

风荷载计算

陈英俊 编著
于希哲

中 国 铁 道 出 版 社

1998年·北京

前 言

我国现行铁路桥涵设计规范中关于风荷载的计算,其全国基本风压分布图是1975年制定的,系按一般平坦空旷地面,离地20m高,频率1/100的10min平均最大风速计算确定。规范中有些观点已显陈旧。公路桥涵设计通用规范JTJ021-89也采用了同样的全国基本风压分布图。关于设计风荷载的计算方法,公路桥与铁路桥有些差异,但大体相同,国家计委计综(1985)1号文件,已要求按可靠度理论修订规范,故铁道部及交通部均已开展了桥梁设计规范的修订工作。我们分别接受了铁道部“风荷载计算原则及参数制定”及交通部公路桥梁可靠度研究项目中“公路桥梁风荷载研究”的科研任务。前者于1992年6月,后者于1995年12月鉴定通过,得到了肯定和较高评价。现摘录铁道部科学技术成果鉴定证书中的鉴定意见如下:

“风荷载的计算原则及参数的研究”课题在研究中,对国内外风荷载有关问题作了较全面的评述,并进行了大量调查统计分析和研究工作,提出了11篇研究报告,取得以下成果:

1. 收集了新中国成立后全国38年480个台站的风速资料,进行了统计分析,绘制了全国基本风压分布图;
2. 探讨了年最大风速及风压的概率分布类型;
3. 完成了9种组合截面形式的气动力风洞实验;
4. 提出了阵风风压分布系数的概念及计算公式,该系数概括了最大阵风风压对桥梁的影响;
5. 提出了桥梁设计规范有关风载的建议条文及其说明。

本课题的研究比较系统,理论分析深邃,资料丰富,完成了计划任务,为修改桥规中风载的计算打下了良好的基础,总体上达到了国际先进水平。

过去几次修订桥梁设计规范,对风荷载问题未曾作过深入研

究,亦未曾留下任何研究资料,这对今后的工作是不利的。本书虽然本项研究是以普通桥梁为背景,但气动力学及概率统计的一般理论是共通的,并且结合我国具体情况论述了一些实际应用问题。搞清楚基础理论不但对研究人员有用,设计工程师在应用规范或遇到新问题时,也能做到心中有数和迎刃而解。

科学技术是不断进步的,风工程学科也不例外,在本书第一章总论中介绍了一些综合的问题及发展动态,桥梁抗风设计正处于一个发展时期,面向 21 世纪,相信我国的年青科技工作者将能取得更大的进展。

北方交通大学结构振动研究室对本项研究工作用了 5 年时间。参加专题组的人员有:陈英俊(课题组长),于希哲(副组长),尹建明,牛光程,石家庄铁道学院廖鼎烈在后期参加了部分工作。此外还有博士生王立,硕士生杨文庆、王燕凯、都清等,罗雄在后期参加了部分工作。本书是由陈英俊及于希哲在原有科研报告及论文的基础上经修订、补充而编写的。限于编者的水平难免还有一些缺点或错误,欢迎指正。本书属科研报告性质,至于未来的具体规范则应以有关主管部门制订的正式规范为准。

本项研究工作除铁道部建设司、科技司及交通部公路规划设计院的支持外,还得到了许多专家的帮助,尤其铁道部建设司技术处李铁岩高级工程师主持历次讨论会,在每次讨论会上有关专家都提出了宝贵意见,使我们受益匪浅。特别应该指出的是,建研院规范室陈基发高级工程师提供了部分资料及宝贵意见,国家气象局谢清华高级工程师等协助指导全国基本风压图的绘制,在航天部 701 所崔尔杰教授和虞心田高级工程师等协助下,在该所风洞实验室作了比较仔细的实验。此外还向国际桥协副主席、日本风工程学会主席伊藤学教授进行过咨询。在此一并表示感谢。

