

湟水河双曲拱桥的病害诊断与力学性能研究

张 慧, 贡 力

(兰州交通大学土木工程学院, 甘肃兰州 730070)

摘 要:以某四孔钢筋混凝土空腹式连续双曲拱桥为例, 结合目前既有双曲拱桥的典型病害调研和国内外旧桥承载力的评定方法, 对其进行了全面的健康检测, 根据现场拱肋线形的实测结果, 建立了该桥原设计与现行状态的全三维有限元分析模型, 从理论上分析了该桥产生病害的主要原因, 理论分析结果得到了现场调研数据的验证。得到了桥梁长期单向超载以及拱肋横向联系弱、横向分布效应差, 造成一侧拱肋应力长期处于高水平而产生徐变变形, 主拱肋偏离原悬链线拱改变了其主要承压设计思想, 加之年久失修造成恶性循环, 从而成为“危桥”的结论, 为该桥的加固设计提供了科学依据。

关键词:双曲拱桥; 健康检测; 有限元空间分析; 病害诊断

中图分类号:U448.221 **文献标识码:**A **文章编号:**1009-7716(2006)06-0048-06

0 引言

随着桥梁结构的自然老化和损伤积累, 同时受车辆荷载的增加和养护维修的欠缺等不利因素的影响, 加之先期设计荷载水平较低等因素, 既有桥梁结构不满足现行使用功能要求的问题已越来越普遍。据 1982 年公路普查资料^[1], 我国既有公路桥梁中危桥约占 3.54%, 20 世纪 50~60 年代修建的桥梁大都表现为承载能力不足。在国道干线上, 设计荷载等级低于汽-10 级的桥梁占 5.4%。这给桥梁结构的安全性造成了极大的威胁, 给安全行车埋下了极大的安全隐患。为了保障既有线路安全、顺畅的运营, 了解既有桥梁的工作现状, 必须对既有桥梁进行状态评估, 从而为桥梁的维修加固提供科学的依据。这也是桥梁界所关注和需要重点研究的课题之一。

双曲拱桥是我国具有民族特色的桥梁形式, 由于其节省材料、造价低廉、施工简便、造型美观等特点, 在我国桥梁建设中得到了广泛应用。据统计, 我国在 20 世纪 60 年代中期至 80 年代中期共建双曲拱桥 4000 余座, 占同期全国公路桥梁总数的 25%。但是, 现有相当一部分这类桥梁存在不同程度的缺陷, 特别是 20 世纪 60 年代至 70 年代早期修建的桥梁, 受当时条件的限制, 设计技术等级偏低, 施工质量未能得到有效控制, 理论研究不充分, 结构上不完善, 特别是片面强调大跨径, 省材料等, 致使今日双曲拱桥存在不同程度的病害, 而病害发展过程中又缺乏必要的维修整治, 使结构承载力继续恶化, 成为危桥。近几年, 随着交通流量的增加, 荷载等级的提高, 特别是超载车辆的出现, 更加剧了双曲拱桥的病害^{[2][3]}。虽然我国废

弃、拆除了部分双曲拱桥, 但仍有相当数量的桥梁函待加固或进行技术改造。

1 研究方法

国际经济合作与发展组织(OECD)报告认为^[4], 对于已使用多年桥梁承载力的评定, 必须以桥梁结构的实际工作状态为基础, 了解桥梁的设计、材料特性与损伤、支座沉降及外部损伤情况。必须明确现有桥梁的工作状况是否与设计原则一致。对有完整并且可靠的桥梁设计与施工条件的情况, 现场调查主要关注结构中的损伤状况^[4]。在不具备设计与施工文件的情况下, 还必须量测结构所有构件的尺寸, 通过试验实测结构的材料特性。我国的《公路旧桥承载力鉴定方法》, 则延用了设计计算的思路, 结合现场调查的结构各部位的尺寸以及材料的强度为依据, 按照设计方法重新计算结构的荷载效应与抗力效应, 最后考虑旧桥的检验折减系数^[5]。

本文在上述规定要求的基础上, 以湟水河双曲拱桥的安全检测为工程背景, 结合实测资料, 分析其病害产生的原因, 并利用有限元程序对桥梁静、动力学特性进行理论分析, 为该桥的安全性评价、健康诊断以及加固维修提供了科学依据。

2 工程概况

国道 309 线湟水河大桥(见图 1)系 4 孔净 45 m 钢筋混凝土空腹式双曲拱桥, 桥全长 208.72 m, 拱轴线采用倒悬链线, 拱轴系数 4.324, 矢跨比为 1/8, 主拱圈由四肋、三拱波及其上现浇层组成, 拱肋断面几何尺寸 30×45 cm, 桥面宽度 5.5 m+2×0.25 m(安全带), 采用重力式桥墩, 钢筋混凝土沉井基础, 设计荷载汽车-13, 拖-30, 无抗震设计。

