HELIU QIAODU SHEJI

张红武　马继业　张俊华　常国俊　刘有录　著



# 河流桥渡设计

7

中　国
建材工业出版社

0201567

水利部
分类号 TV12

007128 水利部信息所

# 河流桥渡设计

张红武　马继业
张俊华　常国俊　刘有录　著

中国建材工业出版社

EW72/31.11

## 内 容 提 要

本书对河流桥渡设计学基本原理作了较全面的论述，其中包括河流的水力学特性、河流泥沙运动的基本规律、河流的演变、桥渡壅水及导治建筑物、桥涵孔径设计、桥渡附近的河床变形及冲刷计算、桥渡物理模型试验、桥渡设计实例等，内容新颖，概念清晰，论述简明扼要。可供广大道路、桥梁、河工与水工建筑专业的设计、规划、科研人员以及高等院校师生参考。

河流桥渡设计

张红武　马建业
张俊华　常国俊　　刘有录　著

责任编辑　刘捷　责杉　房萌

☆

中国建材工业出版社出版
（北京百万庄国家建材局院内）
黄委会印刷厂印刷

☆

开本：787×1092 毫米　1/32　印张：9　字数：200 千字
1993 年 7 月第 1 版　1993 年 7 月第 1 次印刷
印数：1—2000 册　　定价：7.50 元
ISBN 7—80090—294—3/TB・31

# 前　言

桥渡是跨越河流的建筑物。河流桥渡设计学，是时代需要的产物。随着经济建设的发展，对交通运输的要求愈来愈高，而交通线路跨河的主要方法是建桥。桥渡的密度可以反映某地区文明和发达程度。

在千变万化的河流上，兴建桥梁、河滩路堤以及有关导治建筑物，必然使河道中水流状况发生很大变化，导致桥前壅水，并促使河床也作相应调整，不仅影响桥渡所在河段的演变趋势，而且还可能威胁到桥渡建筑物本身的安全与稳定。这种水流、河床与桥渡之间相互作用、相互制约的关系，即是河流桥渡设计学主要研究的内容。

桥渡设计首先需要在认真研究河流特性的基础上，确定桥位和设置桥孔，然后再开展壅水及冲刷计算，必要时还要考虑导治建筑物的布局。本书力求全而介绍桥渡设计过程中所需要的知识，其中包括河流的水力学特性、河流泥沙运动的基本规律、河流的演变、桥渡壅水及导治建筑物、桥涵孔径设计、桥渡附近的河床变形及冲刷计算、桥渡物理模型试验、桥渡设计实例等八章内容。

在科技学术交流领域内广泛参考非正式出版的科技报告，为方便计，本书参考文献中也引用了一些科技报告、学位论文或在内部刊物发表的论文。

本书蒙请李保如教授审阅，中国建材工业出版社为本书

的出版给予了大力支持，谨致谢意。河流桥渡设计学主要涉及河流学及桥渡学两学科，属于基础科学与工程技术之间的边缘学科，实用性强、涉及面广，而且又随工程实践和科学实验发展不断丰富完善，因此本书在材料取舍、内容阐述等方面，疏漏不当之处一定不少，请读者批评指正。

作者

1993 年 5 月于郑州

# 目　次

前言
第一章　河流的水力学特性…… (1)
　第一节　二维均匀紊流及其半经验理论…… (1)
　第二节　时均流速分布…… (5)
　第三节　紊动强度的分布 …… (11)
　第四节　水流的能耗图形 …… (14)
　第五节　河湾的水流结构 …… (22)
　第六节　明渠水流的流动状态 …… (37)
第二章　河流泥沙运动的基本规律 …… (45)
　第一节　泥沙特性 …… (45)
　第二节　推移质运动 …… (57)
　第三节　悬移质运动 …… (67)
第三章　河流的演变 …… (94)
　第一节　河流形成和演变的概念 …… (94)
　第二节　河床演变的基本原理 …… (97)
　第三节　河型及河相关系…… (100)
　第四节　山区河流的河床演变…… (117)
　第五节　平原河流的河床演变…… (121)
　第六节　桥渡附近的河床演变…… (131)
第四章　桥渡壅水及导治建筑物…… (136)
　第一节　壅水计算…… (136)
　第二节　丁坝的布设…… (148)
　第三节　导流堤…… (154)

第五章　桥涵孔径设计…… (165)
第一节　桥孔布置原则…… (165)
第二节　设计洪水…… (166)
第三节　桥孔径计算…… (171)
第四节　桥孔计算的其它方法…… (179)
第五节　涵管孔径计算…… (181)
第六章　桥渡附近的河床变形及冲刷计算…… (184)
第一节　桥渡与河床演变…… (184)
第二节　桥渡附近的河床冲刷现象…… (186)
第三节　桥渡一般冲刷计算…… (189)
第四节　桥墩周围的局部冲刷…… (197)
第五节　其它类型的冲刷计算及桥墩的防护…… (204)
第六节　水库下游桥址冲刷计算…… (209)
第七节　用随机过程计算冲刷坑大小的探讨…… (212)
第八节　墩台基础埋置深度…… (218)
第七章　桥渡物理模型试验…… (221)
第一节　相似概论…… (221)
第二节　水流运动的相似性…… (225)
第三节　桥渡动床模型泥沙运动的相似性…… (234)
第八章　桥渡设计实例…… (256)
第一节　基本资料及模型状况…… (256)
第二节　河床演变分析…… (262)
第三节　壅水高度…… (270)
第四节　桥墩冲深…… (272)
第五节　桥位比选及导治建筑物的布局…… (274)
第六节　设计结论…… (278)

# 第一章　河流的水力学特性

## 第一节　二维均匀紊流及其半经验理论

在水力学中，将液流运动区划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，河渠水流一般都是紊流，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运动要素（如流速、压强等）的脉动。例如任一瞬时流速 u，总可分解为三个分速 $u_x$、$u_y$、$u_z$，即：

$$u_x = \bar{u}_x + u'_x$$

$$u_y = \bar{u}_y + u'_y$$

$$u_z = \bar{u}_z + u'_z$$

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；$\bar{u}_x$、$\bar{u}_y$、$\bar{u}_z$ 为时均[①]流速 $\bar{u}$ 相应的三个分量；$u'_x$、$u'_y$、$u'_z$ 为脉动流速 u′相应的三个分量。

由于紊流问题十分复杂，直接求各质点的瞬时运动情况尚不现实，故而，1985 年 Reynoled 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，若采用柱坐标，对于恒定流，其表达式为：

---

① 为简便计，本书除特殊情况外，时均符号一般省去不写。

$$v_r\frac{\partial v_r}{\partial r}+\frac{v_\theta}{r}\frac{\partial v_r}{\partial\theta}+v_z\frac{\partial v_r}{\partial z}-\frac{v_\theta^2}{r}$$

$$=-\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial r}+\left[\frac{\partial}{\partial r}\left(\frac{A}{\rho}\frac{\partial v_r}{\partial r}\right)+\frac{1}{r^2}\frac{\partial}{\partial\theta}\left(\frac{A}{\rho}\frac{\partial v_r}{\partial\theta}\right)\right.$$

$$\left.+\frac{\partial}{\partial z}\left(\frac{A}{\rho}\frac{\partial v_r}{\partial z}\right)+\frac{A}{\rho r}\frac{\partial v_r}{\partial r}-\frac{2A}{\rho r^2}\frac{\partial v_\theta}{\partial\theta}-\frac{Av_r}{\rho r^2}\right] \quad (1-1)$$

$$v_r\frac{\partial v_\theta}{\partial r}+\frac{v_\theta}{r}\frac{\partial v_\theta}{\partial\theta}+v_z\frac{\partial v_\theta}{\partial z}+\frac{v_rv_\theta}{r}$$

$$=-\frac{1}{\rho r}\frac{\partial p}{\partial\theta}+\left[\frac{\partial}{\partial r}\left(\frac{A}{\rho}\frac{\partial v_\theta}{\partial r}\right)+\frac{1}{r^2}\frac{\partial}{\partial\theta}\left(\frac{A}{\rho}\frac{\partial v_\theta}{\partial\theta}\right)\right.$$

$$\left.+\frac{\partial}{\partial z}\left(\frac{A}{\rho}\frac{\partial v_\theta}{\partial z}\right)+\frac{A}{\rho r}\frac{\partial v_\theta}{\partial r}+\frac{2A}{\rho r^2}\frac{\partial v_\theta}{\partial\theta}-\frac{A}{\rho}\frac{v_\theta}{r^2}\right] \quad (1-2)$$

$$v_r\frac{\partial v_z}{\partial r}+\frac{v_\theta}{r}\frac{\partial v_z}{\partial\theta}+v_z\frac{\partial v_z}{\partial z}$$

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

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

此外，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；$v_r$、$v_\theta$ 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 为紊动动力粘滞系数（或称紊动动力交换系数）；$\nu_T$ 为紊动运动粘滞系数（又称之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，研究时不得不做一些学术上的假定，将水流简化为二维流动。例如，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特征，与二维区域的水流运动特征相差甚小。藉助于 H. Bazin 的试验资料[1]，可得出二维流区存在的条件为：

$$B/H \geqslant 5 \tag{1—6}$$

则中间二维流区宽度：

$$B_0 = B - 5H \tag{1—7}$$

根据一些学者的试验研究，B/H＝5 基本上可作为二维流区存在的限制条件。不过，这只意味着此时过水断面中心线附近的水流的流动近似符合二维条件，只有当宽深比从 5 增加时，二维流区才随之增加，但无论 B/H 值多大，由于边壁影响而产生的非二维流区总是存在的。文献[2]探讨了边壁对 B. 的影响，得出如下表达式：

$$B_* = 4.7H\left(\frac{n_w}{n_b}\right)^2 \tag{1—8}$$

式中，$n_b$、$n_w$ 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 $n_w/n_b$ 的减小而减小，随着 $n_w/n_b$ 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。

二维均匀流切应力沿垂线呈线性分布，表达式为：

$$\tau = \tau_0(1 - z/h) \tag{1—9}$$

式中，h 为水深；$\tau_0$ 为床面切应力，可由下式计算：

$$\tau_0 = \gamma Jh \tag{1—10}$$

式中，$\gamma$ 为水流比重；J 为河床比降。

近代流体力学假定：

$$\tau = \tau_1 + \tau_2 \qquad (1—11)$$

式中，$\tau_1$ 是由水流粘滞性产生的切应力，称为粘滞切应力，其值为：

$$\tau_1 = \mu \frac{du_x}{dz} \qquad (1—12)$$

式中，$\mu$ 表示水流动力粘滞系数。

式(1—11)中，$\tau_2$ 是由水流紊动产生的，称为紊动切应力，其值为：

$$\tau_2 = -\rho \overline{u'_x u'_z} \qquad (1—13)$$

上式负号表示 $u'_x$ 与 $u'_z$ 的符号总是相反的。

实际 Reynolds 的时均紊流方程式还未封闭，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、Prandtl 混合掺长理论及 k—ε 模型等[3]，其中以 Boussinesq 假定的形式最为简单，他假定紊流应力与粘性应力类似，因而比拟水流中：

$$\tau_2 = \rho\nu \frac{du}{dz} \qquad (1—13')$$

紊流中的剪应力可写成：

$$\tau_2 = \rho\varepsilon \frac{du}{dz} \qquad (1—13'')$$

式中，$\nu$ 为运动粘滞系数；$\varepsilon$ 为紊动动量交换系数。

与 Boussinesq 假定略有不同，Prandtl 则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(该距离即为混合长)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，分别可表示为：

$$|\overline{u'_x}| = \overline{l_1}\frac{\overline{du_x}}{dz} \tag{1—14}$$

$$|\overline{u'_z}| = k_1\overline{l_1}\frac{\overline{du_x}}{dz} \tag{1—15}$$

$$|\overline{u'_x \cdot u'_z}| = k_2|\overline{u'_x}||\overline{u'_z}| \tag{1—16}$$

将式(1—14)及(1—15)代入上式，紊动切应力的表达式即能由式(1—13)改写成如下形式：

$$\tau_t = k_1k_2\rho\overline{l_1^2}\left(\frac{\overline{du_x}}{dz}\right)^2 \tag{1—17}$$

式中，$k_1$、$k_2$为比例系数，令$l^2=k_1k_2\overline{l_1^2}$，则式中掺长：

$$\tau_t = \rho l^2\left(\frac{\overline{du_x}}{dz}\right)^2 \tag{1—18}$$

上式即为Prandtl掺长模式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，故而Prandtl的掺长理论在物理上隐含着严重的缺陷。但从工程实用观点看，现有模式中唯有Prandtl的掺长理论得到了广泛应用。这主要由于该理论提出得较早，积累了丰富的经验，因此一些有实用价值的研究成果多以Prandtl掺长理论为基础。

