

文章编号:1671-6833(2010)05-0022-05

大跨度半拱式异形桥梁抗风性能研究

白桦,刘健新,胡庆安

(长安大学公路学院,陕西西安710064)

摘要:天津海河柳林桥为大跨度半拱式异形桥梁,其主要受力构件为主翼、次翼及主梁。主翼、次翼均为空间曲线结构,受力情况复杂。通过对主翼、次翼及主梁的节段模型试验和全桥气弹模型风洞试验,详细研究了桥梁的抗风性能。结果表明:该类桥具有良好的抗风稳定性,不会发生涡振、驰振、颤振等风致振动;主翼、次翼的气动干扰较明显,上游侧主、次翼受力的幅值变化较下游侧大;为了精确描述空间曲线结构的风荷载,提出了用六分力系数来代替三分力系数;抖振响应计算分析可以取得与风洞试验近似的结果,但在某些情况下,计算结果会大于风洞试验结果50%左右。

关键词:桥梁工程;风洞试验;抗风性能;节段模型;全桥气弹模型

中图分类号:U448.27 **文献标识码:**A

0 引言

近年来,随着我国桥梁建设事业的快速发展,越来越多跨度较大且造型奇特的桥梁出现在人们面前。天津海河柳林桥就是一座以“蜻蜓点水”为创意的造型奇特的桥梁,目前国内还没有类似这种造型的桥梁。由于该桥主、次翼为箱形的钢结构,且悬臂端的约束较薄弱,而国内关于主、次翼这样空间曲线实体抗风性能的研究资料很少^[1],柳林桥的效果图如图1所示。



图1 天津海河柳林桥效果图

Fig. 1 Design sketch of the Haihe Liulin bridge in Tianjin

1 工程概况

天津海河柳林桥主梁宽44 m,主桥结构采用钢结构,由基础、主翼、主撑杆、次翼、次撑杆、主梁

和吊杆组成。在行车道中央设置了类似拱肋的结构,称为主翼。主翼长2 m×97 m,断面在根部为单箱单室,顶部变为分离双箱,箱体高度在根部为5 m,顶部变为1 m,箱体宽度由3 m渐变为16.16 m。在行车道的两侧分别设置了一对半拱肋结构,称为次翼。次翼长2 m×85 m,断面为单箱单室,箱体高度由根部3 m渐变至顶部0.8 m,宽度通长为1.5 m,主翼、次翼竖向平面投影为圆曲线,通过吊杆连接主梁,主、次翼端部均通过球形铰连接撑杆。主梁梁高2 m,主梁行车道为单箱三室主纵梁,设主翼的两侧,分别宽11.75 m。主纵梁间用中横梁连接,两侧设有悬臂横梁形成梁格,中墩为固结形式,两侧分别设有两个支座限制横桥向位移。

笔者针对天津海河柳林桥的主、次翼进行了专门的研究,并通过全桥气弹模型研究了该桥的抗风稳定性,为以后此类桥梁的建设提供参考。

2 节段模型风洞试验

2.1 主、次翼模型风洞试验

国内目前常做的节段模型试验一般为像主梁或桥塔这样的直线断面^[2],通过试验测得其三分力系数来计算所受到的风荷载。对于空间曲线实体,由于力矩的坐标轴沿曲线的切线方向不断变

收稿日期:2010-04-01;修订日期:2010-06-07

基金项目:国家自然科学基金项目(50578014)

作者简介:白桦(1979-),男,甘肃西和人,长安大学博士研究生,工程师,从事桥梁抗风研究,E-mail:baihua15@163.com.

化,故再用三分力系数就不能如实反映结构的受力情况.试验中为了准确测得节段模型风荷载,采用了六分力测量方法.即测出节段模型在空间 x, y, z 轴向上的力及力矩,在后期静风稳定性验算时只需将这6个分量加载在与模型测量时天平安装所对应的位置上,如图2所示.同样,为了静风稳定性验算时加载方便,节段模型划分时需要沿着曲线实体的重力方向划分,这样就可以避免验算时不断地变换坐标体系.按照施工进度及计算要求,主翼划分为6段,次翼划分为5段,缩尺比为1:20,采用高密度轻质木材制作.

