

钢管塔 K 节点的加劲肋布置和极限承载力研究

胡晓光, 杨靖波, 李茂华, 朱彬荣, 高 渊

中国电力科学研究院输变电工程力学研究所, 北京 100055

摘要 特高压输电线路酒杯型钢管塔 K 节点是受力最复杂的节点, 其主管与支管的夹角 θ 往往小于 30° , 不能满足国内现行的 K 节点承载力计算方法规定的 $\theta \geq 30^\circ$ 的要求。为了解决该问题, 本文应用通用有限元软件 ANSYS 进行数值模拟仿真, 验证现有设计验算方法的适用性。针对钢管塔相贯焊连接的 K 节点设计了 3 种新型的加劲肋, 并对其受力分布和极限承载能力进行分析对比。研究表明, θ 超出现行规范的规定时, 规范对个别工况不适用; 新设计的加劲肋布置方案, 能显著改善节点危险部位的应力分布, 消除应力集中, 降低最大应力。在目前没有合适计算公式的情况下, 应继续使用现行规范, 并采用本文设计的节点加劲肋布置形式增大结构的承载力和安全性。

关键词 钢管塔; K 节点; 加劲肋; 极限承载力; 有限元分析

中图分类号 TU311.3, TM753

文献标识码 A

doi 10.3981/j.issn.1000-7857.2011.26.007

Rib Stiffener Distribution and Ultimate Strength of Steel Tubular Tower's K-joint

HU Xiaoguang, YANG Jingbo, LI Maohua, ZHU Binrong, GAO Yuan

Department of Transmission and Transformation Engineering Mechanics, China Electric Power Research Institute, Beijing 100055, China

Abstract The K-joints of the cup type steel tubular tower in Ultra High Voltage (UHV) transmission lines are under the most complex loads. The angle θ between K-joint's chord and brace is usually less than 30° , while the method of calculating K-joint's ultimate strength in Chinese current "Code for design of steel structures" GB 50017—2003 requires that, θ must be no less than 30° . To deal with this problem, a general finite element software—ANSYS is used for its numerical simulation. The applicability of the current designing and calculating method is checked by the result of the simulation. 3 kinds of new rib stiffeners for directly-welded K-joint of steel tubular tower are designed. And the stress distribution and the ultimate strength of the new stiffeners are compared. It is shown that, if θ goes beyond the limit of the criterion, the calculating method in the code would fail for some engineering cases. With the new-designed rib stiffener, the stress distribution in K joint's dangerous area is improved obviously with the stress concentration eliminated and the maximum stress lowered. It is suggested that, the current code should be kept in use, because there is not a suitable alternative at the present. And the designed rib stiffeners should be adopted to increase the ultimate strength and security of the structure.

Keywords steel tubular tower; K-joint; rib stiffener; ultimate strength; finite element analysis

0 引言

钢管塔在中国的输电线路建设工程中逐渐得到应用, 钢管塔在连接形式上比传统的角钢塔复杂, 因此连接部位——

相贯焊 K 节点的设计成为关键环节之一。

平面相贯节点性能的研究较为成熟, 20 世纪 50 年代, 美国开始进行钢管节点的研究。1970 年, 英国学者 Eastwood 与

收稿日期: 2011-05-19; 修回日期: 2011-08-05

基金项目: 国家电网公司科学技术项目 (GC71-10-006)

作者简介: 胡晓光, 助理工程师, 研究方向为输电线路杆塔结构、计算力学和结构优化设计, 电子信箱: huxiaoguang_1985@163.com

Wood^[1]记录了在 Sheffield 大学对矩形管与圆管的焊接接头所进行的试验与理论研究结果,提出了非常重要的设计方法,被 1971 年出版的世界上第一本钢管结构连接设计手册采纳。1981 年,国际焊接协会(IIW)发表了一套新的极限状态设计方法,这些方法基于一套 K、N、T、Y 与 X 型钢管相贯节点的失效模式,并包含大量的理论与经验修正。

学者长期重点研究构型较简单的间隙节点,而 20 世纪 90 年代以来,一些学者不断探求搭接节点的工作机制。1999 年, Dexter 等^[2]给出了贯通腹杆受压且内隐蔽部分焊接的搭接节点极限承载力计算公式。2000 年, Gazzola 等^[3]把由于内隐蔽部分不焊接带来的强度降低进行了量化分析,形成全面的搭接节点极限承载力计算公式。国内,1996 年,陈以一等^[4]对足尺试件进行极限承载力试验,指出腹杆间隙越小,极限承载力越高;2004 年,罗尧治等^[5]针对 K 型搭接节点考查了应力分布、塑性扩展和变形,修正规范的极限承载力公式。然而,尚待研究的问题仍不少,理论研究还很缺乏,公式形式及适用范围都需要进一步完善。

