

文章编号: 1002-0268 (2008) 01-0083-05

基于模态综合理论的斜拉桥时域抖振分析方法

孙 航, 陈彦江, 盛洪飞

(哈尔滨工业大学 交通科学与工程学院, 黑龙江 哈尔滨 150090)

摘要: 基于大跨度斜拉桥风致抖振时域分析的复杂性, 为提高时域分析效率, 引入模态综合理论, 提出一种斜拉桥抖振时域分析方法, 并通过算例自编程序验证其正确性与可行性。考虑自然风的相关特性, 采用谱解法将三维随机风场简化, 横桥向和顺桥向风速谱采用沿高度变化的 Simiu 谱, 竖向风速谱采用 Lumley-Panofsky 谱, 编制程序实现大跨度斜拉桥随机风场的数值模拟, 得到施加于结构上的风荷载时程。研究表明, 大型结构的动力响应主要受若干低阶振型控制, 因此在斜拉桥时域分析过程中引入模态综合理论, 实现了抖振力和自激力的时域化过程, 并且全面地考虑了气动阻尼、气动刚度和气动耦合作用的影响, 有效地解决了考虑自激力的时域化过程复杂、计算代价过大的问题; 最后通过编制程序对一座大跨度斜拉桥进行不同风速下的抖振时域分析, 验证了其实用性。

关键词: 桥梁工程; 斜拉桥; 时域分析; 抖振; 模态综合理论

中图分类号: U441⁺.3

文献标识码: A

Analysis Method of Buffeting in Time Domain for Cable-stayed Bridge Based on Modal Integration Theory

SUN Hang, CHEN Yan-jiang, SHENG Hong-fei

(School of Traffic Science and Engineering, Harbin Institute of Technology, Harbin Heilongjiang 150090, China)

Abstract: Based on the complexity of wind-induced buffeting analysis for long-span cable-stayed bridge, a new time domain buffeting analysis method was put forward by introducing modal integration theory, and experimental computation was carried out to indicate validity and feasibility of the method. Considering the correlation of natural wind, wind velocity field for long-span cable-stayed bridge was simplified and simulated by the spectral representation method. Simiu spectrum was used in transverse and longitudinal direction, while Lumley-Panofsky spectra was used in vertical direction. Then wind load time-history is obtained by program. The previous research demonstrates that the dynamic response of structure is mainly controlled by the lower vibration modes. Therefore, modal integration theory was introduced to realize the time domain process of self-excited force and buffeting force. This method considers the influence of aerodynamic stiffness, aerodynamic damping and aerodynamic coupling comprehensively, which effectively resolves the problems of complex time domain process of considering self-excited force and excessive cost of computation. At last, a time domain buffeting analysis of a long-span cable-stayed bridge under different wind velocities was done to validate the practicability of this buffeting analysis method.

Key words: bridge engineering; cable-stayed bridges; time domain analysis; buffeting; modal integration theory

0 引言

大跨斜拉桥多用于跨越大江大河甚至海峡, 处在颶风和高速多发区域, 又因其自身结构轻和柔度大

的特点, 其抗风问题一直是研究的热点。其中抖振在任何风速下均可发生, 运营使用期内激发频率高, 过大的抖振在施工阶段可能危及施工安全, 成桥阶段则会对桥梁构件的疲劳和行车舒适度有较大的影响。抖

收稿日期: 2007-01-04

作者简介: 孙航 (1976-), 男, 黑龙江肇东人, 博士研究生, 研究方向为大跨桥梁动力性能及施工控制。(sunhang702@163.com)

振分析方法有时域和频域两种,时域分析因其能够得到结构的响应时程等较频域法更多的结构响应信息,而受到越来越多研究人员的重视^[1~4]。但目前在实际工程抖振分析中时域分析方法并没有被广泛采用,主要有以下原因:自激力的时域化过程繁琐,多数时域分析研究程序编制复杂,增大了工程技术人员掌握的难度;大跨斜拉桥自身结构的复杂性,计算代价过大。

