

钢结构模块间梁-梁型节点抗拉与抗剪性能研究

王彦博^{1,2}, 闫云鹏¹, 毛磊³, 曹轲⁴, 王开强⁵, 李国强^{1,2*}

(1. 同济大学土木工程学院, 上海 200092; 2. 同济大学土木工程防灾减灾全国重点实验室, 上海 200092;
3. 艾奕康设计与咨询(深圳)有限公司上海分公司, 上海 200433; 4. 重庆大学管理科学与房地产学院,
重庆 400031; 5. 中国建筑先进技术研究院, 武汉 430070)

摘要: 模块化钢结构建筑具有集成化程度高、现场施工时间短、可循环利用等特点。作为结构受力与安装的关键结构, 模块间连接节点的构造形式需兼顾施工便利性与传力可靠性。为此, 文中提出一种适用于多高层模块化建筑的梁-梁型节点构造。该节点通过盖板与螺栓连接相邻模块梁, 对施工空间需求小、操作便捷且传力路径清晰, 为模块化钢结构在高层建筑中的高效连接提供了解决方案。文中首先通过试验研究了节点在拉力、剪力作用下的承载性能与破坏模式; 其次, 通过理论分析分别提出了节点抗拉、抗剪设计承载力的计算方法; 最后, 对比理论计算结果与试验结果, 验证了所提理论计算方法的准确性。研究结果可为该类节点的设计分析与工程应用提供参考。

关键词: 模块化钢结构; 模块间梁-梁型节点; 抗拉性能; 抗剪性能; 试验研究; 计算方法

中图分类号: TU391

文献标志码: A

文章编号: 1671-9379(2026)03-0037-11

DOI: 10.13969/j.jzgjgz.20250902002

Research on Tensile and Shear Behavior of Inter-Module Beam-to-Beam Joint for Modular Steel Buildings

WANG Yanbo^{1,2}, YAN Yunpeng¹, MAO Lei³, CAO Ke⁴,

WANG Kaiqiang⁵, LI Guoqiang^{1,2*}

(1. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. State Key Laboratory for Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. AECOM Design and Consulting(Shenzhen) Co., Ltd. Shanghai Branch, Shanghai 200433, China; 4. School of Management Science and Real Estate, Chongqing University, Chongqing 400031, China; 5. China Construction Institute of Advanced Technology, Wuhan 430070, China)

*Corresponding author: gqli@tongji.edu.cn

Abstract: Modular steel buildings are characterized by high-degree integration, short on-site construction time, and recyclability. As the most critical component in structural load-bearing and installation, inter-module connections must balance construction convenience with reliable force transfer. To address this, this paper proposes a beam-to-beam joint configuration suitable for multi-story and high-rise modular buildings. This joint utilizes cover plates and bolts to connect adjacent module beams, offering minimal construction space requirements, operational convenience,

收稿日期: 2025-09-02

基金项目: 国家重点研发计划(2023YFC3806602)

作者简介:

王彦博(1983—), 男, 博士, 教授, 主要从事模块化建筑、钢结构及组合结构方面的研究。E-mail: ybwang@tongji.edu.cn。

通信作者:

李国强(1963—), 男, 博士, 教授, 主要从事多高层钢结构抗震、钢结构抗火、钢结构抗爆方面的研究。

E-mail: gqli@tongji.edu.cn。

and clear force transfer paths, thereby providing an efficient connection solution for modular steel structures in high-rise applications. First, experimental studies were conducted to investigate the load-bearing behavior and failure modes of the joint under tensile and shear loading. Subsequently, theoretical analysis was employed to propose calculation methods for the tensile and shear design load-bearing capacities of the joint. Finally, the accuracy of the proposed theoretical calculation methods was verified through comparison of theoretical results with experimental data. The findings may provide reference for the design analysis and engineering application of this joint type.

Keywords: modular steel building; inter-module beam-to-beam joint; tensile behavior; shear behavior; experimental study; calculation method

近年来,模块化建筑凭借建造高效、绿色环保等优势,契合我国建筑业转型升级的发展需求,备受学者与工程师们的关注^[1]。与传统钢结构建造工序不同,钢结构模块在工厂完成制造与预装修后,于施工现场将预制模块单元组装成完整结构。模块化集成建筑尤其适用于对施工速度要求高、对周边区域影响需控制的城市项目,在住宅、酒店、医院、学校等各类型建设项目中展现出良好的竞争力^[2-3]。目前,该类建筑形式已在新加坡、英国等高人口密度国家得到应用,我国香港、深圳、北京、雄安等城市也建成了住宅、应急医院等示范项目^[4-5]。

钢结构模块间的连接节点形式主要有焊接连接、螺栓连接、灌浆套筒连接、预应力筋连接和机械自锁连接五种形式^[6]。查晓雄等^[7]提出了箱体间L型钢板围焊节点(图1a),该节点施工便捷但拆卸难度大;ANNAN等^[8]提出了一种全焊接节点(图1b),通过盖板焊接连接上下箱体。考虑到模块的可拆卸性,焊接连接节点目前在箱式模块建筑工程中的应用较少。螺栓连接则广泛应用于不同构造形式的箱式建筑模块间连接。CHOI等^[9]提出了一种带装配孔的螺栓角件节点(图1c),通过在模块间设置连接板,利用高强螺栓实现上下模块柱端与梁翼缘的可靠连接;CHEN等^[10]研发了插入式螺栓角件节点(图1d),通过铸钢插入件、中间板及长锚杆螺栓系统将上下模块梁组装为整体。为减小螺栓公差对连接的影响,部分模块间节点采用灌浆套筒连接构造,DAI等^[11]提出了一种灌浆套筒连接构造,通过剪力键和砂浆提供对角压缩支撑(图1e)。PANG等^[12]提出,模块间连接也可以通过后张拉的贯穿柱预应力筋实现,借助螺母将杆件连接至连接板上(图1f)。此外,基于模块化快速建造的概念,机械卡扣连接被学者应用于模块结构中。天津大学CHEN等^[13]研发了一种通过节点板及锁定件实现竖向两模块间自锁连接的节点构造(图1g)。南方科技大学PENG等^[14]提出了一种新型自锁连接,该连接借助弹簧柱塞式锁扣在轴向拉力作用下实现自锁(图1h)。

