

某景观桥梁设计中钢拱肋稳定性研究

葛艳丽

(东南大学建筑设计研究院有限公司, 江苏 南京 210018)

摘要: 近年来,随着国家经济高速发展,景观桥梁逐渐进入大众的视野,并受到人们的喜爱。某景观桥主桥采用(70+100+140+200+140+100+70)m的双层七跨钢箱连拱方案。拱轴线采用样条曲线,拱肋断面采用六边形变高度截面,且钢拱肋之间横向联系较少,稳定性问题成为设计的关注重点。结合现行公路桥梁规范,给出按不同规范执行的钢拱肋稳定性分析流程,并对验算结果进行对比分析,为以后相似工程提供经验与参考。

关键词: 景观桥梁;六边形;钢拱肋;公路桥梁规范;稳定性分析

中图分类号: U448.22

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2025)03-0006-04

Study on Stability of Steel Arch Rib in Design of a Landscape Bridge

GE Yanli

(Architectural Design and Research Institute Co., Ltd., Southeast University, Nanjing 210018, China)

Abstract: With the rapid development of our national economy in recent years, the landscape bridges have gradually entered the public eyes and are favored by the people. The main bridge of a landscape bridge is a double-layer seven-span steel box continuous arch bridge of (70+100+140+200+140+100+70) m. Its arch axis is the spline curve, and the section of arch rib is a hexagon variable height section. The transverse connection between the steel arch ribs is less, so the stability problem becomes the focus of attention in the design. Now taking this bridge as an example and combined with the current highway bridge specifications, the stability analysis flow of steel arch rib according to different specifications is given, and the checking results are compared and analyzed in order to provide the experience and reference for similar projects.

Keywords: landscape bridge; hexagon; steel arch rib; highway bridge specifications; stability analysis

0 引言

近年来,随着国家经济的高速发展,人们对美好生活的需求越来越迫切。传统的桥梁结构虽具备交通功能,但已不能满足人们对美的渴望。在此背景下,随着桥梁专业理论水平与计算软件的不断发展与成熟,国内涌现出一批批勇于大胆实践与创新的桥梁工程师,极大地推动了我国景观桥梁的发展^[1]。

钢拱桥具有结构自重轻、跨越能力大的优点,且拱形流畅优美,造型变化多端,极具辨识度,受到桥梁工程师的青睐。为了追求更为简洁的外观,提供空间开敞的使用感受,钢拱肋之间的横撑逐渐被弱化或取消,从而使得拱肋结构的稳定性成为设计的关键问题之一。

本文以实际工程中某景观桥梁为例,立足于现行公路桥梁规范,对钢拱肋的稳定性进行研究,旨在为类似工程提供参考。

1 工程概况

某在建景观桥工程全长2 060.216 m,其中桥梁全长1 880 m,采用双层桥结构形式,上层为机动车桥,下层为非机动车及人行桥,设计荷载为城-A级。主桥结构采用七跨连续钢箱拱桥方案,跨径布置为(70+100+140+200+140+100+70)m=820 m,其中,中间三跨为中承式拱桥,两侧各两跨均为上承式和半波上承式拱桥结构。拱肋钢材采用Q390D,主梁采用Q3455D。桥梁总体布置见图1。

主桥主梁采用双层桥面结构形式:上层桥面为机动车桥,采用双边箱钢箱梁结构形式,桥面宽度分为两种,中间三跨中承式拱区域桥面总宽度36 m(含风嘴),边跨区域桥面总宽32 m(含风嘴),梁高3.0 m;下层桥面为非机动车及人行桥,桥面宽度为