## 第二节　时均流速分布

流速分布与水流切应力密切相关。紊动流速很小的固体

边壁附近，由脉动流速产生的附加切应力也很小，而流速梯度却很大。故此处粘滞切应力起主导作用，该流层流态属层流，称之为粘性底层。其厚度可用下式表示：

$$\delta_0 = \frac{N\nu}{u_*} \tag{1—19}$$

式中，N 为无量纲常数；$u_*$ 为摩阻流速，与边壁切应力 $\tau_0$、水力半径 R 及水力坡度 J 的关系式为：

$$u_* = \sqrt{\tau_0/\rho} = \sqrt{gRJ} \tag{1—20}$$

此外，式(1—19)中 $\nu$ 为运动粘滞性系数，对于水，$\nu$ 与水温 T(以℃计)存在如下经验关系：

$$\nu = \frac{0.01775}{1 + 0.0337T + 0.000221T^2}$$

在远离边壁的流区，流体中微团相互混掺、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—18)中 l 仍系未知量，故 Prandtl 进一步假定：

$$l = \kappa z \tag{1—21}$$

式中，$\kappa$ 为卡门常数，清水试验资料得其值为 0.4。又同时假定边壁附近的粘滞切应力 $\tau_1$ 可被忽略，即

$$\tau_0 = \tau_2 \tag{1—22}$$

于是，将式(1—18)代入上式，并引入式(1—21)，即能解出：

$$\frac{u_m - u}{u_*} = \frac{1}{\kappa} ln \frac{h}{z} \tag{1—23}$$

上式即为著名的 Prandtl 时均流速亏值公式，式中 $u_m$ 为水面流速。

由图 1—1 所示的J. Nikuradze的实验资料[4]，不难看出，Prandtl 关于掺长的假设式（1—21）仅在近壁区与实测点据

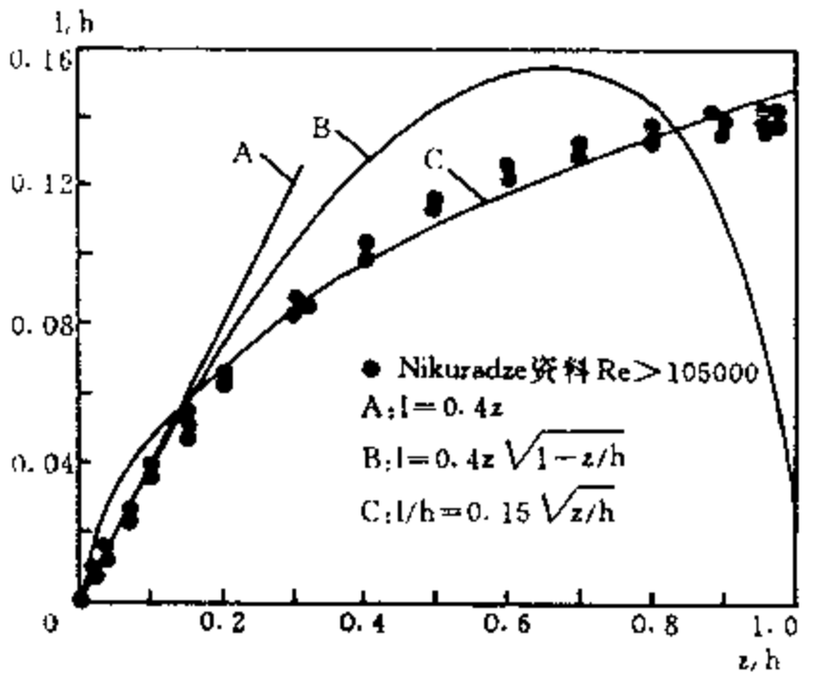



图 1—1　掺长公式与实测资料的比较

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—23)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—23)求得的流速梯度(一阶导数)不等于零，从而导出在水面处的流速不是极值的矛盾。

事实上，Prandtl 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，其大小取决

于所处流场的运动特性[2]。引入“涡团模式”[5]，并用能量观点，可以得出如下形式的掺长公式：

$$\frac{l}{h}=c_n\sqrt{z/h} \tag{1—24}$$

其中

$$c_n=\frac{1}{\omega}\sqrt{\frac{8k_2g}{k_1h}} \tag{1—24'}$$

式中，$\omega$ 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 的实验资料，当取 $c_n=0.5$ 时，式(1—24)与实测点据吻合较好(见图 1—1)。同时由图 1—1 不难看出，公式 $l=kz$ 及 $l=kz\sqrt{1-z/h}$ 在广大流区中与实际偏差较大。

将式(1—9)及式(1—24)(取 $c_n=0.15$)代入式(1—18)，同样忽略 $\tau_1$ 影响后，即可求得适用于粘性底层以外流区的二度恒定均匀流的时均流速分布公式：

$$\frac{u_m-u_z}{u_*}=10.47-6.667\left[\sqrt{(1-\frac{z}{h})\frac{z}{h}}+arcsin\sqrt{\frac{z}{h}}\right] \tag{1—25}$$

由图 1—2 验证结果表明，式(1—25)与 Nikuradze 的实验点据构成的速度亏损曲线[4]，几乎完全重合。这说明该式的结构是较为合理的。另外，利用 Donch(1926 年)和 Lanfer(1950 年)的实验资料进行验证的结果也令人满意。

为了进一步将式(1—25)表示为其它形式，并求出水面及河底流速的计算公式，兹引入谢才公式，即：

$$V=C\sqrt{RJ} \tag{1—26}$$

式中，C为谢才系数，工程界一般采用Manning公式计算，

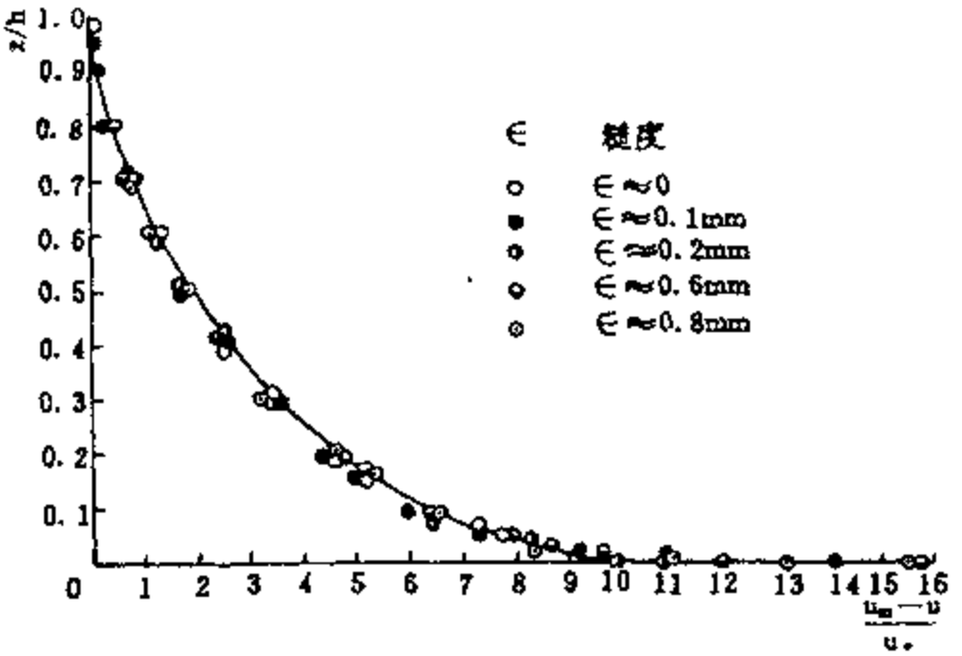



图 1—2　纵向流速公式(1—25)与尼古拉兹实验资料对照

即：

$$C = \frac{1}{n}R^{1/6} \tag{1—27}$$

式中，n 为糙率系数。

由式(1—26)及(1—20)，不难求出 V 与 $u_*$ 的关系式为：

$$u_* = \frac{\sqrt{g}}{C}V \tag{1—28}$$

将上式代入式(1—25)并沿水深积分，可求出垂线平均流速 $V_{cp}$，进而求出水面最大流速 $u_m$ 及河底流速 $u_d$ 分别为：

$$\begin{cases} u_m = V_{cp}(1 + 2.62\dfrac{\sqrt{g}}{C}) \\ u_d = V_{cp}(1 - 7.85\dfrac{\sqrt{g}}{C}) \end{cases} \tag{1—29}$$

从而进一步将流速分布公式表示为：

$$u_x = V_{cp}\left\{1 - 7.85\frac{\sqrt{g}}{C} + 6.67\frac{\sqrt{g}}{C}\left[\sqrt{\left(1-\frac{z}{h}\right)\frac{z}{h}} + \arcsin\sqrt{\frac{z}{h}}\right]\right\} \quad (1—30)$$

此外，Prandtl 曾建议紊流流速分布用下式表示：

$$\frac{u_x}{u_m} = \left(\frac{z}{h}\right)^{m_0} \quad (1—31)$$

式中，指数 $m_0$ 与雷诺数 Re 有关，当 $Re < 10^5$ 时，$m_0 = \frac{1}{7}$，即：

$$\frac{u_x}{u_m} = \left(\frac{z}{h}\right)^{1/7} \quad (1—31')$$

上式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：

$$u = \frac{8}{7}V_{cp}(z/h)^{1/7} \quad (1—31'')$$

指数公式仍和对数公式一样，水面处的流速梯度不等于零。不过我们采用大量天然测验资料分析后认为，相对于对数公式，式(1—31′)与天然资料较为接近，而且该式形式简单，近壁流区也能近似适用，具有较大的实用价值。

实际上，式(1—24)及式(1—23)中的涡团渗数 $c_*$ 及卡门常数 $\kappa$ 并非常数，我们采用大量天然河流及一些浑水试验资料进一步分析，可得出如下形式的 $c_*$ 及 $\kappa$ 与含沙量 $S_v$(以体积百分数计)的关系式：

$$c_* = 0.15[1 - 4.2\sqrt{S_v}(0.365 - S_v)] \quad (1—32)$$

$$\kappa = 0.4 - 1.68\sqrt{S_v}(0.365 - S_v) \quad (1—33)$$

与此相应，式(1—30)可表示为如下一般形式：

$$\frac{u_x}{u_*}=\frac{C}{\sqrt{g}}-\frac{3\pi}{8c_*}+\frac{1}{c_*}\left[\sqrt{\frac{z}{h}-(\frac{z}{h})^2}+arcsin\sqrt{\frac{z}{h}}\right] \tag{1—34}$$

大量验证资料表明，上式可以较好地描述一般挟沙水流及高含沙紊流的流速分布规律[5]。此外，对数公式(1—23)采用式(1—33)对卡门常数修正后，也与天然河渠资料较为吻合。

## 第三节　紊动强度的分布

视 $u'_x$、$u'_z$ 及 $l_1$ 为随机变量，则由 Prandtl 掺长理论得：

$$|u'_x|=l_1\frac{d\bar{u}_x}{dz} \tag{1—35}$$

$$|u'_z|=k_1l_1\frac{d\bar{u}_x}{dz} \tag{1—36}$$

由于脉动分布 $u'_x$、$u'_z$ 均遵循高斯分布定律，故 $|u'_x|$、$|u'_z|$ 的分布为：

$$f(|u'_x|)=\frac{2}{\sqrt{2\pi}\sigma_*}exp(-\frac{u'^2_x}{2\sigma_*^2}) \tag{1—37}$$

$$f(|u'_z|)=\frac{2}{\sqrt{2\pi}\sigma_v}exp(-\frac{u'^2_z}{2\sigma_v^2}) \tag{1—38}$$

式中，$\sigma_*$、$\sigma_v$ 分别代表纵、垂向脉动流速的均方根，即紊动强度。由式(1—35)和(1—37)得 $l_1$ 的分布公式为：

$$\Phi(l_1)=\frac{2\frac{d\bar{u}_x}{dz}}{\sqrt{2\pi}\sigma_*}exp\left[-\frac{(\frac{d\bar{u}_x}{dz})^2l_1^2}{2\sigma_*^2}\right] \tag{1—39}$$

其数学期望：

$$l_{1m}=\sqrt{\frac{2}{\pi}}\frac{\sigma_u}{d\bar{u}_x/dz} \tag{1—40}$$

同理，由(1—36)及(1—38)式得：

$$\Phi(l_1)=\frac{2k_1\frac{d\bar{u}_x}{dz}}{\sqrt{2\pi}\sigma_v}exp\left[-\frac{k_1^2(\frac{d\bar{u}_x}{dz})^2l_1^2}{2\sigma_v^2}\right] \tag{1—41}$$

$$l_{1m}=\sqrt{\frac{2}{\pi}}\frac{\sigma_v}{k_1d\bar{u}_x/dz} \tag{1—42}$$

则由式(1—40)及(1—42)得：

$$\sigma_u=\frac{1}{k_1}\sigma_v \tag{1—43}$$

忽略 $\tau_1$ 后，则由式(1—40)、(1—42)、(1—9)及(1—17)得：

$$\sigma_u=\sqrt{\frac{\pi}{2k_1k_2}}\cdot\sqrt{1-\frac{z}{h}}u_* \tag{1—44}$$

$$\sigma_v=\sqrt{\frac{\pi k_1}{2k_2}}\cdot\sqrt{1-\frac{z}{h}}u_* \tag{1—45}$$

由式(1—43)可以看出，对于各向同性的紊流，$1/k_1=1$，对实际的紊流，一般属各向异性，$1/k_1>1$。而随着相对水深 z/h 的增加，壁面的制约作用逐渐减弱，水流的紊动往往由各向异性逐步接近于各向同性，亦即 $k_1$ 应随 z/h 而变。此外，在近壁流区，粗糙度 Δ 使纵向紊动强度减弱。同时，由于受连续性的制约，垂向紊动强度相应增大[3]，因此，$k_1$ 应是 z/h 及 z/Δ 的函数。张红武进一步分析了该函数的具体形式，并采用 H. Reichardt 在矩形风洞中的测量结果[6]，确定有关的系数和指

数，得出：

$$\frac{1}{k_1} = 1.15\left(\frac{h}{z}\right)^{0.28}\left[1 - exp\left(-\frac{z}{\Delta}\right)\right]^{-1} \quad (1—46)$$

及

$$k_2 = 0.64 \quad (1—47)$$

将式(1—46)、(1—47)代入式(1—44)及(1—45)，即可得到同时适用于光滑及粗糙壁面的紊动强度分布，即纵向紊动强度：

$$\sigma_u = 1.68\left(\frac{h}{z}\right)^{0.14}\sqrt{\frac{1 - z/h}{1 + e^{-z/\Delta}}}\,u_* \quad (1—48)$$

及垂向紊动强度：

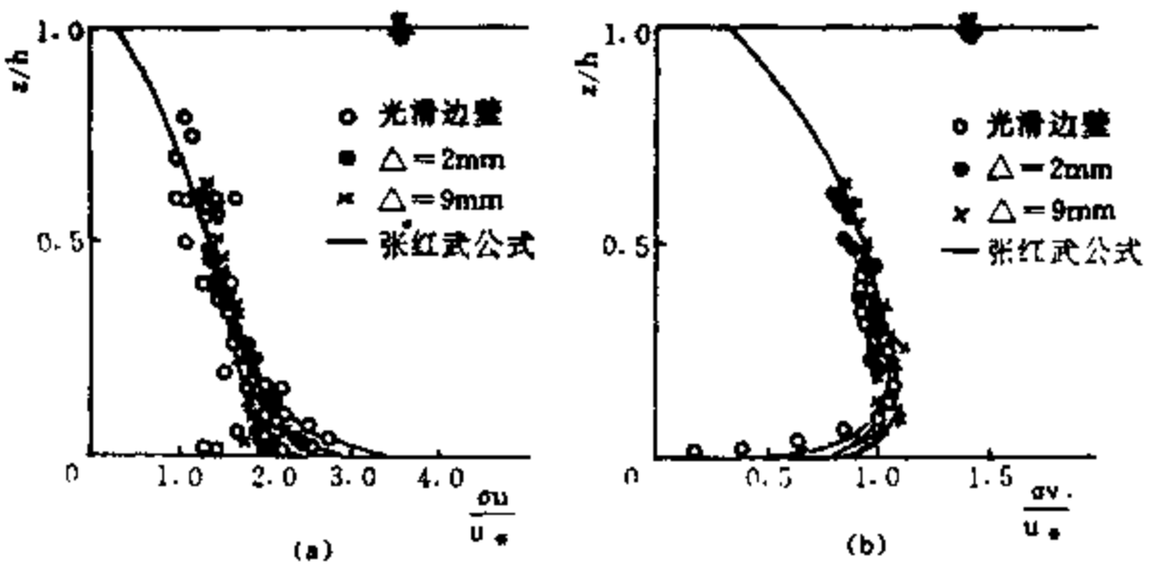



图 1—3　紊动强度分布公式及试验点据比较

$$\sigma_v = 1.461\left(\frac{z}{h}\right)^{0.14}\sqrt{(1 + e^{-z/\Delta})\left(1 - \frac{z}{h}\right)} \quad (1—49)$$

