

桥渡

设计原理与实践

叶东升 章 敏 范北林 编著



黄河水利出版社

桥渡设计原理与实践

叶东升 章 敏 范北林 编著



黄河水利出版社

内 容 提 要

本书对桥渡设计原理作了较全面的论述,其中包括绪论、河道水力学基础、泥沙运动力学基础、河床演变概论、河道整治方法、桥渡壅水及导治建筑物、桥涵孔径设计、桥渡冲刷计算等内容,还在书中介绍了桥渡的河工模型试验及数学模型计算方法。在此基础上,为便于读者在具体工程中运用桥渡设计原理,书末还专门列举了典型桥渡设计的实例。

本书可供广大道路、桥渡、河工与水工专业的设计、规划、科研人员以及高等院校师生参考。

图书在版编目(CIP)数据

桥渡设计原理与实践/叶东升,章敏,范北林编著. —郑州:
黄河水利出版社,2004.1

ISBN 7-80621-732-0

I. 桥… II. ①叶… ②章… ③范… III. 桥跨—设计
IV. U442.5

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2003)第 094604 号

出 版 社:黄河水利出版社

地址:河南省郑州市金水路 11 号 邮政编码:450003

发行单位:黄河水利出版社

发行部电话及传真:0371-6022620

E-mail:yrp@public.zz.ha.cn

承印单位:黄河水利委员会印刷厂

开本:787 mm×1 092 mm 1/16

印张:19.125

字数:442 千字

印数:1—2 500

版次:2004 年 1 月第 1 版

印次:2004 年 1 月第 1 次印刷

书号:ISBN 7-80621-732-0/U·9

定价:39.00 元

前 言

一位著名学者曾经指出,河流桥渡的密度可以反映某地区的文明和发达程度。人们在一些傍河而建的发达城区内,一座城市的跨河桥梁高达数十架。因此,桥渡设计工作有着广泛的前景,而该工作所依据的理论基础即是桥渡设计学。

桥渡设计属于基础科学与工程技术之间的边缘学科,不仅有桥梁学、水文学、河床演变学、水力学及河流动力学等学科的内容,而且还有自身形成的学科知识。其主要任务包括:选择最佳桥位和孔跨布置;推算决定桥长、桥高和基础埋深;开展桥渡壅水计算;布设必要的治导防护工程。此外,随着人们防洪减灾意识的不断增强,在这部分工作中,还要涉及桥渡对防洪的影响等相关内容。

本书作者的工作单位分别位于黄河、淮河及长江流域。多年来,在解决大江大河桥渡设计及防洪影响等有关课题中,以桥渡设计的基本原理为基础,不断实践和探索,取得了一些经验和体会,因而编写并出版了这本书。

本书力求全面介绍桥渡设计过程中所需要的基本知识。其中包括河道水力学基础、泥沙运动力学基础、河床演变概论、河道整治方法、桥渡壅水及导治建筑物、桥涵孔径设计、桥渡冲刷计算等七个方面,最后再以太澳公路黄河特大型桥渡设计为例,对桥渡设计原理与实践进行了系统的阐述和详细的剖析。

本书不仅内容新颖、概念清晰、论述详细明了,而且还颇具实用性及创新性。可供广大道路、桥渡、河工与水工专业的设计、规划、科研人员以及高等院校师生参考。我们深信,本书的问世,对于桥渡学的丰富完善将具有很高的价值,在学术和工程实用上也会有很大意义。

本书由叶东升、章敏、范北林共同执笔。其中,叶东升编写绪论、第七~八章;章敏编写第一~三章;范北林编写第四~六章;最后由叶东升统稿。在出版发行过程中,马广州、王辉、王严平等同志给予了大力支持,本书由清华大学王光谦教授及黄河水利科学研究院张俊华教授级高级工程师主审,马怀宝、王丽、孔丽参加了校核工作,在此谨致谢意。

应该指出的是,桥渡设计不但涉及面广,而且又随现代工程实践和相关学科的发展不断修正和改变。因此,本书在材料取舍、内容阐述等方面,疏漏不当甚至错误之处在所难免,敬请读者批评指正。

作 者

2003年5月

目 录

前 言	
绪 论	(1)
第一章 河道水力学基础	(5)
第一节 二维均匀紊流及其半经验理论	(5)
第二节 紊流时均流速分布	(8)
第三节 紊动强度的分布	(15)
第四节 水流的能耗图形	(17)
第五节 河湾的水流结构	(25)
第六节 明渠水流的流动状态	(34)
第二章 泥沙运动力学基础	(39)
第一节 泥沙基本特性	(39)
第二节 推移质泥沙运动	(49)
第三节 悬移质泥沙运动	(66)
第三章 河床演变概论	(79)
第一节 河流形成和演变概述	(79)
第二节 河床演变原理	(81)
第三节 河型及河相关系	(83)
第四节 山区河流的河床演变	(106)
第五节 平原河流的河床演变	(108)
第六节 桥渡附近的河床演变	(114)
第四章 河道整治方法	(118)
第一节 河道整治规划概述	(118)
第二节 河道整治规划参数的设计	(124)
第三节 河道整治措施及工程布局	(128)
第四节 整治建筑物的型式及结构	(141)
第五节 整治工程新结构型式	(143)
第五章 桥渡壅水及导治建筑物	(157)
第一节 桥渡壅水计算	(157)
第二节 导治建筑物	(164)
第三节 导流堤的布设	(177)
第六章 桥涵孔径设计	(181)
第一节 桥孔设计的规定	(181)

