高预拉力单边螺栓钢管混凝土柱-梁节点的数值分析

焦伟丰[1] 范 斌[2,*] 李 鹏[1] 张 妙[1] 王 伟[3] 施 晨[2]
（1.中建一局集团建设发展有限公司，北京 100102；2.平湖城市建设投资有限公司，嘉兴 314000；
3.同济大学土木工程防灾减灾全国重点实验室，上海 200092）

摘 要 为了研究采用新型单边螺栓SCBB与外伸端板连接的方钢管混凝土柱-梁节点的性能，利用ABAQUS有限元软件建立了已进行过试验的该节点的数值计算模型，分析了节点的破坏模式、滞回曲线、极限承载力、弹性刚度和耗能能力，并与试验结果进行了对比，验证了数值计算模型的准确性。运用此模型就钢梁截面宽厚比、混凝土楼板内的钢筋分布和配筋率对节点受力性能的影响进行了讨论。研究结果表明，梁截面板件宽厚比满足S1级和S2级时均可用作耗能梁构件，混凝土楼板内不同的钢筋分布和不同的配筋率对节点的极限承载力和弹性刚度影响较小。

关键词 单边螺栓，钢管混凝土柱，有限元模型，参数分析，钢筋混凝土楼板
中图分类号：TU391 **文献标志码**：A **DOI**：10.15935/j.cnki.jggcs.202604.0002

Numerical Analysis of CFST Columns to Beams Connection with High Preload Novel Slip-Critical Blind Bolts

JIAO Weifeng[1] FAN Bin[2,*] LI Peng[1] ZHANG Miao[1] WANG Wei[3] SHI Chen[2]
（1.China Construction First Group Construction & Development Co., Ltd., Beijing 100102, China;
2.Pinghu City Construction Investment Co., Ltd., Jiaxing 314000, China;
3.State Key Laboratory of Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China）

Abstract To investigate the behavior of bolted end-plate connections to concrete-filled steel tubular (CFST) columns utilizing a novel slip-critical blind bolt (SCBB), finite element (FE) models were developed using ABAQUS. Model parameters were calibrated based on existing joint experiments. The FE models were validated against test results through comparisons of failure modes, hysteretic curves, ultimate bearing capacity, elastic stiffness, and energy dissipation capacity. Furthermore, parametric analysis examined the influence of the beam flange width-to-thickness ratio, reinforcement layout, and reinforcement ratio of the reinforced concrete (RC) slab on joint mechanical properties. Results indicate that beams complying with the S1 and S2 width-to-thickness ratio criteria are suitable for seismic energy dissipation. Variations in reinforcement layout and ratio exerted marginal effects on the ultimate bearing capacity and elastic stiffness of the joints.

Keywords blind bolt, CFST column, FEM, parameter analysis, RC slab

收稿日期：2024-11-20
作者简介：焦伟丰(1987-)，男，博士，主要从事钢结构方面的研究。E-mail:jiaoweifeng@163.com
[*] **联系作者**：范 斌(1982-)，男，学士，主要从事建筑工程施工技术方面的研究。E-mail:31452689@qq.com

0 引 言

由于近些年的政策推动，装配式建筑已成为现阶段建筑企业转型升级的必要途径，而装配化的关键在于标准化构件的现场可装配。在钢结构建筑中，钢管截面因具有良好的力学和几何特性，作为柱构件得到了广泛的使用，尤其是可标准化生产的冷成型矩形钢管构件。但由于钢管为闭合截面形式，传统连接形式[1]（内隔板式、隔板贯通式和外隔板式）多为全焊接或栓焊混合连接，而据美国北岭地震和日本阪神地震的震后研究，发现梁柱连接的震后破坏模式多为焊缝的断裂，此类破坏模式不利于结构抗震。因此，如何实现钢管柱与开口截面梁构件的全螺栓连接，这一主题具有深远的研究意义。

然而，普通高强度螺栓（大六角高强度螺栓和扭剪型高强度螺栓）无法从钢管柱外部进行螺栓的安装与紧固，文献[2]中介绍了一种常用的全螺栓连接形式——钢管柱壁在工厂焊接短梁，在施工现场通过螺栓与盖板将短梁与钢梁连接。但此连接构造消耗大量螺栓，易增加建筑成本。美国规范 AISC 358-10[3]中提供了一种全新的全螺栓节点构造形式——梁与法兰（collar flange）工厂连接，现场通过普通高强度螺栓和法兰（collar corner）将方钢管柱和H形梁连接在一起，实现现场装配，加快施工进度。但弯角部位的法兰（collar corner）受冷成型方钢管规格的影响较大，易导致安装误差，同时节点区域用钢量较多，虽然通过普通高强度螺栓与各类辅助手段实现了冷成型矩形钢管与开口截面梁的装配式连接，但节点域构造可能较复杂，传力不明确，且用钢量与建筑成本偏高，适用范围受到较大限制。

