

模块化钢框架模块间全螺栓拼接节点力学性能分析

王杰,王燕*,安琦

(青岛理工大学 土木工程学院, 山东 青岛 266520)

摘要: 文中提出了一种新的模块化钢框架模块间全螺栓拼接方法,通过模块间连接键、单向螺栓与对穿螺栓的协同作用实现了模块间全螺栓装配。为研究该拼接节点的力学性能,采用ABAQUS有限元软件建立了模块化钢框架模块间全螺栓拼接节点精细化数值模型,并对其进行了低周往复加载数值模拟,分析了该节点的滞回曲线、骨架曲线、延性、耗能及承载力性能;还建立了节点初始转动刚度计算模型,推导了节点初始转动刚度计算公式,并与数值模拟计算结果进行了对比验证,验证了初始转动刚度计算公式的准确性。结果表明:该全螺栓拼接节点的构造设计合理,梁端角键起到加强节点刚度的作用并能引导梁端塑性铰远离节点核心区的方向外移,实现节点的延性破坏;节点模型的滞回曲线均呈饱满的梭形,具有较强的耗能能力;节点模型的层间位移角和延性系数均满足规范限值要求,抗震性能良好;增加模块间连接键板厚与梁端角键板厚能有效提高节点的初始转动刚度。

关键词: 模块化钢框架; 全螺栓拼接节点; 梁端角键; 模块间连接键; 有限元分析; 初始转动刚度; 延性破坏

中图分类号: TU391

文献标志码: A

文章编号: 1671-9379(2026)01-0080-12

DOI: 10.13969/j.jzgjz.20240719002

Mechanical Performance Analysis of Fully Bolted Spliced Joints in Modular Steel Frame Structures

WANG Jie, WANG Yan*, AN Qi

(College of Civil Engineering, Qingdao University of Technology, Qingdao 266520, China)

*Corresponding author: yanwang2010803@163.com

Abstract: A novel approach for fully bolted splicing between modular steel frame modules is proposed, which achieves the all-bolt assembly through the inter-module connecting keys, blind bolts, and through bolts. To investigate the mechanical properties of this spliced joint, a refined numerical model of the fully bolted spliced joint between modular steel frame modules was established using the ABAQUS finite element software. Low-cycle reversed loading simulations were conducted to analyze the hysteretic curve, skeleton curve, ductility, energy dissipation and bearing capacity of the joint. A computational model for the initial rotational stiffness of the joint was proposed, and the corresponding formula was derived. The accuracy of this formula was subsequently validated through a comparative analysis with numerical simulation results. The research findings indicate that the design of the fully bolted spliced joint is structurally rational. The corner keys at the beam ends enhance the joint stiffness and promote the outward migration of plastic hinges at the beam ends, enabling ductile failure of the joint. The hysteretic curves of the joint

收稿日期: 2024-07-19

基金项目: 国家自然科学基金(52078258, 52208175)

作者简介:

王杰(2000—), 男, 硕士研究生, 主要从事模块化钢框架模块间连接节点方面的研究。E-mail: 1361526113@qq.com。

通信作者:

王燕(1957—), 女, 博士, 教授, 主要从事钢结构抗震连接节点等方面的研究。E-mail: yanwang2010803@163.com。

specimens exhibit a full spindle shape, indicating strong energy dissipation capabilities. The inter-story drift angles and ductility factors of the joint specimens both meet the relevant seismic design requirements, demonstrating good seismic performance. Increasing the thickness of the connecting key plates between modules and the corner key plates at the beam ends can effectively improve the initial rotational stiffness of the joint.

Keywords: modular steel frame structure; fully bolted spliced joint; beam end corner key; inter-module connecting key; finite element analysis; initial rotational stiffness; ductile failure

模块化建筑作为装配式建筑领域的新型建造模式,其核心理念在于将建筑模块单元在工厂完成预制生产后,运输至施工现场进行组装。该模式不仅能缩短施工周期、减少资源浪费,还能通过标准化生产实现快速集成装配,同时保证了工程项目的高品质。由于模块化钢结构建筑是由众多模块单元拼接而成的,因此模块间连接节点需要实现多柱多梁的稳固连接,以确保整体结构体系的连续性和承载能力。

针对模块化建筑模块间连接技术的需求,国内外学者已提出了不同类型的模块间连接节点,按照连接方式不同可分为焊接连接节点、螺栓连接节点、自锁式连接节点、混凝土注浆连接节点等。对于焊接连接节点,张忠豪等^[1]对3个足尺内套筒连接节点试件开展了拟静力试验研究,该节点通过内套筒与上下层模块柱的焊接固定以实现模块间连接。对于螺栓连接节点,CHEN等^[2]提出一种对穿螺栓式的梁-梁连接节点,该节点采用对穿螺栓实现上下模块梁的竖向连接,通过铸造插入装置实现模块间水平连接,并通过试验研究了该节点的抗震性能。SHI等^[3]提出了内套筒组合螺栓连接节点,在该节点中单向螺栓用于连接内套筒与模块柱,梁端高强螺栓用于连接地板梁和天花板梁,且单向螺栓连接适用于截面封闭结构构件,其安装更加便利。对于自锁式连接节点,DAI等^[4]、戴骁蒙^[5]提出了一种模块化钢结构插入自锁式节点,对节点开展了拟静力试验研究,并针对该节点进行了理论分析,提出了模块化钢结构插入自锁式节点的简化力学模型,推导了其刚度和承载力计算公式。对于混凝土注浆连接节点,YANG等^[6]提出了一种注浆套筒连接节点,实现了模块间的水平和竖向连接,该模块间连接节点的刚度较高。然而,现有模块化建筑模块间连接节点存在安装流程繁琐等问题,位于中柱的模块间连接节点因拼装要求,需要在模块单元的部分墙体和楼板处预留施工安装空间,这不仅破坏了模块单元的构造完整性,还显著增加了现场施工及安装的难度。

综上所述,构造合理、安装便捷且受力可靠的模块化建筑模块间连接节点,是实现模块建筑快速装配和保证结构整体性的关键^[7]。本文提出了一种模块化钢框架模块间全螺栓拼接节点^[8],通过梁端角键、模块间连接键、单向螺栓与对穿螺栓的协同作用实现模块间全螺

栓装配;设置的梁端角键可以对梁端局部起到加强作用,在保证节点承载能力和抗震性能的同时实现梁端塑性铰外移;设置的模块间连接键及单向、对穿高强螺栓可有效传递模块间的竖向和水平荷载,使其形成由模块单元集合而成的钢框架结构体系;模块间拼装作业无需在模块单元的结构墙体及楼板构件上预留孔洞,仅需在模块天花板预留施工操作空间即可完成拼装,如图1所示。

