

文章编号:1674-2974(2016)03-0015-08

悬索桥静风扭转发散的影响因素研究^{*}

吴长青[†], 张志田, 陈政清

(湖南大学 风工程试验中心, 湖南 长沙 410082)

摘要:基于索-梁体系广义模型揭示了主缆系统刚度退化是导致大跨度悬索桥静风扭转发散的主要原因. 研究了主缆和桥塔的变形对悬索桥刚度退化的影响. 理论分析表明, 主缆的竖向运动对系统的扭转刚度影响至关重要, 当任何一条主缆向上的竖向位移足够大时, 主缆将处于松弛状态, 进而导致系统的扭转刚度急剧下降. 因此, 主缆竖向运动引起的刚度退化是大跨度悬索桥发生静风扭转发散的关键原因. 本文的研究还表明主缆的侧向位移和两座桥塔塔顶之间沿桥轴方向的相对变位对主缆的刚度退化起延缓作用, 从而提高临界竖向位移. 此外, 紊流对扭转发散的影响不容忽视, 紊流明显降低了桥梁结构的静风扭转稳定性. 本文的理论成果可以尝试性地解释西堠门大桥非线性有限元分析的数值结果.

关键词:悬索桥; 刚度退化; 扭转发散; 有限元分析; 静风; 紊流

中图分类号:U448.25

文献标识码:A

Research of Influencing Factors on Aerostatic Torsional Divergence of Suspension Bridges

WU Chang-qing[†], ZHANG Zhi-tian, CHEN Zheng-qing

(Wind Engineering Research Center, Hunan Univ, Changsha, Hunan 410082, China)

Abstract: Based on a generalized cable-girder model, it was found that the torsional stiffness degradation of the cable system was the essential reason leading to aerostatic torsional divergence of long-span suspension bridges. The effects of the deformations of the main cables and the bridge tower on the stiffness degradation of suspension bridges were investigated. Theoretical analysis indicates that vertical deformation of the main cable is critical to the torsional stiffness of the whole system. Provided that the vertical deformation of any cable reaches a critical value, the cable will loosen up to a non-stress state, which causes a sudden drop in torsional stiffness of the system. Therefore, it is stated that the sudden drop in stiffness due to the vertical deformation could be the key reason for the aerostatic torsional divergence of a long-span suspension bridge. Moreover, the study also shows that lateral deformation of the main cable and the horizontal relative deformation between the two tower-tops postpone the stiffness degradation, and hence enhance the critical vertical deflection. In addition, it is shown that the effect of turbulence on torsional divergence is non-negligible, and the turbulence significantly decreases the aerostatic torsional stability of bridge structures. Numerical results of the Xihoumen Suspension bridge performed by nonlinear finite element simulation could be explained tentatively by the theoretical viewpoints proposed in this paper.

^{*} 收稿日期:2015-05-18

基金项目:国家自然科学基金资助项目(51178182), National Natural Science Foundation of China(51178182)

作者简介:吴长青(1987-),男,江西吉安人,湖南大学博士研究生

[†] 通讯联系人, E-mail:changqing10168@163.com

Key words: suspension bridges; stiffness degradation; torsional divergence; finite element analysis; aero-static; turbulence

风致稳定问题是桥梁抗风设计者所要考虑的重要问题之一,大跨度悬索桥的静风失稳主要是指主梁发生扭转变形直至破坏的现象.多年来,尽管国内外学者就此问题做了一系列的相关研究^[1-6],但是由于工程实践中并未出现过跨度公路桥梁的静风扭转发散现象,因此在很长时间内没有从根本上揭示这一现象的机理及关键问题.中国的《公路桥梁抗风设计规范》采用了一种二维线性的方法来估算悬索桥扭转发散的临界风速^[7],但是它无法真实地反映桥梁结构的抗风能力.为了考虑非线性因素的影响,Boonyapinyo等^[1]提出了一种分析大跨度斜拉桥耦合屈曲问题的静力有限位移法;Cheng等^[8-10]运用这种方法研究了大跨度悬索桥的静风失稳问题.在这些研究中考虑了结构几何非线性、材料非线性以及依赖结构变形的风荷载的影响,但是没有考虑紊流导致的随机动力响应对静风稳定问题的影响.众所周知,自然界中的风都是紊流,在脉动风荷载作用下,柔性桥梁结构将会产生较为显著的侧向、竖向以及扭转响应,因此桥梁结构的扭转发散只能是由随机动力响应所致,而不是静力响应.采用静力有限元方法求解静风稳定问题便于揭示扭转发散的全过程及其机理.然而,紊流引起的动力响应对静风稳定影响机制只能借助于动力有限元方法来阐述.

张志田等^[11-12]基于数学模型提出悬索桥主缆系统的刚度退化是引起桥梁结构发生静力扭转发散的关键原因.理论上表明,任意一条主缆发生松弛都会导致主缆系统的扭转刚度退化,主缆的刚度是否退化与主缆的位移密切相关.在文献[11]中只考虑

了主缆的竖向位移与其系统扭转刚度的关系.然而在风致响应中,主缆除了产生较大的竖向位移外,也会伴随着侧向位移.此外,桥塔的变位也影响着主缆的变形及状态,因此桥塔的变位对主缆系统扭转刚度退化的影响也不容忽略.本文采用静力有限元方法探究了主缆的侧向位移及桥塔的变位对主缆系统扭转刚度的影响,然而紊流对悬索桥的扭转刚度退化及其静风稳定性能的影响则采用动力有限元方法来阐述.

