

江阴魔方时代广场复杂梁柱节点 承载性能试验研究

王 飞¹, 何 平², 罗永峰¹, 郭小农¹, 徐 晗¹

(1. 同济大学建筑工程系, 上海 200092; 2. 江阴市建筑设计院有限公司, 江阴 214431)

摘 要: 为研究大悬挑钢管混凝土梁柱节点的受力性能, 制定了足尺试验和 FEM 数值模拟相结合的验证性研究方案. 针对悬挑梁柱节点交汇杆件多、荷载大、内力复杂、加载困难等特点, 设计了 $15\text{ m} \times 10\text{ m} \times 10\text{ m}$ 的大型自平衡反力架加载系统, 采用试验手段和 FEM 数值分析技术相结合的方法对节点的受力性能进行了研究. 从理论和试验上研究了加强环式梁柱节点的工作机理、工作性能和传力机制, 并将试验结果与 FEM 数值结果进行比较, 验证 FEM 数值模拟的正确性. 试验结果表明, 该节点在 1.3 倍设计荷载下是安全的, 并且仍具有一定的承载潜力; 大悬挑的存在, 致上柱偏心受压, 有较大的水平位移, 应用时应加强上柱刚度; 梁上翼缘与加强环间有较大的应力集中, 施工中应保证焊接质量; 内加强环对节点受力性能的影响较小.

关键词: 大悬挑; 钢管混凝土; 梁柱节点; 传力机理

中图分类号: TU398.9

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2011)03-0356-11

随着钢管混凝土柱身理论的成熟和完善, 钢管混凝土结构在工程建设中的应用越来越多, 特别是在高层建筑中的应用越来越多. 加强环式钢管混凝土梁柱节点是文献[1]推荐的几种节点形式之一, 也是众多节点形式中采用的相对较多的一种. 该种节点传力路径简单明确、节点刚度大、承载力高、受力性能优越, 施工方便, 是一种综合性能较好的节点^[2].

但到目前为止, 加强环式钢管混凝土梁柱节点的研究还不够深入, 尚存在诸多问题^[2-5]: 首先, 大量的试验和研究都集中在钢管混凝土柱和钢筋混凝土梁加强环节点的连接构造和承载力上, 而对于钢管混凝土柱与钢梁加强环节点的构造和内力传递机理的研究还不够深入; 其次, 由于受试验条件的限制, 试件大多采用缩尺模型, 尺寸效应的问题比较突出; 再次, 在试验模型的设计上以平面模型居多, 空间模型较少, 且加载过程中没有考虑各根钢梁间的相互影响.

江阴魔方时代广场主楼结构类型为框架核心筒, 外围采用大直径 CFT 柱(钢管混凝土柱)与型钢梁框架, 地下 1 层, 地上 16 层, 总高度 64.8 m. 主楼标准层部分(六至十六层)向外悬挑 9 m, 为国内同类结构形式中罕见的大悬挑结构. 梁柱节点是框架传力的枢纽, 是保证结构承载力和刚度的重要部位, 江阴魔方时代广场主楼外围梁柱节点采用钢管混凝土加强环式节点, 同时设置了内外加强环, 并将钢梁腹板延伸至柱内, 有六根钢梁在此节点处汇交(编号如图 1b 示), 其中有两根钢梁悬挑跨度都超过了 9 m, 柱底设计荷载超过 2800T, 因该节点交汇杆件众多、悬挑跨度大、荷载大, 属国内外少见的大型钢管混凝土加强环式节点, 节点的承载安全性是整体结构安全性的关键, 故此, 该节点的安全性评估是该工程的关键技术问题之一.

本文针对江阴魔方时代广场主楼外围钢管混凝土梁柱节点进行了承载安全性的研究, 按实际受力进行了空间加载的足尺试验, 并对节点进行了有限元分析, 综合评价该节点的安全性, 并对受力机理进行了分析, 为加强环式钢管混凝土梁柱节点的设计、应用进行了探索.

收稿日期: 2010-07-19 修改稿日期: 2011-04-12

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51078289)

作者简介: 王 飞(1981-), 江苏徐州人, 博士研究生, 从事大跨度钢结构施工力学研究.

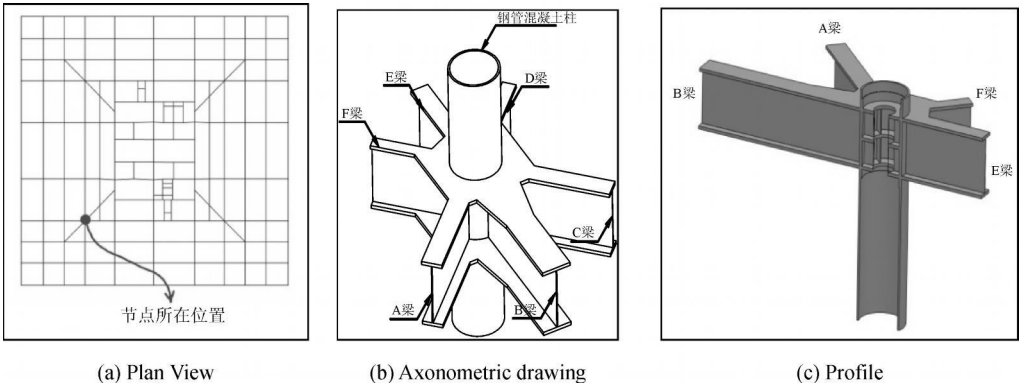


图 1 江阴魔方时代广场主楼节点位置及轴侧图

Fig. 1 Plane position, axonometric drawing and sectional view of the joint

1 试验特点

本试验具有以下特点:

- (1)节点处钢梁空间汇交, 加载点多, 加载吨位大, 试验中需对空间 6 根钢梁同步加载(荷载见表 1), 柱底最大轴力达 30 000 kN;
- (2)加载设备复杂, 控制难度大. 试验中需大量的油管、接头, 同步加载中的协调难度大;
- (3)加载设备要求特殊, 吊装就位困难. 为满足加载的要求, 专门设计了大型自平衡式反力架, 因试件重达 32 吨, 需采用龙门吊和汽车起重吊配合吊装;
- (4)试验荷载要求达到设计荷载的 1.3 倍.