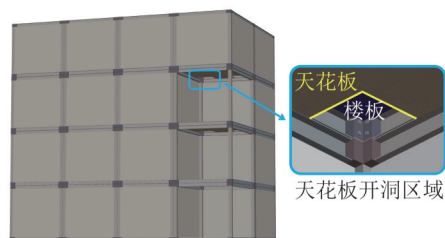


图1 模块建筑装配示意

Fig. 1 Diagram of modular construction assembly

基于本文提出的模块间全螺栓拼接节点,采用ABAQUS有限元软件的模拟分析方法对其抗震性能及承载力进行研究,结合节点特征建立了初始转动刚度简化计算模型,推导了节点初始转动刚度理论公式,并与数值模拟结果进行了验证,该研究内容可为钢框架模块间连接节点的工程应用提供参考。

1 有限元建模及验证

1.1 节点形式

模块化钢框架模块间全螺栓拼接节点由上层模块、下层模块、梁端角键、模块间连接键组成,节点构造如图2a)所示。各模块单元间的焊接部位包括梁端角键与方钢管柱间及梁端角键与H型钢梁间的焊接,以上焊接均在工厂加工完成;现场安装顺序为:(1)采用单向螺栓将模块间连接键的水平板与下层4个模块的梁端角键实施竖向连接,完成下层各模块的拼装;(2)将上层模块对准下层模块与模块间定位连接键的预设定位基准后,精准安放至设计位置;(3)采用对穿螺栓将上层4个模块的梁端角键与模块间连接键的竖向肋板实施紧固安装,完成上、下层8个模块的全部拼装,如图2b)所示。

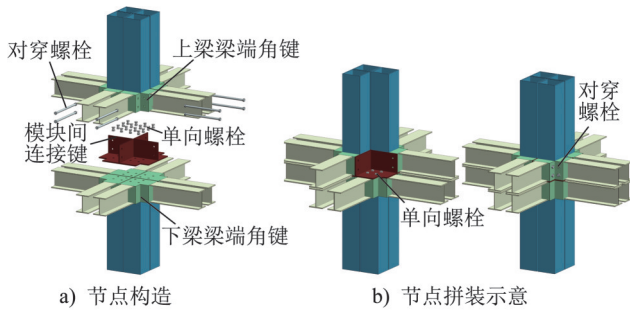


图2 节点形式
Fig. 2 Joint form

1.2 节点设计

为研究模块化钢框架模块间全螺栓拼接节点在低周往复加载作用下的抗震性能,共建立6个节点模型(TJ-1~TJ-6)进行ABAQUS有限元分析,变化参数为梁端角键板厚(10 mm、12 mm、14 mm、16 mm)和模块间连接键板厚(8 mm、10 mm、12 mm),梁、柱截面分别采用HM200 mm×150 mm×6 mm×9 mm型钢、□200 mm×200 mm×10 mm方钢管,模型TJ-1几何尺寸如图3所示。节点详细构造参数如表1所示。

有限元建模中,钢材的本构关系采用多线性随动强化模型,可以更准确地模拟钢材在加载过程中的力学行

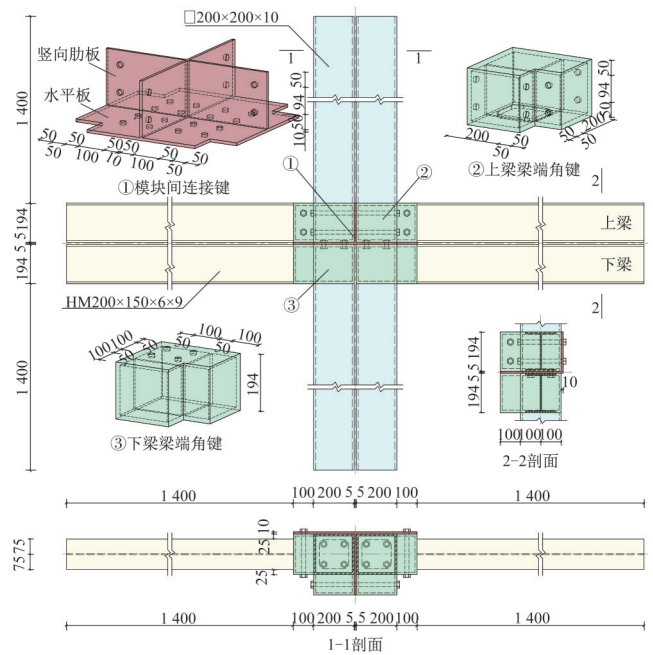


图3 模型TJ-1尺寸(单位:mm)
Fig. 3 Dimension of model TJ-1(unit: mm)

为;单向螺栓和对穿螺栓的本构关系采用二折线模型,屈服准则选用 von Mises 屈服准则,材料属性如表2所示。

表1 模型构造参数

Table 1 Construction parameters of models

模型编号	梁端角键板厚/mm	模块间连接键		单向高强螺栓		对穿高强螺栓		
		水平板厚/mm	竖向肋板厚/mm	等级	直径	等级	直径	长度/mm
TJ-1	10	10	10	10.9s	M20	10.9s	M20	410
TJ-2	12	10	10	10.9s	M20	10.9s	M20	410
TJ-3	14	10	10	10.9s	M20	10.9s	M20	410
TJ-4	16	10	10	10.9s	M20	10.9s	M20	410
TJ-5	12	8	8	10.9s	M20	10.9s	M20	410
TJ-6	12	12	12	10.9s	M20	10.9s	M20	410

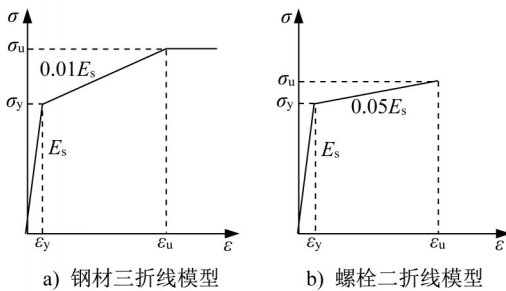


图4 材料应力-应变关系
Fig. 4 Material stress-strain relationship

表2 材料属性

Table 2 Material properties

材料类别	E/MPa	μ_0	σ_y /MPa	ϵ_y /%	σ_u /MPa	ϵ_u /%
Q355 钢	206 000	0.3	355	0.17	497	5.75
10.9s 高强螺栓	206 000	0.3	900	0.44	1 000	1.01

注: E为弹性模量; μ_0 为泊松比; σ_y 为屈服应力; ϵ_y 为屈服应变; σ_u 为极限应力; ϵ_u 为极限应变。

1.3 接触及边界条件

在有限元模型中,通过定义接触和约束来实现力的

传递。文中建立的模块化钢框架模块间全螺栓拼接节点模型中,梁、柱与梁端角键之间为焊接,采用绑定(tie)连接模拟;螺帽与模块间连接键的接触、螺帽与梁端角键的

接触、模块间连接键与梁端角键的接触均为面面接触,在接触设置中将切向接触摩擦系数设为0.4^[9]、法向接触采用“硬”接触。

有限元模型边界条件设定如下:首先将上下模块柱顶、柱底及梁端分别耦合至对应构件的截面中心;然后将

柱顶和柱底耦合点定义为铰接约束,对梁端耦合点仅约束其平面外自由度,轴向自由度与转角自由度保持自由,以确保模块梁具备轴向位移能力且梁端平面内弯矩近似为零,有效避免加载过程中结构发生平面外失稳的风险,对应的有限元模型如图5所示。