针对此问题,本文在桥梁随机风场数值模拟的基础上,基于模态综合理论提出一种斜拉桥抖振时域分析方法,建立了斜拉桥时域抖振分析计算模型。该方法在计算中全面考虑了气动阻尼项、气动刚度项和气动耦合项的影响,并由于模态综合技术的引入提高了大跨斜拉桥抖振时域分析的效率。采用通用有限元软件与自编程序相结合进行了桥例的抖振时域分析,验证了方法的正确性和可行性。

1 风荷载模拟

开展桥梁时域抖振分析研究,首要问题是进行大跨随机风场的模拟。本文采用在工程领域广泛应用的谱解法对大跨斜拉桥随机风场进行模拟^[5]。假定桥面沿水平方向等高程,平均风速和风谱沿桥面不变,任意两个模拟风速点之间的距离相等。桥梁第 j 个节点的脉动风速时程由下式产生:

$$f_j(t) = 2 \sqrt{\Delta\omega} \sum_{m=1}^j \sum_{l=1}^N |H_{jm}(\omega_{ml})| \cos(\omega_{ml}t - \theta_{jm}(\omega_{ml}) + \phi_{ml}), j = 1, 2, \dots, m, \quad (1)$$

式中, $\Delta\omega = (\omega_{\max} - \omega_{\min})/N$; $\omega_l = \omega_{\min} + (l-1/2)\Delta\omega$; N 是频率间隔数; $\omega_{\max}$ 、 $\omega_{\min}$ 为最大和最小频率限值; ϕ_{ml} 为服从 $[0, 2\pi]$ 均匀分布的随机相位角; H 是风速谱的互谱密度矩阵 S 的 Cholesky 分解矩阵; H_{jm} 是 H 的 (j, m) 子式的下三角矩阵; $\theta_{jm}(\omega_{ml}) = \tan^{-1} \frac{\text{Im } H_{jm}(\omega_{ml})}{\text{Re } H_{jm}(\omega_{ml})}$ 。

横桥向和顺桥向风速谱采用沿高度变化的 Simiu 谱, 竖向风速谱采用 Lunley-Panofsky 谱, 具体表达式见文献[6]。笔者采用自编风场模拟程序实现大跨斜拉桥随机风场的模拟。

2 时域抖振分析模型

2.1 抖振运动方程

由于实际大跨斜拉桥结构的复杂性, 通常需要划分数百至数千个单元才能较准确把握桥梁的振动性能。将如此多的自由度列入风桥系统运动方程极大增加了求解的计算代价和难度。研究表明, 大型结构的动力响应主要受若干低阶振型控制, 结构振动分析中

只需计入若干低阶振型和频率就能够满足工程精度要求^[7], 基于此, 本文将模态综合分析技术引入到斜拉桥抖振时域分析中, 建立模态空间下斜拉桥抖振分析模型:

$$M\ddot{Q}_b + C\dot{Q}_b + KQ_b = \bar{F}_b^f + \bar{F}_b^s, \quad (2)$$

式中, M 为桥梁广义模态质量矩阵; C 为广义模态阻尼矩阵; K 为广义模态刚度矩阵; Q_b 、 $\dot{Q}_b$ 、 $\ddot{Q}_b$ 分别为桥梁广义模态坐标的位移、速度和加速度向量; $\bar{F}_b^f$ 、 $\bar{F}_b^s$ 为广义模态抖振力和自激力向量。

各阶振型向量采用质量归一化处理, 表达式分别为:

$$M = \text{diag}[1, 1, \dots, 1], C = \text{diag}[2\xi_1\omega_1, \dots, 2\xi_{N_b}\omega_{N_b}],$$

$$K = \text{diag}[\omega_1^2, \dots, \omega_{N_b}^2], Q_b = [q_1, q_2, \dots, q_{N_b}]^T,$$