第二节	设计洪水·····	(183)
第三节	桥涵孔径计算·····	(201)
第四节	涵管孔径计算·····	(221)
第七章	桥渡冲刷计算·····	(223)
第一节	桥渡与河床演变·····	(223)
第二节	桥渡附近的河床变形及冲刷现象·····	(224)
第三节	研究桥渡冲刷的意义及现状·····	(226)
第四节	桥渡一般冲刷计算·····	(233)
第五节	桥墩周围的局部冲刷·····	(238)
第六节	其他类型的冲刷计算及桥墩的防护·····	(243)
第七节	墩台基础埋置深度·····	(247)
第八章	桥渡设计实例·····	(248)
第一节	概 况·····	(248)
第二节	模型设计与验证试验·····	(255)
第三节	泥沙数学模型及验证计算·····	(269)
第四节	整体模型试验结果·····	(276)
第五节	未来 20 年河床冲淤预测计算 ·····	(283)
第六节	桥墩冲深·····	(288)
第七节	结 论·····	(299)

绪 论

铁路与公路是国民经济的大动脉,实施西部大开发战略,加快西部道路建设意义重大,势在必行。近期推出的国家重点公路规划,是交通部继“五纵七横”国道主干线系统布局规划之后,为适应我国现代化建设在新世纪作出的又一重要公路规划。即使在内陆省份,道路建设也是近几年基础建设的重中之重。例如,自古就有“九州腹地,十省通衢”之说的河南省,是中华民族的发祥地之一,在中国的政治、经济、文化上始终占据重要地位。河南地处中原,在全国交通运输的大格局中起着承东启西、连接南北的枢纽作用。随着地区社会经济的发展和国家西部开发战略的实施,河南将承担越来越重的交通运输压力。根据河南省社会经济发展的总体战略目标以及公路交通发展战略,未来河南省的公路网将建成以省会郑州为中心连接省内其他中心城市的以“三纵三横四辐射”为骨架的公路快速系统。

在道路工程设计、施工中,铁路与公路跨越水域的研究历来为人们所关注。跨越水域的方式有船渡、隧渡、冰渡、空渡和桥渡等多种形式。桥渡是其中最主要也是最常用的形式。

桥渡包括桥梁或涵洞自身、治导工程、河滩上的引近路堤和必要的防护工程。桥渡设计不同于桥渡建筑物的设计,作为一门技术或学科,它旨在找出用桥(涵)跨越河流、人工水道和其他各种水域的最佳方案。其主要任务是:选择最佳桥位和孔跨布置;推算决定桥长、桥高和基础埋深;开展桥渡雍水计算;布设必要的治导防护工程,包括桥头引道路堤的布设和防护。实际上,随着人们防洪减灾意识的不断增强,在这部分工作中,还要涉及桥渡对防洪的影响等相关内容。桥渡设计是桥梁设计的前期工作。

从桥渡与洪水(主要指设计洪水)及河流(主要指河流性质,也就是河道演变特点或河流的稳定性)的关系来看,可将桥渡分为三类:

(1)高跨桥。受河岸两岸地形的影响,桥渡一孔跨越河流洪泛宽度。桥下净空大于设计要求,且桥位处河床稳定,桥下主流与岸线、洪泛线稳定,河流对桥渡建筑物无不良影响。山区峡谷河段上常有这类桥渡。在较小的山区开阔河段或受两岸地形限制的平原顺直河段上,也有可能遇到这类桥渡。通常所说的按地形或线路高程决定桥高、桥长的跨河桥渡皆属此类。这类由两岸地形决定的高跨桥的特点是桥渡对设计洪水无压缩或压缩很小,基本上不改变或很少改变河段的天然水流状态,无需用水力计算决定桥的长度和高度。长度是按两岸地形或线路标高决定的。桥孔孔径是仅需检验河流通过百年洪水时的自然流态是否受到桥渡干扰、桥下净空是否等于大于设计标准,因而无需计算(孔径设计用的)设计流速。

(2)水力设计桥(简称水力桥)。这类桥渡压缩了河流的洪泛宽度,洪水流量相对集中,桥前水位升高,形成漏斗形有侧向收缩的下降水面。跨越平原地区稳定性和次稳定性的各类河流的桥渡多属此类。这类桥渡的特点是由于河流比较稳定,桥渡对河流可进行

适当的压缩。也就是说,桥渡明显地改变洪水的流动状态,对洪水的宣泄形成干涉或阻碍。因此,桥梁的长度和高度必须满足能顺畅宣泄设计洪水而不会导致河流朝着不利于其自身与周围环境(包括桥渡)的方向演变。也就是说,这类桥梁的桥长、桥高和基础埋置深度都必须按桥渡勘测设计规范上的规定进行水力设计,故称之为水力设计桥。其计算方法可按水力学均匀流概念,用断面平均流速代表桥下水流的水力特征,而桥孔内这一断面平均流速就是设计桥孔的设计流速。

