

大跨度桥梁抗风技术挑战与基础研究

项海帆, 葛耀君

(同济大学土木工程学院桥梁工程系, 上海 200092)

[摘要] 以我国30年大跨度桥梁的快速发展为研究背景,对3种大跨度桥梁的抗风技术挑战进行了基础性研究和应用性研究,着重探讨了悬索桥的颤振性能及其控制、斜拉桥风振性能与拉索风雨振控制、拱式桥涡激共振及其控制、特大桥梁风振精细化理论等一系列抗风关键问题。研究表明:悬索桥的颤振稳定性跨径上限约为1500 m,超过甚至接近这一上限时,必须采取措施改善加劲梁的抗风稳定性;千米级大跨度斜拉桥仍具有足够高的颤振临界风速,其主要抗风问题是长拉索的风雨振动;大跨径拱桥除了个别有涡振问题之外,还没有受到结构抗风性能的影响。文章还提出了三维桥梁颤振精确分析的全模态方法、任意斜风作用下桥梁抖振频域分析方法、基于二阶矩理论和首次超越理论的桥梁颤振和抖振可靠性评价方法,揭示了桥梁颤振演化规律、驱动机理和控制原理。

[关键词] 悬索桥;斜拉桥;拱桥;颤振;抖振;涡振

[中图分类号] U448.43 [文献标识码] A [文章编号] 1009-1742(2011)09-0008-14

1 前言

自1978年改革开放以来,经济的高速发展对交通基础设施建设提出了巨大的需求。在30年中建成的数以十万计的桥梁中,出现了为数众多的大跨度桥梁,已经建成的400 m以上跨度的桥梁有64座,其中包括18座悬索桥、36座斜拉桥和10座拱式桥。其中,最具代表性的4座大跨度桥梁是:1991年建成的423 m跨度的上海南浦大桥,是我国第一座跨度超过400 m的桥梁;2003年建成的上海卢浦大桥,以550 m的跨度创造了新的拱式桥世界纪录,获得了2008年国际桥梁及结构工程协会(International Association for Bridge and Structural Engineering, IABSE)杰出结构奖;2008年建成的世界最大跨度斜拉桥——苏通长江大桥,将斜拉桥跨度的世界纪录提高到1088 m;2009年建成的1650 m跨度的舟山西堠门大桥,是目前世界上跨度最大的钢箱梁悬索桥,并且首次采用新型分体式钢箱梁技术,提升了钢箱加劲梁悬索桥的抗风性能和跨越能

力^[1,2]。

随着桥梁跨径的不断增大,结构质量越来越轻、结构刚度越来越小、结构阻尼越来越低,从而导致了风致作用的敏感性越来越大。文章主要介绍悬索桥颤振、斜拉桥拉索风雨振和拱式桥涡振等方面的抗风技术挑战以及基础研究中的桥梁风振精细化分析方法^[1,2]。

2 悬索桥颤振及其控制

在过去的一个多世纪里,大跨度悬索桥的建设取得了举世瞩目的成就。在全世界已经建成的跨径排名前十的悬索桥中(见表1),中国占有5座,美国2座,日本、丹麦和英国各有1座。前4座悬索桥和香港青马大桥均存在着颤振或涡振等风振问题,需要采取控制措施来改善桥梁的抗风性能,例如,香港青马大桥和润扬长江大桥采用了中央稳定板,舟山西堠门大桥采用了分体双箱梁,明石海峡大桥采用了开槽加稳定板形式的桁梁,大海带桥采用了导流板等^[3]。

[收稿日期] 2011-01-04

[基金项目] 国家自然科学基金重大项目(59895410)

[作者简介] 项海帆(1935—),男,浙江杭州市人,中国工程院院士,研究方向为桥梁及结构工程;E-mail: hfxiang@mail.tongji.edu.cn

表1 世界跨径排名前十的悬索桥

Table 1 The long span suspension bridges ranked in the top ten in the world

跨径排序	桥名	主跨/m	主梁形式	风致问题	控制措施	国家	建成年份
1	明石海峡大桥	1 991	桁梁	颤振	开槽/稳定板	日本	1998
2	舟山西堠门大桥	1 650	箱梁	颤振	开槽	中国	2008
3	大海带大桥	1 624	箱梁	涡振	导流板	丹麦	1998
4	润扬长江大桥	1 490	箱梁	颤振	稳定板	中国	2005
5	亨伯大桥	1 410	箱梁	无	无	英国	1981
6	江阴长江大桥	1 385	箱梁	无	无	中国	1999
7	香港青马大桥	1 377	桁梁	颤振	桁梁外包	中国香港	1997
8	维伦扎诺大桥	1 298	桁梁	无	无	美国	1964
9	金门大桥	1 280	桁梁	无	无	美国	1937
10	阳逻长江大桥	1 280	箱梁	无	无	中国	2007

2.1 润扬长江大桥

2005年建成的润扬长江大桥是中国第二、世界第四大跨径悬索桥。该桥为典型的三跨简支悬索桥,跨径布置为 510 m + 1 490 m + 510 m,如图 1 所示。加劲梁断面为传统的闭口钢箱梁,高 3 m,宽 36.3 m。桥面双向各 3 车道,每个车道宽 3.75 m,桥面两侧各留出一道 3.5 m 宽的紧急停车带,如图 2 所示^[3]。

根据润扬长江大桥结构参数,对桥梁动力特性进行了有限元分析,计算获得了侧弯、竖弯和扭转振型的对称及反对称基频,并与同样是钢箱梁的大海带大桥和西堠门大桥进行了比较,如表 2 所示。润扬长江大桥的竖弯和侧弯振动频率基本合理,但是扭转频率比其他两座悬索桥相对偏低,主要是由于钢箱梁梁高较小的原因^[3]。

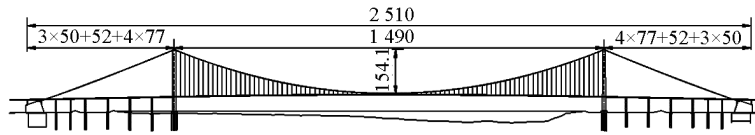


图1 润扬长江大桥立面图(单位:m)

Fig.1 Elevation of Runyang Bridge across Yangtze River(unit: m)

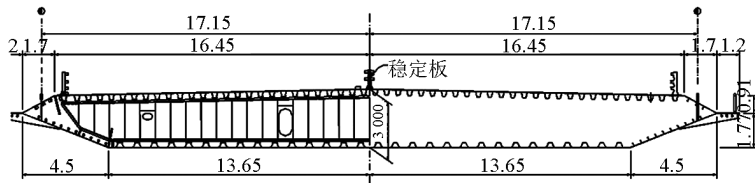


图2 润扬长江大桥主梁横断面(单位:m)

Fig.2 Cross section of box girder of Runyang Bridge (unit: m)