式中, N_b 是所选取的振型数量; ξ_n 、 ω_n 分别为第 n 阶振型阻尼比和圆频率; diag 表示对角矩阵。

2.2 模态抖振力

抖振力采用 Devaport 经典形式^[8], 作用于桥梁第 i 节点的抖振力可以表示为:

$$\begin{aligned} F_{bi}^f &= [f_{Di}^f, f_{Mi}^f, f_{Li}^f]^T, \\ \left. \begin{aligned} f_{Di}^f &= 0.5\rho\bar{U}^2BL_i[2C_{Di}u_i(t) + C_{Di}w_i(t)], \\ f_{Mi}^f &= 0.5\rho\bar{U}B^2L_i[2C_{Mi}u_i(t) + C_{Mi}w_i(t)], \\ f_{Li}^f &= 0.5\rho\bar{U}BL_i[2C_{Li}u_i(t) + C_{Li}' + C_{Di}w_i(t)], \end{aligned} \right\} \quad (3) \end{aligned}$$

式中, $u_i(t)$ 、 $w_i(t)$ 表示脉动风的水平和竖直风速分量; f_{Di}^f 、 f_{Mi}^f 、 f_{Li}^f 为作用于 i 节点的抖振阻力、扭矩和升力; ρ 为空气密度; $\bar{U}$ 为平均风速; B_i 和 L_i 表示第 i 个梁段的截面宽度和高度; C_L 、 C_M 、 C_D 及 C_L' 、 C_M' 、 C_D' 表示气动系数及其导数。

令 Φ_{hi}^n 、 Φ_{bi}^n 、 Φ_{vi}^n 分别表示桥梁第 n 阶振型在第 i 节点的横向、扭转和竖向振型分量, N 为桥梁节点总数, N_b 为计算中选取的振型总阶数。桥梁的模态抖振力可表示为:

$$\bar{F}_b^f = \{\bar{F}_{b1}^f, \bar{F}_{b2}^f, \dots, \bar{F}_{bN_b}^f\}^T, \quad (4)$$

式中, $\bar{F}_{bn}^f = \sum_{i=1}^N (\Phi_i^n)^T F_{bi}^f$; $\Phi_i^n = \{\Phi_{hi}^n, \Phi_{bi}^n, \Phi_{vi}^n\}$; $F_i^f = \{f_{Di}^f, f_{Mi}^f, f_{Li}^f\}^T$ 。

2.3 模态自激力

桥梁自激力在时域内可表示成桥梁位移与脉冲响应函数的卷积形式^[12], 脉冲响应函数可由风洞试验得到的颤振导数与近似约化函数来确定^[10]。桥梁第 i 个节点自激力可表达为:

$$F_i^s = \{f_{Di}^s, f_{Mi}^s, f_{Li}^s\}^T. \quad (5)$$

自激升力、阻力和扭矩分别如下^[4]:

$$f_{Li}^{se}(t) = \frac{1}{2} \rho \bar{U}_i^2 B_i L_i \left\{ A_{La_1} a_i(t) + A_{La_2} \left(\frac{B_i}{U_i} \right) \dot{a}_i(t) + A_{La_3} \left(\frac{B_i}{U_i} \right)^2 \ddot{a}_i(t) + \sum_{k=1}^m A_{La_{k+3}} \int_{-\infty}^t \dot{a}_i(\tau) \cdot \exp \left[-\frac{d_{La_k}}{B_i} (t - \tau) \right] d\tau \right\} + \frac{1}{2} \rho \bar{U}_i^2 L_i \left\{ A_{Lh_1} h_i(t) + A_{Lh_2} \left(\frac{B_i}{U_i} \right) \dot{h}_i(t) + A_{Lh_3} \left(\frac{B_i}{U_i} \right)^2 \ddot{h}_i(t) + \sum_{k=1}^m A_{Lh_{k+3}} \int_{-\infty}^t \dot{h}_i(\tau) \cdot \exp \left[-\frac{d_{Lh_k}}{B_i} (t - \tau) \right] d\tau \right\} + \frac{1}{2} \rho \bar{U}_i^2 L_i \left\{ A_{Lp_1} p_i(t) + A_{Lp_2} \left(\frac{B_i}{U_i} \right) \dot{p}_i(t) + A_{Lp_3} \left(\frac{B_i}{U_i} \right)^2 \ddot{p}_i(t) + \sum_{k=1}^m A_{Lp_{k+3}} \int_{-\infty}^t \dot{p}_i(\tau) \cdot \exp \left[-\frac{d_{Lp_k}}{B_i} (t - \tau) \right] d\tau \right\}, \quad (6)$$

