

DOI:10.3969/j.issn.1003-5060.2025.03.017

外包钢管-对拉钢筋式装配式混凝土框架节点数值分析

陈丽华, 刘理想

(合肥工业大学 土木与水利工程学院, 安徽 合肥 230009)

摘要:文章设计构造了一种新型外包钢管-对拉钢筋式装配式混凝土框架节点,并进行低周反复荷载试验研究。试验共设计 4 个足尺节点试件,研究外包钢管厚度和在节点核心区设置补强板对节点承载力和刚度的影响。基于已有的试验研究结果,建立 ABAQUS 有限元模型,对节点在循环荷载作用下的力学性能与破坏模式进行模拟,对节点受力机理进行分析。模型中采用混凝土塑性损伤本构模型、钢筋双折线弹塑性模型、钢结构混合强化本构模型,并定义钢材柔性损伤。对比试验结果可知该模型准确地模拟出节点承载力退化以及滞回曲线的捏缩,验证了模型损伤准则的适用性。对模型的耗能及刚度退化进行分析,进一步探究了对拉钢筋直径、外包钢管延伸高度、轴压比等参数对节点力学性能的影响。

关键词:装配式混凝土框架节点;对拉钢筋式;有限元分析;损伤准则

中图分类号:TU398.2 **文献标志码:**A **文章编号:**1003-5060(2025)03-0407-11

Numerical analysis of precast concrete frame joints with wrapped steel tube and tie-bar

CHEN Lihua, LIU Lixiang

(School of Civil and Hydraulic Engineering, Hefei University of Technology, Hefei 230009, China)

Abstract: In this paper, a new type of precast concrete frame joints with wrapped steel tube and tie-bar was designed and constructed, and low cyclic loading tests were conducted. A total of four full-scale joints were designed for the tests, and the effects of the thickness of the wrapped steel tube and the reinforcement plate in the core area of the joints on the joint bearing capacity and stiffness were studied. Based on the existing experimental research results, the ABAQUS finite element model was established to simulate the mechanical properties and damage modes of the joints under cyclic loading, and to analyze the force mechanism of the joints. In the model, a plastic damage constitutive model of concrete, a bilinear elastoplastic model of steel reinforcement, and a mixed strengthening constitutive model of steel structure were adopted with the definition of steel flexible damage. The comparative test results show that the model accurately simulates the degradation of joint bearing capacity and the pinching of hysteresis curve, verifying the applicability of the model damage criterion. The energy consumption and stiffness degradation of the model were analyzed, and the effects of parameters such as the diameter of the tie-bar, the extension height of the wrapped steel tube, and the axial compression ratio on the mechanical properties of the joints were further investigated.

Key words: precast concrete frame joints; tie-bar; finite element analysis; damage criterion

随着我国经济快速发展,社会工业化水平不断提高,传统劳动密集型的建筑行业的高污染、高成本及高能耗等弊病日益凸显,这些已成为经济

社会全面发展、绿色转型的严重阻碍。因此推动建筑产业优化升级、大力发展低碳环保的装配式建筑是建筑行业的发展目标和主要任务。装配式

收稿日期:2023-04-04;修回日期:2023-04-28

基金项目:国家自然科学基金资助项目(51778202)

作者简介:陈丽华(1972—),女,安徽亳州人,博士,合肥工业大学教授,硕士生导师。

混凝土框架结构体系作为装配式建筑中发展成熟且应用普遍的结构体系,具有施工效率高、节能环保的优点,将建筑物移动至工厂流水线上进行标准化生产,有利于推动建筑工业化的发展。

伴随着城市化的快速发展,目前装配式混凝土结构已成为全球建筑业发展的新契机,国内外已有许多学者进行了一系列深入研究。文献[1]设计一种由角钢、钢板、螺栓等拼接而成的钢混凝土混合式节点,试验研究表明节点在地震作用下具有足够的强度与韧性。基于欧洲 SAFECAST 项目框架,文献[2-3]进行 3 层机械连接式预制混凝土结构的拟动力试验,通过试验研究 4 种不同的结构构型,对比 2 种不同梁柱节点对预制框架结构抗震性能的影响;文献[4]设计 3 种型钢连接预制装配式混凝土节点,型钢预埋在预制混凝土梁柱端部,通过螺栓进行连接,对不同节点抗震性能试验研究可知,预制装配式型钢节点的破坏主要集中在梁端,表现出良好的延性,且耗能优于现浇节点;文献[5]针对传统装配式预应力节点因转动变形造成的节点局部破坏的问题,提出一种低损伤装配式耗能节点,节点通过预应力筋进行预压装配,使用高强螺栓连接软钢阻尼器与梁柱预埋钢构件,实现节点的耗能与自复位;文献[6]提出一种摩擦耗能式装配式组合结构框架节点,通过高强螺栓连接的黄铜板来实现摩擦耗能;文献[7]采用钢套筒加固预制梁柱构件,并通过预应力钢绞线与低屈服点钢棒为装配式节点提供自复位与耗能能力;文献[8-9]利用碟形弹簧的自复位性能设计一种新型耗能装置,并应用于装配式结构梁柱节点区,提高了装配式节点的耗能能力。

梁柱节点作为装配式混凝土框架结构中的关键连接部位,节点的连接形式影响结构施工方式,节点的力学性能则决定了结构抗震性能。因此设计出受力合理、施工便捷且安全可靠的装配式混凝土框架节点具有重要的研究意义。参考国内外关于装配式混凝土框架节点的研究,本文设计了一种新型外包钢管-对拉钢筋式装配式混凝土框架节点。该节点为全装配式干式连接节点,节点示意图如图 1 所示。外包钢管与预制钢梁在工厂内完成焊接,在外包钢管开孔处穿过对拉钢筋,并将对拉钢筋焊接在钢梁翼缘上。预制构件运送至施工现场通过预埋钢梁进行拼装,钢梁之间采用螺栓和焊接连接。该节点的优点在于:① 节点区采用钢结构的连接方式,提高了施工效率,保证绿色建造;② 使用钢筋对拉贯通的形式代替钢梁贯通来传递

