

文章编号:2095-1922(2012)04-0584-08

大跨度斜拉桥节段模型风洞试验与 风致静力稳定性分析

张凯歌, 杨咏昕, 张军锋, 董 锐

(同济大学土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092)

摘 要:目的 研究大跨度斜拉桥的抗风性能, 分析影响其风致动、静力稳定性的敏感因素, 解决大跨度斜拉桥的涡激振动问题. 方法 通过主梁节段模型风洞试验对某大跨度斜拉桥的风振性能进行了细致研究, 并在节段模型风洞试验基础上采用三维静风稳定数值分析方法对其风致静力稳定性进行分析. 结果 该桥颤振临界风速大于检验风速; 模型结构阻尼比的提高使涡振振幅明显减小, 来流加入紊流成分后, 涡振现象消失; 静风作用下主桥跨中位移随风速变化表现出明显的非线性特征, 并且竖向变形和扭转变形耦合现象明显. 结论 流线型闭口钢箱梁断面通常情况下具有良好的颤振稳定性能, 提高了桥梁结构的阻尼比或脉动风中的紊流成分, 均能明显改善大跨度斜拉桥的涡激振动性能; 大跨度斜拉桥为柔性结构, 分析其风致静力稳定性时需考虑非线性因素.

关键词:大跨度斜拉桥; 风洞试验; 颤振性能; 涡振控制; 阻尼比; 紊流; 风致静力稳定性

中图分类号: U448. 27

文献标志码: A

Sectional Model Wind Tunnel Tests and Wind-Induced Static Instability Analysis of Long-Span Cable-Stayed Bridges

ZHANG Kaige, YANG Yongxin, ZHANG Junfeng, DONG Rui

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

Abstract: To restrain the vortex of long-span cable-stayed bridges, the factors which can impact wind-induced stability of bridge sensitively have been investigated. Based on a long-span cable-stayed bridge, wind-induced vibration performance have been detailed studied by sectional model wind tunnel test. With the result of section model wind tunnel test of force measurement, the aerostatic stability of the bridge is tested by numerical analysis of three-dimensional static wind. The research results show that the critical velocity is greater than test wind speed. The vortex were reduced by increasing structural damping ratio, and disappeared after increasing turbulence to the wind field. The main span displacement showed significant nonlinear characteristics with wind speed changes, and the vertical deformation and torsional deformation coupling phenomenon obviously. The research indicate that steel box girder with streamlined closed cross-section usually has a good flutter stability; the vortex-induced vibration of long-span cable-stayed bridge could be significantly improved by increasing structural damping ratio or the turbulence intensity of the wind field. long-span cable-stayed bridge are flexible structure, and non-linear factors should be considered when wind-induced static stability be studied.

Key words: long-span cable-stayed bridge; wind tunnel test; flutter performance; vortex vibration control;

收稿日期: 2012-05-02

基金项目: 国家自然科学基金合作交流项目(51078276)

作者简介: 张凯歌(1987—), 男, 硕士研究生, 主要从事桥梁与结构抗风研究.

damping ratio; turbulence flow; aerostatic stability

现代斜拉桥在 200 ~ 800 m 的跨度范围内已经显示出了极大的优越性,成为大跨度桥梁的主要桥型之一^[1-2]。随着斜拉桥跨径的不断增大,结构刚度迅速下降,抗风问题成为桥梁设计中的控制性因素之一^[3]。桥梁的抗风问题主要包括风致振动和静风稳定。在桥梁风振中,颤振是一种破坏性的发散性振动^[4-6],在设计中应绝对避免;涡激共振虽然不会像颤振那样对结构产生毁灭性破坏,但是能在比较低的风速下发生,且发生概率较高,易使桥梁结构产生疲劳、行车障碍及诱发过桥者的不安感^[7];此外还有抖振,抖振属于限幅振动,由它引起的振幅与活荷载相比要小得多,通常情况下不起控制作用。现阶段大跨度斜拉桥的风致振动试验研究主要通过二元刚体节段模型风洞试验和全桥气弹模型风洞试验进行^[8],由于全桥气弹模型成本高昂,通常只在跨度特别大或抗风问题特别突出的桥梁抗风研究中进行;而节段模型造价低廉、方法简单、结果相对准确,是大跨度桥梁抗风研究的重要方法,尤其是在初步设计阶段几乎均采用该方法。大跨度斜拉桥结构的空气静力稳定性问题属于第二类稳定问题,需要考虑结构和静气动力荷载的非线性^[9-10],目前主要采用空气静力稳定数值算法,该算法能较好地再现

桥梁的风致静力失稳全过程^[11-13]。笔者以某主跨 818 m 的斜拉桥^[14]为工程背景,详细介绍了大跨度斜拉桥的风致动、静力风洞试验,并对影响风振的敏感因素进行了细致的研究分析,可为类似大跨度斜拉桥的抗风设计提供参考。由于该桥施工阶段和成桥状态的气动稳定性能研究方法相同,限于篇幅,笔者仅以成桥状态为例对大跨度斜拉桥的抗风问题进行阐述。