陈英俊 于希哲
1996 年 9 月于北京

目 录

1 总 论	1
1.1 风对结构的作用	1
1.2 桥梁结构抗风设计方法的进展	4
1.3 风荷载计算方法的进展	6
1.4 应用风荷载规范时的补充问题	8
参考文献	18
2 风荷载的概率论的处理方法	19
2.1 原始风速资料的处理	19
2.1.1 风速沿高度的变化	19
2.1.2 不同观测次数和时距的换算	20
2.1.3 次时换算的统计分析	24
2.1.4 风速值的空气密度订正	27
2.1.5 缺测资料的处理方法	29
2.1.6 原始数据的处理程序(DORD)	30
2.2 年最大风速及风压的概率分布	34
2.2.1 年最大风速的分布类型概述	35
2.2.2 极值 I 型与 II 型分布的关系	37
2.2.3 分布曲线拟合度的检验方法	38
2.2.4 顺序统计量的分布及其中值	39
2.2.5 不完全 β 函数的求值	41
2.2.6 判别最优拟合分布的程序(CHKFIT)的编制 及说明	42
2.2.7 程序的使用及结果分析	44
2.3 基本风压的分布与参数估计	56
2.3.1 重现期与风压 T 年期望值的关系	57

2.3.2	极值 I 型与极值 II 型分布的参数估计	59
2.3.3	参数估计的程序实现及 T 年重现期的风压期望值	63
2.3.4	极值的渐近分布	68
	参考文献	69
3	脉动风的影响	71
3.1	概 述	71
3.2	脉动风的频率分布与紊流强度	72
3.3	脉动风的极值分布	77
3.4	脉动风的相关函数与功率谱	80
3.4.1	相关函数	80
3.4.2	功率谱	81
3.5	风压脉动系数	89
3.6	阵风系数	92
3.6.1	阵风系数	93
3.6.2	阵风风压分布系数	95
	参考文献	100
4	空气力系数	103
4.1	概 述	103
4.2	钝体绕流特性	106
4.2.1	边界层的概念	106
4.2.2	绕流的流动分离与再附着	109
4.2.3	钝体绕流的尾流和旋涡流动	111
4.3	影响空气力系数的因素	118
4.3.1	结构物的截面特性	118
4.3.2	结构物在流场中的姿态	119
4.3.3	三维流效应	121
4.3.4	摩擦效应	122
4.3.5	紊流度的影响	122
4.3.6	动态效应	124

4.3.7	干涉效应	126
4.3.8	尺寸效应	126
4.4	典型构件与桥梁截面的空气力系数	127
4.4.1	实腹与薄壁截面的阻力与升力系数	128
4.4.2	实腹双截面的阻力与升力系数	129
4.4.3	桁架的阻力系数	132
4.4.4	桥梁结构截面的空气力系数	134
4.5	风洞实验	135
4.5.1	风洞实验的相似律与模型设计	137
4.5.2	实验设备	144
4.5.3	试验方法与数据处理	147
4.5.4	实验结果与分析	150
	参考文献	158
5	风压沿结构物的变化	161
5.1	概 述	161
5.2	平均风沿高度的变化	162
5.2.1	对数分布	162
5.2.2	指数分布	165
5.2.3	风压高度变化系数	168
5.3	风压沿长度的变化	170
5.3.1	脉动风速的空间相关性	170
5.3.2	空间相关与紊流尺度	178
5.3.3	风压沿横向的变化	182
	参考文献	184
6	桥梁设计风荷载	186
6.1	普通桥梁结构标准风载计算方法及参数	186
6.1.1	概 述	186
6.1.2	横向标准风载	187
6.1.3	纵向标准风载	199
6.1.4	竖向标准风载	199

6.1.5	标准设计的风载标准强度	201
6.1.6	桥梁架设时应考虑的风荷载	201
6.2	风向对年最大风速及风压分布参数计算的影响	202
6.2.1	概 述	202
6.2.2	气象台站的选取	205
6.2.3	气象资料的选取	206
6.2.4	原始风速资料的处理	207
6.2.5	沿风向年最大风速的概率分布	208
6.2.6	风向对结构设计的影响	214
6.2.7	不同重现期年最大风压之间的比例关系	216
附 件	经一致化处理后的上海气象台沿风向年最大 风速	216
	参考文献	221
7	附 录	224
附录 I	桥梁风荷载规范部分建议条文	224
附录 II	桥梁风荷载规范部分建议条文说明	231

1 总 论

1.1 风对结构的作用

风对结构的作用是复杂的气动力学问题。过去对桥梁抗风设计甚至还不如对抗震设计那样受重视,其中一个原因是对中小跨普通桥梁而言,风的作用对设计并不起控制作用。随着高耸结构,长跨桥梁的出现,抗风设计就显得非常重要。对不同的桥梁形式或施工中的桥梁,风对桥梁的某些局部的作用也应引起重视。我国幅员辽阔,很多地区常受到暴风的侵袭,风灾的问题也应重视。下表简要示出,气动力的性质,结构响应现象以及结构物的受害种类。

