

文章编号: 1004- 4574(2010) 04- 0066- 05

某中承式系杆拱桥静动载试验分析

李永河, 唐 潘, 刘爱荣

(广州大学 土木工程学院, 广东 广州 510006)

摘 要: 以某主跨为 86m 的三跨连续钢筋混凝土中承式系杆拱桥为例, 建立了该桥三维杆系的有限元计算分析模型, 开展了实桥的静动载试验, 详细介绍了静载试验加载方法以及关键截面测点布置方案; 通过关键测点应变及变形实测结果与有限元计算结果的比较, 并结合外观检查结果, 给出了连续系杆拱桥承载能力的判断方法, 供同类桥梁荷载试验及承载能力判断参考。

关键词: 系杆拱桥; 应变; 挠度; 静动载试验

中图分类号: TU 317

文献标识码: A

Stato-dynam ic tests and analysis of a half-through tied-arch bridge

LI Y ong-he, TANG Pan, LIU Ai-rong

(School of Civil Engineering, Guangzhou University, Guangzhou 510006, China)

Abstract In this paper, based on a three-span continuous reinforced concrete half-through tied-arch bridge which main span is 86 meters, a 3D finite element analysis model of this bridge was established and the static and dynamic load tests of the actual bridge were carried out. Then the loading method of static load tests and arrangement of test point of critical section were introduced in detail. A judgement method of load-bearing capacity of continuous tied-arch bridge is proposed by comparing the test result of strain and deformation at critical point with analysis result of finite element method, in addition to observational check. It will provide a reference to load test and judgement of load-bearing capacity for similar bridge.

Key words tied-arch bridge; strain; deflection; static and dynamic load test

拱桥作为我国公路桥梁工程中使用广泛且历史悠久的一种桥梁结构类型, 由于其外形美观、造价低廉、不需要大型吊装设备, 20 世纪 60- 70 年代我国建成了大量拱桥。由于这些桥梁长时间运营, 加之其当时设计荷载标准偏低, 尤其是近年来随着经济的高速发展, 交通量不断增加, 重型车和超载车辆不断增加, 使得桥梁整体结构技术状况有所下降, 桥梁构件出现了一定程度的病害和功能退化现象, 影响了运营的安全性^[1-2]。如何正确判断在役桥梁的使用性能及承载能力, 最常见而有效的方法就是开展静动载试验, 从静动载试验量测结果与理论计算结果比较, 做出较为科学合理的判断。从目前我国基本建设投资来看, 大量的资金用于新建的高等级公路, 用于国、省道, 特别是县乡道路的技术改造资金相当有限。因此, 如何评估判定这些老桥的技术状况等级, 为老桥的运营、维修加固改造或重建提供重要的参考资料和决策依据是其首要任务, 也是我国今后桥梁领域研究的一项重要课题。望通过本文的研究, 对公路混凝土拱桥的病害检测分析提

收稿日期: 2009- 11- 21; 修订日期: 2010- 06- 23

基金项目: 广州市建设科技计划资助项目(2006- 17)

作者简介: 李永河(1970-), 男, 副教授, 主要从事桥梁结构性能评估与试验研究。E-mail: Lyh902@ sina. com

供指导, 并为今后此类老桥的检测评估及以后桥梁设计、施工可以提供借鉴参考。

1 工程概况

某中承式系杆拱桥主桥跨径为组合为 $51.2\text{ m} + 86\text{ m} + 51.2\text{ m} = 186.4\text{ m}$, 主跨属中承式钢筋混凝土系杆拱桥, 主拱桥面宽 19.7 m , 边拱桥面宽 17.26 m ; 横向布置为: 0.25 m (栏杆) + 2.0 m (人行道) + 0.4 m (防撞栏) + 12 m (行车道) + 0.4 m (防撞栏) + 2 m (人行道) + 0.25 m (栏杆)。桥面为 C30 混凝土的 T 梁; 拱肋采用 C40 混凝土箱拱, 主拱肋箱型拱高 2 m , 宽 1.2 m , 中部为四边形挖空; 边拱肋箱拱高 1.2 m , 宽 1.2 m , 中部为直径 0.5 m 的圆挖空。主拱圈矢跨比为 $1/3$ 边拱圈矢跨比为 $1/6$ 拱轴系数 $m = 1.347$ 。该桥设计活载为汽车 - 20 级、人群荷载 3.0 kN/m , 验算荷载为挂车 - 10Q 于 1984 年验收完工。结构总体布置图如图 1 所示。

