2012年6月 JOURNAL OF SHIJIAZHUANG TIEDAO UNIVERSITY (NATURAL SCIENCE)

Jun. 2012

钢管混凝土拱桥施工全过程稳定性分析

王晓斌

(神华包神铁路有限责任公司,内蒙古 鄂尔多斯 017000)

摘要: 大跨度钢管混凝土拱桥常采用缆索吊装斜拉扣挂法施工。应用有限元软件,针对某中承式钢管混凝土拱桥建立了从拱肋吊装至成桥的全过程计算模型,并对该有限元模型进行了稳定性分析,得出各工况下结构的稳定安全系数,最后讨论了设置横向风缆对拱肋稳定性的影响。结果表明,该桥施工各阶段稳定性均满足规范要求。

关键词: 钢管混凝土; 拱桥; 稳定分析; 有限元模型

中图分类号: U445.5 文献标识码: A 文章编号: 2095-0373(2012)02-0028-04

钢管混凝土拱桥具有跨越能力大、承载能力高、塑性和韧性好、施工方便迅速等优点,在桥梁工程中得到了越来越广泛的应用。但随着拱桥跨径的不断增大,结构越来越趋于轻柔,其整体刚度越来越小,导致拱桥的稳定问题较为突出。因此,计算该类桥梁的稳定性对桥梁建设具有重大意义[1]。

利用有限元软件 Midas/Civil 建立计算模型 对某中承式钢管混凝土拱桥从拱肋吊装到成桥状态进行了全过程稳定性分析 并探讨了设置横向风缆对拱肋稳定性能的影响。

1 结构稳定分析理论

结构稳定从失稳的性质上分为第一类稳定(分支点失稳)和第二类稳定(极值点失稳)。拱桥是以受压为主的压弯结构,理想阶段下拱桥失稳属于平衡点失稳,其临界荷载称为屈曲荷载;但由于加工运输安装等因素和材料、几何非线性的影响,严格意义上来讲拱桥失稳均属于极值点失稳,此时的临界荷载称为极限荷载或压溃荷载。

由于第一类稳定问题力学概念明确,计算方法简便,因而受到工程技术人员的欢迎。结构线弹性稳定特征值方程式为^[2]

$$[K] + \lambda [K_G] \{ \Delta \delta \} = 0 \tag{1}$$

式中,[K] 为结构的弹性刚度矩阵; $[K_c]$ 为结构的几何刚度矩阵; $\{\Delta\delta\}$ 为结构整体位移向量增量; λ 为稳定系数(特征值)。

对于钢管混凝土拱桥,一般认为其线弹性稳定系数值不应小于4。

2 工程实例分析

2.1 工程概况

某中承式钢管混凝土拱桥,主拱肋为双肋悬链线无铰拱,计算跨径为 $210.00~\mathrm{m}$,计算矢高 $60~\mathrm{m}$,矢跨比 $1/3.5~\mathrm{H轴系数}$ m=1.543,每片拱肋由 $4~\mathrm{d}$ $\Phi750 \times 16(20)~\mathrm{mm}$ 的 Q345C 钢管组成,内灌 C50 微膨胀混凝土,并作为弦杆,上弦和下弦横向两根钢管之间用 $\Phi500 \times 12(20)~\mathrm{mm}$ 的平联钢管联接,平联管内灌注 C50 混凝土,上、下弦管之间用 $\Phi450 \times 12~\mathrm{mm}$ 钢管作为腹杆,组成桁式拱肋。拱肋为等宽变高度截面,宽 $2.0~\mathrm{m}$ 高度在拱脚径向为 $5.5~\mathrm{m}$ 在拱顶为 $3.5~\mathrm{m}$ 。两肋中心距为 $27.0~\mathrm{m}$ 桥面以上设 $6~\mathrm{i}$ "K"撑桥面以下每侧分别设置 $1~\mathrm{i}$ "K"撑和 $1~\mathrm{i}$ i刻 "K"撑,每道横撑均为空钢管桁架,主拱肋共设横撑 $10~\mathrm{i}$ 。吊

