

大跨度桥梁主梁节段模型非平稳抖振 时域模拟与分析

陶天友, 王 浩

(东南大学混凝土及预应力混凝土结构教育部重点实验室, 江苏 南京 211189)

摘要: 针对台风非平稳性显著的特征, 开展大跨度桥梁主梁节段模型非平稳抖振时域模拟与分析。基于准定常理论, 拓展了桥梁非平稳气动模型, 并通过阶跃函数进行了非平稳自激力的时域化。在此基础上, 采用谐波合成法模拟了台风非平稳脉动风场, 从而进一步开展了主梁节段模型的非平稳抖振响应时域分析, 并与平稳理论分析结果进行了对比。研究表明: 非平稳气动自激力可采用二维阶跃函数法进行时域化, 并通过时变平均风速反映流体记忆效应的强度; 桥梁非平稳静风位移与抖振位移 RMS 值均明显大于平稳抖振分析结果。因此, 台风作用下大跨度桥梁的抖振响应分析有必要充分考虑非平稳特征的影响。

关键词: 大跨度桥梁; 节段模型; 非平稳抖振; 台风; 时域分析

中图分类号: U441⁺.3 **文献标志码:** A **文章编号:** 1004-4523(2019)05-0830-07

DOI: 10.16385/j.cnki.issn.1004-4523.2019.05.011

引 言

近年来, 世界范围内已建成一批举世瞩目的大跨度桥梁, 如日本明石海峡大桥、中国西堍门大桥等。这些桥梁为典型索承结构, 其跨度已达到千米级。随着桥梁跨度的增加, 大跨度桥梁对风荷载越趋敏感, 风荷载逐渐成为了大跨度桥梁的控制荷载^[1-2]。同时, 很多大跨度桥梁毗邻太平洋沿岸, 经常受到夏季台风侵袭。就中国而言, 苏通大桥、润扬大桥、西堍门大桥等大跨度桥梁均处于台风多发区。为此, 开展台风作用下大跨度桥梁的抗风性能研究一直是结构风工程领域的研究热点^[3]。

对于流线型闭口钢箱梁, 台风作用下通常发生的振动形式为抖振。抖振是脉动风引起的强迫振动, 虽然不会引起结构的直接破坏, 但频繁的交变应力会缩短结构的疲劳寿命, 同时过大的振幅也会影响行车稳定性^[4-6]。随着风速的增加及桥梁跨度的增长, 大跨度索承桥梁的风致抖振问题愈加突出。在传统桥梁风振分析中, 基于平稳随机过程假设的抖振分析理论被广泛应用于强/台风作用下大跨度桥梁的抖振性能分析与评估^[7-8]。然而, 近年来的现场实测发现: 台风风场存在强对流特征, 风速与风向

具有明显的时变特性^[9-11]。上述现象表明, 台风风速为典型非平稳随机过程, 这与传统平稳随机过程假设有所出入。因此, 由平稳向非平稳过渡逐渐成了大跨度桥梁风振分析的主要发展方向之一^[12]。

在桥梁非平稳抖振分析方面, 国内外学者已开展了一些相关研究工作。Chen 建立了一种大跨度桥梁多模态非平稳耦合抖振频域分析方法^[13]; Kwon 与 Kareem 提出了考虑非平稳风场瞬态效应的广义阵风系数^[14]; Hu 等建立了台风作用下桥梁非平稳抖振分析框架, 通过虚拟激励法实现了结构动力方程的时频域求解^[15]。然而, 上述桥梁非平稳抖振分析主要在频域开展, 尚需进一步实现桥梁非平稳抖振时域模拟, 以充分考虑台风平均风速与脉动风速的非平稳特性, 从而为大跨度桥梁的非平稳抖振响应预测提供指导依据。

本文以苏通大桥主梁节段为例, 开展台风作用下大跨度桥梁非平稳抖振时域模拟。基于准定常理论计算了桥梁非平稳静风力、抖振力与自激力, 通过阶跃函数法实现了非平稳气动自激力的时域化。在此基础上, 采用谐波合成法模拟了台风非平稳风场, 从而开展了台风作用下大跨度桥梁主梁节段模型非平稳抖振时域分析, 并与平稳抖振分析结果进行了对比, 以期对台风多发区大跨度桥梁的抗风分析与

* 收稿日期: 2018-10-12; 修订日期: 2019-03-05

基金项目: 国家 973 计划青年科学家专项项目(2015CB060000); 国家自然科学基金资助项目(51722804)

设计提供参考。

1 主梁非平稳时域气动力模型

在大跨度桥梁非平稳抖振分析中,桥梁风荷载主要包括时变静风荷载、非平稳抖振力和非平稳自激力。当前,主动风洞试验技术尚处于起步阶段,关于非平稳气动力参数的识别研究尚未见文献报道。由于时变平均风速的变化速率相对较为缓慢,文献[13]建议桥梁非平稳风荷载的计算仍基于平稳流场下获得的三分力系数、颤振导数及气动导纳函数,但需在准定常理论的基础上考虑非平稳风特性。