1 结构动力特性分析

1.1 工程概况

斜拉桥采用密索半漂浮结构体系,斜拉索采用平行钢丝索扇形空间索面布置形式,两个主塔桥面以上高度均为 201.6 m,索塔、辅助墩采用双向滑动支座,过渡墩采用纵向滑动支座并限制横向相对运动;在索塔横梁与主梁间设置纵向冲击荷载阻尼约束装置,索塔与主梁侧设置横向抗风支座。桥跨布置为 70 + 75 + 84 + 818 + 233.5 + 124.5,主桥全长 1405 m,整体布置如图 1 所示。左边跨和主跨左索塔附近为混凝土主梁,主跨与右边跨为钢箱主梁。主梁采用流线型扁平闭口箱梁,主桥桥宽 38.9 m(含风嘴),主梁高 3.6 m,钢主梁标准断面如图 2 所示。

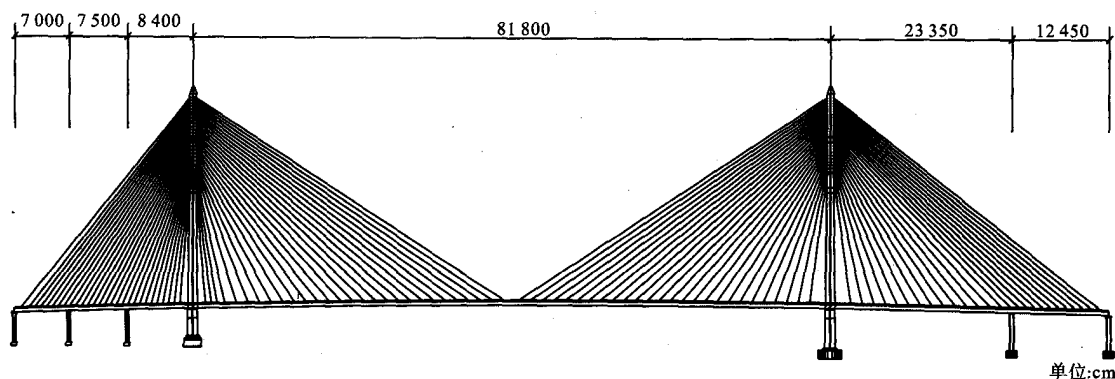


图1 桥型布置图

Fig. 1 The bridge layout

1.2 结构动力特性分析

采用大型有限元软件 ANSYS 对主桥结构进行动力特性分析,模型为单主梁鱼骨梁模型,主梁、桥塔和桥墩离散为 BEAM4 空间梁单元,斜拉索采用 LINK10 空间杆单元模拟,为了反映拉索的垂度效应,采用 Ernst 公式进行弹性模量修正。

斜拉桥有限元模型如图 3 所示。

在对结构动力特性分析时,对振型按质量或质量惯性矩进行归一化处理,可以得到实桥对应第 i 阶振型方向上的等效质量和等效质量惯性矩,其计算公式为^[15]