表2 钢箱梁悬索桥的基频

Table 2 Fundamental natural frequencies of suspension bridges with box girder

桥名	跨径/m	侧弯频率/Hz		竖弯频率/Hz		扭转频率/Hz	
		对称	反对称	对称	反对称	对称	反对称
润扬长江大桥	1 490	0.048 9	0.122 9	0.124 1	0.088 4	0.230 8	0.269 8
大海带大桥	1 624	0.052 1	0.118 0	0.083 9	0.099 8	0.278 0	0.383 0
舟山西堠门大桥	1 650	0.048 4	0.108 6	0.100 0	0.079 1	0.232 3	0.238 0

为了研究江苏润扬大桥的气动稳定性,在同济大学 TJ 4 边界层风洞中进行了节段模型试验,几何

相似比为 1:70,该风洞试验段宽1.8 m,高 1.8 m,长 15 m。第一阶段试验结果表明,原结构不能满足

54 m/s 颤振检验风速的要求。为了提高结构的颤振稳定性,需考虑采取气动控制措施。在进一步的节段模型试验中,在主梁断面上增设了中央稳定板(见图2)。为了确认节段模型风洞试验结果,又在同济大学 TJ3 风洞中进行了全桥气弹模型试验,该风洞试验段宽 15 m,高 2 m,长 14 m。节段模型试验(SM)和全桥气弹模型试验(FM)所获得的颤振临界风速如表3所示,通过比较可以发现两种试验的结果十分接近,而 0.88 m 高的中央稳定板(见图3)能有效地提高颤振临界风速,以满足抗风稳定性要求^[3]。

表3 润扬长江大桥颤振临界风速

Table 3 Flutter critical speeds of Runyang Bridge

箱梁构造外形	颤振临界风速/($m \cdot s^{-1}$)				检验风速/($m \cdot s^{-1}$)
	SM (0°)	FM (0°)	SM ($+3^\circ$)	FM ($+3^\circ$)	
原箱梁结构	64.4	64.3	50.8	52.5	54
附加 0.65 m 高稳定板	—	69.5	58.1	53.8	54
附加 0.88 m 高稳定板	—	72.1	64.9	55.1	54
附加 1.10 m 高稳定板	—	>75	67.4	56.4	54



图3 润扬长江大桥的中央稳定板

Fig.3 Central stabilizer on the deck of Runyang Bridge

2.2 舟山西堍门大桥

舟山西堍门大桥作为浙江舟山连岛工程的主体工程,是跨越西堍门水道、连接金塘岛和册子岛的一座大跨度桥梁。桥址选在册子岛和金塘岛之间水道最窄的地方,约 2 200 m 宽。在靠近册子岛处有一个小岛,称为老虎礁,可以布置一个缆索承重桥梁的主塔。如果将三跨悬索桥的一个主塔设在老虎礁上,那么另一个主塔就要落在金塘岛的斜礁上。为了确定主塔在金塘岛上的位置,进行了多种跨径方案的比选,例如,当跨径为 1 310 m 时,金塘侧主塔基础将建在水下 35 m 处,跨径为 1 520 m 时水深仍有 20 m,而 1 650 m 是保证主塔基础不在水下的最小跨径。为了避免水下基础施工,西堍门大桥设计方案最终确定为两跨连续的悬索桥,主跨 1 650 m(见图4)。

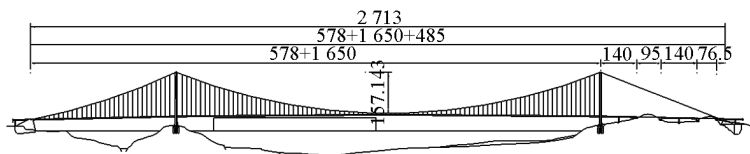


图4 舟山西堍门大桥立面图(单位:m)

Fig.4 Elevation of Xihoumen Bridge in Zhoushan(unit: m)

主跨 1 490 m 的润扬长江大桥的颤振临界风速是 51 m/s,主跨 1 624 m 的大海带桥的颤振临界风速是 65 m/s,根据这些现有桥梁的经验来判断,1 650 m 跨径的钢箱梁悬索桥将遇到颤振稳定性问题,更何况西堍门大桥的颤振检验风速要求更为严格,达到 78.4 m/s。为此,在初步设计阶段提出了 4 种比选的箱梁断面,进行节段模型风洞试验。除传统的整体钢箱梁外,另外 3 种主梁断面形式分别

为附加中央稳定板的单箱梁(见图5(a))、中央开槽宽 6 m 的分体双箱梁(见图5(b))和中央开槽宽 10.6 m 的分体双箱梁(图5(c))。其中,附加 2.2 m 高稳定板的单箱梁和两种分体双箱梁均能满足颤振稳定性的要求(见表4),最终采用了中央开槽宽 6 m 的分体双箱梁,并进一步优化成图 5(d) 所示的最终形式^[3]。

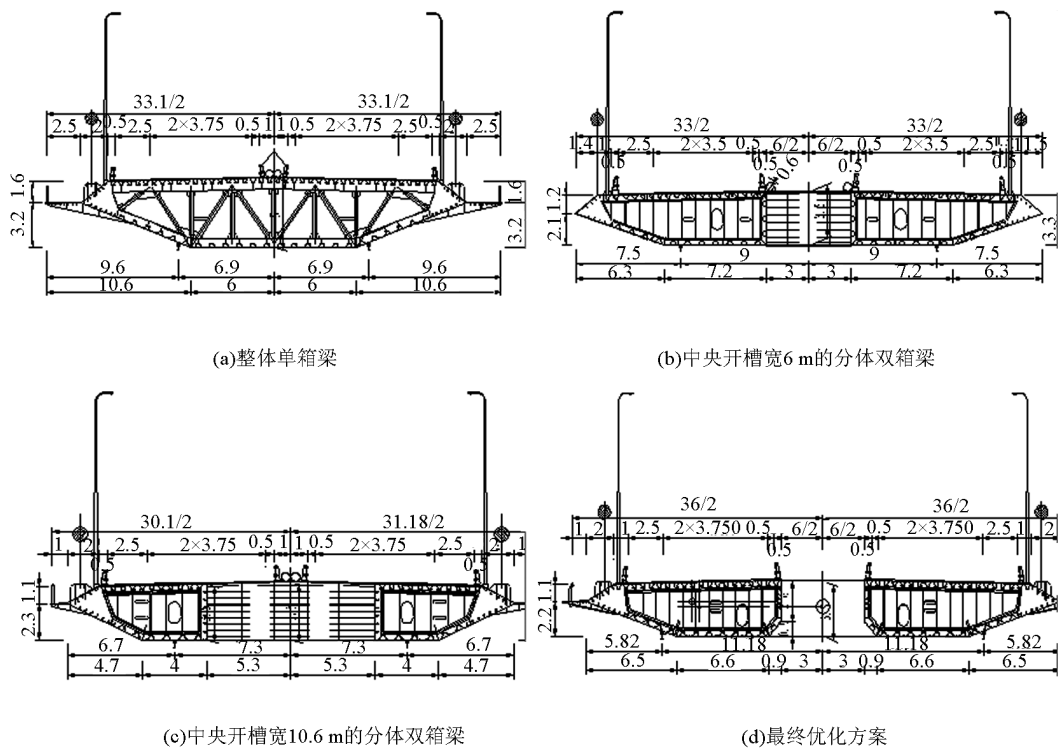


图5 舟山西垭门大桥箱梁断面比选方案(单位:m)

