

输电钢管塔 K 型管板节点承载力试验及参数

邓洪洲, 姜 琦, 黄 誉

(同济大学 土木工程学院, 上海 200092)

摘要: 为考察 K 型管板节点的受力性能, 进行了 4 个大尺寸无偏心、负偏心 K 型管板节点的静力试验。结果表明, 负偏心节点安全可靠, 可用于实际工程; 无偏心、负偏心两种节点的受力性能和破坏模式基本相同。同时, 对试验加载过程进行了有限元非线性数值分析, 研究了各主要参数对节点极限承载力的影响, 并将分析结果与各国相关规范建议值进行了对比, 提出了 K 型管板节点的极限承载力计算公式; 并对主管轴力和肋板对节点极限承载力的影响进行了评价。

关键词: 钢管塔; K 型管板节点; 极限承载力; 负偏心

中图分类号: TU392.3; TU317.1

文献标志码: A

Experimental Investigation and Parametric Studies on Ultimate Strength of K-type Tube-Gusset Plate Connections in Transmission Towers

DENG Hongzhou¹, JIANG Qi¹, HUANG Yu¹

(College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: This paper presents results from experimental research and finite element method investigations on the ultimate strength of K-type tube-gusset plate connections with negative eccentricity or without eccentricity. Static tests on four large-scale specimens indicate that connections with negative eccentricity and those without eccentricity have the similar failure modes and the connections with negative eccentricity are feasible in practice. Finite element models are employed to simulate the test loading procedure and to facilitate the parametric study on the ultimate strength of the connection. Based on a comparison between FEM results and assessment by existing design guides, a new ultimate strength equation is proposed to incorporate a reduction coefficient in terms of the chord stress effect. The effect of side stiffeners is also investigated to provide reference for application.

Key words: tubular towers; K-type tube-gusset plate

connections; ultimate strength; eccentricity

K 型管板节点是输电钢管塔结构中常用的节点。近年来, 随着输电塔结构的大型化, K 型管板节点形式复杂而且节点板尺寸也越来越大。节点板尺寸的增大, 既增加塔重, 还增加了挡风面积和风荷载; 采用负偏心连接可以有效减小节点板的尺寸, 具有较好的经济意义。

1974 年 Saeko^[1]在少量试验的基础上, 对 K 型、TY 型、X 型管板节点在支管轴力、弯矩单独作用下的极限承载力进行了研究, 提出了一个非常保守的承载力公式。1998 年 Ariyoshi 等^[2]建立了一个管板节点试验及数值分析数据库。2001 年 Kim^[3]对 K 型管板节点进行了试验研究, 提出了支管轴力和节点极限弯矩的承载力公式。这些研究^[1-3]主要分析无肋板的管板节点承载力问题。余世策等^[4]采用简化模型对管板节点进行试验研究, 提出了估算管板节点极限承载力的屈服线模型。李正良等^[5]采用简化模型对不同肋板型式的管板节点进行了试验研究, 提出了该类节点的承载力简便计算公式。现阶段, 针对有肋板的管板节点的资料相对有限, 有必要进行深入的理论和试验研究。

1 K 型管板节点计算理论

典型的管板节点如图 1 所示, 当两支管轴线交点在主管轴线上时, 即为传统的无偏心连接(图 1a); 当其交点偏支管侧则为负偏心连接, r 为偏心距(图 1b)。实际结构中, 支管及主管主要承受轴力, 两支管的轴力 P_1, P_2 为一拉一压, 大小接近。两支管与主管的夹角 θ_1, θ_2 也近似相等。将两支管的轴力简化为弯矩 M 、竖向力 P_v 和水平力 P_h (图 1c), 其关系如下:

收稿日期: 2013-03-15

第一作者: 邓洪洲(1960—), 男, 教授, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为高耸结构抗风及钢管节点强度。

