

第一章

绪 论

1940年11月7日，美国华盛顿州建成才四个月的塔科马（Tacoma）峡谷悬索桥在不到20m/s的八级大风作用下发生强烈的风致振动，桥面经历了70min振幅不断增大的反对称扭转振动。当桥面的1/4点达到 $\pm 35^\circ$ 的扭转角时吊索被逐根拉断，并最终导致桥面折断坠落到峡谷中（图1-1）。

在1940年7月1日通车后，该桥就多次发生竖向的风致弯曲振动。这一异常现象引起了当地华盛顿州立大学法库哈森 Farquharson 教授的注意，曾专门派人进行了监视，并且在事故发生当天用摄影机完整地记录下了风毁的全过程。这部珍贵的影片后来成为美国联邦公路局调查事故原因的重要资料，也是桥梁抗风研究的起点。

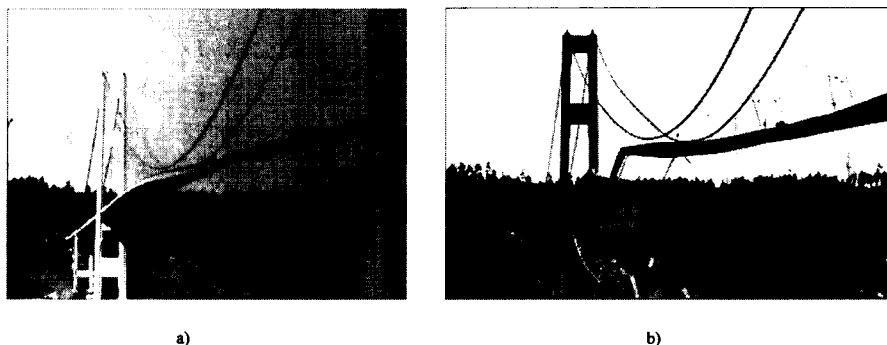


图 1-1 塔科马峡谷悬索桥的风毁
a)风致扭转振动 b)桥面折断坠落

第一节 桥梁风毁事件的回顾（1818~1940年）

在塔科马悬索桥风毁以前的很长时间内，人们都把风对结构的作用看成是一种由风压所形成的静力作用，在设计中仅考虑静力风荷载的作用。然而，在为调查事故原因而收集有关桥梁风毁的历史资料中，人们发现从1818年起，至少已有11座悬索桥毁于强风（表1-1）。而且从目击者所描述的风毁景象中可以明显地感到，事故的原因大部分是风引起的强烈振动，虽然对于这种风致振动的机理在风毁当时还不可能作出科学的解释。

遭风毁的桥梁

表 1-1

风毁年份	桥名	桥址	主跨(ft)	设计者
1818年	Dryburgh Abbey	苏格兰	260	John&William Smith
1821年	Union	英格兰	449	Sir Samuel Brown
1834年	Nassau	德国	245	Lossen & Wolf

续上表

风毁年份	桥名	桥址	主跨(ft)	设计者
1836年	Brighton Chair Pier	英格兰	255	Sir Samuel Brown
1838年	Montrose	苏格兰	432	Sir Samuel Brown
1839年	Menai Strait	威尔士	580	Thomas Telford
1852年	Roche-Beruard	法国	641	Le Blanc
1854年	Wheeling	美国	1010	Charles Ellet
1864年	Lewiston-Queenston	美国	1041	Edward Serrell
1889年	Nigara-Clifton	美国	1260	Samuel Keefer
1940年	Tacoma Narrows	美国	2800	Leon Moisseiff

西方国家的悬索桥最早出现于 18 世纪。根据世界科技史家、英国李约瑟博士的推断：铁（链）索桥（Iron Chain Bridge）起源于中国，通过 17 世纪《徐霞客游记》和法国传教士的《中国奇迹览胜》两本书中对中国铁索桥的描述直接导致了西方人进行建造悬索桥的尝试。

英国和美国在 18 世纪后半叶开始建造了最初的悬索桥，一种没有加劲梁的柔性悬索桥，跨度从 70ft(21.34m)起逐渐增大，到 19 世纪初建成了主跨 260ft(79.25m) 的苏格兰 Dryburgh Abbey 桥。该桥由英国工程师 John & Willian Smith 设计，用于通行马车，其主缆用熟铁锻造的眼杆组成。不幸的是该桥于 1818 年毁于大风，这也是有文字记载的第一座遭风毁的悬索桥，它向人们发出了最早的警告。

1820 年英国工程师 Samuel Brown 建造了主跨为 449ft(136.86m) 的 Union 桥。这是英格兰第一座用眼杆建造的悬索桥，但在建成 6 个月后即遭到风毁。到 19 世纪 30 年代他又建成了几座悬索桥，为了汲取教训，增设了从塔顶辐射的拉索以提高刚度。但其中的两座：主跨 255ft(77.72m) 的 Brighton Chain Pier 桥和主跨 432ft(131.67m) 的 Montrose 桥分别于 1836 年和 1838 年又在经历了强烈的风致振动后遭到毁坏。在总结事故的教训时，他感到，仅由纵横梁排组成的过于柔性的桥面容易发生振动，提出了用抗扭较强的桁架作桥面的设想。应当说，这是一个正确的措施，但没有被人们充分理解和接受，对已建成的其他一些悬索桥也没有进行加固。1839 年威尔士主跨达 580ft(176.78m) 的 Menai 峡谷桥又发生了同样性质的风毁。

19 世纪的美国也建造了许多悬索桥，并且开始用钢丝绳做主缆代替熟铁眼杆，跨度超过 1000ft。不幸的是，英国的风毁教训并没有在美国得到重视。从 1854 年的 Wheeling 桥（跨度 $L = 1010\text{ft} \approx 307.85\text{m}$ ）到 1889 年的 Nigara Clifton 桥（跨度 $L = 1260\text{ft} \approx 386.49\text{m}$ ）发生了三次悬索桥的风毁（表 1-1）。

当美国工程师 John Roebling 在主持修复 Wheeling 桥和 Nigara Clifton 桥以及设计 19 世纪最大跨度的纽约 Brooklyn 桥（跨度 $L = 1595\text{ft} \approx 486.16\text{m}$ ）时，他认识到采用桁架加劲梁和辅助斜拉索的必要性，虽然当时还不理解提高扭转刚度对抑制风振的作用。

在 20 世纪初，采用桁架加劲梁的悬索桥成为一种公认的抗风结构模式。1931 年 Othmar Ammann 设计的破千米记录的纽约华盛顿桥（跨度 $L = 1031\text{m}$ ）以及旧金山金门大桥（跨度 $L = 1280\text{m}$, 1937）都是采用这种形式。

1888 年德国人 Melan 建立的悬索桥挠度理论逐渐传入美国。1909 年美国工程师 Moisseiff 在设计纽约 Manhattan 桥时，首次采用了挠度理论并获得成功。他相信利用悬索桥的重力刚度可降低桥面的弯曲刚度，这就使设计人员放弃了桁架加劲梁，改用更为经济的板梁加劲梁。然

而，对扭转刚度的忽视导致了主梁高度和跨度比的急剧减小，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 Tacoma 桥的风毁。

第二节 桥梁抗风基础理论的建立（1940~1980年）

在 Tacoma 桥风毁事故发生四个月后，即组成了由 Farquharson 教授牵头，著名桥梁工程师 O.H. Ammann 和著名流体力学家 T. Von Karman 参加的委员会进行调查和分析，提出了五卷详细的报告 其中包括最早的节段模型试验 它重现了 Tacoma 桥的扭转发散振动。这份报告引起了许多学者的兴趣，从而开始了桥梁气动弹性理论研究的新时期。

