

桥梁结构健康监测应用测试报告

深圳市简测科技有限公司

二〇一四年九月

1 总体概况

1.1 工程简介

沈阳动漫桥（现名伯官大桥，以下均称伯官大桥）横跨浑河，北接棋盘山，南连沈抚新城，是沈阳东陵区内南北联系的重要枢纽。大桥所衔接的道路等级为城市主干道，设计车速为 60km/h，横断面布置为双向六车道及两侧人行道。该桥是我国首座六跨中承式飘带形提篮斜拱桥，如图 1.1 所示。主桥跨径为 $35+84+120+88+68+35=430\text{m}$ ；北岸引桥为 $5*35=175\text{m}$ ；南岸引桥为 $4*35+4*35=280\text{m}$ ；引桥共长 455m，全桥总长 885m，桥宽 32m。图 1.2、1.3 分别为大桥立面布置图和平面布置图。



图1.1 沈阳伯官大桥

Fig. 1.1 Shenyang Boguan Bridge

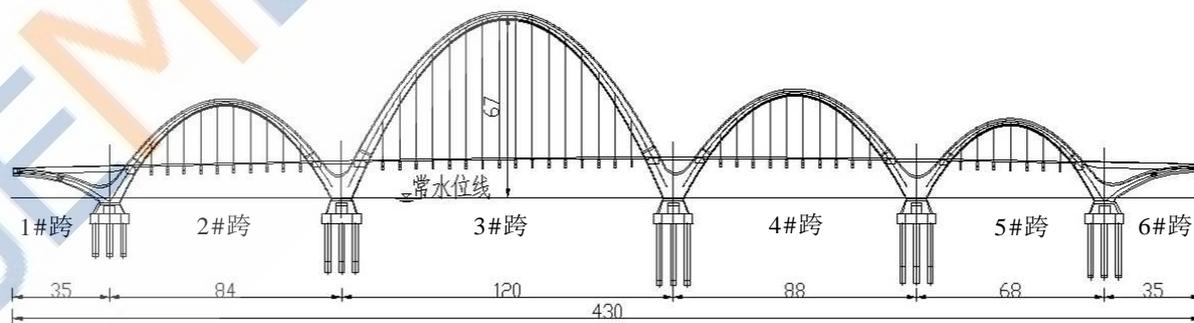


图 1.2 伯官大桥立面布置图(单位：m)

Fig. 1.2 The elevation layout of Boguan Bridge (unit: m)

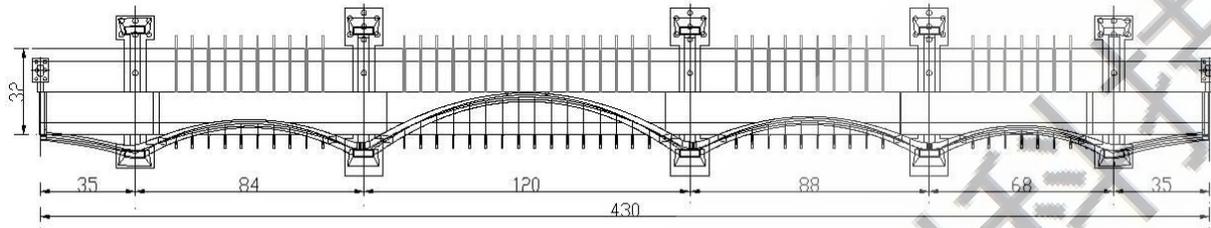


图 1.3 伯官大桥平面布置图(单位: m)

Fig. 1.3 The plane layout of Boguan Bridge (unit: m)

(1) 拱肋

大桥拱肋采用变截面矩形空心钢箱体系，上下游拱肋之间组成三维空间结构，最大跨径 120m，最大拱高 67m。拱座以上拱肋双向倾斜，呈倒 V 状，内倾 17 度形成提篮拱的造型，主拱的两片拱肋在拱顶相交，其余拱肋与主拱有相同斜率，但不相交，除主拱肋拱顶外其余拱肋均无横向风撑。拱肋内部沿桥纵向每隔 6m 设置一道厚为 25mm 的横隔板，且在吊杆吊点处均有设置，而在非吊杆处设置加劲肋。拱肋下部设有钢混结合段，全桥钢混结合段共计 16 个节点。钢箱及钢混结合段截面如图 1.4 所示。

(2) 吊杆

全桥共设 86 对 172 根吊杆，上下游对称且为双索面布置，吊杆与拱肋共同向内倾斜 17 度。吊杆采用 PEJ15B-15 环氧喷涂无粘结钢绞线成品索，抗拉强度不低于 1860MPa，外用 SHG 哈弗套管防护。吊杆中心距 6m，单侧拱肋每个吊点设两根吊杆，每个吊杆横梁设 2 对吊杆。吊杆在吊杆横梁上的吊点在拱肋轴线外侧，以平衡拱肋内倾产生的影响。吊杆在横梁上的吊点距桥面中心 19.5m。吊杆在拱肋上采用锚管式锚固方式，并于吊杆横梁梁底进行张拉。

(3) 系杆

全桥共设 8 束 15 孔可调可换索式系杆，索体采用 PEJ15B-15 环氧喷涂无粘结钢绞线成品索。系杆顺桥向沿桥面竖曲线进行布置，锚固在端横梁上，端横梁与边拱固结，横桥向锚固点基本置于拱肋形心处。

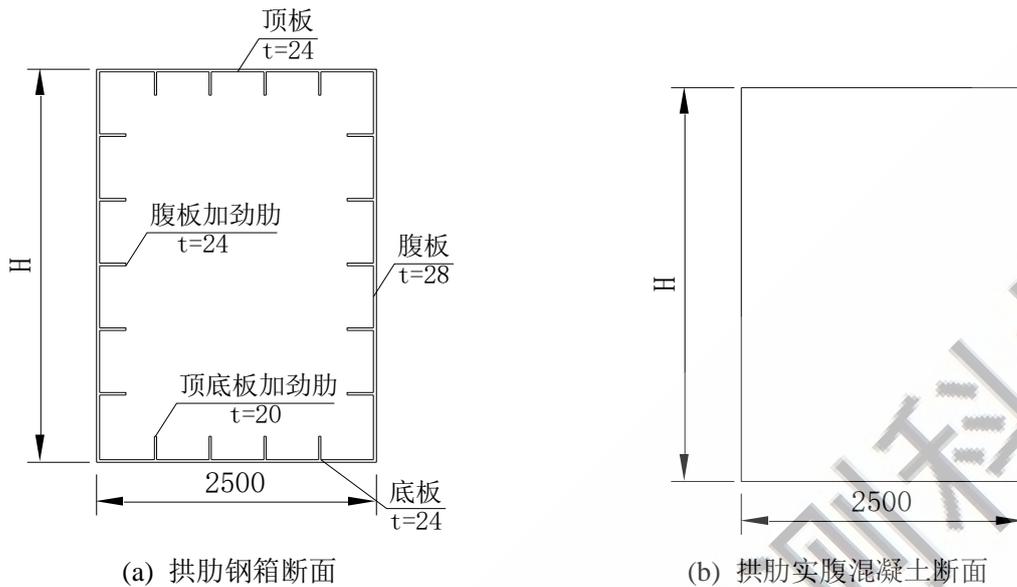


图 1.4 拱肋断面图(单位: mm)

Fig. 1.4 Cross-section diagram of arch rib (unit: mm)

(4) 桥面系

主梁采用钢-混凝土叠合梁结构，预制混凝土桥面板通过剪力钉与吊杆横梁、小纵梁相连。吊杆横梁为普通钢筋混凝土梁，两端由吊杆支承，桥面板采用厚度为 550mm 的 π 型混凝土预制板。吊杆横梁共计 43 片，现场预制，采用 T 形断面，顶宽 800mm，底宽 650mm，中间高度为 3.2m，长 42m，吊点间距 $19.5 \times 2 = 39\text{m}$ 。桥面板在吊杆横梁间设后浇带，以保证桥面板与横梁固结在一起。在有效桥面以外，吊杆之间设绿化槽，绿化槽与吊杆横梁固结。

(5) 桥墩及基础:

引桥承台采用 12 根直径 1.2m 钻孔灌注桩，承台之间设系梁，墩身为花瓶墩；主桥桥墩采用 12+2 根直径 2.0m 钻孔灌注桩，承台尺寸为 $9 \times 14 \times 3.5\text{m}$ ，两承台之间采用系梁相连。埋深约 20m 处可见中风化岩层，采用嵌岩桩设计。

1.2 结构特点分析

与常规的中承式系杆拱桥相比，伯官大桥结构形式新颖、受力复杂，其结构特点如下：

(1) 拱肋采用内倾式拱肋，所有拱肋均向内倾斜 17 度，上下游拱肋间无横向风撑且为陡拱，使结构受力十分复杂，降低了自身稳定性。各拱肋均自成一个完全独立的

结构体系，拱肋上每个吊点锚固两根吊杆，超静定次数高，节点多，增加了拱肋的受力复杂性和不稳定性。

(2) 拱脚处各构件相互交错，与两侧拱肋以不同角度交接在一起形成独特的上宽下窄的空间拱肋体系，且拱脚本身就是一个不规则的实体构造，使得拱脚处受力复杂，属于应力较为集中的薄弱部位，成为关系大桥安全的关键受力构件。

(3) 主梁采用钢-混凝土叠合梁结构，吊杆横梁为横向受力体系，预制混凝土桥面板、小纵梁与系杆组成纵向受力体系。若桥面板承受较大拉力而开裂，必将退出桥面系的受力体系；而纵梁是焊接在吊杆横梁及端横梁上的分段结构，本身受力性能就差。因此纵向受力体系是桥梁整体受力体系的薄弱地带。此外，桥面采用格构式体系，造成其整体性不强，抗扭抗弯刚度均较低，不利于桥梁的整体稳定性。

此外，考虑到该桥的车流量较大，若定期封闭交通对其进行检测与维护，既不现实也不经济。因此，无论是从安全的角度出发，还是从经济性上考虑，都有必要对其建立一套完整的结构健康监测系统。

2 伯官大桥模型建立及数值分析

2.1 有限元模型建立

2.4.1 MIDAS/Civil 简介

MIDAS/Civil 是针对桥梁结构设计而开发的有限元分析软件，在桥梁设计与分析领域得到了广泛应用。与 ANSYS、ABAQUS 等通用有限元软件相比，MIDAS/Civil 在模型建立、结构设计及后处理分析等方面呈现出了如下优势：

- (1) 内嵌多种桥梁结构设计规范，方便用户调用。程序界面友好，前处理与后处理界面间可快速切换，大大提高了建模及分析效率。
- (2) 提供弹性连接、节点弹性支承及释放梁端约束等多种连接方式，在处理复杂节点连接问题上，非常便利^[40]。
- (3) 功能强大，足够满足用户的分析需求。不仅可以做静动力分析，还可以做施工过程分析、稳定性分析、非线性分析以及水化热分析等，而且结果精确，收敛性较好。

为此，本项目使用 MIDAS/Civil 建立大桥的有限元模型，然后对模型进行数值模拟，以获得结构的

受力特性。

2.4.2 模型建立

采用 MIDAS/Civil 建立了该桥的三维空间有限元模型，如图 2.5 所示。以顺桥向为 X 轴，横桥向为 Y 轴，竖桥向为 Z 轴。整个模型包括 6597 个梁单元，174 个桁架单元，1518 个板单元，6365 个节点。

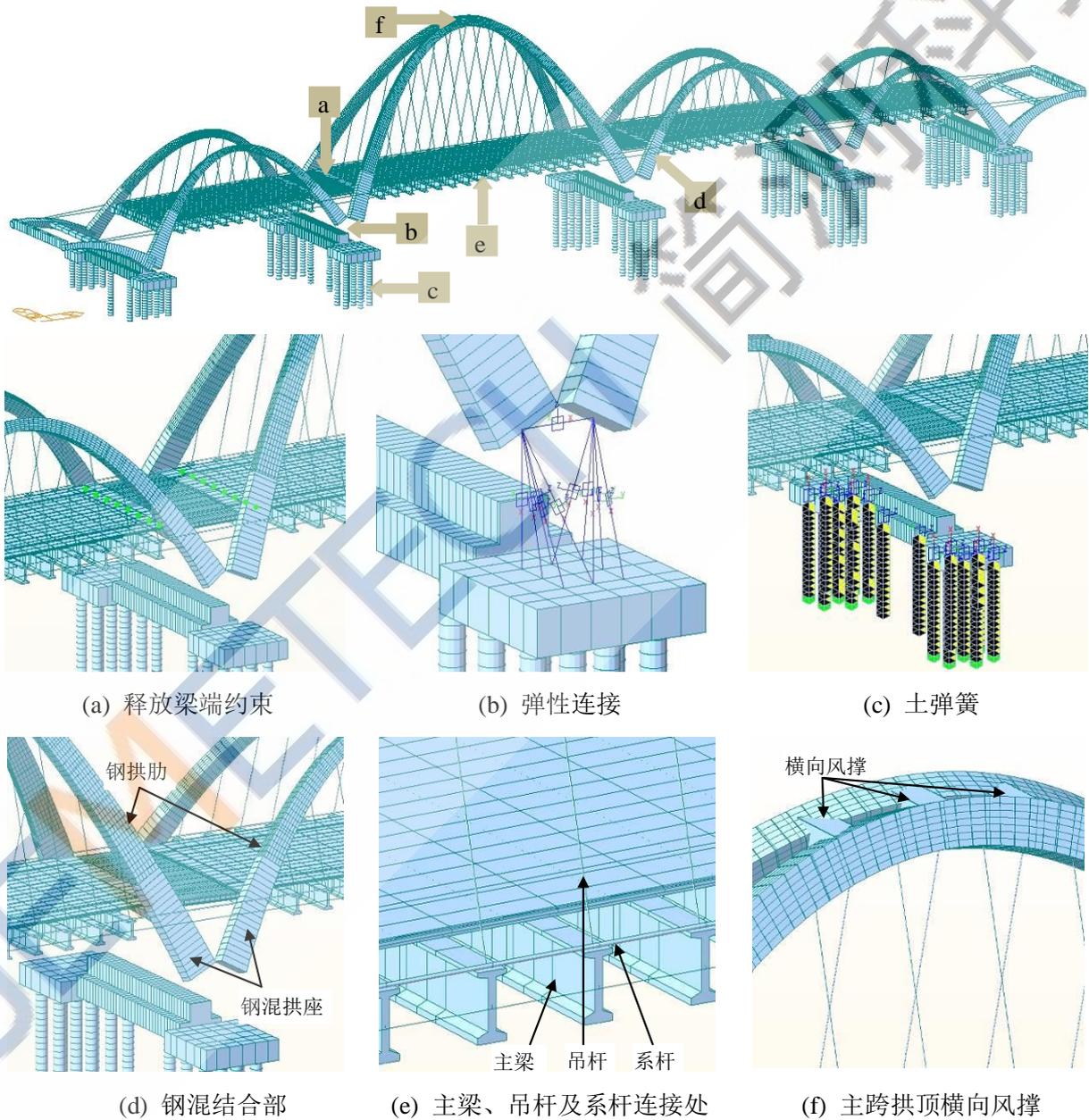


图 2.5 伯官大桥有限元模型

Fig. 2.5 Finite element model of the Shenyang Boguan Bridge

模型中混凝土拱肋、钢拱肋、拱间横梁、吊杆横梁、桩基础等采用空间梁单元模拟；吊杆和系杆采用桁架单元模拟；承台和桥面板采用板单元模拟。伸缩缝通过放松板端约束模拟；混凝土拱肋与承台之间的连接则采用弹性连接模拟；桩基础底部固结，单位长度节点位置边界条件用土弹簧模拟；其余边界条件按实际的支座形式，通过释放支撑点不同方向上的自由度来进行模拟。模型参数采用大桥的设计参数，表 2.1、表 2.2 分别列出了主要构件的材料参数和截面参数。

表 2.1 材料参数表

Tab. 2.1 Material properties

构件名称	选用材料	弹性模量 E (kN/m ²)	泊松比 μ	容重 γ (kN/m ³)	线膨胀系数 (1/°C)
吊杆、系杆	Strand1860	1.95*10 ⁸	0.3	78.5	1.2*10 ⁻⁵
拱肋	Q345	2.06*10 ⁸	0.3	76.98	1.2*10 ⁻⁵
桩、承台	C30	3.00*10 ⁷	0.2	25	1.0*10 ⁻⁵
桥面板	C40	3.25*10 ⁷	0.2	25	1.0*10 ⁻⁵
纵梁、拱间横梁	C50	3.45*10 ⁷	0.2	25	1.0*10 ⁻⁵
吊杆横梁	自定义材料	1.00*10 ⁹	0.3	78.5	1.2*10 ⁻⁵

表 2.2 界面参数表

Tab. 2.2 Section properties

构件	截面积 (m ²)	I _{xx} (m ⁴)	I _{yy} (m ⁴)	I _{zz} (m ⁴)	C _{yp} (m)	C _{zp} (m)
吊杆	4.20*10 ⁻³	2.81*10 ⁻⁶	1.41*10 ⁻⁶	1.41*10 ⁻⁶	3.66*10 ⁻²	3.66*10 ⁻²
系杆	8.34*10 ⁻³	1.57*10 ⁻⁴	7.85*10 ⁻⁵	7.85*10 ⁻⁵	0.1	0.1
主跨拱肋	0.57	1.21	1.74	0.62	1.27	2.42
主跨拱座	14.3	21.5	38.5	7.42	1.25	2.5
桥面板	0.88	1.63*10 ⁻²	1.69*10 ⁻²	0.95	1.83	0.16
吊杆横梁	2.12	0.14	2.54	0.22	0.8	1.66
桩	3.14	1.57	0.79	0.79	1	1

2.4.3 荷载模拟

根据《公路桥涵设计通用规范》(JTGD60—2004)(以下简称“规范”)中有关规定,数值模拟计算主要考虑以下几种荷载:

(1) 恒荷载

恒荷载包括结构自重、二期恒载、吊索初拉力及预应力荷载。其中二期恒载为桥面铺装、防撞墙、栏杆、人行道、绿化槽等大桥附属结构引起的永久荷载,并以均布荷载的形式施加到吊杆横梁上。

(2) 车辆荷载

设计荷载采用城-A级荷载标准,按照影响线的方式对桥梁施加六车道荷载,考虑最不利的荷载效应。车辆荷载按车道加载方式施加,由于大桥计算跨径小于150m,故不考虑车道的纵向折减,但应计入车道的横向折减系数,其值按规范取为0.55。此外,应同时考虑汽车冲击和偏载的影响。

(3) 风荷载

根据《规范》第4.3.7条,风荷载强度可按式(2-1)计算:

$$F_{wh} = k_0 k_1 k_3 W_d A_{wh} \quad (2-1)$$

式中: F_{wh} 为风荷载标准值(KN); k_0 为设计风速重现期换算系数; k_1 为风载阻力系数; k_3 为地形、地理条件系数; W_d 为设计基准风压(KN/m²); A_{wh} 为横向迎风面积(m²),按桥梁结构各部位的实际尺寸计算;

各参数根据该规范具体规定取值如下:设计风速重现期换算系数 $k_0 = 1.0$; 风载阻力系数 $k_1 = 1.3$; 地形、地理条件系数 $k_3 = 1.0$; 桥面处设计基准风压 $W_d = 1.386 \text{ KN/m}^2$, 主拱肋处 $W_d = 1.638 \text{ KN/m}^2$ 。从而,可计算出拱肋横向风荷载为 3.2 KN/m , 吊杆横梁的横向风荷载为 4 KN/m , 桥面板横向风荷载为 0.7 KN/m 。

(4) 温度荷载

大桥所属地区为温带季风气候,温差较大,气温变化迅速,且冬寒时间较长。参照气象部门提供的气象资料和《规范》,大桥体系平均温度为 8°C , 整体升温采用 30°C , 整体降温采用 -32°C 。

2.5 结构静力分析

根据《规范》规定,本文重点计算了表2.3列出的五种荷载组合下的桥梁受力状况:

表 2.3 荷载工况说明表

Tab. 2.3 Loading condition explanation

荷载工况	参与组合的荷载项目
组合 I	恒荷载
组合 II	恒荷载+车辆荷载
组合 III	恒荷载+车辆荷载+风荷载
组合 IV	恒荷载+车辆荷载+风荷载+整体升温
组合 V	恒荷载+车辆荷载+风荷载+整体降温

2.5.1 吊杆内力计算

作为拱桥关键受力构件，吊杆的重要性不言而喻。为了选择合适的吊杆测点进行内力监测，对吊杆进行内力计算以了解全桥吊杆的内力分布状况，是十分必要的。本文吊杆编号如图 2.6 所示：2#跨吊杆 A1—A10、3#跨吊杆 B1—B16、4#跨吊杆 C1—C10、5#跨吊杆 D1—D7，全桥单侧单面总计 43 根吊杆。图 2.7 给出了各荷载组合作用下吊杆的内力分布图。

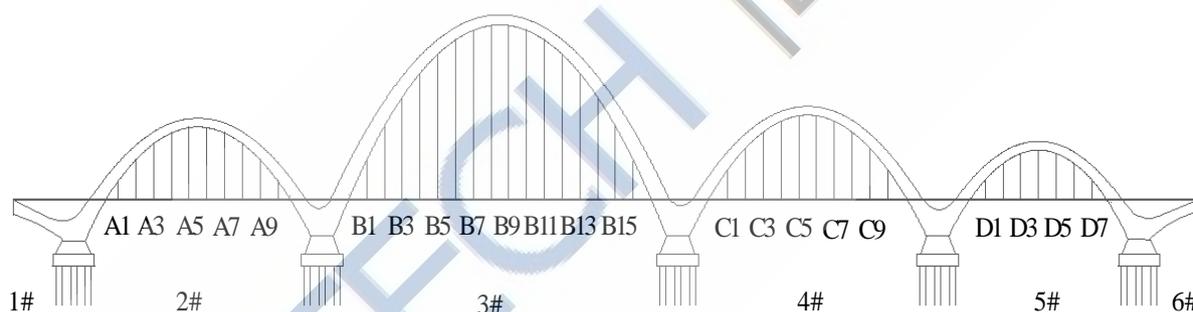


图 2.6 吊杆编号图

Fig. 2.6 The diagram of the suspenders' numbers

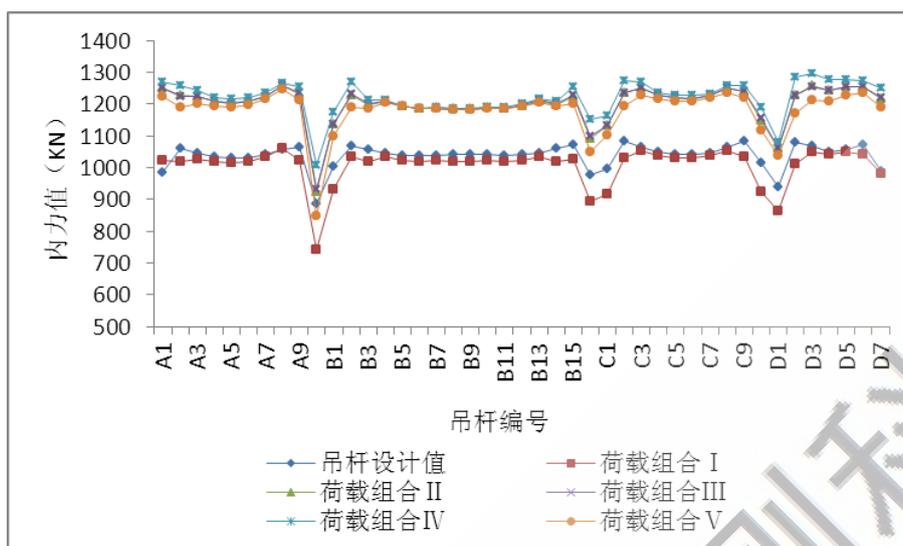


图 2.7 各荷载组合下吊杆内力分布图

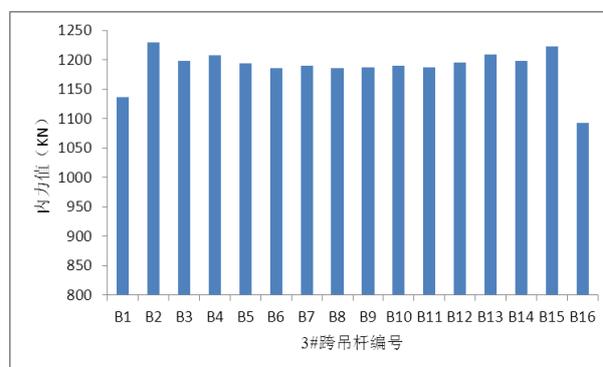
Fig. 2.7 Internal force distribution of the suspenders under all the combinations