由于该桥位于车流量大, 交通任务繁重城市主干道区域, 且桥跨结构出现不同程度的病害, 为确定其承载能力是否满足交通量的需求。为日后科学养护、日常管理提供依据, 故对该桥进行了外观检测及静动载试验。

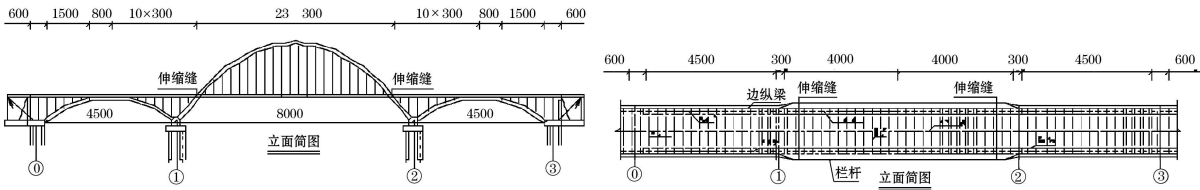


图 1 某中承式拱桥结构总体布置图 (单位: cm)
Fig 1 General layout of a half-through tied-arch bridge structure(unit cm)

2 有限元计算模型机外观检查结果

利用 MIDAS/Civil 软件建立了该桥空间杆有限元计算分析模型 (见图 2)。其中主拱肋、边拱肋、横梁、纵梁、立柱、桥墩和桩基划分为 2012 个空间梁单元; 吊杆和系杆划分为 44 个空间杆单元。根据该桥实际结构特点, 静载试验主要针对边跨、主跨拱脚弯矩、轴力, 5#, 8# 和 11# 吊杆轴力、拱座处的水平推力^[3-4]。由于本次试验为鉴定荷载试验, 桥梁的静力试验按荷载效率来确定试验的最大荷载^[5]。根据理论计算控制内力结果, 主跨最大级加载采用了 6 台单车重约 35 t 汽车作为试验荷载 (见图 3 图 4), 加载方式为单次逐级递加到最大荷载, 然后一次卸到零级荷载。加载位置与加载工况的确定主要原则是: 尽可能用最少的加载重车满足试验荷载效率, 同时应考虑简化加载工况, 缩短试验时间。全桥分 10 级加载 2 级卸载分别达到各自加载效率, 在试验荷载载位情况下, 校核其它截面内力, 均未超过其设计内力, 说明试验荷载载位有效且安全。通过对该桥进行详细的外观检查, 可知该桥的主要受力构件病害主要表现在拱肋、横梁、纵梁、吊杆、拱座的露筋、开裂和局部损坏 (见表 1)。由于该桥主要受力构件病害较为严重势必对桥梁结构的传力、刚度、正常使用产生不利的影响。

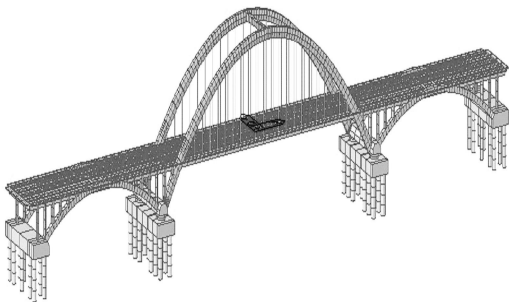


图 2 桥梁有限单元模型
Fig 2 Finite element model of the bridge

表 1 主要受力构件损坏分布

Table 1 Damage distribution of main mechanical components

部件序号	部件名称	缺损位置	缺损状况 (类型、性质、范围、程度)
1	拱肋	1#~ 2#轴	底面中轴线处纵向开裂 (最大缝宽: 0. 10mm)
		2#~ 3#轴	2#拱肋侧面局部露筋、开裂
		1#~ 2#轴	2#拱肋底面局部破损露筋
		1#轴附近	拱肋砼局部破损、1#拱肋局部蜂窝麻面
		1#~ 2#轴	拱肋间横梁局部露筋
2	横梁	3#轴	端横梁局部破损露筋、局部 CaO 析出
		0#~ 3#轴	横梁底腹板普遍开裂 (最大缝宽: 0. 30mm)
3	纵梁	0#~ 1#轴	1#, 2#纵梁局部破损露筋
		1#~ 2#轴	纵梁底腹板普遍开裂 (最大缝宽: 0. 05mm)
		0#~ 1#轴	1#, 3#纵梁由于受力钢筋构造不当而断裂 (最大缝宽: 5mm)
4	吊杆	1#~ 2#轴	35% 砼护体开裂、破损
5	拱座	1#轴	局部破损露筋、开裂 (最大缝宽: 0. 02mm)
		2#轴	局部露筋