在 20 世纪 30 年代，第一次世界大战后发展起来的航空空气动力学研究已经取得了不少重要的成果。1925 年 Wagner 最早提出了随时间变化的非定常气动力的概念，称为特征升力函数 (Indicial lift function)。1935 年 Theodorson 发表了著名的薄翼在非压缩流中的非定常气动力表达式 即 Theodorson 函数。他的工作后来被证明和 Wagner 的工作有直接联系。不久，1936 年 Küssner 的论文奠定了与机翼颤振有关的非定常气动力以及阵风效应的理论基础。1938 年 Garrick 把上述理论中的有关函数用福里哀变换联系起来。

1941 年 Sears 发表了关于薄翼颤振及其在竖向正弦的脉动风中的行为的重要论文。在论文中，他定义了今天大家都熟知的 Sears 气动导纳的频域函数，为抖振分析奠定了基础。这样，在 20 世纪 40 年代初，空气弹性力学的理论基础已为实际工程应用做好了准备。第二次大战结束后，新一代的力学工作者终于可以利用这些空气弹性力学理论作为武器来解释 Tacoma 悬索桥风毁的原因了。

然而在 Tacoma 桥风毁事故的调查报告中，Von Karman 却暗示迎风面主梁处的涡脱可能是风致振动的主要原因。因为在他和 Dunn 进行的节段试验中发现：如果去掉主梁，扭转发散振动就会消失。于是，在此后出版的一些重要著作如 Den Hartog 的《机械振动学》和冯元桢的《空气弹性理论引论》都认为 Karman 涡脱是 Tacoma 悬索桥风毁的主要原因，一些大学教科书也都沿用这一似是而非的解释。

1948 年 Bleich 最早提出将 Theodorson 的平板颤振理论用于桥梁颤振分析，但是这一借鉴对于分析像 Tacoma 桥这样的非流线形桥面是不成功的。Pugsley 在对 Bleich 论文的评论中提出了具有预言性的建议：可以通过试验得到桥梁断面的气动导数。

1966 年日本学者 Sakata 在国际桥梁会议上第一次发表了基于实测气动导数的桥梁颤振研究论文。与此同时，美国 Scanlan 也发表了类似的论文。随后，日本东京大学的 Ito 和 Tanaka 报告了用实测气动导数分析桥梁断面稳定性的论文。因此，在 1971 年第三届国际风工程会议（日本东京）上，有不少论文涉及桥梁颤振问题。其中特别重要的贡献当属上述的几位日本和美国学者。

1971 年 Scanlan 和 Tomko 发表了题为“机翼和桥面颤振导数 (Airfoil and Bridge Deck Flutter Derivatives)”的重要论文，文中对比了几种典型桥梁断面和机翼气动导数的本质差别，为建立不同于机翼颤振的桥梁颤振理论奠定了基础。同时，也为 Tacoma 桥的风毁找到了正确的科学解释——一种由负阻尼驱动的分流扭转颤振。Scanlan 指出：Tacoma 桥的扭转振动和涡脱频率完全无关，但他没有把实际存在的涡脱和气动阻尼从正变为负的现象联系起来加以考察。

1972 年 Scanlan 通过福里哀变换，在桥梁断面气动导数和相应的特征空气力函数 (Indicial aerodynamic force functions) 之间建立了联系 相当于机翼的 Wagner 函数和 Theodorson 函数的关

系。到 20 世纪 70 年代末，理论分析的结果已得到节段模型风洞试验的有力验证。可以说，此时桥梁颤振理论已经有了坚实的基础。

最后还应提到 Davenport 在 1962 年就提出了用准定常抖振力表达式辅以 Sears 气动导纳函数（使用 1952 年 Liepmann 提出的表达式）的修正来近似地估计桥梁的抖振响应，以及 Scanlan 在 1977 年对 Davenport 抖振分析方法的重要修正。Scanlan 认为在抖振分析中必须同时考虑平均风引起的自激力的作用，因为气动阻尼的参与将对抖振响应的结果产生不可忽视的影响。这一基于随机振动理论的频域方法仍是目前桥梁风致振动分析普遍采用的基本方法。

第三节 现代桥梁抗风理论的发展（1980~2000 年）

进入 20 世纪 80 年代后，一种大跨度新桥型——斜拉桥的跨度突破了 400m 抗风问题成了设计时需要重点考虑的因素。在应用适合悬索桥的二维颤振理论进行斜拉桥的气动稳定性分析时产生了一些争论：由于斜拉桥扭转变形和侧向弯曲变形的强烈耦合，存在以侧向弯曲为主带有少量扭转的振型和以扭转为主带有少量侧向弯曲的振型，如何选择主要的扭转振型是一个难以定夺的问题。为了解决这一难题，必须建立三维颤振理论，在求解中自动从全部模态中选择与颤振形态有关的扭转为主振型。同济大学率先提出并解决了这一问题，并发现了斜拉桥的多振型耦合颤振现象。

随着跨度的不断加大，侧向变形逐渐变成不可忽视的因素。在颤振分析中开始考虑与侧向位移有关的气动导数，使气动导数增加到 18 个，并且颤振和抖振分析也从独立的分开处理趋向统一的考虑。于是，在抖振分析中同时考虑自激力（气动阻尼和刚度）的作用，颤振分析中也应当考虑紊流风中脉动成分的影响，再加上各种耦合效应也十分重要，从而形成了完整的基于有限元法的三维颤振理论。

20 世纪 80 年代初美籍华人学者林幼堃 (Y. K. Lin) 用随机稳定性理论研究了紊流风场对颤振稳定性的影响，提出了紊流可能降低稳定性的论点，引起了风工程界的重视。Scanlan 系统地研究了紊流风场中的气动导数，和传统的在均匀风场中测得的值相比，确有明显的差别。然而，紊流风场的水平相关也相应减弱，总的来看，紊流风场既有不利的一面，也有有利的一面，临界风速仍要高于均匀风场中的值，而且发散的速度比较缓慢。因此，他认为颤振检验仍以均匀风场中的试验值为准，理论分析所用的气动导数也可以在均匀流场中测定，大部分全桥气弹模型在两种风场中的对比试验也证实了这一点。Y. K. Lin 的研究也证明只有当紊流强度超过 20% 以上时，紊流使稳定性下降的趋势才变得明显，由于大跨度桥梁的桥面常高出水面 50~70m，而且在较高的颤振风速时的紊流强度也相对较小，因此，在抗风设计中把紊流作为提高稳定性的有利因素是符合实际情况的。

结构风振控制研究也是 20 世纪 80 年代的热点。在一些低阻尼的大跨度斜拉桥的钢桥塔和主梁中安装了被动阻尼器以抑制桥梁在施工过程中的风振或者在成桥运营阶段中的各类振动，取得了一定的效果。也有一些学者提出了许多采用主动控制装置的设想，但并未付诸实施。

进入 20 世纪 90 年代，日本的本四联络线工程进入最后阶段，两座代表本世纪桥梁跨度记录的大桥——主跨 1991m 的明石海峡悬索桥和主跨 890m 的多多罗斜拉桥开工兴建。丹麦也在完成了小海带桥后开始建造主跨 1624m 的大海带桥。在进行这些特大跨度桥梁的抗风研究和风洞试验中，日本和欧洲的风工程学者都发现现有的线性风振理论已不能适应这些在风载

