

复杂来流桥梁抖振内力多维线性回归算法

郭增伟, 赵林, 葛耀君, 陆方夏

(同济大学 土木工程防灾国家重点实验室, 200092 上海)

摘要: 为预测复杂来流条件下桥梁结构抖振内力,从概率统计的角度出发,探讨了桥梁结构设计风速条件下风致振动内力和位移之间存在的可解耦的线性关系,建立了桥梁风致振动内力和位移之间的多元线性回归模型,完成了线性回归模型的显著性检验,证实了多维线性回归模型的可靠性和工程实用性.将建立的回归模型应用到以空间多角度偏、斜风组合作用条件下桥梁风致振动内力分析中,得到了复杂来流条件下桥梁抖振内力预测分析的解决办法.多维线性回归算法的提出有助于由桥梁气弹模型风洞试验直接测量得到的位移结果向内力响应精确转换,避免了采用繁琐的斜风作用理论直接推算桥梁构件内力的不足.

关键词: 桥梁;斜风;抖振;线性回归;内力

中图分类号: U441.3

文献标志码: A

文章编号: 0367-6234(2012)08-0083-08

Multiple linear regression algorithm for buffeting internal force of bridges under the condition of complex incoming wind

GUO Zeng-wei, ZHAO Lin, GE Yao-jun, LU Fang-xia

(State Key Laboratory for Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, 200092 Shanghai, China)

Abstract: To predict the buffeting internal forces of bridge components under complex incoming wind, the linear transformation relations between internal force of bridge components and their deformation were discussed in probability and statistics terms. The present paper deduced the multiple linear regressive model between the internal force and its deformation. Verification analysis is also performed to make sure that the regressive model is of great significance and can be applied in the engineering. Using the regressive model, the internal forces induced by buffeting under complicated incoming wind are predicted. This methodology can directly transform the buffeting displacement of bridge under skew wind achieved from wind tunnel test into internal force of bridge components, without using the complex theory of buffeting analysis under skew wind.

Key words: bridge; skew wind; buffeting; linear regression; internal force

桥梁结构风致随机振动主要源于自然风来流紊流以及钝体结构特征紊流,兼有随机性强迫振动和流固耦合自激振动的双重特性.当设计风速较高时,桥梁结构的风致振动位移和内力响应均比较显著,有可能会引起桥梁结构构件的强度或疲劳破坏.

在全桥气动弹性模型风洞试验中,多种偏、斜

角自然来流作用下的桥梁结构位移响应可以采用直接测量的手段获得;由于缩尺模型多采用等效刚度的单、多主梁等效模式设计,无法直接测量得到结构的风致内力时间序列.在节段模型试验识别得到的气动力荷载参数基础上的随机抖振有限元分析一定程度上弥补了风洞试验的缺憾,然而对于斜风作用下桥梁随机抖振分析理论目前还存在不少问题,过去多采用分解平均风的方法^[1-4],该方法在如何合理分解紊流脉动风速、如何合理考虑分解后紊流脉动风速之间的空间相关性、如何合理叠加两个分量的抖振响应分析结果等问题上都还存在较多困难,目前还没有很好的解决办

收稿日期: 2011-05-08.

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(90715039,50978203,51021140005).

作者简介: 郭增伟(1985—),男,博士研究生;

葛耀君(1958—),男,教授,博士生导师.

通信作者: 郭增伟, guojxhust@yahoo.cn.

法;ZHU Ledong 等^[5-9]构建了斜风作用下桥梁随机抖振频域法的有限元计算框架,并成功应用于青马大桥的风振响应计算.但是该方法需要的风洞试验量大;计算过程中需要进行复杂的坐标转换.邵亚会等^[10]提出了基于一元线性回归算法的桥梁构件风致动态内力估算方法,并结合某中小跨度自锚式悬索桥吊杆内力分析对其回归效果进行了验证,线性回归方程在95%置信水平上的线性回归效果显著,考虑到该桥风致振动响应以单阶竖弯振动响应为主,简单的一元回归方法通常不适用于具有典型多模态耦合效应的桥梁.

本文从数理统计学的角度出发,探讨了法向风作用下桥梁结构抖振内力和抖振位移之间存在的统计规律,并把风洞试验得到的斜风作用下桥梁的抖振位移响应应用到此统计规律中,得到斜风作用下桥梁结构的内力响应.

1 复杂来流条件构件抖振内力推算

对线弹性结构而言,结构内力和变形之间的关系实际上是一种简单的线性变换关系.设计风速下桥梁抖振响应一般属于弹性范畴,抖振内力和抖振位移之间在统计意义上存在类似的线性关系.近年来,基于导纳函数识别修正的法向风作用下桥梁抖振计算理论取得一定的发展,风洞试验与计算分析结果有较好的一致性^[11-13];而以斜风为代表的复杂来流条件的风洞试验易于实现,但数值计算比较困难.为了获得斜风作用下桥梁构件内力,本文研究的主要思路是通过风洞试验验证法向风作用条件数值计算得到的抖振位移正确性的前提,基于抖振位移参与模态选择合适的回归变量,并建立法向风作用桥梁构件抖振内力与位移之间的线性回归关系,法向风和斜风作用下抖振位移参与模态能量分布的相似性则保证了法向风和斜风作用下抖振内力和位移之间回归关系的通用性,再结合风洞试验得到的斜风下的抖振位移,得到斜风作用下桥梁构件的内力.以斜风为代表的复杂来流条件抖振内力计算的具体思路见图1.