1 广义刚度与刚度退化

以西墩门大桥为例,假定其主缆的初始线型为二次抛物曲线.假定变形后的主缆依然保持在同一个平面内,以变形后主缆所处的平面为参考平面,在这个平面内建立坐标系,如图1所示.假定初始平面为竖直平面,主跨长度为 l ,无应力状态的竖向垂度为 f_0 ,变形后主缆的竖向垂度为 f ,主缆中点的侧向位移为 h ,在参考平面内主缆的等效垂度为 f_Δ ,主缆在参考平面内的线型也基本接近二次抛物曲线,其线型可表示为:

$$y(x) = (1 - \frac{4}{l^2}x^2)f_\Delta, \quad f_\Delta = \sqrt{f^2 + h^2}. \quad (1)$$

初始状态的线型可以表示为:

$$y_0(x) = (1 - \frac{4}{l^2}x^2)f_0. \quad (2)$$

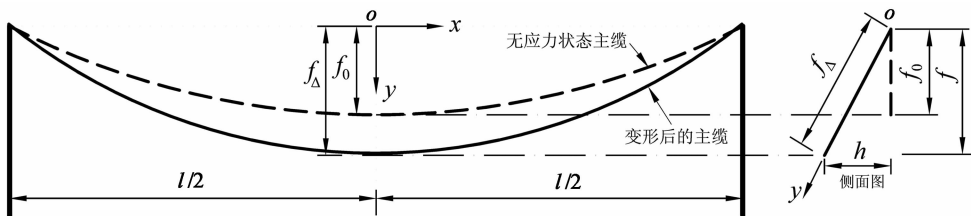


图1 主缆及主缆变形示意图

Fig. 1 Schematic diagram of a cable in deformation

在理论推导过程中各个位移的正方向定义规定如下:竖向位移以竖直向下方向为正,侧向位移以顺风向为正,扭转位移以抬头方向为正.广义索-梁数学模型如图2所示,整个系统由两根主缆与主梁组

成,系统的广义扭转刚度与广义气动刚度表达式可以参考文献[11]的相关知识给出.推导过程中暂时忽略了桥塔沿桥轴方向的变位.与文献[11]不同的是,本文在推导中除了考虑了主缆的竖向位移,还考

虑了它的侧向位移。

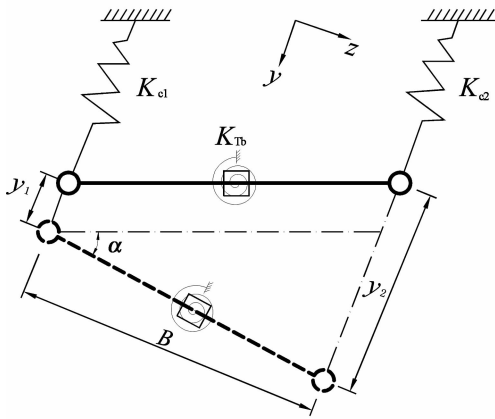


图 2 索-梁系统广义数学模型
Fig. 2 Generalized analytical model of the cable-girder system

基于以上知识,系统的广义扭转刚度表达式可表示为:

$$K_T = K_{Tc} + K_{Tb} = \frac{B^2 K_{c1} K_{c2}}{K_{c1} + K_{c2}} + \frac{16GI_T}{3l} \quad (3)$$

式中: K_{Tc} 为主缆系统提供的广义扭转刚度; K_{Tb} 为主梁提供的广义扭转刚度; B 为两主缆中心间距; G 为主梁材料的剪切模量; I_T 为主梁的扭转惯性矩; K_{c1}, K_{c2} 分别为迎风面和背风面主缆的广义等效刚度。

单根主缆的广义等效刚度可以表达为:

$$K_c = \frac{\partial F}{\partial f_\Delta} = 16EA \left\{ \frac{f_\Delta}{3l^2 + 16f_\Delta^2} \frac{\partial S}{\partial f_\Delta} + \frac{3l^2 - 16f_\Delta^2}{(3l^2 + 16f_\Delta^2)^2} [S(f_\Delta) - S(f_0)] \right\} \quad (4)$$

将广义等效刚度 K_c 分解成广义竖向刚度 K_v 和广义侧向刚度 K_h , 其表达式分别表示如下:

$$K_v = \frac{\partial F}{\partial f} = 16EA \left\{ \frac{\sqrt{f^2 + h^2}}{3l^2 + 16(f^2 + h^2)} \frac{\partial S}{\partial f} + \frac{f}{\sqrt{f^2 + h^2}} \cdot \frac{3l^2 - 16(f^2 + h^2)}{[3l^2 + 16(f^2 + h^2)]^2} \times [S(f, h) - S(f_0)] \right\} \quad (5)$$

$$K_h = \frac{\partial F}{\partial h} = 16EA \left\{ \frac{\sqrt{f^2 + h^2}}{3l^2 + 16(f^2 + h^2)} \frac{\partial S}{\partial h} + \frac{h}{\sqrt{f^2 + h^2}} \cdot \frac{3l^2 - 16(f^2 + h^2)}{[3l^2 + 16(f^2 + h^2)]^2} \times [S(f, h) - S(f_0)] \right\} \quad (6)$$

