

黄河水利委员会治黄著作出版资金资助出版图书



韩其为 著

黄河泥沙

若干理论问题研究

HUANGHE NISHA RUOGAN
LILUN WENTI YANJIU



黄河水利委员会治黄著作出版资金资助出版图书

黄河泥沙若干理论问题研究

韩其为 著

黄河水利出版社

· 郑州 ·

内 容 提 要

本书是作者近些年来对黄河几个重要泥沙理论问题的研究成果汇集。第1章为黄河下游输沙与冲淤的若干规律,对以往相互孤立研究的几个问题揭示了其内在联系,在理论上做了统一概括。第2章深入研究了黄河调水调沙的理论根据、实践基础、重大效益和巨大潜力。第3章对三门峡水库原规划设计失败的关键及改建后运行成功的机制作了深入论述,特别揭示了其拦沙的巨大防洪效益,超过了防洪库容的作用。第4章利用数学力学方法,对黄河中游的“揭河底”冲刷进行了细观研究,在弄清机理基础上,导出了运行各阶段的表达式和一些深刻结果。最后,在本书附录中刊登了作者对黄河几个工程泥沙问题讨论的发言,反映了作者的一些观点。

图书在版编目(CIP)数据

黄河泥沙若干理论问题研究/韩其为著. —郑州:黄河水利出版社,2010. 12

ISBN 978 - 7 - 80734 - 930 - 3

I. ①黄… II. ①韩… III. ①黄河 - 泥沙 - 理论研究
IV. ①TV152

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2010)第 218375 号

策划组稿:马广州 电话:0371 - 66023343 E-mail: magz@ yahoo. cn

出版社:黄河水利出版社

地址:河南省郑州市顺河路黄委会综合楼 14 层 邮政编码:450003

发行单位:黄河水利出版社

发行部电话:0371 - 66026940、66020550、66028024、66022620(传真)

E-mail: hhsclbs@ 126. com

承印单位:河南省瑞光印务股份有限公司印刷

开本:787mm × 1 092mm 1/16

印张:15. 25

字数:265 千字

印数:1—1 500

版次:2010 年 12 月第 1 版

印次:2010 年 12 月第 1 次印刷

定价:65. 00 元

序

黄河是世界上最复杂、最难治理的河流之一,其症结在于水少、沙多,水沙关系不协调。对于黄河治理而言,要做的事情很多,但最关键的是认识和掌握水沙运动的基本规律,进而基于这些规律去寻找治理对策和治理方案。否则,往往是事倍功半,甚至事与愿违。

长期以来,大批治河专家对黄河水沙运动规律进行了不懈的探索和研究,取得了丰硕成果,为黄河治理方案的确立提供了有效的科技支撑。然而,黄河的问题毕竟太过复杂,其蕴含的自然规律仍有许多尚未被发现和认识,或者说,“已知”远远少于“未知”,以至于解决问题的步伐总是滞后于新情况、新问题产生的步伐。换言之,一定时期解决了一些突出问题,但伴随着治理的进程和各方面条件与要求的变化,又会出现新情况、新问题,迫使我们不断地去寻找针对性的治理方案。因此,对黄河自然规律的研究是一个永恒的主题,是一项必须给予高度重视的、艰巨的研究任务。

韩其为院士是我国著名的泥沙研究专家,长期致力于泥沙运动、河床演变与水库淤积研究,并取得了突破性成就。他曾采用力学与随机过程相结合的方法建立了较为完整的泥沙运动统计理论体系;深入揭示了泥沙运动机理、力学机制;从理论上提出了塑造平衡纵剖面的第一造床流量和塑造平衡横剖面的第二造床流量,对来水来沙变化对河床冲淤和变形的各种影响进行了深入研究;通过对水库泥沙淤积进行大量、全面、系统的理论研究,完成了对水库淤积的定性描述到定量表达,奠定了水库淤积的理论体系。

鉴于韩其为院士深厚的理论基础、丰富的实践经验,以及深入思考和善于分析、总结与概括的超凡能力,我曾先后多次找到他,恳切希望他能进行黄河泥沙的研究,特别是希望他能从机理的层面去研究黄河的泥沙问题,凝炼黄河水沙运动的基本规律。

让我感动的是,韩其为院士在年逾古稀,且手头项目很多、时间并不宽裕的情况下,接受了我的邀请,以一个优秀科学家特有的责任感和孜孜以求的钻研精神,开始了对黄河水沙运动基本规律的研究,并在不太长的时间内提出了系统的研究成果。所提出的黄河下游输沙及冲淤的若干规律,着重对黄河下游输沙和