为了简化连接形式、降低建筑成本，单边螺栓应运而生，通过与不同连接件（端板、T形件、角钢等）组合实现冷成型矩形钢管柱与开口截面梁的全螺栓连接。出现较早的单边螺栓是 Flowdrill system[4]，螺栓本身仍采用的是传统全螺纹高强度螺栓。但此工艺仅适用于柱壁厚度在 5~12.5 mm 的钢管[2]，致使形成的梁柱节点只适用于低层钢框架结构。美国 Huck 公司研发了两种单边螺栓：BOM（Blind Oversized Mechanically Locked Bolt）和 HSBB（High Strength Blind Bolt），前者的内垫片由套管受压发生塑性变形而形成，后者的内垫片则由第一套管受压扩张形成锥形壳体得到[4-5]。Mourad[5]通过节点试验发现分别采用HSBB与高强度螺栓 A325 的试件，节点性能相近，而采用 BOM 的试件节点承载力最低。吴院生[6]、李维伟[7]、Wang 等[8-9]分别就 HSBB 的螺栓性能、其应用于钢管混凝土柱梁节点的性能及不同参数对节点性能的影响进行了讨论。英国 Lindapter International 公司推出的单边螺栓——Hollo-bolt，引发了各国学者的广泛研究，他们分别就其与不同连接件（端板、T形件、角钢等）组合形成的矩形钢管柱梁连接的节点力学性能、破坏模式和抗震性能进行了讨论[10-14]。但徐婷[15]发现 Hollo-bolt 在规定的安装扭矩作用下，不能达到我国规范[16]所规定的螺栓预拉力，且 Hollo-bolt 的预拉力与多种因素有关，性能较不稳定。同时考虑到国外单边螺栓引入国内的成本过高，同济大学自主研发了一种具有高预拉力的分体垫片式单边螺栓（Split-Critical Blind Bolt，SCBB）[15,17]，并通过螺栓试验验证了该螺栓的预拉力、抗拉、抗滑移和抗拉剪性能，结果表明，SCBB 可用于构件或板件之间的摩擦型连接，并符合现行我国规范中对普通高强度螺栓的相关要求。

此外，同济大学还对采用 SCBB 端板连接的冷弯矩形钢管柱梁节点的抗震[18]和抗连续性倒塌[19]性能进行了试验研究，研究发现，SCBB 力学性能良好，是连接矩形钢管柱梁节点的优良选择。但现有关于 SCBB 用于梁柱节点的研究数据尚少，为了进一步推广 SCBB 在装配式钢结构建筑中的应用，本文在节点试验研究的基础上建立了有限元分析模型，分别就承载力、刚度和耗能能力三方面对有限元模型进行验证，并通过参数分析，对影响节点性能的有关参数（钢梁翼缘宽厚比、混凝土楼板中钢筋的分布和配筋率）进行讨论，提出了设计建议。

1 试验概况

本试验共设计了 3 个低周往复荷载作用下的冷成型方钢管混凝土柱-梁平面节点试件，表 1 所列为各试件详情，括号中为狗骨式梁被削弱处截面尺寸，如图 1 所示。钢材强度等级为 Q345，楼板配筋采用 HRB400 钢筋，材性结果见表 2，混凝土强度等级为 C30，实测抗压强度标准值为

28.4MPa。试验中选用10.9级M24规格的SCBB，相应参数按文献[20]执行。

表1 节点参数

Table 1 Parameters of specimens

编号	柱/mm	梁/mm	备注
J1	300×16	250×125×6×8	一类梁截面
J2		300×150×6×8	狗骨式削弱梁
J3			狗骨式削弱梁+混凝土楼板

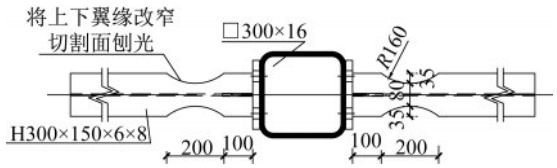


图1 狗骨式削弱梁截面几何尺寸(单位:mm)

Fig.1 Size of beam with dog-bone (Unit:mm)

表2 材性试验结果

Table 2 Material properties of steel

材性试件取样部位	屈服强度/MPa	抗拉强度/MPa	断后伸长率
柱壁16 mm	413	598	36%
梁翼缘8 mm	380	519	34%
梁腹板6 mm	414	570	32%
端板24 mm	417	601	39%
钢筋8 mm	504	703	39%

试验装置如图2所示，采用球铰钢基座实现柱顶、底铰接约束，用油压千斤顶施加柱顶轴压力，柱顶钢基座和反力架之间设置水平支撑；两个50 t的液压作动器分别与悬臂梁端铰接连接，施加反对称往复荷载；在梁侧布置侧向支撑，约束其面外位移。试验加载采用位移控制方法，两个作动器同步控制，荷载分为两步施加：①在柱顶施加轴压力至预定值，并在整个试验过程中保持恒定。②按6.75 mm(0.003 75 rad)、9 mm(0.005 rad)、13.5 mm(0.007 5 rad)、18 mm(0.01 rad)、27 mm(0.015 rad)、36 mm(0.02 rad)、54 mm(0.03 rad)、72 mm(0.04 rad)等逐级进行加载，括号中为与位移对应的试件整体转角，前3级加载均循环3次，其余各循环2次，加载至试件开裂不能继续承载时终止加载。

各节点试件满足“强柱弱梁”的要求，破坏模式均属于梁的塑性破坏，最终因钢梁翼缘断裂无法再继续承载，但因梁截面的不同，各试件之间有所差别，如图3所示。试件J1和J2由钢梁的塑性变形进行能量耗散，梁翼缘和腹板均在进入塑性后出现屈曲变形，最终在梁翼缘处发生断裂。后