2 试件与试验

2.1 试件设计

根据设计单位提供的节点处构件的内力(如表 1 示), CFT 柱取上下两层近似反弯点之间的距离, 因柱底剪力较小, 加载中未予考虑. 柱加载中, 在柱顶和柱底两侧分别设置了限位装置, 如图 2 所示. 钢梁采用弯矩等效的原则, 根据 M/V 的结果确定梁长. 试验中对钢梁进行了 A ~F 的编号, 试件的三维轴侧图如图 1b 所示, 图 3 给出了试验的实物照片, 表 2 给出了试件尺寸.

表 1 节点设计荷载与实加荷载
Tab. 1 Design loads and test loads

构件编号	上柱	下柱	钢梁					
	SZ	XZ	A	B	C	D	E	F
轴力/ kN	24 776 *	— 28 080 *	0	0	0	0	0	0
	27 253. 6	— 308 88						
剪力/ kN	0	0	970 *	1676 *	350 *	239 *	— 109 *	178 *
			128 0	218 9	458. 9	307. 1	— 143. 3	233. 2
弯矩/ kN · m	0	0	388 0 *	7 039. 2 *	140 0 *	119 5 *	— 240 *	320. 4 *
			512 0	9 193. 8	1 835. 6	1 535. 5	— 315. 5	419. 2

Annotation: The positive axial force and positive shear force of the column denote the direction vertically downward, vice versa; the positive moment denotes the tension side located on the headpiece of the steel beam, vice versa; the symbol * denotes the design load of the joint, the rest of the load is actual loading value.



图 2 柱顶和柱底水平限位装置

Fig. 2 Lateral restrainers on top and bottom of the column



图 3 试件

Fig. 3 Specimen

表 2 试件尺寸

Tab. 2 Details Of The Specimen

施工图中编号 试验中编号	上柱	下柱	钢梁					
	SZ	XZ	GKLb1	GKL2	GKLb1	GKL1	GKL3	GKL4
长度/ m	1.50	3.00	A	B	C	D	E	F
			4.50	4.50	4.30	5.30	2.50	2.00
高度/ 直径(mm)	1 100	1 100	1 000	1 000	1 000	1 000	1 000	1 000
宽度/mm			450	650	450	300	400	300
腹板厚/ 壁厚(mm)	40	40	20	20	20	20	20	20
翼缘厚/ mm			50	50	50	50	50	50

2.2 加载反力架设计

在最大荷载作用下, 加载装置要满足刚度和强度要求. 试件体型巨大, 且需要对六根钢梁同步加载, 现有试验室装置无法完成该试验, 为此, 设计了图 4 所示的大型自平衡反力架加载系统. 其主受力平面由三根 2 000 mm× 900 mm× 40 mm× 100 mm 的箱型梁组成, 用以承受柱底巨大的轴力, 有六根 H 型钢与底部的箱型梁汇交, 底面呈“米”字形, 试件上的荷载通过加载板和拉杆传递到这六根 H 型钢梁上. 实际加载系统和试验实景如图 5 所示.

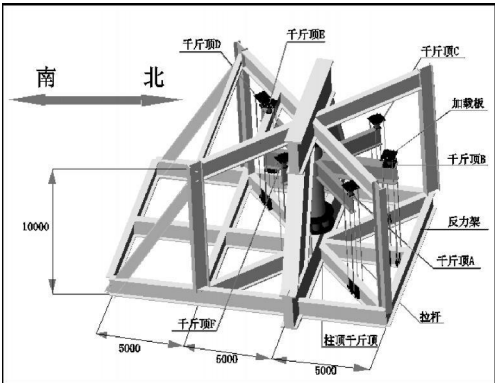


图 4 自平衡加载系统

Fig. 4 Self-balance loading frame



图 5 加载系统照片

Fig. 5 Loading system

2.3 试验加载方案

本试验的加载共分三个阶段: 第一个阶段为对钢管混凝土柱的加载, 第二阶段为对钢梁的加载与卸

载, 第三阶段为对钢管混凝土柱的卸载. 柱加载共分 20 级. 钢梁试验加载中, 采用等比例加载. 为了使梁受到的不平衡弯矩最小, 故先对南向荷载较小的两根钢梁加载, 待稳定后再对北向荷载较大的各根钢梁加载, 以此过程作为一个加载步, 稳定三分钟后记录数据. 钢梁的卸载过程与此相反, 先卸北向荷载较大的三根钢梁, 然后是南向荷载较小的三根钢梁, 最后为钢管混凝土柱的卸载.

2.4 测试方案

根据有限元分析反映的节点受力特点, 确定节点内传力路线和高应力区的分布进行应变测点布置. 为了检验加载装置施加荷载的准确性, 在下柱外壁沿周向等间距布置 6 个单向应变片, 检测下柱轴力. 同时, 在上柱外壁沿周向等间距布置 4 个单向应变片, 检测上柱轴力, 在钢梁靠近加强环的端部上下翼缘布置 12 个单向应变片, 用以检测钢梁的弯矩; 上下加强环沿周向等间距布置 12 个单向应变片, 用以监测加强环的周向应变; 柱底限位斜撑上下翼缘亦各布置 2 个单向应变片, 以监测斜撑所受弯矩; 反力架竖向受拉箱梁内侧布置 4 个单向应变片, 用以监测箱梁的拉力; 因钢梁腹板上下端受力状态复杂, 应力较大, 故布置 16 个三向应变片, 在上下柱端 14 个测点布置水平和竖向位移计, 用以监测柱在加载过程中的位移; 钢梁的加载端布置 6 个位移计, 用于监测梁的挠度, 总计 46 个单向应变片, 16 个三向片测点, 20 个位移计, 测点分布如图 6 所示^[7].