经过计算可得出以下结论：

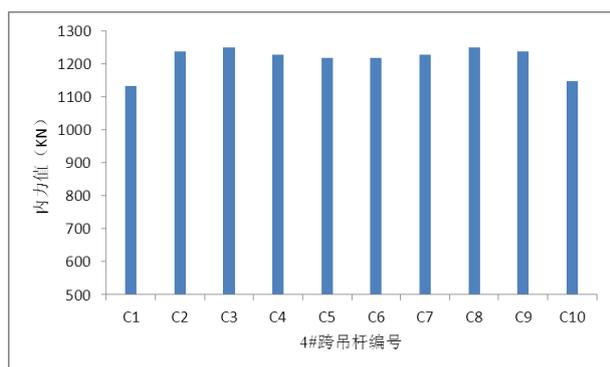
- (1) 荷载组合 I 作用下的吊杆内力分布与吊杆设计值基本相同，而荷载组合 II~V 作用下的各吊杆内力大小基本保持不变。可见，恒荷载与车辆荷载对吊杆内力影响较大，其中恒荷载对吊杆内力的影响达到 80% 以上，车辆荷载影响不到 20%，而横向风荷载与温度荷载对吊杆内力影响均可忽略不计。
- (2) 在所有荷载组合作用下，吊杆内力分布呈现出相同的变化趋势：各吊杆内力分布比较均匀，内力相差不大，其中各跨最端部的两根吊杆内力最小，内力最大的吊杆一般为临近端部的几根吊杆，而中间吊杆内力相对稍小。考虑到大桥车流量较大，荷载组合 II 作用下吊杆内力分布能够反映吊杆的实际受力状态，如图 2.8 所示。以其中 3# 跨为例，B2、B15 两根吊杆内力最大，B4、B13 内力次之，B1、B16 内力最小，其余吊杆内力较为均匀。



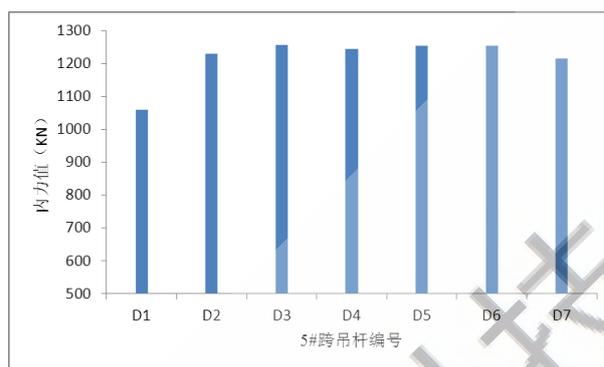
(a) 2#跨吊杆内力分布图



(b) 3#跨吊杆内力分布图



(c) 4#跨吊杆内力分布图



(d) 5#跨吊杆内力分布图

图 2.8 荷载组合 II 作用下各跨吊杆内力分布图

Fig. 2.8 Internal force distribution of the suspenders under the combination II

2.5.2 主梁静力计算

大桥纵向受力体系较为薄弱，而格构式桥面也不利于桥梁的整体稳定性。为分析主梁在各种荷载作用下的受力特点，对其位移及应力进行了有限元计算。表 2.9 和表 2.10 分别为各荷载组合作用下主梁的最大位移和最大应力。

经过计算可得出以下结论：

- (1) 温度荷载对主梁位移和应力影响均较大，且在升温和降温两种荷载下位移和应力变化趋势正好相反。
- (2) 在荷载组合作用下，各跨跨中主梁位移最大，其中主跨跨中位移幅度达到 $-65\text{mm}\sim 30\text{mm}$ 。主梁应力分布比较均匀，每跨除端部几个主梁出现较大应力波动外，其余主梁应力在 $-20\text{MPa}\sim 10\text{MPa}$ 之间浮动。表明主梁与拱间横梁、拱座的连接对主梁的应力产生了很大的影响。

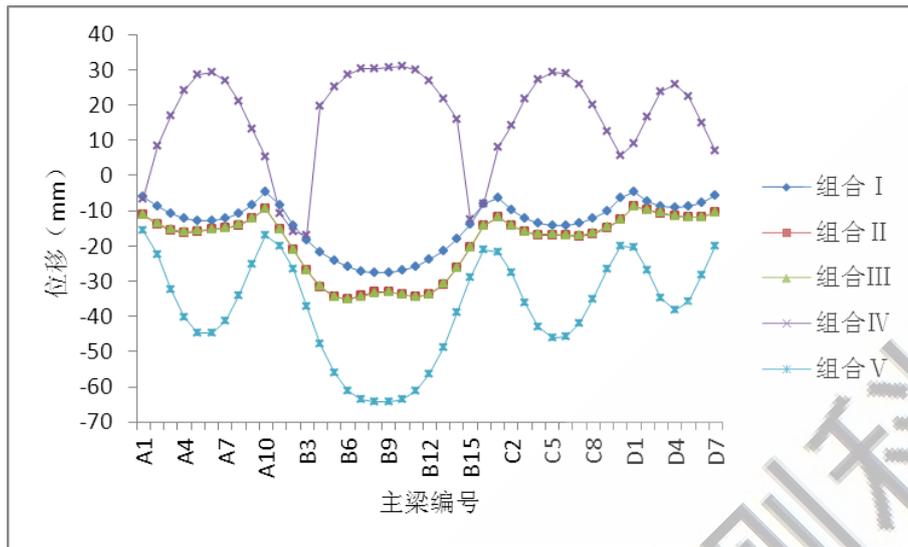


表 2.9 各荷载组合作用下主梁的最大位移

Tab. 2.9 The maximum displacement of girder 表 2.9 各荷载组合作用下主梁的最大位移

Tab. 2.9 The maximum displacement of girders under all the combinations

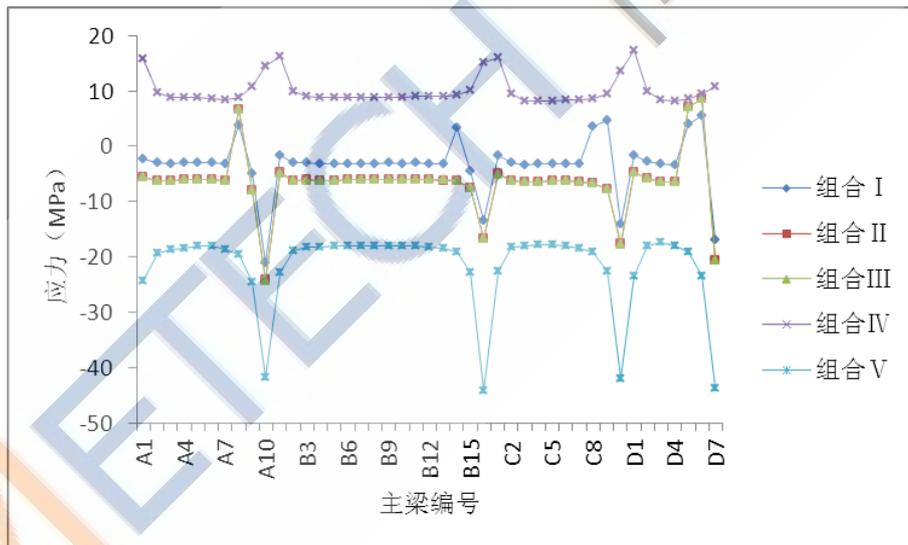


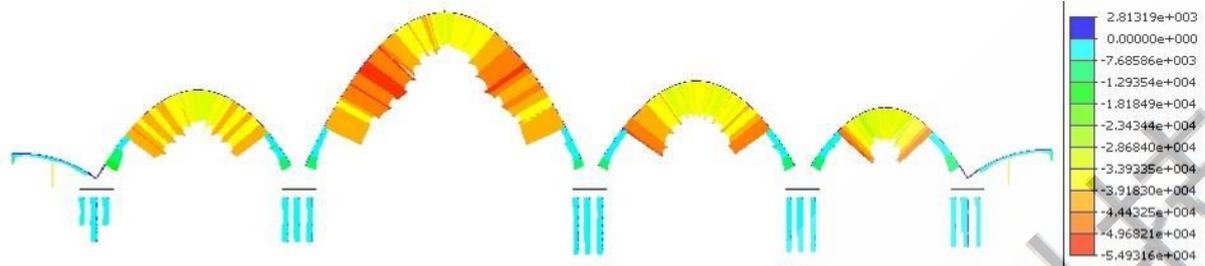
表 2.10 各荷载组合作用下主梁的最大应力

Tab. 2.10 The maximum stresses of girders under all the combinations

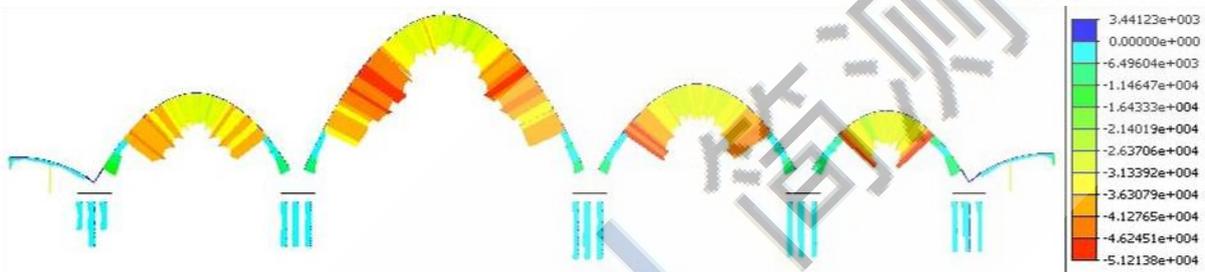
2.5.3 拱肋静力计算

该桥拱肋采用内倾式拱肋，受力复杂，为全面了解拱肋受力状况，本文对拱肋的在各种荷载作用下的位移及应力分布进行了有限元计算。图 2.11 为各荷载组合作用下的拱

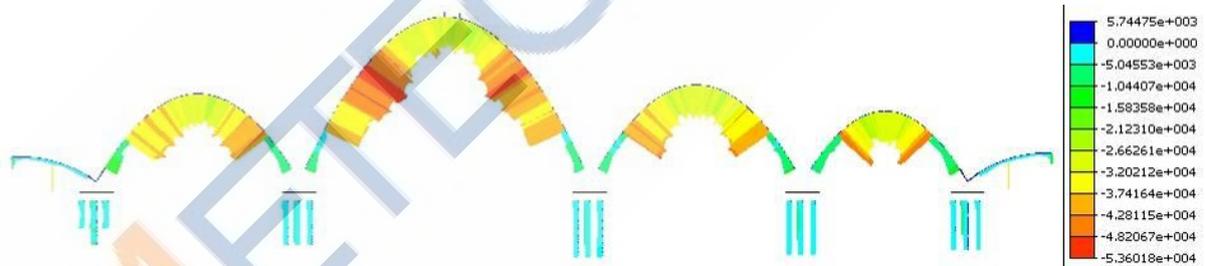
肋最大应力分布图。图 2.12~图 2.13 为各荷载组合作用下拱肋的最大位移分布图。



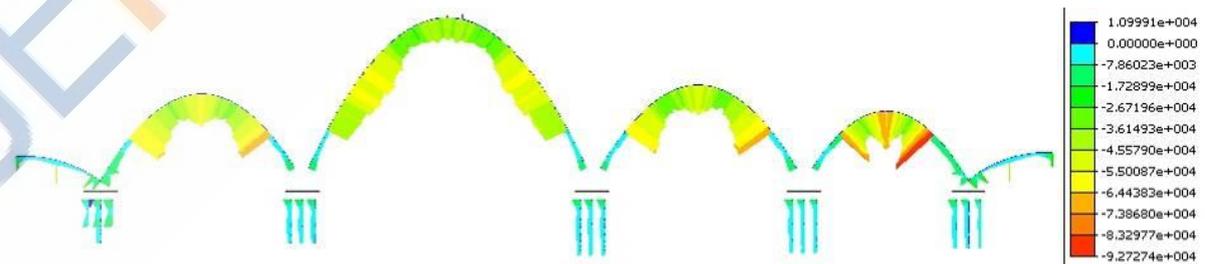
(a) 荷载组合 I 作用



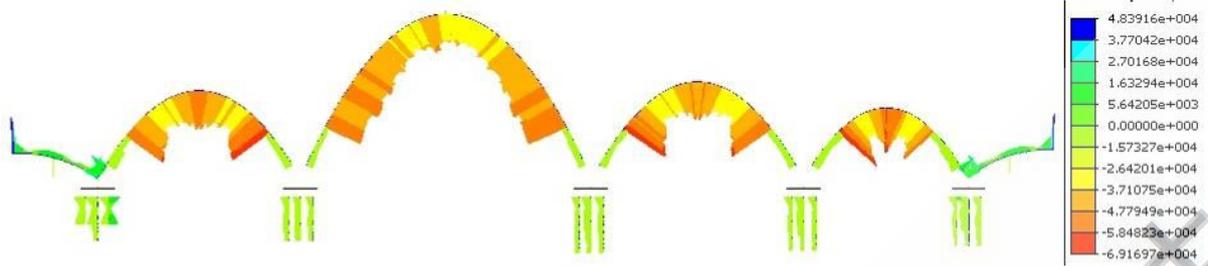
(b) 荷载组合 II 作用



(c) 荷载组合 III 作用



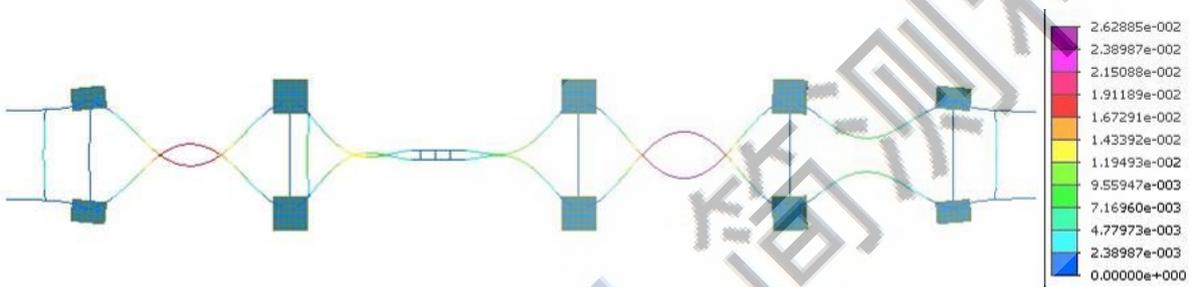
(d) 荷载组合 IV 作用



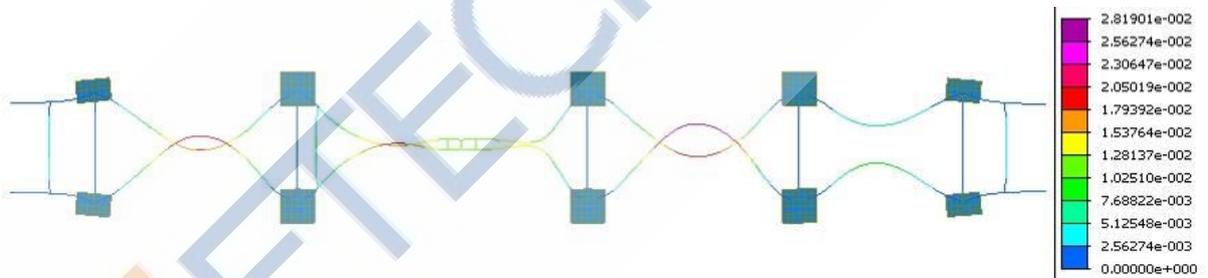
(e) 荷载组合 V 作用

图 2.11 各荷载组合下的钢箱拱肋最大应力图

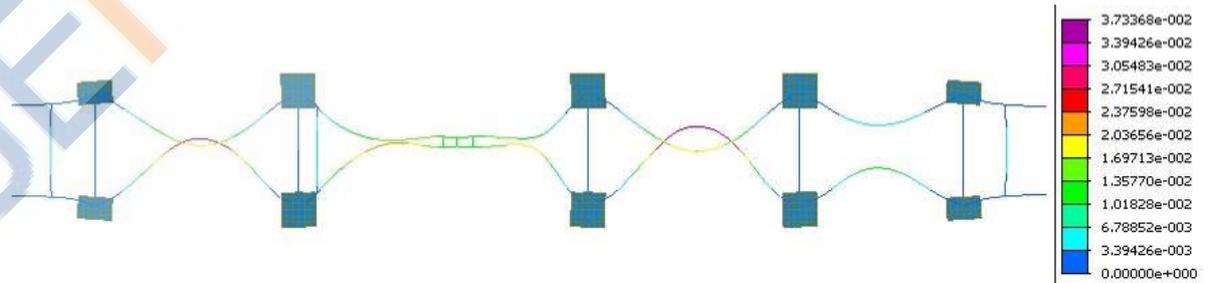
Fig. 2.11 The maximum stresses of teel-box arched ribs under all the combinations



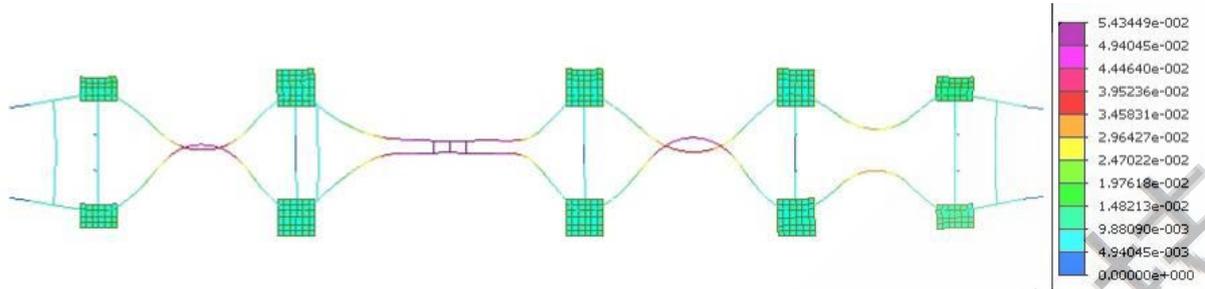
(a) 荷载组合 I 作用



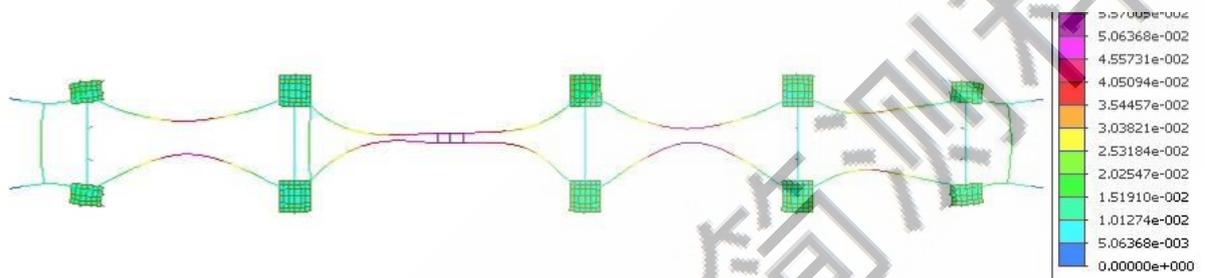
(b) 荷载组合 II 作用



(c) 荷载组合 III 作用



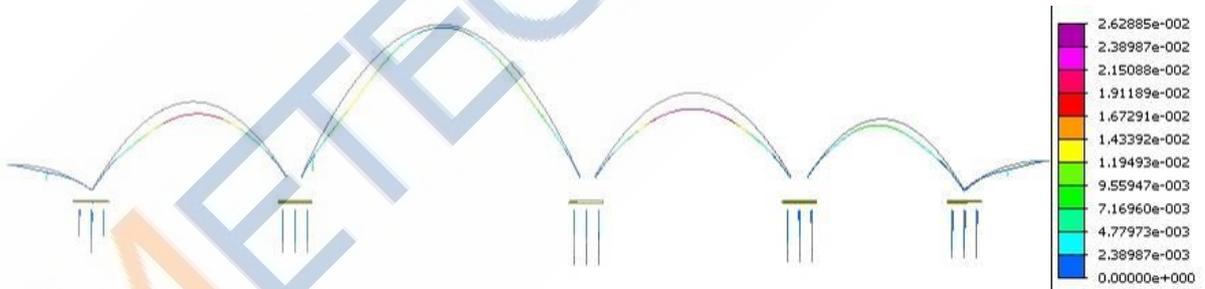
(d) 荷载组合 IV 作用



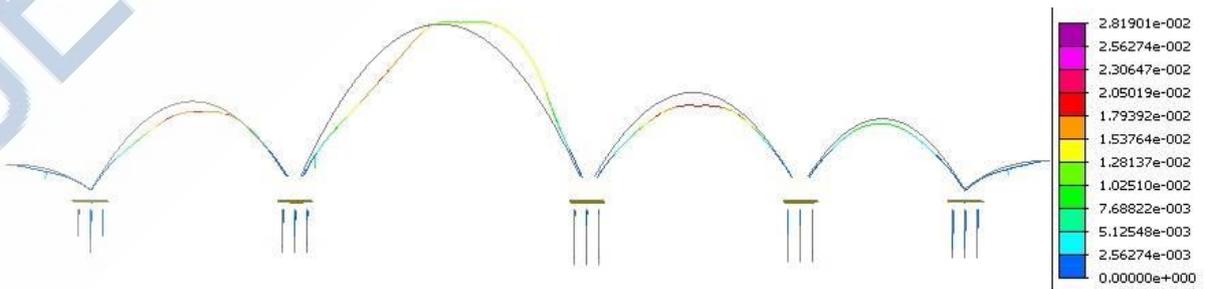
(e) 荷载组合 V 作用

图 2.12 各种荷载工况下的钢箱拱肋最大横向位移图

Fig. 2.12 The lateral displacement of steel-box arched ribs under all the combinations