(3)河形桥(河势桥)。平原游荡型河流和山前区河流,河床很宽,即使是百年一遇的洪水,也达不到在全河范围内均衡过流的水流状态。均衡的意义是指相同组成的河床,洪水时通过强度(或单宽流量)大致相当,可按水力学均匀流的概念,用平均流速代表这股均匀流的水力特性。全断面(或桥下断面)可以用断面平均流速,代表桥下水流的水力特性。由此可见,在洪水时断面上不能均衡过流的河流上,不能按水力学概念用设计流速推算桥孔长度,而只能根据河流的平面外形(现有河宽、两岸堤距)、河势和河床演变的特点来估算,故称这类桥为河形桥或河势桥。

当然,河流的天然状态和桥渡的实际情况是多种多样的,总会遇到一些通过水力计算不好解决的问题。如一河多桥的桥位和孔径布置、复杂条件下桥渡的泄洪能力和桥前壅水、桥墩台的冲刷和防护、导流工程的布置和设计以及沿河路堤的冲刷和防护等。但这些问题都可利用水工或河工桥渡模型试验较好地解决。

为了使桥孔安全地通过设计洪水,桥梁不但要有足够的长度和桥下过水面积,还必须保证墩台基础有足够的埋置深度,以免因水流冲刷而遭受破坏。河流对桥渡最不利的影响有两方面,一是平面的岸线迁移,二是竖向的河床冲刷。只有不稳定的河流才有可能对桥渡产生猝不及防的岸线迁移,出现水毁,而河床冲刷则是每条河流都有的自然现象。对河床冲刷而言,影响因素众多,难以较准确地预估,加之随着水文现象的变化,其对桥渡的破坏多具实发性和偶然性,极易造成危及生命财产的破坏。因此,桥渡冲刷计算是桥渡设计中最重要和最难完善解决的课题。在具体的桥渡设计中,必须合理地确定河床冲刷深度和预计河床的天然演变,为确定桥梁墩台的深度提供依据。

广义的一般冲刷除指因桥墩存在而引起的墩身周围的局部冲刷以外,各种原因造成的桥下河床降低都包含在内。桥墩附近所发生的最大冲刷深度,应是二者之和。目前对冲刷深度的计算,一般先算出可能的一般冲刷,再用一般冲刷后的水流条件计算可能的局部冲刷,二者相加即为总冲刷深度。以此给出冲刷线,定出桥墩的基础埋深。

局部冲刷仅仅是指桥墩阻水所引起的墩周河床变形。虽然桥墩基础埋深决定于河床的最大冲深,它是前述河床变形的综合结果,然而如何求得桥址断面上的最大可能冲刷深度,到目前为止仍是一个很有意义的科研课题。

在实际生产中,国内外计算冲刷的方法很多。目前,铁路、公路各部门对桥下冲刷计算的处理方法是:假定一般冲刷与局部冲刷是分别进行的,先算出最大的一般冲刷深度,而后在这个深度上继续计算局部冲刷,待局部冲刷充分发展,河床高程不变,冲刷就停止了,以此作为最大冲刷深度。同时假定产生最大冲刷深度的设计流量持续时间足够长。这里需要强调的是,这仅是一种“处理桥渡冲刷的办法”,而不能理解为实际情况下的桥渡冲刷就是这样一先一后地相继进行着。

通常,铁路或公路桥渡的位置受到两岸线路的约束,被限制在河流的某些区段内,桥位必须在这些区段内寻找,但仍然要尽量避免在需要修建昂贵治导工程的地点建桥。

在稳定性河流上,河槽的平面形态和横断面没有明显的变化,桥位选择主要取决于河槽的宽度和河滩流量与总流量之比。在此种河流上修建桥渡工程,首先应选主河槽最窄且河滩流量最小之处。

在次稳定性河流上选择桥位是比较困难的,除在极少数的地方,河滩全部用桥梁跨越外,都需要用不同程度的治导工程来稳定桥孔内的河槽。因此,首先要选择最小治导工程就能控制河槽的地方。通常选择有岩石露头或不可冲土质,或有人工构筑物的河岸限制或部分限制其下游一段距离内河槽的侧向移动,从而减少对治导工程的需要。有时也可在现有河槽处于受控状态的河段作为桥位。在这里河槽大致围绕一个节点摆动,所需的治导工程最少;这类节点往往出现在弯曲型河流形态的过渡段。桥位选在河湾或过渡段而现有河道状态对控制河槽位置又无能为力时,就必须修建治导工程。在河湾处,特别是在河湾的凹岸侧,河槽窄,但较深;在过渡段,河槽宽,但较浅。因此,只有全面考虑了河槽的几何特点、需要的治导工程量和桥梁构造类型等因素后,才能最后选定最佳桥位。

跨越不稳定河流的桥渡,总是需要庞大的治导工程控制桥下河床。如果不稳定河道位于冲积扇,就需用较长的线路穿越冲积扇顶部与上游河段的交点,这种措施可能比跨越不可避免的需要强大治导工程的冲积扇更为经济合理。

由于以上原因,山区斜交桥设计时呈现无所适从的状态。在成昆线龙川河四十多座斜交桥,凭调研估计确定的冲刷深度,施工单位认为缺乏科学依据,把基底标高作了不同程度的提高,而运营单位又感到不安全,采取混凝土铺砌,仅一座中小型桥就耗资数百万元。

