

钢管混凝土拱肋面内弹塑性承载力分析

颜全胜, 王

(华南理工大学 交通学院, 广东 广州 510640)

摘要: 采用基于纤维模型的分段—分块的杆系结构有限元方法, 推导了钢管混凝土拱肋的弹塑性刚度矩阵, 提出了计算钢管混凝土拱肋弹塑性稳定承载力的计算模型, 编制了相应的 FORTRAN 程序. 采用本文方法, 计算了圆管截面钢管混凝土拱肋的面内弹塑性极限承载力, 理论分析结果与文献报道的试验和理论分析结果吻合良好.

关键词: 钢管混凝土; 拱桥; 极限承载力; 弹塑性分析

中图分类号: TU313.3 **文献标识码:** A **文章编号:** 1007-855X(2003)05-0110-04

Ultimate Load Analysis for Concrete-filled-steel-tube Arch Ribs

YAN Quan-sheng, WANG Wei

(School of Transportation, South China University of Technology, Guangzhou, 510640)

Abstract: An approach to the ultimate load analysis of the concrete-filled-steel-tube (CFST) arch bridge in plane is presented. Based on the fiber model of beam structure, the elastic-plastic stiffness matrix of the arch rib elements is deduced, and a FORTRAN program in which both the geometric and material non-linearity are taken into account, is developed. The elastic-plastic ultimate loads of two CFST arch rib models with circular section are calculated. The total load-deflection relation curves of the two models are obtained. And the results show that the present results agree well with those by the previously experimental and numerical studies.

Key words: concrete-filled-steel-tube; arch bridge; ultimate load; elastic-plastic analysis

0 引言

由于受力性能优越、施工方便以及经济效益好等优点, 钢管混凝土近年来在房屋和桥梁结构中得到广泛的应用. 据统计, 目前我国建成和在建钢管混凝土拱桥已达超过一百座^[1], 2000 年建成通车的丫髻沙大桥, 主跨跨径已达 360 m, 是世界上同类桥型中的最大跨径. 在外荷载作用下, 钢管混凝土拱肋的内力主要是轴向压力, 弯矩、扭矩等内力的比重也较大, 拱肋结构破坏往往表现为失稳破坏^[2]. 钢管混凝土拱的稳定承载力是拱桥设计中的一个重要问题. 现行规范中拱桥结构体系稳定安全性的验算仅考虑了结构的几何非线性影响. 桥梁工程师通常考虑几何非线性影响采用弹性稳定的方法计算大跨度钢管混凝土拱桥的稳定安全系数^[3], 这样处理使得结构的稳定安全性具有很大的盲目性. 由于混凝土材料本身的特点, 从受力开始钢管混凝土拱肋结构即呈一定的非线性状态. 随着荷载的增加, 拱肋结构的受力性质逐渐由弹性状态进入非弹性状态, 直到结构发生压溃破坏, 最终丧失结构的稳定承载能力^[2] (第二类失稳破坏). 因此, 综合考虑钢管混凝土材料和几何非线性的因素, 研究钢管混凝土拱桥的弹塑性极限承载力分析具有重要的理论和实践意义.

本文采用基于纤维模型的“分段分块”杆系结构有限元法, 建立了圆形截面钢管混凝土结构的弹塑性稳定计算模型和方法, 并编制了相应的计算程序. 文中计算了轴心受压、偏心受压钢管混凝土柱以及钢管拱肋的受力破坏全过程曲线, 得出它们的弹塑性承载力, 与文献报道的试验和理论分析结果吻合良好.

收稿日期: 2003-05-09.

第一作者简介: 颜全胜(1968~), 男, 博士, 教授; 主要研究方向: 大跨度桥梁非线性, 钢管混凝土拱桥稳定, 桥梁施工控制.

1 计算模型

1.1 基本假设

- 1) 钢管和混凝土之间无滑移现象;
- 2) 忽略剪应力和剪应变对钢材屈服的影响;
- 3) 加载过程中钢管混凝土截面始终保持平面;
- 4) 外层钢管为理想弹塑性材料, 内包核心混凝土的受压应力—应变关系为分段的多项式.