2 抖振内力多元线性回归分析模型

设计风速下桥梁结构的抖振响应一般属于弹性范畴,抖振位移 Δ 是影响桥梁构件抖振内力 F 的主要因素,是可以通过全桥模型风洞试验直接测量得到的;此外抖振内力还受到其他随机因素 ε 的干扰,可以合理地假设 ε 服从零均值的正态分布,故桥梁构件抖振内力的多元线性回归模型可表示为

$$\begin{cases} F = \Delta\beta + \varepsilon, \\ \varepsilon \sim N(0, \sigma^2). \end{cases} \quad (1)$$

$$\text{其中: } \Delta = \begin{bmatrix} 1 & \delta_{11} & \cdots & \delta_{1m} \\ \vdots & \vdots & \cdots & \vdots \\ 1 & \delta_{n1} & \cdots & \delta_{nm} \end{bmatrix}, \quad F = \begin{bmatrix} F_1 \\ \vdots \\ F_n \end{bmatrix},$$

$\varepsilon = [\varepsilon_1 \cdots \varepsilon_n]^T, \beta = [\beta_0 \beta_1 \cdots \beta_m]^T, m$ 表示回归分析中选取的抖振位移分量的个数; n 表示抖振内力和位移的采样点数.

抖振内力多元线性回归分析基本步骤包括:回归系数参数估计;回归模型显著性检验;回归系数显著性检验;抖振内力响应预测.

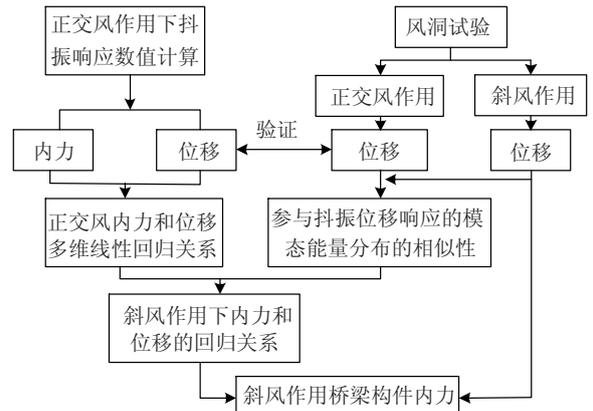


图1 斜风作用下抖振内力回归估算思路

2.1 参数估计

在线性回归分析中,回归系数点估计最常用的方法是最小二乘法.可以推出 β 的最小二乘估计为

$$\hat{\beta} = (\Delta^T \Delta)^{-1} \Delta^T F, \quad (2)$$

将 $\hat{\beta}$ 代入式(1)中得到抖振内力 F 的估计值

$$\hat{F} = \Delta \hat{\beta}. \quad (3)$$

2.2 回归模型显著性检验

可以使用两个统计指标 \bar{F} 和 R 对回归模型的显著性进行假设检验.当所有的 $|\hat{\beta}_j| (j = 1, \dots, m)$ 都很小,则抖振内力 F 与选用做回归分析的抖振位移 Δ 线性回归关系不显著,所以可令原假设为

$$H_0: \beta_j = 0 (j = 1, \dots, m), \quad (4)$$

定义统计指标 \bar{F} 为

$$\bar{F} = \frac{\sum_{i=1}^n (\hat{F}_i - \bar{F})^2 / m}{\left(\sum_{i=1}^n (F_i - \hat{F}_i)^2 / (n - m - 1) \right)} \sim F(m, n - m - 1). \quad (5)$$

式中 $\bar{F} = \sum_{i=1}^n F_i / n$,统计指标 \bar{F} 服从自由度为 $(m, n - m - 1)$ 的 F 分布,若 $\bar{F} > F_{1-\alpha}(m, n - m - 1)$,

即可拒绝假设,认为抖振回归分析模型在置信水平 $1 - \alpha$ 上存在显著的线性回归关系。

一元线性回归中使用相关系数判定线性回归的显著性,同样在多元线性回归中也可定义如下的相关系数

$$R = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\hat{F}_i - \bar{F})^2}{\sum_{i=1}^n (F_i - \bar{F})^2}} \quad (6)$$

R 越大,抖振内力 F 与选用做回归分析的抖振位移 Δ 线性回归的规律性越强,效果也愈好。当 $R > 0.8$ 时,即可认为回归模型中抖振内力 F 与选用做回归分析的抖振位移 Δ 高度线性相关^[14]。

2.3 回归系数显著性检验

回归模型的假设检验被拒绝时表明回归系数 $\hat{\beta}_j (j = 0, \dots, m)$ 不全接近于零,但是并不排除其中若干个系数接近于零。当某一个 $\hat{\beta}_j$ 接近于0时,说明抖振位移 δ_j 与抖振内力 F 的线性关系不显著,故可令原假设为

$$H_0^{(j)}: \beta_j = 0, \quad (7)$$

定义统计指标

$$t_j = \frac{\hat{\beta}_j / \sqrt{\text{diag}[(\Delta^T \Delta)^{-1}]_{jj}}}{\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (F_i - \hat{F}_i)^2 / (n - m - 1)}}{t(n - m - 1)}} \sim t(n - m - 1) \quad (8)$$

