

中央开槽钢箱梁悬索桥涡激共振及风振危险性的思考

徐风云¹ 张建桥² 余子腾³

(1 武警交通指挥部工程设计研究院 北京 100029 2 云南省交通基建工程监理有限公司 云南昆明 650021

3 深圳华土域防腐工程有限公司 广东深圳 518051)

摘要:介绍中央开槽钢箱梁悬索桥受低风速风作用发生的涡激共振实况。根据史料评述悬索桥风振危险性。

关键词:中央开槽 钢箱梁 悬索桥 涡激共振 评述 风振 危险性

1 概述

自1966年英国塞文桥(悬索桥,跨度987.6m,4车道,钢箱梁宽31.86m,梁高3.05m,顶板厚12mm)首次采用全焊流线型扁平钢箱梁以来的46年中,据不完全统计,采用这种截面式的跨度500m以上的地锚式悬索桥有40余座、自锚式悬索桥有10余座、斜拉桥有20余座。通过大量工程实践和结构分析、试验,以及抗风试验研究,流线型扁平钢箱梁截面型式已基本定型,见图1。结构细部设计经不断改进,已日臻完善。如:梁高范围3.0m~3.5m,个别桥梁达40m;顶板厚度12~14mm,个别桥梁根据桥面铺装的需要,采用16mm;纵隔板位置则根据行车道合理调整,以防止或减小桥面铺装纵向裂缝;横隔板间距由初期的4.5m加密到3.5m~4.0m;U肋厚度由6.0mm加厚至8.0mm,间距也相应加密;风嘴型式及尺寸则根据抗风和功能要求设计,形式多样,此不细述。

2009年建成通车的浙江舟山西堠门大桥从提高抗风性能考虑,首次在特大跨悬索桥中采用了中央开槽扁平钢箱梁,见图2。

西堠门大桥为两跨连续全漂浮体系钢箱梁悬索桥,跨度布置为578+1650=2280m。钢箱梁高3.51m、总宽36m、顶板厚14mm。见图3和图4。因该桥位于台风高发区,营运阶段颤振检验风速高达78.84m/s,施工阶段颤振检验风速高达67.14m/s。而该桥仅设4个车道,设计采用中央开槽扁平钢箱梁的目的是加大梁宽,提高颤振临界风速,加强其抗风稳定性。却未曾预见西堠门大

桥成桥后多次发生低风速涡激共振,给中央开槽钢箱梁悬索提出了新的、严峻的问题。本文就此问题作重点论述。



图1 流线型扁平钢箱梁典型梁段

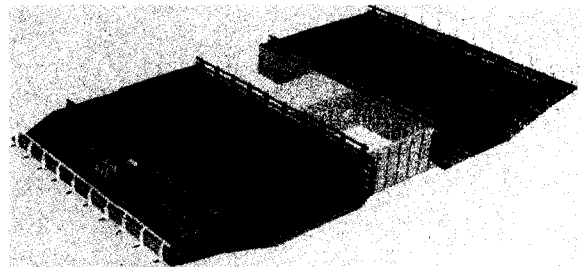


图2 中央开槽扁平钢箱梁梁段

2 低风速涡激共振—不容忽略的新课题

2.1 现象实录

2009年3月15日下午1:30分,笔者接到现场紧急报告,称西堠门大桥发生严重振动,笔者随即赶到现场,眼见已架好的钢箱梁、主缆、索塔以及尚未拆除的施工电梯均发生严重的低频大振幅振动,为了研究问题,笔者请专业摄影师作了实况录像和测算。实况如下:

桥面风速:3.5m/s~5.5m/s左右,相当于3级风;

钢箱梁竖向振幅:跨中振幅0.8m~2.1m,行车和行人振感明显。索塔部位钢箱梁振幅约20cm左右;

梁端伸缩缝纵向振幅:2~3cm,清晰可见;