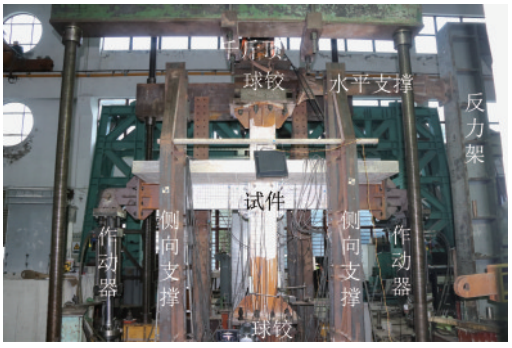


图2 试验装置

Fig.2 Test setup

者由于钢梁翼缘受到削弱，更好地实现了梁塑性铰外移，断裂出现在梁翼缘宽度最小位置[图3(b)]，同时致使腹板先于翼缘发生屈曲变形。试件J3因混凝土楼板的存在，钢梁上翼缘受混凝土约束，未发生塑性变形，腹板变形出现在梁中和轴以下部分，最终断裂发生在钢梁下翼缘被削弱位置，柱壁附近楼板上表面混凝土压溃鼓起[图3(c)]。整个试验过程中，仅观察到端板与柱壁间有微弱分离，SCBB未被拔出或失效，工作状态良好。

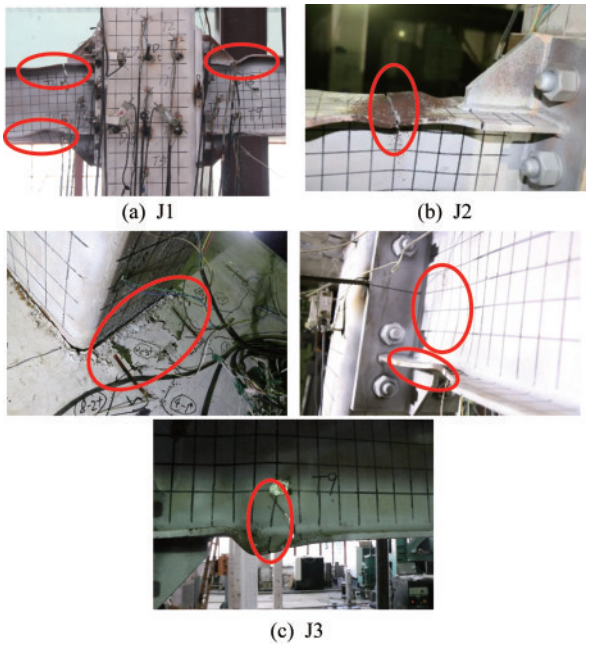


图3 各试件破坏模式

Fig.3 Failure modes of specimens

2 有限元模型的建立

2.1 材料本构关系

2.1.1 钢材本构模型

钢材弹性模量取E=2.06×10^5 N/mm^2，泊松比

取 ν=0.3，材料的名义应力-名义应变关系为材性拉伸试验实测值，选用 Von Mises 屈服准则和关联流动准则。滞回模拟时，考虑材料的强化准则，选用 ABAQUS 软件中的非线性混合强化模型，即同时考虑等向强化的 Chaboche 模型[21]和钢材的包辛格效应。有限元软件中需输入材料的真实应力 σ_{true}、真实应变 ε_{true}，其与名义应力 σ_{nom}、名义应变 ε_{nom} 分别按式(1)和式(2)进行换算。

$$\sigma_{true}=\sigma_{nom}(1+\varepsilon_{nom}) \quad (1)$$

$$\varepsilon_{true}=\ln(1+\varepsilon_{nom}) \quad (2)$$

2.1.2　混凝土本构模型

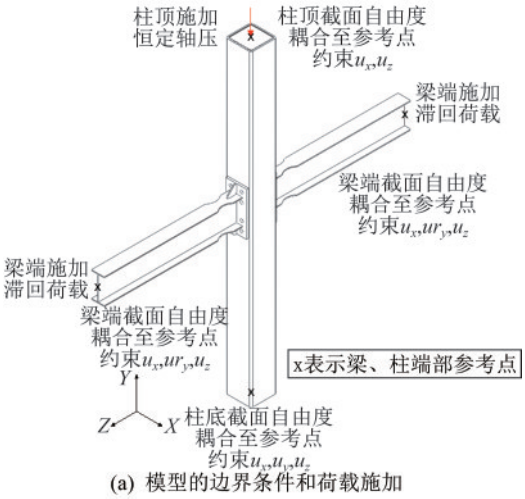
为了考虑混凝土损伤，采用 ABAQUS 软件中提供的混凝土损伤塑性模型(CDP 模型)模拟钢管内混凝土和楼板中混凝土的力学行为。根据文献[8,22]，确定混凝土拉、压模型的应力-应变关系及损伤因子，模型的杨氏模量按规范取 E_0=3.00×10^4 N/mm^2，泊松比取 0.2。

2.2　模型建立

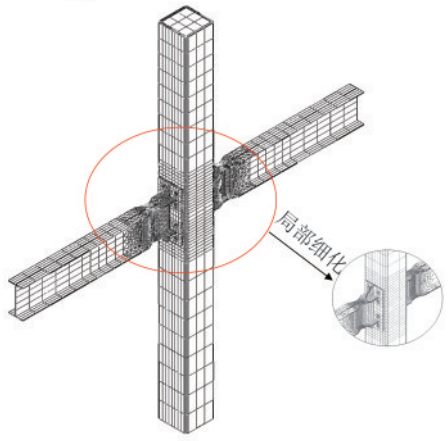
为便于观察节点各组件的响应，建立节点整体有限元模型，并采用实体单元进行模拟。由于节点域附近受力复杂，单元网格需细化，离节点域较远位置可粗化，过渡段选取单元 C3D6，其他部分选取单元 C3D8R，并沿板件厚度方向至少划分 4 层网格，以避免可能出现的沙漏现象；由于试验中未出现螺栓被拔出的现象，所以在数值分析中，螺栓模拟时采用可以考虑剪切变形的梁单元 B31，通过多点约束连接(Multi-point constraints，MPC)建立螺栓与被连接板件之间的相互作用关系，从而避免螺栓与板件之间的接触，节省计算时间并提高计算的收敛性，并对梁单元施加轴向力以模拟螺栓预拉力，预拉力为 225 kN。