统计指标 t_j 服从自由度为 $n - m - 1$ 的 t 分布,

若 $|t_j| > t_\alpha(n - m - 1)$, 则拒绝假设,表明在置信水平 $1 - \alpha$ 下 $\hat{\beta}_j$ 与0有显著性差异,相应的抖振位移 δ_j 对抖振内力 F 有显著影响,需在多元回归模型中予以保留;相反 $|t_j| < t_\alpha(n - m - 1)$, 表明在置信水平 $1 - \alpha$ 下 $\hat{\beta}_j$ 与0无显著性差异,可以将抖振位移 δ_j 从回归模型中剔除。

2.4 利用回归模型进行预测

当多元线性回归模型和系数通过检验后,可由给定的抖振位移时程 $\Delta_0 = [\Delta_{01}, \Delta_{02}, \dots, \Delta_{0m}]$ 预测桥梁构件的抖振内力 F_0 , 显然其预测值(点估计)为

$$\hat{F}_0 = \hat{\beta}_0 + \hat{\beta}_1 \Delta_{01} + \dots + \hat{\beta}_m \Delta_{0m} \quad (9)$$

3 工程应用实例

某中承式钢箱提篮拱桥主跨 450 m, 矢跨比为 1/4, 拱轴线为 $m = 1.5$ 的悬链线。拱肋为陀螺箱形断面, 桥面为钢纵横梁 + 混凝土板。为检验该桥在设计风速下的抗风性能, 在同济大学 TJ-3 边界层风洞进行了缩尺比为 1:70 全桥气弹模型试验(图2)。风洞试验中, 分别考虑并完成了紊流场中不同攻角 ($-3^\circ, 0^\circ, +3^\circ$) 和偏角 ($0^\circ, 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ$) 组合后的多个试验工况。

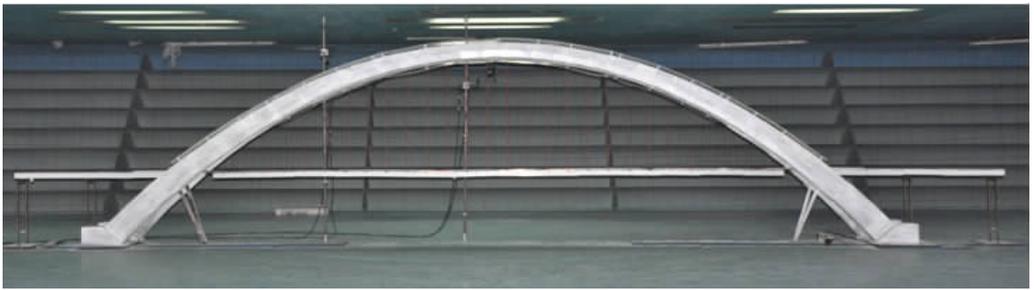


图2 全桥气弹模型 TJ-3 风洞试验(1:70)

3.1 风荷载模拟与数值计算

首先采用蒙特卡洛随机算法模拟空间脉动风时间序列, 利用 Scanlan 提出的考虑自激力的桥梁抖振力模型以及节段模型风洞试验所得到的静风力系数、颤振导数和气动导纳分别模拟作用结构构件上的静风力、抖振力和自激气动力。具体而言, 脉动风场的模拟是利用公路桥梁抗风设计规范中给定的 Simu 水平脉动风谱和 Panofsky 竖向脉动风谱, 综合考虑结构不同位置处脉动风速的相关性以及气动导纳对抖振力谱的影响, 对 Simu 谱和 Panofsky 谱进行修正并通过谐波合成的方式

得到的等效脉动风场; 利用节段模型风洞试验中得到的无量纲的三分力系数可以模拟作用在结构构件上的静风力; 抖振力则是使用气动导纳将基于准定常理论推导的抖振力模型修正到非正常条件下, 并以强迫力的形式施加于结构构件上; 气动自激力可以等效为气动刚度和气动阻尼, 通过修正结构的刚度和阻尼矩阵的方式考虑结构受到的自激力。

限于篇幅, 表1仅给出了桥梁结构 0° 攻角、 0° 偏角下抖振有限元分析中用到的主要气动力参数, 其中气动导数采用设计风速 43.2 m/s (主梁

位置处)下,结构基频(0.3843 Hz)对应折减风速 处的气动导数.

表 1 抖振计算的气动参数

桥梁构件	0°风攻角静风力系数						0°风攻角气动导数			
	升力项		阻力项		升力矩项		升力项		升力矩项	
	均值	斜率	均值	斜率	均值	斜率	H_1^*	H_4^*	A_2^*	A_3^*
拱肋	0.055	0.057	0.670	-0.088	0.136	-0.017	0.931 2	0.120 2	-0.078 3	0.073 8
主梁	-0.062	0.098	0.183	-0.066	-0.006	0.017	-0.305 0	0.467 0	-0.025 7	-0.031 9

拱肋断面属于典型的钝体断面(图 3),用于修正流线形断面抖振力的 Sears 导纳函数不适用,赵林等^[12]认为采用 Sears 函数解析或取值为 1.0 可能会错误地估计结构风振响应结果,有必要采用风洞试验导纳函数实测值以改善桥梁风振响应的分析精度.采用改进的互谱导纳识别方法^[15-16],基于高精度的高频测力天平识别得到紊流度为 11%,0°攻角下的双陀螺拱肋断面的等效导纳函数^[12],结果见图 4.设计风速条件该拱桥拱肋侧弯和竖弯基频对应的折减频率均在 0.9 左右,等效阻力导纳和 Sears 函数基本一致,而等效升力导纳则比 Sears 函数大许多.

