

文章编号:1673-2049(2005)03-0055-04

吊索与钢管混凝土拱桥新型节点承载性能分析

王元清¹, 张 勇², 石永久¹, 祝 磊¹, 徐 悦¹

(1. 清华大学 土木工程系, 北京 100084; 2. 北京交通大学 土木建筑工程学院, 北京 100044)

摘 要:吊索与钢管拱的连接节点设计是大桥建设中的一个技术难题,采用新型的外置索座式节点设计,为各国所首次采用。通过有限元方法建模,对终选方案节点进行在多种工况下的承载力分析,研究了其应力分布及变形特征,并提出实施时的改进意见。计算分析结果表明:该方案满足结构承载力和变形要求,施工难度较小,同时与现场原型试验结果吻合也较好。该新型节点工程在实际应用中也取得了良好的效果,可为相关工程提供有益的参考。

关键词:钢管混凝土拱桥;节点构造;有限元分析;承载力

中图分类号:U441.2 **文献标志码:**A

Analysis of load capacity of new-style joints between cable and concrete-filled steel tube arch bridge

WANG Yuan-qing¹, ZHANG Yong², SHI Yong-jiu¹, ZHU Lei¹, XU Yue¹

(1. Department of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China;

2. School of Civil Engineering and Architecture, Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China)

Abstract: The design of the joints between the cable and the arch is a difficult technological problem in the bridge construction. Authors employed the creative design of outer cable joints, which was applied for the first time in the world. By using finite element software, the ultimate capacity of joints under various load cases was calculated and the stress distribution was analyzed, which directed the application of the joints. The design fulfills the requirement of ultimate capacity and deformation, the construction of it which is easy and a good performance is obtained after the application. Also, the calculation results of the analysis are in good accord with those of the full-scale tests in site, and the design provides a useful reference to the corresponding project.

Key words: concrete-filled steel tube arch bridge; joint constitution; finite element analysis; load capacity

1 工程概况

江西吉安赣江大桥总桥长 1 744.29 m,中跨跨度 188 m,主拱圈计算跨度 180 m,矢高 54 m,矢跨比 0.3,拱轴系数 1.3;次边跨跨度 138 m,次拱圈计算跨度 130 m,矢高 28 m,矢跨比 0.215 38,拱轴系数 1.5,如图 1 所示。

主跨及边跨拱肋均采用由 3 根钢管混凝土组成的三角形断面桁架结构,且截面大小完全一样,如图 2 所示。一根上弦钢管直径为 1 000 mm,厚度为 16 mm;两根下弦钢管直径为 750 mm,厚度为 12 mm。上下弦拱圈间采用 $\Phi 300 \times 10$ mm 腹杆连接,下弦钢管之间采用 $\Phi 400 \times 10$ mm 底杆连接。弦杆内灌注 C50 混凝土。

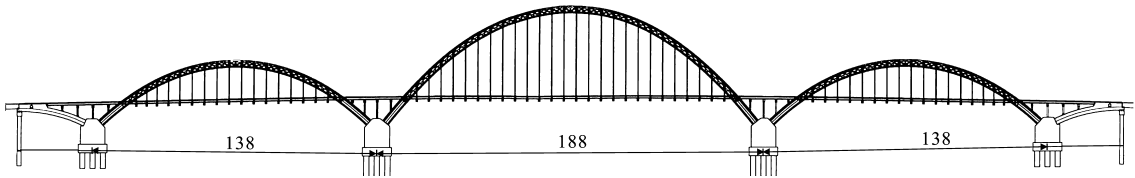


图 1 江西吉安赣江大桥/m

Fig. 1 Jiangxi Ji'an Ganjiang Bridge

标准吊索间距为 6 m^[1], 根据需要进行个别间距调整, 调整后范围在 5~6 m 之间。为避免常规拱桥出现的端部短吊索的疲劳问题^[2,3], 主拱圈采用三肢的拱肋, 因此江西吉安赣江大桥采用柔性的骑跨式钢丝绳吊索, 每个吊点设两根钢丝绳, 钢丝绳采用直径为 50 mm ZZT 密封镀锌型 (GB 352-88), 钢丝绳破断强度为 1 570 MPa, 单根钢丝绳公称抗拉力为 2 720 kN。骑跨式的吊索与钢管拱连接形式多用于悬索桥, 在钢管混凝土拱桥中尚属首次采用, 这种节点设计是江西吉安赣江大桥的最大特色。

