

文章编号:1671-6833(2013)05-0031-07

某大跨度钢管混凝土拱桥静动载检测、病害及其加固分析

欧耀文^{1,2}, 周朝阳¹

(1. 中南大学 土木工程学院, 湖南 长沙 410075; 2. 长沙生物医院浏阳工业新城建设开发公司, 湖南 长沙 410331)

摘要: 为了评估已建重型公路桥梁的荷载工作性能, 有必要进行动静载实验方案. 建立了有限元模型, 设计了 5 个跨度的静载实验, 用 ANSYS 计算了拱脚最大水平推力(工况 1), 吊杆轴力(工况 2), 拱脚最大负弯矩(工况 3)、主拱圈最大正弯矩(工况 4), 纵梁(包括边纵梁和中纵梁)最大正弯矩(工况 5)应力、应变参数; 用 Midas 计算了动载实验各个工况的模态和动挠度. 以第 16 实验跨为例子, 评价了该桥的工作状况: 振动频率大于理论计算频率, 且平均超出规定值的 12%, 说明该桥在动荷载作用下刚度不能满足设计要求. 最后提出了加固和维修方案, 并对施工难易, 效率进行了比较, 可供国内外同类型桥梁检测和维修加固借鉴.

关键词: 大跨度; 动载; 静载; 加固

中图分类号: TU378.2; TU746.3 **文献标志码:** A doi:10.3969/j.issn.1671-6833.2013.05.007

0 引言

按交通部门有关规定, 为保证桥梁运营的可靠性, 应该进行结构静、动力荷载试验, 以此检验桥梁结构是否符合国家有关设计标准. 为了详细了解某大跨桥存在的结构病害和缺陷, 分析结构病害原因, 本次检测结合该桥的实际情况选择 5 个试验跨, 分别进行 2 种加载工况静荷载试验, 同时进行了各种方案的动荷载车桥振动试验, 最后将理论计算分析结果与实测值进行对比分析. 依据静动荷载试验结果对该桥的承载能力进行了客观评价并提出了几种加固方案进行比较.

1 工程概况

某大桥处于某市江北大道南端, 起讫里程为 K0+230.96~K0+978.04, 全长 747.08 m, 南北走向. 该桥的主桥长度为 231.0 m (89.5 m + 88.0 m + 89.5 m) 三跨连续钢管混凝土系杆拱桥, 拱失度为 1/4. 南引桥为 14×16.5 m 钢筋混凝土连续梁. 北引桥 15×16 m 钢筋混凝土连续梁. 桥面为 25.0 cm 现浇混凝土加 5.0 cm 沥青, 桥面宽度钢管拱部分为 29.1 m, 其余宽度为 25.5 m, 桥面横坡 2%, 人行道横坡 1%. 设计荷载汽车-20 级, 挂-100. 该桥建成于 1999 年, 担负着国

道繁忙的交通任务, 目前主要安全隐患: 桥面板出现明显位移, 尤其是 2008 年自然灾害期间, 北端收缩缝宽度增大到 31.0 cm, 南端伸缩缝挤压, 钢管混凝土脱空, 需要通过检测查明问题所在.

2 静荷载试验

2.1 试验设计

依据《公路旧桥承载能力鉴定方法》, 本次静荷载试验荷载效率 $1.05 \geq \eta > 0.85$. 选择 3 跨系杆钢管混凝土拱主桥(第 15 跨、第 16 跨、第 17 跨), 南北引桥各选择 1 跨(第 3 跨、第 26 跨), 总共选择了 5 跨进行静载试验, 以评价桥梁结构的承载能力^[1]. 主桥试验跨静荷载试验工况和控制截面情况如图 1 所示.