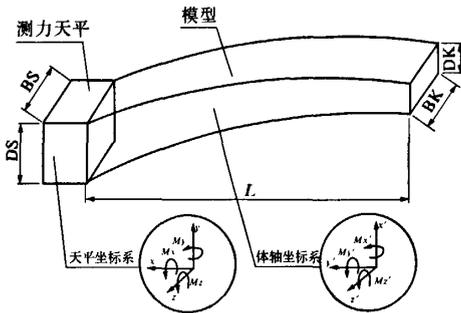


图2 六分力坐标示意图

Fig.2 Sketch of six-component force coordinate

实桥次翼位于主梁的两侧,主翼位于主梁的中间,对横桥向来流,不管从横桥向的任一方向吹来,主翼均会受到次翼的气动干扰.位于主梁两侧的次翼,处于来流上游时,其受力只与自身形状与来流风速相关,下游侧的次翼会受到位于上游的主翼的气动干扰.故测力试验对主翼测力时,模拟了上游次翼,真实反映主翼的实际受力状态.次翼测力分为两种工况:一种是仅仅模拟次翼,以测试上游侧次翼的受力情况;一种是次翼测力时模拟了上游侧的主翼,以考虑主翼对次翼的气动干扰.

通过天平测出的6个力及力矩需要通过坐标轴转换到实桥的整体坐标系中,坐标示意如图2所示.整体坐标系中六分力的系数 $C_{x'}, C_{y'}, C_{z'}, C_{M_x'}, C_{M_y'}, C_{M_z'}$ 分别定义如下:

$$\begin{cases} C_{x'} = F_{x'} / (qA_v) \\ C_{y'} = F_{y'} / (qA_v) \\ C_{z'} = F_{z'} / (qA_v) \end{cases} \quad (1)$$

$$\begin{cases} C_{M_x'} = M_{x'} / (qA_v B) \\ C_{M_y'} = M_{y'} / (qA_v B) \\ C_{M_z'} = M_{z'} / (qA_v B) \end{cases} \quad (2)$$

式中: $q = \rho V^2 / 2$; ρ 为空气密度; V 为来流速度; A_v 为对应的迎风面积 $A_v = BL$, B 为模型的平均宽, L

为模型的长.

风轴坐标系下六分力系数 $C_L, C_D, C_O, C_{ML}, C_{MD}, C_{MO}$ 可由式(3)计算:

$$\begin{cases} C_L = C_{x'} \\ C_D = C_{y'} \cos \alpha - C_{z'} \sin \alpha \\ C_O = C_{x'} \cos \alpha + C_{y'} \sin \alpha \\ C_{ML} = C_{M_x'} \\ C_{MD} = C_{M_y'} \cos \alpha - C_{M_z'} \sin \alpha \\ C_{MO} = C_{M_x'} \cos \alpha + C_{M_y'} \sin \alpha \end{cases} \quad (3)$$

图3(a)为上游及下游次翼节段五的阻力系数曲线.从图3(a)可见:上游侧阻力系数的变化幅度大于下游侧次翼,且曲线比较光滑,这主要是由于上游侧次翼没有遮挡物的干扰,受力形式简单明确;下游侧次翼由于受到上游侧次翼及主翼的气动干扰,阻力系数曲线在 $-7^\circ \sim -2^\circ$ 出现了波动,且由于下游侧次翼始终处于主翼的尾流中,故其所受阻力的变化幅度很小.图3(b)为主翼节段六的六分力系数曲线,由图可见:节段模型的分力在整体坐标系中,只在其受力比较敏感的方向有较大的变化,在其他方向的受力变化幅度很小,故在计算中应关注较敏感方向的受力变化.