收稿日期: 2024-03-18

作者简介: 葛艳丽(1991—),女,硕士,工程师,从事桥梁设计工作。

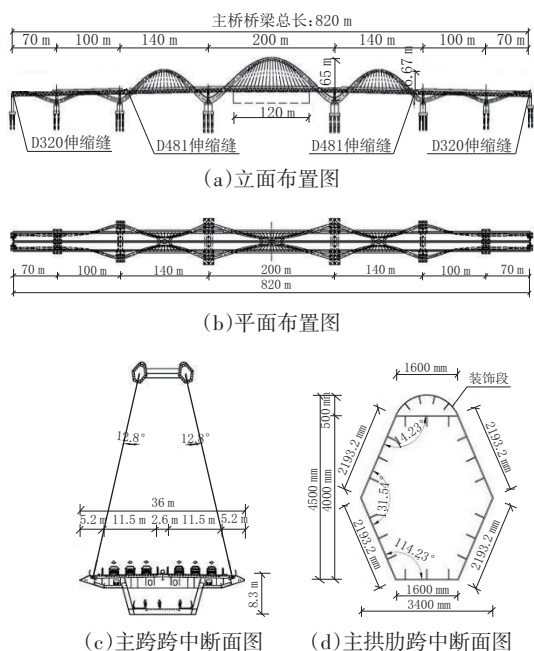


图1 桥梁总体布置图

12.3 m,采用下挂钢桁架结构形式,上下层总高为8.3 m。

钢拱肋线型采用空间样条曲线,相邻各跨拱肋均不在同一平面内,断面形式为六边形+圆弧顶面装饰,全长范围内采用变截面。其中200 m跨度的中承式主拱肋在主跨范围内为面内拱,拱肋内倾角为 17.1° ,跨中截面高度为4.0 m(不含圆弧顶面装饰,下同),拱肋壁厚采用24 mm,拱脚处截面高度为7.5 m,壁厚采用30 mm,矢高65 m,矢跨比为1/3.08。140 m跨度的中承式副拱肋,在跨度范围内为面内拱,拱肋内倾角为 26.1° ,跨中截面高度为3.6 m(不含圆弧顶面装饰),拱肋壁厚采用24 mm,与上承拱相邻处拱脚截面高度为4.8 m,壁厚采用30 mm,矢高46.67 m,矢跨比为1/3。100 m跨度的上承式拱肋,在跨度范围内为非面内拱,跨中截面高度为3.0 m,与上承半波拱相邻处拱脚截面高度为4.0 m,跨中处设支座,上层桥面支承于上,矢高14.2 m,矢跨比为1/7.04。70 m跨度的上承式半波拱肋,在跨度范围内为面内拱,梁端通过构造实现拱梁固结,梁端处拱肋截面高度为3 m。

主桥除上承式拱肋在跨中处及边跨梁端处的支座设置在上层桥面主梁下方外,其余支座均设置在下层桥面桁架下方。此外,拱肋在全桥范围内设置通长系杆,两端锚固于拱梁固结节点处,用于平衡边墩的较大水平推力;在主拱肋范围内设置短系杆,两端锚固于主拱肋箱内,通过平弯进入主梁边箱内。在副拱肋近边跨侧布置一道伸缩缝,距离桥墩中心线9 m。

2 钢拱肋稳定性设计

钢结构稳定问题分为两类,分支点稳定(第一类稳定)及极值点稳定(第二类稳定)^[2]。对于本文研究的钢拱肋,由于拱轴线采用样条曲线,与合理拱轴线相距甚远,拱肋所受弯矩较大,为偏心受压构件,属于极值点稳定问题。钢构件屈曲分析有解析法和数值法^[3]两种方法。其中,解析法先建立简化的理论分析模型,再结合力学原理,公式推导得到弹性屈曲应力的数学解析式,计算过程较繁琐且精度不高。数值法,例如有限元法、有限条法,建模简单,求解迅速,更为方便和精确,在实际工程中得到了广泛的应用。

我国规范1^[4]要求主拱弹性整体稳定系数不应小于4.0,跨径大于300 m时须计入几何、材料非线性影响,主拱非线性稳定安全系数不应小于1.75。该规范在条文说明中直接注明采用有限元分析软件计算稳定系数值。规范2^[5]给出了实腹式压弯构件的整体稳定验算公式,拱肋作为压弯构件,可按该公式进行稳定性验算,但该公式中涉及的欧拉荷载仍须借助有限元软件进行求解。