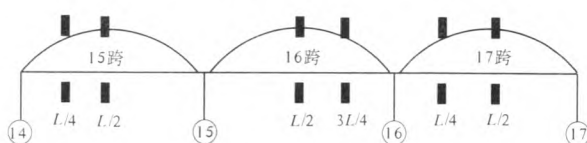


图 1 试验工况和控制截面

Fig.1 Test conditions and control section

试验荷载采用汽车加载, 经等效换算, 本次试验实际采用总重 300~380 kN 汽车进行加载^[2]. 试验中对每辆加载车辆进行编号, 各加载车辆轴距见图 2, 加载车主要参数如表 1 所示.

收稿日期: 2013-04-20; 修订日期: 2013-05-30

基金项目: 国家留学基金委 2012 建设高水平大学资助项目

作者简介: 欧耀文(1984-), 男, 湖南新化人, 中南大学博士研究生, 研究方向为结构健康监测.

2.2 理论分析

下面以 16 号实验跨为例,建立有限元模型,用 ANSYS 计算各种工况下拱脚和吊杆的内力.其中模型假设为:①混凝土、钢筋、吊杆为理想弹性材料,且弹性模量为常数;②不考虑防护栏的刚度对桥梁抗弯能力的提高,但考虑桥面混凝土铺装层对桥梁抗弯能力的提高,不考虑防水层影响,计算设为 C30 混凝土 $\pm 10\text{ cm}$;③截面变形符合平截面假设.全跨共划分为 772 个节点,1 303 个梁单元,26 个只受拉单元.拱肋单元采用结构建模助手建

立,采用梁单元模拟,两端拱脚处固结,拱肋与桥面通过释放梁端约束模拟成铰接;吊杆单元采用只受拉单元模拟^[3].

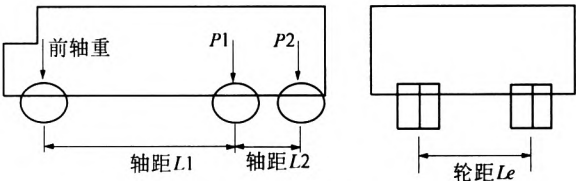


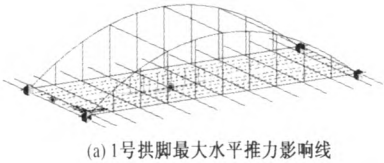
图 2 试验加载车轮距和轴距
Fig. 2 Test loading tread and wheelbase

表 1 试验车辆主要参数
Tab. 1 Test vehicles main parameters

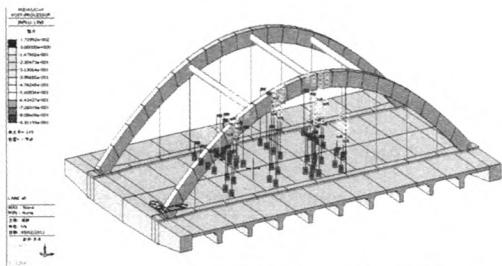
车辆编号	前轴重/t	后轴重 $P(P1/P2)/t$	总重/t	轴距 $L1/m$	轴距 $L2/m$	轮距 Le/m
1	5.250	30.135	36.535	4.5	1.3	1.8
2	5.375	29.215	35.085	4.5	1.3	1.8
3	7.200	28.430	36.700	4.5	1.3	1.8
4	4.950	30.795	36.815	4.5	1.3	1.8
21	94.150	12.210 12.210	33.805	3.2	1.3	1.8
25	61.400	15.950 15.950	38.075	3.2	1.3	1.8
26	74.750	13.380 13.380	34.245	3.2	1.3	1.8
27	86.850	11.790 11.790	32.225	3.2	1.3	1.8

计算设计荷载下的最不利工况:

(1)拱脚最大水平推力(工况 1).1 号拱脚内力如图 3 所示.拱脚最大水平推力 $f_x = 919.37\text{ kN}$.计算得最不利荷载位置在左边中间的吊杆处(从左向右看),等效集中力 $1\ 100\text{ kN}$,加载效率为 0.97.



