

柳州红光桥抗风研究

宋锦忠 陈艾荣 丁泉顺

【摘要】悬索桥采用开口加劲梁所带来的抗风问题应给予充分的关注，结合柳州红光桥工程，通过结构动力特性分析和风洞试验，从结构和气动措施两方面着手提出了研究成果，并被该桥梁工程采纳。

【关键词】开口加劲梁 悬索桥 抗风措施

现代悬索桥采用的加劲梁主流为美日流派的钢桁架式和英国流派的扁平钢箱梁式，前者更适用于铁路或公铁两用桥，而后者由于更具有优良的抗风性能和显著的经济指标在世界范围内被迅速推广应用。

悬索桥的抗风性能是人们关心的主要问题之一，1940年11月7日建成通车刚4个月主跨853m的华盛顿洲塔科马（Tacoma）海峡桥在19m/s左右的风速下遭破坏。它首次采用了构造纤细的下承式钢板加劲梁，其矩形板梁截面高仅1.3m，两侧高2.4m，全宽11.9m。这一事故引起了全世界桥梁设计师们对悬索桥空气动力稳定性的高度重视。

优越的技术经济指标始终是设计师和业主所追求的。尤其是跨度不是很大的桥梁，其加劲梁

不必要采用大跨径现代悬索桥的主流派构造形式如钢桁梁或钢箱梁，因为毕竟造价是一个很重要的因素。地处我国西南部内陆地区的柳州市红光桥是一座主跨380m的单跨悬索桥，桥面宽27.6m，桥塔高71m，主缆矢跨比为1/9.87。加劲梁采用分离式π型梁，桥面为正交异性钢板的开口断面形式。主桥立面布置及加劲梁断面见图1、图2。

根据交通部《公路桥涵设计通用规范》（JTJ021-89）中全国基本风压分布图以及《公路桥梁抗风设计指南》推算出该地区的基本风速为21m/s，桥梁设计基准风速（即百年重现期，桥面高度、十分钟平均风速）为25m/s，成桥状态颤振检验风速为39m/s。

原设计方案考虑到当地抗风要求不高，以及节省工程投资，采用了上述开口断面加劲梁。上

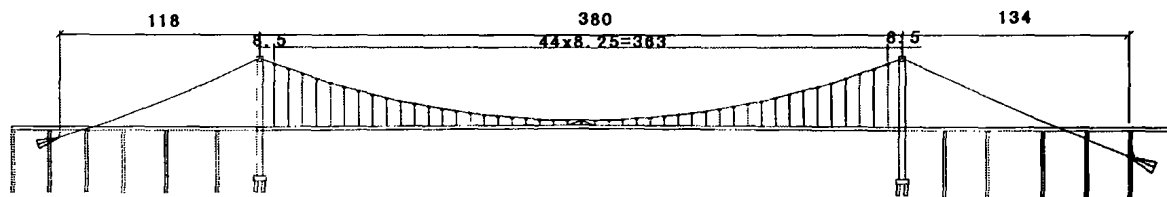


图1 立面图

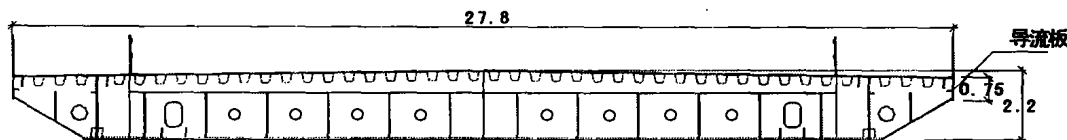


图2 加劲梁断面图

宋锦忠：同济大学

《OVM通讯》 2003年第6期

海远东国际桥梁建设有限公司委托同济大学土木工程防灾国家重点实验室承担了该桥的抗风试验研究任务。其主要问题是：

(1) 采用这种开口加劲梁断面后结构的抗风性能及适用性？

(2) 分析这种开口断面的约束扭转刚度对结构整体扭转刚度的影响。

(3) 若原方案抗风稳定性能欠佳，则采用何种有效措施得以改进？

1、结构固有动力特性计算与分析

对结构的固有动力特性作计算分析是桥梁抗风研究的基础。采用 Ansys 有限元分析程序，对成桥运营状态和施工各状态分别进行了计算。成桥状态结构的约束条件为：桥塔与主缆之间保持纵向、侧向和竖向约束；桥塔与加劲梁的塔梁交