模型中主要考虑了钢与钢、钢与混凝土的接触问题，分别是端板与柱壁表面的接触，该接触在法向承压采用“硬接触(Hard Contact)”，切向摩擦采用“罚函数(Penalty Formulation)”，摩擦系数取 0.4；混凝土楼板在钢管柱处的开孔位置与钢构件的接触，该接触仅在法向承压时采用“硬接触(Hard Contact)”。因钢管混凝土柱未发生破坏，故钢管柱内混凝土与钢管内壁未考虑接触摩擦，将二者的接触面做 Tie 连接以简化，避免因接触设置过多导致计算不收敛。楼板中的钢筋与混凝土通过 Embedded 模拟；未建立栓钉，将混凝土楼板与钢梁翼缘进行 Tie 连接以模拟完全抗剪的栓钉传力。试件中梁、端板和端板加劲肋之间的焊缝连接，均为等强连接，因此，在模型中采用 Tie 连接来模拟。

有限元模型中边界条件和荷载工况等均按试验参数进行设置，以试件 J2 为例，有限元模型如图 4 所示。



(a) 模型的边界条件和荷载施加



(b) 模型网格划分

图 4　J2 有限元模型

Fig.4　J2 FE model

3　有限元模型验证

本节将有限元结果与试验结果就变形图和相关曲线进行定性比较，就承载力、刚度、耗能能力进行定量比较。

3.1　破坏模式与荷载-位移关系曲线

分别将通过有限元数值分析得到的 Mises 应力云图、等效塑性应变 PEEQ 云图、弯矩-转角滞回曲线和骨架曲线，与试验结果进行对比，以验证

有限元模型的准确性。

图5为3个试件对应有限元模型的Mises应力云图和等效塑性应变PEEQ云图。图中观察到模型的整体变形与钢梁的屈曲变形，均与试验结果相符，且从PEEQ值较高区域判断模型可能开裂的位置也同试验结果吻合较好。图6为有限元与试验得到的弯矩-转角曲线对比图，从图中看出，二者的弹性刚度、极限承载力及曲线变化趋势均吻合较好，其中J3正向的极限承载力模拟结果未出现下降，是因为模拟过程中已发生破坏的混凝土单元仍在参与工作，这与实际的试验情况不符，实际试验中混凝土楼板隆起破坏就已退出工作。