风对结构的作用

表 1.1

空气动力种类(激励)	结构响应(现象)	结构受害种类
(1)时间平均气动力	静力风压引起的变形,内力,变位	整体变形,破坏,局部变形,损伤
(2)紊流产生的变动气动力	随机振动(抖振)	局部变形,损伤,机能障碍使用者不舒适,不安全感
(3)结构尾流中发生的涡流产生的变动气动力	特定风速范围内发生的周期性限幅振动,自激振动	局部变形,损伤,疲劳,机能障碍使用者不舒适,不安全感
(4)由结构振动反馈的变动气动力	超过临界风速时负阻尼产生的发散自激振动	破坏,破损

表中(1)是静力作用,平均风的静风压产生阻力,升力和力矩作用,它也能引起结构的静力不稳定现象,即由静力矩作用引起结构的扭转发散现象,或由静阻力作用引起结构的横向屈曲。表中其他都是动力作用,即结构的振动现象,其发生机制与现象的性质都

与静力作用不同。表中(2)是抖振即紊流风响应,它是由平均风速的风速变动引起的结构随机振动,其在风向方向的成分,一般处理方法,常将响应的极值换算为静力作用,而将设计风速或设计风荷载加以修正。抖振虽是一种限幅振动,因自1940年 Tacoma Narrows 坠桥事故以来,对其它几种自激振动的研究已取得相当进展,近年对抖振的研究也颇受到重视。表中(3)涡激振动,是由尾流的非定常性产生的变动气动力引起的限幅振动,旋涡发生的频率与风速成比例,结构的涡激振动限于与结构产生共振现象的很窄的风速范围内,且多发生在10m/s前后较低风速的情况。涡激振动的作用空气力受运动的制约,故它也是自激振动的一种,但在物体未运动时,伴随涡流发生的变动气动力也作用在物体上,故也常作为受迫振动来研究。表中(4)发散自激振动,一般可分三种:单自由度驰振(galloping)及扭转颤振(flutter),其作用机制是相当于自激力的气动负阻尼效应,即阻尼驱动;二自由度的古典耦合颤振,其作用机制是自激力的气动效应驱动。所谓自激振动,使结构体系产生振动的能量是运动本身所供给的,它是随结构物的变位而发生的一种非线性气动力所产生的。

风产生的结构振动现象是多种多样的,它们的发生机制不同,发生的风速范围也不同。表1.1中的后二者即涡激振动及颤振并非是所有结构都发生的现象,由于高强度钢及焊接技术的进步,大量的柔性结构的应用才使这些问题显得突出。涡激振动常发生在照明用灯柱或烟囱等圆柱体,或截面形状粗厚但细长的结构,如桥梁的细长吊杆。自激振动中,在垂直风向方向摇动的驰振也发生在粗厚断面形状时,在理论研究上常以正方形或长方形断面为典型,其发生风速较涡激振动高得多,驰振现象可见于角柱体,股绞绳索或冰水附着在输电线上时等情况,它是气动力学的不稳定现象之一。当结构阻尼比小时,如空气力学的阻尼比变为负值,整个阻尼比变得很小,这时在任何干扰下如风的变动或尾流的涡流作用等,则振动响应增大,若整体阻尼变为负值,因气流对结构体系供给能量,振动即有继续扩大的可能。抖振响应起因于自然风的紊流,而紊流强度