(a) 荷载组合 I 作用



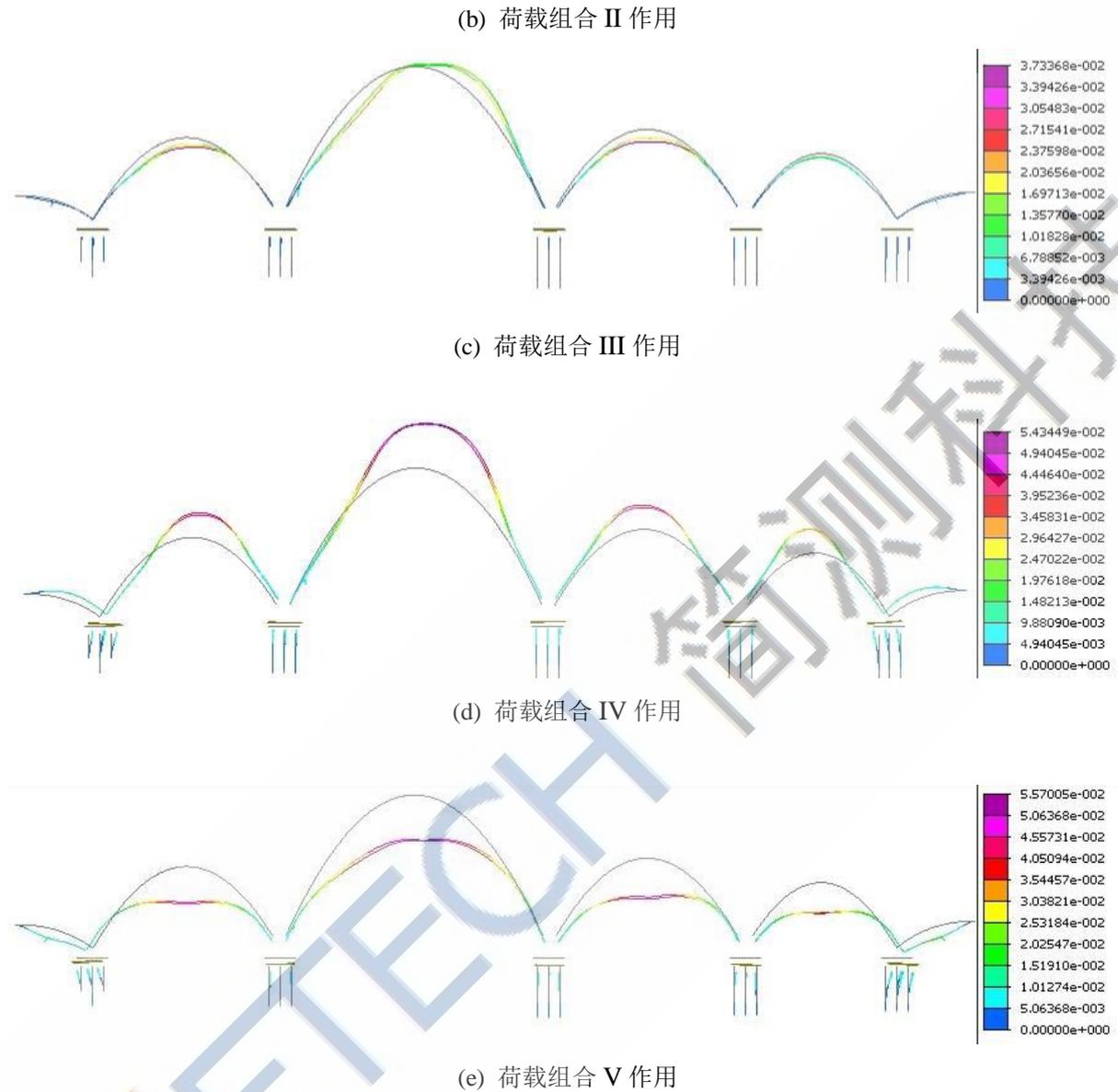


图 2.13 各荷载组合下的钢箱拱肋最大竖向位移图

Fig. 2.13 The vertical displacement of steel-box arched ribs under all the combinations

表 2.4 各荷载组合作用下拱肋关键部位最大应力

Tab. 2.4 The maximum stresses of key parts of steel-box arched ribs under all the combinations

拱跨编号	部位	荷载组合 I	荷载组合 II	荷载组合 III	荷载组合 IV	荷载组合 V
2#	拱座顶部	-2.4	-2.6	-2.7	-4	-4.2
	拱肋底部	-44.5	-46.8	-46.1	-69.2	-68.6
	1/4 拱肋	-41.2	-44.3	-45.7	-53.7	-47.6

1/2 拱肋	-33.9	-37.7	-39.3	-68.3	-58.4
拱间横梁	-10.6	-11.6	-10.3	-12.5	11.4

表 2.4 各荷载组合作用下拱肋关键部位最大应力(续)

Tab. 2.4 The maximum stresses of key parts of steel-box arched ribs under all the combinations(continue)

拱跨编号	部位	荷载组合 I	荷载组合 II	荷载组合 III	荷载组合 IV	荷载组合 V
3#	拱座顶部	-4.2	-4.5	-4.7	-5.2	-5.7
	拱肋底部	-48.6	-55.2	-58.2	-66.3	-70.4
	1/4 拱肋	-55.4	-61.6	-63.7	-68.1	-62.2
	1/2 拱肋	-35.8	-40.7	-41.3	-56.7	-54.7
	拱间横梁	-8.5	-9.2	-8.7	-9.3	-9.5
4#	拱座顶部	-2.7	-3.1	-2.9	-3.5	-3.8
	拱肋底部	-45.2	-53.1	-55	-67.2	-76.3
	1/4 拱肋	-37.2	-44.9	-44.3	-46.3	-45.3
	1/2 拱肋	-34	-42.6	-40.1	-58.6	-58.7
	拱间横梁	-8.9	-9.6	-9.1	-9.7	-9.2
5#	拱座顶部	-2.5	-3.2	-3.9	-6.7	-6.5
	拱肋底部	-43.9	-54.9	-52.9	-81.6	-78.7
	1/4 拱肋	-27	-33.2	-33.3	-45	-38.2
	1/2 拱肋	-31.2	-40.5	-39.1	-71.2	-68.2
	拱间横梁	-9.4	-10.3	-11.1	-11.4	-10.5

表 2.5 各荷载组合作用下拱肋关键部位最大位移

Tab. 2.5 The maximum displacement of key parts of steel-box arched ribs under all the combinations

荷载组合	位移方向	2#拱顶	3#拱顶	4#拱顶	5#拱顶
组合 I	竖向	-15.59	-20.98	-17.37	-9.68
	横向	20.06	-0.03	24.98	8.3
	纵向	-0.24	1.18	0.52	-0.38
组合 II	竖向	-11.38	-18.69	-13.35	-9.78

	横向	21.84	1.73	27.11	9.78
	纵向	2.21	11.18	3.29	0.41
组合 III	竖向	-12.51	-19.13	-14.95	-10.32
	横向	28.94	5.87	35.91	11.7
	纵向	2.24	11.18	3.35	0.43
组合 IV	竖向	15.36	31.35	23.34	20.27
	横向	38.38	5.24	42.75	16.41
	纵向	6.44	10.78	1.59	-3.98
组合 V	竖向	-54.65	-72.97	-49.59	-42.94
	横向	18.87	6.55	28.62	6.67
	纵向	-2.25	11.6	5.22	5.14

经过以上计算可得出以下几条结论：

(1) 相比荷载组合 I~III，在组合 IV 和 V 作用下，拱肋应力平均增加 10MPa~25MPa，表明温度效应是拱肋应力计算中不可忽视的重要因素。拱肋各部位在五种荷载组合下均处于受压状态，且沿拱轴线应力分布较为均匀。荷载组合 I~IV 作用下，2#拱、4#拱和 5#拱的拱肋底部应力最大，应力幅度在-55MPa~-43.9MPa 之间，3#拱的 1/4 拱肋部位应力最大，应力幅度在-63.7MPa~-55.4MPa 之间；荷载组合 IV 和 V 作用下，拱肋底部应力最大，应力幅度在-81.6MPa~-66.3MPa 之间。综上分析，拱肋底部与 1/4 拱肋部位应力较大，在应力监测时应重点考虑。此外，拱间横梁虽同样处于受压状态，但其应力相对拱肋可忽略不计，在监测方案中应更重视拱肋的应力监测。

(2) 荷载组合 III 作用下，拱肋横向位移较大，组合 IV 和 V 作用下，拱肋竖向位移较大，且方向相反。说明风荷载主要引起拱肋的横向位移，而温度升降温则对拱肋的竖向位移影响较大。各荷载组合下，3#拱肋顶端的竖向位移最大，位移变化幅度为-73.97mm~31.35mm，4#拱肋顶端的竖向位移次之，位移变化幅度为-49.59mm~23.34mm；但是 3#拱肋顶端的横向位移最小，位移幅度在-0.03mm~6.55mm 之间，4#拱肋顶端横向位移远大于 3#拱肋，位移幅度 24.98mm~42.75mm，表明其顶端的横向风撑对减小拱肋的横向位移起到了很大的作用。拱肋顶端的纵向位移相对横向、竖向位移可忽略不计。

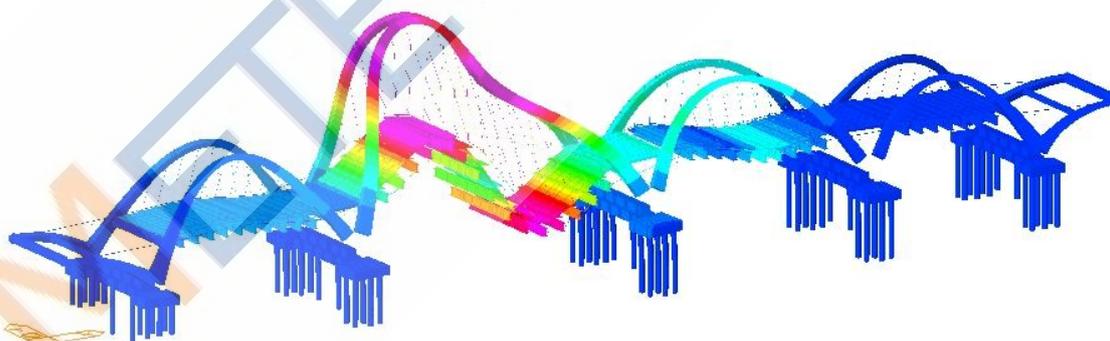
2.6 结构动力特性分析

表 2.6 桥梁的前 10 阶模态频率与振型

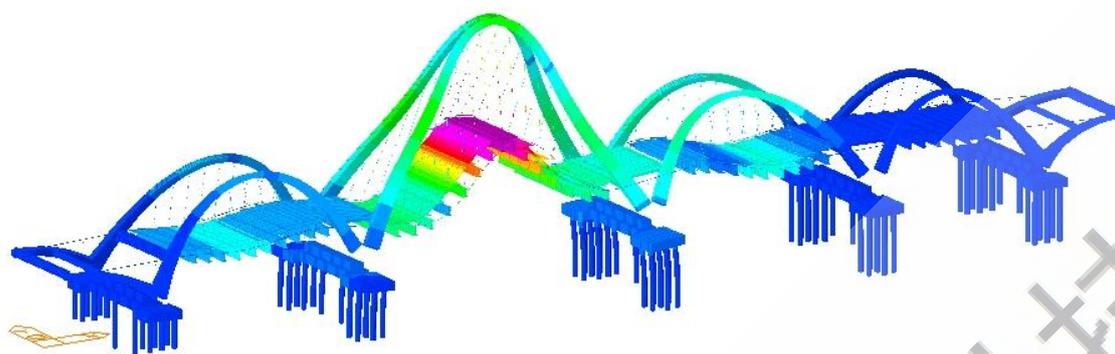
Tab. 2.6 The first 10 modal frequency values and its vibration model features

模态/阶	自振频率/Hz	周期/s	振型
1	0.927	1.079	主跨拱梁竖向反对称
2	1.087	0.920	主跨拱梁竖向正对称
3	1.259	0.795	主跨拱梁竖向反对称，次边跨拱梁竖向正对称
4	1.370	0.730	主跨拱梁反对称扭转
5	1.399	0.715	边跨竖向反对称与扭转耦合
6	1.437	0.696	主跨拱梁竖向正对称
7	1.465	0.683	主跨、边跨竖向正对称与扭转耦合
8	1.649	0.606	主跨和边跨竖向反对称
9	1.666	0.600	主跨拱梁反对称扭转
10	1.696	0.590	主跨拱梁反对称扭转

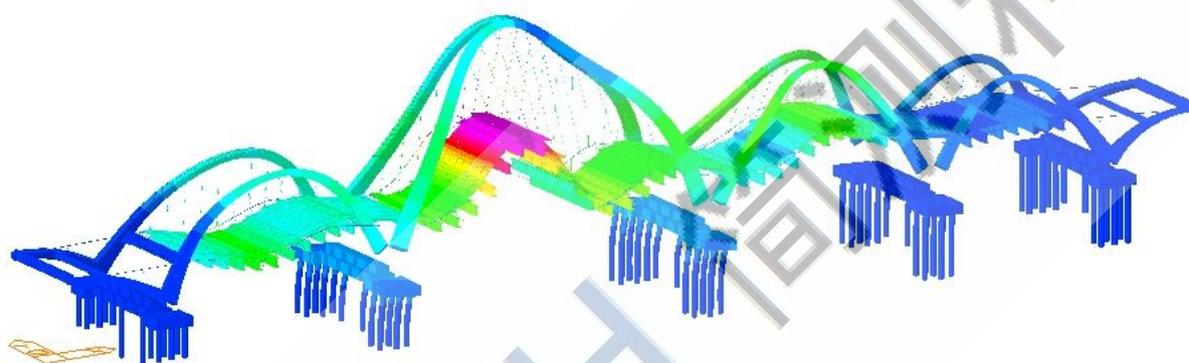
在动力特性分析前首先应进行静力计算，将预应力施加到结构上，然后将二期铺装、防撞墙、栏杆、人行道、绿化槽等二期恒载以均布荷载的形式施加到吊杆横梁上，以考虑其对结构振动的影响。根据振型质量参与系数应达到 90% 的要求，该模型应该计算前 100 阶模态，受篇幅所限，本节只给出前 10 阶模态。表 2.6 为结构前 10 阶模态频率及相应的振型描述，振型如图 2.14 所示。



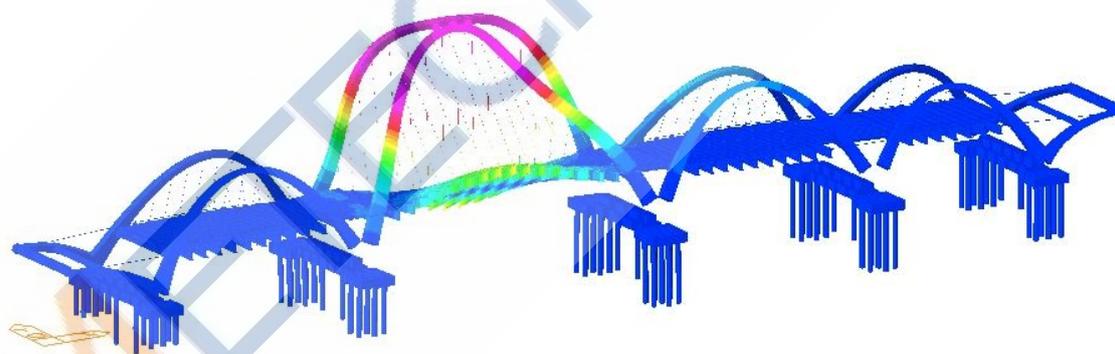
(a) 第 1 阶振型



(b) 第 2 阶振型

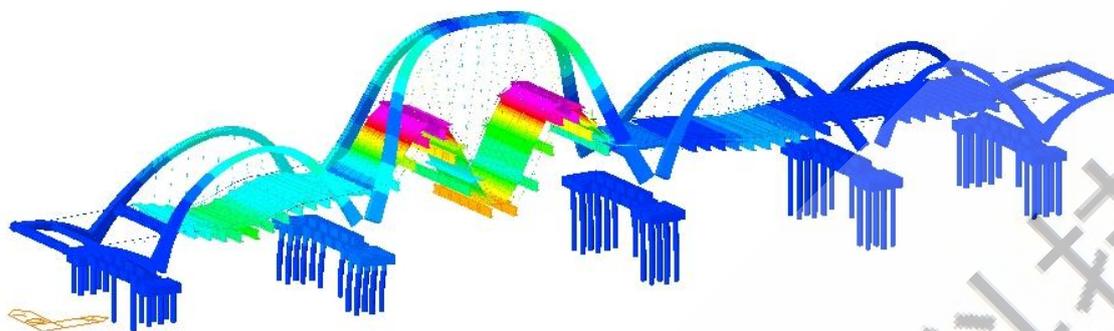


(c) 第 3 阶振型

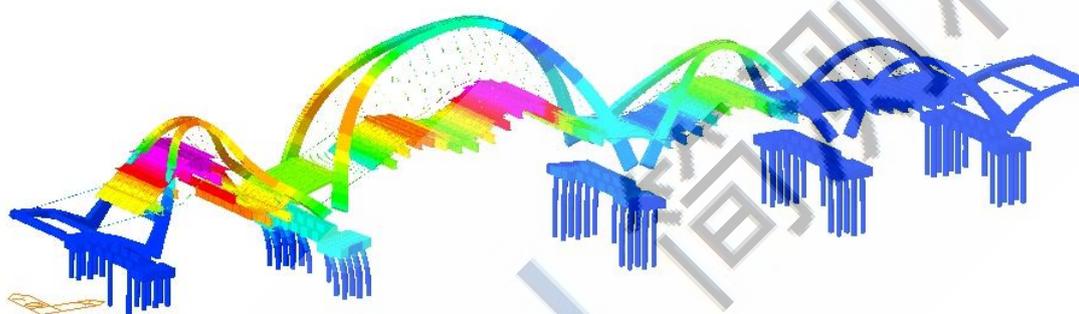


(d) 第 4 阶振型

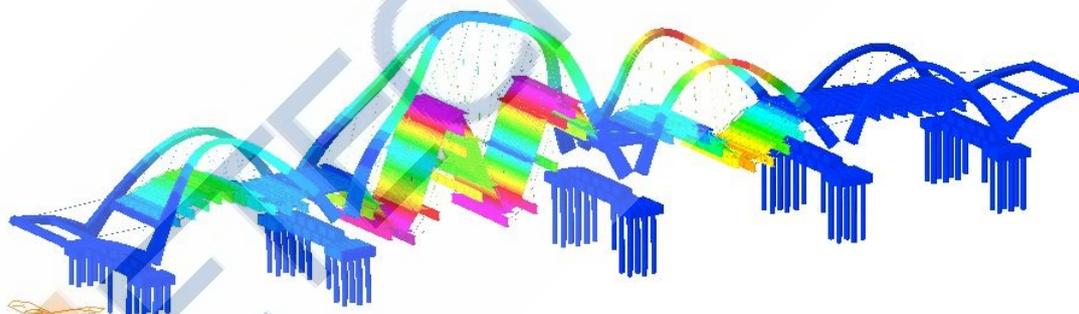
(e) 第 5 阶振型



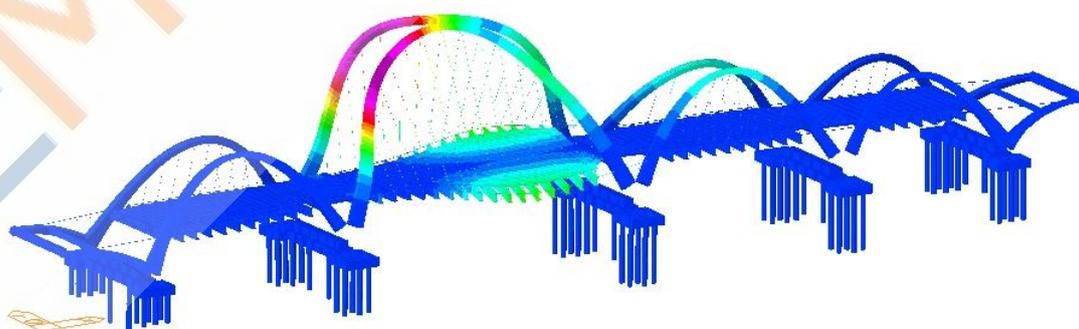
(f) 第 6 阶振型



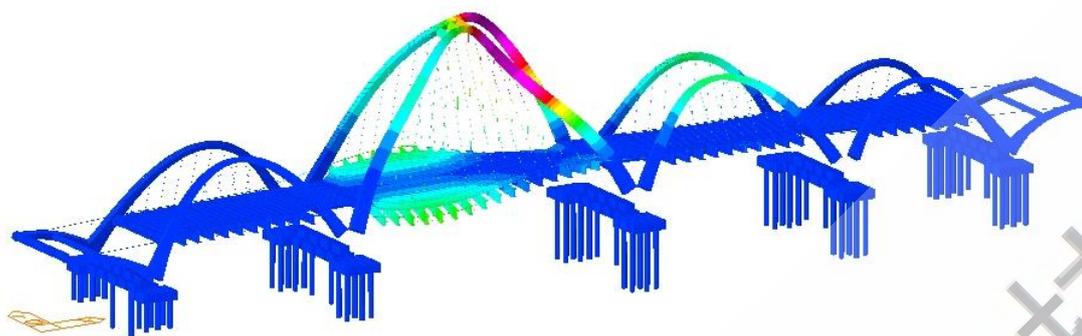
(g) 第 7 阶振型



(h) 第 8 阶振型



(i) 第 9 阶振型



(j) 第 10 阶振型

图 2.14 桥梁的前 10 阶模态振型

Fig. 2.14 The first 10 modes of the bridge

通过动力特性分析可得出以下结论：

- (1) 大桥前三阶振型均表现为主拱肋及主梁的竖向平面内的振动，第四阶振型表现为主拱肋及主梁在竖向平面外的扭转振动，因此对于伯官大桥而言，其竖向刚度要弱于横向刚度。
- (2) 该桥基频为 0.927Hz，前十阶自振频率分布在 0.927Hz~1.696Hz 范围内，显然模态分布比较密集，且相邻模态频率非常相近。
- (3) 该桥振型包括水平、竖向及扭转三种振型，振型较为复杂，且振型间表现出极强的耦合性。

2.7 小结

本章分析了伯官大桥的结构特点及监测需求，然后利用有限元模型对大桥受力特性进行了详细的数值模拟分析，得到以下结论：

- (1) 使用大型通用有限元软件 MIDAS/Civil 建立了大桥的精细化三维有限元模型，使用多种单元和边界约束较好的模拟了大桥的结构特点，同时提出了本项目应该重点计算的荷载项目及荷载组合。
- (2) 结构静力分析结果表明，每跨最端部的吊杆内力最小，与端部相邻的几根吊杆内力最大；每跨跨中主梁位移最大，端部主梁应力波动较大；拱肋底部、1/4 拱肋部位应力较大，3#拱肋顶端的竖向位移最大，横向位移最小，4#拱肋顶端的竖向位移稍小于 3#拱肋，但横向位移却远大于 3#拱肋。
- (3) 结构动力特性分析结果表明，结构竖向刚度比横向刚度要弱，结构模态频率较低，且模态较为密集，振型间表现出极强的耦合性。

3 伯官大桥健康监测系统总体设计

3.1 引言

结构健康监测系统是一个涉及到多学科综合应用的复杂系统。在系统开发前，应首先对监测系统进行分析，通过分析系统的功能需求，来确定系统的总体架构和主要监测项目。监测项目确定后，就要对传感器系统进行具体设计。首先介绍传感器选型依据，然后在综合考虑各类型传感器性能指标的基础上，选出本系统采用的传感器类型。

3.2 健康监测系统功能与设计

3.2.1 系统功能需求分析

为使健康监测系统能够实现预想的监测效果，本项目设计的健康监测系统拟具备以下功能：

(1) 监测系统应具有“可视化”的人机交互界面，其面向对象主要为系统管理维护人员。中心数据库须具备完善的数据管理功能（如存储、打印、显示等）。

(2) 实现本项目场地之内的监控及远程监控，在有网络的前提下，系统所得数据及分析结果应能及时传输到总监控中心及其他有关部门。

(3) 进行实时监控，实现结构响应状况连续稳定的检测。

(4) 根据本工程结构长期监测的特点，应采用长期稳定性好、耐久性强的传感器。针对关键构件的应力应变、结构变形、结构振动采用统一的采集系统，实现对各种不同类型的数据实时同步采集。