叉处保持竖向、侧向和绕纵扭转约束。

动力特性分析中采用了两种加劲梁计算模型，即单梁式与三梁式。两种模型的区别在于，三梁式加劲梁模型能够有效地考虑桥面主梁的约束扭转，而单梁式则偏保守地忽略了约束扭转的影响。为进一步验证三梁式加劲梁分析结果的正确性和可靠性，还将加劲梁全部采用板壳单元计算模式进行了对比分析。表 1 为原方案成桥状态加劲梁无中央扣以及有中央扣的计算结果。可见，一阶反对称扭转频率从原来的 0.27372Hz 提高到 0.35912Hz，增幅达 31%，一阶对称扭转频率为 0.37433Hz 和 0.37442Hz，几乎没有变化。表 2 为现方案（有中央扣）用三种不同的计算模式得到的成桥状态主要频率的计算结果。从表中可以看出：对一阶竖向弯曲频率、一阶侧向弯曲频率，三种计算模式得到的结果十分接近；对一阶扭转频

表 1 成桥状态动力特性的比较

	无中央扣		有中央扣	
	频率(Hz)	振型特征	频率(Hz)	振型特征
1	0.14592	主梁纵飘	0.19148	一阶反对称竖弯
2	0.21741	主梁一阶反对称竖弯	0.27682	一阶正对称竖弯
3	0.27372	主梁一阶反对称扭转	0.30492	一阶正对称侧弯
4	0.27678	主梁一阶正对称竖弯	0.35912	一阶反对称扭转
5	0.30485	主梁一阶正对称侧弯	0.37253	二阶正对称竖弯
6	0.37244	主梁二阶正对称竖弯	0.37442	一阶正对称扭转
7	0.37433	主梁一阶正对称扭转	0.46972	二阶反对称竖弯
8	0.47828	主梁二阶反对称竖弯	0.50648	二阶正对称扭转
9	0.50634	主梁二阶正对称扭转	0.6340	二阶反对称扭转
10	0.61550	主梁二阶反对称扭转	0.66772	三阶正对称竖弯

表 2 成桥状态主要频率计算结果的比较

振型特征	单梁式模型	三梁式模型	主梁板单元
一阶正对称侧弯	0.30361	0.30492	0.30959
一阶正对称竖弯	0.27682	0.27682	0.27855
一阶反对称竖弯	0.19148	0.19148	0.19272
一阶正对称扭转	0.33794	0.37442	0.38026
一阶反对称扭转	0.31264	0.35912	0.35285
正对称扭转频率比	1.22	1.35	1.37
反对称扭转频率比	1.63	1.88	0.83

率, 三梁与单梁式计算模式得到的结果有一定的差距。一阶反对称扭转频率相差 14.9%, 一阶对称扭转频率相差 10.8%; 三梁式计算模式和板壳单元分析的结果很吻合。

综合以上计算分析可以得到:

(1) 加劲梁增设中央扣可以显著提高结构的反对称扭转刚度, 一阶反对称扭转频率增幅达 30% 左右。

(2) 设中央扣后的一阶反对称扭转频率为 0.35912Hz, 与一阶对称扭转频率 0.37442Hz 很接近, 相应的反对称扭弯频率比为 1.88, 对称扭弯频率比为 1.35。

(3) 加劲梁三梁式计算模式和用板壳单元分析得到的结果很吻合。对开口断面加劲梁采用三梁式计算模式能充分地考虑桥面主梁的约束扭转刚度的贡献。与单梁式计算模式的结果相比, 一阶反对称扭转频率高出 15% 左右, 一阶对称扭转频率高出 11% 左右。单梁式计算模式的计算结果

过于保守。

2、设计方案的节段模型试验

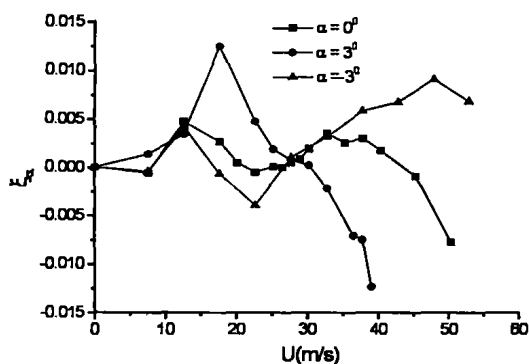
原设计方案中的加劲梁是一个带小风嘴的开口断面, 注意到人行道板的高度为 40cm, 主桥跨中加劲梁与主缆之间无刚性中央扣。在 TJ-2 风洞中用 1:50 的几何缩尺比进行了二元刚体节段模型风洞试验。试验内容包括颤振、涡振试验, 气动导数测定和静力三分力系数的测定。颤振试验发现该方案在 +3° 攻角和 0° 攻角下, 颤振临界风速仅为 25m/s 和 35m/s 左右, 不能满足检验风速 39m/s 的要求。因此, 先从气动措施着手, 对加劲梁断面进行了一系列的对比试验, 如去除小风嘴、加导流板、去除高人行道等。但对不利的 +3° 攻角而言, 均不能通过 39m/s 的抗风稳定性检验风速要求。