在许多新线的选线定线中,如果要求正交过河,则将增加很多隧道和填挖方量;如果采用斜交方案,既可节约工程投资,又可使线路顺直和缩短运营里程。但对斜交桥渡的孔径、壅水、最大单宽流量、流速损失、冲刷计算等,尚缺乏正确的方法。如果用现有的方法计算,则冲刷系数大都超过了公路及铁路工程水文勘测设计规范的规定:当河床容许冲刷时,桥梁的孔径计算不宜超过规范所列容许冲刷系数值;桥下河床不容许冲刷时,可采取铺砌防冲办法。大中型桥不宜采取铺砌防冲办法,除非采用特大跨度桥梁,否则将无法遵循规范的规定,只有通过水工模型试验,才能解决问题。前苏联 1972 年桥渡勘测设计规程中规定,当桥位斜交角度大于 25° 时,都要进行模型试验。

应该指出,我国由于幅员辽阔、河流众多,进行了大量的局部冲刷试验和系统的墩形系数试验,并利用大量的天然观测资料建立了整套的计算公式。有不少科研部门为解决生产实际问题,做了为数甚多的桥墩、沉井和沉井施工冲刷等试验,取得了众多科技成果,并有专著问世,如 1993 年张红武等撰写的《河流桥渡设计》(中国建材工业出版社出版)及 1995 年刘有录撰写的《桥渡》(黄河水利出版社出版)等,标志着我国在桥渡设计领域取得了巨大成就,目前处于国际领先水平。至于国外也曾出版过类似专著,其中,有代表性的是美国学者 J. N. 布拉德利所著的《桥梁河道水力学》(Hydraulics of Bridge Waterways, by Joseph N. Bradley, U. S. Department of Transportation Federal Highway Administration, 1973),郑华谦、陆浩根据美国运输部联邦道路管理局 1973 年版本译出中译本,1980 年在

人民交通出版社出版发行。另一本有代表性的专著《桥渡水力设计》(Hydraulic factors in bridge design, R. V. Farraday F. G. Charlton, Hydraulics Research Station Limited Wallingford)是英国学者 R. V. 法德拉、F. G. 卡尔通等 1983 年出版的(中译本由中国铁道出版社 1992 年出版, 阚译、康笃材、王群、卢金利、黄崇佑、冯建平翻译)。尽管国外河流演变规律没有我国河流复杂, 所研究的深度也有较大差距, 但是, 这类专著还是颇有特色的, 仍有较大的参考价值。

需要承认的是, 桥渡设计属于基础科学与工程技术之间的边缘学科, 不仅需要桥梁学、水文学、河床演变学、水力学及河流动力学等学科的知识, 而且还需要丰富的实践经验, 其中的环节众多, 相关问题的研究难度极大, 涉及范围广, 开展深入研究必须掌握足够的原型观测资料及正确的模拟方法。因此, 在解决重大工程的相关课题中, 还必须以桥渡设计的基本原理为基础, 结合实际、不断创新, 在解决实际工程问题中进一步丰富学科的内容。

第一章 河道水力学基础

第一节 二维均匀紊流及其半经验理论

在水力学中,将液流运动划分为紊流与层流两种形态。在紊流中,又视边壁相对粗糙度的大小分为光滑区、粗糙区(或阻力平方区)以及介于三者之间的两个过渡区。实际上,紊流是自然界中普遍存在的流动现象,河道水流多为紊流,且多属阻力平方区紊流。其最基本的特征是流场中任一点的流速和压力等物理量都是随时间呈不规则地脉动。例如,任一时刻的流速的三个分量分别可以表示为

$$\begin{aligned}u_x &= \bar{u}_x + u'_x \\u_y &= \bar{u}_y + u'_y \\u_z &= \bar{u}_z + u'_z\end{aligned}$$

式中: u_x 、 u_y 、 u_z 分别为相对空间坐标 x 、 y 、 z 的瞬时流速 u 的三个分量; $\bar{u}_x$ 、 $\bar{u}_y$ 、 $\bar{u}_z$ 分别为时均流速 $\bar{u}$ ^①的三个分量; u'_x 、 u'_y 、 u'_z 分别为脉动流速 u' 相应的三个分量。

由于紊流涉及的许多问题十分复杂,从理论上直接求各质点的瞬时运动情况尚不现实。因此,1885年,Reynold 将紊流分成时均流和脉动流两部分,得出紊流时均流动的运动方程。我们采用柱坐标,可将恒定流条件下的表达式写为

