

大跨度钢桁架拱桥拱梁结合关键节点设计

顾晓毅, 袁建兵

[上海市市政工程设计研究总院(集团)有限公司, 上海市 200092]

摘 要: 以某主跨 48 m+180 m+48 m 钢桁架拱桥为背景,介绍了中墩、边墩处拱梁结合部关键节点的设计关键技术和思路,并建立梁、壳结合的混合有限元分析模型,验证节点设计的合理性。

关键词: 钢桁架拱;系杆拱;设计;节点

中图分类号: U448.22

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2021)05-0093-03

0 引言

钢桁架拱桥具有古典、厚重的韵味,在承载文化内涵和景观形象的城市桥梁中,应用较为广泛。根据系梁、钢拱的刚度比例关系,钢桁架拱桥主要分为系杆拱(柔性系梁刚性拱)、洛泽拱(刚性系梁刚性拱)和兰格尔拱(刚性系梁柔性拱)3种;根据有无水平推力,钢桁架拱桥又可分为组合体系拱桥和简单体系拱桥^[1]。无论哪种体系,钢桁架拱桥的拱梁结合部是受力的关键节点。

图1、图2为某3跨连续下承式钢桁架拱桥,主桥跨径布置 48 m+180 m+48 m,拱肋矢跨比 1/5,桥宽 43.6 m;柔性钢系梁采用双边主梁,2片系梁通过钢横梁、预制钢筋混凝土桥面板形成框架。本文主要介绍该桥拱梁结合关键节点的设计思路,并以有限元数值分析验证设计的合理性。

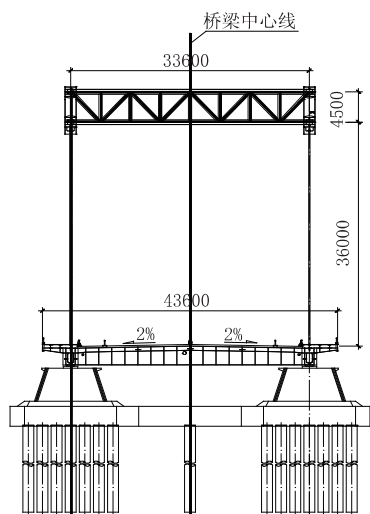


图1 钢桁架拱桥横断面图(单位:mm)

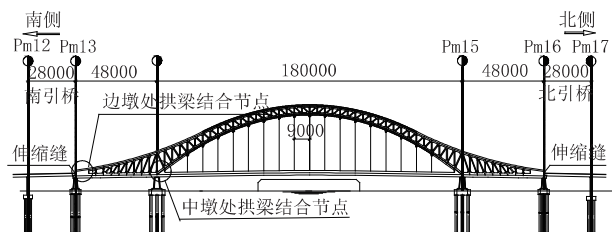


图2 钢桁架拱桥立面图(单位:mm)

2 拱梁结合关键节点设计

2.1 中墩处主梁是否连续

中墩处主梁可采用“连续”和“断开”2种方案。

主梁采用中墩“连续”的方案,中跨主梁和拱脚结合处不设置伸缩缝,采用固结连续。在恒载作用下,拱肋下弦拱脚处两侧主梁负弯矩可以调整为相当,这样拱肋下弦拱脚处恒载产生的弯矩值可控制在较小的范围内,使得拱肋下弦拱脚处基本处于轴向受压状态,对结构受力有利。同时在整个 276 m 长的主桥取消 2 条伸缩缝,有利于提高行车的舒适性,便于结构的维护和养护。

主梁采用中墩“断开”的方案,中跨主梁成简支的索支承结构,通过主梁吊杆将主梁重力直接传到拱肋,拱肋的水平推力通过水平拉索来平衡,受力明确。但是由于采用桁架拱肋,拱肋的下弦拱脚和边跨主梁相固结,边跨主梁抗弯刚度较大,拱肋下弦抗弯刚度较小,因此固结点处边跨主梁恒载负弯矩会直接传递到拱肋下弦拱脚,使得拱肋下弦拱脚处产生较大的恒载弯矩,对结构受力不利。同时在整个 276 m 长的主桥存在 4 条伸缩缝,影响行车的舒适性。

2种方案在成桥恒载作用下的受力差异如表1所示^[2]。

综上所述,在主梁和拱脚结合处不设置伸缩缝,按主梁“连续”方案设计。

收稿日期: 2020-10-13

作者简介: 顾晓毅(1980—),男,硕士,高级工程师,从事桥梁设计管理工作。

表 1 主梁和拱脚结合处关键断面受力比较^[2]

