

# 环境温度对斜拉桥动力特性的影响分析

闵志华<sup>1,2</sup>, 孙利民<sup>1</sup>, 仲 政<sup>1</sup>

(1. 同济大学 土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092; 2. 同济大学 航空航天与力学学院, 上海, 200092)

**摘要:** 基于东海大桥健康监测系统测得的一年的环境温度和结构响应的数据, 分析环境温度对结构动力特性的影响. 首先, 基于环境温度的监测数据对环境温度的分布特点进行分析, 环境温度沿桥梁纵向具有较强的一致性, 沿箱梁截面具有明显的温度梯度. 接着对环境温度对结构动力特性的影响机理进行理论分析, 并通过实际监测数据进行验证, 表明理论分析与实际监测数据具有很好的一致性. 最后, 基于 ARX 模型对于环境温度对结构动力特性影响的惯性效应进行分析, 表明环境温度的影响具有明显的时间滞后效应, 同时基于多点温度能够等效表示环境温度的惯性效应.

**关键词:** 环境温度; 模态参数; 斜拉桥; 健康监测

**中图分类号:** O 329, TU 317

**文献标识码:** A

and was validated by the monitoring data. The results demonstrate that the theoretical analysis is consistent with the monitoring data. Finally the thermal inertial effect of the environmental temperature on dynamic properties was analyzed based on Auto-Regressive model with eXogenous inputs (ARX) model. The results show that there is time lag effect of temperature on dynamic properties and the time lag effect can be equivalently evaluated by multi-point temperature data.

**Key words:** environmental temperature; modal parameters; cable-stayed bridge; structural health monitoring

## Effect Analysis of Environmental Temperature on Dynamic Properties of Cable-stayed Bridge

MIN Zhihua<sup>1,2</sup>, SUN Limin<sup>1</sup>, ZHONG Zheng<sup>1</sup>

(1. State Key Laboratory for Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. College of Aerospace Engineering and Applied Mechanics, Tongji University, Shanghai 200092, China)

**Abstract:** Based on one-year monitoring data measured by the structural health monitoring system of Donghai Bridge, the effect of environmental temperature on dynamic properties of cable-stayed bridge was analyzed. At first, the distribution characteristics of environmental temperature were analyzed based on the monitoring data of environmental temperature. The environmental temperature was uniformly distributed along the longitudinal direction of bridge and there was also significant temperature gradient in the cross section of box girder. The influencing mechanism of environmental temperature on dynamic properties was theoretically analyzed

近年来, 随着结构健康监测越来越多地受到关注, 世界各国尤其在中国香港、韩国和中国大陆, 许多大型桥梁上都设计和安装了结构健康监测系统. 如香港的青马大桥、韩国的 Seohae 桥和中国的东海大桥等<sup>[1]</sup>. 大多数结构健康监测系统不仅可以测量结构的响应, 如位移、加速度、应力等, 也可以监测结构所处的环境或者运营状况, 如温度、风速/风向、相对湿度、车辆荷载等. 这些健康监测系统大多已运营了一段时间, 积累了大量的监测数据. 如何基于这些监测数据对结构状态准确地评估是摆在工程技术人员面前的又一个难题. 基于振动的结构状态评估方法具有实时性及不需要封闭交通等优点而得到广泛关注. 结构的模态参数及其导出量是该方法中最常用特征指标之一, 因此, 基于长期监测数据分析结构模态参数的变化规律具有非常重要的意义.

然而, 结构模态参数的变化首先受环境温度的影响, 掌握其影响规律是基于结构动力特性来判断

收稿日期: 2009-12-30

基金项目: 国家自然科学基金重点项目(50538020); 上海市科委“登山计划”(062112007); 土木工程防灾国家重点实验室自主研究课题(SLDRCE-08-A-05)

第一作者: 闵志华(1982—), 男, 工学博士, 博士后, 主要研究方向为结构健康监测与状态评估. E-mail: zhmin\_tj@hotmail.com

通讯作者: 孙利民(1963—), 男, 教授, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为结构健康监测与振动控制. E-mail: lmsun@tongji.edu.cn

第三作者: 仲 政(1964—), 男, 教授, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为智能材料与结构的宏微观力学行为.

E-mail: zhongk@tongji.edu.cn

结构状态的前提.笔者对东海大桥主航道斜拉桥一年的结构响应和相应环境因素的监测数据进行了处理,通过相干性和相关性分析,发现环境温度和结构的振动水平是影响结构模态参数变化的主要环境因素<sup>[2]</sup>.但在短暂的强风期间,风荷载也会较为明显地影响结构的模态参数<sup>[3]</sup>.因此,在基于结构的模态参数评估结构的状态时,必须考虑环境因素对结构模态参数的影响,尤其是环境温度对结构模态参数的影响.国内外有关环境温度对结构的动力特性的影响的研究主要有: Sohn 等基于线性模型,研究由环境因素(温度和湿度)引起的 Alamosa Canyon 桥的动力特性改变<sup>[4]</sup>; Xia 等分析了一个钢筋混凝土连续板在两年内的结构模态参数改变,发现当温度每升高 1℃ 时,模态频率降低 0.13%~0.23%<sup>[5]</sup>.但已有研

究都是对小跨简单结构,监测的环境变量也相对简单,对大跨度桥梁的相关研究不多.