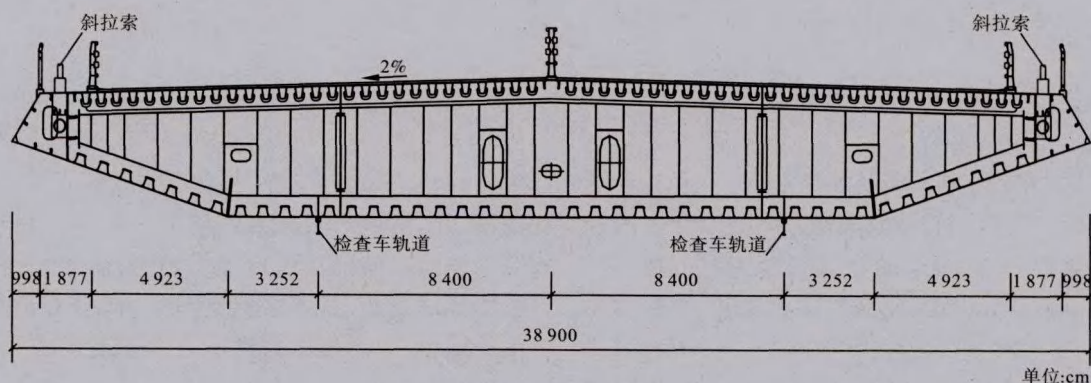


图2 钢主梁标准断面

Fig. 2 Standard cross section of the steel girder

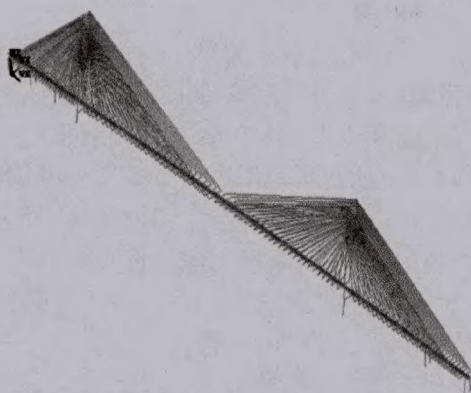


图3 斜拉桥成桥状态有限元模型

Fig. 3 Finite element model of the cable-stayed bridge in service stage

$$m_{eq} = \frac{\int_D m \phi^2 dx}{\int_D \phi_h^2 dx} \quad (1)$$

$$I_{meq} = \frac{\int_D m \phi^2 dx}{\int_D \phi_\theta^2 dx} \quad (2)$$

式中: m_{eq} 、 I_{meq} 为等效质量、等效质量惯矩;

$\int_D m \phi^2 dx$ 为对于振型 $\phi(x)$ 的全桥广义质量;

$\int_D \phi^2 dx$ 为振型 $\phi(x)$ 平方关于主梁的积分; ϕ_h 、 ϕ_θ 为对应于主梁的竖向弯曲及扭转的振型。

对桥梁成桥状态进行动力特性分析, 得到竖弯、扭转和侧弯的前两阶振型如图4所示。

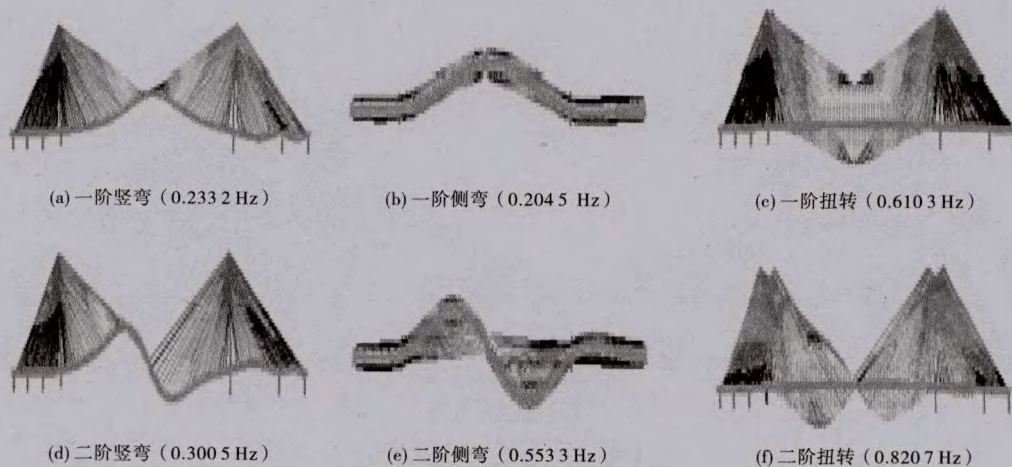


图4 成桥状态主要振型图

Fig. 4 Main modal graph of the bridge in service stage

2 主梁节段模型测振风洞试验

根据桥位处的风速资料和地貌类别, 按照《公路桥梁抗风设计规范》的有关规定, 主梁设计

基准风速 U_d 为 37.0 m/s, 成桥阶段颤振检验风速为 53.7 m/s, 三维静风稳定分析的结构静风失稳检验风速为 44.4 m/s。

桥面高度紊流强度: $I_u : I_v : I_w = 1 : 0.88 : 0.5$,

其中, I_u 表示顺风向紊流强度, 按照《公路桥梁抗风设计规范》取 $I_u = 0.11$; I_v 表示水平顺桥向紊流强度, 取 $I_v = 0.88$, $I_w = 0.10$. I_w 表示竖向紊流强度, 取 $I_w = 0.5I_u = 0.06$.

主梁节段模型风洞试验在同济大学土木工程防灾国家重点实验室 TJ-1 风洞中进行. 该风洞为一直流式大气边界层风洞, 试验段宽 1.8 m, 高 1.8 m, 长 12 m, 风速范围 1.0 ~ 30 m/s 连续可调, 试验段流场的速度不均匀性小于 1%、湍流度小于 0.5%、平均气流偏角小于 0.5°, 满足节段模型试验要求.

