

本文为WORD版转换，仅作参考，不做商业用途，请查看原版文章

广州新电视塔钢结构柱-梁-撑节点的抗震性能 试验研究

陈以一^{1,2}, 孟宪德¹, 童乐为¹, 贾良玖¹, 周定³, 钟云华³

(1. 同济大学 土木工程学院, 上海 200092; 2. 土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092; 3. 广州市设计院, 广州 510620)

摘要: 本文介绍了广州新电视塔钢结构柱-梁-撑节点缩尺模型的滞回试验研究。此节点的特点是环梁通过牛腿与立柱连接, 立柱、斜撑、环梁三者轴线不交汇非共面。试验研究将此节点解构为三部分: 环梁-牛腿的连接、牛腿-立柱的连接、斜撑-立柱的连接, 分别对每部分进行了滞回性能和极限承载力的考察, 然后对节点的整体性能作出综合评价。研究表明该节点构造能够保证相连构件达到全截面屈服, 具有良好耗能能力, 满足抗震设计要求。

关键词: 钢管; 钢管混凝土; 柱-梁-撑节点; 滞回性能; 试验研究

中图分类号: *** ** 文献标识码: A

文章编号: *****

Experimental Research on Seismic Behavior of Column-Beam-Brace Joints in Guangzhou TV Tower Under Cyclic Loading

Chen Yiyi^{1,2}, Meng Xiande¹, Tong Lewei¹, Jia Liangjiu¹, Zhou Ding³, Zhong Yunhua³

(1. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Key State Lab for Disaster Prevention in Civil Engineering, Shanghai 200092, China; 3. Guangzhou Design Institute, Guangzhou 510620, China)

Abstract: The seismic behavior of column-beam-brace joints in Guangzhou TV Tower was experimentally researched. A typical character of the joint is that the column connects ring beams with bracket rigidly, while the axes of column, ring beams and braces are not in the same plane. In the experiment the joint is divided into three parts, connection of ring beam and bracket, connection of bracket and column, and connection of column and brace. The hysteretic behavior and the ultimate capacity of each part are experimentally researched, and the property of the joint as a entire entity is then evaluated. The results show that the joint strength is higher than the ultimate capacity of the connected members, and the energy dissipation is favorable to satisfy the seismic requirement.

Keywords: steel tube; concrete filled tube; column-ring beam-brace joint; hysteretic behavior; experimental research.

E-mail: yiyichen@mail.tongji.edu.cn

引言

广州新电视塔总高度 610m, 不同高度的截面为渐次旋转的变尺度椭圆。采用筒中筒结构, 外筒由圆钢管混凝土立柱、圆钢管环梁和圆钢管柱间斜撑组成, 三种构件的节点连接如图 1 所示, 其建筑意图是将连接柱子的环梁隐藏于结构内部以达到所需的立面效果; 同时也避免了连接处多管叠交的问题。

此节点的特点是: 环梁与立柱通过牛腿连接, 牛腿

同时直接承受楼面集中竖向荷载, 立柱、斜撑、环梁三

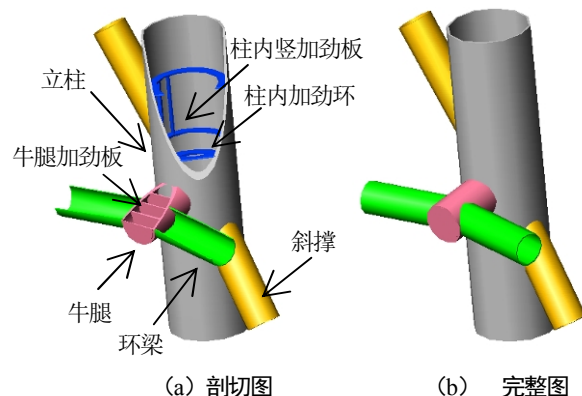


图 1 典型节点效果图

Fig.1 3D perspective drawing of typical joint

作者简介: 陈以一, 博士, 教授
收稿日期: 2007-9-17

者轴线不交汇、不共面；钢管之间的连接采用直接相贯焊接的同时，在钢管内布置加劲板或加劲环来加强节点的强度和刚度。立柱与斜撑的连接节点为钢管混凝土与钢管的 X 型连接节点；立柱与牛腿的连接节点为钢管混凝土与钢管的 T 型连接节点；环梁与牛腿的连接节点为钢管与钢管的 X 型连接节点^[1]；以上三种连接都可作为梁柱连接的一种特例，又与普通的框架梁柱节点和钢管桁架结构节点都有不同。

广州电视塔是广州市未来最具标志性的建筑，其结构设计的重要性不言而喻。节点性能是结构整体安全性的一个关键环节，但此类节点的构成方式在工程类和研究类文献中未见记录。节点设计的原则，一要保证杆件间的连接为刚性连接，二要使得连接和节点部位在罕遇地震作用下能保证构件充分发挥塑性能力，达到其极限承载能力。本文在前期单调静力试验的基础上，针对局部改进后的节点进行滞回性能试验，以达到如下目的：