笔者基于实桥长期监测得到的环境温度和结构动力特性数据,深入分析环境温度对结构动力特性的影响.首先分析环境温度分布特性,然后结合理论分析,验证环境温度对结构的动力特性的影响机理,最后分析环境温度对结构动力特性影响的时间惯性效应.

## 1 温度分布特点分析

东海大桥主航道斜拉桥上安装有 45 个温度传感器<sup>[2]</sup>,其中空气温度测点 1 个,钢结构温度测点 24 个,混凝土温度测点 20 个,分别安装在主梁和主塔上.主梁上的温度传感器布置如图 1 所示.

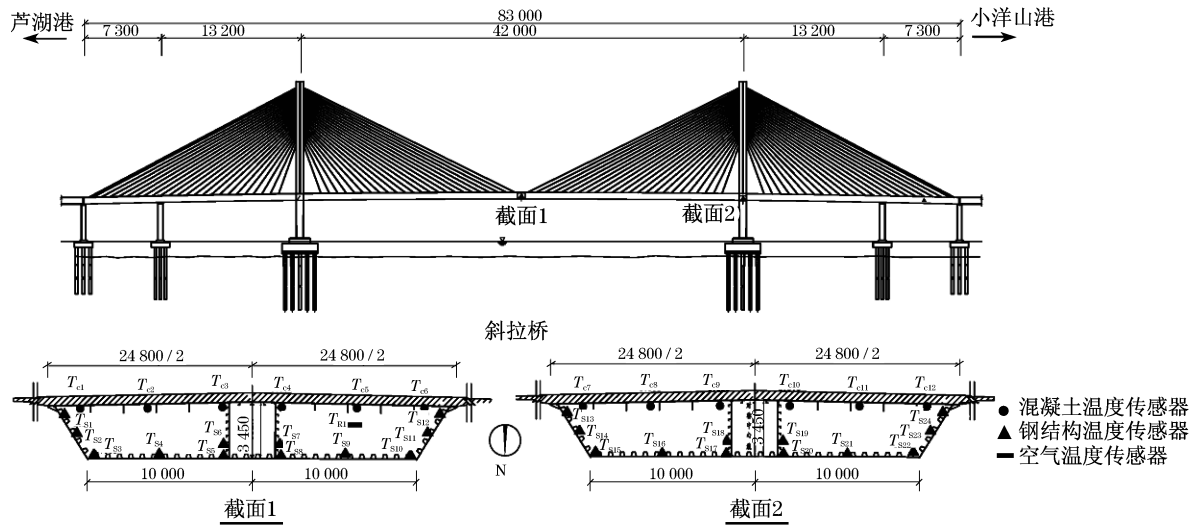


图 1 主航道斜拉桥温度传感器布置(单位:mm)

Fig.1 Thermometer placement of main navigation channel brige (unit: mm)

2007 年全年的主梁跨中截面箱内空气温度  $T_{R1}$  和主梁跨中截面混凝土温度  $T_{C1}$  如图 2 所示,从中可以看出温度变化具有明显的季节趋势.  $T_{C1}$  的统计直方图如图 3 所示,图中曲线为正态分布的拟合结果,表明环境温度并不服从正态分布,而较接近于均匀分布.

依据传感器布置的位置和类型将主梁上温度传感器分为 5 组,分别为跨中空气、跨中混凝土桥面、跨中钢箱、主塔墩顶混凝土桥面、主塔墩顶钢箱.将 2007 年全年的温度数据分别进行组内相关性分析,各组内温度之间的相关系数均较大,组内温度具有良好的一致性.在每一组温度中,选取最具代表性的 1 个温度作为该组代表进行组间温度的相关性分析.由结果(表 1)可见,组间温度的相关性比组内温度的相关性略低,但仍然具有很高的 consistency.

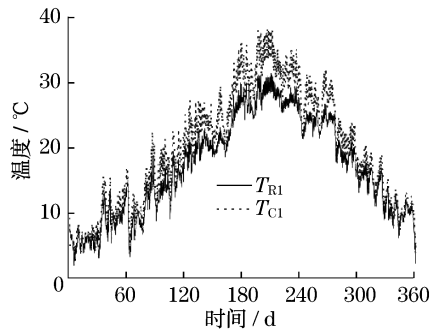


图 2  $T_{R1}$  和  $T_{C1}$  的监测结果

Fig.2 Monitoring result of air temperature and concrete temperature

2007 年 6 月的跨中混凝土桥面板 4 个典型的混凝土温度( $T_{C1}$ ,  $T_{C2}$ ,  $T_{C5}$  和  $T_{C6}$ )如图 4a 所示.箱梁两侧箱室均表现为靠东侧的混凝土温度比靠西侧的

高,而整体上东侧混凝土板的温度高于西侧.主塔墩顶主梁截面混凝土桥面板的温度如图 4b 所示,可以看出,主塔墩顶主梁截面有类似分布规律,表明温度沿桥梁纵向有较强的一致性.

