

钢管混凝土梁柱加强环螺栓节点受力性能优化研究

石若利¹, 潘志成², 肖功杰³, 张军¹, 熊建漓⁴, 孙志颖¹

(1. 云南大学建筑与规划学院, 云南 昆明 650504; 2. 中南大学土木工程学院, 湖南 长沙 410075; 3. 深圳市天健地产集团有限公司, 广东 深圳 518033; 4. 重庆交通大学省部共建山区桥梁及隧道工程国家重点实验室, 重庆 400074)

摘要: 为研究具有不同构造形式的加强环螺栓连接节点的力学性能, 基于圆钢管混凝土柱-钢梁外加强环螺栓连接节点单调加载试验结果, 采用合适的混凝土与钢材本构模型, 通过 ABAQUS 建立该类节点的三维精细化有限元分析模型; 对比分析试验和模型的受力特征和破坏形式, 验证了数值模型的可靠性; 与加强环焊接刚接节点对比, 通过对不同构造措施下的加强环螺栓连接节点进行数值模拟, 分析结果表明: 加强环上采用 4 排螺栓并加设腹板加劲肋和环板加劲肋的加强环螺栓连接节点可达到全焊加强环刚接节点的初始刚度和抗弯承载力。

关键词: 抗震结构; 钢管混凝土梁柱; 外加强环; 螺栓连接; 刚接节点; 初始刚度

中图分类号: TU352.11; TU375.4 **文献标志码:** A **文章编号:** 1004-4523(2022)01-0113-10

DOI: 10.16385/j.cnki.issn.1004-4523.2022.01.012

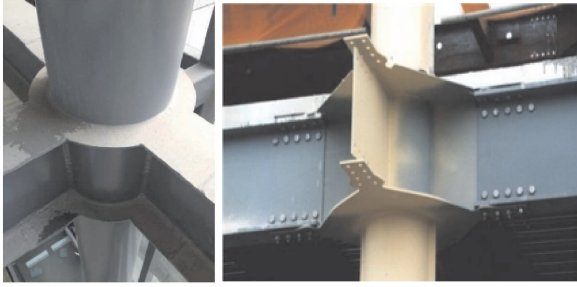
1 概述

钢管混凝土柱因其具有刚度大、承载力高、抗震性能好以及施工速度快等优点, 被广泛应用到高层和超高层建筑结构中^[1]。梁柱节点是影响结构整体性能的关键部位, 目前已有不少学者对传统的钢管混凝土柱-钢梁加强环节点(图 1(a))进行了深入研究。如 Li 等^[2]进行了 24 个方形钢管混凝土柱-钢梁节点试验和有限元分析, 结果表明内隔板外加强环节点的抗震性能最优; 陈鹏等^[3]开展了 6 个加强环节点的静力性能试验和有限元分析, 表明部分环节点的刚度相当于整环节点刚度的 89%; 牟犇等^[4]采用试验研究分析了方形钢管混凝土柱-不等深钢梁外加强环节点, 结果表明梁深比和钢管宽厚比是控制整个节点屈服和抗剪强度的主要参数。上述研究表明传统的外加强环全焊节点具有良好的刚度、承载能力与耗能能力。

1994 年美国 Northridge 地震和 1995 年日本神户地震的震后调查发现, 钢结构中采用传统全焊的外环板式连接节点, 因翼缘焊缝质量缺陷而发生了脆性破坏, 而采用加强环翼缘螺栓连接节点并无影响, 为此部分学者对钢梁翼缘螺栓连接节点进行了

研究。如 Zhang 等^[5]设计了一种外加强环悬臂短梁翼缘盖板螺栓连接节点, 试验和有限元分析显示盖板能产生较大的塑性变形, 节点具备足够的延性; Bagheri 等^[6]对加强环螺栓连接节点进行有限元分析, 通过改变构造措施, 发现垂直加劲肋和盖板连接钢梁和外加强环, 可使节点具有更好的承载能力; Qin 等^[7]进行了传统的焊接加强环节点和改良的螺栓加强环节点的静力对比试验研究, 发现后者可以延缓下翼缘开裂且具有更好的承载力。

钢结构中螺栓连接节点不仅避免了翼缘的焊接作业, 而且符合装配式建筑发展趋势, 图 1(b)所示新西兰奥兰克国际机场采用圆钢管混凝土柱-钢梁外加强环螺栓连接节点^[8], 为了考察该类型节点的受力性能, 本文主要开展以下工作: (1) 基于文献[9]中 2 个圆钢管混凝土柱-钢梁外加强环螺栓连接节点单调加载试验结果, 探讨其刚度、承载力和破坏模式; (2) 采用混凝土三轴塑性本构模型与钢材弹塑性本构模型, 通过 ABAQUS 有限元软件建立钢管混凝土柱-钢梁加强环螺栓节点的三维实体有限元模型并进行试验验证; (3) 采用该有限元模型进行参数分析, 对比传统外加强环刚接节点, 增设 7 种构造措施的算例以优化加强环螺栓连接节点的受力性能, 使之达到传统外加强环刚接节点的要求。



(a) 加强环焊接节点示意图 (b) 加强环螺栓节点示意图
(a) Schematic diagram of exterior diaphragm welding joint (b) Schematic diagram of bolted joint with exterior diaphragm

图1 加强环的不同节点形式示意图

Fig.1 Schematic diagram of different node forms of stiffening ring

2 试验简介

2.1 试件尺寸及材性

本文研究的2个钢管混凝土柱-钢梁螺栓连接外加强环边柱节点^[9],尺寸与连接方法如图2所示,节点由圆形钢管混凝土柱与钢梁通过外加强环、螺栓、连接板、垫板连接组成,试件主要参数和钢材材

性性能^[10]如表1和2所示。钢材牌号均采用Q235B,柱高(H)为1700 mm,梁长(L)为1000 mm。2个节点的外环板和钢梁通过安装2排3列10.9级M20和M16高强螺栓连接,平均屈服强度(f_y)为921 MPa,平均极限强度(f_u)为1010 MPa。钢管内采用C40混凝土,其标准立方体平均抗压强度(f_{cu})^[11]为45.17 MPa。

2.2 加载装置、制度及测点布置

节点加载装置示意图如图3(a)所示。首先在柱顶竖向荷载施加恒定轴压力为630 kN,对应的柱轴压比(n)^[12]为0.16。然后,分3级进行预加载至预估最大荷载的10%,每级停歇5 min,再卸载到初始位置;正式加载阶段,柱端采用水平位移控制,加载步骤为每级位移增量为5 mm,每级加载时间为5 min,直到试件承载力下降到极限承载力的85%或节点有明显的破坏现象时停止加载,加载制度如图3(b)所示。钢管柱、外环板和钢梁等应变测点布置以及节点核心区上下侧钢管柱水平位移、环板变形和钢梁翼缘挠度测点布置如图4和5所示。