Fig. 5 Alternative schemes of box girders for Xihoumen Bridge in Zhoushan(unit: m)

表4 舟山西垭门大桥的颤振临界风速
Table 4 Flutter critical speeds of Xihoumen Bridge in Zhoushan

箱梁外形	颤振临界风速/($m \cdot s^{-1}$)				检验风速 ($m \cdot s^{-1}$)
	-3°	0°	$+3^\circ$	最小值	
单箱梁	50.7	46.2	48.7	46.2	78.4
附加1.2 m高稳定板的单箱梁	>89.3	>89.3	37.7	37.7	78.4
附加1.7 m高稳定板的单箱梁	88.0	>89.3	43.4	43.4	78.4
附件2.2 m高稳定板的单箱梁	>89.3	>89.3	88.0	88.0	78.4
中央开槽6 m宽的双箱梁	88.4	>89.3	>89.3	88.4	78.4
中央开槽10.6 m宽的双箱梁	>89.3	>89.3	>89.3	>89.3	78.4

2.3 极限跨径悬索桥

作为人类的长久期待和梦想,超大跨度桥梁结

构已经进入了一个新的发展时代,例如,意大利墨西拿海峡、中国琼州海峡、日本津轻海峡以及连接欧洲大陆和非洲大陆的直布罗陀海峡。作为最具挑战意义的桥梁跨径的极限,特别是悬索桥跨径的极限,一直是桥梁工程师们所关心的。为此,将5 000 m中跨和1 600 m边跨的三跨悬索桥进行了抗风概念设计^[4]。为了提高加劲梁颤振稳定性,提出了两种断面形式,即不带稳定板的宽开槽断面(WS),如图6(a)所示,以及带竖向和水平稳定板的窄开槽断面(NS),如图6(b)所示。WS断面总宽80 m,选用4根主缆,而NS断面宽50 m,采用2根主缆^[4]。

根据动力特性和风洞试验识别得到的颤振导数,并假定结构阻尼比为0.5%,采用多模态颤振分析方法计算求得了颤振临界风速。广义质量和广义质量惯矩以及颤振临界风速如表5所示。对于两种断面,虽然扭转与竖弯频率比随主缆矢跨比 n 的减小而稍微递减,但是颤振临界风速均随着 n 的减小而增大,出现这一现象的最主要原因是颤振稳定性分析中广义质量特性的显著增加。WS断面和NS断面的最低临界风速分别为82.9 m/s和74.7 m/s^[4]。

车道, 两侧各有 3.3 m 的紧急停车带(见图 8)^[3]。

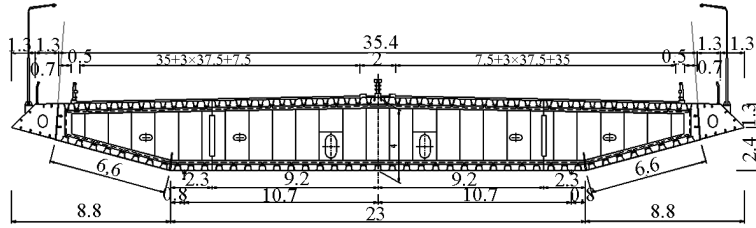


图 7 苏通长江大桥单主梁横断面(单位: m)

Fig. 7 Cross section of single box girder of Sutong Bridge across Yangtze River (unit: m)

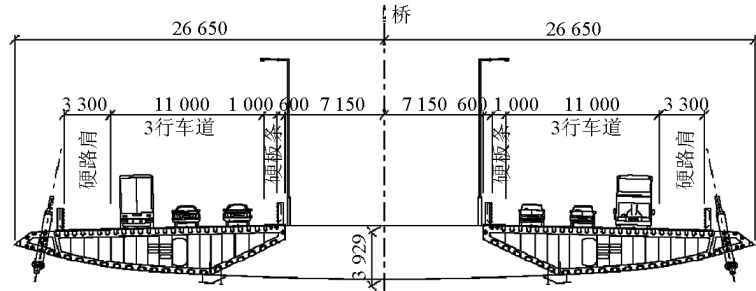


图 8 香港昂船洲大桥双主梁横断面(单位: mm)

Fig. 8 Cross section of twin box girder of Stonecutters Bridge in Hong Kong (unit: mm)

3.2 斜拉桥的颤振稳定性

为了研究斜拉桥的动力特性, 表 7 列出了 5 座主跨超过 800 m 的斜拉桥的侧弯基频、竖弯基频和扭转基频等参数。在这 5 座斜拉桥中, 多多罗大桥是一个例外, 该桥箱梁高度和宽度最小从而导致其基频最低, 但是其扭转基频与竖弯基频的比值却最

大。由于香港昂船洲大桥特有的分体双箱梁形式, 该桥侧弯基频和竖弯基频排名倒数第二, 但是扭转基频几乎与多多罗大桥和诺曼底大桥相等。作为跨度最长的斜拉桥, 苏通大桥的扭转基频比其他 4 座斜拉桥都大, 主要原因是桥宽大, 斜索面的有利作用比较大^[3]。

表 7 斜拉桥基频和颤振风速

Table 7 Fundamental natural frequencies and flutter critical speeds of cable stayed bridges

桥名	主跨 /m	侧弯基频 /Hz	竖弯基频 /Hz	扭转基频/Hz	频率比 (扭转/竖弯)	颤振临界 风速/($m \cdot s^{-1}$)	检验风速 /($m \cdot s^{-1}$)
苏通长江大桥	1 088	0.104	0.196	0.565	2.88	88.4	71.6
昂船洲大桥	1 018	0.090	0.184	0.505	2.74	140	79.0
鄂东长江大桥	926	0.153	0.235	0.548	2.33	81.0	58.6
多多罗大桥	890	0.078	0.139	0.497	3.58	80.0	61.0
诺曼底大桥	856	0.151	0.222	0.500	2.25	78.0	58.3

颤振是最重要的抗风稳定性能, 为了确定颤振临界风速, 可以通过节段模型风洞试验或全桥气弹模型风洞试验方法, 也可以基于试验识别的气动导数进行数值计算。检验风速是通过设计基准风速的修正而获得的。这 5 座桥的颤振临界风速和检验风

速如表 7 所示。由于这些斜拉桥采用了空间索面和闭口钢箱梁, 均不存在颤振失稳问题^[3]。

3.3 拉索风雨振

表 7 所列的斜拉桥遇到的最普遍的抗风问题是长拉索在风和雨的环境下的振动。为此, 分别对苏通大桥外径为 139 mm 拉索(采用最多)和 158 mm

拉索(最长索)的原型进行了节段模型风洞试验,并且在无雨和有雨两种条件下进行。风洞试验结果显示,两种拉索在风雨条件下的振动比干风条件下的振动要剧烈得多(见图9)^[3]。