式中: E 为主缆的弹性模量; A 为主缆的横截面积;

l 为跨度; S 为主缆的总长度, 是 $f_\Delta (f, h)$ 的函数, 它可通过下式进行计算:

$$S = S(f_\Delta) = S(f, h) = 2 \int_0^{l/2} \sqrt{1 + (dy/dx)^2} dx = \frac{1}{2} \sqrt{16(f^2 + h^2) + l^2} + \frac{l^2}{8 \sqrt{f^2 + h^2}} \times \ln \left(\frac{4 \sqrt{f^2 + h^2}}{l} + \frac{\sqrt{16(f^2 + h^2) + l^2}}{l} \right) \quad (7)$$

式中: y 与 x 分别表示主缆的竖向与水平向坐标(见图 1); $\frac{\partial S}{\partial f}, \frac{\partial S}{\partial h}$ 分别为 S 对 f 与 h 偏导数。

图 2 中, y_1 和 y_2 分别表示两条主缆的广义变形; α 为主梁的广义扭转角。

广义准定常的气动扭转刚度由下式确定:

$$K_{T\alpha} = -\frac{\partial M_{ac}}{\partial \alpha} = -\frac{4}{15} \rho U^2 B^2 l \frac{dC_m}{da} \Big|_{a=a_0} \quad (8)$$

式中: ρ 为空气密度; U 为风速; C_m 为主梁的升力矩系数, 它是风速攻角 a 的函数; a_0 为初始状态时的风速攻角。

悬挂主缆具有这样的特性: 只有受拉时才具有刚度, 而且仅当两条主缆同时具有刚度时, 由两根主缆组成的主缆系统才可以提供扭转刚度。换句话说, 当主缆变形后的垂度 f_Δ 小于或等于 f_0 时, 主缆系统提供的广义扭转刚度为零, 即

$$K_{Tc} = \begin{cases} \frac{B^2 K_{c1} K_{c2}}{K_{c1} + K_{c2}}, & f_\Delta > f_0, \\ 0, & f_\Delta \leq f_0. \end{cases} \quad (9)$$

由公式(3)和式(9)可知, 当主缆系统提供的广义扭转刚度为零(即刚度发生退化)时, 结构体系仅残留主梁提供的广义扭转刚度。此时, 如果气动负刚度大于残余的扭转刚度, 主梁将会发生静风失稳。

结合上述的推导, 悬索桥扭转发散对应的临界风速及临界条件做如下定义。建立结构系统的扭转广义运动方程为:

$$M_a \ddot{\alpha} + C_a \dot{\alpha} + (K_T + K_{T\alpha}) \alpha = F_b \quad (10)$$

式中: M_a, C_a, F_b 分别为广义扭转质量、阻尼和扭矩。

存在两种定义扭转发散临界风速的方式。第一种定义方式为传统的定义方式, 即某一风速引起的气动扭转负刚度可以完全抵消全部结构扭转刚度, 此时的临界风速可定义为:

$$\frac{4}{15}\rho U_{cr1}^2 B^2 l \left. \frac{dC_m}{da} \right|_{a=a_0} = \frac{B^2 K_{c1} K_{c2}}{K_{c1} + K_{c2}} + \frac{16GI_T}{3l} \tag{11}$$

第2种定义方式是在主缆系统扭转刚度发生退化后的基础上定义的. 这种情况下, 主缆系统提供的扭转刚度 $K_{Tc} = 0$, 仅残留主梁提供的扭转刚度. 此时临界风速由下式定义:

$$\frac{4}{15}\rho U_{cr2}^2 B^2 l \left. \frac{dC_m}{da} \right|_{a=a_0} = \frac{16GI_T}{3l} \tag{12}$$

显然, 计算 U_{cr2} 时隐含了一个前提条件: $K_{Tc} = 0$, 即主缆系统不再提供扭转刚度. 定义这种情况下的临界风速为 U_{cr3} , 即

$$U_{cr3} = U; \quad K_{Tc} = 0. \tag{13}$$

由于 U_{cr3} 是计算 U_{cr2} 的必要条件, 因此将 U_{cr3} 作为临界风速比 U_{cr2} 合理. 图3表明了3个临界风速之间的关系.

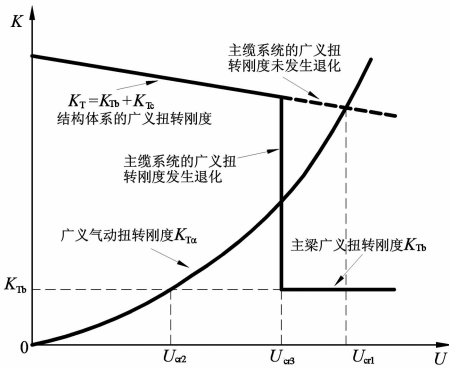


图3 3个临界风速之间的关系图
Fig.3 Relations among the three critical wind speeds

从理论上分析, U_{cr3} 不是主梁扭转发散的充分条件, 换句话说, 主缆系统的扭转刚度退化后, 主梁提供的扭转刚度仍然可能抵抗气动扭转负刚度, 但依靠主梁的残余扭转刚度是不可靠的. 一般来讲, 主缆系统的扭转刚度要比主梁的扭转刚度大得多, 因此将 U_{cr3} 作为大跨度悬索桥扭转发散临界风速更为合理.