1.1 时变静风荷载

根据 Davenport 准定常理论^[7-8],时变平均风作用下主梁非平稳静风荷载可表示为:

$$D_m(t) = \frac{1}{2}\rho\tilde{U}(t)^2 C_D[\alpha(t)]H \quad (1)$$

$$L_m(t) = \frac{1}{2}\rho\tilde{U}(t)^2 C_L[\alpha(t)]B \quad (2)$$

$$M_m(t) = \frac{1}{2}\rho\tilde{U}(t)^2 C_M[\alpha(t)]B^2 \quad (3)$$

式中 $D_m(t), L_m(t)$ 和 $M_m(t)$ 分别为时变平均风引起的阻力、升力和扭矩; ρ 为空气密度; $\tilde{U}(t)$ 为时变平均风速; H 为主梁高度; B 为主梁宽度; $C_D[\alpha(t)], C_L[\alpha(t)]$ 和 $C_M[\alpha(t)]$ 分别为阻力系数、升力系数和扭矩系数,均为有效攻角的函数; $\alpha(t)$ 为主梁的有效攻角,是自然风攻角与静风荷载作用下主梁扭转角之和。 $\alpha(t)$ 随时间而改变,因而非平稳静风荷载为时变函数,依赖于时变平均风速及其引起的瞬时有有效攻角。可见,非平稳静风荷载计入了时变平均风速引起的瞬态效应,这是其与平稳静风荷载的主要区别。

1.2 非平稳抖振力

台风非平稳脉动风速在单位长度主梁上引起的抖振力可表示为:

$$D_b(t) = \frac{1}{2}\rho\tilde{U}(t)^2 H \left[2C_D[\alpha(t)]\chi_D \frac{u(t)}{\tilde{U}(t)} + (C'_D[\alpha(t)] - C_L[\alpha(t)])\chi'_D \frac{w(t)}{\tilde{U}(t)} \right] \quad (4)$$

$$L_b(t) = \frac{1}{2}\rho\tilde{U}(t)^2 B \left[2C_L[\alpha(t)]\chi_L \frac{u(t)}{\tilde{U}(t)} + (C'_L[\alpha(t)] + C_D[\alpha(t)])\chi'_L \frac{w(t)}{\tilde{U}(t)} \right] \quad (5)$$

$$M_b(t) = \frac{1}{2}\rho\tilde{U}(t)^2 B^2 \left[2C_M[\alpha(t)]\chi_M \frac{u(t)}{\tilde{U}(t)} + C'_M[\alpha(t)]\chi'_M \frac{w(t)}{\tilde{U}(t)} \right] \quad (6)$$

式中 $D_b(t), L_b(t)$ 和 $M_b(t)$ 分别为抖振力中的阻力、升力和扭矩; $C'_D[\alpha(t)], C'_L[\alpha(t)]$ 和 $C'_M[\alpha(t)]$ 分别为 $C_D[\alpha(t)], C_L[\alpha(t)]$ 和 $C_M[\alpha(t)]$ 关于攻角 $\alpha(t)$ 的一阶导数; $u(t), w(t)$ 分别为顺风向与竖向非平稳脉动风速; $\chi_D, \chi'_D, \chi_L, \chi'_L, \chi_M$ 和 χ'_M 为气动导纳函数,本文偏保守地取 1。

1.3 非平稳自激力

台风非平稳风速在单位长度主梁上引起的气动自激力可表示为:

$$D_\omega = \frac{1}{2}\rho\tilde{U}(t)^2 B \left[KP_1^* \frac{\dot{p}}{\tilde{U}(t)} + KP_2^* \frac{B\dot{\alpha}}{\tilde{U}(t)} + K^2 P_3^* \alpha + K^2 P_4^* \frac{p}{B} + KP_5^* \frac{\dot{h}}{\tilde{U}(t)} + K^2 P_6^* \frac{h}{B} \right] \quad (7)$$

$$L_\omega = \frac{1}{2}\rho\tilde{U}(t)^2 B \left[KH_1^* \frac{\dot{h}}{\tilde{U}(t)} + KH_2^* \frac{B\dot{\alpha}}{\tilde{U}(t)} + K^2 H_3^* \alpha + K^2 H_4^* \frac{h}{B} + KH_5^* \frac{\dot{p}}{\tilde{U}(t)} + K^2 H_6^* \frac{p}{B} \right] \quad (8)$$

$$M_\omega = \frac{1}{2}\rho\tilde{U}(t)^2 B^2 \left[KA_1^* \frac{\dot{h}}{\tilde{U}(t)} + KA_2^* \frac{B\dot{\alpha}}{\tilde{U}(t)} + K^2 A_3^* \alpha + K^2 A_4^* \frac{h}{B} + KA_5^* \frac{\dot{p}}{\tilde{U}(t)} + K^2 A_6^* \frac{p}{B} \right] \quad (9)$$