(a) 1号拱脚最大水平推力影响线



(b) 1号拱脚下最大水平推力最不利布载

图 3 1 号拱脚内力计算

Fig. 3 The internal force of No. 1 arch feet

(2)吊杆轴力(工况 2)如图 4、5 所示.最大轴力在 75 单元处, $f = 202.93\text{ kN}$.最不利荷载位置在左边中间的吊杆处(从左向右看),等效集中力 950 kN ,加载效率为 1.06.

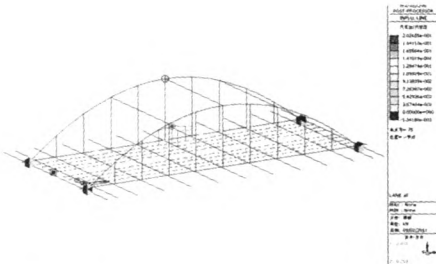


图 4 吊杆轴力最大值 75 单元影响线
Fig. 4 No. 75 unit influence line of Maximum derrick axial force

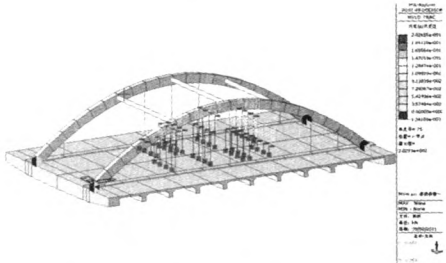


图 5 吊杆轴力最大值最不利布载
Fig. 5 Maximum derrick axial force distribution

(3)依次类似计算,拱脚最大负弯矩(工况 3).拱脚最大弯矩 $m_y = 294.54\text{ kN} \cdot \text{m}$.拱脚最大负弯矩很小.最不利荷载位置在左边距支座 32.5 m 处靠近左纵梁(从左向右看),等效集中力 $1\ 100\text{ kN}$,加载效率为 1.01.

主拱圈最大正弯矩(由于采用吊杆,不一定正好在跨中,但肯定在某根吊杆处)(工况 4),主拱圈最大正弯矩 43 单元右截面处, $m_y = 724.10 \text{ N} \cdot \text{m}$ 最不利荷载位置在右边距支座 15 m 处靠近右纵梁(从左向右看),等效集中力 1 000 kN,加载效率为 0.998.纵梁(包括边纵梁和中纵梁)最大正弯矩(由于采用吊杆,不一定正好在跨中,但肯定在某根吊杆处^[4])(工况 5),最大正弯矩在 41 单元左截面处, $m_y = 2\,013.70 \text{ kN} \cdot \text{m}$,最不利荷载位置在右边距支座 10 m 处靠近右纵梁(从左向右看),等效集中力 800 kN,加载效率为 1.10.

2.3 传感器布置

本次静载荷试验测试主要内容为桥面挠度值、桥面应变值和主要裂缝宽度变化值、主桥钢管拱沉降值、主桥钢管拱拉杆索力、试验跨钢管拱应变值和引桥桥墩立柱应变值.南引桥第 16 跨试验跨测点布置如图 6.

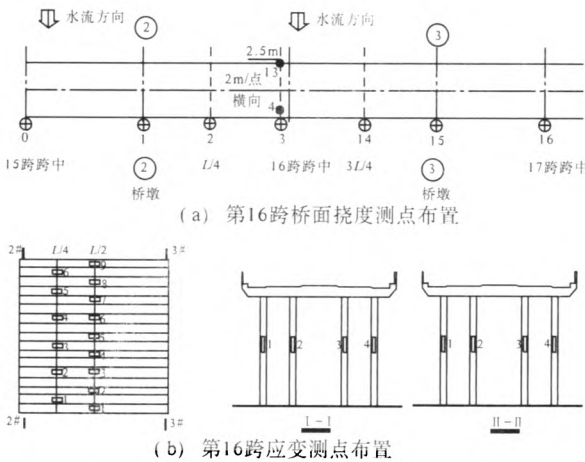


图 6 第 16 跨试验跨测点布置

Fig.6 No.16 test crass measuring points

2.4 第 16 试验跨静载荷试验结果

(1) 挠度测试数据分析

采用沉降专用精密水准仪进行桥面挠度测试.该大桥第 16 试验跨静载荷工况 1 各级加载下,根据连续梁各测点挠度实测值.

