

高强方钢管轻骨料混凝土桁架加劲搭接 K 形节点承载力研究

王政通¹, 宓竹昆¹, 潘 鹏², 王万桢^{1*}, 吴晓聪¹

(1. 宁波大学 土木与环境工程学院, 浙江 宁波 315211; 2. 洛阳理工学院 土木工程学院, 河南 洛阳 471023)

摘要: 对高强方钢管轻骨料混凝土桁架加劲搭接 K 形节点和基本型节点进行主管轴压静力加载试验, 考察了支管搭接率和加劲板构造对节点受力性能的影响. 试验结果表明: 节点的破坏模式为支管根部侧面搭接焊缝开裂; 支管搭接率过大或过小均会降低搭接 K 形节点承载力; 加劲节点的屈服荷载和极限荷载较基本型节点分别提高 6.5% 和 12.0%. 同时, 对高强方钢管轻骨料混凝土桁架加劲搭接 K 形节点进行了数值模拟、热点应力场演化分析和破坏机理探究, 推导了极限承载力计算式. 通过与节点试验结果对比, 验证了该计算式的精度.

关键词: 高强方钢管; 轻骨料混凝土; 加劲搭接 K 形节点; 加载试验; 数值模拟; 承载力计算

中图分类号: TU398; TU317

文献标志码: A

文章编号: 1001-5132 (2022) 05-0064-08

高强方钢管轻骨料混凝土桁架具有承载力大、自重小、抗震性能好、综合效益高等优点, 在大跨空间结构中具有广阔的应用前景.

相较于有间隙 K 形节点, 钢管混凝土搭接 K 形节点的拉、压支管的轴力通过搭接区传递, 有效降低了有间隙 K 形节点拉、压支管间的剪力、偏心弯矩和主管壁变形, 提高了节点承载力和刚度. 当前, 对钢管普通混凝土有间隙 K 形节点研究较多, 对高强方钢管轻骨料混凝土桁架搭接 K 形节点的研究较为鲜见.

Huang 等^[1]对钢管混凝土 K 形节点进行了试验研究和破坏机理分析, 发现空心钢管 K 形节点破坏模式为主管壁内凹屈曲, 钢管混凝土 K 形节点破坏模式为主支管交界处冲剪破坏; 王忠颖等^[2]进行了方钢管混凝土 K 形节点力加载试验, 结果表明: 节点破坏模式为主管壁凸曲、主管撕裂破坏和支管焊缝开裂, 支管间隙较大的节点更易发生主管撕裂破坏, 灌浆节点明显降低了主支管连接处的应力集中度, 使其极限承载力提高了 60%; Xie 等^[3]对钢管混凝土 K 形节点进行了数值模拟, 结果显示: 节点极限承载力与主管径厚比、支管径厚比和支管间距呈负相关, 与混凝土抗压承载力和支

主管厚度比呈正相关, 提出了不同破坏模式下节点极限承载力的计算式; 王万桢等^[4-6]对方钢管轻骨料混凝土桁架 T、TY、K 形节点进行了试验, 推导了对应不同破坏模式的节点承载力计算式; Jiang 等^[7]对加劲钢管混凝土 K 形节点进行了试验, 结果表明: 加劲节点支管和主管热点应力较常规节点分别降低 69% 和 41%, 提出了加劲节点的应力集中系数计算式; 杨文伟等^[8-10]对钢管混凝土搭接 K 形节点进行了抗震性能试验和数值分析, 发现空心节点破坏模式为主管壁塑性变形, 灌浆节点破坏模式为受拉支管开裂破坏, 主管夹层内填充混凝土可明显提高节点的承载力和刚度.

本文对高强方钢管轻骨料混凝土搭接 K 形节点进行了静力加载试验, 考察了加劲板和支管搭接率对节点受力性能的影响; 对搭接 K 形节点进行了数值模拟, 分析了热点应力场演化规律和破坏机理, 推导并验证了节点极限承载力的计算式.

1 高强方钢管轻骨料混凝土桁架搭接 K 形节点试验

1.1 试验目的和方案

为了考察加劲板构造和支管搭接率(O_v)和偏

收稿日期: 2022-03-29.

宁波大学学报(理工版)网址: <http://journalg.nbu.edu.cn/>

基金项目: 浙江省基础公益技术研究计划 (LGF18E080007).

第一作者: 王政通 (1999-), 男, 浙江义乌人, 在读硕士研究生, 主要研究方向: 钢结构和组合结构. E-mail: wangzhengtong0101@163.com

*通信作者: 王万桢 (1975-), 男, 河南周口人, 教授, 主要研究方向: 钢结构和组合结构. E-mail: wangwanzhen1975@sina.com

心距(e)对高强方钢管轻骨料混凝土桁架搭接 K 形节点受力性能的影响, 参考文献[11], 设计了搭接 K 形基本型节点试件 KB(图 1)和主管间设置加劲板的搭接 K 形节点试件 K1~K3(图 2 和表 1).