E-mail: denghz@tongji.edu.cn

无偏心

$$M = (P_1 \cos \theta_1 + P_2 \cos \theta_2) D / 2 \quad (1)$$

负偏心

$$M = (P_1 \cos \theta_1 + P_2 \cos \theta_2) (D/2 - r) \quad (2)$$

$$P_v = P_1 \sin \theta_1 + P_2 \sin \theta_2 \quad (3)$$

$$P_h = P_1 \cos \theta_1 - P_2 \cos \theta_2 \approx 0 \quad (4)$$

两支管轴力对主管的作用可简化为等效弯矩 M 和竖向力 P_v 。将等效弯矩分解为作用于连接板两端主管侧向的外力 P , 并将支管产生的剪力 P_e 加入主

管的轴向力中, 主管受到侧向外力 P 和轴向合力的共同作用, 如图 1c 所示, 由于支管剪力 P_e 的影响, a, b, c 三点所在截面(1—1)的轴力较 d, e, f 三点所在截面(3—3)轴力大, 即 1—1 截面主管壁在侧向外力和轴向合力作用下将首先产生较大的应力, 会最早破坏。式(2)中, 当采用负偏心时, 由于竖向合力至管壁的力臂变小, 等效弯矩变小, 可以提高两支管的极限轴力。

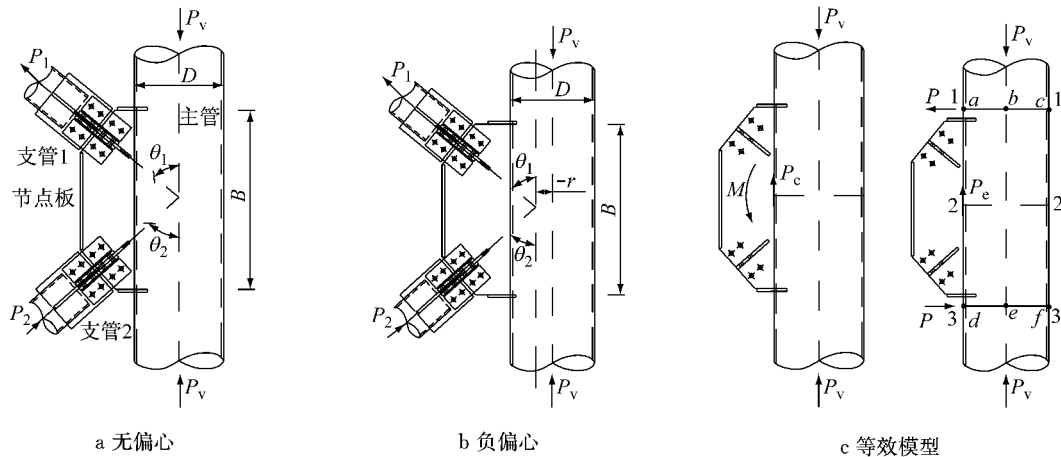


图1 K型管板节点

Fig.1 Configurations of K-type tube-gusset plate connections

目前, K型管板节点极限承载力的计算都采用了图 1c 的模型, 认为弯矩对节点极限承载力起控制作用, 相关计算公式见表 1。其中, B 为节点板的长度; t 为主管厚度; f_y 为钢材屈服强度; $f(\eta) = 1 + 0.3\eta - 0.3\eta^2$, 即主管轴力对节点极限承载力的影响, η 为主管轴力作用下的应力与主管屈服强度的比值, D 为主管直径。已有研究表明, 上述各计算方法都过于保守^[8]。

表1 K型管板节点极限承载力公式对比

Tab.1 Ultimate strength equations for tube-gusset connections

文献[1]	$P_u = 7Bt^2 f_y$
文献[3]	$P_u = [0.34(\frac{D}{t})^{0.6} + 0.8(\frac{B}{D}) + 2.9]Bt^2 f_y$
文献[6]	$P_u = 5(1 + 0.25\frac{B}{D})Bt^2 f_y f(\eta)$
文献[7]	$P_u = 1.26[(\frac{D}{2t})^{0.2} + (\frac{B}{2D})(\frac{D}{2t})^{0.1}]Bt^2 f_y$

2 试验概况

2.1 试件设计

试验以 500 kV 榕江大跨越工程为背景, 分别设

计了无偏心(KC)和负偏心(KE)两组试验, 每组 2 个试件, 尺寸规格完全相同, 采用 Q345B 钢材, 进行了 2 件材性试件试验, 屈服强度平均值 $f_y = 364 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$, 抗拉强度平均值 $f_u = 527 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$ 。K型管板节点试验模型主管为 $\Phi 299 \text{ mm} \times 8 \text{ mm}$, 两支管均为 $\Phi 140 \text{ mm} \times 6 \text{ mm}$, 除节点板尺寸不同外, 其他参数完全相同, 其中 KC 节点节点板长度为 603 mm, KE 节点节点板长度为 474 mm, 可以看出, 负偏心节点可以有效减小节点板尺寸。