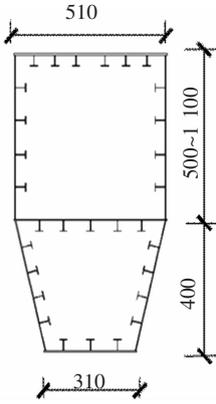


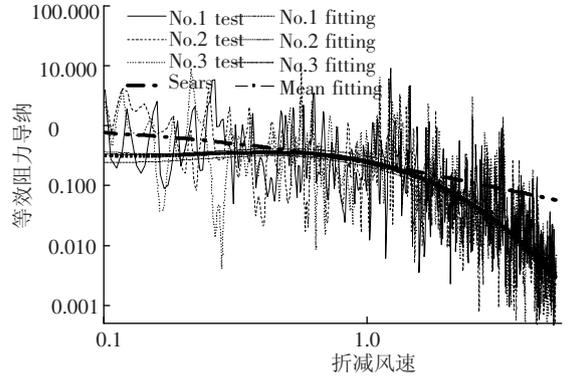
图 3 拱肋截面(cm)

利用表 1 给出的气动力参数和图 4 给出的陀螺型断面的导纳函数,并取结构阻尼比为 5%,计算得到结构在设计风速、0°攻角、0°偏角、10%紊流度条件下的抖振响应,图 5 给出了拱肋不同位置处抖振位移的数值计算结果和全桥气弹模型风洞试验结果对比,两者吻合比较好,验证了法向风作用下抖振数值计算的可靠性.

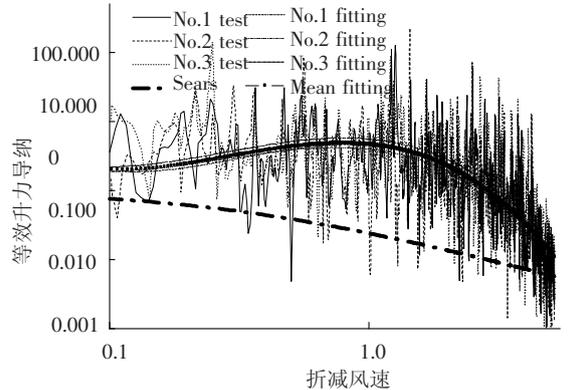
3.2 回归模型中自变量的选择

线性结构的内力仅取决于结构的变形,有限元计算中选用高阶单元和划分更多的单元可以更好描述结构的变形特点,从而有更好的求解精度.在多元线性回归分析中自变量个数越多,回归模型的线性显著程度越高.但由于风洞试验中只能监测少数几个特征位置处的位移响应,所以如何选择尽量少的自变量并最大限度保证回归模型

的显著性是必须解决的一个问题.



(a) 等效阻力导纳



(b) 等效升力导纳

图 4 陀螺箱形拱肋等效导纳函数识别结果

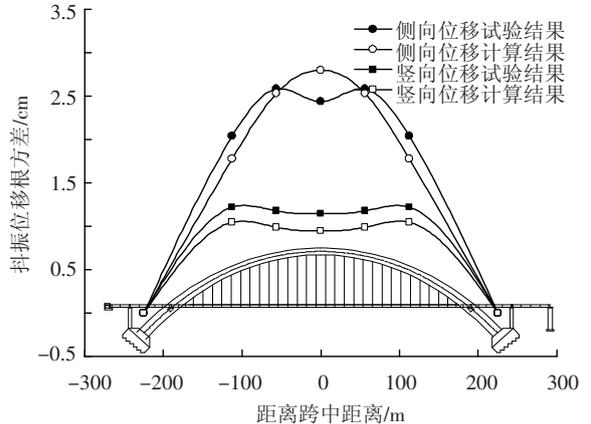


图 5 设计风速拱肋抖振位移数值计算和风洞试验结果对比.如果能找到合适的振型函数,则可以将一个多自由度动力学体系转变为广义单自由度体系.同样,如果参与抖振响应的模态单一且主导振型形状能用线性函数拟合的比较好,用该模态的一个特征位移即可以比较高的置信度回归得到抖振

内力响应. 但是如果参与抖振响应的单一模态的振型形状不能用线性函数拟合, 或者参与抖振响应的模态较多, 则需要选用多个特征位移才能以比较高的置信度回归得到抖振内力响应.

脉动风的窄带、低频特点决定了桥梁风致振

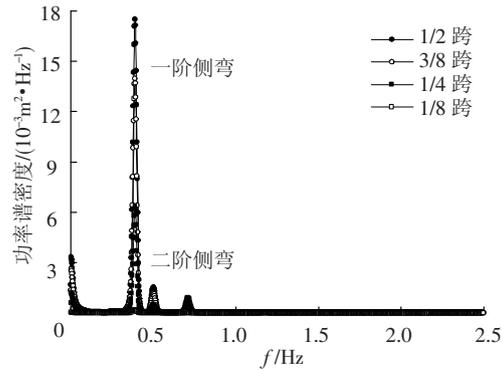
动主要是桥梁的少数低阶振型参与贡献的, 表 2 给出了算例成桥状态侧弯和竖弯的前两阶振型. 从中可以看出前两阶竖弯和侧弯振型的特征位置主要是拱肋的 1/2 跨、3/8 跨和 1/4 跨.