该式与实验资料较为吻合(见图 1—3)，且形式简单，由于推导过程中，忽略了粘滞切应力，故而上述公式只适应于粘性底层以外的流区。但由图 1—3 的验证结果表明，垂向紊动

强度公式在紧靠边壁的流区也能近似适用。这对我们研究紊流对位于壁面泥沙的相互作用，具有重要的实际意义。

## 第四节　水流的能耗图形

在一般水力学中，将过水断面上诸点本来不等的能量，采取断面平均的方法使其一致化，只是分析了一维水流能量沿程变化的规律，未涉及过水断面上水流能量的分布以及传递机理和能耗过程。此外，研究水流挟沙运动，也非一维水流能量关系所能解决，故本节将扼要介绍有关能量耗散方面的内容。

### 一、紊动漩涡

对于一般明渠水流，在靠近河底边界的粘性底层中，平面上具有顺流的低速带和高速带相间的带状结构。低速带随时均流动向下游行进的同时，它的下游尖部缓慢上举，待升至流速较大的流层时，马蹄形漩涡发生拉伸变形，使得简单的漩涡变为错综复杂的涡量场。当低速流带经一段路程的缓慢升举后，突然向上层的高速流体喷射，与此相应，高速流体乘机俯冲面下。在低速流带过程中，还同时形成漩涡（因受空间的限制，尺度较小），该处流速梯度大，结果漩涡上下形成一个向上的压差，压差又使漩涡上升。在上升过程中，漩涡尺度逐渐增大，但这种大尺度、高转速的漩涡体极不稳定，遂将溃解为次一级较小的涡体，次一级涡体仍不稳定，因而继续分解。如此逐级分解，直到不能再分的最小涡体为止。这种最小尺度的涡体所相应的雷诺数已处于临界雷诺数值。达到这种状态以后，

流体运动的能量将通过粘性直接发散，并转化为热能，漩涡也随之扩散消失。

大尺度的漩涡在溃解演变过程中基本上不伴随直接的能量耗散。由于在同样的漩涡强度下，漩涡涡体尺度愈小，其频率愈高，因此大漩涡的溃解过程也即是低频涡体向高频涡体的演化过渡过程。同时紊流的惯性作用，趋向于将能量传递到高频的涡体范围。

产生于近底流区的大尺度涡体的紊动是各向异性的，而在远离边壁的区域，小涡体紊动的紊流特征值可能不随坐标的旋转或反射而变化，此时紊动已处于准各向同性状况。这些尺度很小的涡体紊动，在通过粘性把其能量转变为热能之前，具有准各向同性的性质。因此，不同形式的紊流均有趋向于建立各向同性紊流的性质，涡体的溃解和能量的传递过程也是各向异性的紊流逐渐转化成各向同性紊流的过程。

水流边界条件及水流几何尺寸只决定初期紊动的形态和尺度，而对局部各向同性紊动没有影响。Kolmogorov 曾用单位质量水体的能量消耗率 $\varepsilon_0$ 和水流的运动粘滞性系数 $\nu$ 来定义这些局部各向同性的小涡体的尺度 $l_0$ 和运动速度 $v_l$[6]，并通过量纲分析，得出：

$$l_0 = \left(\frac{\nu^3}{\varepsilon_0}\right)^{1/4} \tag{1—50}$$

及

$$v_l = (\nu\varepsilon_0)^{1/4} \tag{1—51}$$

由 $l_0$ 与 $v_l$ 确定的雷诺数等于 1。

## 二、清水能耗图形

明渠水流阻力所反映的是水流的势能转化为热能的全过

程，对于二维恒定均匀流，这个全过程可由以下方程式表示：

$$\frac{d(u_z\tau)}{dz}=\tau\frac{du_z}{dz}+u_z\frac{d\tau}{dz} \qquad (1—52)$$

从能量角度出发，上式应改写为：

$$-u_z\frac{d\tau}{dz}=\tau\frac{du_z}{dz}-\frac{d(u_z\tau)}{dz} \qquad (1—53)$$

上式中各项都有明确的物理意义。左边项代表流层的单位水体在单位时间中为克服能量损失所提供的势能（由于 $\tau$ 随 $z$ 的增大而减小，故前面加负号）；右侧第一项表示在当地消耗的能量。这两项沿水深的变化并不一致，前者在水面最大，在河底为零；而后者在水而为零，在河底最大。因此除沿垂线上某一点外并不相等。在该点之上，前者大于后者，供过于求，故有一部分多余的能量从本流层中传出；面在该点之下，后者小于前者，供不应求，故将有一部分能量从其它流层传入。这个传出或传入的能量，其数量即为式(1—53)中右侧的第二项 $-d(u_z\tau)/dz$，可视此项为单位时间内单位水体向河底传递能量的速率，亦即当地能量传递率。河底附近流速梯度很大，因而通过 $u_z\tau$ 的梯度传递到近壁区的能量也很多，在那里产生紊动，首先变化为水团的漩涡，紊动动能则表现为各级漩涡的能量。涡体上升，同时逐渐溃解为小漩涡体，直至分解成最小一级的涡体，最后由粘性摩阻面转化为热能散失掉。因此，紊动能量的损失是与紊动产生的涡体相联系的。

## 三、挟沙水流能耗图形

冲积河流中都有泥沙运动，因而其阻力特性就和上述定床清水时有所不同，从边界情况来看，主要出现如下几种阻

力：

1. 沙粒阻力 $\tau'$。冲积河床上的泥沙颗粒对水流的阻滞作用将产生一种肤面阻力。应该注意，不能把这种肤面阻力理解为“固体周界对流体的摩擦阻力”，因为液体与固体边界有附着作用，会紧贴固体表面，而不会在固体表面上“滑动”。另外，从概念上讲，沙粒阻力还应包括绕经沙粒的流线分离而产生的形状阻力，无论沙波存在与否，绕过沙粒的流线总有可能分离。

2. 沙波阻力 $\tau''$。随着水流条件的改变及泥沙的运动，河床表面会形成各种不同的沙波，它们就象淹没于水中的障碍物，对水流产生一定的形体阻力，这种阻力即为沙波阻力。水位涨落及沙波消长都会影响沙波阻力相对于全部阻力的比重。

3. 推移阻力 $\tau_d$。水流为了维持推移质的运动，要消耗一部分能量，因此将由于推移质运动所引起的阻力称为推移阻力。

4. 河岸阻力 $\tau_a$。一般讲，河岸的组成物质及其宏观形态与河底不同，因此有必要单独考虑。

根据阻力叠加原理，上述诸阻力单元与动床综合阻力 $\tau_f$ 的关系可以表示为：

$$\tau_f = k_1\tau' + k_2\tau'' + k_3\tau_d + \tau_a \qquad (1—54)$$

式中引入修正系数 $k_1$、$k_2$、$k_3$ 是考虑到 $\tau'$、$\tau''$及 $\tau_d$ 存在着相互重叠或干扰的影响。阻力的叠加应是各个有效值的矢量和。$\tau'$与 $\tau''$的双重影响往往导致相互抵消的结果，亦即：虽然沙波背水面的回流区导致沙粒阻力减少，但流经下游另一沙波的迎水面上，紊动的增强又将引起 $\tau''$的增加。因此系数 $k_1$ 和 $k_2$ 的值都接近于 1，这大概是以往文献从不引入此类系数的原因。而 $k_3$ 则不然，床面剪切力是促使底沙推移的最主要动力之

一；换言之，床面剪切力的反作用力——有效沙粒阻力 $k_1\tau'$ 几乎已包括了 $\tau_d$ 的绝大部分，甚至从实用意义上讲，人们往往认为前者全部包括了后者。不过，从学术上讲，由于推移质运动的特殊性，推移质阻力难以被沙粒以及沙波阻力完全包含，例如推移质的颤动及跳跃颗粒与床面的碰撞作用对床面阻力产生的影响就属这种情况。此外，从床面剪力并非是导致底沙推移的唯一动力考虑，也易理解上述观点。

从水体内部来看，为维持悬移质运动也要消耗能量，这种能量属于紊动能的范畴，因为挟沙水流只是在紊动能通过粘性发散转化为热能过程中较一般水流增添一个新内容——一部分紊动能通过维持泥沙的悬浮面转化成热能，亦即悬浮水中泥沙是挟沙水流将紊动能转化为热能的一个特有途径[7]。

在传统水力学中，阻力主要是用反映边界粗糙度的糙率 n 值来反映的。很多资料表明，糙率与水流中的含沙量有关，当含沙量较小时，糙率较大，随着含沙量增加，糙率减小。从直观上解释，可以认为是水流在挟带大量悬移质泥沙时，在河床附近将形成含沙浓度较高的底层，面该底层起着“润滑、减阻”作用。我们在水槽试验中也曾观察到挟沙水流近底层的流速减缓，面其余流区的流速依然较大，并观察到水沙混合的局部流速梯度大于清水的局部流速梯度，很明显，大量的泥沙颗粒减弱了掺混作用。张瑞瑾教授将悬移质存在造成的阻力系数和能量损失的改变，归结为紊动强度减弱，并称之为“制紊作用”[8]。为什么悬移质会对水流产生这种“制紊作用”呢？我们曾对此进行了探讨。首先指出，所谓“制紊”是对悬移质而言的，若对悬沙和底沙运动不加区别地泛谈挟沙水流的能耗问

题可能容易导致概念上的混乱。

众所周知，含有悬沙的流场同时存在着一定的含沙浓度和含沙量梯度。对于前者，第一，造成了悬沙水流中的涡体比清水中的容重大，即使尚存在与相应的清水涡体相符的动量，其运转速度也要降低；第二，造成挟沙流体的粘性增大，涡体必然因受较大的粘性阻力而降低其运转速度（其中体现于表征水流紊动强弱的雷诺数减小）。至于后者，无论从内因还是外因上都将影响涡体的运转速度。内因上讲，涡体运动在紊动能转化为热能的过程中，起了媒介作用，因而从某种意义上，可以认为涡体运转的直接能源是紊动能；水流为维持含沙量梯度的存在须付出一部分紊动能，那么，涡体的运转速度当因能源的减小而降低。从外因上讲，涡体时刻受着含沙量梯度的制约。就任一涡体而言，向上脉动时携带着比当地含量较多的泥沙，自然有下沉的趋势；而向上脉动时比当地的含沙量少，又必然趋于“上浮”。

综上所述，含有悬移质的流场存在着遏制涡体运动的作用。而水流紊动的强弱正是通过涡体的运转表现的，故悬移质的存在，产生制约紊动的作用，是显而易见的。

紊动减弱则意味着有效势能的减弱，因为处于悬浮与沉降这一矛盾的水流与泥沙是相互作用的，这种作用导致了水流内部结构的变化，进而影响有效能量的变化及分配过程。此外，还可从水流的剪切力这一角度来分析。紊流中的切力 $\tau_{ij}$ 由粘性和紊动两部分组成，亦即：

$$\tau_{ij}=\mu\left(\frac{\partial\bar{u}_i}{\partial x_j}+\frac{\partial\bar{u}_j}{\partial x_i}\right)-\rho\overline{u_i'u_j'} \qquad (1—55)$$

固然悬沙水流因粘性系数 $\mu$ 的增大而使粘性切力（即上式右

端第一项）增加，但紊动切应力$-\rho\overline{u_i'u_j'}$却因涡体的运转速度$u_i'$、$u_j'$的降低而减小。而广大流区的粘性阻力远远小于紊动造成的阻力，故综合影响的结果，$\tau_{ij}$应较清水时小。实际上还不尽如此，粘性的增大对水流的影响具有两重性，除以上已经谈到的外，还会引起与$\nu/u_*$成正比的粘性底层厚度$\delta$有所增加，而$\delta$的增加往往可能减小水流的阻力损失。

在传统水力学中，阻力主要是用边界的粗糙度来反映的，如用糙率n值代表边界的粗糙度。天然河道的糙率除受上述因素影响外，还与其它很多因素有关，例如河床沙、石粒径的大小和级配，沙坡的形成或消失，河道弯曲程度，横断面形状的不规则性，深槽中的潭坑，滩地上的草木，河槽的冲淤以及整治河道工程等。这些复杂的因素不仅沿河道的长度变化，而且在同一河段上也随水位变化面不同。糙率n随水位的变化规律取决于河道的具体情况，某些河段的糙率随水位升高而增大，某些河段的糙率随水位升高而减小。例如由黄河、淮河等河流的某些河段的实测资料分析结果可知，糙率因水位不同面变化的趋势基本上是一致的，在低水位时，糙率一般都比较大，随着水位升高糙率减小，当糙率减小到某一最小值后，又随水位上升而增大。糙率随水位变化的上述规律可解释如下：低水位时，水深小，河槽中泥沙的相对粗糙度和沙波的相对影响都比较大，阻力大；低水位时河水蜿蜒曲折，增大了水流阻力；整治建筑物对水流流态的影响往往在低水位时更为突出，阻力较大。由于上述诸因素形成了较大的综合阻力，所以低水位时糙率较大。水位升高后，泥沙的相对粗糙度和沙波的相对高度都随之减小，阻力也就减小；同时河道的主流趋向中泓，河槽曲折对水流的阻力也减小；由于水深大，河工建筑