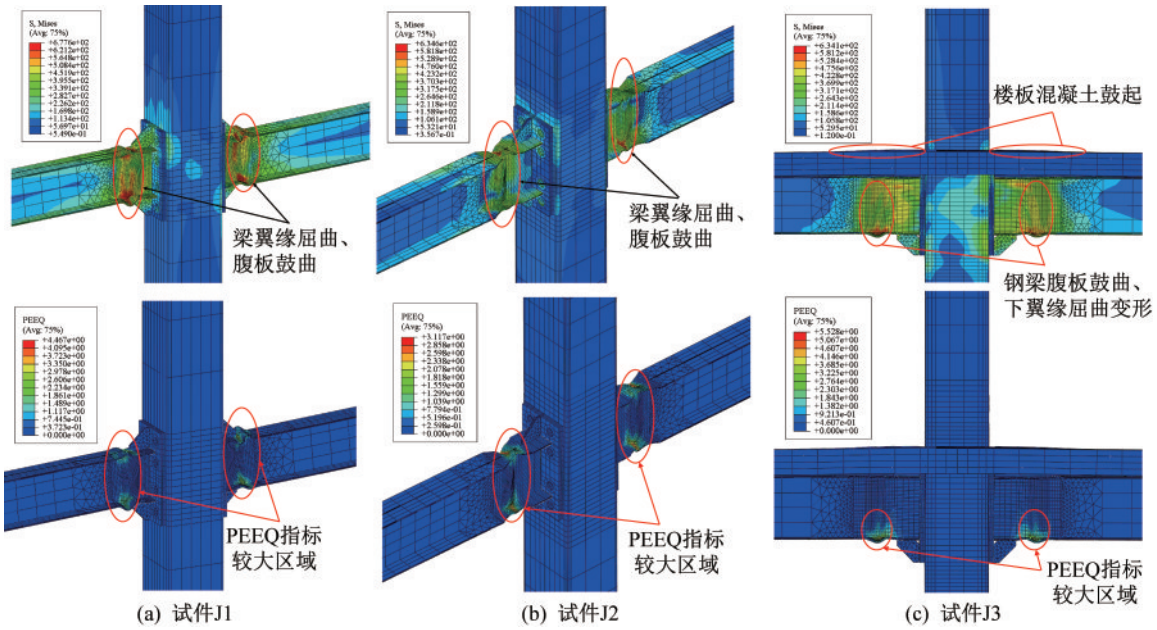


图5 各试件有限元模型计算云图

Fig.5 FE model results

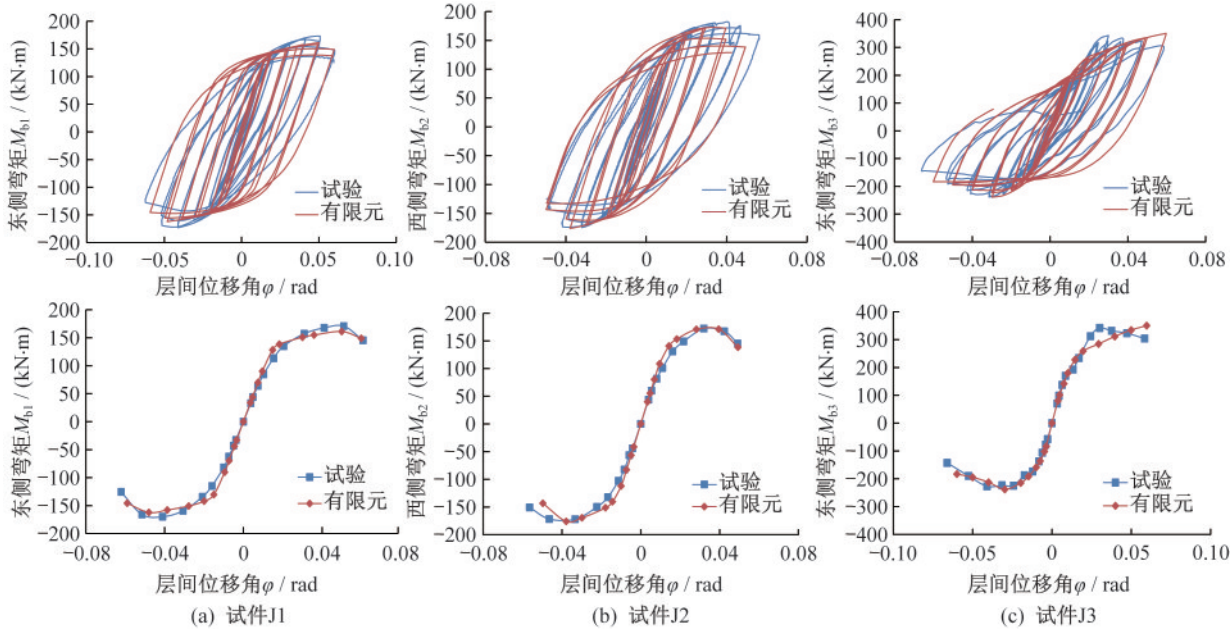


图6 弯矩-转角曲线对比

Fig.6 Comparison of moment-rotation curves

3.2 极限承载力

将有限元数值模拟得到的极限承载力M_{FEM}、试验得到的极限承载力M_{test}、二者比值M_{FEM}/M_{test}及比值的平均值与标准差汇总于表3，其中，有限元模拟得到的试件J3的正弯矩极限值根据该试件

在试验过程中达到极限荷载时对应的加载级(0.03 rad)进行选取,试验得到的极限承载力 M_{test} 取各试件节点两侧极限承载力的较小值。从表中数据可知,各试件的有限元结果与试验结果吻合良好,最大误差仅 13.4%,表明有限元模型可以较好地模拟试件的极限承载力。

表 3　　极限承载力对比

Table 3　Comparison of ultimate bearing capacity

试件名称	M_{FEM}/(kN·m)	M_{test}/(kN·m)	M_{FEM}/M_{test}
J1	162.2	173.1	0.937
J2	176.0	175.1	1.005
J3	284.5+ 238.0−	328.7+ 239.0−	0.866 0.996
平均值	—	—	0.951
标准差	—	—	0.056

3.3　弹性刚度

表 4 中列出了各试件的弹性刚度,包括有限元值 K_{FEM}、试验值 K_{test}、二者的比值 K_{FEM}/K_{test} 以及比值的平均值与标准差,其中有限元值和试验值分别取各试件通过有限元数值分析和试验得到的 M-φ 曲线,将曲线中层间位移角小于或等于 0.003 75 rad 的数据点进行直线拟合得到 K_{FEM} 和 K_{test}。经比较发现,有限元结果中除节点正向弹性刚度略低于试验结果外,其余数据均略大于试验结果,整体的有限元值与试验值吻合良好,表明有限元模型较好地模拟了试件的弹性刚度。

表 4　　弹性刚度对比

Table 4　Comparison of elastic stiffness

试件名称	K_{FEM}/(kN·m·rad^{-1})	K_{test}/(kN·m·rad^{-1})	K_{FEM}/K_{test}
J1	9 578	8 685	1.103
J2	11 662	10 846	1.075
J3	21 618+ 22 837−	22 113+ 20 571−	0.978 1.110
平均值	—	—	1.067
标准差	—	—	0.053

3.4　耗能能力

依据有限元与试验得到的 M-φ 对比曲线,将各试件破坏前各加载级累积的耗能值汇总于表 5,包括有限元值 $E_{ac,FEM}$、试验值 $E_{ac,test}$、二者的比值 $E_{ac,FEM}/E_{ac,test}$ 以及比值的平均值与标准差。经比较发现,由于有限元模型中未对钢材的断裂、混凝土的开裂与压溃进行模拟,所以有限元分析得到的试件耗能值与试验结果有所差别,但结合之前得到的有限元与试验的 M-φ 对比曲线,发现有限元模型仍能较好地模拟滞回圈形状。

表 5　　耗能能力对比

Table 5　Comparison of energy dissipation capacity

试件名称	$E_{ac,FEM}$/kJ	$E_{ac,test}$/kJ	$E_{ac,FEM}/E_{ac,test}$
J1	153.0	146.2	1.047
J2	111.5	138.5	0.805
J3	310.8	219.8	1.414
平均值	—	—	1.089
标准差	—	—	0.250

4　参数分析

由于试验成本较高,较难对研究对象的各个参数都进行试验研究,因此,利用与已有试验结果能较好吻合的有限元模型,通过不同参数的变化,可以更全面地讨论研究对象的相关性能。结合有限元结果与试验结果在极限承载力、弹性刚度和耗能能力方面的对比数据,对于纯钢梁试件 J1 和 J2 而言,以试件 J1 为基础建立循环加载的模型,讨论梁截面宽厚比对节点性能的影响;对于组合梁试件 J3 而言,考虑到所建模型对试验试件的耗能能力模拟效果稍差(误差为 41.4%),以试件 J3 为基础建立单调加载的模型,讨论混凝土楼板对节点性能的影响。