湟水河大桥是兰州市连接永靖县的主要桥梁, 是西部开发甘肃省路网改造发展规划四纵四横四

收稿日期:2006-08-30

作者简介:张慧(1979-), 女, 甘肃兰州人, 助教, 从事桥梁结构教学研究工作。

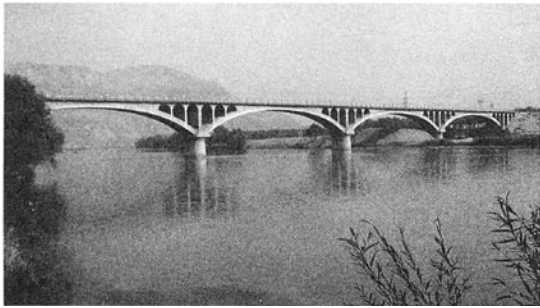


图 1 淩水河大桥

重中的一横。但是由于该桥设计标准较低,建成使用时间较长,加之该桥位于 309 国道上,交通流量大,重型车辆多,桥梁的承载能力已明显不足。

3 调研评估内容

现场调查的主要内容为主拱拱肋线形测量;主拱肋、桥墩、桥台、墩帽等主构件混凝土强度测试、混凝土碳化深度测试以及主要尺寸复核测量;主拱肋、桥墩、桥台、墩帽等的裂缝调查;主桥基频测试等。

3.1 桥梁主拱拱肋线形

3.1.1 实测线形

利用无棱镜全站仪对上下游各孔两片拱肋的拱轴线实际位置进行了测量,得到了拱轴线的现有实际位置并与理论位置进行了比较,比较结果如图 2~图 9 所示,测量时以拱肋下缘为测点,误差计算中包含拱肋制造与安装误差。由图 1 从左岸向右方向定义为第一至第四孔排序。

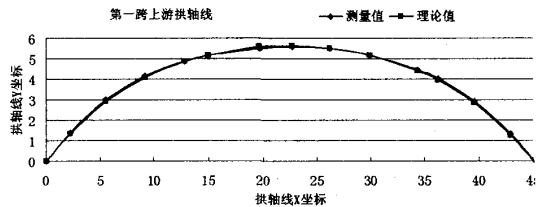


图 2 第一孔上游拱轴线实测值与理论值比较(单位:m)

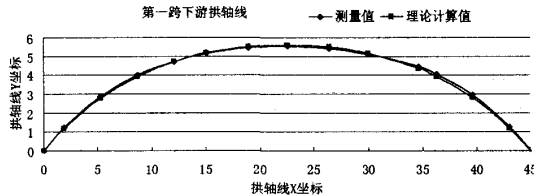


图 3 第一孔下游拱轴线实测值与理论值比较(单位:m)

由图 2~图 9 可知,现有拱轴线均有不同程度的下沉,假定拱肋在施工预制、安装时的初始状态与理论拱肋误差很小的条件下,经过 30 多年的运营,各孔拱肋的变形如下。

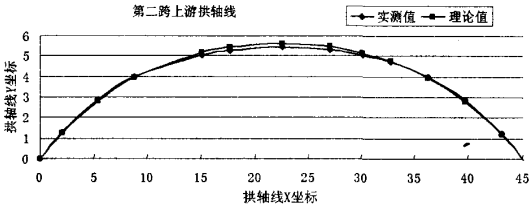


图 4 第二孔上游拱轴线实测值与理论值比较(单位:m)

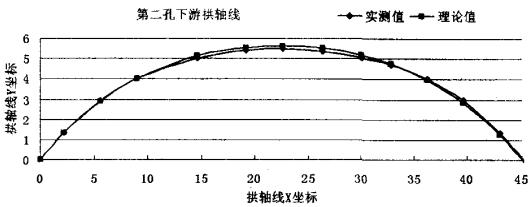


图 5 第二孔下游拱轴线实测值与理论值比较(单位:m)

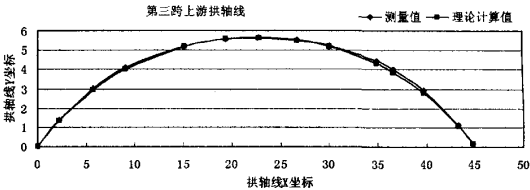


图 6 第三孔上游拱轴线实测值与理论值比较(单位:m)