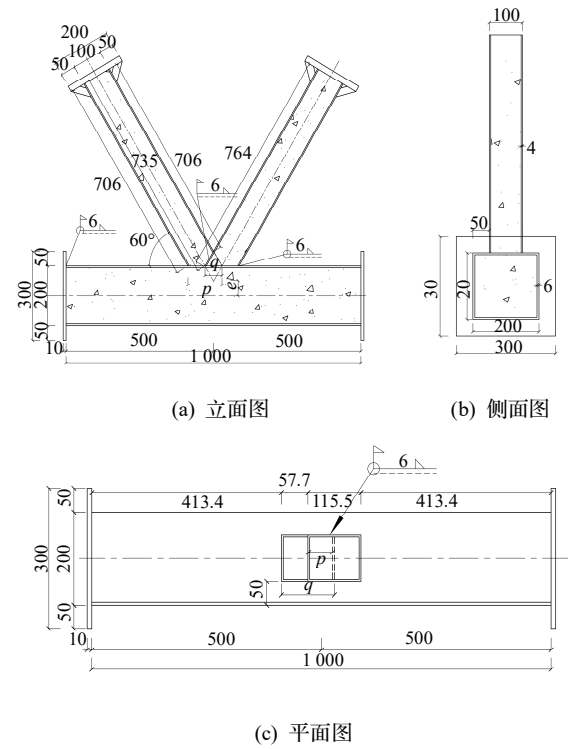


图 1 搭接 K 型基本型节点试件 KB 细部构造(单位: mm)

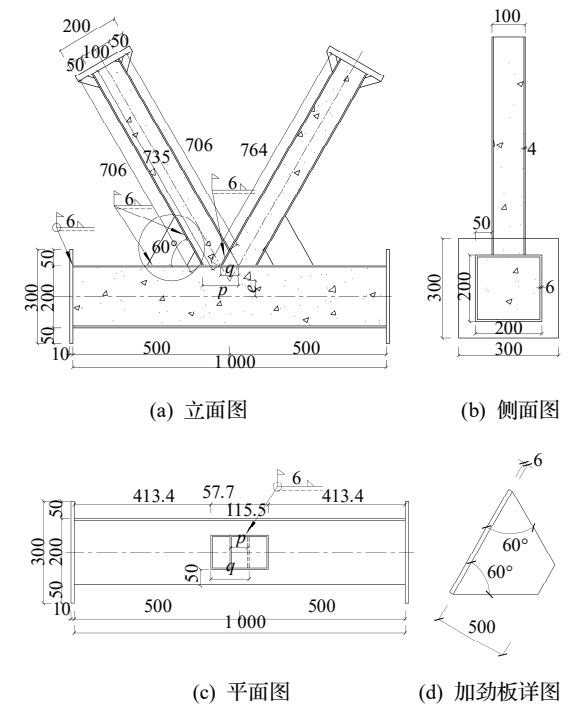


图 2 搭接 K 型加劲节点试件 K1~K3 细部构造(单位: mm)

表 1 各试件的构造参数

试件编号	$O_v/\%$	e/mm
KB	50	-50
K1	25	-25
K2	50	-50
K3	75	-75

搭接率的计算公式为:

$$O_v = (q / p) \times 100\%,$$

式中: q 为支管在主管上的搭接长度; p 为搭接支管在主管上的投影长度.

偏心距以两支管轴线相交于主管轴线, 下方为正, 上方为负.

所有试件均采用 Q345B 钢和 E50 型焊条手工焊接加工. 两根 100 mm×100 mm×4 mm 的方支管沿 60°夹角对称焊于 200 mm×200 mm×6 mm 的方主管中央. 加劲节点中, 4 mm 厚的等腰梯形加劲板焊接在两支管之间, 根部留边长为 50 mm 的等边三角形空隙.

支主管内浇灌陶粒轻骨料混凝土, 质量配合比为: m 水: m 砂: m 水泥: m 陶粒=1.0:3.0:2.5:3.0. 采用 42.5R 级普通硅酸盐水泥, 粗、细骨料分别为黏土煅烧陶粒和河砂. 同时制作 3 个轻骨料混凝土标准立方体试块进行材性试验, 支主管内轻骨料混凝土和标准立方体试块均按标准养护 28 d.

1.2 材性试验

表 2 为材性试验测得的 Q345B 钢和 E50 型焊缝的力学性能参数.

表 2 Q345B 钢和 E50 型焊缝的力学性能参数

材性试件	f_y/MPa	f_u/MPa	E_s/GPa	μ_s	$\varepsilon_f/\%$
4 mm 钢板	319.1	381.3	174.4	0.28	8.65
6 mm 钢板	345.2	457.1	182.3	0.22	8.85
4 mm 焊缝	328.4	384.6	202.2	0.33	8.80
6 mm 焊缝	353.3	470.5	224.2	0.29	10.60

注: f_y 、 f_u 、 E_s 、 μ_s 和 ε_f 分别为钢板或焊缝的屈服强度、极限强度、弹性模量、泊松比和断后伸长率.