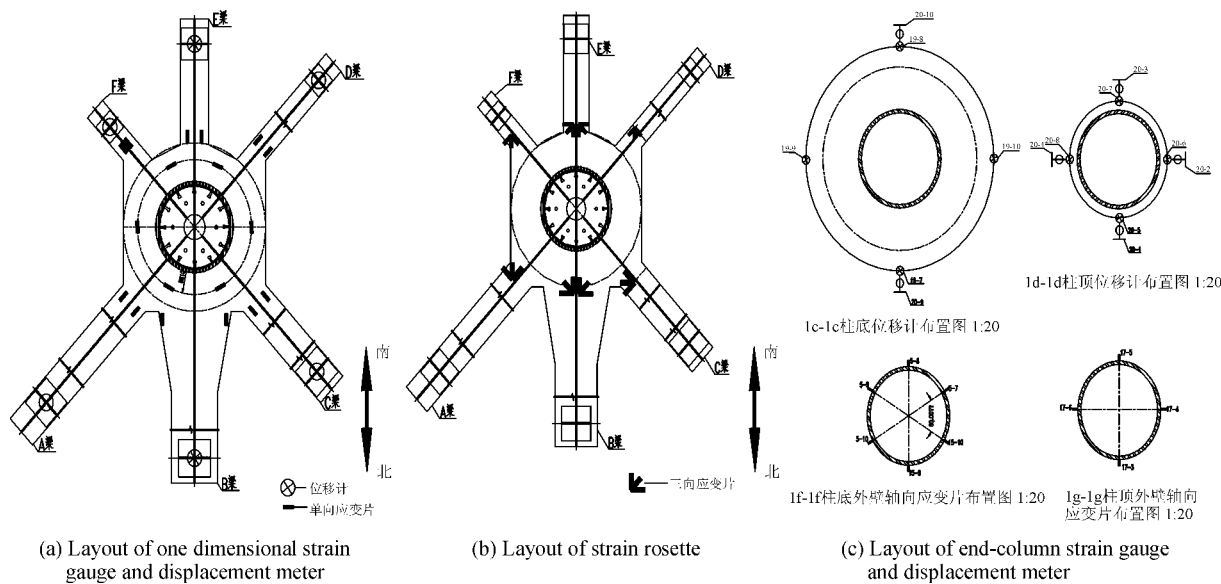


图 6 测点 布置图
Fig. 6 Layout of measurement points

3 试验结果分析

3.1 材性试验结果

根据材性试件的标准拉伸试验结果得到: 钢梁腹板及柱内延伸腹板采用 Q345GJC, 其弹性模量平均值为 2.17×10^5 MPa, 屈服强度为 353 MPa; 钢梁翼缘、内外加强环采用 Q345GJC-15, 其弹性模量平均值为 2.33×10^5 MPa, 屈服强度为 387.2 MPa; 钢管柱采用 Q345GJC-25, 其弹性模量平均值为 2.15×10^5 MPa, 屈服强度为 405.1 MPa, 同时钢材伸长率均达到 20%以上, 钢材具有良好的塑性. 管内混凝土轴心抗压强度, $f_{ak} = 41.8$ MPa, 弹性模量为 3.65×10^5 MPa.

3.2 试验现象

节点在预加载过程中反力架上不时传来沉闷的“嘣—嘣”声响, 正式加载过程中亦有此种声响, 但频率与音量都较之预加载为小, 卸载过程中亦有此种声响, 但较之正式加载声响更小; 钢梁加载过程中后期肉眼可以观测到钢管混凝土柱明显的往一侧(北向)倾斜, 钢梁卸载后此种倾斜消失, 试件复位, 此时

应变计显示的应变均在弹性范围内, 整个加载过程为线性、弹性的, 整个试验过程的照片如图 7 示.

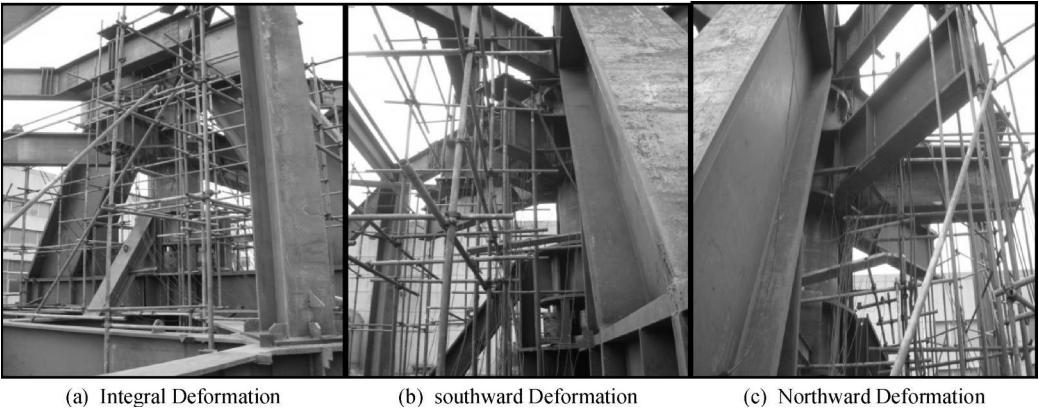


图 7 加载后试件变形情况

Fig. 7 Deformation of the specimen

3.3 试验结果分析

通过单轴应变片或三轴应变花测得各测点处应变, 由材料力学的线弹性理论可计算得到测点处的应力. 按照第四强度理论(形状改变比能理论), 采用式(1)的 Von-Mises 应力作为屈服准判断则^[9], $f_y = 353 \text{ N/mm}^2$ (依据材性试验).