式中 D_ω, L_ω 和 M_ω 分别为气动自激力中的阻力、升力和扭矩; p, h 和 α 为主梁侧向、竖向和扭转位移; \dot{x} ($x = p, h, \alpha$) 表示主梁在对应方向的速度; \ddot{x} 表示主梁在对应方向的加速度; $K = \frac{\omega B}{\tilde{U}(t)}$ 为时变折算频率; H_j^*, P_j^*, A_j^* ($j=1, 2, \dots, 6$) 为节段模型风洞试验获得的颤振导数,均为 K 的函数。

由式(7)-(9)可见,非平稳气动自激力是关于时间和频率的联合函数。若开展大跨度桥梁非平稳抖振时域分析,需先获得主梁气动自激力的时域表达。主梁断面气动自激力描述了风荷载与主梁的耦合作用,其为一典型的记忆衰退系统。主梁运动与风速的尾流会持续对主梁气动力产生影响,直至尾流处于下游足够远时,其对气动力的贡献逐渐消失。主梁气动力的这一尾流效应即为流体记忆效应^[16]。

在平稳抖振分析理论中,气动自激力可通过阶跃函数或脉冲函数进行时域化。本文将阶跃函数拓

展应用于非平稳气动自激力的时域化^[17]。非平稳时域气动自激力可通过二维阶跃函数表示为

$$D_x = \frac{1}{2} \rho \tilde{U}(t)^2 BC'_D \left\{ \left[\varphi_{Dp} [t, \tilde{U}(0)] \frac{\dot{p}(0)}{B} + \int_0^t \varphi_{Dp} [t - \tau, \tilde{U}(\tau)] \frac{\ddot{p}(\tau)}{B} d\tau \right] + \left[\varphi_{Dh} [t, \tilde{U}(0)] \frac{\dot{h}(0)}{B} + \int_0^t \varphi_{Dh} [t - \tau, \tilde{U}(\tau)] \frac{\ddot{h}(\tau)}{B} d\tau \right] + \left[\varphi_{D\alpha} [t, \tilde{U}(0)] \alpha(0) + \int_0^t \varphi_{D\alpha} [t - \tau, \tilde{U}(\tau)] \dot{\alpha}(\tau) d\tau \right] \right\} \quad (10)$$

$$L_x = \frac{1}{2} \rho \tilde{U}(t)^2 BC'_L \left\{ \left[\varphi_{Lp} [t, \tilde{U}(0)] \frac{\dot{p}(0)}{B} + \int_0^t \varphi_{Lp} [t - \tau, \tilde{U}(\tau)] \frac{\ddot{p}(\tau)}{B} d\tau \right] + \left[\varphi_{Lh} [t, \tilde{U}(0)] \frac{\dot{h}(0)}{B} + \int_0^t \varphi_{Lh} [t - \tau, \tilde{U}(\tau)] \frac{\ddot{h}(\tau)}{B} d\tau \right] + \left[\varphi_{L\alpha} [t, \tilde{U}(0)] \alpha(0) + \int_0^t \varphi_{L\alpha} [t - \tau, \tilde{U}(\tau)] \dot{\alpha}(\tau) d\tau \right] \right\} \quad (11)$$

$$M_x = \frac{1}{2} \rho \tilde{U}(t)^2 B^2 C'_M \left\{ \left[\varphi_{Mp} [t, \tilde{U}(0)] \frac{\dot{p}(0)}{B} + \int_0^t \varphi_{Mp} [t - \tau, \tilde{U}(\tau)] \frac{\ddot{p}(\tau)}{B} d\tau \right] + \left[\varphi_{Mh} [t, \tilde{U}(0)] \frac{\dot{h}(0)}{B} + \int_0^t \varphi_{Mh} [t - \tau, \tilde{U}(\tau)] \frac{\ddot{h}(\tau)}{B} d\tau \right] + \left[\varphi_{M\alpha} [t, \tilde{U}(0)] \alpha(0) + \int_0^t \varphi_{M\alpha} [t - \tau, \tilde{U}(\tau)] \dot{\alpha}(\tau) d\tau \right] \right\} \quad (12)$$

式中 $\varphi_{yx} [t, U(\tau)] (y = D, L, M; x = p, h, \alpha)$ 为二维阶跃函数, 其具体表达为

$$\varphi_{yx} [t, U(\tau)] = 1 - \sum_{j=1}^n a_j e^{-b_j \frac{U(\tau)}{B} t} \quad (13)$$

由式(13)可知, 非平稳气动自激力的二维阶跃函数存在两个时间维度。时间维度 τ 与时变平均风速相关, 表征流体记忆效应的强度; 时间维度 t 与尾流位置相关, 表征尾流记忆效应的衰退状态。由于时变平均风速为关于时间的慢变函数, 因而仍可采用平稳自激力阶跃函数模型中的参数作为二维阶跃函数的待定参数。