表 2 算例成桥状态侧弯、竖弯前两阶振型

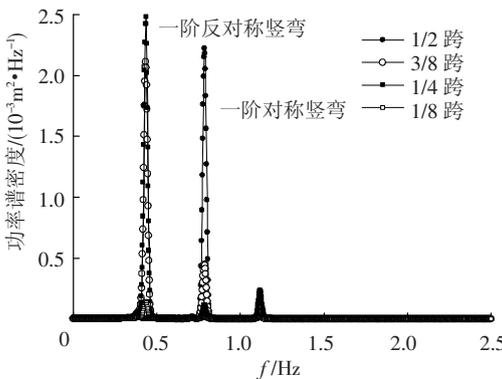
一阶侧弯(梁拱同侧)	一阶反对称竖弯	二阶侧弯(梁拱反侧)	一阶对称竖弯
0.384 3	0.438 1	0.489 8	0.781 0

图 6 给出了算例抖振数值计算中拱肋 1/2 跨、3/8 跨、1/4 跨及 1/8 跨竖向位移 $v_{1/2}, v_{3/8}, v_{1/4}, v_{1/8}$ 和侧向位移 $h_{1/2}, h_{3/8}, h_{1/4}, h_{1/8}$ 的功率谱. 从中可以看出, 拱肋各点处抖振竖向位移主要是一阶反对称 / 对称竖弯两个模态参与贡献的, 侧向位移则主要是一阶侧弯与二阶侧弯参与贡献的, 几个振型形状均不能用线性函数表达. 故回归模型中至少需要能反映前两阶竖弯和侧弯振型基本特征的 $v_{1/2}, v_{3/8}, v_{1/4}$ 和 $h_{1/2}, h_{3/8}, h_{1/4}$.

和竖弯振型特征位置处的位移 $v_{1/2}, v_{3/8}, v_{1/4}, h_{1/2}, h_{3/8}, h_{1/4}$ 少时, 抖振内力回归模型的相关系数均会明显减小, 而且部分相关系数 R 已小于 0.8; 而当回归模型中自变量多于前两阶侧弯和竖弯振型特征位置处的位移 $v_{1/2}, v_{3/8}, v_{1/4}, h_{1/2}, h_{3/8}, h_{1/4}$ 时, 抖振内力回归模型的相关系数并没有明显增大. 因此根据参与抖振响应的主要振型形状选择用于抖振内力回归分析的自变量可以达到以最少的自变量最大限度保证回归模型的显著性的目的.



(a) 侧向位移功率谱密度



(b) 竖向位移功率谱密度

图 6 法向风条件拱肋不同位置处抖振计算位移功率谱密度为检验以上分析, 分别比较了选用不同个数的回归变量情况下回归模型的相关系数, 见图 7. 从中可以看出当回归模型的自变量比前两阶侧弯

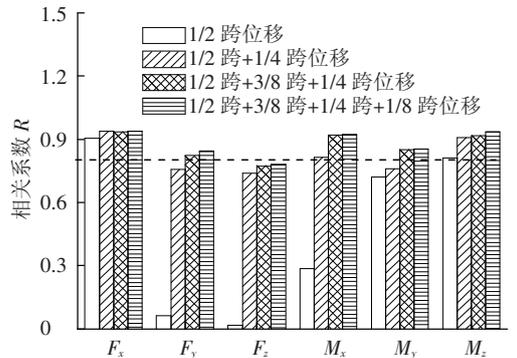


图 7 相关系数随回归变量个数的变化

3.3 法向风下抖振内力回归模型

设计风速 43.2 m/s (主梁位置处) 条件下, 以 0° 攻角和 0° 风偏角工况下迎风侧拱顶截面内力为回归应变量, 拱肋 1/2 跨、3/8 跨和 1/4 跨处的竖向和侧向位移 $v_{1/2}, v_{3/8}, v_{1/4}, h_{1/2}, h_{3/8}, h_{1/4}$ 为回归自变量, 建立拱顶截面抖振内力与抖振位移的回归方程并检验其线性显著性. 为使回归方程无量纲化, 需将拱顶截面内力和位移无量纲化, 可以将拱顶截面内力和位移无量纲化, 可以将拱顶截面内力 $F_i (i = 1, 2, \dots, 6)$ 除以恒载作用下拱顶截面相应内力 $F_{gi} (i = 1, 2, \dots, 6)$ 实现抖振内力的无量纲化, 将抖振位移除以主梁高度 H 实现抖振位移的无量纲化. 恒载作用下拱顶截面内力见表 3.

表 3 拱顶截面恒载内力

F_{g1}/N	F_{g2}/N	F_{g3}/N	F_{g4}/Nm	F_{g5}/Nm	F_{g6}/Nm
-7.36E+06	-7.87E+06	6.08E+05	-9.63E+05	-6.63E+05	-1.32E+07

拱顶截面抖振内力的多元线性回归方程为

$$F = \Delta\beta \quad (10)$$

其中

$$F = \begin{bmatrix} F_1^{t_1} & \dots & F_6^{t_1} \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ F_1^{t_n} & \dots & F_6^{t_n} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} F_{g1} & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ 0 & \dots & F_{g6} \end{bmatrix}^{-1}$$

$$\Delta = \frac{1}{H} \begin{bmatrix} H & v_{1/2}^{t_1} & h_{1/2}^{t_1} & v_{3/8}^{t_1} & h_{3/8}^{t_1} & v_{1/4}^{t_1} & h_{1/4}^{t_1} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ H & v_{1/2}^{t_n} & h_{1/2}^{t_n} & v_{3/8}^{t_n} & h_{3/8}^{t_n} & v_{1/4}^{t_n} & h_{1/4}^{t_n} \end{bmatrix}$$

$$\beta = \begin{bmatrix} \beta_{01} & \dots & \beta_{06} \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ \beta_{61} & \dots & \beta_{66} \end{bmatrix}$$

式中： $F_i^{t_j}$ 为拱顶截面第 i ($i = 1, \dots, 6$) 个内力分量在 t_j ($j = 1, \dots, n$) 时刻的抖振内力； F_{gi} ($i = 1, \dots, 6$) 为恒载拱顶截面对应的内力分量； H 为主

梁梁高 3 m.

