

文章编号: 1000-4750(2017)09-0150-08

# 钢管混凝土桁肋内栓钉相贯节点 受力行为试验研究

刘君平<sup>1</sup>, 陈津凯<sup>2</sup>, 陈宝春<sup>1</sup>

(1. 福州大学土木工程学院, 福建, 福州 350108; 2. 福建省交通建设工程试验检测有限公司, 福建, 福州 350008)

**摘 要:** 进行了主管内壁设置栓钉的钢管混凝土 K 形相贯节点(内栓钉节点)受力行为试验, 同时进行了无内栓钉节点的对比试验。试验时主管上施加压力, 在两根支管上分别施加等量同步的压力和拉力。试验结果表明, 该文节点的破坏为受压支管屈曲, 荷载-受压支管变形曲线( $N-S$  曲线)可分为弹性段和弹塑性段。无论有无内栓钉, 主管焊接区域的应变都大于其他区域, 它与荷载的关系曲线可分为弹性段和弹塑性段, 而其余区域钢管均处于弹性状态。内栓钉不会改变主管钢管应变的分布规律, 但是内栓钉的设置会减小主管钢管应变, 表明内栓钉能将外力从钢管传递到管内混凝土, 并且对应变集中的部位效果更显著。在主管轴向, 应变主要集中在距离节点中心截面两侧各约 2.7 倍支管直径范围内; 在主管环向, 应变主要集中在圆心角 $-60^\circ \sim 60^\circ$ 区间。建议将此轴向与环向范围的应变集中区作为内栓钉的主要布设区域, 区域外可以少布设或不布设。

**关键词:** 钢管混凝土; 相贯节点; 内栓钉; 应变集中系数; 布设范围

中图分类号: TU398.9 文献标志码: A doi: 10.6052/j.issn.1000-4750.2016.05.0336

## EXPERIMENTAL STUDIES ON LOAD-TRANSFERRING MECHANISM OF CFST DIRECTLY-WELDED K-JOINTS WITH STUDS

LIU Jun-ping<sup>1</sup>, CHEN Jin-kai<sup>2</sup>, CHEN Bao-chun<sup>1</sup>

(1. College of Civil Engineering, Fuzhou University, Fuzhou, Fujian 350108, China;

2. Fujian Transportation Construction Engineering Testing Co., Ltd, Fuzhou, Fujian 350008, China)

**Abstract:** The behaviors of Concrete-filled steel tubular (CFST) directly-welded K-Joints with studs on the inner wall of the main steel tube (inner stud) were tested, as well as a specimen without stud for comparison. During the test, the main tube was under axial pressure, while the two web members were equivalently and simultaneously under a pressure and a tension, respectively. The results show that for the buckling failure of web member, the load-displacement curve of compressive web member consists of a linear elastic stage and an elastic-plastic stage. With or without studs, the strains of the main tube in welding area are larger than those in other areas, whose load-strain curves include linear elastic stage and elastic-plastic stage, while the strains in the other areas are in elastic state. The strain distribution of stud does not change, but the stress magnitude is reduced, indicating that the studs are able to transfer force from steel tube to core concrete, especially at the strain concentration area. In the axial direction of main tube, strain concentration are observed at the two sides of the center section of joint, with a range of 2.7 times of the side tube diameter. In the circular direction, strains mainly

收稿日期: 2016-05-03; 修改日期: 2016-07-01

基金项目: 国家自然科学基金项目(51178118)

通讯作者: 陈宝春(1958—), 男, 福建罗源人, 教授, 博士, 博导, 从事桥梁与结构工程研究(E-mail: baochunchen@fzu.edu.cn).

作者简介: 刘君平(1977—), 男, 江西安福人, 副教授, 博士, 从事钢混组合结构研究(E-mail: ljp0486@163.com);

陈津凯(1987—), 男, 福建龙岩人, 工程师, 博士, 从事桥梁结构及检测监测研究(E-mail: chjinkai@163.com).

concentrate in an area between directions  $-60^\circ$  and  $60^\circ$ . It is suggested that the inner studs should be arranged mainly on these longitudinal and transverse areas, and sparsely or not arranged outside.

**Key words:** concrete-filled steel tube; tubular joint; inner stud; strain concentration factor; layout area

钢管混凝土桁肋拱主要应用于大跨径桥梁中, 主要受力杆件(主管)为钢管混凝土, 连接杆件(支管)为圆钢管, 杆件之间通过焊接形成相贯节点, 节点受力复杂<sup>[1-2]</sup>。桁肋中的钢管混凝土主管由两种性质不同的材料组成, 由于混凝土收缩、日照温差等作用可能导致钢管与混凝土界面脱粘, 影响组合作用的发挥<sup>[3-4]</sup>。在相贯节点主管内壁设置栓钉(称为内栓钉), 是加强钢管与核心混凝土共同作用, 克服二者脱粘不利影响的有效构造措施<sup>[5]</sup>。这项新技术已在贵州总溪河大桥等工程中得到应用<sup>[6]</sup>。试验研究表明内栓钉对 K 形相贯节点极限承载力有较为明显的提高作用<sup>[7]</sup>, 内栓钉具有较高的受剪承载力<sup>[8-10]</sup>。内栓钉的布置范围是应用的关键点之一。已有的栓钉布置范围的研究主要以组合梁为对象<sup>[11-12]</sup>, 结果表明在纵桥向, 栓钉可以在梁长范围内均匀布置<sup>[13-14]</sup>; 在横桥向, 由于剪力滞后效应的影响, 距钢梁较远的混凝土无法有效承受压力, 因此栓钉应布置在桥面板有效宽度的范围之内<sup>[15-16]</sup>。由于钢管混凝土桁肋内栓钉相贯节点的受力行为与组合梁有所不同<sup>[7-9]</sup>, 因此有必要针对其进行研究。本文对 K 形相贯节点开展试验研究, 以探明钢管混凝土内栓钉在节点传力中的作用和主要影响范围, 为实际工程应用中内栓钉布置提出建议。