国内 GB 50017—2003《钢结构设计规范》^[6]给出的相贯焊节点计算方法要求,为确保节点连接的质量和强度,主管应该连续,支管端部直接焊接在主管外壁上,各管之间的夹角 θ 不得小于 30° ,是为了保证施焊条件,使焊根熔透。而输电线路酒杯塔由于受电气间隙圆的限制,在曲臂处 K 节点的主管与支管夹角往往小于 30° ,超出了规范的适用范围。当实际工程中遇到这个问题时,由于目前缺乏焊接缺陷对管节点承载力影响的研究和完善可靠的验算方法,也没有相应的试验数据和设计标准作为参考,工程设计人员为确保安全,只能施以较大的安全系数或采用较多的加强板对节点进行加强设计,例如对相贯焊节点交汇处的主管按构造要求设置若干纵向和环向肋板,这与规范的计算模型有出入,关于如何考虑这些构造措施的有利影响,没有理论和试验依据。

本文选取酒杯型钢管塔中受力最复杂最典型的 K 节点进行研究,针对以相贯焊连接形式的 K 节点分别设计了 3 种各不相同的加劲肋,采用有限元技术建立分析模型,进行受力特性分析,对比其受力状态和极限承载力,从而得到最优的节点布置形式,为工程应用推荐最佳节点方案。同时通过数值试验研究现有设计验算方法对超出设计规范 30° 要求的新型钢管塔的适用性。在缺乏设计经验和相关试验数据的情况下,采用数值模拟进行有限元分析是经济又实用的方法。

1 K 节点承载力与钢结构规范计算承载力的比较

1.1 钢结构规范计算方法

国内现行《钢结构设计规范》GB 50017—2003 给出了 K 节点的承载力计算方法^[1],其中支管承载力的计算方法如下。

相贯焊的 K 形节点,为保证节点处主管的强度,支管的轴心力不得大于下列规定中的受压支管在管节点处的承载力设计值:

$$N_{\text{sk}} = \frac{11.51}{\sin \theta_e} \left(\frac{d}{t} \right)^{0.2} \psi_a \psi_a \psi_t t^2 f \quad (1)$$

其中, f 为主管钢材的抗拉、抗压和抗弯强度设计值; d 为主管外径; t 为主管壁厚; θ_e 为受压支管轴线与主管轴线的夹角;

$\psi_a = 1 - 0.3 \frac{\sigma}{f_y} - 0.3 \left(\frac{\sigma}{f_y} \right)^2$, f_y 为主管钢材的屈服强度, σ 为节点两侧主管轴心压力的较小绝对值,当节点两侧或一侧主管受拉时,则取 $\psi_a = 1.0$; 当 $0.2 \leq \beta \leq 0.7$ (β 为支管外径与主管外径之比) 时, $\psi_a = 0.069 + 0.93\beta$, 当 $0.7 < \beta \leq 1.0$ 时, $\psi_a = 2\beta - 0.68$; $\psi_t = 1 +$

$$\frac{2.19}{1 + \frac{7.5a}{d}} \left[1 - \frac{20.1}{6.6 + \frac{d}{t}} \right] (1 - 0.77\beta), a \text{ 为两支管间的间隙。}$$

式(1)的适用范围为: $0.2 \leq \beta \leq 1.0$; $d_i/t_i \leq 60$; $d/t \leq 100$, $\theta \geq 30^\circ$ 。其中, θ 为支管轴线与主管轴线之夹角; d_i , t_i 为支管的外径和壁厚。

由于空间其他杆件受力相对较小,对节点影响不大,本文研究的 K 节点主要采用平面节点型式。图 1 即为由 5 个节点构成的 4 根杆件组成的 K 节点结构, 871、851、901、941 和 921 是杆塔的节点编号,每两个节点相连,就表示一根杆塔杆件, 851—901 即表示由 851 点和 901 点连接而成的杆件。模型示意如图 2 所示, F_1 — F_4 分别表示 851—901、901—921、871—901、901—941 杆件的受力, 851—901、901—921 杆件采用 Q345

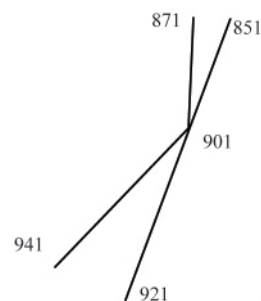


图 1 平面 K 节点杆件示意图

Fig. 1 Schematic diagram of poles sketch of a planar K-joint

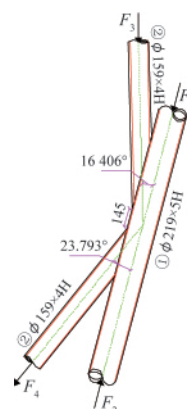


图 2 平面 K 节点相贯焊连接

Fig. 2 Directly-welding connection of a planar K-joint

钢材, D219×5 管材; 901-921, 871-901 杆件采用 Q345 钢材, D159×4 管材, 根据钢结构规范的 K 节点承载力计算方法, 各构件的受力如表 1 所示。

表 1 曲臂 K 节点各构件受力 (单位: kN)

Table 1 Loads of component in K-joint (unit: kN)