大时,有时却又对涡激振动与驰振产生缓和作用,但对颤振的发生则紊流没有多大影响。以扭转振动为主的颤振现象常发生在长边沿风向的扁平断面的结构物上。旧 Tacoma 桥,梁的截面较薄,在风速 19m/s 时因扭转颤振而坠毁,在颤振发生前的低风速时曾观测到上下方向的涡激振动。该桥对静力风荷载的设计是安全的,但因将非流线形的 H 型断面用于长跨悬索桥,当时未料想到自激振动的气动力学失稳问题。通过 50 年代以后的研究,这个问题已可避免,主要考虑是保证抗扭刚度或采用桁架式结构。60 年代英国 Severn 桥的设计,采用了流线形截面。在理论上平板翼的自激振动可用弯曲与扭转的二自由度耦合振动的发散现象解释,也称为古典颤振。二次大战后,斜拉桥被广泛应用,因常用实体截面梁,故挠曲不稳定振动(驰振)与涡激振动又受到关注,常采用附加结构(如翼板等减阻措施)以策安全。对斜拉桥的塔及索也应注意其特有的风振问题。即使对不用缆索的大跨度桥梁,例如日本淡路岛的门崎高架连续钢箱梁桥,也采取了空气力学的对策。综上所述,风对结构的作用是非常复杂的问题,这里只介绍一些基本概念,俾读者能有个全面的了解,本书的目的在于以普通桥梁结构为背景,介绍风荷载的计算原则及方法。有关桥梁振动的专题,请参考其它专著。我国当前虽尚无大跨桥的设计规范,但有关部门结合近年来的建设经验,已编制了《公路桥梁抗风设计指南》^[1-2]。

我国现行桥梁设计规范的适用范围,公路桥为跨度 200m 以下,铁路桥为 160m 以下,其抗风设计是以静力法及拟静力法为基础的,即定常空气力作用于适当模型化的结构上而求其静力变形。但是空气力的性质与恒载及交通车辆荷载所产生的变形也有不同的性质,除风速、风向问题以外,因结构形状不同而空气力的大小会有显著变化。其次,对一般的结构物,有时在主风向以外的方向上也有空气力的成分,这时在计算变形时就该考虑其影响。另一方面,对普通结构的抗风设计,常将一部分动力现象的影响等代静力荷载来处理,例如阵风系数或建筑结构上所用的风振系数。所以表 1.1 的分类只是为了研究问题的方便,并未将风速与抗风设计

的种类完全对应,只是对不同的激励研究不同的结构响应比较容易处理。其实,一般将风速作为平均风速与脉动风速相加的形式来处理,严格说并不能简单地认为平均风与静力现象,脉动风与动力现象相对应。

地上结构物大多是非流线形的,风对结构作用的研究更为复杂,除用计算机作模拟及数值分析以外,还需风洞模型试验辅助理论研究,向能完全预测自然风及实桥的行为的方向一步步前进。

1.2 桥梁结构抗风设计方法的进展

晚近各国的桥梁设计规范都在向荷载分项系数法过渡,如英国的 BS5400,美国 AASHTO 的公路桥梁标准规范(1993)等,最近欧洲联盟的规范 Eurocode(1993)也采用基于极限状态理论的荷载系数设计法,日本结构工程委员会安全度研究分委员会也在做此种准备工作,日本铁道构造物设计标准(1992),将极限状态分为承载力极限状态,使用极限状态及疲劳极限状态,将安全系数分为荷载系数,结构分析系数,材料系数,构件系数及结构物系数,分别考虑其影响,普通桥梁的抗风及抗震设计也以此理论为基础,而关于大跨度桥的本四联络桥抗风设计规范则仍采用容许应力法。Eurocode 采用了结构可靠度理论。关于桥梁的抗风设计,虽然也向这一方向发展,但目前许多国家的规范,只在普通桥梁设计的荷载组合中考虑风荷载的分项系数问题。结构可靠性是指结构在规定的时间内,在规定的条件下,完成预定功能的能力。包括安全性、适用性和耐久性。当以概率来度量时,称为结构的可靠度。按 Eurocode(欧洲规范),极限状态方程写作

$$g(S, R, L) = 0 \quad (1.2.1)$$

式中 S, R, L 是荷载(作用),强度及几何变量,它们受物理、统计及模型不定性的支配,可用随机变量或随机场表示。方程(1.2.1)常分为抗力函数 $r(\cdot)$ 及作用函数 $s(\cdot)$,故极限状态方程即设计条件可表示为:

$$r(R, L) - s(S, L) = 0 \quad (1.2.2)$$

将 S, R, L 作为随机变量或随机场处理,难度是很大的,过去只作为确定性的量,现在至少要用过去的经验并作概率论的检算。本书第2章重点介绍了风荷载的概率论的处理方法,目的也在这里。我国已发布和实施《铁路工程结构可靠度设计统一标准》^[1-3],铁道部正在据此修订普通桥梁结构的设计规范。公路桥梁也在交通部公路规划设计院主持下作了系统的研究并已完成《公路桥梁可靠度研究》(1995),正在据以修订公路桥梁设计规范。