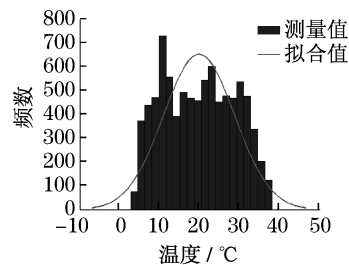


图 3 混凝土温度  $T_{C1}$  的统计直方图

Fig.3 Histogram of concrete temperature

表 1 组间温度的相关性

Tab.1 Correlation coefficients between temperatures

测温点	$T_{R1}$	$T_{C1}$	$T_{S4}$	$T_{S11}$	$T_{C8}$	$T_{S14}$
$T_{R1}$	1.000 0	0.985 1	0.999 0	0.991 5	0.987 2	0.998 4
$T_{C1}$	0.985 1	1.000 0	0.979 0	0.973 5	0.996 3	0.982 3
$T_{S4}$	0.999 0	0.979 0	1.000 0	0.992 9	0.981 2	0.997 7
$T_{S11}$	0.991 5	0.973 5	0.992 9	1.000 0	0.973 6	0.987 9
$T_{S8}$	0.987 2	0.996 3	0.981 2	0.973 6	1.000 0	0.985 2
$T_{S14}$	0.998 4	0.982 3	0.997 7	0.987 9	0.985 2	1.000 0

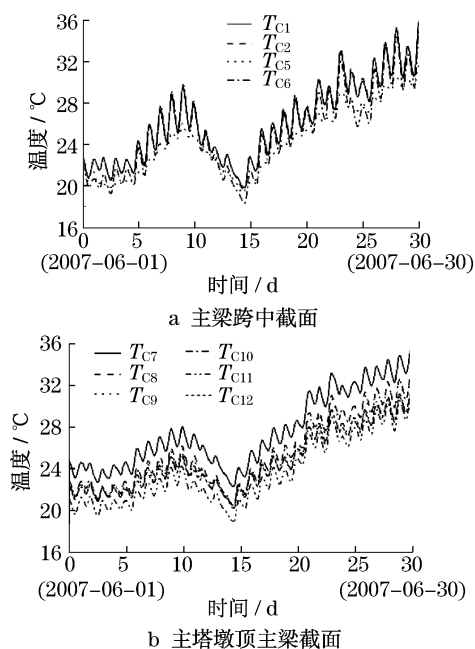


图 4 混凝土桥面板温度

Fig.4 Temperature of concrete bridge deck

跨中截面东侧箱室混凝土温度和钢结构温度如图 5 所示.从中可以看出,混凝土桥面板温度高于箱梁底板钢结构温度  $5\sim 6\text{ }^{\circ}\text{C}$ ,表明此时在箱梁截面内存在一定的温度梯度.这与基于环境温度的统计结果得到的结论相一致<sup>[2]</sup>.

跨中截面混凝土温度  $T_{C1}$  和钢结构温度  $T_{S4}$  之间的年温度差及其统计直方图如图 6 所示,从图中可以看出,结构温度差不服从正态分布.

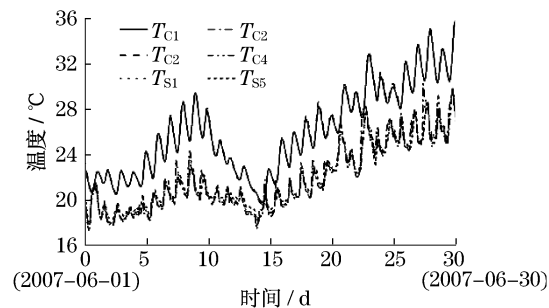


图 5 跨中截面东侧温度分布

Fig.5 Temperature distribution of east mid-span section

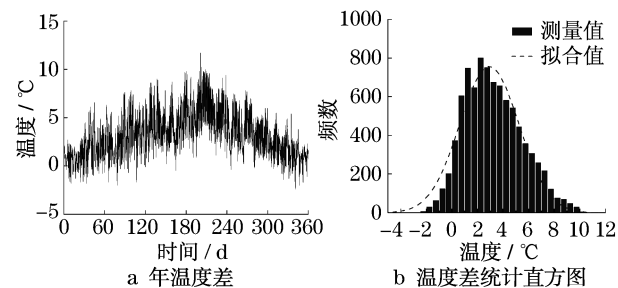


图 6  $T_{C1}$  和  $T_{S4}$  之间温度差及其统计分布

Fig.6 Temperature difference and its statistical distribution between the concrete temperature and steel temperature

跨中截面典型的混凝土和钢结构的温度差的统计结果如表 2 所示,表明实际监测得到的箱梁温度差的均值在  $2.2\sim 3.3\text{ }^{\circ}\text{C}$ .在计算极限承载能力过程中,需要考虑结构受力最不利的状况,因此,需要以概率统计的方法来估计箱梁温度差的分布状况.对计算得到的不同位置的温度差进行  $\alpha = 0.05$  的置信度下正态分布的 Kolmogorov-Smirnov (KS) 假设检验,检验的结果表明,箱梁结构温度差均不服从正态分布,不能通过正态分布来估计其统计阈值.采用经验概率分布的方法估计承载力极限状态下的箱梁温度差,得到在 95% 的概率下的阈值  $\Delta T_{0.95}$  (如表 2 所示),大部阈值介于  $6\sim 7\text{ }^{\circ}\text{C}$ .