4.1　钢梁翼缘宽厚比

在框架结构中,梁构件端部发展塑性、形成塑性铰的破坏机制具有良好的耗能能力,远远大于仅能在结构某一薄弱层实现能量耗散的柱端塑性铰机制。所以,框架结构中梁构件的抵抗机制就是结构的第一道抗震防线[23],而梁端发展塑性与形成塑性铰是与梁截面的分类密切相关的,即与梁翼缘宽厚比等级相关。因此,本小节以试件 J1 的相关参数为基础,仅变化梁截面尺寸,以满足我国现行《钢结构设计标准》[16]中 3.5 节对不同截面板件宽厚比等级的要求。各模型编号与几何参数汇总于表 6,表中各模型的梁、柱构件满足“强柱弱梁”的要求,端板尺寸、螺栓布置与试件 J1 相同,钢管柱内均灌注混凝土。

模型 B1—B3 通过有限元计算得到的相对弯矩 $M/M_{pl,b}$ 与层间位移角 φ 的滞回曲线与骨架曲线

表6 有限元模型参数

Table 6 Parameters of FEM

编号	柱截面/mm	梁截面/mm	翼缘宽厚比	腹板宽厚比	分级
B1	300×16	250×125×6×9	6.61	38.7	S1
B2		250×150×6×9	8.00	38.7	S2
B3		250×125×4.5×6	10.04	52.9	S3

如图7所示，其中M是有限元结果，$M_{pl,b}$是理论计算得到的全截面塑性弯矩。从图中可看出，分别选用3类不同梁截面的节点有限元模型的弹性刚度变化不大，但对节点的极限承载力和耗能能力有明显的影响，其中S3级梁截面的模型B3由于梁翼缘提前进入屈曲而使试件未能充分发展塑性，使节点的极限承载力和耗能能力明显低于分别采用S1级和S2级梁截面的有限元模型B1和B2，而有限元模型B1和B2的极限承载力与耗能能力相差不大。因此，建议在实际工程中，当梁柱节点满足“强柱弱梁”的要求时，对于梁构件而言，S1级和S2级梁截面均可在梁端发展塑性、形成塑性铰，作为结构的第一道抗震防线。

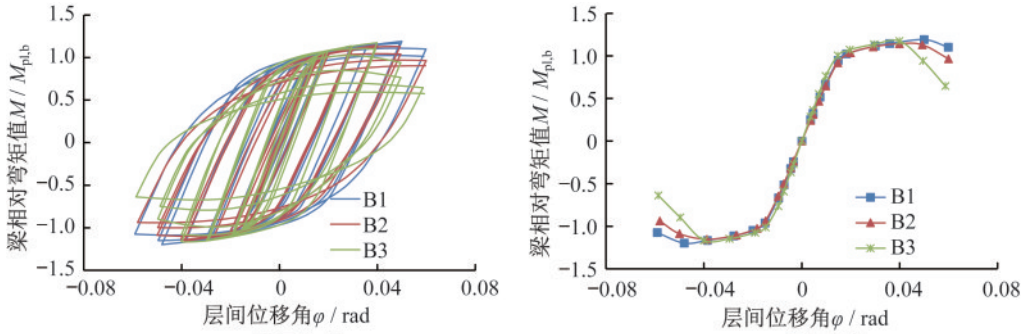


图7 $M/M_{pl,b}$-φ曲线

Fig.7 $M/M_{pl,b}$-φ curves

4.2 混凝土楼板

本小节以试件J3的各项参数为基础，确保有限元模型满足“强柱弱梁”的要求，梁端施加反对称单调荷载。与混凝土楼板相关的主要参数有混凝土强度、板内钢筋强度、板内钢筋的布置及板内配筋率，其中混凝土强度和板内钢筋强度的变化会明显改变组合梁的强度和模型的极限荷载，导致模型不一定满足“强柱弱梁”的要求，同时根据欧洲规范[24]所述，楼板内的钢筋对节点的初始转动刚度有一定贡献，所以在此处仅改变钢筋混凝土楼板中钢筋的分布间距和配筋率以讨论板内配筋对节点性能的影响。由于带楼板的节点模型在节点承受正、负弯矩时的表现不同，故本小节中各有限元模型分别提取梁端正、负弯矩与层间位移角的关系曲线进行对比分析。

4.2.1 钢筋的分布间距

设计4个模型，以讨论去除被截断的钢筋后，混凝土楼板对节点性能是否有影响。基础模型为CS1，楼板内钢筋分布与试件J3相同，即沿柱宽，在钢梁上翼缘布置有被截断钢筋，柱截面以外，在楼板有效宽度范围内布置2道间距为100 mm的通长钢筋，再向外延伸布置2道间距为200 mm的通长钢筋；模型CS2直接去除截断钢筋，其他钢筋布置不变；模型CS3与模型CS1的配筋率相同，钢梁翼缘上方不配置截断钢筋，柱截面以外与CS1相同的起始位置布置3道间距为100 mm的通长钢筋，再向外延伸布置2道与CS1位置相同的通长钢筋；模型CS4与模型CS3类似，柱截面以外的3道通长钢筋间距缩小为50 mm，另2道通长钢筋位置不变。上述模型CS2、CS3和CS4仅改变纵向受力钢筋的布置，横向分布钢筋布置不变；除CS2之外，其余3个模型的配筋率相同。

