

# 风力发电机塔架 K 型相贯节点静力性能试验研究

高春彦<sup>1,2</sup>, 杨卫平<sup>2</sup>, 李 斌<sup>2</sup>, 史治宇<sup>1</sup>

(1. 南京航空航天大学航空宇航学院, 江苏 南京 210016; 2. 内蒙古科技大学建筑与土木工程学院, 内蒙古 包头 014010)

**摘要:** 对 4 个钢管混凝土风力发电机塔架 K 型相贯节点进行了单调静力加载试验, 同时进行了 1 个钢管 K 型相贯节点的对比试验. 研究了这两种相贯节点的破坏机理和破坏特征、节点进入塑性后的变形发展过程以及相贯线附近的复杂应力状态和分布规律. 试验结果表明: 由于混凝土的存在, 钢管混凝土相贯节点的失效模式与空钢管相贯节点完全不同, 钢管混凝土节点发生了受压腹杆的局部屈曲和整体弯曲, 塔柱管壁没有明显塑性变形; 而空钢管节点的失效模式为塔柱钢管表面塑性失效. 两种节点在相贯线附近的应力分布也不相同, 钢管混凝土相贯节点在受拉腹杆接头处鞍点位置的应力最为集中, 远超过钢材的屈服强度, 其他测点仍处于弹性受力阶段; 空钢管相贯节点在相贯线附近的测点均屈服, 应力峰值在冠点附近. 本次试验结论可为钢管混凝土 K 形焊接相贯节点的设计提供参考.

**关键词:** 风力发电机塔架, 相贯节点, 静力性能, 破坏模式

**中图分类号:** TU398.9

**文献标志码:** A

**文章编号:** 1006-7930(2014)05-0671-05

进入 21 世纪以来, 我国风力发电水平在世界处于领先地位, 而塔架作为风力发电机组的支承装置, 其地位尤为重要. 风力发电机塔架按其结构形式可以分为锥筒式和格构式这两种主要形式. 传统锥筒式塔架有其自身的缺点, 比如变形大、刚度小、导致塔架设计一般由刚度而非强度控制<sup>[1-2]</sup>. 文献[3-5]提出一种新型格构式钢管混凝土风力发电机塔架, 研究表明, 该种塔架具有良好的受力性能、抗震性能和经济效益, 因此发展前景广阔. 但该种结构体系杆件众多, 节点受力复杂, 节点的破坏往往导致与之相连的若干杆件的失效, 从而导致整个塔架体系的破坏, 故对塔架节点力学性能的研究非常重要.

国内外关于钢管混凝土节点的研究是由作为空钢管节点加固手段之一发展而来的, 研究内容主要包括 Warren 桁架、输电塔架和格构式柱中的平面以及空间节点, 节点连接形式主要有相贯节点、管板节点、法兰节点等, 研究成果可对格构式钢管混凝土风力发电机塔架节点的设计提供参考, 但相关的试验数据和理论分析结果均不能直接用于塔架节点的设计与计算<sup>[6-9]</sup>. 因此, 需对格构式钢管混凝土风力发电机塔架节点的力学性能进行研究, 研究成果将对促进我国风力发电机塔架结构设计技术的完善和进一步发展有十分重要的科学意义.

因此, 本文对格构式钢管混凝土风力发电机塔架 K 形焊接相贯节点进行了单调加载试验, 考察了节点在荷载作用下的破坏机理和特征、节点区相贯线附近的应力分布和发展规律, 节点的极限承载力等, 同时进行了 1 个空心钢管 K 形焊接相贯节点的对比试验.

## 1 试验介绍

### 1.1 试件设计

以内蒙古白云鄂博地区某风力发电机锥台型钢结构塔筒为参考对象, 设计了格构式钢管混凝土三肢柱塔架, 选取原型塔架中第五层受压侧 K 形节点为研究对象, 共设计制作了 4 个圆钢管混凝土 K 形焊接相贯节点模型和 1 个空心圆钢管 K 形焊接相贯节点模型, 缩尺比例为 1:2.19, 主要考察参数包括塔柱径厚比  $\gamma$ 、腹杆与塔柱管径比  $\beta$ 、腹杆与塔柱壁厚比  $\tau$ . 结合实验室场地条件并参考文献[9], 所有试件的塔柱长度均为 1 628 mm、腹杆长度为 750 mm、受压腹杆与塔柱的夹角为 40°、受拉腹杆与塔柱的夹角为 45°, 节点模型构造同时满足文献<sup>[10]</sup>的有关规定. 试件的几何尺寸见表 1. 试件编号根据塔柱的类型定义, S 和 CS 分别代表塔柱为空钢管和钢管混凝土.