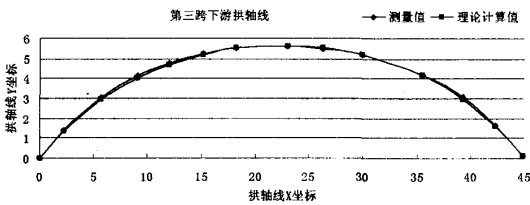


图 7 第三孔下游拱轴线实测值与理论值比较(单位:m)

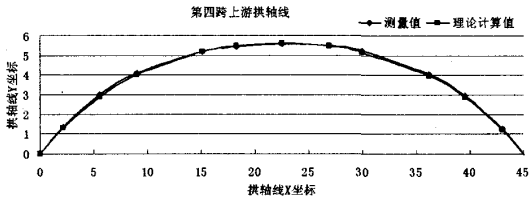


图 8 第四孔上游拱轴线实测值与理论值比较(单位:m)

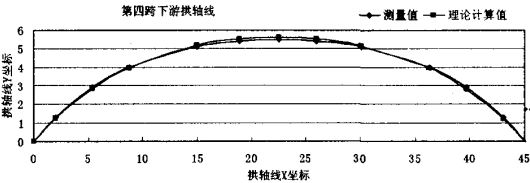


图 9 第四孔下游拱轴线实测值与理论值比较(单位:m)

第一孔:拱顶下沉 6~10 cm 左右,下游侧比上游侧多下沉 4 cm 左右,拱肋发生了扭转变形,1/4 附近拱肋发生上翘,上翘最大达 14 cm,且上下游、两侧上翘不均匀。

第二孔:拱顶下沉 15 ~ 19 cm 左右,上游侧比下游侧多下沉 4 cm 左右,拱肋发生了扭转变形,1/4 附近拱肋发生上翘,上翘最大值 11 cm,且上下游、两侧上翘不均匀。

第三孔:拱顶下沉 2 cm 左右,下游下沉量较小,拱肋扭转变形不严重,1/4 附近拱肋发生上翘,上翘最大达 13 cm。上下游、两侧上翘也不均匀。

第四孔:拱顶下沉 3 ~ 14 cm 左右,下游侧比上游侧多下沉 11 cm 左右,拱肋发生了扭转变形,1/4 附近拱肋发生上翘,上翘最大达 11 cm,且上下游、两侧上翘不均匀。

3.1.2 拱肋线形病害成因分析

拱肋是双曲拱桥主拱圈的重要组成部分,承受全部恒载和活载,并传递至桥梁墩台上,是主要的受力构件。

(1)由实测结果可见,由于其设计荷载等级低,在长期超载运营条件下,混凝土压应力长期处于高水平状态,因而徐变变形较大,造成拱顶下沉,从而使承载能力降低,同时也引起了其它构件的损坏。

(2)本桥的另一个显著特点是四片拱肋横向联系不足,其横向联系仅为抗扭刚度很低的工字钢或角钢构件。横向联系对于拱圈的横向整体性起着十分重要的作用。当拱肋间无横向联系或横向联系强度不足时,在集中荷载(车辆荷载)作用下,各拱肋在横桥向受力是不均匀的,会使拱波产生纵向裂缝,势必降低桥梁的横向稳定性;横向联系较好的拱圈,各肋间的受力和变形就比较均匀,而且,随着横向联系的加强,各肋间的变形就更趋一致。显然拱肋间的横向联系不足是造成拱肋发生不均匀沉降与上翘的另一主要原因。

(3)拱肋发生上翘(或另一侧发生徐变变形),是由于该桥毗邻某煤矿,运煤造成了一个方向行车为超重车辆,而另一个方向超重车较少,使得一个方向拱肋压应力长期处于高水平,加之该桥横向联系不足,荷载横向分布效果不明显,从而发生较大的徐变变形所致。

3.2 拱上横墙、边墙与腹拱病害

现场调查结果表明,拱上横墙两侧均有不同程度的水平可见裂缝。经测量横墙的实际尺寸均比设计值大 1 cm 左右。实腹段边墙在靠近腹拱端有竖向可见裂缝,这是由于实腹段拱顶下沉,拱肋两端上凸所致。腹拱均有明显的裂缝存在。

3.3 桥墩桥台现状

3.3.1 桥墩桥台相对高程测量

由于现场未能找到建桥时的高程控制点,因

此以 1 号桥墩墩底为参考测量了各个墩台顶的相对高程,如表 1 所示。

表 1 墩、台顶实测相对高程(m)