陶粒轻骨料混凝土标准立方体试块抗压试验测得其抗压强度为 20.2 MPa, 弹性模量为 1.17×10^4 MPa, 泊松比为 0.20.

1.3 试验过程

节点试验加载方式如图 3 所示, 方支管端部通过端板螺栓与铰支座相连, 与底座相连的液压千

千斤顶对方主管下端施加轴压力,以 10 kN 逐级施加荷载,直至试件破坏。

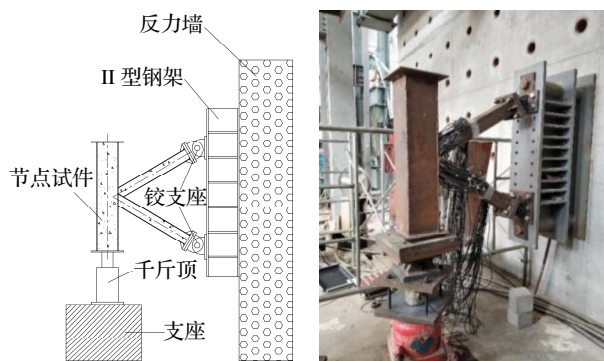


图3 搭接K形节点试验加载方式

1.4 试验现象

图4为各试件的破坏形态,破坏模式均为支管搭接焊缝开裂,支主管均未发生侧倾或屈曲,说明支主管内浇灌的轻骨料混凝土对钢管壁提供了侧向约束,能有效阻止支主管侧倾和屈曲。



图4 各试件破坏形态

1.5 试验结果分析

表3记录了各试件的屈服荷载和极限荷载,图

5为各试件荷载—位移曲线。加劲节点试件K2的屈服承载力和极限承载力较同规格的基本型节点试件KB分别增加5.7%和-0.8%。原因是支管搭接焊缝开裂是节点主要破坏模式,支管搭接焊缝焊接质量决定节点承载力,加劲节点试件K2的支管搭接焊缝有可能存在焊接缺陷。

搭接K形节点承载力与支管搭接率有明显相关性,支管搭接率过大或过小均会降低搭接K形节点承载力。支管搭接率为25%时,搭接支管侧面搭接焊缝承载长度过短,节点承载力低;支管搭接率为75%时,支管轴力形成的偏心弯矩效应过大,会降低搭接支管焊缝和节点的承载力;支管搭接率为50%时,支管焊缝受力最佳,节点承载力最大。

表3 各试件承载力

试件编号	N_{fy}/kN	$\Delta N_{fy}/\%$	N_{fu}/kN	$\Delta N_{fu}/\%$
KB	350	—	400	—
K1	310	-11.4	366	-8.5
K2	370	5.7	397	-0.8
K3	274	-21.7	342	-14.5

注: N_{fy} 为屈服承载力; ΔN_{fy} 为加劲节点屈服承载力相对常规节点的变化百分比; N_{fu} 为加劲节点屈服承载力; ΔN_{fu} 为加劲节点极限承载力相对常规节点的变化百分比。

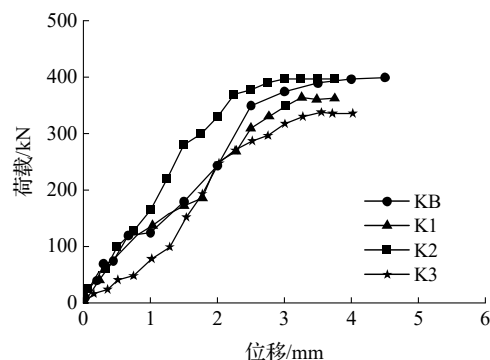


图5 各试件的荷载—位移曲线

1.6 焊缝断裂和屈服判据

高强方钢管轻骨料混凝土搭接K形节点的主要破坏模式为支管搭接焊缝开裂,节点破坏机理分析涉及焊缝开裂判据。采用式(1)和式(2)建立的结构钢椭球面断裂模型及耦联椭球面屈服模型^[12]作为焊缝开裂和屈服判据。

$$(\sigma_{\text{seq}}/r)^2 + (\sigma_m/q)^2 = 3\tau_y^2, \quad (1)$$

$$\sigma_{\text{seq}}^2 + (\sigma_m/q)^2 = 3\tau_y^2, \quad (2)$$

其中断裂参数:

$$q = \sqrt{2}(1 + \mu) / (3(1 - 2\mu)), r = \tau_f / \tau_y,$$

式中: r 为钢材剪切断裂强度与剪切屈服强度之比.

由 $f_u / f_y \approx f_t / f_y = r\sqrt{1 + 9q^2} / \sqrt{r^2 + 9q^2}$ 量化, σ_{seq} 、 σ_m 、 τ_y 、 τ_f 、 f_u 、 f_y 、 f_t 和 μ 分别为 Mises 等效应力、平均应力、剪切屈服强度、剪切断裂强度、极限强度、屈服强度、受拉断裂强度和泊松比.