$$f_{Di}^{se}(t) = \frac{1}{2} \rho \bar{U}_i^2 B_i L_i \left\{ A_{Da_1} a_i(t) + A_{Da_2} \left(\frac{B_i}{U_i} \right) \dot{a}_i(t) + A_{Da_3} \left(\frac{B_i}{U_i} \right)^2 \ddot{a}_i(t) + \sqrt{a^2 + b^2} + \sum_{k=1}^m A_{Da_{k+3}} \int_{-\infty}^t \dot{a}_i(\tau) \cdot \exp \left[-\frac{d_{Da_k}}{B_i} (t - \tau) \right] d\tau \right\} + \frac{1}{2} \rho \bar{U}_i^2 L_i \left\{ A_{Dh_1} h_i(t) + A_{Dh_2} \left(\frac{B_i}{U_i} \right) \dot{h}_i(t) + A_{Dh_3} \left(\frac{B_i}{U_i} \right)^2 \ddot{h}_i(t) + \sum_{k=1}^m A_{Dh_{k+3}} \int_{-\infty}^t \dot{h}_i(\tau) \cdot \exp \left[-\frac{d_{Dh_k}}{B_i} (t - \tau) \right] d\tau \right\} + \frac{1}{2} \rho \bar{U}_i^2 L_i \left\{ A_{Dp_1} p_i(t) + A_{Dp_2} \left(\frac{B_i}{U_i} \right) \dot{p}_i(t) + A_{Dp_3} \left(\frac{B_i}{U_i} \right)^2 \ddot{p}_i(t) + \sum_{k=1}^m A_{Dp_{k+3}} \int_{-\infty}^t \dot{p}_i(\tau) \cdot \exp \left[-\frac{d_{Dp_k}}{B_i} (t - \tau) \right] d\tau \right\}, \quad (7)$$

$$f_{Mi}^{se}(t) = \frac{1}{2} \rho \bar{U}_i^2 B_i L_i \left\{ A_{Ma_1} a_i(t) + A_{Ma_2} \left(\frac{B_i}{U_i} \right) \dot{a}_i(t) + A_{Ma_3} \left(\frac{B_i}{U_i} \right)^2 \ddot{a}_i(t) + \sum_{k=1}^m A_{Ma_{k+3}} \int_{-\infty}^t \dot{a}_i(\tau) \cdot \exp \left[-\frac{d_{Ma_k}}{B_i} (t - \tau) \right] d\tau \right\} + \frac{1}{2} \rho \bar{U}_i^2 L_i \left\{ A_{Mh_1} h_i(t) + A_{Mh_2} \left(\frac{B_i}{U_i} \right) \dot{h}_i(t) + A_{Mh_3} \left(\frac{B_i}{U_i} \right)^2 \ddot{h}_i(t) + \sum_{k=1}^m A_{Mh_{k+3}} \int_{-\infty}^t \dot{h}_i(\tau) \cdot \exp \left[-\frac{d_{Mh_k}}{B_i} (t - \tau) \right] d\tau \right\} + \frac{1}{2} \rho \bar{U}_i^2 L_i \left\{ A_{Mp_1} p_i(t) + A_{Mp_2} \left(\frac{B_i}{U_i} \right) \dot{p}_i(t) + A_{Mp_3} \left(\frac{B_i}{U_i} \right)^2 \ddot{p}_i(t) + \sum_{k=1}^m A_{Mp_{k+3}} \int_{-\infty}^t \dot{p}_i(\tau) \cdot \exp \left[-\frac{d_{Mp_k}}{B_i} (t - \tau) \right] d\tau \right\}, \quad (8)$$

式中, $p_i(t)$ 、 $a_i(t)$ 、 $h_i(t)$ 分别为桥梁第 i 节点的横

向、扭转和竖向位移; A_{La_j} 、 A_{Lp_j} 、 A_{Lh_j} 、 A_{Da_j} 、 A_{Dp_j} 、 A_{Dh_j} 、 A_{Ma_j} 、 A_{Mp_j} 、 A_{Mh_j} ($j = 1, 2, 3, \dots, 3 + m$) 和 d_{La_k} 、 d_{Lp_k} 、 d_{Lh_k} 、 d_{Da_k} 、 d_{Dp_k} 、 d_{Dh_k} ($k = 1, 2, \dots, m$) 分别为与频率无关的无量纲系数,可根据不同约化频率实测的颤振导数采用线性和非线性最小二乘法确定, m 一般取 2。