依据《公路桥涵设计通用规范 (JTJ D60—2004)》中对于结构温度梯度的相关规定和桥梁结构实际的状况 (图 7),竖向日照正温差计算时取温度基数  $T_1 = 14\text{ }^{\circ}\text{C}$  和  $T_2 = 5.5\text{ }^{\circ}\text{C}$ ,对于带混凝土桥面板的钢结构,温度差计算高度  $A = 300\text{ mm}$ ,混凝土桥面板厚度  $t = 280\text{ mm}$ ,上部结构高度为  $H$ .计算得到的监测截面的混凝土桥面板和钢箱梁之间的正温度

差为 2.2 °C,与实际监测的结果对比可发现,实际监测得到的正温度差要比规范的规定值大一些.

表 2 箱梁温度差 KS 检验统计结果

Tab.2 Statistical result of temperature differences

混凝土温度	钢结构温度	均值	最大值	$\Delta T_{0.95}$
$T_{C1}$	$T_{S1}$	3.12	10.7	7.0
	$T_{S2}$	3.10	10.8	7.3
	$T_{S3}$	2.91	10.9	6.8
	$T_{S4}$	3.30	11.7	7.3
	$T_{S5}$	2.94	11.4	7.0
$T_{C5}$	$T_{S8}$	2.30	7.1	4.7
	$T_{S9}$	2.21	6.8	4.5
	$T_{S11}$	2.48	8.3	5.0
	$T_{S12}$	2.74	7.6	5.0

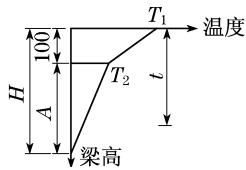


图 7 温度梯度分布示意(单位:mm)

Fig.7 Temperature gradient distribution(unit:mm)

## 2 温度对模态频率的影响机理分析

环境温度是长期影响结构动力特性的一个主要环境因素,对结构动力特性的影响有两种方式:①影响材料的物理力学特性,如材料的弹性模量、泊松比等;②影响结构的几何特性,如构件长度、边界条件和约束等,进而影响结构的内力状态和空间几何形态等.现以一个简支梁为例来推导分析其影响机理.

等截面欧拉梁无阻尼自由振动的运动方程为

$$EI \frac{\partial^4 v}{\partial x^4} + m \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = 0 \quad (1)$$

通过求解微分方程,可以得到其圆频率为

$$\omega = a^2 \sqrt{EI/m} \quad (2)$$

其中, $a$ 是和模型边界条件及模态阶数有关的量,对简支梁, $a = n\pi/L$  ( $n=1,2,\dots$ ),则结构的圆频率为

$$\omega = a^2 \sqrt{EI/m} = n^2 \pi^2 \sqrt{EI/mL^4} \quad (3)$$

假设弹性模量随温度的变化为

$$E_1 = E_0 + \beta(T_1 - T_0) = E_0 + \beta\theta \quad (4)$$

其中: $\theta = T_1 - T_0 = \Delta T$ ;  $\beta$ 为弹性模量随单位温度的变化幅度.

在环境温度作用下,结构会产生一定的膨胀和收缩效应.以下的推导,假定简支梁单元可以自由伸缩,不考虑由于温度引起的内应力效应.梁长随环境温度的变化为

$$L_1 = L_0(1 + \alpha\theta) \quad (5)$$

则梁体均布质量变为  $m_1 = m_0/(1 + \alpha\theta)$  ( $\alpha$ 为材料线膨胀系数).这里,假定梁的截面面积和惯性矩不随温度改变.温度变化  $\theta$  以后,结构的频率为

$$\omega_1 = n^2 \pi^2 \sqrt{\frac{E_1 I_1}{m_1 L_1^4}} = n^2 \pi^2 \sqrt{\frac{(E_0 + \beta\theta) I_0}{m_0 L_0^4 (1 + \alpha\theta)^3}} \quad (6)$$

模态频率随着温度变化的微分为

$$\frac{\partial \omega}{\partial \theta} = - \frac{n^2 \pi^2}{2} \sqrt{\frac{I_0}{m_0 L_0^4}} \sqrt{\frac{1}{(E_0 + \beta\theta)}} \cdot [(-\beta + 2\beta\alpha\theta + 3\alpha E)/(1 + \alpha\theta)^4] \quad (7)$$