1.2 应力—应变关系

1.2.1 核心混凝土的应力—应变关系

钢管内核心混凝土受压的应力—应变关系采用分段的多项式表达, 其具体表达式为^[4]:

$$\sigma_c = \sigma_0 [A (\epsilon_c / \epsilon_0) - B (\epsilon_c / \epsilon_0)^2] \quad (\epsilon_c \leq \epsilon_0) \tag{1}$$

$$\sigma_c = \sigma_0 (1 - q) + \sigma_0 q (\epsilon_c / \epsilon_0)^{0.1 \xi} \quad (\xi \geq 1.12) (\epsilon_c / \epsilon_0) \tag{2}$$

$$\sigma_c = \sigma_0 (\epsilon_c / \epsilon_0) / [\beta (\epsilon_c / \epsilon_0 - 1)^2 + (\epsilon_c / \epsilon_0)] \quad (\xi < 1.12) (\epsilon_c / \epsilon_0) \tag{3}$$

式中: 各项系数为: $\sigma_0 = f_{ck} [1.194 + (13/f_{ck})^{0.45} (-0.07485\xi^2 + 0.5789\xi)]$

$$\epsilon_0 = \epsilon_{cc} + [1400 + 800(f_{ck} - 20)/20] \xi^{0.2} (\mu\epsilon); \quad \epsilon_{cc} = 1300.0 + 14.93f_{ck} (\mu\epsilon)$$

$$A = 2.0 - k; \quad B = 1.0 - k; \quad k = 0.1 \xi^{0.745}; \quad q = k / (0.2 + 0.1 \xi)$$

$$\beta = (2.36 \times 10^{-5})^{10.25 \xi (\xi - 0.5)^7} f_{ck}^2 \times 5 \times 10^{-4}$$

受拉区混凝土的应力—应变关系则按下式确定^[4]:

$$\sigma_c = \sigma_p \left[1.2 \frac{\epsilon}{\epsilon_p} - 0.2 \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_p} \right)^2 \right] \quad (\epsilon \leq \epsilon_p) \tag{4}$$

$$\sigma_c = \sigma_p \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_p} \right) \frac{1}{0.51 \sigma_p^2 \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_p} - 1 \right) + \frac{\epsilon}{\epsilon_p}} \quad (\epsilon > \epsilon_p) \tag{5}$$

式中: σ_p 峰值拉应力; $\sigma_p = 0.26(1.5f_{ck})^{2/3}$;

$$\epsilon_p \text{ 峰值应力时的应变; } \epsilon_p = 43.1 \sigma_p (\mu\epsilon)$$

1.2.2 钢材的应力—应变关系

钢材为理想弹塑性材料, 钢材拉压状态下应力—应变关系相同. 根据假设只考虑截面分块中心的正应力对屈服的影响, 则该点的应力由其应变历程决定, 截面任一点的广义应力和应变关系写成

$$\sigma_i = \begin{cases} E\epsilon & |\epsilon| < |\epsilon_y| \\ \sigma_y & |\epsilon_y| \leq |\epsilon| < |\epsilon_{pi}| \\ E(\epsilon - \epsilon_{pi}) & |\epsilon_{pi}| < |\epsilon| \end{cases} \tag{6}$$

式中: ϵ_y 屈服应变; σ_y 屈服应力; ϵ_{pi} 塑性应变; ϵ_i 应变; σ_i 应力; E 弹性模量.

1.3 截面划分

根据纤维模型的概念, 将钢管混凝土拱肋单圆管截面按照图 1 形式划分. 设第 i 块坐标 (y, z) , 面积 $dA_{y,z}$. 首先根据截面几何中心的轴向应变 ϵ , 曲率 ϕ_y, ϕ_z , 求得截面上设第 i 分块形心处的纵向应变:

$$\epsilon_{y,z} = \epsilon + \phi_y y + \phi_z z \tag{7}$$

由材料应力—应变关系, 钢管与核心混凝土均可计算出与应变对应的切线模量 $E_{y,z}$. 然后根据截面分块情况, 累计各小块面积的对整个截面特性贡献, 可以计算出整个截面的各项截面特性系数 (EA, EI_y, EI_z 等).

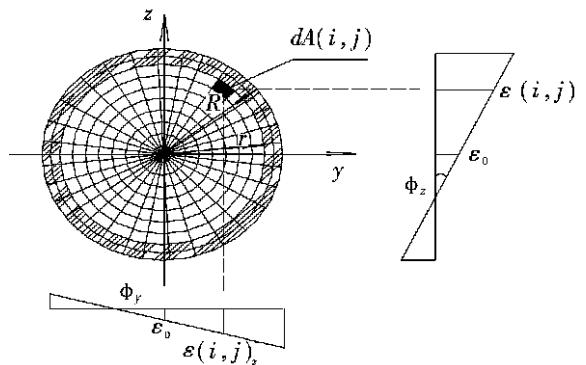


图 1 单圆管截面划分图及应变分布

1.4 拱肋结构的 U. L. 列式增量平衡方程

考虑结构处于 $T + \Delta T$ 时刻的平衡, 基于 U. L 列式的非线性有限元列式法, 可建立杆系结构增量平衡方程为^[6]:

$$({}^T K + {}^T K_g) \{U_T\} = {}^{T+\Delta T} P - {}^T F \quad (8)$$

式中左边第一项 ${}^T K$ 为结构弹性或弹塑性刚度矩阵; 它由各单元的刚度矩阵组拼而成. (8) 左边第二项 ${}^T K_g$ 为几何刚度矩阵, 也称初应力矩阵, 它表示从 T 到 $T + \Delta T$ 时刻的变形过程中, T 时刻连续体已存在的应力对刚度矩阵的影响; 右边第一项 ${}^{T+\Delta T} P$ 为 $T + \Delta T$ 时刻外荷载等效节点力向量; 右边第二项 ${}^T F$ 为 T 时刻连续体内的应力引起的等效节点力向量. 单元的弹塑性刚度矩阵为^[6]:

$$K_{\varphi} = \int_0^L [B]^T [D] [B] dx = \sum_{i=1}^n C_i [B_i]^T [D_i] [B_i] L \quad (9)$$

上式中弹塑性刚度矩阵根据单元长度范围内各分段不同截面特性采用 Newton-Cotes 积分即可求出, 这样既考虑了材料非线性沿单元长度的变化, 又计入了它沿截面高度的不同.

对于(8)式的增量平衡方程, 一般可采用增量 Newton-Raphson 迭代法求解. 为了加快收敛速度并得出结构从加载开始到极限承载力的全过程曲线, 程序中采用弧长控制方法计算, 收敛标准是同时要求位移增量和不平衡力都小于给定的精度范围. 采用非线性有限元方法, 求解从加载开始到失稳全过程杆系结构的响应, 得出荷载-位移关系, 对应于荷载-位移关系曲线的顶点就是结构弹塑性稳定的极限荷载.

2 数值算例

图 2 示, 两个钢管混凝土拱肋模型分别承受了拱顶和 $L/4$ 跨处作用的集中力, 文献[5]报道了该模型试验结果. 钢管混凝土拱肋模型^[5]的尺寸为: 净跨 4.6 m, 净矢高 1.533 m; 钢管拱肋为单圆管截面, 外径 $\phi 76$ mm, 钢管壁厚 3.8 mm, 钢材的屈服强度 $f_y = 307.67$ MPa, 钢材弹模为 $E_s = 206\,000$ MPa; 剪切模量 $E_s = 81\,000$ MPa, 混凝土立方体抗压强度为 $f_{cu} = 36.8$ MPa, 混凝土的弹模为 $E_c = 32\,100$ MPa.

为了与文献[5]对比, 本文采用同样数目的梁单元来计算该拱肋模型的受力全过程. 表 1 列出了钢管混凝土拱肋模型极限承载力的试验结果和理论计算结果. 图 3 和图 4 列出了 A-1 和 A-2 模型在拱肋加载点的荷载—竖向挠度关系曲线. 从图可知: 拱肋结构的受力情况是属于大偏心受压. 加载初期, 构件处于弹性状态; 然后随荷载增加拱肋逐渐进入弹塑性状态; 在外荷载达到极限承载力后, 外荷载不变, 而挠度急剧增加, 直到结构破坏. 由图 5 和图 6 列出模型 A-1, A-2 的拱肋在各级荷载下的位移曲线. $L/2$ 跨加载时, 拱肋挠度几乎成对称变化; $L/4$ 跨加载时, 拱肋挠度成反对称变化.

