

doi:10.11835/j.issn.1674-4764.2013.06.012

空间网架结构钢管混凝土柱节点力学性能足尺试验及分析

李明方¹, 蔡元奇², 卢云祥³, 娄泽方⁴

(1. 武汉科技大学理学院, 武汉 430065; 2. 武汉大学土木建筑工程学院, 武汉 430072;
3. 贵州省建筑科学研究检测中心, 贵阳 550006; 4. 中信建筑设计研究总院有限公司, 武汉 430014)

摘要:采用足尺试验与数值仿真相结合的方法研究空间网架结构中的钢管混凝土柱节点的受力及抗震性能。试验荷载逐级加载到设计荷载的1.6倍并观测柱节点的变形与应力。试验结果表明试验荷载下柱节点钢结构部分基本处于弹性状态, 混凝土极小部分区域超出压应力极限, 钢管与混凝土粘接良好。非线性有限元分析结果揭示了柱节点在低周往复荷载作用下的滞回耗能能力和破坏特征, 指出了柱节点承载的薄弱位置, 给出了柱节点的极限承载力。结果表明, 足尺试验与数值计算相结合的方法可以全面揭示柱节点的受力特性及抗震性能。

关键词:钢管混凝土柱节点; 足尺试验; 非线性有限元; 极限承载力; 滞回耗能能力

中图分类号: TU375.3 **文献标志码:** A **文章编号:** 1674-4764(2013)06-0073-09

Full-Scale Test and Analysis of Mechanical Behavior of Concrete Filled Steel Tubular Column Node in Space Truss Structure

Li Mingfang¹, Cai Yuanqi², Lu Yunxiang³, Lou Zefang⁴

(1. College of Science, Wuhan University of Science and Technology, Wuhan 430065, P. R. China;
2. School of Civil Engineering, Wuhan University, Wuhan 430072, P. R. China;
3. Construction Scientific Research Testing Center of Guizhou Province, Guiyang 550006, P. R. China;
4. CITIC General Institute of Architectural Design and Research Co., Ltd, Wuhan 430014, P. R. China)

Abstract: To investigate mechanical behavior and seismic behavior of concrete filled steel tubular column node (CFSTCN) in space truss structure, both full-scale test and Finite Element Method (FEM) were employed. The test load was 1.6 times of design load and by incremental step loading. Meanwhile, stress and deformation in CFSTCN were observed to monitor bearing capacity of the node. The results show that steel tubular works in elastic state and a small part of concrete beyond of compressive stress limits; steel tube and concrete adhesive well. The hysteretic energy dissipation capacity and failure mode under cyclic loading were revealed by nonlinear FEM. weakest position and ultimate bearing capacity of the node were obtained from FEM results. The method of combining full-scale test and FEM can well reveal the mechanical behavior and the seismic behavior of the node.

Key words: concrete filled steel tubular column node; full-scale test; nonlinear finite element method; ultimate bearing capacity; hysteretic energy dissipation capacity

收稿日期: 2012-08-10

基金项目: 中央高校基本科研业务费专项资金(201121002020004); 湖北省交通厅基金项目(2012857216)

作者简介: 李明方(1983-), 男, 博士, 主要从事结构流固耦合数值仿真研究, (E-mail) whulmf@whu.edu.cn.

蔡元奇(通信作者), 男, 教授, 博士生导师, (E-mail) caiyuanqi@yeah.net.

近年来一些学者对钢管混凝土柱节点的抗震性能进行了很多有益的探讨,主要研究了钢管混凝土柱与钢梁连接的各种节点的抗震性能并发展了节点抗震性能计算的非线性有限元方法,如:Nishiyama等^[1]对 10 个钢管混凝土柱-钢梁节点进行了试验研究,分析了高强度材料对柱节点抗震性能的影响。Zhang 等^[2]分析了 4 个加腋型钢管混凝土柱-钢梁节点的抗震性能,重点研究了加腋板区域的剪切失效行为,结果显示失效模式对应力分布的特征有重要影响。Kang 等^[3]研究了方钢管混凝土柱与 H 型钢连接节点的抗震性能。尧国皇等^[4]提出了一种钢管混凝土柱与钢筋混凝土梁的新型节点形式,节点符合“强柱、弱梁、节点更强”的抗震设计原则。Cheng 等^[5]研究了 4 个带钢筋混凝土板的钢管混凝土柱-钢梁节点的抗震性能,未观察到节点连接板区域的破坏。Han 等^[6]通过试验研究了带钢筋混凝土板的钢管混凝土柱-钢梁节点的抗震性能,6 个试件分别观察到梁失效和柱失效模式。Schneider 等^[7]研究了钢管混凝土柱与工字型钢梁的不同连接形式对节点抗震性能的影响,结果发现贯通的腹板连接和贯通的翼缘板连接表现出最优滞回循环特性。刘士润^[8]对穿透式钢管混凝土柱节点进行了研究,分别得到了节点的延性、耗能能力和转动刚度等参数,并建立了节点连接处抗弯承载力计算公式和受剪承载力公式。霍静思等^[9]基于弹塑性有限元理论建立了钢管混凝土柱-钢梁节点荷载-位移全过程非线性有限元模型。Tort 等^[10-11]发展了一种混合有限元方法,将 12 自由度梁增加 6 个平移自由度,来模拟静力和动力荷载下钢管混凝土柱-钢梁框架的受力性能。Li 等^[12]采用有限元方法分析了带钢筋混凝土板的钢管混凝土柱-钢梁节点在循环荷载下的抗震性能,分析中考虑了几何非线性和材料非线性,并分析了节点特定参数对抗震性能的影响。这些研究成果极大的促进了钢管混凝土柱节点在工程中的应用。

