的几何尺寸。

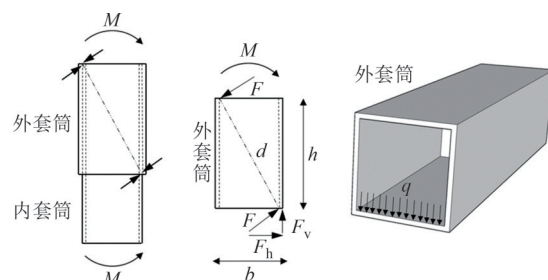


图26 “杠杆效应”传力机理

Fig.26 Mechanism of level-hold effect

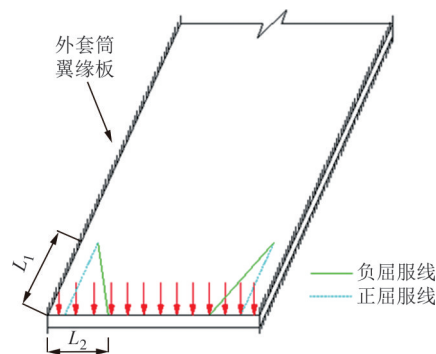


图27 塑性绞线模型

Fig.27 Plastic hinge line pattern

内套筒截面承载力计算值、高强螺栓组承载力计算值、“杠杆效应”计算值和极限承载力有限元模拟值如表5所示。总体上理论计算结果要略大于数值模拟结果,平均误差 $\Delta_{avg}=8.6\%$ ,证明该计算式能较可靠地估计节点承载力。计算结果偏保守,这是因为截面塑性发展系数的取值较保守且实际加载过程中内外套筒之间的“杠杆效应”未完全发挥。

## 5 结论

1)本文提出的新型承插式柱-柱节点构造合理、便于施工、受力过程明确以及在弯剪作用下具有较好的承载性能。

表5 公式与有限元分析结果对比  
Tab.5 Comparison between the calculated values and the numerical results

模型 编号	$M_{psd}/$ (kN·m)	$M_F/$ (kN·m)	$M_G/$ (kN·m)	$M_l/$ (kN·m)	$M_0/$ (kN·m)	$M_l/M_0$
WJ-1	131.9	38.8	73.4	244.1	224.3	1.08
WJ-2	153.1	38.8	73.4	265.3	256.0	1.03
WJ-3	153.1	19.4	51.3	223.8	188.8	1.18
WJ-L2	131.9	19.4	51.3	202.6	191.5	1.05
WJ-L3	131.9	38.8	61.8	232.5	208.3	1.11
WJ-L4	131.9	58.3	85.6	275.8	260.5	1.05
WJ-L5	153.1	38.8	61.8	253.7	246.0	1.03
WJ-L6	153.1	58.3	85.6	297.0	280.5	1.05
WJ-T2	98.2	38.8	73.4	210.4	169.8	1.23
WJ-T3	116.2	38.8	73.4	228.4	192.5	1.18
WJ-T4	120.4	38.8	73.4	232.6	192.8	1.20
WJ-T5	138.0	38.8	73.4	250.2	232.8	1.07

注: $M_{psd}$ 为内套筒截面抗弯承载力,由式(1)、式(2)计算得到; $M_F$ 为高强螺栓组抗弯承载力,由式(4)计算得到; $M_G$ 为“杠杆效应”计算值,由式(12)计算得到; $M_l$ 为总抗弯承载力计算值, $M_l=M_{psd}+M_F+M_G$ ;  $M_0$ 为极限承载力有限元模拟值。

2)三个试件最终的破坏模式均为内套筒与端板连接焊缝断裂。因此,在节点设计中,确保焊缝质量,适当加强焊缝区域至关重要。

3)当保证节点长度和内外套筒相对抗弯刚度比一定时,节点灌浆能够提高极限承载力19.3%,更加安全、可靠。

4)节点抗弯承载力主要与节点长度以及内套筒厚度有关。控制其他参数相同,节点长度由300 mm增加至600 mm,极限承载力提高15.1%;内套筒厚度由8 mm增加至12 mm,极限承载力提高31.4%。

5)节点的受弯承载能力可视为内套筒截面受弯承载、竖向高强螺栓群受弯承载和“杠杆效应”的线性叠加。理论计算结果与有限元分析结果吻合较好,证明公式具有较高的精度,为后续该类型节点的设计提供了计算依据。