关键断面	系梁连续			系梁断开		
	轴力 /kN	面外弯矩 /(kN·m)	正应力 /MPa	轴力 /kN	面外弯矩 /(kN·m)	正应力 /MPa
下拱肋拱脚截面	-37 394	-1 442	-117	-38 826	-7 146	-157
中墩处中跨系梁截面	-825	-20 483	-114	0	0	0
中墩处边跨系梁截面	-28 950	-21 977	-143	-28 568	-7 284	-94

2.2 中墩拱梁结合部处理

钢桁架拱下弦、主梁结合部是主桥受力体系的重要节点。一方面下弦拱肋内力通过该节点传递至主梁,拱梁产生的竖向荷载通过该节点传递至支座,同时,该节点还需承受主梁的纵向弯矩和中横梁产生的横向弯矩,受力情况复杂。

拱脚结合部有 2 种处理方案:方案一是保持主梁连续,拱肋与主梁顶板等强焊接,并在主梁内部设置足够刚强的支承隔板与拱肋传力板件对牢,该方案受力模式较明确并使构造处理上较为简单;方案二是保持拱肋连续穿过主梁并与主梁底缘焊接,为保证拱肋连续,主梁顶板断开并与拱脚顶、底板等强焊接。

从受力机理上考虑,方案二可以保证拱肋的连贯性,并且保证拱脚结合部的整体性,但由于主梁在拱脚处纵向弯矩为最大,主梁顶板承受的拉应力很大,顶板断开及拱肋焊接将严重影响其疲劳强度;另外,拱肋伸入主梁内部,将使主梁的支承隔板、加劲肋的设置非常困难,引起施工困难并使焊接质量难以保证。因此设计中考考虑采用方案一(见图 3)。

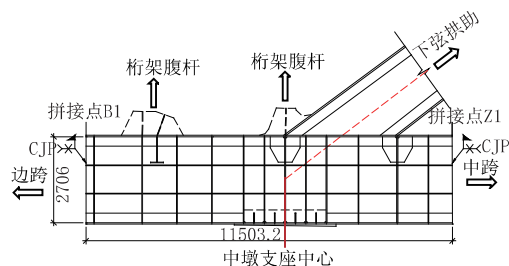


图 3 中墩拱梁结合部处理方案(单位:mm)

在构造处理上,为了保证节点的整体刚度和强度要求,桁架下弦拱趾与拱脚主梁采用全熔透等强焊接的连接方式,在拱肋内部设置人孔以便于施工作业;为了使桁架拱肋的内力直接传递到主梁上,在拱脚与主梁交接处设置有相应的支承隔板,同时使拱肋、钢主梁的中心线和支座支承力线相交于同

一点。

2.3 边墩拱梁结合部处理

该节点为钢拱肋上弦杆、钢主梁和水平拉索锚固的交汇区域,在节点设计中要求系梁和拱肋端部连接成整体,形成一个强大的刚性节点。

在受力机理上,结合部尾端锚固 4 根水平拉索,每根水平拉索的自身锚固荷载达到 800 t,水平拉索强大的水平拉力通过结合部在主梁、拱肋和桥面板之间分配和传递,结合部拱肋与主梁之间的变形体现为剪切变形与弯曲变形的叠加。

在构造设计上,主要考虑结合部的整体刚度和水平拉索锚固端的局部构造问题。拱肋尾端与主梁结合部的整体刚度对拱肋的变形控制和稳定至关重要,在设计中设置沿结合部高度方向贯通的整体隔板以增强刚度;另外,考虑到拱肋的水平推力在结合部主要体现为拱肋与主梁之间的剪力,因此拱肋尾端与主梁结合部采用了整体腹板,以增强其整体性、可靠性。边墩拱梁结合部设计见图 4。

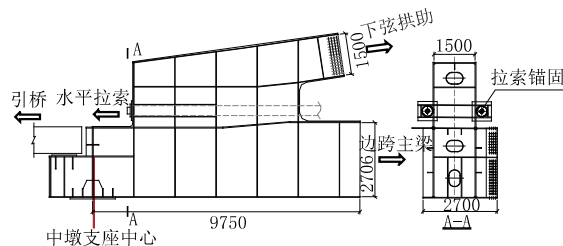


图 4 边墩拱梁结合部设计(单位:mm)

3 有限元分析

结合部节点属于多向受力体系,应力状态复杂。考虑到空间梁、杆单元对全桥内力的把握具有相当高的精度,板壳单元又能保证局部应力的真实分布特征,因此结合部的应力分析采用混合单元法来模拟,即在拱脚结合部采用壳单元建立局部模型,而其余节段采用梁或杆单元建立全桥整体模型,并通过交接面梁、壳单元节点的位移约束方程来实现整体与局部相协调。