南塔施工电梯与索塔发生相对变位,把直径

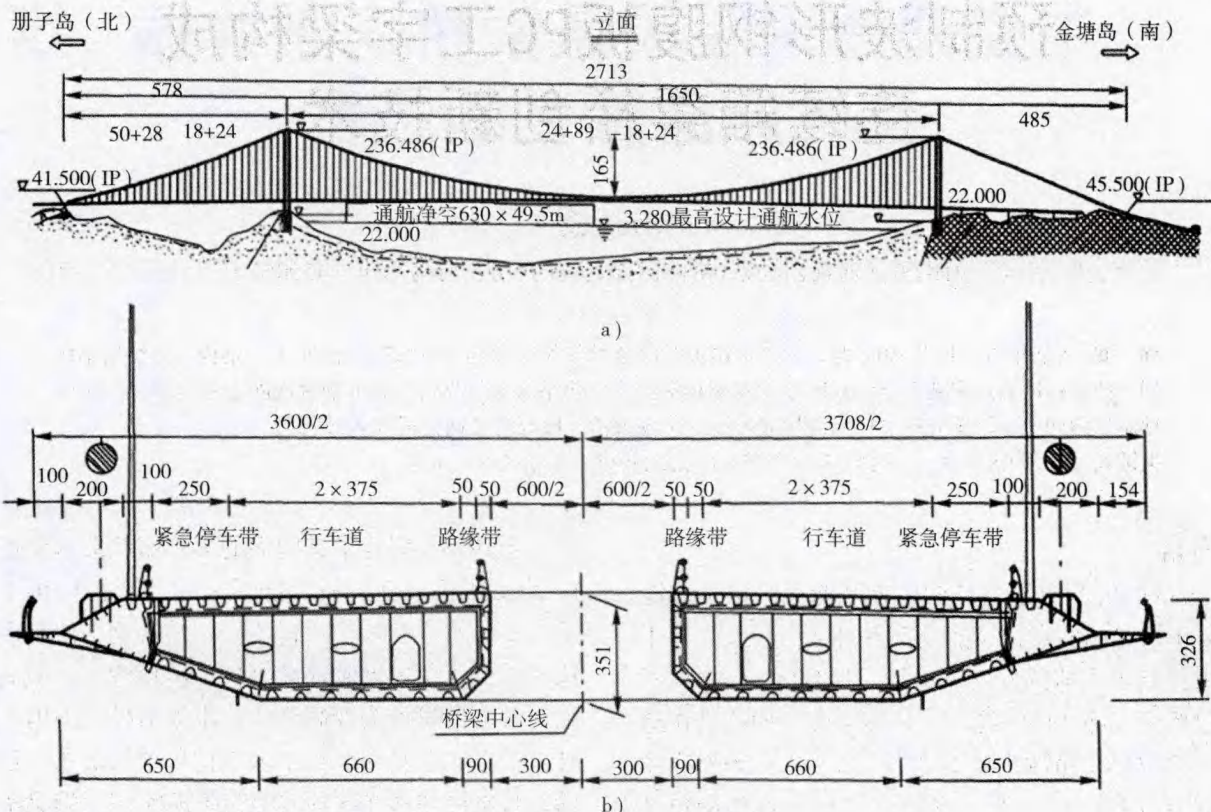


图3 西堍门大桥桥型总体图

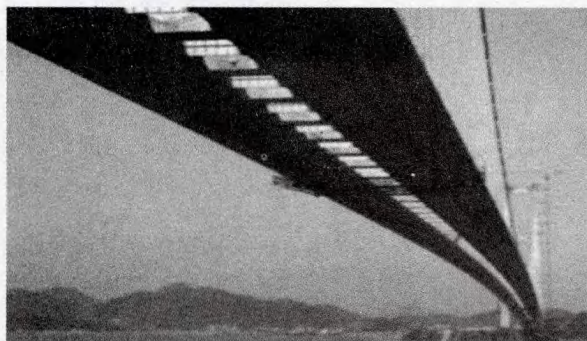


图4 西堍门大桥钢箱梁仰视图

32mm的锚固螺栓剪断3个;

