

文章编号:1000-9930(2001)01-0053-04

钢管拱面内非对称加载试验

陈友杰, 陈宝春, 林 英

(福州大学 土木建筑工程学院, 福建 福州 350002)

摘要:进行了钢管拱面内非对称加载全过程试验. 试验结果表明, 钢管模型拱截面抗弯刚度小, 受力过程弯曲变形较大. 模型拱截面在受力全过程以弯矩作用为主, 轴力较小, 轴力与挠度交互作用的几何非线性影响较小. 结构破坏属于以材料非线性影响为主的二类稳定问题. 结构破坏时, 塑性区域的分布较广, 应力重分布现象明显, 其极限承载力不能采用极限状态法. 图 6, 表 1, 参 6.

关键词:钢管拱; 面内; 非对称; 试验

中图分类号:U442 **文献标识码:**A

圆钢管由于管壁薄, 较其它截面类型回转半径大, 构件刚度大, 抗压及抗扭性能好, 且加工焊接工作量少, 因此被大量应用于钢桥中. 国外修建了较多的钢管拱桥, 特别是在日本^[1].

近 10 年来, 我国修建了大量的钢管混凝土拱桥^[2]. 钢管混凝土是钢与混凝土的组合结构. 钢筋混凝土拱和钢管混凝土拱已进行了一些试验研究^[3-6]. 相比之下, 钢管拱的试验研究资料很少. 为了了解钢管拱的受力性能. 本文进行了钢管拱面内非对称加载试验, 并对试验全过程进行了分析.

1 试验模型

试验模型的原型为福建省福鼎市山前大桥. 该桥主跨为净跨 75 m 的钢管-钢管混凝土复合拱桥, 矢跨比 1/5, 净矢高 15 m, 主拱肋为外径 1.2 m 的单圆钢管, 拱脚段壁厚 16 mm, 内填 C40 混凝土, 其余段拱肋壁厚 20 mm, 为空钢管. 模型拱基本按 1/10 的比例进行设计. 模型拱跨径为 7.5 m, 矢高 $f = 1.5$ m, 拱轴线为二次抛物线. 受钢管规格限制, 模型拱肋钢管的径厚比无法与实桥相同, 而是采用 $\phi 121$ mm $\times 4.5$ mm 的直缝钢管热弯而成. 考虑到本试验以钢管拱整体受力性能研究为主, 认为试验模型采用较大的径厚比对试验结果的影响不大.

试验采用 50 kN 油压千斤顶同步加载, 油压千斤顶顶部锁接在纵向反力梁下的调节块上(调节块用于调节拱轴曲线引起各加载平台之间的高差, 以保证加

载同步), 通过加力架及刚性加载反力梁对模型拱施加荷载. 为防止模型肋拱面外失稳, 在 $3L/16$ 及 $13L/16$ 截面处用槽钢焊成框架, 框架与模型肋拱的间隙为 5 mm. 两拱座底部用槽钢焊接相联, 以形成整体, 防止拱座相对外移. 拱肋变形引起加载平台的水平位移及转动分别通过千斤顶顶部和调节块之间安装的摩擦系数极小的聚乙烯垫层以及千斤顶触头的球铰构造予以调节, 以保证千斤顶的相对位移不受约束, 荷载方向竖直. 试验加载装置如图 1 所示.

用 98 片应变片测试模型钢管拱的拱脚、 $L/6$ 、 $L/4$ 、 $L/3$ 、 $L/2$ 及其对称截面的应变, 每个截面纵向及环向各布置 4 片应变片, 并在各截面的拱腹处垂挂附有直尺的细铁丝, 用水准仪量测拱肋竖向位移, 利用水平固定的直尺量测细铁丝的水平位移(即截面纵桥向水平位移). 同时还用百分表测试两拱座的水平位移. 测点布置如图 2 所示.

采用 \mathcal{V} 数据自动采集系统采集试验全过程的截面应变, 并由计算机进行数据处理. 每级荷载持载 5 min 后开始量测, 接近破坏时, 采用不停机方式缓慢加载直至破坏.