3、提高抗风稳定性的措施

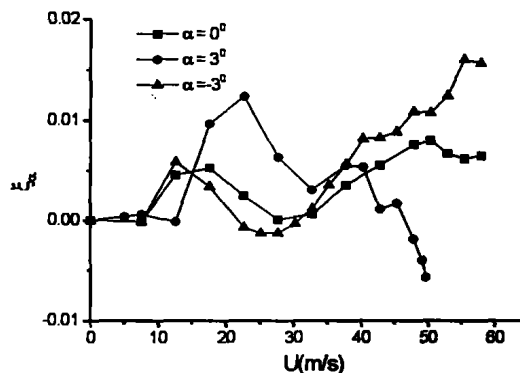
基于上述试验结果, 单从气动措施出发还不能满足颤振检验风速的要求, 必须从结构措施方

表3 成桥状态节段模型颤振试验结果 ($\xi = 0.5\%$)

振型特点	攻角 α (deg)	风洞试验风速 (m/s)	实桥颤振风速 (m/s)	检验风速 (m/s)
反对称组	+3°	19.66	49.5	39
	0°	>23	>58	
	-3°	>23	>58	
正对称组	+3°	14.75	49.1	
	0°	19.3	64.3	
	-3°	>23	>77	



a) 正对称组



b) 反对称组

图3 成桥状态扭转振动阻尼比—风速曲线

面着手来提高系统的扭转刚度。即针对反对称扭转频率偏低情况，在加劲梁的主跨跨中增设中央扣，使加劲梁与主缆间刚性连接。动力特性计算分析表明，增设中央扣后结构的反对称扭转频率提高 31%，结构的扭转刚度得到显著增强。再辅以两个气动措施，即采用低人行道板和合适高度的导流板，使桥梁的抗风稳定性能有了保证。

4、现方案的节段模型试验

现方案的加劲梁节段模型采用相同的几何缩比 1:50。考虑到增设中央扣以后，结构的一阶反对称扭转频率值和对称扭转频率值相差无几，而反对称振型组的扭弯频率比为 1.88，对称振型组的扭弯频率比为 1.35。这种情况下，用节段模型试验研究方法无法判断结构的颤振形态，因此，这次试验的弹性参数模拟分别采用了反对称组和对

称组二套数据。试验内容包括颤振、涡振试验；气动导数测定；静力三分力系数测定。表 3 给出了颤振试验结果。图 3 给出了扭转气动阻尼比与风速的关系曲线。图、表中的数据表明：现方案成桥运营状态在 +3° ~ -3° 攻角范围内无论是对称还是反对称扭转形态发散均能满足抗风稳定性的要求，颤振临界风速都在 49m/s 以上。颤振发散形态及临界风速值有待全桥气弹模型试验的进一步确认。

5、全桥气弹模型风洞试验

由于红光桥加劲梁采用了 π 型的开口断面，自由扭转刚度很小，约束扭转刚度必须在模型中得到体现。为此，加劲梁模型的主骨梁采用了三梁与格构体系。加劲梁的竖向弯曲刚度主要由两根倒 L 型的边纵梁提供；并在加劲梁扭转时，这两

表 4 成桥状态动力特性检验结果

振型	频率			阻尼比 (%)
	要求值 (Hz)	实测值 (Hz)	误差 (%)	
一阶反对称竖弯	1.915	1.953	+2.0	0.642
一阶正对称竖弯	2.768	2.832	+2.3	0.789
一阶正对称侧弯	3.049	2.929	-3.9	1.121
一阶反对称扭转	3.591	3.711	+3.3	0.478
一阶正对称扭转	3.725	3.906	+4.9	0.522
二阶正对称竖弯	3.744	3.809	+1.7	0.595
二阶正对称扭转	5.065	5.273	+4.1	0.742
三阶正对称扭转	6.677	6.836	+2.4	0.618

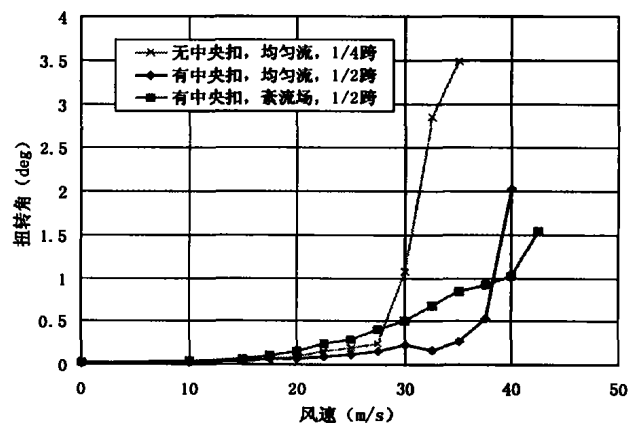
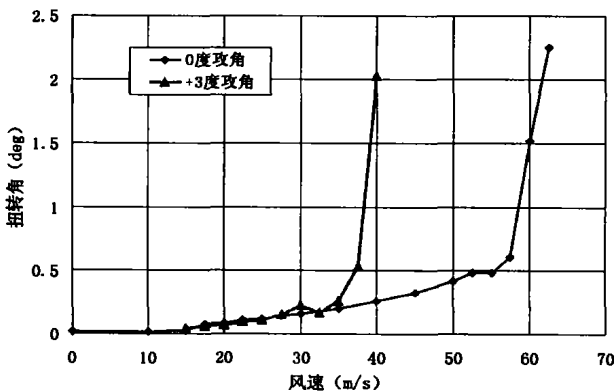