6 mm 厚钢板的泊松比 $\mu=0.22$, 断裂参数 $q \approx 1.03$, 剪切屈服强度 $\sqrt{3}\tau \approx 362.9$ MPa, 参数 $r \approx 1.38$, 则 6 mm 厚钢板的椭圆面断裂模型和屈服模型分别量化为:

$$\sqrt{(\sigma_{seq} / 1.38)^2 + (\sigma_m / 1.03)^2} = 362.9, \quad (3)$$

$$\sqrt{\sigma_{seq}^2 + (\sigma_m / 1.03)^2} = 362.9. \quad (4)$$

定义 6 mm 厚钢板的断裂指数 I_{F6} 和屈服指数 I_{Y6} 分别为:

$$I_{F6} = \sqrt{(\sigma_{seq} / 1.38)^2 + (\sigma_m / 1.03)^2} / 362.9, \quad (5)$$

$$I_{Y6} = \sqrt{\sigma_{seq}^2 + (\sigma_m / 1.03)^2} / 362.9. \quad (6)$$

同理, 4 mm 厚钢板的断裂指数 I_{F4} 和屈服指数 I_{Y4} 分别为:

$$I_{F4} = \sqrt{(\sigma_{seq} / 1.21)^2 + (\sigma_m / 1.37)^2} / 328.4, \quad (7)$$

$$I_{Y4} = \sqrt{\sigma_{seq}^2 + (\sigma_m / 1.37)^2} / 328.4. \quad (8)$$

6 mm 厚焊缝的断裂指数 I_{FH6} 和屈服指数 I_{YH6} 分别为:

$$I_{FH6} = \sqrt{(\sigma_{seq} / 1.36)^2 + (\sigma_m / 1.45)^2} / 362.5, \quad (9)$$

$$I_{YH6} = \sqrt{\sigma_{seq}^2 + (\sigma_m / 1.45)^2} / 362.5. \quad (10)$$

4 mm 厚焊缝的断裂指数 I_{FH4} 和屈服指数 I_{YH4} 分别为:

$$I_{FH4} = \sqrt{(\sigma_{seq} / 1.17)^2 + (\sigma_m / 1.84)^2} / 333.7, \quad (11)$$

$$I_{YH4} = \sqrt{\sigma_{seq}^2 + (\sigma_m / 1.84)^2} / 333.7. \quad (12)$$

当屈服指数大于 1.0 时, 钢板或焊缝进入屈服; 当断裂指数大于 1.0 时, 钢板或焊缝开裂.

2 高强方钢管轻骨料混凝土桁架加劲搭接 K 形节点的有限元参数

试验获得了节点破坏位置和承载力等宏观破坏现象和结果, 但节点开裂处应力分布及演化、裂

纹扩展过程、断裂指数分布等需借用有限元模拟应力场进行分析.

2.1 有限元模型的建立

2.1.1 有限元模型网格划分

图 6 为基本型节点试件 KB 的有限元模型, 选用 Midas 软件中的三维实体单元 C3D4 进行网格划分, 焊缝区加密网格.

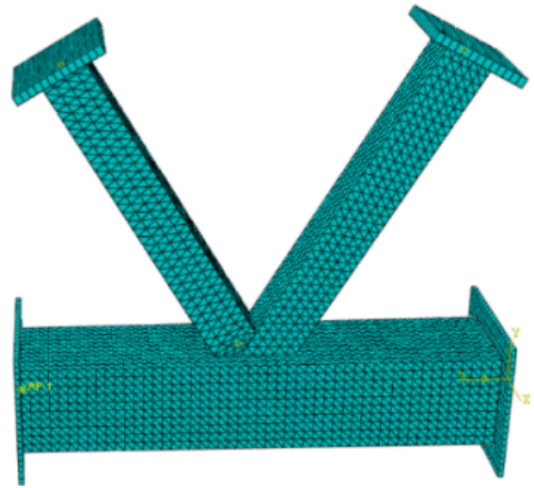


图 6 试件 KB 的有限元模型

2.1.2 界面处理

(1) 主管与管内混凝土的连接. 管内混凝土与管壁接触面存在切向与法向应力, 采用“硬”接触定义法向接触; 采用库仑摩擦定义切向粘结滑移, 摩擦系数取 0.3.

(2) 主管间、支管间的焊缝. 将支主管间、搭接支管与被搭接支管间焊缝截面进行绑定, 实现焊缝处变形协调.

(3) 端板与主管间的连接. 将主管端部与端板间截面进行绑定, 实现主管端部和端板焊缝处变形协调.

2.1.3 边界约束和加载方案

节点有限元模型的加载和约束状况同节点试验, 即两支管端板边界条件为铰接约束; 主管端板为加载端, 另一侧端板为铰接约束. 选取主管端板外侧表面中心为参考点, 将端板和参考点相耦合, 对参考点施加轴向荷载.

钢材和焊缝材性参数采用表 2 的实测数据.