作用下会发生较大侧向弯曲和扭转变形的柔性结构，应当跟踪变形后的结构状态来研究其风致振动，以消除线性理论带来的误差。为了考虑非线性效应，提出了抖振的时域分析方法，关键是将风速谱转换成脉动风的时域信号，以便形成抖振力的时程，同时，原来以气动导数表达的自激力也要转换成时间历程，最后通过不断修改系统的刚度和阻尼以及风荷载矩阵进行逐步的时程分析求得颤振和抖振的解。

大跨度斜拉桥的拉索风雨振动是 20 世纪 90 年代发现的新问题，强风和大雨使拉索表面出现一个下泄的水道，造成圆形表面的异化，从而激起类似于结冰电缆驰振的强烈的风雨振动。由于这种拉索振动的机理十分复杂，至今仍无明确的空气动力学解释。日本、德国、法国和中国都在通过风洞试验观察这种现象以探索其致振机理，同时寻找抑制这种振动的有效方法。

在 1991 年的第八届国际风工程会议上，Davenport 教授提出了用概率方法进行抗风设计的框架，以便和结构设计规范正在向基于可靠度的概率性设计过渡的进程相适应。迄今为止的抗风设计仍是确定性的模式，虽然在基本风速的确定中包含着一些概率性的因素，但气动参数和结构阻尼以及由此计算的颤振风速和风荷载都作为确定值，同时用一个综合的安全系数考虑各种参数的不确定性。随着桥梁的长大化，需要对一些具有交通枢纽作用的超大跨度桥梁按生命线工程进行防灾危险性分析，并对其安全作出概率性评价。为此必须深入研究各种风特性参数和结构气动参数的不确定性以获得统计值，以最终使结构的抗风设计过渡到概率方法，改变目前偏保守的估计和模糊的安全评价。

20 世纪 90 年代初，从航空领域引入土木结构的计算流体力学（CFD）技术已取得了初步的进展。1993 年丹麦的 Walther 第一次用计算流体力学方法算出了平板的气动导数，并进而算得二维颤振临界风速，迈出了“数值风洞”的重要一步。随后，又以丹麦大海带桥为工程背景，解决了流线型桥面颤振的数值模拟。此后，世界各国纷纷仿效，并在算法上进行改进。目前，在初步设计阶段，对大跨度桥梁的断面进行气动选型已成功地应用“数值风洞”的方法。然而，对于“数值风洞”在土木工程领域的应用前景仍有不同的看法：一方面用于计算分析模型的参数存在着不确定性，并且建筑钝体空气动力学在建立数学模型方面还存在理论上的困难；另一方面，风洞试验技术的进步使试验周期和费用相对于“数值风洞”仍具有竞争力，并且数值分析所需的结构气动参数有些还要依赖风洞试验的测定，因此，21 世纪的最初 20 年将可能还是以风洞试验为主，辅以数值模拟的时期。

1990 年英国的 Wyatt 和 Walshe 为纪念 Tacoma 桥风毁 50 周年发表文章指出，尽管现有的风振理论能够为桥梁的抗风安全提供可靠的依据，然而“流体和结构的相互作用机理仍然不是完全清楚的”，我们对于风振机理的研究仍是滞后的，其中也包括对 Tacoma 桥风毁的解释。1992 年日本的 Matsumoto 在对 H 形断面颤振机理的试验研究中观察到脱落的旋涡沿桥面的飘移。此后，丹麦的 Walther 和 Larsen 采用离散涡方法用计算流体力学研究了 Tacoma 桥断面绕流时的涡脱和非定常气动力，并通过流态显示和振动响应的数值模拟来揭示流体和结构相互作用的全过程，研究证明：卡门涡脱可以引起有限的扭转振动，相应的流态也展现出旋涡沿桥面的飘移，但不是发散性扭转振动的主要原因。可以预期：计算流体力学（CFD）作为研究风致振动机理的有力手段将会发挥愈来愈重要的作用。

回顾桥梁风工程 60 年来的发展和所取得的成果，我们可以概括地说，在 20 世纪 60 年代奠基的桥梁颤振和抖振理论，经过不断的补充和完善，这些基于准定常假设、线性和频域的分析方法以及通过节段模型风洞试验识别气动参数和全模型试验进行检验的方法可以基本满足

一般大跨度桥梁的抗风设计要求。少数超大跨度的桥梁则需要考虑采用跟踪变形的非线性时域分析。然而，为了迎接 21 世纪更大跨度跨海大桥工程的挑战，需要对现行的理论和方法继续进行精细化的改进和发展，甚至需要探索新的理论和新的抗风设计方法。

由同济大学和哈尔滨工业大学联合主持的“九五”国家自然科学基金重大项目“大型复杂结构体系的关键科学问题及设计理论研究”的 24 个专题中有关桥梁风工程方面有以下四个专题：

1. 城市边界层中风特性的观测分析和数值模式。
2. 建筑风洞模拟试验的基本问题和关键模拟技术。
3. 土木工程结构的数值风洞。
4. 特大跨度桥梁的气动参数识别、风振及控制理论。

本书以下各章主要介绍同济大学桥梁风工程研究群体在完成“九五”重大项目以及近十年来在中国大跨度桥梁抗风研究的实践中所获得的主要成果，其中包括风特性、风振理论的精细化、气动参数识别、拉索风雨激振、颤振机理及制振气动措施、概率性评价、CFD 技术应用、斜风效应、等效风荷载以及静风稳定性等方面的内容。在每章的概述中将简要介绍前人的工作和存在的问题以便引出我们所做工作的理论意义和实用价值，而在每章的结语中则提出需要继续努力的研究方向。

参考文献

- [1] W. Podolny, Jr and J. B. Scalzi. Construction & Design of cable-stayed bridges. John Wiley & Sons, 1976
- [2] 项海帆. 风工程力学和大跨桥梁的空气动力学问题, 中国科学基金, 1994, 3
- [3] XIANG Haifan. Wind-resistant study on long-span suspension bridges in China. International Conference on “Bridges into 21st Century”. Hongkong, 1995
- [4] XIANG Haifan. A State of the Art on Wind Engineering (特邀论文). 第九届国际风工程会议论文集, 印度, 1995
- [5] 项海帆. 风工程和力学. 上海力学学会 40 周年征文, 1999
- [6] 项海帆. 进入 21 世纪的中国大桥工程及抗风研究 (特邀报告). 中国科协首届学术年会论文集, 1999
- [7] H. F. Xiang and A. R. Chen. Aerodynamic studies of long-span cable-supported bridges in China (特邀报告). Proc. of International Conference on Advances in Structural Dynamics. 中国香港 2000
- [8] A. Larsen. Aerodynamics of the Tacoma Narrows Bridge—60 Years Later. SEI (IABSE). Nov. 2000
- [9] H. F. Xiang and Y. J. Ge. Refinement on aerodynamic stability analysis of super long-span bridges (特邀报告) APCWE V. Japan, 2001
- [10] 项海帆. 进入 21 世纪的桥梁风工程研究. 第十届全国结构风工程学术会议论文集, 2001
- [11] 项海帆, 陈艾荣. 特大度桥梁抗风研究的新进展. 土木工程学报. 2003, 36(4)
- [12] 项海帆, 葛耀君. 悬索桥跨径的空气动力极限 (特邀报告). 第十一届全国结构风工程学术会议论文集, 2003
- [13] 国家自然科学基金重大项目《大型复杂结构体系的关键科学问题及现代设计理论》任务书. 1998, 4