工况名称	F_1	F_2	F_3	F_4
覆冰工况	-464.2	56.3	350	-219
最大弯工况	-649.9	-500.6	161.1	-26.1
最大扭工况	-782.2	-483.3	262.4	-95.5

1.2 有限元数值模拟

本文采用 ANSYS 程序中的 Shell181 单元为 4 结点单元, 每个结点有 6 个自由度, 适合分析薄板及中等厚度的板壳结构的线性、大转动和非线性大变形问题^[7]。节点材料采用理想弹塑性模型模拟工程常用的钢管节点材料是 Q345 钢材, 弹性模量为 206GPa, 屈服强度为 345MPa, 泊松比为 0.29。材料具有双线性等向强化性质, 并服从 Von-Mises 屈服准则。

相贯节点等薄壁结构在载荷作用下, 大挠度小应变。尽管应变很小, 但位移较大, 必须考虑变形对平衡的影响, 此时平衡方程和几何方程都是非线性的。当构件刚开始出现塑性变形时, 附近的弹性区会对其起一定的制约作用, 钢材的屈服阶段很长, 这种制约作用会随塑性区的增大而削弱, 分析节点时应同时考虑几何非线性和材料非线性^[8]。

与相贯节点有限元计算相关的现有文献中较少考虑边界条件和加载方式的影响, 本文选用的边界条件^[9]: 主管一端固定约束, 另一端是只允许杆件轴向位移的固定支座, 支管端部自由, 轴向载荷均匀分布在钢管的薄壳的节点上, 方向与钢管轴线平行。计算时先按照表 1 的荷载设计值直接加载到 100%, 当节点尚未屈服时, 对节点继续加载, 方法是再保持主管及受拉支管荷载不变, 将受压支管 F_4 作用力逐级加载到节点破坏, 考虑到塔的设计情况, 这里取应力达到屈服时的荷载为节点的极限承载力。

1.3 有限元计算结果及对比分析

《钢结构设计规范》中只给出了如图 2 所示的不带任何加筋板情况下的计算方法, 该模型的 100% 荷载设计值的有限元计算的应力及变形如图 3—图 5 所示。

从以上计算结果来看, 当节点荷载达到 100% 设计荷载时, 节点承载力均满足要求, 在保持主管及受拉支管荷载不变的情况下, 将受压支管 F_4 继续加载到节点屈服, 并将此时受压支管荷载作为节点的最大承载力 (表 2)。

各工况超载达到极限承载力时的应力和变形如图 6—图 8 所示。

当加载到 100% 设计荷载时, 最大弯工况和最大扭工况的最大应力分布在主管与背面, 而覆冰工况的最大应力出现在支管靠近相贯线处, 这是因为最大弯和最大扭工况主管的作用力较大, 分别达到了承载力的 56%、67%, 说明主管轴力对其局部承载力有影响。从超载时节点的应力分布 (图 6—图

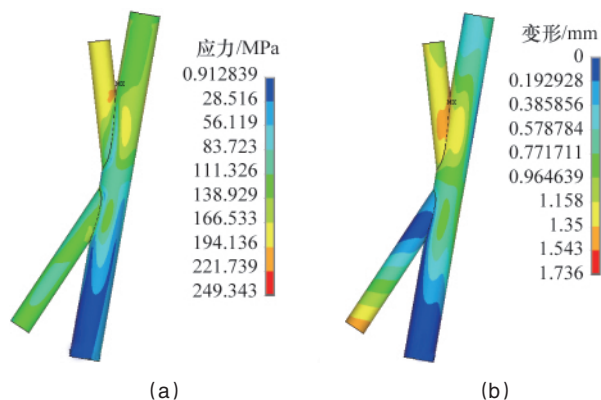


图 3 覆冰工况 100% 设计荷载应力 (a) 及变形 (b)

Fig. 3 Stress (a) and displacement contour (b) of K-joint under 100% designed ice load

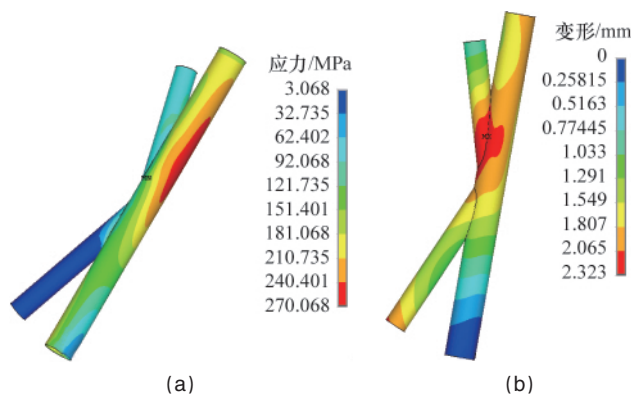


图 4 最大弯工况 100% 设计荷载应力 (a) 及变形 (b)

Fig. 4 Stress (a) and displacement contour (b) of K-joint under 100% designed bend load