如果不考虑结构侧向位移的影响, 当某一风速下主缆产生的竖向位移恰好使其应力松弛时, 主缆系统的扭转刚度为零, 此时对应的风速即为临界风速 U_{cr3} . 这一竖向位移称为临界竖向位移, 定义为:

$$\Delta h = f^* - f_0; \quad \epsilon(u, v, w, U) = 0. \tag{14}$$

式中: f^* 为桥梁自重作用下的垂度值. 由此可见, 临界风速 U_{cr3} 是基于主缆的位移定义的, 它不仅与结构本身的特性相关, 还与外界风场特性相关.

2 变形对刚度退化的影响

2.1 理论计算

图4给出了主梁断面的三分力系数. 结合上节推导的理论公式可以计算得到系统广义扭转刚度, 为了简化, 暂时忽略了桥塔的变形.

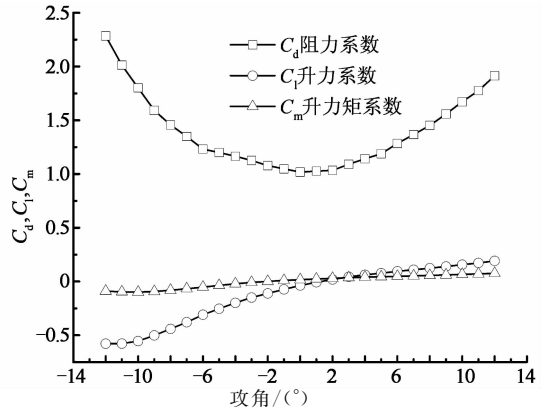


图4 三分力系数
Fig.4 Aerostatic force coefficients

图5给出了忽略主缆侧向位移时, 系统的广义扭转刚度 K_T 与广义扭转角 α 及两主缆平均垂度 f 的三维关系图. 由图5可知, 在主缆系统扭转刚度退化之前, 系统的广义扭转刚度随着主缆垂度的减小而减小. 当主缆垂度减少到某一个临界值时, 整个系统的广义扭转刚度突然衰减至一个较小的刚度, 它由主梁提供, 如果不考虑材料非线性, 它是一个常数. 由此可知, 对于西堍门大桥而言, 主缆系统提供的扭转刚度远远大于主梁提供的扭转刚度.

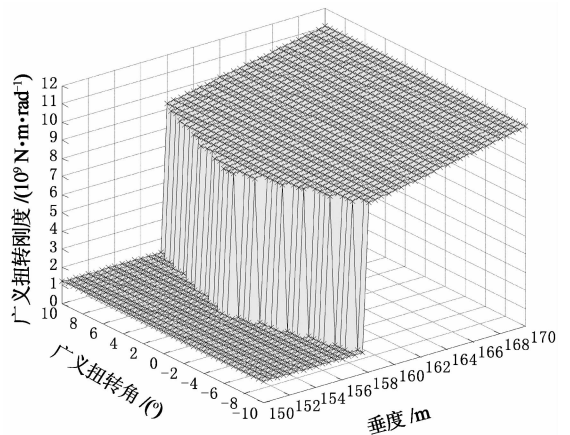


图5 广义扭转刚度与广义扭转角及主缆垂度的关系
Fig.5 Generalized torsional stiffness versus deck rotation and sag

图6为不同侧向位移下的广义扭转刚度与垂度

的关系图.由图 6 可知,随着侧向位移的增大,刚度退化对应的临界垂度是减小的,这就表明侧向位移延缓了主缆系统的刚度退化,并且在失稳前,侧向位移越大,对结构扭转稳定越有利.

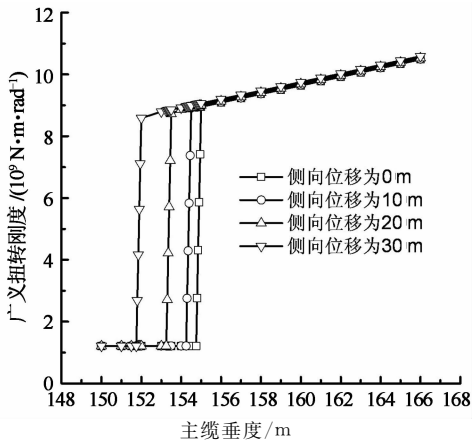


图 6 不同侧向位移下的广义扭转刚度与主缆垂度的关系

Fig. 6 Generalized torsional stiffness versus cable sag under different lateral displacements

图 7 给出了 3 种风速攻角下的广义气动扭转刚度 K_{Ta} 与风速 U 的关系图.比较图 7 与图 5 可知,主缆系统刚度发生退化之前,结构的刚度足以抵抗气动扭转刚度,但是当主缆系统刚度发生退化之后,较低风速下的广义气动扭转刚度即可抵消主梁的扭转刚度.从算例中可知在 0° 攻角下,风速高达 150 m/s ,气动扭转负刚度仍然远不足以抵抗结构刚度,但是,当系统的扭转刚度退化后,风速约为 71.34 m/s 就抵消掉了残余的主梁提供的扭转刚度.由此可见,主缆系统的刚度退化是悬索桥的静风扭转发散关键原因所在.