第二章

近地边界层风特性及其风洞模拟技术

第一节 概述

风是大气边界层内空气流动的现象，并且其流动的速度和方向具有随时间和空间随机变化的特征。在研究风对桥梁的作用时，通常把风处理为在一定时距内不随时间变化的平均风速和随时间和空间随机变化的脉动风速两部分。风作用于桥梁结构时，由风的压力作用形成对结构的风荷载，同时风还会引起桥梁的颤振、驰振、抖振、涡激振动等各种形式的振动。因此，为了弄清风对桥梁的各种作用现象的机理和内在规律，就有必要弄清以空气动力形式作用于桥梁的风的特性，特别是对结构设计和受力分析起控制作用的强风特性。

通过长期的观测研究，人们总结出对结构风致作用有重要影响的几个风特性参数：平均风随高度的变化曲线，简称风剖面或风廓线，脉动风的湍流强度，湍流积分尺度，湍流功率谱密度函数，湍流的空间相关函数。这些参数随风速的大小、地貌的不同、地理位置如纬度的高低而有所变化。

然而，由于空气动力学研究的困难，目前在许多抗风研究中，并没有严格考虑风特性的影响。例如，在桥梁颤振和涡激振动分析和抗风设计检验中，都把气流作为均匀流处理，而未考虑湍流的影响，尽管有些研究已明确表明，风的湍流特性对桥梁的颤振和涡振特性是有影响的^[1,2]。又如，在桥梁抖振分析中，限于风特性观测的条件和困难，描述湍流的空间相关特性的指数衰减因子一直按全桥跨完全相关而取最保守值^[3]。同样，在作为桥梁抗风研究主要手段的风洞试验中，桥梁颤振和涡激共振检验也都以均匀流场下的试验结果作为判断的依据；即使在模拟湍流场的风洞试验中，也很难严格地模拟风的湍流特性，例如，在桥梁气弹模型试验中，基本都放弃了湍流积分尺度的相似模拟，而这恰恰是对桥梁抗风研究十分重要的参数，因为积分尺度的大小决定了脉动风对结构的影响范围^[4]。

20世纪80年代以来，桥梁结构以很快速度向大跨、轻柔方向发展，在风作用下的非线性特性更加突出，从而提出了桥梁抗风研究的精细化问题^[5]。研究发现，精细化研究的核心问题是作为桥梁荷载的风特性的精细化，这就提出了目前基于国外研究成果而使用的风特性参数，是否能适用于我国的特定地理位置和环境的疑问。另外，这些成果大都是基于良态气候条件的观测数据得到的，而我国的许多大跨度桥梁都是建造在受台风直接侵袭或影响的沿海或近海地区，文献^[6]中规定的风参数对于以台风为设计控制荷载的桥梁是否仍能适用？台风等强风的风特性与良态气候下的风特性有何不同？

以往，我国以结构风荷载研究为目的的强风湍流特性观测资料极少，而针对台风的湍流特性观测几乎没有。作者从1999年开始，以研究台风及强季节风的湍流特性及风速剖面特性为主要目的，从上海至广东沿海，开展了强（台）风的观测与分析研究。本章将重点介绍这些观测

与分析研究的成果，并在此基础上研究和改进桥梁风洞试验的风场模拟技术。

第二节 强风平均风速剖面特性观测与分析

一、引言

在大气边界层中，由于下垫面的非均匀性，使近地面层的风速和风向随高度表现出明显的变化。特别是在大风情况下，风的垂直分布特性直接关系到高层建筑和塔桅结构等高耸构筑物的结构风荷载和风致响应问题，因此，是桥梁及建筑设计、施工等工程技术人员和科研工作者特别关心的问题，也是抗风设计和风荷载规范制定、修订的重要依据。

传统的近地面层风的垂直分布特性的观测和分析都是利用气象的高空无线电探空探测资料。但是，这种观测及其所得到的资料无论在时间密度或空间密度上都显得十分不足。因此，长期以来缺乏详细、连续、系统、可靠的近地面层风速随高度变化的探测资料，致使人们对近地面层风速随高度的变化规律，特别是大风风速随高度的变化规律缺乏准确的认识。大气风、温廓线仪的使用大大改进了传统的近地面层风的探测方法和手段，在大气近地面层大风风速剖面的观测和分析中显示出了极大的优越性^[7]。

二、大气风廓线仪及其在平均风速剖面观测中的应用

1. 大气风廓线仪简介

大气风廓线仪是一种垂直指向的晴空多普勒雷达，这种测量技术是美国在 20 世纪 50 年代初期开始研制并发展起来的，至今这种风廓线仪技术以及与其组合使用的无线电探测系统（RASS 技术，The Radio Acoustic Sounding System）仍然代表了大气探测领域里的世界先进水平。

按照探测高度的不同，风廓线仪有：边界层风廓线仪、对流层风廓线仪、平流层风廓线仪。结构风工程研究使用的大气风廓线仪属于边界层风廓线仪，用于近地面层较低高度处的大气探测。

与气象部门传统的高空气球测风探测相比较，大气风廓线仪探测有许多优越性：风廓线仪探测属无球探空，使用灵活方便，运行成本也很低；利用风廓线仪探测风向、风速和温度等气象要素随高度的变化，客观而准确，它反映的是测站上空实际的垂直风、温分布情况。

高空气球测风探测每天只进行两次，而风廓线仪探测的时间密度要高得多，最密时可以每 6min 就探测得到一条大气垂直风、温廓线，垂直空间分辨率也可以小到 20m 间隔。风廓线仪工作时，无须有人照看，可以在各种气象条件下全天候工作。由于风廓线仪的探测具有许多优点，所以它引起了世界各国科学家和气象工作者的极大兴趣和关注。

2. LAP-3000 大气风廓线仪的主要性能指标

作者与上海台风研究所合作，在开展国家自然科学基金重大项目《大型复杂结构的关键科学问题及设计理论研究》之《灾害性风荷载的作用机理与模拟》课题研究中，采用上海市气象局的 LAP-3000 大气风廓线仪进行了强风垂直分布特性的观测分析^[8]。

LAP-3000 大气风廓线仪是一个五波束的多普勒雷达，发射波束中一束垂直指向天顶，另外四束分别指向东、南、西、北方向，偏离天顶 $\pm 15^\circ$ ，波束宽度小于 8° ，雷达发射频率 1290MHz，发射峰值功率 $\geq 600W$ ，平均最大功率 72W，发射脉冲宽度分别为 400ns、700ns、1400ns 和 2800ns（对应于垂直高度分辨率 60m、100m、200m、400m）。RASS 发射频率 2kHz，其它性能指标

见表 2-1。

LAP-3000 风廓线仪主要性能指标

表 2-1

	LAP-3000	RASS
频率	1290 MHz	2kHz
最低探测高度	60 ~ 100m	60 ~ 100m
最高探测高度	2 ~ 3 km	1 ~ 2 km
垂直高度分辨率	60m、100m、200m、400m 可选	60m、100m、200m、400m 可选
风速测量精度	小于 1m/s	
风向测量精度	小于 10°	
温度测量精度		1℃
天线	四平板相控阵天线	四个抛物面反射天线

3. LAP-3000 大气风廓线仪在强风观测中的应用

利用设置在上海市青浦气象局内的 LAP-3000 大气风廓线仪进行了强风（台风及冬季冷锋）的观测。观测位置为：北纬 31.15° 东经 121.12° 位于上海市区西南偏西方向 距离市中心约 40 km。周围数公里内的地面状况为以低矮房屋和农田为主，间有多层建筑，近似于文献 [6] 中的 C 类地面粗糙度情形。

在研究强风风速随高度变化时，风廓线仪运行在低模式测风方式，最低探测高度为 116m，最高探测高度为 2486m 高度间隔为 60m 全部共有 42 个层次。探测时，每 30min 就可得到一条风速廓线。