翼缘拉力,提高节点区混凝土浇筑质量。

本文基于该节点的拟静力试验研究结果,采用 ABAQUS 有限元软件建立了节点数值分析模型,模型使用钢材柔性损伤和混凝土塑性损伤本构,通过与试验结果和破坏现象对比,验证了模型的准确性。通过改变对拉钢筋直径、外包钢管延伸高度和轴压比等参数,研究不同因素对节点抗震性能的影响。

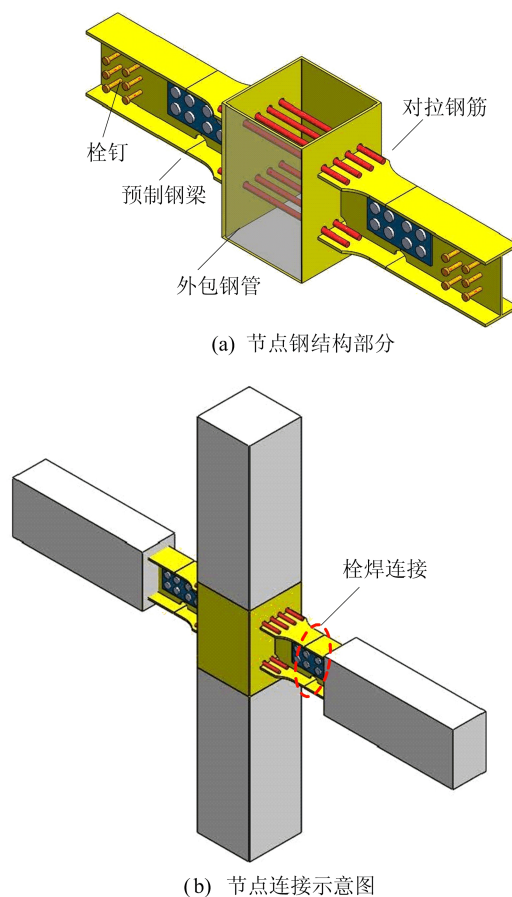


图 1 节点结构及连接示意图

1 试验概况

1.1 试件设计与制作

本次试验共设计了 4 个全尺寸外包钢管-对拉钢筋式装配式混凝土框架节点,试验研究外包钢管的厚度和在节点核心区内部设置补强板。节点试件分别命名为 JT1~JT4,其中 JT1~JT3 的外包钢管厚度 t_c 分别为 10、14、18 mm, JT4 的钢管厚度与 JT1 相同,并在钢管内壁的对拉钢筋贯通孔处焊接 8 mm 厚度补强板。对拉钢筋直径为 22 mm,长度为 640 mm。各节点试件具体构造如图 2 所示。图 2 中:1 为预制钢筋混凝土梁;2 为预制钢梁;3 为预制钢筋混凝土柱;4 为补强板;

作 3 个边长均为 100 mm 的混凝土立方体试块。试件在标准条件下养护, 然后进行抗压强度试验, 得到的混凝土立方体试块抗压强度平均值 $f_{cu,k}^{10} = 47.47$ MPa, 标准立方体抗压强度 $f_{cu,k}^{15} = 0.95 \times$

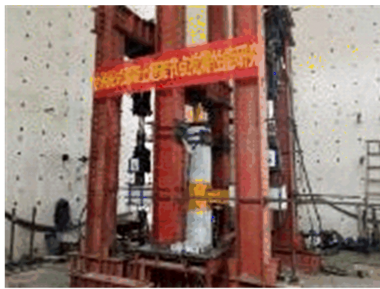
$f_{cu,k}^{10} = 45.10$ MPa。通过《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)^[12] 计算得到轴心抗压强度标准值 $f_{ck} = 30.16$ MPa, 弹性模量 $E_c = 2.98 \times 10^4$ MPa。

表 2 钢材和钢筋的材料性能

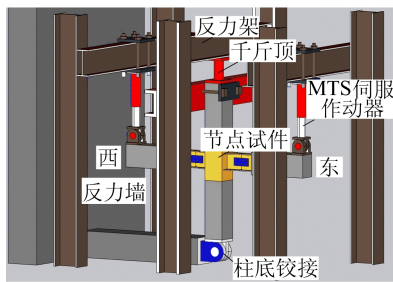
样条部位	样条直径/mm	f_y /MPa	f_u /MPa	f_u/f_y	E_s /GPa	伸长率
JT1 外包钢管	10	330	461	1.40	206	0.29
JT2 外包钢管	14	336	477	1.42	208	0.29
JT3 外包钢管	18	265	427	1.61	205	0.27
JT4 外包钢管	10	334	467	1.40	208	0.27
钢梁翼缘	12	344	484	1.41	212	0.26
钢梁腹板	8	322	459	1.43	210	0.32
对拉钢筋	22	485	649	1.34	208	0.23
纵筋	20	506	653	1.29	207	0.34
箍筋	8	416	583	1.40	209	0.25

1.3 加载装置和加载制度

本次试验在合肥工业大学土木与水利工程学院结构实验室完成, 加载装置如图 4 所示。



(a) 加载装置实物



(b) 加载装置示意图

图 4 加载装置

采用梁端加载的拟静力试验方法, 通过倒置在反力架的 MTS 液压伺服作动器施加梁端位移。柱上下端铰接, 在柱顶放置加载板与液压千斤顶, 试验前施加轴压力, 试验过程中保持轴压比 n 为 0.2。试验采用增量位移角控制加载制度^[13], 梁端位移按照 0.002 0、0.002 5、0.003 5、0.005 0 rad 等位移角逐级递增, 每级位移循环加载 3 次, 加载至试件破坏或承载力下降至峰值荷

载的 0.85 时停止加载。

1.4 破坏形态

各节点试件的破坏模式如图 5 所示。其中试件 JT1 在梁端位移加载至 15.0 mm 时东侧外包钢管出现鼓曲变形, 钢管与混凝土柱交界处出现裂缝; 梁端位移加载至 30.0 mm 时, 南侧外包钢管腹板与混凝土柱交界处出现裂缝, 部分对拉钢筋发生屈服; 梁端位移加载至 52.5 mm 时, 外包钢管东侧混凝土剥落, 外包钢管鼓曲明显; 试件最终破坏时钢梁翼缘出现明显屈曲, 节点区混凝土被压溃, 如图 5a、图 5b 所示。