箱体间连接节点直接影响模块结构的整体性能,其可靠性是制约多高层箱式建筑发展的关键因素。针对上述五类节点,国内外学者围绕其荷载传递机制及力学性

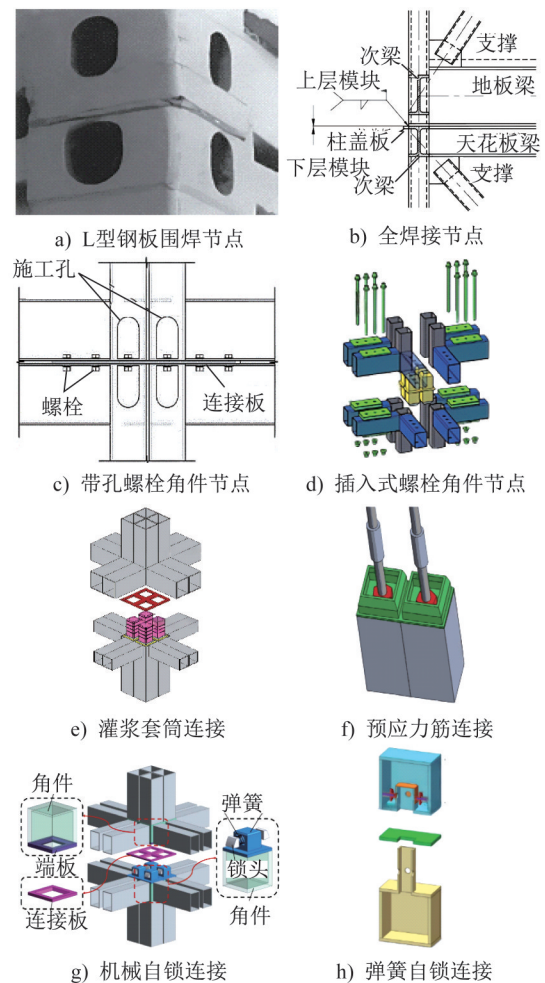


图1 模块化钢结构模块间连接节点

Fig. 1 Inter-module connection joint for modular steel buildings

能开展了相关研究。ANNAN等^[8]通过静力推覆试验,对比了部分焊接柱的模块支撑框架与传统支撑框架结构的内力分布,证明节点构造差异引发的转动会导致地板梁向柱的荷载传递不均匀。冯云鹏^[15]、陈志华等^[16]、吴从晓等^[17]、周子栋^[18]等学者也提出了多种适用于箱式建筑的新型角件连接形式,通过数值模拟与试验研究其节点力学性能,证明该类节点具有可靠的承载与抗震性能。DENG等^[19]对柱端板螺栓连接的刚度特性进行了评估,

验证了此类节点在抗震设计中的适用性。

焊接连接强度高、应用范围广,但现场施工工作量大且不利于拆除,无法满足对模块结构有拆卸需求的项目^[20]。螺栓连接现场安装简单,但螺栓数量过多会影响结构的装配效率,同时对螺栓定位精度要求更高^[21]。灌浆套筒连接对定位要求较低,公差适配性更强,但对灌浆料质量依赖性大,节点现场施工质量控制仍存在挑战^[11]。预应力筋连接便于定位,能提供较高的连接强度,但后张拉的施工方式会影响施工进度^[12]。机械自锁连接通过上下柱自锁件的拼接实现模块箱体间的快速连接,但此类连接的密封性较差,且对构件公差要求高^[13]。综上,现有钢结构模块间连接节点仍需进一步探索,以满足多高层建筑的承载性能要求与模块建筑的施工便利性要求。

针对这一问题,本文提出一种用于箱式模块结构体系的模块间连接节点形式。针对上下两模块间该类节点的轴向拉伸和层间剪切性能开展试验研究,并通过理论分析,研究该类节点的抗拉、抗剪性能及其在不同工况下的破坏模式。结合试验数据与理论分析,提出该类节点的抗拉和抗剪承载力计算方法。

1 节点构造设计及传力机制

综合考虑箱式模块的结构性能、模块拼装的便捷性及节点的可靠性,本文所采用的柱承重箱式模块结构体系中,模块尺寸为 $6\,000\text{ mm}\times 2\,400\text{ mm}\times 3\,100\text{ mm}(L\times B\times H)$,角柱选用截面尺寸为 $160\text{ mm}\times 8\text{ mm}$ 的方钢管,边梁采用截面尺寸为 $200\text{ mm}\times 70\text{ mm}\times 6\text{ mm}$ 的冷弯等边槽钢。基于柱承重箱式模块结构的受力特性,本研究提出的模块间连接节点设计思路为:水平相邻模块箱体通过角部边梁螺栓连接;上层箱体底边梁与下层箱体顶边梁的腹板通过矩形连接板螺栓连接,翼缘则直接通过螺栓连接;采用高强度螺栓摩擦型连接,确保节点在动力荷载下具备可靠的力学性能;在方钢管柱翼缘连接部位设置隔板加强区,有效约束柱壁变形(图2)。

该模块间节点的荷载传递路径如下:(1)上下模块的层间剪力由翼缘螺栓和腹板螺栓共同传递,其中翼缘螺栓直接承担剪力,腹板螺栓通过矩形连接板传递剪力;(2)水平模块间错动产生的剪力由边梁腹板螺栓群抗剪承担;(3)地震或风荷载引起的竖向拉力主要通过腹板螺栓和矩形连接板传递,楼板刚度较大时,翼缘螺栓也参与承担竖向拉力;(4)结构自重产生的竖向荷载通过楼板传递给模块横梁,再通过模块柱逐层直接传递至基础,不通过节点传力;(5)在方钢管柱翼缘连接部位设置隔板加强区,可有效约束柱壁变形。该节点构造在保证施工便捷性的同时,满足了多高层建筑对节点承载性能与抗震能力的双重需求。

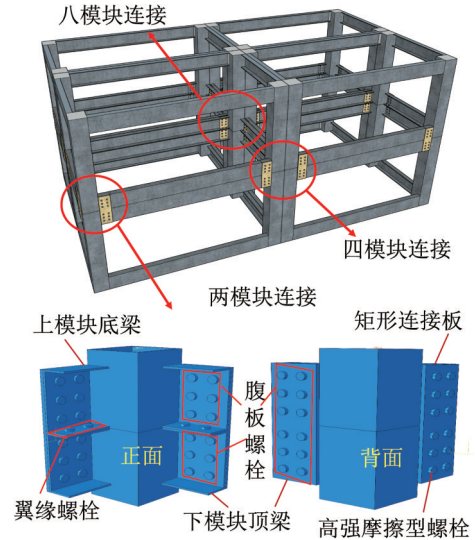


图2 模块和节点构造及节点连接机制

Fig. 2 Modular and joint construction and connection mechanism

2 节点试件设计与试验方案

2.1 受拉试验

结构承受地震、风等水平荷载时,上下两箱体间的角部连接节点需承担拉力作用,节点区域可能出现四种破坏模式(图3):(1)角柱拉伸破坏;(2)边梁剪切破坏;(3)高强螺栓群失效;(4)矩形连接板拉伸破坏。

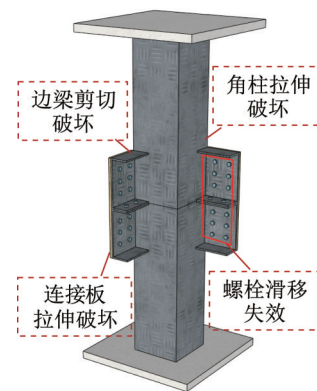


图3 节点受拉破坏模式

Fig. 3 Failure modes of tensile joint

2.1.1 试件设计

基于上述背景,本文设计了上下两箱体间连接节点的足尺静力拉伸试验,以研究该节点的抗拉性能,分析其在受拉工况下的破坏模式与设计承载力。试件T1为角柱连接节点的足尺模型(图4),其主要构件参数设置如下:模块柱选用截面尺寸为 $160\text{ mm}\times 8\text{ mm}$ 的方钢管,上下角柱高度均为 500 mm ;边梁采用 $200\text{ mm}\times 70\text{ mm}\times 6\text{ mm}$ 的冷弯等边槽钢,有效长度为 140 mm ;矩形连接板

尺寸为 140 mm×400 mm×10 mm。

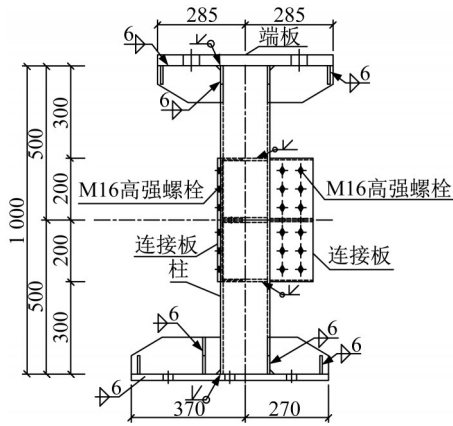


图4 受拉试件 T1 构造(单位:mm)