应用最小二乘法,以数值计算得到的 500 s 的抖振响应时程数据,进行多元线性回归分析.以 99% 的置信水平进行回归模型和回归系数的显著性检验,检验结果见表 4.可以看出,拱顶截面内力的统计指标 \bar{F} 能满足显著性要求,应该拒绝假定认为回归模型是显著线性相关的.对于无量纲内力 F_1, F_3, F_4, F_5, F_6 ,统计指标 $|t_i|$ ($i = 1, 2, \dots, 6$) 均能满足显著性要求,说明 $v_{1/2}, v_{3/8}, v_{1/4}, h_{1/2}, h_{3/8}, h_{1/4}$ 对拱顶截面内力分量 F_1, F_3, F_4, F_5, F_6 均有显著影响,需在多元回归模型中予以保留;但是对于抖振内力 $F_y(F_2)$ 而言,统计指标 $|t_6|$ 不能满足 99% 置信水平的显著性要求,说明 $h_{1/4}$ 对抖振内力 F_2 无显著影响,可从回归模型中剔除.

表 4 回归模型和回归系数显著性检验

无量纲内力	\bar{F}	F_α	R	$ t_1 $	$ t_2 $	$ t_3 $	$ t_4 $	$ t_5 $	$ t_6 $	t_α
F_1	2 986	2.8	0.936 9	400	107	112	244	168	434	2.3
F_2	869	2.8	0.822 5	432	32	848	35	908	0.89	2.3
F_3	622	2.8	0.774 3	43	298	65	454	97	166	2.3
F_4	2 341	2.8	0.921 6	39	708	99	1 353	143	906	2.3
F_5	1 094	2.8	0.851 3	42	338	65	894	96	828	2.3
F_6	2 245	2.8	0.918 6	938	15	487	38	453	32	2.3

注： \bar{F}, R 为回归模型的线性显著性评价指标, F_α 为置信水平 $1 - \alpha$ 下的检验指标； $|t_i|$ ($i = 1, \dots, 6$), t_α 分别为回归系数的显著性评价指标和置信水平 $1 - \alpha$ 下的检验指标.

根据以上分析结果,针对不同的内力分量选择各自合适的自变量进行多元线性回归,最终得

到法向风下的回归模型为

$$F = \Delta \begin{bmatrix} -9.62 & -1.95 & -4.28 & 0.56 & 4.96 & -14.50 \\ 58.82 & -204.17 & -115.27 & -51.31 & 150.00 & -369.11 \\ 13.46 & 11.89 & -684.63 & 796.57 & -1 032.60 & 4.98 \\ -14.57 & 354.00 & 154.67 & 115.29 & -296.18 & 168.89 \\ 27.94 & -12.35 & 932.45 & -1 362.83 & 2 444.54 & -11.54 \\ 13.94 & 242.58 & -147.20 & -106.51 & 192.80 & -100.69 \\ -33.90 & 0 & -236.47 & 632.95 & -1 569.80 & 6.61 \end{bmatrix} \quad (11)$$

使用回归模型式(11)和数值计算得到的法向风作用下桥梁的抖振位移,可以得到基于数值计算抖振位移的拱顶截面的回归内力.图 8 对比给出了通过数值计算和回归计算得到的拱顶截面的内力时程,从中可以看出,线性回归模型的精度是可以信赖的.

3.4 斜风作用下抖振极值内力的预测

许多风洞试验显示,桥梁在斜风作用下的抖

振响应幅值可以达到,甚至超过同等风速的法向风作用下的响应值,忽略此问题将会低估斜风作用下桥梁随机振动响应,导致桥梁抗风安全性遭受威胁.

如上文所述,法向风下抖振内力多元线性回归模型中自变量仅仅是根据参与抖振响应的模态选取的,因此,如果斜风下参与抖振响应的模态和法向风下的参与模态相近或相似,则基于法向风

作用下得到的抖振内力多元线性回归模型即可以用于斜风下相应的抖振内力预测。

窄带、低频的风荷载作用下,参与桥梁结构的振动响应一般是几个少数的低阶模态,这就为斜风下参与振动响应的模态和法向风下的参与模态相似提供了理论上的支持。同时全桥模型风洞试

验结果表明无论法向风还是斜风作用下参与抖振位移响应的各阶模态能量分布是相近的,图 9 给出的算例拱顶抖振位移的功率谱在不同风偏角下卓越频率基本一致,且能量分布也基本相同(图中拱顶位移的卓越频率在不同偏角下有一定差别可能是风洞试验的误差造成的)。