- (1) 考察节点在逐级增加的往复荷载作用下的破坏形态及过程；
- (2) 考察节点的极限承载能力。

1 试验设计

1.1 总体方案

根据广州新电视塔节点连接的几何特点，此节点连接可分解为 3 部分：环梁与牛腿的连接、牛腿与立柱的连接、斜撑与立柱的连接。其中牛腿与立柱的连接是环梁与牛腿的连接的前提。针对上述 3 部分，设计了 3 种工况的试验。

工况（1）：加载简图如图 2（a）所示，集中考察在环梁荷载和牛腿端部集中荷载作用下，牛腿自身及与柱连接的性能。故略去其他相连杆件，在牛腿端部施加拉

力 P_2 并保持恒定，在柱顶施加竖向反复荷载 P_1 ，实现牛腿的弯矩剪力滞回。

工况（2）：加载简图如图 2（b）所示，在柱顶施加轴力 P_1 并保持恒定，通过在柱段顶部施加反复水平力 P_2 ，由反力连杆对环梁产生反对称的反复弯矩，对牛腿产生反复扭转。当水平地震作用时，梁端和牛腿的受力特点与此相似，本试验可以考察牛腿、环梁及其连接之间的相对强度和塑性发展次序，并检验地震作用下的破坏模式。

工况（3）：加载简图如图 2（c）所示，在柱顶施加轴力 P_1 并保持恒定，以节点为中心的各杆件在水平反复荷载 P_2 作用下产生轴力、剪力、弯矩或扭矩。结构分析表明在地震作用下节点连接周围构件以斜撑和立柱受力为主，该工况用来模拟此特点，并全面考察地震作用下的节点和相连杆件的性能。

根据以上 3 种工况的结果可对节点连接的滞回性能及是否满足抗震需要作出综合判断。

1.2 试件设计

按原型节点 1: 5 比例缩尺设计模型节点试件，如表 1 所示。表中的钢管规格已根据市场供货条件作出调整。各试件的斜撑、环梁和牛腿采用热轧圆钢管，材质为 Q345B；柱子为圆钢管混凝土，钢管材质为 Q345B，混凝土强度等级为 C60。工况（1）的箱型牛腿截面完全按照理论缩尺制作。

由于结构的底部构件尺寸与腰部构件尺寸有比较明显的差别，因此每种工况包含底部结构节点连接和腰部结构节点连接两个试件。具体如表 2 所示，共计 6 个试件。图 3、图 4 给出试件节点细部构造。