2.2 有限元模型精度验证

图 7 和表 4 分别为试件 KB 和 K2 的数值模拟荷载—位移曲线和承载力与试验结果的对比, 数

值模拟的屈服承载力和极限承载力相对试验值的误差分别为 1.1% 和 2.0%、1.9% 和 13.4%。试件 K2 的数值模拟极限承载力误差较大, 可能是该试件支管搭接焊缝存在焊接缺陷。总体上, K 形节点的数值模拟精度可满足工程要求。

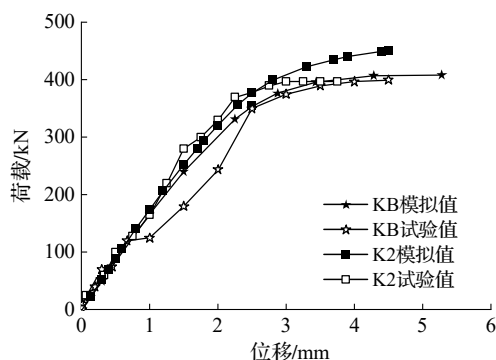


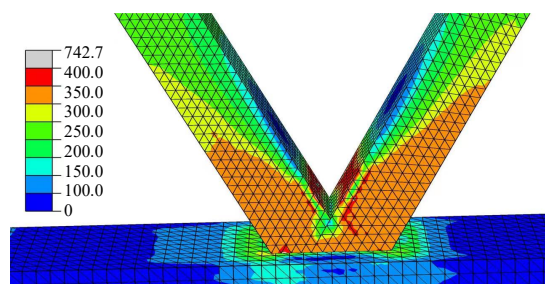
图 7 试件 KB 和 K2 数值模拟与试验结果对比

表 4 试件 KB 和 K2 数值模拟承载力与试验结果对比

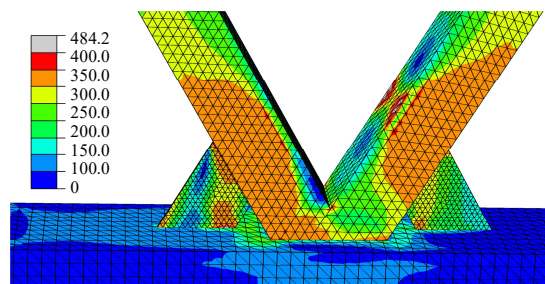
试件编号	N_{Pyt}/kN	N_{Pys}/kN	$e_1/\%$	N_{Put}/kN	N_{Pus}/kN	$e_2/\%$
KB	350	354	1.1	400	408	2.0
K2	370	377	1.9	397	450	13.4

注: N_{Pyt} 为试验屈服荷载; N_{Pys} 为模拟屈服荷载; e_1 为屈服荷载模拟误差; N_{Put} 为试验极限荷载; N_{Pus} 为模拟极限荷载; e_2 为极限荷载模拟误差。

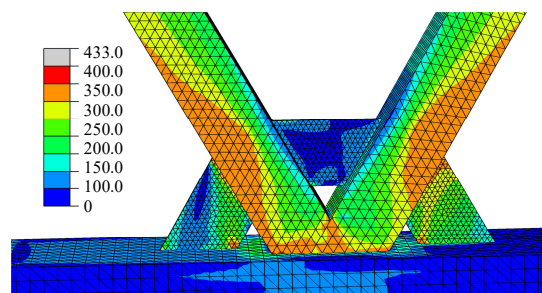
图 8 为试件 KB、K2 和 K4 的数值模拟破坏形态。从图 8(a)和(b)可见, 搭接 K 形节点在支管正面焊缝、侧面焊缝、支管与支管搭接焊缝处形成应力集中。搭接 K 形节点的试验结果显示, 节点破坏模式为支管面搭接焊缝开裂。



(a) 试件 KB



(b) 试件 K2



(c) 试件 K4

图 8 试件 KB、K2 和 K4 的数值模拟应力云图(单位: MPa)

提取试件 KB 和 K2 支管侧面搭接焊缝的平均应力和 Mises 等效应力, 代入式(11), 得到试件 KB 和 K2 支管侧面搭接焊缝开裂指数 I_F 分布(图 9)。图 9 中横坐标为焊缝相对位置, 横坐标为 0 处是支管侧面搭接焊缝根部, 1 处是焊缝上部端点。从图 9 可见, 试件 KB 和 K2 支管侧面搭接焊缝的断裂指数均大于 1.0, 表明该处焊缝开裂风险大, 与节点试验中支管侧面搭接焊缝开裂的破坏现象一致。试件 KB 和 K2 支管侧面搭接焊缝的平均断裂指数(I_{Fa})和断裂指数峰值(I_{Fu})分别为 0.95、1.67 和 0.82、1.30。试件 K2 的 I_{Fa} 和 I_{Fu} 较试件 KB 分别降低了 13.7% 和 22.2%, 说明支主管间设置加劲板可显著降低支管侧面搭接焊缝的开裂风险。