2 荷载 - 位移曲线

模型拱上各千斤顶的加载级别为: 10、20、25、26、27、28、28.2、28.4 kN. 加载全钢管混凝土拱桥过程拱肋未触及设于两侧的防侧倾支架, 表明面外稳定情况良好.

收稿日期:2000-11-05; 修订日期:2001-02-28

基金项目:福建省自然科学基金项目(E0010015);福建省高等学校科技项目(II9904)

作者简介:陈友杰(1971-),男,福州大学讲师,硕士,主要从事钢管混凝土拱桥.

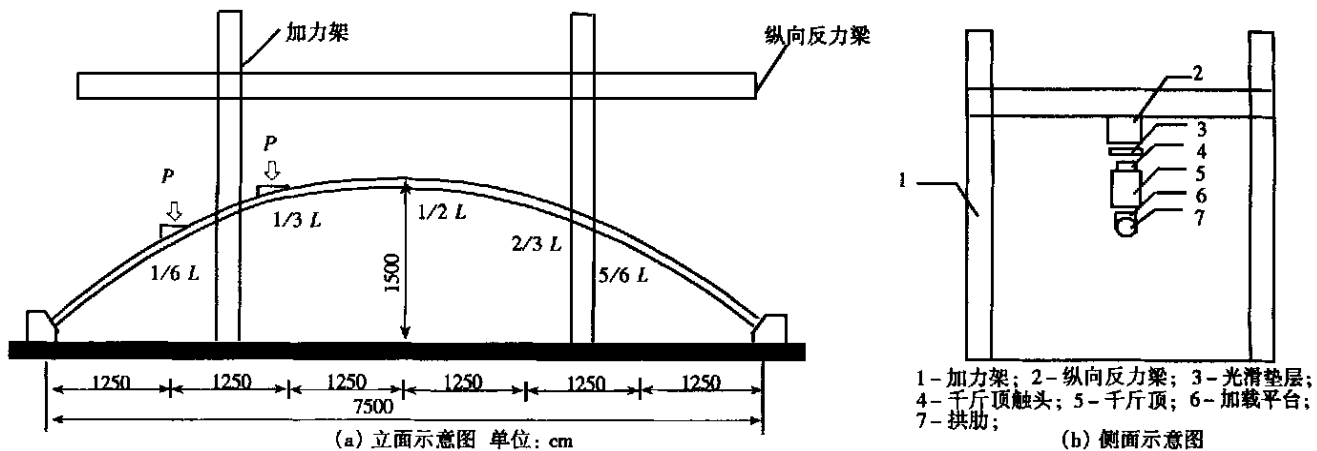


图1 模型拱加载装置
Fig.1 Loadingset of the model arch

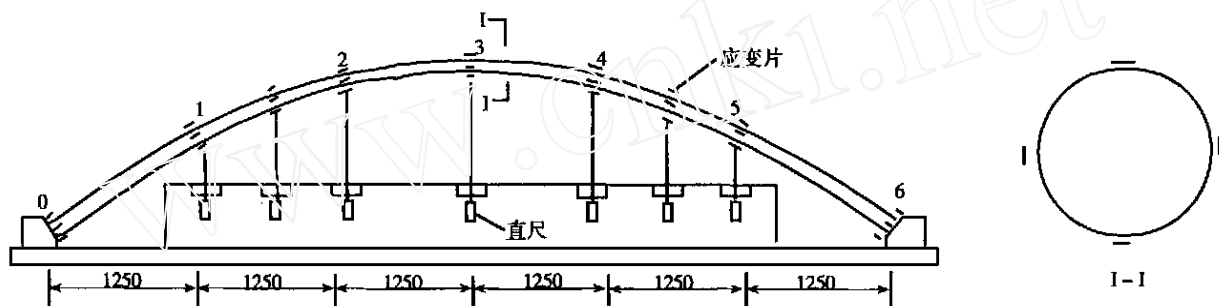


图2 模型拱测点布置 单位: cm
Fig.2 Test collocation of the model arch

模型肋拱的荷载-位移曲线如图3、4所示。

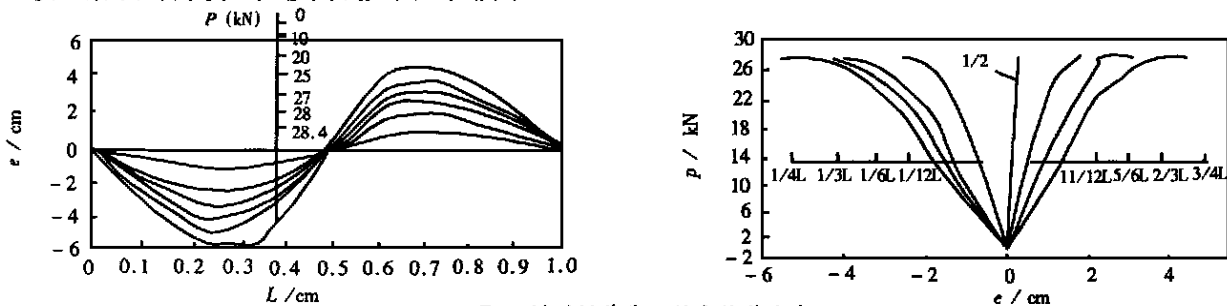


图3 模型拱荷载-竖向位移曲线
Fig.3 Load - vertical displacement curves of the model arch

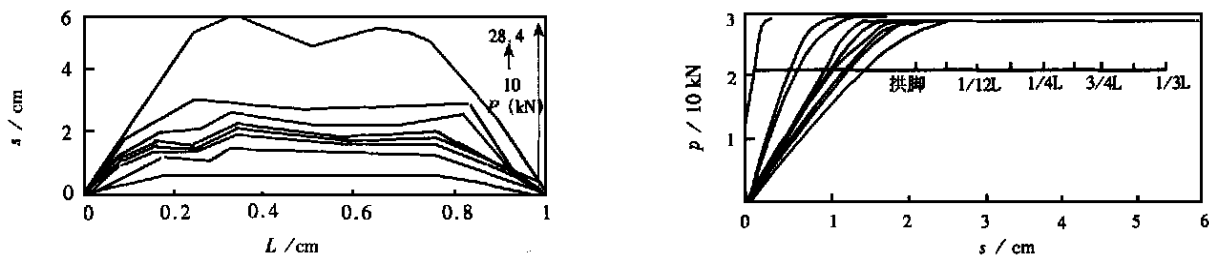