规范1与规范2均基于数值法,采用一阶弹性分析及设计方法。不同的是,规范1强调,若跨径大于300 m,则按二阶 $P-\Delta$ 弹塑性进行分析与设计。此外,两本规范对稳定性的控制条件不同:规范1是对整体稳定系数提出要求,按规范1执行时,往往需要先利用有限元软件求解得到拱肋临界屈曲荷载,再与实际荷载相比进而得到整体稳定系数;规范2则是采用类似应力比的计算公式来控制,在全桥强度静力计算模型中获取拱肋的内力设计值,代入公式进行验算。

对于本文研究的钢拱肋,采用一阶弹性分析及设计方法即可。由于两本规范提供的控制方法不一致,下文将分别按照两本规范执行,对本文中的钢拱肋进行稳定性分析。

2.1 按规范1执行的稳定性验算

本文选用有限元软件MIDAS Civil 2022计算该景观桥的线弹性稳定。结合该桥总体计算结果,初步判断恒载是结构稳定性的控制性荷载,风荷载及活载的影响次之。

计算时考虑以下几种控制工况:(1)恒载;(2)恒载+风荷载W2(100 a一遇);(3)恒载+活载+风荷载W1(10 a一遇);(4) $1.1 \times (1.2 \text{ 恒载} + 1.4 \text{ 活载} + 0.825 \text{ 风}$

荷载 W1); (5) 1.1×[1.2 恒载+1.4 风荷载 W2(100 a 一遇)]。

低阶屈曲模态对结构的整体稳定性起控制作用。本文根据以上几种工况,求解得到各工况下结构前四阶失稳模态及相应的稳定特征值。各工况下的稳定特征值见表 1,各阶失稳模态特征见表 2,前四阶屈曲模态分析见图 2 至图 5。

表 1 各工况下的稳定特征值

失稳阶次	工况 1	工况 2	工况 3	工况 4	工况 5
1	23.65	23.36	20.86	15.51	17.62
2	40.97	37.60	35.10	26.13	27.79
3	43.89	41.75	40.71	28.40	31.19
4	46.76	42.58	42.01	28.51	31.29

表 2 各阶屈曲模态特征表

失稳阶次	模态特征描述
1	主拱一阶面外失稳
2	主拱面外二阶失稳+副拱面外一阶失稳+主梁横向失稳
3	主拱面内余弦整波失稳+主梁竖向失稳
4	主拱面内正弦整波失稳+主梁竖向失稳