本文介绍了一种新型钢管混凝土柱-空间网架节点,采用足尺试验与数值仿真相结合的方法研究了这种复杂节点的受力特性及抗震性能。首先详细介绍了节点足尺试验的试验方案及结果,随后采用有限元 ABAQUS 对节点的受力性能及耗能性能进行数值仿真,分析中考虑了材料非线性和几何非线性,并考虑了钢管和混凝土之间的接触单元。将有限元结果与试验结果进行比较,吻合较好。有限元结果给出了节点的破坏模式、极限承载力及滞回耗能能力,并给出了节点在各种状态下的应力分布云图。

1 试验背景

某国际博览中心大跨度屋盖结构复杂,主展馆屋盖主要采用空间网架结构,网架结构通过钢管混凝土柱节点与钢管混凝土柱连接。钢管混凝土柱节点与网架结构的连接如图 1 所示,节点位于柱的顶端,节点底部标高 19.335 m,网架结构的支管贯通钢管混凝土柱,支管和柱顶端的交汇区域形成钢管混凝土柱节点,该节点实体庞大,受力复杂。柱节点与钢管混凝土柱焊接为整体,内部混凝土同时浇注。柱节点钢管柱的直径为 1.4 m,各支管通过耳板及肋板与钢管柱连接,并深入钢管柱内部相交,其设计构造如图 2 所示。由于该钢管混凝土柱节点位于结构的重要位置,且在不同工况条件下柱节点应力变化幅度大,其承载能力直接影响到整个结构的安全性,因此需要对该柱节点进行受力性能和抗震性能研究。

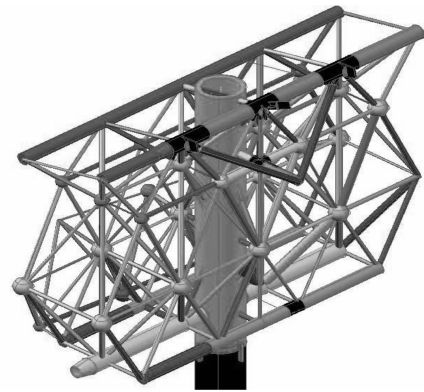


图 1 钢管混凝土柱节点在空间网架结构中的位置

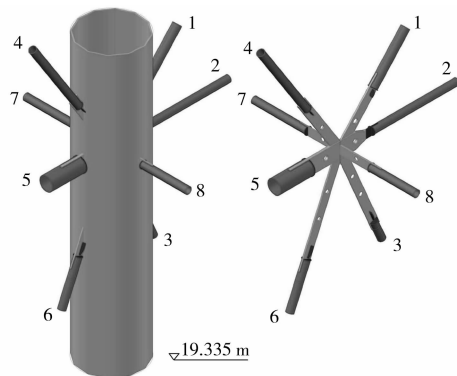


图 2 钢管混凝土柱节点及其支杆编号

钢管柱内现浇 C40 自密实混凝土。钢管及连接板均采用 Q345 钢,其材性试验结果如表 1 所示。足尺试验与数值仿真的主要内容包括:

1) 通过足尺试验研究钢管混凝土柱节点在设计荷载下的静力工作性能,对屋盖结构体系的安全可

靠性做出评价;通过足尺试验检验柱节点的设计与施工质量;通过对足尺模型在设计荷载下的变形与应力观测,了解节点在正常工作状态下的受力机理,直接了解节点的实际承载情况,借以判断其实际承载能力,得到安全储备能力,保障结构安全。

2)通过数值仿真分析钢管混凝土柱节点在低周往复荷载作用下的受力性能,尤其是分析柱节点进入塑性后的工作状态、破坏形式和破坏机理。对于受力复杂的钢管混凝土柱节点,只有进行弹塑性分析,才能从本质上了解节点的受力性能,从而得到钢管混凝土柱节点的极限承载力及其影响因素。

表1 Q345 钢管材料特性参数

壁厚/ mm	屈服强度/ MPa	抗拉强度/ MPa	延伸率/ %	冲击韧性/ J
<100	345	500	22	>34

2 足尺试验

2.1 加载系统及试验模型设计

钢节点试验中的关键环节是设计出安全可靠的加载系统,其中包括反力装置、加载设备、加载控制系统和加载方案等。本次试验的反力装置主要利用武汉大学结构试验大厅三面L型反力墙和大型承力架。把试件放在大型承力架的空间内,综合利用L型反力墙和大型承力架,可以实现多杆件任意角度同时加载。试验加载设备主要为液压加载设备,有手动液压加载器、电动液压加载器和液压伺服操作平台,并配合与之匹配的单向液压千斤顶和双向液压张拉顶。