试件 JT2 在梁端位移加载至 30.0 mm 时, 节点内部对拉钢筋屈服; 梁端位移加载至 37.5 mm 时, 外包钢管与混凝土交界面脱开且裂缝贯通, 对拉钢筋已全部屈服, 节点进入屈服阶段; 梁端位移加载至 62.5 mm 时, 节点区混凝土出现剥落, 钢梁翼缘鼓曲明显; 试件最终破坏时外包钢管竖向焊缝与钢梁翼缘根部焊缝出现明显撕裂, 如图 5c、图 5d 所示。

试件 JT3 的外包钢管厚度为 18.0 mm, 破坏时具有明显的“梁铰”破坏特征; 在梁端位移加载至 30.0 mm 时, 外包钢管开始屈服; 在梁端位移加载至 62.5 mm 时, 钢梁翼缘焊缝出现裂纹, 钢梁翼缘出现明显屈曲; 当继续加载至位移角为 92.5 mm 时, 钢梁栓焊连接处焊缝根部断裂; 试件最终破坏时钢梁出现明显“塑性铰”, 翼缘连接焊缝出现断裂, 如图 5e、图 5f 所示。

试件 JT4 在设置 8 mm 厚补强板, 外包钢管采用 10 mm 厚。在梁端位移加载至 30.0 mm 时,

对拉钢筋已全部屈服; 在梁端位移加载至 52.5 mm 时, 外包钢管翼缘发生明显鼓曲, 与逐渐脱离混凝土界面; 加载至 72.0 mm 时, 西侧钢梁下翼缘焊缝根部断裂, 最终破坏形态, 如图 5g、图 5h 所示。

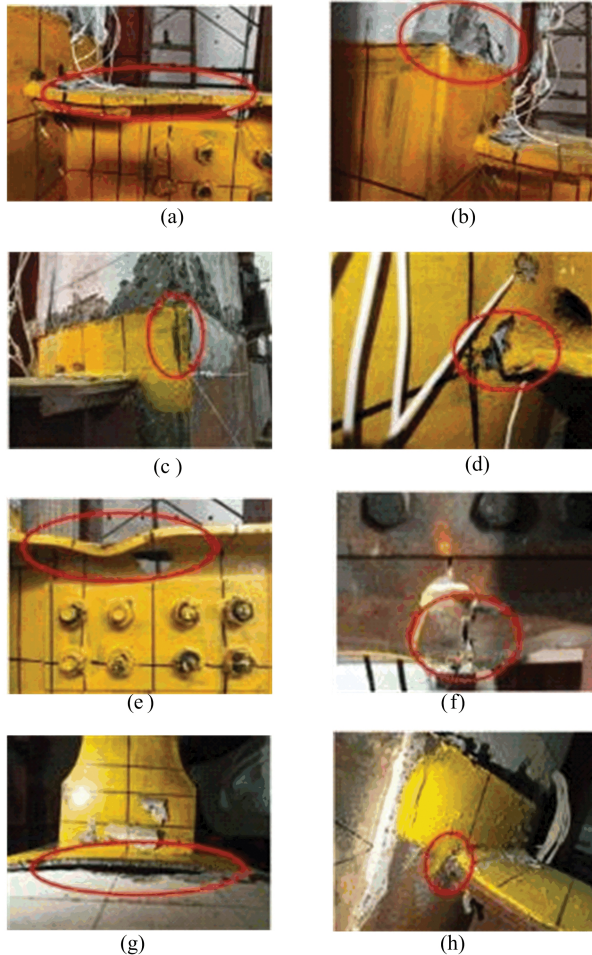


图 5 破坏形态

1.5 滞回曲线

各节点试件的试验滞回曲线如图 6 所示。从图 6 可以看出: 在弹性阶段, 各节点试件的荷载位移曲线呈直线上升; 在试件进入屈服阶段后, 节点 JT1、JT2 和 JT4 曲线斜率明显降低, 并出现不同程度捏缩, 整体呈反 S 型。

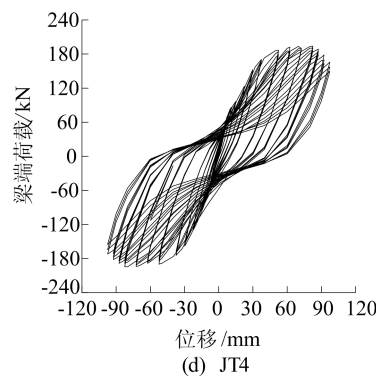
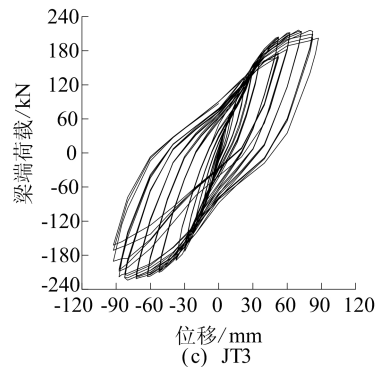
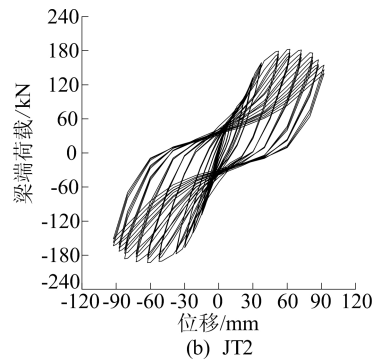
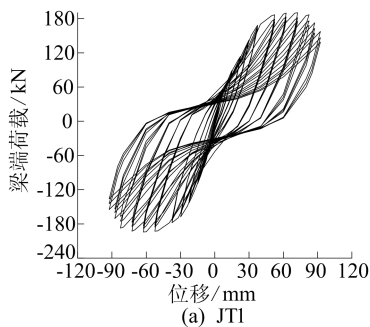