## 1 试验概况

### 1.1 试件介绍

试验共 2 个钢管混凝土 K 形相贯节点试件, 其中 1 个在主管内壁设置栓钉(试件编号 I), 另外 1 个无内栓钉作为对比试件(试件编号 II)。作为系列研究, 试件采用与文献[8-9]相同的钢管尺寸作为主管, 支管尺寸参考钢管混凝土桁肋常用的支管与主管直径比, 并综合考虑实验室加载设备条件, 具体尺寸见表 1。栓钉尺寸与文献[8-9]的相同, 直径  $\phi 16$  mm, 总长 80 mm。综合节点初步的有限元模型分析结果以及参考总溪河大桥栓钉布置设计, 栓钉在主管纵向从节点中心点向两端对称布置, 纵向间距 200 mm, 共 11 排; 在主管横截面不均匀布置, 靠焊接支管一侧, 栓钉环向间距为 157 mm(圆心角间隔  $30^\circ$ ), 焊接支管另一侧, 栓钉环向间距为

235 mm(圆心角间隔  $45^\circ$ ), 共 10 列, 试件构造图见图 1。

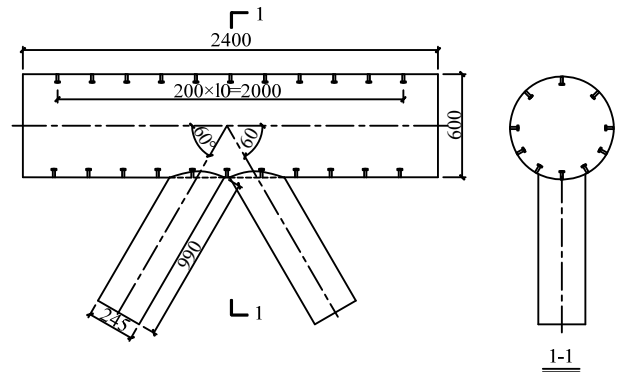


图 1 钢管混凝土 K 形内栓钉节点试件构造图 /mm

Fig.1 Details of CFST directly-welded K-Joint with studs

综合考虑实验室加载设备条件、钢材等级对本文研究对象规律影响小以及在本地钢材市场采购钢材的难易程度, 钢材选用 Q235 钢。主管采用钢板卷制焊接而成, 支管采用无缝钢管。钢管及栓钉材料属性按《金属材料 拉伸试验 第 1 部分: 室温试验方法》(GB/T 228.1-2010)<sup>[17]</sup>测试。主管、支管钢管和栓钉的屈服强度分别为 275.2 MPa、259.3 MPa 和 345.9 MPa, 抗拉极限强度分别为 428.8 MPa、417.6 MPa 和 480.3 MPa, 弹性模量分别为  $2.02 \times 10^5$  MPa、 $2.08 \times 10^5$  MPa 和  $2.04 \times 10^5$  MPa。两个试件管内混凝土同时浇筑, 采用 42.5#普通硅酸盐水泥, 水泥: 碎石: 中砂: 水的配合比为 535: 1091.2: 562.1: 203.3。根据《普通混凝土力学性能试验方法标准》(GB/T 50081-2002)<sup>[18]</sup>测得的混凝土材性数据列于表 1。

表 1 试件概况一览表

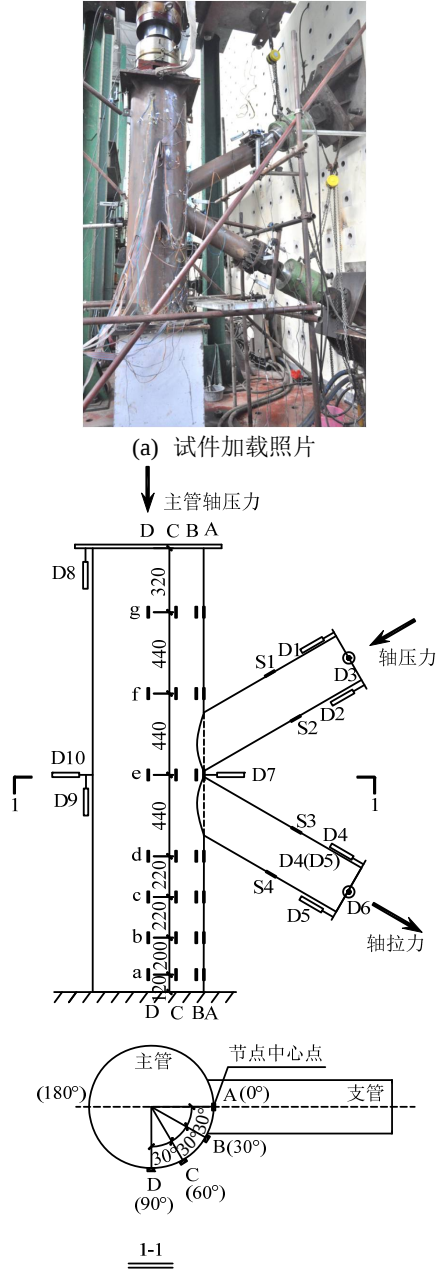
Table 1 Description of specimens

| 试件<br>编号 | 支管<br>$d \times t$<br>mm | 支管<br>长度<br>l/mm | 主管<br>$D \times T$<br>mm | 主管<br>长度<br>L/mm | 内<br>栓<br>钉 | 混凝土<br>强度/<br>MPa | 混凝土<br>弹性模量/<br>( $\times 10^4$ MPa) | 试件极限<br>承载力<br>$N_u$ /kN |
|----------|--------------------------|------------------|--------------------------|------------------|-------------|-------------------|--------------------------------------|--------------------------|
| I        | 245×10                   | 990              | 600×14                   | 2400             | 有           | 58.3              | 3.84                                 | 2085.0                   |
| II       | 245×10                   | 990              | 600×14                   | 2400             | 无           | 58.3              | 3.84                                 | 1851.5                   |

