

DOI: 10.16544/j.cnki.cn43-1494/u.202203122024061971

文章编号: 1674-599X(2024)03-0108-09

引用格式: 邓朝归, 周光伟, 钱长照, 等. 桥塔风效应对异形斜拉桥抖振响应的影响[J]. 交通科学与工程, 2024, 40(3): 108-116.

Citation: DENG Chaogui, ZHOU Guangwei, QIAN Changzhao, et al. Influence of tower wind effect on buffeting response of special-shaped cable-stayed bridge[J]. J Transp Sci Eng, 2024, 40(3): 108-116.

桥塔风效应对异形斜拉桥抖振响应的影响

邓朝归¹, 周光伟², 钱长照², 陈昌萍², 陈得良¹

(1. 长沙理工大学 土木工程学院, 湖南 长沙 410114;

2. 厦门理工学院 福建省风灾害与风工程重点实验室, 福建 厦门 361024)

摘 要: 异形斜拉桥桥塔刚度小, 受力情况复杂, 主梁和桥塔的气动耦合现象强。目前关于桥塔风效应对桥梁风致抖振响应的研究大多是基于普通多塔斜拉桥和悬索桥的, 针对异形斜拉桥桥塔风效应的影响鲜有研究。分别利用风洞试验及数值模拟的方法得到了某异形斜拉桥主梁及桥塔截面的三分力系数, 以及主梁、桥塔的脉动风速时程, 并基于准定常理论得到气动自激力的时域化模型。在此基础上, 分别研究了自激力及桥塔风效应对该桥抖振响应的影响。研究表明: 主梁竖向位移受桥塔风效应影响较小, 但桥塔横向位移响应及主梁横向、扭转位移响应受桥塔风效应影响较大, 且桥塔横向位移响应增大幅度较为明显; 自激力会使该桥主梁位移响应略微减小, 但影响很小。

关键词: 斜拉桥; 抖振; 时域分析; 风场模拟; 桥塔风效应; 自激力

中图分类号: U441

文献标志码: A

Influence of tower wind effect on buffeting response of special-shaped cable-stayed bridge

DENG Chaogui¹, ZHOU Guangwei², QIAN Changzhao², CHEN Changping², CHEN Deliang¹

(1. School of Civil Engineering, Changsha University of Science & Technology, Changsha 410114, China;

2. Fujian Provincial Key of Wind Disaster and Wind Engineering Laboratory, Xiamen University of Technology, Xiamen 361024, China)

Abstract: The towers of special-shaped cable-stayed bridges have low stiffness and complex stress conditions, with strong aerodynamic coupling phenomena between the girder and the towers. Current research on the impact of wind effects on bridge buffeting responses primarily focused on conventional multi-tower cable-stayed bridges and suspension bridges, with few studies addressing the wind effects on towers of special-shaped cable-stayed bridges. In this paper, wind tunnel experiments and numerical simulations were used to obtain three-component coefficients of the girder and tower sections of a special-shaped cable-stayed bridge, as well as the fluctuating wind speed time histories. Based on the quasi-steady theory, a time-domain model of the aerodynamic self-excited forces was developed. On this basis, the influences of self-excited forces and wind effects on the buffeting response of the bridge were studied separately. The results indicate that the vertical displacement of the girder is minimally affected by the wind effects on the towers, while the lateral displacement response of the towers and the lateral and torsional displacement responses of the girder are significantly influenced by the wind

收稿日期: 2022-03-12

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(52178510); 福建省风灾害与风工程重点实验室开放基金项目“异形斜拉桥抖振精细化模型及其影响因素研究”

通信作者: 陈得良(1971—), 男, 教授, 主要从事结构非线性动力学分析与桥梁工程结构力学方面的研究工作。

E-mail: 416501065@qq.com

投稿网址: <https://jtkxygc.csust.edu.cn/jtkxygc/home>

effects, with a noticeable increase in the lateral displacement response. Additionally, the self-excited forces slightly reduce the displacement response of the girder, but the impact is minimal.

Key words: cable-stayed bridge; buffeting; time domain analysis; wind field simulation; tower wind effect; self-excited force

由来流中脉动分量引起的限幅强迫振动称为结构的抖振。桥梁抖振虽不会造成结构的毁灭性破坏,但持续的强迫振动不仅会影响大跨桥梁在施工阶段的安全性,在成桥运营阶段的行车舒适性,而且会导致构件发生疲劳现象,缩短结构使用寿命^[1]。

对于大部分桥梁来说,主梁为主要受力构件,相较于主梁上的荷载,主梁与桥墩(塔)及其附属结构上的气动耦合现象对桥梁影响较小,故在分析结构响应时常忽略气动耦合现象产生的影响。但随着桥梁分析趋于精细化,桥塔(墩)及其附属结构上的荷载对主梁位移响应的影响逐渐受到学者们的关注^[2-5]。对于斜拉桥及悬索桥等柔度较大的桥梁而言,主梁和桥塔的气动耦合现象较强,桥塔的脉动风效应可能会对主梁的抖振响应造成较大影响^[6]。王浩等^[7]与丁幼亮等^[8]分别研究了桥塔风效应对大跨悬索桥及多塔斜拉桥抖振响应的影响,但异形斜拉桥桥塔风效应的影响仍鲜有研究。本文以厦门市某异形斜拉桥为背景,基于有限元软件研究了该斜拉桥在无自激力、仅有自激力、有自激力及桥塔风效应三种工况下桥梁的抖振响应,分析三种工况下桥梁抖振响应的均方根值,研究了该桥抖振响应受自激力及桥塔风效应的影响规律。