式(5)~式(8)中的速度卷积(气动耦合)项,采用下面的递推公式简化处理,设积分通式为:

$$I_s = \int_{-\infty}^t \exp[-c_i \bar{U}/B(t_s - \tau)] \delta(\tau) d\tau, \quad (9)$$

$$I_s \approx \exp[-c_i \bar{U}_i/B(t_s - t_{s-1})] I_{s-1} + \exp[-c_i \bar{U}_i/B(t_s - t_{s-1})] (t_s - t_{s-1}) \delta_{s-1}. \quad (10)$$

通过上述推导,桥梁第 i 个节点自激力可表示为:

$$F_{bi}^{se} = E_i X_{bi} + G_i \dot{X}_{bi} + H_i \ddot{X}_{bi} + F_{bi}^{se}, \quad (11)$$

式中, $F_{bi}^{se} = \{f_{Di}^{se}, f_{Mi}^{se}, f_{Li}^{se}\}^T$, $X_{bi} = \{p_i, a_i, h_i\}^T$, $F_{bi}^{se} = \{f_{Di}^{se}, f_{Mi}^{se}, f_{Li}^{se}\}^T$ 。

以自激阻力为例:

$$f_{Di}^{se} = 0.5 \rho \bar{U}_i^2 B_i L_i \left[\sum_{k=1}^m A_{Dp_{k+3}} \{ \exp[-d_{Dp_k} \bar{U}_i/B_i \Delta t] I_{s-1}^{Dp} + \exp[-d_{Dp_{k+3}} \bar{U}_i/B_i \Delta t] \Delta t \dot{p}_{s-1} \} + \sum_{k=1}^m A_{Da_{k+3}} \{ \exp[-d_{Da_k} \bar{U}_i/B_i \Delta t] I_{s-1}^{Da} + \exp[-d_{Da_k} \bar{U}_i/B_i \Delta t] \Delta t \dot{a}_{s-1} \} + \sum_{k=1}^m A_{Dh_{k+3}} \{ \exp[-d_{Dh_k} \bar{U}_i/B_i \Delta t] I_{s-1}^{Dh} + \exp[-d_{Dh_k} \bar{U}_i/B_i \Delta t] \Delta t \dot{h}_{s-1} \} \right], \quad (12)$$

自激升力和扭转力可以通过类似的方法得到。其中:

$$E_i = \begin{bmatrix} E_{pp} & E_{pa} & E_{ph} \\ E_{ap} & E_{aa} & E_{ah} \\ E_{hp} & E_{ha} & E_{hh} \end{bmatrix}, G_i = \begin{bmatrix} G_{pp} & G_{pa} & G_{ph} \\ G_{ap} & G_{aa} & G_{ah} \\ G_{hp} & G_{ha} & G_{hh} \end{bmatrix}, H_i = \begin{bmatrix} H_{pp} & H_{pa} & H_{ph} \\ H_{ap} & H_{aa} & H_{ah} \\ H_{hp} & H_{ha} & H_{hh} \end{bmatrix},$$

每个元素为:

$$E_{pp} = 0.5 \rho \bar{U}_i^2 L_i A_{Dp_1}, E_{pa} = 0.5 \rho \bar{U}_i^2 B_i L_i A_{Da_1}, E_{ph} = 0.5 \rho \bar{U}_i^2 L_i A_{Dh_1}, E_{ap} = 0.5 \rho \bar{U}_i^2 B_i L_i A_{Mp_1}, E_{aa} = 0.5 \rho \bar{U}_i^2 B_i^2 L_i A_{Ma_1}, E_{ah} = 0.5 \rho \bar{U}_i^2 B_i L_i A_{Mh_1}, E_{hp} = 0.5 \rho \bar{U}_i^2 L_i A_{Lp_1}, E_{ha} = 0.5 \rho \bar{U}_i^2 B_i L_i A_{La_1}, E_{hh} = 0.5 \rho \bar{U}_i^2 L_i A_{Lh_1}, G_{pp} = 0.5 \rho \bar{U}_i B_i L_i A_{Dp_2}, G_{pa} = 0.5 \rho \bar{U}_i B_i^2 L_i A_{Da_2}, G_{ph} = 0.5 \rho \bar{U}_i B_i L_i A_{Dh_2}, G_{ap} = 0.5 \rho \bar{U}_i B_i L_i A_{Mp_2}, G_{aa} = 0.5 \rho \bar{U}_i B_i^3 L_i A_{Ma_2},$$