$$\sigma_{\min} = \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} \leq f_y \tag{1}$$

试件在 1.3 倍设计荷载下, 各构件的荷载-反应曲线, 如图 8~图 14 示, 因各梁反应曲线类似, 以下仅以悬挑跨度最大的 A 梁、C 梁以及荷载较小的 E 梁为例进行讨论. 图 8 为柱底荷载反应曲线, 图 9

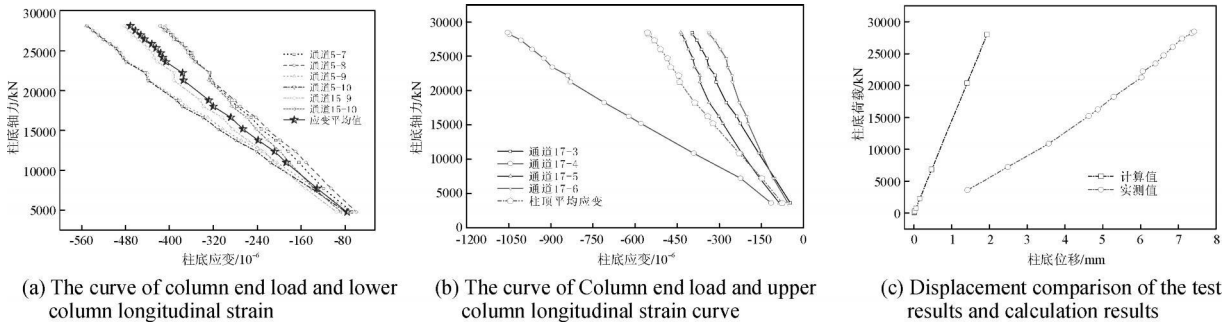


图 8 柱底荷载反应曲线

Fig. 8 Load-strain curves (Load at the bottom of column)

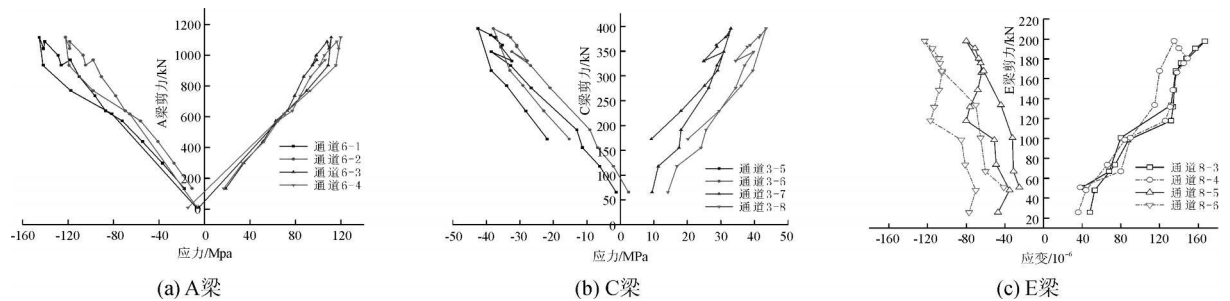


图 9 荷载-梁翼缘应力曲线

Fig. 9 Load-stress curves (stress in the girder flange region)

