文章编号：1002-0268(2006)04-0055-03

钢管混凝土拱桥整体稳定性分析

王 陶，郑晓华，曾 丁，王国亮
(交通部公路科学研究所，北京 100088)

摘要：对某钢管混凝土拱桥不同的稳定性设计方案进行了介绍，利用有限元方法对钢管拱施工、成桥各阶段的整体稳定性进行了空间分析，并讨论了影响整体稳定性的因素，希望通过比选找出最佳的稳定性方案。
关键词：钢管混凝土；拱桥；稳定；曲屈；有限元
中图分类号：U443　　文献标识码：A

Stability Analysis of the CFST Arch Bridge

WANG Tao, ZHENG Xiao-Hua, ZENG Ding, WANG Guo-Liang
(Research Institute of Highway, the Ministry of Communication, Beijing 100088, China)

Abstract: The design feature of a CFST arch bridge with different plans of stability is introduced. The stability of the bridge during and after constructing was analyzed with finite element method. The factors affecting the stability of bridge were discussed in order to find optimum design for structure stability.
Key words: concrete-filled steel tubular; arch bridge; stability; buckling model; finite element method

0 前言

钢管混凝土结构最早出现在 19 世纪后期。由于钢管的约束使管内混凝土处于三向受压状态，可以比素混凝土具有高出 2~3 倍的承压强度，使得这种组合材料广泛用于厂房、住宅、桥梁以及特种结构。

我国从 20 世纪 50 年代开始钢管混凝土结构的研究工作。近十几年来，我国加大交通基础设施建设的力度。钢管混凝土拱桥凭借其优良的力学性能和美学表现力成为一种极具发展潜力的桥梁结构形式[1~3]。

某钢管混凝土拱桥总体结构形式如图 1 所示。拱桥跨径 165 m，上、下游拱间距 11.0 m，宽跨比为 1:15。拱轴线为悬链线 m=1.3，矢跨比 1:5。拱桥采用中承式系杆拱形式，吊杆采用高强平行钢丝束。吊杆横梁为预应力混凝土结构，肋间横梁为工字型钢。桥面结构采用纵向漂浮体系，桥面对拱肋的约束作用相对较弱。拱肋截面为哑铃型，高度为 3.2 m。钢管外径为 1 000 mm，由两种厚度 16 mm、20 mm 的钢板卷制而成，内部灌注 C50 微膨混凝土。拱肋分段吊装。行车道板为 C30 钢筋混凝土空心板，采用先简支后连续方法施工。

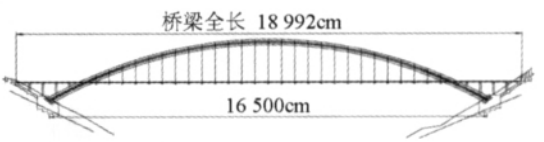


图 1 钢管拱桥总体布置示意图

Fig.1 Sketch map of general arrangement of CFST arch bridge

钢管混凝土主要为受压构件，对于大跨拱桥，整体稳定性对结果安全起着决定性作用，并且拱桥的空间稳定性已经成为设计、施工中的重要问题

收稿日期：2005-12-01
作者简介：王陶 (1972-)，男，河南三门峡人，博士，从事桩基理论、桥梁检测与加固方面的研究. (wangtao_999cn@sina.com)

[4,5]。本文通过对钢管拱桥施工、成桥各个阶段的稳定性安全系数、失稳特征的计算，对拱桥风撑形式、数量等因素对稳定性的影响进行了分析，以期为拱桥设计、施工方案的最终确定提供依据。

1 钢管拱桥稳定性分析

拱桥稳定问题分为分支点屈曲、极限屈曲两类，又称为第一、二类问题。第一类稳定分析在理论分析中占有重要地位。这不仅是由于其力学概念明确，而且因为第一类问题与第二类问题有着良好的相关性，又近似是第二类分析的上限。实际结构的稳定问题都属于第二类，但由于缺乏成熟的弹塑性失稳的分析手段，目前钢管混凝土的设计方法仍以弹性理论稳定分析为主，并采用较大的稳定安全系数进行验算。