图 4 成桥状态跨中扭转响应随风速变化曲线(均匀流) 图 5 有、无中央扣成桥状态扭转峰值响应的比较

根边纵梁在扭转的同时还发生方向相反的竖向弯曲,从而产生一个抵抗外扭矩的剪力对,由此模拟出加劲梁的约束扭转;加劲梁的自由扭转刚度由两边梁和中间的平板纵梁提供;体系的整体侧弯刚度主要由中梁来提供。外装部用 ABC 板和铝板制作。全桥气弹模型选用 1:100 的几何缩尺。除保证模型与实桥的几何外形相似外,还满足了弗劳德数、柯西数、密度比、阻尼比等无量纲相似参数的一致性条件。试验前首先对制作好的全桥模型进行动力特性检验。表 4 给出了成桥运营状态前八阶模态测试的结果。与理论分析计算的结果相比,振形的排序、频率值误差及阻尼比均能满足全桥气弹模型试验的要求。试验分别在均匀流和紊流场中进行。考虑到节段模型试验给出的攻角 $+3^\circ$ 为不利状态,全桥气弹模型的攻角设定为 0° 和 $+3^\circ$ 。图 4 为现方案风速与位移响应的关系曲线。若以扭转角位移峰值响应 1.5° 计, $+3^\circ$ 攻角下,风速 40m/s 时结构发生了对称扭转振动形态的颤振现象。全桥气弹模型试验验证,采用开口加劲梁断面增设中央扣措施后的柳州红光桥在发生颤振时,其颤振形态为对称扭转,颤振频率略低于结构的一阶对称扭转频率。

为进一步验证中央扣的作用,将中央扣去除后在 $+3^\circ$ 攻角、均匀流场中作了对比试验。图 5 给出了有无中央扣的风速与扭转角位移峰值响应的关系曲线。强烈的对比试验结果表明:

1) 加劲梁与主缆在跨中无中央扣的结构状态 $+3^\circ$ 攻角情况下,当风速为 30m/s 时就发生了颤振发散振动。而有中央扣的结构状态,颤振发散振动的临界风速提高到 40m/s,增幅达 33%。

2) 从颤振发散形态来看,有无中央扣的结构其颤振形态前者为一阶对称扭转,而后者为一阶反对称扭转。

由于增设了中央扣,使结构的反对称扭转频率显著提高,颤振临界风速迅速增大,颤振形态

得到改变。可见中央扣这一个结构措施对本桥抗风稳定性能起到了关键作用。

6、结论

通过开口加劲梁断面悬索桥——柳州红光桥的动力特性分析和风洞试验研究,取得如下主要结论:

1) 开口加劲梁断面用于悬吊结构时其抗风性能必须引起十分重视。

2) 加劲梁不同计算模式取得的结构动力特性计算结果表明,三梁式计算模式能较好地反映开口断面加劲梁刚度的实际情况,约束扭转刚度的影响较显著,应予以考虑。

3) 增设中央扣的结构措施能迅速提高结构的反对称扭转刚度,使本桥的一阶反对称扭转频率增幅达 30% 左右。

4) 成桥状态 $+3^\circ$ 攻角下加劲梁有无中央扣的对比试验验证了两者的显著区别,颤振临界风速由 30m/s 提高到 40m/s,颤振形态由一阶反对称扭转转变为一阶对称扭转。

5) 通过节段模型和全桥气弹模型试验确认了试验结果的一致性以及增设中央扣、导流板和采用低人行道板措施的有效性。

参考文献

- [1] 同济大学土木工程防灾国家重点实验室:柳州红光桥抗风性能试验研究(一)——节段模型风洞试验与分析,2001年10月
- [2] 同济大学土木工程防灾国家重点实验室:柳州红光桥抗风性能试验研究(三)——节段模型风洞试验与分析(现方案),2002年3月
- [3] 同济大学土木工程防灾国家重点实验室:柳州红光桥抗风性能试验研究(四)——全桥气动弹性模型风洞试验与分析,2002年5月
- [4] 上海远东国际桥梁建设有限公司:柳州红光桥设计资料,2001年12月4日