振动周期: 2.0s~3.0s左右;

振动历时: 下午1:00左右到下午5:00左右, 约4.0小时。

据了解, 自2009年3月13日以来, 西堍门大桥多次发生涡激共振, 严重者造成驾驶员不适, 引发交通事故, 所以是不容忽视的风振课题。

2.2 中央开槽是诱发涡激共振的主要原因

涡激共振是一种低风速自激共振现象。在全封闭钢箱梁桥中极为罕见。但对于中央开槽分体式钢箱梁则可能将是一个普遍问题。分析认为,

自然风在钢箱梁附近将转化为竖向气流和水平气流, 当竖向气流穿过中央槽口向桥面上升、与从风嘴穿过的水平气流在桥面上方交会时, 必然发生风涡旋, 风涡旋会在桥面造成压力失衡和压力差, 进而对钢箱梁产生激力。当涡旋激励力的频率接近结构自振频率时, 就会激发出大振幅、长历时的低频共振, 这就是涡激共振。涡激共振会导致结构刚度失效, 并产生很大的振幅, 影响结构正常使用或局部构件破坏, 严重者会造成交通事故, 所以应予以高度重视。

以下几张照片将可以诠释上述观点。

西堍门大桥连续发生几次涡振, 并对其成因有初步认识后, 指挥部曾试图在中央开槽部位搭盖帆布封闭, 以阻止竖向气流。图5是帆布被竖向气流吹起的情景。当时桥面风速8m/s~10m/s, 帆布吹起高度达2.0m~3.0m。时日不久, 帆布均被从中央开槽部位吹起的竖向气流撕坏。由此证明, 中央开槽部位的竖向气流是客观存在的。只是因为此时的风激频率远远大于结构自振频率, 因此未诱发涡激共振。

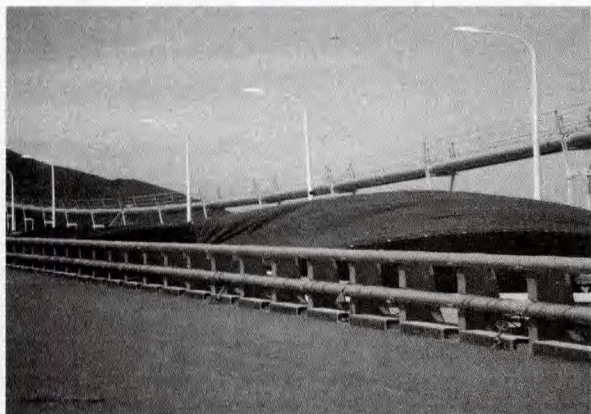


图5 帆布被竖向气流吹起

之后,又研究了抗风格栅方案。该方案的出发点是减小横桥向风力和改变风向。平常营运状态抗风格栅处于竖立状态,强风时格栅平卧,以降低颤振临界风速,见图6a和图6b。



图6a 抗风格栅(营运状态)



图6b 强风作用时抗风格栅平卧

使用实践证明,抗风格栅不但未消除涡激共振现象,反而损害了桥梁景观、降低了颤振临界风速,效果并不如愿。

3 中央开槽对结构抗风稳定性的影响

众所周知,颤振临界风速是评价结构抗强风能力的重要指标。风洞试验显示,在斜风作用(攻角 3°)时,西堍门大桥颤振临界风速约降低10%,见图7。这种现象在全封闭钢箱梁桥风