$$\begin{aligned}& v_r \frac{\partial v_r}{\partial r} + \frac{v_\theta}{r} \frac{\partial v_r}{\partial \theta} + v_z \frac{\partial v_r}{\partial z} - \frac{v_\theta^2}{r} \\&= -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial r} + \left[\frac{\partial}{\partial r} \left(\frac{A}{\rho} \frac{\partial v_r}{\partial r} \right) + \frac{1}{r^2} \frac{\partial}{\partial \theta} \left(\frac{A}{\rho} \frac{\partial v_r}{\partial \theta} \right) + \right. \\& \quad \left. \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{A}{\rho} \frac{\partial v_r}{\partial z} \right) + \frac{A}{\rho r} \frac{\partial v_r}{\partial r} - \frac{2A}{\rho r^2} \frac{\partial v_\theta}{\partial \theta} - \frac{A v_r}{\rho r^2} \right] \quad (1-1)\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}& v_r \frac{\partial v_\theta}{\partial r} + \frac{v_\theta}{r} \frac{\partial v_\theta}{\partial \theta} + v_z \frac{\partial v_\theta}{\partial z} - \frac{v_r v_\theta}{r} \\&= -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial \theta} + \left[\frac{\partial}{\partial r} \left(\frac{A}{\rho} \frac{\partial v_\theta}{\partial r} \right) + \frac{1}{r^2} \frac{\partial}{\partial \theta} \left(\frac{A}{\rho} \frac{\partial v_\theta}{\partial \theta} \right) + \right. \\& \quad \left. \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{A}{\rho} \frac{\partial v_\theta}{\partial z} \right) + \frac{A}{\rho r} \frac{\partial v_\theta}{\partial r} - \frac{2A}{\rho r^2} \frac{\partial v_\theta}{\partial \theta} - \frac{A}{\rho r^2} \right] \quad (1-2)\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}& v_r \frac{\partial v_z}{\partial r} + \frac{v_\theta}{r} \frac{\partial v_z}{\partial \theta} + v_z \frac{\partial v_z}{\partial z} \\&= -g - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + \left[\frac{\partial}{\partial r} \left(\frac{A}{\rho} \frac{\partial v_z}{\partial r} \right) + \frac{1}{r^2} \frac{\partial}{\partial \theta} \left(\frac{A}{\rho} \frac{\partial v_z}{\partial \theta} \right) + \right.\end{aligned}$$

① 为简便计,本书除特殊情况外,时均符号一般均省去不写。

$$\frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{A}{\rho} \frac{\partial v_z}{\partial z} \right) + \frac{A}{\rho r} \frac{\partial v_z}{\partial r} \quad (1-3)$$

此外,紊流连续方程式相应表示为

$$\frac{1}{r} \frac{\partial v_\theta}{\partial \theta} + \frac{\partial v_r}{\partial r} + \frac{v_r}{r} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad (1-4)$$

以上诸式中: r 、 θ 和 z 为流场中某点的柱坐标; v_r 、 v_θ 和 v_z 为相应的流速分量,即法向、切向及垂向分速(习惯上又称法向、切向分别为横向、纵向); p 为压力; ρ 为密度; A 为紊动动力黏滞系数(或称紊动动力交换系数); ν_T 为紊动运动黏滞系数(或称为紊动运动交换系数)。其中

$$A = \rho \nu_T \quad (1-5)$$

显然,以上是假定了沿各个方向的紊动动力系数不变。

由于紊流问题的复杂性,在研究明渠水流的有关课题时,不得不将水流简化为二维流动,从而得出半经验的理论解。当然,也不能视二维流动仅是学术上的假定,实际中的河渠水流特别是冲积河流的宽深比(B/H)往往很大,其过水断面中间部分的水流运动特征与二维区域的水流运动特征相差甚小。根据 H. Bazin 的水槽试验资料,可给出存在二维流区的条件为

$$B/H \geq 5 \quad (1-6)$$

则中间二维流区宽度为

$$B_0 = B - 5H \quad (1-7)$$

美籍华人周文德将条件式(1-6)改写为 $B/H \geq 5 \sim 10$,显然,较前者这是一个更为严格但也更不确切的条件。胡春宏、惠遇甲根据试验研究,认为 $B/H = 5$ 基本上可作为二维流区存在的限制条件。应该注意的是,这仅意味着此时过水断面的中心线附近(而不是全部河宽)的水流的流动近似符合二维条件。只有宽深比从 5 增加,才能使中间部分存在的二维流区所占的容重有所增加。但无论宽深比多么大,由于边壁影响产生的非二维流区总是存在的。

一般来讲,河岸糙度往往比河底糙度小,此时,二维区的实际范围比由式(1-7)计算的更宽一些,张红武对边壁影响宽度 B_* 进行了理论探讨,得出如下表达式:

$$B_* = 4.7H \left(\frac{n_\omega}{n_b} \right)^2 \quad (1-8)$$

式中: n_b 、 n_ω 分别为河底及边壁糙率。

不难看出,边壁影响范围将随着比值 n_ω/n_b 的减少而减少,随着 n_ω/n_b 的增大而增大。由上式可以确定出边壁影响明显的区域在整个过水宽度内所占的比例。

对二维均匀流切应力沿垂线呈线形分布,表达式如下:

$$\tau = \tau_0(1 - z/h) \quad (1-9)$$

式中: h 为水深; τ_0 为床面切应力,可由下式计算:

$$\tau_0 = \gamma J h \quad (1-10)$$

式中: γ 为水流容重; J 为河床比降。

近代流体力学假定

$$\tau = \tau_1 + \tau_2 \quad (1-11)$$

式中: τ_1 是由水流黏滞性产生的, 称为黏滞切应力, 其值为

$$\tau_1 = \mu \frac{du_x}{dz} \quad (1-12)$$

式中: μ 表示水流动力黏滞系数。

τ_2 是由水流紊动产生的, 称为紊动切应力, 其值为

$$\tau_2 = -\rho \overline{u_x' u_z'} \quad (1-13)$$

上式中, 负号表示 u_x' 和 u_z' 的符号总是相反的。

实际上 Reynolds 的时均紊流方程式仍未封闭, 尤其是为了确定紊动切应力, 许多学者进行了大量的研究, 提出了一些半经验理论, 其中最为著名的有 Boussinesq 假定、Taylor 涡量传递理论、Karman 相似理论、L. Prandtl 的动量交换理论及 $K-\epsilon$ 模型等, 其中以 Boussinesq 假定的形式最为简单, 他假定紊流应力与黏性应力类似, 因而比拟水流中

$$\tau_2 = \rho \nu \frac{du}{dz} \quad (1-14)$$

紊流中的剪切应力可写成

$$\tau_2 = \rho \epsilon \frac{du}{dz} \quad (1-15)$$

式中: ν 为运动黏滞系数; ϵ 为紊动动量交换系数。

与 Boussinesq 假定略有不同, Prandtl 是把紊流运动与分子扩散运动相类比, 认为紊流是由许多流体质点相结合成的流体团运动。流体团在一定距离内(该距离为混合长), 本身保持整体不变, 即在输运过程中, 它所具有的量不变(如质量、动量等), 流体团到达新的位置后才与当地流体团具有的量相混合。若假设 a 层某液体微团可以自由运移到 b 层, 且移动过程中不会碰撞, 运输距离为 l_1 , 则 x 、 z 方向的脉动流速 u_x' 、 u_z' 绝对值的时均值可分别表示为

$$\overline{|u_x'|} = l_1 \frac{d\overline{u_x}}{dz} \quad (1-16)$$

$$\overline{|u_z'|} = k_1 l_1 \frac{d\overline{u_x}}{dz} \quad (1-17)$$

令

$$\overline{|u_x' \cdot u_z'|} = k_2 \overline{|u_x'|} \cdot \overline{|u_z'|} \quad (1-18)$$

将式(1-16)及式(1-17)代入式(1-18), 紊动切应力的表达式即能由式(1-14)和式(1-15)改写为如下形式:

$$\tau_2 = k_1 k_2 \rho l_1^2 \left(\frac{d\overline{u_x}}{dz} \right)^2 \quad (1-19)$$

式中: k_1 、 k_2 为比例系数, 令 $l^2 = k_1 k_2 l_1^2$, 则上式为

$$\tau_2 = \rho l^2 \left(\frac{d\overline{u_x}}{dz} \right)^2 \quad (1-20)$$

式(1-20)即为 Prandtl 掺长模数表示的紊动切应力公式。

由于分子运动与紊流脉动存在着本质上的差别,分子运动的动能是自身固有的,与宏观运动无关,所以 Prandtl 的掺长理论在物理上隐含着严重的缺陷。但在现有模式中,惟有 Prandtl 的掺长理论在工程实际中得到了广泛应用。这主要是由于该理论提出比较早,积累了丰富的经验,根据这些经验可以选择合适的掺长分布,从而能正确地预测剪切紊流中的速度分布。正因为如此,一些有实用价值的研究成果多以 Prandtl 掺长理论为基础,故本书中不少内容的研究和探讨仍是以 Prandtl 的掺长理论为基础的。

第二节 紊流时均流速分布

流速分布受过水断面形状及其纵向变化、边壁粗糙程度、因弯道离心力而中泓偏离以及桥墩、水闸等建筑物的影响,故有随边界条件不同而变化的性质。应该承认,全面考虑各种影响因素,对全断面的流速分布用一个通用形式加以描述是极困难的。因此,多限于讨论恒定、均匀、二维紊流中的时均流速分布规律。

一、对数型流速分布公式

流速分布与水流切应力密切相关。在紊流流速很小的固体边壁附近,由脉动流速产生的附加切应力很小,而流速梯度却很大,故此处黏滞切应力起主导作用,该流层流态属层流,称之为黏性底层。其厚度可用下式表示:

$$\delta_0 = \frac{N\nu}{u_*} \quad (1-21)$$

式中: N 为一无量纲数; ν 为水流运动黏滞系数; u_* 为摩阻流速,它与边壁切应力 τ_0 、水力半径 R 及水力坡度 J 的关系式为

$$u_* = \sqrt{\tau_0/\rho} = \sqrt{gRJ} \quad (1-22)$$

此外,式(1-21)中, ν 为运动黏滞系数,对于水, ν 与水温 T (以℃计)存在如下经验关系:

$$\nu = \frac{0.01775}{1 + 0.0337T + 0.000221T^2} \quad (1-23)$$

在远离边壁的流区,因流体中微团的相互掺混、碰撞,动量发生传递,结果使得流速分布趋于均匀化。

由于紊流理论尚不能直接用来解决实际问题,因此现有的公式都是半经验或经验性的。其中,应用最为广泛的是基于 Prandtl 掺长模式的对数型流速分布公式。

由于式(1-20)中的 l 仍是未知量,故 Prandtl 进一步假定

$$l = \kappa z \quad (1-24)$$

式中: κ 为卡门常数,清水试验资料得其值为 0.4。再同时假定边壁附近的黏滞切应力 τ_1 可被忽略,即

$$\tau_0 = \tau_2 \quad (1-25)$$

于是,将式(1-20)代入上式,并引入式(1-22)及式(1-24),即能解出

$$\frac{u_m - u}{u_*} = \frac{1}{\kappa} \ln \frac{h}{z} \quad (1-26)$$

式(1-26)即为著名的 Prandtl 时均流速亏值公式,式中 u_m 为水面流速。

由图 1-1 表示的 J. Nikuradze 的试验资料不难看出,Prandtl 关于掺长的假设式(1-24)仅在边壁区与实测点据符合,而 $\tau_0 = \tau_z$ 的假设在紧靠边壁的流区又不能成立,因此对数型流速分布公式(1-26)的理论推演尚欠严密。其次,床面粗糙时由该式计算出的近底流速将会出现负值的错误。此外由式(1-26)求得的流速梯度(一阶导数)不等于零,从而导引出在水面处流速不是极值的矛盾。

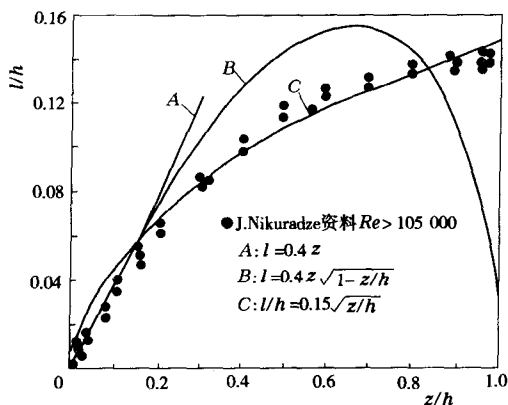


图 1-1 掺长公式与实测资料的比较

二、张红武流速分布公式

事实上,Prandtl 的掺长模型的合理性在很大程度上取决于对掺长 l 的物理含义的理解。我们认为,掺长主要表征涡体垂向运移过程中能够保持原有流动特征的距离,其大小应取决于所处流场的运动特性,在各向异性的流区中,微团垂向运移中能够保持原有流动特征的距离要小些,而在远离边壁的近似存在着局部各向同性涡体的流区中,这种距离可能大一些。为了进一步确定掺长的表达式,我们引入“涡团模式”。认为在恒定、均匀二维紊动流场中,任一点都存在一个具有固定角速度 $\bar{\omega}$ 的涡团($\bar{\omega}$ 对应的轴线为通过涡团中心且与流向垂直的水平轴 y),其当量直径等于此处涡体垂向运移过程中能够保持原有流动特征的距离,即掺长 l 。于是,仿照确定刚体转动动能的方法,可求出质量为 m 的涡团绕 y 轴转动的动能为

$$W_m = \frac{1}{2} K_1 m \left(\frac{l}{2} \right)^2 \bar{\omega}^2 = \frac{K_1}{8} m l^2 \bar{\omega}^2 \quad (1-27)$$

式中: K_1 为转动惯量系数,若视涡团为球体,其值等于 $2/5$ 。

与掺长分布相应,涡团动能也具有上天下小的分布趋势,因而后者应与所在位置的势能 W_h 存在正比关系。即

$$W_m = K_2 W_h = K_2 m g z \quad (1-28)$$

式中: K_2 为比例系数; z 为从河底算起的水深坐标; g 为重力加速度。

由式(1-27)及式(1-28),可解得

$$\frac{l}{h} = c_n \sqrt{\frac{z}{h}} \quad (1-29)$$

式中: h 为水深。

$$c_n = \frac{1}{\bar{\omega}} \sqrt{\frac{8 K_2 g}{K_1 h}} \quad (1-30)$$

式中: $\bar{\omega}$ 为涡团角速度; K_1 为转动惯量系数; K_2 为比例系数; c_n 可称为涡团参数。

由J. Nikuradze的试验资料,当取 $c_n = 0.15$ 时,式(1-29)与尼古拉兹的实测点据吻合(见图1-1)。由图1-1同时可看出,现有两家公式 $l = \kappa z$ 和 $l = \kappa z \sqrt{1 - z/h}$ 在广大流区中与试验资料偏离甚多。

将式(1-9)及式(1-29)(取 $c_n = 0.15$)代入式(1-20),同样忽略 τ_1 影响后,即可求得适用于黏性底层以外流区的二度恒定均匀流时均分布公式

$$\frac{u_{\max} - u_x}{u_*} = 10.47 - 6.67 \left[\sqrt{\left(1 - \frac{z}{h}\right) \frac{z}{h}} + \arcsin \sqrt{\frac{z}{h}} \right] \quad (1-31)$$

由清水资料验证结果表明,式(1-31)与J. Nikuradze的试验点据构成的速度亏损曲线几乎完全重合。这说明该式的结构较为合理。另外,利用 Donch(1926年)和 Lanfer(1950年)的试验资料进行验证的结果也令人满意。