混合模型在梁单元和壳单元结合部建立交接面的位移协调方程,位移协调方程采取刚性截面转动变形的位移模式。

有限元模拟分析时应用与实际施工过程一致的前进分析方法,对各施工、运营阶段的荷载线性效应进行逐步累加,最终得到运营状态的内力和变形状况。

混合有限元分析模型见图 5。

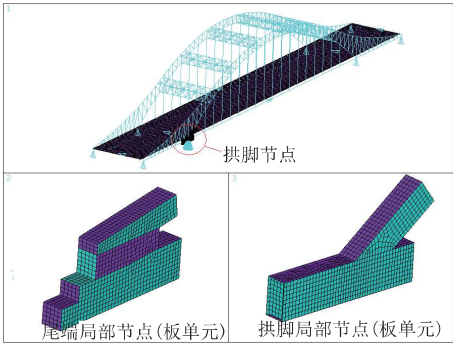


图 5 混合有限元分析模型

根据实际的施工工序,模型计算受力工况见表 2。

表 2 计算受力工况

阶段名称	计算荷载	受力特性
阶段 1(q_1)	梁、拱、混凝土桥面板自重(q_1)	钢框架受力
阶段 2(q_2)	q_1 + 水平拉索+桥面板钢束+二期铺装+人行道板+防撞栏等	桁架拱体系整体受力
阶段 3(q_3)	q_2 + 活载	桁架拱体系整体受力

各荷载工况下,拱脚、尾端结合部最大应力分布见表 3、表 4。

表 3 拱脚结合部最大应力分布 单位:MPa

阶段名称	板件	Mises 应力	最大压应力	最大拉应力
阶段 1	拱脚拱肋/主梁	115/90	-110/-80	* /80
阶段 2	拱脚拱肋/主梁	120/90	-125/-70	* /70
阶段 3	拱脚拱肋/主梁	140/100	-135/-90	* /90

注:表格内 * 号表示无该项数字。

表 4 尾端结合部最大应力分布 单位:MPa

阶段名称	板件	Mises 应力	最大正应力	水平剪应力
阶段 1	拱肋	38	-35	
	主梁顶/底板	42	-40/50	
	整体腹板	24	-20	10
阶段 2	拱肋	98	-95	
	主梁顶/底板	92	-90/50	
	整体腹板	60	-55	23
阶段 3	拱肋	120	-115	
	主梁顶/底板	115	-110/75	
	整体腹板	70	-65	25

模型计算结果表明,结合部节点中各阶段应力均符合《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)要求,节点设计安全可靠。

4 结 语

钢桁架拱桥的拱梁结合部是全桥受力的关键节点。在本工程中,遵循结构优化和合理构造的设计原则,使节点的强度、刚度和耐久性达到理想状态,并以有限元数值分析验证了设计的合理性。该大桥于 2009 年顺利建成通车,施工和运营中各项荷载检测试验表明,大桥性能优越,社会评价良好。

参考文献:

[1] 顾安邦,范立础.桥梁工程(下册)[M].北京:人民交通出版社,2000: 6-12.
[2] 袁建兵,任烈柯,顾晓毅.宁波市湾头大桥设计关键技术[J].城市道桥与防洪,2010(9): 138-141.

(上接第 82 页)

横,2020,49(5):30-35.
[8] 阳威,郝宪武,张鑫敏.行波效应对大跨度悬索桥地震响应的影响分析[J].工程抗震与加固改造,2020,42(2):100-106.
[9] 郭志明,汪鸿鑫,叶爱君.设柔性中央扣的特大跨度悬索桥纵向抗震体系研究[J].桥梁建设,2020,50(1):38-43.
[10] 易富,杜常博,王伟,孙悦,张智.基于人工地震波作用下大跨度悬索桥多点激励地震响应分析[J].地震工程学报,2019,41(2):278-285.
[11] 张净霞.大跨度单塔悬索桥反应谱法和时程分析法比较[J].河南建材,2018(6):129-133.

[12] Kaul M K . Stochastic characterization of earthquakes through their response spectrum [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1978, 6(5):497-509.
[13] Vanmareke E H . Structural Response to Earthquakes [J]. Developments in Geotechnical Engineering, 1976, 15:287-337.
[14] C. LOMNITZ, E. ROSENBLUETH. Seismic Risk and Engineering Decisions[M]. Elsevier, 1976.
[15] 张郁山,赵凤新.基于小波函数的地震动反应谱拟合方法[J].土木工程学报,2014(1):70-81.