### 1.2 加载方法与量测内容

钢管混凝土相贯节点的主管和支管都是承受轴力为主, 因此, 试验中对它们直接施加轴力符合其受力特点。对于主管, 下端通过高强度螺栓固定在反力台座上, 上端通过固定在反力架上的

5000 kN 千斤顶从上至下施加轴力。对于两支管，通过固定在反力墙上的 3000 kN 拉压千斤顶等量同步施加一拉一压的轴力。加载装置见图 2。



(b) 测点布置图(括号内为圆心角度)

图 2 试验装置图

Fig.2 Test Set-up

主要量测主管的纵向和横向应变、主管变形、支管轴向应变和变形，应变布置测点见图 2(b)。为方便说明，以主管横截面圆心与节点中心点的连线作为圆心角的起始边(图 2(b))。由于节点几何形状以及荷载关于支管所在平面对称，因此只讨论截面圆心角 0°~180°。

钢管表面纵向和横向应变片共 7 排(从主管下端至上端排数编号 a~g)，4 列(圆心角 0°~90°区间

隔 30°布置，列数编号 A~D)，共 56 个应变片，见图 2(b)；在支管中间截面的上下表面各布置一个纵向应变片(S1~S4)用于试验预加载时荷载对中，以保证支管轴心受压。D1~D10 为百分表编号，其中 D3 和 D6 测量节点面外的支管位移。

在正式加载前，需要对节点进行反复预加载，对各部件的对中情况进行反复微调，尽量满足主管、支管轴心受力以及支管同步加载要求。同时检查油压表、油压传感器、千斤顶传感器、应变片、位移计是否正常工作。

## 2 试验过程曲线

### 2.1 试验过程

试验时先对主管施加轴力，一方面是为了固定构件，另一方面是为了模拟实际结构中主管轴力。该轴向力分 3 步施加至 3000 kN，每步荷载增量为 1000 kN，而后施加支管轴向力。支管轴向的拉、压力是通过同一台油泵的分油器等量同步施加。在加载初期，每级荷载增量为 40 kN，持荷时间 120 s 左右后采集数据；在支管进入弹塑性范围后，采用缓慢连续加载，采集时间为 5 s/次。当轴力施加到极限荷载时，受压支管突然出现屈曲破坏后因千斤顶快速卸载而停止试验。支管屈曲图见图 3，可以看出受压支管向受拉支管一侧发生弯曲，偏离原先与千斤顶所在的同一直线，位移计 D1 和 D3 偏离初始测点，位移计 D2 掉落。由于支管直径和壁厚较大( $\phi 245 \text{ mm} \times 10 \text{ mm}$ )，支管屈曲后千斤顶上油速度跟不上支管变形而快速卸载，并未出现小尺寸试件的剧烈的管径增大或凹陷现象，但可以看到受压支管外壁出现 45°的剪切滑移线。

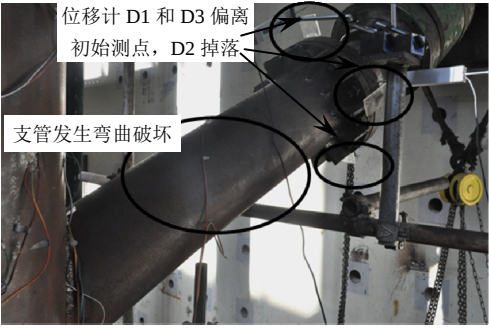


图 3 受压支管屈曲破坏

Fig.3 Buckling failure of web member in compression

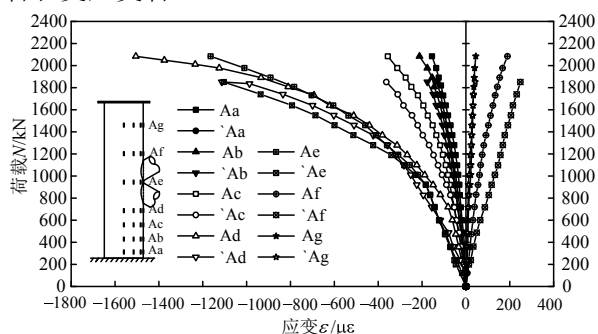
### 2.2 荷载-主管钢管应变曲线

图 4 为两个试件的荷载-主管钢管应变曲线(为方便表述，图例字母前“”号代表试件 II 上的测

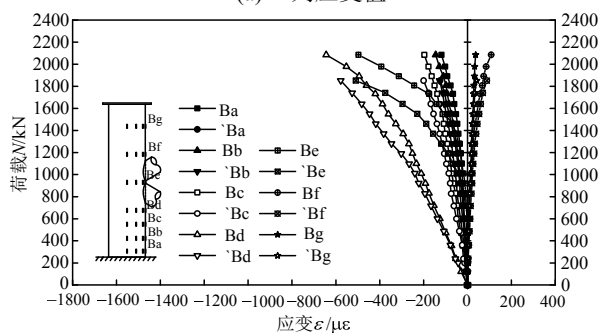
点), 应变图 4(b)~图 4(d)横坐标采用与图 4(a)一致的应变值范围, 以便于直观地展现荷载作用下主管钢管各列测点应变的绝对值大小和分布。可以看出, 无论主管钢管有无内栓钉, 都是主管 A、B 列与 d、e 截面相交的测点(即支管与主管焊接区域)钢管受力较大, 整个加载过程中, 荷载-应变曲线可分为弹性段和弹塑性段; 而其余部分钢管都处于弹性状态, 应变基本呈线性增长。也就是说, 有无内栓钉并不会改变主管钢管应变集中分布的范围。