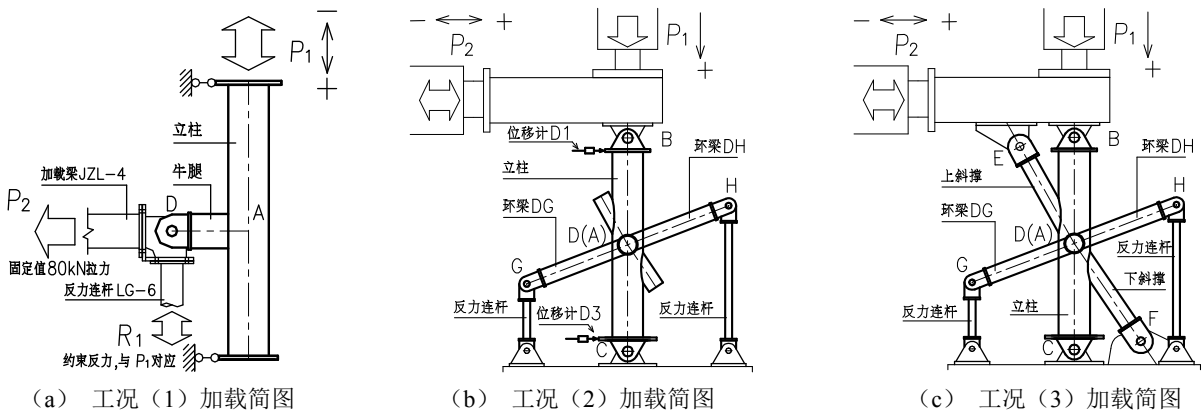


图 2 加载简图

Fig.2 Loading scheme

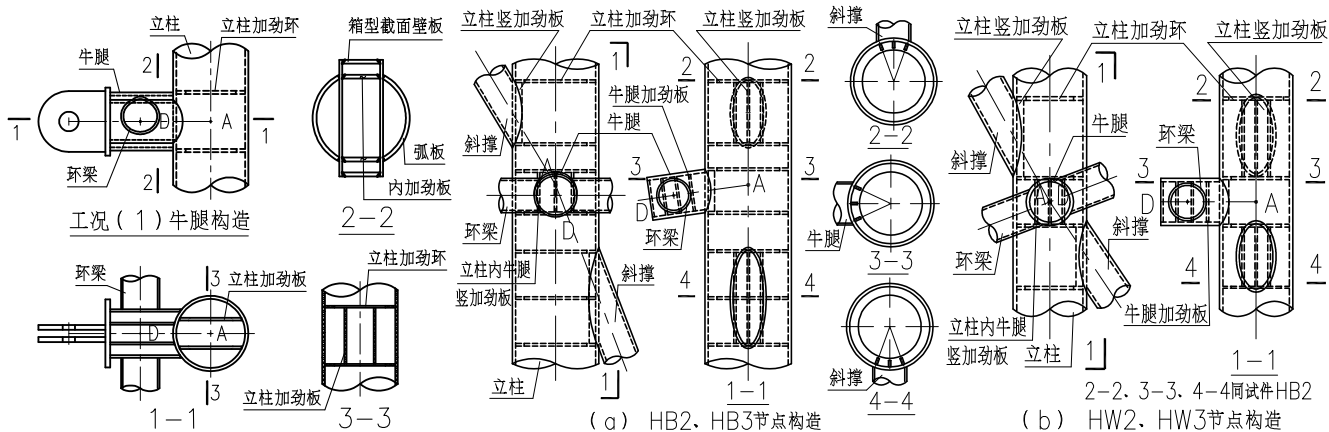


图3 工况(1)试件节点构造

Fig.3 Specimens details of case 1

表1 原型节点与试验节点对照表

Table 1 Size of prototype joints and model joints

节点部位	立柱	斜撑	环梁	牛腿
原型 底部	Φ1878×50	Φ850×40	Φ800×25	Φ1000×40
节点 腰部	Φ1530×40	Φ850×40	Φ800×30	Φ1000×40
试验 底部	Φ401×10	Φ168×8	Φ159×5	Φ200×8
节点 腰部	Φ310×8	Φ168×8	Φ159×5	Φ200×8

表2 试件列表

Table 2 Test specimens

加载工况	节点位置	试件编号	数量
工况(1)	底部	HB1	1
	腰部	HW1	1
工况(2)	底部	HB2	1
	腰部	HW2	1
工况(3)	底部	HB3	1
	腰部	HW3	1

2 试验破坏现象及承载能力分析

2.1 工况(1) 试验

两试件的破坏皆为牛腿根部上翼缘和下翼缘处焊缝断裂。其中试件 HW1 的破坏照片如图 5 所示。



图5 腰部节点 HW1 破坏

Fig.5 Failure of specimen HW1

工况(1)牛腿节点端部的位移(Δ_1)由4部分组成(见图6,按力学等效给出,约束表达与图2不同):牛腿刚体线性位移(Δ_2);牛腿刚体转动位移(Δ_3);牛腿作为悬臂梁的弯剪变形(Δ_4);牛腿节点柔度引起的竖向位移(Δ_5)。定义 Δ 为牛腿端部相对于立柱的竖向变形,则: $\Delta = \Delta_4 + \Delta_5 = \Delta_1 - \Delta_2 - \Delta_3$ 。

现给出牛腿端部竖向荷载 P (图2(a)中 P_1)与牛腿端部相对变形 Δ 的滞回曲线,如图7所示。图中给出了牛腿的边缘屈服承载力 P_y 和全截面塑性承载力 P_p 的理论计算值。图中标注“A”表示首次发现焊缝开裂时的加载位置。由图可知,试件破坏时的极限承载力要高于牛腿的全截面塑性承载力的理论计算值。

