

初始几何缺陷对钢管混凝土拱桥极限承载力的影响

信丽华, 林玉森, 段树金

(石家庄铁道学院 土木工程分院, 河北 石家庄 050043)

摘要:考虑拱肋初始挠度缺陷的影响,采用钢管混凝土组合材料的本构关系,建立钢管混凝土拱肋计算模型。利用混合法对一具体桥例进行了材料与几何双重非线性受力分析。通过不同形式和不同大小的初始几何缺陷下的极限承载力分析,说明初始几何缺陷超出规定的数值范围后对极限承载力影响显著,桥梁施工中应严格控制各种位移偏差。

关键词:初始挠度缺陷;钢管混凝土;拱肋;极限承载力

中图分类号:U448.22 **文献标识码:**A **文章编号:**1674-0300(2009)03-0010-04

钢管混凝土应用于拱桥同时解决了拱桥材料高强度和拱圈施工轻型化的两大问题,使得拱桥的跨径得以增大,所以钢管混凝土拱桥近年来得到迅猛发展。但随着跨度的增大,稳定极限承载力问题成为制约其发展的主要因素之一。由于在制造、运输以及安装等施工中,拱肋将产生一定的变形,钢管成拱后拱轴线会偏离设计的理想拱轴线,拱肋在面内、面外均存在初始挠度。利用ANSYS有限元程序,将钢管混凝土拱桥中的钢管和核心混凝土当作一种组合材料,选择直线梁单元模拟拱肋进行计算分析。通过对一具体桥例施加不同初始几何缺陷的双重非线性计算,分析了初始几何缺陷对大跨度钢管混凝土拱桥极限承载力的影响。

1 双重非线性分析

钢管混凝土拱桥,特别是大跨度的钢管混凝土拱桥在受力后期往往伴随着大位移和大应变,因此按材料非线性和几何非线性的双重非线性求解,才能真实地反映结构的受力性能^[1]。

考虑材料非线性和几何非线性之后的有限元分析的切线刚度矩阵^[2]

$$[K_T] = [K_0] + [K_\sigma] + [K_d],$$

其中, $[K_0]$, $[K_\sigma]$, $[K_d]$ 分别为线弹性刚度矩阵、大位移刚度矩阵和初应力刚度矩阵。弹性阶段应力、应变的比例系数采用弹性矩阵 $[D]$, 弹塑性阶段应力、应变的比例系数采用弹塑性矩阵 $[C_p]$ 。

2 钢管混凝土组合材料的本构关系

2.1 材料非线性基本假定

(1)在整个加载过程中,拱肋截面变形符合平截面假定;(2)材料本构关系假定,应力以拉应力为正,应变以拉应变为正;(3)钢管和混凝土间有可靠的粘结,不发生相对滑移;(4)忽略剪应力和剪应变对于受力和变形的影响;(5)忽略混凝土收缩和徐变的影响;(6)不计温度及时间效应。

2.2 组合材料的本构关系

由于钢管混凝土拱肋是由钢和混凝土两种材料构成的组合结构,两者之间存在随工况不断变化的箍力作用,导致实际上的刚度不断变化。采用文献[3]中给出的公式,将钢管混凝土视为一种组合材料,根据理论分析得到组合材料指标,按构件整体的几何特性进行计算^[3]。钢管混凝土轴心受压时应力-应变关系如图1所示。钢管混凝土构件荷载变形曲线基本形状与约束效应系数 ξ 有很大关系,以约束效应系

收稿日期:2009-02-18

作者简介:信丽华 女 1973年出生 工程师

数 ξ 将荷载变形曲线基本形状区分为 1、2、3。图 1 中 ξ 为钢管混凝土约束效应系数, ξ_0 的大小与钢管混凝土的截面形状有关, 对于圆形截面构件, $\xi_0 = 1$; f_{scp} 、 ε_{scp} 为钢管混凝土名义轴压比例极限及其对应的应变; f_{scy} 、 ε_{scy} 为名义轴压强度指标及其对应的应变。