### 2.3 荷载-支管轴向变形曲线

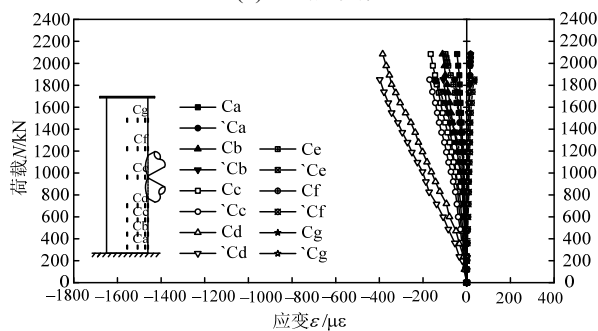
钢管混凝土 K 形相贯节点的荷载-支管变形曲线( $N$ - $S$  曲线)见图 5, 其中纵坐标  $N$  为支管荷载, 横坐标  $S$  为支管加载端部相对于主管的轴向变形, 受拉为正, 受压为负。支管屈曲破坏对应的荷载  $N_u$  为试件极限承载力, 与  $N_u$  对应的轴向变形值为极限变形  $S_u$ 。图例名称中“T”和“C”分别表示受拉支管和受压支管。



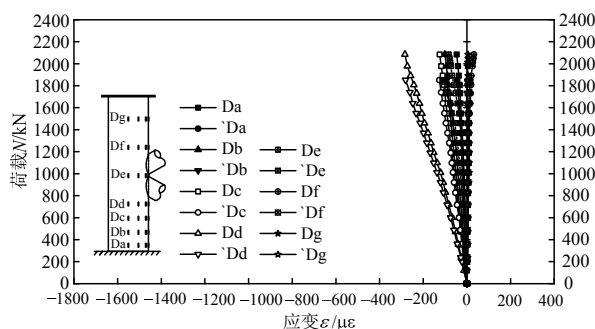
(a) A 列应变值



(b) B 列应变值



(c) C 列应变值



(d) D 列应变值

图 4 荷载-主管钢管应变曲线

Fig.4 Load-strains of each column in main steel tubes

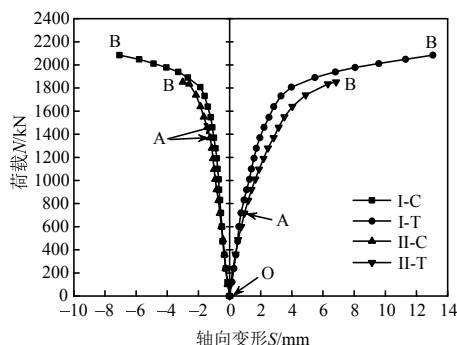


图 5 荷载-支管轴向变形曲线对比

Fig.5 Comparison of load-axial deformation curves of web members

从图 5 可以看出, 受压支管  $N$ - $S$  曲线由两段组成: OA 接近直线, 为弹性段( $N \leq (0.61 \sim 0.69)N_u$ ), 支管轴向变形很小, 约为  $(0.13 \sim 0.38)S_u$ ; AB 为弹塑性段( $(0.31 \sim 0.39)N_u < N \leq N_u$ ), 支管轴向变形增长速率加快, 曲线出现了明显的偏移, 直至荷载峰值点  $N_u$  (1851.5 kN~2085.0 kN), 极限变形  $S_u$  达到 3.01 mm~7.07 mm。对于受拉支管  $N$ - $S$  曲线同样由两段组成: 弹性段 OA ( $N \leq (0.35 \sim 0.39)N_u$ ) 和弹塑性段 AB ( $(0.61 \sim 0.65)N_u < N \leq N_u$ ), 分别对应轴向变形  $(0.14 \sim 0.06)S_u$  和 6.84 mm~13.05 mm。

## 3 内栓钉作用分析

本文研究目的是钢管混凝土内栓钉相贯节点的受力行为及内栓钉布设范围, 只有在相同荷载作用下节点的受力状态才具有可比性, 因此本节如无特殊说明, 均取荷载  $N=1851.5$  kN(试件 II 的极限荷载)作用下的节点受力情况进行分析, 下文分析中的节点 I 的数据通过相邻的数据点内插获得。

### 3.1 主管钢管应变

内栓钉焊接于主管内壁, 内栓钉是否发挥作用, 将支管沿主管轴向的力由钢管传递给核心混凝土

土, 可以从钢管的应变变化间接体现出来。

为分析内栓钉对钢管受力状态的影响, 以试件 I 与试件 II 钢管应变比值  $\varepsilon_I/\varepsilon_{II}$  (见图 6) 进行说明。可以看出, 设置内栓钉的主管钢管应变比无内栓钉的要小,  $\varepsilon_I/\varepsilon_{II}$  为 0.56~0.96。具体来说, 栓钉作用最大处位于 e 截面, 该截面为节点中心点所在截面, 从 A 列至 D 列,  $\varepsilon_I/\varepsilon_{II}$  分别为 0.56、0.59、0.62 和 0.64。内栓钉作用最小处位于 a 截面, 该截面位于主管端部, 远离节点连接处, 应变也较小,  $\varepsilon_I/\varepsilon_{II}$  分别为 0.87、0.81、0.92 和 0.96。这说明, 内栓钉能够辅助将钢管受到的外力传递到管内混凝土, 减小钢管应变, 并且对应变集中的部位效果更显著。