进一步分析得

$$\left(\frac{\partial \omega}{\partial \theta}\right) / \omega = - \frac{1}{2} \sqrt{\frac{1}{E_0(E_0 + \beta\theta)}} \cdot \frac{-\beta + 2\beta\alpha\theta + 3\alpha E}{(1 + \alpha\theta)^4} \quad (8)$$

据相关文献<sup>[6-7]</sup>,在  $\theta \leq 100$  °C,对于混凝土材料可取  $\beta = -4.5 \times 10^{-3} E_0$ ,而对于钢材取  $\beta = -1.8 \times 10^{-4} E_0$ .同时取混凝土材料的  $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$ ,钢材的  $\alpha = 1.1 \times 10^{-5}$ .以混凝土简支梁为例,计算得

$$\begin{aligned} \left(\frac{\partial \omega}{\partial \theta}\right) / \omega &= - \frac{1}{2} \sqrt{\frac{1}{E_0(E_0 + \beta\theta)}} \cdot \\ &\frac{-\beta + 2\beta\alpha\theta + 3\alpha E}{(1 + \alpha\theta)^4} \approx -2.265 \times 10^{-3} \cdot \\ &\sqrt{1/(1 - 4.5\theta \times 10^{-3})} \approx -2.265 \times 10^{-3} \end{aligned} \quad (9)$$

对钢结构简支梁,有

$$\begin{aligned} \left(\frac{\partial \omega}{\partial \theta}\right) / \omega &= - \frac{1}{2} \sqrt{\frac{1}{E_0(E_0 + \beta\theta)}} \cdot \\ &\frac{-\beta + 2\beta\alpha\theta + 3\alpha E}{(1 + \alpha\theta)^4} \approx - (2.13 \times 10^{-4})/2 \cdot \\ &\sqrt{1/(1 - 1.8\theta \times 10^{-4})} \approx 1.065 \times 10^{-4} \end{aligned} \quad (10)$$

对于钢和混凝土组合结构而言,其  $\left(\frac{\partial \omega}{\partial \theta}\right) / \omega$  的变化应该介于  $-1.065 \times 10^{-4} \sim -2.265 \times 10^{-3}$  之间.

同时需要分析  $\frac{\partial \omega}{\partial \theta}$  的线性度.对于某阶频率,其  $n$  应该是确定的.由文献[6-7]引用的参数和结构处于的工作环境可知,  $(1 + \alpha\theta)^4 \rightarrow 1$ ,故有

$$\frac{\partial \omega}{\partial \theta} \approx \frac{n^2 \pi^2}{2} \sqrt{\frac{I_0}{m_0 L_0^4}} \sqrt{\frac{1}{E_0 + \beta\theta}} (\beta - 3\alpha E) \quad (11)$$

从式(11)可见,对于简支梁中某阶频率,  $\partial \omega$  和  $\partial \theta$  具有近似直线关系,可以采用线性回归分析.由

于斜拉桥是多次超静定结构,当温度引起的膨胀和收缩受到约束时,结构会产生一定的内应力,同时,在斜拉桥所具有的较强的几何非线性等因素的共同作用下,结构的模态频率改变量与环境温度改变量之间可能会呈一定的非线性。

2007 年的  $T_{R1}$  与竖向 1 阶弯曲模态频率的散点图如图 8 所示.从中可以看出,环境温度与结构的模态频率具有较好的线性相关性.可以用线性回归模型来表示二者之间的关系

$$f = \beta_0 + \beta_1 T \quad (12)$$

式中:  $f$  为结构的模态频率;  $T$  为环境温度;  $\beta_0, \beta_1$  为回归系数。

基于线性回归得到的前 4 阶模态频率的回归系数如表 3 所示.从中可以看出,由实测数据得到  $(\frac{\partial w}{\partial \theta})/\omega$  介于  $-2.9 \times 10^{-4} \sim -1.10 \times 10^{-3}$ , 与理论分析值具有较好的一致性。

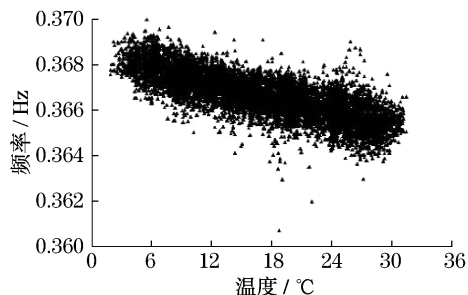


图 8  $T_{R1}$  与第 1 阶模态频率的散点图

Fig.8 Scatter between air temperature and 1st modal frequency

表 3 实桥模态频率的线性回归系数

Tab.3 Linear regression coefficient of bridge modal frequencies

回归系数	1 阶	2 阶	3 阶	4 阶
$\beta_0$	0.368 48	0.438 43	0.512 10	0.642 65
$\beta_1$	-0.000 11	-0.000 49	-0.000 19	-0.000 32
$\beta_1/\omega$	-0.000 29	-0.001 10	-0.000 38	-0.000 50