取离地面 10m 高度处的常规地面测风资料 and 对应时刻的风廓线仪 116m、173m、231m、289m、347m、405m、463m、520m 8 个层次、共 9 个高度的测风数据资料，进行风随高度变化 α 指数的拟合。

三、台风大风的风速剖面特性

1. 台风影响区域的风速剖面特性

由于近年来没有台风直袭上海，位于上海市青浦区气象局的 LAP-3000 大气风廓线仪观测到的数据属于受台风影响的情况。以 1999 年、2000 年、2001 年 3 年的观测数据研究台风影响区域的风速剖面特性 [9]。

(1) 1999 年影响上海的台风风速随高度变化

1999 年，影响上海地区的台风有 4 次，分别是：9906 号台风、9909 号台风、9911 号台风和 9912 号台风。从总体情况看，1999 年影响上海的台风并不很典型，主要是台风未直接登陆影响上海，带来的风、雨影响也不很强。

风廓线仪探测得到的 4 次台风各高度上最大风速数据见表 2-2。

1999 年影响上海台风的各高度最大风速出现情况 (m/s)

表 2-2

探测高度 (m)	9906 号	9909 号	9911 号	9912 号
10	7.7	7.0	8.5	11.4
116	16.2	17.3	18.6	17.0
173	14.8	17.3	17.2	17.2
231	14.5	15.9	17.1	16.9
289	14.1	14.8	22.0	18.9

续上表

探测高度(m)	9906号	9909号	9911号	9912号
347	15.0	15.4	26.8	21.9
405	15.4	16.0	28.4	18.2
463	14.5	16.2	29.3	18.4
520	16.5	14.8	31.5	24.8

1999年影响上海台风风速随高度变化的 α 指数拟合结果见表 2-3。从拟合结果可以看到 9906 号台风的指数 α 最小 仅为 0.155 而 9909 号台风的 α 指数相对较大 为 0.251。

1999年影响上海的台风 α 指数拟合结果表 2-3

台风编号	9906号	9909号	9911号	9912号
样本数	60	48	36	48
α 值	0.155	0.251	0.217	0.206
R^2 值	0.941	0.985	0.936	0.933

(2)2000年影响上海的台风风速随高度的变化

2000年影响上海的台风有多次，分别是台风启德（0004号）台风杰拉华（0008号）台风碧利斯（0010号）和台风派比安（0012号）特别是派比安台风，它是继 9711 号台风以后，近几年以来对上海影响最严重的一次台风。风廓线仪和超声风速仪的观测都记录了这次台风影响的详细过程。

2000年影响上海台风各高度上的最大风速资料列于表 2-4 而风速随高度变化的 α 指数拟合结果列于表 2-5。可以看出 2000 年影响上海台风的 α 指数比 1999 年台风的 α 指数略大，而 2000 年影响上海的台风强度也都比 1999 年要更强些。

2000年影响上海台风的各高度最大风速出现情况 m/s)

表 2-4

探测高度(m)	0004号	0008号	0010号	0012号
10	10.7	11.5	8.4	12.8
116	35.7	33.8	33.3	39.8
173	36.6	33.8	34.2	32.2
231	40.8	26.9	21.3	35.4
289	41.3	26.5	21.8	37.0
347	38.9	26.0	21.4	27.5
405	38.7	26.3	29.8	26.8
463	41.3	25.7	29.5	27.1
520	40.8	25.0	22.5	32.9

2000年影响上海的台风 α 指数拟合结果

表 2-5

台风编号	0004号	0008号	0010号	0012号
样本数	32	223	230	51
α 值	0.265	0.225	0.269	0.234
R^2 值	0.919	0.892	0.922	0.766

(3)2001年影响上海的台风风速随高度的变化

2001年夏天也有多次台风影响上海，它们分别是台风飞燕（0102号）台风桃芝（0108号）

台风百合(0116号)和台风利奇马(0119号)尽管2001年影响上海的台风次数同常年历史平均相比稍有增加,但实际台风带来的风雨影响都不大,大部分台风在接近上海时已经有很大程度的减弱,所以,风廓线仪测得的各高度上的风速也都不很大,见表2-6。

同样,2001年影响上海的台风风速随高度变化的 α 指数拟合结果列在表2-7中,同2000年台风的 α 指数拟合相同,也都比较大。

2001年影响上海台风的各高度最大风速出现情况(m/s)

表 2-6

探测高度(m)	0102号	0108号	0116号	0119号
10	9.5	8.7	6.2	7.7
116	23.9	18.8	18.7	18.2
173	24.8	18.3	17.5	19.1
231	23.6	18.8	16.2	20.8
289	24.3	20.2	17.7	21.6
347	24.5	19.5	18.3	21.9
405	23.8	20.0	17.1	22.2
463	24.5	20.2	19.1	22.3
520	24.5	19.9	19.0	22.7

2001年影响上海的台风 α 指数拟合结果

表 2-7

台风编号	0102号	0108号	0116号	0119号
样本数	70	10	97	48
α 值	0.241	0.278	0.256	0.312
R^2 值	0.984	0.926	0.952	0.869

2. 台风直袭登陆区域的风速剖面特性

由于上海的LAP-3000自安装以来未能获得台风直袭情形的观测资料,这里仅以香港天文台的LAP-3000大气风廓线仪1999年观测到的直接在香港地区登陆时的台风资料进行分析^[9]。

1999年共有8次热带气旋影响香港,其中有4次台风横穿香港本岛,它们分别是台风9903号(玛姬MAGGIE)、台风9910号(森姆SAM)、台风9915号(约克,YORK)以及强热带风暴9919号(锦雯CAM),这种情况也为香港近半个世纪以来所少见。香港天文台架设于香港新机场的LAP-3000大气风廓线仪很完整地探测到了这4次台风登陆香港时风的高度变化情况。

表2-8是用风廓线仪探测得到的这4次台风各高度上最大风速的情况。从表中可以看出,1999年登陆香港的4次台风比1999年影响上海的几次台风要强得多,特别是台风约克,500m以下高度的最大风速都在40~60m/s之间。

1999年登陆香港台风各高度最大风速出现情况(m/s)

表 2-8

探测高度(m)	玛姬	森姆	约克	锦雯
116	38.1	33.2	41.6	20.4
173	28.2	39.1	48.1	18.8
231	38.3	44.0	50.0	18.8
289	36.6	31.2	57.4	18.3
347	57.3	32.0	53.1	18.4
405	56.3	31.0	64.5	33.7
463	31.7	31.6	64.1	25.5
521	37.7	31.9	63.4	22.6

用同样的方法进行台风风速随高度变化的 α 指数拟合结果表明 (表 2-9) 强度较大的台风玛姬和强度很大的台风约克的 α 指数都比较小, 分别是 0.116 和 0.119 而强度较弱的台风森姆和锦雯的 α 指数则稍大些 为 0.214 和 0.187。总体上看, 台风强度大的 α 指数明显比强度小的 α 指数小。

1999 年登陆香港的台风 α 指数拟合结果

表 2-9

台风编号	玛姬	森姆	约克	锦雯
样本数	114	114	114	114
α 值	0.116	0.214	0.119	0.187
R^2 值	0.705	0.924	0.920	0.657