收稿日期: 2012-03-19

作者简介: 王晓斌 男 1966 年出生 助理工程师

杆标准间距为 $7.0 \, \mathrm{m}$,采用镀锌高强度低松弛 $25\Phi \mathrm{s}15.2$ 钢绞线,PE 防护,采用加装有位移释放装置的 OVM-GJA(B) 15-25 型冷铸墩头锚,分别锚于拱肋的平联钢管顶和横梁的下翼缘。 行车道系由预制混凝土小 T 梁、预应力混凝土横梁及预制混凝土板组成,预制板通过纵、横湿接缝与纵梁、横梁连接。 拱上立柱采用 $\Phi800 \, \mathrm{mm}$ 的钢管混凝土构件,内灌 C50 混凝土,全桥共 $16 \, \mathrm{根立柱}$ 。 来华大桥主桥桥型布置见图 $1 \, \mathrm{进顶断面见图} \, 2$ 。

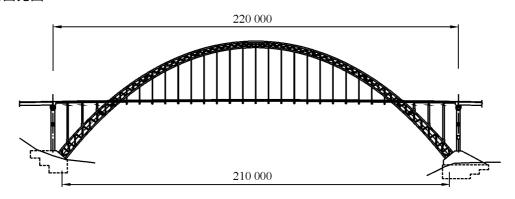


图 1 来华大桥桥型图(单位: mm)

钢管拱肋采用缆索吊装斜拉扣挂法施工,每半跨拱肋分4个吊段,吊段的最大质量约60 t。节段为单肋安装,待上下游同一节段安装就位后,安装节段间连接横撑,即完成一个双肋吊装。空钢管拱肋合龙、各节段接头焊接完成并形成无铰拱后,应予以逐级松扣。钢管拱肋内混凝土灌注顺序为:先灌注下弦管混凝土,待混凝土达到设计强度后再灌注上弦管内混凝土。

2.2 有限元计算模型

采用 Midas/Civil 建立桥梁的空间有限元模型。在模型中,主拱肋、腹杆、横撑、吊杆横梁、立柱、桥面纵梁均采用梁单元模拟,桥面板采用板单元模拟,吊杆、扣索(风缆)采用不受拉桁架单元模拟,并用 Ernst 公式对其弹性模量进行修正^[3]。

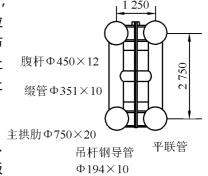


图 2 拱顶断面(单位: mm)

模型中约束形式为: 在拱肋安装阶段拱脚位置为铰接,拱肋合龙后拱脚为固结; 桥面纵梁端部仅约束竖向位移,并释放其余自由度。

对于钢管混凝土组合截面 不考虑套箍效应 其刚度按下式取值[4]。

压缩和拉伸刚度

$$EA = E_s A_s + E_c A_c \tag{2}$$

抗弯刚度

$$EI = E_s I_s + E_c I_c \tag{3}$$

式中 A_s I_s 为钢管横截面的面积和对其重心轴的惯性矩; A_c I_c 为钢管内混凝土横截面的面积和对其重心轴的惯性矩; E_s E_c 为钢材和混凝土的弹性模量。

采用的计算工况为: 工况 1 拱肋拼装到最大悬臂段; 工况 2 拱肋合龙 拆除扣索; 工况 3 灌注下弦管混凝土; 工况 4 灌注上弦管混凝土; 工况 5 安装吊杆、施工桥面系直至成桥; 工况 6 运营阶段。

计算中考虑的荷载包括: ①恒载。包括一期恒载(自重) 和二期恒载(桥面铺装、栏杆等)。②风荷载。基本风压取 $0.2~kN/m^2$ 。仅考虑拱肋、桥面系所受的横向静风荷载,以均布荷载的形式施加到模型中每个单元上。③活载。按满布活载(公路 I 级、六车道) 计算。

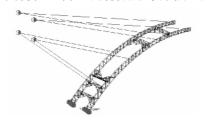






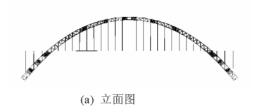
图 3 有限元模型 1(最大悬臂段)