(5) 对于应力应变监测、结构变形监测，从卸载开始前一状态进行监测；运营阶段监测系统应与施工阶段监测系统无缝连接。监测系统监测到的数据能够便于与将来的结构理论模型比较，有利于进行结构模型的校验与验证。

3.2.2 系统总体架构设计

为实现监测系统的预期功能，首先对系统进行了总体设计，如图3.1所示。该系统采用模块化设计，整个健康监测系统包括4个子系统，即：传感器子系统、数据采集与传输子系统、数据管理子系统以及结构状态评估子系统。其中前两个子系统位于大桥现场，后两个子系统则位于桥端的监测中心内。

(1) 传感器子系统

通过各种智能传感元件来实现结构运营期间各监测物理量的拾取和转换功能。主要包括光纤光栅应变和温度传感器、加速度传感器、风速风向仪、地震仪、动态地秤、GPS 和位移传感器等。

(2) 数据采集与传输子系统

由数据采集单元和数据传输网络组成，主要功能是对传感器输出的各种物理量信号进行调理、采集、存储及预处理，并通过光缆传输到监测中心。硬件主要包括各类放大器、传输导线以及计算机等。

(3) 数据管理子系统

由安装在监测中心的高性能计算机组成，其功能主要包括快速存储实时监测数据，因特网相连以实现远程监测。

(4) 结构状态评估子系统

由高性能计算机及相应监控软件组成，功能是实时显示大桥的环境状态及反应状态。

图 3.1 沈阳伯官大结构健康监测系统

Fig. 3.1 Structural health monitoring system for Shenyang Boguan Bridge

3.2.3 系统主要监测项目

监测项目选取的是否合理直接决定了监测系统能否对桥梁工作状态及安全性能进行有效监测与评估^[41]。该桥监测项目的确定主要依据大桥结构特点及有限元模拟分析，同时考虑了桥梁所处环境及项目投资规模等因素。

根据桥梁的数值模拟结果可以得出，钢箱拱脚、主梁和吊杆容易发生破坏，因此本系统选择以下几个部位进行重点监测：1) 钢箱拱脚应力监测；2) 钢箱拱位移监测，3) 吊杆内力监测；4) 主梁振动监测；。此外，考虑到风荷载是大桥承受的主要荷载之一，因此对风速风向也进行了监测。为了更好的区分各监测项目，本项目监测项目分为工作环境监测、结构静态响应监测。具体监测内容如下：

(1) 工作环境监测

1) 风荷载监测

在大跨桥梁运营过程中，风荷载的动力效应产生的影响往往比静力效应还要大。因此除了对桥址处平均风速进行监测外，还有必要对脉动风速进行监测，通过实测的风荷载信息，可以对桥梁结

构的风致振动响应及抗风稳定性进行准确的预测，并为结构的安全评估提供有意义的风载数据^[42]。

2) 温度监测

温度监测可以对应力监测进行温度补偿。

(2) 结构静态响应监测

1) 整体位移监测

桥梁结构运营过程中，钢箱拱肋的空间位置是衡量该桥是否处于正常服役状态的一个重要标志。若钢箱拱的空间位置发生变化，必然影响大桥的承载能力及构件的内力分布。因此对钢箱拱位移进行监测，能从整体上把握桥梁的整体性能。

2) 钢拱肋应力监测

大桥主要承载构件在各荷载作用下的应力响应监测在结构长期健康监测中至关重要。通过实时监测这些主要承载构件的应力状态，可为结构损伤识别及安全评估提供重要依据。

3) 吊杆内力监测

吊杆作为拱桥的关键受力构件，不仅承受桥面传递来的交变荷载，而且长期受风雨侵蚀及温度变化等作用影响，容易发生断裂，严重的将导致桥梁垮塌。因此，对吊杆内力进行实时的跟踪监测显得非常必要，这也是本次监测项目的一个重点。

3.3 传感器系统设计

3.3.1 传感器的选型依据

传感器是健康监测系统用于监测物理量变化的最前端设备，其性能优劣直接关系到监测数据的精确性与可靠性。近年来随着传感技术的发展，各类型传感器日益繁多，其中不乏一些精度高、可靠性强、稳定性好的传感器。然而，性能优良的传感器通常价格较为昂贵，而价格合适的传感器未必满足结构的监测要求。因此，在对传感器进行选型时，应根据待测结构的受力特点及监测需求，综合考虑传感器的性能指标及价格因素。传感器选型应重点考虑以下性能要求^[41,44]：

(1) 基本性能指标

在选择传感器的灵敏度、量程、分辨率、精度、采样频率等基本性能指标时，应充分考虑大桥的具体受力特点，使其满足本项目的监测要求。

(2) 性能稳定可靠

桥梁结构服役周期一般长达几十年甚至上百年，从而决定了桥梁健康监测也应该是一个长期的过程。

为保证监测数据的精确可靠，在恶劣的工作环境下，传感器的稳定性和可靠性至关重要。因此，应尽可能选择性能稳定可靠的传感器，不仅满足结构的监测要求，还能承受恶劣环境（如风雨、振动、温差及电磁干扰等）的影响。

(3) 耐久性

由于桥梁结构运营环境恶劣，加之传感技术本身限制，通常传感器的寿命不如待测结构，因此如何对传感器进行耐久性保护以延长其寿命就显得尤为重要。例如，光纤光栅传感器作为新型传感器，精度高，性能稳定，然而光纤极其脆弱，若不对其进行特殊保护，在施工过程中的存活率会很低。

(4) 与数采、通讯设备的兼容性与扩展性

传感器的输出信号通常需经过信号调理才能被显示和记录。不同传感器一般配备不同的调理器，而不同调理器的信号输出方式也往往不同。因此在选择传感器时，应考虑不同类型调理器的数据输出方式是否与数据采集设备和通讯设备兼容，同时应考虑是否有利于系统的升级扩展。

(5) 尽量选用同类型且便于组网的传感器

目前，针对不同类型的传感器通常配备不同类型的数据采集与处理设备，即使同类型传感器，若不能组网使用，数据采集设备的成本也会随着传感器数量的增多而增加。这不仅不利于数据交换，而且增加了数据采集设备的开支。因此，在传感器选型时，应尽量选用同类型且便于组网的传感器。

3.3.2 本系统选用传感器介绍

(1) 应力监测传感器

应力监测一般通过测量应变的方式来间接得到，通常包括采用电阻应变片、振弦式应变计和光纤光栅传感器等方法。电阻应变片通过利用应变片的电阻变化与被测构件的应变成正比的原理来测量应变^[45]；该方法具有优良的动态响应性能，但其长期稳定性较差，易受电磁干扰，长期测量会产生零点漂移，因此仅适用于短期的应变测量，难以在恶劣环境中实现长期监测。振弦式应变计利用测得的钢弦振动频率来换算被测构件的应变^[46]；该方法虽具有抗干扰能力强、适合远距离传输以及长期稳定性较好等优点，但其外观尺寸较大，且对变化很快的应变不敏感，因此只适用于长期监测结构的静态应变。光纤光栅传感器有效克服了电类传感器的缺点，为解决结构动态应变的长期监测问题带来一线曙光。光纤光栅传感器通过测量待测构件在外力或温度作用下的波长变化量来推断构件应力或环境温度的变化量^[47]。该方法具有测试精度高、动态响应快、寿命长、耐腐蚀和潮湿、抗电磁干扰以及便于信号远距离传输等优点，非常适合大跨桥梁结构的长期在线监测。

考虑到裸光纤光栅极为纤细，在恶劣工作环境下容易遭到破坏，因而使用前应对其进行适当的封装。本项目采用两端夹持式光纤光栅应变传感器^[48]，其原理如图 3.2 所示，在光纤光栅传感器两端分别安装夹持式构件，待测结构通过夹持构件将应变传递给光纤光栅。这里夹持构件采用直径为 d 的钢

管。

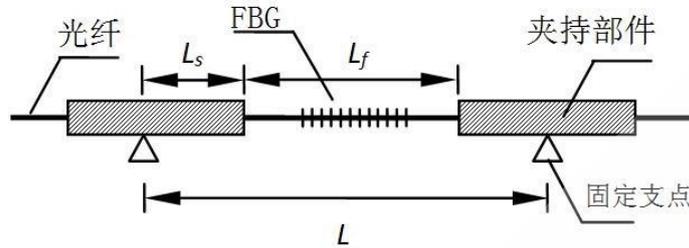


图 3.2 光纤光栅应变传感器原理构造图

Fig. 3.2 The schematic diagram of FBG strain sensor

根据材料力学基本原理可得：

$$\Delta L_s = \frac{P_s L_s}{E_s A_s} \quad (3-1)$$

$$\Delta L_f = \frac{P_f L_f}{E_f A_f} \quad (3-2)$$

式中： ΔL_s 和 ΔL_f 分别为钢管和光纤光栅的变形量； L_s 和 L_f 分别为固定支点到其内截面的距离和两端夹持构件之间的距离； E_s 和 E_f 分别为钢管和光纤的弹性模量； A_s 和 A_f 分别为钢管和光纤的截面面积； P_s 和 P_f 分别钢管和光纤的内力。由于结构内部内力处处相等，可得：

$$\frac{\frac{\Delta L_s}{L_s}}{\frac{\Delta L_f}{L_f}} = \frac{E_f A_f}{E_s A_s} \quad (3-3)$$

即

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_f} = \frac{E_f A_f}{E_s A_s} \quad (3-4)$$

将表3.1中各项传感器参数代入式3-4中，可得：

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_f} = 0.0084 \quad (3-5)$$

表 3.1 光纤和夹持构件的机械性质

$$\text{Tab. 3.1 Mechanical propertie } \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_f} = 0.0084 \quad (3-5)$$

表 3.1 光纤和夹持构件的机械性质

Tab. 3.1 Mechanical properties of fiber and gripping parts

材料参数	对应符号	数值范围	单位
光纤弹性模量	E_f	7.2×10^{10}	Pa
夹持构件弹性模量	E_s	210×10^9	Pa
光纤直径	d_f	0.125	mm
夹持构件直径	d_s	0.8	mm

显然，与光纤光栅应变相比，夹持构件的应变可以忽略不计。固定支点之间的应变可全部视为光纤光栅的应变。如中心波长为1550nm波段的光纤光栅，传感器中心波长的变化与外界的应变关系为：

$$\varepsilon = \frac{L_f}{L} \varepsilon_f = \frac{L_f \Delta \lambda_{FBG}}{1.2L} \quad (3-6)$$

由 3-6 式可知，传感器的应变灵敏度系数由两个夹持构件内侧之间的距离 L_f 与两个固定点间距离 L 的比值决定。本项目光纤光栅应变传感器的 L_f 和 L 值均为 30mm，故其应变灵敏度系数与裸光纤一致。封装后的光纤光栅应变传感器如图 3.3 所示。

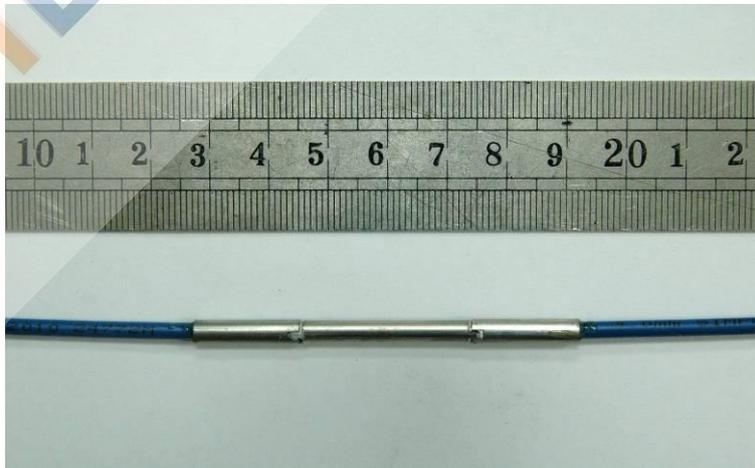


图 3.3 封装后的光纤光栅应变传感器

Fig. 3.3 Picture of gripper packaged FBG strain sensor

该光纤光栅应变传感器具有许多优点：1) 体积小。直径仅为 4mm；2) 精度高，量程大。该传感器具有应变放大机制，波长测量精度可达纳米量级，其量程范围为 $\pm 2000\mu\epsilon$ ；3) 无应变传递损耗。外界应力直接作用在光纤光栅上，消除了封装材料对光纤光栅应变传递的影响；4) 大应变下性能稳定。使用胶粘剂固定，然后拉伸至 1200 $\mu\epsilon$ ，性能仍然保持稳定；5) 长期稳定性好。将传感器固定在测量试件上，在 20Hz 的循环力加载作用下历经 160000 周，传感器工作性能仍然正常。传感器封装后，应采用等强度梁对传感器进行标定试验。表 3.2 为标定试验得到的传感器的标定系数。

(2) 光纤光栅温度传感器

目前，常用的电类温度传感器主要包括热电偶温度传感器和热敏电阻温度传感器。热电偶温度传感器通过利用基准温度对测量的温差进行修正来得到真实的环境温度；然而该方法输出信号较小，当外界温度变化不明显时，测量精度较差。热敏电阻温度传感器利用环境温度与电阻之间的对应关系来测量温度；该方法响应速度快，但长期稳定性和抗电磁干扰性能差。为了实现温度的长期监测，在对各种智能传感元件的性能进行对比之后，最终选择了光纤光栅温度传感器。相比电类传感器而言，光纤光栅温度传感器具有长期稳定性好、灵敏度高、耐腐蚀、抗电磁辐射、可实现远距离和分布式传感等优点，非常适合环境恶劣条件下的桥梁温度监测。

光纤光栅温度传感器的测量原理：当外界温度变化时，光纤光栅的热光效应导致有效折射率发生变化，热膨胀效应导致栅格周期发生变化，从而引起光纤光栅波长发生变化，根据温度与波长的如下关系可以得到温度变化量：

$$\frac{\Delta\lambda_B}{\lambda_B} = (\xi + \alpha)\Delta T \quad (3-7)$$

式中： ξ 为光纤的热光系数，会影响有效折射率的变化，一般 $\xi = 7.00 \times 10^{-6} K^{-1}$ ； α 为光纤的热膨胀系数，会影响栅格的周期变化，通常 $\alpha = 5.5 \times 10^{-7} K^{-1}$ ； ΔT 为温度变化量。

与光纤光栅应变传感器一样，在实际工程应用中，需对光纤光栅温度传感器进行封装，以适应恶劣的工作环境，同时提高对温度的响应灵敏度。本项目采用基片式封装方式。如图 3.4 所示，采用金属铝作为基底材料，将裸光纤光栅固定在基底材料表面，外界温度发生变化时，基底材料的热膨胀会增大光纤光栅的纵向应变，从而增大光纤光栅的温度灵敏度。封装后的光纤光栅温度传感器如图 3.5 所示。传感器的安装位置、编号及灵敏度系数如表 3.3 所示。

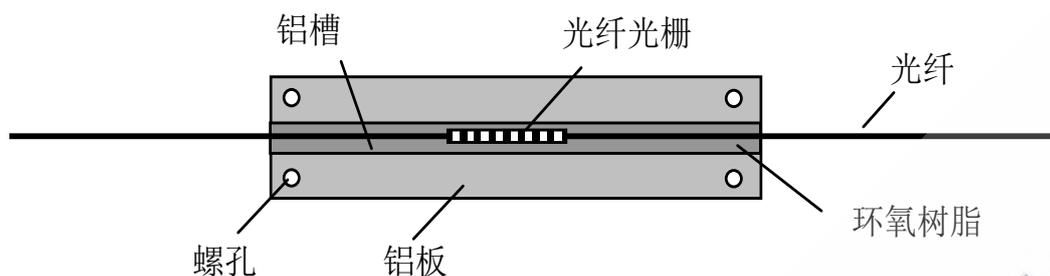


图 3.4 光纤光栅温度传感器原理图

Fig. 3.4 Structural diagram of FBG temperature sensor



图 3.5 封装后的光纤光栅温度传感器

Fig. 3.5 Picture of gripper packaged FBG temperature sensor

(3) 加速度传感器

振动监测通常采用压电式加速度传感器。其工作原理是利用压电敏感元件的压电效应得到与振动成正比的电荷或电压量。压电式加速度传感器具有体积小、灵敏度高及耐久性好等优点，因此在结构健康监测领域得到广泛应用。

加速度传感器的选型主要取决于桥梁结构的振动特征，如最大振幅决定了传感器的量程，最小振幅决定了传感器的灵敏度和分辨率，而频率范围则决定了传感器的频率响应范围^[49]。根据有限元模态分析结果：1) 大桥前十阶模态频率处在 0.927~1.696Hz 范围内，频率较低，因此应选择低频响应好的加速度传感器；2) 根据大桥模态分析，不同模态振型对应的振幅不同，应保证传感器的量程足够大，可以测到振幅较大的振动，同时传感器的灵敏度和分辨率也应足够高，可以测得振幅微小的振动；3) 大桥竖向刚度最弱，很容易引发竖向方向的振动。因此，本项目采用内装 IC 压电式加速度传感器 LC0101 对主梁竖向振动进行动态监测，如图 3.6 所示。表 3.2 为其基本性能参数。



图 3.6 加速度传感器

Fig. 3.6 Accelerometer

表 3.2 加速度传感器的基本性能指标

Tab. 3.2 Basic parameters of accelerometer

项目	技术参数
灵敏度	100mV/g
频率响应范围	0.5-8000Hz
谐振频率	30kHz
分辨率	0.0002g
量程	50g
工作温度范围	-40℃~+120℃
抗冲击	2000g
激励电压	18~30V (DC)
安装方式	M5 螺纹

(4) 索力监测传感器

目前，吊杆索力测试的方法有油压千斤顶法、压力传感器法和振动频率法等。前两种方法仅适用于桥梁施工中吊杆张拉过程的索力测试，对成桥状态的索力进行实时监测，振动频率法几乎是唯一选择^[50]。振动频率法利用附着在吊杆上的高灵敏度传感器，拾取吊杆在环境随机激励下的振动信号，经过滤波和频谱分析确定吊杆自振频率，然后根据索力与自振频率的关系求得吊杆索力^[51]。本着尽量选用同类型传感器的要求，本次监测同样采用内装IC压电式加速度传感器LC0101对索力进行实时监测。

(5) 位移监测传感器

桥梁结构位移监测常用的仪器主要有全站仪、加速度传感器、新型液压水平仪、倾角仪以及 GPS 等。全站仪利用红外激光探测功能，对各测点处的菱镜进行连续监测，测得菱镜与全站仪的距离和角度，

进而自动计算出各测点的坐标和高程。但该方法具有如下缺点：易受恶劣天气影响、实时性差、各测点不同步、大变形难以观测以及无法实现自动监测等^[52]。

采用加速度传感器的方法，是通过对测得的桥梁结构加速度观测值进行二次积分求得横向和竖向位移。然而，由于桥梁整体偏移速度较慢，加速度传感器对桥体低频震荡并不敏感，所以该方法测得的位移不完整、不连续。

新型液压水平仪可以测量竖向位移，但受限于液压系统的惯性作用，最大采样率为 1Hz，很可能错过一些较大的瞬间竖向位移。

倾角仪测量位移不受气候环境影响，测量范围大，无需设置基准点，可测量结构的三维位移，费用也不高，但测量精度偏低。

GPS 基于 RTK 定位技术，能够实时监测测点的三维位移，并达到厘米级的测量精度。该方法具有高效、快速、全自动、全天候、高精度等优越性能，使其非常适合大型桥梁在恶劣气候下的位移监测^[53]。香港青马大桥、广州虎门大桥以及苏通大桥等均采用了 GPS 对桥梁位移进行监测，取得了良好的监测效果。

基于以上分析，本系统选用 GPS 作为桥梁位移的监测手段。图 3.7 为本系统采用的 GPS 天线，该 GPS 天线是一款高性能天线，具有优良的多路径效应、高稳定的相位中心以及双频零相位等优点，具体性能参数如表 3.2 所示。



图 3.7 GPS 天线

Fig. 3.7 Antenna of GPS



图 3.8 风速风向传感器

Fig. 3.8 Anemoscope

(6) 风速风向监测

常用的风速风向监测传感器主要有两类：机械螺旋桨式风速风向传感器和超声波风速风向传感器。虽然机械式风速风向传感器测试精度与动态性能均不及超声波风速风向传感器，但其价格相对便宜、安装也较为简便，对于桥梁风载监测来说其性能能够满足测量要求。本项目考虑到沈阳的霜冻天气时间较长以及监测费用的限制，选择了具有防冰霜涂层设计的 RM Young 05103-45 风速风向传感器，如图 3.8 所示。表 3.3 为该风速风向传感器的具体性能指标。

表 3.3 GPS 天线性能指标

Tab. 3.3 Performance parameters of antenna of GPS

项目	技术参数
工作温度	-40℃ ~ +85℃
存贮温度	-55℃ ~ +80℃
输入电压	+4.5 ~ +18VDC
LNA 增益	29dB
噪声	2.0dB
驻波比	≤2.0:1
防潮	95% 无冷凝
防水	IEC 60529 IPX7 标准

表 3.3 风速仪性能指标

Tab. 3.3 Performance parameters of anemoscope

指标名称	范围要求
风速量程	0~100m/s
风速精度	±0.3m/s
风速分辨率	0.1m/s
风向量程	0~360°
风向精度	±3°
风向分辨率	3°
采样频率	20Hz
工作温度	-50℃~50℃

3.4 小结

考虑到健康监测系统是个庞大复杂的系统工程，因此，本章首先对监测系统的总体架构、监测项目及传感器系统进行了总体设计：

- (1) 首先分析了本监测系统的功能需求，以此设计了系统的总体架构，由传感器子系统、数据采集与传输子系统、数据管理子系统及结构状况评估子系统构成，详细介绍了各子系统的功能及构成。
- (2) 基于数值模拟结果，确定了系统的主要监测项目，包括桥梁工作环境监测、静态响应监测及动力特性监测三部分。然后依据监测项目，提出了传感器选型依据。

(3) 重点分析比较了各类型传感器的性能特点，并确定了本系统所选用的传感器类型及具体的性能参数，使用光纤光栅应变传感器对大桥关键构件进行应力监测，同时使用温度传感器进行温度补偿，使用加速度传感器对大桥振动及吊杆索力进行监测，使用 GPS 对钢箱拱位移进行监测等。本节内容为监测系统的具体实现奠定了坚实的基础。

4 伯官大桥健康监测系统的具体实施

4.1 引言

传感器的具体布设位置直接影响监测数据是否能够正确反映结构的服役状态。然而为了获得结构全面的响应数据，大量布设传感器既不经济也没必要，因此，如何利用有限的传感器以获取尽可能多的结构响应信息就成为健康监测系统应该解决的关键问题。此外，传感器系统与数据采集系统长期暴露在恶劣的工作环境中，其长期稳定性和耐久性对于监测数据的精确性至关重要。因此在系统安装时应对监测仪器进行有效的耐久性保护，使其经受住恶劣工作环境的考验。本章首先结合伯官大桥的结构特点及数值分析结果，确定了该桥传感器布设方案，重点介绍了传感器布设依据及各监测方案的具体实现过程，然后分别对数据采集与传输系统、数据管理系统、结构状态评估系统的设计与实现过程进行了探究。

4.2 监测位置的选择及实施

监测项目及相应传感器确定后，就要对传感器进行优化布设、耐久性保护以及具体实施。表 4.1 详细汇总了本系统的监测项目、传感器选型及布置数量。图 4.1 为本系统传感器布设位置详图。下面将对传感器的布设方法及安装过程进行详细的介绍。