3 结构初始几何缺陷的考虑

由于在制造、运输以及安装等施工环节中, 拱肋将产生一定的变形, 钢管成拱后拱轴线偏离设计的理想拱轴线, 即拱肋在平面内、外均存在初始的挠度。这种原始几何缺陷具有很大的随机性, 关于随机分布的初挠度对屈曲的影响, 目前有两种研究方法: 一种方法是将实测得到的初挠度分布进行调和分析, 然后计算极值点屈曲荷载。另一种是将随机理论的方法用于分析任意分布的初挠度对屈曲的影响, 从而建立结构的屈曲荷载与随机初挠度谱密度间的关系。前一种方法只能对已建成的拱桥进行分析, 且实测工作量很大; 后一种方法公式推导繁杂, 最后得到的也不是最不利的失稳形式^[4]。预先进行一个特征值分析有助于非线性屈曲分析: ①特征值屈曲荷载是预期的线性屈曲荷载的上限, 可以作为非线性屈曲分析的给定载荷, 在渐进加载达到此载荷前, 非线性求解应该发散。②特征矢量屈曲形状是最接近于实际屈曲模态的预测值, 可以作为施加初始缺陷或扰动载荷的根据。因此, 在进行大跨度拱桥极限承载力计算机模拟时, 采用求特征向量的方法给结构添加初始几何缺陷。

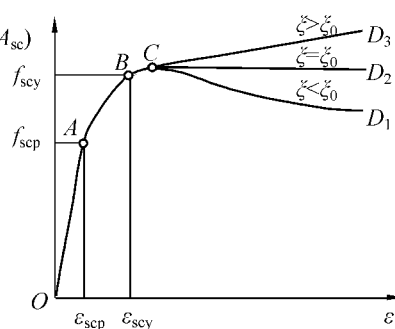


图1 钢管混凝土本构关系

4 桥例分析

某跨河大桥, 主桥为下承式钢管混凝土拱桥, 采用刚架系杆拱体系, 如图 2 所示。主桥计算跨径为 137.25 m, 计算矢高 35.364 m。每条拱肋为等截面哑铃型钢管混凝土结构, 高 4 m, 宽 1.5 m, 由两根直径 1.5 m 的钢管组成, 上下两钢管间用缀板(钢板)连接, 拱脚处因构造需要设高 4.8 m、宽 2.1 m 的混凝土实心段。拱肋间设 3 道钢横撑(其中一道 X 撑, 两道 K 撑)。主拱弦杆及缀板内灌 C50 无收缩混凝土。

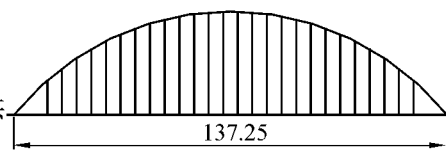


图2 钢管混凝土拱桥示意(单位:m)

主桥设 12 束 Φ^j 钢绞线系杆, 在对应拱肋位置通过。全桥共 52 根吊杆, 每片拱肋为 26 根, 除靠近拱座的最短吊杆采用 163 Φ^j 高强钢丝外, 其余吊杆均采用 109 Φ^j 高强钢丝。横梁采用钢箱梁, 梁高 1.8 m。纵梁采用 I63c 工字钢, 上铺预制钢筋混凝土形桥面板, 形成纵横连接体系。

主桥主拱弦管及缀板内采用 C50 无收缩混凝土, 桥墩(含横梁、牛腿等)、拱座、拱脚采用 C50 混凝土, 主桥桥面系纵梁现浇固结段和连续段采用 C40 无收缩混凝土, 主桥桥面系现浇桥面板采用 C40 混凝土, 主桥承台、桥面系预制 π 形纵梁采用 C30 混凝土。

主拱肋(含钢管、缀板等)、横撑、钢横梁等采用 Q345D 钢材, 钢横梁之间的纵梁采用 Q235D 钢。该桥设计桥面宽度 36 m。机动车道为双向 6 车道, 宽 22.5 m, 非机动车道 2×3.75 m, 机非绿化分隔带为 2×3.00 m。设计荷载为城-A 级及人群荷载 4.5 kN/m^2 。

4.1 计算模型

本桥利用 ANSYS 大型通用软件, 采用空间有限元进行计算, 按设计图纸在桥梁各构件交接处设置空间节点, 用空间梁单元 BEAM188 模拟钢管混凝土组合拱肋、钢管横撑、钢横梁、钢纵梁、混凝土端横梁、混凝土端纵梁、混凝土拱座, 共 887 个单元; 用 LINK10 模拟吊杆及系杆, 共 54 个单元。桥梁模型如图 3 所示。

4.2 特征值屈曲分析

进行特征值屈曲分析, 提取了前八阶屈曲模态。屈曲模态除第六阶模态以面内反对称屈曲为主外, 其余模态均以面外屈曲为主, 说明本桥面外刚度相对面内刚度较小。因此, 本文只采用了一、二、三阶面

