

交通运输

# 榕江特大桥吊杆抗风性能评估

李家茂

(中铁十三局集团第三工程有限公司, 沈阳 110043)

**摘要** 当风绕过非流线型断面的吊杆时,会产生漩涡和流动的分离,形成复杂的空气作用力,使吊杆出现纵向振动、横向振动或扭转振动。为确保榕江特大桥吊杆的抗风性能能够满足要求,分别建立了三维全桥和吊杆有限元计算模型,然后依据既有抗风评估理论,综合评估了吊杆的抗风性能。通过计算发现:长吊杆的涡激共振起振风速低于设计值,长吊杆的驰振临界风速也不能满足设计需要。计算结果为进一步对吊杆进行风洞试验研究以及设计合适的抗风措施提供数值参考。

**关键词** 钢桁梁 刚性吊杆 风致振动 评估

**中图法分类号** U24; **文献标志码** A

风对钢桁拱桥吊杆的风致作用受到风的特性、吊杆的形状和动力性能以及风与吊杆相互作用三方面的制约。当风绕过非流线型断面的吊杆时,会产生漩涡和流动的分离,形成复杂的空气作用力,使吊杆出现纵向振动、横向振动或扭转振动,带来了钢桁拱桥吊杆抗风设计中的安全性问题和舒适性问题。

九江长江大桥 1992 年三大拱合拢后,不久各拱大部分吊杆即在 8 m/s 左右的风速下发生了多次风致振动<sup>[1]</sup>。近年来,上述事故引起了众多国内学者的关注,推动了风致振动理论<sup>[2,3]</sup>和 CFD (computational Fluid Dynamic) 数值模拟技术<sup>[4,5]</sup>的发展,同时在抑制桥梁结构产生风致振动方面也有很多研究成果<sup>[6]</sup>。

榕江特大桥主跨为 (110 m + 2 × 220 m + 110 m) 下承式等高连续刚性梁柔性拱,均采用矩形刚性吊杆,最长吊杆达 44 m,长吊杆的长细比较大,成桥后的自振频率较小,故有必要对全桥吊杆进行抗风性能评估,深入了解吊杆的工作状态。

## 1 计算原理

桥梁结构在风作用下的振动,按振动机理可分为涡激振动、驰振、颤振及抖振。

### 1.1 涡激共振

风流过钝体结构物时,在结构的背风面会出现交替脱落的漩涡,由此产生交替变化的涡激力,而引起结构的振动。结构背风面漩涡脱落频率与风速关系可表示为:

$$f_v = \frac{US_t}{D} \quad (1)$$

式(1)中  $f_v$  为漩涡脱落频率;  $U$  为来流平均风速;  $D$  为结构截面投影到与气流垂直平面上的特征长度,对于一般钝体截面,可取迎风面的高度;  $S_t$  为 Strouhal 数,决定于结构的几何形状及雷诺数。当杆件的振动频率等于漩涡脱落频率时,可能导致强烈的振动,故引起吊杆涡激共振的起振风速的计算式可表示为:

$$U_{cr} = \frac{f_v D}{S_t} \quad (2)$$

式(2)中,  $U_{cr}$  为涡激共振起振风速。

涡激振动兼有强迫振动与自激振动的性质,是一种在低风速下常易发生的振动。一般情况下,结构背风尾流中周期性脱落的漩涡引起的涡激力只会引起较小的结构响应,不过,当漩涡脱落频率接近结构固有频率时,结构与流体之间便出现强烈的相互作用,故称为涡激共振。并且由于振动的结构频率控制了漩涡脱落频率,出现锁定现象,使得结构发生涡激共振的风速不是一个“点风速”,而是一个较大的风速区间。

### 1.2 驰振

驰振是具有特殊断面形状的细长结构因气流

2011 年 11 月 11 日收到,11 月 18 日修改

作者简介:李家茂(1971—),男,中铁十三局集团第三工程有限公司高级工程师。研究方向:新型桥梁结构施工技术。E-mail: 10378901@qq.com。

自激作用发生的纯弯曲气动不稳定振动,H型、矩形及结冰的电线等截面均可能发生此类振动。根据来流的不同,驰振可以分为横风向驰振与尾流驰振。

横风向驰振基本是由准定常力控制的,是因升力系数曲线出现负斜率导致的横风向大幅振动。判断结构驰振不稳定的必要条件为:

$$\frac{dC_L}{d\alpha} + C_D < 0 \quad (3)$$

这就是著名的登哈托判据,式(3)左端也称为驰振系数。式中, $C_L$ 为平均升力系数, $C_D$ 为平均阻力系数, $\alpha$ 为来流风对结构的攻角。参照我国文献<sup>[7]</sup>,吊杆构件的驰振临界风速可按式(4)估算:

$$V_{cg} = -\frac{4m\omega_1\xi_s}{\rho H C'_L + C_D} \quad (4)$$

式(4)中: $\omega_1$ 为吊杆一阶弯曲振动圆频率; $b$ 为吊杆单位长度质量; $\xi_s$ 为结构阻尼比; $H$ 为构件迎风面积; $\rho$ 为空气密度; $C'_L + C_D$ 为驰振力系数。

### 1.3 颤振

颤振是由于结构与风力的气动耦合作用而产生的扭转型或弯扭耦合型失稳振动。具有H型主梁断面的美国旧塔科马桥风毁事故,就是一种典型的由颤振不稳定引发的灾害。颤振按其振动形态分为弯扭耦合颤振与分离流颤振。对于桥梁结构,流线型较好的断面一般发生弯扭耦合颤振;对于具有明显棱角的非流线型断面,气流在棱角处发生分离,常常发生单自由度扭转颤振,即分离流颤振。

值得指出,颤振现象受风攻角的影响很大,对于吊杆类的直立大长细比构件,常规的风向角即相当于风攻角,文献[3]表明吊杆构件可能发生破坏性极大的大风攻角下的颤振,这一点特别值得注意。

### 1.4 抖振

抖振是结构在紊流风作用下的强迫振动,是一种限幅振动。根据来流紊流产生方式的不同,可以将结构抖振响应分为三类,即由结构物自身尾流引起的抖振、其它结构物紊流引起的抖振及自然风脉动成分引起的抖振。其中工程上最值得注意的是大气来流紊流引起的结构抖振。虽然细箱型桥梁构件为细长结构,也存在抖振问题,但实桥中此类构件一般不超过50 m,抖振引起的结构损坏较涡激振动与驰振小得多,目前研究中一般不考虑抖振的影响。

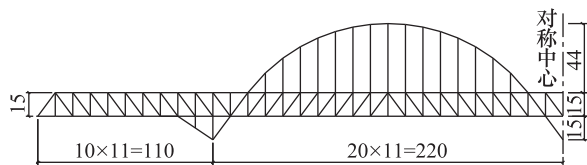


图1 榕江特大桥主桥主桁结构分布图(单位:m)

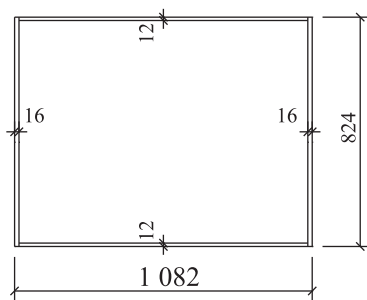


图2 吊杆截面(单位:mm)

## 2 结果与分析

### 2.1 工程概述

拟建厦门至深圳客运专线榕江特大桥全长7 686 m,边跨为简支梁和连续梁结构,主跨为110 m+2×220 m+110 m下承式等高连续刚性梁柔性拱,全长662 m,在同类桥型中为国内最大跨度。钢桁梁采用带竖杆N型三角桁架,节间长度11 m,其中边跨10个节间,桁高15 m,桁宽15 m,斜腹杆倾角53.7°;柔性拱肋按二次抛物线布置,矢高(上弦以上)44 m,矢跨比1/5。结构主要由主桁及拱肋、钢桥面系、纵向联结系、桥门架及横联等组成。设计总重量约16 000 t,单根杆件最大重量约60 t,图1为主桥主桁结构分布图。

大桥主桁结构均采用Q370qd钢材,最短吊杆长度为10.3 m,最长吊杆为44 m,均采用矩形截面,如图2所示。

### 2.2 动力特性分析

在模态计算过程中,计及吊杆轴力对几何刚度影响,吊杆轴力由全桥梁壳模型进行整体计算所得,成桥后整体计算模型如图3所示。取钢材的弹性模量为 $2.06 \times 10^{11}$  Pa,密度为7 850 kg/m<sup>3</sup>,泊松比为0.3。