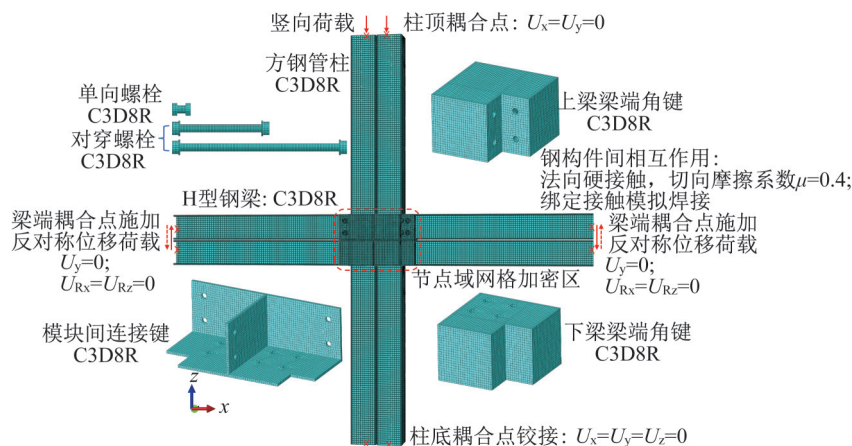


图5 有限元模型

Fig. 5 Finite element model

1.4 加载制度

对所建立的有限元模型进行加载时,加载过程为:第一步,对高强螺栓施加10 kN预紧力,初步建立各构件间的接触关系,保证模型可以正常地分析运算;第二步,按规范对高强螺栓施加155 kN预紧力^[9];第三步,将螺栓固定在当前长度,以模拟实际加载过程中构件间相对变形引发的螺栓预紧力演化规律,并对柱顶耦合点施加恒定竖向荷载,对应轴压比设定为0.3;第四步,在梁端耦合点施加反对称竖向位移加载。该加载制度如图6所示,按美国抗震规范要求,采用层间位移角分级递增的加载控制模式^[11],前五级加载其层间位移角分别为0.375%、0.500%、0.750%、1.000%、1.500%时,每级荷载循环3次;层间位移角为2%、3%、4%、5%、6%、7%、8%时,每级荷载循环2次,直至节点承载力下降至最大荷载的85%时停止加载^[11]。

1.5 有限元模型可靠性验证

为验证ABAQUS有限元软件在建模过程中针对螺栓预紧力施加、构件间接触关系设定及边界条件设置的准确性,基于文献[13]中模块间单向螺栓连接节点的低周往复加载试验^[13],建立尺寸参数与构造细节与试验试件严格一致的有限元模型MBP-3,通过将有限元模拟所得的节点破坏模式与试验破坏模式对比、以及如图7c)所示的荷载-位移滞回曲线对比,以验证本研究有限元建模方法的可靠性。

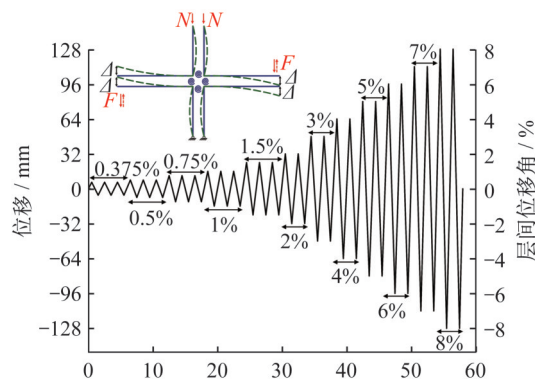


图6 加载制度

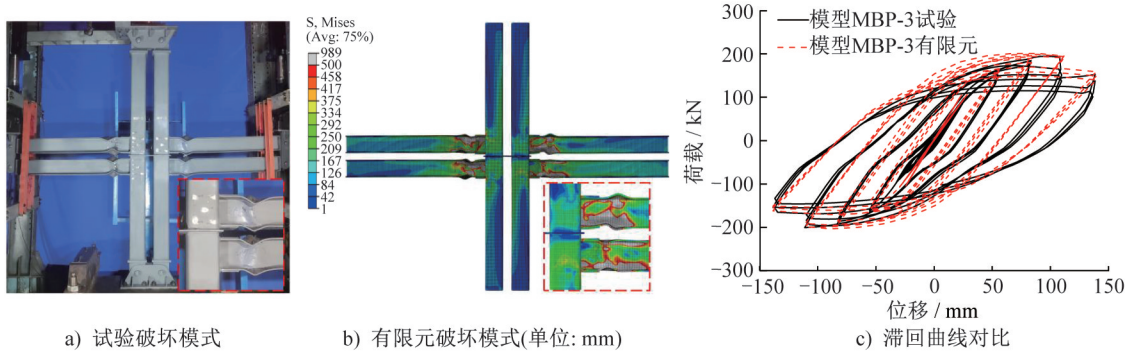
Fig. 6 Loading system

对比图7a)和图7b)模块间单向螺栓连接节点有限元与试验破坏模式可知:有限元破坏模式与试验破坏模式一致,均为梁端出现塑性铰的延性破坏;由表3有限元与试验力学性能指标对比和图7c)荷载-位移滞回曲线对比可知:有限元模拟与试验的峰值荷载和极限荷载基本相近,有限元滞回曲线与试验滞回曲线吻合较好,整体变化趋势一致。综上所述,本文建立的有限元模型具有较好的可靠性。