表1 试件主要参数(单位:mm)

Tab.1 Main parameters of the specimens(Unit:mm)

试件 编号	柱截面尺寸 $D \times t_c$	梁截面尺寸 $h_b \times b_{fb} \times t_{wb} \times t_{fb}$	环板尺寸 $L_1 \times L_2 \times t_p$	螺栓 孔距 S_1	螺栓 孔距 S_2	连接板 $L_3 \times L_4 \times t_j$	螺栓 规格	垫板 $L_5 \times L_6 \times t_s$
CFST-1S	273×11.2	300×150×6.5×9	598×453×10	65	80	200×105×6	M20	230×60×8
CFST-2S	273×11.2	250×125×6×9	548×433×10	55	70	170×90×6	M16	/

表2 钢材力学性能

Tab.2 Mechanical properties of steel

钢材类型	厚度 t /mm	屈服强度 f_y /MPa	极限强度 f_u /MPa	弹性模量 E_s /GPa	伸长率 δ /%
外环板	10	286	435	204	27
型钢翼缘	9	281	440	201	28
型钢腹板	6	330	469	202	23
无缝钢管	11.2	302	396	206	28

3 有限元模型与验证

3.1 有限元模型

3.1.1 材料本构关系

单轴压、拉混凝土本构模型采用Ding等^[12]提出的表达式:

$$y = \begin{cases} \frac{Ax + (B-1)x^2}{1 + (A-2)x + Bx^2}, & x \leq 1 \\ \frac{x}{\alpha(x-1)^2 + x}, & x > 1 \end{cases} \quad (1)$$

式中 $y = \sigma/f_c$, σ 为应力, f_c 为轴心抗压强度, $f_c = 0.4f_{cu}^{7/6}$, $x = \epsilon/\epsilon_c$, ϵ 为应变, ϵ_c 为受压峰值应变, $\epsilon_c = 383f_{cu}^{7/18} \times 10^{-6}$; 曲线上升段参数 $A = 9.1f_{cu}^{-4/9}$, 参数 $B = 1.6(A-1)^2$; 下降段参数 $\alpha = 0.15$ 。

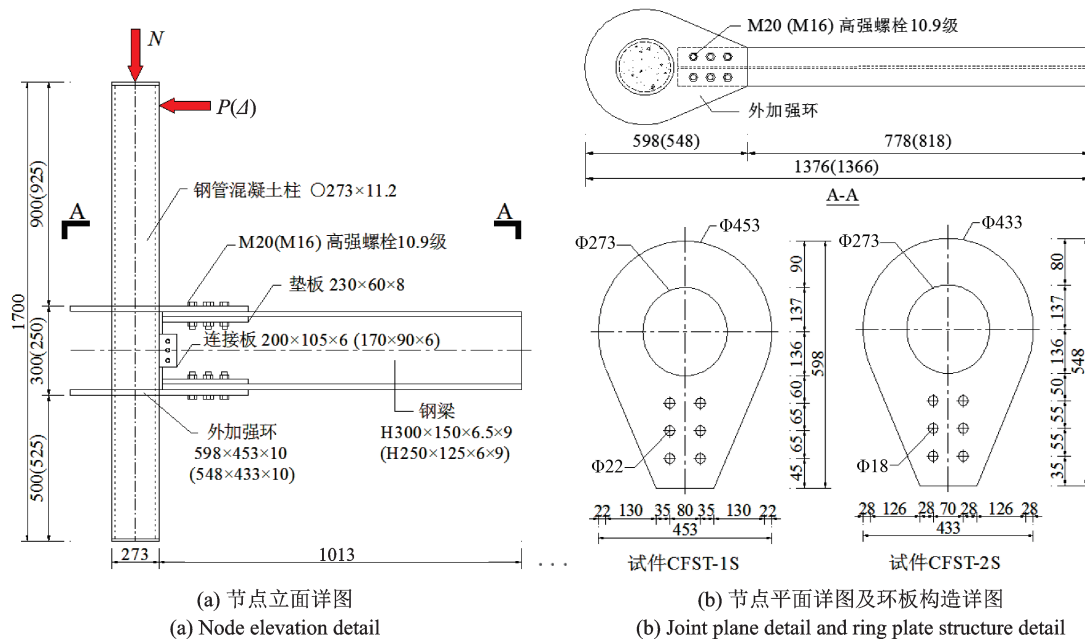


图 2 试件尺寸示意图(单位:mm)

Fig. 2 Schematic diagram of specimen size (Unit:mm)