柱节点试件采用1:1足尺试件,试件制作标准与实际工程中的节点相同。试验中为了减小加载装置对试验节点应力分布的影响,各支管均取一定的外伸尺寸,外伸尺寸结合反力墙、反力架和加载装置的尺寸综合确定得到。支管端加封头板和加劲肋,以保证节点在加载过程中不会因杆端局部集中受力而首先破坏。各支管尺寸如表2所示。

2.2 应变及位移测点布置

应变片测点共分四类,总计209个测点,如图3和图4所示。第一类测点监测各支管的轴力,采用单向应变片,测点编号S1~S32。第二类测点监测柱节点钢管壁上的应力,采用应变花,测点布置在各支管与柱相交的焊缝附近,沿柱各高程(距试件柱脚0.7、1.7、3.5、4.7和5.7m)亦布置测点,测点编号T1~T32和T37~T55。第三类测点监测各支管耳板上的应力,采用应变花,测点编号T33~T36。第四类测点监测柱节点内部连接板应力,编号SB1~SB6和TB1~TB2,浇注混凝土后,第四类测点被混凝土包围。

柱节点试件和千斤顶均由螺栓固定在反力墙上,试验过程中试件和千斤顶可能会滑动,产生刚体位移,导致加载偏心等问题。为此在柱节点试件的底部、中部和顶部布置位移测点进行监测,底部测点采用电子位移计,测点编号W1~W2,中部和顶部采用全站仪,测点编号Q1~Q2,位移测点布置如图4所示。加载偏心可能使受压杆件失稳,不能达到试验目的,4#支管受压荷载较大,杆件最长,因此在4#支管中部布置两个位移测点监控压杆的加载状况,采用电子位移计,测点编号W3~W4。

表2 试件各支管尺寸、荷载及加载方式

杆件编号	直径/mm	壁厚/mm	试验荷载/kN	加载装置	加载控制	杆件长/mm
1	180	10.0	-902.1	100T 单向顶	100T 传感器	2 335
2	159	4.5	-10.1	15T 单向顶	10T 传感器	2 784
3	159	4.5	229.4	60T 张拉顶	60T 传感器	2 537
4	159	10.0	-1 239.8	250T 单向顶	300T 传感器	3 479
5	325	16.0	-4 760.0	2×300T 单向顶	2×300T 传感器	1 554
6	159	8.0	1 249.9	2×100T 张拉顶	2×100T 传感器	3 019
7	159	6.0	-121.4	30T 单向顶	30T 传感器	2 284
8	159	10.0	63.8	15T 张拉顶	10T 传感器	1 834
柱	1400	25.0				6 652

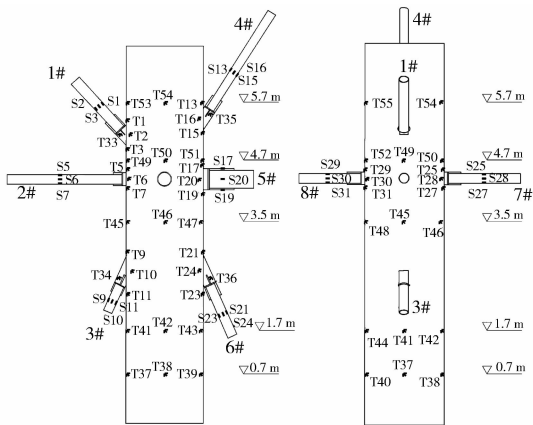


图 3 钢管柱外表面应变片测点布置图

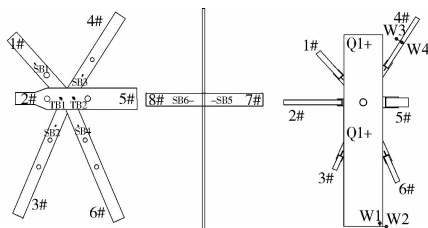


图 4 钢管柱内部连接板上应变片测点及柱节点位移测点布置图

2.3 加载

根据规范^[13],钢节点做检验性试验时试验荷载不应小于荷载设计值的 1.6 倍。综合实验室的加载条件,试验荷载取为 1.6 倍最不利工况下的设计荷载,加载方式为单调加载。最不利荷载工况为温度荷载与恒载组合的工况。在此试验荷载作用下,最大荷载约为 476 t,已接近实验室加载的极限条件。柱脚以 10 个螺栓固定于地面反力墙上,如图 5 所示,各杆件均采用液压千斤顶主动加载,并根据试验荷载选择合适的千斤顶和力传感器,各支管试验荷载及加载方式如表 2 所示。

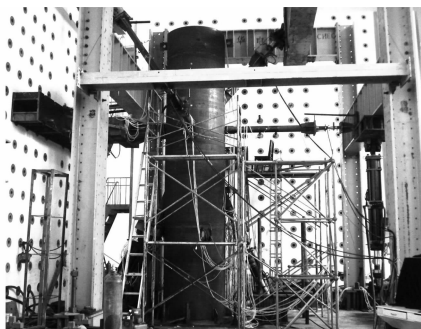


图 5 钢管混凝土柱节点试验加载现场

为了保证加载的准确性,试件安装时应特别注意偏心问题。首先用激光测距仪进行初步对中,然

后预加载 20%,以消除安装间隙,同时调试测试系统和应变片工作状态。预加载时密切观测杆件上单向应变计的应变,逐步调整加力点位置,直到各支管中部截面各应变一致为止。预加载完成后,对测试系统调零开始试验;共分 19 级同步加载,其中第 14 级为设计荷载。每级加载完成后停留 10 min,再采集数据。加载到最大试验荷载并完成数据采集后,进行分级卸载,完全卸载后采集各测点残余应变。