物对水流的阻碍作用也相对减小。因此综合阻力减小，糙率也随之减小。水位再升高至水流漫滩后，由于滩地上草木或农作物等增加了水流的阻力，因此糙率又有所增大。

由于影响河道糙率的因素比较复杂，所以工程中常常采用河道的实测水文资料来推求糙率，实测方法如下：河段的长度为 $\Delta l_2$，测得其首末断面水位为 $z_1$ 和 $z_2$，相应的流量为 $Q_1$ 和 $Q_2$，并在实测的断面图上量得首末过水断面面积 $A_1$ 和 $A_2$，应用谢才公式(1—26)及满宁公式(1—27)，并取各水力要素的平均值 $\overline{R}$、$\overline{Q}$、$\overline{J}$，得：

$$n = \frac{1}{\overline{V}}\overline{R}^{2/3}\overline{J}^{1/2} \qquad (1—56)$$

式中，$\overline{V}=\overline{Q}/\overline{A}$，$\overline{Q}=(Q_1+Q_2)/2$，$\overline{A}=(A_1+A_2)/2$；$\overline{R}=(R_1+R_2)/2$；$\overline{J}=(z_1-z_2)/\Delta l_2$。

应用式(1—56)即可求得该河段的糙率值。

附带指出，冲积河床与水流相互作用是以泥沙运动为纽带的。泥沙运动不断改变河床周界颗粒的粗细和排列等一系列状况，导致了河床的不断调整。泥沙运动为随机事件，故河床调整过程应是一个随机过程，因而动床阻力自然也具有随机性。文献[9]通过对水流、河床与泥沙运动之间相互作用、相互影响的内在机理的分析，针对冲积河流中两类代表性较强的河段，建立了模拟动床糙率随机变化的概率模型，得到推移质以滚动为主要运动形式的粗沙河床(这种情形往往发生在冲积河流的上游段)的糙率分布密度公式(取张有龄糙率公式系数 A＝19)：

$$\varphi(n) = 2.386\frac{A^3\sqrt{g}\,n}{\sqrt{2\pi}\,u_*}$$

$$exp\left[-1.58\left(\frac{0.447A^3\sqrt{g}\,n^3}{u_*}-1\right)^2\right] \quad (1—57)$$

对于冲积河流下游段且床沙属非粘性的河床，其糙率分布密度公式为：

$$\varphi(n)=13.29\frac{\sqrt{g}\,A^3n^2}{\sqrt{2\pi}u_*}exp\left(-\frac{2.455A^6gn^6}{u_*^2}\right) \quad (1—58)$$

上述二式对于了解动床阻力的随机变化性质及进一步开展随机水力学的研究，具有较大的意义。

应当承认，动床水力摩阻特性远较清水复杂得多，因而尽管这一方面的研究成果较多，但能够直接用来解决实际问题的计算公式并不多见，故仍需进行深入细致的研究。

## 第五节　河湾的水流结构

水流方向的任何改变都会伴随着产生离心惯性力。作曲线运动的弯道水流，在重力及离心力的共同作用下，形成一系列水力现象。弯道水流运动规律的研究，在水利工程学的许多领域中，占有重要的位置，例如在治河工程、港口修建、引水防沙、桥墩防冲及改善河道航运等方面都得到了广泛的应用。

### 一、弯道水面形态

当水流由直段进入弯道后，由于离心力的存在而使自由水面的平衡状态遭到破坏，由实验可知，进入弯段即有从凸岸向凹岸倾斜的横比降 $J_r$ 出现（主要是通过凸岸水位降低来实现），直至弯段出口处仍有一定数值，出弯后又迅速消失。因此从纵剖面看，凹岸的水位线常形成上凸曲线，凸岸的水位线常

形成下凹线(故在弯道上段,水面纵比降凸岸往往大于凹岸,在下段凸岸小于凹岸);而从横断面看,水面是凹高凸低,成一上凸曲线,整个水面为一扭曲面。

以二元恒定环流为例,在弯道水流中取距离曲率中心为r处的一个底面积为1×1,高为h的微小水柱,分析其横向受力情况(图1—4):

(1)离心力

$$F_1 = a_0 \rho \frac{V_{cp}^2}{r} \times \frac{1}{2}(2h + J_r)$$

(2)两侧水压力之差

$$\begin{aligned}\Delta p &= \frac{1}{2}\rho g h^2 - \frac{1}{2}\rho g (h + J_r)^2 \\ &= -\rho g h J_r + \frac{1}{2}\rho g J_r^2 \\ &\approx -\rho g h J_r\end{aligned}$$

(3)河底之横向阻力 $\tau_{r0}$

按照达朗贝尔原理列出平衡式,不难得到:

$$J_r = a_0 \frac{V_{cp}^2}{gr} + \frac{\tau_{r0}}{\rho g h} \qquad (1—59)$$

若忽略上式右端第二项,即得一般习用的横比降计算公式:

$$J_r = a_0 \frac{V_{cp}^2}{gr} \qquad (1—60)$$

式中,$a_0$为流速分布系数,可依纵向流速分布公式求得。如采用公式(1—30),则得[10]:

$$\begin{aligned}a_0 &= \frac{1}{V_{cp}^2}\int_0^1 u^2 d\left(\frac{z}{h}\right) \\ &= 1 + 5.75\frac{g}{C^2} \qquad (1—61)\end{aligned}$$

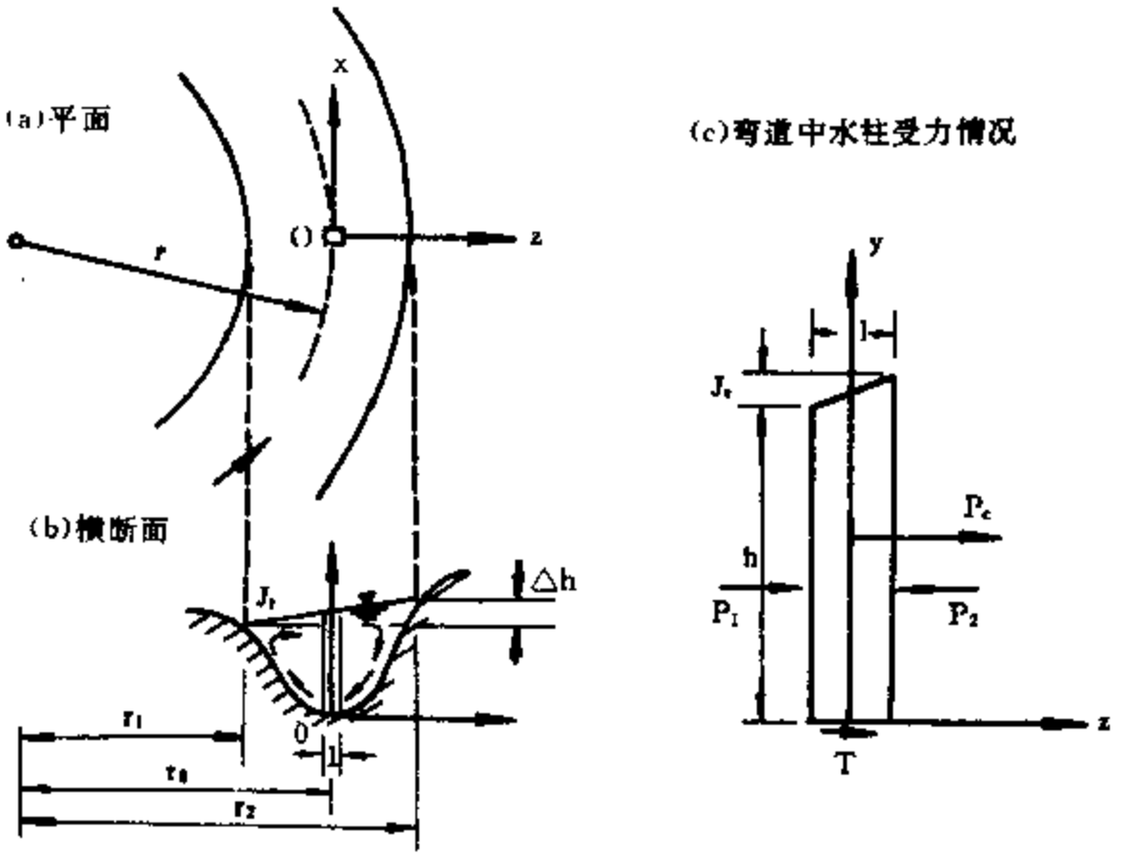



图 1—4　弯道环流及水柱受力图

则

$$J_r = (1 + 5.75\frac{g}{C^2})\frac{V_{cp}^2}{gr} \qquad (1—62)$$

罗索夫斯基依照对数公式导出的公式形式为：

$$J_r = \left(1 + \frac{g}{\kappa^2 C^2}\right)\frac{V_{cp}^2}{gr} \qquad (1—63)$$

计算横向水面曲线需将式(1—60)沿横向积分(此处取 $J_r = dz/dr$)，即：

$$z = z_1 + \int_{r_1}^{r} a_0 \frac{V_{cr}^2}{gr} dr \qquad (1—64)$$

式中，$z_1$ 及 $r_1$ 分别为凸岸水面高程和曲率半径。

同时又可求出两岸的水面高差(通常称为超高)：

$$\Delta z = \int_{r_1}^{r_2} a_0 \frac{V_{cp}^2}{gr} dr \qquad (1—65)$$

式中，$r_2$ 为凹岸曲率半径。

实际上，常见河湾的曲率半径 $r_0$ 多为河宽 B 的 2～4 倍，纵向流速沿河宽的分布变化对超高的影响并不那么明显，我们的实验结果可以说明这一点[10]，且对于水深沿河宽变化不大的情形，在理论上也能得到证明。因此我们不妨取 $V_{cp}$ 等于断面平均流速 V，积分式(1—65)，并将式(1—61)代入得：

$$\Delta z = \left(1 + 5.75 \frac{\xi}{C^2}\right) \frac{V^2}{g} ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right) \qquad (1—66)$$

另一种更简便的作法是采用弯段水流轴线的曲率半径 $r_0$ 及断面平均流速 V 分别代替式(1—65)中的 r 和 $V_{cp}$，则得：

$$\Delta z = a_0 \frac{V^2}{gr_0}(r_2 - r_1) \qquad (1—67)$$

在 $r_0/B$ 较大时，依上式估算超高值完全是可以的。

上述公式计算出的 $\Delta z$ 为沿程中的最大值。因为横比降的沿程变化，仅在环流充分发展的部位，才达到最大值。根据我们的实验研究，全弯段的横比降应表示为[2]：

$$J_r = f\left(\frac{\theta}{\varphi_0}\right) J_{r0} \qquad (1—68)$$

式中，$\varphi_0$ 为弯角；$\theta$ 为所在断面与进口断面的夹角，$f\left(\frac{\theta}{\varphi_0}\right)$ 可表示为：

$$f\left(\frac{\theta}{\varphi_0}\right) = a_1\left(\frac{\theta}{\varphi_0}\right)^2 + b_1\left(\frac{\theta}{\varphi_0}\right) + c_1 \qquad (1—69)$$

式中，$a_1$、$b_1$ 及 $c_1$ 需由实验资料确定，根据张红武的实验资料得 $a_1=-2.6$，$b_1=2.9$，$c_1=0.2$。刘焕芳根据更为广泛的资料对这些系数进行了率定[11]，将式(1—69)表示为：

$$f(\frac{\theta}{\varphi_0})=-2.4(\frac{\theta}{\varphi_0})^2+2.4(\frac{\theta}{\varphi_0})+0.4 \quad (1—70)$$

刘焕芳根据水面纵横比降之间的关系，导出了描述弯道内水面纵比降变化规律的计算公式，并以此为基础得到了弯道内任意一点的水面高程计算公式[11]，以实测内外岸水面线及自由水面等高线资料进行的验证结果表明，理论与实际基本符合。

## 二、弯道中纵向流速的分布

### (一)纵向垂线平均流速

一般讲，在顺直进口段，纵向垂线平均流速沿河宽呈对称形分布，入弯后凸岸流速稍增，面凹岸稍减，至某一部位后，又出现相反的调整，流速分布趋于均匀，随之最大垂线平均流速，又渐渐移向凹岸。出弯后的水流，在相当长的距离内，最大流速仍靠近外侧河岸(见图 1—5)。

为了得出流速分布的函数表达式，有人采用有势涡旋的假定，即垂线平均流速与曲率半径成反比(所谓面积定律)；也有人视水流为强制旋体，即流速与半径成正比，如此等等。现在看来，这类公式都难以描述实际的流速分布。我们根据大量实验室成果，将弯道中纵向垂线平均流速的分布以下式概括表示[10]：

$$V_{cp}=V(\frac{r_0}{r})^{\cos\phi} \quad (1—71)$$

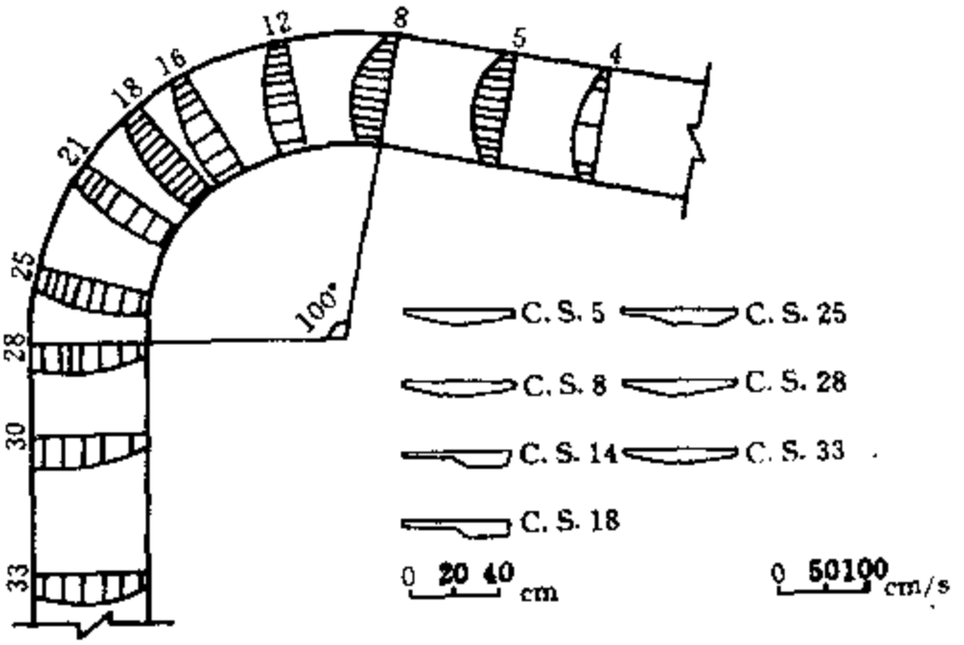



图 1—5　弯道纵向垂线平均流速的分布

我们的研究结果还表明[10]，河岸边界条件（尤其是断面形态、弯角及粗糙度等）和来水条件对河湾中的流速分布产生很大的影响，因面弯道纵向垂线平均流速分布的理论研究是一个相当棘手的课题。刘焕芳根据弯道水流运动方程和计算水面纵比降变化规律的公式，推导出的弯道水流纵向垂线平均流速分布公式，具有较大的参考价值[11]。