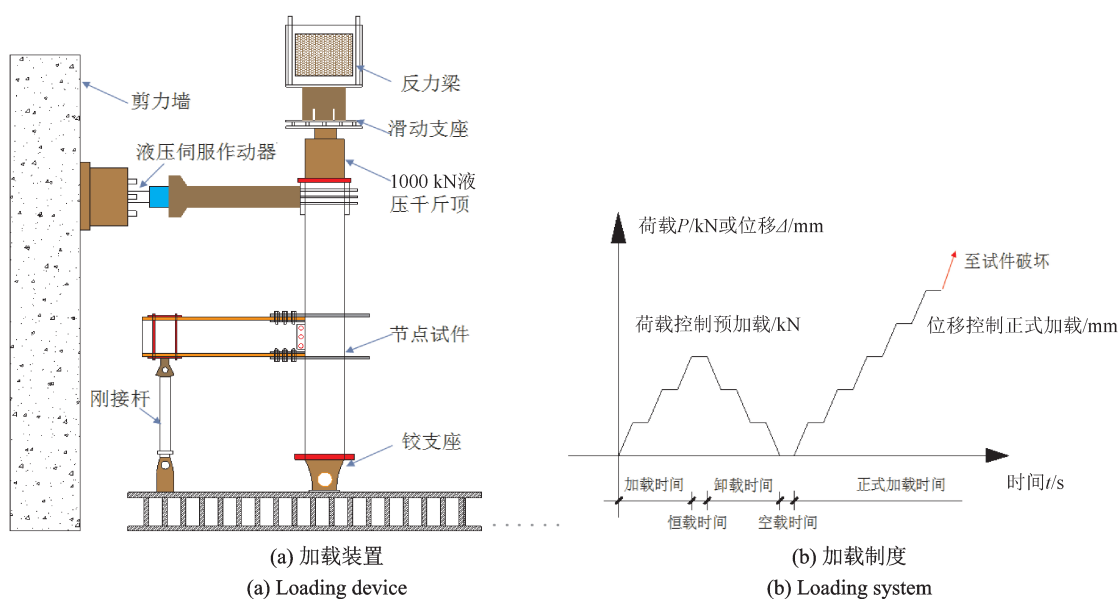


图 3 加载装置和制度

Fig. 3 Loading device and protocol

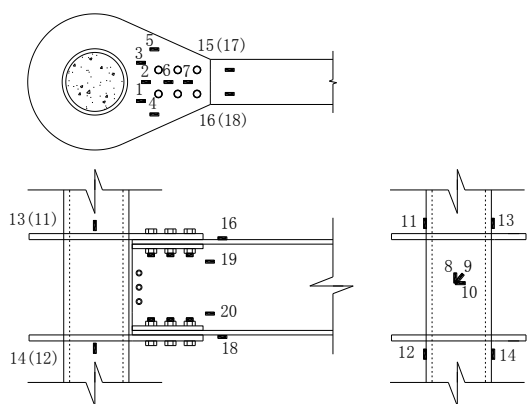


图 4 试件应变片布置

Fig. 4 Strain gauge arrangement of specimens

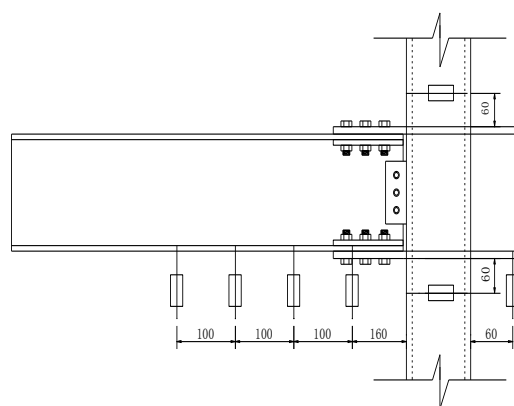


图 5 位移计布置示意图

Fig. 5 Displacement meter layout diagram

在混凝土单轴压、拉本构模型的基础上,在 ABAQUS 有限元软件中通过设置参数形成混凝土三轴塑性-损伤本构模型,各参数取值如下:拉、压子午线上第二应力不变量的比值为 2/3,膨胀角为 40° ,流动偏角取 0.1,双轴等压时混凝土的强度与单轴强度之比为 1.225,黏性系数为 0.005;混凝土的泊松比取值为 0.2。

钢管、钢梁、端板和加劲肋的应力-应变关系取为^[12]:

$$\sigma_i = \begin{cases} E_s \epsilon_i, & \epsilon_i \leq \epsilon_y \\ f_y, & \epsilon_y < \epsilon_i \leq \epsilon_{st} \\ f_y + \zeta E_s (\epsilon_i - \epsilon_{st}), & \epsilon_{st} < \epsilon_i \leq \epsilon_u \\ f_u, & \epsilon_i > \epsilon_u \end{cases} \quad (2)$$

式中 σ_i 为等效应力,取 $f_u = 1.5 f_y$; ϵ_i 为等效应变, ϵ_y 为钢材屈服时对应的应变, ϵ_{st} 为钢材强化时对应的应变, ϵ_u 为钢材达到极限强度时对应的应变,取 $\epsilon_{st} = 12\epsilon_y$, $\epsilon_u = 120\epsilon_y$, $\zeta = 1/216$; 钢材的泊松比取值为 0.3,其他力学性能指标按表 2 材性试验数据取值。

高强螺栓采用弹塑性三折线本构模型,其应力-应变关系取为^[13]:

$$\sigma_i = \begin{cases} E_s \epsilon_i, & \epsilon_i \leq \epsilon_y \\ f_y + E_{st} (\epsilon_i - \epsilon_y), & \epsilon_y < \epsilon_i \leq \epsilon_u \\ f_u, & \epsilon_i > \epsilon_u \end{cases} \quad (3)$$

式中 弹性阶段的弹性模量 $E_s = 2.02 \times 10^5$ MPa,屈服应变 $\epsilon_y = 0.456\%$,极限应变 $\epsilon_u = 10\%$;高强螺栓的泊松比取值为 0.3,强化阶段的弹模 (E_{st})、屈服强度 (f_y) 和极限强度 (f_u) 按材性试验数据取值。

3.1.2 界面模拟与网格划分

外加强环板与钢管、连接板与钢管采用绑定约束,钢管和混凝土、钢梁和环板以及螺栓采用库伦摩擦型接触^[14],螺栓杆与螺栓孔间的摩擦系数取 0.2,钢梁与外加强环板、钢梁与垫板、钢梁与螺帽、螺帽与连接板、螺帽与外加强环板、螺帽与垫板的摩擦系数取 0.35,钢管与混凝土的摩擦系数取 0.5。通过单元类型的灵敏度分析,节点试件各部件均采用八节点减缩积分格式的三维实体单元 (C3D8R),无论是粗网格还是细网格都能提供好的收敛结果。单元网格划分时,通过网格灵敏度分析,本文采用 100, 50 和 20 mm 三种网格尺寸来建立模型,能获得更好的计算精度。有限元模型如图 6 所示。