墩台号	0	1	2	3	4
高程	3.311	3.329	3.305	3.326	3.307

注:墩台号如图 1 所示,由左向右分别为:0、1、2、3、4。

由表 1 可见,各墩台顶相对高差最大为 2.4 cm。考虑到墩、台顶施工的误差,可以认为桥梁各墩、台之间的相对沉降很小,说明桥梁基础工作正常,在上部结构自重增加不大的情况下进行桥梁加固,基础是安全的。

3.3.2 桥梁墩、台裂缝调查与成因分析

经现场测试发现,桥梁墩(台)身、墩(台)帽、托盘均出现不同程度的开裂。其中,墩(台)帽侧面出现水平向的裂缝,托盘为竖向裂缝,墩(台)身为竖向裂缝,在拱脚处墩(台)帽出现竖向贯通裂缝。

从裂缝分布情况分析得出,墩(台)帽侧面水平向的裂缝是由于拱肋轴向力引起的主拉应力产生的;托盘及墩(台)身竖向裂缝是由于压应力过大引起的;在拱脚处墩(台)帽出现竖向贯通裂缝则是由于拱肋较大的轴力,而原设计没有设置水平主筋,使得墩(台)帽受剪开裂。所以墩(台)整体结构在现有使用荷载作用下,已不适于继续承载,亟待进行加固。

3.3.3 回弹试验与碳化深度测试

回弹主要检测了拱肋、墩(台)帽、墩(台)身、立柱的混凝土强度及碳化情况。结果表明:主拱圈混凝土碳化深度较小,局部为 1 ~ 2 mm 左右,混凝土强度与设计值较为接近;其它部位如桥墩、墩帽等混凝土碳化深度较深,一般为 3 ~ 4 mm,局部达 6 mm,混凝土强度约为设计强度的 90% 以上。说明主拱肋质量较好,而其他构件碳化较严重,需要加固处理才可满足拓宽提载的需求。

3.4 小结

经过对该桥的全面调查,由于桥梁左岸三孔拱顶出现不同程度的下沉,导致超静定主拱圈、空腹墩混凝土出现裂缝,空腹三铰拱发生位移变形,侧墙拉裂,桥墩有纵面裂缝,桥面变形,已严重影响车辆的安全通行,属于“危桥”。为了消除隐患,对其进行加固设计研究是非常紧迫且十分必要的。

4 结构静力有限元分析

采用 ANSYS 程序进行空间静、动力分析。根据有限元的基本理论,将结构离散为一个空间框架体

系,所有单元均采用 beam4 空间梁单元,计算图式见图 10。全桥共有 1468 个结点,2144 个单元。



图 10 桥梁有限元计算模型

计算成桥状态下拱肋恒载内力、变形,计算在满跨布载情况下的拱肋内力、变形,给出使用荷载下拱肋控制截面最大、最小应力,从理论上分析桥梁拱肋产生现有病害的原因,为加固设计提供科学依据。分析整体受力时采用车道荷载, $q_k=10.5$ kN, $P_k=360$ kN。主要计算结果:(由于该桥对称且第二、三跨为不利的受力部位,故以下仅给出第三跨边拱肋和中拱肋的数据。)

4.1 承载能力计算与分析

为了了解原桥结构的受力与承载能力,根据桥梁竣工图建立了旧桥结构有限元计算模型,如图 10 所示,模型中材料特性见表 2。

表 2 材料特性表

	弹性模量(kPa)	泊松比	密度(kg/m³)	备注
C5 号混凝土	3.45e7	0.2	2500	拱肋、桥面板
C15 号混凝土	2.4e7	0.2	2500	部分墩身
C30 号混凝土	3.1e7	0.2	2500	墩顶帽、托盘及部分墩身