2 台风非平稳脉动风场模拟

为开展台风作用下大跨度桥梁非平稳抖振时域分析, 首先模拟了台风非平稳脉动风场。对于脉动风的演变谱模型, 顺风向采用苏通桥址区“海葵”台风实测演变谱密度。由于缺乏竖向风速实测数据, 采用下式所述经验演变谱模型模拟竖向脉动风场。

$$S_v(n, t) = |A(n, t)|^2 S_v(n) \quad (14)$$

式中 $A(n, t)$ 为调制函数; $S_v(n)$ 为平稳功率谱密度, 其中, 平稳随机过程功率谱密度取 Panofsky 谱;

n 为脉动风的频率; t 为时间。

$$A(n, t) = \sqrt{\left[\frac{\bar{U}}{\tilde{U}(t)} \right]^{-1} \left\{ \frac{1 + 4 \left[\frac{n\bar{z}}{\bar{U}} \right]^2}{1 + 4 \left[\frac{n\bar{z}}{\tilde{U}(t)} \right]^2} \right\}} \quad (15)$$

$$\frac{n S_v(n)}{u_*^2} = \frac{6f}{(1 + 4f)^2} \quad (16)$$

式中 $\tilde{U}(t)$ 为时变平均风速, 取“海葵”台风实测值; \bar{U} 为常量平均风速, 可取时变平均风速关于时间的均值; $f = \frac{n\bar{z}}{\bar{U}}$ 为 Monin 坐标; \bar{z} 为模拟点距地面的高度。

基于上述顺风向与竖向脉动风演变谱密度, 采用谐波合成法模拟了台风非平稳脉动风场。顺风向与竖向典型脉动风速样本如图 1 所示。

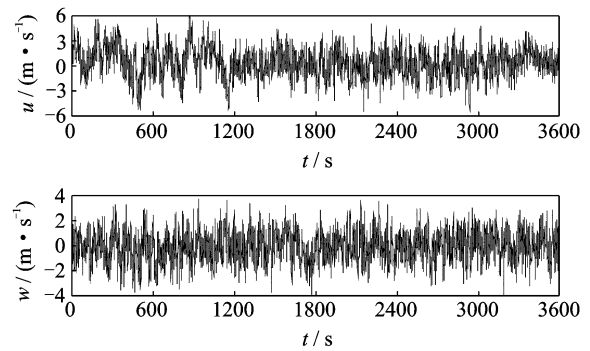


图 1 台风非平稳脉动风速样本

Fig. 1 Samples of nonstationary fluctuating wind velocities of a typhoon

为验证所模拟非平稳脉动风速的有效性, 在顺风向与竖向各模拟了 500 条风速样本, 分别计算了其自相关函数, 并与目标值进行了对比, 如图 2 所示。由图 2 可知, 模拟非平稳脉动风速的自相关函数与目标值在各滞后时间 τ 下均吻合较好, 表明所模拟的非平稳脉动风场具有较高的保真度, 可用于后续的大跨度桥梁非平稳抖振响应时域分析。

3 桥梁非平稳抖振时域分析方法

对于主梁二维节段模型, 其存在三个方向的自由度, 即侧向、竖向平动自由度和扭转自由度。在非平稳脉动风荷载作用下, 主梁节段模型的动力学方程可表示为

$$\begin{bmatrix} m & & \\ & m & \\ & & J \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{p} \\ \ddot{h} \\ \ddot{\alpha} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1 & & \\ & c_2 & \\ & & Jc_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{p} \\ \dot{h} \\ \dot{\alpha} \end{Bmatrix} +$$

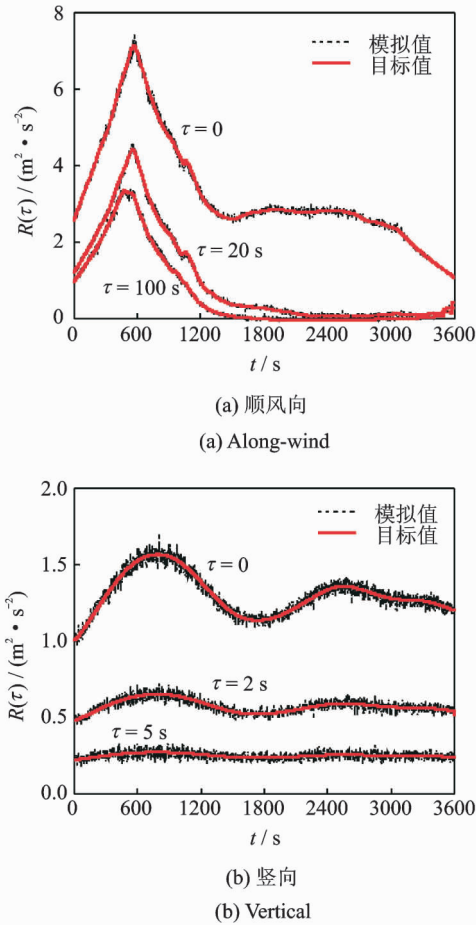


图 2 模拟非平稳脉动风场自相关函数与目标值的对比
Fig. 2 Comparison of the autocorrelation functions of simulated wind samples with target values

$$\begin{bmatrix} k_1 & & \\ & k_2 & \\ & & Jk_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{p} \\ \dot{h} \\ \dot{\alpha} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_{\alpha}^p(t) \\ F_{\alpha}^h(t) \\ F_{\alpha}^a(t) \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} F_b^p(t) \\ F_b^h(t) \\ F_b^a(t) \end{Bmatrix} \quad (17)$$