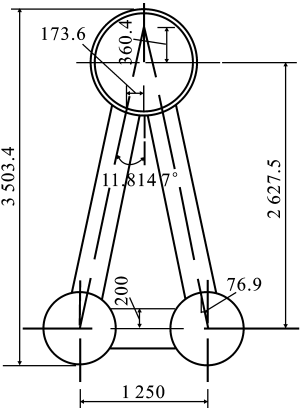


图 2 拱肋截面/mm

Fig. 2 Triangular-section of arch rib

2 节点设计

在修改铸钢节点的基础上, 笔者采用外置索座的设计, 如图 3 所示, 终选方案节点局部构造见图 4。索座套箍在钢管上, 由 5 块钢板焊接而成, 索与索座之间的凹槽采用焊缝堆积而成。为传递索的下滑力, 沿钢管环向设置了加劲肋。

3 有限元分析的技术条件

(1)材料力学指标。钢材为 Q345qC 型钢, 屈服强度为 300 MPa, 弹性模量为 206 GPa, 假定钢材为理想弹塑性材料。取用 C50 混凝土, 轴心抗压强度为 23.1 MPa, 弹性模量为 34.5 GPa, 假定混凝土为理想弹塑性材料(未考虑钢管混凝土的套箍效应)。

(2)控制内力设计值。根据提供的江西吉安赣江大桥内力设计值, 图 5 中节点 3 处弦杆及吊索在恒+汽+人+温升工况下产生最大内力, 见表 1。该组合荷载下的内力设计值为有限元计算时的控制取值。

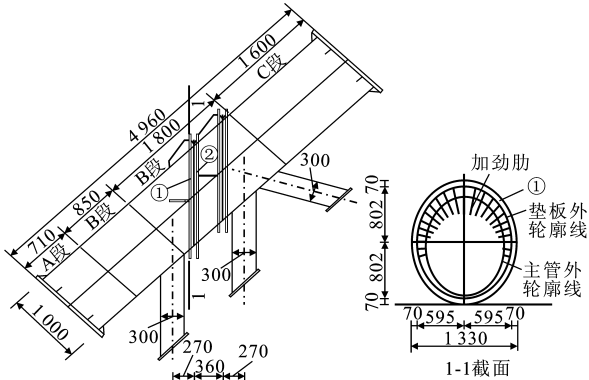


图 3 外置索座设计/mm

Fig. 3 Design of outer cable

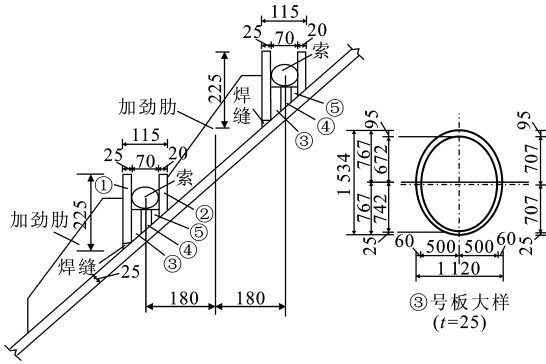


图 4 节点局部构造/mm

Fig. 4 Partial constitution of joint

(3)节点计算模型段长度。计算模型中主管倾角取为 45°, 主管长度取为 4 879 mm, 从下到上分为 4 段焊接, 其长度和壁厚如表 2 所示。

4 有限元计算结果

笔者采用 ANSYS 进行有限元计算。利用模型的对称性, 只建 1/2 模型。钢管和混凝土采用 SOLID95 单元模拟, 环向加劲肋采用 SHELL181 单元模拟。将索与索座的作用简化为分布荷载, 按环向角度线性变化, 在索座顶达到最大。有限元计算将图 4 中的板件③、④、⑤与主管和板件①、②之间设为接触作用, 接触面只传递法向压力而无摩擦力。