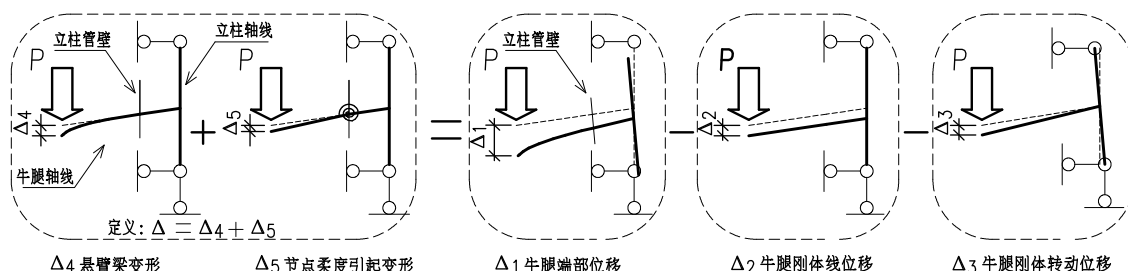
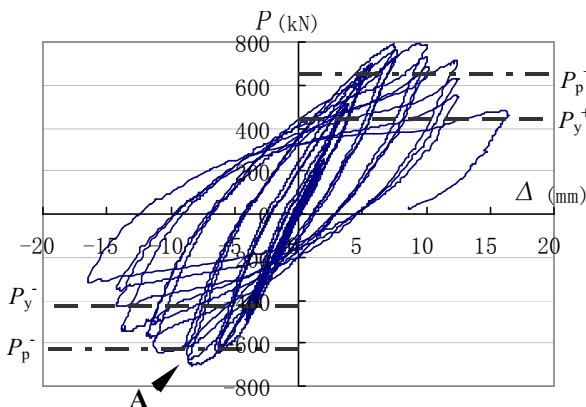
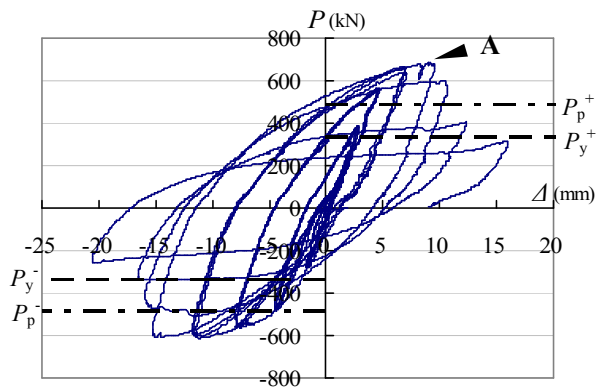


图6 牛腿节点变形示意

Fig.6 Schematic deformation of bracket



(a) 试件 HB1



(b) 试件 HW1

图7 工况(1)试件 $P-\Delta$ 滞回曲线

Fig.7 $P-\Delta$ hysteretic curve of case 1

2.2 工况(2) 试验

试件 HB2 观察到两环梁根部焊缝上下均出现裂缝。试件 HW2 观察到环梁根部上下出现局部屈曲。图 11、图 12 分别给出 HB2、HW2 的破坏照片和示意图。



图8 底部节点 HB2 破坏照片与示意图

Fig.8 Failure of HB2

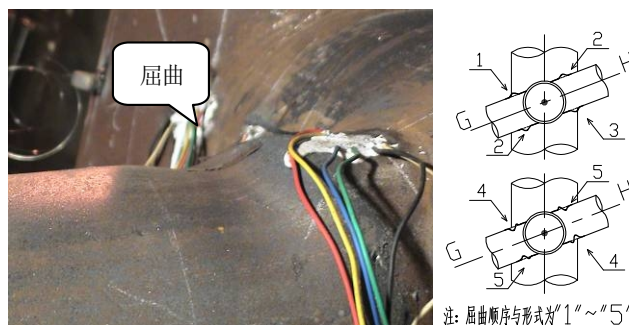
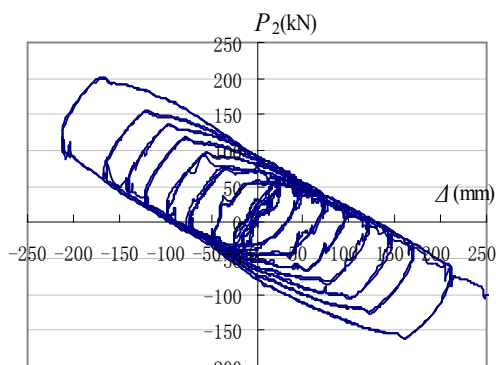


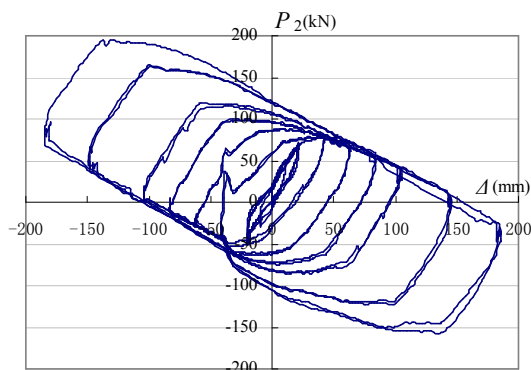
图9 腰部节点 HW2 破坏照片与示意图

Fig.9 Failure of HW2

工况(2)的 $P_2-\Delta$ 滞回曲线如图 10 所示。纵坐标 P_2 为图 2 (b) 所示的水平千斤顶测值, 横坐标 Δ 为柱顶位移计 D1 和柱底位移计 D3 的测值之差 ($\Delta_{D1} - \Delta_{D3}$)。试验中发现裂缝和局部屈曲时皆在最后两级循环荷载中。由图 10 可知, 由于环梁根部塑化, 试件最后已成为“机构”。