式中 p, h 和 α 为主梁侧向、竖向和扭转位移; \dot{x} ($x = p, h, \alpha$) 表示主梁在对应方向的速度; \ddot{x} 表示主梁在对应方向的加速度; m 为单位长度主梁的质量; $J = mr^2$ 为单位长度主梁的转动惯量, r 为回转半径; $c_j = 2m\xi_j\omega_j$ ($j = 1, 2, 3$) 为阻尼系数; ξ_j 为阻尼比; ω_j 为各方向的模态频率; $k_j = m\omega_j^2$ 为刚度系数; $F_{\alpha}^p(t), F_{\alpha}^h(t)$ 和 $F_{\alpha}^a(t)$ 分别为侧向、竖向和扭转气动自激力; $F_b^p(t), F_b^h(t)$ 和 $F_b^a(t)$ 分别为侧向、竖向和扭转抖振力。

由于抖振力中的三分力系数与气动自激力中的颤振导数均为攻角的函数,求解式(17)前需进行时变静风荷载作用下的桥梁静风响应分析。桥梁静风响应分析的控制方程为

$$\begin{bmatrix} k_1 & & \\ & k_2 & \\ & & Jk_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{p}(t) \\ \bar{h}(t) \\ \bar{\alpha}(t) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_m^p(t) \\ F_m^h(t) \\ F_m^a(t) \end{Bmatrix} \quad (18)$$

值得注意的是,由于每一时刻的静风荷载也是关于攻角的函数,式(18)实际为一非线性方程,该方程的求解需通过迭代予以实现。

4 平稳与非平稳抖振响应对比

以苏通大桥主梁为例,开展主梁节段模型非平稳抖振时域数值模拟。主梁节段长度取 1 m,宽度为 41 m,高度为 4 m。主梁断面转动惯量中的回转半径为 11.58 m,节段模型质量共计 24.9 t。根据苏通大桥结构动力特性^[18],以各方向一阶频率作为节段模型的自振频率,主梁侧弯、竖弯与扭转频率分别取 0.10, 0.18, 0.58 Hz。在抖振分析过程中,各阶模态阻尼比均取 0.5%。

基于“海葵”台风实测时变平均风速,计算了 0° 攻角下的主梁时变静风荷载,并根据式(18)进行了主梁非平稳静风响应计算。作为对比,以时变平均风速的均值作为常量平均风速,基于平稳分析理论计算了主梁平稳静风响应。平稳与非平稳静风响应的对比如图 3 所示。

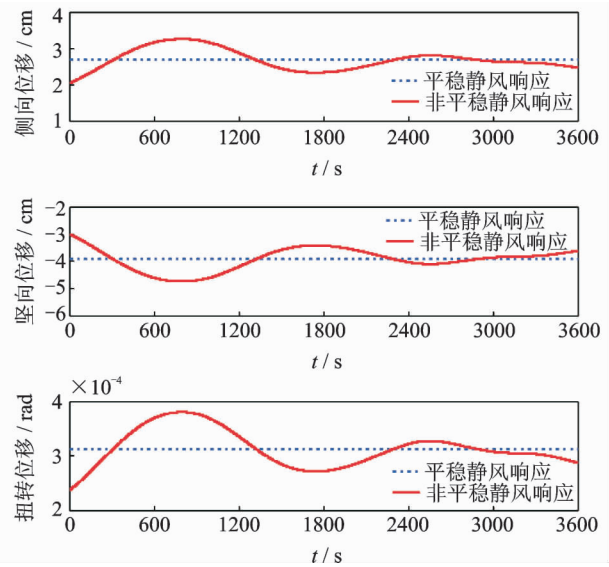


图 3 主梁平稳与非平稳静风响应对比
Fig. 3 Comparison of stationary and nonstationary aerostatic responses of the main girder

由图 3 可知,非平稳静风响应与时变平均风速的特征相对应,且在平稳静风响应附近发生波动。时变平均风速的存在使得非平稳静风位移在某些时段内明显大于平稳静风位移。为量化平稳与非平稳

静风响应的差异,主梁平稳与非平稳静风位移的对比如表1所示。

表1 主梁平稳与非平稳静风响应对比

Tab. 1 Comparison of stationary and nonstationary aerostatic responses of the main girder

工况	非平稳静风位移		平稳静风位移
	最大值	平均值	
侧向	0.033 m	0.021 m	0.027 m
竖向	-0.047 m	-0.039 m	-0.039 m
扭转	3.81×10^{-4} rad	3.14×10^{-4} rad	3.13×10^{-4} rad

