

异形空间桥塔半飘浮体系斜拉桥结构性能分析

潘路杰

[上海市城市建设设计研究总院(集团)有限公司,上海市 200125]

摘要:以某异形钢塔钢梁斜拉桥为例,对该体系桥的结构受力进行分析评价;针对该桥桥塔的独特造型,应用结构计算软件对其进行总体受力分析。分析结果验证了该桥结构设计的安全性及施工合理性,同时对类似桥型设计中需要注意的地方提出了合理建议。

关键词:异形空间桥塔;半飘浮体系;钢塔;钢梁;受力分析

中图分类号: U448.27

文献标志码: A

文章编号: 1009-7716(2021)06-0101-04

0 引言

随着我国经济的飞速增长,人们对于桥梁建设的要求已从功能性提升至景观性,而三维有限元软件的发展使得异形结构桥梁的精细设计成为了可能^[1]。

本文以异形钢塔钢梁斜拉桥为例,通过有限元对其进行总体受力分析计算。所得结果可作为后续类似桥型设计的参考。

1 项目概况及技术标准

道路等级为城市次干路,道路规划红线标准宽度38 m,双向6车道,其中桥梁工程断面宽度为41.0~54.8 m。桥梁采用135 m+(57+33)m=225 m空间曲形双索面斜拉桥,半飘浮体系。

主跨主梁采用钢梁(双边箱),边跨主梁采用钢箱梁(配重),桥宽41.0~54.8 m,道路中心线处梁高3.5 m,中塔总高108 m,其中桥面以上97.39 m,桥面以下10.61 m。

异形钢塔钢梁斜拉桥效果图见图1。

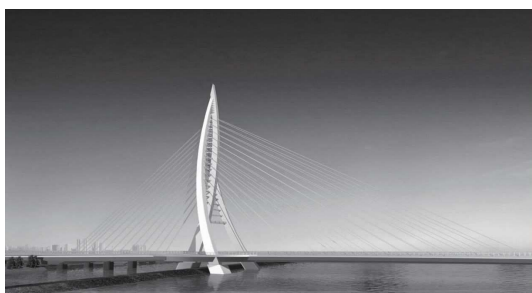


图1 异形钢塔钢梁斜拉桥效果图

收稿日期: 2021-01-11

作者简介: 潘路杰(1989—),男,硕士,工程师,从事桥梁设计工作。

2 结构设计

2.1 主梁

主梁主跨采用双边箱结构,边跨采用单箱3室结构。钢箱梁中心高3.5 m,桥面顶面设1.5%横坡,底面水平。主跨标准节段长9 m,重约188 t;边跨标准节段长6 m,重约135 t。钢箱梁在辅助墩及PM3桥台处采用混凝土压重。主梁顶板采用UHPC+钢组合桥面板。