**（二）水流动力轴线**

水流动力轴线又称为主流线，一般指沿程各断面最大纵向垂线平均流速所在点连线的水平投影。因此知道了纵向流速的分布，自然能够了解水流动力轴线的变化特征。即一般在弯道进口段甚至弯道上游的过渡段偏靠凸岸；进入弯道后，主流则逐渐向凹岸过渡；到弯顶附近偏靠凹岸；自此以下相当长

的距离内，仍靠近凹岸。

主流最初靠近凹岸的部位称作“顶冲点”，该位置的确定对于工程实际具有较大的意义。

天然河流及其模型试验的资料表明，主流线尚随流量而变。因为水量增减影响惯性的大小，进而引起主流线曲率半径的大小有所变动，即大水时“居中”、小水时“傍岸”，且与此相应，水流对凹岸的顶冲点，也随之变为大水“下挫”、小水“上提”。

单宽流量沿河宽的分布往往与河岸的断面形态较为接近，似能在一定程度上反映水流与河床边界相互作用、相互适应的辩证关系。所以我们倾向于，取诸断面上最大单宽流量所在平面位置的连线，作为水流的动力轴线。单宽流量可以反映断面上单位底面积、高为 h 的水柱所具有的动量大小，而表征水流运动强度的动量，更能直接地反映水流对河床的动力作用[12]。

### （三）纵向流速剖面

实验表明，弯道上纵向流速剖面沿程及沿河宽都发生着变化。例如曾庆华的实验发现[13]，在弯顶以前，流速基本上是由底部向表面增加，而到弯顶之后，底部流速渐渐增大，到了弯道尾端，出现了最大流速靠近河底的分布图形；他还指出，弯道中纵向流速的表面流束在弯道的后半部转移到底层，而底层的低速流束则转至表层。

相对而言，指数公式比对数公式较能符合弯顶附近的纵向流速分布，因为此处的流速剖面比均匀流更均匀一些。为适应流速梯度较小的分布，罗索夫斯基常取卡门常数等于 0.5[14]。

## 三、环流流速分布

### (一)形成机理及环流强度

由现有的室内实验不难发现弯道水流表流指向凹岸、底流指向凸岸的特有的运动状态，即所谓的螺旋流[1,2,3]。为进一步了解横向环流产生的原因，现仍在弯道中取单位底面积，高为 h 的水柱来分析其横向受力情况(如图 1—6a 所示)。可以看出，作用于单位水体上的离心力 $\rho u^2/r$，自河底向水面增加(图 1—6b)，而由水面横比降所引起的同一单位水体在同一方向的压力差 $\rho g J_r$ 沿水深不变，故两者合力形成 [illegible] 力(图 1—6c 所示)，生成表流流向凹岸、底流流向凸岸的横向环流(图 1—6d)。

作为习惯，人们常定义环流流速的大小 $v_r$ 为环流的绝对强度，$v_r/V_{cp}$ 为环流相对强度，并以 $v_r/v_0$ 为环流旋度。

环流强度与纵向流速、河湾半径及水深等因素有关。在天然河湾的模型上研究后发现，中水期主流流速及水深都较大，且水流弯曲的曲率又较大，两者组合起来，自然产生较强的环流。

环流强度及旋度沿水深各点发生着变化，一般讲，在水面和河底处大，而在水深中部小。试验发现，当糙率变大后，水面处的环流强度并无大变化，而在底部则不然，特别是非常粗糙时，河底处的环流明显减小[12]。

沿河宽不同垂线的环流强度和旋度是不同的。在深槽及主流附近，环流得以充分发展，而到了浅滩处，环流强度迅速降低，在凸岸区域则更小[13]。

环流强度沿流程的分布是极为复杂的。在弯道进口处，流

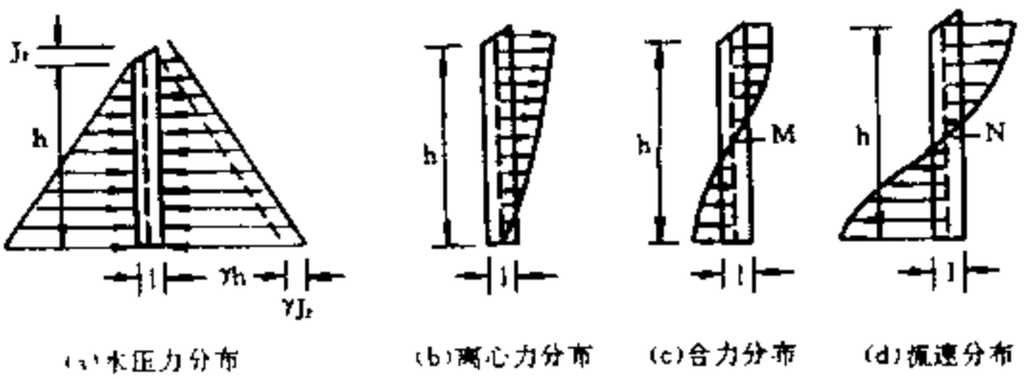



图 1—6　弯道单位水柱上力的分布及流速分布

线开始微弯，此处已可测出环流的存在，随后流线逐渐弯曲，环流强度逐渐增大。对于一般河湾，弯顶附近的环流已发展得相当充分，且直至弯段出口处，环流强度也无极明显的衰减。水流出弯后，虽然离心力即消失，但由于惯性作用，环流仍有一定的强度，可以影响到下游相当长的距离。试验还发现[10]，当 H/r。增大时，不仅进口处的环流强度增加，而且环流能够充分发展的部位也随之下移。对于同一河湾讲，环流充分开展的部位还随着流量的大小而在弯顶附近“下挫”和“上提”。

**(二)环流分布的理论计算**[15]

自 1870 年，J. Thompson 在实验中发现弯道水流同时存在着纵向和横向流动以来，很多学者进行了卓越的研究。其中罗索夫斯基(П. Л. розовский)和波达波夫(М. В. Лоталов)的成果，在一般教科书中常被当作经典公式加以介绍。但是通过理论分析及专门的试验研究，发现已有公式和理论渐渐暴露出这样或那样的缺陷[10]。例如罗索夫斯基在 1950 年基于纵向流速对数分布规律，推得了下列著名的公式[14]：

$$v_r = \frac{1}{\kappa^2} V_{cp} \frac{h}{r} \left[ F_1(\eta) - \frac{\sqrt{g}}{\kappa C} F_2(\eta) \right] \qquad (1-72)$$

式中，$v_r$ 为弯道横向流速；$V_{cp}$ 为纵向垂线平均流速；h 为水深；C 为谢才系数；r 和下文的 q、z 为流场中的柱坐标；$\kappa$ 为卡门常数；$F_1(\eta)$ 和 $F_2(\eta)$ 为相对水深 $\eta(=z/h)$ 的函数，须利用专门图配合计算。经实测资料对照后，罗索夫斯基等人认为，取 $\kappa=0.5$ 时，上式在河床糙率较小的情形较为适用，而在粗糙床面，却难以反映出实验中发现的在近底处横向流速的减小。于是，1957 年他又提出了适用于粗糙床面的，但经验色彩较浓的公式：

$$v_r = 4V_{cp} \frac{h}{r} \left[ F_1(\eta) - 2 \frac{\sqrt{g}}{C} F_3(\eta) \right] \qquad (1-73)$$

式中，$F_3(\eta)$ 同样是相对水深的函数，也须利用图表计算。

式(1—72)及(1—73)即是分别适用于 $C \geqslant 50$ 和 $C < 50$ 的罗索夫斯基公式。不足之处在于：

(1)该公式由两个表达式构成，且都含有因积分不能表示为有限形式而不得不借助查图计算的 $F(\eta)$ 函数，使用很不方便，特别是在定量解析的课题中(例如河道的横向输沙研究以及模型的相似性研究等等)，使用更为困难。

(2)试验结果证明，纵向流速的对数公式不适用于近壁流区，因而罗索夫斯基公式用于环流作用相当重要的河底附近，会出现令人失望的数值。

(3)罗索夫斯基认为，河底粗糙时，河床附近的横向切力不可忽略，因此他对原来的水面横比降公式进行了修正，然后利用"粗糙床面上作用力的方向必与流向亦即流速的方向相同"这一违背一般力学概念的物理图式(曲线运动着的质点所

受外力的方向不可能与速度方向相同），得出如下修正系数：

$$a_1 = f\left(\frac{\kappa C}{\sqrt{g}}\right)\frac{g}{\kappa^2 C^2} \qquad (1—74)$$

然后取 $f(\kappa C/\sqrt{g})=1.9$，而由 $f(\kappa C/\sqrt{g})$ 的函数图可见[10]，仅当床面光滑时，$f(\kappa C/\sqrt{g})$ 才可近似取为 1.9，至于在所讨论的粗糙情况，$f(\kappa C/\sqrt{g})$ 变化很大。结果，由此得出的公式也不符合实际，因此罗索夫斯基最后不得不直接作如下假设：

$$a_1 = 0.8\frac{g}{\kappa^2 C^2} \qquad (1—75)$$

即使如此，公式(1—73)与实测资料仍有一定的差距。

在前人已有成就的基础上，我们从理论上和实验上对河湾的副流运动特性进行了研究。

近代对于河湾副流的研究，多以雷诺方程为基础。由式(1—1)，可将弯道水流运动方程表示为[12]：

$$v_r\frac{\partial v_r}{\partial r}+\frac{v_\theta}{r}\frac{\partial v_r}{\partial \theta}+v_z\frac{\partial v_r}{\partial z}-\frac{v_\theta^2}{r}=-gJ_r+\frac{1}{\rho}\frac{\partial \tau_r}{\partial z} \qquad (1—76)$$

式中，$\tau_r$ 为横向切应力，常被表示为：

$$\tau_r=\rho\nu_T\frac{\partial v_r}{\partial z} \qquad (1—77)$$

对于诸变量均与 $\theta$ 无关的轴对称水流，方程(1—76)中 $\partial v_r/\partial\theta=0$，若再考虑到天然河湾中 $\frac{h}{r}$ 较小时，$v_r$ 和 $v_z$ 相对于 $v_\theta$ 为较小量，那么式(1—76)简化为：

$$gJ_r-\frac{v_\theta^2}{r}=\frac{1}{\rho}\frac{\partial \tau_r}{\partial z} \qquad (1—78)$$

在实际中，所谓的轴对称水流仅发生在河湾中环流充分发展后的部位，因此上式的适用性受到了限制。

为求解方程式(1—78)，仿照 L·Prandtl 的处理方式，将 $\tau_r$ 表示为：

$$\tau_r = \rho l_b^2 \frac{\partial v_\theta}{\partial z} \frac{\partial v_r}{\partial z} \tag{1—79}$$

式中，$l_b$ 与 Prandtl 的掺长 l 具有类似的物理含义(取 $l_b = 0.195\sqrt{z/h}$)。

为使最后的环流计算公式不致于因结构繁杂而失去使用价值，以沿整个水深都基本适用的指数流速分布公式(1—31′)来代替式(1—30)，与式(1—79)、(1—24)、(1—62)一同对式(1—78)求解，并利用如下条件确定积分常数，即边界条件(1—80)和连续条件(1—81)：

$$\tau_r|_{\eta=1} = 0 \tag{1—80}$$

$$\int_0^h v_r dz = 0 \tag{1—81}$$

最后导出如下计算横向流速沿垂线分布的公式为：

$$v_r = 86.7 \frac{V_{cp} h}{r}\left[(1 + 5.75\frac{g}{C^2})\eta^{1.857} - 0.88\eta^{2.14} + (0.0344 - 12.5\frac{g}{C^2})\eta^{0.857} + 472\frac{g}{C^2} - 0.088\right] \tag{1—82}$$

利用大量实测点据，对上式进行了系统的检查，并与现有的几家公式进行了比较。结果表明，对于光滑河床(如图 1—7 所示)，公式(1—82)及罗索夫斯基公式(1—72)与实验资料比较符合，而波达波夫和马卡维耶夫的两个公式偏大甚多；对于粗糙河床(如图 1—8 所示)，公式(1—82)与实测点据颇为接

近，能够反映出粗糙河床附近环流变化的真实规律，而前人的公式，除罗索夫斯基的修正公式(1--73)较为接近外，均明显偏大或偏小。

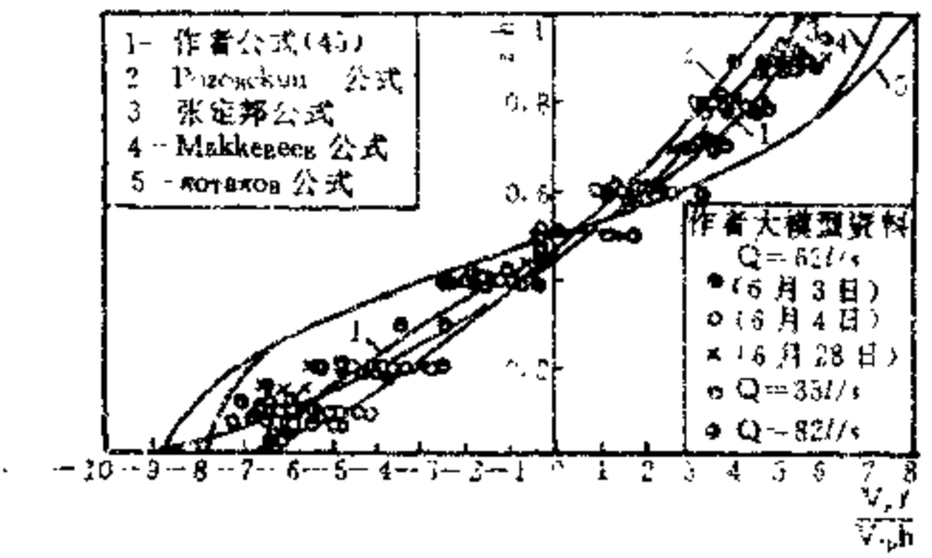



图1· 环流分布公式与光滑床面试验点据比较(C ·)