四、冬季大风的风速剖面特性

上海地区冬季的大风主要是由北方南下的过境强冷空气影响而造成的。图 2-1 和图 2-2 分别是 1999 年 10 月 2 日和 2000 年 2 月 18 日二次较强的冷空气影响过程风廓线仪测得的风速剖面 [9]。从这两张图上可以看到, 当强冷空气影响时, 风速首先从地面开始增大, 随着冷锋面的经过, 大风区域逐渐向上空伸展, 而在高空的锋面附近上方是一个倾斜的小风速区, 冷锋风系的垂直结构可以清楚地反映出来。地面附近的风速可以达到 8 ~ 20m/s 并随着高度增高 风速加大 在 600 ~ 800m 高度附近第一次出现极大值; 其后风速随高度增高却是减小的, 大约在 1200 ~ 1300m 高度附近达到极小值; 之后, 风速随高度增高再次增大, 在 2100 ~ 2200m 高度附近出现第二次极大值。但在 600m 高度以下的近地面层, 风速随高度增加是增大的, 且其平均状况能够比较好地符合幂指数规律。

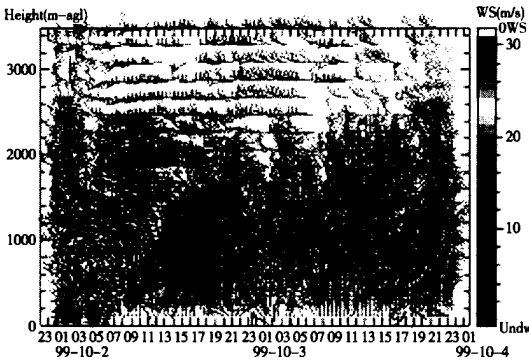


图 2-1 1999 年 10 月 2 日冷空气过程的风速剖面

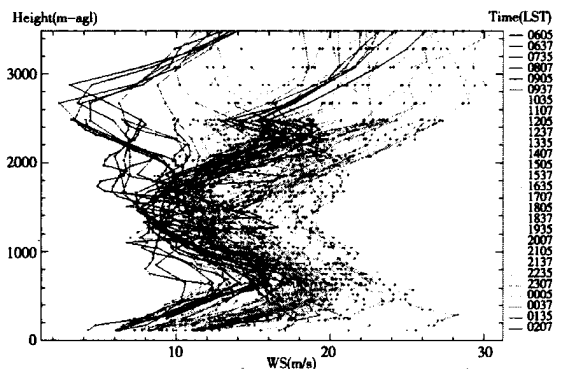


图 2-2 2000 年 2 月 18 日冷空气过程的风速剖面

表 2-10 是几次比较典型的冷空气影响时风廓线仪探测资料的 α 指数拟合值。和台风大风的情况一样, 在整个强冷空气影响过程中, α 指数值的变化范围也是相当大的, 其最大值可以大到 0.50 以上 最小值可以小到 0.04 以下 甚至出现负值 (即 偏离风速随高度变化的幂指数规律)。但是, 无论从一次冷空气过程的平均状况看, 或者是从多次冷空气过程的平均状况看 其幂指数 α 值都要比台风大风大, 表明在近地面的大气边界层内, 冷空气大风的上下层风速差异相对较大。

几次强冷空气影响时的 α 指数值

表 2-10

日期	2000/02/18	2000/03/10	2000/03/15	2001/11/05	2001/12/12	平均
平均	0.308	0.288	0.297	0.278	0.223	0.279
最大	0.422	0.513	0.486	0.544	0.384	
最小	0.184	0.084	0.045	0.111	0.050	

五、小结

从以上利用 LAP-3000 风廓线仪在香港观测到的登陆台风、在上海观测到的台风影响以及在上海观测的冬季冷锋的风速廓线数据及 α 指数拟合结果可以看出：

(1)处于 B 类地表粗糙度的香港新机场观测站在强台风约克和较强台风玛姬登陆直接侵袭时 风廓线指数 $\alpha = 0.119$ 和 $\alpha = 0.116$ 和规范规定的 A 类地表粗糙度的指数 $\alpha = 0.12$ 值基本一致。而在稍弱的台风锦雯和台风森姆登陆时，风廓线指数则为 $\alpha = 0.187$ 和 $\alpha = 0.214$ 处于 B 类和 C 类地表粗糙度之间，明显地显示出 α 指数随台风强度增大而减小的趋势，强台风直接侵袭下的 α 指数小于基于良态气候的规范规定值。

(2)介于 B 类和 C 类地貌之间的上海青浦观测站在台风影响和冬季冷锋时，风廓线指数 α 分别约在 0.16 ~ 0.31 和 0.22 ~ 0.39 之间变化，也显示出随风速强度增大而减小的趋势，台风影响时的强度大于冬季冷锋的强度，前者的 α 值小于后者。并且可以看出，风速较大时的 α 指数基本与规范的规定值相符，而风速较小时则明显偏大

(3)从上海青浦观测站 1999 ~ 2001 年观测到的各次台风的影响及香港新机场观测站 1999 年各次台风登陆时各高度的最大风速值分布情况可以看出， $h \approx 100\text{m}$ 和 $h \approx 500\text{m}$ 处的最大风速值之间大多不符合良态气候下的 α 指数律的关系，两者的值更为接近。其原因是由于台风天气系统本身的强烈涡旋运动和垂直方向的强力混合运动的作用已远超过地面下垫面粗糙状况的影响，使之不再遵循良态气候下主要由下垫面粗糙状况决定的风速铅直分布的指数律关系。可见，对于台风强烈影响区域的桥梁及高层建筑抗风荷载设计，采用良态气候下的指数律关系由 10m 高度处的基准风速推算沿高度变化的风速值是不符合实际情况的，也是保守的，有必要开展更深入的观测研究。

(4)由于 LAP-3000 风廓线仪在高度 100m 以下是盲区，因此，它的观测缺失了很重要的 10 ~ 100m 高度范围的风速数据，从而使利用 10m 高度处及 110m 以上各高度的观测值的 α 值拟合精度受到影响。从桥梁及建筑结构抗风研究与设计的角度，应考虑采用测量范围约在 20 ~ 500m 高度、分辨率在 20m 左右的风廓线仪，将可得到更为精确、连续、完整的梯度风高度以内的平均风速观测数据，并依此做出现有抗风设计规范的修改和补充。

第三节 风速风向联合分布概型及其在极端风速估计中的应用

一、引言

在桥梁及建筑结构的抗风设计中，风荷载一般是用风速或风压来表示的。大量风速实测记录表明：风速时程曲线中包含两种主要成分，即周期在 10min 以上的长周期成分和周期仅有几秒钟的短周期成分。根据这两种成分的特点，统计分析中常把自然风区分为长周期的平均

风和短周期脉动风。平均风概率描述一般采用随机变量模型，当平均风速统计得足够多时，其分布就呈现一定的规律性，这个规律就是风速分布概率模型。由于在平均风速统计分析中，最关心的一般都是极值风速记录，而统计推断最终要确定的也是重现期内的（最大）期望风速，因此从数理统计理论上讲采用 Gumbel^[10]提出的极值分布概型是比较合理的，在实际中三种极值分布概型得到了广泛的应用^[11, 12]。

平均风对结构的作用除了与风速有关之外，还与风向有关。任何地点的极端风速沿各个方向一般都是不均匀的，大多数工程结构，特别是大跨度桥梁结构在空间各个方位上的尺度也具有显著差异，而现有的桥梁及建筑结构抗风设计规范却没有考虑风向因素的影响。为了使抗风设计既安全又经济合理，就需要研究风速和风向的联合作用。目前对风速和风向联合作用分析方法主要有三种，即平稳随机过程法^[13]、最大风向系数法^[14]和联合分布概率方法^[15]。限于目前的技术水平，平稳随机过程法尚不能应用于实际工程，而最大风向系数法仅适用于对刚度较大结构的静风荷载统计，应用较多的则是风速风向联合分布概型方法^[16, 17, 18]。