洞试验中是少见的。联系到前一节所述的竖向气流穿过中央开槽现象,可以认定,中央开槽对结构抗强风能力会造成一定影响。

4 悬索桥风振危险性的思考

风是客观存在的自然现象,风振对桥梁安全的影响是不容忽视的问题。当前,桥梁设计者大多以风洞试验为基础,以提高桥梁颤振临界风速为目标来增强其抗风稳定性。西堍门大桥运营阶段设计颤振检验风速高达 78.84m/s ,施工阶段颤振检验风速高达 67.14m/s ,居国内外桥梁抗风设计水平之首。据悉,正在设计中的其它跨海大桥的抗风设计水平更高;还有一些抗风能力很强的桁架悬索桥或拱桥,也把抗风作为攻关重点,采取了增设导流板等抗风措施。有鉴于此,桥梁专家们提出了客观评价风振危险性等问题。

历史是一面镜子。表1列出了从1818年以来受风致振动损坏的27座悬索桥,其中包括塔科马桥。据此,我们可以对悬索桥风振危险性作客观思考。

表1所列史料为桥梁抗风设计提供以下启示:

(1) 风是造成桥梁毁坏的诱发因素之一,因此,应该重视桥梁抗风问题。事实上,早在18世纪末期英国土木工程奠基人约翰·史密斯(John·Smeaton, 1724—1792)已经制定了风荷载表。说明当时已经把风视为可能对工程造成影响的荷载。直至1854年美国俄亥俄州惠林桥(Wheeling Bridge跨度308m木桁架加劲梁)风毁事件,桥梁界才真正认识到悬索桥抗风问题的严重性,并推动了第一个桥梁抗风研究高潮。现代悬索桥创始人J·A·Rorbing对此做出了重大贡献。他详细考察了惠林桥风毁现场,认为惠林桥风毁的主要原因是剧烈的横向振动,并提出采用三角形结构和斜拉索等抗风措施,控制横向振动(以现代抗风理论分析,当时的认识是很原始的),他在随后设计建造匹兹堡桥和布鲁克林桥时,就把上述设想变成了现实,从而使桥梁界走出了惠林桥风毁事故的阴影,推动了第一个悬索桥建设高潮。

(2) 导致桥梁风毁的风况不一定是重现期最长、风速最大的强风,而可能是重现期相对较短、风速相对较小,但风历时较长的中等风况。最具说服力的实例是1940年11月7日美国塔科马大桥风毁事件。塔科马桥风毁风速为 18.66m/s ,