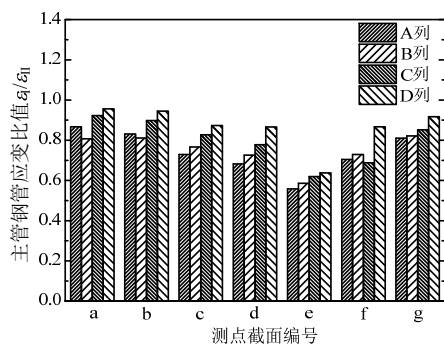


图 6 试件 I 与试件 II 钢管应变比值  $\varepsilon_I/\varepsilon_{II}$

Fig.6 Comparison of steel tube strains  $\varepsilon_I/\varepsilon_{II}$  of Specimen I and Specimen II

### 3.2 支管轴向变形

定义支管弹性刚度  $K$  为支管弹性极限承载力与其对应轴向变形量的比值。从图 5 可知, 对于受压支管, 试件 I 和 II 的弹性刚度  $K_{I-C}$  和  $K_{II-C}$  分别为 1420.0 kN/mm 和 1122.8 kN/mm,  $K_{I-C}$  是  $K_{II-C}$  的 1.26 倍。对于受拉支管,  $K_{I-T}$  和  $K_{II-T}$  分别为 986.3 kN/mm 和 753.7 kN/mm,  $K_{I-T}$  是  $K_{II-T}$  的 1.31 倍。此外, 当支管荷载  $N=1851.5$  kN 作用时, 对于受压支管, 此时的  $S_{I-C}=2.28$  mm、 $S_{II-C}=3.01$  mm,  $S_{I-C}$  是  $S_{II-C}$  的 0.76 倍。对于受拉支管,  $S_{I-T}=4.70$  mm、 $S_{II-T}=6.84$  mm,  $S_{I-T}$  是  $S_{II-T}$  的 0.69 倍。可以看出, 内栓钉的设置能够通过帮助主管钢管将轴向的切向力传递给核心混凝土, 减小钢管与混凝土界面之间的切向滑移, 从而间接减小了支管的轴向变形。

### 3.3 节点中心点处钢管与混凝土界面法向脱离 $\Delta d$

内栓钉的抗拔作用体现在节点中心点处钢管与混凝土界面法向脱离  $\Delta d$ , 图 7 为荷载- $\Delta d$  曲线 ( $\Delta d$  是通过位移计 D7 和 D10 测得位移后计算得到的相对值)。可以看出,  $\Delta d_I$  和  $\Delta d_{II}$  分别为 0.54 mm 和 1.41 mm,  $\Delta d_I$  仅是  $\Delta d_{II}$  的 0.38 倍。这说明, 栓钉通

过抗拔力减小了在受拉支管荷载作用下钢管与核心混凝土界面法向脱离程度, 从而减小了接头转动的程度, 间接提高了支管的刚度, 使得节点受力更加均衡, 受压支管的屈曲承载力也相应提高。

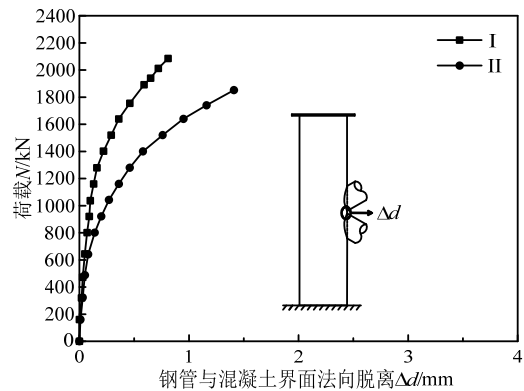


图 7 钢管与混凝土界面的荷载- $\Delta d$  曲线

Fig.7 Load- $\Delta d$  curves on the interface between steel tube and concrete

### 3.4 节点极限承载力及对应的变形

试验中两个节点均发生受压支管屈曲破坏, 试件 I 的极限承载力 (2085.0 kN) 比试件 II (1851.5 kN) 提高了 13.6%, 大于文献[5]建议的对钢管混凝土承载力计算值提高 12% 以反映内栓钉的增强作用, 验证了该建议的正确性和可行性。同时, 应用文献[5]提出的计算方法对节点极限承载力进行估算, 将试件尺寸和材性代入公式可得, 受压支管屈曲极限承载力  $N_{ck}=1586.7$  kN, 主管钢管扯裂的极限承载力  $N_{lk}=2128.3$  kN, 两者取小值 ( $N_{ck}=1586.7$  kN) 作为节点极限承载力计算值, 小于本文试件 II (无内栓钉) 的极限承载力 ( $N_u=1851.5$  kN), 验证了文献[5]提出的计算方法是偏于安全的, 可以应用于节点极限承载力的计算。

此外, 从节点达到极限承载力时支管的变形看, 内栓钉的设置并没有减小相贯节点的极限变形能力。试件 I 受压支管的极限变形量 (7.07 mm) 是试件 II (3.01 mm) 的 2.35 倍。