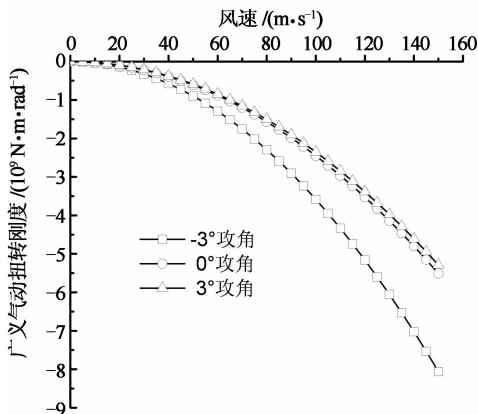


图 7 广义气动扭转刚度与风速的关系

Fig. 7 Generalized aerodynamic stiffness versus wind speed

2.2 静力有限元计算

本节采用静力有限元方法探究主缆的不同位移对主缆系统扭转刚度退化的影响.有限元计算中考虑了结构的几何非线性和依赖结构变形的风荷载,忽略了结构的材料非线性.

利用 ANSYS 软件对实际约束条件下的桥梁进行有限元分析.图 8 为迎风面主缆中点的竖向位移随风速的变化曲线;图 9 为主梁中点的扭转位移随风速的变化曲线;表 1 给出了不同风速下主缆及主梁中点的响应值.

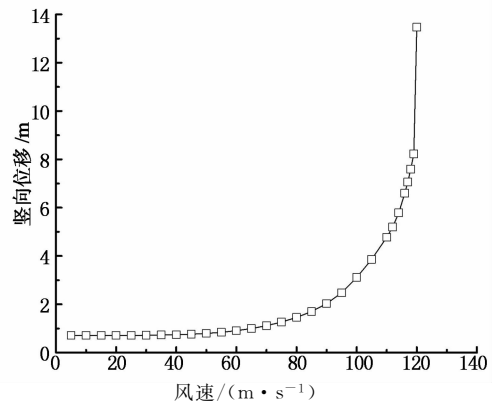


图 8 实际约束下迎风面主缆中点竖向位移随风速变化曲线

Fig. 8 Vertical response of mid-span location of the main cable on windward side with the actual constraints

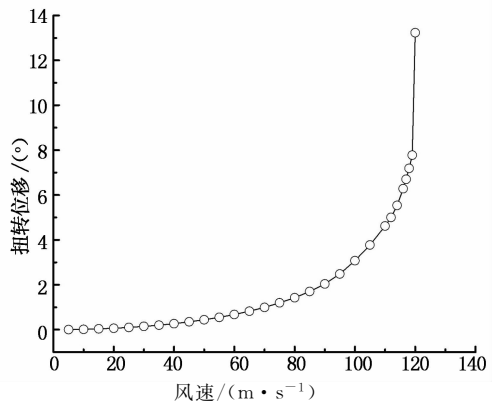


图 9 实际约束下主梁中点的扭转位移随风速的变化曲线

Fig. 9 Torsion of mid-span location of the bridge deck with the actual constraints

表 1 不同风速下主缆及主梁中点的相关响应值
Tab. 1 Responses of the mid-span location of the main cable and the bridge deck

响应值	风速/($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$)			
	117	118	119	120
侧向位移/m	23.824	24.786	25.900	33.862
竖向位移/m	7.060	7.589	8.224	13.466
扭转位移/ $^\circ$	6.701	7.189	7.778	13.233

注:表中侧向位移和竖向位移是针对主缆中点,扭转位移是针对主梁中点.

由图 8 与表 1 可知, 风速从 119 m/s 增加至 120 m/s 时, 竖向响应和扭转响应均出现了明显的跳跃, 这种情况下的扭转失稳临界风速可定为 119 m/s, 临界风速对应的临界竖向位移为 8.224 m, 对应的侧向位移为 25.900 m.

主缆侧向自由度和桥塔顶部沿桥轴向自由度约束后, 迎风面主缆中点的竖向位移随风速的变化曲线如图 10 所示. 由图可识别这种情形下的临界竖向位移为 6.264 m, 这一数值比实际约束情形下的数值要低. 这表明, 施加约束后, 主缆较小的向上竖向位移就使主梁发生扭转发散. 图 11 给出了桥塔顶部沿桥轴向自由度约束后迎风面主缆中点的竖向位移随风速的变化曲线, 识别的临界竖向位移值为 7.456 m, 大于图 10 识别的数值. 由此可知, 考虑主缆的侧向位移在一定程度上提高临界竖向位移. 除此之外, 由图 8 识别的临界竖向位移大于由图 11 识别的数值, 这表明桥塔塔顶间沿桥轴向的相对位移也可以适当地提高临界竖向位移.