3 试验数据分析

3.1 荷载校核

试验过程中为了确保每个支管上施加的荷载达到设计要求,在各支管中部布置 4 个相差 90°、沿杆轴向上的单向应变片来监测支管上实际轴力。轴力计算采用线弹性理论,应变取 4 个应变片的平均值,这样可以有效消除弯矩的影响。轴力的监测结果如图 6 所示。从图 6 可见,各支管在试验中测得的轴力与设计值基本吻合,说明试验达到了设计要求,其结果可靠。

位移测点监控的位移数据如图 7 所示。由图 7 可见,柱节点底部的测点位移值很小,最大约 1.5 mm,可以判定试验过程中试件没有产生刚体位移。其他各测点位移变化平稳,无跳跃,最大位移不超过 15 mm,没有出现失稳现象,试验满足相关规范要求^[14],加载过程可靠。由柱节点的位移监测数据可见,钢管混凝土柱上明显存在弯矩作用,其上的水平位移主要由弯矩引起。

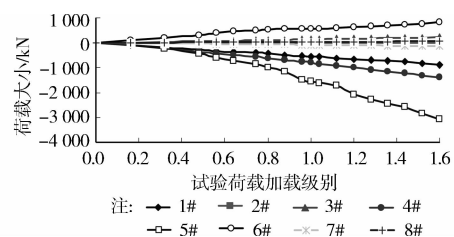


图 6 轴向荷载加载过程

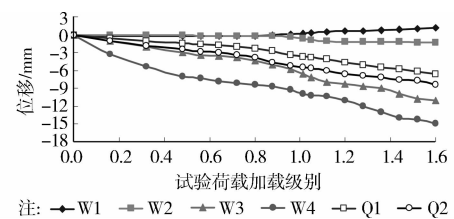


图 7 位移测点结果

3.2 试验结果分析

实际上柱节点的每一点都处于三向应力状态,通过应变片和应变花只能获取其两个方向的主应变

值。由于杆件壁厚有限,各测点沿壁厚方向的应力分量比杆件表面方向的应力小很多,因此杆件表面区域可以假定为平面应力状态。已有相关文献通过计算和实验表明了该假定的可靠性^[15-16],在数据处理时,通过平面应力假定计算得到的应力值与有限元结果也较为吻合。由应变花三个方向的应变数据可求得主应变:

$$\left. \begin{matrix} \epsilon_1 \\ \epsilon_2 \end{matrix} \right\} = \frac{1}{2} \left\{ (\epsilon_a + \epsilon_c) \pm \sqrt{2[(\epsilon_a - \epsilon_b)^2 + (\epsilon_b - \epsilon_c)^2]} \right\} \quad (1)$$

进而可得主应力及 Mises 应力:

$$\left. \begin{matrix} \sigma_1 = \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_1 + \nu \epsilon_2) \\ \sigma_2 = \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_2 + \nu \epsilon_1) \end{matrix} \right\} \quad (2)$$

$$\sigma_M = \sqrt{\frac{1}{2} [\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + (\sigma_1 - \sigma_2)^2]} \quad (3)$$

各支管与柱相交的位置容易出现应力集中,是柱节点破坏的薄弱位置。图 8 给出了试验荷载下各支管与柱相交的焊缝附近的应力值,图 9 给出了四个支管耳板上的应力值。由图可见,在试验荷载作用下,焊缝附近和耳板上的应力都处于弹性范围内。柱节点各高程上随加载过程的应力值如图 10 所示,柱节点钢管壁也处于弹性状态,同一高程上的四个测点 Mises 应力存在较大差异,表明节点柱上有弯矩作用。图 11 所示为钢管内连接板上的应力值, T1 和 T2 测点的应力变化为非线性,表明钢管内混凝土已进入非线性变形阶段。

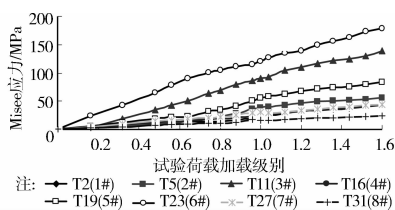


图 8 支管根部的 Mises 应力

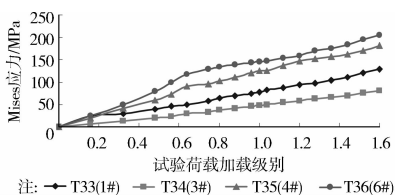


图 9 支管耳板上的 Mises 应力

表 3 给出了钢管混凝土柱节点上各测点试验中的最大 Mises 应力。从表中可见,各测点的应力值都在弹性范围内,其中 T36 测点的应力最大,为 205.3 MPa(实测值)和 222.0 MPa(FEM 值)。钢