可靠度设计法与容许应力设计法的根本区别,在于后者在确定设计风荷载后作结构响应(内力,变形等)分析,再与在规定安全系数下的响应容许值作比较,最后作详细设计。可靠度设计法,则要根据结构失效的原因、型式,可能失效的后果与社会经济因素等确定目标可靠度指标 β_{nom} ,对不同的极限状态及结构使用期, β_{nom} 值是不同的,对疲劳极限状态,还要根据可检查性、可修复性及损伤容限的程度来决定不同的 β_{nom} 值。再决定抗力的综合分项系数以及按不同荷载组合情况下的荷载分项系数,然后按不同的极限状态作结构响应分析。结构的计算可靠指标不宜小于规定的目标可靠指标,在极限状态设计中,当采用分项系数法时,应对各基本变量分别采用规定的设计分项系数,使设计的结构符合规定的可靠度水平。限于本书的性质,详细方法请参看各有关规范,这里不赘述。文献[1-4]介绍了风荷载在荷载组合中的地位问题,文献[1-5]讨论了荷载组合系数的优化问题。铁路桥梁,由于其活载作用的影响较其它作用的影响大得多,应该注意其特点。

桥梁抗风设计规范目前正处于一个发展时期。A. G. Davenport 建议用动力系数覆盖阵风响应影响,并提出了新的 ISO 风载标准,M. Ito 也论述了桥梁设计规范问题(均见 Proc. AP SOWE I, Beijing, 1989)。欧洲联盟 1993 年提出的规范,对抗风设计分为静力与动力两个阶段,关于阵风响应问题,对非风敏结构提出简化解法,对风敏结构提出详细解法,对大跨度索桥(悬索桥,斜拉桥等)及某些特殊桥梁应通过风洞试验及理论分析进行动力设计。结构的可靠度设计,应视概率统计资料的完善程度逐步开展。

1.3 风荷载计算方法的进展

如在前两节所述,风对结构的作用以及风荷载的计算是非常复杂的空气动力学问题,许多国家的规范多主张对大跨度桥应另行处理,可靠度理论只能在局部问题上应用,许多问题都需要进一步总结研究^[1-6],在设计理论上仍以容许应力法为主。我国《公路桥梁抗风设计指南》^[1-2]也反映了这一国际动态。

我国铁路桥梁及公路桥梁设计规范(修订稿)中关于风载的规定,设计风荷载的表达式为

$$W_i = K_0 K_1 K_2 K_3 W_0 \quad (\text{kN/m}^2) \quad (1.3.1)$$

式中, K_0 为与风速重现期 T 有关的系数, $T=100$ 年时, $K_0=1$; $T=50$ 年时, $K_0=0.88$, K_1 为阻力系数。 K_2 为阵风风压分布系数, K_3 为地形地理条件系数, $W_0=v^2/1600(\text{kN/m}^2)$ 为基本风压,系按平坦空旷地面离地 10m 高,重现期为 100 年的 10min 平均最大风速 $v(\text{m/s})$ 计算确定,一般可参考新制定的全国基本风压分布图,实地调查后采用。在应用新规定时各有关系数均可查表求出。

关于式 1.3.1 的应用在本书附录 I 及 II 中有详细的说明,其各系数的确定在本书各章中结合气动力学理论均作了详细的论证,此次修订较过去的旧规范有了较大的改革。本章作为总论,扼要介绍风荷载计算理论的新进展及动态。

关于设计基准期(设计寿命) N , 风压重现期 T 及非超越概率 Q 的关系将在本书 2 中的 2.3 介绍

$$T = \frac{1}{1-Q^{1/N}} \quad (1.3.2)$$

从可靠度理论的角度,不该将 T 及 N 混为一谈。单纯从数学关系看,如取 $Q=0.90$,则 T 将约为 N 的 10 倍。在抗风设计中,还有荷载系数或安全系数,所以超越概率并非意味着结构的危险率。要从设计规范的基本原则出发来确定 T 值,所以各国规范对风压重现期的规定并不一致。英国规范 BSCP3 以重现期 50 年的风速为基准,按不同的设计寿命及超越概率给出风速修正系数,再决定荷载