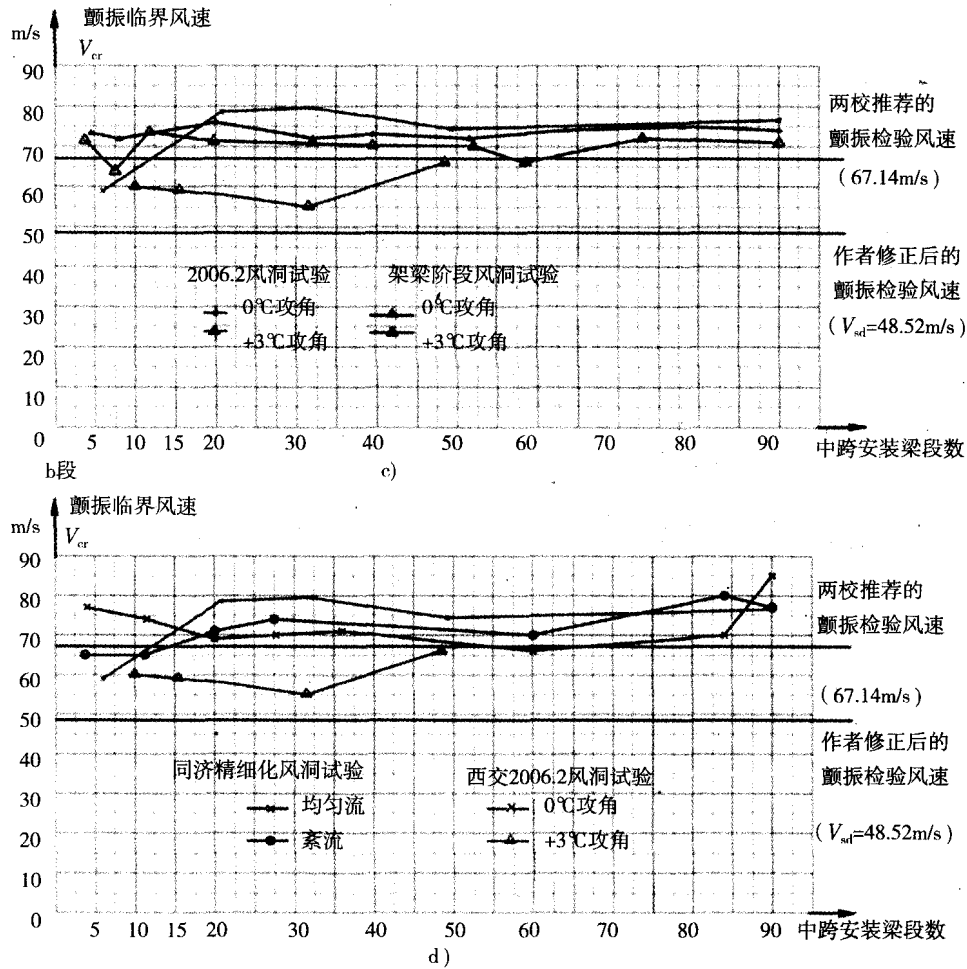


图7 风洞试验结果

表1 风致振动造成损坏的悬索桥

| 序号 | 桥名 | 桥址 | 主孔跨度 (m) | 建成年代 | 损坏年代 | 损坏简况 | 设计者 |
|----|----------------------|-----|----------|-----------|------------|---|---------------------|
| 1 | Dryburgh Abbey桥 | 苏格兰 | 79.24 | | 1818 | | John&Will-iam Smith |
| 2 | Union桥 | 英格兰 | 136.36 | | 1821 | | Sir Samuel Brown |
| 3 | 宁保萨多河桥 | 德国 | 78 | 1824-1825 | 1825 | 264人通过时发生共振, 全桥倒塌, 死亡210人 | |
| 4 | 沱洞桥 | 英国 | 4 × 78 | 1822-1823 | 1833 | 大风吹毁 | |
| 5 | Nassau桥 | 德国 | 74.67 | | 1834 | | Lossen&Wolf |
| 6 | Brighton Chair Pier桥 | 英格兰 | 77.72 | | 1836 | | Sir Samuel Brown |
| 7 | Montrose桥 | 苏格兰 | 176.79 | | 1838 | | Sir Samuel Brown |
| 8 | Menai Strait桥 | 威尔士 | 176.79 | | 1839 | | Thomas Telford |
| 9 | Roche-Beruard桥 | 法国 | 195.38 | | 1852 | | Le Blanc |
| 10 | Wheeling桥 | 美国 | 307.35 | | 1854 | | Charles Ellet |
| 11 | Lewiston-Queenston桥 | 美国 | 317.3 | | 1864 | | Edward Serrell |
| 12 | 泰湾桥 | 英国 | 0 | 1877 | 1879.12.28 | 暴风雪持续2小时, 风速22.2m/s, 列车过桥时突然倒塌, 翻车死亡75人 | |
| 13 | Nigara-Clifton桥 | 美国 | 386.05 | | 1889 | | Samuel Keefer |

(续下表)

(接上表)