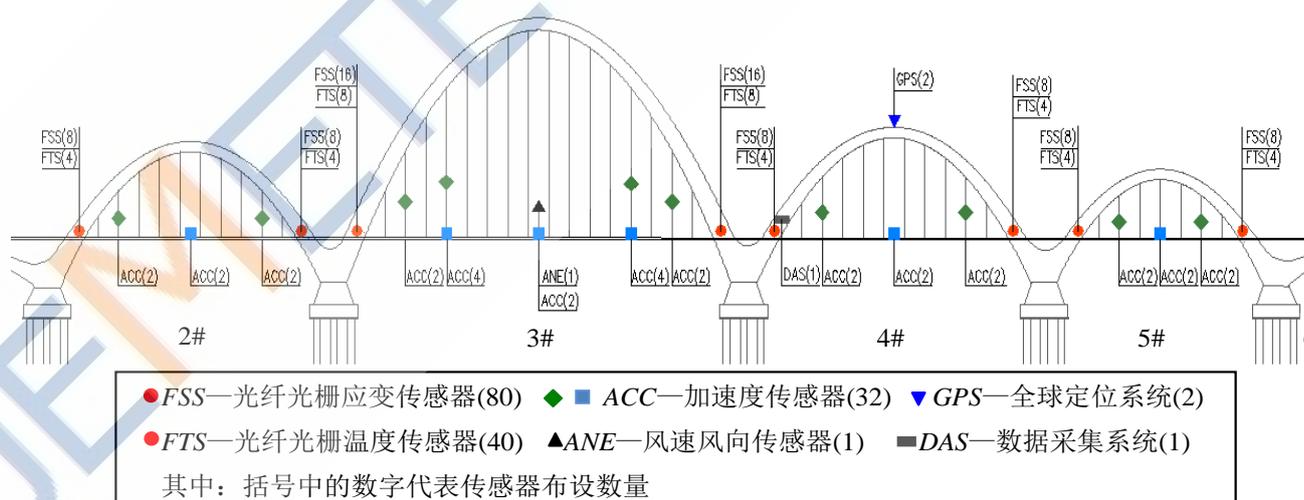


图 4.1 伯官大桥传感器布置位置图

Fig. 4.1 Distribution of sensors in Shenyang Boguan Bridge

表 4.1 监测项目及传感器的类型

Tab. 4.1 Monitoring items and sensor type

序号	监测项目	传感器	数量
1	钢箱拱脚应力	光纤光栅应变传感器	80
2	钢箱拱温度	光纤光栅温度传感器	40
3	主梁振动	加速度传感器	12
4	吊杆内力	加速度传感器	20
5	钢箱拱位移	GPS 基准站+流动站	1+2
6	风速和风向	风速风向传感器	1
7	交通情况	监控摄像机	1
	数量总计		157

4.2.1 吊杆内力监测方案

吊杆是拱桥的关键受力构件，易于受环境腐蚀和疲劳损伤而发生断裂，严重的将会导致桥梁垮塌。因此对吊杆内力进行实时的跟踪监测非常必要，这也是本次监测项目的一个重点。

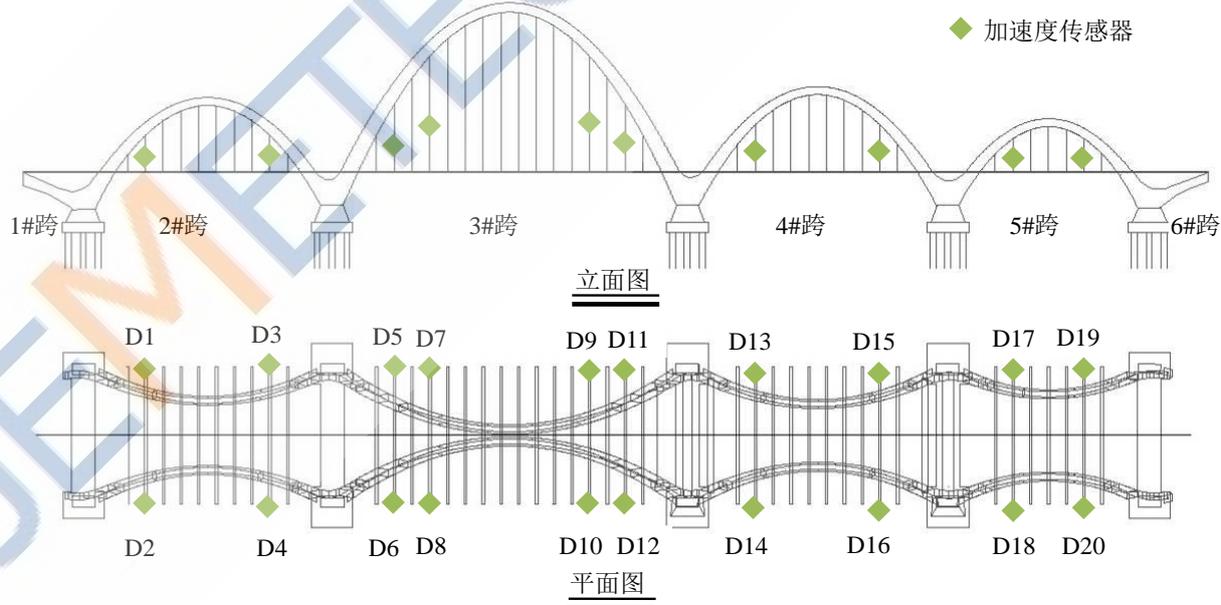


图 4.2 吊杆内力测点布设方案

Fig. 4.2 Monitoring points layout for the suspenders

大跨拱桥在荷载作用下，拱肋和桥面在短吊杆区域产生的变位相对较大，致使短吊杆比长吊杆更容易产生弯曲和剪切变形，使得短吊杆受力更加复杂且不利；此外，弯曲和剪切变形还会破坏吊杆的保护层，显著降低短吊杆的抗腐蚀性能^[54]。目前发生的拱桥吊杆断裂事故中，大多是由于短吊杆断裂引起的，如四川宜宾南门大桥、福建武夷山公馆大桥和新疆孔雀河大桥等都是由短吊杆首先断裂造成的桥梁事故^[55]。本项目同时考虑吊杆本身的受力大小，重点选择内力较大的短吊杆进行内力监测。根据第 2 章吊杆内力计算结果，每跨靠近端部的几根吊杆内力较大，以主跨为例，由于左、右侧对称，只分析左半跨，左数第二和第四根吊杆内力相对于其他吊杆内力较大，且吊杆长度相对较短，因此选择这两根吊杆进行监测。本次监测共选择了 20 根吊杆进行监测，测点布设方案如图 4.2 所示。

该桥为加强对吊杆的保护，在其外侧包裹了一层哈弗护套。哈弗护套的存在给传感器的布设带来一定的困难，因此需要对传感器支座进行特别设计，如图 4.3 所示。首先在哈弗护套上开一个矩形切口，将传感器紧固在吊杆上，然后用自制的 PVC 护套对被切割位置进行防水密封处理。这种设计不仅没有对哈弗护套造成过大的破坏，而且非常便于以后传感器的检查与维修。

图 4.3 加速度传感器的安装与保护

Fig. 4.3 Installation and protection of accelerometer

4.2.2 主梁振动监测方案

对主梁进行振动监测，不仅可利用获得的桥梁结构的模态参数，对有限元模型进行修正，还可以对结构进行损伤识别和状态评估，对整体把握桥梁的工作状态十分必要。然而为了获得结构全面的响应数据，大量布设传感器既不现实也没必要，而且不适当的传感器布置也将影响结构参数识别的精度。因此，如何利用尽可能少的传感器以获取尽可能多的结构响应信息就成为健康监测系统应该解决的关键问题^[56]。

有效独立法(Effective Independence, 简称EI)是目前桥梁等大型土木工程结构中应用最为广泛的传感器优化布设算法。因此本项目采用有效独立法对加速度传感器的最优布设位置进行了计算。有效独立法的核心思想是利用模态矩阵形成Fisher信息阵, 依次删除对其秩贡献最小的自由度, 尽可能保留对线性无关贡献最大的测点, 从而实现对传感器的优化布置^[57]。

定义结构的量测方程如下:

$$u = \phi q + s \quad (4-1)$$

式中: u 为传感器输出响应; ϕ 为测量得到的模态矩阵; q 为模态坐标; s 为高斯白噪声。量测响应中, 关于 q 有效无偏估计的协方差矩阵, 可以表示为

$$P = E \left[\left(q - \hat{q} \right) \left(q - \hat{q} \right)^T \right] = \left[\frac{1}{\phi_0^2} \phi^T \phi \right]^{-1} = Q^{-1} \quad (4-2)$$

$$Q = \frac{1}{\phi_0^2} \phi^T \phi = \frac{1}{\phi_0^2} A_0 \quad (4-3)$$

式中: Q 为Fisher信息矩阵, A_0 为信息矩阵。极大化Fisher信息阵 Q 会使各目标模态尽可能保持线性独立。显然, A_0 取得最大值时 Q 也取得最大值。矩阵 A_0 的特征方程为:

$$[A_0 - \lambda I] \cdot \psi = [\phi^T \phi - \lambda I] \cdot \psi = 0 \quad (4-4)$$

式中: λ 和 ψ 分别为 A_0 的特征值和特征向量, 从而可推出:

$$\psi^T A_0 \psi = \lambda \quad (4-5)$$

$$\psi^T \lambda^{-1} \psi = A_0^{-1} \quad (4-6)$$

构件矩阵 E , 令 $E = \phi \psi \lambda^{-1} (\phi \psi)^T$, 将上式代入得到:

$$E = \phi A_0^{-1} \phi = \phi \left[\phi^T \phi \right]^{-1} \phi \quad (4-7)$$

矩阵 E 对角线上的元素表示待选传感器位置对模态矩阵线性无关的贡献大小。首先对对角线元素进行排序, 然后依次删除最小对角元对应的传感器测点, 直到达到所要求的传感器数量。

图4.4为利用有效独立法分别计算10、20以及30个测点时得到的传感器布设方案。综合考虑振型的可视性、对称性及大桥的项目经费限制以及施工情况, 最终选择12个测点布设加速度传感器, 即主跨的L/4、L/2和L/4位置和其他边跨的中央位置, 如图4.5所示。工程施工时, 将加速度传感器固定于吊杆横梁的预埋件上, 如图4.6所示。在加速度连续实时采集过程中, 会监测到大量的无用数据, 为了节约资源, 本系统设计了触发式数据储存方式, 只有当加速度峰值超过设定的阈值时, 才会触发数据保存机制进行数据存储。

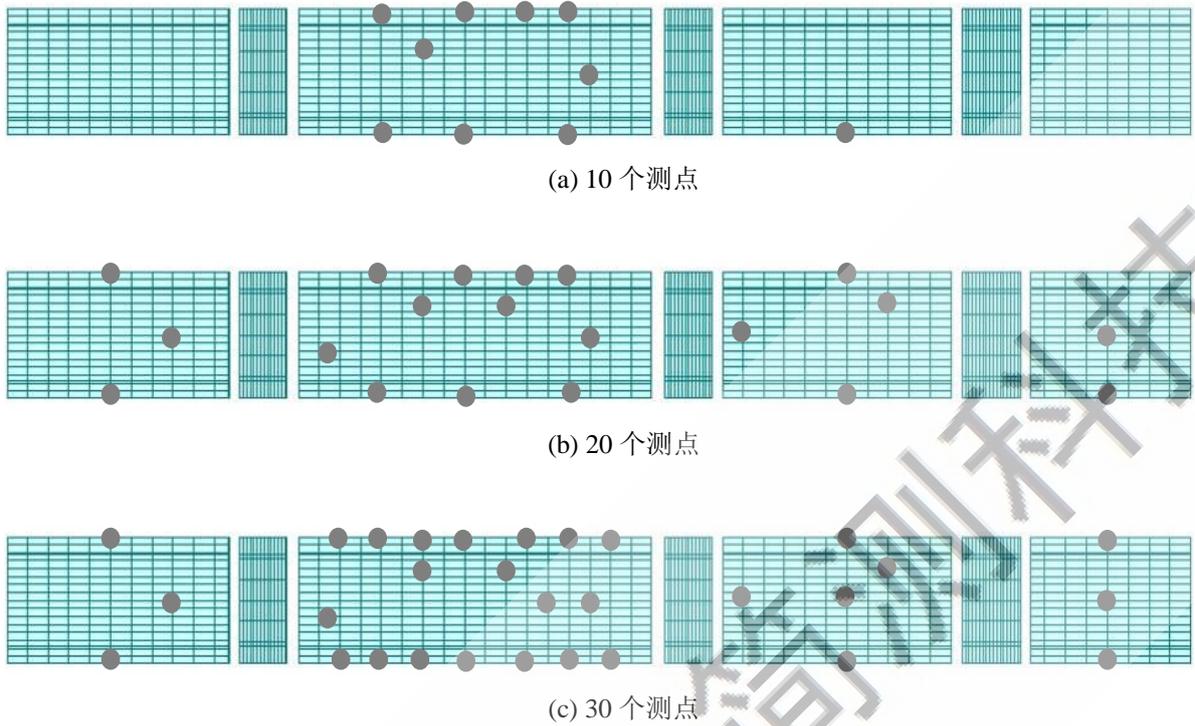


图 4.4 有效独立法计算得到的传感器布设方案

Fig. 4.4 Optimal sensor placement program by Effective Independence

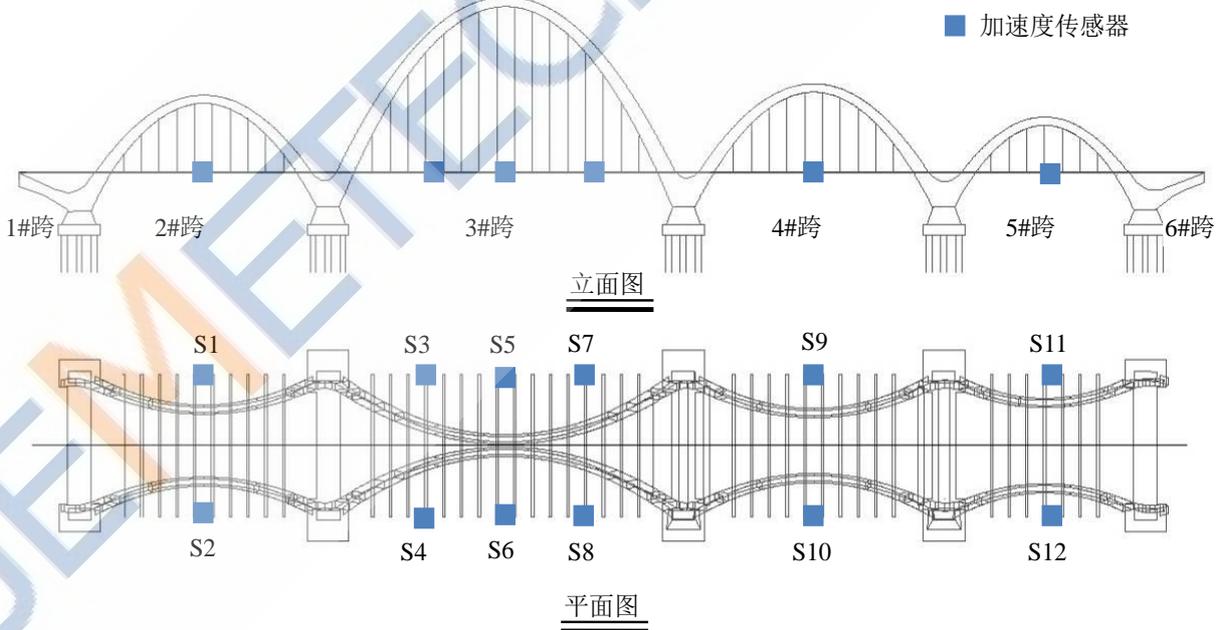


图 4.5 主梁振动测点布设方案

Fig. 4.5 Acceleration sensors layout for the girder



图 4.6 安装在主梁上的加速度传感器

Fig. 4.6 Accelerometer installed on the girder

4.2.3 拱座应力监测方案

钢箱拱由预应力钢混拱座与钢拱肋构成，钢拱肋以一定角度与拱脚处的预应力钢混拱座相接在一起形成复杂的三维空间拱肋体系。钢箱拱主要承担吊杆传来的桥梁自重及车辆荷载，是重要的承载构件。为保证钢箱拱在施工及服役期间的安全，应对其应力进行实时监测。根据第 2 章拱肋静力计算结果，钢拱肋与钢混拱座交接部位应力较大，同时考虑到该部位为两种不同材料构件的连接处，以及钢混拱座本身就是不规则的实体构造，所以预应力钢混拱座最顶部即为钢箱拱最为薄弱的部位，应对其应力进行重点监测，如图 4.7 所示。其中 3#跨拱座受力最为关键，为加强对该部位截面的应力监测，传感器布设数量为其他截面的 2 倍，如图 4.8~4.9 所示。

本项目采用自主研发的光纤光栅应变传感器对钢混拱座的应力进行监测，同时使用光纤光栅温度传感器进行温度补偿。由于光纤光栅传感器比较脆弱，在施工中容易遭到破坏，因而将其封装在一个自制的PVC套管内，这样既保护了传感器的尾纤，同时可以避免温度传感器与混凝土接触，构造如图4.10所示。

在混凝土浇筑振捣过程中，光纤光栅传感器的传输线也容易发生弯曲变形，导致传感器测量数据不准确。因此，除对传感器本身进行保护外，还应对传感器的传输光纤进行保护。本项目利用 PVC 套管对传输光纤进行保护，并将其沿钢筋下缘布设，在传输线的端部用自制的铁箱将光纤接头保护起

来，防止施工中的人为破坏，如图 4.11 所示。

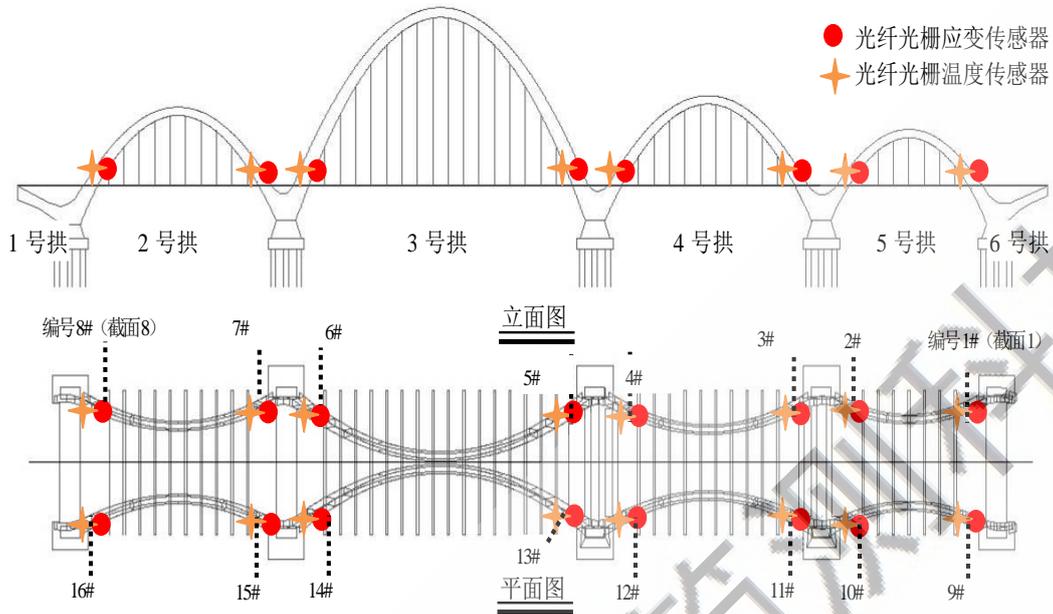


图 4.7 钢混结合部应变、温度测点布设方案

Fig. 4.7 Layout of strain and temperature monitoring position for the steel-concrete composite sections

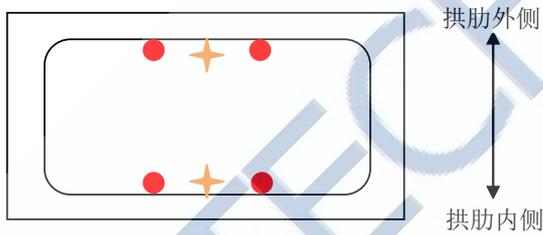


图 4.8 3、4 截面测点布设图

Fig. 4.8 Layout of monitoring position for section 3,4

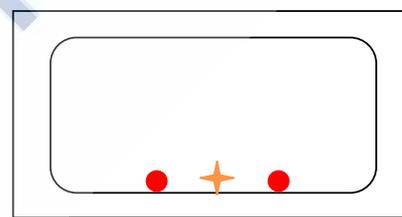


图 4.9 1、2、5、6、7 和 8 截面测点布设图

Fig. 4.9 Layout of monitoring position for section 1,2,5,6,7 and 8



图 4.10 光纤光栅传感器的安装与保护

Fig. 4.10 Installation and protection of FBG sensor



图 4.11 传输光纤的保护措施

Fig. 4.11 Protecting method of transmission cable

4.2.4 钢箱拱位移监测方案

钢箱拱的空间位置发生变化，必然影响大桥的承载能力及构件的内力分布。因此对钢箱拱位移进行监测，能从整体上把握桥梁的整体性能。根据第 2 章拱肋静力计算结果，在各种荷载组合下，3#拱肋顶端的竖向位移最大，横向位移最小；4#拱肋顶端的竖向位移稍小于 3#拱肋，但横向位移却远大于 3#拱肋。因此在#上下游拱肋

了一台 GPS 基准站及两台 GPS

量精度，采样频率为 20Hz。



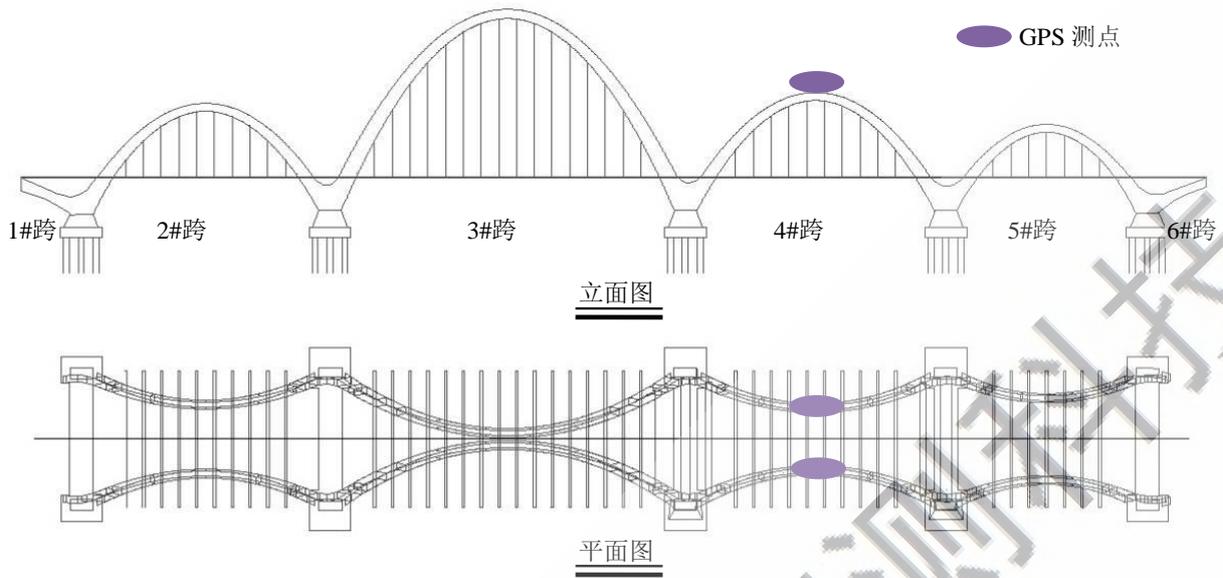


图 4.12 GPS 测点布设方案

Fig. 4.12 Layout of GPS monitoring position



图 4.13 安装在桥梁上的 GPS 流动站

Fig. 4.13 GPS rover station installed on the bridge

4.2.5 风速风向监测方案

为研究风荷载对桥梁运营期间受力状况的影响，本项目对风荷载进行了重点监测与研究。在主跨上游中央栏杆处布设一台风速风向仪，如冰霜涂层设计的 RM Young 05103-45 风