1 工程概况及动力计算模型

以福建省厦门市某异形斜拉桥为背景,该桥桥长为59.400 m。桥塔为双塔(倾斜曲线形式),桥面左侧为斜拉索,右侧为背索固定,桥塔塔高为25.397 m,桥塔截面为渐变截面。桥型布置如图1所示。

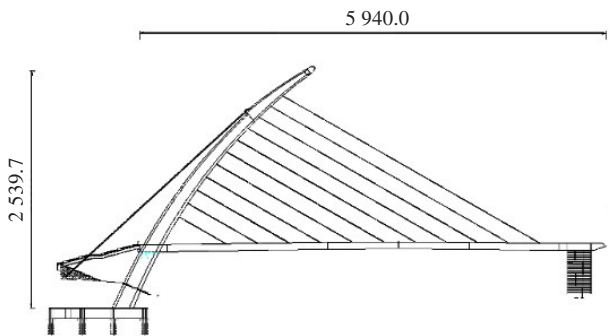


图1 桥型布置图(单位:cm)
Fig. 1 Bridge layout (unit:cm)

该桥有限元模型如图2所示。主梁标准截面及桥塔最大截面的特性如表1所示。塔梁固结处耦合全部自由度,背索、桥塔底部约束所有自由度,不考虑桩对主梁振动的影响。该桥前5阶动力特性分析结果如表2所示。由表2可知,该桥的第1、2、5阶的振型为塔的振动,说明塔的振动在该桥动力特性中占主要地位。因此,在分析抖振响应时应重视桥塔风效应的影响。

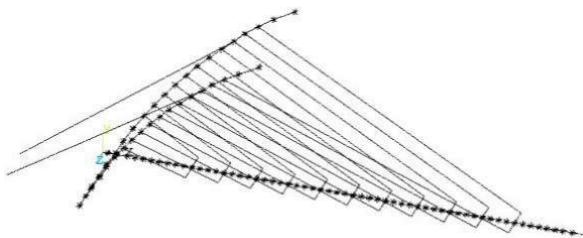


图2 有限元计算模型
Fig. 2 Finite element model

表1 主梁标准截面及桥塔最大截面特性

Table 1 Characteristics of standard section of girder and maximum section of bridge tower

截面	截面面积/ m ²	抗倾覆惯性 矩/m ⁴	抗弯惯性 矩/m ⁴	抗扭惯性 矩/m ⁴
主梁标准 截面	0.214 5	0.388 5	0.016 3	0.040 6
桥塔最大 截面	0.202 1	0.077 1	0.134 4	0.174 9

表2 结构动力特性分析结果

Table 2 Results of structural dynamic characteristics

阶数	频率/Hz	振型描述
1	1.764 8	桥塔同向横弯振动
2	1.772 9	桥塔异向横弯振动
3	2.037 5	主梁1阶对称竖弯振动
4	4.253 3	主梁1阶反对称竖弯振动
5	4.263 6	桥塔异向竖弯振动

为验证有限元模型的准确性,制作了该桥的全桥气弹模型如图3所示,模型缩尺比为1:15。将该气弹模型的振动频率与有限元模型分析结果进行对比,对比结果如表3所示。由表3可知,气弹模型与有限元模型振动频率误差均在5%内,说明模型可靠。



图3 全桥气弹模型

Fig. 3 Full bridge aeroelastic model

表3 有限元模型和气弹模型振动频率对比

Table 3 Comparison of vibration frequencies between finite element model and aeroelastic model

振型描述	ANSYS有限元桥梁模型频率/Hz	基于模型考虑收缩比后理论频率/Hz	气弹模型实测频率/Hz	相对误差/%
桥塔横弯	1.764 8	6.83	6.97	2.0
主梁对称竖弯	2.037 5	7.89	7.69	2.6
主梁反对称竖弯	4.253 3	16.47	16.85	2.3

2 风荷载时域化

通常将桥梁上的风荷载分为静风力、抖振力以及气动自激力3部分^[9]。静风力只与截面特征、风攻角以及平均风速有关。抖振力采用Davenport模型计算。气动自激力采用定常气动力模型计算,该气动力模型只与结构截面特征和静风三分力相关。该模型将自激力分解为阻尼矩阵和刚度矩阵,并在ANSYS软件中通过施加矩阵单元将结构自身的阻尼与刚度矩阵相叠加,即可明确自激力的影响。

2.1 静风力

在风轴坐标系下,平均风速作用下主梁升力、阻力及扭矩可表示为:

$$\begin{aligned} F_L &= \frac{1}{2} \rho U^2 B C_L(\alpha) \\ F_D &= \frac{1}{2} \rho U^2 H C_D(\alpha) \\ M_T &= \frac{1}{2} \rho U^2 B^2 C_M(\alpha) \end{aligned} \quad (1)$$

式中: ρ 为空气密度; U 为平均风速; B 、 H 为断面的宽度和高度; α 为风攻角; $C_L(\alpha)$ 、 $C_D(\alpha)$ 、 $C_M(\alpha)$ 为 α 风攻角下的主梁升力、阻力、扭矩系数(三分力系数)。

为方便计算,需将风轴坐标系下的三分力转换到直角坐标系下。通过如图4所示的平衡关系可以得到直角坐标系下的三分力表达式:

$$\begin{aligned} F_H &= F_D \cos(\alpha) - F_L \sin(\alpha) \\ F_V &= F_D \sin(\alpha) + F_L \cos(\alpha) \\ M &= M_T \end{aligned} \quad (2)$$