2 破坏模式及结果分析

2.1 破坏模式

由图8可以知:6个节点模型在低周往复循环荷载作用下的破坏过程基本相同,在此以节点模型TJ-1为例对其破坏过程进行分析。



a) 试验破坏模式 b) 有限元破坏模式(单位: mm) c) 滞回曲线对比

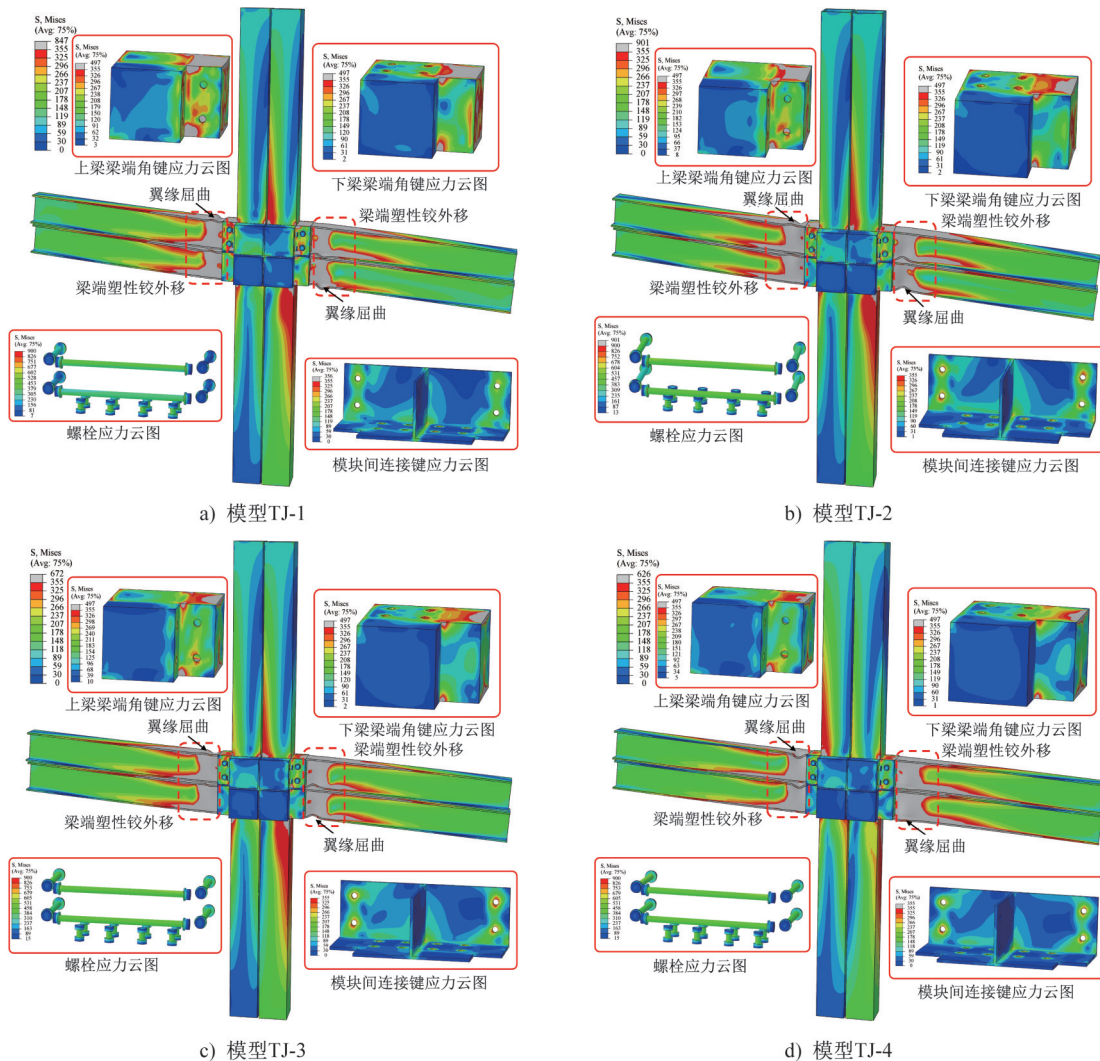
图7 有限元模型验证

Fig. 7 Finite element model validation

表3 有限元分析与试验力学性能指标对比

Table 3 Comparison of mechanical properties between finite element analysis and test

类型	屈服点				峰值点			
	屈服荷载/kN	差值/%	屈服位移/mm	差值/%	峰值荷载/kN	差值/%	峰值位移/mm	差值/%
试验	140.13		45.57		195.26		139.00	
有限元	153.97	9.88	45.03	1.18	200.90	2.89	139.55	0.28



a) 模型TJ-1 b) 模型TJ-2
c) 模型TJ-3 d) 模型TJ-4

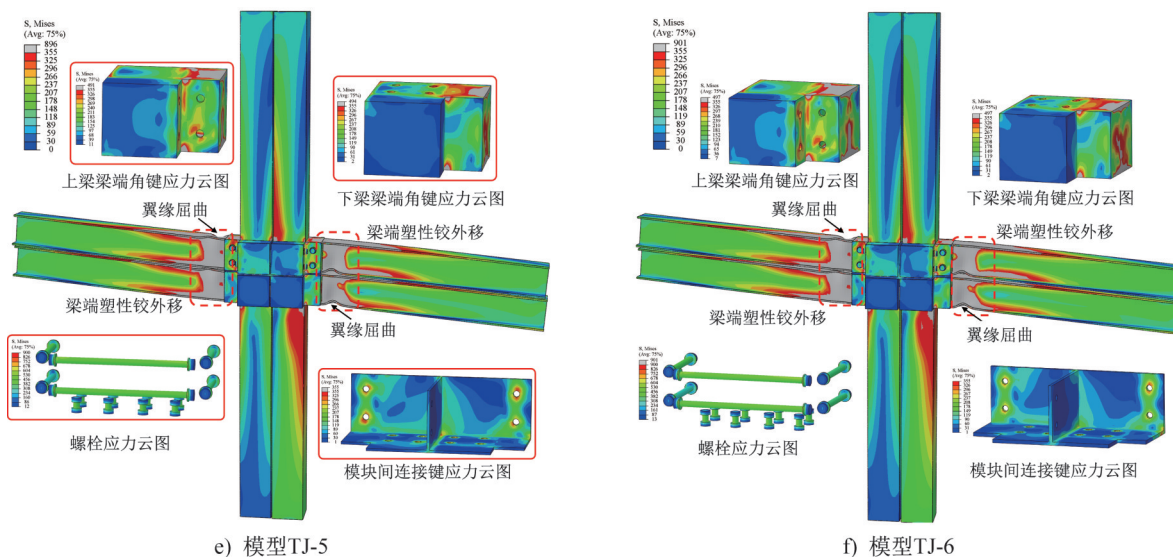


图8 各模型破坏模式(单位:MPa)

Fig. 8 Failure modes of models (unit: MPa)

当加载位移为 26 mm 时,模型 TJ-1 进入弹塑性阶段;当加载位移为 80 mm 时,模型 TJ-1 的承载力开始下降,且出现了承载力退化现象;继续加载至位移为 112 mm 时,模型 TJ-1 的承载力已降至最大承载力的 85% 以下,模型发生破坏,此时上、下模块梁均在端部形成塑性铰,梁腹板靠近梁端角键的区域率先发生平面外屈曲,梁端翼缘出现显著受压屈曲变形,上梁下翼缘与下梁上翼缘因屈曲变形过大发生相互挤压接触。由图 8 所示模型 TJ-1 极限状态下应力云图可知:单向螺栓与对穿螺栓均未发生滑移,对穿螺栓螺杆的应力分布相对均匀,应力极值均集中于靠近螺栓头与螺栓帽的区域,两类螺栓均处于弹性工作阶段,未达到 900 MPa 的螺栓屈服应力,表明螺栓设计比较合理;模块间连接键作为模块间连接的关键组件,其应力较大区域主要集中于螺栓孔边缘,最大值达到 355 MPa,其余位置的应力均未达到钢材屈服强度,说明模块间连接键设计也较为合理;梁端角键与梁端焊接位置及方钢管柱与梁端角键焊接位置均出现了应力集中现象,此类区域因焊接残余应力的影响及几何形状的突变,是钢结构节点中典型的应力集中高发区,除上述典型应力集中区域外,模块梁与柱的其余部位应力水平与变形幅度均相对较小。