2.2 主塔

主桥在空间设置3根塔柱,桥塔采用钢结构,主要承受塔上钢锚箱传来的斜拉索索力,以及由活载、温度、风载所产生的顺桥向和横桥向荷载。

桥塔中塔顶高108 m,边塔柱高105 m。塔柱主要受力结构采用箱型断面,塔顶底外轮廓尺寸均为变化尺寸^[2]。

2.3 主桥断面布置图

主梁跨中断面图见图2。

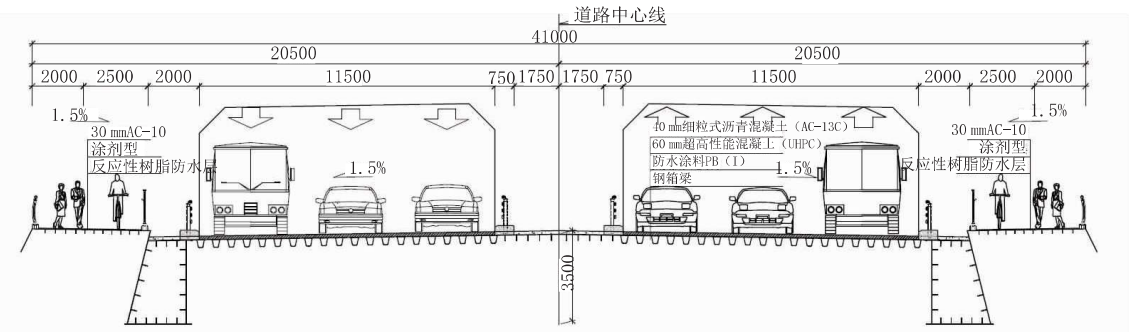
3 静力分析

3.1 模型的建立

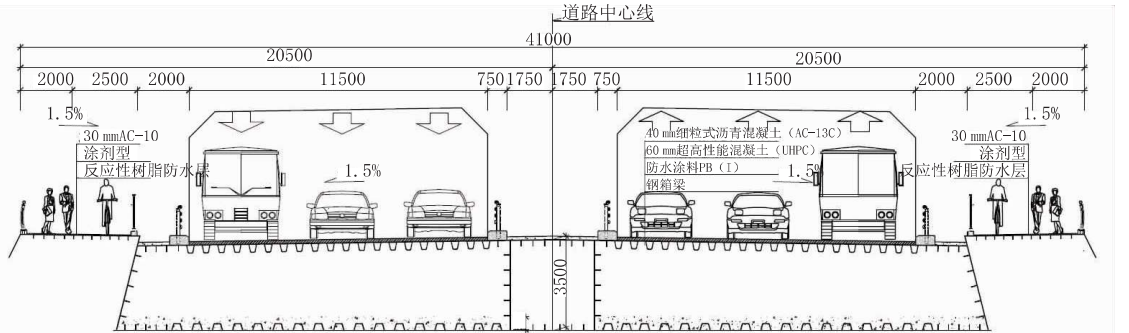
采用Midas/Civil软件对桥梁上部总体结构进行有限元计算分析,计算模型中共计876个节点,1360个单元。桥梁上部总体结构计算集合模型见图3,其中主梁填充混凝土及桥面UHPC未做受力考虑。

主梁模拟:采用基于顶底板的划分方式进行梁格划分,并根据整体梁截面的惯性轴位置修正划分后梁格的截面特性。

桥塔模拟:桥塔为空间异形结构,主塔底部以上6.8 m范围内为混凝土段,根据上下控制截面构造出



(a)主跨钢梁标准横断面图



(b)边跨钢梁标准横断面图

图2 主梁跨中断面图(单位:mm)

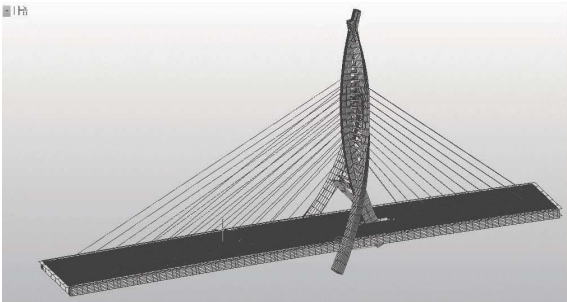


图3 桥梁上部总体结构计算集合模型

变截面组,采用梁单元模拟;距底部以上 6.8 m 至塔顶均为钢结构部分,根据壁厚不同分为不同节段的变截面。主塔与边塔之间用 20 道水平钢联结系连接,保证索塔的整体受力;在斜拉索区的 11 道水平联结系及非斜拉索区位置的 9 道联结系均采用三角水平联结系,最下面 1 道大横梁直线联结 1 个塔柱。

拉索模拟:模型中斜拉索采用按恩斯特公式^[3]修正刚度的只受拉桁架单元模拟,斜拉索梁上基本索距为 6.0~9.0 m,塔上基本索距为 3.0 m,全桥共 $2 \times 11 = 22$ 对斜拉索。根据受力大小,本桥斜拉索型号共有 PES(C)7-211、PES(C)7-241、PES(C)7-253 这 3 种规格。

边界约束模拟:主梁纵向可自由活动,支座约束见表 1。其中 PM0 为主跨侧桥台,PM1 为桥塔,PM2 为辅助墩,PM3 为边跨侧桥台。

表 1 支座约束表

墩号	支座类型	
	左侧	右侧
PM0	JZQZ-F-8000-SX	JZQZ-F-8000-ZX
PM1(边塔)	JZQZ-F-20000-SX	JZQZ-F-20000-ZX
PM1(中塔)	JZQZ-F-20000-SX	JZQZ-F-20000-ZX
PM2	JZQZ-F-17500-SX	JZQZ-F-17500-ZX
PM3	JZQZ-F-9000-SX	JZQZ-F-9000-ZX

3.2 计算结果

3.2.1 主塔位移及应力

摘取模型中桥塔塔顶正常使用状态标准组合下的位移及基本组合下塔底的应力计算结果,见表 2。

表 2 主塔效应表

项目	最大	最小
纵桥向位移/mm	-72.4	-179.4
横桥向位移/mm	70.8	-70.8
竖向位移/mm	21.2	-63.9
主塔塔底应力/MPa	-82.8	-148.9
边塔塔底应力/MPa	-95.2	-243.9