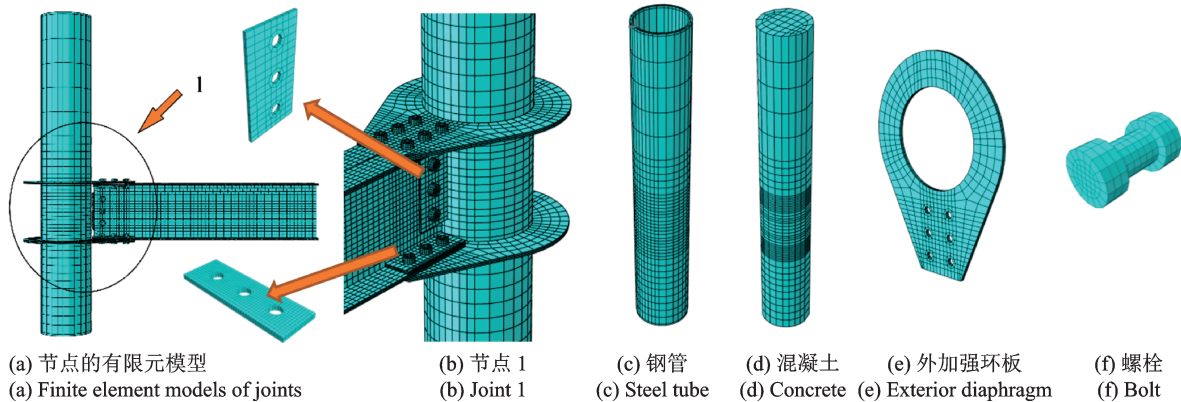


图 6 各部件的有限元模拟

Fig. 6 Finite element simulation of each part

3.1.3 边界条件与加载方式

三维实体节点模型采用与试验一致的边界条件:柱底按铰接模拟,即 X, Y, Z 三个方向的位移均设置为 0,柱顶设置 X, Y 两个方向的位移和绕 Z 轴的转动约束,钢梁端部约束 X 方向的位移,绕 Y 轴和 Z 轴旋转。在分析步中设置 6 步,其中第 1~4 步用于激活边界条件,同时施加螺栓预紧力 155 kN^[15];第 5 步将预紧力固定在当前长度,并在柱端施加轴压力;第 6 步中,在柱端 X 方向输入侧向位移。

3.2 有限元验证

3.2.1 破坏特征对比

单调加载过程中节点 CFST-1S 的破坏过程如下:(1)柱端加载初期,荷载和位移关系基本成正比,节点表现为弹性工作状态;(2)继续加载使得梁翼缘与环板开始出现相对滑移,并伴随滑移响声;(3)随着荷载的加大,试件进入屈服阶段,其外环板外侧钢梁腹板处出现竖向屈服线条纹与横向屈服条纹(图 7(a));(4)当到达极限承载力之后,节点破坏出现

在加强环外侧钢梁翼缘及腹板上,表现为梁端出现塑性铰而破坏(图 7(b));有限元模拟试件的破坏形态与试验结果基本吻合,如表 3 和图 7 所示。

节点 CFST-2S,由于钢梁截面变小,且加强环和翼缘连接处无垫板,其破坏过程如下:(1)加载初期,与节点 CFST-1S 表现出相近的试验现象;(2)继续加载,在加强环外侧钢梁腹板比翼缘先出现屈服条纹,钢梁受压翼缘产生屈曲变形(图 8(a));(3)结合有限元模拟,发现节点破坏为钢梁腹板受剪和钢梁受压翼缘屈曲所致,如表 3 和图 8 所示,模拟结果与试验也基本吻合。

3.2.2 弯矩-转角曲线对比

根据文献中[16]的通用弯矩屈服法(如图 9 所示)来定义节点屈服弯矩 M_y 和屈服转角 θ_y ,以及最高点对应的极限弯矩 M_{max} 和极限转角 θ_u , M_u 和 θ_u 为试件的破坏荷载及破坏转角,其中节点弯矩 M

定义为水平荷载与加载点到钢梁中心线距离的乘积,节点转角 θ 为柱端转角 θ_c 与梁端转角 θ_b 之差决定,而梁端和柱端转角为对应位移计测量值与位移计摆放距离的商, $M_u=0.85M_{max}$ 。采用转角位移延性系数 μ_θ [16] 来研究节点的延性特征,即: $\mu_\theta=\theta_u/\theta_y$,如表 4 所示。与 CFST-2S 节点比较,CFST-1S 节点钢梁截面增大并增设垫板,极限承载力增大 80%,但 CFST-1S 节点达到极限承载力之后节点承载力退化显著,延性低。两节点 CFST-1S、CFST-2S 有限元计算曲线与试验曲线的比较如图 10 所示,两者吻合较好,因节点 CFST-1S 增大梁高和增设垫板,有限元模拟的承载力并没有出现显著的退化。初始刚度、屈服弯矩、极限弯矩、破坏弯矩的比较如图 11 和表 4 所示,可见两者的误差在 10% 以内,其中初始刚度 S_{mi} 定义为弯矩达到承载力 20% 时对应的抗弯刚度。

表 3 试件试验过程与有限元对比

Tab. 3 Comparison between specimen test process and finite element analysis

试件编号	首次出现滑移对应的位移 Δ_{slip}/mm	首次出现条纹对应的位移 $\Delta_{fringe}/\text{mm}$	屈服荷载 P_y/kN	极限位移 Δ_{max}/mm	极限荷载 P_{max}/kN	破坏位移 Δ_u/mm
CFST-1S-TEST	7.0	12.8	89.17	41.5	119.2	85.5
CFST-1S-FEM	9.7	16.3	94.08	53.2	121.0	90.1
误差	38.6%	27.3%	5.5%	28.2%	1.5%	5.3%
CFST-2S-TEST	9.5	9.5	45.77	32.8	66.2	66.2
CFST-2S-FEM	9.0	10.7	42.44	26.2	72.8	61.5
误差	5.3%	12.6%	7.3%	20.1%	9.9%	7.1%

表 4 弯矩-转角曲线各特征值实测结果与有限元计算结果的对比

Tab. 4 Comparison of the $M-\theta$ curve characteristic values between the test and the finite element results

试件编号	$S_{mi}/(\text{kN}\cdot\text{m}\cdot\text{mrad}^{-1})$	$M_y/(\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_{max}/(\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_u/(\text{kN}\cdot\text{m})$	$\theta_y/(\text{mrad})$	$\theta_u/(\text{mrad})$	μ_θ
CFST-1S-TEST	7.66	93.63	125.29	106.36	21.60	81.43	3.77
CFST-1S-FEM	7.02	98.79	127.09	108.03	22.85	88.97	3.89
误差	8.3%	5.5%	1.4%	1.5%	5.8%	9.3%	3.2%
CFST-2S-TEST	6.51	48.06	69.60	59.12	13.56	69.52	5.12
CFST-2S-FEM	6.25	44.57	76.39	64.93	16.20	66.88	4.13
误差	3.9%	7.2%	9.8%	9.8%	19.5%	3.8%	19.3%

3.2.3 应变-位移曲线对比

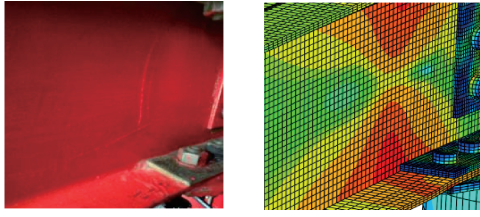
图 12 为有限元模型与试验在关键点处应变-位移曲线的对比,可见两者的应变规律基本一致,但由于模型是在理想状态下建立的,没有考虑环境温度、节点柱底端销轴滑移、柱顶滑动支座摩擦、焊缝等因素的影响,两者不完全吻合。对比各部件关键点处的应变,发现钢管应变小于加强环板和钢梁的应变,钢管基本处于弹性阶