系数,而 BS5400 则取 $T=N=120$ 年,简化了计算方法,意大利 Messina 海峡桥设计方案(跨度 3300m 悬索桥),其设计风速 62m/s 是按海峡上高 65m、重现期 1000 年决定的。对重要的大跨度桥,应取得架桥地点的短期(例如 3~5 年)风速记录,按小样本统计方法估计规定重现期的极值风速,再与附近气象台站长期记录风速资料所得结果进行对比,找出相互关系,以求得到合理的设计风速^[1-6]。桥梁的风速重现期一般取 100~150 年左右,施工中的风速取 5 年左右的重现期。总之,风压重现期与规范中设计基本风速的取值方法有关,还应与荷载组合方法相配合作出决定。如将风压重现期与设计基准期内最大风压分布的不同分位值相对应,可选择适当的分项系数,使与概率极限状态表达式等效。

本书 6.2 中论述了风向对年最大风速及风压分布参数估计的影响。以前各国的风载规范均未考虑风向对年极值风速统计特性的影响,即在作抗风安全度校核时假定风对结构的攻角是在任意最不利的方向,实际隐含了一个保守的假定,即所有的年最大风速均可出现在任一个方向上。80 年代中期以后,才开始重视考虑风向的模型。从可靠度分析的角度出发,对风敏结构更应该作考虑风向的风速的概率统计。6.2 的算例表明,考虑风向时,年极值风速仍服从极值 I 型分布,但极值动力风压的分布则须重新研究。还应研究风速与温度的关系以及对特殊地区的风气候模型的预估和不同气象机制引起的极值风速等。以上这些都是今后应该研究的问题。

近十年来,关于风荷载效应的研究有了划时代的进步。J. E. Cermak 用边界层风洞模拟自然风的性质^[1-7],为达到模型与真型的准确相似,需满足一系列重要的无量纲参数(Reynolds 数, Richardson 数, Rossby 数, Prandtl 数)以及一些附加的边界条件,他指出气动弹性模型的不利之点,主张用空气动力学模型,并提出对气动力阻尼影响的解决办法。对特定的结构形式与风向,测量气动导纳,计算动力响应。

风荷载的复杂性,在于它在空间和时间内都是变动的。A. G.

Davenport 结合结构抗风设计提出一个新的系统的方法^[1-8],并解决了 Normandy 桥(主跨 856m 的斜拉桥)的抗风设计问题。

产生结构动力响应的气动力激励源主要有三种。

(a)来流紊流风产生的力使结构发生顺风向与横风向的响应,响应可分为不规则的缓慢变化的分量称之为“基本”响应以及在几个周波的脉冲内发生的“共振”响应;

(b)结构尾部涡流产生的力,主要影响横风向“共振”响应;

(c)结构运动产生的力,最主要的是气动阻尼力,它控制响应的振幅,负的气动阻尼力主要与横风向运动有关,可产生大振幅甚至失稳。

Davenport 提出控制响应值的三个关键性的函数:风压分布函数、影响函数、振型函数。风压分布函数是通过实测求得,影响函数在荷载形式与响应之间提供一个直接联系,影响函数与振型函数共同表示对振型响应的能量供给,这些函数的性质是可将时间 t 、高度 z 的风速表示为

$$V(z, t) = a_1(t)f_1(z) + a_2(t)f_2(z) + \dots$$

并可求出风速的时间历程。

过去在实际应用上涉及到与时间、空间有关的随机风过程时,对空间与时间的分布,不得不作简化处理以求输入数据。另一方面,用谱分析方法合理估计风效应,需要大量的统计数据,并且只限于线性系统。风敏结构在风载作用下的响应分析需要考虑风荷载的随机性,结构的非线性以及输入与响应的相互作用(气动力现象),现行计算模型则常略去其中一些因素。德国 Ruhr 大学的研究组,研究一种新的数值方法,由激励过程及响应过程的相关关系,识别临界荷载分布,可用合理的荷载过程处理非线性问题。