为各梁的荷载-翼缘应变关系曲线, 图 10 为各梁翼缘的应变分布图, 图 11 为梁端的荷载-挠度曲线, 图 12、图 13 为上下加强环的环向应变分布。

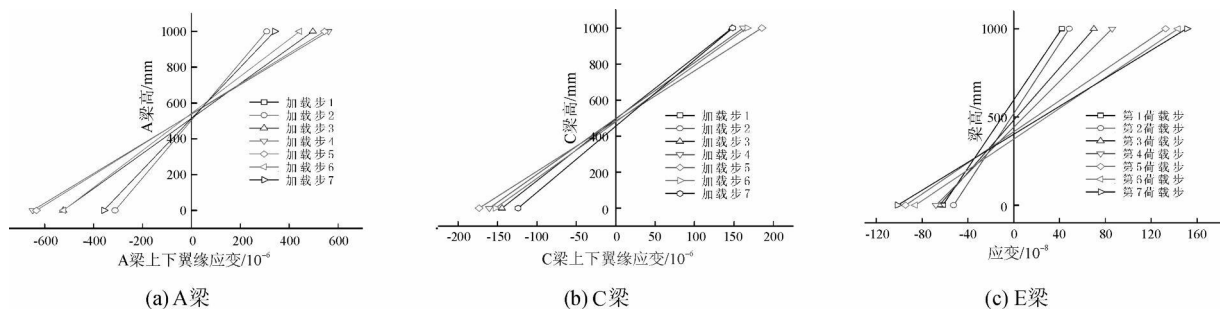


图 10 梁翼缘应变分布
Fig. 10 Strain distribution of the beam flange

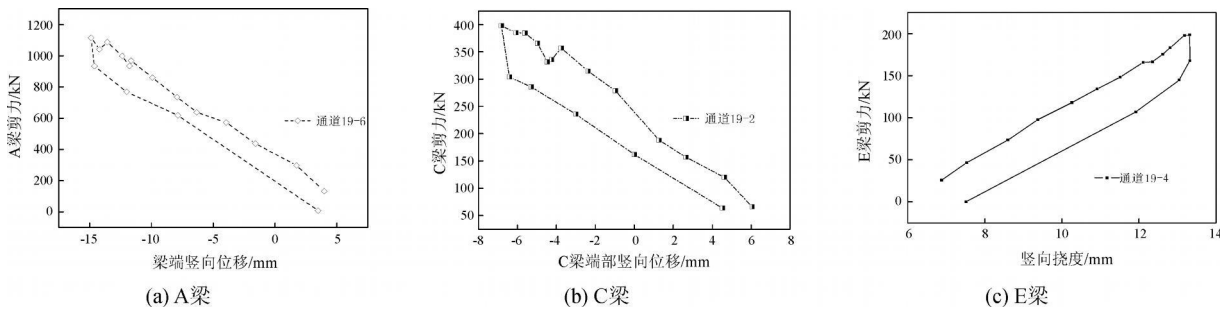


图 11 荷载-梁端挠度曲线
Fig. 11 Load-deflection curves

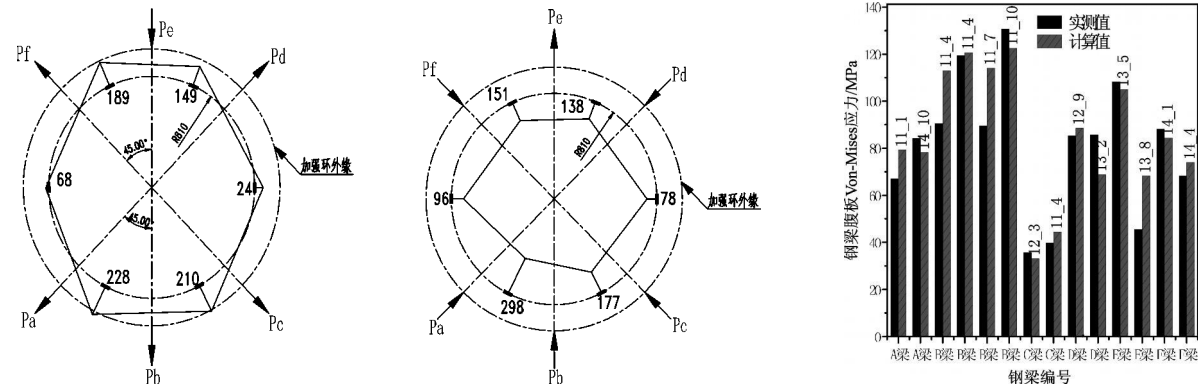


图 12 上加强环环向应变分布 图 13 下加强环环向应变分布 图 14 试验与有限元计算 Mises 应力比较
Fig. 12 Strain distribution in Circumferential direction (Upper ring stiffener) Fig. 13 Strain distribution in circumferential direction (Lower ring stiffener) Fig. 14 Comparison of test results and FEM results

实测结果表明:

(1)随着对试件的逐步加载, 反力架各构件连接处焊接残余应力得到了逐步的释放, 故在加载过程中会发出比较大的声响, 而在卸载过程中这种声响比较小, 另外加载过程中钢拉杆刻痕与加载板相摩擦亦会有比较大的声响;

(2)从图 8a、图 8b 可看出, 下柱应变较为均匀呈线性发展, 最大应变为 $560 \times 10^{-6} \epsilon$, 未达到屈服(试验屈服应变为 $1.710 \times 10^{-6} \epsilon$), 说明柱仍处于弹性工作阶段; 上柱应变较不均匀, 北向柱壁竖向应变值明

显大于南向一侧,说明上柱在试验过程中发生了倾斜,但与上柱中的轴力仍大致呈线性关系,这与上文的试验现象相对应。图 8c 表明,柱底竖向位移试验值与计算值差别较大,这是由于试验中将位移计连于脚手架,而脚手架刚度较弱,故在加载过程中会发生一定的变形,且反力架并非绝对刚性,在加载过程中也会有一定的变形,而计算中柱顶为理想固定约束;

(3)由图 9 可见,A 梁、C 梁荷载-应力曲线规律性较强,具有明显的加载-卸载过程,且均成线性关系,梁翼缘最大应力为 140 MPa,未达到材性试验时的屈服应力值,而 E 梁荷载-应力曲线规律性较差,这是由于 A 梁、C 梁荷载较大,而 E 梁荷载较小,在各梁加载过程中,荷载较小的 E 梁受荷载较大的 A 梁、C 梁的影响所致,实际加载中尽管采用不平衡弯矩最小的原则加载,但仍有较大影响;

(4)图 10 为 A 梁、C 梁和 E 梁上下翼缘各级荷载下的应变图,从图中可以看出,1.3 倍设计荷载下,A 梁、C 梁根部截面的正应变分布基本符合平截面假定,中和轴出现在截面高度的中点,而 E 梁的中和轴则偏离截面高度的中点,是实际打磨等操作过程中上下翼缘的测点位置不精确对称所致;

(5)图 11 为钢梁的荷载-挠度曲线,各钢梁加载卸载过程中荷载-位移曲线均呈线性特征,说明各钢梁均处于弹性工作阶段,未出现塑性变形;荷载-位移曲线上有部分“转折点”这是由于各加载步的数据记录是待荷载稳定 3~5 min 后进行的,在这一过程中由于油压的波动,荷载和挠度会有所起伏,故在荷载-挠度曲线上会有转折;

(6)图 12、图 13 为上下加强环的环向应变分布,从图中可见,无论是受拉环还是受压环,加强环环向应变的最大值均出现在加强环与翼缘交界处,此处亦是梁端塑性较最先发生处,且同级荷载下加强环的最大应变均比钢梁根部的小,说明节点的承载力大于梁本身的承载力,满足“节点更强”的要求;环板应变较小,说明对接焊缝能较好地传递拉(压)力,并且外力对环板的影响范围有限。

3.4 有限元计算结果

采用通用有限元软件 ANSYS 进行 1.3 倍设计荷载下的承载力分析。混凝土采用 8 节点实体单元 Solid65 模拟,钢管与钢梁采用 8 节点实体单元 Solid45 模拟,材料特性取上述实测值,不考虑钢管壁与核心混凝土间的粘结滑移,即认为两者是完全粘结的。模型的边界条件为钢管混凝土柱上端固定、下端自由[8]。有限元分析结果表明:

(1)在 1.3 倍设计荷载下,节点的 Von-Mises 应力如图 15a 所示,节点钢结构部分除上柱一侧应力较大外,其他部分应力比较均匀,无明显应力集中区,整个节点最大 Von-Mises 应力为 297 MPa,出现在上柱受压一侧,低于材性试验屈服强度,悬挑跨度最大的 A 梁、C 梁应力水平较低,因 B 梁剪力最大,故其腹板应力水平明显高于其他各梁,D 梁、E 梁和 F 梁应力水平最低;

(2)由图 15b 的 Y 向应力云图可见,在 1.3 倍轴向压力与梁端剪力共同作用下,钢管柱上端出现两个较大的应力集中区,一侧为受压区,另一侧为受拉区,受压区的应力水平较大,这说明梁端弯矩通过上下加强环转换成水平力,使上加强环产生沿 Z 轴正向的拉力,下加强环产生沿 Z 轴负向的压力,导致固定端处有较大的不平衡弯矩存在,故钢管柱发生偏心导致一端受拉一端受压,受压区与 Z 轴轴向压应力相叠加,导致一侧压应力过大;

(3)图 15c 为上下加强环 Z 向应力云图,在上下加强环与柱相连处,均有一个应力较大的集中区,这是由于加强环将弯矩转换成了沿梁轴向的拉(压)力,而此区域正是 A 梁、B 梁和 C 梁拉(压)力流的交汇处,故存在较大的应力集中,此处为节点的薄弱环节;

(4)图 15d 为节点内部 Mises 应力云图,结果表明整个节点内部除偏心受压侧应力较大外,整个节点内部应力分布比较均匀,绝大部分应力均处于弹性状态,说明该节点合理传递梁端的剪力和柱底轴力,节点有较大的承载潜力,另外,节点内加强环应力水平最低,说明钢管壁可以较好地承受外加强环传递的水平力,无需再设置内加强环;

(5)图 15e 为 1.3 倍设计荷载下节点内部混凝土轴向(Y 向)应力云图,除固定端处出现较大的拉(压)应力区外,整个节点内混凝土处于受压状态,最大压应力峰值为 13.1 MPa,在径向表现为外围应力

大中间应力小, 表明节点核心混凝土受到钢管壁与内隔板的双重约束, 抗压强度显著提高(图 15f 示).

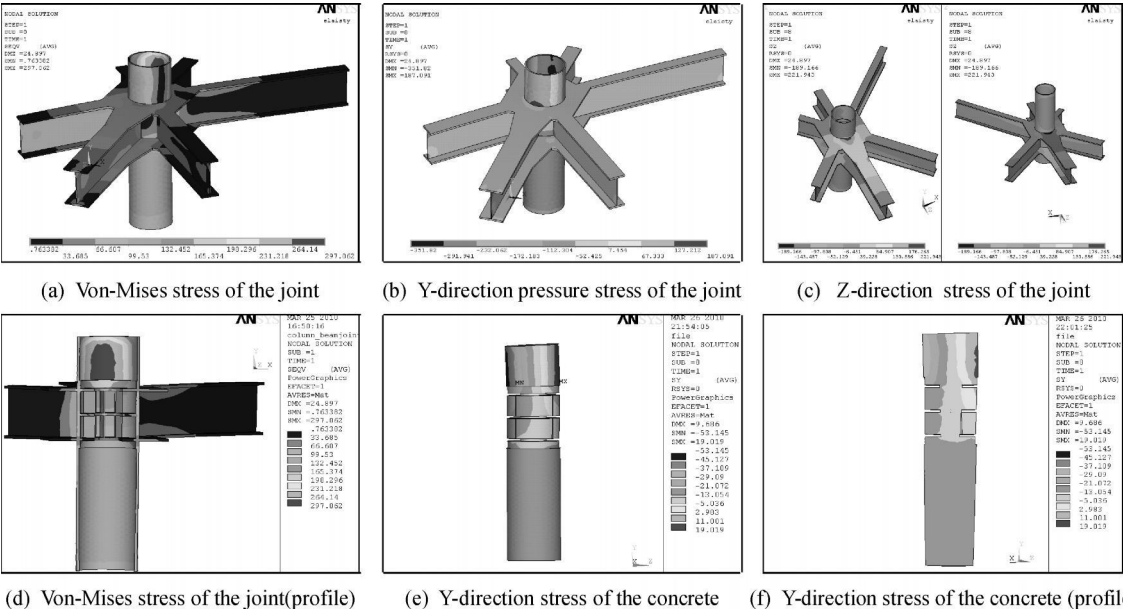


图 15 节点应力云图

Fig. 15 Stress contour

4 试验结果与有限元结果的对比

4.1 荷载校核

试验中, 每一步加载都同步进行了荷载校核, 并采用 EXCEL 编制了加载过程中的监测程序, 以确保施加在节点上的荷载和预期荷载一致, 柱底压力的校核采用文献[1] 中的式(2), 而梁端弯矩的校核采