综上分析, 栓钉可以显著提高相贯节点的静力性能。

## 4 内栓钉布置范围讨论

栓钉的焊接工艺已经十分成熟, 但是如果没有任何针对性地在主管钢管内壁布置栓钉, 就会增加建造成本, 造成不必要的浪费。因此, 为了节约成本, 提高栓钉利用效率, 本小节对内栓钉布置范围进行分析讨论。

#### 4.1 应变集中系数

从前面 2.2 小节以及 3.2 小节分析可以看出, 在 K 形相贯节点中, 由于支管轴向刚度大, 主管沿支管轴向的刚度不均匀且相对较小, 当支管将荷载传递给主管时, 会在支管与主管连接处产生应力分布不均匀的现象, 主管钢管应力高度集中。而后, 荷载逐渐向主管端部传递, 由主管钢管和核心混凝土共同承担, 钢管应力大幅减小。从 3.1 小节分析可知, 栓钉对减小应变集中部位的应变值效果更显著。因此, 为减小应力集中区域钢管应力水平, 防止钢管过早局部屈曲, 通过应变集中系数(SNCF)进行对比分析, 讨论内栓钉布置的关键区域。

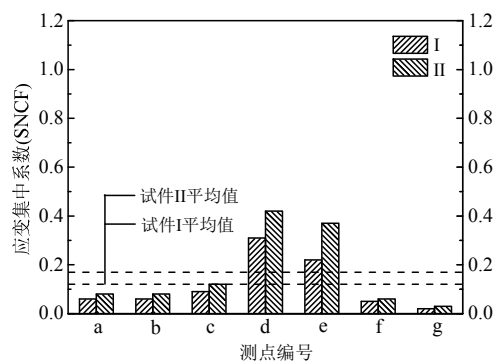
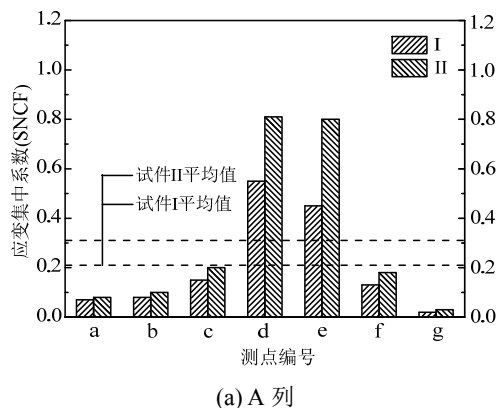
定义应变集中系数 SNCF 为:

$$SNCF = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_n} \quad (1)$$

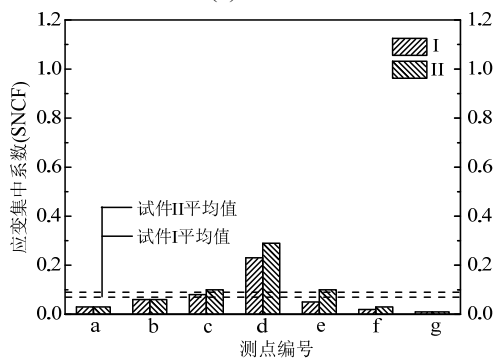
其中:  $\varepsilon_t$  为测点的应变实测值;  $\varepsilon_n$  为名义应变, 支管杆件远离焊缝及支管端部的应变。

#### 4.2 主管轴向布置范围

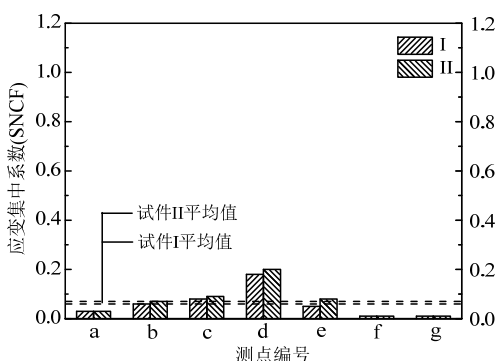
图 8 为支管轴向力作用下节点主管钢管的应变集中系数。从图中可以看出, d 和 e 截面应变的集中程度突出。以 A 列为例, 对于试件 I, Ad 和 Ae 测点的应变集中系数分别是该列平均值(0.21)的 2.57 倍和 2.55 倍; 对于试件 II, Ad 和 Ae 测点的 SNCF 分别是平均值(0.31)的 2.66 倍和 2.17 倍。而 Ac(Ac)测点的应变集中系数则下降很多, 大约在该列测点 SNCF 平均值水平。基于钢管混凝土相贯节点的这个传力特征, 沿主管轴向应变分布主要集中在 c 截面至 e 截面段(即距离节点中心点 660 cm 的范围, 约为 2.7 倍支管直径)。由于本试验中主管下端固结, 上端自由, 一个支管受拉, 一个受压, 而工程实践中由于荷载作用位置的变化, 可能与此工况相反, 因此建议在钢管混凝土桁架相贯节点中, 距离节点中心截面两侧各约 2.7 倍支管直径范围内



(b) B 列



(c) C 列



(d) D 列

图 8 支管轴向力作用下节点主管钢管的应变集中系数

Fig.8 Steel tube SNCF of main tubes of joints subjected to axial load of web members

加密布置内栓钉, 在钢管混凝土桁肋的其他范围内可以不布置或稀疏布置内栓钉。

#### 4.3 主管环向布置范围

截面 e 的应变集中程度较其他截面的大, 本节以该截面的应变集中系数(见图 9)分析栓钉的环向布置。从图 9 可以看出, 对于试件 I, Ae 测点和 Be 测点的应变集中系数分别是平均值(0.19)的 2.34 倍和 1.14 倍, 而 Ce 测点和 De 测点均只是平均值 0.26 倍; 同样, 对于试件 II, Ae 测点和 Be 测点的应变集中系数分别是平均值(0.34)的 2.37 倍和 1.10 倍, 而 Ce 测点和 De 测点仅仅是平均值 0.30 倍和 0.24 倍。由此可见, 沿主管环向, 应变主要集中在 A 列