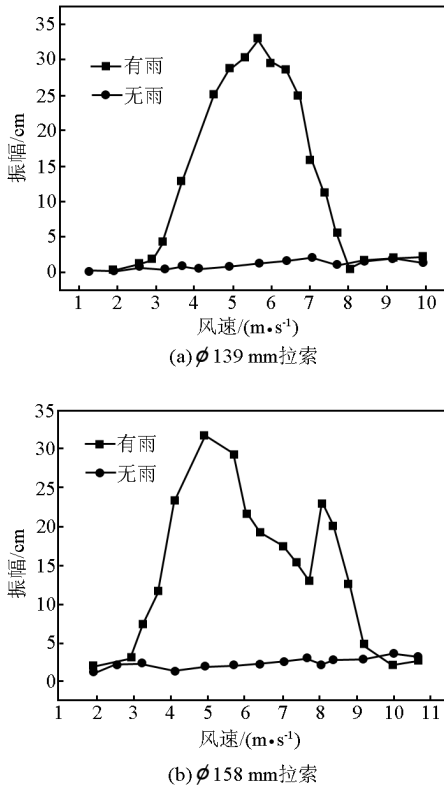


图9 干风和风雨条件下的拉索振动
Fig.9 Cable vibration under dry wind and wind and rain

为了减小剧烈的拉索风雨振动,对拉索阻尼和振动频率进行了研究。不同的现场实测表明,拉索阻尼比平均值约为0.15%。为此针对0.12%到

0.44%的5种阻尼比和1.0 Hz到2.6 Hz的4种振动频率进行了对比试验,如果能够将拉索阻尼比提高到0.30%,拉索风雨振动将得到有效的控制,而增大阻尼比可以采用基于不同机理的阻尼器,如油阻尼器、油粘性剪切型阻尼器、摩擦型阻尼器、高阻尼橡胶阻尼器、磁力阻尼器和电力阻尼器等^[11]。控制风雨振动的另一种有效方法是防止拉索表面形成水线,因为水线是导致拉索风雨振动的直接原因。针对在拉索表面缠绕螺旋线和刻制凹坑两种气动措施进行了试验(见图10),结果表明两种措施都能有效地将振幅减小到允许值范围内^[3]。

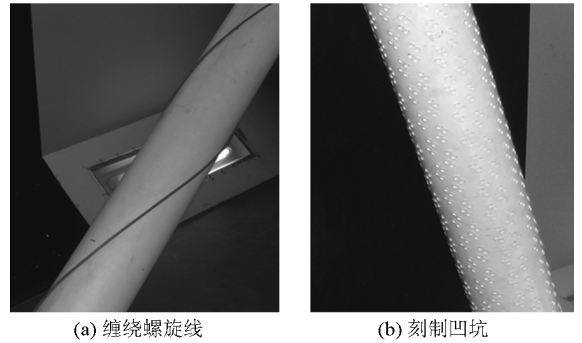


图10 阻止雨线生成的拉索风雨振动控制措施
Fig.10 Countermeasures for preventing from rivulets to ease wind rain vibration of stay cables

4 拱桥的涡激振动

世界跨度排名前十的拱桥如表8所示,其中只有上海卢浦大桥存在风致振动问题,即涡激共振,该桥涡激共振主要是由于拱肋的钝体横断面所造成的(见图11)。

表8 世界跨度排名前十的拱桥

Table 8 The long span arch bridges ranked in the top 10 in the world

跨径排序	桥名	主跨/m	拱肋形式	风致问题	控制措施	国家	建成年份
1	重庆朝天门大桥	552	钢桁架	无	无	中国	2008
2	上海卢浦大桥	550	钢箱	涡振	隔流板	中国	2003
3	乔治河新桥	518	钢桁架	无	无	美国	1977
4	贝纳大桥	504	钢桁架	无	无	美国	1931
5	悉尼海港大桥	503	钢桁架	无	无	澳大利亚	1932
6	巫山长江大桥	460	钢管	无	无	中国	2005
7	广东新光大桥	428	钢桁架	无	无	中国	2008
8	万县长江大桥	420	混凝土箱	无	无	中国	2001
9	重庆菜园坝大桥	420	混合箱	无	无	中国	2008
10	湖南湘潭四桥	400	钢管	无	无	中国	2007

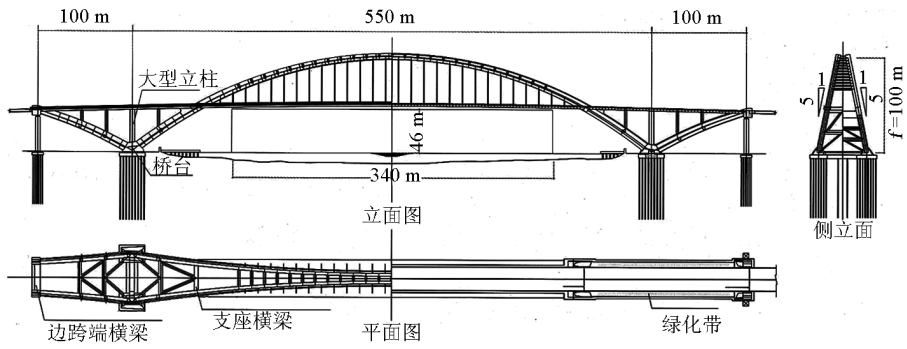


图 11 上海卢浦大桥整体布置图(单位: m)

Fig. 11 General arrangement of Lupu Bridge in Shanghai (unit: m)

4.1 拱桥结构布置

上海卢浦大桥是一座中承式拱桥, 跨径 100 m + 550 m + 100 m, 是当时世界上跨径最大的拱桥。桥面 6 车道, 两侧各设一条观光人行道。主梁为正交异性钢梁, 由拱肋连同吊杆和立柱共同支撑。在端横梁之间的主梁两侧各设有 43 根水平后张系杆, 以平衡中跨拱肋内恒载引起的水平推力。整个钢拱-梁组合结构由拱肋、正交异性主梁、空间吊杆和立柱、拱肋间的横撑、以及水平后张系杆组成, 如图 11 所示^[3]。

两个倾斜的拱肋从拱脚到拱顶高 100 m, 单个拱肋横断面是经改良后的矩形钢箱, 宽 5 m, 拱顶处高 6 m, 拱座处高 9 m, 如图 12 所示。这种外形导致了拱肋的竖弯和侧弯模态发生涡激振动, 而且涡激振动在成桥状态 and 施工状态(拱肋最大悬臂阶段和拱肋合龙)均可能发生。为了确保拱肋和全桥在施工阶段和成桥状态的气动稳定性和安全性, 基于桥址处的风环境特点, 对卢浦大桥的涡激振动问题进行了深入研究^[3]。

4.2 涡振数值模拟

应用同济大学 2002 年开发的离散涡方法程序 RVM FLUID^[1]对双拱肋横断面二维模型进行数值分析, 计算模型选用了平均高度为 7.5 m 的拱肋断面。计算结果表明, 当 Strouhal 数(折减频率) $S_r = 0.156$ 时, 涡激振动的振幅可高达 0.028 倍于拱肋断面的高度。为了改善拱肋钝体断面涡激振动现象, 针对图 13 所示的几种气动控制措施进行了数值试验比较, Strouhal 数和相应振幅在内的计算结果如表 9 所示。包括 CS 2、CS 6、CS 7 和 CS 8 在内的 4 种方案能在一定程度上减小涡激振动振幅, 其中, 最佳的方案是全封闭隔流板 (CS 8), 该方案能将原结构的涡振振幅减小 60% 左右^[3]。