1.1 钢管混凝土截面几何、力学参数换算

拱肋采用哑铃型截面，拱肋钢管之间由钢管腹杆连接。钢管混凝土截面计算参数的换算采用刚度等效的原则，将混凝土截面面积换算成钢管面积，

$$A=A_s+\frac{E_c}{E_s}A_c \tag{1}$$

式中，A 为换算后钢管的面积；A_s、A_c 分别为钢管、混凝土的截面面积；E_c、E_s 分别为钢管、混凝土的弹性模量。

1.2 计算模型及施工阶段的划分

拱桥有限元计算模型采用梁格法建立。拱肋、风撑、腹杆、横梁、空心板均采用空间杆单元离散，柔性吊杆采用没有抗弯刚度的拉杆单元模拟。钢管拱桥三维有限元模型如图 2 所示。

图 2 钢管拱三维有限元模型

Fig.2 The 3-D finte element model of CFST arch bridge

钢管桥稳定分析根据施工顺序划分为 3 种工况分别进行，各工况见下表 1 所列。

表 1 稳定分析工况划分

Tab.1 Working condition devision of stability analysis

工况	工况描述	边界条件
1	下弦拱肋灌砼，仅计砼重量	拱脚铰接
2	拱肋灌砼，上弦仅计砼重量	拱脚铰接
3	成桥状态	拱脚固结

为了比较拱肋横撑形式、数量与拱桥整体稳定性之间的关系，模型考虑了拱肋横向 X 型撑、X+I 型撑以及 2 种 K 型横撑的有限元模型。并建立了 2 种拱肋内倾的模型，以拱肋与刚性横梁交点为转轴分别内倾 5°、10°。拱桥计算方案如图 3 (a) ~ (f) 所示。

图 3 钢管拱风撑、拱肋布置形式

Fig.3 Arrangement form of wind bracing and arch rib of CFST arch bridge

2 稳定性分析计算结

2.1 风撑对钢管拱桥稳定性的影响分析

各种风撑方案的分阶段稳定性计算结果列于表 2。成桥状态下各方案失稳模态见图 4。

表 2 不同风撑形式的分阶段稳定性计算结果

Tab.2 Calculating result of staggered stability of different wind bracing forms

风撑形式	工况 1		工况 2		工况 3	
	k	模态	k	模态	k	模态
X	4.06	面外半波	3.49	面外半波	2.39	面外全波
X+I	3.97	面外半波	3.54	面外半波	2.47	面外全波
4K	3.1	面外半波	2.74	面外半波	2.54	面外半波
6K	9.89	面外半波	9.12	面外半波	4.57	面外全波

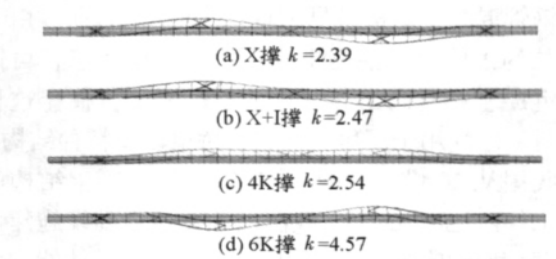


图 4 成桥状态下各方案的 1 阶失稳模态

Fig.4 Unstability model of stage 1 with defferent schemes of finished bridge

从计算结果中可以发现，

(1) 拱肋钢管风撑架设完成后，随施工过程的继续，恒荷载钢管拱桥的整体稳定性是逐渐降低的，这与拱肋截面逐渐增大的轴力相适应。

(2) 成桥状态稳定性安全系数有较大地下降，各方案均达不到稳定性安全系数 4~5 的要求（除 6K

撑方案外),是最为不利的情况。

(3) X 撑、X+I 撑、4K 撑 3 种风撑形式在各个工况下的钢管拱整体稳定性效果基本相同,表明风撑形式在大跨钢管拱桥中并不是稳定性的主要决定因素,风撑数量才是主要的决定因素,这一点可以通过对比 4K、6K 两种风撑方案得出结论。

(4) 各方案、工况下钢管拱桥的第一阶屈曲模态均为面外失稳(实际上,以 6K 方案为例,成桥状态下直到第 9 阶屈曲模态才为面内失稳,如图 5 所示),这表明面外稳定性是大跨拱桥失稳的主要形式。因为,哑铃型钢管混凝土截面的面内刚度比面外刚度大很多,在施工过程中应给予足够的重视,必要时,可根据施工阶段增设斜拉锁,以保证结构安全。