3 变形测点及应变测点布置

3 1 桥面、拱肋、拱脚变形测点

在桥面两侧, 边拱 $0L/4$ 拱肋、跨中、 $3L/4$ 拱肋、 L 边拱拱肋和主拱 $0L/4$ 拱肋、跨中、 $3L/4$ 拱肋、 L 拱肋的各控制断面对应的桥面处, 共设 20 个桥面变形测点 (见图 3), 测点采用长 2 cm 特制螺栓固定在桥面铺装层上, 竖向变形测量采用二等水准测量, 水准测量测试精度为 0. 01 mm, 采用 NA2/GPM 3 型精密水准仪。在边拱加载侧在四分点附近、拱顶共设 4 个竖向百分表测点, 在拱脚设 1 个水平测点, 共 5 个百分表测点; 主拱加载侧设置 5 个全站仪测点, 测三向变形 (见图 5)。后视点设置在测试桥跨外。具体量测内容为各级荷载下及卸载后的残余变形。

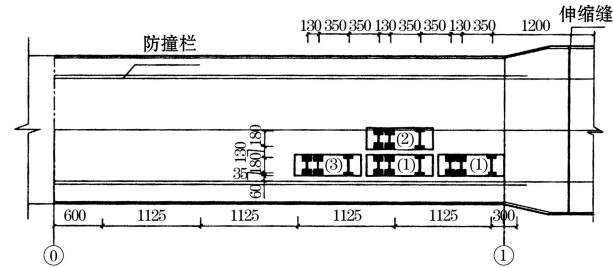


图 3 边跨最大试验荷载载位示意图 (单位: cm)
Fig 3 Schematic diagram of measuring points of midspan under maximum load test (unit cm)

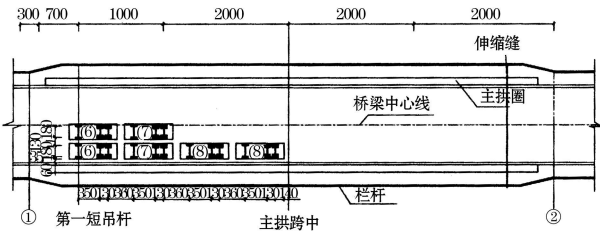


图 4 主跨最大试验荷载载位示意图 (单位: cm)
Fig 4 Schematic diagram of measuring points of main span under maximum load test (unit cm)

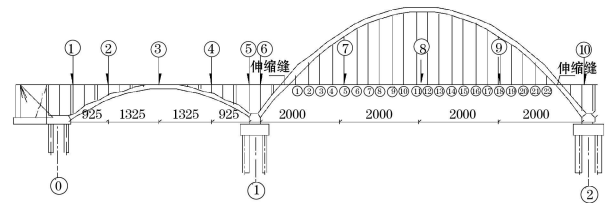


图 5 桥面变形测点布置图 (单位: cm)
Fig 5 Layout of deformation-measuring points on bridge deck (unit cm)

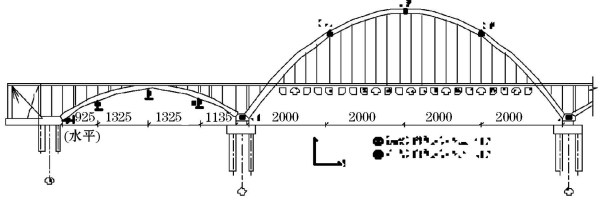


图 6 边拱、主拱拱肋变形测点布置图 (单位: cm)
Fig 6 Layout of deformation-measuring points on side arch and arch rib (unit cm)

3 2 应变测点布置

根据有限元模型分析计算结果及实际结构情况, 应变测试截面选择在边拱拱肋以及主拱拱肋加载侧及

非加载侧的 0L 截面、L/4 截面、L/2 截面、L 截面、设置 34 个应变测点, 在 1#吊杆下的横梁及纵梁下部设置 8 个应变测点, 全桥共 42 个应变测点, 具体应变测试截面及测点布置示意图, 如图 7 所示。本次检测采用基康 GK400 钢弦式应变计, 量测内容为各级荷载下的应变及卸载后的残余应变。