(a) 试件 HB2

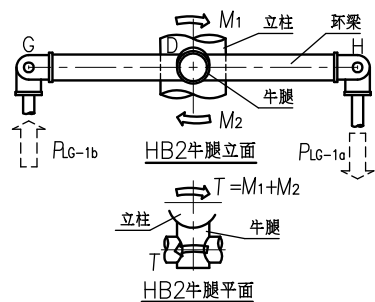


(b) 试件 HW2

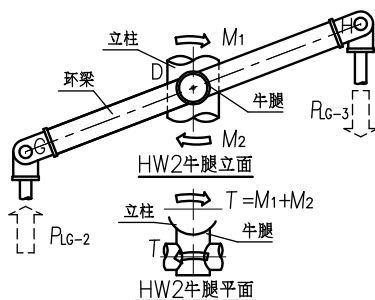
图10 工况(2)试件柱顶水平荷载-位移滞回曲线

Fig.10 Loading-displacement curve of case 2

本工况主要考察牛腿的抗扭性能和环梁的抗弯性能。HB2、HW2 试件中牛腿的力学简图如图 11 所示。牛腿的扭矩 T 与牛腿在立柱和环梁之间的扭转角 θ 关系曲线如图 12 所示。图中给出了牛腿的抗扭屈服承载力矩 T_y 的理论计算值。本工况试验均因环梁根部形成塑性铰导致不能继续加载而结束。由图 12 可以看出牛腿虽已进入塑性, 其承载力还能进一步提高。