图4 模型拱荷载-水平位移曲线
Fig.4 Load - horizontal displacement curves of the model arch

从图3、4可见,非对称荷载作用下,模型拱竖向位移呈反对称,拱肋向右侧偏移明显,在25 kN以前,拱

肋的竖向及水平向位移基本上呈线性快速增长,说明结构刚度较小。从图3、图4和表1可见,加载点处(L/3及

L/6 截面)和 L/4、3L/4 截面处竖向位移较大,拱顶处竖向位移几乎为 0,而水平向位移较大。

荷载达到 25 kN 时,荷载 - 变形曲线转入非线性阶段。竖向位移仍呈反对称,但增长速率明显增大。继续增加荷载至 28.2 kN 时,模型拱荷载 - 变形曲线几乎成水平发展,变形不断增加无法继续承载。模型拱在荷载达到 28.4 kN(破坏时)各特征截面的竖向及水平向位移,如表 1 所示。

表 1 模型拱破坏时最大位移(cm)

Tab. 1 Maximum displacements of the model arch when it is collapsed

截面	L/2	L/3	2L/3	L/4	3L/4	L/6	5L/6
竖向	0.30	- 5.75	4.62	- 5.62	4.59	- 4.40	3.14
水平向	5.90	5.46	5.17	5.10	3.65	3.67	4.84