绘制了该大桥第 16 试验跨的工况 1 各分级加载下挠度曲线,如图 7 所示.第 16 试验跨工况 1 分级加载下,各测点挠度计算值与实测值对比结果如表 2 所示.

(2) 应变测试分析

第 16 跨工况 1 各级荷载作用下,连续梁应变测点实测值如表 3(拉应变为正,压应变为负).对比结果显示各级加载下主要测点实测挠度值小于理论计算挠度值,测点挠度校验系数小于规范推荐

限值(0.60~0.96),能满足原设计要求.第 16 跨工况 2 主要测试 2#、3#桥墩立柱应变,加载下 2#桥墩桥墩立柱应变测点实测值如表 4.

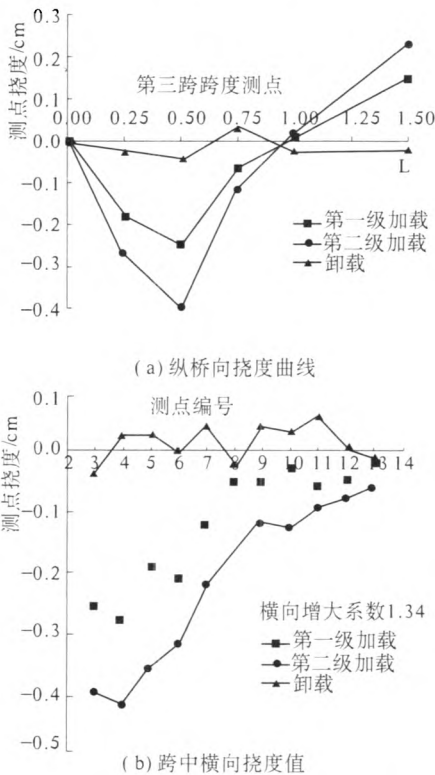


图 7 第 16 试验跨实测挠度曲线

Fig.7 16th test cross deflection curve

表 2 工况 1 各测点挠度计算值与实测值

Tab.2 Comparison calated values and test values of deflection under loading londition

测点 编号	第一荷载		第二荷载		主要测点 挠度较 验系数
	实测值	计算值	实测值	计算值	
1	0	0	0	0	—
2	-1.79	-1.93	-2.69	-3.40	0.79
3	-2.51	-3.96	-3.95	-5.21	0.76
4	-2.77	-3.72	-4.16	-4.84	0.86
5	-1.93	-3.67	-3.54	-4.62	0.77
6	-2.11	-3.13	-3.17	-4.39	0.72
7	-1.2	-3.08	-2.25	-3.76	0.60
8	-0.48	-3.02	-1.72	-3.15	0.55
9	-0.52	-3.01	-1.2	-3.08	0.39
10	-0.3	-3.00	-1.27	-3.03	0.42
11	-0.62	-2.50	-0.93	-3.01	0.31
12	-0.43	-2.30	-0.82	-2.30	0.36
13	-0.17	-2.00	-0.62	-2.00	0.31
14	-0.64	-2.81	-1.12	-1.52	0.74
15	0.10	0.00	0.15	0.00	—
16	0.52	0.36	1.28	0.56	—