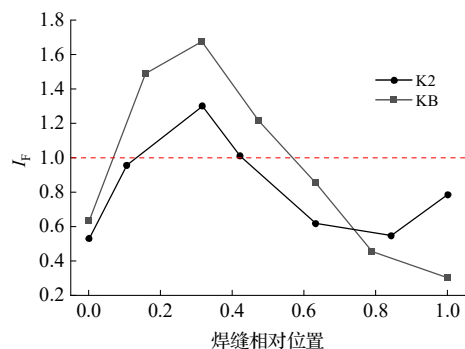


图 9 试件 KB 和 K2 搭接焊缝断裂指数 I_F 分布

2.3 搭接 K 形加劲节点的有限元参数

试验和数值模拟结果均显示, 搭接 K 形节点的破坏模式为支管搭接焊缝开裂。在两支管间增设加劲板, 可避免支管间搭接焊缝过早开裂。现在试件 K2 的两支管间增设加劲板, 构建试件 K4, 其中加劲板内侧边距离两支管搭接焊缝 50 mm, 加劲板宽度和厚度分别与支管宽度和壁厚相同, 材料参数、约束条件和加载模式等同节点试验试件 K2。

从图 8(c)可见, 应力峰值位于搭接支管与主管

侧面焊缝及正面焊缝, 支管间设置加劲板降低了支管间搭接焊缝的应力水平, 使薄弱点由支管搭接焊缝转移至搭接支管与主管间焊缝。

表 5 和图 10 分别为数值计算所得的各试件搭接支管根部焊缝断裂指数和分布。

表 5 各试件支管侧面搭接焊缝的断裂指数值

试件编号	I_{Fa}	I_{Fu}	P_y/kN	$\Delta N_{Py}/\%$	P_u/kN	$\Delta N_{Pu}/\%$
KB	0.95	1.67	354	—	408	—
K2	0.82	1.30	377	6.5	450	10.3
K4	0.64	1.03	377	6.5	457	12.0

注: P_y 、 P_u 分别为屈服承载力和极限承载力; ΔN_{Py} 、 ΔN_{Pu} 分别为试件 K2 和 K4 的屈服承载力和极限承载力相对于试件 KB 的变化百分比。

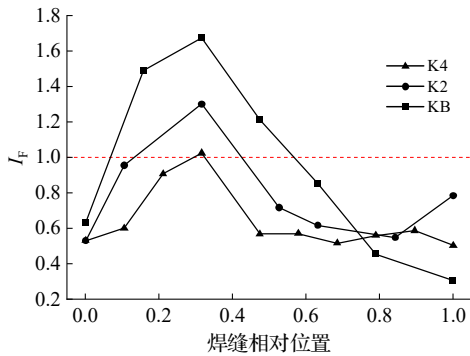


图 10 各试件搭接支管根部焊缝的断裂指数分布

从图 10 可见, 搭接支管侧面焊缝的断裂指数峰值位于距搭接焊缝左端相对位置 0.3 处, 裂纹形成于该薄弱处。试件 K4 搭接支管根部焊缝的断裂指数均值和峰值较试件 K2 分别降低了 22.0% 和 20.8%。说明支管间设置加劲板可缓解支管侧面搭接焊缝的应力集中, 显著降低支管侧面搭接焊缝的开裂风险。

3 搭接 K 形节点极限承载力计算式

高强方钢管轻骨料混凝土搭接 K 形节点的破坏模式为支管根部侧面搭接焊缝开裂, 节点承载力取决于搭接支管根部侧面焊缝的承载力。

在本文研究的搭接 K 形节点中, 搭接支管侧面搭接焊缝为对接焊缝, 其余焊缝为角焊缝, 与全周角焊缝的受力存在差异。

搭接支管根部角焊缝承载力的计算公式为:

$$N_1 = h_e L_{w1} f_y^w, \quad (13)$$

式中: N_1 为搭接支管根部角焊缝承载力; h_e 为支管焊缝计算厚度; L_{w1} 为角焊缝计算长度; f_y^w 为角焊

缝屈服强度。其中:

$$L_{w1} = 2b + 2(1 - O_v)h / \sin \theta,$$

式中: b 和 h 为支管截面长度和宽度; θ 为支主管夹角。

搭接支管侧面焊缝与支管轴力夹角为 θ , 侧面对接焊缝受正应力 σ 和剪应力 τ 共同作用(图 11 和图 12)。

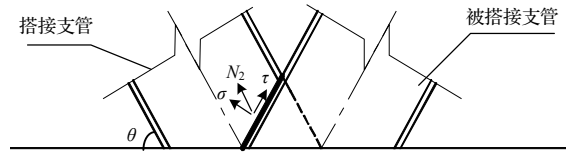


图 11 搭接支管侧面焊缝

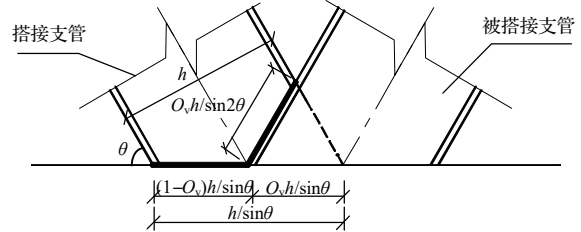


图 12 搭接支管对接焊缝

$$\text{由 } \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq 1.1f_t^w,$$

$$\sigma = \frac{N_2 \sin \theta}{L_{w2} t}, \quad (14)$$

$$\tau = \frac{N_2 \cos \theta}{L_{w2} t}, \quad (15)$$

$$\sqrt{\left(\frac{N_2 \sin \theta}{L_{w2} t}\right)^2 + 3\left(\frac{N_2 \cos \theta}{L_{w2} t}\right)^2} = 1.1f_t^w, \quad (16)$$