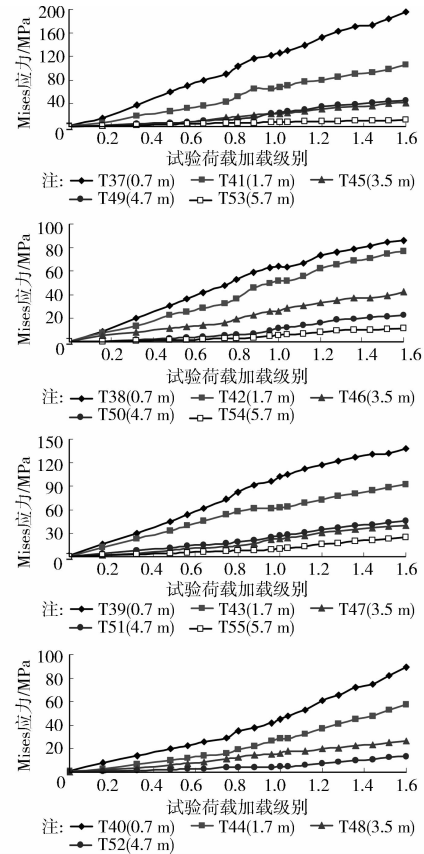


图 10 柱节点各高程上的 Mises 应力

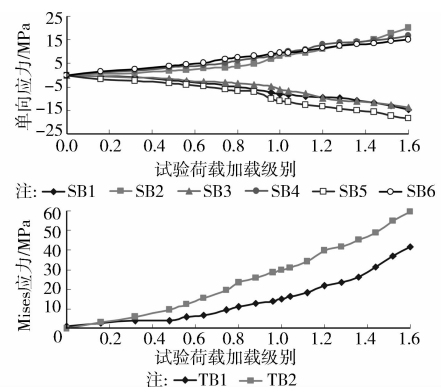


图 11 钢管内连接板上的 Mises 应力

管混凝土柱节点试验荷载下所有测点都处于弹性状态,还有较大的继续承载能力。实测应力与有限元结果吻合较好,但试验结果与有限元计算结果存在一定差异,其主要原因是有限元计算条件较为理想,试验测试应变为局部的平均结果。试验完成后钢管混凝土柱节点试件表面完好,没有明显的残余变形,没有破坏现象。剥开节点柱外壁钢板,混凝土未见破坏,这表明钢管内混凝土工作正常,钢管混凝土柱节点还有继续承载的能力。由此可见,钢管混凝土柱节点的极限承载力大于 1.6 倍的设计荷载,节点满足规范^[7]相关规定,达到设计要求,在工程中能保证安全工作。

表 3 各测点实测与 FEM 最大 Mises 应力对比

测点	实测/MPa	FEM/MPa	误差/%	测点	实测/MPa	FEM/MPa	误差/%
T2	41.8	40.0	-4.3	T38	86.0	88.0	2.3
T5	53.8	27.0	-49.8	T42	76.8	81.3	5.9
T11	139.0	142.7	2.7	T46	42.2	41.5	-1.7
T16	41.8	48.5	16.1	T50	22.2	17.6	-20.9
T19	83.0	78.0	-6.0	TB1	41.8	26.5	-36.6
T23	158.0	176.7	11.8	TB2	59.6	51.8	-13.1
T27	44.1	47.8	8.4	SB1	-14.1	-21.1	49.3
T31	23.8	35.0	47.2	SB2	19.0	30.9	62.3
T33	129.1	141.9	9.9	SB3	-18.0	-25.3	40.4
T34	81.1	91.8	13.2	SB4	19.1	22.4	17.3
T35	181.8	197.0	8.3	SB5	-17.6	-11.9	-32.3
T36	205.3	222.0	8.2	SB6	14.3	11.5	-19.4

4 数值分析

钢管混凝土柱节点受力复杂,采用足尺试验与数值仿真相结合的方法可以更全面的把握节点的受力状态。足尺试验受到实验室加载条件的限制,反复荷载加载装置更受到加载吨位的限制,同时足尺试验时钢管内部混凝土的应力状态不易监测,而数值仿真加载不受限制,并且可以比较准确地模拟试验过程中混凝土的应力状态,包括混凝土的开裂、软化等,更全面的反映节点的受力性能。本文采用有限元软件 ABAQUS 对柱节点试件进行加载过程分析,首先进行试验荷载下静力有限元分析,将有限元结果与试验结果对比,验证了有限元方法的正确性,随后继续加载,得到了柱节点的极限承载力,最后分析了柱节点在低周反复荷载作用下的力学性能。

数值计算模型中钢管、耳板、加劲肋及内部连接板采用壳单元,混凝土采用实体单元。模型忽略钢管、连接板与混凝土之间的滑移,认为钢管层和混凝土层之间保持位移连续^[17-18]。钢管混凝土柱中现场浇注了 C40 自密实混凝土,数值仿真中混凝土的本构关系采用了混凝土损伤塑性模型^[19-20]。混凝土的应力-应变曲线及损伤因子采用混凝土结构设计规范中的公式计算^[21]。钢管部分根据现场材质实验,本构关系采用平顶三折线模型。钢材屈服强度 345 MPa,拉伸强度 500 MPa。反向加载时,采用随动硬化模型,即考虑包辛格效应。