二、风速风向联合分布概型

1. 联合分布概型的建立

由于不同的基本大气环流形式或局部障碍物的存在，任何地方的极端风气候沿各个方向是不均匀的，一般采用风玫瑰图来表示。而任何结构特别是大跨度桥梁结构在受到一定的气动荷载时其结构响应亦与风向有关。因此风速风向联合分布概型宜基于有关的独立参数来建立。

(1) 基本假定

同一地点不同方向（方位角）的平均风速服从同一种类型的极值分布，并且由该地点所有各个方向上的风速记录数据样本来拟合最优极值分布概型。

同一地点不同方向（方位角）的分布概型参数是相互独立的，并且由该方向的风速记录数据样本来优化估计。

(2) 概型模型

独立参数联合分布概型具有下列三种极值分布形式：

$$\text{极值 I 型 (Gumbel): } F_{G\alpha}(x) = \exp\left[-\exp\left(-\frac{x-b_{\alpha}}{a_{\alpha}}\right)\right] \quad (2-1)$$

$$\text{极值 II 型 (Frechet): } F_{F\alpha}(x) = \exp\left(-\frac{x-b_{\alpha}}{a_{\alpha}}\right)^{-\gamma_{\alpha}} \quad (2-2)$$

$$\text{极值 III 型 (Weibull): } F_{W\alpha}(x) = \exp\left[-\left(-\frac{x-b_{\alpha}}{a_{\alpha}}\right)^{\gamma_{\alpha}}\right] \quad (2-3)$$

式中： a 称为尺度参数； b 称为位置参数； γ 称为形状参数； α 表示所在风向与正北向的夹角，现有风速记录一般可以给出 16 个方向的数据即 $\alpha = 0, \frac{\pi}{8}, \frac{\pi}{4}, \dots, \frac{15\pi}{8}$ 。

(3) 建模步骤

独立参数风速风向联合分布概率模型的建立一般可以概括为下列三大步骤：

原始风速记录资料的收集和处理，包括风速测站选取、原始资料收集、标准高度修正以及次数时距换算。

风速风向联合分布概型的统计检验。采用各个风向的全部风速记录数据极值样本，来检验三种极值分布概型中哪一种最符合该极值样本。

联合分布概型中独立参数的最优估计，采用相应方向的风速记录数据极值样本来最优

估计联合分布概型中的三个独立参数。

2. 风速记录数据处理

影响原始风速记录数据的因素很多，其中主要有以下四个方面。

(1) 风速测站选取

严格意义下的平均风速统计分析必须充分反映空间和时间的双重随机性。从理论上讲，这就只有采用随机过程模型。为了避免由此而造成的困难，可以采用与用时间平均方法来反映时间随机性相似的样本平均方法来近似反映平均风速的空间随机性，即在计算点周围选取环境相同的多个风速测点，用相关性较差的 m 个风速测点的原始风速记录的加权平均值来描述计算点的平均风速。由于风速测点的布置与计算点之间并无联系，因此，有条件时应选取三个或三个以上相邻风速测点进行统计分析。

(2) 原始资料收集

原始风速观测条件包括风仪类型和测风原理，例如达因风压式测风仪、电接风向风速自记仪，电传风速仪和风压板风速仪等；风仪高度和地表粗糙度；记录方式和平均时距，例如人工定时记录和自动连续记录；采样周期和计算精度等。

(3) 标准高度修正

大气边界层内平均风速高度的变化规律一般称为风速廓线或风剖面。描述风速廓线的主要计算模型有两种，即指数律模型和对数律模型，相应的标准高度修正也可按照这两种方法进行。

(4) 次数时距换算

风速观测有人工定时记录和自动连续记录两种方式。人工定时观测记录次数少，会漏掉很多极值风速记录，人工定时记录一般采用 2min 平均时距。自动连续记录则采用 10min 平均时距，目前普遍采用自动连续记录。为了利用早期的人工定时记录资料，需要对两种不同记录方式和不同平均时距的风速记录数值进行回归分析，一般可以采用线性回归方法，并将由于线性回归引起的回归剩余方差按样本容量的大小计入到样本方差中去，最后还必须对线性回归方法进行回归显著性检验。

3. 联合分布概型的渐近检验方法

在结构风工程研究中，常用的风速数据采样方法都是极值风速采样方法，因此，风速分布概型实质上是极值风速分布概型。分布概型能否真正代表随机变量的实际分布规律以及几种分布概型中确定哪种拟合度最优的问题，实质上是对分布概型假设进行检验的问题，一般称为统计检验或显著性检验。在极值风速分布概型检验中，特别是当风速数据样本容量较小时，广泛采用概率曲线相关系数 PPCC (Probability Plot Correlation Coefficient) 方法^[19]。

(1) PPCC 法检验原理

概率曲线相关系数 PPCC 定义为

$$\gamma_D = \frac{\sum (X_i - \bar{X}) [M_i(D) - M(D)]}{\sqrt{\sum (X_i - \bar{X})^2 \sum [M_i(D) - M(D)]^2}} \quad (2-4)$$

式中： $\bar{X} = \frac{1}{n} \sum X_i$ ， $\overline{M(D)} = \frac{1}{n} \sum M_i(D)$ ， n 为样本容量； D 是要检验的概率分布； X 是顺序统计量， X_1 最小， X_2 其次， \dots ， X_i 是样本观测值中第 i 个最小值。给出一种概率分布 D 的随机变量 X 和样本容量 n 可以从概率论角度导出样本中 X 值的最小值分布、第二最小值分布以至一般的第 i 个最小值分布，这些分布中每一分布的中值就是 $M_i(D)$ 。

如果样本数据是由分布 D 产生的 那么除了位置 与均值有关 和尺度 与方差有关 因子之外 对于所有 i 值, X_i 近似等于理论值 $M_i(D)$, $X_i - M_i(D)$ 曲线 称作概率曲线 近似为直线。这个线性性质, 使 γ_D 接近等于 1。所以分布 D 越接近于样本数据的真实规律, 则 γ_D 越接近于 1 这就是 PPCC 方法的原理。

(2)PPCC 渐近检验方法

不难发现, PPCC 检验法是基于某一特定样本容量而言的, 即子样反映母样的全部特征。但是, 由于采样本身的随机性, 当采用 PPCC 检验法时, 不同容量采样的 PPCC 值一般是不同的, 而极值采样的选取又与容量的大小密切相关, 因此建议采用 PPCC 渐近检验法^[20]。该方法不但可以对不同分布概型的 PPCC 系数 γ_D 进行横向比较 (不同分布概型比较) 以确定出最优分布概型; 而且还可以对同一种分布概型的不同容量的极值子样 (包括观测值) 所对应的 PPCC 系数 γ_D 进行纵向比较 (不同容量样本比较) 以便确定相关系数 γ_D 随样本容量渐近变化的规律。

极值风速采样方法

目前, 常用的风速数据采样方法可以归纳为两种, 即阶段极值法 (Period Maximum) 和越界峰值法 (Peak over Threshold)。前一种方法采集的是几个特定时间阶段内的极值风速, 因而与样本观测值的大小无关, 采样的依据是采样时间间隔; 后一种方法采集的是所有母体样本中最大的几个极值风速, 因而与采样时间间隔无关, 采样的标准是样本观测值的相对大小。一般说来, 阶段极值法适合于各种极值分布概型的抽样检验, 而越界峰值法存在一定的局限性。