得搭接支管根部对接焊缝的承载力(N_2)为:

$$N_2 = \frac{1.1f_t^w L_{w2} t}{\sqrt{\sin^2 \theta + 3\cos^2 \theta}}, \quad (17)$$

式中: f_t^w 为对接焊缝抗拉强度设计值; t 为支管壁厚; L_{w2} 为对接焊缝计算长度, 其计算公式为:

$$L_{w2} = \frac{2O_v h}{\sin 2\theta},$$

其中 h 为支管截面高度。

由式(13)和式(17)可得基本型搭接 K 形节点搭接支管焊缝承载力(N)计算式为:

$$N = N_1 + N_2 = h_e L_{w1} f_y^w + \frac{1.1f_t^w L_{w2} t}{\sqrt{\sin^2 \theta + 3\cos^2 \theta}}. \quad (18)$$

表 6 计算结果显示, 基本型节点试件 KB 与加

表6 试件 KB 和 K4 搭接支管焊缝的断裂指数均值和极值

荷载/kN	I_{FKBa}	I_{FKBu}	I_{FKBa}/I_{FKBu}	I_{FK4a}	I_{FK4u}	I_{FK4a}/I_{FK4u}	I_{FKBu}/I_{FK4u}
50	0.10	0.13	0.77	0.09	0.12	0.75	1.08
100	0.21	0.25	0.84	0.16	0.22	0.73	1.14
150	0.33	0.47	0.70	0.24	0.33	0.72	1.42
200	0.49	0.70	0.70	0.31	0.41	0.76	1.71
250	0.52	0.70	0.74	0.37	0.50	0.74	1.40
300	0.63	0.87	0.72	0.43	0.55	0.78	1.58
350	0.69	0.97	0.71	0.50	0.64	0.78	1.52
375	1.00	1.20	0.83	0.55	0.72	0.76	1.67
400	1.17	1.42	0.82	0.57	0.79	0.72	1.80

注: I_{FKBa} 和 I_{FK4a} 分别表示试件 KB 和 K4 搭接支管根部焊缝的断裂指数均值; I_{FKBu} 和 I_{FK4u} 分别表示试件 KB 和 K4 搭接支管根部焊缝的断裂指数峰值。

表7 搭接 K 形节点承载力计算值与数值模拟值对比

试件编号	N_{ut}/kN	N_{us}/kN	N_{uc}/kN	$(N_{uc}-N_{ut})/N_{ut} \times 100\%$	$(N_{uc}-N_{us})/N_{us} \times 100\%$
KB	400	407	412	-3.0%	-1.22%
K4	-	457	441	-	3.63%

注: N_{ut} 为试验值; N_{us} 为数值模拟值; N_{uc} 为计算值。

劲节点试件 K4 搭接支管焊缝的断裂指数峰值比为 1.08~1.80, 搭接支管根部焊缝的断裂指数均值与峰值比为 0.70~0.84。

略偏保守地取搭接支管根部侧面焊缝的应力集中系数(K_s)为 0.70, 取加劲板对搭接支管根部焊缝的加强系数(w_s)为 1.08. 将 K_s 和 w_s 代入式(18), 得搭接 K 形节点搭接支管焊缝承载力计算式为:

$$N = \begin{cases} K_s h_c L_{w1} f_y^w + \\ K_s \frac{1.1 f_t^w L_{w2} t}{\sqrt{\sin^2 \theta + 3 \cos^2 \theta}}, \text{基本型节点,} \\ K_s w_s h_c L_{w1} f_y^w + \\ K_s w_s \frac{1.1 f_t^w L_{w2} t}{\sqrt{\sin^2 \theta + 3 \cos^2 \theta}}, \text{加劲型节点.} \end{cases} \quad (19)$$

根据搭接 K 形节点主管内力平衡, 将搭接支管的焊缝承载力 N 转换为主管极限承载力 $N_{u,f}$, 则高强方钢管轻骨料混凝土搭接 K 形节点的承载力计算式为:

$$N_{u,f} = \begin{cases} 2 \cos \theta K_s h_c L_{w1} f_y^w + 2 \cos \theta K_s \cdot \\ \frac{1.1 f_t^w L_{w2} t}{\sqrt{\sin^2 \theta + 3 \cos^2 \theta}}, \\ 2 \cos \theta K_s w_s h_c L_{w1} f_y^w + 2 \cos \theta K_s w_s \cdot \\ \frac{1.1 f_t^w L_{w2} t}{\sqrt{\sin^2 \theta + 3 \cos^2 \theta}}. \end{cases} \quad (20)$$