由于桥梁体系不对称,使桥塔受到不平衡的索力影响,主塔在 1 期自重的工况下已有 12 cm 的纵向位移,方向向主跨倾斜。而桥面汽车活载的影响加大了主塔的纵向位移,最大达到 18 cm。

桥塔的横向位移主要由风荷载导致,塔高 108 m 下约为 1/1 500。

桥塔的竖向位移受桥塔自重以及整体升降温影响,最大位移量为 6.4 cm(向下)。

3.2.2 主梁位移及应力

通过有限元软件的计算分析,主梁竖向活载引起的最大、最小位移分别为 1 mm(向上)与 84 mm(向下),正负位移之和为 85 mm,活载引起的挠跨比为 1/1 588,远小于《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)对于主梁刚度的要求。这说明在拉索作用下,主梁刚度较大,而辅助墩的设置使得主跨竖直向上的位移极小,对主梁结构的刚度有很大的提高作用。

正常运营阶段基本组合下钢梁的应力计算结果见图 4、图 5。

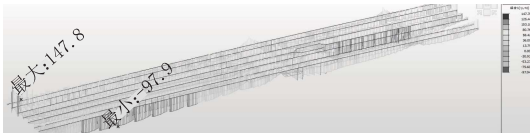


图 4 主梁纵梁上缘最大最小正应力图(单位:MPa)



图 5 主梁纵梁下缘最大最小正应力图(单位:MPa)

钢主梁桥面板为带纵横向隔板以及纵向 U 肋的正交异性桥面板,在总体模型中已按照梁格模型建立带 U 肋的纵梁,故梁格模型中已计入第 2 体系对桥面板的影响(未考虑 UHPC 作用)。主跨主梁纵向最大应力位于 2 个边主梁端部,为 176.9 MPa 拉应力,而边跨主梁纵向最大应力为桥面中心单幅索面锚固主梁处,为 193.2 MPa。分析结果表明,主梁各控制截面强度均能满足《公路钢结构桥梁设计规范》规定。

另外,为了避让中塔柱,主梁桥面采用了开孔的处理手段。支座处横隔板被中塔柱切断,原有的横向传力模式被破坏,邻近孔洞的 2 个横隔板受力而产生应力集中现象,应对该处横隔梁进行加强处理。

3.2.3 UHPC 刚性铺装对桥面板第 2 体系^[4]的影响

为保守起见,上述分析并未考虑 UHPC 对桥面板的影响。实际上铺装层总会参与受力,此处通过有限元分析对该桥第 2 体系的应力进行分析计算。

通过建立不考虑 UHPC 铺装的梁格模型与考虑 UHPC 铺装的板壳模型(见图 6),对正交异性板 U 肋的应力进行分析,计算结果见表 3,结果均计入 1.4 倍冲击系数。

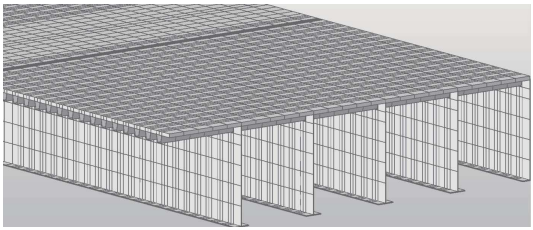


图 6 第 2 体系板壳模型消隐图(单位:MPa)

表 3 钢桥面 U 肋效应表

项目	不考虑 UHPC 铺装		UHPC 铺装参与受力	
	上缘 /MPa	下缘 /MPa	上缘 /MPa	下缘 /MPa
U 肋支点	37.2	-102.6	23.2	-25.29
U 肋跨中	-42.6	96.8	-28.7	67.1
应力幅	79.8	199.4	51.9	92.39

由表 3 可见,在第 2 体系下采用刚性 UHPC 铺装可以大大降低桥面板 U 肋的应力,有效提高钢桥面板的刚度及强度。同时,应力幅的大大降低也能有效解决钢桥面板的疲劳问题。

4 动力分析

利用 Midas/Civil 软件进行桥梁特征值分析。采用多重 Ritz 向量法,得到主桥结构前 6 阶振型频率见表 4;主桥结构前 6 阶振型见图 7。

表 4 主桥结构前 6 阶动力特性表

模态号	频率 f /Hz	周期 T /s	备注
1	0.835	1.198	1 阶竖弯
2	0.972	1.028	1 阶扭转
3	1.311	0.763	
4	1.817	0.550	
5	1.897	0.527	桥塔弯曲
6	2.062	0.485	