图 6 节点滞回曲线

滞回曲线出现“捏拢”的原因是节点内部对拉钢筋的滑移以及外包钢管受拉产生塑性变形。随着钢管厚度的增加, 试件承载力均有所提高。试件 JT3 的滞回曲线相对较饱满, 与试件 JT1 和 JT2 相比, 节点峰值承载力分别提高了 12.6% 和 17.3%。其中试件 JT2 由于外包钢管焊缝发生撕裂, 承载力略低于 JT1。相比于试件 JT1 和 JT2, 外包钢管内壁设置补强板的试件 JT4 滞回曲线的“捏拢”效应有所降低, 承载力并未发生显著提升。

2 ABAQUS 有限元模拟

2.1 模型概况

节点 ABAQUS 有限元分析模型如图 7 所示, 模型中混凝土部分与钢结构部分均采用八节点六面体减缩积分单元 (C3D8R 单元), 钢筋采用

二节点三维桁架单元(T3D2 单元)。在有限元分析中假定:① 节点内部钢筋骨架与混凝土不发生粘结滑移(约束关系为“内置区域”);② 钢梁与预制混凝土梁之间不发生粘结滑移(约束关系为“绑定”)。在模型的接触设置中,钢材与混凝土、钢材与钢材之间的接触属性中切向行为采用“罚”公式,摩擦系数分别为 0.6、0.3;法向行为设置为“硬接触”。模型中钢结构部分的焊接均采用“绑定”约束,模型采用结构化网格和扫掠网格 2 种划分方式,为提高计算效率,在钢梁变截面处采用楔形网格由密到疏进行划分,节点核心区钢梁与对拉钢筋网格尺寸约为 10 mm,非核心区单元网格尺寸为 40~80 mm。根据实际试验中边界条件,通过“耦合”相互作用将梁端部与柱端部加载面分别约束于集中参考点,柱底端为固定铰支座,仅保留 U_{R2} 方向的转动自由度;柱顶端保留 U_3 方向平动和 U_{R2} 方向转动自由度;混凝土梁则需约束平面外的扭转。

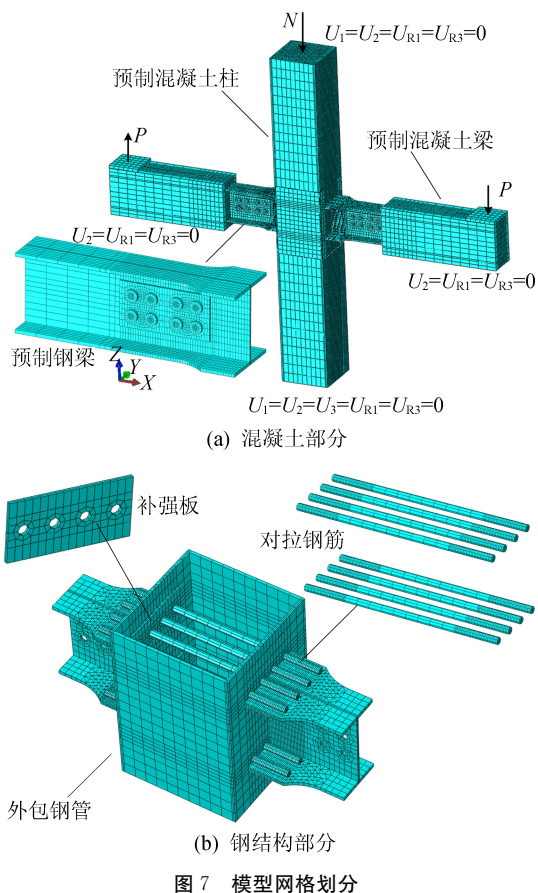


图 7 模型网格划分

模型分析中共设置以下 3 步骤:① 施加螺栓预紧力;② 施加轴向压力;③ 施加梁端位移。

2.2 材料本构

由于试验过程中混凝土内部钢筋应变较小,

始终未发生屈服,因此不考虑预制混凝土构件内部钢筋的损伤。

本文钢筋的本构采用《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)^[12]中的双线性弹塑性模型。混凝土塑性损伤本构模型,该模型用于模拟混凝土在任意荷载作用下的力学性能,同时考虑了混凝土在受拉、受压状态下弹性模量的退化,具有较好的收敛性。根据《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)^[12]给出的混凝土本构,混凝土单轴受拉/受压的应力-应变关系曲线如图 8 所示,相关计算公式为:

$$\begin{cases} \sigma_c = (1 - d_c)E_c\varepsilon, \\ \sigma_t = (1 - d_t)E_t\varepsilon \end{cases} \quad (1)$$

$$d_c = \begin{cases} 1 - \frac{\rho_c n}{n - 1 + x^n}, & x \leq 1; \\ 1 - \frac{\rho_c}{\alpha_c(x - 1)^2 + x}, & x > 1 \end{cases} \quad (2)$$

$$d_t = \begin{cases} 1 - \rho_t[1.2 - 0.2y^5], & y \leq 1; \\ 1 - \frac{\rho_t}{\alpha_t(y - 1)^{1.7} + y}, & y > 1 \end{cases} \quad (3)$$

$$\rho_c = \frac{f_{c,r}}{E_c\varepsilon_{c,r}} \quad (4)$$

$$n = \frac{E_c\varepsilon_{c,r}}{E_c\varepsilon_{c,r} - f_{c,r}} \quad (5)$$

$$\rho_t = \frac{f_{t,r}}{E_c\varepsilon_{t,r}} \quad (6)$$

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c,r}} \quad (7)$$

$$y = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{t,r}} \quad (8)$$

其中: d_c 、 d_t 分别为混凝土受压、受拉状态下的损伤参数; α_c 和 α_t 为曲线下降段参数; $f_{c,r}$ 为材料性能试验中的混凝土轴心抗压强度标准值; $\varepsilon_{c,r}$ 为混凝土峰值压应变; $f_{t,r}$ 为混凝土抗拉强度标准值; $\varepsilon_{t,r}$ 为混凝土峰值拉应变。