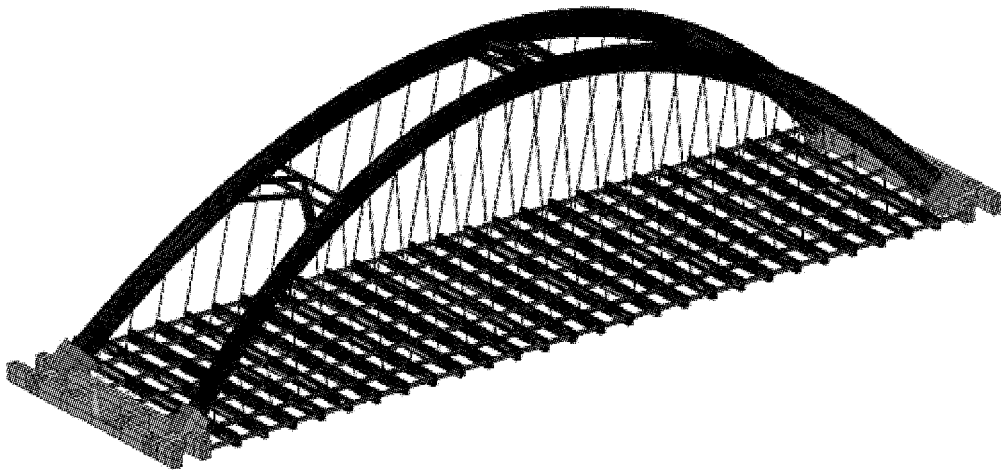


图 3 空间桥梁模型

外变形为主模态及第六阶面内变形为主模态施加初始挠度缺陷。一阶屈曲模态变形如图 4 所示,以拱肋面外对称变形为主;二阶屈曲以拱肋面外反对称变形为主,模态图如图 5 所示;三阶模态以桥面纵横梁结构面外对称变形为主,如图 6 所示;六阶屈曲模态如图 7 所示,以面内反对称变形为主。

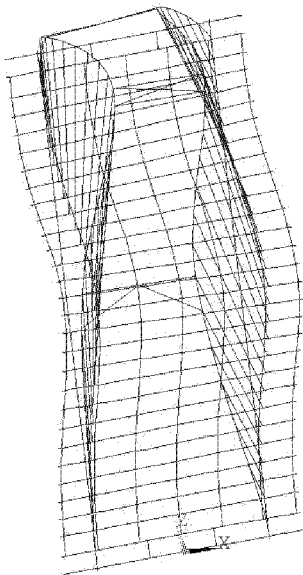


图 4 第一阶屈曲模态变形图

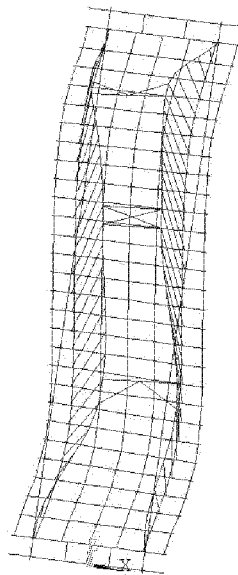


图 5 第二阶屈曲模态变形图

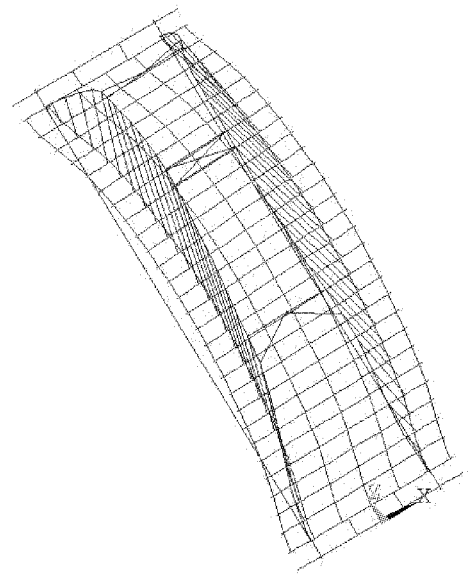


图 6 第三阶屈曲模态变形图

4.3 初始几何缺陷下极限承载力分析

下面以特征值屈曲分析下第一、二、三、六阶模态变形为基础,施加不同倍数的模态偏位形式,作为结构的初始几何缺陷,进而计算分析比较不同初始几何缺陷下极限承载力状况,见表 1,极值失稳时桥梁变形形态均与图 8 相似。