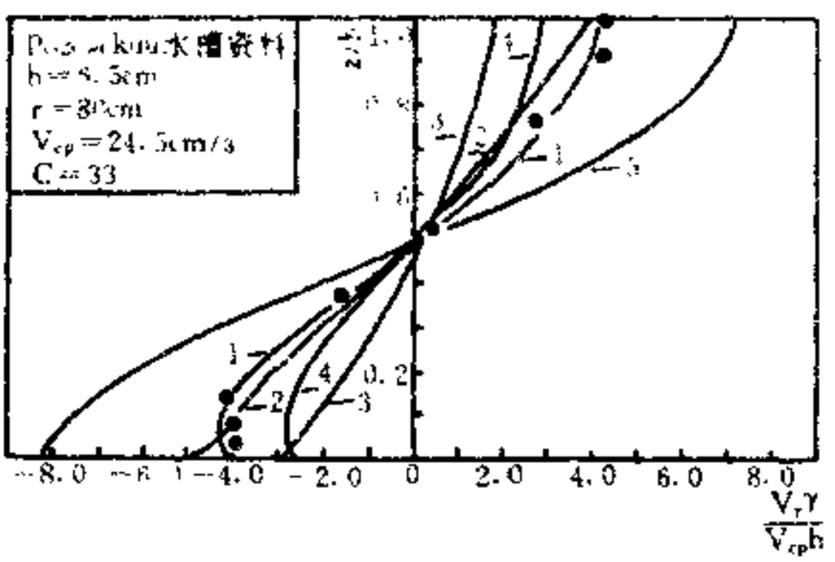



图 1—8 环流分布公式与粗糙床面试验点据比较

对于环流的沿程变化，人们最感兴趣的是出弯后的环流衰减。当水流出弯进入直段后，由于失去了离心力的作用，横比降消失，故方程(1—76)可简化为($x=r\theta$，$v_x=v_\theta$)：

$$v_x \frac{\partial v_r}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial z}(\nu_T \frac{\partial v_r}{\partial z}) \qquad (1—83)$$

罗索夫斯基作了一些假定和粗糙的处理后，解得：

$$v_r = v_{rc} exp(\frac{-\sqrt{g}x}{Ch}) \qquad (1—84)$$

式中，$v_{rc}$为弯道出口断面的横向流速。

我们参照分离变量法，与式(1—82)一同对式(1—83)求解，得出水面及河底的环流沿程分布公式分别为(足标"π"、"d"分别表示水面与河底)：

$$v_{r\pi} = v_{rc\pi} exp\left\{\frac{5.75\frac{g}{C^2} - 0.306}{6.572 - 200.6\frac{g}{C^2}}\frac{x}{h}\right\} \qquad (1—85)$$

及

$$v_{rd} = v_{rcd} exp\left\{\frac{5.57\frac{g}{C^2} + 0.6496}{443.86\frac{g}{C^2} - 8.634}\frac{x}{h}\right\} \qquad (1—86)$$

图 1—9 的验证结果表明，相对于式(1—84)，公式(1—85)及(1—86)与实测资料更为符合，且又能反映出底层环流比表层环流衰减更快的真实性。

若以环流强度尚存原来的 10%作为标准，可由式(1—85)及(1—86)求出此时流程坐标 x 的算术平均值 $x_{cp}$，即所谓的环流衰亡长度，亦即：

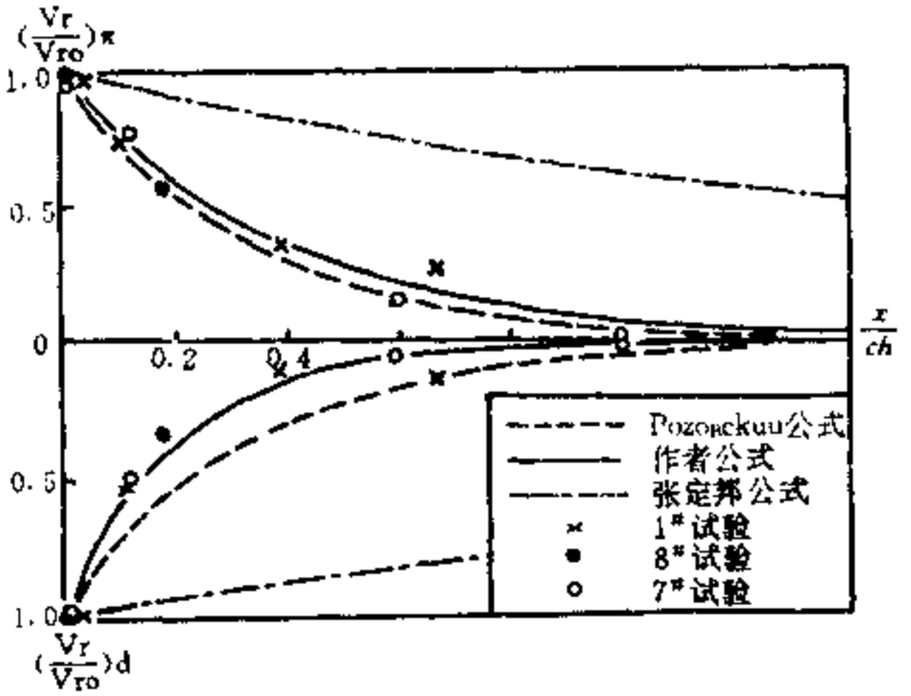



图 1—9　出弯后环流沿程分布公式与实验资料比较

$$x_{c\phi} = (40 - 1541\frac{g}{C^2})h \qquad (1—87)$$

此外，对于河湾河底水流的流向，可以下式表示：

$$\varphi = tan^{-1}|\frac{v_r}{v_\phi}|d \qquad (1—88)$$

式中，$\varphi$ 为河底流向与纵向流动的夹角。

利用式(1—34)及横向流速公式(1—82)，可分别求出河底纵向、横向流速的表达式，然后代入式(1—88)，即得河底流向的计算公式：

$$\varphi = tan^{-1}\left[(\frac{h}{r})\frac{7.552 - 388.4\frac{g}{C^2}}{1 - 7.12\frac{\sqrt{g}}{C}}\right] \qquad (1—89)$$

上式与实测点据较为符合(如图 1—10)，而且适用范围

很广。

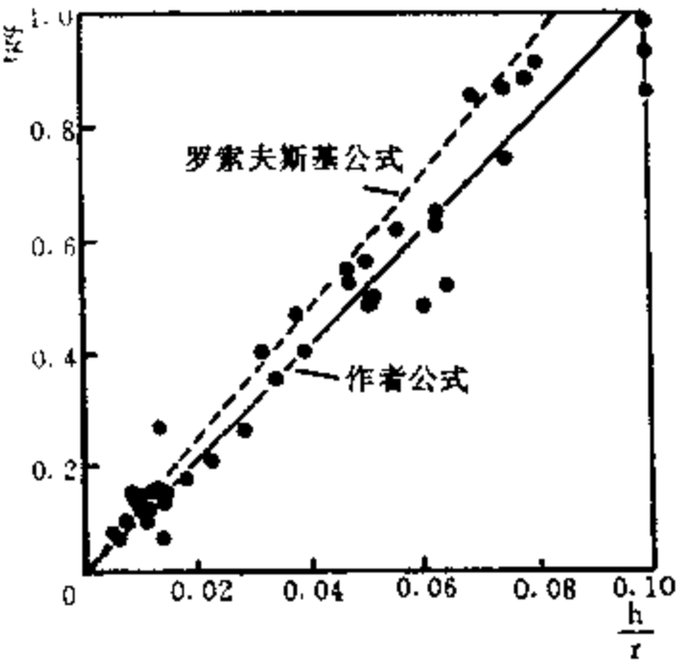



图 1—10　河底流向公式与实测资料的比较

## 第六节　明渠水流的流动状态[16]

明渠水流又称无压流，它具有和大气接触的自由表面。明渠水流较之有压流具有独特的水流流态，一般有三种流态，称为缓流、临界流和急流。

明渠水流不同的流动状态实际上反映了水流受干扰物干扰后有不同的影响，因此有必要进一步了解缓流和急流这两种不同状态水流的本质，并建立这两种水流状态的判断标准。

### 一、急流、缓流及干扰微波的波速

在山区河道或陡槽中的水流，由于底坡陡峻，因而水流湍急，流速较大，遇到底部有大块孤石或其它障碍物时，水面在

障碍物顶上或稍向上游隆起，但障碍物对上游较远处的水流并不发生影响，这种水流状态称为急流。在平原上的河渠，由于底坡平缓，因而流速较小，遇到渠底有阻水的障碍物时，在障碍处水面跌落，而在其上游则普遍壅高，一直影响到上游较远处，这种水流状态称为缓流。

明渠水流受障碍物干扰和连续不断地搅动水流所产生的干扰在性质上是一样的。搅动明渠水流，使之形成波动，这个波动以一定的波速向四周传播，如果波速大于水流断面平均流速，则干扰波就会向上游传播，同时也向下游传播，这种水流为缓流。因此，可以用干扰波的波速与水流断面平均流速之比来判别急流和缓流。

对于平底矩形棱柱形明渠，设渠中水深为 h，水面宽度为 B，如果用竖直平板以一定速度向左移动，在平板左侧便形成一个干扰波，其波高为 Δh，在重力作用下，这个波将以波速 $v_w$ 向左传播。由于水流摩阻力的作用，波在传播过程中，将逐渐衰减乃至消失。

干扰波向左传播，波形到达之处带动渠中水体发生运动，如取运动坐标，即把坐标取在波峰上，坐标随波移动，则对动坐标而言，波是静止不动的，而水流则以波速 $v_w$ 向右移动。相对于这个移动坐标而言，水流是作恒定非均匀流动的，在忽略摩擦阻力的条件下，以水平渠底为基准面，对选取较为靠近波峰前的水流断面 1 和波峰断面 2，建立能量方程式和连续方程式：

$$h + \frac{\alpha_1 v_w^2}{2g} = h + \Delta h + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} \qquad (1—90)$$

$$h v_w B = (h + \Delta h) V_2 B \qquad (1—91)$$

取 $\alpha_1=\alpha_2=1.0$，由上两式联解，整理后得：

$$v_w=\pm\sqrt{gh(1+\frac{\Delta h}{h})^2/(1+\frac{\Delta h}{2h})} \qquad (1-92)$$

当干扰波为微小波时，波高较小，则 $\Delta h/h\approx 0$ 上式可简化为：

$$v_w=\pm\sqrt{gh} \qquad (1-93)$$

上式为矩形断面棱柱形明渠静水中的微波波速公式，它表明波速与水深的平方根成正比。

对于非矩形断面的明渠，静水中的微波波速可用类似的方法求得，即：

$$v_w=\pm\sqrt{gA/B}=\pm\sqrt{gH} \qquad (1-94)$$

上式中，A 为过水断面面积；B 为水面宽度；H 为断面平均水深。

如果明渠中的水不是静止的，而是以流速 $V$ 流动，则干扰微波传播的绝对速度为：

$$v'_w=V\pm v_w \qquad (1-95)$$

式中，取正号时为微波顺水流方向传播的绝对波速；取负号时为微波逆水流方向传播的绝对波速。$V<v_w$ 时为缓流；$V>v_w$ 时为急流；如果 $V=v_w$，则 $v'_w=0$，说明干扰微波将停驻在干扰发生的地方，它是缓流和急流的分界，这种水流称为临界流。临界流的断面平均流速称为临界流速，用 $V_k$ 表示，其值为：

$$V_k=\sqrt{gH} \qquad (1-96)$$

为了深入分析明渠水流问题，还可运用能量观点来分析明渠水流在不同流动状态下的区别。

## 二、断面单位能量、临界水深及临界底坡

明渠水流中任一过水断面的水流单位机械能可表示为：

$$E = z + \frac{p}{r} + \frac{\alpha V^2}{2g} = h + z_0 + \frac{\alpha V^2}{2g} \qquad (1-97)$$

式中，h 为断面最大水深；$z_0$ 为断面最低点的位置高度；$\alpha V^2/2g$为断面的流速水头。

$z_0$ 的数值仅取决于基准面的位置，面 h 与 v 则直接与水流运动状态有关，断面最大水深 h 与流速水头$\alpha V^2/2g$之和，相当于以断面最低点为基准面时，水流具有的单位机械能，故称为断面单位能量（又称为断面比能），用 $E_s$ 表示，则：

$$E_s = h + \frac{\alpha V^2}{2g} \qquad (1-98)$$

断面单位能量 $E_s$ 实际上是与水流运动状态有关的一部分单位势能 h 与单位动能 $\alpha V^2/2g$ 之和，这样水流单位机械能也可表示为：

$$E = E_s + z_0 \qquad (1-99)$$

可见，水流的断面单位能量 $E_s$ 与水流单位机械能，是两个不同的概念。

当已知明渠的流量 Q 及明渠横断面的形状、尺寸时，则某一固定断面的过水面积 A 仅是水深 h 的函数，因流速 $V=Q/A$，所以 V 也是 h 的函数，则式(1—98)可写为：

$$E_s = h + \frac{\alpha V^2}{2g} = h + \frac{\alpha Q^2}{2gA^2} \qquad (1-100)$$

由上式可以看出，当断面形状尺寸以及流量一定时，$E_s$ 仅仅是水深的函数，这个函数称为比能函数，函数所构成的图

形称为比能曲线。若过水断面面积 A 是水深 h 的连续函数，当 $h\to 0$ 时，$A\to 0$，$\alpha Q^2/(2gA^2)\to\infty$，则 $E_s\to\infty$，比能曲线以 $E_s$ 坐标轴为渐近线。当 $h\to\infty$ 时，$A\to\infty$，$(\alpha Q^2/2gA^2)\to 0$，则 $E_s\to h\to\infty$，这时比能函数曲线以 45°线为渐近线(图 1—11)。

从 $E_s\sim h$ 曲线可以看出，在 $E_s=E_{smin}$ 处曲线分上下两支，上支的 $E_s$ 值随 h 增大而减小，因此与上下两支相应的水流特性是不同的，它们的分界就是 $E_s=E_{smin}$。

$E_s=E_{smin}$ 时的水流状态，是两种水流的临界流动状态，相应的水深称为临界水深，用 $h_k$ 表示，相应的流速为临界流速。曲线的上支水深 $h>h_k$，相应的断面平均流速 $V<V_k$，其流动状态属于缓流；曲线的下支，水深 $h<h_k$，相应的断面平均流速 $V>V_k$，其流动状态属于急流。临界水深可作为判别缓流和急流的标准。