注:表中最大值指位移绝对值的最大值。

由表1可知,非平稳静风位移的平均值与平稳静风位移基本相同,这与统计意义上的认知保持一致。然而,在大跨度桥梁的抗风设计过程中,需关注桥梁非平稳静风位移的最大值。在侧向、竖向与扭转方向,非平稳静风位移的最大值分别比平稳静风位移大57.1%,20.5%,21.7%。平稳分析方法未能考虑平均风的时变效应,因而明显低估了台风时变平均风速引起的静风位移。

基于时变静风荷载作用下的主梁扭转位移,计算了各时刻风荷载的实际攻角,从而结合图1中的非平稳脉动风速时程进一步计算了主梁抖振力。根据前文所述阶跃函数法进行了气动自激力时域化,并以式(17)作为控制方程,开展了主梁节段模型非平稳抖振时域分析。同时,基于“海葵”台风实测脉动风速拟合了平稳风谱模型,采用谐波合成法模拟了主梁平稳脉动风场,从而根据传统桥梁抖振分析理论也计算了主梁节段模型的平稳抖振响应。主梁平稳与非平稳抖振响应对比如图4所示。

由图4可知,各方向平稳与非平稳抖振位移的幅值与相位存在明显差异,这一方面是由于平稳与非平稳脉动风速的差异,另一方面是由于平稳与非平稳气动力自激力存在幅值与相位的差异。平稳与非平稳时域气动自激力如图5所示。由于抖振响应具有明显的随机性,需从统计学角度进一步量化抖振响应。为此,分别计算了100个脉动风速样本下的主梁平稳与非平稳抖振响应,并分别根据式(19)和(20)计算了主梁平稳与非平稳抖振位移的均方根(RMS)。由于平稳抖振响应满足各态历经特性,因而其RMS值的计算除进行样本平均外还进行了关于时间的平均。主梁平稳与非平稳抖振位移RMS值的对比如图6所示。图中, L_{RMS} , V_{RMS} 和 T_{RMS} 分别表示侧向、竖向和扭转抖振位移的RMS值。

$$\text{平稳 } x_{RMS} = \sqrt{\frac{1}{100} \sum_{j=1}^{100} \left(\frac{1}{T} \int_0^T x_j^2(t) dt \right)} \quad (19)$$

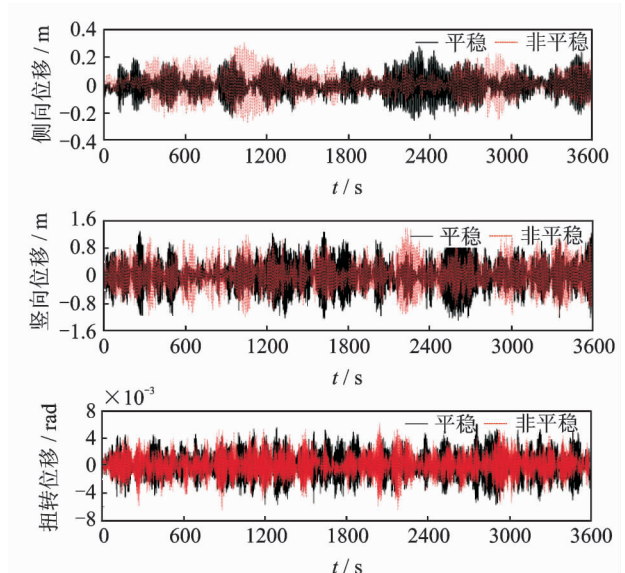


图4 主梁平稳与非平稳抖振响应对比

Fig. 4 Comparison of stationary and nonstationary buffeting responses

$$\text{非平稳 } x_{RMS}(t) = \sqrt{\frac{1}{100} \sum_{j=1}^{100} x_j^2(t)} \quad (20)$$

式中 $x_j(t)$ 为第 j 条样本 ($j=1, 2, \dots, 100$)。

由图6可知,非平稳抖振位移RMS值在平稳抖振位移RMS值附近波动,多个时段内的非平稳抖振位移RMS值明显大于平稳抖振位移。由于本文只计算了100条脉动风速样本下的主梁非平稳抖振响应,未能完全消除抖振位移RMS值的随机性,因而RMS值仍呈现一定的波动状态。该RMS值的波动随着样本容量的增加将逐渐消失。

虽然非平稳抖振位移RMS值存在一定的波动性,但并不影响其与平稳抖振响应的对比。为量化平稳与非平稳抖振响应的差异,节段模型平稳与非平稳抖振位移的对比如表2所示。根据表2,非平稳抖振位移RMS的均值与平稳抖振位移RMS值相差不大,但在桥梁抗风设计过程中需关注非平稳抖振位移RMS的幅值。非平稳抖振位移RMS的最大值明显大于平稳抖振计算结果。在侧向、竖向与扭转方向,非平稳抖振位移RMS的最大值分别比平稳抖振位移大48.5%,33.6%,39.1%。

综合静风响应与抖振响应而言,传统桥梁抖振分析方法无法考虑台风的时变效应,将低估桥梁静风位移与抖振位移。因此,对于台风这类非平稳特性明显的极端风环境,需考虑平均风荷载与脉动风荷载的时变效应,从而采用非平稳分析方法计算大跨度桥梁抖振响应。