段,钢梁翼缘因加载后期形成塑性铰,应变值增大明显。

4 有限元参数分析

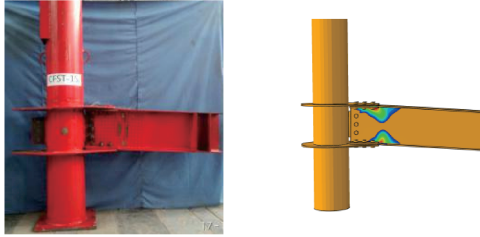
4.1 节点优化及其构造措施

为进一步提升该类节点的受力性能,使得加强



(a) 钢梁腹板和受压翼缘屈服线

(a) Yield line of web and compression flange of steel beam

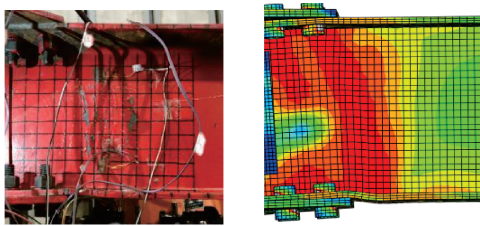


(b) 试件破坏

(b) Specimen failure

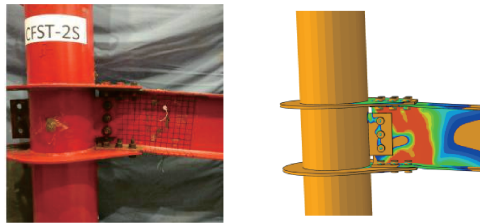
图7 CFST-1S节点试验失效模式与有限元结果的比较

Fig. 7 Comparison of failure modes between test and finite element results of CFST-1S joint



(a) 钢梁下翼缘受压屈曲

(a) Buckling of lower flange of steel beam under compression



(b) 试件破坏

(b) Specimen failure

图8 CFST-2S节点试验失效模式与有限元结果的比较

Fig. 8 Comparison of failure modes between test and finite element results of CFST-2S joint

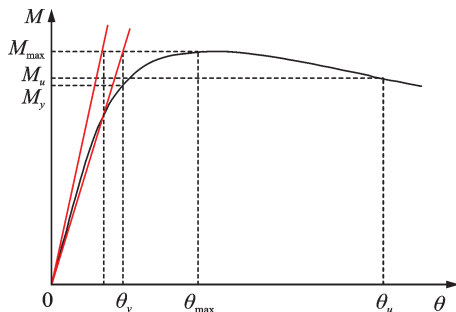


图9 通用弯矩屈服法

Fig. 9 General bending moment yield method

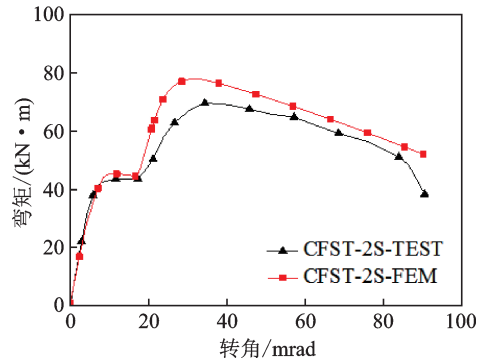
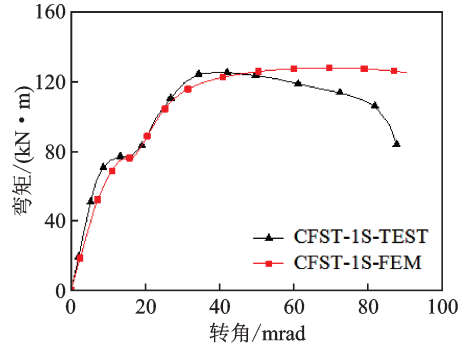
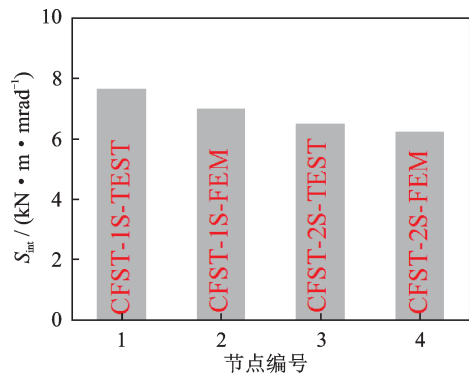


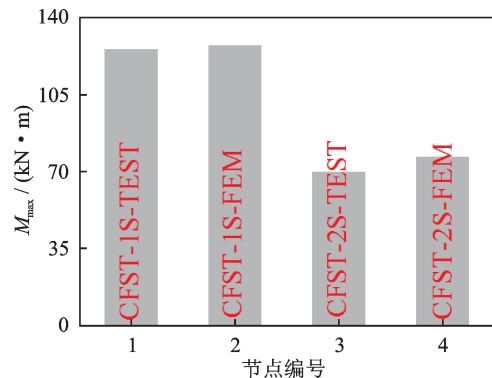
图10 有限元模拟的弯矩-转角曲线与实验曲线的对比

Fig. 10 Comparison of $M-\theta$ between FEM and experimental curve



(a) 初始刚度比较

(a) Comparison of initial stiffness



(b) 抗弯承载力比较

(b) Comparison of bending capacity

图11 有限元模拟的节点初始刚度和抗弯承载力与实验结果的对比

Fig. 11 Comparison of initial stiffness and flexural bearing capacity between experiment and finite element results