$$G_{ah} = 0.5\rho \bar{U}_i B^2 L_i A_{Mp_2}, G_{hp} = 0.5\rho \bar{U}_i B_i L_i A_{Lp_2},$$

$$G_{ha} = 0.5\rho \bar{U}_i B^2 L_i A_{La_2}, G_{hh} = 0.5\rho \bar{U}_i B_i L_i A_{Lh_2}.$$

桥梁的模式自激力可表示为:

$$\bar{F}_b^{\text{se}} = \{ \bar{F}_1^{\text{se}}, \bar{F}_2^{\text{se}}, \dots, \bar{F}_{N_b}^{\text{se}} \}^T, \quad (13)$$

$$\text{式中, } \bar{F}_n^{\text{se}} = \sum_{i=1}^N \{ \Phi_i^n \}^T \{ \bar{F}_{bi}^{\text{se}} \} = \sum_{i=1}^N \{ \Phi_i^n \}^T \{ E_i X_{bi} +$$

$$G_i \dot{X}_{bi} + H_i \dot{X}_{bi} + F_{bi}^{\text{se}} \}, n=1, 2, \dots, N_b.$$

至此,完成了抖振力和自激力的时域化过程,代入到桥梁抖振运动方程,采用逐步积分法求解得到抖振响应时程。

3 实例分析

3.1 有限元建模及动力特性分析

南京长江二桥南汊主桥是我国已建成的最大跨径斜拉桥。全长 1 238 m,主跨 628 m,为连续半漂浮体系双塔双索面钢斜拉桥,塔高 195.41 m,偏平钢主梁高 3.5 m,计算梁宽 37.2 m。采用 ANSYS 建立大桥空间有限元模型(如图 1 所示),并进行了动力特性分析,分析中计入了初始应力的影响。模型建立和动力分析具体过程可参考文献[11],通过 ANSYS 后处理程序可得到大桥质量归一化的各阶振型向量,在此动力特性分析结果从略。

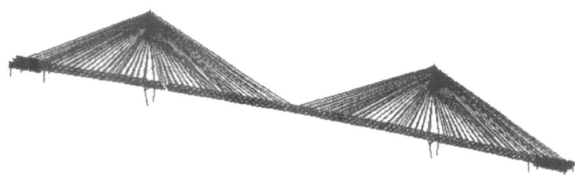


图1 斜拉桥有限元模型

Fig.1 FEM of cable-stayed bridge

3.2 时域抖振计算结果及分析

依据上述理论采用 Matlab 语言编制了时域抖振分析计算程序。试算表明取桥梁前 20 阶振型进行计算精度已能够满足要求,根据桥梁动力试验结果^[9],取结构阻尼比为 0.5%。桥址区地表为Ⅱ类地表粗糙度类型,地表粗糙度系数为 0.12,粗糙高度为 0.01 m,风速谱按前文选用,相干函数采用 Davenport 形式^[2],无量纲衰减因子取 7,模拟点间距 15.475 m,模拟点数 80,截止频率 4π ,频率等分数 1 024,模拟采样时距 0.125 s,模拟时间长度 256 s。平均风速 40 m/s 的脉动风速时程如图 2 所示。气动导纳取 1,气动参数及气动导数采用风洞试验数据^[10],分别在不同平均风速下进行了大桥的时域抖振分析。计算采用普通微型计算机进行,每级风速下的抖振分析用时 268 s,表明本文方法