节点试件中塔柱和腹杆均采用 20 号热轧无缝钢管, 钢材的力学性能指标见表 2. 塔柱内灌注 C40 混凝土, 混凝土 28 d 及试验时的立方体试块抗压强度分别为 45.7 MPa、48.4 MPa, 弹性模量  $E_c$  为  $4.02 \times 10^4$  MPa.

收稿日期: 2014-04-08

修改稿日期: 2014-10-08

基金项目: 国家自然科学基金项目 (11172131); 内蒙古自然科学基金项目 (2012MS0711)

作者简介: 高春彦 (1978-), 女, 副教授, 博士生, 主要从事土木工程, 组合结构与结构抗震方面的研究. Email: gao-197844@163.com

表 1 节点试件的几何尺寸和构造细节  
Tab.1 Geometry sizes and structure details for specimens

试件编号	塔柱外径 $d/\text{mm}$	塔柱壁厚 $t/\text{mm}$	腹杆外径 $d_f/\text{mm}$	腹杆壁厚 $t_f/\text{mm}$	间隙 $g/\text{mm}$	主管径厚比 $\gamma$	管径比 $\beta$	壁厚比 $\tau$	填充混凝土
S-219/6-133/6	219	6.1	133	5.5	42	18.25	0.61	1	无
CS-219/6-89/6	219	6.1	89	6.1	108	18.25	0.41	1	C40
CS-194/6-89/6	194	6.9	89	6.1	80	16.20	0.46	1	C40
CS-219/6-133/4	219	6.1	133	4.3	42	18.25	0.61	0.67	C40
CS-219/6-133/6	219	6.1	133	5.5	42	18.25	0.61	1	C40

表 2 钢材的力学性能  
Tab.2 Mechanical properties of steel

钢管规格	屈服强度/MPa	极限强度/MPa	弹性模量/GPa	伸长率
Φ89×6	403	502	206	24%
Φ133×4	350	507	196	32%
Φ133×6	438	524	204	17%
Φ194×6	330	494	223	30%
Φ219×6	303	484	203	30%

1.2 试验装置与加载方案

本次试验采用液压伺服作动器对塔架节点进行静力加载，试验装置和现场照片如图 1、2 所示。试验时节点卧位放置，塔柱两端通过端板采用螺栓与承力架连接，承力架用地脚螺栓固定于实验室地槽。受拉和受压腹杆端部通过加载板用螺栓与千斤顶相连，千斤顶两端均设置有钢铰。利用 SAP2000 对塔架整体模型进行有限元计算可知，在荷载作用下塔架各层节点受压斜腹杆的内力大约是受拉斜腹杆内力的 1.0-1.3 倍范围内，在本次试验中拉、压千斤顶分别对腹杆施加同步等比例的反对称荷载，即  $F_{\text{压}}=1.25 F_{\text{拉}}$ 。试验采用逐级加载的方式，荷载增量为 10 kN，直到试件破坏。