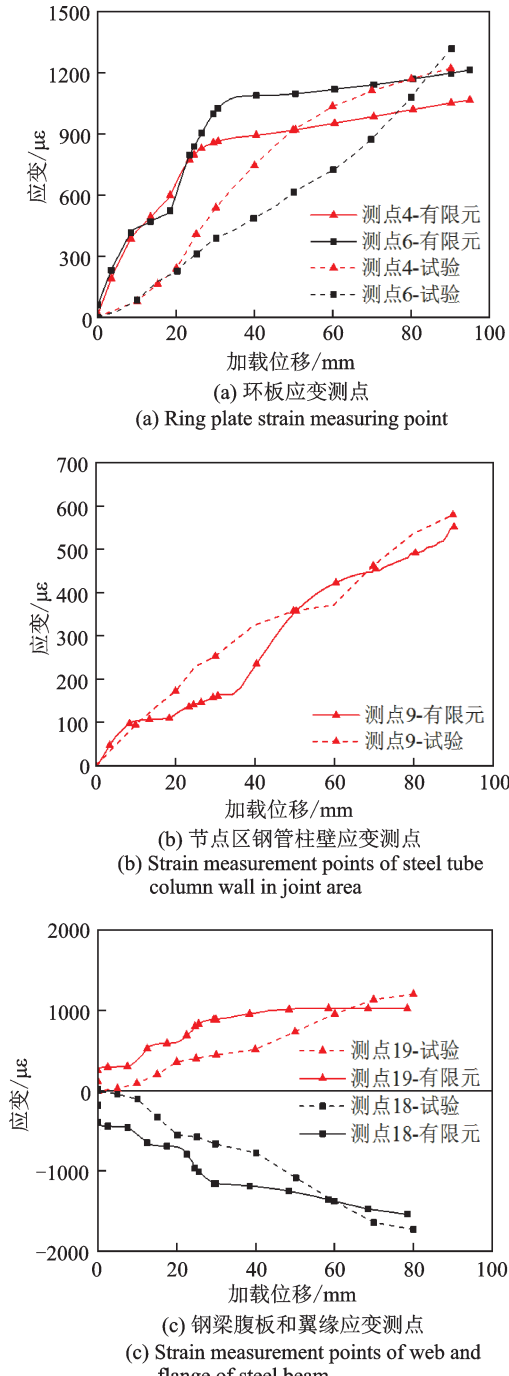


图 12 节点试件关键点应变对比

Fig. 12 Comparison of strain at key points of joint

环螺栓节点的刚度和承载力能达到传统的加强环全焊接刚接节点的效果,以节点 CFST-1S 为参照(因垫板存在使得该类节点受力性能更好),采取优化节点性能的构造措施,设计了 7 个外加强环高强螺栓连接节点和 1 个加强环全焊接节点算例,模型编号为 GZ-1-GZ-7 和 CGJ,如表 5 所示。

4.2 应力与应变分析

由图 13 可见,对于加强环螺栓连接节点,其主拉应力与主压应力峰值在钢梁上下翼缘与加强环板

表 5 各节点及其构造
Tab. 5 Details of connection

算例编号	构造措施及示意图	算例编号	构造措施及示意图
GZ-1	腹板加劲肋	GZ-2	环板加劲肋
GZ-3	4 排螺栓	GZ-4	5 排螺栓
GZ-5	腹板加劲肋 + 环板加劲肋	GZ-6	腹板加劲肋 + 4 排螺栓
GZ-7	腹板加劲肋 + 环板加劲肋 + 4 排螺栓	CGJ	钢梁与外加环刚接

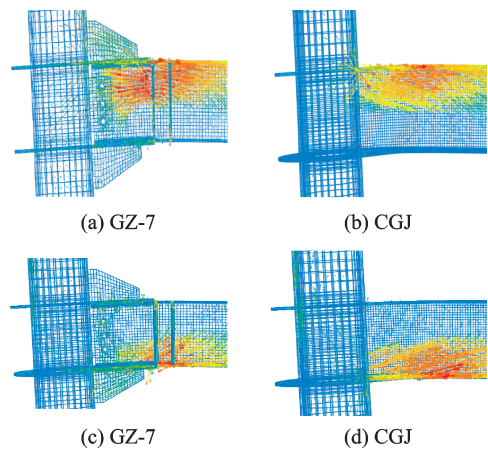


图 13 典型算例的节点区域拉应力 ((a), (b)) 和压应力 ((c), (d)) 分布

Fig. 13 The distribution of tensile stress ((a), (b)) and compressive stress ((c), (d)) in joint region of a typical example

端交界处,同时向节点区域内、外发散;对于加强环焊接刚接节点,主拉应力与主压应力均从加强环与钢管连接处向外发散。图 14 所示为模型钢梁应变沿梁高的分布规律,其中纵坐标负值为压应变,正值为拉应变;可见增设腹板加劲肋和增设环板加劲肋能明显抑制节点区域钢梁截面受压区的应变,增加螺栓排数也能有效抑制节点区域钢梁截面的应变。上述构造措施使得节点破坏时梁端塑性铰外移。

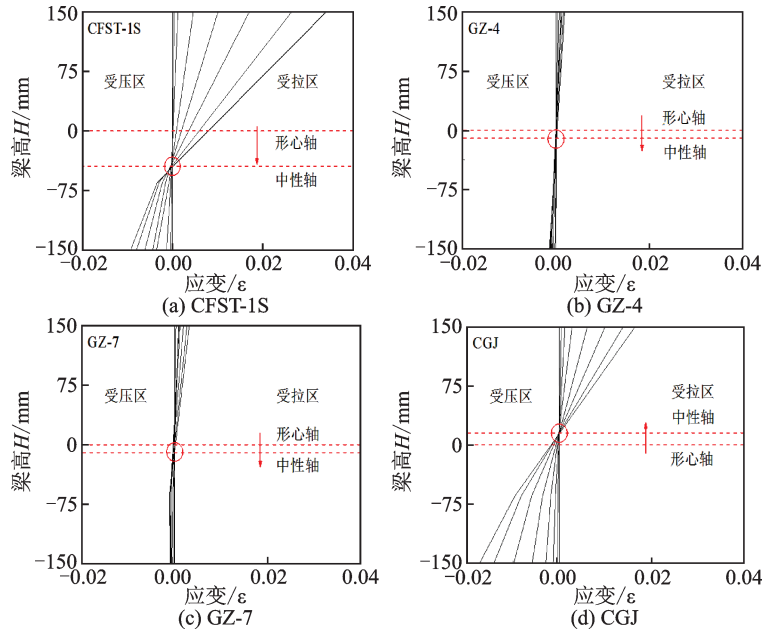


图14 节点区域梁截面应变分布

Fig. 14 Strain distribution of Beam cross section in joint area

4.3 刚度与承载力分析

算例 CGJ 和 CFST-1S-FEM 以及 GZ-1~GZ-7 的弯矩-转角曲线、刚度和承载力的对比如图 15 和表 6 所示。可见:(1)比较 GZ-2 与 GZ-5, GZ-3 与 GZ-6, 增设腹板加劲肋能限制加强环板外侧钢梁腹板、翼缘屈曲变形,提高节点承载力;(2) 比较 CFST-1S-FEM 与

GZ-2, GZ-5 与 GZ-7, 在环板上增设加劲肋, 节点初始刚度分别提升 10.7%, 11.3% 和 18.5%, 同时限制环板和翼缘相对滑移, 曲线滑移段消失;(3)增加外加强环板螺栓排数对节点的刚度和承载力的提高均能达到 11% 左右;(4)节点 GZ-4 和 GZ-7 刚度分别达到刚接节点 CGJ 的 97% 和 100%, 承载力分别达到刚性节点 CGJ 的 103% 和 106%, 可以作为刚接节点。