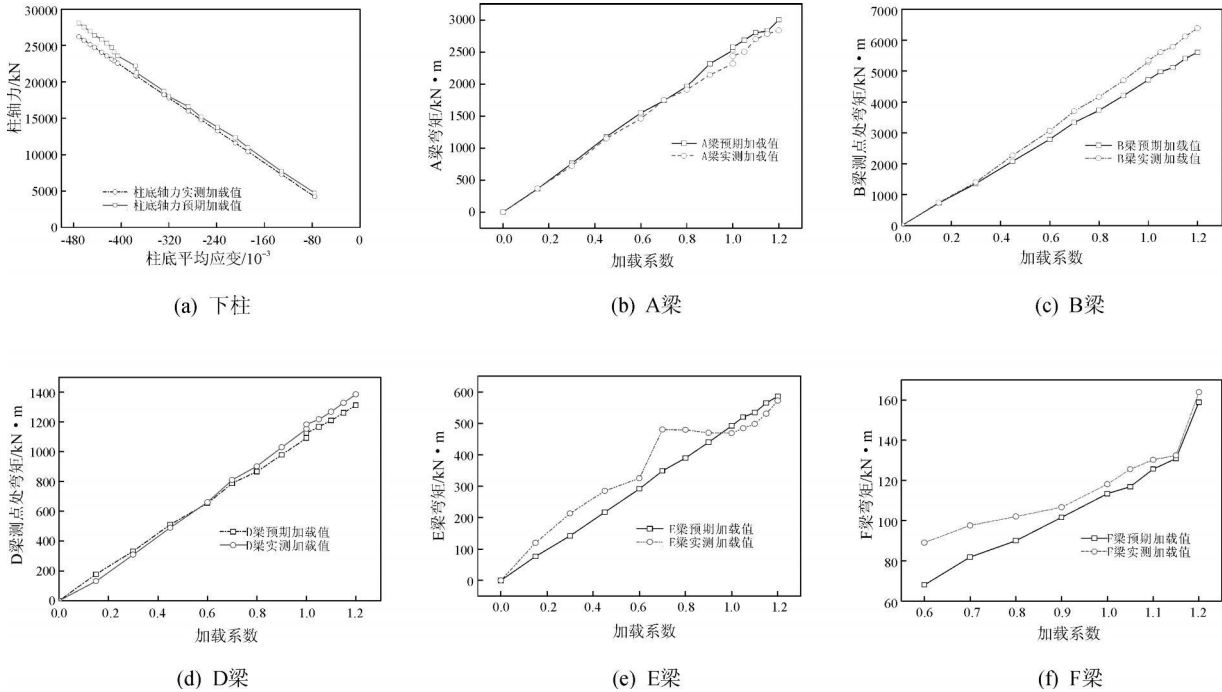


图 16 各构件荷载预期加载值与实测加载值的比较

Fig. 16 Comparisons of predicted loads and test loads

用文献[9]中的式(3).加载过程中,柱底预期加载至与实测加载值对比曲线如图16a所示,梁端弯矩预期加载值与实测加载值的对比曲线,如图16b~图16f所示.

$$N=E_s\epsilon_1 A_s+E_c\epsilon_1 A_c$$

(2)

$$M=\frac{2E\epsilon_2 I_z}{h}$$

(3)

由图16可见,千斤顶的实际加载值均线性递增,柱底实测荷载与预期加载吻合紧密,剪力较大的A梁、B梁和D梁实测荷载与预期荷载符合较好,而剪力较小的E梁和F梁实测荷载与预期荷载误差较大,这是由于加载过程中荷载较大的钢梁对荷载较小的钢梁的加载有一定的影响所致.

4.2 试验实测结果及与有限元计算的比较

由于现场试验值较多,限于篇幅,选取应力状态较复杂的测点进行比较,图14为钢梁腹板Mises应力试验值与计算值对比柱状图,表3为钢梁腹板Mises应力试验值与实测值对比.

表 3 钢梁腹板试验与有限元计算 Mises 应力对比

Tab. 3 Comparisons of test results and FEM results for girder flange / MPa

测点	试验值	理论值	试验/理论	测点	试验值	理论值	试验/理论
A 梁				B 梁			
14_7	67.005	79.259	0.845	11_1	90.417	113.032	0.800
14_10	84.217	78.152	1.078	11_4	119.396	120.597	0.990
C 梁				11_7	89.673	114.093	0.786
12_3	35.665	33.196	1.074	11_10	130.759	122.520	1.067
11_4	39.800	44.394	0.897	E 梁			
D 梁				13_5	108.220	104.872	1.032
12_9	85.320	88.579	0.963	13_8	45.556	68.288	0.667
13_2	85.757	68.823	1.246	F 梁			
				14_1	88.164	84.4088	1.044
				14_4	68.300	74.003	0.923

比较结果表明,实测折算应力与有限元计算Mises应力除个别点差别较大外(最大相差20%)大部分点差别都在5%左右,说明计算结果与实测值吻合,证明了计算结果的正确有效性.另外钢梁腹板最大Mises应力为130.8MPa,位于承受剪力较大的B梁,而跨度最大的A梁和C梁因承受的剪力较小,故最大Mises应力仅为79.3MPa,均小于材料拉伸试验实测屈服应力353MPa,说明加载过程钢梁腹板在设计荷载下仍处于弹性状态.

5 结论及建议

本文对江阴魔方时代广场主楼的CFT梁柱节点,进行了精细有限元分析,并与足尺节点试验结果相比较,得出以下结论与建议:

- (1)通过加载装置的合理设计与加载方案、测试方案的制定,实际加载已达到或超过了1.3倍的设计荷载,实现了预定加载目标;
- (2)在最大荷载下,节点最大应力均未超过材料屈服强度,加载过程中,荷载-反应曲线关系均呈线性,表明该节点在最大荷载作用下仍处于弹性,节点安全且有较大的承载潜力;
- (3)加载过程中,由于不平衡弯矩的存在,导致柱偏心受载,试验过程中柱底有较大的侧移,固定端处存在较大的压应力集中区,但并没有对节点核心区造成很大影响;荷载较大的钢梁对荷载较小的钢梁测试数据有较大的干扰,虽然采用不平衡弯矩最小的原则加载,但这种影响并未明显消除;

(4)加强环环板的整体受力性能良好,传力明确,但在加强环与梁翼缘连接的转角处有应力集中现象,且在受拉加强环与钢管柱连接处有较大的拉应力区,这是加强环受力的薄弱环节;
有限元分析表明,内加强环应力偏低,对节点的刚度贡献不大,建议设计中取消;
(5)有限元分析结果与模型试验结果吻合良好,验证了分析模型与结果的正确性。