冲淤方面的自然现象进行了机理揭示与理论概括,给出了长时期内上、下河段平衡输沙的条件及其数学表达。韩其为院士十分关注并跟踪黄河上开展的调水调沙进程,对调水调沙的理论根据、实践基础、调水调沙的效益及其今后的巨大潜力进行了系统研究,提出了具有指导意义的理论成果。通过对三门峡水库泥沙问题的研究,深入分析了原设计方案失败的关键、改建成功的运行机制,并进一步分析了三门峡水库防洪拦沙效益,从而更加丰富了三门峡水库问题研究的内容。对于黄河小北干流特有的、十分复杂的“揭河底”冲刷问题,韩其为院士深入揭示了其内在机制,研究了运动各阶段的力学关系,确切阐述了有关规律的特性,为我们认识黄河“揭河底”现象背后的自然规律提供了宝贵的科技支撑。此外,韩其为院士还针对黄河上的一些热点、难点问题进行了研究,提出了具有启迪意义并可供我们借鉴的重要研究成果。

《黄河泥沙若干理论问题研究》,问题源自黄河,解决问题的目标当然也是黄河,因此对于黄河治理具有极其重要的意义。发现黄河的问题、认识黄河的自然现象固然重要,但分析问题产生的根源、揭示现象背后的自然规律则更加重要,韩其为院士对黄河研究成果的价值恰恰体现在这“更加重要”的方面。

是为序。

A large, expressive handwritten signature in black ink, consisting of three characters: '韩', '其', and '中'.

2010年11月27日

自序

以前我对黄河泥沙问题有所接触,但是对于其特殊性谈不上深入研究。20世纪初,黄河水利委员会李国英主任不止一次希望我能参加黄河泥沙研究,特别是黄河泥沙理论方面的研究工作。当时我已年满70,能否承担这项重任?为了检验自己是否还能针对十分复杂且难度很大的黄河泥沙问题做一点踏实的工作,我选择了两个问题进行试笔:一是对于黄河泥沙输移及河床演变的几个问题,能否从宏观上找出其普遍规律性;二是对于黄河中游特有的、十分复杂的“揭河底”冲刷,能否从微观上进行力学研究并予以概括。为此,完成了“黄河下游输沙及冲淤的若干规律”和“黄河揭河底冲刷的理论分析”。这两部分内容构成了本书第1、4两章。这两项研究得到了肯定,也增加了我参与黄河泥沙研究的信心。

李国英主任直接主持的黄河调水调沙取得了很大效果,在800余千米的河道上大幅度增加了造床流量,明显改善了河道,是治河史上的重大创举。但是由于这是一项新的工作,不少人不够理解,社会上也颇有微词。此时,我感到为了明确问题的真相,有利于此项治黄根本措施的实行,必须研究、解释调水调沙的理论根据、实践基础,阐述清楚调水调沙的效益和今后的巨大潜力,以及对有关质疑进行讨论和澄清。为此,深入研究了黄河调水调沙,完成了10篇论文,其主要内容在本书第2章。三门峡水库的泥沙问题,是历来争论最多的,已发表了大量文章。但是根据已经发表的主要文献从水库淤积角度看,三门峡水库原设计方案遭遇失败的关键并没有很明显的揭露,对改造后成功的机理阐述也不够深入,以及对三门峡水库防洪拦沙效益肯定也不够全面。为此,我写了“对三门峡水库泥沙问题的若干研究”,以略表我的一孔之见,即本书第3章。最近七八年来,我在有关黄河泥沙和下游河道治理的一些会议上,有多次讨论和发言,挑选了其中的6篇作为本书的附录。这6篇发言表达了我对黄河泥沙的一些看法和观点,也反映了我认识的深化。