经计算恒载作用下最大竖向位移为 1.21 cm。恒载作用下拱圈竖向位移如图 11 所示。

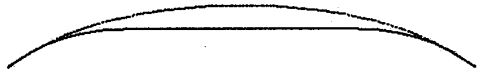


图 11 恒载作用下拱圈变形图

为了考察拱肋变形对拱轴内力的影响,特建立了拱轴变形后有限元分析模型,恒载作用下理想拱轴线典型断面内力及拱轴变形后典型断面内力如表 3 所示。

4.2 恒载作用

恒载作用下整个拱肋变形前后轴力、剪力和弯矩比较如图 12 ~ 图 14 所示。

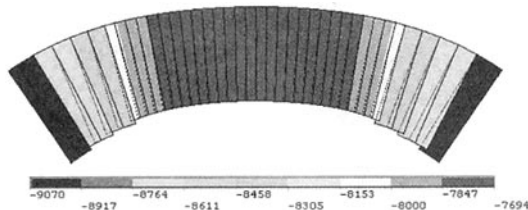


图 12a 恒载作用下拱肋变形后轴力分布图

由图 12 ~ 图 14 可以看出,拱轴发生变形后

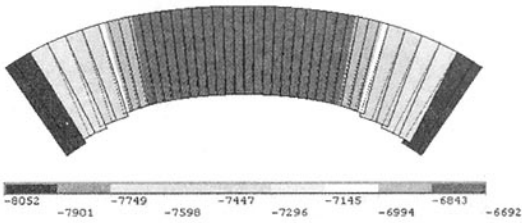


图 12b 恒载作用下拱肋变形前轴力分布图

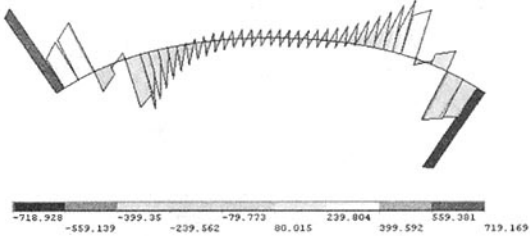


图 13a 恒载作用下拱肋变形后剪力分布图

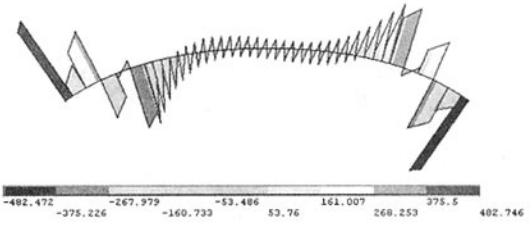


图 13b 恒载作用下拱肋变形前剪力分布图

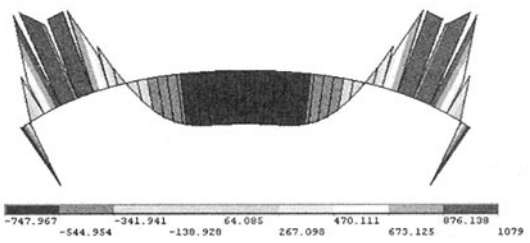


图 14a 恒载作用下拱肋变形后弯矩分布图

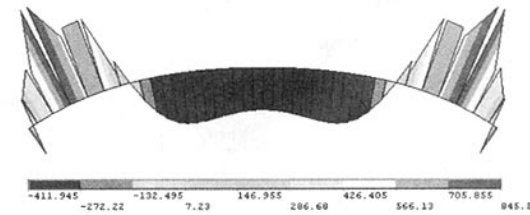


图 14b 恒载作用下拱肋变形前弯矩分布图

典型断面弯矩和剪力变化很大,拱脚弯矩增加了 213.2%,1/4 跨弯矩减小 73.7%,而轴力的变化较小,见表 3。说明拱肋发生不均匀沉降后,原设计的悬链线无铰拱主要承受轴向压力的思想发生了很大变化,拱肋结构由主要承压变成了既受轴压

表 3 拱肋在恒载下的内力值

部位	理论拱轴线			拱轴线变形后			变形前后轴力 变化率(%)	变形前后弯矩 变化率(%)
	轴力(kN)	剪力(kN)	弯矩(kN·m)	轴力(kN)	剪力(kN)	弯矩(kN·m)		
拱脚	8051.6	443.3	238.8	9069.5	679.8	748.0	12.6	213.2
1/8 跨	7647.3	-216.1	-845.6	8708.7	-161.8	-1079.2	13.9	27.6
1/4 跨	6904.4	-3.6	158.9	7941.3	-292.4	41.8	15.0	-73.7
3/8 跨	6739.3	-60.0	411.4	7751.6	-102.8	536.9	15.0	30.5
跨中	6692.7	-47.8	336.3	7694.0	-60.8	576.0	15.0	71.3

注:轴力压为正,弯矩拱肋下缘受拉为正。

表 4 拱肋在公路—Ⅱ荷载下的内力值

部位	理论拱轴线			拱轴线变形后			变形前后轴力 变化率(%)	变形前后弯矩 变化率(%)
	轴力(kN)	剪力(kN)	弯矩(kN·m)	轴力(kN)	剪力(kN)	弯矩(kN·m)		
拱脚	1409.9	453.7	909.8	1419.1	454.5	1798.2	6.5	97.6
1/8 跨	1827.8	143.1	-426.5	1838.2	143.3	-426.7	5.7	0
1/4 跨	1341.4	-238.0	-631.1	1353.9	-203.4	-820.2	9.3	30
3/8 跨	1123.3	180.2	1217.7	1130.3	180.2	1037.5	6.2	-14.8
跨中	1501.0	-236.4	1310.8	1509.1	-236.3	1312.1	5.4	0.1