表 3 第 16 跨工况 1 应变测量值

Tab.3 The strain measurement values of NO.16 under loading condition 1

	测点 编号	一级加载 实测值	一级加载 计算值	二级加载 实测值	二级加载 计算值	卸载	残余应变 百分比	测点校 验系数
1/2 跨	1	19.4	30.1	40.8	45.7	4.1	10.0	0.89
	2	18.5	26.5	32.5	40.9	2.5	7.7	0.79
	3	15.5	19.5	29.9	33.7	2.3	7.7	0.89
	4	8.5	10.6	16.3	18.6	1.4	8.6	0.88
	5	-0.5	-0.3	-1.5	1.8	0	0.0	—
	6	-0.5	-0.4	-0.5	0.8	0	0.0	—
	7	-0.5	-0.5	-1.5	-0.3	-0.1	6.7	—
	8	-1.0	-0.4	-1.0	-3.3	-0.1	10.0	0.30
	9	-0.5	-0.3	-0.5	-4.2	-0.1	20.0	0.12
1/4 跨	1	9.3	10.6	13.5	18.4	0.8	5.9	0.73
	2	0.7	1.8	9.5	10.6	0.4	4.2	0.90
	3	0.0	0.9	0.8	1.8	0.1	12.5	0.44
	4	-0.4	-0.2	0.5	0.9	0.0	0.0	0.56
	5	-0.4	-0.3	-0.9	-0.2	0.0	0.0	—
	6	-0.1	-0.3	-0.3	-0.2	0.0	0.0	—

表 4 2 号桥墩立柱各应变测点测试值

Tab.4 The test strain values of No.2 pier

测点编号	加载/ $\mu\epsilon$	卸载/ $\mu\epsilon$	残余应变/%
1	-4.6	-0.6	12.1
2	-6.9	-0.6	8.4
3	-5.8	-0.4	6.7
4	-7.6	-0.5	6.6
5	-5.7	-0.7	11.6
6	-5.4	-0.5	9.3
7	-6.6	-0.7	11.0
8	-5.8	-0.3	5.7

实测结果表明,测点残余应变与最大应变百分比最大值为 12.1%,小于 20%,能满足规范要求(20%)。说明桥梁在静荷载作用下,变形恢复能力较好,2#墩结构处于弹性状态下工作。

第 16 试验跨工况 2 下 2#墩立柱反力实测值与计算值对比如表 5。

表 5 2 号桥墩立柱各反力测点测试值与计算值对比

Tab.5 Comparion calculated value and test values of reaction fone of No.2 pier

测点编号	加载实测值	加载计算值	测点校验系数
1	-106.6	-117.3	0.91
2	-122.9	-187.3	0.66
3	-132.8	-187.3	0.71
4	-97.6	-117.3	0.83

2.5 静载试验结论

(1)第 16 跨静荷载试验结果显示,等效试验

荷载作用下,最大挠度值为 3.95 mm,实测挠度值偏差较小。桥梁横向增大系数为 1.34,能满足规范要求。各测点残余变形及应变与总变形及应变百分比小于 20%,桥梁结构处于弹性状态下。试验挠度测试结果说明桥梁刚度较大,能满足要求。

(2)桥跨结构在实验荷载作用下,各点的挠度、应变实测值均小于计算值,说明在汽-20 级荷载作用下其桥跨满足要求,但截面挠度和应变残余量较大,为了恢复其通车荷载,避免重载车辆对该桥的不利作用,建议进行加固^[5]。

3 动荷载试验

3.1 动载试验内容

依据规范和实际情况,该桥动荷载试验主要内容包:(1)桥梁脉动试验:桥梁的自振频率;(2)车桥振动试验:桥梁结构随行车速度和位置变化的动力响应,包括动挠度和冲击系数,同时采用余波分析得到桥梁的振型和自振频率。结合实际情况,选择 16 跨系杆钢管混凝土拱主桥(第 15 跨、第 16 跨、第 17 跨),南北引桥各选择 1 跨(第 3 跨、第 26 跨),进行了 5 个试验跨结构脉动试验及行车激励试验。