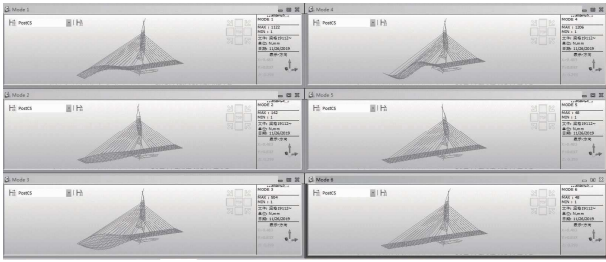


图 7 主桥结构前 6 阶振型图

由计算分析得到的频率以及振型可知:(1)该桥的自振周期较短,1 阶周期仅为 1.198 s,说明该桥的整体刚度较大;(2)该桥前 4 阶振型均为主梁竖弯及扭转,表明该桥主梁的刚度相对于主塔来说略小,主塔 3 个截面通过连杆刚性连接的整体性较好。

5 稳定分析

采用空间有限元法进行成桥状态主桥稳定性验

算。采用 Madis/Civil 空间分析程序进行计算,得到各工况计算结果及成桥状态失稳模态(见表5);主桥结构第1阶、第2阶失稳模态见图8、图9。

表5 弹性屈曲特性表

阶数	1类安全稳定系数	失稳模态
1	15.045 48	主梁面外失稳
2	30.030 04	边塔面内失稳
3	42.917 64	
4	49.657 69	
5	50.129 85	

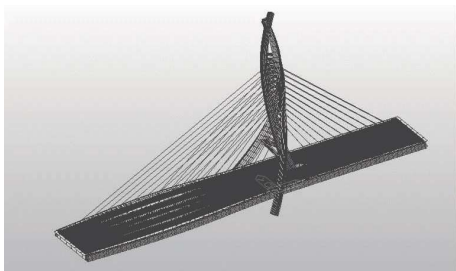


图8 主桥结构第1阶失稳模态



图9 主桥结构第2阶失稳模态

成桥状态1类稳定系数约为15,远大于4,表明结构在施工阶段以及成桥运营阶段的稳定性较好。

主要是因为主塔的刚度较大,而空间索面的布置对桥梁的侧倾提供了较好的约束作用。

6 结 语

(1)在设计中,为了保守起见,通常在第1体系中不考虑UHPC桥面铺装参与受力,但在第2体系分析中UHPC铺装对桥面的刚度及强度均有较大贡献,计算中应加以考虑,可更接近于真实受力情况。

(2)为了避免中塔柱,主梁桥面采用了开孔的处理手段。支座处横隔板被中塔柱切断,原有的横向传力模式被破坏,邻近孔洞的2个横隔板受力而产生应力集中现象,应对该处横隔梁进行加强处理。

(3)在成桥索力作用下塔顶有超过15 cm的水平位移,索长设计计算中应考虑该因素的影响。

(4)空间三维斜拉桥设计时,需要采用三维放样或类似的BIM手段,索、塔、连杆、梁的相对关系必须明确,否则很容易造成位置冲突的问题。

(5)桥塔的布置及刚性连接使得主塔的整体刚度较大,而空间索面的布置对桥梁的侧倾能提供了很好的约束作用。

参考文献:

- [1] 范立础.桥梁工程[M].北京:人民交通出版社,2014.
- [2] 郑钊.空间曲面钢塔半漂浮体系钢梁斜拉桥设计[J].城市道桥与防洪,2020(7):85-90.
- [3] JTG/T D65-01—2007:公路斜拉桥设计细则[S].
- [4] 吴冲.现代钢桥[M].北京:人民交通出版社,2012.

(上接第97页)

要求。具体到广西南宁地区,由于地下溶洞发育,一般采用少桩、大桩的设计思路。目前南宁抗震设防要求已经提高到Ⅶ度,本文的桥梁结构体系将具有较好的适用性和经济性。

参考文献:

- [1] 叶爱君,管仲国.桥梁抗震[M].2版.北京:人民交通出版社,2011.
- [2] 范立础,卓卫东.桥梁延性抗震设计[M].北京:人民交通出版社,2001.
- [3] CJJ 166—2011,城市桥梁抗震设计规范[S].