Fig. 4 Construction of tensile specimen T1 (unit: mm)

试件 T1 采用 Q345B 钢,按照国家标准《钢及钢产品力学性能试验取样位置及试样制备》(GB/T 2975—2018)^[22]和《金属材料拉伸试验第 1 部分:室温试验方法》(GB/T 228—2021)^[23],对试验所用钢材进行取样加工,通过材性试验分别测定其屈服强度 f_y 、极限抗拉强度 f_u 和断后伸长率 δ ,结果如表 1 所示,为后续有限元分析提供精确的钢材材料性能参数。

表 1 钢材力学性能

Table 1 Mechanical properties of steel

构件	屈服强度/ MPa	极限抗拉 强度/MPa	断后伸长 率/%
边梁	391.75	488.09	25.49
角柱	475.34	571.19	31.80
连接板	363.88	513.45	22.32

各箱体模块的边梁与角柱采用焊接连接,上下层箱体通过边梁及矩形连接板,采用 10.9 级 M16 高强螺栓实现摩擦型连接。高强度螺栓摩擦型连接的极限状态定义为接触界面的摩擦阻力被外荷载克服。节点构件接触面采用喷砂处理,通过滑移试验测得接触面抗滑移系数为 0.57,以保证后续研究结果的准确性。实际工程中,可根据摩擦面处理工艺,按规范选取抗滑移系数,并结合实际受力情况调整边梁腹板螺栓的数量。

2.1.2 试验方案

试验加载系统采用 200 t 伺服作动器搭建拉伸加载装置。为便于试件安装,采用卧位加载方案(图 5),下层箱体角柱柱脚通过 M30 高强螺栓固定于反力架,作动器加载端与上层箱体角柱端部连接并施加拉力。

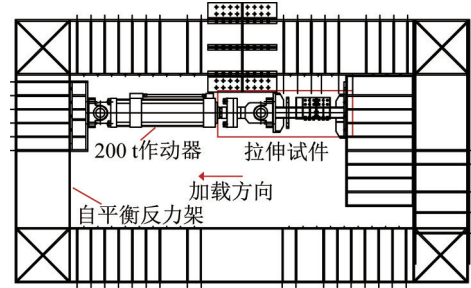


图5 拉伸试验加载装置

Fig. 5 Loading setup of tensile test

试验正式加载前先进行预加载,以验证试验装置的可靠性,确保测量系统正常工作。正式加载采用力控制分级加载制度,每级荷载增量为 30 kN,直至试件发生破坏,试验终止。在拉伸试验过程中,出现以下任意一种现象即判定节点失效:(1)角柱破坏;(2)边梁破坏;(3)连接板破坏;(4)螺栓群失效;(5)节点区域局部变形过大;(6)荷载-位移曲线出现明显下降段,且节点承载力衰减超过峰值荷载的 15%。

在试件 T1 表面共布置 8 个位移计(图 6)和 12 组应变花(图 7):将位移计 D1~D4 布置于节点的 4 个角点,用于监测上下角柱间的相对位移;位移计 D5~D8 沿边梁长度方向,水平布置于上下边梁的外侧表面,捕捉节点的水平偏移。在 4 个边梁腹板靠近角柱的内排螺栓区域,沿腹板高度方向各布置 2 组应变花,编号依次为 UB1-1、UB1-2、UB2-1、UB2-2、DB1-1、DB1-2、DB2-1、DB2-2,用以监测边梁腹板的受力状态;在连接板中部位置对称布置两组应变花,编号依次为 CP1-1、CP1-2、CP2-1、CP2-2,用于量测连接板面内的应变分布。所有位移计和应变花均对称布置,既可表征结构力学行为,又可验证试件的物理对称性。

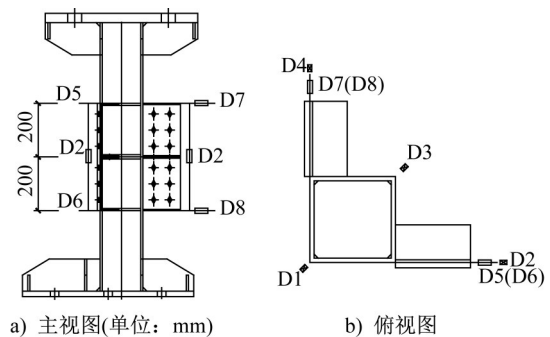


图6 拉伸试验位移计布置

Fig. 6 Arrangement of tensile test displacement meters

2.2 受剪试验

结构承受地震、风等水平荷载时,上下两箱体角部连接节点还需承担层间剪力,节点区域可能出现四种破坏模式(图 8):节点螺栓群失效、上层模块梁压弯屈服、下层

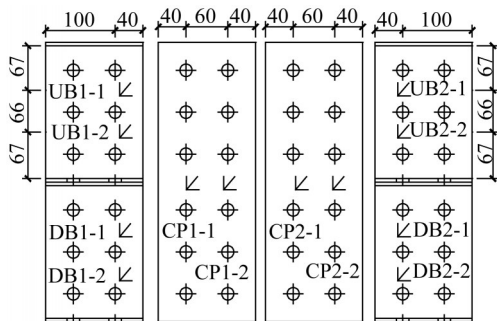


图7 拉伸试验应变花布置(单位:mm)

Fig. 7 Arrangement of tensile test strain rosette groups (unit:mm)

模块梁压弯屈服、连接板剪切破坏。

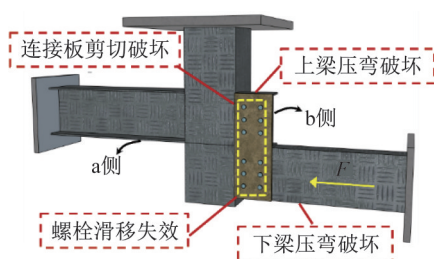


图8 节点受剪破坏模式

Fig. 8 Failure modes of shear joint

2.2.1 试件设计

本研究设计了上下两箱体间连接节点的足尺静力抗剪试验,研究该节点的抗剪切能力,确定其层间剪力工况下的破坏模式和设计承载能力。试件S1为角柱连接的足尺试件(图9),主要构件参数设置如下:构件截面的选取与试件T1保持一致;上部角柱高度为230 mm,下部角柱高度为430 mm;下部边梁有效长度为140 mm,上部边梁设置为加载梁,有效长度为600 mm,且在加载端部焊接方端板;下层箱体角柱沿加载方向布置固定梁,其截面尺寸选择200 mm×70 mm×8 mm×8 mm的冷弯等边槽钢。试件S1的材性试验数据见表1,箱体的边梁与角柱焊接连接,下层箱体固定梁与角柱焊接连接,上下箱体间的连接方式及高强螺栓抗滑移系数均与试件T1保持一致。

2.2.2 试验方案

试验加载系统采用50 t液压千斤顶搭建层间剪切加载装置,为便于观察试验现象,采用试件翻转安装方案(图10),下层箱体角柱柱脚和固定梁通过M30高强度螺栓固定于反力架,千斤顶通过上层箱体加载梁施加剪力。受剪试验中节点失效的判定标准与受压试验一致。