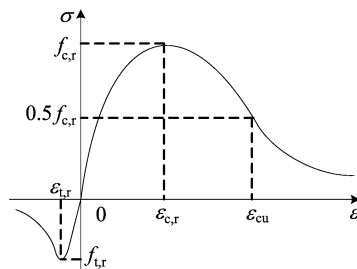


图 8 混凝土应力-应变关系曲线

在循环荷载作用下,钢材的力学行为与单轴拉伸力学行为有较大区别,为了保证模型的准确

性与适用性,本文采用适用于循环荷载作用下的钢材本构。Chaboche 混合强化本构考虑了包辛格效应,该理论模型包含等向强化和随动强化的特征^[14]。

根据文献[15]中的混合强化参数计算公式,得到钢材循环本构参数见表 3 所列。其中: C_i 和 γ_i 为背应力参数; Q_∞ 和 b 分别为拟合得到的屈服面最大变化值和最大变化率。

表 3 钢材循环本构参数

C_1	γ_1	C_2	γ_2	C_3	γ_3	Q_∞	b
12 132	232	5 416	92.11	405	8.8	21	1.2

由于钢材在荷载反复作用下,内部空隙被不断拉伸闭合,材料内部随着塑性应变的累积产生微裂缝,进而导致钢材发生应力软化。

为准确模拟出节点的破坏部位和损伤程度,本文在模型中添加钢材的柔性损伤,损伤演化路径如图 9 所示。

钢材在到达峰值应变 σ_u 后开始发生损伤(损伤因子 $D=0$),等效塑性应变达到临界值 ϵ_0^{pl} ;随着损伤应变的累积,弹性模量和屈服应力不断退化,直至损伤因子 $D=1$ 时,钢材完全失效。在断裂力学中,损伤应变的临界值取决于三轴应力,超出不同三轴应力状态下的损伤应变临界值对应发生不同类型的损伤。

应力三轴度 η 定义为平均应力与 Mises 等效应力的比值:

$$\eta = \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \quad (9)$$

$$\sigma_m = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad (10)$$

$$\sigma_e = \sqrt{[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] / 2} \quad (11)$$

等效塑性损伤应变与三轴应力的关系如图 10 所示。当 $\eta > \eta_0$ 时,对应钢材处于拉伸状态下的损伤情况,等效塑性应变值超过虚线时发生延性损伤;当 $-1/3 < \eta \leq 0$ 时,对应钢材处于压缩状态下的剪切损伤;当 $0 < \eta \leq \eta_0$ 时,钢材发生复合损伤。根据文献[16]可知,等效塑性应变相关计算公式为:

$$\epsilon_0^{pl} = \begin{cases} \infty, & \eta \leq -1/3; \\ a_1 / (1 + 3\eta), & -1/3 < \eta \leq 0; \\ a_1 + (a_2 - a_1)(\eta / \eta_0)^2, & 0 < \eta \leq \eta_0; \\ a_2 \eta / \eta_0, & \eta > \eta_0 \end{cases} \quad (12)$$

其中: $\eta_0 = 1/3$; a_1 为纯剪状态下的等效塑性应变; a_2 为单轴拉伸状态下的等效塑性应变。

$$a_1 = a_2 (\sqrt{3} / 2)^{1/n} \quad (13)$$

$$a_2 = -\ln(1 - A_R) \quad (14)$$

其中: A_R 为钢材拉伸试验样条截面收缩率; n 为硬化指数(取 $n=0.18$)。本文采用线性损伤演化路径,取钢材塑性损伤应变 ϵ^{pl} 为峰值应力处的应变值(本文取 0.15),定义损伤位移 $\bar{u}^{pl} = L\epsilon^{pl}$, L 为单元的特征长度。

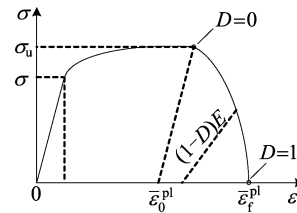


图 9 损伤演化路径

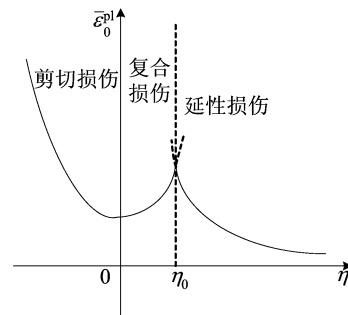


图 10 等效塑性损伤应变与三轴应力关系曲线

2.3 模拟结果与试验结果对比

通过 ABAQUS 仿真模拟得到节点模型 FEM1~FEM4 与试验的滞回曲线对比结果,如图 11 所示。

从图 11 可以看出:有限元分析得到的滞回曲线与试验结果吻合较好,模拟得到的节点峰值承载力与试验结果基本一致,且模型能够准确描述出节点滞回曲线的捏缩;其中节点 JT2 由于试验过程中外包钢管翼缘焊缝出现撕裂,因此模型 FEM2 的初始刚度与承载力要高于试验结果。通过引入钢材与混凝土的塑性损伤本构,在加载后期模型表现出承载力和刚度退化现象。

各节点 ABAQUS 模拟结果(初始刚度和峰值荷载)与试验结果的对比见表 4 所列,除试件 JT2 外模拟的初始刚度与试验的初始刚度误差范围为 0.43%~5.18%,峰值荷载与试验的误差范围为 1.15%~6.30%,各节点的 ABAQUS 模型的计算结果与试验结果基本吻合。