3 荷载 - 应变曲线

模型肋拱的荷载 - 应变曲线见图 5 和图 6。

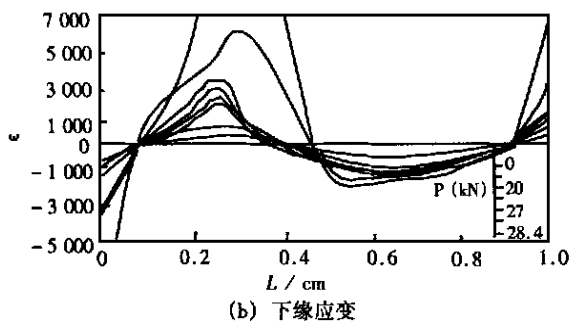
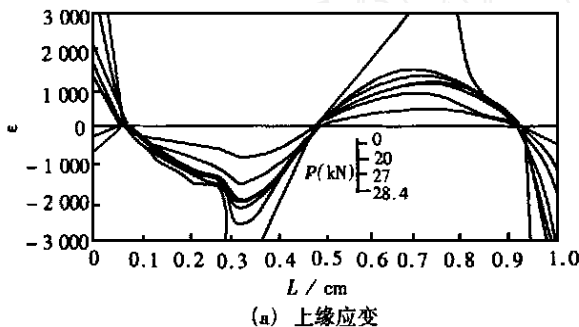


图 5 模型拱截面应变

Fig. 5 Strain of the cross - section of the model arch

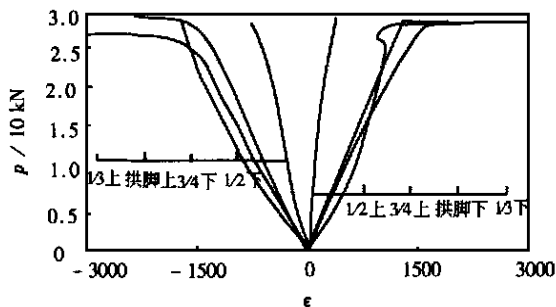


图 6 模型拱截面荷载 - 应变曲线

Fig. 6 Load - strain curves of the model arch

由图 5、图 6 可见,模型拱受力全过程,拱肋各截面以弯矩作用为主,轴力较小,在荷载达到 25 kN 之前,荷载 - 应变曲线基本上呈线性,几何非线性影响较小。(图 6 荷载 - 应变曲线与图 3、图 4 的荷载位移曲线之间有一定的差异,但总体势是相同的。)左右半拱在正负弯矩作用下应变呈反对称增长。两处加载点截面、3L/4 以及两拱脚处应变增长较快。

荷载达到 25 kN 时,1/4L 截面下缘拉应变达 2 227 μ,左侧拱脚(0 截面)上缘、L/3 截面上缘应变也均已超过钢材屈服应变(1 700 μ)。此后,荷载 - 应变曲线也出现明显非线性状态。

继续增加荷载,各截面相继进入屈服,当荷载为 28.4 kN 时,两处拱脚截面、L/3、L/4、2L/3 及 3L/4 截面应变均为全截面屈服,荷载 - 应变曲线几乎成水平发展,结构无法继续承载,认为结构已达极限状态。

4 受力特性分析

由以上分析可知,试验模型拱在非对称荷载下主要受弯矩作用,轴力较小,几何非线性影响较小。变形及应变的非线性主要是由于模型拱截面的材料屈服引起的。结构的最终破坏属于以材料非线性为主的二类稳定问题。

文献[3]、[4]进行了 4 根钢筋混凝土肋拱面内受非对称荷载的受力全过程试验。试验结果表明,钢筋混凝土拱的混凝土在低应力下开裂后断面削弱,引起开裂断面的应力重分布和结构的内力重分布。因此,其材料非线性对结构受力影响很大,而其刚度相对较大,除特大跨径外,其几何非线性影响相对较小可以视为强度问题,可以采用极限状态法进行极限承载力的计算。

文献[5]采用有限元方法进行了钢箱拱的受力全过程分析。结果表明,钢箱拱具有良好的弹塑性工作性能,当材料进入非线性后,存在截面的应力重分布和结构的内力重分布现象。其塑性区域向轴线方向的发展速度远大于截面高度方向的发展速度,因而具有较大的塑性区,结构的破坏为二类失稳问题。结构极限承载能力计算不能采用基于刚塑性假定的极限状态法。