各模型的M_b-φ曲线如图8所示，从图中发现，在钢梁翼缘上方的混凝土楼板内部是否配置纵向截断钢筋，对节点的极限承载力和弹性刚度影响很小（模型CS1与模型CS2）；当楼板内配筋率相同时，将纵向截断钢筋向柱外移动并改为通长钢筋布置于楼板内，节点的极限承载力与弹性刚度变化很小（模型CS1、模型CS3和模型CS4）；当楼板内配筋率相同时，柱截面周围的纵向钢筋布置越密，对节点的极限承载力和弹性刚度影响越小

（模型 CS3 和模型 CS4）。因此，建议在实际工程满足配筋率要求时，无须配置被截断的纵向受力钢筋，可将钢筋布置于柱截面以外，使其满足构造要求即可，既节省工作量，又便于栓钉布置。

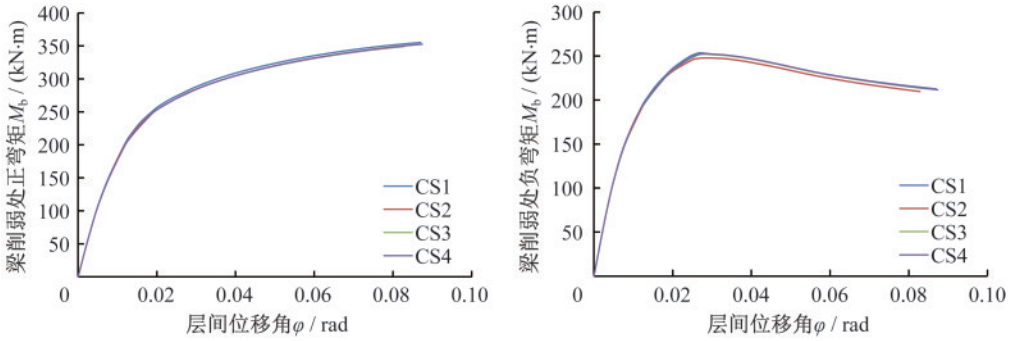


图 8　M_b-φ 曲线

Fig.8　M_b-φ curves

4.2.2　配筋率

结合之前混凝土楼板内钢筋分布对节点性能的影响，本小节仅以模型 CS4 为基础，建立有限元模型，分别改变钢筋直径和增加钢筋数量以改变混凝土楼板内的配筋率，讨论混凝土楼板配筋率对节点性能的影响。模型编号为 CS4i，其中 i=1、2、3 时，代表按照模型 CS4 楼板内部钢筋的布局，钢筋直径分别取 8 mm、10 mm 和 12 mm；i=4、5 时，分别代表以 8 mm 直径的钢筋从柱边缘起向两侧各布置间距为 50 mm 的纵向通长钢筋 4 道和 5 道，最外侧两道间距为 200 mm 的纵向钢筋位置不变；i=6 时，代表以 10 mm 直径的钢筋从柱边缘起向两侧各布置 4 道间距为 50 mm 的纵向通长钢筋，最外侧两道间距为 200 mm 的纵向钢筋位置不变。因此，模型 CS41—CS46 对应的配筋率分别为 0.26%、0.41%、0.59%、0.32%、0.37% 和 0.49%。分别用模型 CS42—CS46 的极限承载力和弹性刚度除以模型 CS41 的极限承载力和弹性刚度，得到相对极限承载力与相对弹性刚度，将相对极限承载力、相对弹性刚度与配筋率的关系作图，如图 9 所示。从图中可以看出，在配筋率增大将近 1 倍的情况下，节点承受正弯矩时，极限承载力与弹性刚度分别提高了 0.5% 和 0.4%；节点承受负弯矩时，极限承载力与弹性刚度分别提高了 3.1% 和 0.8%。总体来说，基于有限元分析可知，楼板内配筋率的增大对节点性能的提升有限，但实际情况中，当节点承受负弯矩时，混凝土楼板内的纵向受拉钢筋对节点性能应有较大的影响，判断造成二者差异的原因是实际的混凝土楼板彼此之间存在相互约束，尤其在纵向钢筋受拉时；而有限元分析中，楼板仅受到来自梁翼缘传递来的剪力，致使在节点承受负弯矩时，低估了受拉钢筋对节点性能的影响。

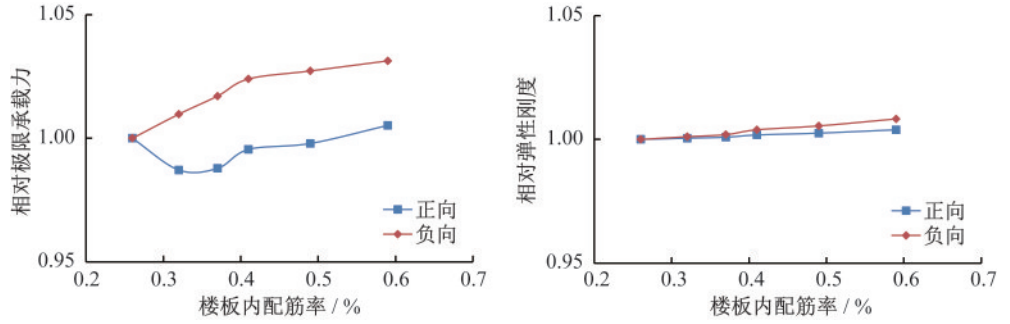


图 9　配筋率的影响

Fig.9　The effect of reinforcement ratio

5　结　论

（1）本文所建立的有限元模型可以较好地用于采用 SCBB 连接的方钢管混凝土柱-H 形钢梁端板连接节点的参数分析，节省足尺试验的加工、实施等成本，为此类节点的推广应用提供可靠的数

据支撑。

（2）混凝土楼板的存在显著增强了纯钢柱梁节点的性能，但可忽略其自身的钢筋分布与配筋率的变化对节点性能的影响，在实际结构设计时，对楼板的配筋设计满足规范的构造要求即可。

（3）有限元模型中未设计混凝土单元的失效准则，后续研究可考虑引入适用的失效准则，使其在达到极限强度后退出工作，从而更准确地模拟试验中的结构行为。

参 考 文 献

[1] GB 50936—2014 钢管混凝土结构技术规范[S].
GB 50936—2014 Technical code for concrete filled steel tubular structures[S].(in Chinese)

[2] Kurobane Y, Packer J A, Wardenier J, et al. Design guide for structural hollow section column connections [M].Köln, Germany: CIDECT Verlag TÜV Rheinland, 2004.