### 3 温度惯性效应分析

混凝土结构内热传导和热交换过程是非常缓慢的,其导热系数约为钢材的  $1/15 \sim 1/20$ ,传热具有一定的时间滞后性,由此造成结构的动力特性和环境温度之间存在一定的滞后关系,即存在环境温度的惯性效应.在结构评估时,需要考虑这种温度的惯性效应才能够准确评估结构状态. Ríos-Moreno 等

基于 ARX 模型 (auto-regressive with eXogenous inputs model) 分析了室温在大气辐射、风速、湿度等环境因素作用下的传导过程,表明 ARX 是分析温度惯性的有效工具<sup>[8]</sup>. 下面基于 ARX 模型,分析环境温度对结构动力特性影响的惯性效应。

#### 3.1 ARX 模型理论

ARX 在离散的时间域内,可采用如下表达式:

$$y(t) - a_1 y(t-1) - a_2 y(t-2) - \dots - a_{n_a} y(t-n_a) = b_0 u(t-n_k) + b_1 u(t-n_k-1) + \dots + b_{n_b} u(t-n_k-n_b) + e(t) \quad (13)$$

式中:  $n_a$  和  $n_b$  分别是自回归和移动平均的阶数;  $a_i$  和  $b_i$  是模型系数;  $u(t)$  是一个参考信号,  $e(t)$  是一个白噪声过程. 输入参考信号  $u(t)$  和输出含噪信号  $y(t)$  之间的延迟可通过引入参数  $n_k$  考虑。

一种更为简洁的形式是如下的差分表达式:

$$A(z)y(t) = B(z)u(t-n_k) + e(t) \quad (14)$$

其中,  $z$  是延迟因子

$$\left. \begin{aligned} z^{-1}y(t) &= y(t-1) \\ A(z) &= (1 - a_1 z^{-1} - a_2 z^{-2} - \dots - a_{n_a} z^{-n_a}) \\ B(z) &= (b_0 + b_1 z^{-1} + b_2 z^{-2} + \dots + b_{n_b} z^{-n_b}) \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

ARX 的系数向量通常由计算值和测量值的差值平方和最小的最小二乘方法确定. 由于一旦模型阶数确定后,模型系数的计算是正向计算的,因此,在计算 ARX 模型的过程中确定模型阶数非常重要. 不当的模型阶数能够引起对系统的欠拟合或者过拟合问题. 通常情况下用于确定模型阶数的判别方法有 Akaike 信息准则 (akaike information criterion, AIC)、Akaike 最终预测误差 (final prediction error, FPE)、Rissanen 最小描述长度和交互验证等,其中最常用的是 AIC 和 FPE 准则。

为评价采用 ARX 模型对原始数据的拟合效果,引入多元线性回归中复相关系数  $R$  作为拟合效果的度量指标

$$R = \sqrt{R^2} = \sqrt{\sum (\hat{y}_i - \bar{y})^2 / \sum (y_i - \bar{y})^2} \quad (16)$$

式中:  $y_i$  为模态频率的测量值;  $\hat{y}_i$  为模态频率的估计值;  $\bar{y}$  为模态频率的均值。

#### 3.2 基于 ARX 模型的温度惯性效应分析

针对环境温度对结构动力特性影响的惯性效应,已有的处理方式主要有两种,一是用过去时刻的结构温度数据进行结构频率的回归分析,通过改变回归模型阶数分析结构的温度惯性效应;另一种是

直接基于当前时刻的多点的温度数据替代考虑结构的温度惯性. 后者假定环境温度在结构内部的热传导是一个缓慢的时间过程, 由此造成结构内部存在一定的温度梯度, 因此, 可以通过多个测量温度掌握结构内部温度梯度效应的信息, 以结构温度梯度的信息替代温度惯性的影响. 两种方式都能从不同的角度对温度的惯性影响进行分析和模拟, 但究竟哪种方式更合理和更有效, 目前尚无定论. 现利用监测数据, 比较分析两种方式对结构频率的拟合效果.

由 ARX 的定义可知, 其 3 个参数  $[n_a, n_b, n_k]$  分别代表输出向量的自回归效应、输入向量的时间累计效应、输入的时间滞后效应. 可以通过选择不同的参数, 分析环境温度对结构的动力特性的影响效应. 这里选用如表 4 所示的 4 种工况, 分析环境温度对结构动力特性的影响效应.

表 4 环境影响效应分析工况  
Tab.4 Environmental effect analysis cases

工况	效应分析
1	单点温度滞后
2	单点温度的时间累计
3	多点温度的时间累计
4	频率自回归

#### (1) 工况 1, 单点温度滞后效应分析

选用不同  $n_k$  分析环境温度对模态频率的时间滞后效应, 以  $T_{R1}$  为输入信号, 且令  $n_a = 0$  和  $n_b = 0$ , 并需要进行去均值的预处理. 在不同的滞后时刻分析得到的复相关系数和 FPE 如图 9 所示. 从中可以看出, 随着  $n_k$  的增加, 复相关系数  $R$  先增大后减小, FPE 值  $g_{FPE}$  先减小后增大. 第 1, 3 阶在  $n_k = 7$  时达到最小, 第 2 阶在  $n_k = 12$  时最小, 第 4 阶在  $n_k = 8$  时最小, 表明此时环境温度和结构的频率存在明显的时间滞后效应. 竖向模态频率对空气温度的时间滞后大致为 7~8 h, 对于横向模态对空气温度的滞后在 12 h 左右. 在结构状态评估中, 必须考虑这种效应才能够准确评估结构的状态.