为测得动荷载激励作用下的动挠度和结构脉动试验时的结构振动加速度,试验跨布置垂 941B 型拾振传感器,试验跨测点布置如图 8 所示^[6]。

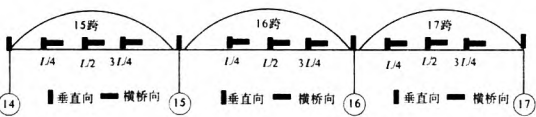


图 8 主桥传感器布置

Fig. 8 The sensors distribution of main bridge

3.2 理论计算

计算依据:(1)JTJ 01《公路工程技术标准》;(2)JTJ 021—89《公路桥涵设计通用规范》;(3)桥梁设计图;(4)相关各方提供的有关技术资料,包括材料参数.主梁用板单元模拟,其余用梁单元模拟.该桥自振频率计算值采用采用有限元结构分析程序 Midas 进行模态分析,主桥模态计算结果如图 9 所示.

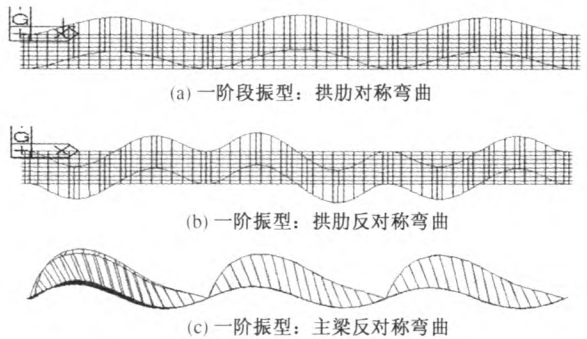


图 9 主桥 16 实验跨前三阶振型图

Fig.9 The first three order vibration mode of NO 16 test cross in main bridge

3.3 第 16 试验跨实测结果分析

(1)模态分析

第 16 跨振动频率实测值与计算值如表 6. 模态分析和余波分析表明,该桥第 16 跨结构实测振动频率大于理论计算频率,实测结构阻尼比为 13.48%.说明该跨在动荷载作用下刚度不满足设计要求,从回弹数据看出其中一个重要的原因混凝土没有严格达到设计标准值;另一个原因是 2008 年泥石流和泄洪等自然灾害对纵梁

表 6 第 16 试验跨振动频率实测值与计算值

Tab.6 The comparison calculated values and test valves of vibration frequency in No.16 test cross Hz

阶数	理论计算值	脉动法实测值	余波法实测值	振型描述
1	4.06	4.21	4.21	一阶振型:对称弯曲
2	14.40	15.2	—	二阶振型:反对称弯曲
3	15.60	—	—	三阶振型:对称弯曲

的截高度有一定削弱作用,原业主单位并未组织及时加固工作.

(2)动挠度分析

该大桥第 16 试验跨动荷载试验,分别以 20, 30,40 和 50 km/h 行车速度行车试验,并进行了 2 组制动试验和跳车试验,每次试验传感器记录最大位移峰值如表 7.

表 7 行车激振下跨中测点最大位移值

Tab.7 The maximum displacement of midspan under

试验类型	试验形式	试验车速/ (km · h ⁻¹)	桥面最大动挠度 /mm	桥面最大水平位移 /mm
行车试验	单车	20 km/h	0.135	—
	并排	20	0.163	0.378
	单车	30	0.194	0.576
	并排	30	0.146	0.253
	单车	40	0.140	0.672
	并排	40	0.325	0.525
	单车	50	0.148	0.414
制动试验	并排	50	0.440	0.493
	单车	50	0.188	0.353
	单车	50	0.198	0.374
跳车试验	并排	50	0.301	0.276
	单车	20	0.375	0.468
	单车	20	0.607	0.309

3.4 第 16 试验跨动荷载试验结论

(1)单车激励时,桥面动挠度随着车行速度的变化而变化,动挠度随车速的增加而增大;车队激励时,车速对桥面动挠度的影响不明显;两车并行激励时,桥面动挠度随行驶车速的增加迅速增大.