从上述工作中,我对黄河泥沙研究有四点感想:第一,黄河泥沙与河床演变

异常复杂,以往的研究成果已经很多,也可能是全世界对一条河流研究最多的,但是其不足之处是缺乏机理揭示与概括,缺乏研究成果的有机集成,大多是一篇文章谈论一个问题,至于这个问题与其他的问题的联系如何?与别人类似成果有什么矛盾和雷同?似乎并不关心。机理揭示与概括是研究工作的两个重要方面,彼此是相辅相成的。机理解释透了,才能进行更高层次的概括,也便于一些成果的集成。在本书第1章中,我就企图利用这一点来指导研究,初步将大家熟悉的几个单项成果在理论上联系起来,能在结构上统一,从而能得到一致的规律。第二,尽管黄河泥沙问题复杂,理论上定量研究颇为困难,但是只要抓住主要矛盾,对实际图形作一定概化,忽略一些可以忽略的次要因素,还是能通过数学、力学(流体力学与河流动力学)的方法描述的,并且可能得到一些深刻的成果。本书第4章的内容就是我的一项试验性研究,尽管有一定的假定,但是对“揭河底”的过程表达还是很全面的,能复演“揭河底”出现的各种现象。第三,对一些研究和工作的总结及评价,也应创新,跟上形势的发展。三门峡水库修建后,以及小浪底水库论证、初设阶段,明确它们的主要效益是防洪和减淤。后者是指下游河道冲刷数量和入海含沙量。小浪底水库及下游河道调水调沙实践,突破了单纯的减淤,而是长河段大幅度地扩大了河槽,并且平滩流量全河调整得颇为均匀。所以,应将改善河道看做一个重要指标。但是有的仍然按减淤量评价,强调用冲刷量做指标,于是认为下游河道冲刷主要是清水冲刷(冲刷量约占80%),而不是调水调沙的冲刷(调水调沙期间冲刷量占20%)。但是调水调沙的大流量冲刷,大幅度改善了河道确实是不争的事实。第2章中的研究指出,实际上调水调沙对河道的冲刷也不止20%,而它有后期影响和增值作用,估计总的影响约占全部冲刷的50%左右。第四,对一些复杂的问题分析,应抓住真正的关键。如三门峡枢纽原设计的失败,泥沙问题没有估计清楚、解决好,固然是原因之一。但是从水库淤积看,再深入一步,关键在哪里?是水土保持效益估计高了?来沙太多了?淤积太多了?其实,首先是翘尾巴,而翘尾巴淹没的关键是库形(包括坝址)。如果坝址选择在小浪底,正常蓄水位为175 m,总库容为 $126.5 \times 10^8 \text{ m}^3$ (防洪库容为 $40.5 \times 10^8 \text{ m}^3$)装机容量180万kW,即使年来沙 $16 \times 10^8 \text{ t}$ 也能正常运行20年,以后还可以有一定的防洪和发电效益,而且并不影响潼关高程。总之,工程不会失败。

在本书的研究和编写过程中,黄河水利科学研究院、黄河勘测规划设计有限

公司提供了宝贵资料和有关成果,李国英主任、黄河水利科学研究院副院长江恩惠给予了大力支持,钟正琴完成了全部书稿打印。为此,我对他们表示衷心感谢。

韩其为

2010 年 10 月

目 录

序

李国英

自序

第 1 章 黄河下游输沙及冲淤的若干规律	(1)
1.1 概述	(1)
1.2 上、下河段水力因素的关系	(1)
1.3 上、下河段平衡输沙的临界流量	(3)
1.4 输沙能力计算	(8)
1.5 造床流量	(11)
1.6 上、下河段平衡输沙条件分析	(16)
1.7 黄河下游河道整治时应注意上、下河段输沙量均衡	(19)
1.8 结论	(21)
参考文献	(22)
第 2 章 黄河调水调沙的根据、效益和巨大潜力	(23)
2.1 黄河下游输沙能力的表达	(23)
2.2 黄河下游河道巨大的输沙能力与平衡的趋向性	(25)
2.3 第一造床流量及输沙能力的理论分析	(32)
2.4 黄河下游第二造床流量研究	(43)
2.5 挟沙能力多值性机理及黄河下游多来多排特性分析	(55)
2.6 小浪底水库淤积与下游河道冲刷的关系	(65)
2.7 小浪底水库的拦粗排细及异重流排沙	(73)
2.8 黄河调水调沙的效益	(86)
2.9 黄河调水调沙的巨大潜力	(96)
2.10 对调水调沙理解的几个误区和对有关质疑的讨论	(106)
参考文献	(118)
第 3 章 对三门峡水库泥沙问题的若干研究	(121)
3.1 三门峡水库处理泥沙的经验教训	(121)
3.2 三门峡水库的实践证实了水库长期使用的可行性	(132)