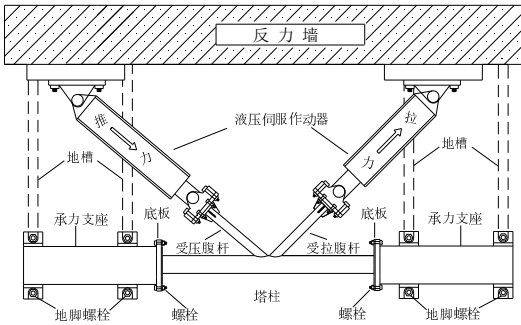


图 1 试验装置  
Fig.1 Test setup



图 2 试验现场照片  
Fig.2 Test scene photographed

1.3 量测方案

试件测试主要包括内力监测、节点区应变测试以及塔柱、腹杆的变形测试三方面内容。

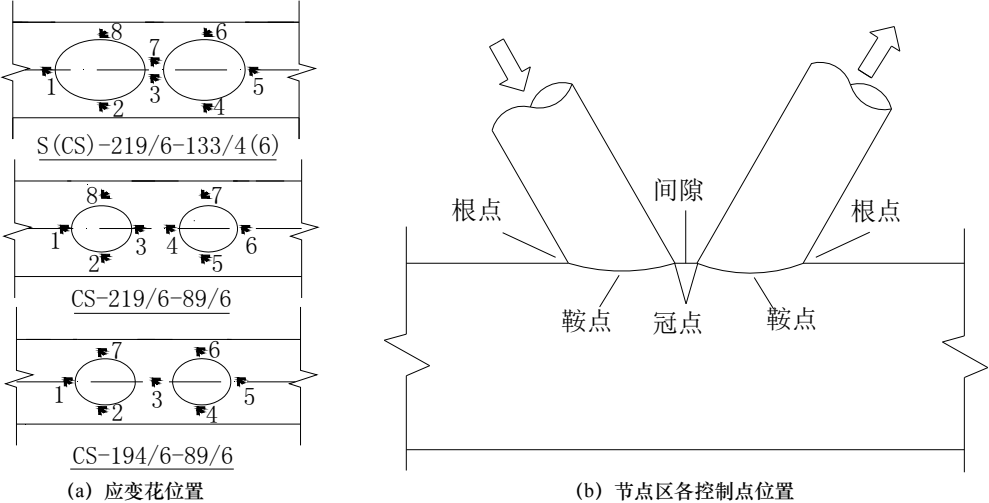


图 3 试件应变花和各控制点位置  
Fig.3 Strain rosettes and control points arrangement of specimens

(1) 为反算外荷载作用下塔柱与腹杆的内力分布,在节点区外距塔柱和腹杆端部 300 mm 截面以及距塔柱 50 mm 处的腹杆截面每隔 90°布置单向应变片。

(2) 为考察塔柱和腹杆相贯线附近的应力分布和发展规律,在钢管交汇处围绕焊缝周围的塔柱管壁上布置三向应变花。鉴于各试件的间隙并不相同,节点区应变花的布置略有差异,如图 3 (a) 所示。应变花沿着相贯线主要布置在受压和受拉腹杆与塔柱接头处的根点、鞍点和冠点位置,各控制点在节点区的位置如图 3 (b) 所示。

(3) 在受拉、受压腹杆端部布置位移计,同时在腹杆与塔柱轴线交点的塔柱外侧布置百分表,则腹杆端部位移与百分表沿腹杆轴线位移的几何差值可视作节点的相对变形,以此绘制节点的荷载—变形曲线。在塔柱两端布置百分表用以量测塔柱端部的变形。在承力支座沿塔柱轴线方向布置一块百分表,以检查支座的嵌固程度。

## 2 试验结果分析

### 2.1 试验现象和节点破坏模式

对各试件的试验全过程进行观察可知,所有试件在弹性和弹塑性加载阶段初期,即试件屈服前,外观均没有明显变化。随着荷载的增加,不同试件表现出不同的破坏模式。

空钢管焊接相贯节点 S-219/6-133/6 的破坏模式属于塔柱钢管表面塑性失效,即在试件破坏时,受压腹杆将塔柱管壁压入,受拉腹杆将塔柱管壁拉出。破坏过程为:当加载到 500 kN 时,受压腹杆侧塔柱管壁明显凹陷,凹陷扩展至受拉腹杆冠点位置处,导致受拉腹杆冠点位置的焊缝撕裂,如图 4 (a) 所示。所有钢管混凝土焊接相贯节点的塔柱管壁均没有出现凹陷现象。试件 CS-219/6-89/6 和试件 CS-194/6-89/6 分别在加载到 491 kN 和 512 kN 时,受压腹杆发生了弯曲失稳,失稳位置在距相贯焊缝约 300mm 的截面处,如图 4 (b) 所示。试件 CS-219/6-133/4 在加载到 663 kN 时,受压腹杆在靠近塔柱管壁部位发生了局部屈曲,此时受拉腹杆与塔柱的焊缝没有撕裂,如图 4 (c) 所示。试件 CS-219/6-133/6 由于 MTS 加载能力的限制,腹杆在加载过程中没有出现明显的破坏现象,但是根据应变片测试结果可以看出,试验结束时受拉腹杆与塔柱接头处的鞍点位置已经达到屈服。