笔者共分析了 9 个工况, 其中工况 1~7 为空管状态, 工况 8、9 为灌注混凝土状态, 如表 3 所

示。承载力偏于保守,只取到荷载与位移关系曲线的线性段。

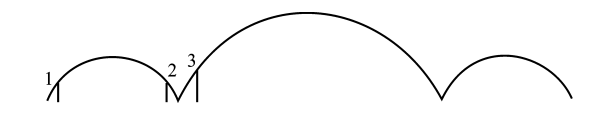


图 5 控制点分布

Fig. 5 Distribution of governing positions

表 1 节点部位内力设计值/kN

荷载组合	拱圈			吊索(4 根)		
	1	2	3	1	2	3
恒(成桥)	8 677	8 660	11 408	−943	−1 025	−939
恒+汽+人+温升	12 513	13 106	15 427	−1 479	−1 860	−1 388
恒+汽+人+温降	9 613	10 627	12 549	−1 521	−1 901	−1 356

注:拉力为负,压力为正。

表 2 节点的主管分段参数/mm

工况	参数	第一段	第二段	第三段	第四段
1~4	长度	1 081	650	1 850	1 298
	壁厚	16	25	25	16
5~9	长度	710	850	1 800	1 519
	壁厚	16	25	25	16

表 3 工况说明及承载力

工况	板件①厚度/mm	边界条件	荷载状态	环向加劲肋	承载力/kN
1	40	弦管固定,支管固定	索座线性荷载	无	13 200
2	40	弦管固定,支管自由	索座线性荷载	无	8 600
3	30	弦管固定,支管自由	索座线性荷载	无	8 600
4	30	弦管固定,支管固定	索座线性荷载	无	12 760
5	25	弦管固定,支管固定	索座线性荷载	无	11 000
6	25	弦管固定,支管自由	索座线性荷载	无	8 000
7	25	弦管固定,支管固定	索座线性荷载	有	11 000
8	25	弦管一端固定,另一端仅约束径向位移,支管自由	索座线性荷载,轴向荷载	有	2 800
9	25	弦管一端固定,另一端仅约束径向位移,支管固定	索座线性荷载,轴向荷载	有	2 800

典型的节点有限元模型如图 6 所示,计算得到的节点荷载与位移关系曲线(工况 7)如图 7 所示。

- 对上述 9 个工况的分析比较表明:
- (1)节点刚度良好,承载力满足要求。
 - (2)索座下侧钢板厚度减小为 30 mm 或 25 mm,对节点的受力性能影响不大。
 - (3)各工况中索座顶附近的主管有一定程度的

- 应力集中。
- (4)在索座 20 mm 厚的钢板上部存在局部较大应力。
 - (5)设置索座环向加劲肋,可以增强索座局部刚度,而环向加劲肋本身受力并不大。

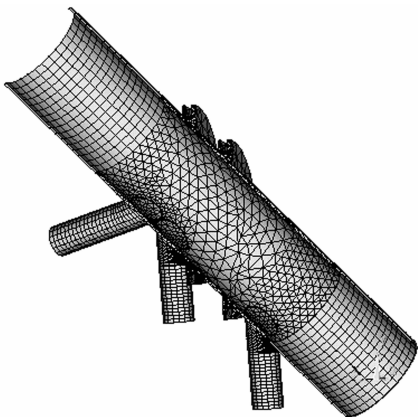


图 6 节点的有限元模型

Fig. 6 FEM of joint

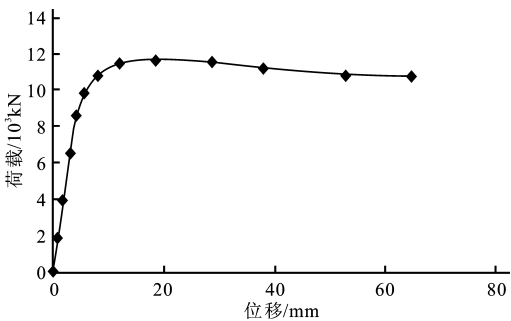


图 7 节点的荷载与位移关系

Fig. 7 Relationship of load and displacement of joint

5 与试验结果的对比

根据节点设计方案进行了足尺模型试验^[4],空管状态下的边界条件及受力模式与工况 7 类似,因此下面的对比分析便是在它们之间进行的。

图 8 为有限元计算与试验最大主应力的对比,可以看出:两者沿截面分布规律基本相同。

图 9 为空管状态荷载与位移关系曲线的比较,有限元计算最大位移为 1.83 mm,实测位移为 2.45 mm,两者相差 33.9%,总体看计算位移小于实测位移。

而预应力状态下理论计算承载力明显小于实际承载力,主要原因是有限元计算中施加的轴向力大于试验中主管轴向力,而且有限元计算未考虑钢管对混凝土的套箍作用,低估了混凝土的抗压承载力。但轴向力对试件的竖向位移影响不大^[5],图 10 给出