在试件S1表面共布置6个位移计(图11)和8组应变

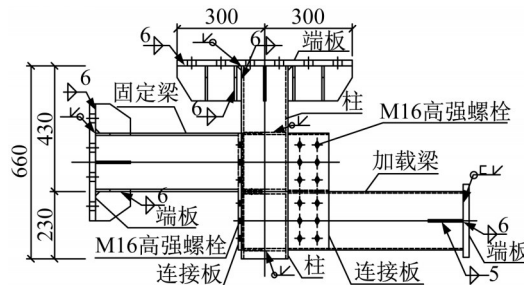


图9 受剪试件S1构造(单位:mm)

Fig. 9 Construction of shear specimen S1 (unit:mm)

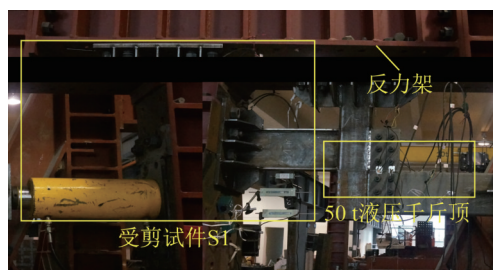


图10 剪切试验加载装置

Fig. 10 Loading setup of shear test

花(图12):将位移计D1~D3布置于上部箱体柱的上、中、下位置,用于监测上下箱体的层间相对位移;位移计D4~D5沿边梁长度方向,垂直布置于加载边梁上翼缘外侧,用于捕捉节点的面内偏移;沿加载平面法向,将位移计D6布置在加载梁端板边缘,量测节点的面外偏移。在2个边梁腹板靠近角柱的内排螺栓区域,沿腹板高度方向各布置2组应变花,编号依次为UB1-1、UB1-2、DB1-1、DB1-2,用于监测边梁腹板的受力状态;在连接板中部对称布置两组应变花,编号依次为CP1-1、CP1-2、CP2-1、CP2-2,用于量测连接板的受力状态。此外,沿加载方向,在加载梁腹板内外同一位置布置两个应变片,检测试件是否存在偏心受力,验证其物理对中性。

3 试验结果分析

3.1 节点拉伸试验

根据位移计的实测数据,计算得到上下层箱体角柱的相对位移;结合作动器力传感器的荷载输出数据,得到加载全过程的拉力数据,最终绘制上下箱体节点拉伸试验的荷载-位移曲线(图13)。

加载初期,试件T1的荷载-位移曲线呈近似线性变化特征,节点区域的角柱、边梁及连接板均未出现显著变形,上下层箱体柱间缝隙极小。当荷载达到300 kN时,试件T1的柱间缝隙随荷载增加显著增大,柱间相对位移增至0.7 mm,此时边梁翼缘出现肉眼可见的局部变形,曲线斜率开始呈非线性变化,节点刚度逐渐降低,初步判

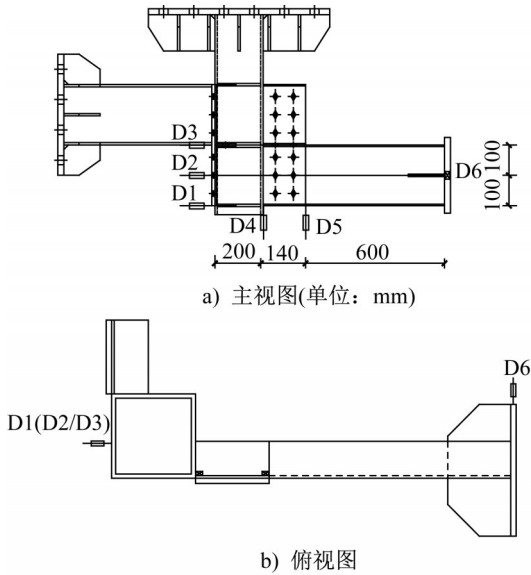


图 11 剪切试验位移计布置

Fig. 11 Arrangement of shear test displacement meters

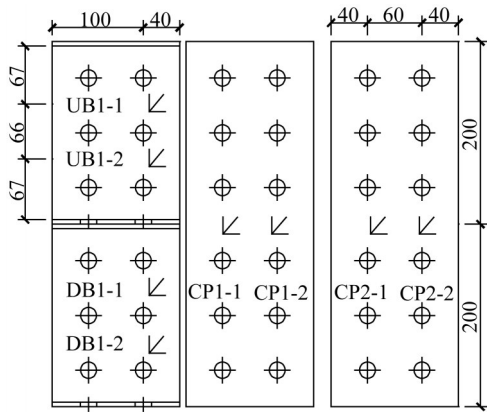


图 12 剪切试验应变花布置 (单位: mm)

Fig. 12 Arrangement of shear test strain rosette groups (unit: mm)

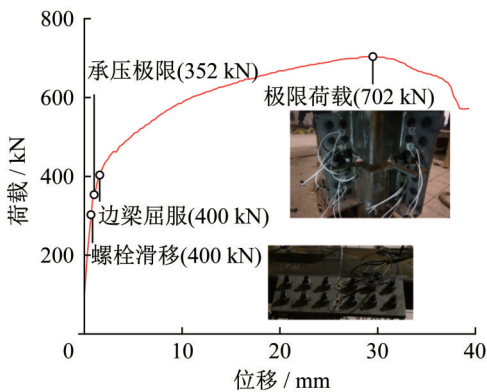


图 13 拉伸试验荷载-位移曲线

Fig. 13 Load-displacement curve of tensile test

定节点区螺栓已产生滑移。当荷载达到 352 kN 时,曲线斜率进一步发生变化,判断为受力最大的螺栓达到承压

极限状态。随着荷载增至 400 kN 左右,柱间相对位移呈非线性增长至 1.5 mm,曲线斜率发生显著变化,节点刚度明显降低,结合试验现象推断此时边梁进入屈服阶段。对边梁腹板处的应变花数据进行分析,发现边梁在荷载从 380 kN 加载至 450 kN 的过程中相继进入屈服阶段,验证了上述推断的可靠性。

荷载加载至极限荷载 702 kN 的过程中,试件 T1 呈现渐进式破坏特征,柱间相对位移持续增大,节点刚度不断降低,表明节点区域的边梁随荷载增加逐渐屈服。当荷载达到极限荷载 702 kN 时,节点下层箱体模块一侧的边梁出现较大剪切变形,柱间相对位移扩展至 35 mm,边梁翼缘的局部变形更加显著。荷载超过极限值后,曲线进入下降段,直至节点区域一侧边梁断裂,节点失效,试验终止,此时柱间相对位移达到 38 mm。

上下箱体模块间连接节点拉伸试验中最显著的试验现象为:柱间缝隙随荷载增大逐渐增大,边梁上下翼缘发生较大局部变形。该节点在受拉工况下首先发生螺栓群的滑移失效,极限破坏模式为边梁腹板受剪破坏。对于腹板连接处,其刚度由滑移前腹板与螺栓的剪切变形、滑移后螺栓孔挤压变形共同构成。由于螺栓存在预紧力,在预紧力被克服前,翼缘螺栓的刚度可认为无限大,而腹板连接刚度小于翼缘处连接刚度,因此节点前期受拉时,拉力在节点梁内部并非均匀分布,而是集中在梁下翼缘处,可能导致梁下翼缘及焊缝处发生撕裂破坏,并向上扩展(图 14)。本次试验中,其他位置的梁柱焊缝均未出现断裂,而焊缝质量对节点承载力影响较大,因此判断该破坏可能由焊接质量不佳导致的焊缝开裂引发。因此,建议对该类焊缝的质量进行专项把控,同时确保翼缘预紧力取值合理。