至 C 列区间(圆心角  $0^\circ \sim 60^\circ$ ),而在 C 列至 D 列区间(圆心角  $60^\circ \sim 90^\circ$ )则变化很小。虽然本文只测试圆心角  $0^\circ \sim 90^\circ$  的应变,缺少圆心角  $90^\circ \sim 180^\circ$  钢管的应变,但是从基本的力学规律和测得圆心角  $0^\circ \sim 90^\circ$  的应变可知,圆心角  $90^\circ \sim 180^\circ$  范围钢管的应变不大于圆心角  $90^\circ$  处的应变。综合上述分析以及试件截面的对称性,内栓钉主要设置在  $-60^\circ \sim 60^\circ$  区间,其他区间可以少设置或不设置。

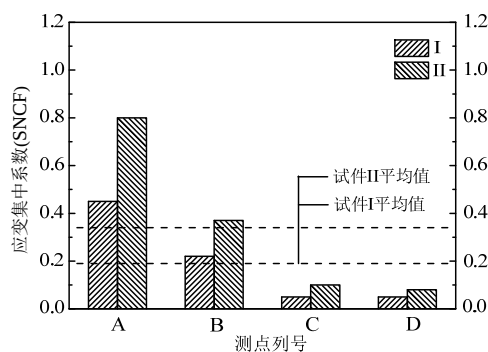


图9 支管轴向力作用下节点主管钢管 e 截面的应变集中系数

Fig.9 SNCF of Section e in steel tubes of main tubes of joints subjected to axial load of web members

对比钢管混凝土桁肋内栓钉的布置范围和组合梁的布置范围<sup>[11-16]</sup>可以看出,两者结构体系的不同导致了两者布置范围的依据有着根本性的区别,印证了本文研究的必要性。当然,本文只有两个相贯节点试件,而且依靠试验能够观察的现象和测量到的数据有限,进一步的分析以及更深入的讨论还需要下一步更多的试验结果或有限元分析结果。

## 5 结论

(1) 无论主管钢管有无内栓钉,主管 A、B 列与 d、e 截面相交的测点(即支管与主管焊接区域)钢管受力均较大,荷载-应变曲线可分为弹性段和弹塑性段。而其余部分钢管都处于弹性状态,应变基本呈线性增长。内栓钉不会改变主管钢管应变的分布规律。

(2) 本文试验的钢管混凝土 K 形相贯节点破坏模式为支管屈曲。受压支管荷载-变形曲线( $N-S$  曲线)可分为弹性段 ( $N \leq (0.61 \sim 0.69)N_u$ ) 和弹塑性段 ( $((0.31 \sim 0.39)N_u < N \leq N_u)$  两段。受拉支管  $N-S$  曲线同样由弹性段 OA ( $N \leq (0.35 \sim 0.39)N_u$ ) 和弹塑性段 AB ( $((0.61 \sim 0.65)N_u < N \leq N_u)$  两段组成。

(3) 设置内栓钉的主管钢管应变比无内栓钉的要小,  $\varepsilon_{II}/\varepsilon_I$  为  $0.56 \sim 0.96$ , 其中对于应变较大的 e 截

面,  $\varepsilon_I/\varepsilon_{II}$  仅为  $0.56 \sim 0.64$ 。内栓钉能够辅助将钢管受到的外力传递到管内混凝土,减小钢管应变,并且对应变集中的部位效果更显著。

(4) 在主管轴向,应变主要集中在 c 截面至 e 截面段(即距离节点中心点 660 cm 的范围,约为 2.7 倍支管直径)。因此建议在钢管混凝土桁肋相贯节点中,距离节点中心截面两侧各约 2.7 倍支管直径范围内加密布置内栓钉,在钢管混凝土桁肋的其他范围内可以不布置或稀疏布置内栓钉。

(5) 沿主管环向,应变主要集中在圆心角  $0^\circ \sim 60^\circ$  区间,而在圆心角  $60^\circ \sim 180^\circ$  区间变化很小。因此,内栓钉主要设置在  $-60^\circ \sim 60^\circ$  区间,其他区间可以少设置或不设置。