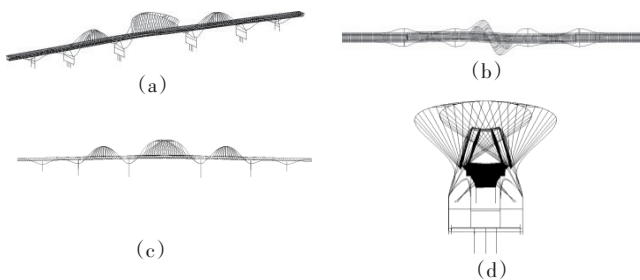


图 2 第一阶屈曲模态

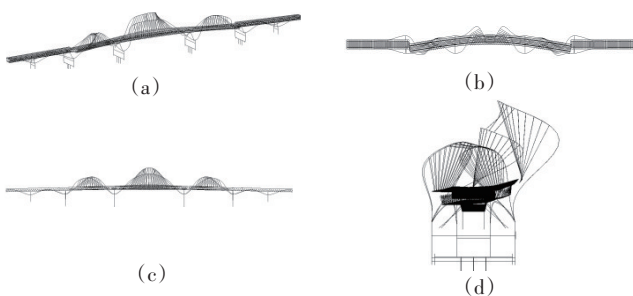


图 3 第二阶屈曲模态

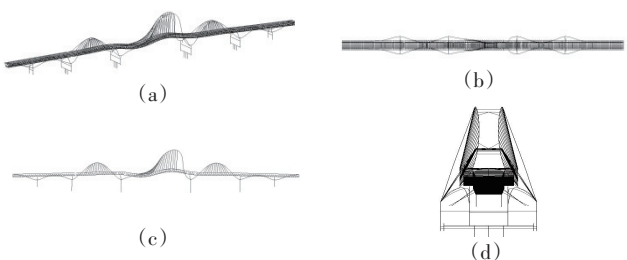


图 4 第三阶屈曲模态

由以上计算结果分析可得如下结论。

(1)由各工况下结构的稳定安全系数可知,对此

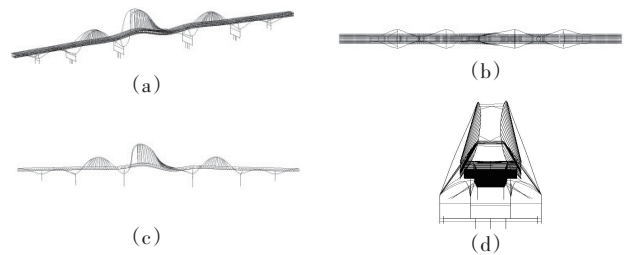


图 5 第四阶屈曲模态

类结构稳定性起控制作用的是恒载,活载其次,风荷载影响最小。

(2)在以上各工况下,结构前四阶屈曲模态均相同。其中,工况 4 为控制工况,该工况下结构的稳定安全系数为 15.51,大于规范 1 中 4 的限值要求,说明该桥的稳定性良好,有一定的安全储备。

(3)由前四阶屈曲模态的发生顺序可知,最先出现的是主拱肋面外一阶失稳,接着主拱肋面外二阶失稳、副拱肋面外一阶失稳以及主梁横向失稳同时发生,最后是主拱肋面内失稳。由此可见,该类结构的竖向刚度要大于横向刚度,主梁的刚度大于主拱肋,设计过程中要着重关注主拱肋的横向稳定问题,可通过增加拱间横向联系来加强拱肋的面外刚度。

2.2 按规范 2 执行的稳定性验算

由 2.1 节中结构整体稳定性计算结果可知,本结构稳定性由主拱肋面外刚度控制。由于该桥的钢拱肋线形采用空间样条曲线,与合理拱轴线相差较大,拱肋面内面外均受到较大弯矩,为双向压弯构件。规范 2 第 5 章中给出了双向压弯构件整体稳定的验算公式:

$$\gamma_0 \left[\frac{N_d}{\chi_z N_{Rd}} + \beta_{m,y} \frac{M_y + N_d e_z}{\chi_{LT,y} M_{Rd,y} \left(1 - \frac{N_d}{N_{cr,y}}\right)} + \beta_{m,z} \frac{M_z + N_d e_y}{M_{Rd,z} \left(1 - \frac{N_d}{N_{cr,z}}\right)} \right] \leq 1 \quad (1)$$

式中: N_d 为所计算构件中间 1/3 范围内的最大轴力设计值; M_y 、 M_z 为所计算构件段范围内的最大弯矩设计值; $N_{cr,y}$ 、 $N_{cr,z}$ 为轴心受压构件绕 y 轴和 z 轴弯曲失稳的整体稳定欧拉荷载。

该公式中, $N_{cr,y}$ 、 $N_{cr,z}$ 的求解需借助有限元软件。由 2.1 节中主拱肋失稳模态可知,主拱肋面外计算长度可近似取 0.7 倍的半结构拱轴线长度(即 85.4 m),面内计算长度可近似取 0.25 倍的拱轴线长度(即 61.0 m)。计算时,按照最不利截面取值,拱肋截面

高度取跨中处最小高度4 m,建立两端铰接的轴心受压构件,屈曲分析得到面外弯曲失稳 $N_{cr,y}=285\ 500\text{ kN}$ 、面内弯曲失稳 $N_{cr,z}=799\ 100\text{ kN}$ 。由静力计算模型读取主拱肋在工况4下的设计内力值, $N_d=20\ 650\text{ kN}$, $M_y=10\ 120.2\text{ kN}\cdot\text{m}$, $M_z=8\ 460.4\text{ kN}\cdot\text{m}$ 。

根据3.1节中的弹性稳定分析,前50阶的拱肋均没有出现弯扭失稳的模式,因此, $\chi_{LT,y}=1.0$ 。根据弯矩分布情况,取 $\beta_{m,y}=\beta_{m,z}=1.0$ 。