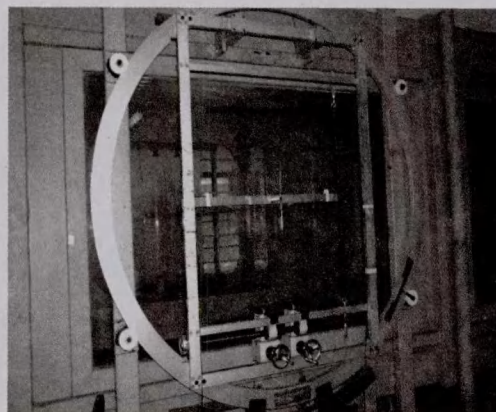
2.1 模型设计与制作

风洞试验采用二元刚体节段模型, 主要模拟主梁竖向和扭转两个自由度的振动特性. 弹簧悬挂二元刚体节段模型通过 8 根弹簧悬挂在支架

上, 节段模型除了满足几何外形相似外, 原则上还应该满足以下三组无量纲参数^[16]相似:

- (1) 弹性参数 $\frac{U}{\omega_b B}, \frac{U}{\omega_t B}$ 或 $\frac{\omega_t}{\omega_b}$, (频率比);
- (2) 惯性参数 $\frac{m}{\rho b^2}, \frac{J_m}{\rho b^4}$ 或 $\frac{r}{b}$, (惯性半径比);
- (3) 阻尼参数 ξ_b, ξ_t (阻尼比).

其中, U 为平均风速; ω_b, ω_t 分别为弯曲和扭转振动固有圆频率; B 为桥宽, b 为半桥宽; m, J_m 为单位桥长的质量和质量惯性矩; ρ 为空气密度; r 为惯性半径; ξ_b, ξ_t 分别为竖向弯曲和扭转振动的阻尼比. 在综合考虑风洞试验条件和桥梁雷诺数效应的条件下选取测振节段模型的几何缩尺比 $\lambda_L = 1:70$, 确定其主要参数: 长 1.7 m, 宽 0.56 m, 高 0.05 m. 整个节段模型测振系统如图 5 所示.



(a) 洞外弹簧悬挂系统



(b) 洞内节段模型

图5 节段模型测振系统

Fig. 5 Vibration measurement system of sectional model

2.2 主梁节段模型颤振性能试验

在均匀流场中, 采用直接试验法对主梁成桥状态模型进行竖弯和扭转两自由度耦合颤振试

验, 共完成了均匀流场下 $-3^\circ, 0^\circ$ 和 $+3^\circ$ 三种试验工况, 实测得到的成桥状态阻尼比—风速变化曲线如图 6 所示.

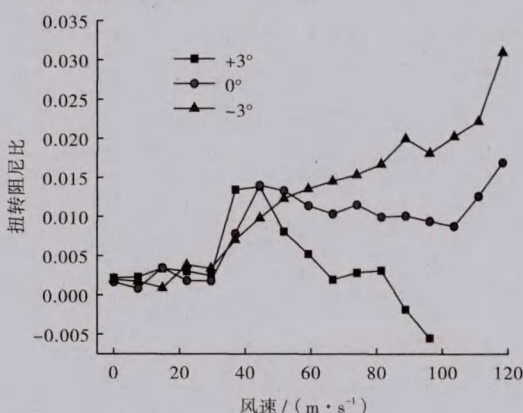
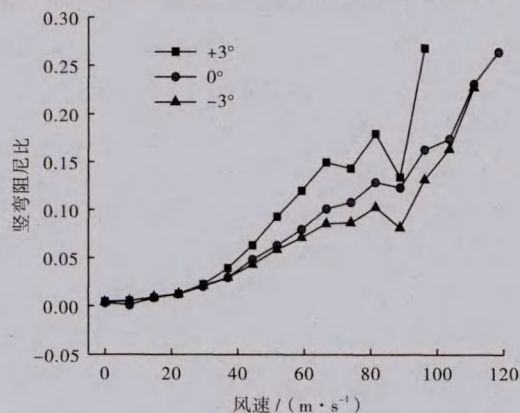


图6 成桥状态阻尼比—风速曲线

Fig. 6 Damping ratio vs wind speed in service stage

由图6可知,三个攻角下的竖弯阻尼比随风速增加均有增大的趋势,说明结构竖弯振动在试验风速范围内没有发散;+3°攻角下扭转阻尼比在风速43 m/s附近开始随风速增加而减小,

85 m/s风速附近降为零,且随风速增加变为负值,说明此时结构振动发生扭转发散,由此可以确定成桥状态颤振最危险工况为+3°攻角。图7为+3°攻角下竖向和扭转位移随风速增加的变化规律。