(2)第 16 跨桥面动挠度达 0.607 mm,大于规范规定的最大振动幅值(0.5 mm),不满足规范要求.实测一阶自振频率 4.21 Hz 大于理论计算值(4.06 Hz),实测阻尼比为 13.48%.动力冲击系数 1 + u = 1.17,实测冲击系数大于理论计算冲击系数 12%,说明桥梁面平整度及刚度已经不能满足设计要求.

(3)动荷载试验结果说明该大桥第 16 跨实测振动频率大于理论计算频率,且平均超出规定值的 12%,说明桥梁结构在动荷载作用下刚度不能满足设计要求.

5 加固方案制定及比较

5.1 加固方案制定

方案一

完全拆除原桥面系,改为纵梁体系.对于吊杆系统,受建设时期技术条件及水平的局限、梁端防水措施不合理、交通荷载增加导致的积累损伤等因素的影响,吊杆系统的安全性、耐久性已经大大降低.由于吊杆防水防腐性能不足、腐蚀程度及累积损伤较重,要彻底修复、恢复吊杆系统的安全使用功能,难度较大.建议配合全桥维修方案,重新设计、更换吊杆系统,适当增大吊杆的安全系数及刚度,采用防水、防腐、锚固形式更先进合理的新型吊杆.

方案二

方案二的结构缺陷方案及吊杆更换措施与方案一相同,但保留了桥面系部分结构,即拆除原桥面、行车道梁,保留吊杆横梁.在横梁之间增加纵向联系.对桥梁的保留的一些构件进行修复和加固处理,与方案一相同.

5.2 方案比较

方案一与目前新建钢管混凝土吊杆拱桥的施工工序完全相同,对于纵横梁、桥面板设计能采用目前同类桥型的最新成果,对桥梁进行改造,桥梁整体刚度大、整体性好,将大部分吊杆承担的荷载转移到新设计的承载结构体系中,原桥钢管拱肋承担的荷载也有一定程度降低.该方案必须对桥墩基础进行加固,(或者增加新的桩基、桥墩),该方案涉及新旧体系之间的体系转换,及荷载的合理分担问题,对设计技术的要求也很高^[8-9].

方案二在国内同类桥型的加固改造中也有成功先例^[10],但是存在以下技术难点:①如何准确评价保留的横梁体系的强度储备和刚度问题;②新加固的纵向联系桁架体系必须与保留的横梁体系刚度协调,对桁架体系的设计水平要求较高;③纵向联系桁架体系与保留的横梁必须有效连接问题,且能在全桥形成连续的预应力管道,对施工技术水平要求较高^[11].

6 结论

针对该桥的使用和设计参数施加荷载计算出

结构存在的相应参数,然后通过精密仪器测量,(如水准仪和静载实验数据收集仪)收集静动载数据,通过理论和实际值的对比,确认桥梁工作状态.

通过上面设计的静载和动载获得试验数据说明,该桥主体结构处于正常工作状态,但局部地方需要进行加固和维修.

静动载检测手段作为评估桥梁服役状态,获得内力参数的检测方法,可信、直观、有效.但是如何实时精密测量桥梁结构服役状态内的内力变化值,得出相应分析结论目前是仍是业界的一大难题,仍有大量工作要做,需要进一步深入研究.

参考文献:

- [1] JTG 60—2004 公路桥涵设计通用规范[S].北京:人民交通出版社.
- [2] 周湘桥,张建刚.广州珠江黄埔大桥北汊斜拉桥钢箱梁架设起重机研究设计[J].桥梁建设,2007,5(4):49-51.
- [3] 周岑,郑凯锋,范立础.大跨度石拱桥的全桥结构仿真分析研究[J].土木工程学报,2004,37(3):89-92.
- [4] NEIL A HOULT, PAUL R A FIDLER, PETER G H, et al. Long-term wireless structural monitoring of the ferrisby road bridge[J]. Journal of Bridge Engineering 2010,15(2):153-159.
- [5] 郑尚敏,程海根.预应力混凝土连续刚构桥施工监控分析[J].四川建筑,2010,30(1):167-169.
- [6] 童武元,位东升.虎跳门特大桥施工控制计算分析[J].世界桥梁,2011,28(1):38-40.
- [7] DROSOPOULOS G A, SRAVROULAKS G E, MASSALAS. C V. FRP reinforcement of stone arch bridges: unilateral contact models and limit analysis [J]. Journal of Composites Part B: Engineering, Science Direct, 2007(38):144-151.
- [8] 王伯惠.斜拉桥结构发展和中国经验(下)[M].北京:人民交通出版社,2004.
- [9] 刘自明,陈开利.桥梁工程检测手册[M].(第二版)北京:人民交通出版社,2010:641-649.
- [10] 李全怀.某T形刚构桥的使用状态检测、病害分析及其加固[J].中外公路,2010,5(30):212-217.
- [11] 姚林森.桥梁工程[M].北京:人民交通出版社,2008:399-407.

Analyze on Static-dynamic Loading Detection,Diseases and Reinforce
of a Long Span Concrete Truss Arch Bridge

OU Yao-wen^{1, 2}, ZHOU Chao-yang¹

(1. School of Civil Engineering, Central South University, ChangSha,410075, China;2. LiuYang industrial town construction development Co. LTD Chanqsha Biomedical Park ,410331,China)

Abstract: To assess the loading quality of bridges, it is necessary to establish FEM, static loading experiment was designed. Stress and strain parameters such as the maximum horizontal thrust of arch feet (condition 1), the boom axial force (condition 2), the biggest negative moment of arch feet (condition3), the most-positive bending moment of the main arch ring (condition 4) and longitudinal beam (condition 5) under different working conditions were calculated by ANSYS; Modal and dynamic deflection were calculated by Midas. As an example, in the 16th across, the surveyed vibration frequency of the bridge is 12% at average higher than theoretical calculation one, namely the dynamic loading stiffness can't meet the design requirements. However, the reinforcement and the maintenance must be put forward into. Three kinds of methods were compared at construction difficulty, efficiency. This mean can be used in similar long-span bridges both home and abroad for testing and repairing reinforcement.

Key words: long-span; static loading; dynamic loading; reinforcement

(上接第 25 页)

[5] 钱令希. 工程结构优化设计[M]. 北京: 科学出版社, 2011.

[6] 朱杰江. 建筑结构优化及应用[M]. 北京: 北京大学出版社, 2011.

[7] BATHE K. Finite element procedures [M]. New Jersey: Prentice-Hall Inc. , 1996.

[8] 顾明. 浙江省华能玉环电厂干燥棚风效应研究 [R]. 上海: 同济大学土木工程防灾国家重点实验室, 2006.

[9] DAVENPORT A. Gust loading factors [J]. ASCE-Journal of Structural Division, 1967(93): 11 - 34.

[10] 中华人民共和国建设部. JGJ 61—2003 网壳结构技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003.

Wind Resistance Optimization of Spatial Truss
Structures by the Tooth-shaped Method

HUANG You-qin, WANG Yan-ping, FU Ji-yang, LIN Jun-hong, WU Jiu-rong

(Engineering Technology Research and Development Center for Structural Safety and Health Monitoring in Guangdong Province, Guangzhou University, Guangzhou 510006, China)

Abstract: Optimization studies on wind-sensitive structures focus on high-rise buildings, and large span spatial structures have seldom been involved. For optimization problems with a lot of design variables, the criteria method is usually effective. Design theory and numerical program of wind resistant optimization for complex spatial truss structures are firstly presented. Then, a real double-layer cylindrical reticulated shell is optimized based on the equivalent static wind loads from wind tunnel tests, discussing the influences of area lower limit and full stress step. The results show that the total structural weight is decreased by 48% when the maximum stress is less than the initial correspondent. By setting area lower limit, suitable area distribution is obtained, and material performance is fully made use of to achieve less structural weight.

Key words: spatial truss structures; wind resistance optimization; criteria method; ray step; area lower limit