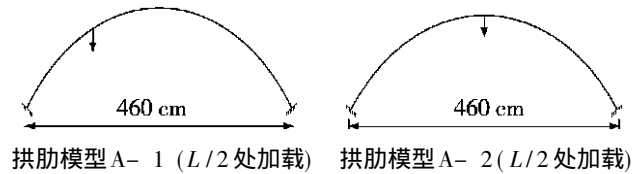


图 2 钢管混凝土拱肋的模型试验加载图

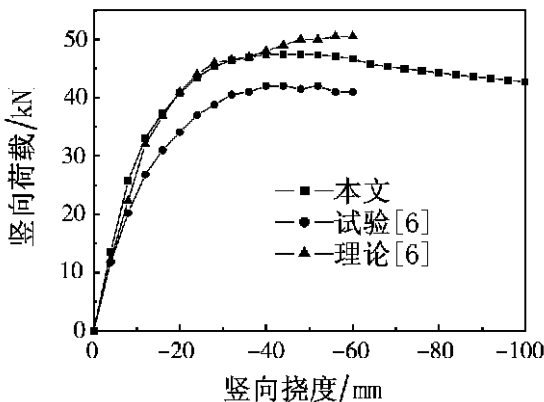


图 3 A-1 拱肋 $L/4$ 处位移荷载曲线

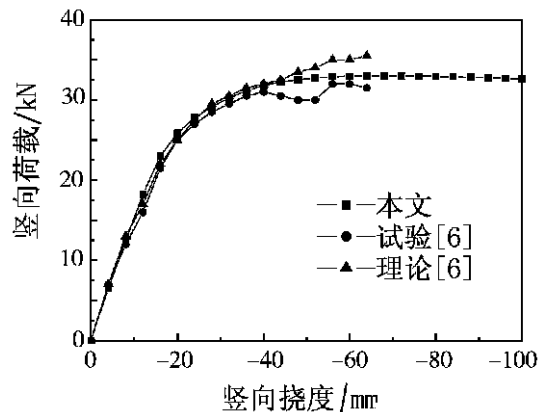


图 4 A-2 拱肋 $L/2$ 处位移荷载曲线

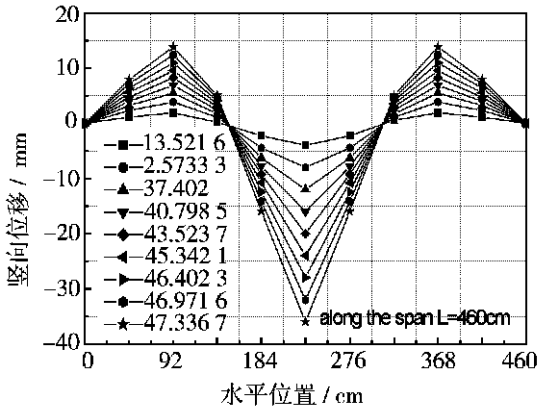


图 5 A-1 模型在各级荷载下位移图

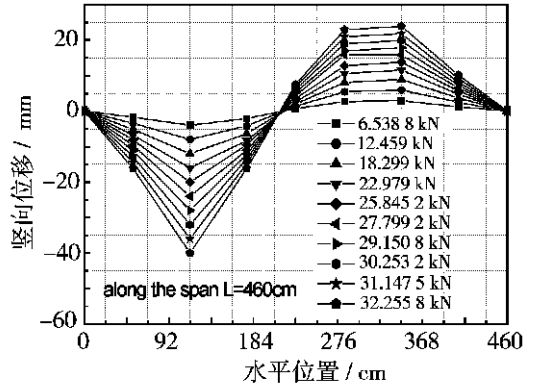


图 6 A-2 模型在各级荷载下的位移图

从中可知, 本文计算的拱肋弹塑性极限荷载与文献试验吻合良好. 最大位移点的计算挠度与试验值也基本吻合.

表 1 圆管截面拱肋极限承载力分析

单位: kN

模型编号	文献[6] 试验值	文献[6] 理论	本文理论值	本文/ 试验
A-1	32	36	33	1.031
A-2	42	50	47.4	1.129

3 结论

通过对钢管混凝土拱肋受力全过程分析, 可以得出如下结论:

- 1) 本文提出的钢管混凝土拱肋极限承载力方法是正确有效的, 算例结果计算模型和程序的有效和可行性. 由于计算模型中考虑了沿截面高度和单元长度方向弹塑性的发展过程, 建议的方法计算精度较高.
- 2) 本文的方法不仅可以用于计算钢管混凝土拱肋的弹塑性极限承载力, 而且可以应用于钢管混凝土轴压、偏压构件和钢管混凝土框架结构的弹塑性分析.

本文只介绍了钢管混凝土拱肋面内的弹塑性稳定计算结果, 拱肋面外弹塑性分析和拱桥全桥的极限承载力计算将在另文介绍.

参考文献:

[1] 蔡绍怀. 我国钢管混凝土结构技术的最新进展[J]. 土木工程学报, 1998, 32(4): 15~20.

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

[3] 谢幼藩, 赵雷, 等. 万县长江大桥 420 m 钢筋混凝土箱形拱的施工稳定性分析研究[J]. 桥梁建设, 1995, (1): 10.

[4] 韩林海. 钢管混凝土结构[M]. 北京: 科学出版社, 2000.

[5] 陈宝春, 陈友杰. 钢管混凝土拱肋面内受力全过程试验研究[J]. 工程力学, 2000, 17(2): 44~50.

[6] 颜全胜. 大跨度钢斜拉桥极限承载力分析[D]: [博士学位论文]. 长沙: 长沙铁道学院, 1994.

[7] 王 . 钢管混凝土拱桥弹塑性极限承载力分析[D]: [博士学位论文]. 广州: 华南理工大学, 2002.