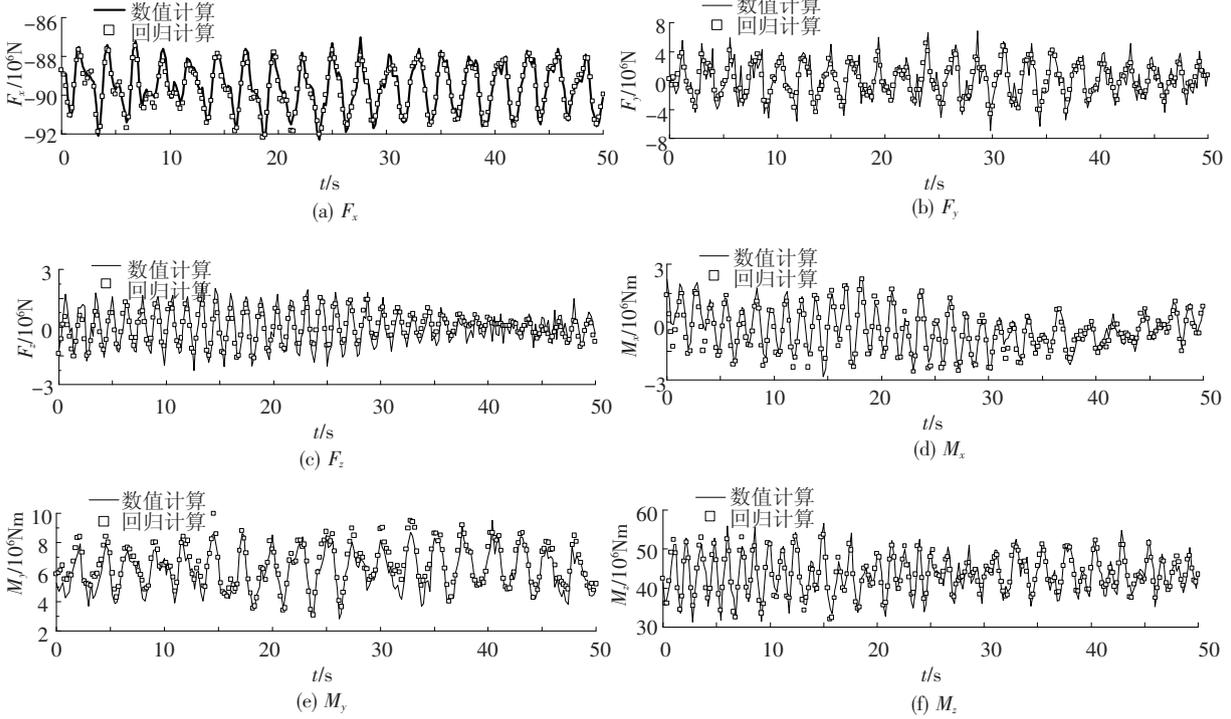


图 8 拱顶截面数值计算和回归计算得到的内力对比

不同风偏角下参与抖振响应的模态能量分布的相近性保证了回归模型中回归变量对抖振内力的贡献系数不会随风偏角的变化发生明显改变,同时法向风下数值计算结果和风洞试验结果有比较好的吻合度。这正是可以使用基于法向风下的抖振内力多元线性回归模型以及风洞试验中得到斜风下的抖振位移,预测斜风作用下相应桥梁构件抖振内力的原因所在。

该桥的全桥气弹模型风洞试验中,完成了紊流场中 -3° 、 0° 、 $+3^\circ$ 风攻角下风偏角分别为 0° 、 15° 、 30° 、 45° 的多个试验工况。限于篇幅,仅以设计风速 43.2 m/s (主梁高度处) 条件, 0° 攻角下的不同风偏角工况为例,将风洞试验中不同风偏角下采集的抖振位移时程代入 3.3 中建立的多元线性回归模型中,即可得到不同风偏角下的拱顶截面内力时程响应,并取峰值因子 4.0 计算拱顶截面抖振内力的极值响应。图 10 给出了拱顶截面抖振内力极值和根方差随风偏角的变化。