| 序号 | 桥名 | 桥址 | 主孔跨度 (m) | 建成年代 | 损坏年代 | 损坏简况 | 设计者 |
|----|--------------------|-----|----------|------|------------|---|----------------|
| 14 | Tacoma桥(旧) | 美国 | 853 | 1940 | 1940.11.07 | 1940年11月7日在风速16.3m/s持续几小时的强风中发生持续弯扭振动,至上下翻腾,扭曲,桥面撕裂,坍塌坠入河中。原因:加劲梁为叠合板,未设风嘴、边梁设计中未考虑到抗风稳定。设计不合理,追求低造价。 | Leon Moissieff |
| 15 | Deer Isle桥 | 美国 | 329 | 1932 | 1942.12 | 风速32m/s产生对称一阶竖向振动,振幅380cm,后安装拉索 | |
| 16 | 密西西比河桥 | 美国 | 2×204 | 1944 | 1944 | 倾覆 | |
| 17 | Golden Gate桥 | 美国 | 1280.2 | 1937 | 1951.12 | 25~30m/s风速时发生对称一阶弯曲振动,频率0.28Hz, L/4竖振幅3.35m,振动引起部分损坏,54年加横向支撑系 | |
| 18 | George Washington桥 | 美国 | 1067 | 1931 | | 大风诱发平稳的上下振动,稍小的扭转振动 | |
| 19 | 费得松得桥 | 挪威 | 228 | 1937 | | 大风产生上下振动,振幅160cm,用拉索加强 | |
| 20 | Bronx-Whitestone桥 | 美国 | 701 | 1939 | | 大风产生反对称一阶扭转振动,振幅75cm,用桁架加强梁 | |
| 21 | Lions Gate桥 | 加拿大 | 472 | 1939 | | 大风产生对称一阶弯曲振动,风速22~27m/s | |
| 22 | Forth Road桥 | 英国 | 1005.8 | 1964 | | 大风时主塔单独振动,用滑块制振 | |
| 23 | Severn桥 | 英国 | 988 | 1966 | | 大风时斜吊杆振动出现裂纹,设制振装置 | |
| 24 | 和平河桥 | 美国 | 283 | | | 风速18~22m/s产生反对称一阶,扭转振动,微风时小振 | |
| 25 | 勃哈洛依斯桥 | 加拿大 | 177 | | | 大风产生对称一阶弯曲振动,振幅33cm | |
| 26 | 赖惠河桥 | 美国 | 165 | | | 风速16~18m/s产生扭转振动,微风时小振 | |
| 27 | 绍森群岛桥 | 加拿大 | 244 | | | 大风产生对称一阶弯曲振动,振幅61cm,后设中心拉索 | |

注:本表资料引自陈德荣编着《悬索桥综述》1991年和项海帆着《现代桥梁抗风理论与实践》2005年。

持续时间长达4小时。风致振动特征为持续弯扭振动。目击者看到,塔科马桥在持续强风中上下翻腾、扭曲、桥面撕裂、坍塌坠入河中。塔科马桥风毁事件使悬索桥建设停滞了10年,但也推动了第二次悬索桥抗风研究高潮,历时10年。学术界对塔科马桥风毁原因有以下观点:

① 前苏联C·A·查普林院士的分析

查普林在1949年著的《吊桥》一书中对塔科

马桥风毁事故作了详细地描述:“在较弱的风力作用下,该桥从水平摆动转到随时间越益增大的S形(按两个半波)振动,因加劲梁竖向弯曲中心与质量中心重合,同时伴随着桥面系的扭曲”。“桥面系的水平偏移0.25m,竖向振幅接近8.5m,而且桥面此时扭转了40°~50°”。他认为发生此类振动的条件是:水平振动转变为竖向振动,即两者相位一致,频率相近,形成共

振。此外是设计不合理。查普林通过计算论证：塔科马桥加劲梁的惯性矩只有抗风稳定要求的惯性矩的1/4。也就是说加劲梁结构不能满足抗风要求。他计算得出，塔科马桥的二阶竖向振动频率 $\omega_2 = 0.06966\text{Hz}$ ，二阶水平振动频率 $\varphi_2 = 0.06598\text{Hz}$ ，两者相近，具备水平、竖向共振条件。