图 4 有限元模型 2(拱肋合龙)

图 5 有限元模型 3(成桥状态)

2.3 计算结果

根据以上计算模型得到桥梁各工况下的稳定系数及失稳特征如表 1 所示, 运营阶段桥梁第一阶失稳模态如图 6 所示。







(c) 平面图

图 6 运营阶段桥梁第1阶失稳模态

表 1 各工况稳定系数及失稳模态特征

工况	稳定系数 λ	失稳模态特征
1	5.058	面外失稳
2	12.387	面外失稳
3	10.446	面外正对称失稳
4	11.825	面外正对称失稳
5	9.569	拱肋面外正对称横向失稳 桥面系轻微扭转
6	8.852	拱肋面外正对称横向失稳 桥面系轻微扭转

3 设置风缆对拱肋拼装阶段稳定性影响分析

在钢管拱肋斜拉扣挂法施工过程中,为了增加拱肋侧向刚度,分别在拱肋拱腰及拱顶附近设置横向风缆,并施加一定的初始张力。设置风缆一方面可以保证拱肋不会发生面外失稳,另一方面可以方便调整拱肋的横向偏位。

为了探讨风缆张力对拱肋稳定性的影响,分别在风缆中施加不同的张力进行计算,计算结果见图7。

经计算 设置风缆后结构稳定系数较不设风缆大大提高 其失稳模态由面外失稳转为面内失稳。最大悬臂段失稳模态见图 8、图 9 所示。

4 结论

应用弹性特征值稳定分析方法 在考虑恒载、风载及活载组合的情况下 计算了各工况下桥梁的稳定安全系数 得到如下结论:

(1) 各计算工况下第一阶失稳形态均表现为拱肋的面外横向 失稳 说明桥梁竖向刚度比横向刚度大;

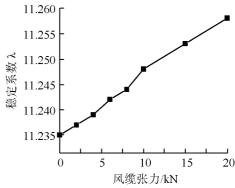
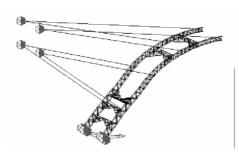
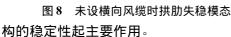


图 7 风缆张力对稳定性的影响

(2) 工况 5 与工况 6 相比, 恒载与活载共同作用下的桥梁稳定系数仅减小 7.4%, 说明该桥恒载对结





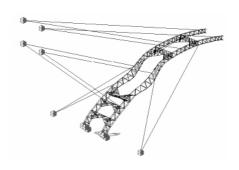


图 9 增设横向风缆后拱肋失稳模态

(3) 拱肋拼装到最大悬臂阶段是整个施工过程中最危险的环节 在实际施工中应考虑增设横向缆风绳。但风缆张力对拱肋稳定影响不大。

参考文献

- [1]陈宝春. 钢管混凝土拱桥[M]. 北京: 人民交通出版社 2007.
- [2]王元清 姜波 石永久 等. 大跨度钢管混凝土拱桥施工稳定性分析[J]. 铁道科学与工程学报 2005 3(5):1-5.
- [3]王艳 胨淮. 大跨径钢管混凝土桁架拱桥稳定性分析[J]. 铁道科学与工程学报 2010 7(1):7-10.
- [4]哈尔滨建筑工程学院,中国建筑科学研究院, CECS28—90 钢管混凝土结构设计与施工规程[S]. 北京: 中国计划出版社,1990.

Stability Analysis of Construction Process of Concrete-filled Steel Tube Arch Bridge

Wang Xiaobing

(Shenhua Baoshen Railway Company Ltd., Erdos 017000, China)

Abstract: Lang span concrete-filled steel tube (CFST) arch bridge is constructed usually by lane cable. In this paper a three-dimensional finite element model is built for the 220 m half-through CFST arch bridge. Its stability factor and the instability mode are given under the specific construction stage. Finally, the effect of guy-cable on the stability of arch ribs is studied. The analysis results show that the stability can meet the requirements of related codes during different construction stages.

Key words: concrete filled steel tube; arch bridge; stability analysis; finite element model

(责任编辑 刘宪福)