平行，如图 4.15 所示。



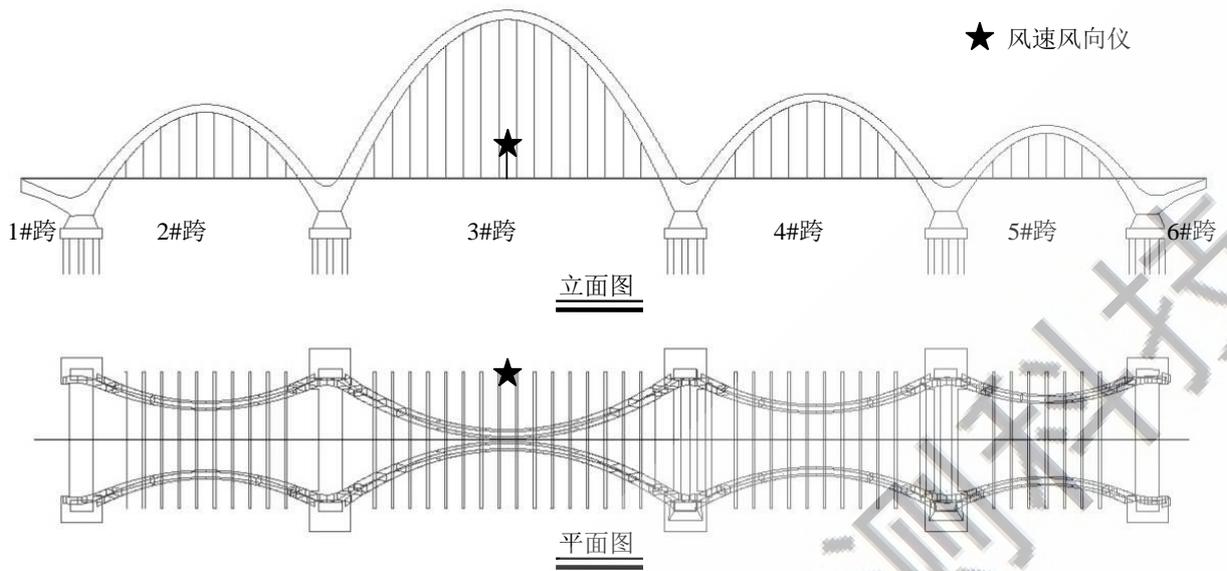


图 4.14 风速风向测点布设方案

Fig. 4.14 Layout of monitoring ion about wind

※ 风 向 仪



图 4.15 安装在桥梁上的风速风向传感器

Fig. 4.15 Anemometer installed on the bridge

4.2.6 车辆荷载监测方案

为研究车辆荷载对桥梁运营期间受力状况的影响，本项目对车辆荷载进行了重点监测与研究。在桥梁南头处布设一台监控摄像机，如图 4.14 所示。现场照片如图 4.15 所示。

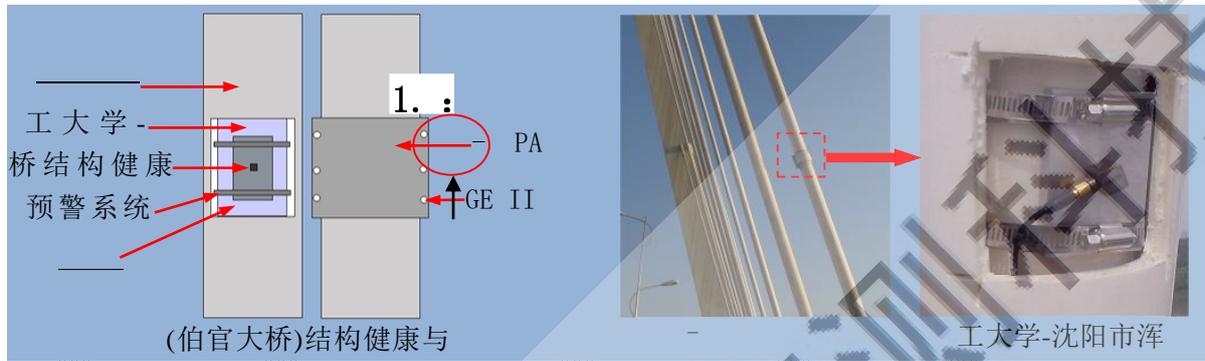


图 4.16 监控摄像机测点布设方案



图 4.17 监控摄像机

4.3 健康监测系统的开发与集成

本系统采用模块化设计，对各个子系统分别进行设计与实现。

4.3.1 数据采集与传输子系统

数据采集与传输子系统主要是实现传感器信号的采集及调理，并将其传输到大桥监测中心，由数据采集单元和数据传输网络两部分构成。

(1) 数据采集单元

对布设的传感器进行数据采集，必须有相关的设备，如光纤光栅解调仪、信号调理设备、GPS 接收机、风速风向采集器等。因此，需要对数据采集设备进行合理选型。

1) 光纤光栅和加速度传感器同步采集系统

光纤光栅传感器和加速度传感器为本系统布设的主要传感器，若分别用不同的数据采集系统对两类传感器信号进行采集，则两类信号的分析相对独立，难于实现数据交换。然而目前现有的数据采集系统，往往都是针对单一传感器而设计，无法实现不同物理量的同步采集。因此，为实现上述两类传感器基于同一采集平台同步采集数据的功能需求，自主研发了光纤光栅与加速度传感器同步采集系统。

考虑到桥梁结构运营环境十分恶劣，如潮湿、灰尘多、震动冲击大等，若想获得结构持续的实时监测数据，就必须配置坚固而智能的数据采集系统。该系统应该保证在无人值守的条件下可靠的工作，同时不牺牲测量的性能或多功能特性，并采集到可靠而精确的监测数据。美国国家仪器公司(National Instruments, NI)开发的 CompactRIO 平台是一款高性能的数据采集平台，具有开放的嵌入式构架、坚固耐用、可重配置、尺寸小以及可与 LabVIEW 软件无缝衔接等优点，非常适合大型结构的健康监测。为此，本项目基于 CompactRIO 平台自主开发了该同步采集系统。

该系统主要由三部分组成：数据采集模块、可重配置现场编程门阵列(Field Programmable Gate Array, 简称 FPGA)和实时控制器。原理如图 4.16 所示，分别采用不同的数据采集模块对两类传感器信号进行采集；基于 FPGA 的可编程逻辑阵列，对两类数据采集模块，设计同步执行的逻辑电路，以实现两类信号的同步采集；使用实时控制器模块将采集到的数据实时传送到上位机中，并根据上位机的指令控制 FPGA 及实时控制器的运行。开发的同步采集系统实现了全桥 120 个光纤光栅传感器和 32 个加速度传感器的同步控制与采集，保证了两类传感器的协调工作。

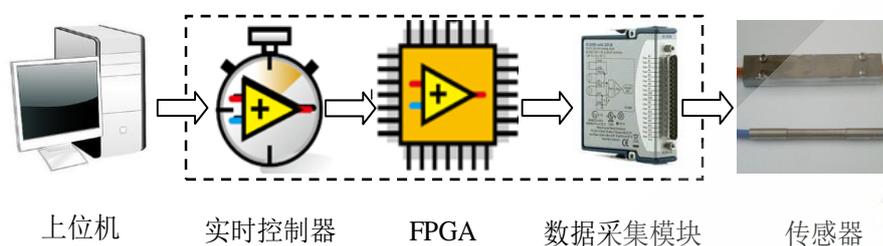


图 4.18 光纤光栅与加速度传感器同步采集系统原理示意图

Fig. 4.18 The schematic diagram of synchronous acquisition system for FBG and accelerometer

① 实时控制器

实时控制器内置高性能的工业处理器，能够准确可靠的实现确定性控制、数据记录和分析以及与外部设备通讯等功能。通过 10/100Mbit/s 以太网端口，可实现网络上的编程通信，将采集得到的传感器信号实时发送到上位机，如图 4.17 所示。内置高达 4G 的板载数据存储用于数据存储，并可通过 USB 接口和 SD 存储模块等方式扩展数据存储容量。配备单一的 9VDC 至 30VDC 电源输入范围，大大降低了功耗，非常适合应用于恶劣环境。

② 可重配置现场编程门阵列

CompactRIO 内嵌一个可重配置现场编程门阵列 FPGA，如图 4.18 所示。基于 FPGA 提供的大容量可编程逻辑阵列，可实现自定义定时、触发、I/O 同步以及高速信号处理与决策等功能。FPGA 可与 I/O 模块直接互连，使所有模块的数据采集与控制操作同时高速运行，并以 25ns 的分辨率保持精准的同步。此外，FPGA 还可以实现高可靠性的信号处理与决策，以及模块间的直接信号传输。



图 4.19 实时控制器

Fig. 4.19 Real-time controller



图 4.20 现场可编程门阵列

Fig. 4.20 FPGA

③ I/O 模块

I/O 模块具有可扩展电压范围或工业信号类型的内置信号调理与隔离，可直接与传感器相连。此外，还包含一个集成的接线盒，盒中的螺丝端子或电缆便于灵活、直接而低成本信号连接。每个 I/O 模块的输入/输出电路通过 LabVIEW FPGA 的基本 I/O 功能直接连接至可重新配置的 FPGA。本系统采用 NI 9234 压电输入模块采集加速度传感器信号，采用 NI 9235 应变计模块采集光纤光栅传感器信号，如图 4.19~4.20 所示。



图 4.21 NI 9234 压电输入模块

Fig. 4.21 NI 9234 IEPE input module



图 4.22 NI 9235 应变计测量模块

Fig. 4.22 NI 9235 strain gauge measurement module

2) GPS 接收机

GPS 接收机选用北京七纬航测公司的 SDI-221-L1L2 信号接收机，如图 4.21 所示。SDI-221 是一款非常适合监测桥梁、大坝和高危建筑等敏感结构物的高性能双频 GNSS

接收机，具有低功耗设计、高速率数据传输、全天候高精度自动运行以及可充分利用网络等优点。

SDI-221 设计了 10/100M bps 网络接口，可实现桥梁多个测点的 GPS 数据回传及实时差分。此外，

外壳采用 IP67 防护等级，坚固耐用，足够抵御大桥现场潮湿、高温、严寒和震动的恶劣环境，而且便于安装。与之相应的 SDI-GPS DataView 软件可实现数据的自动采集、坐标计算、位移分析、限差检核和报警等功能。该 GPS 接收机具体性能参数如表 4.2 所示。



图 4.23 SDI-221 GPS 接收机

Fig. 4.23 SDI-221 GPS receiver

表 4.2 GPS 接收机性能参数

Tab. 4.2 Performance parameters of GPS receiver

项目	技术参数	
测量精度	L1 C/A 码	4cm
	L1 载波相位	0.5mm
	L2 P (Y) 码	8cm
	L2 载波相位	1mm
防护等级	IP67	
冲击振动	20g RMS, 20~2000Hz	
工作温度	-40°C ~ +75°C	
存储温度	-40°C ~ +95°C	

3) 风速风向采集器

风速风向采集器选用美国 Campbell 公司的 CR1000 数据采集器，如图 4.22 所示。CR1000 具有测试精度高、适用范围广和性能稳固可靠等优点，可提供数据采集、压缩、储存及控制功能。CR1000 采集频率可达 100Hz，拥有模拟输入、脉冲计数、电压激发转换等多个端口，以及 CSI/O、RS-232 以及 SDM 等外围接口，具有强大的网络通讯能力。采用 12VDC 可充电电池供电，当电池电压降至 9.6V 以下时，采集器将延缓数据采集工作，从而避免测量的不准确性。CR1000 内置 4M 存储空间，并可通过外接存储模块或 CF 存储卡来扩大存储容量。本项目考虑到沈阳气候冬寒夏热，因此将 CR1000 的工作温度扩展至 -55°C~85°C，以适应大桥恶劣的工作环境。表 4.3 为 CR1000 的基本性能

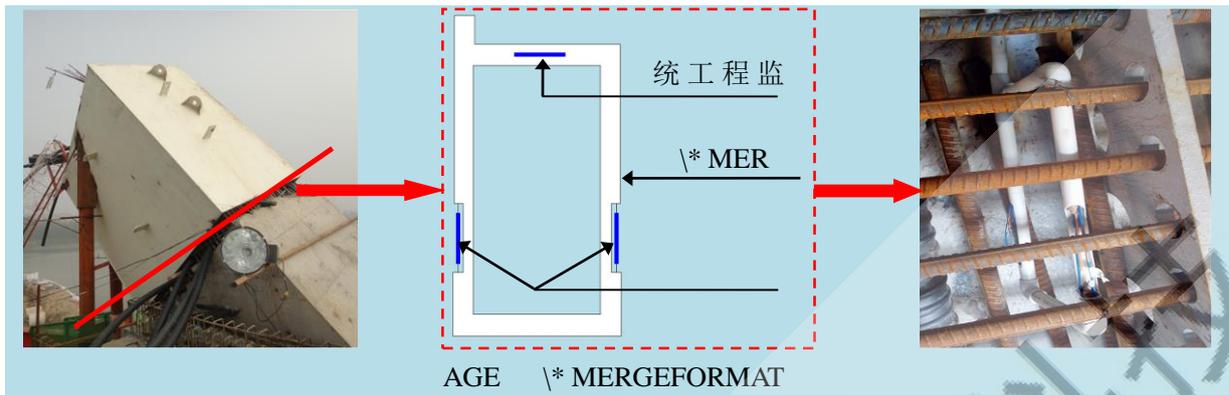


图 4.25 数据传输网络构架图

4.3.2 数据分析系统

1) 远程监控软件

通过该软件，可以方便的远程控制监测中心计算机。下图为软件在远程控制大桥监测计算机的截图。



图 4.26 远程软件 TEAMVIEWER

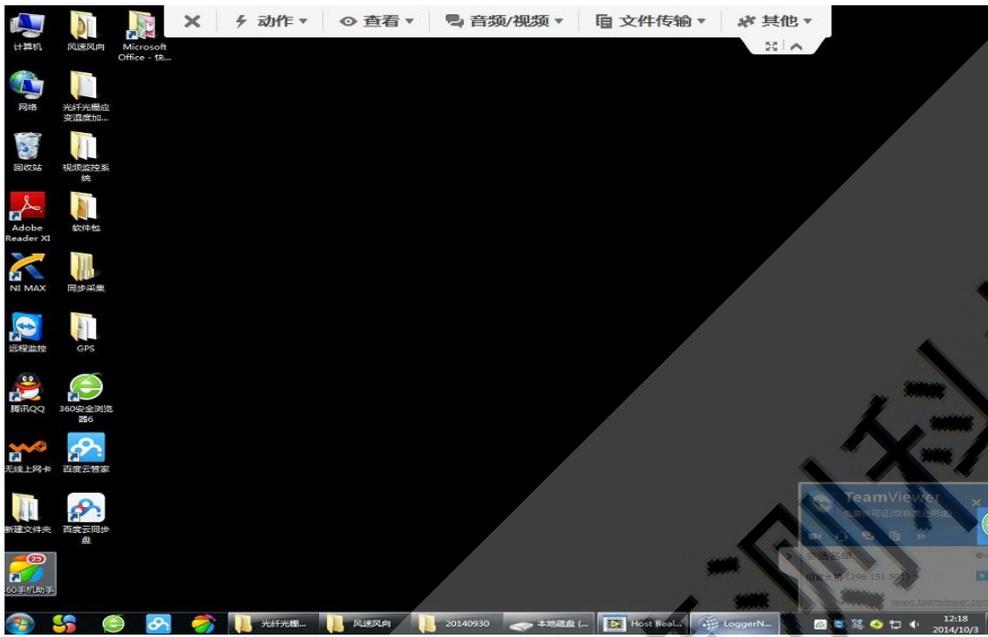


图 4.27 远程控制图

2) 基于 LABVIEW 的伯官大桥监控软件

根据伯官大桥的模型，建立了一款监控软件。采用 LED 灯代表监控位置。点击就会出现相应位置的应变或者加速度时程曲线。



图 4.28 应变加速度界面

3) 风速软件

自动生动风速方向的图表，方便查看。风速风向数据记录频率为 1HZ，即每秒采集一次风速风向数据，保证记录下最大风速。

风向桥北到桥南为 0 度，然后顺时针转只 360 度。

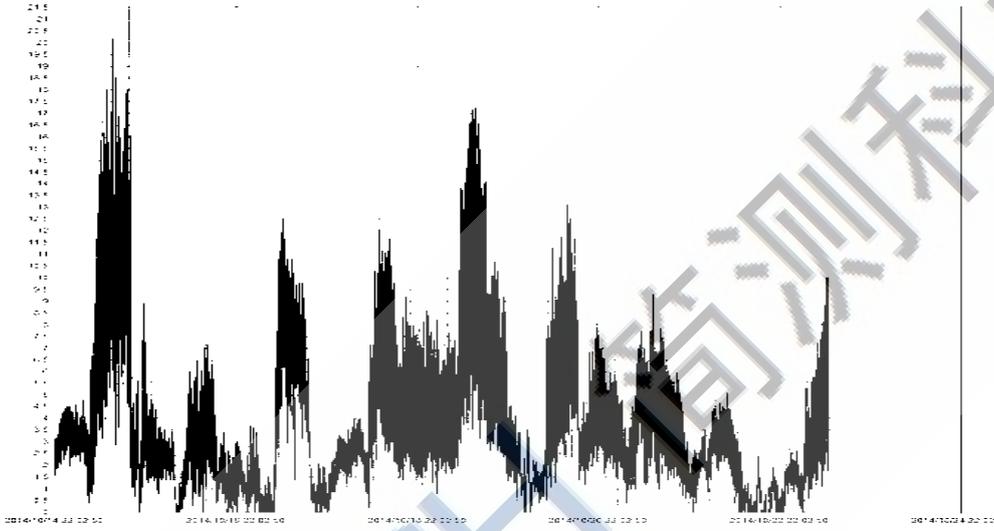


图 4.29 风速时程曲线

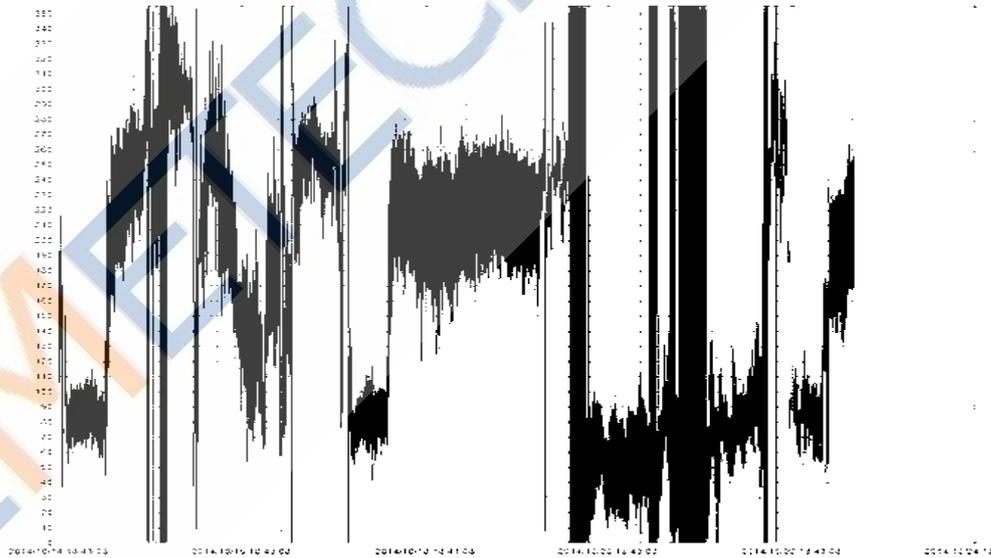


图 4.30 风向时程曲线

4) GPS 位移

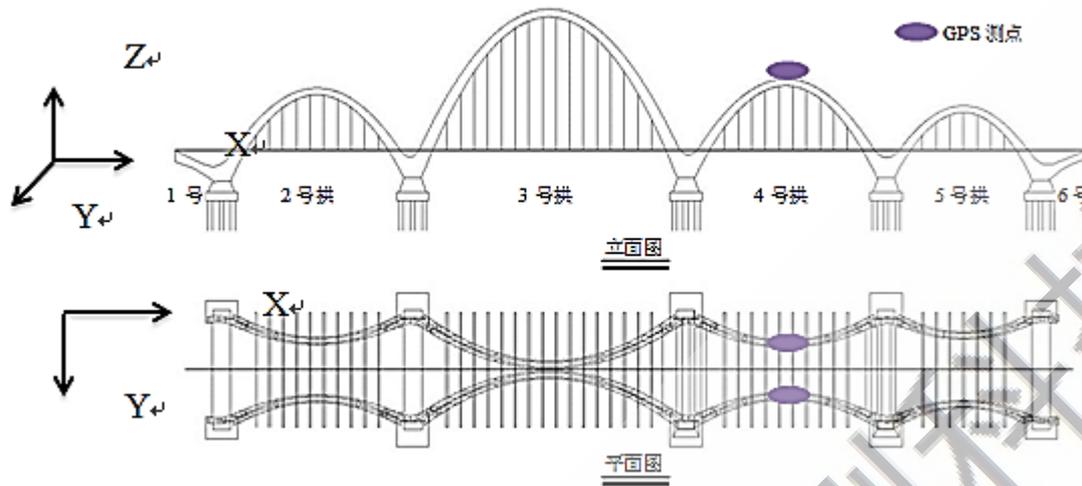


图 4.31 GPS 布置图

根据有限元计算结果，GPS 两个移动站天线安装于 4 号拱拱顶。设置桥梁坐标，从北到南顺桥向为 X 方向，东到西横桥向为 y 方向，高度从下到上为 z 方向。移动站一代表东拱拱顶，移动站二代表西拱拱顶。三个图表分别反应桥梁的 XYZ 三维位移情况。