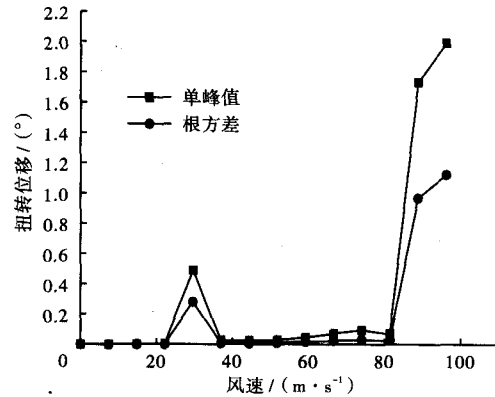
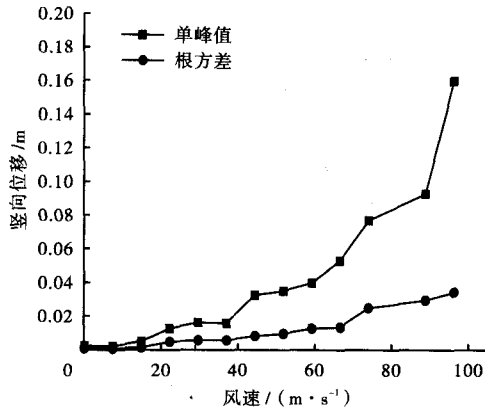


图7 +3°攻角下主梁颤振位移随风速变化曲线

Fig. 7 Flutter response of bridge deck vs wind speed in +3° case

通过检测系统阻尼比是否为0和扭转位移方差是否超过0.5来检验结构是否达到颤振临界风速,得到主梁成桥状态在各种风攻角下颤振临界风速如表1所示。

表1 桥梁成桥状态颤振临界风速

Table 1 Flutter critical wind speed of bridge in service stage

攻角/(°)	+3	0	-3	最小值	检验值
临界风速/(m·s ⁻¹)	88.8	>118.4	>118.4	88.8	53.7

2.3 主梁节段模型涡振性能风洞试验

涡振试验共完成12个工况,如表2所示。通过成桥状态的涡振试验重点研究了流场和阻尼比两种因素对主梁涡振性能的影响,其中紊流场为5%紊流度格栅紊流场,低阻尼比时竖向和扭转阻尼比分别为3‰和1.6‰,高阻尼比时竖向和扭转运动阻尼比分别为5.6‰和5.1‰。

表2 成桥状态涡振试验工况

Table 2 Vortex vibration test cases of deck in service

结构状态	试验流场	阻尼比	风攻角 α /(°)
成桥状态	均匀流	低	-3, 0, +3
		高	-3, 0, +3
	紊流场	低	-3, 0, +3
		高	-3, 0, +3

在低阻尼比、均匀流场下,风攻角为0°和+3°时观测到明显的竖弯涡激共振现象,其中

+3°风攻角在风速20 m/s时最大竖弯振幅为0.33 m,振幅超过规范限值;-3°、0°和+3°风攻角下均出现了扭转涡激共振现象,其中0°风攻角在风速34 m/s时最大扭转振幅为0.35°,+3°风攻角在风速32 m/s时最大扭转振幅为0.58°,振幅均超过规范限值。

在高阻尼比、均匀流场下,风攻角为0°和+3°时也观测到明显的竖弯和扭转涡激共振现象,其中+3°风攻角在风速20.3 m/s时最大竖弯振幅为0.275 m,振幅超过规范限值;0°风攻角在风速34.5 m/s时最大扭转振幅达到0.283°,+3°风攻角在风速29.2 m/s时最大竖弯振幅为0.345°,振幅均超过规范限值。

由于实桥现场风环境必然存在一定的紊流度,所以又进行了隔栅紊流场下成桥状态低阻尼比和高阻尼比下的涡振对比试验,紊流度偏安全地取5%,小于规范规定的11%。图8为成桥状态各个工况下涡振位移-风速曲线。

通过对比可以看出,阻尼比的提高使对应涡振振幅下降约1/4~1/3,并且高阻尼比时-3°风攻角下的扭转涡激共振现象消失;而阻尼比的增加对没有发生涡振时(包括紊流场)结构振动的抑制作用并不明显。成桥状态主桥在紊流场中,低阻尼和高阻尼两种阻尼比下均没有出现明显的涡激振动现象。