注:轴力压为正,弯矩拱肋下缘受拉为正。

又受弯曲的构件,同时弯矩的增大又加剧了拱肋徐变变形的发展,从而形成恶性循环,造成前述现场实测拱肋病害的发生。

4.3 活载作用

为了分析桥梁在公路—Ⅱ荷载下拱肋的内力值,对两种有限元计算模型,首先计算了典型断面的内力影响线,根据影响线,按照公路桥规,进行典型断面影响线加载,得到该截面在公路—Ⅱ荷载作用下的内力极值。拱肋变形前后,典型断面在公路—Ⅱ荷载作用下的内力极值如表 4 所示。由表 4 可以看出拱轴发生变形前后典型断面弯矩和剪力变化情况,拱脚弯矩增加了 97.6%,而轴力的变化较小。

此外,由于拱肋变形后,其线形已经不再是悬链线,由计算发现拱脚、1/8 位置截面压应力均超过容许应力,其它部位的压应力也偏高,从而从理论上说明了拱肋发生徐变变形的必然性。因此加固设计中必须增大拱肋横截面面积降低拱肋的工作应力是加固设计的关键^[6]。

5 结构动力特性

拱桥的动力特征的其动力分析的基础,是研究动荷载的力学行为的关键^[7]。结构系统无阻尼自由振动的频率和相应振型是结构系统的重要动力特征。本文对湟水河大桥的振动频率和振型采用兰索斯法求解模态特征值和特征向量。该桥采用三维空间 ANSYS 模型,可提供包括横向、垂直、扭转及耦合在内的所有振型。

文中进行了前 20 阶振型分析,其中前 6 阶振型及对应振动频率和周期如表 5 示,相应的前六阶振型示意图见图 15。

表 5 主要振型及对应频率

序号	振型号	振型特点	频率(Hz)	周期(s)
1	1	横向弯曲	1.590	0.629
2	2	横向反对称	1.753	0.570
3	3	横向正对称	2.042	0.490
4	4	纵向反对称	2.216	0.451
5	5	反对称扭转	2.479	0.403
6	6	纵向正对称	2.725	0.367

结构的自振频率和自振振型是设计计算中必不可少的参数^[8]。自振频率是表征结构物刚柔的指标,自振频率越低说明刚度越小,结构越柔,也就越容易在与之对应的振型方向上发生破坏。由表 5 以及图 15 可以看出,湟水河大桥的前三阶振型分别为横向弯曲、横向反对称以及横向正对称,三者均为横向振动,说明桥梁的横向刚度偏小、横向联系偏弱,因此在加固设计中还需注意加强结构的刚度与横向联系。

6 结论

根据现场调研测试与静动力分析可以得到以下几点结论:

(1)桥梁原设计荷载等级偏低,四片拱肋间横向联系刚度不足,桥梁多年处于超应力工作状态,造成拱肋混凝土应力超过容许值而发生徐变变形,横向联系的不足造成四片拱肋受力不均匀而发生扭转变形,久之,造成永久不均匀沉降,不均匀变形导致拱肋内力发生变化,尤其是拱肋中的弯矩成倍增大,应力增长加剧,循环往复造成拱肋拱顶发生不均匀下沉,拱轴系数严重偏离设计值,使该桥变成了一座“危桥”。