文献[6]进行了两根钢管混凝土肋拱的模型试验,其中一根 L/4 处加集中力(非对称加载)。试验结果表明,钢管混凝土肋拱具有较好的弹塑性工作性能,结构受力与钢拱桥相似,结构的破坏也为二类失稳问题。结构的极限承载能力也不能采用极限状态法进行计算。本文所进行的钢管拱模型试验的结果证实了文献[5]对钢箱拱有限元分析的结论。与钢管混凝土拱桥相比,由于钢管拱的刚度更小,所以截面的变形相对更大,试

验过程变形及应变的发展更迅速. 结构从一开始的受力弯矩所占的比重更大, 进入非线性阶段后, 承载能力的下降较钢管混凝土拱桥更为明显. 钢管拱进入塑性阶段后的应力重分布现象更为明显, 塑性区域及沿轴向发展的速度都更大, 塑性区域分布更广.

应该指出, 本试验由于受实验条件限制采用半跨另两个集中力的加载方式, 与实际桥梁设计中的荷载有较大的区别. 国外在设计拱桥时一般采用全跨受均布荷载(考虑自重)加半跨均布荷载(考虑车辆荷载). 国内在公路拱桥的设计计算中则一般采用自重加车辆荷载(对于拱脚往往是半跨布载). 全跨的恒载将使拱桥产生较大的轴力, 半跨的车辆荷载将使拱桥产生较大的弯矩. 在这种非对称荷载作用下拱的极限承载力受几何非线性的影响将大于本文试验中的半跨两个集中力的作用.

还应该指出, 本文进行的模型钢管拱的两点最大竖向位移已达(5.75cm + 4.62cm)为拱肋跨径的1/72.3, 水平向最大位移达5.9cm, 达跨径的1/127. 因此钢管拱采用极限承载力设计时, 应同时对挠度的使用极限状态进行控制.

5 结束语

本文进行了钢管拱面内非对称加载受力全过程的

试验. 试验表明, 钢管拱截面刚度较小, 在荷载作用下变形及应变发展较快. 模型拱在非对称荷载作用下, 结构以受弯矩为主, 材料非线性影响突出, 结构破坏属于以材料非线性为主的二类稳定问题. 钢管模型拱加载过程受力性能不同于钢筋混凝土拱, 其截面应变发展均匀, 未出现应力集中现象. 破坏阶段, 结构塑性区域沿拱轴方向的扩展远大于沿截面高度方向的发展, 应力重分布现象明显. 因此, 钢管拱结构极限承载力的分析也不能采用极限状态理论.

参考文献:

- [1] 成濂泰雄. 钢管构造[M]. 东京: 森北出版株式会社, 1971.
- [2] 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.
- [3] 郑振飞, 彭大文. 超静定钢筋混凝土拱非线性分析[J]. 福州大学学报(自然科学版), 1985, 13(2): 116 - 127.
- [4] 郑振飞, 陈宝春. 钢筋混凝土无铰拱非线性平面有限元分析[J]. 工程力学, 1988, 5(4): 72 - 79.
- [5] SADA O K, TATSURO S. Ultimate load carrying capacity of steel arches [J]. *Journal of the Structural Division, ASCE*, 1977, 103(12): 2323 - 2336.
- [6] 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.

Test of steel tubular model arch under non - symmetric in - plane loads

CHEN You - jie , CHEN Bao - chun , LIN Ying

(College of Civil Eng. and Architecture , Fuzhou University , Fuzhou 350002 , China)

Abstract : The model experiment of a steel tubular arch under in - plane non - symmetric loads is reported. It shows that the displacements of the model developed rapidly for its small rigidity. Moments was the main forces in the model during the whole loading procedure and the geometric influence was distinctly. The collapse model of the steel tubular arch is of the second stability problem , in which the material nonlinear influence is obvious. When the structure reached the ultimate loads , the plasticity was distributed in large zone. The redistribution of the stress is sharply , the ultimate strength can not be calculated by the ultimate state method. 6figs , 1tab. , 6refs.

Key words : steel tubular arch ; in - plane ; non - symmetric ; experiment

Biography : CHEN You - jie , male , born in 1971 , M. E. , lecturer , instructor , CFST arch bridge.