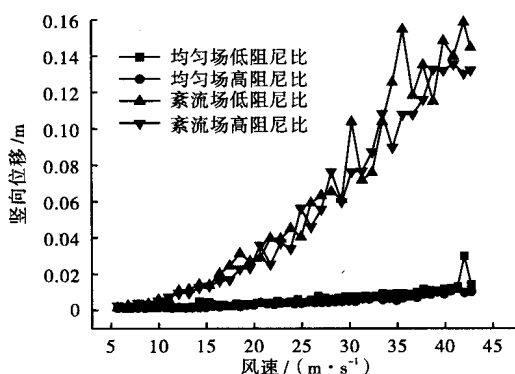
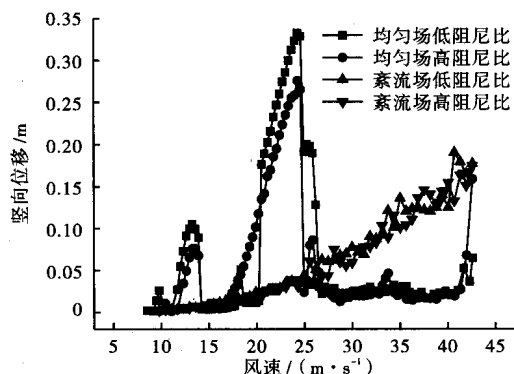
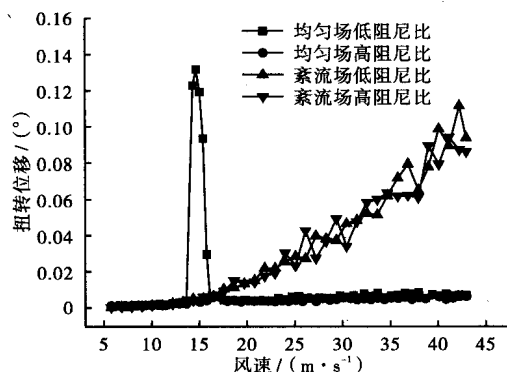
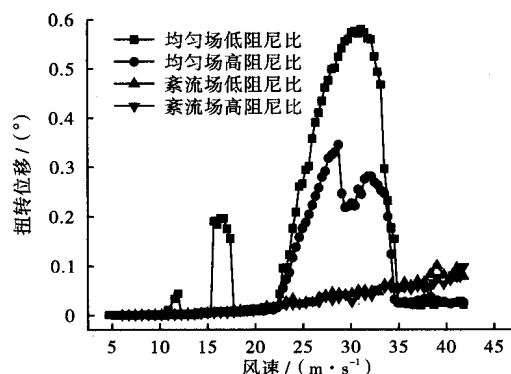
(a) -3° 攻角风速-竖向位移曲线图(e) $+3^\circ$ 攻角风速-竖向位移曲线图(b) -3° 攻角风速-扭转位移曲线图(f) $+3^\circ$ 攻角风速-扭转位移曲线图

图 8 成桥状态涡振位移-风速曲线

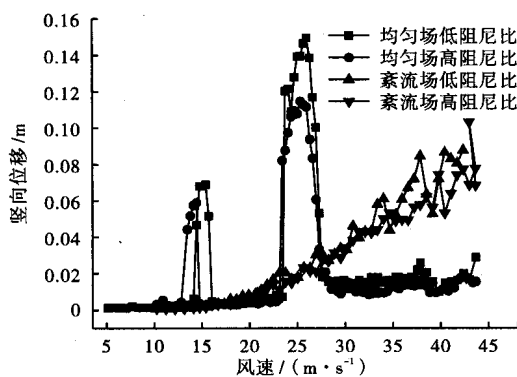
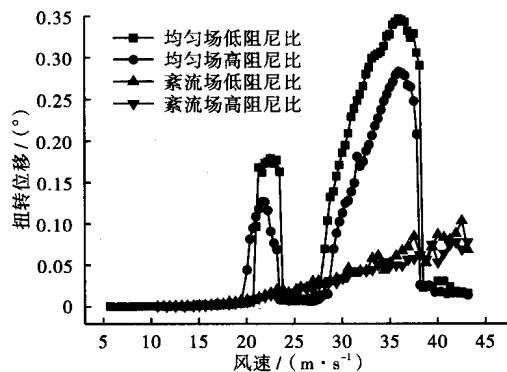
Fig. 8 The vortex-induced amplitude - wind speed curve in service stage

3 节段模型测力试验与风致静力稳定性分析

早期对大跨度缆索承重桥梁风致静力稳定性的计算方法仅限于验算升力矩作用下的扭转发散,未能考虑结构变形与风荷载之间的非线性因素,难以获取准确的风致静力失稳临界风速,也无法揭示结构失稳全过程以及风致静力作用的非线性特征.笔者采用的非线性静风稳定理论基于两方面的结合:首先将静风荷载表示为风速和结构变形的函数,进而全面考虑静风荷载的非线性效应;其次,将非线性静风荷载与杆系结构的空间稳定理论结合,建立大跨度缆索承重桥梁的非线性静风稳定计算方法.由于该分析理论计入了三分力效应,所以是建立在主梁节段模型测力风洞试验之上的.

3.1 主梁节段模型测力试验

主梁节段模型测力风洞试验主要目的是测试主梁标准断面的气动静力三分力和三分力系数,采用的节段模型与测振试验相同.试验从 $-12^\circ \sim$

(c) 0° 攻角风速-竖向位移曲线图(d) 0° 攻角风速-扭转位移曲线图

+12°合计25个试验工况,在均匀流场中进行.主梁断面三分力系数随风攻角的变化曲线如图9,图中 C_D 、 C_L 和 C_H 、 C_V 分别为主梁风轴和体轴上的阻力系数、升力系数, C_M 为升力矩系数.