参考文献

[1] CORFAR D A, TSAVDARIDIS K D. A comprehensive review and classification of inter-module connections for hot-rolled steel modular building systems[J]. Journal of Building Engineering, 2022,50:104006.  
[2] HAO J S, REN Q Y, ZHANG X M, et al. Performance of

box-shaped column connection achieved with local grouting and bolts[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2022, 198: 107525.  
[3] LYU Y F, LI G Q, CAO K, et al. Bending behavior of splice connection for corner-supported steel modular buildings [J] . Engineering Structures, 2022, 250: 113460.  
[4] LIU X C, HE X N, WANG H X, et al. Bending-shear performance of column-to-column bolted-flange connections in prefabricated multi-high-rise steel structures [J] . Journal of Constructional Steel Research, 2018, 145: 28-48.  
[5] LIU X C, HE X N, WANG H X, et al. Compression-bend-shearing performance of column-to-column bolted-flange connections in prefabricated multi-high-rise steel structures [J] . Engineering Structures, 2018, 160: 439-460.  
[6] CHEN Z H, LIU J D, YU Y J, et al. Experimental study of an innovative modular steel building connection [J] . Journal of Constructional Steel Research, 2017, 139: 69-82.  
[7] CHEN Z H, LIU J D, YU Y J. Experimental study on interior connections in modular steel buildings [J]. Engineering Structures, 2017, 147: 625-638.  
[8] ZHONG X, CHEN Z H, LIU J D, et al. Numerical simulations to explore the in-plane performance of discontinuous diaphragms in modular steel buildings [J] . Thin-Walled Structures, 2023, 188: 110810.  
[9] 范俊伟, 杨璐, 王元清, 等. 方钢管柱可拆卸螺栓拼接节点轴向力学性能研究[J]. 建筑结构学报, 2022, 43(10): 307-319.  
FAN J W, YANG L, WANG Y Q, et al. Research on axial loading behaviour of deconstructable bolt spliced square steel tubular columns [J]. Journal of Building Structures, 2022, 43(10): 307-319. (in Chinese)  
[10] FAN J W, YANG L, WANG Y Q, et al. Research on seismic behaviour of square steel tubular columns with deconstructable splice joints[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2022, 191: 107204.  
[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.  
[12] 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.  
LIU K, LI G Q, SUN J Y, 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. (in Chinese)  
[13] 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.
- [14] GAN D, ZHANG Y J, ZHOU X H, et al. Seismic performance of concrete-filled steel tubular column connections using blind bolts [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2023, 207: 107947.
- [15] 钢结构高强度螺栓连接技术规程: JGJ 82—2011 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
- Technical specification for high strength bolt connections of steel structures: JGJ 82—2011 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2011. (in Chinese)
- [16] 钢及钢产品 力学性能试验取样位置及试样制备: GB/T 2975—2018 [S]. 北京: 中国标准出版社, 2018.
- Steel and steel products—Location and preparation of samples and test pieces for mechanical testing: GB/T 2975—2018 [S]. Beijing: Standards Press of China, 2018. (in Chinese)
- [17] 金属材料 拉伸试验 第1部分: 室温试验方法: GB/T 228.1—2021 [S]. 北京: 中国标准出版社, 2021.
- Metallic materials—Tensile testing: part 1: Method of test at room temperature: GB/T 228.1—2021 [S]. Beijing: Standards Press of China, 2021. (in Chinese)
- [18] 混凝土物理力学性能试验方法标准: GB/T 50081—2019 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2019.
- Standard for test methods of concrete physical and mechanical properties: GB/T 50081—2019 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2019. (in Chinese)
- [19] 冯鹏, 强翰霖, 叶列平. 材料、构件、结构的“屈服点”定义与讨论 [J]. 工程力学, 2017, 34(3): 36–46.
- FENG P, QIANG H L, YE L P. Discussion and definition on yield points of materials, members and structures [J]. Engineering Mechanics, 2017, 34(3): 36–46. (in Chinese)
- [20] LU Z H, ZHAO Y G. Empirical stress-strain model for unconfined high-strength concrete under uniaxial compression [J]. Journal of Materials in Civil Engineering, 2010, 22(11): 1181–1186.
- [21] 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. (in Chinese)
- [22] 沈祖炎, 陈以一, 陈扬骥, 等. 钢结构基本原理 [M]. 3版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2018.
- SHEN Z Y, CHEN Y Y, CHEN Y J, et al. Basic principle of steel structure [M]. 3rd ed. Beijing: China Architecture & Building Press, 2018. (in Chinese)
- [23] 聂建国, 刘明, 叶列平. 钢-混凝土组合结构 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2005.
- NIE J G, LIU M, YE L P. Steel-concrete composite structure [M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2005. (in Chinese)