参考文献 References

- [1] CECS28-90. 钢管混凝土结构设计与施工规程[S].
CECS28-90. Specification for design and construction of concrete-filled steel tubular structures[S].
- [2] 蔡 健, 黄泰赟. 钢管混凝土柱节点的应用现状和存在问题[J]. 建筑结构, 2001, 31(7): 8-13.
CAI Jian, HUANG Tai-yun. Status quo in application and research of concrete-filled steel tube joints[J]. Building Structure, 2001, 31(7): 8-13.
- [3] 蔡 健, 黄泰赟, 苏恒强. 新型钢管混凝土中柱劲性环梁节点的设计方法探讨[J]. 土木工程学报, 2002, 35(1): 6-10.
CAI Jian, HUANG Tai-yun, SU Heng-qiang. Basic research on joint design of concrete-filled steel tube middle column[J]. China Civil Engineering Journal, 2002, 35(1): 6-9.
- [4] 陈丽华, 李爱群, 赵 玲. 型钢混凝土梁柱节点的研究现状[J]. 工业建筑, 2005, 35(1): 56-58.
CHEN Li-hua, LI Ai-qun, ZHAO Ling. Present situation of research on steel reinforced concrete beam-column joints[J]. Industrial Construction, 2005, 35(1): 56-58.
- [5] 韩林海. 钢管混凝土结构的理论与实践[J]. 工程力学增刊, 2001: 226-251.
LIN-Hai Han. Theory and practice of concrete-filled steel tubular structures[J]. Engineering Mechanics Supplementary Issue, 2001: 226-251.
- [6] 钟善桐. 钢管混凝土结构[M]. 北京: 清华大学出版社, 2004.
ZHONG Shan-tong. Concrete-filled steel tubular structures[M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2004.
- [7] 马永欣, 郑山锁. 结构试验[M]. 北京: 科学出版社, 2008.
MA Yong-xin, ZHENG Shan-suo. Structure Test[M]. Beijing: Science Press, 2008.
- [8] ELREMAILY A, AZIZINAMINI A. Design provision for connections between steel beams and concrete filled tube columns[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2001, 57: 971-995.
- [9] 孙训方, 方孝淑, 关来泰. 材料力学[M]. 北京: 高等教育出版社, 2002.
SUN Xun-fang, FANG Xiao-shu, GUAN Lai-tai. Mechanics of materials[M]. Beijing: High Education Press, 2002.
- [10] 郭彦林, 刘学武. 大跨度钢结构屋盖拆撑过程数值模拟的千斤顶-间隙单元法[J]. 西安建筑科技大学学报: 自然科学版, 2008, 40(1): 1-7.
GUO Yan-lin, LIU Xue-wu. Jack-gap element model for numerical simulation of removing temporary supports of large-span steel structural roof[J]. J. Xi'an Univ. of Arch. & Tech.: Natural Science Edition, 2008, 40(1): 1-7.

Research on the mechanical performance of complicated beam-column joint In Jiangyin Magic Cube Time Square

WANG Fei¹, HE Ping², LUO Yong-feng¹, GUO Xiao-nong¹, XU Han¹

(1. Department of Building Engineering, Tongji University, Shanghai 20092, China;

2. Jiangyin Architectural Design Institute Co., Ltd, Jiangyin 214431, China)

Abstract In this research, the full-scale test is conducted to investigate the mechanical performance of the concrete-filled beam-column joint. Self-balanced loading frame with dimensions of 15 m×10 m×10 m is built due to the complexity of

the joint and internal force, the greatness of load, and the difficulty of loading. Meanwhile, the finite element model is generated to inspect the performance of the beam-column joint under the test loads for verification. Through comparisons of test results with FEM results, properties and the load transfer mechanism of the ring-stiffened beam-column joint are analyzed. It is verified that the joint is reliable under 1.3 times of the design load. Due to the effect of large-cantilevered beams, the upper end of the CFT column is subjected to the eccentric compression. For this reason, the strength of the upper column should be enhanced in practice. The intersection of the CFT column and the ring stiffeners is subjected to high tensile stress, which can result in the failure in this region. According to FEM results, stress on the inner ring stiffeners is low. Therefore, inner stiffener exerts a limited impact on the mechanism of the joint.

Key words: *large cantilever; concrete-filled steel tube; beam-column joint; load transfer mechanism*

Biography: WANG Fei, Candidate for Ph. D., Shanghai 20092, P. R. China. Tel: 0086-13636687804, E-mail: flywang007@126.com

(上接第 346 页)

Lab physical modeling investigation on the pull-out resistance of grouted soil nail

SU Li-jun¹, ZHANG Yi-jian¹, YIN Jian-hua², LIU Man-bo³

(1. School of Civil Engineering, State Key Laboratory of Architecture Science and Technology in West China(XA UAT), Xi'an Univ. of Arch. & Tech., Xi'an 710055, China; 2. The Hong Kong Polytech. Univ., Hung Hom Kowloon Hong Kong, China; 3. School of Metallurgical Engineering, Xi'an Univ. of Arch. & Tech., Xi'an 710055, China)

Abstract An innovative laboratory pull-out box is introduced in this paper. The design of the pull-out box, instrumentations and test procedures are described in detail. Parameters that influence the pull-out behavior and pull-out resistance of soil nails such as overburden pressure, soil degree of saturation and grouting pressure were investigated in the tests. Test results showed that the pull-out resistance of a soil nail was not directly related to the overburden soil pressure. With the increase in soil degree of saturation, the pull-out resistance firstly increased and then decreased and the soil nail pull-out resistance increased significantly with the increase in grouting pressure.

Key words: *soil nail; soil nail pull-out resistance; CDG*

Biography: SU Li-jun, Ph. D., Associate Professor, Xi'an 710055, P. R. China, Tel: 0086-13700229517, E-mail: sulijun1976@163.com