为了进一步将式(1-31)表示为其他形式,并求出水面及河底流速的计算公式,现引入谢才公式,即

$$v = C \sqrt{RJ} \quad (1-32)$$

式中: C 为谢才系数,工程界一般采用曼宁公式计算,即

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \quad (1-33)$$

式中: n 为糙率系数。

由式(1-32)及式(1-22)不难求出 v 与 u_* 的关系式为

$$u_* = \frac{\sqrt{g}}{C} v \quad (1-34)$$

将上式代入式(1-31),并沿水深积分,可求出垂线平均流速 v_φ ,进而求出水面最大流速 $u_{\max}$ 及河底流速 u_d 分别为

$$\begin{cases} u_{\max} = v_\varphi \left(1 + 2.62 \frac{\sqrt{g}}{C} \right) \\ u_d = v_\varphi \left(1 - 7.85 \frac{\sqrt{g}}{C} \right) \end{cases} \quad (1-35)$$

从而进一步将流速公式表示为

$$u_x = v_\varphi \left\{ 1 - 7.85 \frac{\sqrt{g}}{C} + 6.67 \frac{\sqrt{g}}{C} \left[\sqrt{\left(1 - \frac{z}{h}\right) \frac{z}{h}} + \arcsin \sqrt{\frac{z}{h}} \right] \right\} \quad (1-36)$$

此外,Prandtl 曾建议紊流流速分布用下式表示:

$$\frac{u_z}{u_{\max}} = \left(\frac{z}{h} \right)^m \quad (1-37)$$

式中:指数 m 与雷诺数 Re 有关,当 $Re < 10^5$ 时, $m = 1/7$,即

$$\frac{u_z}{u_{\max}} = \left(\frac{z}{h} \right)^{1/7} \quad (1-38)$$

式(1-38)称为流速分布的七分之一次方定律,沿垂线积分,将上式改写为如下形式:

$$u = \frac{8}{7} v_\varphi \left(\frac{z}{h} \right)^{1/7} \quad (1-39)$$

指数公式与对数公式一样,水面处的流速梯度不等于零。经大量天然资料分析后认为,相对于对数公式,式(1-30)与天然资料较为接近。而且该式形式简单,近壁流区也能近似使用,具有较大的使用价值。

我们知道,卡门常数 κ 并非常数。文献[11]利用前苏联河流资料开展的系统研究结果表明,即使是清水或少沙河流, κ 值也是变化的(一般在 0.30~1.04 范围内变化),并认为,除紊流理论尚不严密等原因外,天然河流过水断面形状的影响也是显著的。由式(1-30)可以看出,涡团参数 c_n 在天然河流中将会有一定的变化范围也是不足为奇的。作为初步研究,我们首先考虑水流含沙浓度对涡团参数的影响,因为相对于其他影响因素而言,含沙量的影响是主要的。侧重于天然河流资料,分析得到的涡团参数 c_n 与含沙量 S_v (以体积百分数计)的关系式为

$$c_n = 0.15 [1 - 4.2 \sqrt{S_v} (0.365 - S_v)] \quad (1-40)$$

将式(1-9)、式(1-22)及式(1-29)代入式(1-40),可导出适用于除黏性底层以外流区的二维恒定均匀流的时均流速分布公式为

$$\frac{u_{\max} - u}{u_*} = \frac{\pi}{2c_n} - \frac{1}{c_n} \left[\sqrt{\left(1 - \frac{z}{h}\right) \frac{z}{h}} + \arcsin \sqrt{\frac{z}{h}} \right] \quad (1-41)$$

式中: $u_{\max}$ 为水面最大流速; u 为水深 z 点处的流速。

引入平均流速 v 及谢才公式,可由式(1-41)进一步导出下式(C 为谢才系数):

$$\frac{u}{u_*} = \frac{C}{\sqrt{g}} - \frac{3\pi}{8c_n} + \frac{1}{c_n} \left[\sqrt{\left(1 - \frac{z}{h}\right) \frac{z}{h}} + \arcsin \sqrt{\frac{z}{h}} \right] \quad (1-42)$$

可引用式(1-40)以考虑浑水浓度的影响,利用大量天然河流的资料(其中有精度很高且完整系统的无定河专门观测资料,包括高含沙水流资料),对式(1-42)进行了验证(部分验证结果见图 1-2)。可以看出,式(1-42)可以描述天然河流的浑水流速分布规律。

我们研究后发现,对数流速分布公式(1-26)若采用如下公式修正卡门常数 κ ,其计算结果与实测点据相当符合,即

$$\kappa = 0.4 - 1.68 \sqrt{S_v} (0.365 - S_v) \quad (1-43)$$

附带说明的是,公式(1-42)的另一个优点是它能够适用于一些与紊动内在结构有关的课题研究。例如参照 Rouse 含沙量分布公式的推导方法,将对数流速分布公式(1-26)由式(1-42)替代,可以得出如下结构形式合理的悬移质含沙量分布公式(已将反正切值换算成弧度值):

$$S = S_a \exp \left[0.2372 \frac{\omega}{u_*} \left(\arctan \sqrt{\frac{h}{z} - 1} - \arctan \sqrt{\frac{h}{a} - 1} \right) \right] \quad (1-44)$$

式中: S_a 是取 $z=a$ 为参考点时的含沙量; ω 为沉速。

此外,周东火博士采用泛函分析中的 Fourter - Stieljes 积分变换方法,将紊流场转化为此类变换,然后再将变换后的变量进行分离,由此从基本方程求出沿垂向(或横向)的分布。运用该方法可解释雷诺应力的产生机理,并导出二维均匀流流速分布及紊动强度分布的表达式。显然,对于明渠流的研究是一个很有希望的进步。