(2)桥墩(台)、墩(台)帽及托盘出现有规律的受力裂缝,说明拱脚内力较大,在墩(台)内产

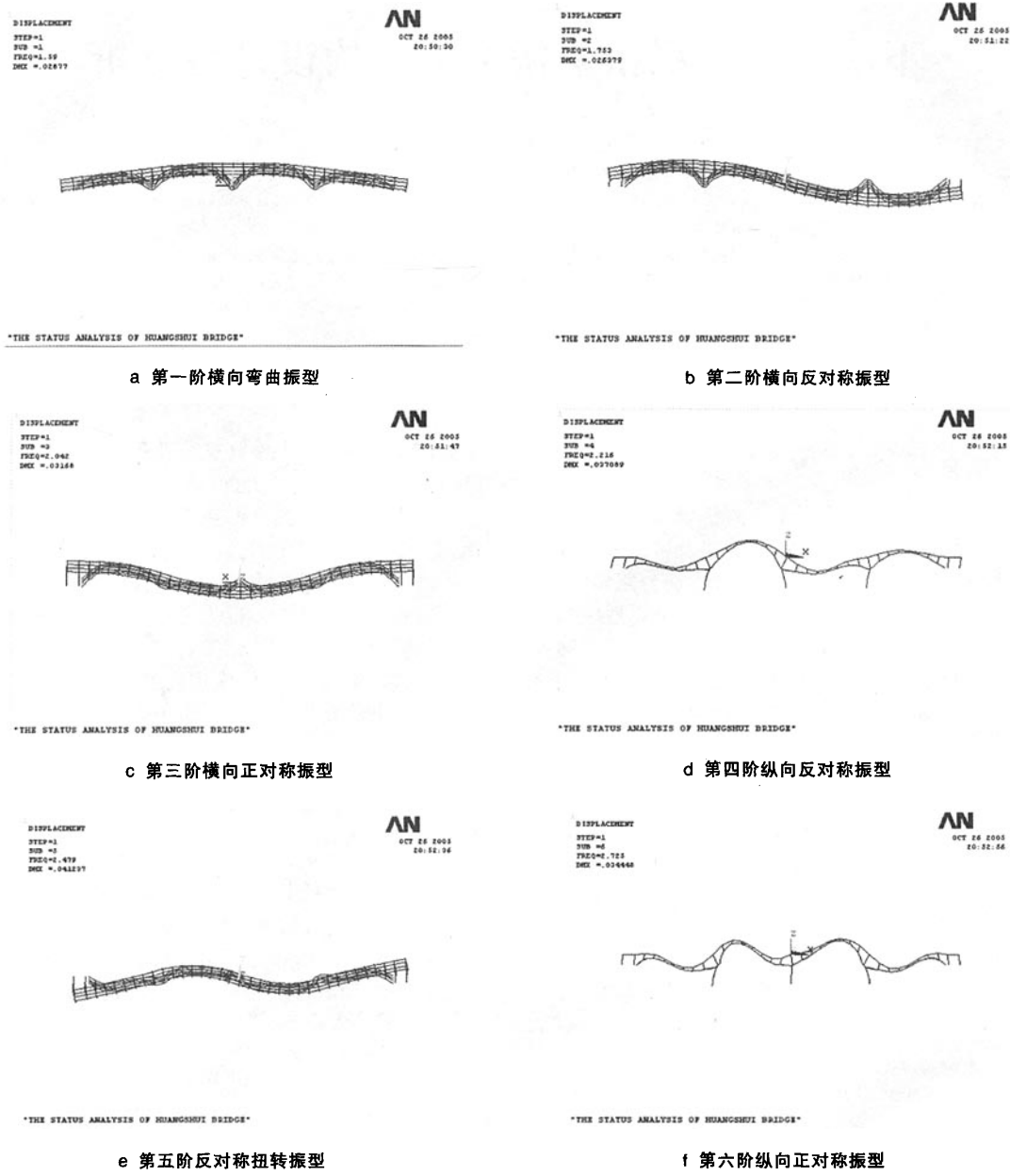


图 15 溧水河大桥振型

生过大的应力，而原设计没有设置足够的受力钢筋，使墩(台)产生裂缝；桥墩与托盘交接处产生裂缝，说明桥墩(台)与托盘交接处截面偏小，需要加大托盘及桥墩(台)身、墩(台)帽截面，并设置相应的受力钢筋。

(3)墩台相对高程测量结果显示，各墩台没有发生不均匀沉降，说明墩、台基础没有丧失承载能力，桥梁具有加固提载的基础。

(4)通过对主要部件混凝土强度回弹结果显示主拱肋混凝土强度与设计值较为接近，其它部

位混凝土强度均在设计强度的 90% 以上，说明桥梁经过一定的维修加固后仍可使用。

(5)由静力分析可以看出，在拱肋线型发生变化之后，拱脚处弯矩变化最大，最高值达到 213.2%。拱脚、1/8 处的应力变化也超过了应力容许值范围。建议通过增大拱肋的横截面面积来降低拱肋的工作应力。

(6)动力分析结果说明该桥结构横向刚度与横向联系不足，这与现场调研的结果是一致的，因此在加固设计中应加强结构的横向联系。

下承式城市钢桁架桥上部结构设计与分析

黄 侨¹, 李 莹¹, 杨大伟¹, 刘 宇², 孙广婧¹

(1. 哈尔滨工业大学, 黑龙江哈尔滨 150090; 2. 大连市市政设计研究院有限责任公司, 辽宁大连 116011)