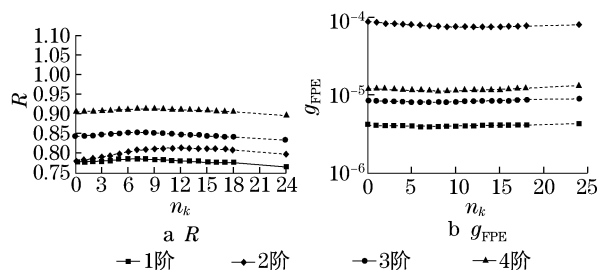


图 9 不同滞后时间的复相关系数和  $g_{FPE}$   
Fig.9  $R$  and  $g_{FPE}$  in different lag-time

#### (2) 工况 2, 单点温度的时间累计效应分析

选用  $T_{R1}$  作为 ARX 的输入信号, 分析单点温度的时间累计效应, 得到的在不同的时间累计效应下的  $R$  和  $g_{FPE}$ , 如图 10 所示, 分析取  $n_a = 0$  和  $n_k = 0$ . 分析结果表明, 随着  $n_b$  的增加, 计算得到的  $R$  是逐渐增大的, 而相应的  $g_{FPE}$  都是逐渐减小的且没有出现明显的极小值. 但可以看出, 当  $n_b \leq 6$  时,  $R$  增加较为明显, 其后增加非常缓慢, 尤其是到了  $n_b > 17$  以后, 更加缓慢. 结果表明, 虽然环境温度对结构的模态参数具有明显的时间滞后效应, 但环境温度自身间也具有较强的相关性, 因此在结构状态评估过程中, 只有一段滞后时间范围内温度数据对分析结果才是有影响的.

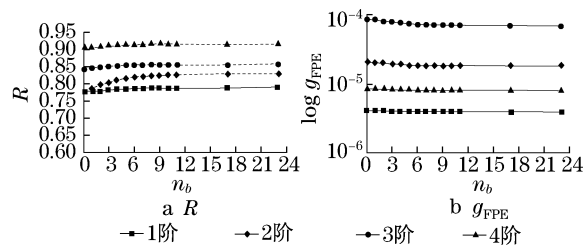


图 10 单一温度时间累计效应的复相关系数和  $g_{FPE}$   
Fig.10  $R$  and  $g_{FPE}$  of cumulative effect of single temperature

#### (3) 工况 3, 多点温度的时间累计效应分析

将表 1 中的 6 个典型环境温度构成环境温度场作为 ARX 的输入向量, 分别分析典型温度场的时间累计效应. 分析取  $n_a = 0$  和  $n_k = 0$ , 得到的  $R$  和  $g_{FPE}$  如图 11 所示. 分析结果表明, 多点温度的信息可以用于代替单一温度的信息. 6 个不同位置的温度测点的信息得到的  $R$  和  $g_{FPE}$  大致和单点温度  $n_b = 7$  时相当. 但此时  $n_b$  的增加却不能很显著地改变结果, 尤其当  $n_b > 1$  以后, 改变量更小. 因此, 若考虑多点温度信息时, 最多需要考虑到  $n_b = 1$  的情况, 即只需要考虑前 1 h 区间内温度的影响.

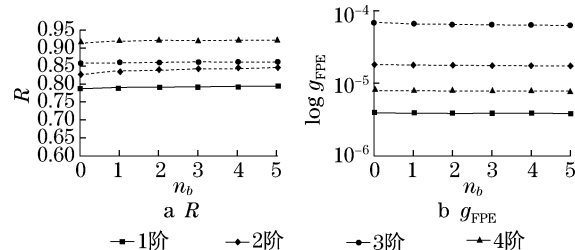


图 11 多点温度时间累计效应时的复相关系数和  $g_{FPE}$   
Fig.11  $R$  and  $g_{FPE}$  of cumulative effect of multiple temperatures

#### (4) 工况 4, 频率自回归效应分析

由于环境温度对结构的模态频率具有较强的时间滞后效应,也可认为过去时刻的结构模态频率对现在时刻的模态频率具有一定的相关性,即结构模态频率具有一定的自相关特征.这种效应可以用 ARX 的输出向量自回归效应来分析,即用模态频率分析自身的回归,分析不同的回归期  $n_a$  对分析结果的影响.仍然采用  $T_{Ri}$  作为模型的输入向量,令  $n_b = 0$  和  $n_k = 0$ .不同自回归效应参数  $n_a$  时的复相关系数和  $g_{FPE}$  如图 12 所示.从  $n_a$  的变化可以看出,除增加前 1 h 的频率能较大地改变  $R$  和  $g_{FPE}$  外,继续增加多个时刻频率,对分析结果影响不大.