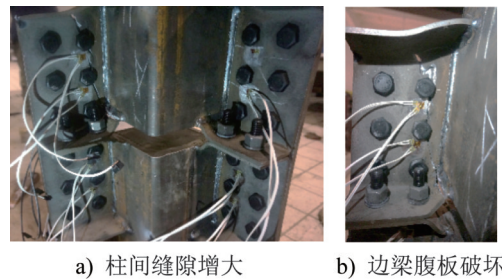


图 14 拉伸试验现象

Fig. 14 Tensile test phenomena

3.2 节点剪切试验

试件 S1 的静力剪切试验中,加载初期节点处于弹性受力状态,角柱、边梁和连接板均无明显变形。当荷载加载至约 200 kN 时,上下层箱体间的错动随荷载增加缓慢发展至 2 mm 左右,曲线斜率开始呈现非线性变化特征。通过分析应变花数据发现,此时边梁和连接板处于弹性

受力阶段,推断节点刚度降低的原因为螺栓滑移。荷载达到 250 kN 后,层间侧移迅速增大,边梁翼缘随之出现肉眼可见的局部变形,同时曲线斜率发生显著变化,节点刚度明显退化;结合应变花测量数据可知,边梁和连接板仍处于弹性受力状态,推断为翼缘螺栓进入承压极限状态,且腹板位置多个螺栓发生滑移,导致节点刚度进一步降低。荷载加载至约 440 kN 的极限荷载时,上层箱体加载边梁下翼缘出现局部屈曲,层间侧移增大至 10 mm 左右(图 15)。随着荷载继续增加,上下两箱体间连接剪切试验的极限破坏模式表现为加载边梁翼缘局部屈曲破坏(图 16)。

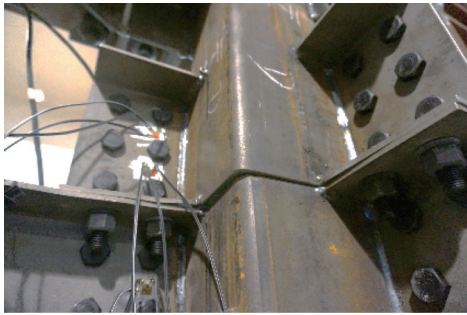


图 15 层间剪切侧移

Fig. 15 Inter-module shear displacement



图 16 剪切试验极限破坏模式

Fig. 16 Ultimate failure modes of shear test

根据位移计的实测数据得到节点的层间侧移,结合液压千斤顶力传感器输出的全过程加载荷载数据,绘制出上下箱体间节点剪切试验的荷载-位移曲线(图 17)。

加载边梁翼缘发生局部屈曲,原因在于冷弯等边槽钢绕截面弱轴的抗弯刚度很低,在较小弯矩作用下即会发生失稳破坏。试验过程中,千斤顶与加载端板不可避免存在初始安装偏心,虽对试验结果产生一定影响,但实际结构中,单边梁的初始偏心对层间剪力传递的影响可忽略不计。试验加载至 351 kN 后,加载梁出现明显扭转变形,该阶段数据不再进行分析。由于荷载-位移曲线无明显屈服点,采用双直线法对数据进行处理,确定曲线的名义屈服点(图 18),得出节点抗剪设计承载力的试验值为 199 kN。

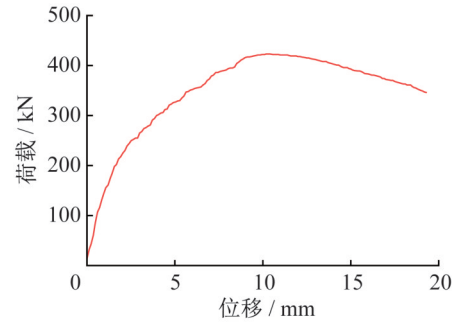


图 17 剪切试验的荷载-位移曲线

Fig. 17 Load-displacement curve of shear test

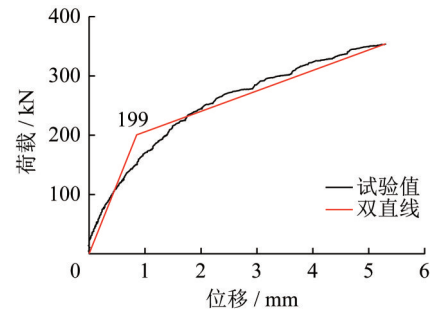


图 18 双直线法计算的抗剪承载力试验值

Fig. 18 Shear capacity test value calculated by bilinear method

4 节点承载力计算方法

4.1 抗拉承载力理论分析

上下两箱体间连接节点承担拉力作用时,易发生角柱受拉破坏、边梁剪切破坏、矩形连接板受拉破坏和高强螺栓群破坏,四种破坏模式对应的设计承载力计算如下:

角柱受拉破坏对应的节点设计承载力可由式(1)确定,计算得到 $F_{t,1}=2\ 312\ \text{kN}$ 。

$$F_{t,1} = f_y A_c \quad (1)$$

式中: f_y 为角柱抗拉屈服强度设计值; A_c 为角柱净截面积。

边梁剪切破坏对应的节点设计承载力可由式(2)确定,计算得到 $F_{t,2}=717\ \text{kN}$ 。

$$F_{t,2} = 2f_{vy} A_w \quad (2)$$

式中: f_{vy} 为边梁抗剪屈服强度设计值; A_w 为边梁受剪净截面积。

矩形连接板受拉破坏对应的节点设计承载力可由式(3)确定,计算得到 $F_{t,3}=786\ \text{kN}$ 。

$$F_{t,3} = 2f_y A_p \quad (3)$$

式中: f_y 为连接板抗拉屈服强度设计值; A_p 为连接板净截面积。

节点螺栓群按受力特征可分为受剪螺栓(边梁腹板处)和受拉螺栓(边梁翼缘处),基于对称性原则,选取单侧边梁进行力学分析。由于节点受拉时伴随边梁翼缘的

面外弯曲,翼缘螺栓对拉力的承担贡献较小,其承载力宜作为安全储备,不计入节点承载力计算。

腹板螺栓群的偏心受拉工况可简化为集中力 F 和弯矩 M 的复合受力模型,偏心距 e 取柱壁边缘至螺栓群中心的水平距离(图19a)。根据受力分布特征,将边梁腹板螺栓分为四类,编号为B1~B4(图19b))。