当 $h=h_k$，$E_s=E_{smin}$，对函数 $E_s$ 取极值时，其一阶导数等于零，因此可得临界流方程式：

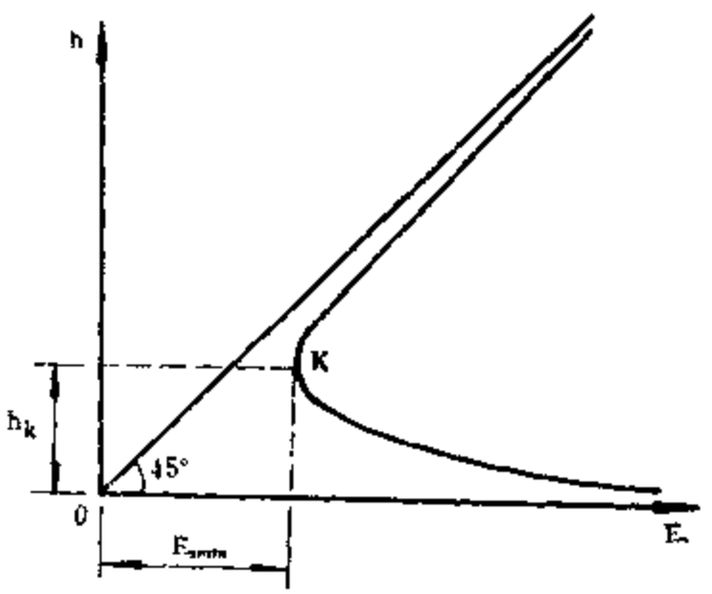



图 1—11　$E_s\sim h$ 曲线

$$\frac{Q^2}{g}=\frac{A_k^3}{B_k} \qquad (1--101)$$

把上式两端开方，写成如下形式：

$$\sqrt{\frac{Q^2B_k}{gA_k^3}}=\frac{V_k}{\sqrt{gH_k}}=Fr=1 \qquad (1—102)$$

式中，$Fr=\frac{V}{\sqrt{gH}}$是一个无量纲数，称为佛汝德(Froude)数。上式满足临界流方程式的水流，佛汝德数等于 1，因此可用佛汝德数来判别明渠水流的流态。当 Fr＜1，水流为缓流；Fr＞1，水流为急流。佛汝德数是一个极其重要的判别数，将其形式改写为：

$$Fr=V/\sqrt{gH}=\sqrt{2(\frac{V^2}{2g}/H)} \qquad (1—103)$$

由此可以看出，佛汝德数代表水流的平均单位动能与平均单位势能之比的二倍开平方，这就是佛汝德数的物理含义。

由水流临界状态的条件可导出临界水深 $h_k$ 的计算式，对此可以参考一般的水力学教科书。

在断面形状、尺寸和糙率沿程不变的棱柱形明渠中，当流量一定时，渠中正常水深 $h_0$ 与明渠实际底坡坡度 i 的大小有关，底坡越陡，则正常水深越小。若使均匀流水深恰好等于临界流水深，此时对应的坡度称为临界底坡，用 $i_k$ 表示。在这种情况下，水流除满足均匀流方程外，同时满足临界流方程，故临界底坡 $i_k$ 可通过联解均匀流方程和临界流方程求得：

$$i_k=\frac{gA_k}{C_k^2R_kB_k} \qquad (1—104)$$

上式为计算临界底坡的关系式。

临界底坡 $i_k$ 值取决于流量、明渠断面形状和尺寸以及渠壁糙率。如 $i<i_k$，称为缓坡，在缓坡上如发生均匀流，则正常水深大于临界水深，即 $h_0>h_k$；如 $i>i_k$，称为陡坡，在陡坡上如发生均匀流，则正常水深小于临界水深，即 $h_0<h_k$。

最近，周东火博士采用泛函分析中的 Fourier-Stieljes 积分变换方法，将紊流场的变量进行变换和分离，由此从基本方程求解，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展。

## 参 考 文 献


1 H. Bazin. Recherches Hydrauliques, Mem. Divers Savants, Sci Mathet Phys 19, Paris, 1865.

2 张红武. 河工模型变率及弯道环流的研究. 黄委会水利科学研究所科学研究论文集(第一集). 河南科学技术出版社, 1989.

3 夏震寰. 现代水力学(第三册，紊动力学). 工程力学丛书. 高等教育出版社, 1992.

4 J. Nikuradse. VDI36, 1933.

5 张红武，张清，江恩惠. 悬移质挟沙水流研究中的几个问题. 全国泥沙基本理论研究学术讨论会论文集, 1992.

6 钱宁，万兆惠. 泥沙运动力学. 科学出版社, 1983.

7 张红武. 河流力学选讲. 黄委会水利科学研究所讲义, 1987.

8 武汉水利电力学院. 河流泥沙工程学(上册). 水利出版

社，1981.
9 张红武. 冲积河床糙率模拟问题的探讨. 武汉水利电力学院学报，1986(3).
10 张红武. 河弯水力学. 黄委会水利科学研究所，1987.
11 刘焕芳. 弯道水流结构沿程变化规律的研究. 石河子农学院硕士学位论文，1988.
12 张红武，吕昕. 弯道水力学. 水利电力出版社，1993.
13 曾庆华. 关于弯道的底沙运动问题. 泥沙研究，1986(3).
14 I. L. Rozovskii. Flow of Water in Bends of Open Channels. Academy of Sciences of the Ukrainian SSR. Institute of Hydrology and Hydraulic Engineering Kiev, 1957.
15 张红武. 河弯副流运动特性的研究. 第七届亚太地区国际水力学会议论文集，1990.
16 徐正凡，梁在潮，李炜，黄克中，等. 水力计算手册. 水利出版社，1980.

# 第二章　河流泥沙运动的基本规律

在自然河流中，水流中常常挟有大量的泥沙，而实际上，绝大部分的河床及两岸也往往是由泥沙构成的，泥沙在河流中的运动基本可分为两种类型[1,2]：一种是在河床附近沿着河床运动的，即推移质运动，它增加了靠近河底部分的能量消耗；另一种是分布在水流中作上下左右的不规则运动的，即悬移质运动，它改变了水流的紊动结构。泥沙的存在使水流流速沿垂线分布有所改变（参见第一章的有关内容），也使水流阻力发生了变化。因此，河流泥沙的运动规律是桥渡工程的规划、设计工作必不可少的理论基础。

## 第一节　泥沙特性

### 一、泥沙的粒径及级配

泥沙的颗粒形状是十分复杂的，有圆形、棱角形、片状、絮状等。一般来讲，颗粒大的泥沙多呈圆形、棱角形，而细颗粒的泥沙多呈片状、絮状。由于泥沙形状十分复杂，要确切地表示它的大小是比较困难的，现有的表示方法有：

1. 等容粒径(d)：与泥沙颗粒的容积相等的球的直径称为等容粒径。设某一颗泥沙沙粒的容积为 $V_s$，则等容粒径 $d=$

$(6V_{球}/\pi)^{1/3}$。很明显，这种方法在实际工作中是相当繁杂的，一般没有必要去测定每颗泥沙的粒径，况且对于无数粗细不等的沙粒组成，要这样做也是极难办到的。

2. 筛孔粒径：泥沙刚好能通过的筛孔大小，也就是用筛分法求得的粒径，称为筛孔粒径。不规则的泥沙具有长、中、短三轴，控制泥沙通过筛孔的直径是中轴粒径，即筛孔粒径与中轴粒径接近相等，这种方法在实际中操作简便，所以工程中使用较多。

3. 沉速粒径：小于标准筛最小孔径的泥沙粒径要用沉降速度的方法来测定。所谓沉速粒径，指与泥沙比重相同，在相同液体中沉降时，具有相同沉速的圆球粒径。

4. 算术平均粒径或几何平均粒径：大颗粒泥沙的粒径可用算术平均粒径来表示，量测泥沙颗粒的长、中、短三轴的大小，其值分别为 a、b、c，则算术平均粒径 $d_0$ 为：

$$d_0 = \frac{1}{3}(a + b + c) \qquad (2-1)$$

几何平均粒径 $d_0 = \sqrt[3]{abc}$ (2—2)

泥沙是由许多大小和形态不同的颗粒组成的，除了用粒径表示颗粒的大小，还需要表示粒径的分布情况。常用的方法是取一定重量的沙样把大于标准筛最小孔径的泥沙进行筛分，求得通过或留在各种筛号的泥沙重量与总沙样重量的比，小于标准筛最小孔径的泥沙用沉降法分析，将测定结果在半对数纸上画出一条曲线，即所谓级配曲线(见图 2-1)。

级配曲线的坡度愈陡，说明沙样的组成愈均匀。泥沙组成的均匀程度，可以用非均匀系数 $k_f = \sqrt{d_{75}/d_{25}}$ 来表示，$d_{75}$、$d_{25}$分别为占总沙样重量 75%及 25%的粒径。非均匀系数愈

大，沙样中的粒径变化愈大，说明愈不均匀。

从级配曲线，可以找出代表该沙样的特征粒径，常用中值粒径 $d_{50}$ 来作为沙样的特征粒径。中值粒径即是在级配曲线上与纵坐标值50%相应的粒径。它表示在该沙样中有50%的泥沙大于这个粒径，另外50%的泥沙小于这个粒径。

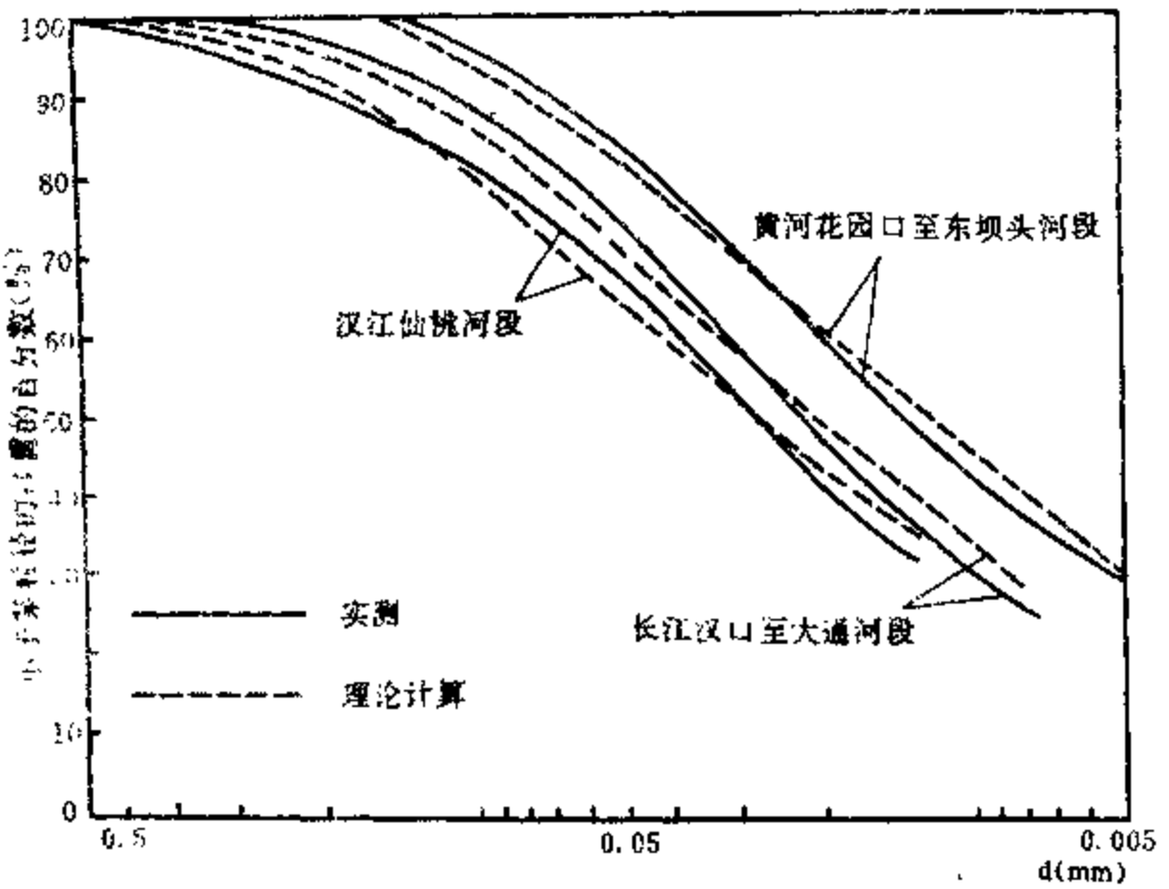



图 2—1　泥沙的级配曲线

另一个经常用到的是泥沙平均粒径 $d_{cp}$，由下式表示：

$$d_{cp}=\sum_{i=1}^{n}\Delta p_i d_i \Big/ \sum_{i=1}^{n}\Delta p_i \qquad (2-3)$$

式中，$d_i$ 为第 i 组泥沙的代表粒径，将一个沙样按大小分成若干组，定出每组上下界限粒径 $d_{max}$ 及 $d_{min}$，则 $d_i=(d_{max}+d_{min})/$

2；$\Delta p_i$ 为 $d_i$ 组泥沙在整个沙样中所占重量的百分比。

## 二、泥沙的容重与干容重

泥沙的容重 $\gamma_s$ 系指沙粒实有重量与沙粒实有体积的比值。其值在 2600～2700kgf/m³ 之间，实践中常近似地取其平均值 2650kgf/m³，有时习称 $\gamma_s$ 为泥沙的比重，此时 $\gamma_s = 2.65$。

泥沙的干容重 $\gamma_0$ 系指沙样在 100～105℃的温度下烤干后的重量与原状沙样整个体积的比值。由于孔隙随泥沙的级配及淤积久暂而变化，所以 $\gamma_0$ 变化的幅度较大，可由 300 增至 2200kgf/m³，一般说来，粒度愈大，淤积时间越长，$\gamma_0$ 越大。

应该指出，干容重 $\gamma_0$ 的大小实际上反映着泥沙颗粒的密实程度，因此对于河床冲刷程度有较大的影响，在冲积河流桥渡设计时应引起高度的重视。

## 三、泥沙的水下休止角

泥沙在静水中堆积成丘时，其斜坡与水平面之夹角 $\varphi$，被称为水下休止角（又称为水下摩擦角），此正切值即为水下摩擦系数 $f(=tg\varphi)$。水下休止角是天然沙石较为重要的组合特性，不仅对于推移质运动等理论课题的探讨很有意义，而且在水库淤积、排沙底孔的冲刷漏斗、桥渡或丁坝局部冲刷以及抛石护岸、根石防护和河道截流等生产课题中，也具有较为密切的联系。再者，为解决上述课题若进行模型试验，由于沙石受重力沿斜坡分力的作用有下滑之趋势，因而应该在模型沙的选择中，尽量对水下休止角或水下摩擦系数的相似性有所考虑。