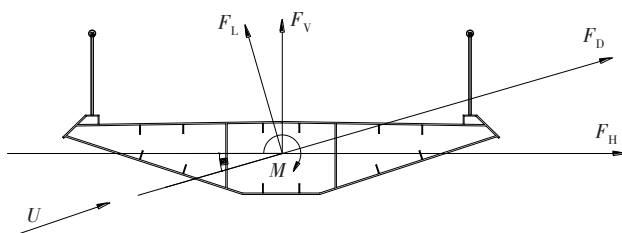


图4 主梁截面气动力示意图

Fig. 4 Aerodynamic diagram of girder section

在得到截面的三分力系数后,可通过式(1)求出静风力。截面三分力系数可由计算流体动力学(computational fluid dynamics, CFD)数值模拟或主梁节段风洞试验得到。该桥主梁截面三分力系数由风洞试验测得。主梁节段模型气动力系数测试试验在厦门理工学院风洞实验室进行。主梁节段模型长度 L 为1.00 m,宽度 B_1 为0.48 m,高度 D 为0.08 m。试验风速为8.54 m/s。试验风攻角为 $-12^\circ \sim 12^\circ$ 。主梁截面三分力系数测试模型如图5所示,各风攻角下的主梁截面三分力系数如图6所示。



图5 主梁三分力系数试验图

Fig. 5 Test diagram of three-component coefficient of girder

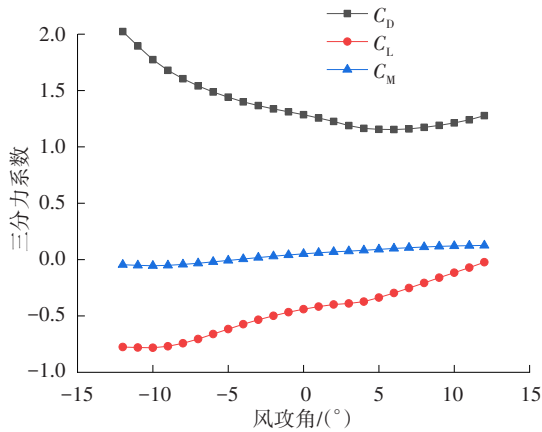


图6 各风攻角下主梁截面三分力系数

Fig. 6 Three-component coefficients of girder section at different attack angles

2.2 抖振力

2.2.1 主梁抖振力模型

主梁抖振力可由 Davenport 抖振力模型计算得到:

$$\begin{aligned} L_b &= \frac{1}{2} \rho U^2 B \left[C_L \left(2 \frac{u}{U} \right) + (C'_L + C_L) + \frac{w}{U} \right] \\ D_b &= \frac{1}{2} \rho U^2 B \left[C_D \left(2 \frac{u}{U} \right) + C'_D \frac{w}{U} \right] \\ M_b &= \frac{1}{2} \rho U^2 B^2 \left[C_M \left(2 \frac{u}{U} \right) + C'_M \frac{w}{U} \right] \end{aligned} \quad (3)$$

式中: L_b 、 D_b 、 M_b 为升力、阻力及弯矩; C'_L 、 C'_D 、 C'_M 为升力、阻力、扭矩系数对风攻角 α 的导数; u 、 w 为水平向及垂直向的脉动风速。其他符号意义同上。

由式(3)可知抖振力与脉动风速 u 、 w 为线性关系,通过数值模拟或现场实测得到脉动风时程后便可求出抖振力。目前比较常用的风场模拟方法有线性滤波法与谐波合成法两种,前者计算量小,但精度较差,后者计算量大,但精度高^[10]。由于斜拉桥对风致振动的敏感性较高,故本文采用谐波合成法。

脉动风谱采用 Kaimal 谱,水平脉动风功率谱为:

$$S_u(n) = \frac{u_*^2}{n} \times \frac{200f}{(1 + 50f)^{5/3}} \quad (4)$$

竖向脉动风功率谱为:

$$S_w(n) = \frac{u_*^2}{n} \times \frac{6f}{(1 + 4f)^2} \quad (5)$$

其中, f 为莫宁坐标,具体为:

$$f = \frac{nz}{U_z} \quad (6)$$

式中: u_* 为空气流动剪切速度; n 为脉动风频率; z 为

离地高度; U_z 为离地高度为 z 时的平均风速。

我国不同地区地貌特征各异,风场差异大,需借助相关规范确定桥址处的风场特性^[11]。由设计图纸和《公路桥梁抗风设计规范》(JTG/T 3360-01—2018)^[12](以下简称《规范》)可知该桥桥址风场类型为 B 类, $U_{10} = 46.7$ m/s,桥面基准高度为 5 m,可求得设计基准风速 $U_d = 45.23$ m/s。风场模拟参数如下:截止频率 $\omega_u = 4\pi$ rad/s,地面粗糙高度 $z_0 = 0.05$ m,采样点数 $N = 512$,采样时间间隔 $\Delta t = 0.25$ s,模拟时长 $t = 600$ s。利用上述参数模拟主梁的脉动风场。主梁跨中脉动风速时程如图 7 所示,主梁跨中脉动风时程模拟谱和目标谱的对比如图 8 所示。