2.2 加载原理及装置

试验为单调静力加载。通过大型试验机实现主管轴力加载, 两支管轴力则采用液压千斤顶来加载, 试验照片见图 2。

2.3 测试内容及加载方案

试验中在主、支管侧分别布置位移计追踪其轴向变形。构件及节点域上布置应变花, 如图 3 所示。试验采用两种加载方案, 方案 A 为主管支管先按比例加载至设计荷载, 主管支管再按比例加载至试件破坏; 方案 B 为主管支管按比例加载至设计荷载之后, 主管压力恒定, 两支管按比例加载至试件破坏。

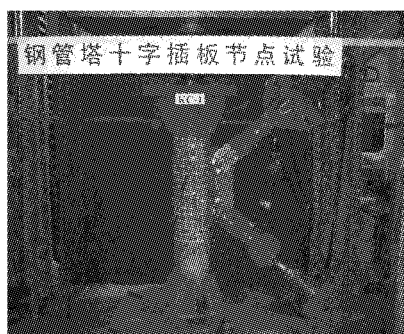


图 2 试验现场加载照片

Fig.2 Test view

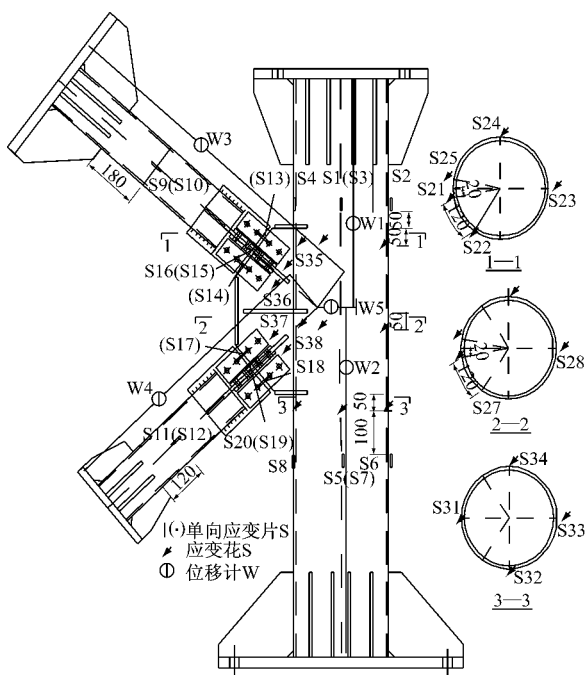
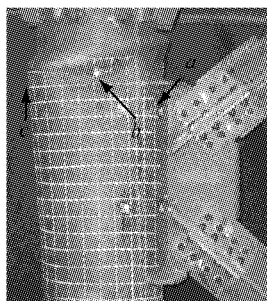
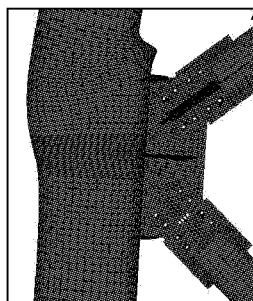


图 3 测点布置图(KE)

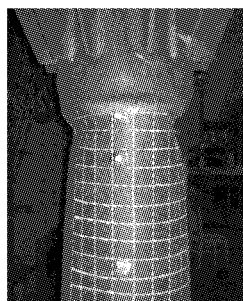
Fig.3 Layout of measurement points (KE)



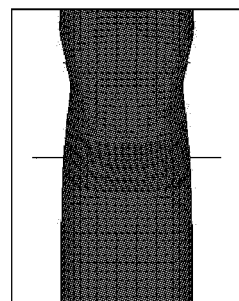
a 正面(试验)



b 正面(有限元)



c 侧面(试验)



d 侧面(有限元)

图 4 节点破坏模式(加载方案 A)

Fig.4 Connection failure modes (Case A)

将产生较为明显的局部凹陷. 国内外学者通常将变形量超过主管直径的 3% 时所对应的荷载作为节点的极限承载力^[9-10], 本文也采用该判据来确定节点的

3 节点受力性能分析

本文采用 ANSYS 程序对试件试验加载过程进行了有限元非线性分析. 加载方案 A 中, 两类节点破坏模式均为受拉支管侧节点板端部主管局部屈曲破坏, 试验结果与有限元分析极为相似(图 4). 在主管 1—1 截面的 a 点(图 1c), 由于环向肋板的加劲作用并没有明显的局部隆起, 在 a 点的上侧 5 cm 附近, 主管轴力过大引起主管局部屈曲. 在与 a 点有 $\pm 90^\circ$ 相位差的管壁产生局部凹陷; 与 a 点有 180° 相位差的管壁产生局部隆起. 主管在 2—2, 3—3 截面区域(图 1c)没有明显的变形.