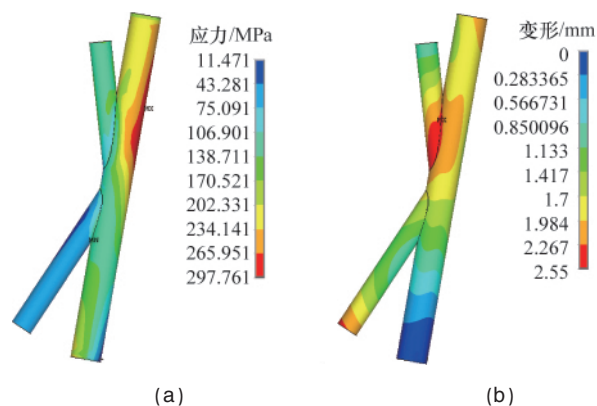


图 5 最大扭工况 100% 设计荷载应力 (a) 及变形 (b)

Fig. 5 Stress (a) and displacement contour (b) of K-joint under 100% designed torsion load

8) 来看, 在受压支管相贯线以及两支管之间的主管上应力已超过屈服强度, 说明节点开始进入屈服。

由表 2 可以看出, 采用《钢结构设计规范》的计算方法基本上能反映节点承载力情况, 但有时不够安全, 因为钢结构规范是基于 $\theta \geq 30^\circ$ 的试验样本, 对于支管只采用 $1/\sin\theta$ 考虑,

表 2 K 节点承载力
Table 2 Loads on K-joint

工况	承载力/kN		有限元/规范 公式
	有限元方法	规范计算方法	
覆冰工况	-427.05	-398.91	1.07
最大弯工况	-297.54	-324.97	0.92
最大扭工况	-343.8	-328.27	1.05

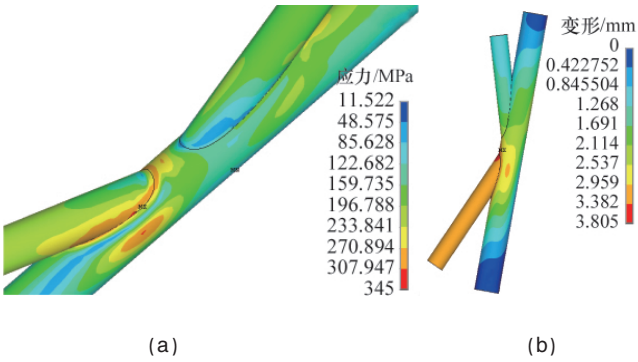


图 6 覆冰工况超载 95%荷载应力(a)及变形(b)
Fig. 6 Stress (a) and displacement contour (b) of K-joint under ice load, under 95% overload

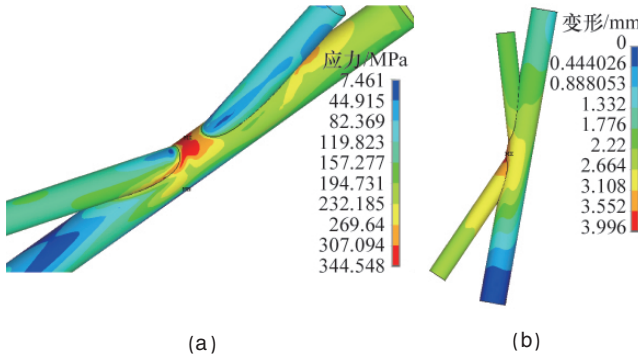


图 7 最大弯工况超载 1040%荷载应力(a)及变形(b)
Fig. 7 Stress (a) and displacement contour (b) of K-joint under max bend, under 1040% overload

也就是只考虑了垂直于主管的分力对主管变形的影响,本模型夹角为 23.8°,超出了规范应用范围,说明沿主管方向分力对主管局部变形承载力也是有影响的。

实际上,支管沿主管方向分力相当于主管轴向作用力在

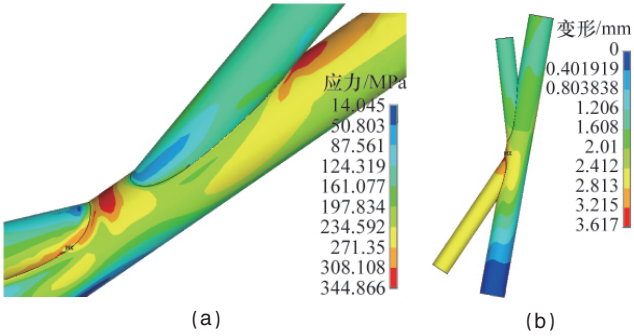


图 8 最大扭工况超载 260%荷载应力(a)及变形(b)
Fig. 8 Stress (a) and displacement contour (b) of K-joint under max torsion, under 260% overload