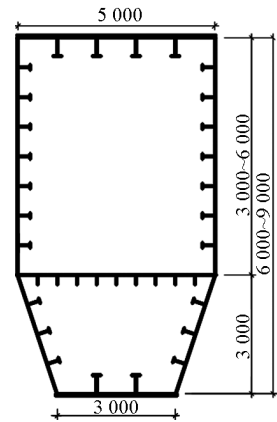


图 12 拱肋横断面(单位: mm)

Fig. 12 Cross section of arch rib (unit: mm)

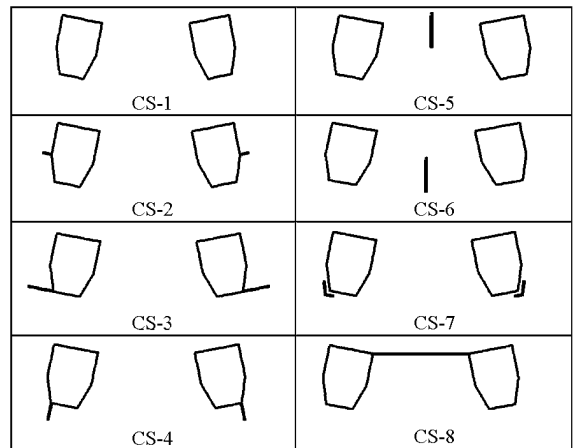


图 13 拱肋涡激振动的控制措施

Fig. 13 Countermeasures of vortex induced vibration of arch rib

表9 Strouhal 数和相应振幅
Table 9 Strouhal number and corresponding amplitude

方案	拱肋外形	Strouhal 数	z_{max}/H	减小幅度/%
CS-1	原结构	0.156	0.028	—
CS-2	2 m 中板	0.220	0.025	11
CS-3	2 m 底板 (水平)	0.137	0.034	—
CS-4	2 m 底板 (竖向)	0.137	0.032	—
CS-5	4 m 顶部稳定板	0.137	0.032	—
CS-6	4 m 底部稳定板	0.156	0.017	39
CS-7	4 m 角部导流板	0.175	0.023	18
CS-8	全封闭隔流板	0.156	0.011	61

注: z_{max} 是涡激振动最大振幅; H 是拱肋断面高度

4.3 风洞试验验证

为了进一步检验全封闭隔流板的有效性, 设计并制作了缩尺比为1:100全桥气弹模型, 除雷诺数外, 其他无量纲参数均满足相似比的要求。上海卢浦大桥全桥气弹模型共模拟了3种施工状态: 拱肋最大悬臂状态、拱肋合龙状态和全桥成桥状态。全桥气弹模型的涡激振动风洞试验是在同济大学 TJ 3 边界层风洞中进行的, 如图 14 所示^[31]。全桥气弹模型风洞试验结果表明, 全封闭隔流板(措施 A)和 30% 透空的隔流板(措施 B)都能有效地减小涡振振幅^[31]。

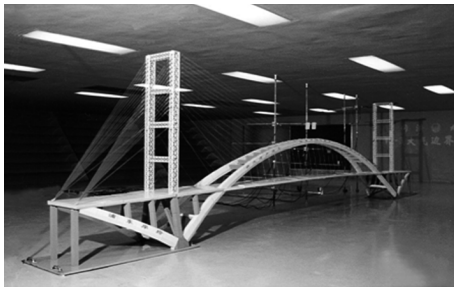


图 14 上海卢浦大桥全桥气弹模型

Fig. 14 Aeroelastic full bridge model of Lupu Bridge in Shanghai

5 桥梁风振的精细化方法

同济大学从 20 世纪 70 年末开始桥梁抗风研究, 通过 80 年代的学习与追赶, 为 1991 年建成的我国第一座跨度超过 400 m 的大桥——上海南浦大桥抗风作出了重大贡献。经过 90 年代的提高和跟踪, 有力支撑了我国第一座跨度超过 1 000 m 的特大

桥——江阴长江大桥等桥梁的建设。进入 21 世纪后, 面对特大桥梁建设的国家需求和桥梁抗风研究的学科使命, 开展了创新和超越研究工作。经过 30 多年的全面跟踪和近 10 年的重点突破, 形成了精细化的桥梁风振理论, 其中包括: 桥梁颤振的三维全模态精确分析方法和二维三自由度全耦合分析方法、桥梁抖振的任意斜交风分析方法和正确性的足尺实桥现场实测验证、桥梁颤振和抖振的随机性可靠度评价法。

5.1 三维颤振全模态精确分析

桥梁颤振是一种发散性的自激振动, 传统的三维桥梁颤振频域分析方法基于结构模态叠加原理, 需要人为选择几阶对颤振贡献较大的模态进行分析, 所以称为多模态颤振分析法, 该方法从 20 世纪 70 年代末提出一直沿用到 20 世纪 90 年代末。该方法主要缺陷有: 在进行分析计算之前, 需要人为指定多少阶模态和哪些模态参与了颤振; 仅仅选择几个模态的组合往往只能是颤振模态的某种近似表达式, 不可能是精确解; 从理论上讲, 选择的模态越多, 叠加结果就越逼近精确解, 但是多模态永远不可能是精确解^[51]。

基于现代控制理论的状态空间法, 将桥梁结构和周围气流作为一个整体系统, 即振动方程描述的对象从结构拓展到系统, 系统振动方程与传统的风荷载作为外荷载的结构振动方程分别表示为:

系统振动方程:

$$[M]\{\delta\} + [C]\{\dot{\delta}\} + [K]\{\delta\} = \{0\} \quad (1)$$

结构振动方程:

$$[M_s]\{\delta\} + [C_s]\{\dot{\delta}\} + [K_s]\{\delta\} = \{F_s\} \quad (2)$$

式(1)和(2)中, $[M]$ 为系统质量矩阵, 下标 s 表示结果, 且 $[M] = [M_s]$; $[K]$ 为系统刚度矩阵, 且 $[K] = [K_s] + [A_s]$; $[C]$ 为系统阻尼矩阵, 且 $[C] = [C_s] + [A_d]$; $[A_d]$ 和 $[A_s]$ 是非对称气动阻尼矩阵和气动刚度矩阵, 所以 $[K]$ 和 $[C]$ 也都是非对称的, 且结构响应具耦合特性; $\{\delta\}$ 为结构位移向量, 且 $\{\delta\} = \{\varphi\}e^{\lambda t}$, 代入系统振动方程可得:

$$[\lambda^2[M] + \lambda[C] + [K]]\{\varphi\} = \{0\} \quad (3)$$

式(3)中, $\lambda = \mu + i\omega$ 是系统复特征值, $\{\varphi\} = \{\xi\} + i\{\eta\}$ 是系统复特征向量。显然, 当所有复特征值的实部(μ) 均为负时表明系统振动收敛, 当有一对以上特征值的实部为正时系统颤振发散, 而当只有一对特征值的实部为零时, 系统处于临界状态, 此时的风速即为颤振临界风速, 而振动频率即为颤