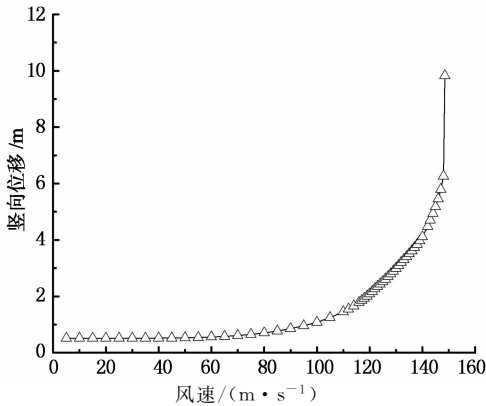


图 10 主缆侧向自由度和桥塔顶部沿桥轴向自由度约束后迎风面主缆中点竖向位移随风速变化曲线

Fig. 10 Vertical response of mid-span location of the main cable on windward side with the lateral with of the main cable and the longitudinal freedom of tops of bridge towers constrained

前小节的理论分析与计算也表明, 主缆侧向变形在一定程度上延缓了主缆的刚度退化. 此外, 当主缆位移向上时, 通常两桥塔顶部的变形会增加中跨跨度, 而跨度的增加可进一步降低临界垂度, 提高临界竖向位移. 本小节的有限元数值计算结果证实了这一观点.

基于广义模型预测的临界竖向位移(由公式(14)计算)是在忽略了主缆的侧向变形以及桥塔的变形基础上得到的, 其值为 10.235 m. 如果主缆系统刚度退化是由于主缆应力松弛的结果, 那么计算值与理论值应该相差不大. 然而由图 10 识别的临界

竖向位移值小于理论值, 这表明主缆在未松弛之前, 主缆系统就已经遭到破坏, 其扭转刚度就已经退化. 在升力矩和升力的共同作用下, 迎风面主缆由于向上的竖向位移而使它的重力刚度不断下降. 当结构接近失稳时, 一侧部分吊杆先退出工作, 此时在主缆自重作用下, 主缆重力刚度尚存, 但主缆系统遭到破坏, 扭转刚度急剧下降, 进而使悬索桥主梁进入扭转发散.

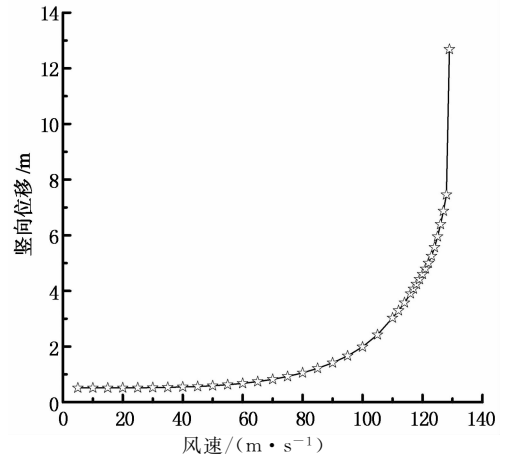


图 11 桥塔顶部沿桥轴向自由度约束后迎风面主缆中点的竖向位移随风速变化曲线

Fig. 11 Vertical response of mid-span location of the main cable on windward side with the longitudinal freedom of tops of bridge towers constrained

既然主缆向上运动导致的刚度退化是导致主梁静风扭转失稳的关键原因, 通过约束主梁的竖向自由度来限制主缆的竖向响应应当可以提高系统的临界风速, 其有限元分析结果如图 12 所示. 由图 12 可知, 约束主梁竖向自由度后, 风速高达 145 m/s 时, 主梁还未发生扭转发散现象. 这说明降低竖向响应的措施确实可以提高扭转稳定性, 将临界风速由 U_{cr3} 提高至 U_{cr1} .

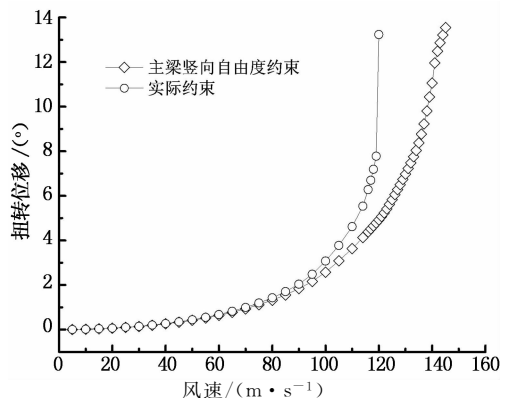


图 12 两种不同约束条件下主梁中点的扭转位移
Fig. 12 Torsion of mid-span location of the bridge deck under two different constraints

3 紊流对静力扭转发散的影响

紊流引起的随机动力响应对大跨度桥梁静风稳定性的影响不容忽视,已有研究表明紊流会降低桥梁结构的静风稳定性^[13].下面通过时域非线性动力有限元方法来研究西堍门大桥在紊流中的静风稳定性.

随机脉动风速时程采用谐波合成法^[14-15]模拟,取 Kaimal 谱为目标风速谱,顺风向脉动风速谱和竖风向脉动风速谱表示如下:

$$nS_u(n) = (u^*)^2 200f' / (1 + 50f')^{5/3}; \quad (15)$$

$$nS_w(n) = (u^*)^2 6f' / (1 + 4f')^2. \quad (16)$$

式中: $S_u(n)$, $S_w(n)$ 分别为顺风向和竖风向的功率谱密度; n 为脉动风的频率; $f' = nz/U(z)$ 为相似率坐标, $U(z)$ 为高度 z 处的平均风速; u^* 为空气流动剪切速度.

$$u^* = kU(z)/\ln(z - z_d/z_0); \quad (17)$$

$$z_d = \bar{H} - z_0/k. \quad (18)$$

式中: $k=0.4$; \bar{H} 为桥址周边建筑物高度的平均值; z_0 为地面粗糙高度.