3.3	对三门峡水库冲淤及潼关高程的几点研究	(137)
3.4	古贤水库修建后潼关高程下降及水沙变化对渭河下游冲淤的影响	(151)
3.5	不平衡输沙的研究成果应能定量描述三门峡水库悬移质运动与 淤积的主要规律	(159)
	参考文献	(165)
第4章	黄河揭底冲刷的理论分析	(168)
4.1	引言	(168)
4.2	土块起动流速	(170)
4.3	土块起动过程中的初始转动方程	(181)
4.4	土块初始滚动方程的分析及数字解	(189)
4.5	土块的上浮运动	(196)
4.6	土块露出水面、下沉及水平运动	(204)
4.7	本章小结	(209)
	参考文献	(210)
附录	在有关黄河泥沙问题的讨论和会议上的发言	(211)
	对河流健康的几点看法	(211)
	“模型黄河”工程规划	(215)
	小浪底水库修建后黄河下游游荡型河段河型变化趋势	(217)
	黄河下游河道治理	(222)
	对黄河下游输沙及治理的几点看法	(226)
	对河口治理的几点看法	(229)
	参考文献	(232)

第1章 黄河下游输沙及冲淤的若干规律

1.1 概 述

由于黄河下游河型沿程变化,从上到下由游荡型逐步过渡到弯曲型,从而导致了它在输沙、冲淤方面表现出一些特点和引发了一些问题。如上、下河段(游荡型河段与弯曲型河段)水力因素差异的后果,下段为什么存在冲淤临界流量,造床流量的表述和作用,来沙系数的物理意义和理论根据,上、下河段长期输沙能力如何能均衡,以及游荡型河段整治理论基础等。这些问题绝大部分是老问题,不少内容过去也做过研究,有相应的成果。但是它们大都是分项成果,彼此没有联系,并且机制揭示不够,缺乏理论分析,有的则是纯经验性的。如来沙系数对黄河河道输沙有重要意义,提出这个参数应该是一个很好的发现,对黄河泥沙研究有一定作用,尽管一直在应用,但缺乏阐述它的机制和根据;再如造床流量的确定,仍然选用较早的所谓造床作用最大的流量,但无法反映整个流量过程的作用,也没有阐述清楚造床作用最大流量表现及其对河床演变与输沙所起的作用。山东河段冲淤临界流量早就被提出和接受,并在调水调沙中应用,但是形成这个流量的根据是什么?为什么其他河道缺乏这种现象?对此虽然有一些解释,但并未阐述清楚,主要是没涉及更深层次的机制。

本章试图从较深的层次,即从河型的沿程变化来揭示这些现象之间的内在联系,通过深入研究揭示其规律性,从而建立一个理论框架,以统一回答上述诸问题^[1]。对这些问题,作者曾在20世纪80年代初,做了一些理论分析^[2],后来在文献[1]中进一步地补充研究,现阐述如下。为了定量表述河型对输沙能力的作用,我们将建立河相系数的表达式。

1.2 上、下河段水力因素的关系

设 V 为断面平均流速, h 为相应的平均水深,则宽窄河段挟沙能力的水力因

素 $\frac{V^3}{h}$ 随流量的不同变化,将引起挟沙能力的沿程改变。这不仅对水库下游的河床演变,而且对天然河道的河床演变都是一个很重要的因素。现在我们来分析不同流量下水力因素沿程不同变化的条件。取挟沙能力公式^[3]为

$$S^* = \kappa \left(\frac{V^3}{gh\omega} \right)^m = K \left(\frac{V}{h\omega} \right)^m \quad (1-1)$$

则表征挟沙能力的水力因素应为 $\left(\frac{V^3}{h} \right)^m$ 。此处 g 为重力加速度, ω 为悬移质平均沉速, K, m 为系数和指数。

设有相邻两个河段,上段为开阔河段,有关参数用脚标 1 表示;下段为窄深河段,有关参数用脚标 2 表示。由流量方程、均匀流公式以及河相系数,则有

$$Q = BVh = \xi^2 h^3 V = \frac{\xi^2 h^{\frac{11}{3}} J^{\frac{1}{2}}}{n} \quad (1-2)$$

$$\left(\frac{V^3}{h} \right)^m = \left(\frac{J^{\frac{3}{2}} h^2}{n^3 h} \right)^m = \left(\frac{J^{\frac{3}{2}} h}{n^3} \right)^m \quad (1-3)$$