综上所述,节点模型 TJ-1 的破坏模式表现为梁端屈曲破坏与梁端产生塑性铰,其变形主要集中在梁上,柱的变形、应力以及梁端角键的变形均相对较小,符合“强柱弱梁”的抗震设计理念。

2.2 应力路径分析

为研究不同参数节点模型的梁端角键及梁翼缘应力分布情况,通过设置 2 条应力路径,可直观表示沿路径下

梁端角键及梁翼缘的应力分布情况。如图 9 所示。应力路径 1 为沿梁上翼缘中心线位置,应力路径 2 为沿角键横向位置。

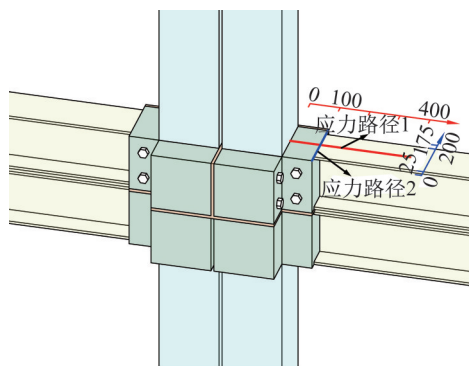


图9 应力路径分布(单位:mm)

Fig. 9 Stress path distribution (unit: mm)

由图 10 应力路径 1 等效应力可知:弹性阶段模型 TJ-1、TJ-2、TJ-3、TJ-4 的最大应力出现在上层梁梁端角键与翼缘连接处(100 mm 处),且在最大应力出现后各模型应力沿梁纵向逐渐降低。当节点模型进入塑性阶段后,随着塑性变形的持续发展,在塑性铰形成范围内(100~250 mm 处)应力达到极限应力,从而在应力分布图中形成应力平台段。在塑性发展阶段,梁端角键对梁端的塑性发展起到了一定约束作用,从而实现了梁端塑性铰外移。此外,从图中变化趋势可以看出,梁端角键与梁翼缘焊接位置存在应力集中现象,随着梁端角键板厚的增加,梁端角键应力呈减小趋势。

模块化节点的应力路径 2 如图 11 所示,图 11a)为弹性阶段等效应力分布,模型 TJ-1、TJ-2、TJ-3、TJ-4 沿应

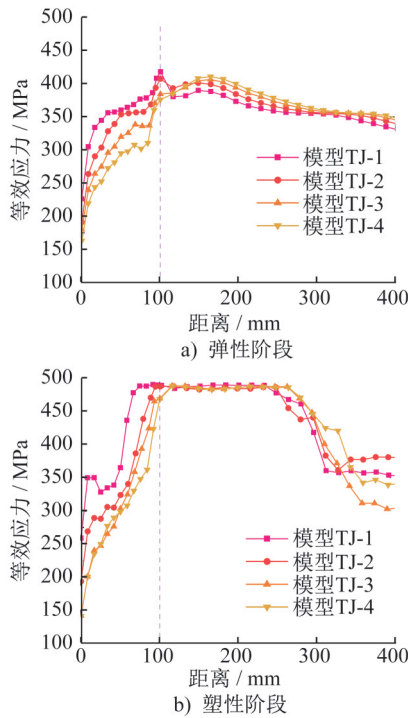


图10 应力路径1等效应力
Fig. 10 Equivalent stress of stress path 1

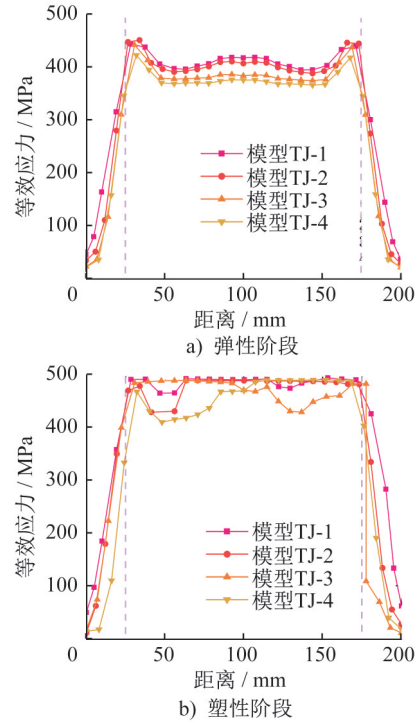


图11 应力路径2等效应力
Fig. 11 Equivalent stress of stress path 2

力路径2在梁端25~175 mm范围内的应力水平达到屈服强度355 MPa,该范围对应梁端角键与梁翼缘的焊缝连接区域,应力极值点分别位于距梁端25 mm与175 mm处,上述位置存在显著应力集中效应;图11b)为塑性阶段等效应力分布,随位移幅值增加,沿应力路径2的应力呈逐渐增加的趋势,翼缘边缘和翼缘中心线位置达到钢材极限强度。

2.3 滞回曲线

6个节点模型的荷载-位移滞回曲线如图12所示,从图中可以看出:6个模型的滞回曲线基本一致,正负向加载曲线几乎完全对称,均呈现较为饱满的“梭形”^[14],表明改变梁端角键板厚和模块间连接键板厚对节点整体受力性能影响很小。加载初期,各模型处于弹性工作阶段时,滞回曲线是经过原点的直线;随加载位移逐渐增加,模型进入弹塑性工作阶段,滞回曲线面积逐渐增大,且滞回环更加饱满,说明各模型均具有较好的延性和耗能能力;加载位移继续增大,模型的承载力达到并超过其峰值点后,滞回环的高度逐渐降低,出现了明显的承载力降低和刚度退化现象;随节点模型发生破坏,上梁下翼缘和下梁上翼缘因变形较大而发生相互接触,在一定程度上导致了节点模型承载力继续增长。综上所述,6个模型的滞回曲线特性表明节点在循环加载下表现出良好的滞回性能和耗能机制。

2.4 骨架曲线

基于各模型的荷载-位移滞回曲线,通过提取每级加载循环第一圈的峰值位移,拟合得到各模型的骨架曲线,如图13所示,可见:6个模型的骨架曲线走势基本一致,弹性阶段各模型曲线近乎重合,随着加载进程推进,各模型逐步进入塑性阶段,骨架曲线的斜率逐渐减小,各模型承载能力差异并不显著,这表明改变梁端角键板厚和模块间连接键板厚,对模块化节点的整体受力模式影响较小。由于节点模型的骨架曲线没有明显屈服特征,采用最远点法^[15]以确定节点的屈服荷载及屈服位移。由表4可知,模型TJ-1~TJ-4梁端角键板厚为10 mm、12 mm、14 mm、16 mm时,相较于模型TJ-1,模型TJ-2、TJ-3、TJ-4屈服荷载分别提升了1.8%、3.06%、3.74%,极限承载力分别提升了2.21%、2.35%、2.51%,表明增大梁端角键板厚,节点承载力的提升效果不显著;模型TJ-2、TJ-5、TJ-6模块间连接键板厚分别为10 mm、8 mm、12 mm时,模块间连接键板厚的变化对节点屈服荷载及极限承载力未产生明显影响。6个模型的极限层间位移角介于0.069~0.075之间,其正负两方向加载工况下的极限层间位移角均满足0.04 rad的层间位移角限值要求^[16],说明模块间全螺栓拼接节点具备良好的塑性变形能力。6个模型的位移延性系数介于3.87~4.8之间,满足位移延性系数大于3.0的抗震设计标准^[16],表明模块间全螺栓拼接节点具备良好的延性及抗震能力。6个模型的最大等效