软件截图：从图中也可以很清楚的看出桥梁三维坐标的实时位移。

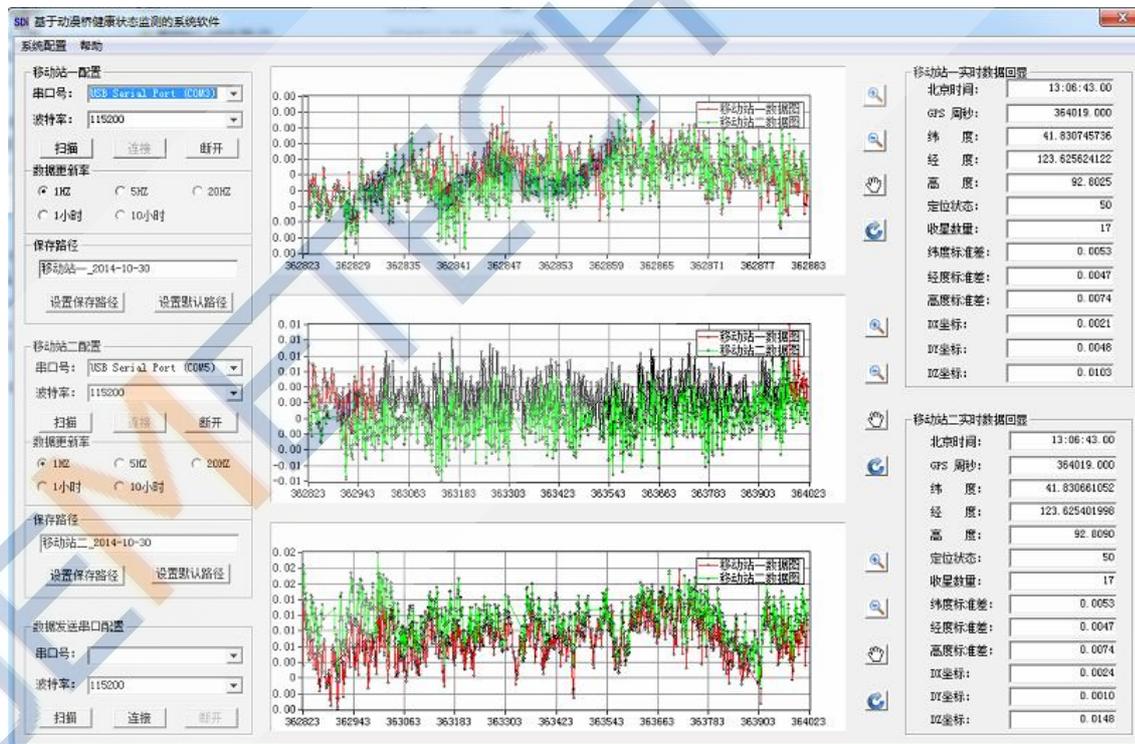


图 4.32 GPS 界面

5) 监控系统

监控画面如下图所示，通过监控画面，可以实时查看大桥车辆情况。



图 4.33 视频监控界面

4.4 小结

本章在监测系统总体架构及传感器类型确定的基础上，对监测系统中各子系统的设计与实现过程进行了系统介绍：

- (1) 结合伯官大桥的结构特点及数值计算结果，确定了该桥的健康监测方案及传感器布置方案，详细介绍了系统实现过程中的监测测点选择及传感器耐久性保护措施。
- (2) 针对光纤光栅传感器和加速度传感器数量多、分布广以及同步性要求高等特点，基于 NI CompactRIO 平台开发了一套同步采集系统，实现了光纤光栅和加速度传感器的精准同步采集。
- (3) 设计和整合了适应伯官大桥的监测软件。可视化的画面使得大桥荷载信息和健康状况比较清楚的反应出来。

5 初步监测结果及数据分析

5.1 引言

本章将对光纤光栅传感器在施工过程及运营期间取得的初步监测结果进行数据分析。

5.2 施工过程监测

由于大桥施工过程中难以满足长时间连续采集的要求，只在条件允许的情况下采集了部分施工工况的监测数据。本文给出了 CS13、CS14、SS13、SS14 四个传感器的监测结果，其中 CS13、CS14 分别埋入 4#跨下游的两个拱座的混凝土中，而 SS13、SS14 则分别绑扎在与之临近位置的钢筋上，如图 5.1 所示。表 5.1 列出了施工过程中的监测工况。

表 5.1 监测工况

Tab. 5.1 Monitoring items

日期	施工工况
2012-7-15	光纤光栅传感器安装
2012-8-15	拱座混凝土浇筑完毕
2012-9-20	拱座预应力束张拉完毕
2013-2-20	4#跨下游钢拱肋合龙
2013-4-10	吊杆横梁安装完毕
2013-5-20	吊杆张拉完毕
2013-9-16	大桥通车一个月
2013-10-16	大桥通车两个月

从图 5.2 可以看出，CS13 测点、CS14 测点在施工过程中均处于受压状态，且表现出同样的变化趋势。拱座混凝土浇筑后，CS13 测点、CS14 测点即开始受压，应力大小分别为-0.92MPa 和-0.76MPa。拱座预应力束张拉后，CS13、CS14 两测点压应力继续增大，分别达到-1.70MPa 和-1.18MPa。两测点在这两个施工过程中产生的应力均较大，表明混凝土浇筑和预应力束张拉对混凝土应力影响最为显著。在之后的施工过程中，两测点压应力持续增大，但 CS13 测点应力变化较为平缓，仅为-0.40MPa，CS14 测点应力幅度变化较大，达到-1.06MPa，这主要有两方面的原因：1) 拱肋合龙、吊杆横梁安装、吊杆张拉等施工过程对两个拱座的影响不完全相同；2) 两测点具体位置难以保证完全对称，受力大小也必然不同。大桥通车之后，测点应力变化均较为平稳。以上分析表明，混凝土应力的监测结果

符合实际施工情况。

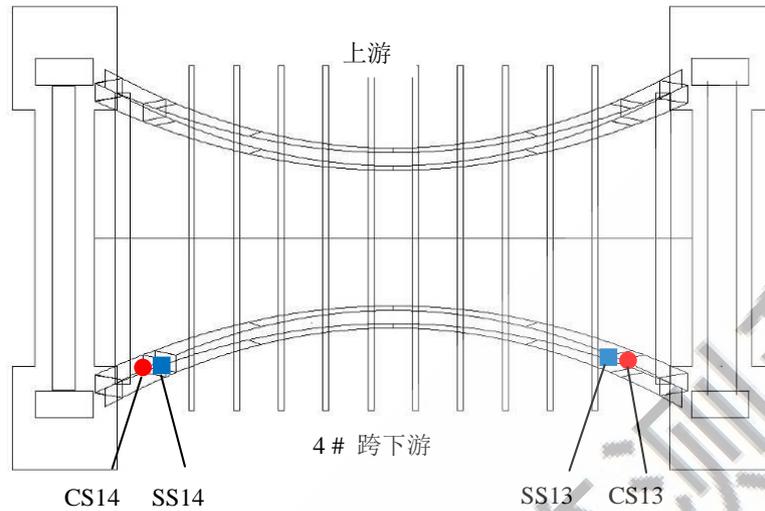


图 5.1 4#跨下游应力测点

Fig. 5.1 Stress monitoring position of the downstream of the 4th span

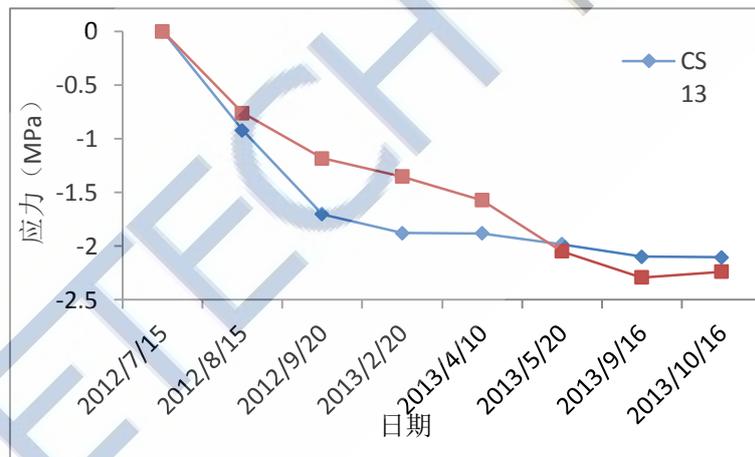


图 5.2 CS13 和 CS14 测点应力监测结果

Fig. 5.2 Stress monitoring results of CS13 and CS14

从图 5.3 可以看出，在整个施工过程中，SS13 测点一直处于受压状态，而 SS14 测点则处于受拉状态，原因是两个传感器分别固定在了钢筋的受压面和受拉面。拱座混凝土浇筑后，SS13 测点、SS14 测点受到的应力方向相反，分别为-27.5MPa、23.5MPa。两测点应力幅度较大，表明混凝土浇筑后，钢筋开始与混凝土同时受力，钢筋应力变化显著。在之后的施工过程中，SS13 测点和 SS14 测点同时呈现出受压趋势，SS13 压应力继续增大，但变化幅度较小，只有-5.4MPa，而 SS14 测点的拉应力持续减小，应力变化幅度相对较大，达到-20.1MPa。表明随着施工的推进，拱座处受到的压力持续

增大，使 SS13 测点的压应力继续增大，而 SS14 测点的拉应力开始减小。大桥通车后，两个测点应力均开始趋于稳定。与 CS13、CS14 测点的混凝土应力相比，钢筋应力及变化幅度远远大于混凝土应力，因为钢筋弹性模量大于混凝土弹性模量，在应变相同的情况下，钢筋应力必然大于混凝土应力。以上分析表明，钢筋应力监测结果同样符合实际工况。

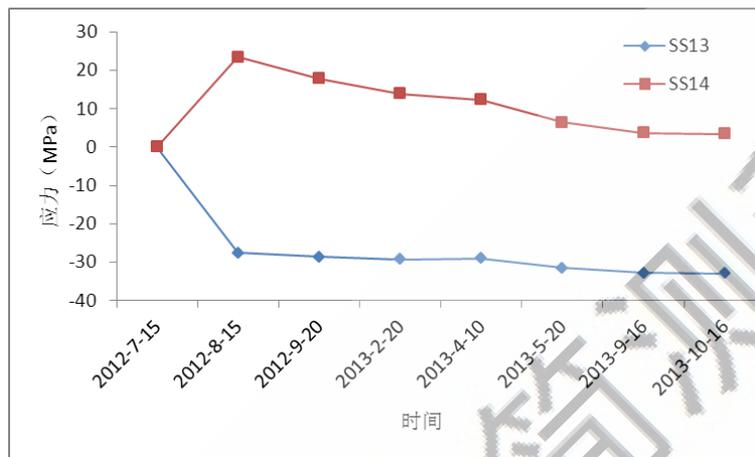


图 5.3 SS13 和 SS14 测点应力监测结果

Fig. 5.3 Stress monitoring results of SS13 and SS14

5.3 长期服役性能监测

由于温度荷载与外力荷载均会导致光纤光栅传感器波长发生变化，当构件为静定结构时，温度荷载导致的应变不会产生应力，因此需要将该温度导致的应变扣除，以消除温度效应的影响。式 5-1 为本文使用的温度修正公式。

$$\sigma = E(\varepsilon - \lambda\varepsilon_T) = E\varepsilon - \lambda E\alpha\Delta T = E \left[\frac{(\Delta\lambda_{FBG} - \Delta\lambda_T)}{1.2k} - \alpha\Delta T / K \right] \quad (5-1)$$

式中： σ 为经过温度修正的构件应力； E 为构件的弹性模量； $\Delta\lambda_{FBG}$ 为应变传感器的波长变化值； $\Delta\lambda_T$ 为温度传感器的波长变化值； k 为光纤光栅应变传感器的标定系数； K 为光纤光栅温度传感器的灵敏度系数； α 为被测构件的热膨胀系数。

2014 年 4 月 28 日中午 12 时至下午 14 时，使用移动电源采集了部分光纤光栅传感器的监测数据。监测周期内，车流量较少，天气晴朗，温度变化为 20℃~22℃，风力为 2 级。监测结果如下：

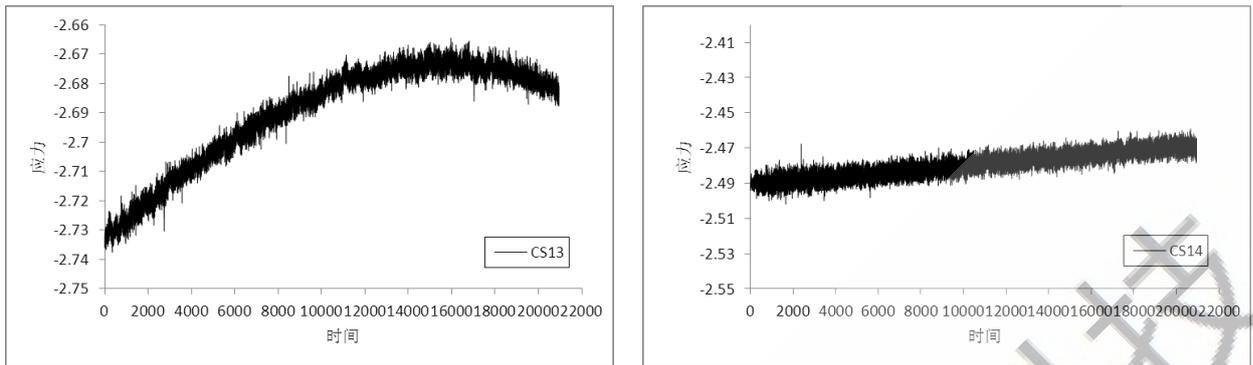


图 5.4 未经温度修正的应力监测结果

Fig. 5.4 Stress monitoring results without temperature corrected

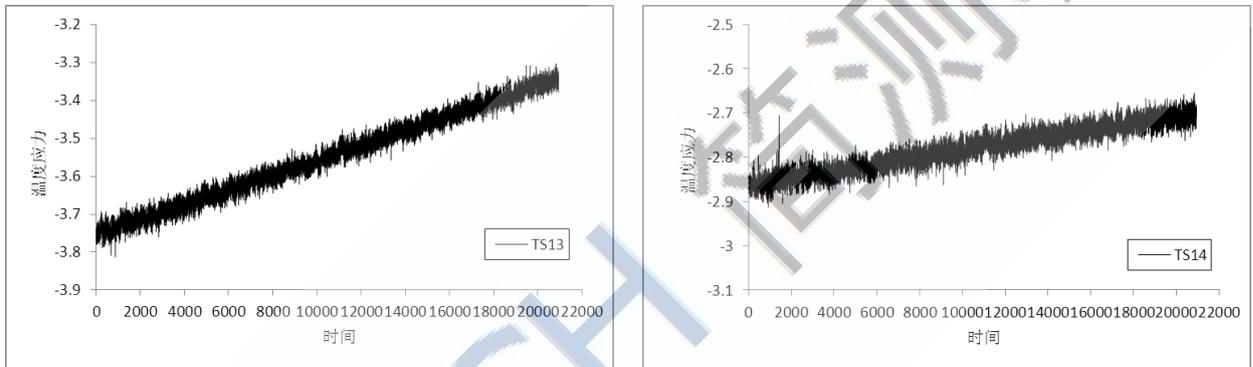


图 5.5 温度应力

Fig. 5.5 temperature stress

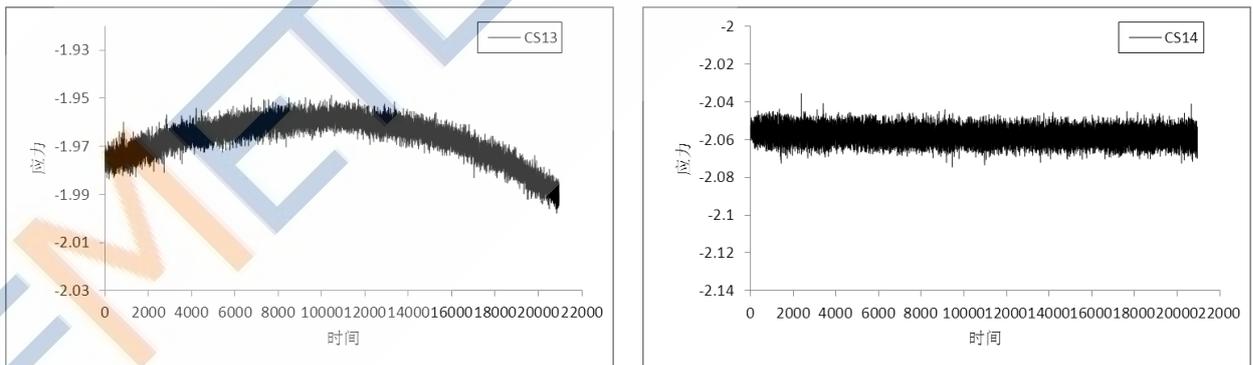


图 5.6 经过温度修正的应力

Fig. 5.6 Stress monitoring results with temperature corrected

图 5.4 为 CS13、CS14 测点位置未经温度修正的应力监测结果，应力变化分别为 0.05MPa、0.02MPa。

图 5.5 为 CS13、CS14 测点位置的温度应力监测结果，分别为 0.405Mpa、0.168Mpa。两测点位置的
温度分别上升了 0.56℃、1.35℃。可见，随着温度升高，温度应力有所上升，但由于不同部位的约束

不同，温度应力也不尽相同。图 5.6 为 CS13、CS14 测点位置经过温度修正的应力监测结果，分别为 -0.016MPa 、 -0.005MPa 。显然，经过温度修正后，各测点位置的应力发生了较大的变化，甚至改变了原来的应力拉压趋势。说明，温度效应是应力长期监测不可忽略的重要影响因素，在进行应力监测时，必须进行温度修正。本次监测中，车流量较少，风速较小，在短时间测量中，结构应力基本保持不变，温度效应成为结构应力发生改变的重要因素。

5.4 小结

本章对大桥施工过程中及通车后有关拱座应力的初步监测结果进行了分析，为大桥进行状态评估提供了基础数据，得出了以下结论：

(1) 拱座处混凝土浇筑和预应力束张拉对混凝土应力影响较大，之后，混凝土应力变化平缓；钢筋受压面和受拉面的应力测点在施工过程中表现出不同的拉压趋势，其中混凝土浇筑对钢筋应力幅度影响最为显著，之后随着拱座处压力的增大，钢筋应力测点总体呈现出受压态势。

(2) 由于施工过程对不同拱座的影响不完全相同及测点布设不完全对称，使得不同测点的应力变化幅度有一定差别，大桥通车后，各测点应力变化开始逐渐平缓，说明桥梁受力趋于稳定。

(3) 大桥通车后，开始对拱座处应力进行长期实时监测，长期服役性能监测结果表明：在短时间应力监测中，结构应力基本保持不变，温度效应成为结构应力发生改变的重要因素，因此必须对应力进行温度补偿以消除温度的影响。

6 结论

6.1 结论

(1) 考虑到该桥结构形式新颖，在分析了其结构特点的基础上，提出了该桥的监测需求。使用有限元软件 MIDAS/Civil 建立了大桥的精细化三维有限元模型，使用多种单元和边界约束较好的模拟了大桥的结构特点，基于提出的多种荷载工况对大桥进行了详细的静动力分析。静力分析结果表明：每跨最端部吊杆内力最小，与端部相邻的吊杆内力最大；每跨跨中主梁位移最大，与拱间横梁、拱座相接处主梁应力最大；拱肋底部及 1/4 拱肋位置应力较大，3#拱肋顶端竖向位移最大，但横向位移可忽略不计，4#拱肋顶端的竖向位移稍小于 3#拱肋，但横向位移却远大于 3#拱肋。动力特性分析结果表明：结构竖向刚度较弱，结构模态较为密集，且频率较低，振型间耦合性很强。通过对结构进行上述数值模拟计算，分析得到了大桥的关键受力构件和薄弱部位，为传感器的优化布置奠定了基础，同时为传感器选型及监测参量阈值的确定提供了参考依据。

(2) 在分析了本监测系统功能需求的基础上，设计了系统的总体架构，由传感器子系统、数据采集与传输子系统、数据管理子系统及结构状况评估子系统构成，详细介绍了各子系统的功能及构成。综合考虑结构数值模拟结果及项目经费限制，提出了本系统的主要监测项目，包括风速风向监测、温度监测、吊杆内力监测、拱肋应力监测、拱肋位移监测、主梁振动监测等。依据监测项目，提出了传感器选型依据，在分析了各类型传感器性能特点的基础上，选出了本系统采用的传感器类型及具体性能指标。使用光纤光栅应变传感器对大桥关键构件进行应力监测，同时使用温度传感器进行温度补偿，使用加速度传感器对大桥振动及吊杆索力进行监测，使用 GPS 系统对大桥位移进行监测。

(3) 结合该桥的结构特点及数值模拟结果，确定了该桥的监测方案及传感器布设方案，详细介绍了系统实现过程中的测点选择及传感器耐久性保护措施等问题。采用有效独立法对主梁振动的测点布设进行了多次计算，为振动监测方案的确定提供了参考依据。考虑到光纤光栅传感器和加速度传感器数量多、分布广、信号测量精度和同步性要求高，基于 NI CompactRIO 平台自主研发了一套分布式光纤光栅与加速度传感器同步采集系统，实现了不同类型传感器及多终端设备之间的精准同步采集。

(5) 利用光纤光栅传感器对施工过程及成桥后的拱座应力进行了初步监测。通过对监测数据进行分析，得出了一些有益的结论，为大桥进行状态评估提供了基础数据。施工过程监测结果表明：拱座处混凝土浇筑和预应力束张拉对混凝土应力影响较大，在之后施工工序中，混凝土应力虽继续增大，但变化平缓；钢筋受压面和受拉面的应力测点在施工过程中表现出不同的拉压趋势，其中混凝土浇筑对钢筋应力幅度影响最为显著，之后随着拱座处压力的增大，钢筋应力测点总体呈现出受压态势。由于施工过程对不同拱座的影响不完全相同及测点布设不完全对称，使得不同测点的应力变化幅度有一定差别，大桥通车后，各测点应力变化开始逐渐平缓，说明桥梁受力趋于稳定。长期服役性能监测结果表明：在短时间应力监测中，结构应力基本保持不变，温度效应成为结构应力发生改变的

重要因素，因此必须进行温度补偿以消除温度的影响。

JEMETECH 简测科技

附：初步监测报告

天气状况

图表 1 给出沈阳市国庆假期天气情况。10 月 2 号小雨并且降温，3 号以后气温升高。

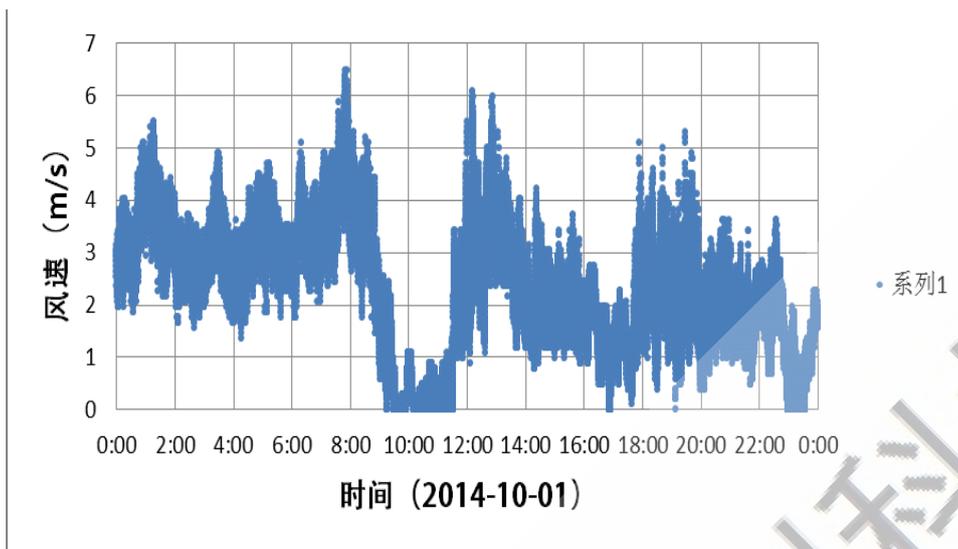
日期	天气状况	气温	风力风向
2014 年 10 月 1 日	多云 / 小到中雨	17℃ / 7℃	西风 ≤3 级 / 东风 ≤3 级
2014 年 10 月 2 日	小雨 / 多云	9℃ / 0℃	西北风 ≤3 级 / 西北风 ≤3 级
2014 年 10 月 3 日	晴 / 晴	16℃ / 2℃	北风 ≤3 级 / 东南风 ≤3 级
2014 年 10 月 4 日	多云 / 阵雨	18℃ / 8℃	南风 ≤3 级 / 北风 ≤3 级
2014 年 10 月 5 日	多云 / 晴	17℃ / 4℃	北风 ≤3 级 / 东北风 ≤3 级
2014 年 10 月 6 日	晴 / 晴	17℃ / 6℃	东北风 ≤3 级 / 东南风 ≤3 级
2014 年 10 月 7 日	晴 / 晴	22℃ / 8℃	西南风 ≤3 级 / 东南风 ≤3 级