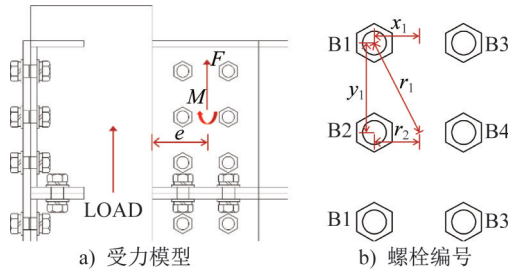


图19 拉伸工况下边梁腹板螺栓的受力及编号

Fig. 19 Edge beam web bolt forces and numbering in tension

节点受拉工况下,最外侧螺栓B1最先发生滑移失效,将B1的剪力 F_{B1} 分解为 x 向分力 F_{B1}^x 和 y 向分力 F_{B1}^y 。其中, x 向分力由弯矩作用产生, y 向分力由弯矩和拉力共同作用产生。将相关参数代入式(4)~(8),可得 $F \leq 132$ kN。

$$M = Fe \quad (4)$$

$$F_{B1}^x = \frac{My_1}{\sum r^2} \quad (5)$$

$$F_{B1}^y = \frac{F}{n} + \frac{Mx_1}{\sum r^2} \quad (6)$$

$$F_{B1} = \sqrt{F_{B1}^x{}^2 + F_{B1}^y{}^2} \leq N_{vf}^b \quad (7)$$

$$N_{vf}^b = \mu \alpha n_f P \quad (8)$$

式中:偏心距 $e=70$ mm; r 为各螺栓到受力中心的距离; x_1 和 y_1 分别为最外侧螺栓B1中心点至受力中心的水平和垂直距离; $n=6$ (边梁腹板的摩擦面数); N_{vf}^b 为单个高强度螺栓的滑移承载力设计值; α 为抗力分项系数 γ_R 的倒数,在最小腹板厚度 t 为6 mm时取0.8; $n_f=1$ (单个螺栓的摩擦面数); μ 为抗滑移系数; P 为高强度螺栓预紧力,和试验取值保持一致。

高强度螺栓群滑移破坏对应的节点设计承载力可由式(9)确定,计算得到 $F_{t,4}=264$ kN。

$$F_{t,4} = 2F \quad (9)$$

高强度螺栓发生滑移后进入承压受力状态,单个高强度螺栓的承压承载力设计值 N_{vc}^b 由式(10)和式(11)确定:

$$f_c^b = 1.26f_u \quad (10)$$

$$N_{vc}^b = f_c^b d t_w \quad (11)$$

式中: f_u 为较薄板件的极限抗拉强度设计值; f_c^b 为较薄板件的承压强度设计值; t_w 为较薄板件的厚度; d 为螺栓

孔径。

将式(7)中的 N_{vf}^b 替换为 N_{vc}^b ,将相关参数代入式(4)~(8),可得 $F \leq 171$ kN。高强度螺栓群承压破坏对应的设计承载力可由式(12)确定,计算得到 $F_{t,5}=342$ kN。

$$F_{t,5} = 2F \quad (12)$$

综合上述计算结果,各破坏模式对应的节点设计承载力对比结果如式(13)所示。由此可知,上下两箱体间连接节点在受拉工况下,初始破坏模式为螺栓群滑移失效,极限破坏模式为边梁剪切破坏;此外,角柱、边梁和矩形连接板任一构件发生破坏均会导致节点连接失效。

$$F_{t,1} > F_{t,3} > F_{t,2} > F_{t,5} > F_{t,4} \quad (13)$$

上下两箱体间连接节点在受拉工况下的极限承载力,分别为螺栓承压破坏对应设计承载力的2.1倍、螺栓滑移破坏对应设计承载力的2.7倍。螺栓群承压破坏模式的节点安全储备较低,而螺栓群滑移破坏模式具有29%的更高安全冗余度,因此选取螺栓滑移破坏作为控制破坏模式,其对应承载力即为节点抗拉设计承载力。

4.2 抗剪承载力理论分析

竖向相邻箱体间连接节点的承载力理论推导,采用如下假定:(1)柱刚度远大于梁刚度,柱与梁翼缘连接位置内部均焊有加劲板,试验中柱无明显变形,因假设柱为刚体,节点变形时柱不发生变形;(2)螺栓滑移前,螺栓预紧力 P 保持不变;(3)节点区域的梁段长度较短(100 mm),故假设梁压弯屈服前不发生局部失稳;(4)节点受剪时,上层模块边梁螺栓群呈非均匀受力状态,将a侧各螺栓编号,其受力分布呈三角形模式(图20);(5)高强度螺栓滑移前,竖向相邻模块间的相对位移极小,因此螺栓滑移前认为b侧边梁对抗剪无贡献。

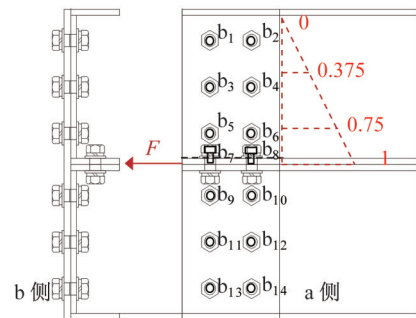


图20 剪切工况下螺栓群受力系数

Fig. 20 Force coefficient of bolt group in shear

地震等横向荷载作用下,竖向相邻箱体间连接节点承担剪切作用时,可能出现四种破坏模式:节点螺栓群失效、上层模块梁压弯屈服、下层模块梁压弯屈服和连接板剪切破坏。各模式对应的节点设计承载力计算如下:

首先对a侧腹板螺栓进行受力分析,螺栓 $b_1 \sim b_8$ 的内力分布情况如图20所示。螺栓 $b_9 \sim b_{14}$ 的内力分布情况

可由连接板受力平衡得到。因此,节点受剪时翼缘位置螺栓最先发生滑移,螺栓群滑移破坏对应的节点设计承载力由式(14)确定,计算得到 $F_{v,1}=194\text{ kN}$ 。

$$F_{v,1} = \sum_{i=1}^8 \eta_{vi} N_{vi}^b \quad (14)$$

式中: η_{vi} 为节点受剪时第 i 颗螺丝的受力系数。

高强螺栓发生滑移后进入承压受力状态,高强螺栓群承压破坏对应的设计承载力由式(15)确定,计算得到 $F_{v,2}=251\text{ kN}$ 。

$$F_{v,2} = \sum_{i=1}^8 \eta_{vi} N_{vi}^b \quad (15)$$

对于模块梁的压弯屈服,需考虑模块节点梁上螺栓合力未作用于梁截面形心(图21a)的不利影响,梁会发生双向压弯屈服。受力过程中,梁的可能破坏面为节点梁段与柱的连接处,或节点梁段内排螺栓孔处(图21b))。

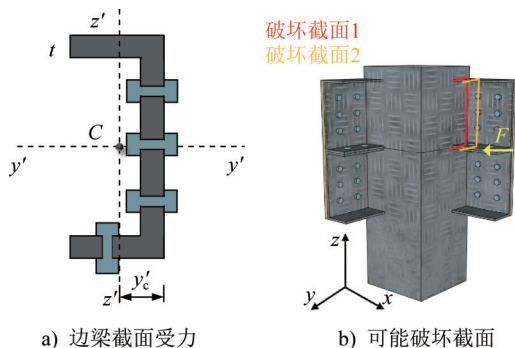


图21 剪切工况下边梁截面及可能破坏截面位置

Fig. 21 Edge beam section and possible failure locations in shear

当梁的压弯屈服发生在节点梁端与柱连接处时,对应节点设计承载力由式(16)~(20)确定,计算得到 $F_{v,3,1}=320\text{ kN}$ 。

$$N_{be,1} = \sum_{i=1}^8 \eta_{vi} V_{bo8} \quad (16)$$

$$M_{bey,1} = \sum_{i=1}^8 \eta_{vi} V_{bo8} z'_i \quad (17)$$

$$M_{bez,1} = \sum_{i=1}^8 \eta_{vi} V_{bo8} y'_i \quad (18)$$

$$\left| \frac{N_{be,1}}{N_{be,u,1}} \right| + \left| \frac{M_{bey,1}}{M_{bey,u,1}} \right| + \left| \frac{M_{bez,1}}{M_{bez,u,1}} \right| = 1 \quad (19)$$

$$F_{v,2,1} = \sum_{i=1}^8 \eta_{vi} V_{bo8} \quad (20)$$

式中: V_{bo8} 为螺栓 b_8 的内力; $N_{be,1}$ 为螺栓剪力引起的节点梁段内轴力; $M_{bey,1}$ 和 $M_{bez,1}$ 为螺栓剪力引起的节点梁段绕 y' 轴和 z' 轴的弯矩; $N_{be,u,1}$ 、 $M_{bey,u,1}$ 、 $M_{bez,u,1}$ 分别为梁破坏截面1的塑性轴力承载力和绕 y' 轴及绕 z' 轴的塑性抗弯承载力。