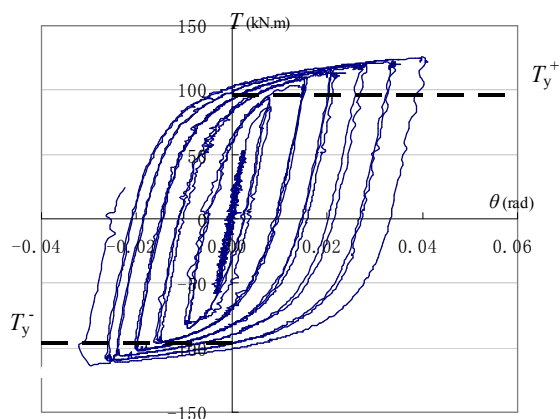
(a) 试件 HB2



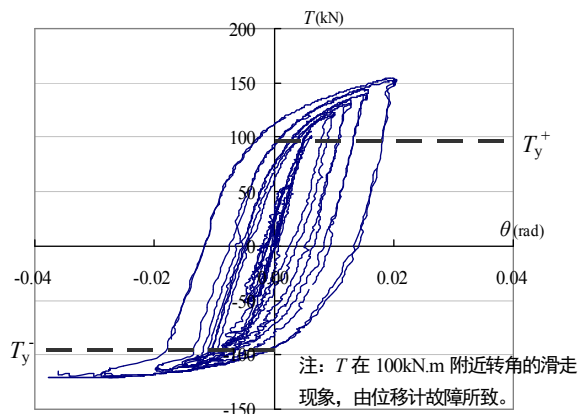
(b) 试件 HW2

图 11 工况 (2) 试件力学简图

Fig.11 Mechanical scheme of specimens for case 2



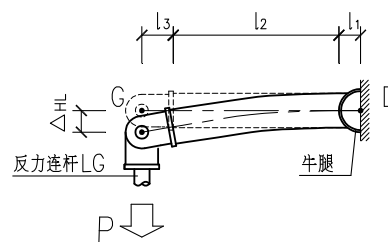
(a) 试件 HB2 牛腿



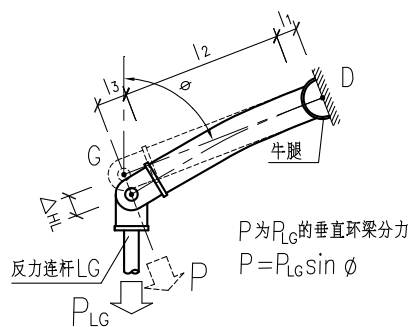
(b) 试件 HW2 牛腿

图 12 工况 (2) 牛腿扭矩—转角滞回曲线

Fig.12 Torque-angle curve of bracket of case 2



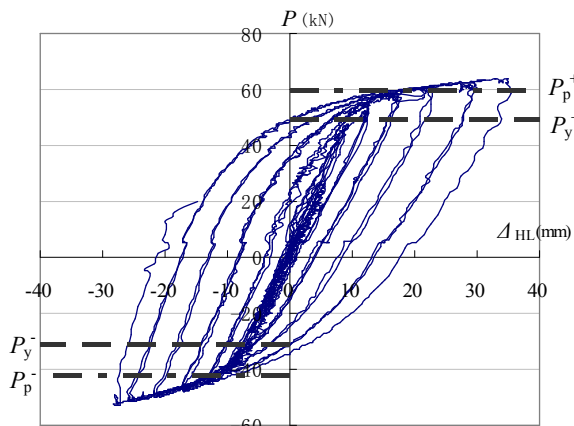
(a) 试件 HB2 环梁



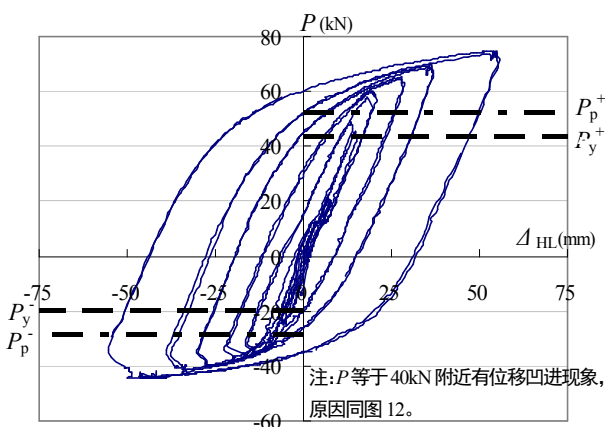
(b) 试件 HW2 环梁

图 13 工况 (2) 环梁 DG 的简化模型

Fig.13 Simplified model of ring beam of case 2



(a) 试件 HB2 环梁



(b) 试件 HW2 环梁

图 14 工况 (2) 环梁横向力—位移滞回曲线

Fig.14 Loading-displacement curve of ring beam of case 2

HB2、HW2 试件中的环梁 DG (DH) 可以简化为图 13 所示模型， $P-\Delta_{HL}$ 滞回曲线如图 14 所示。图中给出了环梁的边缘屈服承载力 P_y 和全截面塑性承载力 P_p 的理论计算值。节点破坏时环梁的承载力超过其全截面塑性承载力的理论计算值。

环梁边缘屈服弯矩理论计算值 $M_y=31.0\text{ kN.m}$ ，全截面塑性弯矩理论计算值 $M_p=39.3\text{ kN.m}$ 。牛腿的屈服扭矩计算值 $T_y=95.9\text{ kN.m}$ ， $T_y > 2M_p > 2M_y$ ，即牛腿的抗扭承载力高于两环梁的抗弯承载力之和，能够保证两环梁达到全截面塑性抗弯承载力。

2.3 工况 (3) 试验

试件 HB3 首先观察到的破坏现象是在下斜撑靠近加载端加劲肋处的焊缝出现裂缝 (图 15)，其后靠近裂缝的位置管壁发现屈曲。HW3 首先观察到破坏是在在靠近上斜撑根部下表面的立柱管壁上出现鼓曲现象 (图 16)，其后观察到立柱管壁在下斜撑一侧并且靠近下斜撑根部上表面处出现鼓曲现象。

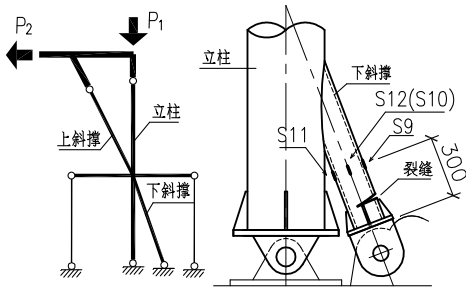


图 15 试件 HB3 的下斜撑破坏示意图
Fig.15 Failure schematic of lower brace of HB3

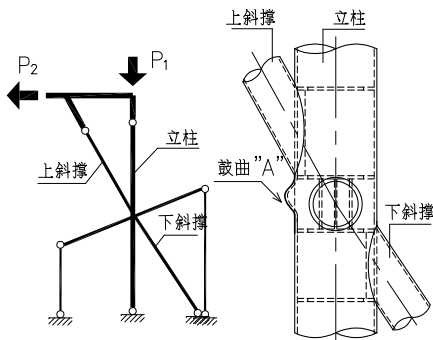


图 16 试件 HW3 的立柱鼓曲示意图
Fig.16 Failure schematic of column of HW3

工况 (3) 试验体系为超静定体系，由于斜撑后期完全屈服，难以从实测数据直接得到立柱或斜撑构件完整的荷载一位移曲线。以下通过间接方法分析试件 HB3 的斜撑和试件 HW3 的立柱破坏时的内力和应力状态。

试件 HB3 的下斜撑钢管的材性试验曲线如图 17 所示：屈服应变为 $1683\text{ }\mu\epsilon$ ，屈服台阶为 $1683\text{ }\mu\epsilon \sim 21883$

$\mu\epsilon$ 。第 20 圈循环的负向位移峰值时 HB3 下斜撑发现裂缝，即图 18 所示的“A”点。表 3 给出发现裂缝的前一荷载级 ($12\Delta_y$ ， Δ_y 为加载制度的屈服位移) 第 1 圈循环 (即近第 18 圈循环) 的负向位移峰值附近的下斜撑应变片。表中给出第 18 圈循环中时刻 1 和时刻 2 的应变增量值。