振频率。

引进一个附加方程后可以将二次特征值问题转化为如下 $2n$ 组线性形式颤振运动状态方程:

$$[A]\{\dot{y}\} = [B]\{y\} \quad (4)$$

$$\{y\} = \begin{Bmatrix} \{\delta\} \\ \{\delta\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \lambda\{\varphi\} \\ \{\varphi\} \end{Bmatrix} e^{\lambda t} = \{x\} e^{\lambda t} \quad (5)$$

由此可得全模态和多模态求解颤振临界状态的统一特征方程——正向和逆向标准特征方程:

正向标准特征方程(用于全模态精确分析):

$$[D]\{x\} = \lambda\{x\} \quad (6)$$

逆向标准特征方程(用于多模态近似分析):

$$[E]\{x\} = \gamma\{x\} \quad (7)$$

$$[D] = [A]^{-1}[B] = \begin{bmatrix} -[M]^{-1}[C] & -[M]^{-1}[K] \\ [I] & [0] \end{bmatrix} \quad (8)$$

$$[E] = [B]^{-1}[A] = \begin{bmatrix} [0] & [I] \\ -[K]^{-1}[M] & -[K]^{-1}[C] \end{bmatrix} \quad (9)$$

式(7)中, $\gamma = 1/\lambda$ 为逆特征值。值得注意的是, 矩阵 $[A]$ 、 $[B]$ 、 $[D]$ 和 $[E]$ 都是 $2n$ 阶非对称矩阵。

提出了结合矢量逆迭代的 QR 转换矩阵方法, 并直接用于求解正向标准特征方程——全模态分析方法, 表 10 给出了悬臂平板桥、上海南浦大桥斜拉桥和瑞典 Hoga Kusten 悬索桥 3 座典型桥梁采用多模态颤振分析和全模态颤振分析的结果比较^[5]。

表 10 三维桥梁颤振多模态和全模态分析结果比较

Table 10 Comparison of 3D flutter analysis results with multi mode and full mode methods

算例结构	2 个模态		4 个模态		6 个模态		14 个模态		全模态	
	$U_{cr}/$ ($m \cdot s^{-1}$)	f_{cr}/Hz	$U_{cr}/$ ($m \cdot s^{-1}$)	f_{cr}/Hz	$U_{cr}/$ ($m \cdot s^{-1}$)	f_{cr}/Hz	$U_{cr}/$ ($m \cdot s^{-1}$)	f_{cr}/Hz	$U_{cr}/$ ($m \cdot s^{-1}$)	f_{cr}/Hz
悬臂平板桥	99.3	0.268	99.6	0.267	99.6	0.267	—	—	99.8	0.267
南浦斜拉桥	67.9	0.336	72.9	0.336	74.1	0.336	73.6	0.340	75.2	0.340
瑞典悬索桥	68.5	0.228	—	—	70.8	0.226	75.3	0.214	76.6	0.213

5.2 二维三自由度全耦合颤振分析

基于传统的桥梁颤振理论, 桥梁颤振性能随施工阶段的演化规律只能采用气弹模型风洞试验方法进行研究, 桥梁颤振机理及形态研究主要采用二维两自由度计算模型和二维节段模型风洞试验方法, 桥梁颤振控制一般需要改变主梁断面的形式以便使得断面更具有流线型。

同济大学从虎门大桥和江阴长江大桥开始研究悬索桥施工阶段的颤振性能, 20 世纪末发现的瑞典 Hoga Kusten 悬索桥施工阶段颤振性能演化规律被大量引用^[6]。该项研究首次系统涉及到了全部 3 种悬索桥梁段施工方法, 即从跨中开始的对称拼装(Sequence A)和非对称拼装(Sequence B)以及从桥塔开始的对称拼装(Sequence C)。采用三维桥梁颤振分析方法得到了各个阶段的结构固有频率(见图 15)和颤振临界风速(见图 16), 揭示了悬索桥固有频率和颤振性能随不同施工方法和梁段拼装率的演化规律, 发现了从跨中开始的对称施工会在 15% 拼装率时出现临界风速的低谷, 而从桥塔开始的对称拼装方法具有最好的颤振稳定性^[6]。

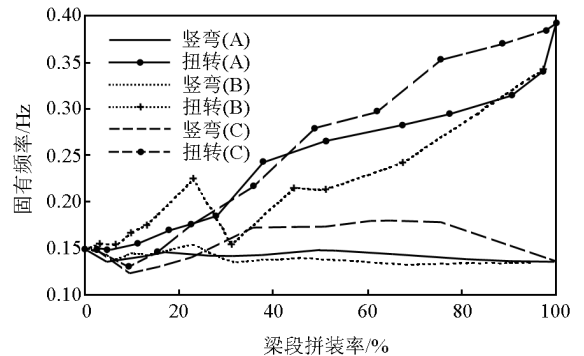


图 15 结构固有频率演化规律

Fig. 15 Evolution of fundamental natural frequencies

通过引入不同自由度运动间的激励—反馈机制, 建立了精确的二维三自由度全耦合颤振分步计算方法, 提出了定量描述耦合颤振中各自由度参与颤振形态分析法, 用于定量分析桥梁断面扭转、竖弯和侧弯 3 个自由度在颤振发生过程中的振动形态(自由度运动耦合效应)。在国际上率先将典型主梁断面归纳为 5 个大类 13 种形式(见图 17), 并较为全面和系统地研究了颤振驱动机理和颤振形态特

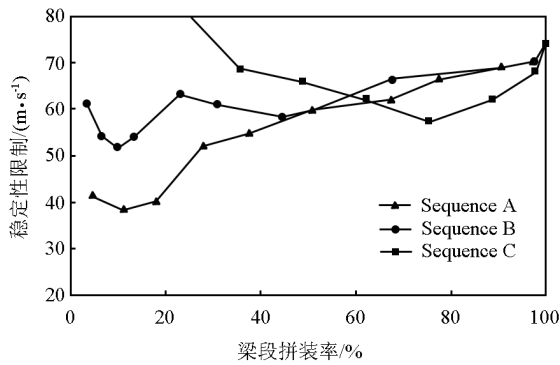


图 16 颤振临界风速演化规律

Fig. 16 Evolution of flutter critical speeds

征, 揭示了气动负阻尼是桥梁颤振唯一驱动机理, 发现了颤振形态主要取决于弯曲与扭转自由度的参与程度^[7]。

结合工程实际研发了风嘴、开槽、稳定板、裙板

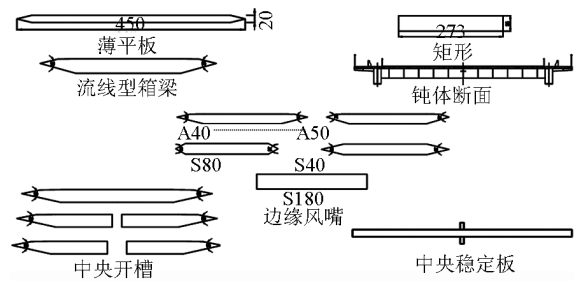


图 17 5 个大类 13 种典型主梁断面形式

Fig. 17 Thirteen typical bridge deck cross sections divided into 5 types

和检修轨道移位等颤振控制措施, 并采用二维和三维桥梁颤振分析方法揭示了这些措施的气动控制原理, 同济大学承担完成了我国采用颤振控制措施的大多数桥梁抗风研究项目(见表 11)。