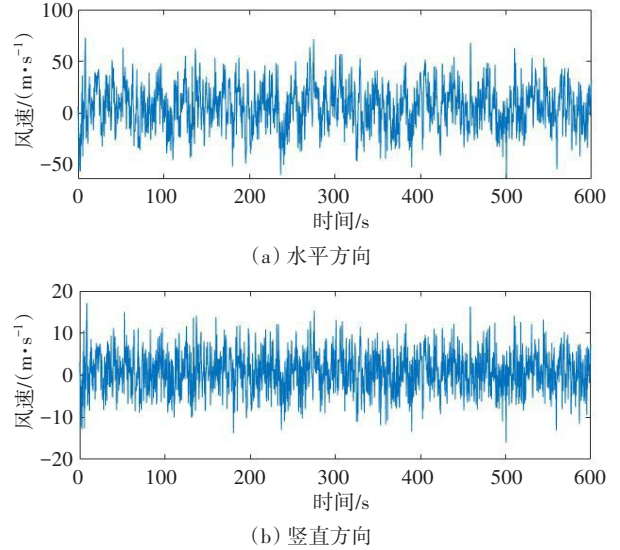


图7 主梁跨中脉动风速时程

Fig. 7 Time history of fluctuating wind speed at the mid-span of the girder

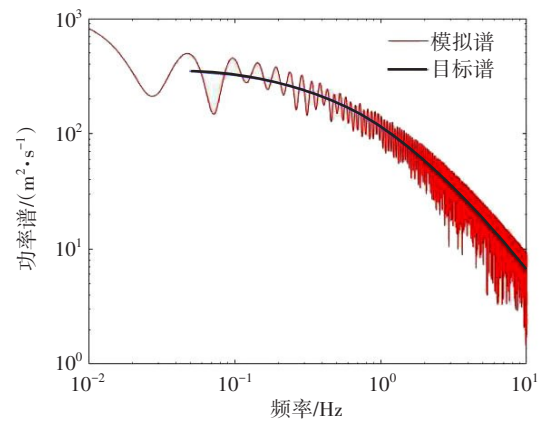


图8 跨中模拟谱与目标谱比较

Fig. 8 Comparison of simulated spectrum and target spectrum at the mid-span

由图 8 可知,模拟得到的脉动风速功率谱与目标谱的变化趋势相同,吻合良好,说明模拟得到的

脉动风速时程精确可靠。

2.2.2 桥塔抖振力模型

在计算桥塔风荷载时,《规范》中通常只考虑阻力,故在计算抖振力时也只考虑阻力,计算公式为:

$$D_b = \rho U D_1 C_{TD} u \quad (7)$$

式中: C_{TD} 为桥塔截面阻力系数,可根据《规范》表 5.4.2-1 取值,本文取为 1.4; D_1 为桥塔单位长度上顺风风向的投影面积。其他符号意义同上。

为进一步研究桥塔风效应的影响,采用能同时考虑桥塔升力与阻力的桥塔抖振力模型,并与前述结果进行对比,计算公式为:

$$L_b = \frac{1}{2} \rho U^2 B \left[C_{TL} \left(2 \frac{u}{U} \right) + (C'_{TL} + C_{TL}) + \frac{w}{U} \right] \quad (8)$$

$$D_b = \frac{1}{2} \rho U^2 B \left[C_{TD} \left(2 \frac{u}{U} \right) + C'_{TD} \frac{w}{U} \right]$$

式中: C_{TL} 为桥塔截面升力系数; C'_{TL} 、 C'_{TD} 为桥塔阻力、升力对风攻角的导数。其他符号同上。

桥塔截面三分力系数由风洞试验测得。桥塔三分力系数测试模型如图 9 所示。各风攻角下三分力系数如图 10 所示。其中,桥塔模型长 L 为 1.0 m,



图9 桥塔三分力系数测试图

Fig. 9 Test diagram of three-component coefficient of tower

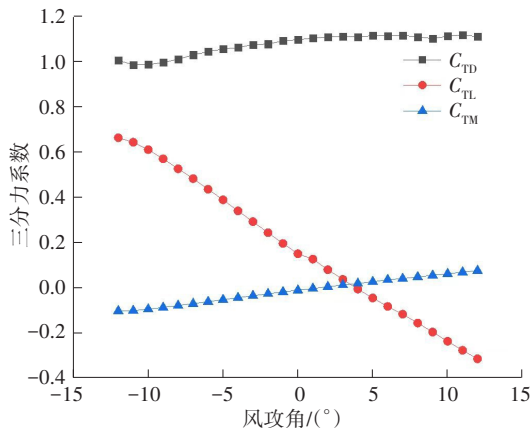


图10 各攻角下桥塔截面三分力系数

Fig. 10 Three-component coefficients of tower section at different attack angles

缩尺比为 1:10,试验风速为 9.98 m/s,试验风攻角为 $-12^\circ \sim 12^\circ$ 。

对于主塔风场的模拟,同样通过脉动风场数值模拟得到不同离地高度下的水平脉动风速时程,参数与主梁参数相同。模拟得到的塔顶脉动风速时程如图 11 所示,模拟谱和目标谱对比如图 12 所示。由图 12 可知,两者吻合良好。

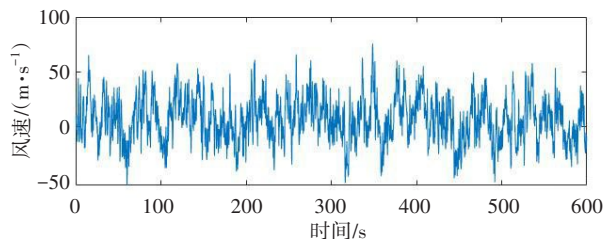


图11 塔顶水平模拟脉动风速时程

Fig. 11 Time history of horizontal simulated fluctuating wind speed at the top of the tower