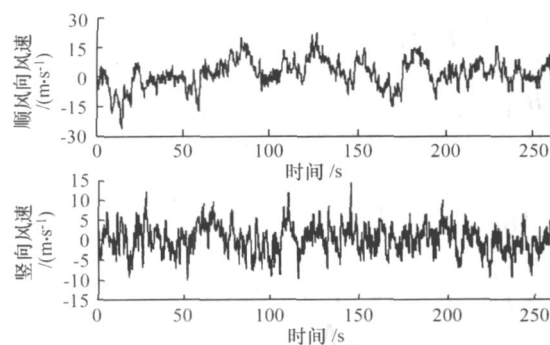


图2 主梁跨中点顺风向和竖向风速时程

Fig.2 Time histories of horizontal and vertical wind velocities in bridge midspan

具有较高的计算效率。以平均风速 40 m/s 为例,主梁跨中抖振位移时程如图 3 所示,竖向位移最大值为 0.348 m,文献[9]计算值 0.326 m,位移响应均方差值与文献[9]比较如图 4 所示,显见本文方法计算结果与文献[9]吻合较好,验证了本文方法的正确性和有效性。

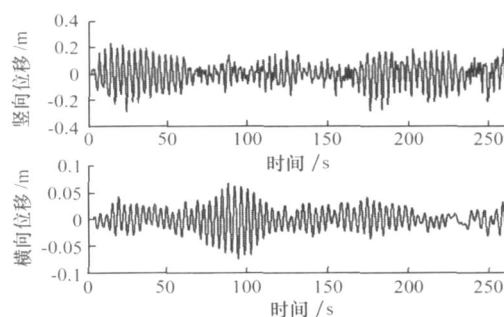


图3 主梁跨中抖振位移时程

Fig.3 Buffeting displacement time histories in bridge midspan

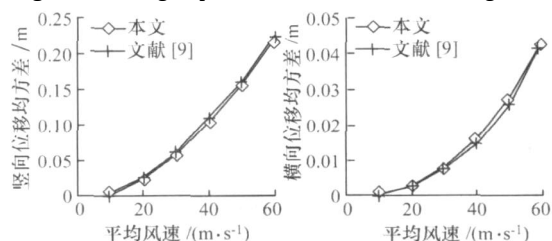


图4 主梁跨中抖振位移均方差

Fig.4 Buffeting displacement RMS of bridge midspan

4 结论

在采用谱解法完成桥梁随机脉动风场数值模拟的基础上,将模态综合分析技术应用到斜拉桥的抖振时域分析中,建立了抖振时域分析的计算模型。通过引入模态综合理论简化了计算,提高了分析效率,方法全面考虑了气动自激力各项影响。运用通用有限元软件

与自编程相结合的方式对桥例进行了不同风速下的抖振时域分析,通过与文献方法比较,表明了方法的正确性和可行性。方法具有一定的工程应用价值。

参考文献:

References:

- [1] 邹小江. 大跨度斜拉桥风振响应研究进展 [J]. 昆明理工大学学报, 2002, 27 (4): 114 - 117.
ZOU Xiao-jiang. Development of the Analysis Method of Wind-induced Vibration for Long-span Stayed-cable Bridge [J]. Journal of Kunming University of Science and Technology, 2002, 27 (4): 114 - 117.
- [2] 李永乐, 廖海黎, 强士中. 考虑桥塔风效应的斜拉桥时域抖振分析 [J]. 空气动力学学报, 2005, 23 (2): 228 - 233.
LI Yong-le, LIAO Hai-li, QIANG Shi-zhong. Effect of Pylons Wind Field on Buffeting of Time Domain Long Cable-stayed Bridge [J]. ACTA Aerodynamica Sinica, 2005, 23 (2): 228 - 233.
- [3] 韩万水, 陈艾荣. 考虑桥塔风场效应的斜拉桥抖振时域分析 [J]. 工程力学, 2007, 24 (1): 123 - 128.
HAN Wan-shui, CHEN Ai-rong. Time-domain Buffeting Analysis of Cable-stayed Bridge Considering Pylon Wind Field [J]. Engineering Mechanics, 2007, 24 (1): 123 - 128.
- [4] 李永乐, 周述华, 强士中. 大跨度斜拉桥三维脉动风场模拟 [J]. 土木工程学报, 2003, 36 (10): 60 - 65.
LI Yong-le, ZHOU Shu-hua, QIANG Shi-zhong. Simulation of Three-dimension Fluctuating Wind Field for Large Span Cable-stayed Bridge [J]. China Civil Engineering Journal, 2003, 36 (10): 60 - 65.
- [5] JTG/T D60-01-2004, 公路桥梁抗风设计规范 [S].
- [6] 夏禾, 张楠. 车辆与结构动力相互作用 [M]. 北京: 科学出版社, 2005.
XIA He, ZHANG Nan. Dynamic Interaction of Vehicles and Structures [M]. Beijing: Science Press, 2005.
- [7] DAVENPORT A G. Buffeting of a Suspension Bridge by Storm Winds [J]. J. Struct. Eng., ASCE, 1962, 88(3): 233 - 267.
- [8] SCANLAN R H, JONES N P. Aeroelastic Analysis of Cable-stayed bridges [J]. J. Struct. Eng., ASCE, 1990, 116 (2): 270 - 297.
- [9] 卢伟. 大跨度斜拉桥抖振动力可靠性分析 [D]. 成都: 西南交通大学, 2000.
LU Wei. Dynamic Reliability Analysis for Buffeting of Cable-stayed Bridge [D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2000.
- [10] 李岩, 盛洪飞, 黄新艺. 大跨径斜拉桥动力分析基准有限元模型研究 [J]. 公路交通科技, 2006, 23 (9): 58 - 62.
LI Yan, SHENG Hong-fei, HUANG Xin-yi. Research on the Baseline Finite Element Model for Dynamic Analysis of Long Span Cable-stayed Bridges [J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2006, 23(9): 58 - 62.
- [11] 西南交通大学结构工程试验中心. 南京长江二桥南汉主桥荷载试验报告 [R]. 2001.
Structure Engineering Experiment Centre of Southwest Jiaotong University. Load Experiment Report of Nancha Main Bridge of the Second Nanjing Yangtze River Bridge [R]. 2001.
- [12] CHEN X Z, MATSUMOTO M, KAREEM A. Time Domain Flutter and Buffeting Response Analysis of Bridges [J]. Engineering Mechanics, ASCE, 2000, 126 (1): 7 - 16.

(上接第82页)

- [8] 汪劲丰. 预应力混凝土斜拉桥施工控制研究 [D]. 杭州: 浙江大学, 2003.
WANG Jin-feng. Research of Key Technique in Construction Control of PC Cable-stayed Bridge [D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2003.
- [9] 徐科英. 弧形底宽箱梁横向预应力空间作用效应分析 [J]. 公路, 2005 (2): 37 - 42.
XU Ke-ying. Analysis of Spatial Effect of Transverse Prestress on Wide Box Girder with Curved Bottom [J]. Highway, 2005 (2): 37 - 42.
- [10] 汪劲丰, 项贻强, 徐兴. 大跨度混凝土桥梁预应力空间效应分析 [J]. 浙江大学学报 (工学版), 2005, 39 (1): 154 - 159.
WANG Jin-feng, XIANG Yi-qiang, XU Xing. Research on Spatial Effect of Prestress in Long-span Concrete Bridge [J]. Journal of Zhejiang University (Engineering Science), 2005, 39 (1): 154 - 159.
- [11] 任茶仙, 竺润祥. 连续曲线箱梁空间预应力分析 [J]. 工程力学, 2000, 17 (4): 138 - 142.
REN Cha-xian, DU Run-xiang. Spatial Prestress Analysis of Continuous Curved Box Girder [J]. Engineering Mechanics, 2000, 17 (4): 138 - 142.
- [12] 徐兴, 凌道盛. 实体退化单元系列 [J]. 固体力学学报: 计算力学专辑, 2001, 22 (增刊): 1 - 12.
XU Xing, LING Dao-Sheng. Degenerated Solid Elements [J]. Acta Mechanica Solid Sinica, 2001, 22 (Sup.): 1 - 12.