样本容量渐近变化

从统计理论上讲, 尽管统计检验的主要依据是样本, 而样本又是随机变量, 样本观测值的出现带有随机性, 但是用同一种采样方法得到的不同容量的样本观测值的检验结论应当是一致的, 否则统计检验结论就不是惟一的。从实际应用看, 对应于几种不同极值分布函数的概率曲线相关系数 γ_D 的差异很小, 有时只有不到 1% 的相对误差, 用如此之小的差异来作出接受或拒绝某种分布概型的假设, 很容易发生检验错误。

为了减小发生检验错误的概率, 也为了充分反映样本观测值的随机性、降低采样方法对检验结论的影响程度, 这里提出: 用相同采样方法抽取 S 组不同容量的样本观测值, 分别采用概率曲线相关系数法进行统计检验, 当 S 组样本的横向比较检验结论相同时, 直接作出接受或拒绝某种分布概型的结论; 而当 S 组样本的横向比较检验结论相异时, 进一步考察同一种分布概型假设下样本容量渐近变化对检验结论的影响——纵向比较。

相关系数渐近关系

在同一风速记录数据母体中, 采用阶段极值法抽取两组按序排列的子样 $\{X_1, X_2, \dots, X_n\}$ 和 $\{Y_1, Y_2, \dots, Y_m\}$ 假定 $n > m$ 。根据阶段极值法的抽样特点, 不难发现 $X_{n-m+1} = Y_1, X_{n-m+2} = Y_2, \dots, X_n = Y_m$, 所以对于 $\bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i$ 和 $\bar{Y} = \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m Y_i$, 有 $X < Y$ 。子样 $\{X_1, X_2, \dots, X_n\}$ 和 $\{Y_1, Y_2, \dots, Y_m\}$ 的概率曲线相关系数分别为:

$$\begin{aligned} \gamma_{D_n} &= \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X}) [M_i(D) - \bar{M}_n(D)]}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2 \sum_{i=1}^n [M_i(D) - \bar{M}_n(D)]^2}} = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X}) [M_i(D) - \bar{M}_n(D)]}{\sqrt{n\sigma_{xn}^2 n\sigma_{Mn}^2}} \\ &= \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X}) [M_i(D) - \bar{M}_n(D)] / \sigma_{xn} \sigma_{Mn} \end{aligned} \quad (2-5)$$

$$\begin{aligned} \gamma_{D_m} &= \frac{\sum_{i=1}^m (Y_i - \bar{Y}) [M_i(D) - \bar{M}_m(D)]}{\sqrt{\sum_{i=1}^m (Y_i - \bar{Y})^2 \sum_{i=1}^m [M_i(D) - \bar{M}_m(D)]^2}} = \frac{\sum_{i=1}^m (Y_i - \bar{Y}) [M_i(D) - \bar{M}_m(D)]}{\sqrt{n\sigma_{ym}^2 n\sigma_{Mm}^2}} \\ &= \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m (Y_i - \bar{Y}) [M_i(D) - \bar{M}_m(D)] / \sigma_{ym} \sigma_{Mm} \end{aligned} \quad (2-6)$$

式中, σ_{xn} 和 σ_{ym} 分别表示子样 $\{X_1, X_2, \dots, X_n\}$ 和 $\{Y_1, Y_2, \dots, Y_m\}$ 的均方差; σ_{Mn} 和 σ_{Mm} 分别表示 $\{M_1(D), M_2(D), \dots, M_n(D)\}$ 和 $\{M_1(D), M_2(D), \dots, M_m(D)\}$ 的均方差。因此,

$$\begin{aligned} \frac{\gamma_{D_n}}{\gamma_{D_m}} &= \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X}) [M_i(D) - \bar{M}_n(D)]}{\frac{1}{m} \sum_{i=1}^m (Y_i - \bar{Y}) [M_i(D) - \bar{M}_m(D)]} \cdot \frac{\sigma_{ym} \sigma_{Mm}}{\sigma_{xn} \sigma_{Mn}} \geq \frac{\bar{X} \bar{M}_n(D)}{\bar{Y} \bar{M}_m(D)} \cdot \frac{\sigma_{ym} \sigma_{Mm}}{\sigma_{xn} \sigma_{Mn}} \\ &= \frac{\bar{X}}{\sigma_{xn}} \cdot \frac{\bar{M}_n(D)}{\sigma_{Mn}} \cdot \frac{\sigma_{ym}}{\bar{Y}} \cdot \frac{\sigma_{Mm}}{\bar{M}_m(D)} = \frac{\delta_y}{\delta_x} \frac{\delta_{Mm}}{\delta_{Mn}} \end{aligned} \quad (2-7)$$

式中 δ_x 和 δ_y 分别表示两个子样的偏差系数; δ_{Mm} 和 δ_{Mn} 分别表示两个子样中值的偏差系数。

对于 $n > m$ 的两个顺序统计量 应有 $\frac{\delta_y}{\delta_x} \geq 1$ 和 $\frac{\delta_{Mm}}{\delta_{Mn}} \geq 1$, 故

$$\frac{\gamma_{Dn}}{\gamma_{Dm}} \geq 1 \quad (2-8)$$

利用这一性质, 可以采用阶段极值法抽取样本容量分别为 $n_1 < n_2 < \dots < n_s$ 的 S 组按序排列的子样, 对比检验概率曲线相关系数是否具有渐近关系: $\gamma_{Dn1} < \gamma_{Dn2} < \dots < \gamma_{Dns}$ 并以此来判断是拒绝还是接受原分布概型假设。

(3) 渐近检验方法的数值模拟证明

为了阐明极值风速分布概型渐近检验法的有效性和正确性, 采用 Monte Carlo 数值模拟方法予以证明。具体步骤为: 首先用 Monte Carlo 法产生三组分别满足极值 I 型、极值 II 型和极值 III 型的伪随机数母样; 然后, 从每一组母样中分别采用阶段极值法和越界峰值法抽取 S 组子样 计算概率曲线相关系数 γ_D 最后 用渐近检验法确定最优拟合分布函数是否与原伪随机数母样的分布函数一致。

① Monte Carlo 样本模拟

为简化起见, 以日最大风速记录数据作为母样的一个样本值, 一年按 360 天计算, 30 年共有母样本本值 $30 \times 360 = 10800$ 个。首先, 用乘同余法产生 10800 个 $[0, 1]$ 区间均匀分布的伪随机数 ξ_i 然后 按式 (2-11)~ 式 (2-13) 将 $[0, 1]$ 区间均匀分布的伪随机数 ξ_i 分别转换成满足极值 I 型、极值 II 型、极值 III 型的伪随机数 x_i 。

$$\text{极值 I 型:} \quad x_i = b - a \ln(-\ln \xi_i) \quad (2-9)$$

$$\text{极值 II 型:} \quad x_i = b + a \exp[\ln(-\ln \xi_i) / (-\gamma)] \quad (2-10)$$

$$\text{极值 III 型:} \quad x_i = b - a \exp[\ln(-\ln \xi_i) / \gamma] \quad (2-11)$$

不失一般性, 取三种极值分布母样的总体均值为 $\mu = 20\text{m/s}$ 总体方差 $\sigma = 7\text{m/s}$ 。极值 I 型的模型参数 $a = 5.458\text{m/s}$ 和 $b = 16.85\text{m/s}$; 极值 II 型的模型参数 $\gamma = 8.0$, $a = 35.88\text{m/s}$ 和 $b = -19.10\text{m/s}$ 极值 III 型的模型参数 $\gamma = 8.0$, $a = 50.14\text{m/s}$ 和 $b = 67.22\text{m/s}$ 。

② 阶段极值法采样检验