式中: ξ 为河相系数; J 为坡降; n 为糙率; Q 为流量。

上、下两段的有关参数比值为

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \left(\frac{\xi_1}{\xi_2} \right)^2 \left(\frac{h_1}{h_2} \right)^{\frac{11}{3}} \left(\frac{J_1}{J_2} \right)^{\frac{1}{2}} \left(\frac{n_2}{n_1} \right) \quad (1-4)$$

$$\mu = \left(\frac{V_1^3}{h_1} / \frac{V_2^3}{h_2} \right)^m = \left(\frac{h_1}{h_2} \right)^m \left(\frac{J_1}{J_2} \right)^{\frac{3}{2}m} \left(\frac{n_2}{n_1} \right)^{3m} \quad (1-5)$$

显然,在忽略引水情况下,对于上、下两个河段 $Q_1 = Q_2$ 。此外,假设 $\frac{n_2}{n_1} = A$, 且各河段坡降随水位变化很小,可以忽略。此时,再设某一级流量 Q 能满足上、下两段的水力因素相等,即 $\mu = 1$,并以脚标 0 区别这一级流量及有关水力参数。在这些条件和假设下,由式(1-4)有

$$\frac{\xi_2}{\xi_1} = \left(\frac{h_1}{h_2} \right)^{\frac{11}{6}} \left(\frac{J_1}{J_2} \right)^{\frac{1}{4}} A^{\frac{1}{2}} \quad (1-6)$$

当 $\mu = 1$ 时,由式(1-5)有 $\frac{h_{1.0}}{h_{2.0}} \left(\frac{J_1}{J_2} \right)^{\frac{3}{2}} \left(\frac{n_2}{n_1} \right)^3 = 1$,即

$$\frac{h_{1.0}}{h_{2.0}} = \frac{1}{A^{\frac{3}{2}}} \left(\frac{J_2}{J_1} \right)^{\frac{3}{2}} \quad (1-7)$$

从式(1-6)和式(1-7)得到

$$\frac{\xi_{2.0}}{\xi_{1.0}} = \left(\frac{h_{1.0}}{h_{2.0}} \right)^{\frac{11}{6}} A^{\frac{1}{2} - \frac{1}{2}} \left(\frac{h_{2.0}}{h_{1.0}} \right)^{\frac{1}{6}} = \left(\frac{h_{1.0}}{h_{2.0}} \right)^{\frac{5}{3}} \quad (1-8)$$

或

$$\frac{\xi_{2.0}}{\xi_{1.0}} = \left(\frac{J_1}{J_2} \right)^{\frac{1}{4}} A^{\frac{1}{2} - 3 \times \frac{11}{6}} \left(\frac{J_2}{J_1} \right)^{\frac{3}{2} \times \frac{11}{6}} = A^{-5} \left(\frac{J_2}{J_1} \right)^{\frac{5}{2}} \quad (1-9)$$

对于一般条件,若上、下两河段除流量外,其余水力因素不一定相等,因此可将式(1-4)改写为

$$\frac{h_1}{h_2} = \left(\frac{\xi_2}{\xi_1} \right)^{2 \times \frac{3}{11}} \left(\frac{J_2}{J_1} \right)^{\frac{1}{2} \times \frac{3}{11}} A^{-1 \times \frac{3}{11}} = \left(\frac{\xi_2}{\xi_1} \right)^{\frac{6}{11}} \left(\frac{J_2}{J_1} \right)^{\frac{3}{22}} A^{-\frac{3}{11}}$$

再将其代入式(1-5),遂有

$$\mu = \left[\left(\frac{\xi_2}{\xi_1} \right)^{\frac{6}{11}} \left(\frac{J_1}{J_2} \right)^{\frac{3}{2} - \frac{3}{22}} A^{3 - \frac{3}{11}} \right]^m = \left(\frac{\xi_2}{\xi_1} \right)^{\frac{6}{11}m} \left(\frac{J_1}{J_2} \right)^{\frac{15}{11}m} A^{\frac{30}{11}m} \quad (1-10)$$

另将式(1-9)取 $\frac{6}{11}m$ 次方,则改写为

$$\left(\frac{J_1}{J_2} \right)^{\frac{15}{11}m} = \left(\frac{\xi_{1.0}}{\xi_{2.0}} \right)^{\frac{6}{11}m} A^{-\frac{30}{11}m} \quad (1-11)$$

再代入式(1-10)遂得到

$$\mu = \left(\frac{\xi_2}{\xi_1} \cdot \frac{\xi_{1.0}}{\xi_{2.0}} \right)^{\frac{6}{11}m} \quad (1-12)$$