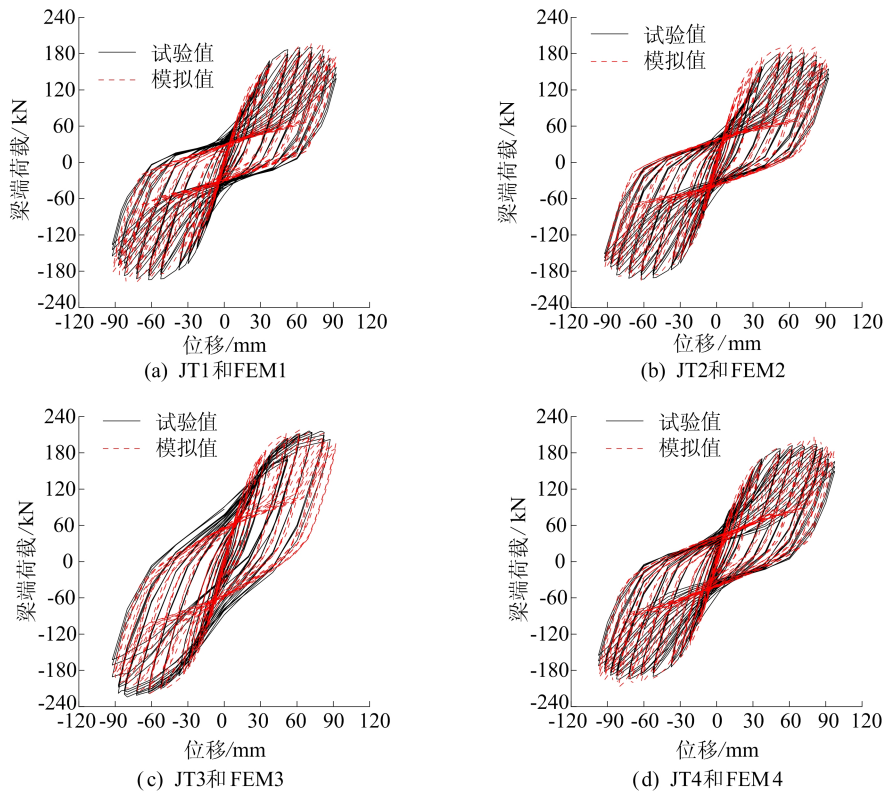


图 11 试验与模拟滞回曲线对比

表 4 不同试件的初始刚度和峰值荷载

试件	加载方向	初始刚度/(kN/m)		初始刚度 相对误差/%	峰值荷载/kN		峰值荷载 相对误差/%
		试验值	模拟值		试验值	模拟值	
JT1	+	8.31	8.48	2.06	190.12	198.22	4.09
	-	8.96	8.69	2.98	-194.26	-198.35	2.06
JT2	+	8.06	8.61	6.82	182.57	205.70	11.23
	-	8.44	8.10	2.71	-193.28	-204.15	5.32
JT3	+	8.55	9.43	1.36	214.08	218.11	1.85
	-	8.45	8.59	1.63	-221.48	-218.97	1.15
JT4	+	8.88	8.91	0.43	193.92	206.64	6.16
	-	7.89	8.30	5.18	-194.27	-207.34	6.30

2.4 破坏现象对比

以节点 JT1 为例对节点有限元模型与试验破坏模式进行对比,如图 12 所示。

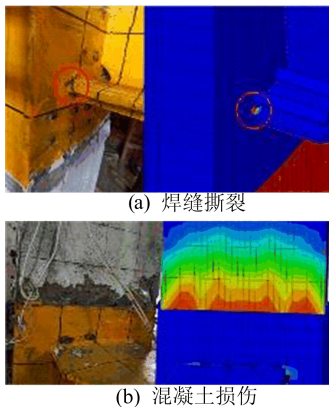


图 12 模型破坏现象对比

设置网格控制属性来定义单元损伤失效,通过单元网格删除的效果来模拟节点区焊缝的撕裂。由图 12 可知,钢材损伤集中在翼缘根部,导致翼缘根部焊缝出现撕裂。模型准确模拟了节点混凝土的损伤,通过破坏现象对比验证了模型的准确性。

3 模拟结果分析

3.1 应力分析

为研究节点破坏机理,基于节点 JT1 有限元模型 FEM1,选取模型 FEM1 骨架曲线上的特征点进行应力分析,如图 13 所示。图 13 中:A 点、B 点、C 点分别为节点 JT1 的钢梁翼缘、对拉钢筋和外包钢管屈服点;D 点和 E 点分别为峰值点和极限点。

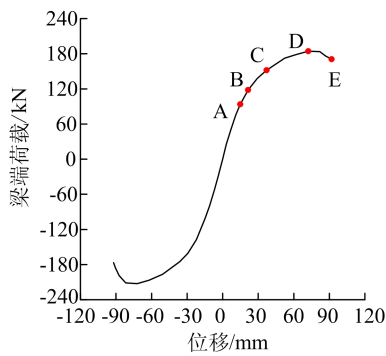
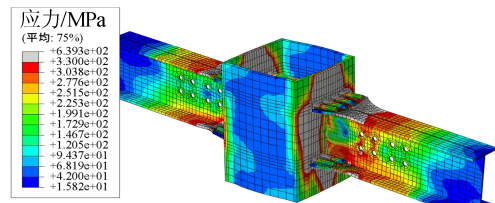
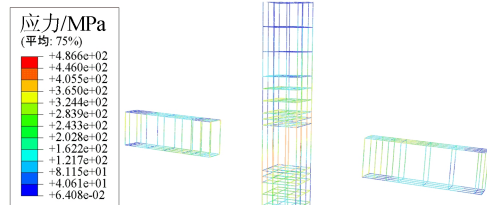


图 13 模型 FEM1 骨架曲线特征点

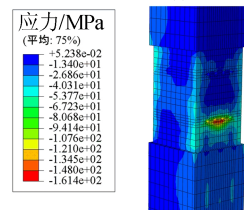
通过节点在特征点处的应力云图,对节点受力机理进行分析,模型 FEM1 骨架曲线特征点处的 Mises 应力云图如图 14 所示。由图 14 可知:A 点处钢梁翼缘根部与变截面处先屈服,最大应力值为 579.1 MPa;B 点处,位于节点区中部的对拉钢筋先达到屈服,最大应力值为 582.6 MPa,此时节点已进入屈服阶段,对比骨架曲线可以看出节点刚度开始降低。