表 11 我国采用颤振控制措施的桥梁抗风研究项目

Table 11 Projects of wind resistance on bridges using flutter controlling measures in China

编号	桥名	地区	桥型	主跨 / m	完成年代	改善措施
1	上海南浦大桥	上海	结合梁斜拉桥	423	1991	两侧边缘裙板
2	青州闽江大桥	福建	结合梁斜拉桥	605	2003	两侧边缘裙板
3	东海大桥主航道桥	上海	结合梁斜拉桥	420	2004	检修轨道移位
4	东海大桥裸珠山桥	上海	结合梁斜拉桥	332	2004	两侧边缘风嘴
5	润扬长江大桥	江苏	钢箱梁悬索桥	1 490	2005	中央稳定板
6	舟山西堠门大桥	浙江	钢箱梁悬索桥	1 650	2009	中央开槽

5.3 斜风作用下抖振的频域分析

桥梁抖振是指结构在自然风脉动成分作用下的随机性强迫振动, 是一种限幅振动。桥梁抖振理论和方法主要是指确定抖振响应和评价抖振刚度或强度失效的理论和方法。传统的确定桥梁抖振响应最有效的方法是基于正交风作用计算模型的三维桥梁抖振计算方法和有效性验证的基于缩尺模型的三维全桥模型风洞试验方法。从理论上讲, 作用于桥梁结构上的风荷载与桥梁轴线是任意斜交的, 传统的正交风作用模型只是一种简化; 采用全桥模型风洞试验方法进行有效性验证也只是一种过渡, 理论方法的正确性验证必须采用实桥现场实测结果。

通过引入与桥轴线斜交的顺风向斜气动片条模型, 提出了任意斜风作用下大跨度桥梁抖振响应频域分析方法及其基本理论框架^[8]。该方法已成功应用于南京长江三桥和香港青马大桥的斜风抖振研究中。图 18 和图 19 表示在台风森姆作用下青马大桥主梁跨中加速度计算和实测结果的对比, 其中风攻角 2.25° , 风偏角 29.15° , 风速 17.1 m/s 。参数

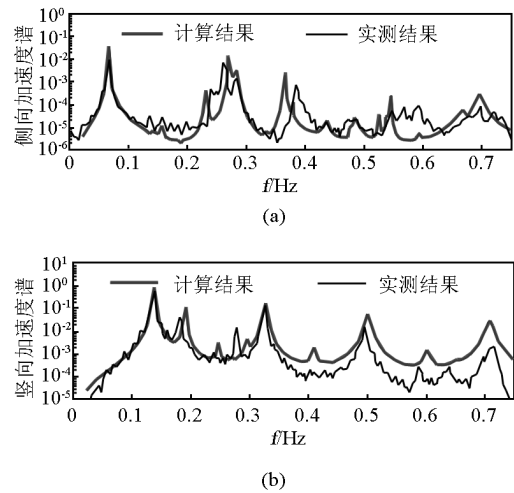


图 18 香港青马大桥主梁跨中加速度计算和实测结果比较

Fig. 18 Calculation and measured results of accelerations at the mid span girder of Tsing Ma Bridge in Hong Kong

分析研究发现:最不利的抖振响应常在斜风下发生,法向风最不利的传统观点可能会造成不安全的结果,由此也证明在大跨桥梁抖振性能研究中考虑斜风效应是非常必要的^[9]。

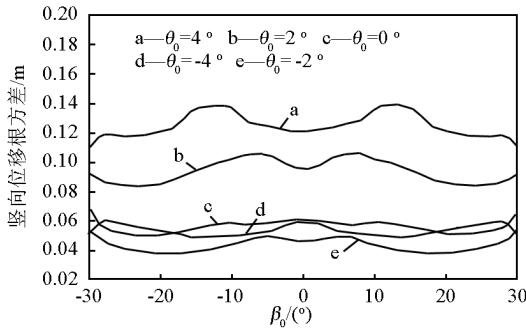


图 19 香港青马大桥主梁跨中位移
随风偏角变化曲线

Fig. 19 Skew wind angle vs. displacement
at the mid span girder of Tsing
Ma Bridge in Hong Kong

5.4 桥梁风振可靠性评价

传统的桥梁颤振和抖振评价方法完全采用确定

性安全系数方法,对颤振的评价主要依据综合安全系数 K 的大小,对抖振的评价主要比较抖振响应的数值与结构强度或刚度允许值的大小,不适合于随机性较大的桥梁抗风评价。在国际上首次提出了缆索承重桥梁风振可靠性评价体系——桥梁颤振失稳和桥梁抖振失效可靠性评价方法^[10]。

在桥梁颤振失稳可靠性理论中,颤振极限状态方程可以表示为临界风速抗力减去设计风速效应,提出了设计风速概率模型和临界风速概率模型:

设计风速概率模型:

$$U_c = G_s U_b \quad (11)$$

临界风速概率模型:

$$U_{cr} = C_w U_f \quad (12)$$

式(11)和(12)中, G_s 表示阵风系数,服从正态分布; U_b 表示年最大风速,服从极值 I 型分布; C_w 表示风速换算系数,服从均值为 1 的正态分布; U_f 表示基本颤振临界风速,服从对数正态分布。建立了基于一次或二次二阶矩可靠度理论的桥梁颤振失稳概率计算方法,成功应用于 14 座大跨桥梁中(见表 12)^[10],表 12 中 β 是可靠指标, P_f 是相应的失效概率。

表 12 桥梁颤振失稳可靠性评价计算结果

Table 12 Calculation results of reliability evaluation for bridge flutter instability

斜拉桥	β	P_f (一次)	P_f (二次)	悬索桥	β	P_f (一次)	P_f (二次)
东海大桥裸珠山桥	4.342	7.08E-06	6.65E-06	柳州红光大桥	4.541	2.80E-06	2.62E-06
海口世纪大桥	5.875	2.11E-09	1.94E-09	广东虎门大桥	4.037	2.71E-05	2.55E-05
上海南浦大桥	4.040	2.68E-05	2.52E-05	宜昌长江大桥	5.421	2.97E-08	2.75E-08
湖北荆沙大桥	6.327	1.25E-10	1.14E-10	江阴长江大桥	4.569	2.45E-06	2.29E-06
上海杨浦大桥	4.989	3.04E-07	2.83E-07	润扬长江大桥	3.444	2.87E-04	2.73E-04
福建青州闽江大桥	3.403	3.33E-04	3.17E-04	舟山西垅门大桥	3.960	3.74E-05	3.53E-05
南京长江二桥	7.516	2.83E-14	2.53E-14	—	—	—	—
苏通长江大桥	4.792	8.25E-07	7.71E-07	—	—	—	—