增加,说明主管轴力对主管的局部屈曲承载力是有影响的,《钢结构设计规范》通过 ψ_n 考虑主管轴力的影响。

2 相贯 K 节点的新型加劲肋形式及优化方案推荐

在某些工况下,对于新建特高压线路中出现的角度小于 30°的 K 节点,现行的国家钢结构规范给出 K 节点承载力计算方法不再适用。针对超出钢结构规范范围的 K 节点,为了保障其结构强度,本章在图 2 所示的相贯焊平面 K 节点^[10]基础上,设计 3 种新型节点板加劲肋布置形式,旨在改进 K 节点的受力分布,提高安全裕度。

表 3 所示为 1/4 环形加劲、卷边加劲、环形加劲 3 种模型在覆冰工况、最大弯工况、最大扭工况的 100%设计载荷作用下的最大应力和最大位移。图 9 为 3 种加劲结构示意图。覆冰工况的应力及变形如图 10—图 12 所示。

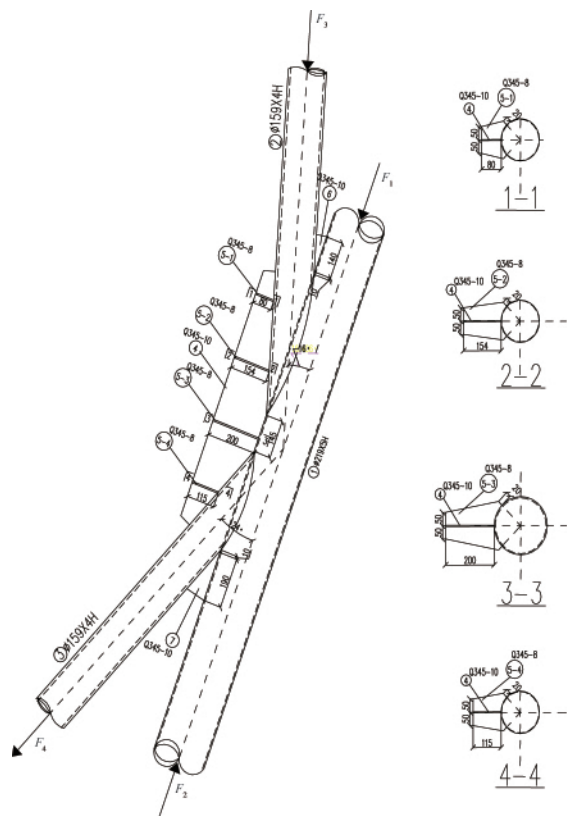
各模型在不同工况下的 100%设计载荷作用下,计算结果来看,除了加劲肋的角点有轻微的应力集中现象,主管相贯线部分尚未屈服。在保持主管及受拉支管荷载不变的情况下,将受压支管 F_4 作用力逐级加载到破坏,并将受压支管最终承载力作为节点的最大承载力,其结果如表 3 所示,超载时各工况的应力及变形如图 13—图 15 所示。

不加劲模型和 3 种加劲模型,在不同工况下 100%设计载荷作用下,最大应力和最大位移值如表 3 所示,最大应力值点出现在加劲肋的焊接角点,数值略大于不加劲模型。这是由于节点板与管的连接处几何角点和加工工艺导致的不可避免的轻微应力集中现象,对结构整体承载力没有危害。

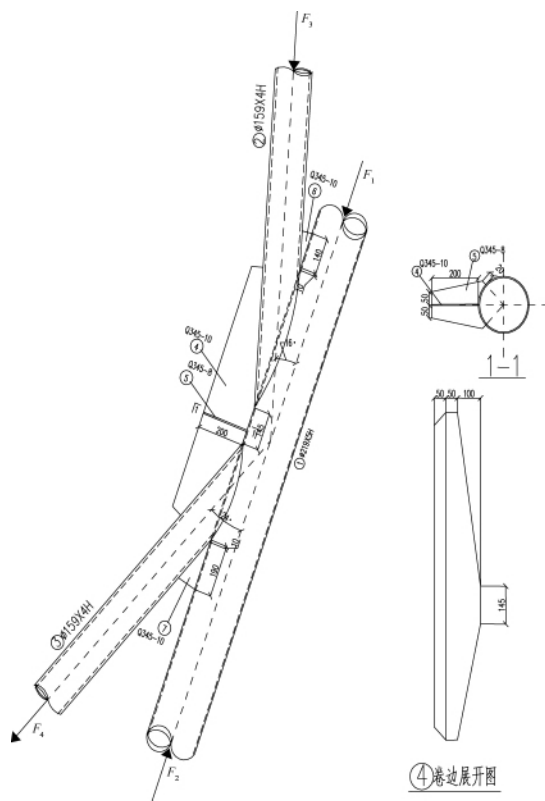
K 节点主管上,背向支管的一侧(下文简称 K 节点背

表 3 不同加劲肋模型在设计载荷作用下的最大应力和最大位移
Table 3 Maximum stress and displacement of rib stiffener models under designed load