(e) E点钢结构部分

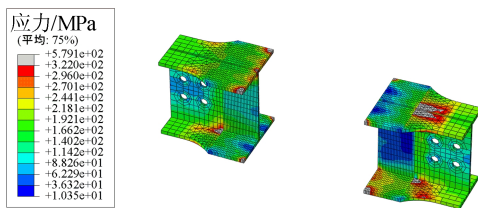


(f) 钢筋

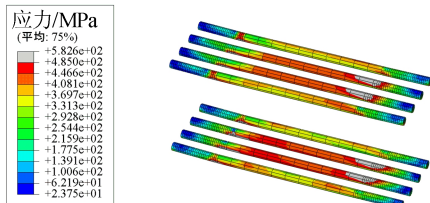


(g) 混凝土主压

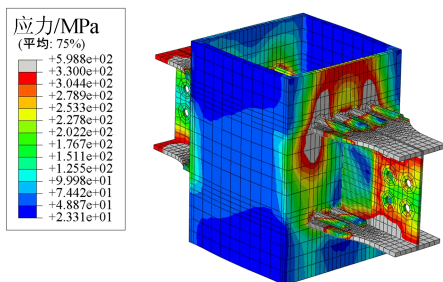
图 14 模型 FEM1 的 Mises 应力云图



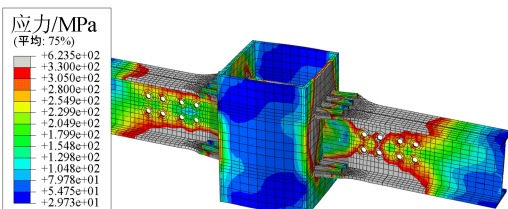
(a) A点钢梁翼缘



(b) B点对拉钢筋



(c) C点外包钢管



(d) D点钢结构部分

由图 14 可知:在 C 点时,钢梁翼缘已完全屈服,其根部区域的外包钢管受拉也出现屈服,并且屈服范围沿竖向延伸,此时节点刚度出现明显降低;在节点承载力到达峰值 D 点时,钢梁与对拉钢筋已全部屈服,与试验结果一致;在节点承载力到达极限值 E 点时,外包钢管翼缘已完全进入塑性状态;峰值 D 点处纵向钢筋 Mises 应力的最大值为 486.6 MPa,未发生屈服;节点核心区的核心区混凝土的局部压应力为 161.4 MPa,已远超出混凝土的极限抗压强度。通过以上应力分析可知,在梁端荷载作用下节点由对拉钢筋承担主要钢梁翼缘拉力,外包钢管通过翼缘平面外变形抵抗钢梁翼缘拉力,两者共同作用抵抗梁端弯矩。

3.2 耗能与刚度分析

通过以上对比分析,验证了节点模型的准确性,模型 FEM1~FEM4 的循环耗能和等效黏滞阻尼系数随着加载周数增加的变化曲线如图 15、图 16 所示。从图 15 可以看出:在加载初期,各节点处于弹性阶段,耗能基本为 0;加载至第 25 周左右时(加载位移为 37.5 mm),节点循环耗能曲线陡升,此时节点已进入屈服阶段;加载至 37 周左右时(加载位移为 82.5 mm),节点进入极限阶段,耗能曲线增速放缓。从图 16 可以看出,模型

的等效黏滞阻尼系数随着加载周数的增加不断上升。FEM3 的等效黏滞阻尼系数要明显高于 FEM1 和 FEM2, 设置补强板的 FEM4 在进入屈服阶段后, 等效黏滞阻尼系数与 FEM3 基本相同, 耗能能力增加显著。各个模型的等效黏滞阻尼系数最终稳定在 0.12~0.15 之间。

型刚度退化曲线如图 17 所示。

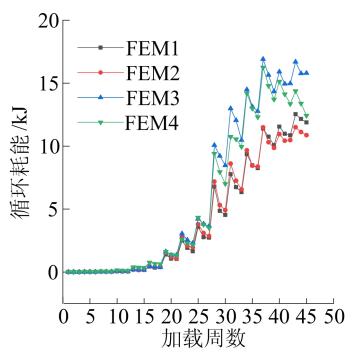


图 15 模型耗能曲线

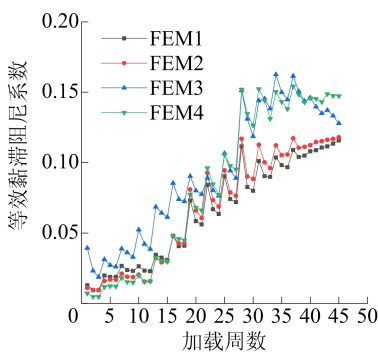


图 16 模型等效黏滞阻尼系数曲线

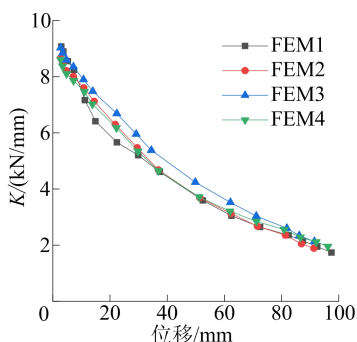


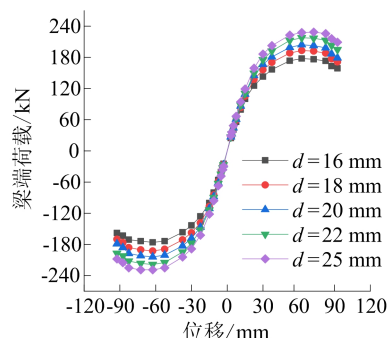
图 17 模型刚度退化曲线

由图 17 可知, 4 个模型的刚度退化规律基本一致, 前期刚度退化速率较高, 进入屈服阶段后速率放缓, 其中 FEM3 的刚度始终高于其他模型的。综上所述, 节点均具有良好的耗能能力, 增加外包钢管厚度或在节点区设置补强板能够有效提高节点耗能能力。同时随着外包钢管厚度的增

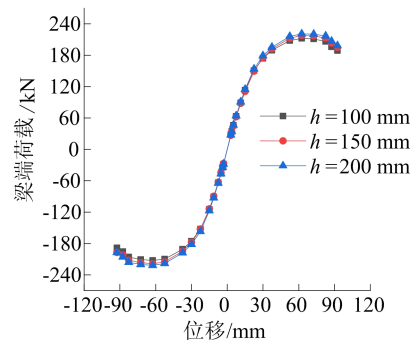
加, 节点刚度明显增大, 而设置补强板对节点刚度的提升并不明显。

3.3 参数分析

本文分析对拉钢筋直径 d 、外包钢管延伸高度 h 、轴压比 n 等因素对节点抗震性能的影响, 结果如图 18 所示。



(a) 对拉钢筋直径



(b) 外包钢管延伸高度

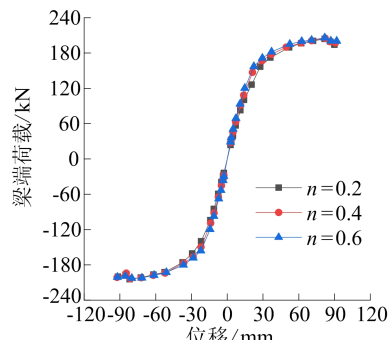


图 18 参数分析结果

以节点 JT3 的有限元模型为基础, 研究不同因素对节点承载力和刚度的影响。取对拉钢筋直径分别为 16、18、20、22、25 mm 进行模拟, 节点模型的骨架曲线如图 18a 所示, 不同对拉钢筋直径下的模型特征参数见表 5 所列。从表 5 可以看出: 随着对拉钢筋直径的增加, 节点刚度和承载力均呈上升趋势, 承载力提升明显高于刚度的提升; 节点延性则随着对拉钢筋直径增加而逐渐降低。从图 18b 可以看出, 通过改变外包钢管延伸高度