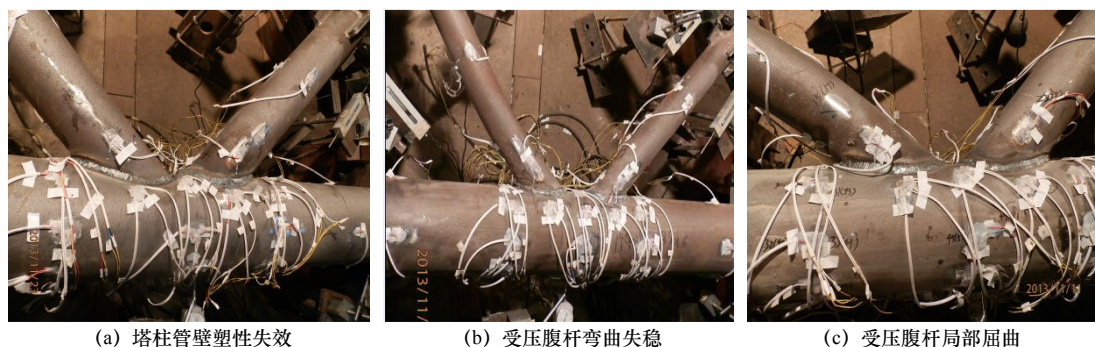


图4 试件破坏模式

Fig.6 Failure modes of specimens

### 2.2 节点交汇区的应力分布

为了研究焊接相贯节点交汇区的应力分布和发展规律,根据布置在相贯线焊缝周围三向应变花的应变值以及材性试验所得到的钢材屈服强度和弹性模量,在弹性范围内可计算出各测点的 Mises 等效应力,各试件的等效应力分布曲线如图 5 所示。

从图 5 可以看出:在焊接相贯节点的腹杆与塔柱交汇区域,各测点的等效应力分布极不均匀,且随着荷载的增加,这种现象更趋于明显。

对于空钢管焊接相贯节点,当加载到 253.6 kN 时,在其交汇区相贯线冠点位置的测点 7 首先达到屈服,且该处测点应力的增长速度远远大于其他测点。当加载到试件破坏时,受拉和受压腹杆与塔柱接头处的测点均达到屈服。