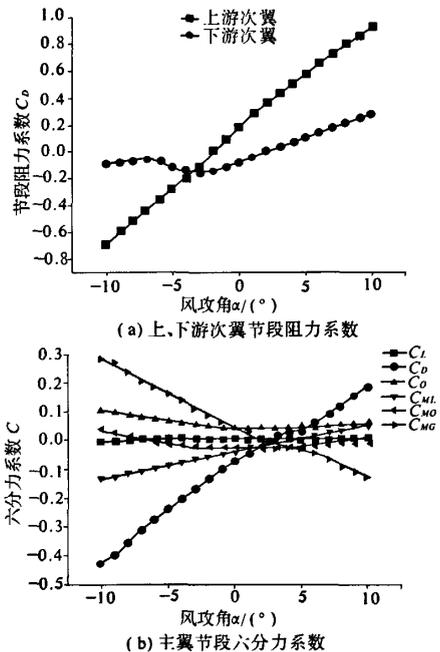


图3 主、次翼节段模型风洞试验结果

Fig.3 The results of sectional models of the main wing and the sub-wing

另外,主梁断面节段测力实验结果仍用三分

力系数来描述,其升力曲线和力矩曲线都为正斜率,表明该断面具有良好的气动稳定性。

3 全桥气弹模型试验^[3-4]

3.1 抗风设计参数

天津海河柳林桥桥址 10 m 处 100 年重现期基本风速为 31.30 m/s。实桥的主翼、次翼、主梁的基准高度各不相同,因此计算的实桥各构件的设计基准风速也不同。主翼的设计基准风速为 35.21 m/s;次翼的设计基准风速为 34.08 m/s;主梁的设计基准风速为 31.60 m/s。颤振检验风速可按 JTG/TD60—01—2004《公路桥梁抗风设计规范》^[5](简称《规范》)中式(6.3.8)计算:

$$[V_{cr}] = 1.2\mu_r V_d \quad (4)$$

式中: μ_r 为风速脉动修正系数; V_d 为设计基准风速。

由上式计算得:主翼颤振检验风速为 57.46 m/s;次翼颤振检验风速为 55.62 m/s;主梁颤振检验风速为 51.57 m/s。由《规范》式(6.2.3):

$$V_{cr} \geq 1.2V_d \quad (5)$$

计算得主翼驰振检验风速 V_{cr} 为 42.14 m/s,次翼驰振检验风速为 40.90 m/s。

3.2 全桥气弹模型设计

全桥气弹模型的风速比 m 为 1:5,几何缩尺比 n 为 1:80。采用槽形钢芯模拟主梁,主、次翼也用和实桥相同曲率及外形的芯梁模拟,横隔板采用高密度板模拟,实桥的吊杆采用康铜丝与弹簧模拟。主翼、次翼及主梁在芯梁的外侧包裹了高密度挤塑板,很好地模拟了实桥的气动外形。气弹模型照片如图 4 所示,全桥气弹模型设计的相似关系及模型前 5 阶频率如表 1 所示。

3.3 风洞试验结果^[7]

3.3.1 涡振、颤振及驰振稳定性

全桥气弹模型风洞试验分别在均匀流与紊流两种流场进行,在两种流场中均未观察到主、次翼

及主梁出现涡振,故该桥的涡振性能良好;且试验风速均已超过主翼、次翼与主梁的颤振检验风速,未发现颤振发散,说明该桥的颤振稳定性很好。

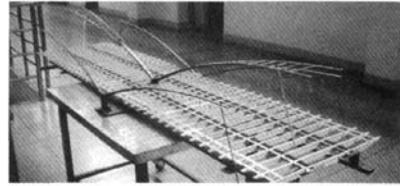


图 4 全桥气弹模型照片

Fig. 4 Wind tunnel test of the overall bridge aeroelastic model

表 1 全桥气弹模型相似关系及动力特性

Tab. 1 Dynamic characteristics and similarity relation of the overall bridge aeroelastic model

阶数	实桥频率 f_1/Hz	相似关系	模型要求频率 f_2/Hz	实测频率 f_3/Hz	误差 /%	阻尼比 /%
1	0.506	n/m	8.10	8.20	-1.28	0.47
2	0.539	n/m	8.62	8.25	4.34	0.46
3	0.589	n/m	9.42	9.50	-0.81	0.47
4	0.595	n/m	9.52	9.38	1.47	0.49
5	0.596	n/m	9.54	9.28	2.68	0.46