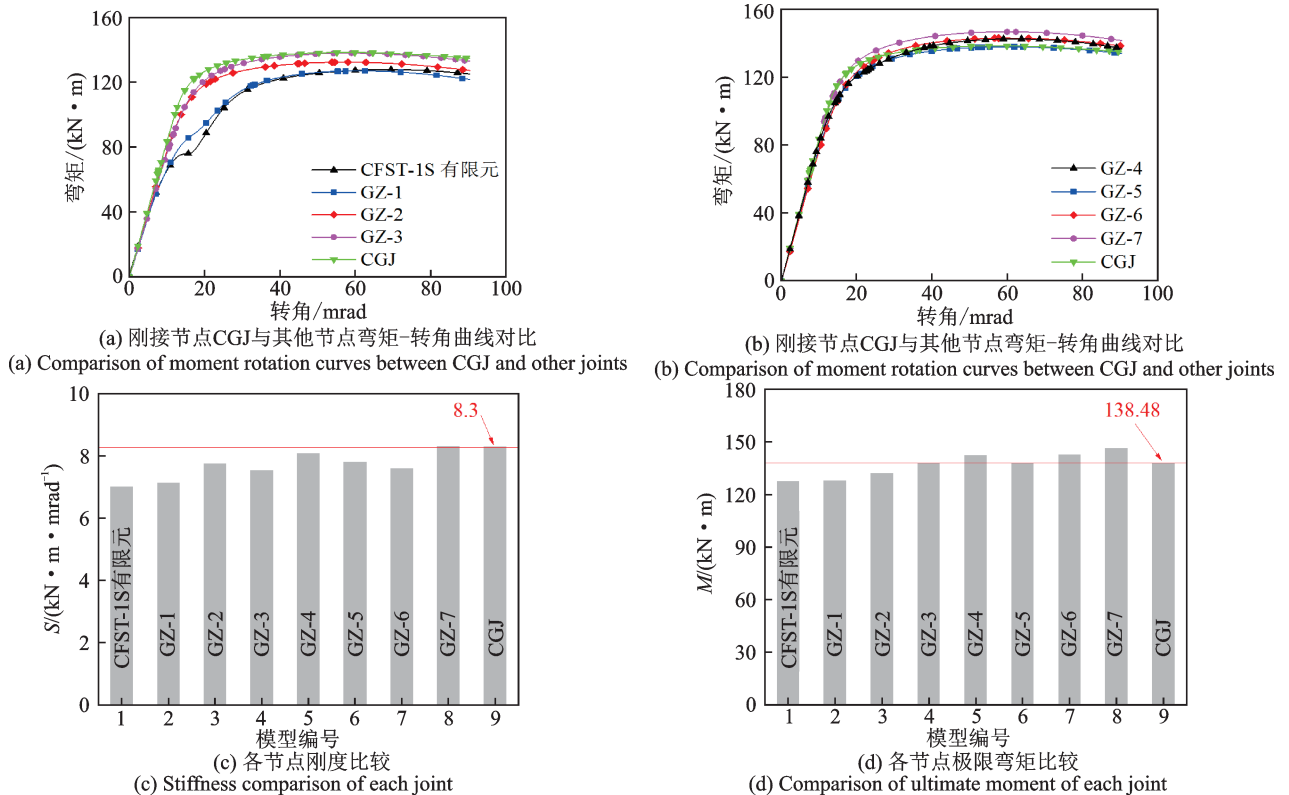


图15 各节点算例弯矩-转角曲线与初始刚度和极限弯矩的比较

Fig. 15 Comparison of $M-\theta$ curve, initial stiffness and ultimate bending moment of each joint

表 6 算例节点初始刚度及承载力的对比

Tab. 6 Comparison of initial stiffness and bearing capacity of joints

Model Number	$S_{int} / (\text{kN}\cdot\text{m}/\text{mrad})$	$M_{max} / (\text{kN}\cdot\text{m})$	$S_{int} / S_{int,CGJ}$	$M_{max} / M_{max,CGJ}$	节点连接特性分类
CFST-1S	7.02	127.90	0.85	0.92	半刚接
GZ-1	7.13	128.11	0.86	0.93	半刚接
GZ-2	7.77	132.53	0.94	0.96	准刚接
GZ-3	7.53	138.10	0.91	1.00	准刚接
GZ-4	8.09	142.62	0.97	1.03	刚接
GZ-5	7.81	137.97	0.94	1.00	准刚接
GZ-6	7.61	143.07	0.92	1.03	准刚接
GZ-7	8.32	146.78	1.00	1.06	刚接
CGJ	8.30	138.48	1.00	1.00	刚接

4.4 节点连接特性分析

欧洲规范 EC3 Part1-8^[17]根据节点刚度和强度分为铰接、半刚性连接和刚性连接等三类节点,该方法关于半刚性节点的定义过于宽广而不够实用。本文将所有的加强环螺栓节点与加强环焊接刚接节点 CGJ 对比,对外加强环螺栓连接节点的连接特性按表 7 进行细化分类,结果表明算例节点 GZ-4 和 GZ-7 能达到刚接节点的效果。

表 7 外加强环螺栓连接节点分类

Tab. 7 Classification of bolted joints with outer reinforcing ring

螺栓节点类型	初始刚度(S^*)	承载力(M^*)
半刚接	$S^* < 0.85$	$M^* < 0.85$
准刚接	$0.85 \leq S^* < 0.95$	$0.85 \leq M^* < 0.95$
刚接	$S^* \geq 0.95$	$M^* \geq 0.95$

注: S^* 和 M^* 分别为无量纲化后的初始刚度和极限承载力的相对比值,如表 6 中计算结果。

5 结 论

本文建立了圆钢管混凝土柱-钢梁外加强环螺栓连接节点的数值模型,并与已有试验结果进行对比,验证了数值模型的有效性。为进一步提升该类节点的受力性能,通过数值模型的分析,详细研究了半刚性节点的细化分类,可得出以下结论:

(1)数值分析得到的单调荷载作用下圆钢管混凝土柱-钢梁外加强环螺栓连接节点的弯矩-位移单调曲线、破坏形态与试验结果吻合良好,数值模型可较准确模拟该类型节点的受力性能。