上面各式给出了上、下两河段水力因素比值 $\frac{\xi_1}{\xi_2}$ 、 $\frac{h_1}{h_2}$ 、 $\frac{J_1}{J_2}$ 以及 μ 等的关系。

1.3 上、下河段平衡输沙的临界流量

从式(1-10)可以看出两点。第一,如欲使在各种流量下 $\mu = 1$,看来只可能是 $\frac{\xi_2}{\xi_{2.0}} = 1$ 和 $\frac{\xi_{1.0}}{\xi_1} = 1$,或者放宽至可能性较小的 $\frac{\xi_2}{\xi_{2.0}} \cdot \frac{\xi_{1.0}}{\xi_1} = 1$ 时才成立。它的意思是在满足式(1-9)及坡降、糙率不随流量而变的条件下,如宽、窄河段的河相系数也不随流量而变,则挟沙能力的水力因素 $\frac{V^{3m}}{h^m}$ 将沿程均不变。但是由于实际的

断面形态,不可能满足这样严格的要求,因此 $\frac{V^{3m}}{h^m}$ 随流量不同而发生沿程的变化是难免的。第二,我们知道宽浅河段河相系数随流量的相对变幅较小;而窄深河段当流量减小时河相系数相对增幅较大,当流量加大时则河相系数减幅较小,这可以从图 1-1 看出。因此,如 $Q < Q_0$, 则 $\frac{\xi_{1.0}}{\xi_1} < \frac{\xi_2}{\xi_{2.0}}$, 从而 $\mu > 1$, $\frac{V^{3m}}{h^m}$ 沿程减小;反之,如 $Q > Q_0$, 则 $\frac{\xi_1}{\xi_{1.0}} > \frac{\xi_2}{\xi_{2.0}}$, 从而 $\mu < 1$, $\frac{V^{3m}}{h^m}$ 沿程增加。这正是在宽浅河段下游的窄深河段可能出现的情况。

现在我们研究这些变化^[1]。设横断面湿周为(见图 1-1)

$$y = ax^\sigma \quad (1-13)$$

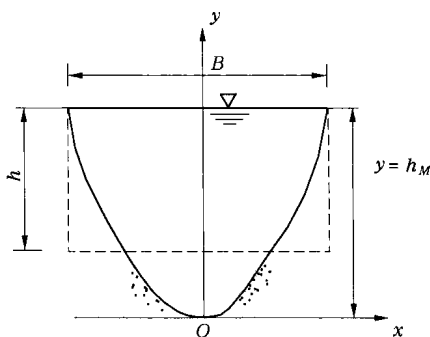


图 1-1 横断面湿周

则过水面积为

$$A = Bh_M - 2 \int_0^{\frac{B}{2}} y dx = Bh_M - 2 \int_0^{\frac{B}{2}} ax^\sigma dx = Bh_M - 2a \frac{\left(\frac{B}{2}\right)^{\sigma+1}}{\sigma+1} = \frac{\sigma a}{(\sigma+1)} \cdot \frac{B^{\sigma+1}}{2^\sigma} \quad (1-14)$$

平均水深为

$$h = \frac{A}{B} = \frac{\sigma a}{\sigma+1} \left(\frac{B}{2}\right)^\sigma \quad (1-15)$$

最大水深为

$$h_M = a \left(\frac{B}{2}\right)^\sigma = (\sigma+1)h \quad (1-16)$$

而河相系数

$$\xi = \frac{\sqrt{B}}{h} = \frac{B^{\frac{1}{2}}(\sigma+1)}{\sigma a \left(\frac{B}{2}\right)^{\sigma}} = \frac{2^{\sigma}}{a} \left(\frac{\sigma+1}{\sigma}\right) B^{\frac{1}{2}-\sigma} \quad (1-17)$$

由式(1-15)求得

$$B = 2 \left[\frac{(\sigma+1)h}{a} \right]^{\frac{1}{\sigma}} \quad (1-18)$$

再代入式(1-17), 遂有

$$\xi = \frac{2^{\sigma}}{a} \left(\frac{\sigma+1}{\sigma}\right)^{\frac{1}{2}-\sigma} \left[\frac{(\sigma+1)h}{\sigma a} \right]^{\left(\frac{1}{2}-\sigma\right)\frac{1}{\sigma}} = \frac{\sqrt{2}}{a^{\frac{1}{2\sigma}}} \left(\frac{\sigma+1}{\sigma}\right)^{\frac{1}{2\sigma}} h^{\frac{1}{2\sigma}-1} \quad (1-19)$$