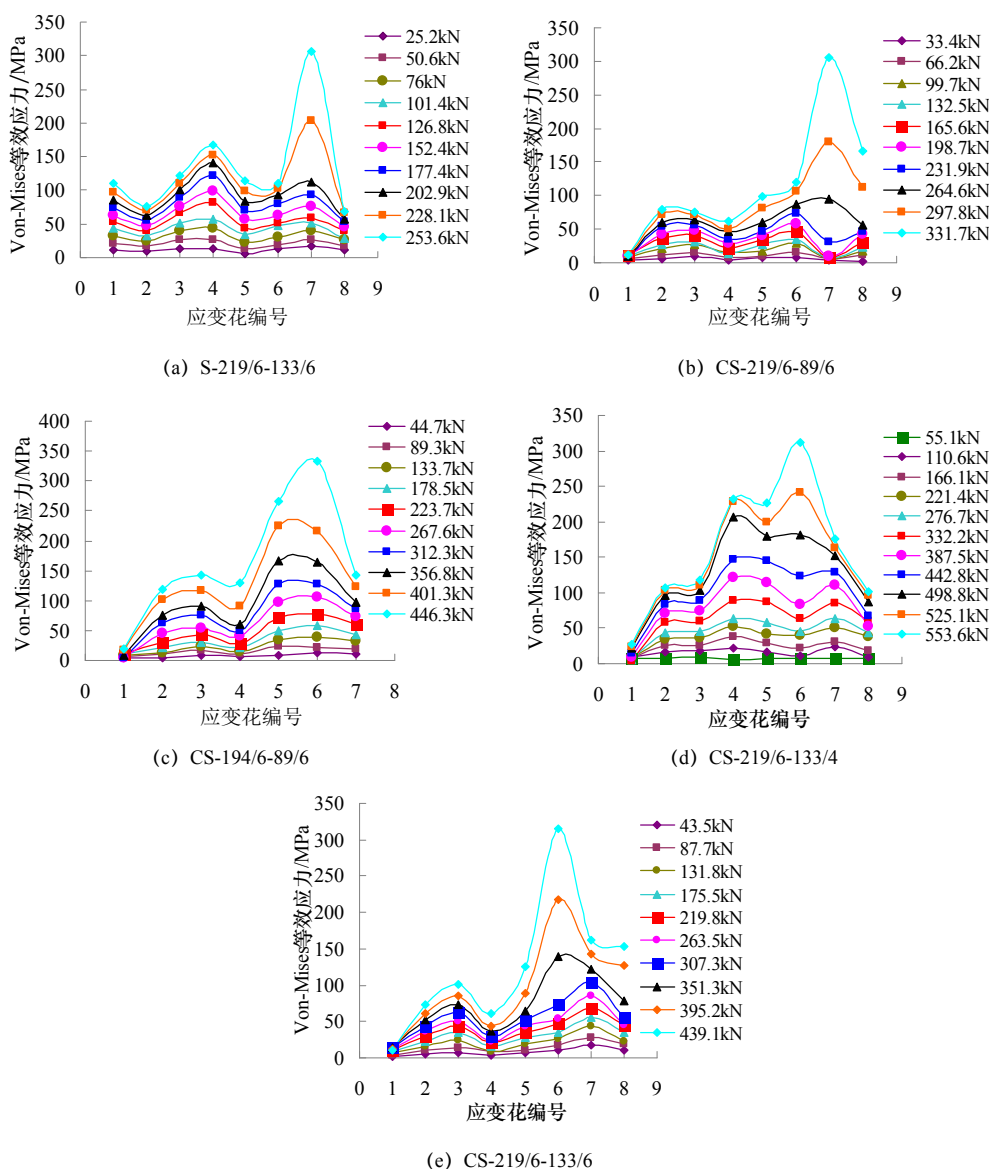


图5 塔柱管壁等效应力分布曲线

Fig.5 Equivalent stress curves of tower column wall

在钢管混凝土焊接相贯节点的腹杆与塔柱交汇区域,各试件等效应力的分布具有相似性,即受拉腹杆与塔柱相贯线周围各测点等效应力的数值以及加载后期应力的增长速度远大于受压腹杆与塔柱接头处的各测点,且在鞍点位置最为集中,当加载到试件破坏时,受拉腹杆与塔柱鞍点处的应力均远远超过钢材的屈服强度,而其他测点仍处于弹性受力阶段.试件 CS-219/6-133/6 由于 MTS 加载能力的限制,没有出现明显的破坏现象,但随着荷载的增加,受拉腹杆与塔柱相贯线的鞍点(测点 4,6)相继屈服;当荷载达到极限载荷时,受拉腹杆与塔柱接头处的测点全部屈服,此时受压腹杆与塔柱接头处各测点的应力仍很小.

对各试件节点区的 Mises 应力分析可知,空钢管焊接相贯节点在受压腹杆接头处塔柱管壁塑性失效的破坏模式下,腹杆与塔柱相贯线上的应力最为集中,其他测点仍处于弹性受力阶段,因此材料的强度没有得到充分发挥.塔柱内填充混凝土导致节点的破坏模式发生了变化,腹杆杆件的屈曲和整体失稳成为节点的主要破坏模式,在受压腹杆接头处,由于塔柱钢管壁和核心混凝土共同承担压力,接头处相贯线上的应力远没有达到屈服;而在受拉腹杆接头处,塔柱的钢管壁受到拉力后会向平面外变形,此时部分钢管壁会与核心混凝土脱离接触,因此受拉腹杆接头处,尤其是相贯线鞍点处应力值最大.

### 3 结论

通过对空钢管焊接相贯节点和钢管混凝土焊接相贯节点进行静力加载试验,得到以下几点主要结论:

(1) 钢管混凝土焊接相贯节点的失效模式与空钢管焊接相贯节点完全不同,前者发生了受压腹杆的



整体弯曲和局部屈曲,塔柱管壁没有出现明显的塑性变形;而后的失效模式为塔柱钢管表面塑性失效,且由于受拉和受压腹杆较大的相对位移使得受拉腹杆冠点位置的焊缝被撕裂。

(2) 塔柱内混凝土的存在有效限制了钢管壁的变形,提高了塔柱的径向刚度,改变了节点的破坏模式,承载力也大大提高。

(3) 两种节点在相贯线附近的应力分布有很大差异,钢管混凝土焊接相贯节点在受拉腹杆接头处鞍点位置的应力最为集中,达到并超过钢材的屈服强度,其他测点仍处于弹性受力阶段;空钢管焊接相贯节点在受拉和受压腹杆接头处的测点均屈服,应力峰值在冠点附近。

(4) 由试验结果可知,钢管混凝土焊接相贯节点的力学性能与空钢管焊接相贯节点完全不同,建立基于格构式钢管混凝土风力发电机塔架节点不同失效模式的承载力计算方法以及寻求节点区腹杆和塔柱的强度和刚度的最佳匹配值,还有待于今后更多的试验样本、数值与理论分析的深入。