摘 要: 钢桁架桥主要应用于铁路桥梁, 公路桥梁和城市桥梁中较少选用, 但是在城市道路及公路领域选用钢桁架桥有很多特殊的优越性, 例如, 架设速度快, 适应当今快速、重载交通的需要, 可以为公路和城市增添景观等。该文介绍了大连市中心新建菜市桥上部结构的设计要点及桥梁的结构构造, 主桁采用平面及空间两种方式建立有限元模型的分析过程和桥梁的主要承重结构横梁的计算。结果表明, 该设计选取主桁杆件为焊接工字形截面和 H 型钢, 可以满足高强螺栓的设计和施工要求, 采用平面和空间分析主桁的结果吻合很好, 考虑桥面板与钢横梁作为钢-混凝土组合结构共同工作, 符合实际结构工作状态。该设计可供以后公路、城市钢桁架桥设计参考。

关键词: 钢桥; 桁架桥; 桥梁设计; 城市桥梁

中图分类号: U448.211 **文献标识码:** A **文章编号:** 1009-7716(2006)06-0054-04

0 前言

钢桁架桥主要应用于铁路桥梁, 公路及城市道路领域应用较少。但是在公路及城市道路领域选用钢桁架桥有其特殊的优越性。在公路领域、特别是城市道路中选用钢桁架桥不仅可以适应当今快速、重载交通的需求, 而且钢桁架桥架设速度快, 可以保证中断交通的时间最短。同时钢桁架桥还可以为城市和公路增添一道风景线。例如, 建于 1907 年的上海市外白渡桥目前保留完整, 而且成为上海市的标志景观之一。在公路领域也有许多钢桁架桥。例如, 广东开平市的齐塘桥(又名合山桥)是建于 1934 年的中国第一高强钢公路桁架桥, 桥全长 69.3 m, 可供 2 辆 15 t 重卡车并排行驶, 桥型为下承式单跨钢桁架, 上弦为曲弦式, 该桥至今完好; 于 1972 年 1 月 1 日开工, 同年 10 月 1 日即建成通车的北镇黄河公路桥位于山东省滨州市, 全桥总长 1 390.61 m, 主桥为 4 × 112 m 三

角形连续钢桁架; 沪宁高速公路上首座下承式钢桁架桥—无锡北兴塘大桥, 该桥于 2005 年 3 月 1 日杆件拼装开始, 到纵向拖拉到位, 前后共经历 48 d, 于同年 4 月 17 日晚实现纵向拖拉到位, 该大桥的就位不仅为同年 6 月 30 日前沪宁高速南半幅贯通创造了条件, 也为北半幅主线的建成奠定了基础。由此可见, 钢桁架桥在公路和城市道路领域有其特殊的优越性, 应用前景乐观。

本文主要介绍位于大连市中心的新建菜市桥上部结构的设计要点, 可为以后公路、城市钢桁架桥设计参考。

1 工程概述

现有老菜市桥长 51.5 m, 宽 15.5 m, 是 1931 年建成的下承式曲弦钢桁架桥梁。该桥跨越铁路码头线及多条站线, 由于年久失修, 许多杆件及铆钉锈蚀严重, 加之桥面经多年反复动荷载作用, 疲劳是该桥的极大隐患, 该桥曾在 1990 年进行了维修。现有老菜市桥位于大连市中心区域, 老菜市桥由于人车混行交通阻塞的情况比较严重, 已经不能满足现有的交通状况, 成为该地区的交通瓶颈。

收稿日期: 2006-05-23

作者简介: 黄侨(1958—), 男, 上海人, 教授, 从事桥梁工程科研与教学工作。

本文从现场调研测试和结构数值分析两个方面, 对湟水河大桥进行了病害诊断分析和受力特性研究。可以看出, 上述两种途径既互为补充, 又互为验证, 可较为全面地反映出桥梁现存的主要病害问题。由于该桥目前处于超载运营状态, 各构件均已出现不同程度的损坏, 所以急需进行加固维修。

参考文献

[1] 李惠彬, 郑兆昌等. 对国内外桥梁损伤诊断几种方法的评述[J]. 工程力学, 1998(s): 407-414.

[2] 李晓光, 周晶. 在役钢筋混凝土拱桥病害分析和力学性能研究[J]. 防灾减灾工程学报, 2004, 24(1).

[3] 王技. 旧拱桥的病害分析与质量评价体系的建立[J]. 公路交通技术, 2005, 95(4).

[4] 黄小平, 韦忠胜. 盐津河大桥病害分析及加固[J]. 公路, 2006, 12(7).

[5] 张启伟, 袁万城, 范立础. 大型桥梁结构安全检测的研究现状与发展[J]. 同济大学学报, 1997, 25(s): 76-81.

[6] 王其祥. 扩大拱肋截面加固双曲拱桥[J]. 公路交通科技, 1997, 14(4).

[7] 陈僧民, 徐岳, 毛瑞祥. 危旧拱桥加固改造全过程的动力分析[J]. 中国公路学报, 1997, 10(1).

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