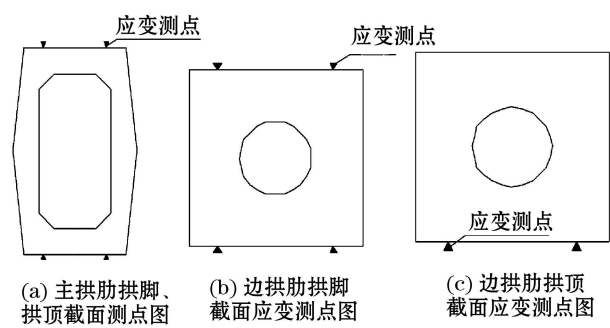


图 7 拱肋应变测点布置图 (单位: cm)

Fig 7 Layout of strain-measuring points on arch rib (unit: cm)

4 静载试验结果及分析

4.1 挠度及应变测试结果及分析

表 2 和表 3 分别列出了最大级试验荷载下, 桥面控制挠度测点和拱肋控制挠度测点的理论与实测值比较结果。由表 2 可知, 在最大级荷载作用下, 主拱 L/4 桥面测点最大弹性挠度为 -16.6 mm, 对应理论计算值为 -12.7 mm, 相应校验系数为 1.33; 由表 3 可知, 在最大级荷载作用下, 主拱 L/2 拱肋测点最大弹性挠度为 -7.6 mm, 对应理论计算值为 -6.2 mm, 相应校验系数为 1.23。变形残余率范围均在 0~0.03 之间, 均能满足文献 [5] 的要求。

表 2 桥面控制测点变形结果比较

截面位置	实测值 /mm		理论值 S_s /mm	校验系数 S_e/S_s	相对残余率 $S_p/(S_e+S_p)$
	最大弹性挠度 S_e	残余挠度 S_p			
边拱 3L/4 桥面	-5.7	-0.2	-5.4	1.06	0.02
边拱 L/2 桥面	-4.5	-0.2	-6.4	0.67	0.02
主拱 L/4 桥面	-16.6	-0.1	-12.7	1.33	0
主拱 L/2 桥面	-12.7	-0.3	-7.7	1.65	0.01

表 3 拱肋控制测点变形结果比较

截面位置	实测值 /mm		理论值 S_s /mm	校验系数 S_e/S_s	相对残余率 $S_p/(S_e+S_p)$
	最大弹性挠度 S_e	残余挠度 S_p			
残余挠度 S_p 边拱 3L/4 拱肋	-4.6	-0.2	-5.1	0.90	0.02
边拱 L/2 拱肋	-3.7	-0.1	-6.4	0.59	0.01
主拱 L/4 拱肋	-12.7	-0.2	-12.4	1.01	0.01
主拱 L/2 拱肋	-7.6	-0.4	-6.2	1.23	0.03

表 4 拱肋拱脚处实测和理论应变比较

截面位置	实测值 /mm		理论值 S_s /mm	校验系数 S_e/S_s	相对残余率 $S_p/(S_e+S_p)$
	最大弹性挠度 S_e	残余挠度 S_p			
边拱 L 上缘	91	1	115	0.78	0.01
边拱 L 下缘	-61	2	-112	0.56	0.03
主拱 0L 上缘	109	3	82	1.29	0.03
主拱 0L 下缘	-101	1	-97	1.05	0.01

由表 4 可知, 在最大级荷载作用下, 边拱肋拱脚截面上缘最大弹性应变为 91×10^{-6} , 对应的理论计算值为 115×10^{-6} , 二者比值为 0.78; 主拱肋拱脚截面上缘最大弹性应变为 109×10^{-6} , 对应的理论计算值为 82×10^{-6} , 二者比值为 1.29。残余应变率变化范围在 0.01~0.04, 均能满足文献 [5] 的要求。

由表 2~4 可知, 该桥边拱肋及边拱桥面系承载能力勉强能满足设计要求, 由于主拱肋局部露筋, 还有纵向裂缝的存在使得拱肋的刚度有明显弱化, 使得实测值与理论值有较大偏差。主拱肋及主拱桥面系刚度较弱, 承载力明显不足, 不能满足相应设计荷载等级的要求。