当梁的压弯屈服发生在节点梁段内排螺栓孔处时,为梁净截面屈服,需考虑孔前传力折减系数,对应节点设计承载力由式(20)~(25)确定,计算得到 $F_{v,3,2}=384\text{ kN}$ 。因此,节点梁端与柱连接处为上层箱式模块节点梁段压弯屈服的截面,对应承载力 $F_{v,3}=320\text{ kN}$ 。

$$\alpha_1 = 1 - \frac{0.5 \sum_{i=1}^{u+2} \eta_i}{\sum_{i=1}^8 \eta_i} \quad (21)$$

$$N_{be,2} = \alpha_1 N_{be,1} \quad (22)$$

$$M_{bey,2} = \alpha_1 M_{bey,1} \quad (23)$$

$$M_{bez,2} = \alpha_1 M_{bez,1} \quad (24)$$

$$\left| \frac{N_{be,2}}{N_{be,u,2}} \right| + \left| \frac{M_{bey,2}}{M_{bey,u,2}} \right| + \left| \frac{M_{bez,2}}{M_{bez,u,2}} \right| = 1 \quad (25)$$

式中: α_1 为孔前传力折减系数; u 为计算截面处的螺栓编号; $N_{be,2}$ 、 $M_{bey,2}$ 、 $M_{bez,2}$ 分别为折减后的螺栓剪力引起的节点梁轴力及绕 y' 轴和 z' 轴的弯矩; $N_{be,u,2}$ 、 $M_{bey,u,2}$ 、 $M_{bez,u,2}$ 分别为梁破坏截面2的塑性轴力承载力和绕 y' 轴及绕 z' 轴的塑性抗弯承载力。

受剪试验中直接对下层模块梁施加荷载,且加载时对加载梁段进行了加固;而实际工程中,上下层箱式模块呈对称布置,水平剪力由柱或楼板传递,非通过边梁直接传递。因此,理论分析时假设剪力作用在箱式模块角柱,再间接传递给下层模块梁,下层模块梁压弯屈服控制的节点抗剪承载力的计算方法与上层模块梁基本一致,对应节点设计承载力可由式(16)~(25)确定,计算得到 $F_{v,4}=349\text{ kN}$ 。

连接板受梁腹板螺栓的剪力作用,由于上下层螺栓合力中心不在同一条直线上,连接板还承受面内弯矩作用,但连接板面内抗弯刚度较大,该弯矩可忽略不计。连接板的破坏面有三个(图22),分别计算三种破坏面对应的节点抗剪承载力,取其中最小值作为连接板受剪屈服的节点抗剪承载力。

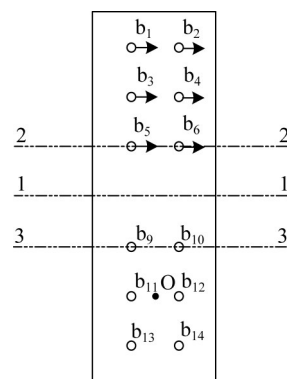


图22 剪切工况下连接板的破坏截面

Fig. 22 Failure sections of connection plate in shear

连接板发生破坏时,三种破坏截面对应的节点设计承载力由式(26)~(28)中的最小值确定,计算得到 $F_{v,5}=501$ kN。

$$F_{u,4,1} = \frac{f_{cp,v} A_{cp,1}}{\alpha_2} \quad (26)$$

$$F_{u,4,2} = \frac{f_{cp,v} A_{cp,2}}{\alpha_2 \alpha_3} \quad (27)$$

$$F_{u,4,3} = \frac{f_{cp,v} A_{cp,3}}{\alpha_2 \alpha_4} \quad (28)$$

式中: α_2 为连接板处螺栓所受剪力与所有螺栓总剪力的比值; α_3 和 α_4 分别为考虑2-2截面和3-3截面处孔前传力后的折减系数; u 为计算截面处的螺栓编号; $f_{cp,v}$ 为连接板截面抗剪屈服强度设计值; $A_{cp,1}$ 、 $A_{cp,2}$ 、 $A_{cp,3}$ 分别为连接板在1-1截面、2-2截面和3-3截面上的截面面积。

综合上述计算结果,各破坏模式的节点抗剪承载力对比结果如式(29)所示。由此可知,上下两箱体间连接

节点承担层间剪力时,初始破坏模式为螺栓群滑移失效;此外,矩形连接板发生破坏会直接导致节点连接失效。

$$F_{v,5} > F_{v,4} > F_{v,3} > F_{v,2} > F_{v,1} \quad (29)$$

上下两箱体间连接节点承担层间剪力时的极限承载力,分别为螺栓承压破坏对应设计承载力的1.3倍、螺栓滑移破坏对应设计承载力的1.7倍。因此,以螺栓滑移破坏作为节点的控制破坏模式安全可靠,其对应承载力即为节点抗剪切承载力设计值。

4.3 对比试验和理论计算结果

箱体间连接节点抗拉和抗剪切承载力的试验值与理论计算值对比分析如表2所示。针对螺栓群滑移失效模式,节点抗拉设计承载力的理论计算值264 kN与试验值300 kN的相对误差为12%,该差异主要因理论模型忽略了翼缘螺栓对承载力的贡献,此计算方式可保证结构设计的安全冗余度。

表2 节点抗拉和抗剪切能力对比

Table 2 Comparison of tensile and shear capacities

项目	抗拉滑移承载力/kN	抗拉承压承载力/kN	抗剪滑移承载力/kN	抗剪承压承载力/kN
理论公式	(9)	(12)	(14)	(15)
理论计算	264	342	194	251
试验结果	300	352	199	250
误差	12%	3%	3%	1%

螺栓承压破坏对应的抗拉承载力理论计算值为342 kN,与试验中螺栓达到承压极限状态的实测值352 kN的吻合度较高,相对误差仅为3%。此外,抗剪滑移承载力理论计算值194 kN与试验值199 kN的相对误差仅为3%,抗剪承压承载力理论计算值251 kN与试验值250 kN的误差仅为1%,验证了理论计算方法的准确性。试验值略小于理论计算值,原因在于理论计算中忽略了b侧梁腹板螺栓的贡献,计算方法偏于安全,可保证结构设计的安全冗余度。

5 结论

本文提出了一种用于柱承重式箱式建筑竖向相邻模块间连接的新型节点构造,该节点通过边梁翼缘螺栓连接上下层箱体模块,避免了模块柱的直接连接,降低了对施工空间的要求。通过试验研究了竖向相邻模块间连接节点的轴向受拉和层间受剪力学行为,验证了所提节点具备较好的抗拉和抗剪承载能力。此外,在抗拉试验和抗剪试验中,节点的最终破坏位置均为边梁,工程应用中需结合实际情况选择合适的边梁截面形式,主要结论如下:

(1) 通过节点承载力的理论分析,系统计算了节点

在拉伸和层间剪切工况下各失效模式对应的设计承载力,提出了节点抗拉设计承载力和抗剪设计承载力的计算方法。

(2) 明确了节点在两种加载条件下的控制失效模式均为高强螺栓群的滑移破坏,且伴随节点区域的显著变形;节点受拉的最终破坏模式为边梁剪切破坏,其对应的抗拉极限承载力为螺栓滑移失效对应抗拉设计承载力的2.7倍;节点受剪的极限承载力由边梁压弯屈服控制,为螺栓滑移失效对应抗剪设计承载力的1.7倍。以螺栓群滑移破坏作为控制破坏模式,在设计上安全可靠,节点具备足够的安全储备;通过试验结果和理论分析结果的综合对比,验证了所提计算方法的可靠性与工程适用性。

参考文献:

- [1] CHEN Z H, KHAN K, KHAN A, et al. Exploration of the multidirectional stability and response of prefabricated volumetric modular steel structures[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2021, 184: 106826. DOI: 10.1016/j.jcsr. 2021. 106826.
- [2] LACEY A W, CHEN W S, HAO H, et al. Structural response of modular buildings-An overview [J]. Journal of Building

- Engineering, 2018, 16: 45-56. DOI: 10.1016/j.jobe.2017.12.008.
- [3] SU M, YANG B, WANG X M. Research on integrated design of modular steel structure container buildings based on BIM[J]. Advances in Civil Engineering, 2022, 2022(1): 4574676. DOI: 10.1155/2022/4574676.
- [4] DENG E F, ZONG L, DING Y, et al. Seismic performance of mid-to-high rise modular steel construction - A critical review[J]. Thin-Walled Structures, 2020, 155: 106924. DOI: 10.1016/j.tws.2020.106924.
- [5] SHI F W, WANG H P, ZONG L, et al. Seismic behavior of high-rise modular steel constructions with various module layouts[J]. Journal of Building Engineering, 2020, 31: 101396. DOI: 10.1016/j.jobe.2020.101396.
- [6] 刘洋. 角件旋转式节点连接的柱承重式钢模块结构抗震性能研究[D]. 天津: 天津大学, 2021.
- LIU Yang. Seismic behavior of corner-supported modular steel structure with rotary inter-module connections [D]. Tianjin: Tianjin University, 2021. (in Chinese)
- [7] 查晓雄, 左洋, 刘乐. 多体集装箱房屋纵向刚度的理论和有限元研究[J]. 建筑钢结构进展, 2014, 16(4): 24-28. DOI: 10.13969/j.cnki.cn31-1893.2014.04.022.
- ZHA Xiaoxiong, ZUO Yang, LIU Le. Theoretical and finite element study on longitudinal stiffness of multi-body container building[J]. Progress in Steel Building Structures, 2014, 16(4): 24-28. DOI: 10.13969/j.cnki.cn31-1893.2014.04.022. (in Chinese)
- [8] ANNAN C D, YOUSSEF M A, EL NAGGAR M H. Experimental evaluation of the seismic performance of modular steel-braced frames[J]. Engineering Structures, 2009, 31(7): 1435-1446. DOI: 10.1016/j.engstruct.2009.02.024.
- [9] CHOI K S, LEE H C, KIM H J. Influence of analytical models on the seismic response of modular structures[J]. Journal of the Korea Institute for Structural Maintenance and Inspection, 2016, 20(2): 74-85. DOI: 10.11112/jksmi.2016.20.2.074.
- [10] 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. DOI: 10.1016/j.engstruct.2017.06.002.
- [11] DAI Z Q, PANG S D, LIEW J R. Axial load resistance of grouted sleeve connection for modular construction [J]. Thin-Walled Structures, 2020, 154: 106883. DOI: 10.1016/j.tws.2020.106883.
- [12] PANG S D, LIEW J Y R L, DAI Z Q, et al. Prefabricated prefinished volumetric construction joining techniques review[J]. Modular and Offsite Construction (MOC) Summit Proceedings, 2016: 249-256. DOI: 10.29173/mocs31.
- [13] CHEN Z H, WANG J, LIU J D, et al. Seismic behavior and moment transfer capacity of an innovative self-locking inter-module connection for modular steel building [J]. Engineering Structures, 2021, 245: 112978. DOI: 10.1016/j.engstruct.2021.112978.
- [14] PENG J H, HOU C. Experimental and numerical study on a novel self-locking inter-module connection with spring-loaded plunger latches: Under axial tension[J]. Engineering Structures, 2025, 324: 119364. DOI: 10.1016/j.engstruct.2024.119364.
- [15] 冯云鹏. 打包箱式模块抗侧性能及多高层模块结构抗侧体系研究[D]. 天津: 天津大学, 2019.
- FENG Yunpeng. Research on lateral resistance of packaged box module and the lateral resistant system of multi-storey and high-rise modular building [D]. Tianjin: Tianjin University, 2019. (in Chinese)
- [16] 陈志华, 冯云鹏, 刘佳迪, 等. 柱承重式钢模块建筑结构体系适用高度研究[J]. 建筑钢结构进展, 2021, 23(1): 31-39. DOI: 10.13969/j.cnki.cn31-1893.2021.01.005.
- CHEN Zhihua, FENG Yunpeng, LIU Jiadi, et al. Research on the applicable height of column-supported modular steel building structure systems [J]. Progress in Steel Building Structures, 2021, 23(1): 31-39. DOI: 10.13969/j.cnki.cn31-1893.2021.01.005. (in Chinese)
- [17] 吴从晓, 杨渊, 吴从永, 等. 集装箱装配建筑减震结构及连接节点抗震性能分析研究[J]. 钢结构, 2019, 34(4): 1-8, 73. DOI: 10.13206/j.gjg201904001.
- WU Congxiao, YANG Yuan, WU Congyong, et al. Research on seismic behavior analysis of shock absorbing structure and connecting joints of container assembly structures [J]. Steel Construction, 2019, 34(4): 1-8, 73. DOI: 10.13206/j.gjg201904001. (in Chinese)
- [18] 周子栋. 多层钢模块建筑结构性能与角件旋转式模块连接节点分析[D]. 天津: 天津大学, 2018.
- ZHOU Zidong. Analysis of multi-storey steel module building's structural performance and rotating angle casti module connection node [D]. Tianjin: Tianjin University, 2018. (in Chinese)
- [19] DENG E F, ZONG L, DING Y, et al. Seismic behavior and design of cruciform bolted module-to-module connection with various reinforcing details [J]. Thin-Walled Structures, 2018, 133: 106-119. DOI: 10.1016/j.tws.2018.09.033.
- [20] CHUA Y S, RICHARD LIEW J Y, PANG S D. Modelling of connections and lateral behavior of high-rise modular steel buildings [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2020, 166: 105901. DOI: 10.1016/j.jcsr.2019.105901.
- [21] CECS 334—2013 集装箱模块化组合房屋技术规程[S]. CECS 334—2013 Technical specification for modular freight container building[S]. (in Chinese)
- [22] GB/T 2975—2018 钢及钢产品 力学性能试验取样位置及试样制备[S]. GB/T 2975—2018 Steel and steel products--Location and preparation of test pieces for mechanical testing[S]. (in Chinese)
- [23] GB/T 228.1—2021 金属材料 拉伸试验 第1部分: 室温试验方法[S]. GB/T 228.1—2021 Metallic materials—Tensile testing: Part 1: Method of test at room temperature[S]. (in Chinese)