图表 1 沈阳市国庆假期天气情况

1. 风速

风速风向数据记录频率为 1HZ，即每秒采集一次风速风向数据，以保证记录下最大风速。

下图根据 10 月 1 号处理的，实时风速和每小时平均风速的变化情况。



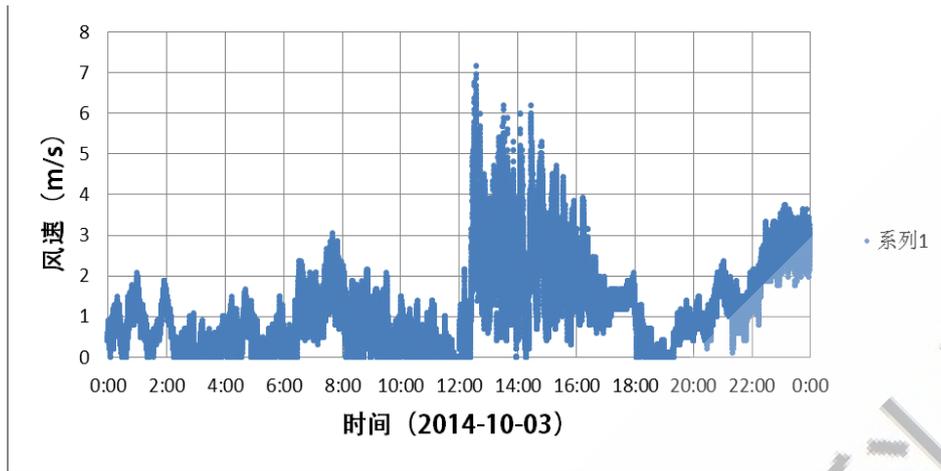
图表 2 10月1号实时风速散点图



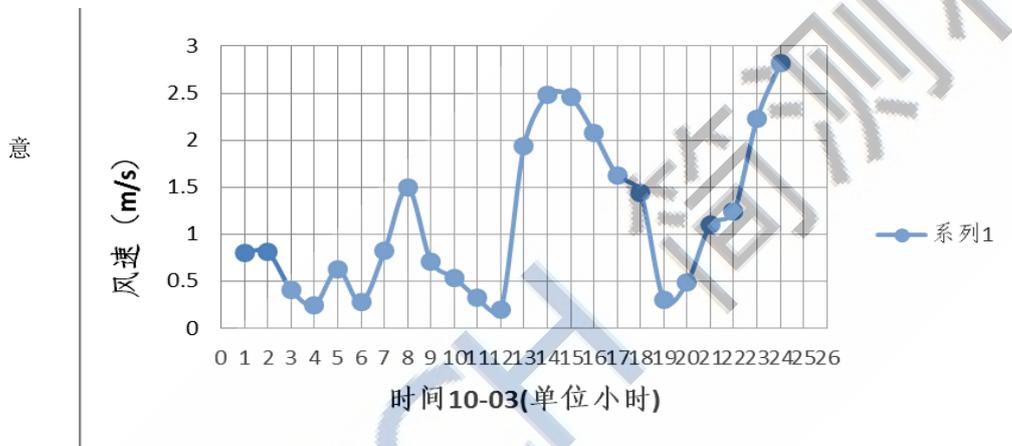
图表 3 10月1号平均风速时程曲线

从图表 2 可以看出，最大风速出现在 8:00 左右，达到 6.5m/s。9:00 到 11:00 风速较小。

从图表 3 可以看出，平均风速最大值不超过 4.5m/s。低于图表 2 最大风速 6.5m/s。所以风力大小必须看实时风速，而风速变化趋势可以通过平均风速体现。

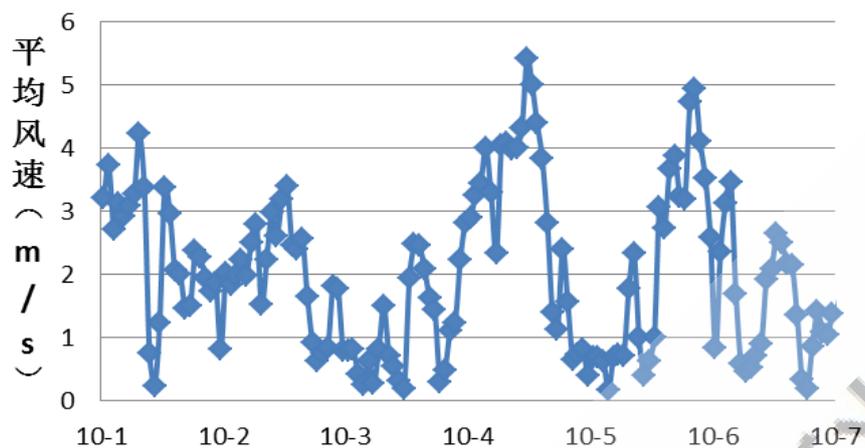


图表 4 10月3号实时风速点图

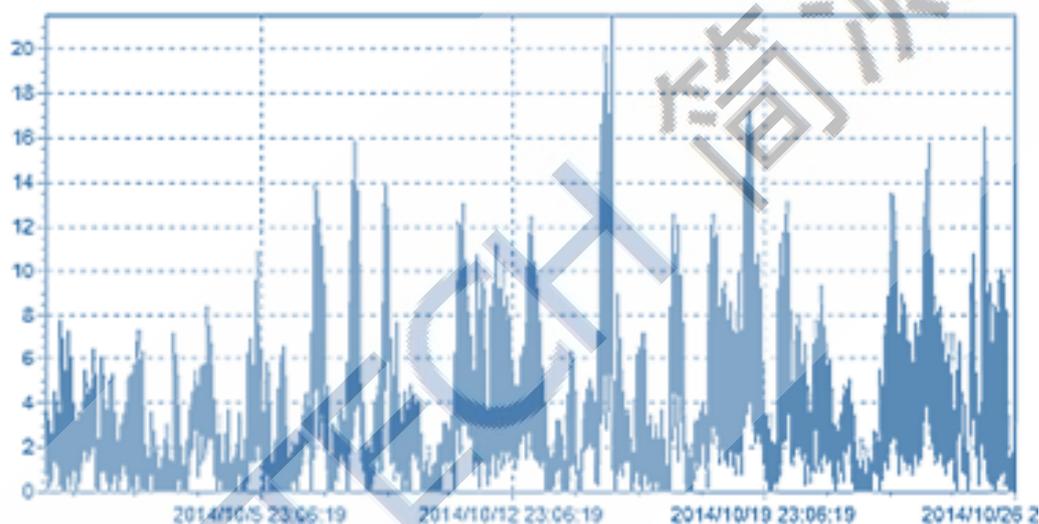


图表 5 10月3号平均风速时程曲线

10月3日0点到12点，平均风速0.6m/s。最大风速3m/s。选择2014年10月3日5点至5点5分作为基准时间。应变和温度传感器都以这段时间的平均值为基准。原因是这个时间点风速小，车流量小，大桥各个地方的温度也大致相同。大桥处于稳定状态。



图表 6 10月1号至10月6号平均风速图



图表 7 10月1号至10月26号风速散点图

由上图可以看出，风速每小时的变化较大，属于变化比较不规律的环境变量。应当关注其对桥梁的影响。

2014-10-01 至 2014-10-26 最大风速位 21.56m/s 出现在 10-15 号。

2. 应变

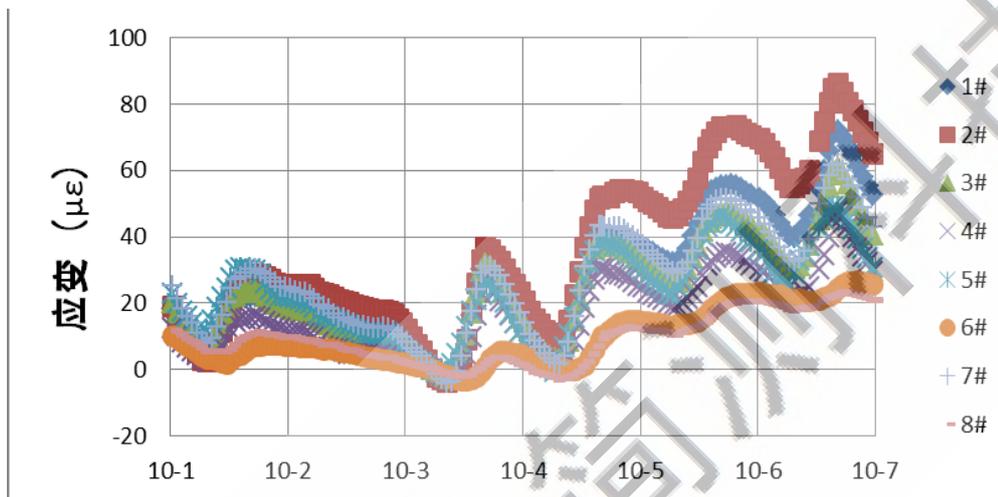
10月3日0点到12点，平均风速 0.6m/s。最大风速 3m/s。选择 2014 年 10 月 3 日 5 点至 5 点 5 分作为基准时间。应变和温度传感器都以这段时间的平均值为基准。原因是这个时间点风速

小，车流量小，大桥各个地方的温度也大致相同。大桥处于稳定状态。

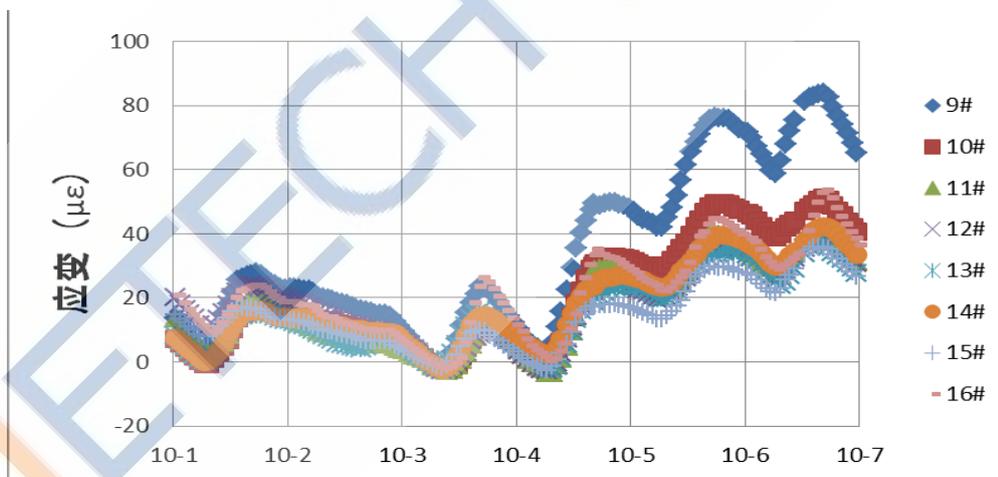
以下所说的应变都是相对基准值的相对变化。

图表 8、9 是 16 个截面的未进行温度补偿的监测结果：10 月 1 日到 10 月 6 日，每小时取一组数据的均值，计算后得出应变。

最大应变为 $90\mu\epsilon$ 。注： $\mu\epsilon=10^{-6}\epsilon$ 。

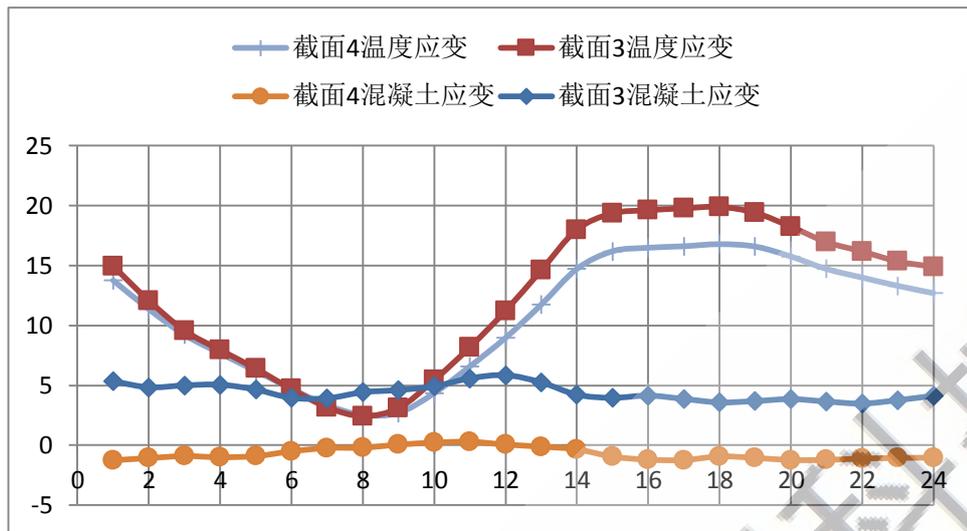


图表 8 上游钢混结合部时程应变变化（未温度补偿）



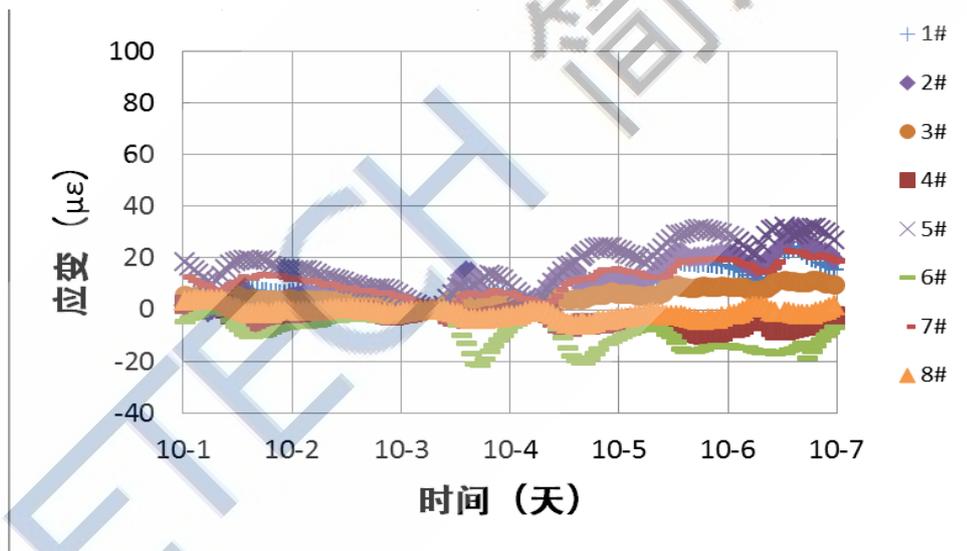
图表 9 下游钢混结合部应变变化（未温度补偿）

以上游四号拱钢混结合部为例，即截面 3,4.选取了 2014 年 10 月 1 号 24 个小时的应变数据。可以看出，前 2 条为温度应变的曲线，变化较大，最大变化约 $20\mu\epsilon$ 。后 2 条为扣除温度应变后钢筋或者混凝土的应变，变化较小，变化量不超过 $5\mu\epsilon$ 。所以需进行温度补偿。所谓温度补偿就是扣除温度对应变传感器的影响。补偿后的应变为结构的真实应变。

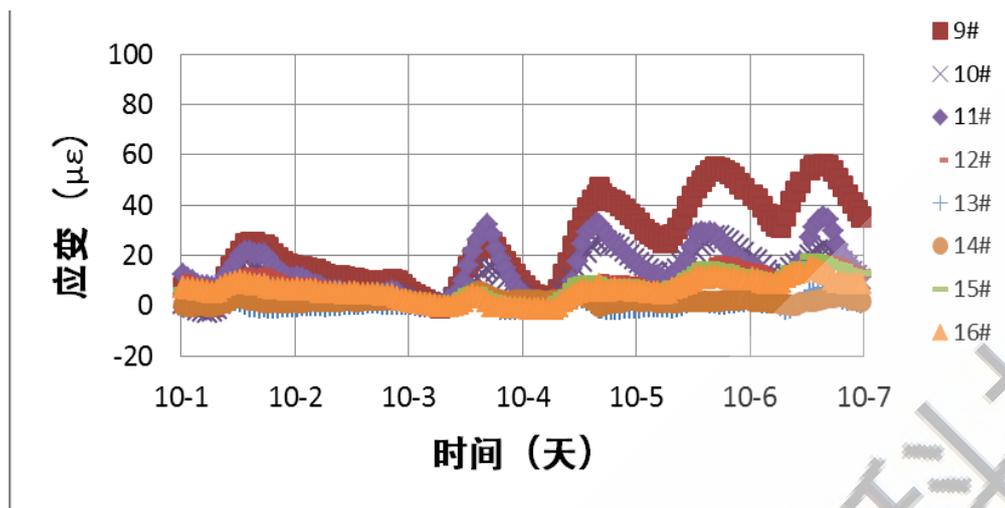


图表 10 3,4 截面温度补偿后的应变图

接下来是温度补偿后的应变图。

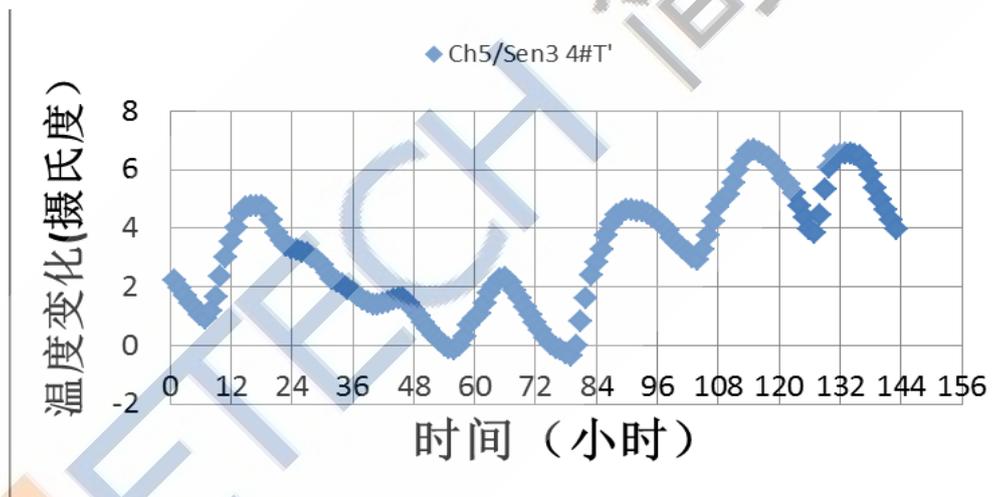


图表 11 上游钢混结合部时程应变变化（温度补偿）



图表 12 下游钢混结合部时程应变变化（温度补偿）

从上图可以看出，2号拱到5号拱的钢混结合部应变在10月1号到10月6号之间变化很小，最大变化量为 $56\mu\epsilon$ 。这说明桥梁处于很稳定的状态。



图表 13 4#温度变化

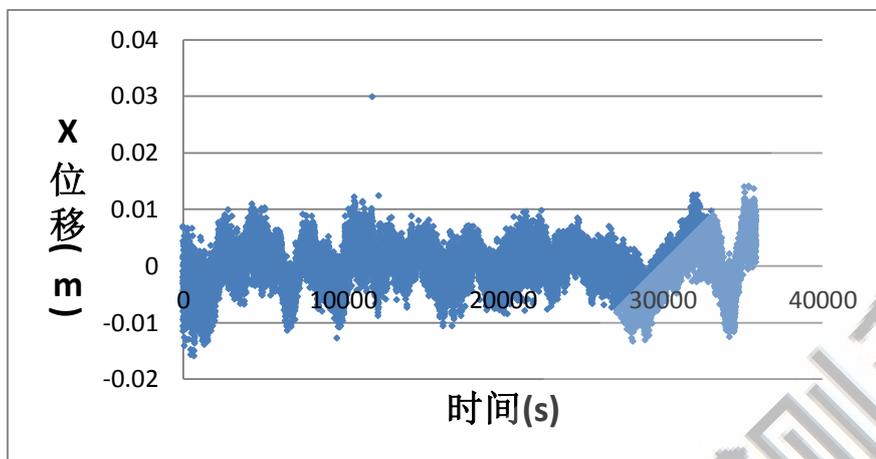
采用4#数据，时间2014-10-1到2014-10-6。图表13表示温度变化，符合图表1气象数据。

3. GPS 位移

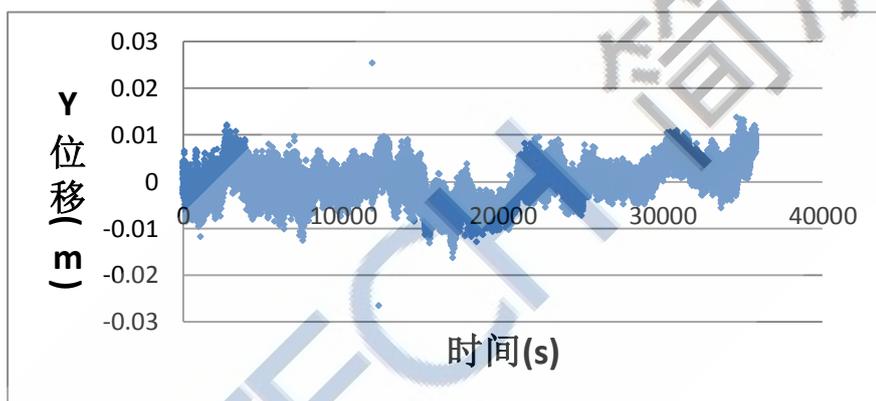
从北到南纵桥向为x方向，西到东横桥向为y方向，高度从下到上为z方向。

以 2014-10-26 晚上 22 点到白天 6 点的 GPS 数据作为基准值。因为这段时间没有太阳，风速较小 (0-3m/s)，车流量少。

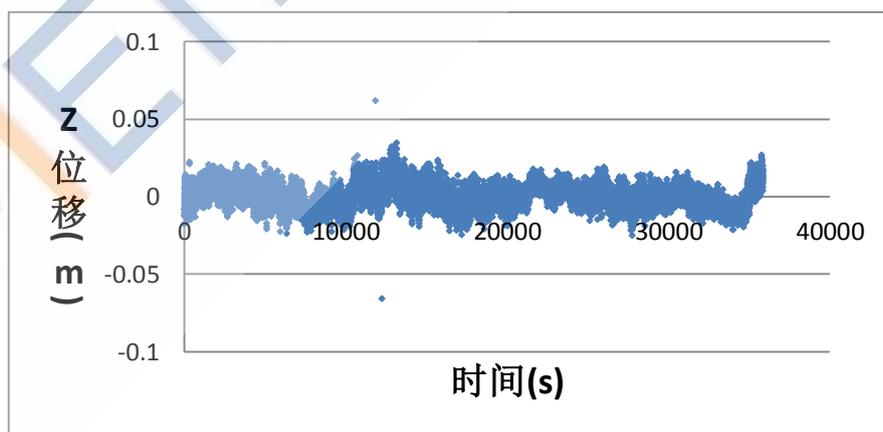
下图是东拱拱顶位移变化情况。



图表 14 东拱 x 方向位移散点图



图表 15 东拱 y 方向位移散点图



图表 16 东拱 z 方向位移散点图

Z 也就是高度方向位移变化较大，为-2cm 到 3cm。X、Y 位移变化都小于 2cm。大桥处于稳定状态。

下图是西拱拱顶位移变化情况。