采用结构动力可靠性基本模式——首次超越失效,提出了多自由度体系基于超越时间可靠性分析的 Poisson 过程法和 Markov 过程法以及基于超越极值可靠性分析的 Rayleigh 分布法和 Gauss 分布法,应用于桥梁抖振刚度或强度失效的可靠性评价,表 13 给出了上海杨浦大桥和江阴长江大桥的计算结果^[10]。

表 13 桥梁抖振刚度或强度失效概率计算结果

Table 13 Calculation results of reliability evaluation
for bridge buffeting stiffness or strength failure

斜拉桥	位移	单侧界限	双侧界限
杨浦大桥	竖向	0.009 1	0.009 1
	刚度失效	0.000 0	0.000 0
悬索桥	截面	单侧界限	双侧界限
江阴大桥	上缘	0.000 5	0.000 5
	强度失效	0.000 1	0.000 1

6 结语

根据近年来建成的大跨度悬索桥的经验,无论采用流线型钢箱梁还是透风性较好的钢桁梁,由颤振稳定性控制的悬索桥跨径上限约为 1 500 m,超过甚至接近这一上限时,设计者必须采取措施改善加劲梁的抗风稳定性,其中有效的措施包括在加劲梁上设置竖向或水平稳定板和中间开槽以及被动和主动控制措施等。初步研究表明,宽开槽断面或带竖向和水平稳定板的窄开槽断面能保证主跨 5 000 m 的悬索桥满足世界上大多数地区的抗风稳定性需求。实践证明:空间索面和流线型钢箱梁的千米级大跨度斜拉桥仍具有足够高的颤振临界风速,其主要抗风问题是长拉索的风雨振动;从抗风稳定性角

度来看,随着拉索风雨振动控制措施的不断完善,斜拉桥主跨跨径还有一定的增长空间。在 10 座最大跨径拱桥中,只有一座出现了涡激振动的抗风性能问题,这一事实说明,拱桥跨径的增大还没有受到结构抗风性能的影响,但也许会受其他因素的制约,如静力稳定性、水平推力、施工技术等。

特大跨度桥梁风振的精细化理论是对传统理论的拓展,在三维桥梁颤振分析方面将近似的多模态分析拓展到了精确的全模态分析,实现了悬索桥施工阶段颤振性能演化规律、典型主梁断面颤振驱动机理和多种颤振控制措施原理的精细化;将桥梁抖振理论分析从正交风作用拓展到了任意斜交风作用,并完成了理论分析结果从模型风洞试验验证到实桥现场实试验证的拓展;初步建立的缆索承重桥梁风振可靠性评价方法,将确定性安全系数评价法拓展到了随机性可靠度评价法。今后应当继续深入进行风振理论精细化、桥梁风振机理和可靠性评价等方面的基础性研究,同时要积极开展计算流体力学(computational fluid dynamics, CFD) 技术和数值风洞以及桥梁等效风荷载方面的创新性研究,为未来跨海工程中的特大跨度悬索桥、斜拉桥和拱桥的风振控制做好准备。

参考文献

- [1] 项海帆,葛耀君,朱乐东,等. 现代桥梁抗风理论与实践[M]. 北京: 中国交通出版社, 2005.
- [2] Ge Yaojun, Xiang Haifan. Great demand and various challenges— Chinese major bridges for improving traffic infrastructure nation -

wide[C] //Keynote Paper in Proceedings of the IABSE Symposium 2007 on Improving Infrastructure Bringing People Closer World - wide. Weimar, Germany, 2007: 9 - 12.

- [3] Ge Yaojun, Xiang Haifan. Aerodynamic challenges in long span bridges [C] //Keynote paper in Proceedings of the Centenary Conference of Institute of Structural Engineering. Hong Kong, China, 2008: 89 - 109.
- [4] Xiang Haifan, Ge Yaojun. On aerodynamic limit to suspension bridges [C] //Keynote Paper in Proceedings of the 11th International Conference on Wind Engineering. Texas, USA, 2003: 81 - 95.
- [5] Ge Yaojun, Tanaka H. Aerodynamic flutter analysis of cable supported bridges by multi mode and full mode approaches[J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 2000, 86: 123 - 153.
- [6] Ge Yaojun, Tanaka H. Aerodynamic stability of long span suspension bridges under erection[J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2000, 126: 1404 - 1412.
- [7] Xiang Haifan, Ge Yaojun. Refinements on aerodynamic stability analysis of super long span bridges[J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 2002, 90: 1493 - 1515.
- [8] Zhu L D, Xu Y L. Buffeting response of long span cable supported bridges under skew winds[J]. Journal of Sound and Vibration, 2005, 281(1 - 3): 647 - 697.
- [9] Zhu L D, Xu Y L, Xiang H F. Tsing Ma bridge deck under skew winds Part II: Flutter derivatives[J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 2002, 90(7): 807 - 837.
- [10] Ge Yaojun, Xiang Haifan, Tanaka H. Application of a reliability analysis model to bridge flutter under extreme winds[J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 2000, 86: 155 - 167.

Wind resistance challenges and fundamental research on long span bridges

Xiang Haifan, Ge Yaojun

(Department of Bridge Engineering, College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

[Abstract] With the rapid development of long span bridges in China, this paper focused on some engineering projects related to wind resistance challenges on three types of long span bridges, including flutter instability and control of suspension bridges, wind induced vibration of cable stayed bridges and control of wind rain induced cable vibration, vortex shedding vibration and control of arch bridges, and the refinements on aerodynamic flutter

and buffeting of super long span bridges. It can be concluded that the intrinsic limit of span length due to aerodynamic stability is about 1 500 m for a traditional suspension bridge, and beyond or even approaching this limit, designers should be prepared to improve aerodynamic stability. The long span cable stayed bridges with a 1 000 m main span have high enough critical flutter speed, but the main aerodynamic concern is rain wind induced vibration of long stay cables. Except one example of vortex induced vibration, long span arch bridges have no wind resistance problems. The fundamental research on wind resistance of long span bridges was also introduced with the full-mode flutter analysis method as 3D bridge flutter precise analysis, the bridge buffeting frequency domain analysis under skew wind action, the bridge flutter and buffeting reliability evaluation method based on second order theory and first passage theory, and the unveiling of bridge flutter evolution process, generation mechanism and control law.

[Key words] suspension bridge; cable stayed bridge; arch bridge; flutter instability; buffeting response; vortex induced vibration; wind rain induced vibration

(上接 7 页)

The industrialization problems of electric vehicles in China

Guo Konghui

(College of Automotive Engineering, Jilin University, Changchun 130012, China)

[Abstract] The characteristics and development situation of electric vehicles are briefly introduced. Large specific weight and high specific price electric are characteristics of electric vehicles, and cost, life and weight are the key points to the development of electric vehicles. Some unreasonable phenomea in electric car industry were pointed out. It is proposed that developing small and efficient electric vehicles is the strategic choice of China's automobile industry. Finally, the line of electric vehicles development is given: market guiding, supporting small and helping large, taking low end as cut point, and diverse development.

[Key words] electric vehicles; industrialization; strategic choice; development line