## 参考文献:

- [1] 陈宝春. 钢管混凝土拱桥[M]. 第 3 版. 北京: 人民交通出版社, 2016: 85—91.  
Chen Baochun. Concrete filled steel tubular arch bridges [M]. 3rd ed. Beijing: China Communications Press, 2016: 85—91. (in Chinese)
- [2] 季静, 方小丹, 韩小雷, 等. 钢管混凝土空间相贯节点试验与研究[J]. 工程力学, 2009, 26(5): 102—109.  
Ji Jing, Fang Xiaodan, Han Xiaolei, et al. Experiment and study on the CFST space intersecting connection [J]. Engineering Mechanics, 2009, 26(5): 102—109. (in Chinese)
- [3] Xue Junqing, Briseghella Bruno, Chen Baochun. Effects of debonding on circular CFST stub columns [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2012, 69(1): 64—76.
- [4] Roeder C W, Cameron B, Brown C B. Composite action in concrete filled tubes [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1999, 125(5): 477—484.
- [5] 陈宝春, 韦建刚, 吴庆雄. 钢管混凝土桁架结构内栓钉节点及其施工方法[P]. 中国: CN102359188B, 2011-07-27.  
Chen Baochun, Wei Jiangang, Wu Qingxiong. Concrete filled steel tube joint with stud connector in truss structure and its construction method [P]. China: CN102359188B, 2011-07-27. (in Chinese)
- [6] Peng Yuancheng, Xiang Tong, Li Li. Structural design of a CFST truss deck arch bridge with a span of 360 m [C]// Jure Radic, Marija Kuster, Zlatko Savor. Proceedings of 7th International conference on arch bridges, Trogir-Split, Croatia, 2013: 435—442.
- [7] 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): 91—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. (in Chinese)
- [8] 陈宝春, 陈津凯. 钢管混凝土内栓钉抗剪承载力试验研究[J]. 工程力学, 2016, 33(2): 66—73.  
Chen Baochun, Chen Jinkai. Experimental studies on shear-bearing capacity of headed stud in concrete-filled steel tube[J]. Engineering Mechanics, 2016, 33(2): 66—73. (in Chinese)
- [9] 陈津凯, 陈宝春, 刘君平. 钢管混凝土多排多列内栓钉受剪性能[J]. 工程力学, 2017, 34(6): 178—189.  
Chen Jinkai, Chen Baochun, Liu Junping. Shear performance of multi-studs between steel tube and core concrete [J]. Engineering Mechanics, 2017, 34(6): 178—189. (in Chinese)
- [10] 蔺钊飞, 刘玉擎, 贺君. 焊钉连接件抗剪刚度计算方法研究[J]. 工程力学, 2014, 31(7): 85—90.  
Lin Zhaoifei, Liu Yuqing, He Jun. Research on calculation method of shear stiffness for headed stud connectors [J]. Engineering Mechanics, 2014, 31(7): 85—90. (in Chinese)
- [11] 李运生, 张彦玲, 樊健生. 钢-预应力混凝土组合梁滑移规律分析及连接件局部加强设计[J]. 工程力学, 2011, 28(1): 192—198.  
Li Yunsheng, Zhang Yanling, Fan Jiansheng. Slip law analysis and connectors' logical strengthening design of prestressed steel-concrete composite beams [J]. Engineering Mechanics, 2011, 28(1): 192—198. (in Chinese)
- [12] Shim ChangSu, Lee Pilgoo, Yoon Taeyang. Static behavior of large stud shear connectors [J]. Engineering Structures, 2004, 26(12): 1853—1860.
- [13] Oehlers D J. Design and assessment of shear connectors in composite bridge beams [J]. Journal of Structural Engineering, 1995, 121(2): 214—224.
- [14] Pallarés L, Hajjar J F. Headed steel stud anchors in composite structures, Part I: Shear [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2010, 66(2): 198—212.
- [15] 聂建国. 钢-混凝土组合结构桥梁[M]. 北京: 人民交通出版社, 2011: 68—75.  
Nie Jianguo. Steel-concrete composite bridges [M]. Beijing: China Communications Press, 2011: 68—75. (in Chinese)
- [16] EN1994-2 Eurocode 4, Design of composite steel and concrete structures - Part 1: General rules and rules for buildings [S]. Brussels: European Committee for Standardisation, 2005.
- [17] GB/T 228.1-2010, 金属材料 拉伸试验 第 1 部分: 室温试验方法[S]. 北京: 中国标准出版社, 2010.  
GB/T 228.1-2010, Metallic materials-Tensile testing-Part 1: Method of test at room temperature [S]. Beijing: Standards Press of China, 2010. (in Chinese)
- [18] GB/T 50081-2002, 普通混凝土力学性能试验方法标准 [S]. 北京: 中国标准出版社, 2002.  
GB/T 50081-2002, Standard for test method of mechanical properties on ordinary concrete [S]. Beijing: Standards press of China, 2002. (in Chinese)

(上接第 118 页)

- [19] Yang L, Wang Y, Guan J, et al. Bearing strength of stainless steel bolted connections [J]. Advances in Structural Engineering, 2015, 18(7): 1051—1062.
- [20] 赵建华, 赵占西, 胡网勤. 焊条电弧焊双相不锈钢焊接接头性能研究[J]. 电焊机, 2010, 40(12): 80—83.  
Zhao Jianhua, Zhao Zhanxi, Hu Wangqin. Research on the of shield metal arc welding for 2205 duplex stainless steel joint [J]. Electric Welding Machine, 2010, 40(12): 80—83. (in Chinese)
- [21] 彭云强, 蔡力勋, 包陈, 等. 基于材料全程本构关系对延性断裂韧性的数值模拟方法与应用[J]. 工程力学, 2016, 33(5): 11—17.  
Peng Yunqiang, Cai Lixun, Bao Chen, et al. Numerical simulation and application of ductile fracture toughness based on full-range constitutive relationship [J]. Engineering Mechanics, 2016, 33(5): 11—17. (in Chinese)
- [22] GB/T 26957-2011, 金属材料焊缝破坏性试验 十字接头和搭接接头拉伸试验方法[S]. 北京: 中国标准出版社, 2010.  
GB/T 26957-2011, Destructive tests on welds in metallic materials-Tensile test on cruciform and lapped joints [S]. Beijing: Standards Press of China, 2010. (in Chinese)
- [23] SEI/ASCE 8-02. American society of civil engineers specification for the design of cold-formed stainless steel structural members [S]. 2002.
- [24] EN 1993-1-4 Eurocode 3: Design of steel structures-part 1-4: General rules-Supplementary rules for stainless steels [S]. 2006.
- [25] CECS 410: 2015, 不锈钢结构技术规程[S]. 北京: 中国计划出版社, 2015.  
CECS 410: 2015, Technical specification for stainless steel structures [S]. Beijing: China Planning Press, 2015. (in Chinese)