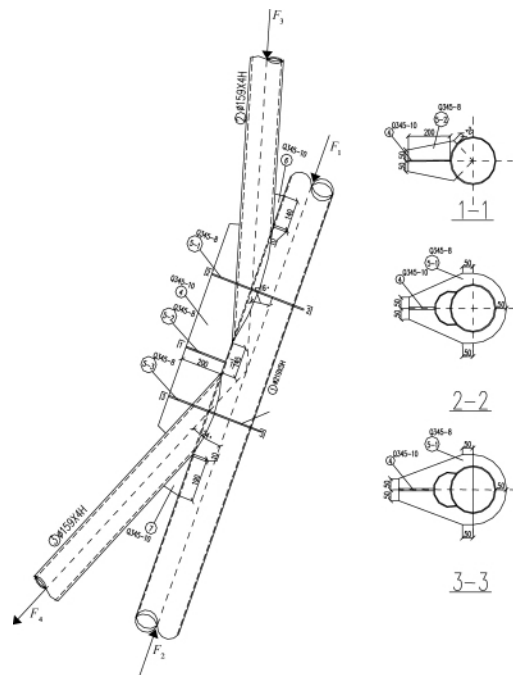
模型		最大应力/MPa			最大位移/mm		
		覆冰工况	最大弯工况	最大扭工况	覆冰工况	最大弯工况	最大扭工况
无加劲肋模型		249.34	270.06	297.76	1.736	2.323	2.599
加劲模型	1/4 环形加劲	330.985	271.494	332.304	1.786	2.213	2.605
	卷边加劲	330.852	273.324	330.263	1.707	2.196	2.585
	环形加劲	331.31	293.191	344.734	1.459	2.099	2.275



(a) 节点板 1/4 环形加劲
(a) Gusset plate with 1/4 annular rib stiffener



(b) 节点板卷边加劲
(b) Gusset plate with lipped edge reinforcement



(c) 主管变形最大处加环形加劲
(c) Annular rib stiffener at chord's maximal deformation position

图 9 平面 K 节点新结构示意图

Fig. 9 Structure of new designed planar K-joint

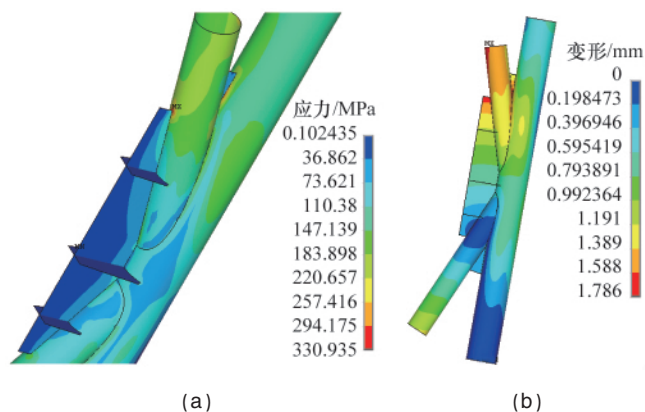


图 10 1/4 环形加劲覆冰工况 100%设计荷载应力(a)及变形(b)
Fig. 10 Stress (a) and displacement contour (b) of 1/4 annular rib stiffener under 100% designed ice load

部),变形最大,应力最大,且高应力分布范围广,是亟需加固的部位。另外,焊缝也是工程上最为关注的部位之一。图 9 为 3 种新设计加劲布置方案,使 K 节点无加劲模型中出现的相贯线部位应力集中现象消失,焊缝安全性得到极大提高;整体结构受力均匀,K 节点背部应力值范围如表 4 所示,不仅最大应力值下降,而且整体应力值显著下降。加劲肋显著优化了 K 节点的应力分布,提升了结构的承载能力和安全系数。

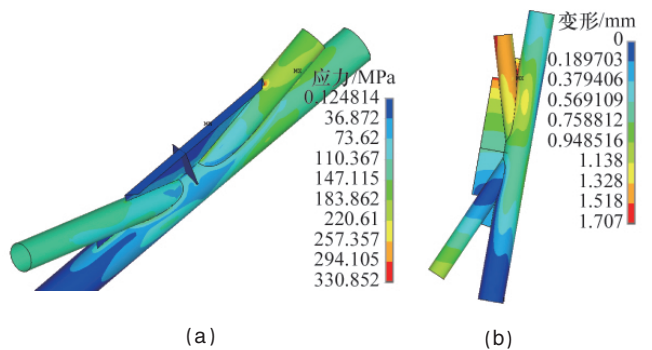


图 11 卷边加劲覆冰工况 100%设计荷载应力(a)及变形(b)
Fig. 11 Stress (a) and displacement contour (b) of lipped edge reinforcement under 100% designed ice load