加载方案 B 中, 两类节点破坏类型均为受拉支管所对应的节点板及连接螺栓破坏(图 5a). Kim^[3] 试验中试件破坏为主管局部屈曲破坏(图 5b), 与本试验的破坏模式不同. 原因是本试验中环向肋板的加劲作用提高了主管的抗侧刚度, 节点的极限承载力超过了节点板的连接极限承载力.

试验结果表明, 无偏心和负偏心两种节点的应变分布规律相同: 在管板节点区域, 主管从受压支管侧到受拉支管侧应变越来越大, 即 3—3 截面应变最小, 2—2 截面次之, 1—1 截面附近区域应变最大. 无偏心和负偏心两类节点的破坏模式基本相同. 主管轴力对节点的极限承载力有很大的影响.

4 节点极限承载力参数分析

4.1 极限承载力的确定标准

研究发现, 管节点在达到极限强度时, 主管管壁

极限承载力.

4.2 节点极限承载力比较分析

图 6, 7 分别给出了试件 KC-1 的试验和有限元

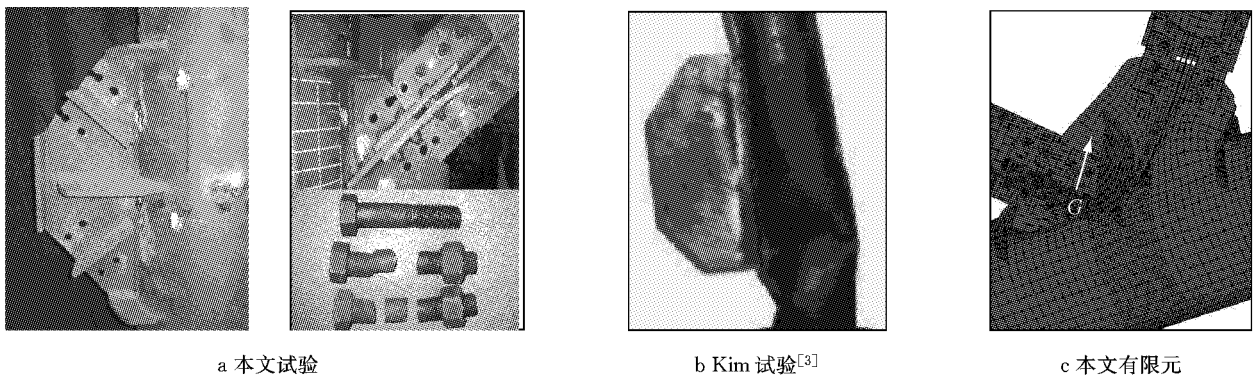
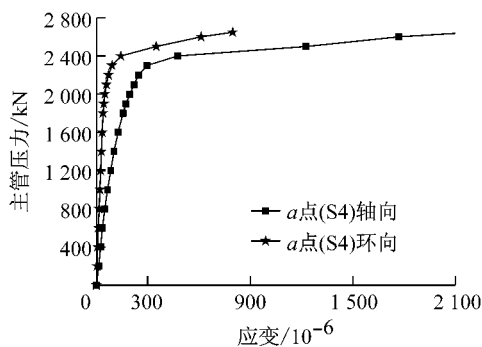
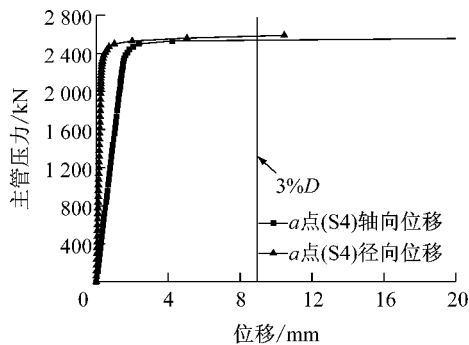


图5 K型管板节点破坏模式对比(加载方案B)