由于吊杆两端都是通过较密集的高强螺栓连接,连接处的强度很大,且吊杆的刚度与其支撑的

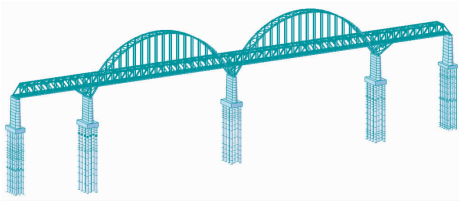


图3 成桥整体计算模型

主梁杆件和拱拱肋相比均较小,因此计算过程中所有杆件的边界条件都近似按照两端固结考虑;吊杆的壁厚与特征尺寸的比值很小,因此在分析中可以采用壳单元进行模拟,本文采用大型通用有限元软件 ANSYS10.0 选用 SHELL63 单元所建立的吊杆模态计算模型如图 4 所示,模型中横截面上每边分成六个单元,沿杆方向分成 60 个单元,SHELL63 单元由成矩形的四节点组成。



图4 吊杆模态分析模型

通过计算,可得各吊杆的模态。其中各吊杆的弱轴一阶弯曲、强轴一阶弯曲和一阶扭转频率如表 1 所示,G20A20 的弱轴一阶弯曲、强轴一阶弯曲和一阶扭转振型如图 5 所示。

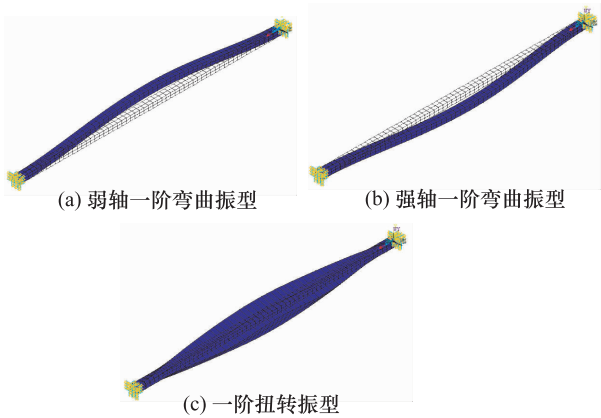


图5 吊杆 G20A20 若干振型

弱轴为顺桥向,强轴为横桥向。  
从表 1 中可以看出,吊杆的强轴、弱轴及扭转振

动频率随着吊杆长度的增大而降低,短吊杆的振动频率较大,而长吊杆的弱轴一阶弯曲频率较小,仅 3.208 Hz。因而短吊杆在设计风速范围内整体发生风致振动的可能性不大,长细比较小的短吊杆不是本文抗风研究的主要对象,而长细比较大的长吊杆振动频率较低,很容易发生风致振动。

表 1 吊杆振动频率

| 吊杆     | 长度 /m | 频率 /Hz  | 振型描述   |
|--------|-------|---------|--------|
| G13A13 | 10.3  | 41.784  | 弱轴一阶弯曲 |
|        |       | 53.055  | 强轴一阶弯曲 |
|        |       | 127.278 | 一阶扭转   |
| G14A14 | 19.3  | 15.499  | 弱轴一阶弯曲 |
|        |       | 19.918  | 强轴一阶弯曲 |
|        |       | 71.388  | 一阶扭转   |
| G15A15 | 26.8  | 8.3     | 弱轴一阶弯曲 |
|        |       | 10.74   | 强轴一阶弯曲 |
|        |       | 51.759  | 一阶扭转   |
| G16A16 | 33    | 5.573   | 弱轴一阶弯曲 |
|        |       | 7.220   | 强轴一阶弯曲 |
|        |       | 42.338  | 一阶扭转   |
| G17A17 | 37.8  | 4.290   | 弱轴一阶弯曲 |
|        |       | 5.554   | 强轴一阶弯曲 |
|        |       | 37.166  | 一阶扭转   |
| G18A18 | 41.3  | 3.630   | 弱轴一阶弯曲 |
|        |       | 4.696   | 强轴一阶弯曲 |
|        |       | 34.235  | 一阶扭转   |
| G19A19 | 43.3  | 3.306   | 弱轴一阶弯曲 |
|        |       | 4.274   | 强轴一阶弯曲 |
|        |       | 32.711  | 一阶扭转   |
| G20A20 | 44    | 3.208   | 弱轴一阶弯曲 |
|        |       | 4.146   | 强轴一阶弯曲 |
|        |       | 32.237  | 一阶扭转   |