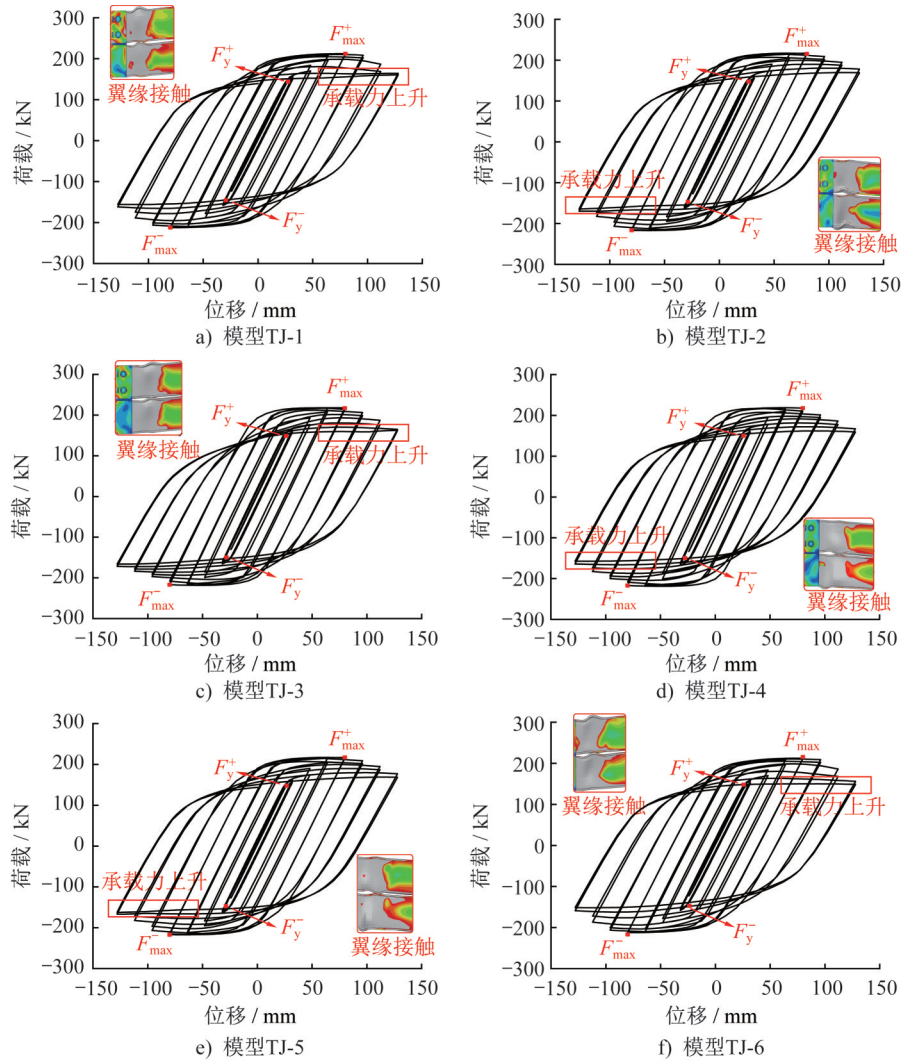


图 12 各模型滞回曲线

Fig. 12 Hysteresis curves of models

黏滞阻尼系数分别为 0.416 6、0.415 6、0.408 4、0.407 2、0.423 1、0.410 8, 表明改变梁端角键板厚和模块间连接键板厚对模型的耗能能力无显著影响。综上所述, 建议模块间连接键采用与方钢管柱柱壁等厚的设计; 模块间梁端角键在模块梁翼缘厚度基础上增厚 2 mm。

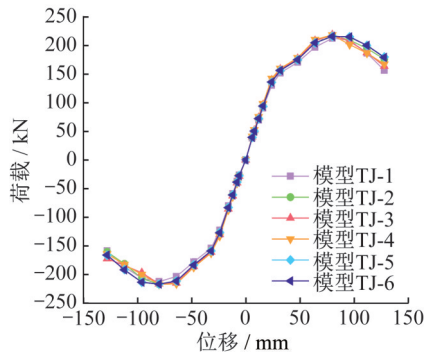


图 13 各模型骨架曲线

Fig. 13 Skeleton curves of models

3 初始转动刚度

3.1 初始转动刚度推导

模块化钢框架在水平荷载作用下结构变形如图 14a) 所示, 针对角柱节点建立初始转动刚度简化计算模型如图 14b) 所示, 上下层模块间的节点初始转动刚度为 R 。为得到全螺栓拼接节点的初始转动刚度 R , 首先基于数值模拟所得节点变形特征, 发现节点初始转动刚度主要由模块间连接键水平板与梁端角键水平端板的变形贡献, 如图 15a) 所示, 进而将该刚度贡献机制简化为等效力学分析模型, 如图 15b) 所示。将模块间连接键水平板和梁端角键水平端板视为分析节点变形贡献的组件, 采用组件变形叠加法, 分析节点初始位移和节点初始转动刚度。

图 15b) 所示弯矩 M_0 为:

$$M_0 = V_A h_c - V_C L_b \quad (1)$$

式中: V_A 为柱反弯点 A 处的水平剪力; h_c 为柱反弯点至

表4 有限元计算结果

Table 4 Finite element calculation results

模型编号	加载方向	F_y/kN	Δ_y/mm	F_{max}/kN	Δ_{max}/mm	F_u/kN	Δ_u/mm	φ_u/rad	μ	h_e
TJ-1	正向	144.06	27.52	211.99	80	180.19	116.65	0.073 0	4.24	0.416 6
	负向	-145.48	-29.12	-212.27	-80	-180.43	-116.86	-0.073 0	4.01	
TJ-2	正向	147.50	26.88	216.78	80	184.26	120.60	0.075 0	4.49	0.415 6
	负向	-147.25	-28.48	-216.86	-80	-184.33	-110.19	0.069 0	3.87	
TJ-3	正向	148.81	26.24	217.84	80	185.16	113.58	0.071 0	4.33	0.408 4
	负向	-149.57	-28.16	-216.39	-80	-183.93	-111.87	-0.070 0	3.97	
TJ-4	正向	150.12	25.92	217.70	80	185.04	113.50	0.071 0	4.38	0.407 2
	负向	-150.26	-27.52	-217.21	-80	-184.63	-111.57	-0.070 0	4.05	
TJ-5	正向	147.26	26.88	215.19	80	182.91	125.15	0.078 2	4.66	0.423 1
	负向	-147.07	-28.48	-216.64	-80	-184.15	-116.65	-0.072 9	4.10	
TJ-6	正向	147.73	25.92	215.29	80	183.00	124.54	0.077 8	4.80	0.410 8
	负向	-147.41	-28.48	-216.74	-80	-184.23	-116.76	-0.073 0	4.10	