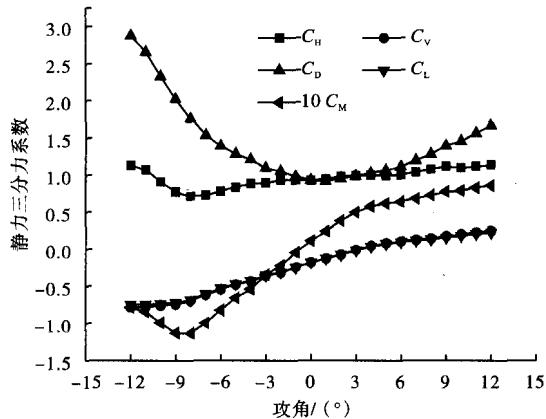


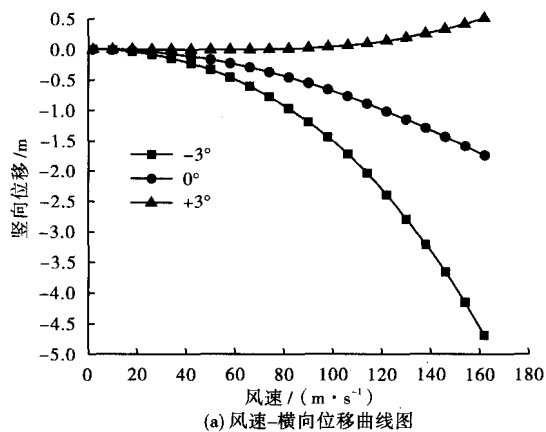
图9 主梁断面三分力系数随风攻角的变化曲线

Fig. 9 Aerodynamic coefficients of deck vs attack angles of wind

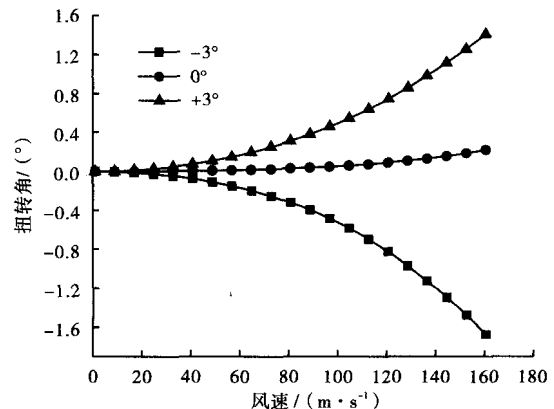
3.2 风致静力稳定性分析

笔者在综合考虑几何、静风荷载非线性的基础上,采用修正的增量与内外两重迭代方法,在ANSYS中编制了非线性静风稳定性分析程序^[13-17],实现了大跨度斜拉桥从稳定到失稳的全过程分析,得到桥梁结构在恒载和静风荷载共同作用下的主梁竖向、侧向和扭转位移随风速变化规律,并确定结构静风失稳临界风速.

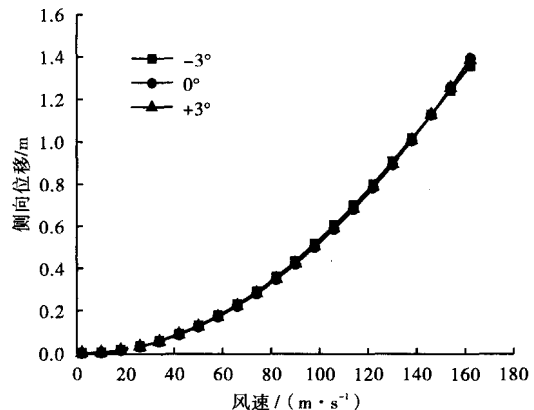
三维静风稳定性数值分析考虑初始风攻角为-3°、0°和+3°三种工况,取结构只承受恒载为初始状态,逐级增加风速,计算各级风速下桥梁结构在静风力和恒载共同作用下的竖向、侧向和扭转位移.3种工况下主梁跨中位移随风速变化全过程曲线如图10所示.



(a) 风速-横向位移曲线图



(b) 风速-竖向位移曲线图



(c) 风速-扭转位移曲线图

图10 主梁跨中位移随风速变化曲线

Fig. 10 Relations between wind speed and displacements of mid-span of the bridge deck

由图10可以看出,该大跨度斜拉桥横向、竖向和扭转位移随风速变化整体上表现出非线性特征,竖向变形和扭转变形耦合现象明显;当风速追踪到160 m/s时,在静风荷载和自身重力荷载的共同作用下,主梁仍未出现静风失稳现象.由此得出结论:此大跨度斜拉桥主桥成桥状态的静风失稳临界失稳风速大于160 m/s,高于检验值44.4 m/s,结构静风稳定性满足设计要求.

4 结论

(1)在均匀流场中,该桥成桥状态在设计风速范围内均出现了明显的涡激振动现象,通过对来流增加紊流成分,涡激振动现象消失,说明紊流能有效抑制主梁表面漩涡的规律性脱落,有效减小涡振发生概率.