综上所述,桥梁风工程学科的发展,已不单纯靠数学手段,必须重视实测与风洞试验。

1.4 应用风荷载规范时的补充问题

在前几节介绍了风荷载计算问题的进展以及今后需继续研究

的问题。本节介绍当桥梁跨度超过现行规范的适用范围时如何估计设计风载的问题,以作为初步设计时参考,对大跨度桥的抗风设计则应参照[1-2]。这里在现在的风载计算方法的基础上,再提出一个考虑气动导纳影响的风速放大系数。我国近年来已在全国 91 个气象台站配备有达因式风速仪,可记录脉动风速的时程曲线,但记录还不完备,而且风速仪配备的面也不够广。在脉动风的作用下,可根据功率谱计算桥梁结构的平均最大响应值。本项研究则采用了北京大气物理研究所 12 室提供的脉动风时程曲线,根据 Shinozuka 等提出的基于观测数据的非平稳随机过程数字模拟理论,研究脉动风压的统计特性,用时程法计算桥梁的动力响应,并与用 Davenport 功率谱法的计算结果作了对比。

Shinozuka 法的基本原理可参阅参考文献^[1-9]第 6.3 节。作为本章的附注,作了简要说明。该法是在观测记录 $X_0(t)$ 的基础上构造一个非平稳随机过程 $X(t)$,从而可生成任意数量的样本函数。图 1.1 为平均风速为 36m/s 时脉动风速的记录曲线,图 1.2 为按式(1.3.1)计算的风压曲线,其中已考虑了脉动风的影响,在式(1.3.1)中设 $K_0=1, K_1=1.3, K_3=1.0$,在以下的算例中,先用一个风压样本函数,用有限元法作随机振动分析,各阶对数衰减率统一用 0.03,然后又用 9 个风压样本函数进行计算,取其平均值,结果较用一个样本函数时约大 4.8~6.5%。风速分布的非平稳性常表现在初始阶段,过去将风速当作平稳随机过程,再近似假定为各态历经的未作研究,一般情况误差也不会太大。

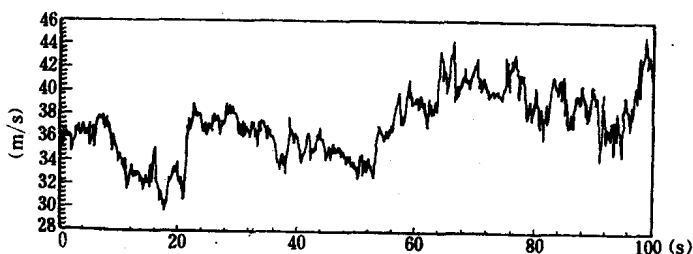


图 1.1 风速记录曲线

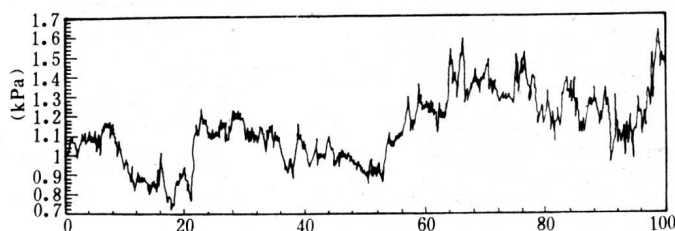


图 1.2 风压曲线

算例 中跨跨度 330m 斜拉桥,密索结构,漂浮体系,门形桥塔,桥宽 14.7m。

(1)计算简图

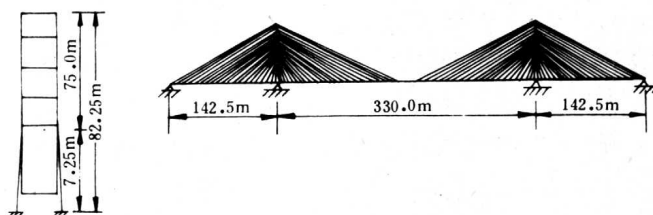


图 1.3 斜拉桥桥例计算简图

(2)自振特性计算

将桥梁的自振频率、周期、圆频率、振型等计算结果列表。

桥梁自振特性表

表 1.2

序	频率(Hz)	周期(sec)	圆频率(r/s)	振 型
1	0.1876	5.330	1.179	横向对称弯曲
2	0.3011	3.321	1.892	竖向对称弯曲
3	0.4219	2.370	2.651	竖向反对称
4	0.5186	1.928	3.259	横向反对称
5	0.5584	1.791	3.508	对称扭转
6	0.5588	1.790	3.511	
7	0.5969	1.675	3.750	
8	0.7778	1.286	4.887	
9	0.9767	1.021	6.137	
10	1.0170	0.983	6.391	