就 ξ 对 h 微分有

$$\frac{d\xi}{dh} = \frac{\sqrt{2}}{a^{\frac{1}{2\sigma}}} \left(\frac{\sigma+1}{\sigma}\right)^{\frac{1}{2\sigma}} \left(\frac{1-2\sigma}{2\sigma}\right) h^{\frac{1}{2\sigma}-2} \quad (1-20)$$

从式(1-19)看出, 当 $\sigma = \frac{1}{4}$ 时, 则湿周以固定斜率变化(即断面为三角形), 此时河相系数 ξ 不随水深而变。当 $\sigma < \frac{1}{4}$ 时, 湿周线下凹, 此时 $\frac{1}{2\sigma} - 2 > 0$, 故由式(1-20)知, $\frac{d\xi}{dh} > 0$, ξ 随着水深加大(流量加大)而增大。这与天然河道断面形态变化趋势相差较远。当 $\sigma > \frac{1}{4}$ 时, 湿周线上凹, 与天然河道断面形态变化趋势一致, 此时 $\frac{1}{2\sigma} - 2 < 0$, 故由式(1-20)知, $\frac{d\xi}{dh} < 0$, ξ 随水深加大而减小。

现在利用一组实际资料(见表 1-1)说明上述河相系数的变化规律。表 1-1 中的资料^[1]表明, 黄河下游游荡型河段(花园口至高村)和弯曲型河段(艾山至利津)均是属于 $\sigma > \frac{1}{4}$ 的情况, 即随着水深加大, 河相系数减小。这个资料属于三门峡水库蓄水前 1959 年的情况。表中的数据(河相系数、水深、坡降、糙率)均为实测平均值。其中, 为满足曼宁公式, 使糙率合理, 对个别水深作了不超过 0.02 m 的修正。

需要指出的是, 表 1-1 虽然是 1959 年的资料, 但是后来我们按照“八五”国家攻关成果^[3]中列的数据进行核对, 发现两者差别很小。例如, 对花园口至高村河段, 当 $Q = 500 \sim 1\,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 时, 按文献[2]列出的 1971 年、1980 年、1983 年等全部资料的平均河相系数为 29.4, 与表 1-1 中的 $Q = 1\,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 时的河相系

数 28.7 颇为接近。再如,当 $Q = 2\,700 \sim 3\,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 时,该段 1971 年、1977 年、1983 年平均河相系数为 24.4,与表 1-1 中的 $Q = 3\,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 的数值也十分接近。但是考虑了 1959 年资料系统全面,我们仍然采用表 1-1 的结果。当然,1959 年的游荡河段的河相系数代表水量较丰的情况,其值较之平水年、枯水年略有偏小。其实,本章的主要目的是论述理论关系,阐述机理和方法,而不强调确切地给出黄河上一些具体数据。

根据表 1-1 的数据,确定式 (1-19) 的参数后,对于花园口至高村河段,有 $\sigma = 1.276, a = 8.23 \times 10^{-4}$,即

$$\xi_1 = 28.69h_1^{-0.608} \quad (1-21)$$

艾山至利津河段有 $\sigma = 2.92, a = 4.68 \times 10^{-7}$,即

$$\xi_2 = 17.98h_2^{-0.829} \quad (1-22)$$

可见,两段的 σ 均大于 $\frac{1}{4}$,符合湿周线上凹的经验。

由式 (1-21) 和式 (1-22) 计算的河相系数亦列入表 1-1 中(计算河相系数“1”中),与实测资料对比后知,拟合的公式对所给资料符合很好。这当然只是指河相系数与平均水深的关系。