从图 10 可以看出:除拱顶截面 M_z 的极值外,在风偏角为 15° 和 30° 的斜风作用下的抖振内力极值和根方差均比法向风作用下的内力极值和根

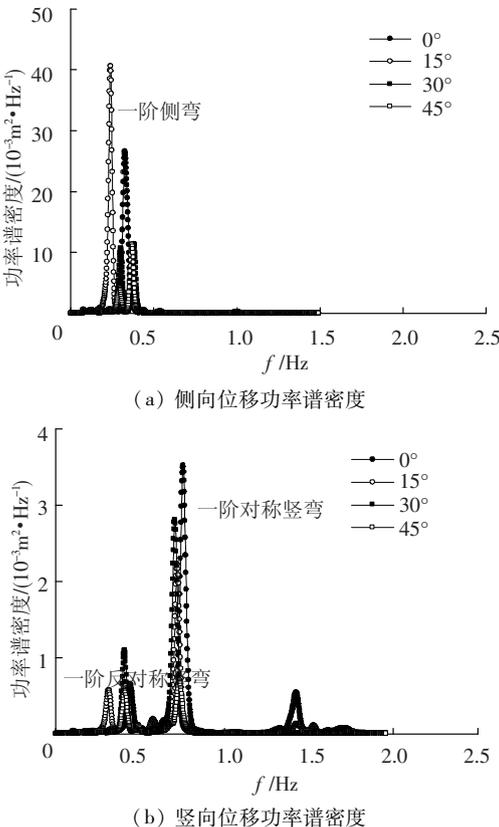
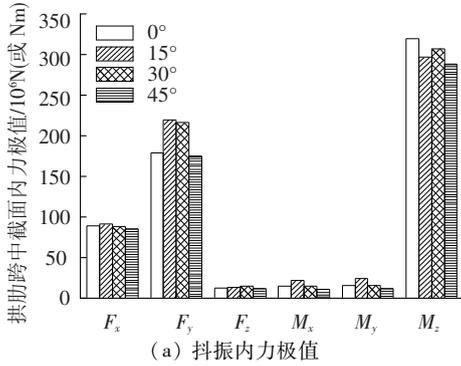
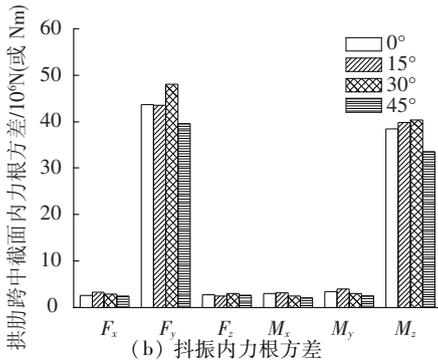


图 9 拱顶抖振位移在不同风偏角下的功率谱密度

方差大,表明不考虑风偏角的影响有可能低估桥梁抖振响应,在工程上是偏于不安全的。



(a) 抖振内力极值



(b) 抖振内力根方差

图 10 拱顶截面内力预测值

4 结 论

1) 不同风偏角下参与抖振响应的模态能量分布的相近性保证了法向风和斜风作用下桥梁抖振内力和位移回归模型的通用性,是利用法向风下的回归模型对斜风下抖振内力进行预测的前提。

2) 抖振内力回归模型中自变量可以根据参与抖振响应的主导振型形状选择,通过调整回归分析中使用的自变量可以大幅提高回归模型的显著性。

3) 桥梁构件在斜风作用下的抖振内力有可能超过同等风速的法向风作用下的内力,如不考虑风偏角的影响有可能低估桥梁抖振内力,是偏于不安全的。

参考文献:

[1] XIE J, TANAKA H, WARDLAW R, *et al.* Buffeting analysis of long span bridges to turbulent wind with yaw angle [J]. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 1991, 37(1):65-77.

[2] KIMURA K, TANAKA H. Bridge buffeting due to wind with yaw angles [J]. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 1992, 42(1/2/3):1309-1320.

[3] SCANLAN R. Bridge buffeting by skew winds in erection stages [J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 1993, 119(2):251-269.

[4] KIMURA K, TANAKA H. Bridge buffeting due to wind

with yaw angles [J]. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 1992, 41(1/2/3):1309-1320.

[5] ZHU Ledong, XU Youlin, ZHANG Feng, *et al.* Tsing Ma bridge deck under skew winds-Part 1: aerodynamic coefficients [J]. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 2002, 90(7):781-805.

[6] ZHU Ledong, XU Youlin, XIANG Haifan. Tsing Ma bridge deck under skew winds-Part II: flutter derivatives [J]. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 2002, 90(7):807-837.

[7] ZHU Ledong, XU Youlin. Buffeting response of long-span cable-supported bridges under skew winds. Part 1: theory [J]. *Journal of Sound and Vibration*, 2005, 281(3/4/5):647-673.

[8] XU Youlin, ZHU Ledong. Buffeting response of long-span cable-supported bridges under skew winds. Part 2: case study [J]. *Journal of Sound and Vibration*, 2005, 281(3/4/5):675-697.

[9] ZHU Ledong, WANG Miao, WANG Dalei, *et al.* Flutter and Buffeting performances of third Nanjing Bridge over Yangtze river under yaw wind via aeroelastic model test [J]. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 2007, 95(9/10/11):1579-1606.

[10] 邵亚会, 赵林, 葛耀君, 等. 桥梁构件风致动态内力回归估算方法 [J]. *哈尔滨工业大学学报*, 2011, 43(4):88-93.

[11] ZHAO Lin, GE Yaojun, ZHU Ledong. Wind-excited vibration of long-span steel-lattice arch bridge under typhoon climate [C]//*Proceeding of the 4th International Conference on Advances in Wind and Structures*. Jeju, Korea: Korea Institute of Construction Technology, 2008:1448-1462.

[12] 赵林, 葛耀君, 朱乐东. 台风气候大跨度桥梁风振响应研究 [J]. *振动工程学报*, 2009, 22(3):237-245.

[13] 邵亚会, 赵林, 葛耀君. 江东大桥分体式扁平双箱梁悬索桥颤抖振研究 [J]. *武汉理工大学学报*, 2009, 32(1):68-72.

[14] 周连第. 多元回归分析方法及在船舶科研设计中的应用 [M]. 北京: 国防工业出版社, 1979.

[15] 赵林, 葛耀君, 李鹏飞. 气动导纳函数互谱识别方法注记 [J]. *振动与冲击*, 2010, 29(1):81-87.

[16] ZHAO Lin, GE Yaojun. Buffeting response sensitivity of multi-component aerodynamic admittance function of typical bridge deck [C]//*Proceeding of the Seventh Asia-Pacific Conference on Wind Engineering*. Taipei: Chinese Taiwan Association for Wind Engineering, 2009:483-486.

(编辑 赵丽莹)