空间不同的两点 (x_1, y_1, z_1) 和 (x_2, y_2, z_2) 的相关谱可表示为:

$$S_{u_1 u_2}^c(r, n) = \sqrt{S_{z_1}(z_1, n) S_{z_2}(z_2, n)} e^{-\hat{f}}. \quad (19)$$

式中:

$$\hat{f} = \frac{n[C_z^2(z_2 - z_1)^2 + C_y^2(y_2 - y_1)^2]}{[U(z_2) + U(z_1)]/2}. \quad (20)$$

式中: C_z , C_y 由地面粗糙程度决定,本文 C_z , C_y 分别取 10 和 16.

本文模拟的脉动风场,其顺风向与竖风向紊流强度分别为 $I_u = 0.146$ 和 $I_w = 0.074$.有限元计算中考虑了风荷载和结构的几何非线性特性,忽略了结构的材料非线性.图 13 和图 14 分别为 0° 攻角下迎风面主缆中点的竖向位移时程和主梁跨中点的扭转位移时程.从风速 80 m/s 增至 85 m/s 的过程中,响应的峰值出现了明显的跳跃,并且峰值大部分处于均匀流曲线的上部.此时可以认为扭转失稳临界风速为 80 m/s,对应的临界竖向位移值为 12.650 m,大于静力有限元计算值和广义模型预测的理论值.

紊流引起了结构的随机振动,当主缆在惯性力作用下产生了较大向上的竖向位移时,主缆极有可能处于松弛状态,进而使系统的扭转刚度急剧下降,最终导致了悬索桥的扭转发散.

值得提出说明的一点是,本文模拟的是桥址处的风场,其紊流强度比文献[11]及风洞试验所取的紊

流度要大得多,因此得到的临界风速之间存在差异.比较本文与文献[11]的计算结果以及所采用的紊流强度可知,随着紊流强度的提高,扭转发散临界风速明显降低.

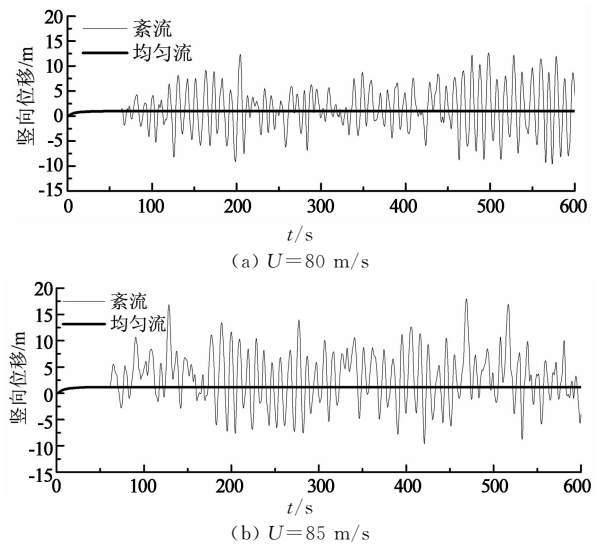


图 13 迎风面主缆中点竖向变形时程曲线
Fig. 13 Time histories of vertical response of the mid-span location of the main cable on windward side

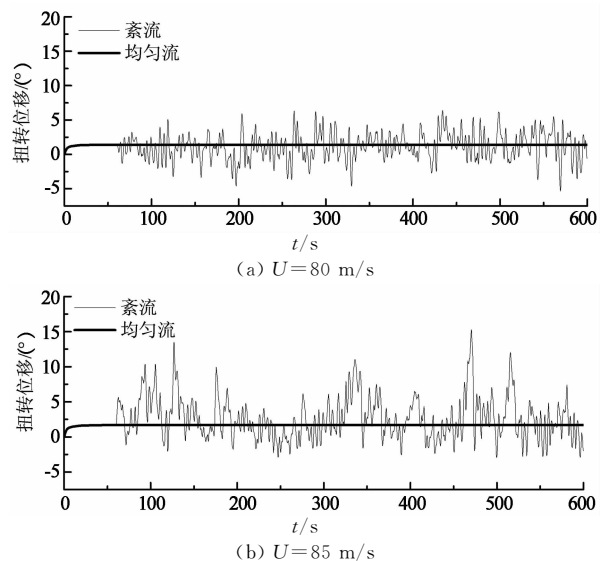


图 14 主梁中点扭转变形时程曲线
Fig. 14 Time histories of torsion of mid-span location of the bridge deck

由表 2 可知,紊流场下的扭转发散临界风速远低于均匀流下的临界风速.与均匀流相比,紊流中除了包括平均风部分,还包括竖向脉动风,竖向风荷载的作用将会使得主缆的竖向响应增大.由理论分析可知,主缆向上的位移是引起主缆系统刚度降低的主要原因,因此紊流加快了主缆系统扭转刚度的退化,降低了桥梁的静风扭转稳定性.

表2 静动有限元分析结果的对比
Tab.2 Comparison between static
and dynamic FE methods

风场类型	临界风速 ($m \cdot s^{-1}$)	临界竖向位移 计算值/m	临界竖向位移 理论值/m
均匀流	119	8.224	10.235
紊流	80	12.650	

4 结 论

本文基于广义数学模型进一步完善了大跨度悬索桥的扭转发散机理.以西墩门大桥为例,进行了理论计算和静、动力非线性有限元计算,研究结果总结如下:

1)基于广义数学模型表明,主缆系统扭转刚度退化是悬索桥扭转发散的关键原因.刚度退化与主缆的变形密切相关,其中主缆向上的竖向位移是刚度退化的主要原因,当主缆竖向位移达到某一临界值时,主缆系统遭到破坏,结构体系的扭转刚度急剧下降,最终导致悬索桥的扭转发散.大跨度悬索桥的扭转发散临界风速可以定义为刚度退化对应的风速.