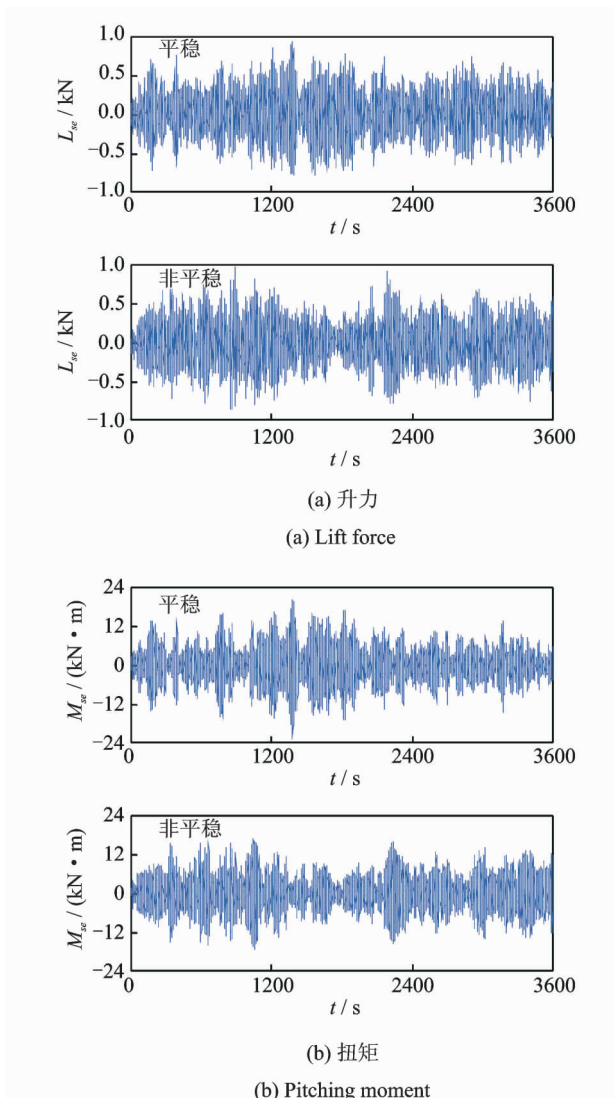


图 5 平稳与非平稳气动自激力对比

Fig. 5 Comparison of stationary and nonstationary self-excited forces

表 2 主梁平稳与非平稳抖振位移 RMS 值对比

Tab. 2 RMS comparison of stationary and nonstationary buffeting displacements of the main girder

工况	非平稳抖振位移		平稳抖振位移
	最大值	平均值	
侧向	0.153 m	0.103 m	0.107 m
竖向	0.509 m	0.381 m	0.384 m
扭转	3.2×10^{-3} rad	2.3×10^{-3} rad	2.3×10^{-3} rad

5 结 论

本文以苏通大桥主梁节段模型为例,开展了台风作用下大跨度桥梁主梁节段模型非平稳抖振时域模拟与分析,所得结论主要包括:

(1)通过引入二维阶跃函数,非平稳气动自激力

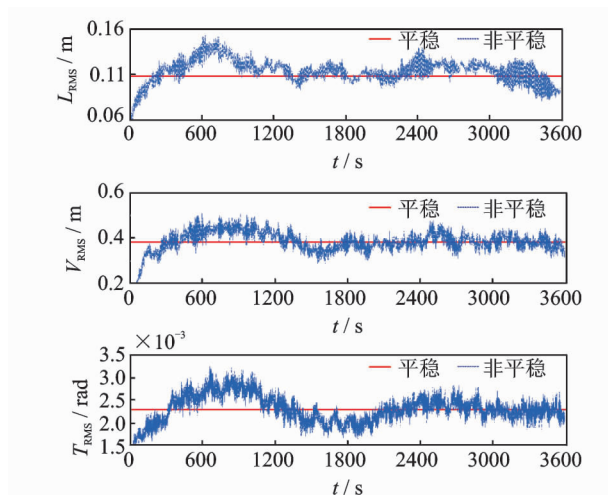


图 6 主梁平稳与非平稳抖振位移响应 RMS 值对比

Fig. 6 RMS comparison of stationary and nonstationary buffeting displacements of the main girder

可通过阶跃函数法进行时域化,且时变平均风速反映了流体记忆效应的强度。

(2)对于苏通大桥主梁节段模型,非平稳侧向、竖向与扭转静风位移最大值分别比平稳静风位移大 57.1%,20.5%,21.7%;非平稳抖振位移 RMS 最大值分别比平稳抖振位移大 48.5%,33.6%,39.1%。传统桥梁抖振分析法无法考虑台风时变效应,从而低估了桥梁静风位移与抖振位移。

(3)对于台风这类非平稳性明显的极端风环境,有必要采用非平稳方法计算大跨度桥梁抖振响应,以充分考虑平均风荷载与脉动风荷载的时变效应。

参考文献:

- [1] 项海帆,葛耀君,朱乐东,等. 现代桥梁抗风理论与实践[M]. 北京:人民交通出版社,2005.
- [2] 陈政清. 工程结构的风致振动、稳定与控制[M]. 北京:科学出版社,2013.
- [3] 茹继平,刘加平,曲久辉,等. 建筑、环境与土木工程[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2011.
- [4] Xu Y L, Sun D K, Ko J M, et al. Buffeting analysis of long span bridges: A new algorithm[J]. Computers and Structures, 1998, 68: 303-313.
- [5] Xu Y L, Liu T T, Zhang W S. Buffeting-induced fatigue damage assessment of a long suspension bridge [J]. International Journal of Fatigue, 2009, 31: 575-586.
- [6] Tao T Y, Wang H, Wu T. Parametric study on buffeting performance of a long-span triple-tower suspension bridge[J]. Structure and Infrastructure Engineer-

- ing, 2018, 14(3): 381-399.
- [7] Davenport A G. Buffeting of a suspension bridge by storm winds[J]. ASCE Journal of Structural Engineering, 1962, 8(3): 233-269.
- [8] Scanlan R H. Action of flexible bridges under wind. 2: Buffeting theory[J]. Journal of Sound and Vibration, 1978, 60(2): 201-211.
- [9] Tao T Y, Wang H, Wu T. Comparative study of the wind characteristics of a strong wind event based on stationary and nonstationary models[J]. ASCE Journal of Structural Engineering, 2017, 143(5): 04016230.
- [10] Xu Y L, Chen J. Characterizing nonstationary wind speed using empirical mode decomposition[J]. ASCE Journal of Structural Engineering, 2004, 130(6): 912-920.
- [11] McCullough M, Kareem A. Testing stationarity with wavelet-based surrogates[J]. ASCE Journal of Engineering Mechanics, 2013, 139(2): 200-209.
- [12] Kareem A. Numerical simulation of wind effects: a probabilistic perspective[J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 2008, 96(10-11): 1472-1497.
- [13] Chen X Z. Analysis of multimode coupled buffeting response of long-span bridges to nonstationary winds with force parameters from stationary wind[J]. ASCE Journal of Structural Engineering, 2015, 141(4): 04014131.
- [14] Kwon D K, Kareem A. Gust-front factor: New framework for wind load effects on structures[J]. ASCE Journal of Structural Engineering, 2009, 135(6): 717-732.
- [15] Hu L, Xu Y L, Huang W F. Typhoon-induced nonstationary buffeting response of long-span bridges in complex terrain[J]. Engineering Structures, 2013, 57: 406-415.
- [16] Wu T, Kareem A. Revisiting convolution scheme in bridge aerodynamics; Comparison of step and impulse response functions[J]. ASCE Journal of Engineering Mechanics, 2014, 140(5): 04014008.
- [17] Hao J, Wu T. Nonsynoptic wind-induced transient effects on linear bridge aerodynamics[J]. ASCE Journal of Engineering Mechanics, 2017, 143(9): 04017092.
- [18] 王浩, 李爱群, 谢静, 等. 台风作用下超大跨度斜拉桥抖振响应现场实测研究[J]. 土木工程学报, 2010, 43(7): 71-78.
Wang H, Li A Q, Xie J, et al. Field measurement of the buffeting response of a super-long-span cable-stayed bridge under typhoon[J]. China Civil Engineering Journal, 2010, 43(7): 71-78.

Time-domain simulation and analysis of nonstationary buffeting responses of girder section model of a long-span bridge

TAO Tian-you, WANG Hao

(Key Laboratory of Concrete and Prestressed Concrete Structures of Ministry of Education, Southeast University, Nanjing 211189, China)

Abstract: In allusion to the obvious nonstationary features observed in typhoon winds, a time-domain simulation and analysis on nonstationary buffeting responses of the girder section model is conducted for a long-span bridge. The aerodynamic force model is extended in a nonstationary perspective based on the quasi-steady theory, and the nonstationary self-excited forces are represented in a time-domain form using the indicial function. On this basis, the nonstationary fluctuating wind field of typhoon winds is simulated via the spectral representation method. A time-domain buffeting analysis on the section model of a long-span bridge is further conducted, and the results are compared with those from a stationary perspective. The analytical results indicate that nonstationary self-excited forces can be successfully represented in time domain using the two-dimensional indicial function, and the strength of the fluid memory effect can be reflected by the time-varying mean wind velocity. The nonstationary aerostatic displacement as well as the RMS of buffeting displacement is obviously larger than the stationary result. Hence, the nonstationary features existing in typhoon winds are essential to be considered in the nonstationary buffeting analysis of long-span bridges under typhoon actions.

Key words: long-span bridge; section model; nonstationary buffeting; typhoon; time-domain analysis

作者简介: 陶天友(1992-),男,讲师。E-mail: tytao@seu.edu.cn

通讯作者: 王浩(1980-),男,教授。E-mail: wanghao1980@seu.edu.cn