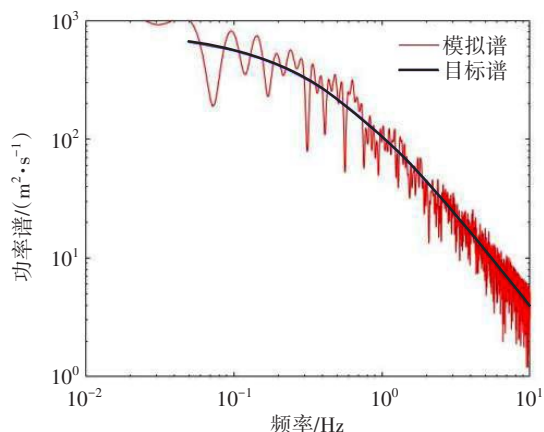


图12 塔顶模拟谱与目标谱比较

Fig. 12 Comparison of simulated spectrum and target spectrum at the top of the tower

2.3 气动自激力

由于 Scanlan 自激力模型表达式中既含有时域项,又含有频域项,因此需先将 Scanlan 自激力模型处理为气动阻尼矩阵及刚度矩阵线性组合的形式,再用于时域分析。

基于原有的准定常气动力模型,曾宪武等^[13]使用泰勒级数进一步推导了准定常气动力模型,将气动刚度和气动阻尼矩阵表达为 12×12 的矩阵形式,而后在 ANSYS 中通过 Matrix27 单元施加到主梁单元上,实现自激力的时域化。

按上述方法得到的 6×6 理论气动阻尼矩阵为:

$$\mathbf{C}^0 = \frac{1}{2} \rho U B \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 2\frac{H}{B}C_D & \left(\frac{H}{B}C'_D - C_L\right) & -m_1\left(\frac{H}{B}C'_D - C_L\right) & 0 & 0 \\ 0 & 2C_L & \left(\frac{H}{B}C_D + C'_L\right) & -m_1\left(\frac{H}{B}C_D + C'_L\right) & 0 & 0 \\ 0 & -2BC_M & -BC'_M & m_1BC'_M & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \quad (9)$$

式中: m_1 为主梁特征宽度,一般取主梁宽度的0.25倍。

6×6理论气动刚度矩阵为:

$$\mathbf{K}^0 = \frac{1}{2} \rho U^2 B \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{H}{B}C'_D & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & C'_L & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -BC'_M & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \quad (10)$$

则作用在主梁单位长度上的自激力荷载可表达为^[13]:

$$\begin{pmatrix} F_{iae}(t) \\ F_{jae}(t) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \mathbf{C}^0 & 0 \\ 0 & \mathbf{C}^0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \dot{\xi}_i \\ \dot{\xi}_j \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \mathbf{K}^0 & 0 \\ 0 & \mathbf{K}^0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \xi_i \\ \xi_j \end{pmatrix} \quad (11)$$

式中: $\xi_i, \xi_j, \dot{\xi}_i, \dot{\xi}_j$ 分别为单元*i*端与*j*端的位移及其导数。由式9~10可得到作用到主梁单元的12×12气动阻尼和气动刚度矩阵为:

$$\mathbf{C}_e^0 = \begin{pmatrix} \mathbf{C}^0 & 0 \\ 0 & \mathbf{C}^0 \end{pmatrix} \quad (12)$$

$$\mathbf{K}_e^0 = \begin{pmatrix} \mathbf{K}^0 & 0 \\ 0 & \mathbf{K}^0 \end{pmatrix}$$

在有限元模型中,在主梁单元两端各施加2个Matrix27单元(分别用于等效单元气动刚度和单元气动阻尼刚度),即可考虑主梁气动自激力的影响^[13]。

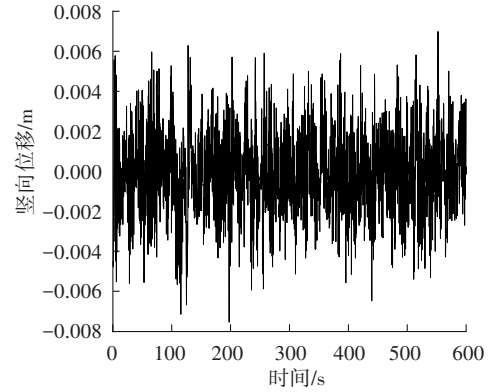
3 斜拉桥抖振时域分析

基于上述风荷载时域化结果及ANSYS动力学分析功能,使用时域法分析该桥的风致抖振响应,同时提取部分节点的位移响应并计算响应均方根(root mean square, RMS)。

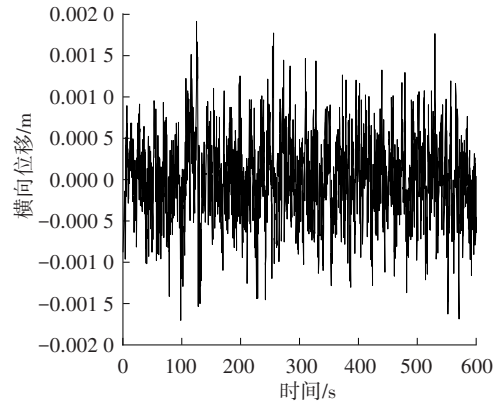
不考虑桥塔风效应及自激力,设定基准风速为 $U_d = 45.23 \text{ m/s}$,主梁跨中的位移时程如图13所示。

3.1 自激力对主梁抖振响应的影响

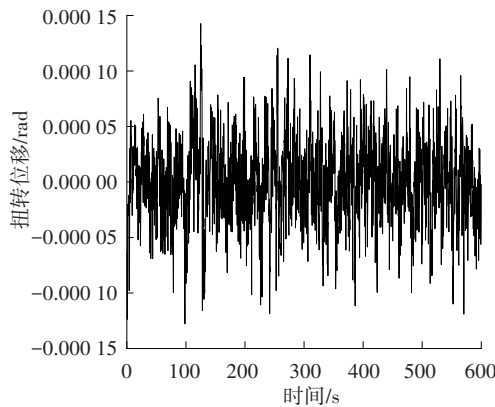
为了研究自激力对主梁抖振响应的影响,主梁抖振力模型采用Scanlan抖振力模型,该模型中桥梁