② 英国马修·韦尔斯的分析

马修·韦尔斯在《世界著名桥梁设计》一书中指出：“该桥投入使用就立刻呈现出跳跃和摇晃倾向，即使在和风中也是如此”，“后来桥上增设了拉索，但收效甚微”。“于是研究人员开始进行风洞试验（注：风洞试验没有发现问题）”。“1940年11月7日，在持续强风中该桥再次进入连续振荡状态，几个小时后，振荡逐渐增大到骇人的翻腾运动，直到桥面被撕裂，塌陷后坠入河中”。“桥一旦被扭曲，它作用于风的角度就会发生变化”，“产生失速颤振的重复运动”，“调查报告不断提到在桥坍塌时的风力并不强劲或是最有冲击力”。

③ 项海帆院士的分析

“对扭转刚度的忽视导致了主梁高度和跨度比的急速减小，这种设计思想使桥面质量减轻，刚度降低，断面气动性能恶化，最终造成了塔科马桥的风毁”。

④ 美国风洞试验结论

邓哈陀在《机械振动学》一书中引用华盛顿大学的风洞试验结论，原因是卡门涡旋造成扭转振动。

⑤ 笔者的分析

a) 结构设计不合理是该桥风毁的内因。据资料介绍，该桥设计师Leon Moisseff通过创新参与竞争中标，在设计中他过分追求节省投资、轻巧、雅致，加劲梁未设边梁、风嘴，其高跨比、宽跨比、刚度均明显偏小，结构承载力、刚度及抗风稳定性不足，建成后就出现不良振动。

b) 长时间持续强风是风毁的外因。据资料介绍，该桥风毁之前曾经受28m/s的强风，虽然风振强烈，但未毁桥。随后立即进行了风洞试验，但未做出正确结论。1940年11月7日上午7:30到8:00时，桥面风速达16.66m/s，主跨出

现中等振幅的竖向振动，频率为0.6Hz，周期为1.66s。持续到上午10时，风速增大到18.66m/s，振动形态发生突变，发生45°反对称弯扭振动，振动频率降低为0.2Hz，周期为5(s)，说明已有个别构件破坏。弯扭振动持续4小时，经历近万次循环振动，直至全桥疲劳屈服破坏。

上述事实说明，造成桥梁风毁的风况要素有三个：一是足够大但不一定是最大或极大的风力（风速）；二是足够长的强风作用时间，不是10min而是数小时；三是结构水平振动频率、竖向振动频率、风荷载激励频率三者相近，形成长时间弯扭共振。桥梁风毁属于疲劳破坏类形，先是个别构件破坏，然后扩展到全桥破坏。

c) 塔科马桥风毁前曾进行了风洞试验，但未对该桥的抗风稳定性做出准确判断。

(3) 目前还没有悬索桥在施工阶段出现风致毁坏的记载。

(4) 19世纪初期风致毁坏的悬索桥大多是木桁架加劲梁，抗风能力很弱，且都不同程度存在材料质量缺陷。

(5) 20世纪50年代至今未发生悬索桥风毁事故。

2004年美国佛罗里达飓风时速高达200km/h，位于飓风中心的桥梁安全无恙。

世界悬索桥建设步伐因塔科马风毁事故停顿整整10年，在此期间以美国为首开始了第二次悬索桥抗风研究高潮。至1950年，以新塔科马桥建设为标志，世界悬索桥进入了第二个建设高潮。60年来桥梁抗风研究不断深入，并引进机械振动学、航空器振动学中的观念，如颤振、抖振、涡振等等；特大桥梁无一不进行风洞试验。此外，气象科学的发展，对台风性质的观测判断、预报更为准确。这些新科学技术成果将是合理设定特大桥梁抗风设计指标的技术支撑。人为的、不恰当的夸大风的危险性，进而设定过高的抗风指标不一定是最佳的选择。

参考文献

- [1] 西墩门大桥涡激共振录像(内部). 2009.03.15
- [2] 项海帆. 现代桥梁抗风理论与实践[M]. 北京: 人民交通出版社, 2005.11
- [3] 徐风云. 守诚求真—公路桥梁研究成果及论文集[C]. 北京: 人民交通出版社, 2010.11