表 1 不同初始缺陷极限承载力数值表

10³ kN

依据模态	施加缺陷最大值/m					
	0	$L/4\ 000$	$L/3\ 000$	$L/1\ 000$	$L/500$	$L/200$
1	157.498	157.440	157.440	157.440	157.103	156.111
2	157.498	157.440	157.440	156.920	156.419	156.092
3	157.498	157.440	157.440	156.920	156.920	156.535
6	157.498	156.920	156.920	156.535	155.823	154.773

注: L 为计算跨径。

从表 1 中数据可以看出:①施加同种模态偏位形式,随着施加初始几何缺陷数值的增加,桥梁极限承

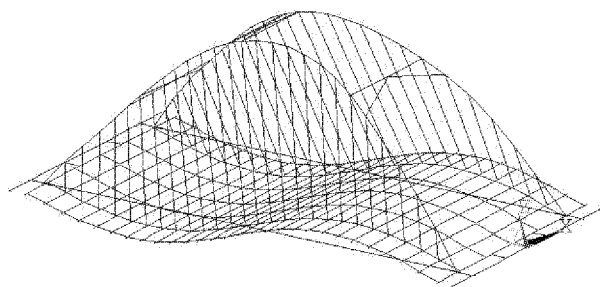


图7 第六阶屈曲模态变形图

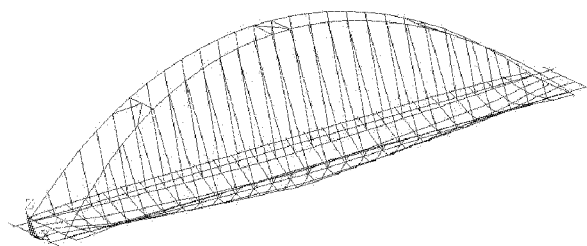


图8 极限失稳后变形图

承载力逐渐减小。②施加缺陷最大值相同,加第六阶模态位形时的极限承载力小于加其它模态位形时的极限承载力。③位移模态形式不同,随施加缺陷最大值的增大,对桥梁极限承载力的影响差距变得越来越大。④各位移模态的极限承载力在施加 $L/4\ 000 \sim L/3\ 000$ 最大缺陷时,数值变化很小。

5 结论

(1)几何初始缺陷较大时对极限承载力影响不容忽视。极限承载力随着初始缺陷数值的增加而逐渐减小。

(2)数值分析结果表明,最大初始缺陷值在 $L/4\ 000 \sim L/3\ 000$ 之间时,对极限承载力影响较小,因此《公路桥涵施工技术规范》^[4]规定钢管混凝土拱肋线形的安装偏差侧向应小于等于 $L/4\ 000$,竖向应小于等于 $L/3\ 000$ 是合理的。

(3)初始几何缺陷的位形形式对极限承载力的影响随缺陷偏位的增大变得越来越明显。

(4)加第六阶模态位形时的极限承载力小于加其它模态位形时的极限承载力。说明面外初始缺陷对面内受力结构的失稳影响不及面内缺陷影响大。所以施工过程对面内安装偏差更应注意控制,不可超出规范要求。

参 考 文 献

- [1]信丽华,林玉森,段树金. 钢管混凝土单圆管肋拱非线性分析[J]. 石家庄铁道学院学报:自然科学版,2007,20(3):17-21.
- [2]巩海帆,刘光栋. 拱结构的稳定与振动[M]. 北京:人民交通出版社,1991.
- [3]韩林海. 钢管混凝土结构理论与实践[M]. 北京:科学出版社,2004.
- [4]张建民,郑皆连,秦荣. 南宁永河大桥双重非线性稳定分析[J]. 公路交通科技,2002,19(3):58-62.
- [5]交通部公路规划设计院. JTJ041—2000 公路桥涵施工技术规范[S]. 北京:人民交通出版社,2000.

Effects of Initial Displacement Imperfection on Ultimate Strength of Concrete Filled Steel Tube Arch Bridge

Xin Lihua, Lin Yusen, Duan Shujin

(School of Civil Engineering, Shijiazhuang Railway Institute, Shijiazhuang 050043, China)

Abstract: Considering the effects of initial displacement imperfection of arch rib, an approach for double nonlinear stability analysis of concrete filled steel tube (CFST) arch bridge is presented based on the combinatorial material constitutive relation of CFST. The mixed method is used to analyze the ultimate strength of CFST arch bridge under different shape and value of the initial displacement imperfection. The results indicate that overrunning initial displacement imperfection evidently affect the ultimate strength of CFST arch bridge, and the initial displacement should be strictly controlled during the construction.

Key words: initial displacement imperfection; concrete filled steel tube (CFST); rib arch; ultimate strength