2.3 风致振动评估

吊杆横截面均为矩形,构件的抗扭刚度较大,很难发生以扭转模态为主的颤振,因此吊杆构件的抗风研究重点主要是涡激共振和驰振。

依据文献[6],榕江特大桥桥位处的基本风速参考广东汕头市 100 年重现期的风速取用,取基本风速为  $V_{10}=39.4\text{ m/s}$ ;榕江特大桥桥址处位于平原

微丘陵地区,地形较为平坦,处于河网化地区,河渠纵横交错,因此桥位处地表类别按照规范取为 B 类,相应地表粗糙度系数为  $\alpha = 0.16$ ;主桥设计水位标高为 3.864 m,梁底标高为 42.626 m,梁底与设计水位高差为 38.762 m,由于实际风速随高度而变化,吊杆构件基准风速均按照拱肋中点高度处的风速取用,吊杆长度为 44 m,因此拱肋中点距离设计水位高程相差为  $Z_2 = 38.762 + 15 + 44/2 = 75.762$  m,对应吊杆的设计基准风速为:

$$V_d = \left(\frac{Z_2}{10}\right)^{\alpha} V_{10} = 54.48 \text{ m/s}$$

(5)

式(5)中, $V_d$  为设计基准风速。

同样,依据文献[6],吊杆驰振检验临界风速应满足:

$$V_{cg} \geq 1.2 V_d = 65.38 \text{ m/s}$$

(6)

式(6)中, $V_{cg}$  为驰振检验临界风速。

根据上述计算方法,以 44 m 长的吊杆 G20A20 为例说明涡激共振起振风速的计算过程。吊杆的截面外形尺寸为 1 082 × 824 mm,若吊杆发生横桥向振动,即强轴振动,则截面长边迎风,  $D = 1.082$  m,宽高比  $d/b = 0.76$ ,参照文献[7],取  $St = 0.12$ ;若吊杆发生顺桥向振动,即弱轴振动,则截面短边迎风,  $D = 0.824$  m,宽高比  $d/b = 1.31$ ,参照文献[7],  $St = 0.1012$ 。因此,在获得吊杆的振动频率的基础上,根据式(2)可以计算吊杆发生横桥向和顺桥向的涡激共振起振风速分别为 37.4 m/s 和 26.1 m/s。按照以上计算方法,得榕江特大桥所有吊杆的涡激共振起振风速如表 2 所示。为了比较,表中同时列出了不同构件的设计风速值。

表 2 吊杆涡激共振起振风速 (m/s)

| 杆件编号   | 顺桥向起振<br>风速 | 横桥向起振<br>风速 | 设计<br>风速 |
|--------|-------------|-------------|----------|
| G13A13 | 340.2       | 478.4       | 54.5     |
| G14A14 | 126.2       | 179.6       | 54.5     |
| G15A15 | 67.6        | 96.8        | 54.5     |
| G16A16 | 45.4        | 65.1        | 54.5     |
| G17A17 | 34.9        | 50.1        | 54.5     |
| G18A18 | 29.6        | 42.3        | 54.5     |
| G19A19 | 26.9        | 38.5        | 54.5     |
| G20A20 | 26.1        | 37.4        | 54.5     |

由以上计算结果可以看出,吊杆的涡激共振起振风速与构件长度有关,吊杆越长其起振风速越

低,其中长度小于 30 m 的吊杆 G<sub>n</sub>A<sub>n</sub> ( $n = 13 \sim 15$ ) 在强轴和弱轴方向的起振风速都大于设计风速,吊杆的气动性能满足要求;而在长度大于 30 m 的吊杆中,吊杆 G16A16 长度为 33 m,它在弱轴方向的起振风速小于设计风速,而强轴方向的起振风速高于设计风速。其他更长的吊杆 G<sub>n</sub>A<sub>n</sub> ( $n = 17 \sim 20$ ) 则强轴和弱轴方向的起振风速都低于设计风速。对于所有的吊杆而言,横桥向来流将引起吊杆顺桥向涡激振动,而吊杆在顺桥向(弱轴方向)的起振风速更低,特别值得注意的是榕江特大桥地处沿海地区,每年台风侵袭的时候最大阵风风速都高达 30 m 左右,因此长吊杆的风致振动问题必须重视。

参照文献[6],取顺桥向和横桥向的驰力系数 ( $C'_L + C_D$ ) 分别为 1.5 和 1.1,结构阻尼比  $\xi_s$  为 0.002,空气密度为 1.293 kg/m<sup>3</sup>,依据式(4),经计算得吊杆的驰振临界风速如表 3 所示。