(a) 竖向位移时程



(b) 横向位移时程



(c) 扭转位移时程

图13 主梁跨中位移时程图

Fig. 13 Displacement time history diagram of girder at the mid-span

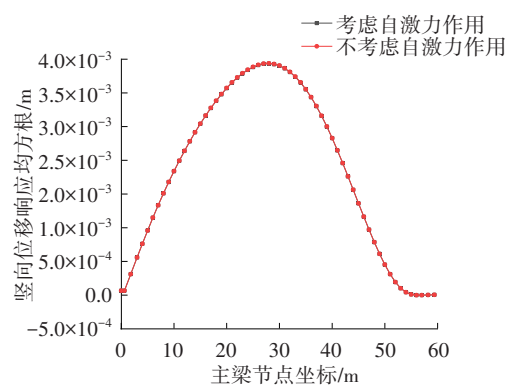
结构的阻力、升力、升力矩可表达为:

$$\begin{aligned} L &= L_b + L_{se} \\ D &= D_b + D_{se} \\ M &= M_b + M_{se} \end{aligned} \quad (13)$$

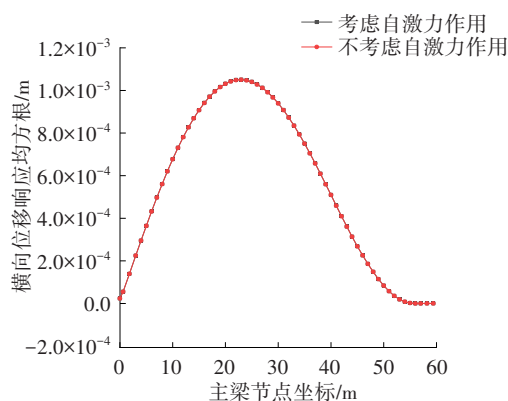
式中: L 、 D 、 M 表示 Davenport 抖振力; L_{se} 、 D_{se} 、 M_{se} 表示气动自激力。

主梁竖向、横向、扭转位移响应均方根(RMS)曲线对比如图 14 所示。

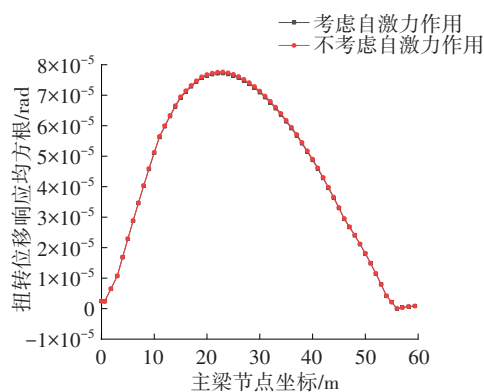
由图 14 可知,对于主梁位移响应来说,考虑自



(a) 竖向抖振位移响应对比



(b) 横向抖振位移响应对比



(c) 扭转抖振位移响应对比

图 14 主梁抖振位移响应均方根对比

Fig. 14 Comparison of root mean square of buffeting displacement response of main girder

激力得到的抖振响应均方根曲线与未考虑自激力时的基本重合,即自激力对该桥主梁的位移响应几乎不造成影响。

3.2 桥塔风效应对桥梁抖振位移响应的影响

分别将模拟得到的桥塔各点脉动风速代入式(7)~(8)得出桥塔各点的抖振力。在考虑自激力的基础上,将得到的桥塔阻力施加到桥塔各节点上,通过计算可得到桥梁在桥塔及主梁风效应、主梁自激力共同作用下的桥梁抖振响应。主梁跨中及桥塔塔顶在两种不同抖振力模型作用下的位移响应如表 4~5 所示。不同桥塔抖振力模型作用下的桥塔横向及顺桥向抖振位移响应数据及变化趋势如图 15 所示。主梁竖向、横向、扭转抖振位移响应均方根及其变化趋势如图 16 所示。

由表 4~5 及图 15 可以看出,在使用规范方法和三分力公式计算桥塔脉动风作用时,顺桥向位移响应的变化率分别为 2%、0%,桥塔的横桥向位移响应放大系数分别为 23.53、15.44,这表示考虑桥塔风效应对桥塔横向位移响应造成较大影响,但基本不影响其顺桥向位移。这可能是桥塔分别通过拉索及背索连接主梁和桥墩结构,导致主梁的竖向振动成为桥塔顺桥向位移响应的主要影响因素。而桥塔横向缺乏约束,桥塔风效应引起的横向力使得桥塔横向位移响应显著增加。因此,对于某些横向刚度较小的桥塔结构,桥塔风效应带来的影响不应被忽视。