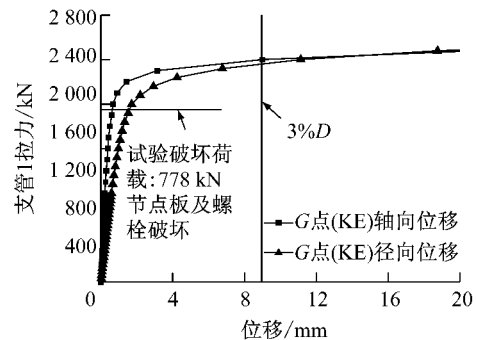
Fig.5 Comparison of K-type tube-gusset plate connection failure modes (Case B)

图6 加载方案A的KC荷载-应变曲线试验结果
Fig.6 Load-strain curves of KC connection of Case A (test results)图7 加载方案A的KC荷载-位移曲线(有限元结果)
Fig.7 Load-strain curves of KC connection of Case A (FEM results)

分析得到的关键点的荷载-应变(位移)曲线(加载方案A).由图6,7可知,主管压力在2 000 kN前,节点的应变(位移)均很小,整体表现为弹性;当压力超过2 400 kN后,a点进入塑性,应变迅速增加;荷载-位移曲线中,当荷载超过2 400 kN后,a点位移迅速发展,塑性区域不断扩展.试验结果表明,当主管压力为2 650 kN、支管拉力为523 kN时,节点达到极限承载力;有限元分析结果表明,当主管压力为2 590 kN,支管拉力为518 kN时,节点达到极限承载力.

对于KE节点,试件KE-2(加载方案A)的试验结果表明,当主管压力为2 700 kN,支管拉力为520 kN时,节点达到极限承载力;有限元结果表明,当主管压力为2 600 kN,支管拉力为516 kN时,节点达到极限承载力;试验结果与有限元分析结果一致性较好.

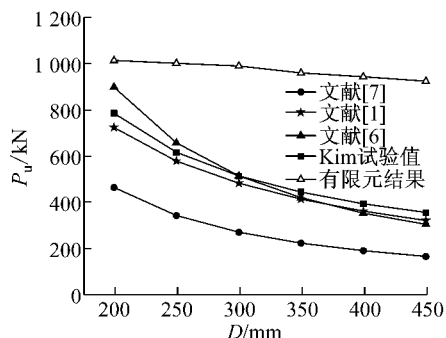
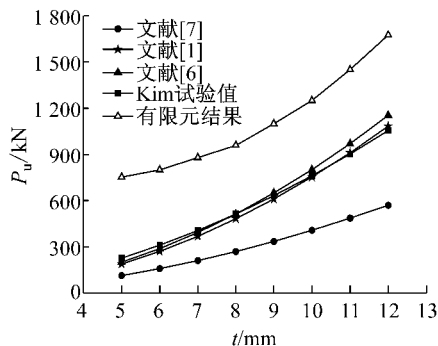
图8是有限元分析得到的主管关键点G(图5c)在方案B下的荷载-位移曲线,试验节点板破坏时的荷载为778 kN(支管),此时主管的关键点G的变形还很小,不到3 mm,与试验现象吻合.有限元分析结果表明,当支管拉力超过900 kN后,主管位移才迅速增加,节点的极限承载力为996 kN(支管),节点的极限承载力大于节点板的极限承载力,试验破坏为节点板破坏.

图8 加载方案B的KC荷载-位移曲线(有限元结果)
Fig.8 Load- deformation curves of KC connection of Case B (FEM results)

4.3 节点极限承载力参数研究

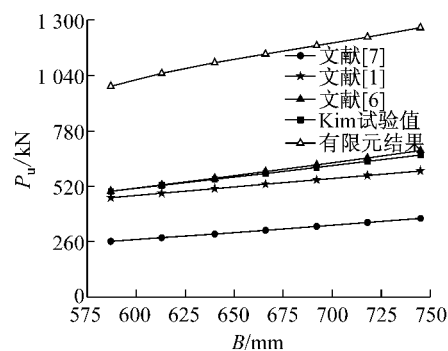
本文采用有限元方法对K型管板节点极限承载力的影响参数进行分析,假定螺栓、焊缝及节点板自身的承载力不起控制作用.图9中,节点的极限承载力 P_u 随着主管直径 D 的增大略有减小.在其他参数相同的情况下,随着主管直径增大,主管的径厚比变大降低了局部抗弯刚度,节点的承载能力随

之减小;此外,本文研究的 K 型管板带有环向肋板,可以有效提高主管局部的抗弯刚度,因此有限元计算的节点极限承载力的下降幅度要小于各国规范的建议值. 如图 10 所示,节点极限承载力随着主管厚度 t 的增加而增大,这是因为主管厚度的增加提高了主管局部抗弯刚度. 如图 11 所示,节点的极限承载力随着节点板长度 B 的增加呈线性增长,这是因为节点板长度的增加扩大了节点板与主管的连接区域,使节点板与主管相交线周边的应力分布更加均匀.