(2)在均匀流场中,提高模型结构阻尼比,涡振振幅显著降低,试验表明提高主梁结构阻尼比是抑制涡振的一种有效手段.

(3) 该大跨度斜拉桥静风失稳临界风速远超过检验值,具有足够的风致静力稳定性。结构变形随风速增加表现出明显的非线性特征,且竖向变形和扭转变形耦合现象明显,也进一步说明大跨度斜拉桥结构的空气静力稳定性问题属于第二类稳定,对其进行风致静力稳定性分析时要充分考虑非线性因素。

参考文献:

- [1] 李凤臣,田石柱,欧进萍.大跨度斜拉桥拉索的参数振动[J].沈阳建筑大学学报:自然科学版,2008,24(5):737-782.
(Li Fengchen, Tian Shizhu, Ou Jinping. Study on the parameter vibration of the large-span cable-stayed bridges[J]. Journal of Shenyang Jianzhu University: Nature Science, 2008, 24(5): 737-782.)
- [2] Podolny W J, Bscalz J. Construction & design of cable-stayed bridges[M]. New York: John Wiley & Sons, 1976.
- [3] 项海帆.现代桥梁抗风理论与实践[M].北京:人民交通出版社,2005.
(Xiang Haifan. Modern theory and practice on bridge wind resistance[M]. Beijing: China Communication Press, 2005.)
- [4] Wardlaw R L. Sectional versus full model wind tunnel testing of bridge road decks[J]. Proc Indian Acad. Sci., 1980, 3(3): 177-198.
- [5] Simu E, Scanlan R H. Wind effects on structures[M]. 3rd ed. New York: Wiley, 1996.
- [6] Kareem A. The effect of aerodynamic interference on the dynamic response of prismatic structures[J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 1987, 25(3): 365-372.
- [7] 马坤全.大跨径斜拉桥建设与展望[J].国外桥梁, 2000(4): 60-65.
(Ma Kunquan. Construction and prospects of long-span cable-stayed bridge[J]. Foreign Bridges, 2000(4): 60-65.)
- [8] Larose G L, Larsen S V, Larsen A, et al. Sectional model experiments at high reynolds number for the deck of a 1018 m span cable-stayed bridge[C]// Proceedings of 11th International Conference on Wind Engineering. USA: Lubbock, TX, 2003: 373-380.
- [9] Boonyapiny V, Yamada H, Miyata T. Wind-induced nonlinear lateral-torsional buckling of cable-stayed bridges[J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1994, 120(2): 486-506.
- [10] Nagai M, Xie X. Static and dynamic instability analysis of 1400-Meter long-span cable-stayed bridges[R]. Kobe: I ABSE Symposium Kobe, 1998.
- [11] 胡晓伦.大跨度斜拉桥颤抖振响应及静风稳定性分析[D].上海:同济大学,2006.
(Hu Xiaolun. Flutter, buffeting and aerostatic stability analysis of long-span cable-stayed bridges[D]. Shanghai: Tongji University, 2006.)
- [12] 陈晓冬,王小松,赵林,等.广州新光大桥静风稳定性风洞试验与数值分析[J].结构工程师,2007,23(6): 43-48.
(Chen X D, Wang X S, Zhao L, et al. Wind tunnel test and wind-induced static stability numerical analysis Guangzhou Xingguang Bridge[J]. Structural Engineers, 2007, 23(6): 43-48.)
- [13] 李渊,杨咏昕.大跨径三塔双主跨斜拉桥非线性风致静力失稳分析[J].结构工程师,2012,28(1): 87-93.
(Li Yuan, Yang Yongxin. Nonlinear wind-induced static instability analysis of cable-stayed bridges with three towers and two main spans[J]. Structural Engineers, 2012, 28(1): 87-93.)
- [14] 杨咏昕.九江长江公路大桥主桥抗风性能研究[R].上海:同济大学土木工程防灾国家重点实验室,2011.
(Yang Yongxin. Study on wind-resistant performance of main bridge of highway bridge on Yangtze River in Jiujiang[R]. Shanghai: State Key Laboratory for Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, 2011.)
- [15] 刘志文.独塔单索面斜拉桥节段模型风洞试验与计算分析[J].湖南大学学报:自然科学版,2009,36(10): 7-12.
(Liu Zhiwen. Sectional model wind tunnel tests and analysis of cable-stayed bridge with single pylon and single cable plane[J]. Journal of Hunan University: Natural Science, 2009, 36(10): 7-12.)
- [16] 中华人民共和国交通部. 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.
(Ministry of Communications of the People's Republic of China. JTG/T D60-01-2004 Wind-resistant design specification for highway bridges[S]. Beijing: China Communications Press, 2004.)
- [17] Bathe K J. Large displacement analysis of three-dimensional beam structures[J]. Numerical Methods in Engineering, 1979, 14: 961-986.