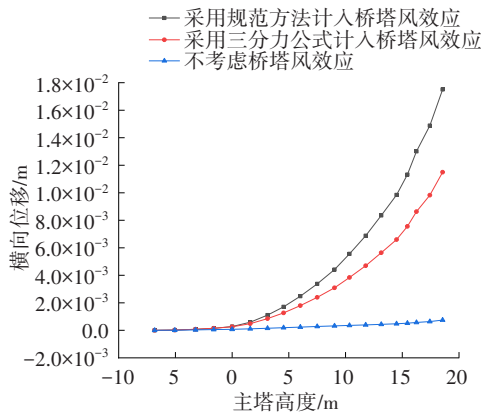
由表 4~5 和图 16 可以看出,在使用规范方法和三分力公式考虑桥塔脉动风作用时,该桥主梁跨中竖向位移响应在考虑桥塔风效应后的变化率均为 0%,横向位移响应分别增大了 8% 和 4%,扭转位移响应分别增大了 16% 和减小了 10%。当采用规范方法计算桥塔抖振力时,主梁横向和扭转响应增大的原因可能是桥塔与拉索通过主梁连接,桥塔主梁耦合效应较显著,桥塔风效应使其横向位移响应增大,从而间接使主梁横向和扭转位移响应增大;当采用三分力公式计算桥塔抖振力时,主梁扭转位移响应小于不考虑桥塔风效应时的扭转位移响应值,可能的原因是采用三分力公式时考虑了桥塔抖振升力,从而使主梁扭转相应减小。文献[7-8]通过数据分析说明了桥塔风效应会增大悬索桥以及多塔斜拉桥的桥塔横向抖振响应,这与本文的分析结果一致。与悬索桥以及多塔斜拉桥分析结果不同的是:桥塔风效应对本文的异形斜拉桥主梁的扭转抖振响应影响较大,可能是由于异形斜拉桥相比悬

表4 桥塔风效应(采用式7)对位移响应的影响

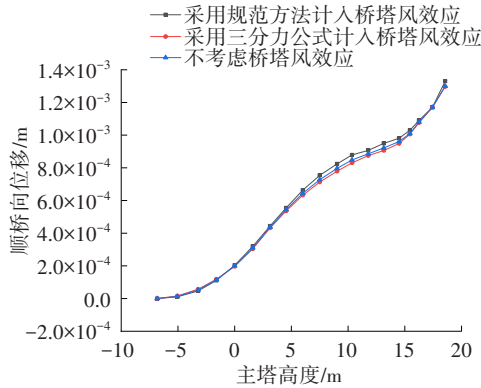
Table 4 Effect of tower wind (equation 7) on displacement response				
控制点	位移响应	不考虑桥塔风效应	考虑桥塔风效应	放大系数
跨中	竖向	0.003 43 m	0.003 43 m	1.00
	横向	0.001 01 m	0.001 09 m	1.08
	扭转	7.76×10^{-5} rad	8.97×10^{-5} rad	1.16
塔顶	横向	7.44×10^{-4} m	0.017 51 m	23.53
	顺桥向	0.001 30 m	0.001 33 m	1.02

表5 桥塔风效应(采用式8)对抖振位移响应的影响

Table 5 Effect of tower wind (equation 8) on displacement response				
控制点	位移响应	不考虑桥塔风效应	考虑桥塔风效应	放大系数
跨中	竖向	0.003 43 m	0.003 43 m	1.00
	横向	0.001 01 m	0.001 05 m	1.04
	扭转	7.76×10^{-5} rad	7.02×10^{-5} rad	0.90
塔顶	横向	7.44×10^{-4} m	0.011 49 m	15.44
	顺桥向	0.001 30 m	0.001 30 m	1.00



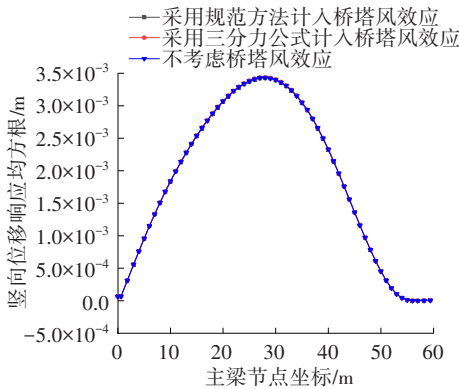
(a) 桥塔横向位移响应对比



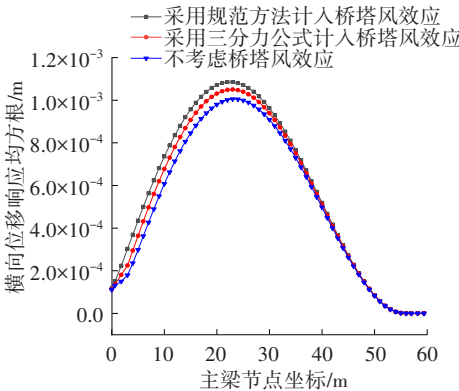
(b) 桥塔顺桥向位移响应对比

图15 桥塔风效应对桥塔位移响应的影响

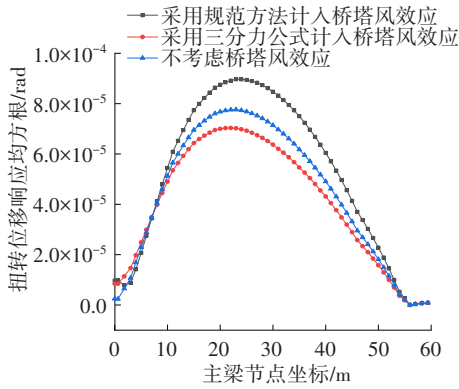
Fig. 15 Effect of tower wind on displacement response of tower



(a) 主梁竖向抖振位移响应均方根对比



(b) 主梁横向抖振位移响应均方根对比



(c) 主梁扭转抖振位移响应均方根对比

图16 桥塔风效应对主梁抖振位移响应的影响

Fig. 16 Effect of tower wind on buffeting displacement response of girder

索桥、多塔斜拉桥的塔梁耦合效应更显著,桥塔风效应会使桥塔位移响应增大,从而间接使主梁位移响应发生变化。

由以上数据可知,考虑桥塔风效应时,采用规范方法所得的结构位移响应均大于或等于采用三分力公式得到的结构位移响应,由此可以看出采用规范中的计算方法会得到偏安全的结果。

4 结论

本文依托福建省厦门市某异形斜拉桥,基于风洞试验与准定常理论,考虑了自激力和桥塔风效应对桥梁抖振位移响应的影响,得到以下结论:

1) 桥塔风效应对主梁的横向和扭转位移响应影响较大,对其竖向位移响应影响较小。桥塔风效应对该桥桥塔顺桥向位移影响不大,但会增大桥塔的横向位移,需采取结构措施以预防该桥桥塔发生过大变形,影响正常使用。

2) 考虑自激力后该桥主梁抖振响应略有减小,但基本可以忽略。

3) 采用规范中的计算方法计入桥塔风效应得到的结构位移响应结果较为安全。

4) 考虑桥塔升力会减小该桥主梁的扭转位移响应。

参考文献(References):

- [1] 金耀. 大跨度桥梁全模态耦合颤抖振响应分析[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2012.
JIN Yao. Study on full-modal coupled flutter and buffeting of long span bridges [D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2012.
- [2] MA C M, LIU Y Z, YEUNG N, et al. Experimental study of across-wind aerodynamic behavior of a bridge tower[J]. Journal of Bridge Engineering, 2019, 24(2): 04018116. DOI: 10.1061/(asce)be.1943-5592.0001348.
- [3] JIAN B, LI M, LI M, et al. Influence of wind yaw angle and pylon interference on the buffeting responses of cable-stayed bridges during construction[J]. Structure and Infrastructure Engineering, 2021(1): 1-15.
- [4] WEI C X, ZHOU D C, OU J P. Wave and wave-current actions on a bridge tower: an experimental study [J]. Advances in Structural Engineering, 2019, 22(6): 1467-1478. DOI: 10.1177/1369433218816523.
- [5] 袁涛, 祝志文, 陈魏, 等. 增设观光电梯的超大跨桥梁塔柱风荷载与气动干扰特性[J]. 工业建筑, 2020, 50(4): 138-144. DOI: 10.13204/j.gyjz202004024.
YUAN Tao, ZHU Zhiwen, CHEN Wei, et al. Wind load and aerodynamic disturbance characteristics of super-long span bridge tower columns with additional sightseeing elevators [J]. Industrial Construction, 2020, 50(4): 138-144. DOI: 10.13204/j.gyjz202004024.
- [6] 晏聪, 李春光, 韩艳. 非均匀风场对大跨度悬索桥颤振性能的影响[J]. 交通科学与工程, 2019, 35(3): 51-58. DOI: 10.16544/j.cnki.cn43-1494/u.2019.03.010.
YAN Cong, LI Chunguang, HAN Yan. Influence of non-homogeneous wind field on flutter performance of long-span suspension bridges [J]. Journal of Transport Science and Engineering, 2019, 35(3): 51-58. DOI: 10.16544/j.cnki.cn43-1494/u.2019.03.010.
- [7] 王浩, 李爱群, 焦常科. 桥塔风效应对大跨度悬索桥抖振响应的影响[J]. 振动与冲击, 2010, 29(8): 103-106, 123, 245. DOI: 10.13465/j.cnki.jvs.2010.08.031.
WANG Hao, LI Aiqun, JIAO Changke. Bridge tower wind effects on buffeting response of long-span suspension bridges [J]. Journal of Vibration and Shock, 2010, 29(8): 103-106, 123, 245. DOI: 10.13465/j.cnki.jvs.2010.08.031.
- [8] 丁幼亮, 胡心一, 张志强, 等. 考虑桥塔风效应的多塔斜拉桥抖振响应分析[J]. 工程力学, 2014, 31(10): 77-84. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2013.03.0270.
DING Youliang, HU Xinyi, ZHANG Zhiqiang, et al. Buffeting response of multi-tower cable-stayed bridge considering bridge tower wind effects [J]. Engineering Mechanics, 2014, 31(10): 77-84. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2013.03.0270.
- [9] 丁泉顺. 大跨度桥梁耦合颤抖振响应分析[M]. 上海: 同济大学出版社, 2007.
DING Quanshun. Coupled buffeting response analysis of long-span bridges [M]. Shanghai: Tongji University Press, 2007.
- [10] 陈政清. 桥梁风工程[M]. 北京: 人民交通出版社, 2005.
CHEN Zhengqing. Bridge wind engineering [M]. Beijing: China Communications Press, 2005.
- [11] 周鹏展, 何振, 王琦, 等. 基于Bezier曲线和弯度函数的翼型优化设计[J]. 长沙理工大学学报(自然科学版), 2020, 17(3): 90-94. DOI: 10.3969/j.issn.1672-9331.2020.03.012.
ZHOU Pengzhan, HE Zhen, WANG Qi, et al. Optimization design of airfoil based on Bezier curve and bend function [J]. Journal of Changsha University of Science & Technology (Natural Science), 2020, 17(3): 90-94. DOI: 10.3969/j.issn.1672-9331.2020.03.012.
- [12] 同济大学. 公路桥梁抗风设计规范: JTG/T 3360-01—2018[S]. 北京: 人民交通出版社, 2019.
Tongji University. Wind-resistant design specification for highway bridges: JTG/T 3360-01—2018 [S]. Beijing: China Communications Press, 2019.
- [13] 曾宪武, 韩大建. 大跨桥梁风致抖振时域分析及在ANSYS中的实现[J]. 桥梁建设, 2004, 34(1): 9-12. DOI: 10.3969/j.issn.1003-4722.2004.01.003.
ZENG Xianwu, HAN Dajian. Time-domain analysis of wind-induced buffet on long-span bridges and implementation of analysis in ANSYS [J]. Bridge Construction, 2004, 34(1): 9-12. DOI: 10.3969/j.issn.1003-4722.2004.01.003.

(责任编辑:薛仪;英文编辑:王佳)