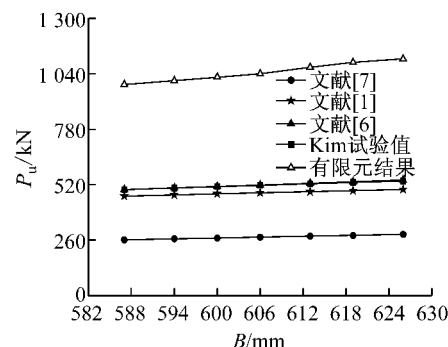
图 9 D 对 P_u 的影响Fig.9 Influence of chord diameter D on P_u 图 10 t 对 P_u 的影响Fig.10 Influence of chord wall thickness t on P_u

如图 12 所示,节点的极限承载力随着夹角 θ 的增加而减小. 本文有限元模型参考实际结构,当夹角 θ 变化时,其节点板长度也作相应的调整. 图 13 给出了偏心距 r 变化($-0.7 \leq 2r/D \leq 0.3$)的有限元参数分析结果. 与无偏心相比,正偏心节点会降低节点的极限承载力,偏心距越大,节点的极限承载力越小;相反,负偏心节点可以增大节点的极限承载力,偏心距越大,其节点极限承载力也越大.

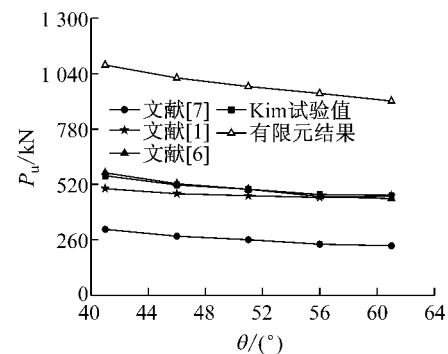
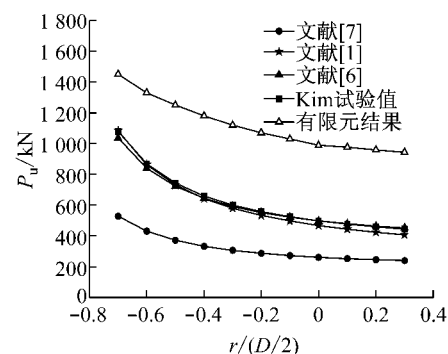
图 14a 给出不同环向肋板厚度的荷载-位移曲线(加载方案 A). 节点的极限承载力随着肋板厚度的增加而增加. 图 14b 中,横坐标为肋板厚度与试验模型主管厚度的比值 k ,纵轴为支管的极限拉力. 当



a 顺力方向螺栓间距变化



b 垂直受力方向螺栓间距变化

图 11 B 对 P_u 的影响Fig.11 Influence of gusset length B on P_u 图 12 θ 对 P_u 的影响Fig.12 Influence of brace-to-chord angle θ on P_u 图 13 e 对 P_u 的影响Fig.13 Influence of eccentricity e on P_u

肋板厚度较小时(k 为0~1.25),厚度变化对节点极限承载力的影响显著;当肋板厚度较厚时($k>1.5$),其变化对节点的极限承载力的影响较小.实际工程中 k 普遍在0.5~1.5之间,图14中节点的极限承载力在0.92~1.06范围变化,变化幅度不超过10%,可以忽略肋板厚度变化的影响.