数值仿真分 3 种加载方案。方案一对柱节点进

行简单加载,即保持各支管荷载的比例,逐步增加到试验荷载,将结果与试验结果对比,验证有限元方法的正确性。方案二在方案一的基础上继续加载,直至计算不收敛,以期得到柱节点的极限承载力。方案三对柱节点施加低周反复荷载,考查柱节点在循环荷载作用下的力学性能,加载制度如图 12 所示。

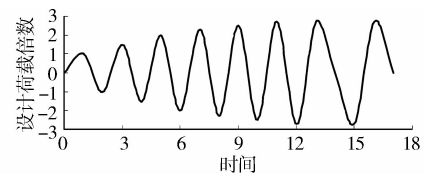


图 12 荷载加载制度示意图

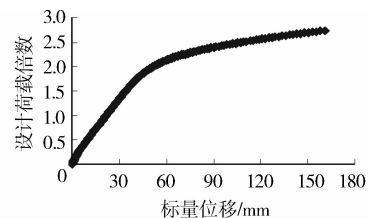


图 13 柱节点 6# 支管端部某点的荷载位移曲线

表 3 给出了钢管混凝土柱节点上部分测点的有限元结果和试验结果。实测应力与有限元结果吻合较好,但存在一定差异,其主要原因是有限元计算条件较为理想,试验测试应变为局部的平均结果并存在一定的误差。有限元结果和试验结果相互印证,一方面证实了足尺试验的可靠性,另一方面验证了有限元方法的正确性,使用有限元方法进行后续分

析有较高的可信度。

图 13 所示为柱节点 6# 支管端部位置某点的荷载位移曲线。由图可见,随着荷载增加到 2.74 倍设计荷载,6# 支管首先进入塑性屈服状态,进而整个支管根部形成塑性铰,支管丧失继续承载的能力,节点达到承载力极限状态。这种破坏模式保证了节点不先于支管破坏,与结构中“强柱弱梁、节点更强”的设计思想一致。图 14 所示为柱节点在极限荷载

下的应力云图,图中可见,极限荷载作用下 4# 和 5# 支管亦大面积进入屈服状态,其应力值接近材料的强度极限,是塑性铰形成的潜在位置;1#、7# 和 8# 支管根部部分区域进入屈服状态;2# 支管荷载较小,尚处于弹性状态。极限荷载作用下钢管柱并未大范围进入屈服状态,内部混凝土小范围进入软化阶段,进入软化阶段的混凝土位于钢管柱底部受压侧,如图 14(d)所示。

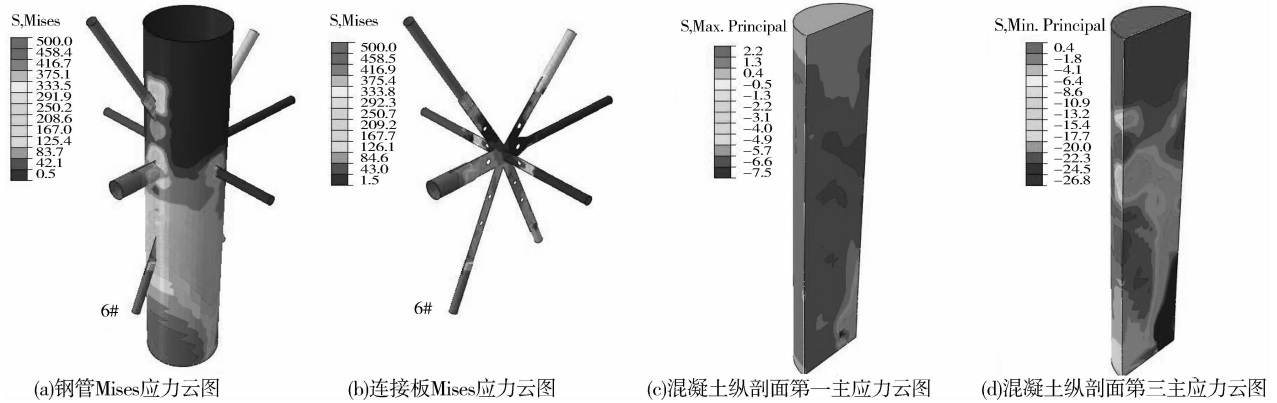


图 14 柱节点在极限荷载下的应力云图

耗能能力是衡量构件抗震能力的重要指标,它反映构件在往复加载过程中吸收能量的能力,也是评估结构抗震性能的主要指标^[22-24]。结构构件的耗能能力可以用以下 4 个指标来衡量:一是用滞回曲线所围成的面积总和来衡量;二是用等效粘滞阻尼系数来表示;三是用平均耗能系数来表示;四是用功比指数来表示。各种衡量指标的本质都是反映滞回曲线的丰满程度。