在各试验工况中也未发生驰振,故该桥的驰振稳定性良好。

3.3.2 抖振试验

抖振是一种限幅振动,它发生频度高,可能会引起结构的疲劳破坏,过大的振幅可能会使人体感觉不适,甚至危及桥上高速行驶的安全。在均匀流与紊流场中分别对天津海河柳林桥的主翼端部、次翼端部和主梁中跨与边跨进行了抖振响应测量,在桥面设计基准风速作用下各构件的位移响应极值如表 2 所示,表中 α 表示风攻角, β 表示风偏角。

表 2 天津海河柳林桥各构件位移响应极值

Tab. 2 The extreme displacement response of the Haihe Liulin bridge in Tianjin

振动方向	位移响应平均值/mm			位移响应根方差/mm			
	最大值	根方差	工况	最大值	均值	工况	
次翼	横向	-43.586 1	16.568 9	$\alpha = 0^\circ, \beta = 0^\circ$	32.593 8	-2.748 3	$\alpha = 0^\circ, \beta = 90^\circ$
	竖向	-20.500 9	4.126 2	$\alpha = 0^\circ, \beta = 22.5^\circ$	12.584 5	-21.234 0	$\alpha = 0^\circ, \beta = 45^\circ$
主翼	横向	-33.119 7	10.030 5	$\alpha = 0^\circ, \beta = 22.5^\circ$	10.030 5	-33.119 7	$\alpha = 0^\circ, \beta = 22.5^\circ$
	竖向	-13.379 5	2.209 7	$\alpha = 0^\circ, \beta = 45^\circ$	13.444 0	-18.396 4	$\alpha = 0^\circ, \beta = 67.5^\circ$
主梁	竖向	3.024 2	0.446 2	$\alpha = 0^\circ, \beta = 0^\circ$	1.220 7	0.283 3	$\alpha = 0^\circ, \beta = 22.5^\circ$

由表 2 可见:0°风攻角下各项位移值最大;各风偏角中,0°与 22.5°风偏角的位移较不利.朱乐东^[8]、李玲瑶^[3]等人曾针对斜风下大跨桥梁的抖振响应进行了分析,得到相似的结果.主要是因为处理斜风的传统方法是把平均风速分解为垂直桥跨方向的余弦分量和顺桥向的正弦分量,并忽略正弦分量的影响,从而可能造成对斜风作用下大跨度桥梁抖振响应的低估.

3.3.3 抖振响应分析

对实桥在横风向作用下的抖振响应采用耦合抖振分析有限元 CQC 方法进行分析^[9-10].

广义抖振力的功率谱密度(PSD)矩阵为

$$S_{Q_b}(\omega) = S_{Q_b}^{(1)}(\omega) + S_{Q_b}^{(2)}(\omega) \quad (6)$$

$$S_{Q_b}^{(1)}(\omega) = 0.25\rho^2 U^2 (\bar{A}_{bu} S_{uu} \bar{A}_{bu}^T + \bar{A}_{bw} S_{ww} \bar{A}_{bw}^T) \quad (7)$$

$$S_{Q_b}^{(2)}(\omega) = 0.25\rho^2 U^2 (\bar{A}_{bu} S_{uw} \bar{A}_{bw}^T + \bar{A}_{bw} S_{wu} \bar{A}_{bu}^T) \quad (8)$$

式中: S_{uu} 和 S_{ww} 分别为脉动风速向量 u 和 w 的功率谱密度(PSD)矩阵; $S_{uw} = S_{uw}^*$ 为脉动风速向量 u 与 w 的交叉谱密度(CSD)矩阵, $S_{uw}(\omega) = C_{uw}(\omega) + iQ_{uw}(\omega)$,其中实部 C_{uw} 和虚部 Q_{uw} 分别是余谱和象限谱; \bar{A}_{bu} 和 \bar{A}_{bw} 分别表示对应于纵向和竖向结构的总抖振力气动矩阵; $S_{Q_b}^{(1)}(\omega)$ 为脉动风速向量 u 和 w 所产生的广义抖振力功率谱密度; $S_{Q_b}^{(2)}(\omega)$ 为脉动风速向量 u 与 w 的交叉风谱所产生的广义抖振力功率谱密度.由于纵向和竖向脉动风速的正方向取向不同,将引起 $S_{Q_b}^{(2)}(\omega)$ 的符号正负差别,并且与静风三分力系数有关,因而需要把它分离出来进行计算.