图 5 6K 方案成桥状态 9 阶失稳模态 k=12.85

Fig.5 Unstability model of 6K scheme at stage 9 under finished bridge k=12.85

2.2 拱肋内倾对钢管拱桥稳定性的影响分析

对于大跨拱桥,由于宽跨比相对较小,其横向稳定性也就成为突出问题。2.1 节的计算结果中,第一阶屈曲模态均为面外失稳正是这一问题的突出体现。增加拱肋截面的横向抗弯刚度(如增大截面或采用多肢式、箱肋式截面)无疑是最直接的方法。除此之外,还可以尝试拱肋内倾的办法。提篮拱可以从 2 方面提高拱桥的横向稳定性:增大拱脚肋间距;风撑长度减小刚度增大。通常认为倾角在 3°~12°内效果较好[1,5]。但是拱肋内倾会造成施工难度增大,并且会使下部结构工程量相应增加。

表 3 拱肋内倾分阶段稳定性计算结果

Tab.3 Caculating result of staggered stability of arc rib inward

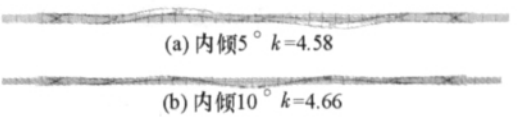
内倾角度	工况 1		工况 2		工况 3	
	k	变化率	k	变化率	k	变化率
5°	10.46	5.8%	9.60	5.3%	4.58	0.2%
10°	10.69	8.1%	10.14	11.2%	4.66	2.0%

模型对 6K 风撑方案采用了 5°、10°两种拱肋内倾角度,稳定性计算结果如表 3 所列。成桥状态下两方案失稳模态见下图 6。

从计算结果中可以发现,

(1) 拱肋内倾后,结构的整体稳定性均有不同程度的提高,并且随内倾角度由 5°变化到 10°,整体稳定性逐渐提高。

(2) 成桥状态下,两种拱肋内倾方案的整体稳定性虽有一定改善,但第一阶屈曲模态还是面外屈曲,这表明哑铃型截面横向刚度较弱依然是稳定性的主要影响因素。因此,这种情况下还应配合其他横向刚度增强措施。



(a) 内倾5° k=4.58

(b) 内倾10° k=4.66

图 6 成桥状态下各内倾方案的 1 阶失稳模态

Fig.6 Unstability model of stage 1 with different inward schemes under finished bridge

3　结语

大跨拱桥的稳定性越来越成为实际工程中的主要控制因素。通过计算分析得出以下结论,

(1) 钢管拱 X 撑、X+I 撑、4K 撑 3 种风撑形式方案成桥状态的稳定性相差不大,安全系数在 2.39~2.54 之间,没有达到安全系数>4 的规范要求。而 6K 撑方案的稳定性安全系数达到了 4.57,一方面表明横撑数量不足是前几种方案的主要缺陷,另一方面也表明横撑数量对稳定性的重要性。

(2) 钢管拱两条拱肋内倾对整体稳定性具有改善作用。虽然从计算结果上看拱肋内倾 10°成桥状态下稳定性系数只提高 2%,但是类似工程的经验表明,内倾方案会较大幅度提高第二类失稳问题的稳定性。不过内倾方案通常会增加拱肋架设施工的困难,并且增加基础工程数量。

(3) 文中讨论的 6 种方案在各个工况下的 1 阶稳定性分析结果均为面外失稳,这固然是由于钢管拱桥较大的跨径、较小的宽跨比所决定的,但是哑铃型拱肋截面横向刚度较弱也是影响整体稳定性的因素。对于大跨钢管拱桥,提高拱肋截面的横向刚度,并辅以其他横向刚度增强措施,是保障稳定性的措施之一。

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] 刘世忠, 等. 雁盐黄河大桥整体稳定性分析[J]. 兰州铁道学院学报, 2001, 20 (6): 44-48.

[3] 戴公连, 等. 深圳市芙蓉大桥连续钢管拱系杆拱桥空间稳定性分析[J]. 中国公路学报, 2001, 14 (1): 48-51.

[4] 李国豪, 等. 桥梁结构稳定与振动 [M]. 北京: 中国铁道出版社, 1992.

[5] 顾安邦, 孙国柱. 公路桥涵设计手册, 拱桥(下册) [M]. 北京: 人民交通出版社, 1994.