(2)采用有限元模型对节点的构造参数进行分析,结果表明设置加劲肋和合理匹配螺栓的排数能有效限制环板和翼缘相对滑移,也能明显提高节点

的刚度和承载力。

(3)加强环上采用 4 排螺栓并加设腹板加劲肋和环板加劲肋的钢管混凝土柱-钢梁外加强环螺栓连接节点可达到加强环全焊刚接节点的效果。

参考文献:

- [1] 韩林海. 钢管混凝土结构——理论与实践[M]. 3 版. 北京: 科学出版社, 2019: 268-272.
Han L H. Concrete Filled Steel Tubular Structure: Theory and Practice [M]. 3rd ed. Beijing: Science Press, 2019: 268-272.
- [2] Li W, Han L H. Seismic performance of CFST column to steel beam joints with RC slab: analysis[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2011, 67: 56-70.
- [3] 陈鹃, 王湛, 袁继雄. 加强环式钢管混凝土柱-钢梁节点的刚性研究[J]. 建筑结构学报, 2004, 25(4): 43-49.
Chen Juan, Wang Zhan, Yuan Jixiong. Research on the stiffness of concrete filled tubular column and steel beam joint with stiffening ring [J]. Journal of Building Structures, 2004, 25(4): 43-54.
- [4] 牟犇, 陈功梅, 张春巍, 等. 带外加强环不等高梁-钢管混凝土柱组合节点抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2017, 38(5): 77-84.
Mou B, Chen G M, Zhang C W, et al. Experimental investigation on seismic behavior on steel unequal-depth beams to CFT column connection with external diaphragm [J]. Journal of Building Structures, 2017, 38(5): 77-84.
- [5] Zhang A L, Wang Q, Jiang Z Q, et al. Experimental study of earthquake-resilient prefabricated steel beam-column joints with different connection forms[J]. Engineering Structures, 2019, 187: 299-313.
- [6] Bagheri Sabbagh A, Chan T M, Mottram J T. Detailing of I-beam-to-CHS column joints with external diaphragm plates for seismic actions [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2013, 88: 21-33.
- [7] Qin X, Wang W, Chen Y Y, et al. Experimental study

- of through diaphragm connection types under a column removal scenario[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2015, 112: 293-304.
- [8] George Gharles Clifton . Semi-rigid joints for moment. Resisting steel framed semi-rigid joints for moment. Resisting steel framed seismic-resisting system[D]. Auckland, New Zealand: University of Auckland, 2005: 91-92.
- [9] 吴东平,李伟,商晨,等. 钢管混凝土柱-钢梁外加强环螺栓连接节点受力性能研究[J]. 武汉大学学报(工学版), 2020, 53(3): 219-224.
Wu D P, Li W, Shang C, et al. Study on mechanical properties of bolted joint between steel beam and concrete filled steel tubular with exterior diaphragm[J]. Engineering Journal of Wuhan University, 2020, 53(3): 219-224.
- [10] 金属材料室温拉伸试验方法:GB/T 228—2010 [S]. 北京:中国建筑工业出版社.
Metallic materials-tensile testing at ambient temperature:GB/T 228—2010[S]. Beijing: China Building Industry Press, 2010.
- [11] 普通混凝土力学性能试验方法标准:GB/T50081—2016[S]. 北京:中国建筑工业出版社.
GB/T 50081-2016. Standard for test method of mechanical properties on ordinary concrete[S]. Beijing: China Building Industry Press, 2016..
- [12] Ding F X, Lu D R, Bai Y, et al. Behavior of CFRP-confined concrete-filled circular steel tube stub columns under axial loading[J]. Thin Walled Structures, 2018, 125:107-118.
- [13] Wang J, Zhang N. Performance of circular CFST column to steel beam joints with blind bolts[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2017, 130:36-52.
- [14] Zhang A L, Zhang H, Jiang Z Q, et al. Low cycle reciprocating tests of earthquake-resilient prefabricated column-flange beam-column joints with different connection forms [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2020, 164: 105771.
- [15] 钢结构高强螺栓连接技术规程:JGJ82—2011[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2011.
Technical specification for high strength bolt connections of steel structures:JGJ82—2011[S]. Beijing: Chinese Planning Press, 2011.
- [16] 建筑抗震设计规范:GB50011—2010[S]. 北京:中国计划出版社, 2010.
Code for seismic design of buildings: GB50011—2010 [S]. Beijing: China Plan Press, 2010.
- [17] Design of steel structures-part 1-8: Design of joints. Eurocode 3: EN 1993—1—8 [S]. European Standard, 2005 CEN, Brussels: Belgium, 2005.

Optimal analysis on mechanical behavior of exterior diaphragm bolt joints of concrete-filled steel tubular beam and column

SHI Ruo-li¹, PAN Zhi-cheng², XIAO Gong-jie³, ZHANG Jun¹, XIONG Jian-li⁴, SUN Zhi-ying¹

(1.School of Architecture and Planning, Yunnan University, Kunming 650504, China; 2.School of Civil Engineering, Central South University, Changsha 410075, China; 3.China Shenzhen Tianjian Real Estate Development Industry Co. Ltd. , Shenzhen 518033, China; 4.State Key Laboratory of Mountain Bridge and Tunnel Engineering, Chongqing Jiaotong University, Chongqing 400074, China)

Abstract: In order to investigate the mechanical properties of bolted joints with exterior diaphragm in different structural forms, this paper is based on the monotonic loading test results of bolted joints between circular concrete filled steel tubular (CFST) column-H-shaped steel beam with exterior diaphragm. Appropriate constitutive models of concrete and steel are adopted. Subsequently, finite element software ABAQUS is used to build an elaborate 3D solid finite element model (FEM) of the joints. By comparison, it is found that the numerical results agreed well with the mechanics characteristics and failure forms of the experiment, verifying the reliability of the FEM. Finally, taking a traditional welded exterior diaphragm plates rigid connection joint as the benchmark, the numerical simulation of bolted joints with exterior diaphragms under different construction measures are compared. The analysis results show that when four rows of bolts are provided on the structural diaphragms, the steel beam web is welded with stiffeners, and the top and bottom diaphragms are also added with stiffeners, this type of bolted joints with external diaphragms can achieve initial rigidity and flexural capacity of fully welded exterior diaphragm plates rigid connection.

Key words: aseismatic structure; concrete-filled steel tubular keem and column; exterior diaphragm; bolted connection; rigid joint; initial stiffness

作者简介: 石若利(1997—),男,硕士研究生。电话:18288240530;E-mail:shiruoli@mail.ynu.edu.cn。

通讯作者: 张 军(1966—),男,硕士,教授级高级工程师。电话:18987199765;E-mail:zhang334513@163.com。