表 1-1 游荡河段与弯曲河段不同流量下的水力因素

河段	流量 (m^3/s)	水深 (m)	坡降 ($\times 10^{-4}$)	河相 系数 $\xi = \frac{\sqrt{B}}{h}$	河宽 (m)	糙率 n	过水 面积 (m^2)	平均 流速 (m/s)	$\frac{V^3}{h}$	计算河 相系数 $\xi = \sqrt{B}/h$	
										1	2
花园口 至高村	1 000	1.00	1.91	28.7	824	0.011 4	824	1.21	1.77	28.7	28.5
	2 000	1.19	1.91	26.2	972	0.008 97	1 157	1.73	4.35	25.8	24.5
	3 000	1.40	1.91	23.8	1 110	0.008 96	1 554	1.93	5.14	23.4	23.1
	4 000	1.62	1.91	21.4	1 202	0.009 30	1 947	2.05	5.32	21.4	21.3
艾山至 利津	1 000	1.77	1.03	11.2	393	0.010 3	696	1.44	1.68	11.2	11.2
	2 000	2.21	1.03	9.34	426	0.008 12	942	2.12	4.31	9.32	9.33
	3 000	2.68	1.03	7.96	455	0.007 96	1 220	2.46	5.55	7.94	7.96
	4 000	3.16	1.03	6.92	478	0.008 25	1 511	2.65	5.89	6.93	6.97

现在研究下段冲淤的临界条件,按前述表示冲淤平衡临界流量为 $Q_{1.E} =$

$Q_{2.E} = Q_E$, 则当平衡输沙时 $\mu = 1$, 由式(1-9)知

$$\left(\frac{\xi_{2.0}}{\xi_{1.0}}\right)^{\frac{6}{11}} \left(\frac{J_1}{J_2}\right)^{\frac{15}{11}} A^{\frac{30}{11}} = 1 \quad (1-23)$$

此处加下标“0”表示相应 Q_E 时的值, J_1 、 J_2 及 n_1 、 n_2 也应与 Q_E 相应, 考虑它们随流量的变化小, 也可近似地忽略其变化。

式(1-23)在一般条件下可写成

$$\frac{J_1}{J_2} = \left(\frac{\xi_1}{\xi_2}\right)^{0.4} \left(\frac{n_2}{n_1}\right)^2 \quad (1-24)$$

它表示在流量 Q 、含沙量 S 沿程不变条件下, 即平衡输沙条件下, 河床的几何形态和动力因素应满足的关系。它是河床平衡与输沙平衡的一条重要规律。

而从表 1-1 看出 $A = \frac{n_2}{n_1} \approx 0.909$ 。这样将表 1-1 中的 J_1 、 J_2 代入后, 式(1-9)给出

$$\frac{\xi_{2.0}}{\xi_{1.0}} = \left(\frac{J_2}{J_1}\right)^{\frac{15}{11} \cdot \frac{11}{6}} A^{-\frac{30}{11} \cdot \frac{11}{6}} = \left(\frac{1.03}{1.91}\right)^{\frac{5}{2}} A^{-5} = 0.214 \times 1.611 = 0.345$$

这是平衡输沙对河相系数在理论上的要求。另外, 由表 1-1 求出了实测的 $\frac{\xi_2}{\xi_1}$ 和公式计算的 $\frac{\xi_2}{\xi_1}$ 已列入表 1-2 中, 可见在 $Q_E = 2\,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 时, 实测的 $\frac{\xi_{2.0}}{\xi_{1.0}}$ 恰好与平衡输沙要求的理论值相等。这就证明了山东河段冲刷临界流量 $Q_E = 2\,500 \text{ m}^3/\text{s}$, 这正是目前黄河上公认的数值。当然, 这里没考虑流量沿程变化, $Q_E = 2\,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 显然是指花园口处的值。这样我们就从河型差异出发, 证实了临界流量的存在, 并且求出了它的具体数值。在表 1-2 中还列出了按式(1-21)、式(1-22)计算的河相系数, 以及相应的 μ 等。可见, 计算的山东河段冲刷的临界流量较之实测的稍大, 但仍在合理范围之内。

现在研究当流量变化时, 上、下河段挟沙能力水力因素的变化。按照式(1-12)计算了 μ , 亦列入表 1-2。可见, 当 $Q < Q_E$ 时, $\mu > 1$, 艾山至利津淤积; 当 $Q > Q_E$ 时, $\mu < 1$, 艾山至利津冲刷。这正是山东河段的特性。在表 1-3^[4]中列出了黄河下游实测不同含沙量时河段临界冲淤流量。可见, 艾山至利津河段冲刷是在 $2\,000 \sim 2\,800 \text{ m}^3/\text{s}$ 。上面计算的临界流量正好在这个范围。如从平均值看(除去高含沙量), 上面计算的临界流量较表 1-3 的实测值略偏大一些。原因是此处未考虑上、下两段流量的差别, 其流量应理解为花园口流量。此外, 如包括高含沙量水流在内, 则实测平均艾山至利津临界流量为 $2\,514 \text{ m}^3/\text{s}$, 与前述推算的数值十分符合。