## 参考文献 References

- [1] 芮晓明,柳亦兵,马志勇. 风力发电机组设计[M].北京:机械工业出版社,2010.  
RUI Xiaoming, LIU Yibing, MA Zhiyong. Design of wind turbine [M]. Beijing: Mechanical Industry Press, 2010.
- [2] WANG Tongguang, COTON Frank N. A high resolution tower shadow model for downwind wind turbines [J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 2001, 89(10): 873-892.
- [3] 韩中周. 钢管混凝土格构式三肢柱风力发电机塔架受力性能研究[D]. 包头: 内蒙古科技大学, 2011.  
HAN Zhongzhou. Study on force behavior of concrete filled steel tube lattice wind turbine tower with three limb columns[D]. Baotou: Inner Mongolia University of Science and Technology, 2011.
- [4] 耿山山. 钢管混凝土格构式四肢柱风力发电塔架的受力性能研究[D]. 包头: 内蒙古科技大学, 2011.  
GENG Shanshan. Study on the mechanical behavior of concrete-filled steel tubular lattice wind turbine tower with four limb columns [D]. Baotou: Inner Mongolia University of Science and Technology, 2011.
- [5] 宋俊杰. 1.5MW 风力发电机塔筒与塔架的对比研究[D]. 包头: 内蒙古科技大学, 2012.  
SONG Junjie. Comparative Study between 1.5-MW Taper Cylinder Tower and Lattice Wind Turbine Tower [D]. Baotou: Inner Mongolia University of Science and Technology, 2012.
- [6] PACKER J A. Concrete-filled HSS connections [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1995, 121(3): 458-467.
- [7] FENG R, YOUNG B. Behavior of concrete-filled stainless steel tubular X-joints subjected to compression [J]. Thin Walled Structure, 2009, 47(4): 365-375.
- [8] 陈宝春, 黄文金. 钢管混凝土 K 形相贯节点极限承载力试验研究[J]. 土木工程学报, 2009, 42(12): 92-98.  
CHEN Baochun, HUANG Wenjin. Experimental study on ultimate bearing capacity of CFST directly-welded K-joints [J]. China Civil Engineering Journal, 2009, 42(12): 91-98.
- [9] 宋谦益. 圆钢管混凝土-钢管 K 形节点的力学性能研究[D]. 北京: 清华大学, 2010.  
SONG Qianyi. Behavior of Circular Concrete Filled Steel Tube to Steel Tube K-Joints [D]. Beijing: Tsinghua University, 2010.
- [10] GB 50017-2003, 钢结构设计规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2003.  
GB 50017-2003, Code for design of steel structures[S]. Beijing: China plan press, 2003.

## Experiment study on the static behavior of the welded tubular K-joints in wind turbine tower

GAO Chunyan<sup>1,2</sup>, YANG Weiping<sup>2</sup>, LI Bin<sup>2</sup>, SHI Zhiyu<sup>1</sup>

(1. College of Aerospace Engineering, Nanjing University of Aeronautics and Astronautics, Nanjing 210016, China;

2. Architecture and Civil Engineering Institute, Inner Mongolia University of Science and Technology, Baotou 014010, China)

**Abstract:** Four concrete-filled steel tubular (CFST) welded K-joints in wind turbine tower were carried out on the monotonous static load experiment. At the same time the contrast test on a hollow steel tubular welded K-joints was carried out. The failure mechanism and failure characteristics, deformation development process after entering the plasticity stage, the complex stress state and distribution laws near the intersecting line of the two tower joints were all studied. Experimental results show that due to the existence of the concrete, the failure mode of the CFST welded joints was completely different from the hollow steel tubular joint, and happened the local buckling and overall bending of compression web members took place with the CFST welded joints. At the end of the test tower column walls no obvious plastic deformation appeared; while the failure mode of hollow steel tubular joint was the plastic failure of the tower column wall. The stress distribution near the intersecting line of the two tower joints were also different, with the stresses of the CFST welded joints mainly concentrating at the saddle points at the tensile web layout, which were far more than the yield strength of steel, while the other points were still in the elastic stress stage. The measuring points near the intersecting line of hollow steel tubular joints yielded and the stress peak was near the coronal points. The test results can provide reference for design of CFST welded K-joints.

**Key words:** wind turbine tower; tubular joints; static behavior; failure mode

(本文编辑 吴海西)