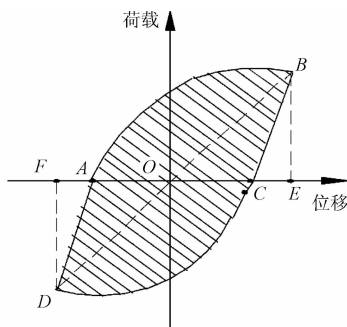


图 15 等效粘滞阻尼系数

图 15 所示的滞回曲线等效粘滞阻尼系数为:

$$h_c = \frac{1}{2\pi} \frac{S_{ABCD}}{S_{OBE} + S_{ODF}} \quad (4)$$

式中, S_{ABCD} 为滞回曲线一个循环所耗散的能量, $S_{OBE} + S_{ODF}$ 表示等效的弹性结构达到相同位移时所吸收的能量。二者之比即表示等效粘滞阻尼系数,值越大表示耗能能力越好。

等效粘滞阻尼系数仅能分析一个荷载循环,为了反映构件破坏前总的耗能能力,定义各循环平均耗能系数:

$$\beta = \frac{\sum E_i}{NP_y \Delta_y} \quad (5)$$

式中: $\sum E_i$ 是滞回环所包围的总面积; N 表示总循环数; P_y 为构件的屈服荷载,由简单加载确定; Δ_y 为构件屈服荷载时的位移。

衡量构件耗能能力的第 4 个参数功比指数定义为:

$$I_w = \sum_{i=1}^N \frac{P_i \Delta_i}{P_y \Delta_y} \quad (6)$$

其中, P_i 和 Δ_i 分别表示第 i 次循环的荷载和位移。

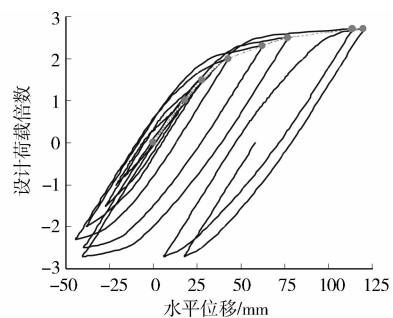


图 16 柱节点在低周反复荷载下的荷载位移曲线

图 16 所示为柱节点在低周反复荷载作用下的荷载位移曲线图。由图可见,在加载-卸载-反向加载过程中,节点出现反向加载不可恢复的位移。滞

回曲线形状比较饱满,节点的耗能能力较强。

表 4 柱节点各项耗能指标

N	P_i	E_i	h_e	β_i	β	I_w
1	1.0	16.4	0.088	0.22		0.22
2	1.5	37.1	0.100	0.50		0.72
3	2.0	84.9	0.144	1.15		1.87
4	2.3	142.7	0.188	1.93	1.57	3.80
5	2.5	183.1	0.194	2.48		6.27
6	2.7	233.1	0.256	3.15		9.42

柱节点各项耗能指标如表 4 所示,总体上节点等效粘滞阻尼系数随位移的增大而增大,在接近极限状态时,等效粘滞阻尼系数达到 0.256,平均能量耗散系数达到 1.57,功比指数达到 9.42,这表明节点具有良好的耗能能力。

5 结 论

通过对空间网架结构钢管混凝土柱节点承载力试验和有限元分析,可得以下结论:

1) 在 1.6 倍设计荷载作用下,钢管混凝土柱节点基本处于弹性状态,钢管内混凝土局部区域进入塑性状态。卸载后节点完好,剥开外部钢管,内部的混凝土未见破坏,钢管内混凝土工作正常。节点满足设计要求,有足够的储备。

2) 柱节点破坏模式为单根支管(6#支管)首先形成塑性铰而使柱节点达到承载力极限状态,柱节点极限承载力约为 2.74 倍设计荷载,安全储备较高。

3) 节点的滞回耗能曲线较为饱满,反复荷载作用下节点的耗能能力较强,节点设计合理。

4) 数值仿真的计算条件较为理想,计算结果与试验结果有一定差异,进行足尺试验十分必要。数值仿真是足尺试验的有力补充,数值计算给出了柱节点的极限承载力及节点在低周反复荷载作用下滞回耗能曲线。足尺试验与数值仿真互为补充,相互印证,将二者相结合可以全面了解此类柱节点的受力特性及抗震性能。

参考文献:

[1] Nishiyama I, Fujimoto T, Fukumoto T, et al. Inelastic force-deformation response of joint shear panels in beam-column moment connections to concrete-filled tubes [J]. Journal of Structural Engineering, 2004, 130 (2): 244-252.

[2] Zhang D X, Gao S B, Gong J H. Seismic behaviour of steel beam to circular CFST column assemblies with

external diaphragms [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2012, 76(9): 155-166.