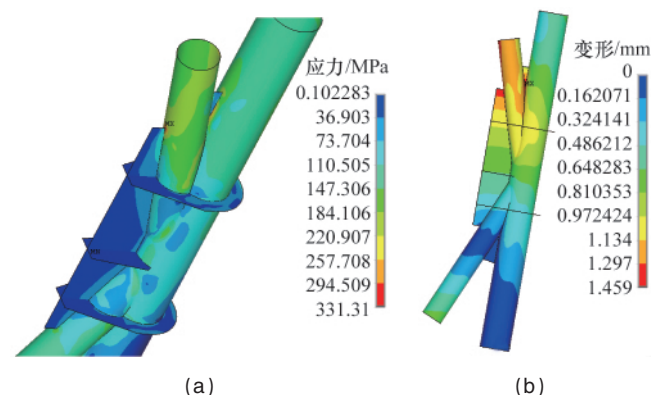


图 12 环形加劲覆冰工况 100%设计荷载应力(a)及变形(b)
Fig. 12 Stress (a) and displacement contour (b) of annular rib stiffener under 100% designed ice load

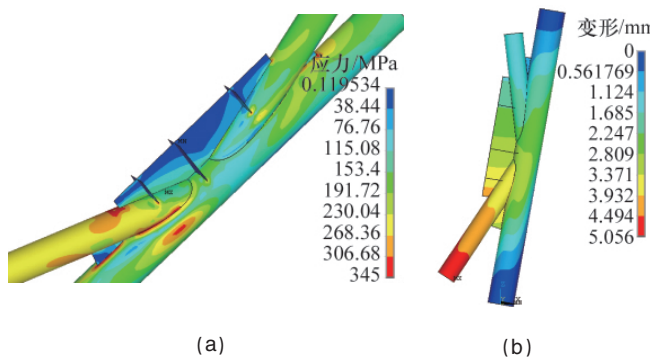


图 13 1/4 环形加劲覆冰工况超载 125% 荷载应力(a)及变形(b)

Fig. 13 Stress (a) and displacement contour (b) of 1/4 annular rib stiffener under ice load, 125% overload

在结构承受 100%设计载荷的基础上,保持主管及受拉支管荷载不变,将受压支管所受载荷 F_4 逐级加载,直到材料屈服,结构破坏,并将此时的受压支管的承载力作为节点的最大承载力,也称节点承载力。表 5 为不同加劲肋模型的最大承载力和受压支管超载程度。由于输电线路承受的风载荷复杂多变不可预测,且输电线路对安全性有极高的要求,因

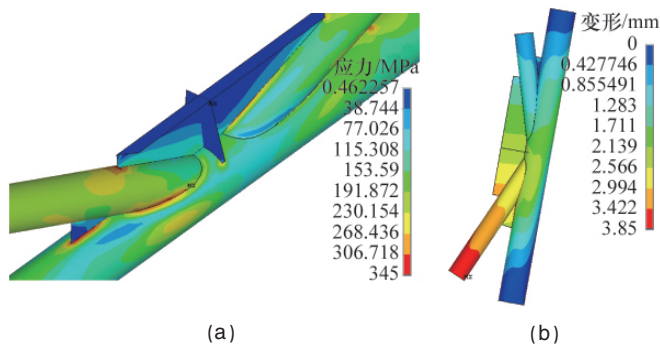


图 14 卷边加劲覆冰工况超载 93%荷载应力(a)及变形(b)
Fig. 14 Stress (a) and displacement contour (b) of lipped edge reinforcement under ice load, 93% overload

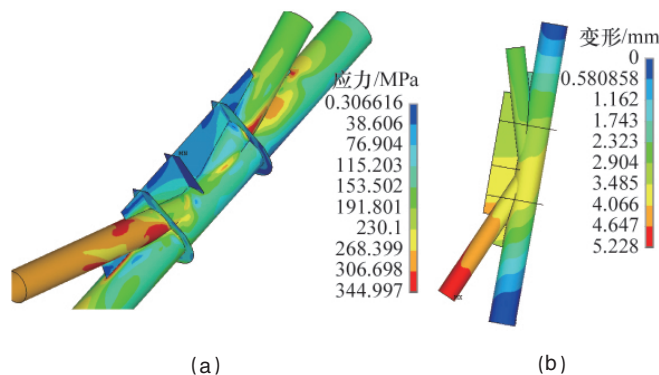


图 15 环形加劲覆冰工况超载 190%荷载应力(a)及变形(b)
Fig. 15 Stress (a) and displacement contour (b) of annular rib stiffener under ice load, 190% overload

此杆塔结构一般保有较大安全系数,各个模型在不同工况下,少则可超载 93%,多则可超载 1300%。加劲后的模型,承载能力均得到不同程度的提升,提高了结构安全性能。

从数值分析应力云图来看,本文设计的 3 种加劲肋布置方案对于改善各工况下 K 节点的焊缝应力集中和背部应力

表 4 不同加劲肋模型焊缝和主管的
应力分布对比(单位:MPa)

Table 4 Comparison of stresses at welding seam and chord for different rib stiffener models (unit: MPa)

模型	应力		
	覆冰工况	最大弯工况	最大扭工况
无加劲肋模型	166.533—	240.401—	265.951—
	249.343	270.068	297.761
1/4 环形加劲	110.38—	181.012—	221.558—
	183.898	241.334	258.474
加劲模型	110.36—	211.097—	220.211—
	183.862	268.324	293.579
环形加劲	73.704—	195.479—	229.843—
	147.306	260.62	286.437