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{412\ 140 \times 390}{285\ 500\ 000}} = 0.75$$

$$\phi = 0.5[1 + \alpha(\lambda - 0.2) + \lambda^2]$$

$$= 0.5 \times [1 + 0.35 \times (0.75 - 0.2) + 0.75^2] = 0.8775$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 + \lambda^2}} = \frac{1}{0.8775 + \sqrt{0.8775^2 + 0.75^2}} =$$

0.492

$$\gamma_0 \left[\frac{N_d}{\chi_z N_{Rd}} + \beta_{m,y} \frac{M_y + N_d e_z}{\chi_{LT,y} M_{Rd,y} \left(1 - \frac{N_d}{N_{cr,y}}\right)} + \beta_{m,z} \frac{M_z + N_d e_y}{M_{Rd,z} \left(1 - \frac{N_d}{N_{cr,z}}\right)} \right]$$

$$= 0.380 + 0.1584 + 0.1774 = 0.7158 \leq 1$$

从计算结果可以看出,弯矩项占比46.9%,占比较大,这与拱轴线采用样条曲线有关。主拱肋按照规范2执行的稳定性验算通过,且有一定富余。

3 两本规范验算结果对比分析

对比两本规范的执行过程及结果可得以下结论。

(1)规范1与规范2采用不同的方法验算结构稳定性,规范1基于有限元软件进行整体结构稳定性分析,规范2基于类似强度验算中应力比的经验公式对单个构件进行验算,分析结果均显示该景观桥结构稳定性良好,且有一定的安全储备。

(2)规范1、规范2中的设计值均应取基本组合下的荷载设计值,尤其是按规范1执行时,容易误取为标准组合,设计中应当引起注意。

(3)规范2中 $N_{cr,y}$ 、 $N_{cr,z}$ 的取值需借助有限元软件求解,其中,计算长度需要设计人员根据整体结构的失稳模态进行取值,会存在误判结果的可能,计算结果出现偏差。

(4)实际设计过程中,对于跨度小于300 m的拱桥,规范1中的方法更具实施性,计算结果的可靠度更高,笔者建议常规拱桥可直接按照规范1执行,非常规拱桥则可结合规范2进行构件验算。

4 结 语

本文中的双层七跨连拱桥为城市景观桥梁,其造型新颖,拱肋线条流畅并具现代科技感,结构体系复杂,且钢拱肋全长采用变截面样条曲线,桥上空间开敞,拱肋间横向联系较少,为结构设计带来挑战。

本文基于现行公路桥梁规范,以该双层七跨连拱桥为例,分别按照规范1和规范2执行,给出了钢拱桥稳定性的计算分析流程,结果显示,该桥整体稳定性符合两本规范的要求。规范1借助有限元软件进行结构整体稳定性分析,在设计中更具实施性,建议小于300 m跨径的常规钢拱桥可直接按规范1执行。规范2采用类似强度验算中应力比的经验公式对单个构件进行验算,公式中涉及的计算长度需要设计人员根据整体结构的失稳模态进行取值,会存在误判结果的可能,建议结构复杂的钢拱桥在按规范1执行后,再按照规范2对关键构件进行验算。

参考文献:

- [1] 梁艳,何假,唐茂林.桥梁美学2020年度研究进展[J].土木与环境工程学报,2021(12):234-241.
- [2] 陈绍蕃.钢结构设计原理[M].4版.北京:科学出版社,2016.
- [3] 葛艳丽.冷弯薄壁型钢多卷边柱PMM屈服面模型及试验研究[D].南京:东南大学,2016.
- [4] JTG/T D65-06-2015,公路钢管混凝土拱桥设计规范[S].
- [5] JTG D64-2015,公路钢结构桥梁设计规范[S].

《城市道桥与防洪》杂志

是您合作的伙伴,为您提供平台,携手共同发展!

欢迎新老读者订阅期刊 欢迎新老客户刊登广告

官方网址:<http://www.csdqyfh.com> 电话:021-55008850 联系邮箱:roadfloodbridge@163.com