功率谱密度矩阵 $S_q = S_q^{(1)} + S_q^{(2)}$ 和 $S_x = S_x^{(1)} + S_x^{(2)}$ 的元素可写成:

$$S_{q_{ij}}^{(r)}(\omega) = \sum_{k=1}^m \sum_{l=1}^m H_{ik}^*(\omega) S_{Q_{bu}}^{(r)}(\omega) S_{jl}(\omega) \quad (9)$$

$$S_{x_i}^{(r)}(\omega) = \sum_{k=1}^m \sum_{l=1}^m \phi_{ik} S_{q_{kl}}^{(r)}(\omega) \phi_{li} \quad (10)$$

其中 $r = 1$ 或 2 .因而用CQC方法计算广义模态响应和节点位移的方差为

$$\sigma_{q_{ij}}^2 = \int_0^\infty (S_{q_{ii}}^{(1)}(\omega) + |S_{q_{ii}}^{(2)}(\omega)|) d\omega \quad (11)$$

$$\sigma_{x_i}^2 = \int_0^\infty (S_{x_i}^{(1)}(\omega) + |S_{x_i}^{(2)}(\omega)|) d\omega =$$

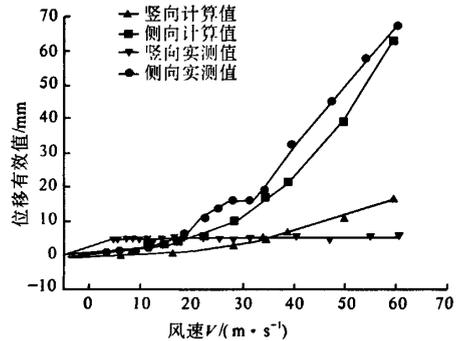
$$\sum_{k=1}^m \sum_{l=1}^m \phi_{ik} \left(\int_0^\infty (S_{q_{kl}}^{(1)}(\omega) + |S_{q_{kl}}^{(2)}(\omega)|) d\omega \right) \phi_{li} \quad (12)$$

在不同静风三分力系数的情况下,根据纵向和竖向脉动风速的正方向取向不同,由交叉风谱

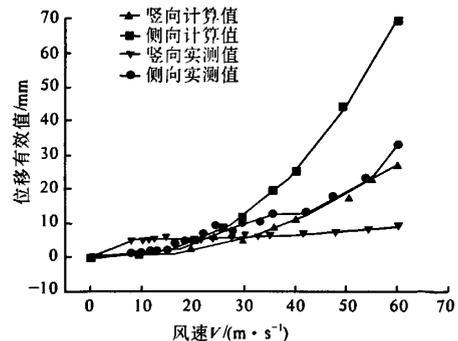
所产生的广义模态和节点位移功率谱响应会有正负号的差别,负数显然是不合理的,因而需要对它取绝对值.

在计算分析中,有关参数取值如下:来流的自然风攻角为0°;反映空间相关性的纵向、竖向和横向脉动风速指数衰减系数 C_x, C_y 和 C_w 均取为7;桥梁跨中桥面距水面高度为10.60 m;地面粗糙高度按B类地区取为0.05 m;桥梁结构各固有模态的结构阻尼比均取为0.005;气动导纳分别按1.0计算;抖振计算风速取实桥设计基准风速31.60 m/s.试验结果与计算分析比较如图5所示.