表 5 不同加劲肋模型的极限承载力和超载程度
Table 5 ultimate strength of rib stiffener models

模型	承载力/kN			超载/%		
	覆冰工况	最大弯工况	最大扭工况	覆冰工况	最大弯工况	最大扭工况
无加劲肋模型	-427.05	-297.54	-343.8	95	1040	260
1/4 环形加劲	-492.75	-357.57	-396.325	125	1270	315
加劲模型 卷边加劲	-422.67	-307.98	-332.34	93	1080	248
环形加劲	-547.5	-365.4	-401.1	190	1300	320

的分布均有显著作用,减小了危险部位的最大应力和变形。由表 3、表 4 可知,1/4 环形加劲和卷边加劲方案,对危险部位的应力分布和变形的优化效果很相近;由表 5 可以看出,1/4 环形加劲方案的极限承载力比卷边加劲方案高出 50—70kN (16%—18%),而卷边加劲承载力提升不明显;环形加劲模型,将加劲肋环抱到主管上,大大改善主管背面的应力分布,对主管背部应力分布的优化,在覆冰工况下十分突出,其他工况效果相近(表 4),最大变形值最小(表 3),承载力比不加劲模型提高 60—120kN(17.5%—28%),承载力提升效果最明显。综合比较,环形加劲模型对应力和变形优化效果最好,极限承载力最大,卷边加劲模型效果稍差,1/4 环形加劲模型次之。建议根据工程需要和成本选择合适的方案。

3 结论

(1) 从 K 节点支管承载力的计算结果来看,覆冰工况和最大扭工况与现行设计规范计算结果相当,最大弯工况结果小于现行规范结果。这表明 θ 角超出现行规范的规定时,规范对个别工况不适用,但计算结果能反映受力情况。建议在目前没有合适的计算公式的情况下,继续使用现行规范但需留出 10%以上的安全裕度。

(2) 不同加劲肋的影响,在相贯焊连接的 K 节点处添加加劲肋,能改善节点受力,应力分布更均匀,有效降低应力集中程度,建议在工程中适当采用加劲肋以减少应力集中对主管局部承载力的影响,但应注意加劲肋本身的应力集中(属加工工艺问题)。对于受力较小的 K 节点,可选用 1/4 环形加劲方案或卷边加劲方案,受力较大的 K 节点可使用环绕主管的环形加劲方案。

参考文献 (References)

[1] Eastwood W, Wood A A. Welded joints in tubular structures involving

- rectangular sections [C]//Proceedings of Conference on Joints in Structures. Sheffield: University of Sheffield, 1970: 245–260.
- [2] Dexter E M, Lee M M K. Static strength of axially loaded tubular K-joints[J]. *Journal of Structural Engineering*, 1999, 125(2): 194–201.
- [3] Gazzola F, Lee M M K, Dexter E M. Design equation for overlap tubular K-joints under axial loading [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2000, 126(7): 798–808.
- [4] 陈以一, 沈祖炎, 虞晓华. 大直径圆钢管节点极限承载力的试验及分析[J]. *工程力学*, 1996, 13(S1): 51–55.
Chen Yiyi, Shen Zuyan, Yu Xiaohua. *Engineering Mechanics*, 1996, 13 (S1): 51–55.
- [5] 罗尧治, 张楠. K 型搭接节点承载力性能分析及建议公式 [J]. *钢结构*, 2004, 19(3): 23–26.
Luo Yaozhi, Zhang Nan. *Steel Construction*, 2004, 19(3): 23–26.
- [6] 中华人民共和国建设部. 钢结构设计规范[M]. 北京: 中国计划出版社, 2003: 99–102.
Ministry of Construction of the People's Republic of China. Code for design of steel structures [M]. Beijing: China Planning Press, 2003: 99–102.
- [7] 王新敏. ANSYS 工程结构数值分析[M]. 北京: 人民交通出版社, 2007: 11–12.
Wang Xinmin. ANSYS numerical analysis of engineering structures[M]. Beijing: China Communications Press, 2007: 11–12.
- [8] 胡晓光, 隋允康, 薛贵林, 等. 金字塔型波纹薄壁管抗撞性分析及优化 [J]. *科技导报*, 2010, 28(11): 79–80.
Hu Xiaoguang, Sui Yunkang, Xue Guilin, et al. *Science and Technology Review*, 2010, 28(11): 79–80.
- [9] 陈誉. 平面 K 型圆钢管搭接节点静力性能研究 [D]. 上海: 同济大学, 2006: 59–61.
Chen Yu. Research on static behavior of unstiffened overlapped circular hollow section K-joints[D]. Shanghai: Tongji University, 2006: 59–61.
- [10] 刘树堂. 输电杆塔结构及其基础设计 [M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2009: 92.
Liu Shutang. Transmission tower structure and basic design[M]. Beijing: China Water Power Press, 2009: 92.

(责任编辑 刘志远)