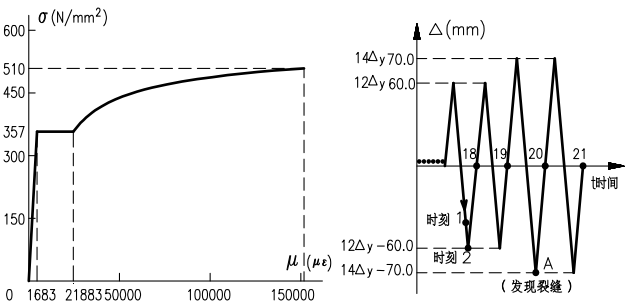


图 17 斜撑材性试验曲线
图 18 HB3 加载制度
Fig.17 Stress-strain curve of brace tube Fig.18 Loading system of HB3

表 3 下斜撑单向应变片测量

Table 3 Strain value on the lower brace						
位置	P ₁ (kN)	P ₂ (kN)	ε _{S9} (με)	ε _{S10} (με)	ε _{S11} (με)	ε _{S12} (με)
18 圈之时刻 1	2000	-265	3507	4210	4385	3708
18 圈之时刻 2	2000	-266	4707	5608	5463	4993
应变增量	0	1	1200	1398	1078	1285

由表 3 可知，在下斜撑发现破坏之前下斜撑已经进入全截面塑性。以两时刻之差值栏可知，下斜撑进入流塑状态。在下斜撑靠近加载端的加劲肋处容易存在焊接缺陷和应力集中，在下斜撑管壁进入塑性后在此位置断裂是可以解释的。

HW3 立柱采用钢管混凝土，钢管的材性试验曲线如图 19 所示：屈服应变为 $1702\text{ }\mu\epsilon$ ，屈服应力为 358 N/mm^2 ，屈服台阶为 $1702\text{ }\mu\epsilon \sim 21046\text{ }\mu\epsilon$ ，弹性模量为 $2.1 \times 10^4\text{ N/mm}^2$ 。内充混凝土根据标准立方体抗压强度试验得出测得其抗压强度 f_{cu} 为 65.8 N/mm^2 ，弹性模量 $E_c^{[2]}$ 取 $3.66 \times 10^4\text{ N/mm}^2$ 。

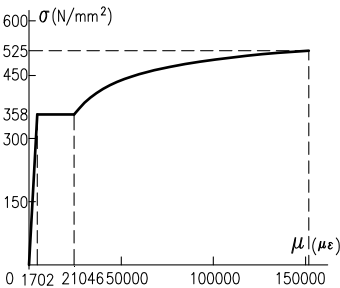


图 19 试件 HW3 立柱钢管材性试验曲线
Fig.19 Stress-strain curve of column tube of HW3

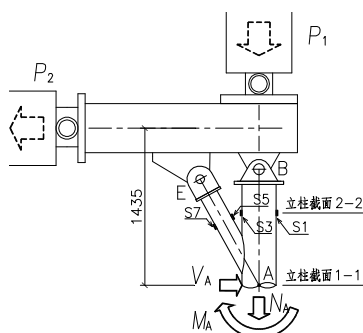


图20 试件HW3上立柱加载示意

Fig.20 Loading scheme of upper column of HW3

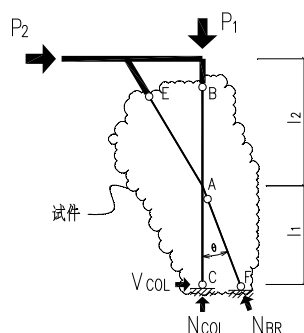


图21 工况(3)力学简图

Fig.21 Mechanical scheme of case 3

试件 HW3 柱顶竖向荷载 $P_1=2000\text{kN}$ 保持恒定, 因此图 20 所示的立柱 1—1 截面轴应力 σ_N 依式(1)^[3]得 103N/mm^2 (压应力), 式中 A_{eq} 为钢管截面积与按刚度比折算过的内填砼面积之和。

$$\sigma_N = N_A / A_{eq} \quad (1)$$

边缘屈服弯矩 M_y 按式 (2) 计算为 $226\text{kN}\cdot\text{m}$, 其中折算刚度 I_{eq} 根据文献[4]按式 (3) 确定。 I_s 、 I_c 为钢管和混凝土的惯性矩, d_{col} 为钢管的外径, f_y 为钢材实测屈服点。

$$M_y = \frac{I_{eq}}{d_{col}/2} (f_y - |\sigma_N|) \quad (2)$$

$$I_{eq} = I_s + 0.8 \frac{E_c}{E_s} I_c \quad (3)$$

表 4 给出发现立柱鼓曲的前一加载级第 1 圈循环即加载制度中近第 6 圈循环负向位移峰值时刻上立柱根部 1—1 截面处的内力, 由图 20 的平衡关系得出。

表 4 柱顶荷载与立柱截面 1-1 的内力 (单位 kN, m)