由图5可见:随着风速的增加,主、次翼横桥向抖振位移逐渐增大.次翼悬臂端横向和竖向抖振位移响应有效值与试验值始终吻合较好;主翼悬臂端横向和竖向抖振位移响应有效值与试验值在低风速下吻合较好,但随着风速的增加,计算值明显大于实测值50%左右.其原因可能由于主翼结构变化较复杂,且在端部分离成两支,相互之间受气动干扰产生误差.主、次翼竖向位移由于受到约束,位移幅值均很小.



(a) 次翼悬臂端位移响应有效值随风速变化



(b) 主翼悬臂端位移响应有效值随风速变化

图 5 抖振响应分析

Fig. 5 Buffeting response analysis

4 结论

(1)天津海河柳林桥这种异形空间结构在风洞试验过程中未观察到涡振、颤振、驰振,这类结构抗风性能良好。

(2)对于主、次翼这样的空间曲线结构,应采用六分力系数来描述其所受风荷载的大小,并且在节段划分时应注意与静风稳定性验算保持坐标系一致。

(3)主、次翼之间的气动干扰非常明显。随风攻角的变化,上游侧次翼所受风荷载幅值变化较下游侧大,结构所受六个方向的力及力矩有一到两个为主导方向,应加以关注。

(4)抖振响应分析计算可以取得与风洞试验近似的结果,但在某些复杂情况下,计算结果的幅值会大于风洞试验结果约50%左右。

参考文献:

- [1] 晏致涛,李正良,祁仁俊.大跨度中承式拱桥节段模型风洞试验[J].重庆建筑大学学报,2006(6):55-57.
- [2] 胡峰强,陈艾荣,林铁良.杭州湾南航道独塔斜拉桥抗风性能试验研究[J].工程力学,2006(8):132-

135.

- [3] 李玲瑶,葛耀君,陈伟东.大沽河航道桥全桥气弹模型风洞试验研究[J].桥梁建设,2007(5):17-20.
- [4] 敖文刚,晏致涛,王承启.中承式桁架拱桥节段模型风洞试验研究[J].重庆工商大学学报:自然科学版,2007(10):515-517.
- [5] 中交公路规划设计院.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.
- [6] 张玥,刘建新.新疆赛吾迭格大桥设计基准风速的计算与分析[J].郑州大学学报:工学版,2008,29(2):132-135.
- [7] 罗涛,营口辽河公路大桥抗风性能研究[J].公路交通科技,2009,30(2):104-105.
- [8] 朱乐东,王淼,郭震山,等.斜风作用下大跨度斜拉桥双悬臂状态抖振性能[J].工程力学,2006(4):86-91.
- [9] 胡庆安,乔云强,刘建新,等.斜风作用下桥塔施工阶段抖振性能[J].交通运输工程学报,2008(4):41-44.
- [10] 韩艳,陈政清,罗延忠.双肢薄壁墩连续刚构桥平衡悬臂施工阶段的抖振时域分析[J].中国公路学报,2008(1):60-63.

Research on Wind Resistance Performance of Large-span Semi-arch Special Bridge

BAI Hua, LIU Jian-xin, HU Qing-an

(School of Highway, Chang'an University, Xi'an 710064, China)

Abstract: Tianjing Haihe Liulin bridge is a large-span semi-arch special bridge. The main wing, sub-wing and main girder are its main bearing member. The main wing and sub-wing are spatial curve structure. Based on static dynamic force test of sectional models of the main wing and sub-wing and main girder, and wind tunnel test of overall bridge aeroelastic model, the wind resistance performance of this bridge has been studied in detail. The results show that the bridge has good wind-resistant stability. The flutter, galloping and vortex vibration didn't occur. The aerodynamic disturbance occurred between the main wing and sub-wing, the stress change of upstream structure is than the downstream structure. In order to accurately describe the wind load of the spatial curve structure, the tri-component force should be replaced by the six-component force. The numerical simulation results of buffeting responses are in good agreement with experimental results. But in some cases, the calculation results is 1.5 times than the results of wind tunnel test.

Key words: bridge engineering; wind tunnel test; wind-resistant property; sectional model; overall bridge aeroelastic model