2)理论分析及计算表明,主缆的侧向变形和两桥塔塔顶间的相对水平变形在一定程度上延缓了主缆系统扭转刚度的退化,提高了刚度退化对应的临界竖向位移值,非线性静力有限元计算也证实这一观点.

3)由于主缆向上的竖向位移是大跨度悬索桥扭转发散的关键原因,因此减小结构竖向响应的措施可以提高悬索桥的静风扭转稳定性.

4)紊流引起了结构显著的动力响应,加快了结构体系的扭转刚度退化,大大降低了大跨度悬索桥的静风扭转稳定性.

参 考 文 献

- [1] BOONYAPINYO V, YAMADA H, MIYATA T. Wind induced nonlinear lateral torsional buckling of cable-stayed bridge[J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1994, 120(2):486-506.
- [2] XIE X, YAMAGUCHI H. Static behaviors of self-anchored and partially earth-anchored long-span cable-stayed bridges[J]. Structural Engineering Mechanics, 1997, 5(6):767-774.
- [3] BOONYAPINYO V, LAUHATANON Y, LUKKUN-APRASIT P. Nonlinear aerostatic stability analysis of suspension bridges[J]. Engineering Structure, 2006, 28(3):793-803.
- [4] 方明山,项海帆,肖汝诚.超大跨径悬索桥空气静力非线性行为研究[J].重庆交通学院学报,1999,18(2):1-7.
FANG Ming-shan, XIANG Hai-fan, XIAO Ru-cheng. Non-

- linear aerostatics behaviors of super-long span suspension bridges[J]. Journal of Chongqing Jiaotong University, 1999, 18(2):1-7. (In Chinese)
- [5] 方明山,项海帆,肖汝诚.大跨径缆索承重桥梁非线性空气静力稳定理论[J].土木工程学报,2000,33(2):73-79.
FANG Ming-shan, XIANG Hai-fan, XIAO Ru-cheng. Non-linear aerostatic stability theory of large-span cable-stayed bridges[J]. China Civil Engineering Journal, 2000, 33(2):73-79. (In Chinese)
- [6] 程进,肖汝诚,项海帆.大跨径悬索桥非线性静风稳定性全过程分析[J].同济大学学报,2000,28(6):717-720.
CHENG Jin, XIAO Ru-cheng, XIANG Hai-fan. Full range nonlinear analysis for long span suspension bridges[J]. Journal of Tongji University, 2000, 28(6):717-720. (In Chinese)
- [7] JTG/T D60-01-2004 公路桥梁抗风设计规范[S].北京:人民交通出版社,2004:18-19.
JTG/T D60-01-2004 Wind resistant design specification for highway bridges [S]. Beijing: China Communication Press, 2004:18-19. (In Chinese)
- [8] CHENG Jin, XIAO Ru-cheng, XIANG Hai-fan, et al. NAS-AB: A finite element software for the nonlinear aerostatic stability analysis of cable-supported bridges[J]. Advance in Engineering Software, 2003, 34:287-296.
- [9] CHENG Jin, JIANG Jian-jing, XIAO Ru-cheng, et al. Advanced aerostatic stability analysis of cable-stayed bridges using finite element method [J]. Computers and Structures, 2002, 80:1145-1158.
- [10] CHENG Jin, JIANG Jian-jing, XIAO Ru-cheng, et al. Series method for analyzing 3D nonlinear torsional divergence of suspension bridges[J]. Computers and Structures, 2003, 81(5):299-308.
- [11] 张志田,张伟峰.悬索桥在紊流风场中的静风扭转发散机制[J].土木工程学报,2013,46(7):74-81.
ZHANG Zhi-tian, ZHANG Wei-feng. Mechanism of aerostatic torsional divergence of suspension bridges in turbulent flows [J]. China Civil Engineering Journal, 2013, 46(7):74-81. (In Chinese)
- [12] ZHANG Zhi-tian, GE Yao-jun, YANG Yong-xin. Torsional stiffness degradation and aerostatic divergence of suspension bridge decks[J]. Journal of Fluids and Structures, 2013, 40:269-283.
- [13] ZHANG Zhi-tian, CHEN Zheng-qing, HUA Xu-gang, et al. Investigation of turbulence effects on torsional divergence of long-span bridge by using dynamic finite element method[J]. Journal of Bridge Engineering, ASCE, 2010, 16(6):639-652.
- [14] DEOTATI S. Simulation of ergodic multivariate stochastic process[J]. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 1996, 122(8):778-787.
- [15] 晏致涛,李正良,祁仁俊.大跨度中承式拱桥时域抖振分析[J].湖南大学学报:自然科学版,2008,35(1):21-25.
YAN Zhi-tao, LI Zheng-liang, QI Reng-jun. Buffeting analysis for long span half-through arch bridges in time domain[J]. Journal of Hunan University: Natural Sciences, 2008, 35(1):21-25. (In Chinese)