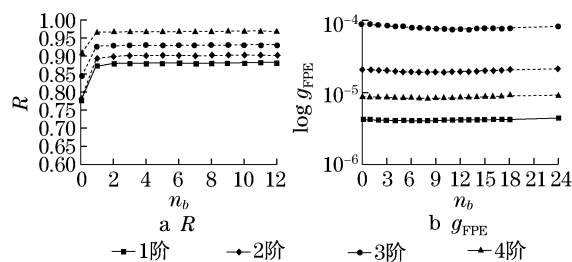


图 12 不同自回归参数时复相关系数和  $g_{FPE}$

Fig.12  $R$  and  $g_{FPE}$  of different auto-regression parameters

上述工况的分析结果可以归纳于表 5.从表中可以看出,环境温度对模态频率具有明显的时间滞后效应.基于多点温度的信息能够代替单点环境温度的时间累计效应,同时结构的模态频率的自回归也能提供大量信息.在采用频率自回归来增加信息的分析中,容易受到前一时刻识别出的频率的分析误差的影响,而采用同一时刻的多温度的信息则没有这个问题.但相对而言,能够表达的有效信息量也较少,故在实际的分析中需要权衡二者.

表 5 不同工况得到的复相关系数

Tab.5  $R$  in different cases

工况	1 阶	2 阶	3 阶	4 阶
1	0.785 7	0.813 8	0.854 2	0.914 3
2	0.787 0	0.820 8	0.854 5	0.914 5
3	0.786 9	0.827 1	0.856 9	0.913 5
4	0.874 5	0.893 2	0.926 8	0.965 7

注:工况 1,取  $R$  的最大值;工况 2,取  $n_b = 6$ ;工况 3,取  $n_b = 0$ ;  
工况 4,取  $n_a = 1$ .

## 4 结语

(1)主航道斜拉桥箱梁温度分布,沿桥梁纵向有

较好的一致性,而沿箱梁截面竖直方向有温度差,且这种温度差不服从正态分布.基于经验累积概率分布估计得到正温度差介于  $6 \sim 7^\circ\text{C}$ ,比规范的规定值大.

(2)环境温度主要通过影响结构材料的物理特性和几何特性来影响结构的动力特性.

(3)环境温度对结构动力特性的影响具有明显的时间滞后效应,在结构状态评估过程中,需要考虑这种温度惯性效应;分析结果表明,可以通过多点温度场来等价考虑这种温度惯性效应.

(4)环境温度对结构动力特性的影响具有明显的规律性,可以基于长期监测数据,将环境温度变化引起的结构动力特性变化成分分离,以提高基于结构动力特性的结构状态识别的灵敏度.

## 参考文献:

- [1] Sun L M, Sun Z, Dan D H, et al. Large-span bridge and their health monitoring systems in China [C] // Proceeding of 2007 International Symposium on Integrated Life-Cycle Design and Management of Infrastructure. Shanghai: Tongji University Press, 2007: 79 - 95.
- [2] 闵志华, 孙利民, 淡丹辉. 影响斜拉桥的模态参数变化的环境影响分析 [J]. 振动与冲击, 2009, 28(10): 102.  
MIN Zhihua, SUN Limin, DAN Danhui. Effect analysis of environmental factors on structural modal parameters of cable-stayed Bridge [J]. Journal of Vibration and Shock, 2009, 28(10): 102.
- [3] 闵志华, 孙利民, 淡丹辉. 台风下斜拉桥风致振动和动力特性分析 [J]. 同济大学学报: 自然科学版, 2009, 37(9): 1139.  
MIN Zhihua, SUN Limin, DAN Danhui. Analysis of wind-induced response and dynamic properties of cable-stayed bridge under typhoon [J]. Journal of Tongji University: Natural Science, 2009, 37(9): 1139.
- [4] Sohn H, Dzwonczyk M, Erik G, Straser, et al. An experimental study of temperature effect on modal parameters of the Alamosa Canyon Bridge [J]. Earthquake Eng Struct Dyn, 1999, 28: 879.
- [5] Xia Y, Hao H, Zanardob G, et al. Long term vibration monitoring of an RC slab: temperature and humidity effect [J]. Engineering Structures. 2006, 28: 441.
- [6] Woon C E, Mitchell L D. Temperature-induced variations in structural dynamic characteristics part ii: analytical [C] // Ancona: SPIE, 1996, 2868: 58 - 70.
- [7] Baldwin R, North M A. A stress-strain relationship for concrete at high temperatures [C] // Concrete BRE Building Research Series v. 1: Practical Studies From the Building Research Establishment. New York: The Construction Press, 1978: 171 - 176.
- [8] Rios-Moreno G J, Trejo-Perea M, Castañeda-Miranda R, et al. Modelling temperature in intelligent buildings by means of autoregressive models [J]. Automation in Construction, 2007, 16(5): 713.