注： F_y 、 Δ_y 分别为节点屈服荷载及其位移； F_{max} 、 Δ_{max} 分别为峰值荷载及其位移； F_u 、 Δ_u 分别为极限荷载及其位移；极限荷载取最大破坏荷载的85%； φ_u 为极限层间位移角； μ 为延性系数； h_e 为最大等效黏滞阻尼系数。

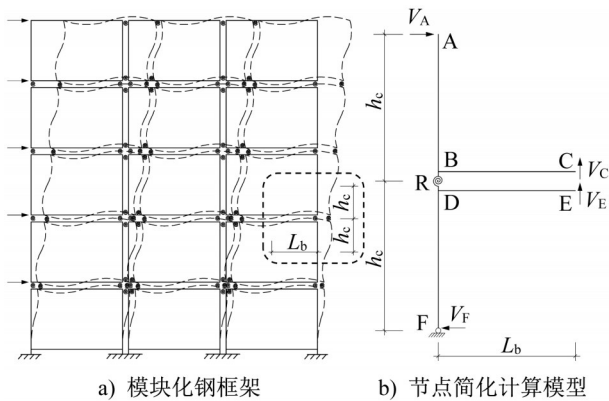


图14 节点简化计算模型

Fig. 14 Simplified calculation model of joint

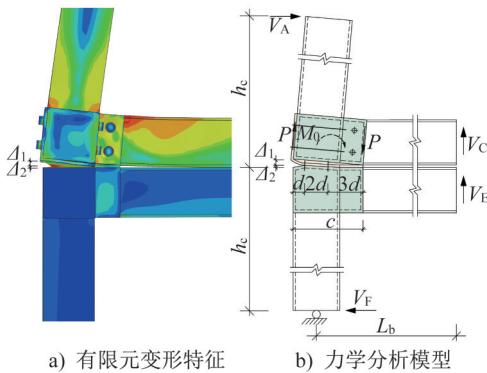


图15 力学分析模型

Fig. 15 Mechanical analysis model

模块间连接键水平板的距离； V_C 为梁反弯点C处的竖向剪力； L_b 为梁反弯点至柱中心线的距离。

在节点弯矩 M_0 作用下， Δ 为模块间连接键水平板组

件与梁端角键水平端板组件产生的节点初始位移：

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2 \quad (2)$$

式中： Δ_1 为模块间连接键水平板组件变形引起的位移； Δ_2 为由梁端角键水平端板组件变形引起的位移。

根据几何关系可知节点转角：

$$\theta = \frac{\Delta}{c} \quad (3)$$

式中： c 为梁端角键长度，如图15b)所示。

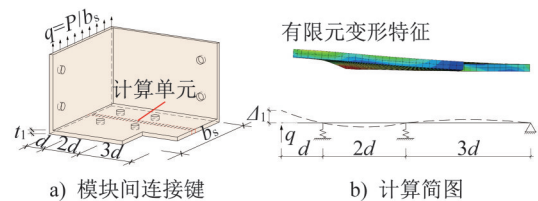


图16 模块间连接键水平板变形

Fig. 16 Inter-module connection key horizontal plate deformation

为简化计算过程，忽略模块间连接键竖向肋板的加强作用，选取单位宽度的模块间连接键水平板作为计算单元，分析其在均布荷载 q 作用下的位移，如图16a)所示。单位宽度的模块间连接键水平板边界条件设定如下：一侧可沿 P 力作用方向移动，另一侧采用简支约束，螺栓作用处设置为弹性支座^[18]，结合图16b)所示的计算模型可得：

$$\Delta_1 = \frac{32Pd^3}{3Eb_s t_1^3} \quad (4)$$

式中： P 为 M_0 等效力偶， $P=M_0/c$ ，如图16b)所示； E 为钢材弹性模量； d 为螺栓到模块间连接键水平板边缘的距离； b_s 为模块间连接键水平板宽度； t_1 为模块间连接键水平板厚度。

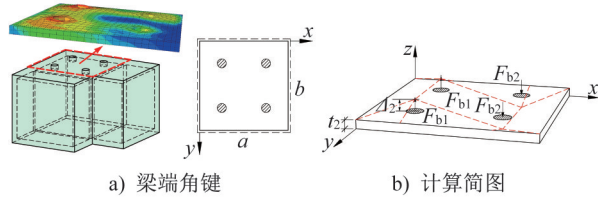


图17 梁端角键水平端板变形

Fig. 17 Horizontal plate deformation at beam end corner key

下层模块梁端角键的水平端板可简化为承受集中荷载作用的四边简支矩形薄板，螺栓对该水平端板的作用力则简化为分别作用于水平端板的集中力 F_{b1} 和 F_{b2} ，计算简图如图17b)所示。对于受到集中荷载的四边简支矩形薄板，根据薄板弯曲理论^[19]，可求得梁端角键水平端板的变形：

$$\Delta_2 = 5.1216 \frac{Pa^2(1-\mu_0^2)}{\pi^4 Et_2^3} \quad (5)$$

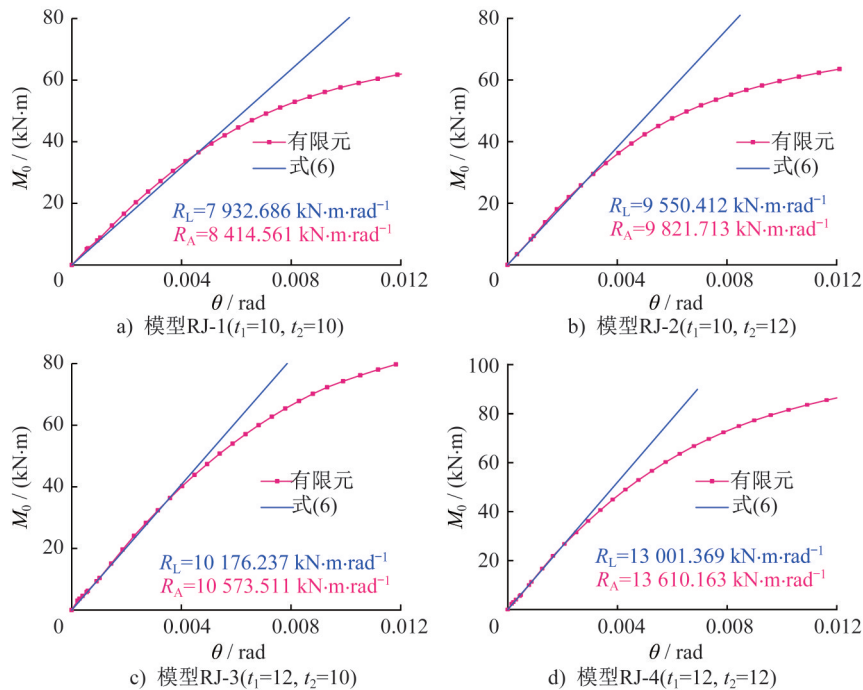


图18 有限元结果与式(6)计算结果对比曲线

Fig. 18 Comparison of curves between finite element results and formula (6) calculation results