表 3 吊杆的驰振临界风速 (m/s)

| 杆件编号   | $L$ /m | 横桥向   | 顺桥向   | 检验风速  |
|--------|--------|-------|-------|-------|
| G13A13 | 10.3   | 776.0 | 558.7 | 65.38 |
| G14A14 | 19.3   | 279.3 | 203.6 | 65.38 |
| G15A15 | 26.8   | 150.0 | 108.7 | 65.38 |
| G16A16 | 33.0   | 100.8 | 72.9  | 65.38 |
| G17A17 | 37.8   | 77.5  | 56.1  | 65.38 |
| G18A18 | 41.3   | 65.5  | 47.5  | 65.38 |
| G19A19 | 43.3   | 59.6  | 43.2  | 65.38 |
| G20A20 | 44.0   | 59.4  | 42.1  | 65.38 |

可见,对于吊杆而言,弱轴方向(顺桥向)的驰振临界风速低于强轴方向(横桥向)的驰振临界风速,而且驰振临界风速随着吊杆长度的增加而减小,长吊杆的驰振临界风速在强轴和弱轴状态都低于驰振检验风速,因此气动稳定性不能满足设计要求。

3 结语

通过建立三维全桥有限元计算模型和吊杆有限元计算模型,和参照暨有抗风评估理论,综合评估了大桥吊杆的抗风性能。通过计算发现:长吊杆

(下转第 831 页)

# Extend Two-lane Traffic Flow Model with a Blockage

LI Jian-feng<sup>1</sup>, ZHAO Jing<sup>2</sup>

(China Electric Power Research Institute<sup>1</sup>, Beijing 100192, P. R. China; Zhongxing Power Industrial Development Co., Ltd.<sup>2</sup>, Beijing 100761, P. R. China)

**[Abstract]** The extended car-following model is applied into two-lane system based on intelligent transportation system application (ITS). Then, an extended model of two-lane traffic in which vehicles change the lane by a deterministic rule is presented. The typical traffic induced by a car accident on the left lane under the open boundary is investigated. The simulation results suggest that the two-lane traffic model can suppress the traffic jam and enhance the traffic flow effectively.

**[Key words]** car-following model      two-lane models      traffic jams      the traffic flow



(上接第 828 页)

的固有频率较低,长吊杆的涡激共振起振风速低于设计值,长吊杆的驰振临界风速也不能满足设计需要。计算结果为进一步对吊杆进行风洞试验研究以及提出合适的提高风振稳定性的措施提供数值参考。

## 参 考 文 献

1 余 岭. 九江长江大桥三大拱吊杆风致振动试验研究. 长江科学院院报, 1995;12(3):53—60

2 刘慕广, 陈政清. 不同腹板开孔率下 H 型吊杆的气动稳定性研究. 振动与冲击, 2008; 27(3):31—34

3 Papk C W, Lee S J. Effect of free-end corner shape on flow structure around a finite cylinder. Journal of Fluid and Structures, 2004;19: 141—158

4 詹 昊, 方秦汉, 李万平. 钢桁拱桥吊杆涡激振动仿真分析. 中国铁道科学, 2009;30(2):31—37

5 顾金钧, 赵煌澄, 邵克华. 九江长江大桥应用新型 TMD 抑制吊杆涡振. 土木工程学报, 1994;27(3):3—13

6 JTG D60-01—2004T, 公路桥梁抗风设计规范.

7 European Committee For Standardizati-zation. Eurocode—Basis of structural design:Actions on structures-General actions-Part 1-4:Wind actions, 2004

# Wind-resistant Evaluation of Suspenders of Rongjiang Bridge

LI Jia-mao

(The Third Engineering Co., LTD, China Railway 13th Bureau Group Corporation, Shenyang 110043, P. R. China)

**[Abstract]** The vertical, lateral and torsional vibration of non-streamline suspenders will be generated under wind load acting. To ensure the wind-resistant performance of suspenders of Rongjiang bridge, a three-dimensional whole bridge finite element model and sole suspender finite element model were erected, and than the wind-resistant performance was evaluated. The calculated results present that;the start-oscillation wind speed of vortex induced vibration of some long suspenders is less the corresponding design value. So, some vibration attenuation measures should be taken on the suspenders.

**[Key words]** steel truss girder      rigid suspender      wind induced vibration      evaluation