对节点刚度和承载力的影响较小,将外包钢管延伸高度由 100 mm 增加至 150 mm 和 200 mm 时,节点承载力约提高了 2.5% 和 4.1%,外包钢管延伸高度对节点抗震性能的影响要远小于对拉钢筋直径。从图 18c 可以看出,改变轴压比对节点抗震性能的影响较小。

表 5 不同对拉钢筋直径下节点模型特征参数

对拉钢筋直径/mm	加载方向	初始刚度/(kN/mm)	屈服荷载/kN	峰值荷载/kN	延性系数
16	+	8.23	122.44	177.77	4.28
	-	8.26	-121.94	-176.05	4.34
18	+	8.63	136.79	193.09	4.14
	-	8.67	-137.26	-192.45	4.17
20	+	8.95	145.94	204.27	4.05
	-	9.00	-147.35	-204.02	4.08
22	+	8.93	155.80	217.60	3.80
	-	8.96	-158.34	-218.66	3.79
25	+	9.74	162.68	228.51	3.94
	-	9.78	-165.57	-228.92	3.95

4 结 论

本文基于外包钢管-对拉钢筋式装配式混凝土节点抗震性能试验研究结果,建立节点 ABAQUS 有限元分析模型,并对节点受力机理进行研究,得出以下结论:

1) 外包钢管-对拉钢筋式装配式混凝土节点具有良好的抗震性能。随着外包钢管厚度的增加,节点峰值承载力逐渐增加;在外包钢管内壁设置补强板后,节点承载力变化不明显。

2) 分别采用混凝土塑性损伤本构模型和钢材柔性损伤本构模型建立节点 ABAQUS 有限元分析模型。通过对比节点试验结果与模拟结果可知,该模型准确描述了节点强度和刚度的退化,验证了模型损伤定义的适用性。

3) 增加外包钢管厚度或在节点区设置补强板均能够提高节点耗能,随着外包钢管厚度的增加,节点刚度与承载力明显增大,而设置补强板对节点承载力与刚度的影响不大。

4) 通过改变对拉钢筋直径、外包钢管延伸高度、轴压比等参数,分析了不同因素对节点抗震性能的影响。结果表明:随着对拉钢筋直径的增加,节点刚度和承载力均呈上升趋势,承载力提升明显高于刚度的提升;节点延性则随着对拉钢筋直径的增加逐渐降低。而外包钢管延伸高度和轴压比对节点抗震性能的影响较小。

[参 考 文 献]

- [1] BING L I, KULKARNI S A, LEONG C L. Seismic performance of precast hybrid-steel concrete connections[J]. Journal of Earthquake Engineering, 2009, 13(5): 667-689.
- [2] NEGRO P, BOURNAS D A, MOLINA F J. Pseudodynamic tests on a full-scale 3-storey precast concrete building: global response[J]. Engineering Structures, 2013, 57(1): 594-608.
- [3] BOURNAS D A, NEGRO P, MOLINA F J. Pseudodynamic tests on a full-scale 3-storey precast concrete building: behavior of the mechanical connections and floor diaphragms [J]. Engineering Structures, 2013, 57(1): 609-627.
- [4] 曹杨, 孙千伟, 宫文军. 新型装配式混凝土框架型节点试验[J]. 建筑科学与工程学报, 2016, 33(2): 15-23.
- [5] 耿方方, 李亚东, 吴宏磊. 低损伤预应力自复位装配式混凝土耗能框架节点试验和数值研究[J]. 建筑结构学报, 2022, 43(9): 170-180.
- [6] 冯世强, 杨勇, 薛亦聪. 自复位装配式钢混凝土混合框架节点抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2022, 43(5): 89-97.
- [7] 王海深, 康迎杰, 潘鹏. 全装配式自复位耗能钢筋混凝土框架梁柱节点抗震性能研究[J]. 建筑结构学报, 2022, 43(4): 158-166, 176.
- [8] 邢国华, 王志萌, 秦拥军. 新型装配式混凝土框架节点抗震性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2023, 56(2): 23-33.
- [9] 马立成, 史庆轩, 王秋维. 预压碟簧自复位装配式混凝土梁柱节点滞回特性研究[J]. 建筑结构学报, 2023, 44(3): 70-78.
- [10] 中国钢铁工业协会. 金属材料拉伸试验: GB/T 228. 1—2021[S]. 北京: 中国计划出版社, 2010: 12-20.
- [11] 中国建筑科学研究院. 普通混凝土力学性能试验方法标准: GB/T 50081—2002[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003: 20-25.
- [12] 中国建筑科学研究院. 混凝土结构设计规范: GB 50010—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2014: 15-18.
- [13] ACI Committee. Acceptance criteria for moment frames based on structural testing and commentary: 374: 1-05[S]. Farmington Hills: American Concrete Institute, 2005: 16-19.
- [14] CHABOCHE J L. Time-independent constitutive theories for cyclic plasticity[J]. International Journal of Plasticity, 1986, 2(2): 149-188.
- [15] 吕凤智. 十字隔板焊接节点滞回性能研究[D]. 北京: 北京交通大学, 2015.
- [16] LEE Y W, WIERZBICKI T. Quick fracture calibration for industrial use [R]. Cambridge, Mass.: MIT Impact and Crashworthiness Lab, 2004.

(责任编辑 吴 亮)