3.3 模块间连接键和梁端角键对节点初始转动刚度影响分析

从有限元模拟结果和式(6)计算结果来看，增加模块间连接键和梁端角键厚度，节点初始转动刚度有显著改

变，如表5和图19所示。以模型RJ-1为基准，式(6)计算所得模型RJ-2、RJ-3、RJ-4节点初始转动刚度分别提升了20.39%、28.28%、63.90%，有限元模拟所得对应节点初始转动刚度分别提升了16.72%、21.98%、49.14%。对比

综上所述，模块间全螺栓拼接节点的初始转动刚度计算公式为：

$$R = \frac{M_0}{\theta} = \frac{c^2}{\frac{32d^3}{3Eb_s t_1^3} + 5.1216 \frac{Pa^2(1-\mu_0^2)}{\pi^4 Et_2^3}} \quad (6)$$

3.2 公式(6)与有限元模拟结果验证

基于有限元数值模拟方法，建立节点模型RJ-1、RJ-2、RJ-3和RJ-4，通过改变模块间连接键和梁端角键厚度对式(6)进行验证。采用式(6)计算的初始转动刚度与有限元模拟计算结果对比如图18、表5所示。可知：根据组件变形叠加方法得到的初始转动刚度计算式(6)其计算结果与数值模拟计算结果吻合较好，最大误差为6%，该误差是由于分析过程中忽略了模块间连接键竖向肋板对水平板的加强作用导致的，且式(6)计算所得初始转动刚度与有限元模拟结果相比偏小，但可以满足计算精度要求，可直接用于同类型模块化钢框架模块间全螺栓节点初始转动刚度的计算分析。

表5 有限元结果与式(6)计算结果对比

Table 5 Comparison of finite element results with formula (6) calculation results

模型编号	模块间连接键板厚 t_1/mm	梁端角键板厚 t_2/mm	数值模拟初始转动刚度 $R_A/(\text{kN}\cdot\text{m}\cdot\text{rad}^{-1})$	式(6)初始转动刚度 $R_L/$ $(\text{kN}\cdot\text{m}\cdot\text{rad}^{-1})$	$\frac{ R_A - R_L }{R_L}/\%$
RJ-1	10	10	8 414.561	7 932.686	6.07
RJ-2	10	12	9 821.713	9 550.412	2.84
RJ-3	12	10	10 573.511	10 176.237	3.90
RJ-4	12	12	13 610.163	13 001.369	4.68

结果表明,增加模块间连接键与梁端角键的厚度可显著提升节点初始转动刚度。

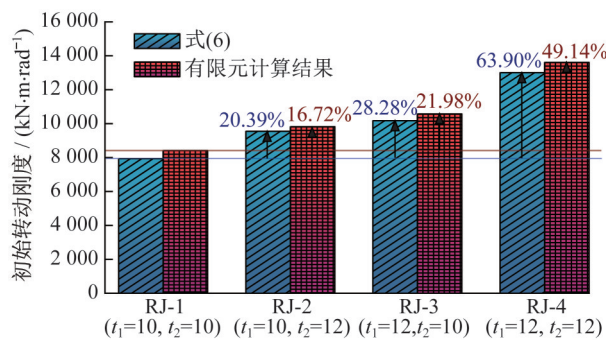


图19 式(6)与有限元模拟初始转动刚度结果对比

Fig. 19 Comparison of initial rotational stiffness from between finite element simulation and formula (6) calculation

4 结论

本文提出了一种模块化钢框架模块间全螺栓拼接节点,通过有限元数值模拟对其进行了研究,推导了节点的初始转动刚度计算公式,得到结论如下:

(1) 模块化钢框架模块间全螺栓拼接节点主要破坏现象为梁端屈曲破坏,梁端角键不仅有效促进梁端塑性铰外移,还显著强化节点域的刚度与承载能力,符合“强柱弱梁”的设计理念。

(2) 模块化钢框架模块间全螺栓拼接节点模型的滞回曲线呈饱满的“梭形”,验证了模块化钢框架模块间全螺栓拼接节点具有良好的抗震性能,且各模型的极限层间位移角、位移延性系数均满足抗震设计要求,节点具有良好的转动能力和延性。

(3) 推导了模块化钢框架模块间全螺栓拼接节点的初始转动刚度计算公式,并与有限元数值模拟结果进行了对比,结果表明所提出的初始转动刚度理论公式可以较准确地计算模块化钢框架模块间节点的初始转动刚度。

参考文献:

- [1] 张忠豪,王燕,安琦,等.模块化钢框架模块间内套筒连接节点抗震性能试验研究[J].建筑钢结构进展,2024,26(5):1-11.DOI:10.13969/j.cnki.cn31-1893.2024.05.001.
ZHANG Zhonghao, WANG Yan, AN Qi, et al. Seismic performance test on inner sleeve splicing joints between modules of modular steel frame[J].Progress in Steel Building Structures, 2024, 26(5): 1-11. DOI: 10.13969/j.cnki.cn31-1893.2024.05.001. (in Chinese)
- [2] 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.
- [3] SHI F W, LI Y M. Innovative inner sleeve composite bolted connections for modular steel constructions: Experimental and numerical studies [J]. Journal of Building Engineering, 2023, 64: 105624. DOI: 10.1016/j.job.2022.105624.
- [4] DAI X M, ZONG L, DING Y, et al. Experimental study on seismic behavior of a novel plug-in self-lock joint for modular steel construction [J]. Engineering Structures, 2019, 181: 143-164. DOI: 10.1016/j.engstruct.2018.11.075.
- [5] 戴晓蒙. 模块化钢结构插入自锁式节点抗震性能与设计方法研究[D].天津:天津大学,2019.
DAI Xiaomeng. Research on seismic behavior and design method of self-lock plug-in joints in modular steel construction [D]. Tianjin: Tianjin University, 2019. (in Chinese)
- [6] YANG C, CHEN H, WEN H F, et al. Experimental study on seismic performance of internal cruciform joints of grouting sleeve connection for modular integrated construction [J]. Engineering Structures, 2024, 301: 117325. DOI: 10.1016/j.engstruct.2023.117325.
- [7] 翟思源,曹轲,李国强,等.柱承重模块化钢结构建筑模块间连接节点研究进展[J].建筑钢结构进展,2022,24(11):1-11.DOI:10.13969/j.cnki.cn31-1893.2022.11.001.
ZHAI Siyuan, CAO Ke, LI Guoqiang, et al. A state-of-the-art review on inter-module connections of column-supported modular steel buildings [J]. Progress in Steel Building Structures, 2022, 24(11): 1-11. DOI: 10.13969/j.cnki.cn31-