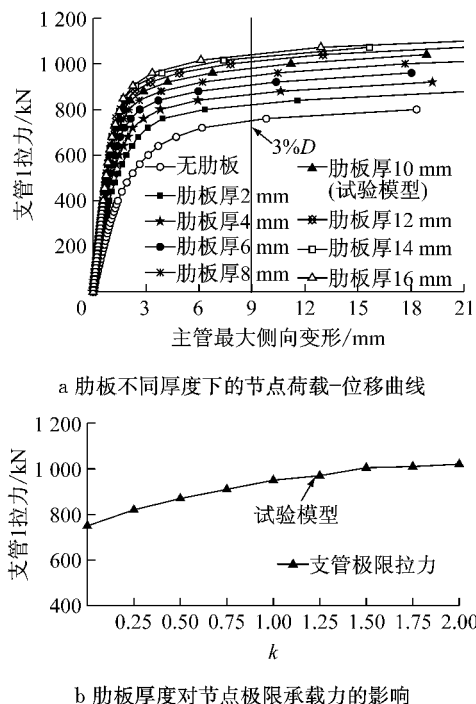


图14 环向肋板不同厚度下的节点荷载-位移曲线

Fig.14 Connection load-displacement curves for different stiffener thicknesses of hoop ribs

图9~14中,参数变化对节点极限承载力的影响趋势与国外规范一致,但国外规范建议值均小于本文有限元分析结果.这是因为国外规范的计算公式偏于保守,而本文的有限元模型主管有环向肋板,有效提高了主管壁的抗侧刚度,使节点的极限承载力随之增加,而国外建议的公式中没有考虑环向肋板的影响.

5 极限承载力建议公式

研究表明,节点的极限承载力还与主管的应力水平有关^[3,8].当主管承受拉力时,节点的极限承载力变化不大,可以忽略主管轴力对节点极限承载力的影响.当主管承受压力时,节点的极限承载力会减小,其折减系数 $f(\eta)$ 与主管的应力 η 有关, $\eta = P_v/P_{v,y}$, P_v 为主管轴力, $P_{v,y}$ 为主管的屈服轴力, $P_{v,y} = f_y A$, f_y 为主管的屈服强度, A 为主管的横截面积.

本文有限元分析的主管应力比对节点极限承载力的折减如图15所示.当主管的应力比处在0~-0.9(负号表示受压)时,节点的极限承载力变化很小,减少幅度约为10%;当主管应力比超过-0.9时,节点的极限承载力迅速下降,当应力比接近-1.0时,即主管轴力接近极限压力,其节点极限承载力折减系数约为0.5,即节点承载力下降了约一半.对比加拿大钢结构协会^[6]、Kim^[3]的建议值可以发现,二者高估了主管轴力对节点极限承载力的影响.

最后,本文建议采用两段线来计算调整系数(式5),节点最终的极限承载力按式(6)计算.如图15可见,两段线模型与试验及有限元参数分析结果一致性较好.由于本文K型管板节点主管有环向肋板,所得节点极限承载力折减系数大于加拿大钢结构协会^[6]和Kim^[3]建议值.

$$\begin{cases} f_1(\eta) = 0.111\eta + 1 & -0.9 \leq \eta \leq 0 \\ f_2(\eta) = 3.6\eta + 4.14 & -1.0 \leq \eta \leq -0.9 \end{cases} \quad (5)$$

$$P_u = 14Bt^2 f_y f(\eta) \quad (6)$$

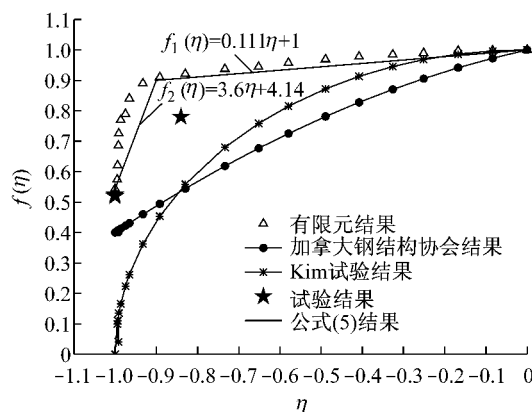


图15 主管应力比对节点极限承载力的折减

Fig.15 Influence of parameter η on ultimate strength of the connection

6 结论

试验结果表明,无偏心和负偏心两类节点的破坏模式相同,受力性能基本相同;负偏心节点安全可靠,可用于实际工程.试验结果与有限元分析结果吻合,节点极限承载力参数分析结果与国外相关公式的一致性很好.有限元参数分析结果偏大,一是因为国外相关公式偏于保守;二是本文研究的节点有环向肋板,有效提高了主管壁的抗侧刚度和节点的极限承载力.此外,环向肋板厚度增加可以提高节点的极限承载力,但对于工程中常用的环向肋板厚度范

(下转第314页)