[3] ANSI/AISC 358-10: Prequalified connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications, including supplement No.1[S].

[4] 徐婷，王伟，陈以一.国外单边螺栓研究现状[J].钢结构，2015，30(8)：27-33.
Xu Ting , Wang Wei, Chen Yiyi. A review on foreign research status of one side bolt[J].Steel Construction, 2015,30(8):27-33.(in Chinese)

[5] Mourad S. Behaviour of blind bolted moment connections for square HSS columns [D]. Hamilton, Ontario: McMaster University, 1993.

[6] 吴院生.冷弯方管柱-H型钢梁节点连接承载力研究[D].武汉：武汉理工大学，2005.
Wu Yuansheng.The research of bearing capacity about cold-formed box column to H-beam connection joints [D]. Wuhan: Wuhan University of Technology, 2005.(in Chinese)

[7] 李维伟.单面锁紧螺栓端板连接钢框架梁柱节点力学性能研究[D].武汉：武汉理工大学，2006.
Li Weiwei.The research of behavior at column to beam with end-plate connection joints by the single direction bolts [D]. Wuhan: Wuhan University of Technology, 2006.(in Chinese)

[8] Wang J F, Pang Y. Experimental and numerical analyses of blind bolted moment-resisting composite joints to CFST columns with RC slab[J].International Journal of Steel Structures, 2017, 17(3): 909-938.

[9] Wang J F, Li B B, Wang D H, et al. Cyclic testing of steel beam blind bolted to CFST column composite frames with SBTD concrete slabs [J]. Engineering Structures, 2017, 148: 293-311.

[10] Wang Z Y, Tizani W, Wang Q Y. Strength and initial stiffness of a blind-bolt connection based on the T-stub model [J]. Engineering Structures, 2010, 32: 2505-2517.

[11] Loh H Y, Uy B, Bradford M A. The effects of partial shear connection in composite flush end plate joints Part I-Experimental study [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2006, 62: 378-390.

[12] Wang J F, Han L H, Uy B. Hysteretic behavior of flush end plate joints to concrete-filled steel tubular columns [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2009, 65: 1644-1663.

[13] Thai H T, Vo T P, Nguyen T K, et al. Explict simulation of bolted endplate composite beam-to-CFST column [J].Thin-Walled Structures, 2017, 119: 749-759.

[14] Malaga-Chuquitaype C, Elghazouli A Y. Component-based mechanical models for blind-bolted angle connections [J]. Engineering Structures, 2010, 32: 3048-3067.

[15] 徐婷.单边螺栓的研制及其连接性能试验研究[D].上海：同济大学，2015.
Xu Ting. Development of one-side bolt and experimental study on its connection behavior [D]. Shanghai: Tongji University, 2015.(in Chinese)

[16] GB 50017—2017 钢结构设计标准[S].
GB 50017—2017 Standard for design of steel structures [S].(in Chinese)

[17] 焦伟丰.单边螺栓端板连接的方钢管柱-H形梁节点性能研究[D].上海：同济大学，2019：151-158.
Jiao Weifeng. Research on the behavior of square hollow-section steel tube to H-shaped beam with split-type spacer blind bolt in bolted end-plate connection [D]. Shanghai: Tongji University, 2019: 151-158.(in Chinese)

[18] Wang W, Li M X, Chen Y Y, et al. Cyclic behavior of endplate connections to tubular columns with novel slip-critical blind bolts [J]. Engineering Structures, 2017, 148: 949-962.

[19] Wang W, Li L, Chen D B. Progressive collapse behavior of endplate connections to cold-formed tubular column with novel slip-critical blind bolts [J]. Thin-Walled

Structures, 2018, 131, 404-416.

[20] T/CCES 46—2024 分体式单边高强度螺栓连接技术规程[S].
T/CCES 46—2024 Technical specification for high strength blind bolted connections[S].(in Chinese)

[21] Chaboche J L. Time-independent constitutive theories for cyclic plasticity [J]. International Journal of Plasticity, 1986, 2(2): 149-188.

[22] 张劲, 王庆扬, 胡守营, 等. ABAQUS混凝土损伤塑性模型参数验证[J]. 建筑结构, 2008, 38(8): 127-130.
Zhang Jing, Wang Qingyang, Hu Shouying, et al. Parameters verification of concrete damaged plastic model of ABAQUS [J]. Building Structure, 2008, 38(8): 127-130.(in Chinese)

[23] 吕西林, 周德源, 李思明, 等. 建筑结构抗震设计理论与实例[M]. 上海: 同济大学出版社, 2011.
Lü Xilin, Zhou Deyuan, Li Siming, et al. Theory and examples of seismic design of building structures[M]. Shanghai: Tongji University Press, 2011.(in Chinese)

[24] EN 1994-1-1: 2004, Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures-Part 1-1: General rules and rules for buildings[S].