- [3] Kang C H, Shin K J, Oh Y S, et al. Hysteresis behavior of CFT column to H-beam connections with external T-stiffeners and penetrated elements [J]. Journal of Engineering Structures, 2001, 23 (9): 1194-1201.
- [4] 尧国皇,黄用军,郑小鹰,等. 新型钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁节点试验研究[J]. 工业建筑, 2010, 40(7): 100-104
- Yao G H, Huang Y J, Zheng X Y, et al. Experimental study on behavior of joint of CFST column-RC beam [J]. Industrial Construction, 2010, 40(7): 100-104.
- [5] Cheng C T, Chan C F, Chung L L. Seismic behavior of steel beams and CFT column moment-resisting connections with floor slabs [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2007, 63 (11): 1479-1493.
- [6] Han L H, Li W. Seismic performance of CFST column to steel beam joint with RC slab: experiments [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2010, 66 (11): 1374-1386.
- [7] Schneider S P, Alostaz Y M. Experimental behavior connections to concrete-filled steel tubes [J]. Journal of Constructional Steel Research, 1998, 45(3): 321-352.
- [8] 刘士润. 低周反复荷载作用下穿透式钢管混凝土节点力学性能研究[D]. 大连:大连理工大学, 2011.
- [9] 霍静思,韩林海. 钢管混凝土柱-钢梁节点的力学性能分析[J]. 计算力学学报, 2008, 25(1): 35-40.
- Huo J S, Han L H. Nonlinear finite element analysis of steel beam to concrete-filled steel tubular column connection [J]. Chinese Journal of Computational Mechanics, 2008, 25(1): 35-40.
- [10] Tort C, Hajjar J F. Mixed finite-element modeling of rectangular concrete-filled steel tube (RCFT) members and frames under static and dynamic loads [J]. Journal of Structural Engineering, 2010, 136(6): 654-664.
- [11] Tort C, Hajjar J F. Mixed finite element for three-dimensional nonlinear dynamic analysis of rectangular concrete-filled steel tube beam-columns [J]. Journal of Engineering Mechanics, 2010, 136(11): 1329-1339.
- [12] Li W, Han L H. Seismic performance of CFST column to steel beam joint with RC slab: analysis [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2011: 67(1): 127-139.
- [13] GB50205—2001 钢结构工程施工质量验收规范[S]. 北京:中国计划出版社, 2001.
- [14] GB/T50334—2004 建筑结构检测技术标准[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2004.
- [15] 王永泉,郭正兴,罗斌,等. 复杂铸钢节点受力性能试验

- 研究[J]. 东南大学学报:自然科学版, 2009, 39(1): 47-52
- Wang Y Q, Guo Z X, Luo B, et al. Experimental study on mechanical performance of complex cast steel joint [J]. Journal of Southeast University: Natural Science Edition, 2009, 39(1): 47-52.
- [16] 王朝波, 赵宪忠, 陈义一, 等. 上海铁路南站外柱异形铸钢节点承载性能研究[J]. 土木工程学报, 2008, 41(1): 18-23.
- Wang Z B, Zhao X Z, Chen Y Y, et al. Bearing capacity of the special-shape cast-steel joint for Shanghai South Railway Station [J]. China Civil Engineering Journal, 2008, 41(1): 18-23.
- [17] 仵建斌. 方钢管混凝土结构粘结滑移基本性能研究[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2011.
- [18] 徐兴, 程晓东, 凌道盛. 钢管混凝土轴心受压构件极限承载力的有限元分析[J]. 固体力学学报, 2002, 23(4): 419-425.
- Xu X, Cheng X D, Ling D S. Finite element analysis of load bearing capacities of concrete-filled steel tube columns under axial load [J]. Acta Mechanica Solida Sinica, 2002, 23(4): 419-425.
- [19] 张劲, 王庆扬, 胡守营, 等. ABAQUS 混凝土损伤塑性模型参数验证[J]. 建筑结构, 2008, 38(8): 127-130.
- Zhang J, Wang Q Y, Hu S Y, et al. Parameters verification of concrete damaged plastic model of ABAQUS [J]. Building Structure, 2008, 38(8): 127-130.
- [20] 方秦, 还毅, 张亚栋, 等. ABAQUS 混凝土损伤塑性模型的静力性能分析[J]. 解放军理工大学学报: 自然科学版, 2007, 8(3): 254-260.
- Fang Q, Huan Y, Zhang Y D, et al. Investigation into static properties of damaged plasticity model for concrete in ABAQUS [J]. Journal of PLA University of Science and Technology, 2007, 8(3): 254-260.
- [21] GB 50010-2010 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [22] Cao W L, Zhang J W, Dong H Y, et al. Research on seismic performance of shear walls with concrete filled steel tube columns and concealed steel trusses [J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2011, 10(4): 535-546.
- [23] 张春涛, 李正良, 王汝恒, 等. 冷弯薄壁方钢管梁柱加腋节点抗震性能研究 [J]. 振动与冲击, 2012, 31(15): 60-67, 78.
- Zhang C T, Li Z L, Wang R H, et al. Experimental research on seismic behavior of beam-column connection with welded haunch in cold-formed thin-walled square steel tube structure [J]. Journal of Vibration and Shock, 2012, 31(15): 60-67, 78.
- [24] 周天华, 聂少锋, 王秀梅, 等. 方钢管混凝土柱-削弱钢梁端栓焊连接节点受力性能[J]. 土木建筑与环境工程, 2009, 31(3): 34-41.
- Zhou T H, Nie S F, Wang X M, et al. Mechanical behavior of bolt-weld joints between square concrete-filled tubular column and reduced beam section [J]. Journal of Civil, Architectural & Environmental Engineering, 2009, 31(3): 34-41.

(编辑 吕建斌)