采用式(20)计算的基本型搭接 K 形试件 KB 和加劲搭接 K 形节点试件 K4 的极限承载力计算结果与数值模拟结果见表 7. 从表 7 可见, 式(20)计算的高强方钢管轻骨料混凝土搭接 K 形节点承载力与试验值、数值模拟结果的相对误差为 -3.00% ~ 3.62%, 满足工程精度要求。

4 结论

对高强方钢管轻骨料混凝土搭接 K 形节点进行静力加载试验和数值模拟分析, 推导了节点极限承载力计算式, 得到以下结论: (1) 节点的典型破坏模式为支管根部侧面搭接焊缝开裂; (2) 实验所用支管间和支管间设置加劲板的搭接 K 形节点的屈服承载力和极限承载力较基本型节点分别提高 6.50% 和 12.01%; (3) 支管搭接率过大(75%)或过小(25%), 均会降低节点承载力; (4) 推导的节点极限承载力计算式, 计算误差为 -3.00% ~ 3.62%。

参考文献:

- [1] Huang W J, Fenu L, Chen B C, et al. Experimental study on K-joints of concrete-filled steel tubular truss structures [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2015, 107: 182-193.
- [2] 王忠颖, 邓芃, 刘艳, 等. 方钢管混凝土 K 型节点滞回

- 性能试验研究[J]. 钢结构, 2017, 32(10):29-33.
- [3] Xie K Z, Wang H W, Pang J H, et al. Study of the ultimate bearing capacity of concrete-filled steel tube K-joints[J]. KSCE Journal of Civil Engineering, 2019, 23(5):2254-2262.
- [4] 王万祯, 李华, 吴晓聪, 等. 高强方钢管轻骨料混凝土桁架加劲 T 型节点试验[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2020, 52(8):103-111.
- [5] 王万祯, 李华, 吴晓聪. 方钢管轻骨料混凝土加劲 TY 型节点承载力研究[J]. 华中科技大学学报(自然科学版), 2020, 48(8):33-38.
- [6] 王万祯, 郭鸣鸣, 吴晓聪. 主方支圆钢管轻骨料混凝土 K 型节点承载力[J]. 华中科技大学学报(自然科学版), 2020, 48(5):61-67.
- [7] Jiang L, Liu Y J, Fam A, et al. Stress concentration factor parametric formulae for concrete-filled rectangular hollow section K-joints with perfobond ribs[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2019, 160:579-597.
- [8] 杨文伟, 高栋, 索雅琪. 中空夹层钢管混凝土-钢管 K 形搭接节点抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2020, 41(2):42-54.
- [9] 杨文伟, 林健康, 高栋. 中空夹层钢管混凝土 K 型搭接节点滞回性能[J]. 哈尔滨工程大学学报, 2019, 40(11): 1876-1883.
- [10] 林健康, 杨文伟, 高栋, 等. 主管夹层灌混凝土的 K 型搭接节点滞回耗能分析[J]. 建筑科学, 2019, 35(3):59-69.
- [11] 同济大学, 浙江杭萧钢构股份有限公司. 矩形钢管混凝土结构技术规程[M]. 北京: 中国计划出版社, 2004.
- [12] 王万祯. 结构钢开裂准则及断裂试验分析[J]. 工程力学, 2008, 25(5):27-31.

Bearing capacity of lightweight aggregate concrete-filled high strength square steel tube truss with stiffened lapped K-joint

WANG Zhengtong¹, MI Zhukun¹, PAN Peng², WANG Wanzhen^{1*}, WU Xiacong¹

(1.School of Civil and Environmental Engineering, Ningbo University, Ningbo 315211, China;

2.School of Civil Engineering, Luoyang Institute of Science and Technology, Luoyang 471023, China)

Abstract: In order to study the effect of braces lap ratio and stiffening plates on the performance of lightweight aggregate concrete-filled high strength square steel tube truss with lapped K-joint, static loading tests under axial compression were performed on stiffened lapped K-joints and traditional lapped K-joint. Tests results show that crack of lapped weld between braces is the typical failure mode of the lapped K-joint. Too large or too small overlap ratio can reduce the bearing capacity of the lapped K-joint. The yield load and ultimate bearing capacity of the stiffened lapped K-joint increase by 6.5% and 12.0% respectively compared with those of the traditional lapped K-joint. The numerical simulation, hot spot stress evolution and failure mechanism analysis of the lapped K-joints were also carried out. The formula for calculating the ultimate bearing capacity of the lapped K-joint was proposed. Compared with the test results, the accuracy of the proposed formula for calculating the ultimate bearing capacity of the lapped K-joint was verified.

Key words: stiffened lapped K-joint; high strength square steel tube; lightweight aggregate concrete; test; numerical simulation; formula for calculating the ultimate bearing capacity

(责任编辑 史小丽)