5 动载试验结果及分析

动载试验主要是测试边拱、主拱桥面及主拱拱肋的自振和车辆通过时的受迫振动特性。自振特性的测量在桥梁无荷载作用下所处的自然环境中进行, 采用地脉动为激振源; 对其受迫振动特性的测量则是利用 1 台重约 35 t 的汽车, 在桥面上分别以 20 km/h、40 km/h 的行驶速度进行跑车及利用一辆约 10 t 的汽车, 其后轮在桥面上一高约 15 cm 的垫块上自由下落进行激励振动。动载试验采用 DASP 动态测试与分析系统, 测试传感器分别布设在 0#~2#轴跨桥面的四分点及主拱 3#和 8#吊杆对应的拱肋截面处, 每个位置布设 2 个传感器。动载试验测点布置示意对该桥的地脉动及跳车试验所得的加速度信号进行频谱分析及模态分析表明, 该桥第一阶横向振动特征频率为 0.586 Hz, 阻尼比为 4.496%, 振型为主拱拱肋侧倾; 第一阶竖向振动特征频率为 1.61 Hz, 阻尼比为 3.8532%, 振型为拱肋、桥面对称竖弯。理论计算表明, 该桥第一阶横向振动特征频率为 0.56 Hz, 振型为主拱拱肋侧倾 (见图 8); 第一阶竖向振动特征频率为 1.62 Hz, 振型为拱肋、桥面对称竖弯 (见图 9)。结果表明该桥整体刚度较弱。振动响应偏大, 行车性能较差。

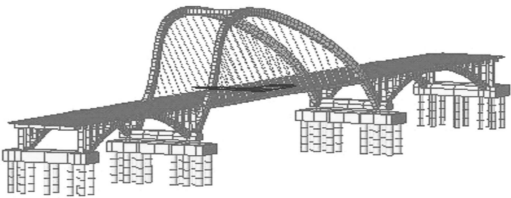


图 8 一阶横向振型
Fig 8 First order traverse vibration mode

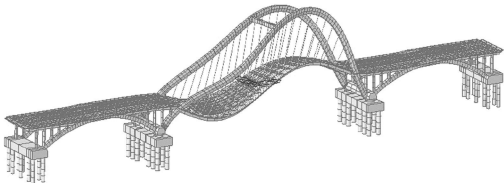


图 9 一阶竖向振型
Fig 9 First order vertical vibration mode

6 结语与建议

通常校验系数在 0.6~1.1 表示桥梁处于正常安全运营状态; 在 1.1~1.5 表示该桥结构承载能力和正常使用性能略显不足; 在 1.5 以上说明桥梁结构承载力不足 [5]。

(1) 桥梁结构外观检查得知结构主要受力构件损坏严重且分布比较广泛, 致使纵、横梁传力效果较差; 桥面、拱肋刚度弱化较为明显, 导致主拱肋实测变形值及应变值均比理论值大。

(2) 该桥边拱主控截面位置变形和应变校验系数均能满足文献 [5] 相应的规定要求, 残余变形率较小, 表明结构承载能力勉强满足设计荷载等级的要求, 基本处于弹性工作范围内。但是主跨拱肋由于纵向开裂的原因导致主拱主控截面位置变形和应变校验系数均较大不能满足文献 [5] 相应的规定要求, 表明主拱承载能力不能满足相应设计荷载等级的要求。

(3) 动载试验结果表明该桥整体刚度较弱。振动响应偏大, 行车性能较差。

参考文献:

[1] 雷进. 靖淮桥病害检测与评估 [D]. 合肥: 合肥工业大学, 2008.
[2] 孙卓, 刘爱荣, 赵新生, 张俊平. 某飞鸟式拱桥拱座开裂加固后静动载试验与分析 [J]. 世界桥梁, 2007 (3): 55-58.
[3] 交通部第二公路勘察设计院. 公路旧桥承载能力鉴定方法 (试行) [M]. 北京: 人民交通出版社, 1988.
[4] JTG D60-2004 公路桥涵设计通用规范 [S].
[5] 交通部公路科学研究所, 交通部公路局技术处, 公路规划设计院. 大跨径混凝土桥梁的试验方法 [R]. 北京: 交通部公路科学研究所, 1982.
[6] JTJ 023-85, 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范 [S].