了有限元计算与试验的荷载与位移关系曲线的对比,可以看出:两者非常接近,且有限元计算结果大于实测值。

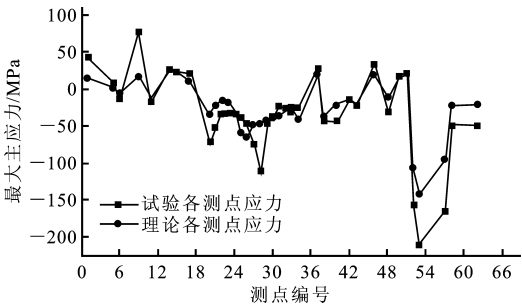


图 8 有限元与试验最大主应力

Fig. 8 Finite element with test maximum main stress

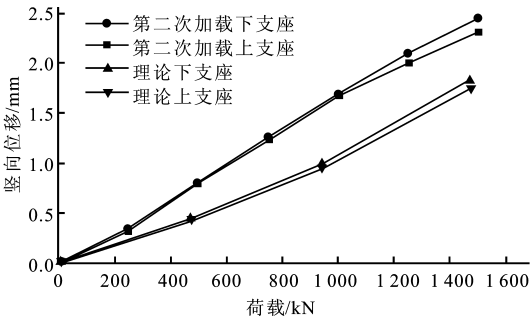


图 9 空管状态荷载与位移关系

Fig. 9 Relationship of load and displacement with hollow tube

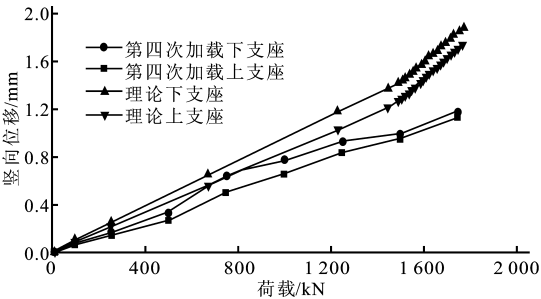


图 10 预应力状态荷载与位移关系

Fig. 10 Relationship of load and displacement with prestress

6 结 语

通过对江西吉安赣江钢管混凝土拱桥采用的新型外置索座式节点的有限元计算及其与试验结果的对比分析,可以得出结论:

(1)有限元计算与试验结果符合较好,说明笔者采用的有限元方法是可行的,并具有较好的精度。

(2)终选设计节点能满足节点强度和刚度的设计要求。计算模型的屈服区域一般位于弦管端部或竖向支管与弦管的连接部位,节点加劲肋附近的应力并不大。

(3)与吊索支座垂直设置的加劲肋可显著增强支座的侧向刚度,但这些加劲肋本身的内力并不大,减少其数量和尺寸对节点承载力影响不大;吊索支座钢板厚度对节点强度和刚度影响不大,因此可采用较薄的钢板。

(4)根据本文的计算结果提出的修改建议,在江西吉安赣江大桥的施工过程中得到采纳,现场工程实际应用也取得了良好的效果,可为相关工程提供有益的参考。

参考文献:

- [1] 陈宝春. 钢管混凝土拱桥设计与施工[M]. 北京:人民交通出版社,1999.
- [2] 高 日,崔国成,刘智敏,等. 网架系杆钢管混凝土拱组合桥的研究[J]. 北方交通大学学报,1999,23(4):34—38.
- [3] 刘智敏,温宇平,俞 磊,等. 网架系杆钢管混凝土拱桥静动力分析[J]. 北方交通大学学报,1999,23(4):39—43.
- [4] 祝 磊. 空间管结点承载力的有限元分析和试验研究[D]. 北京:清华大学,2003.
- [5] 陈以一,陈扬骥,詹 琛,等. 圆钢管空间相贯节点的实验研究[J]. 土木工程学报,2003,36(8):24—30.