Table 4 Loading on top of column and internal force in section 1-1

位置	P_1	P_2	N_A	V_A	M_A
第 6 圈					
负向位移峰值	2000	-233	-2000	233	335

由表 4 可知, 在此时荷载作用下: $M_A > M_y$, 即在立柱 1—1 截面钢管局部鼓曲以前, 立柱在压弯状态下已经进入塑性。根据下斜撑布置的单向应变片与三向应变片测值可知, 在立柱出现局部鼓曲之前, 下斜撑亦在压弯和拉弯状态下进入屈服, 但是在立柱进入屈服后没有进一步发展塑性。

HB3 的破坏为下斜撑全塑化及局部开裂, 而 HW3 的破坏为立柱进入塑性和局部失稳。两试件的破坏部位不同, 除了与连接构件本身的承载能力有关外, 还与两试件的内力分配有关。为分析试验破坏现象, 将工况 (3) 的下斜撑简化为只传递轴力的杆件, 力学模型见图 21 所示。

$$\text{下斜撑轴力: } N_{BR} = P_2 \frac{l_1 + l_2}{l_1} \frac{1}{\sin \theta} \quad (4)$$

$$\text{下立柱轴力: } N_{COL} = P_1 - P_2 \frac{l_1 + l_2}{l_1} \frac{\cos \theta}{\sin \theta} \quad (5)$$

其中 θ 为下斜撑与立柱轴线间交角。由式(4)和(5)可知, 如果 θ 增大, 其他变量为常数, N_{BR} 将减小而 N_{COL} 将增大。代入几何参数后可得: HB3 试件, $N_{BR} = 6.39P_2$, $N_{COL} = P_1 - 5.97P_2$; HW3 试件, $N_{BR} = 4.20P_2$, $N_{COL} = P_1 - 3.48P_2$ 。因此在相同的 P_1 和 P_2 作用下, 相对 HW3 试件, HB3 试件斜撑的轴力要大而立柱的轴力要小。

3. 连接性能综合评价

3.1 环梁与牛腿的连接

试件破坏时环梁弯矩已超过其全截面塑性承载能力, 即牛腿的承载力能够保证环梁截面达到全截面塑性弯矩。

3.2 牛腿与立柱的连接

(1) 牛腿与立柱连接的受弯性能: 破坏时牛腿根部弯矩大于牛腿的全截面塑性承载能力, 且立柱管壁无宏观破坏, 表明立柱和牛腿节点区的承载力能够保证牛腿截面达到全截面塑性弯矩。

(2) 牛腿与立柱连接的受扭性能: 在 HB2 和 HW2 试件最终破坏时, 牛腿的扭矩已超过截面屈服扭矩的理论计算值, 同时牛腿屈服扭矩大于两侧环梁的全截面塑性抗弯承载能力之和。

3.3 斜撑与立柱的连接

试件破坏时，破坏的构件在压弯或者拉弯状态下皆已屈服进入塑性，表明连接部位可保证斜撑达到全截面屈服。

3.4 综合评价

在反复荷载作用下，各连接均能保证被连接构件塑性承载力的发挥；获得的构件或节点试件整体的滞回环都相当饱满。表明设计拟采用的节点构造可以满足抗震性能的要求。

4. 结论

(1) 广州新电视塔柱—梁—撑不交汇、非共面节点，外观表现简洁，满足抗震设计要求，具有良好耗能能力。

(2) 本文提出的多杆件连接复杂节点解构实验方法，可以逐一考虑各个关键部位的力学特性，对存在多重破坏模式的节点研究具有参考意义。

致谢：本文的试验工作得到了广州新电视塔建设有限公司的大力资助，作者谨向该公司表示衷心的感谢。同时，试验的研究成果归该公司所有。

参考文献：

[1] J. Wardenier. Hollow sections in structural applications[M]. New York: John Wiley & Sons Ltd, 2002

[2] GB50010-2002 混凝土结构设计规范[S] (GB50010-2002 Code for design of concrete structures [S] (in Chinese))

[3] CECS28:90 钢管混凝土设计与施工规程[S] (CECS28:90 Specification for design and construction of concrete-filled steel tubular structures [S] (in Chinese))

[4] DBJ13-51-2003 钢管混凝土结构技术规程[S] (DBJ13-51-2003 Technical Specification for concrete-filled steel tubular structures [S] (in Chinese))

陈以一（1955-），男，博士，教授。主要从事钢结构节点性能、轻型钢结构、稳定与抗震等方面的研究。

孟宪德（1976-），男，博士研究生。主要从事圆钢管相贯节点性能的研究。

童乐为（1961-），男，博士，教授。主要从事钢结构节点性能、疲劳、轻型钢结构住宅等方面的研究。

贾良玖（1986-），男，硕士研究生。主要从事钢结构研究。

周定（1951-），女，教授级高级工程师。主要从事结构设计。

钟云华（1975-），男，硕士，工程师。主要从事钢结构设计。