事实上，国内外学者对于颗粒的水下休止角的研究颇为

重视，且已获得一些试验成果。例如：C. Migniot 试验得出了沙与小砾石的水下休止角，随粒径增大由 30°变至 40°；而比重为 1.40 的电木粉的水下休止角由 34°增至 46°；水下摩擦系数约与粒径的平方根成正比；且得出了泥沙比重减小时，其水下休止角将增大的结论[1]。国内学者张凤崑采用粒径范围为 0.20～4.37mm 的泥沙进行试验，得出了如下水下休止角与粒径的关系式[2]：

$$\varphi = 32.5 + 1.27d \qquad (2—4)$$

此外，熊绍隆通过试验得出了 $d_{50}=0.075\sim5.5$mm 的散粒体天然沙水下休止角的经验公式：

$$\varphi = 36.45 + 4.294lgd_{50} \qquad (2—5)$$

我们对天然沙石及其模型材料的水下休止角也进行过专门性的试验研究，获得了一些实验关系曲线及其经验公式[3]。例如：天然沙（d＝0.061～9mm）：

$$\varphi = 35.3d^{0.04} \qquad (2—6)$$

卵石（d＝0.9～26cm）：

$$\varphi = 27.92 + 5.65lgd \qquad (2—7)$$

破碎块石（d＝0.15～50.8cm）：

$$\varphi = \frac{d}{0.0071 + 0.0237d} \qquad (2—7')$$

上式可供桥墩或导治建筑物抛石防冲时参考使用。

试验关于级配对于水下休止角影响方面的研究，也得到了一些初步认识，即泥沙粒配对水下休止角有一定的影响，非均匀系数愈大，休止角愈大；但当非均匀系数小于 1.5 后，所得水下休止角与均匀沙样的试验结果已无大的差异。

## 四、泥沙沉降速度[1,2]

因泥沙的重率大于水的重率，在水中泥沙颗粒将受重力作用而下沉。在开始自然下沉的瞬间，初速为零，抗拒下沉的阻力为零，这时只有有效重力起作用，泥沙颗粒的下沉会具有加速度。随着下沉速度的增大，抗拒下沉的阻力也将增大，最终使下沉速度达到一个极限值，此时泥沙所受到的有效重力和阻力恰恰相等，泥沙颗粒以等速的方式继续下沉。

泥沙在静水中下沉时的加速运动历时是十分短暂的，粒径愈细，加速段所经历的时间就愈短，当 d＝1mm 时，还不到 0.05s，所以常常不加以考虑。泥沙在静止的清水中等速下沉时的速度，叫做泥沙的沉降速度，常用单位为 cm/s。粒径愈粗，沉降速度愈大，是泥沙的重要特征之一，沉速粒径测定的理论基础也基于此。

球体在液体中沉降有三种常见的状态，即层流沉降、过渡状态沉降和紊流沉降，图 2—2 表示球体沉降中的三种状态。球体作层流沉降时，流线紧贴球体，只受表面阻力的作用，如图 2—2(a)所示；球体作紊流沉降时，边界层分离，球的后部产生漩涡，阻力主要是形状阻力，如图 2—2(c)所示；图 2—2(b)为表面阻力与形状阻力都存在的过渡区。实践证明，球体在静水中沉降的流态与沙粒雷诺数 $Re_d=\omega d/\nu$ 有关，ω 为沉降速度，d 为直径，ν 为液体的运动粘滞系数。当 $Re_d<0.5$ 时，球体作层流沉降，当 $Re_d>1000$ 时，球体作紊流沉降，当 $Re_d=0.5\sim1000$ 时，作过渡状态沉降。

球在水中的重量：

$$G = \frac{\pi d^3}{6}(\gamma_s - \gamma) \qquad (2—8)$$

球下沉时所受到的阻力，可用牛顿阻力公式表示：

$$W = C_d \gamma \frac{\pi d^2}{4} \frac{\omega^2}{2g} \qquad (2—9)$$

作等速运动时重力和阻力相等，即：

$$C_d \gamma \frac{\pi d^2}{4} \frac{\omega^2}{2g} = \frac{\pi d^3}{6}(\gamma_s - \gamma)$$

由此得：

$$\omega = \sqrt{\frac{4}{3} \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \frac{1}{C_d} gd} \qquad (2—10)$$

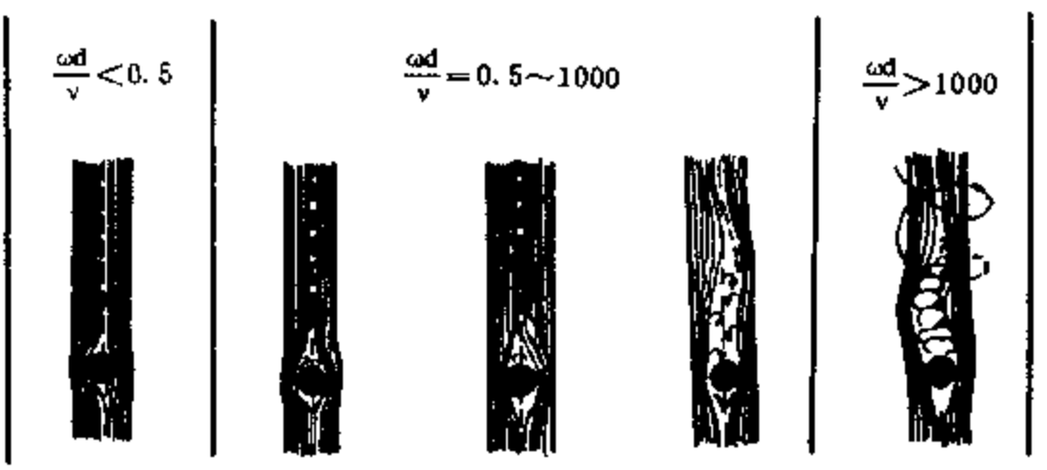



图 2—2　球体在静止液体中的沉降

式中，$C_d$ 为阻力系数；d 为球的直径。上式是球体在静止液体中沉降的普遍公式，阻力系数 $C_d$ 随流态而变，因而不同流区有不同的沉降速度表达式。

1. 层流沉降

司托克斯(G. G. Stokes)曾将纳维埃——司托克斯方程式积分，得到球体作层流沉降时所受到的阻力，其阻力系数为：

$$C_d = \frac{24}{Re_d} \qquad (2—11)$$

以此代入式(2—10)，得：

$$\omega = \frac{1}{18}\left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}\right) g \frac{d^2}{\nu} \qquad (2—12)$$

这就是著名的司托克斯定律。

2. 紊流沉降

球体作紊流沉降时所受到的阻力主要是形状阻力，阻力的大小不能用理论方法推求，只能根据实验，由实验得出紊流沉降时球体的阻力系数 $C_d = 0.43$，代入式(2--10)，得：

$$\omega = \sqrt{3.1\left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}\right) gd} \qquad (2--13)$$

3. 过渡区沉降

球体在过渡区沉降时，表面阻力和形状阻力都存在，力学结构比较复杂，只能依靠实验探求这个数值，冈恰洛夫根据实验资料，得出：

$$C_d = \frac{a}{Re_d^{1/3}} \qquad (2—14)$$

式中，a 为无量纲系数。

代入式(2—10)，得：

$$\omega = \left[\frac{4}{3}\left(\frac{g}{a}\right)^{2/3}\left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}\right)^{2/3} \frac{d}{\nu^{1/3}}\right] \qquad (2--15)$$

天然泥沙不是球体，作沉降运动时仍可分为层流、过渡区和紊流三种状态，但各区分界的 $Re_d$ 与球体不同，系数亦不一

样。根据实验，在层流区内，沉速与形状无关，仍可用式(2—12)计算；而紊流区的阻力系数 $C_d$ 可定为 1.2；在过渡状态下，各家分歧较大，例如冈恰洛夫整理阿尔汉格里斯基试验资料，为反映粒径和温度变化对粘滞性的影响，将式(2—15)中的无量纲系数 a 表示为：

$$a = 43.4\left[lg\,83\left(\frac{3.7d}{d_*}\right)^{1-0.037T}\right]^{-1.5} \qquad (2—16)$$

式中，T 为水温，以℃计；$d_*$ 为选定粒径 1.5mm，计算时 d 与 $d_*$ 的单位应一致。

在我国影响较大的沉速公式还有张瑞瑾及窦国仁公式。张瑞瑾教授根据阻力叠加原则，并采用大量实验资料，得出了同时满足层流区、紊流区及过渡区的沉速公式为：

$$\omega = \sqrt{(13.95\frac{\nu}{d})^2 + 1.09\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}gd} - 13.95\frac{\nu}{d} \qquad (2—17)$$

窦国仁同样采取了层流阻力和紊流阻力叠加原则，得出了理论性更强的，但结构形式也更为繁杂的沉速公式。

窦国仁教授对过渡区阻力物理实质的探讨是很有意义的，只是在分离角的处理以及层流阻力表达式中引用 C. W. Oseen 的结果等方面，尚值得进一步商榷。对于后者，Oseen 已在一定程度上考虑了紊动惯性项的作用，因此窦教授关于过渡区的阻力表达式在一定程度上对于紊动阻力有些重叠。

当水中含有盐、泥沙时，对泥沙的沉降都会有些影响，主要表现为絮凝现象的出现和泥沙颗粒之间的相互作用。限于篇幅，以下只介绍浑水中群体沉速的计算。

4. 群体沉降

在多沙浑水中，泥沙颗粒的沉降特性将发生很大变化，远较清水及低含沙浑水中情况复杂。此时泥沙颗粒下沉时不是彼此互不干扰以单颗形式下沉，而是彼此互有干扰，部分颗粒或全部颗粒成群下沉，其下沉速度称为群体沉速，其确定对于研究多沙水流的挟沙特性具有很大的意义。在黄河上，钱意颖、杨文海、赵文林等学者的研究是很有意义的，我们在80年代初曾在前人已有成果的基础上进行过初步研究，最近又采用大量实测资料加以改进，得出了一个更有使用价值的群体沉速计算公式[4]。

在挟沙水流中某流段取一单位水体，并令由于颗粒的沉降而引起的同体积水体的向上运动速度为 $V_e$，则根据连续律应为：

$$S_v\omega = (1 - S_v)(V_s - \omega) \qquad (2—18)$$

解得：

$$\omega = V_s(1 - S_v) \qquad (2—19)$$

由上式可知，当体积含沙量 $S_v=0$ 时（即清水或含沙量很小时），$\omega=V_s=\omega_0$（$\omega_0$为清水沉速）；但当水流为浑水时，其运动粘滞性系数 $\nu_m$ 不同于清水的运动粘滞性系数 $\nu$，这种差异是造成 $V_s$ 小于清水沉速的原因。通过分析，可得出：

$$V_s = \left(\frac{\nu}{\nu_m}\right)^n \omega_0 \qquad (2—20)$$

式中，n 为指数。

将式(2—20)代入式(2—19)，得：

$$\omega_s = \left(\frac{\nu}{\nu_m}\right)^n \omega_0(1 - S_v) \qquad (2—21)$$

上式与万兆惠公式[1]的最大区别在于公式中$(1-S_v)$的方次不是2而是1，这是由于万兆惠假设了泥沙沉降所受的浮

力是 $\gamma_m V_{体}$（$V_{体}$ 为相应体积）造成的。严格地讲，只有颗粒细得能与水分子发生作用时，这种假设方能成立。即使从工程角度讲，该假设也只有在具有相当含量的细如粉末的颗粒使整个流体接近于均质流的情况下才近似成立。应看到，不存在严重的絮凝现象时，相对于清水颗粒单独运动的机会往往更多。若为均匀沙，颗粒间以等速相对沉降；若为非均匀沙，粗细颗粒在流场上的分布呈上细下粗的规律，周围颗粒直接施加浮力的可能是有限的，而且颗粒间的偶尔碰撞所导致的沉速降低并不意味着浮力的增大。综合来看，浑水内的浮力既不等于 $\gamma V_{体}$ 也不等于 $\gamma_m V_{体}$。

为使 $\omega$ 的公式计算结果可靠，必须引入一个合理的粘滞系数比（即 $\nu/\nu_m$）公式。由运动粘滞系数与动力粘滞系数的关系，可知：

$$\frac{\nu}{\nu_m}=\frac{\mu\gamma_m}{\mu_m\gamma}=\left(1+\frac{\gamma_s-\gamma}{\gamma}S_v\right)\frac{\mu}{\mu_m} \qquad (2—22)$$

从现有的计算粘滞系数的公式来看，费祥俊公式及沙玉清公式较为适用，且形式简便。例如，沙玉清考虑了“滞限含沙率”的影响，引入泥沙的径厚比 $d/\delta_0$（$\delta_0$ 为分子水膜厚度，一般取为0.0001mm），得到的公式形式为：

$$\frac{\nu}{\nu_m}=1-\frac{S_v}{2\sqrt{d}} \qquad (2—23)$$

为使上式有更大的适用范围，并保证计算结果的合理性，我们对式（2—23）所依据的西北水科所曹如轩的黄土资料及黄委会水科所实验资料进一步分析后，将上式表示为：

$$\frac{\nu}{\nu_m}=\left(1-\frac{S_v}{2.25\sqrt{d_{50}}}\right)^{1.1} \qquad (2—24)$$

式中，$d_{50}$为悬沙中径，单位为mm。动力粘滞系数比公式为：

$$\frac{\mu_m}{\mu}=\frac{1+\frac{\gamma_s-\gamma}{\gamma}S_v}{\left(1-\frac{S_v}{2.25\sqrt{d_{50}}}\right)^{1.1}} \qquad (2—25)$$

大量资料验证结果表明，以上两式有很大的适用范围。

将式(2—24)代入式(2—21)，并考虑到沉降过程中一部分清水将依附沙粒同时下沉[3]，根据一些实验结果，在式(2—21)中的$S_v$之前引入一个约为1.25的系数(相当于增加了泥沙的有效浓度)，再采用群体沉降实验资料率定后，取式(2—

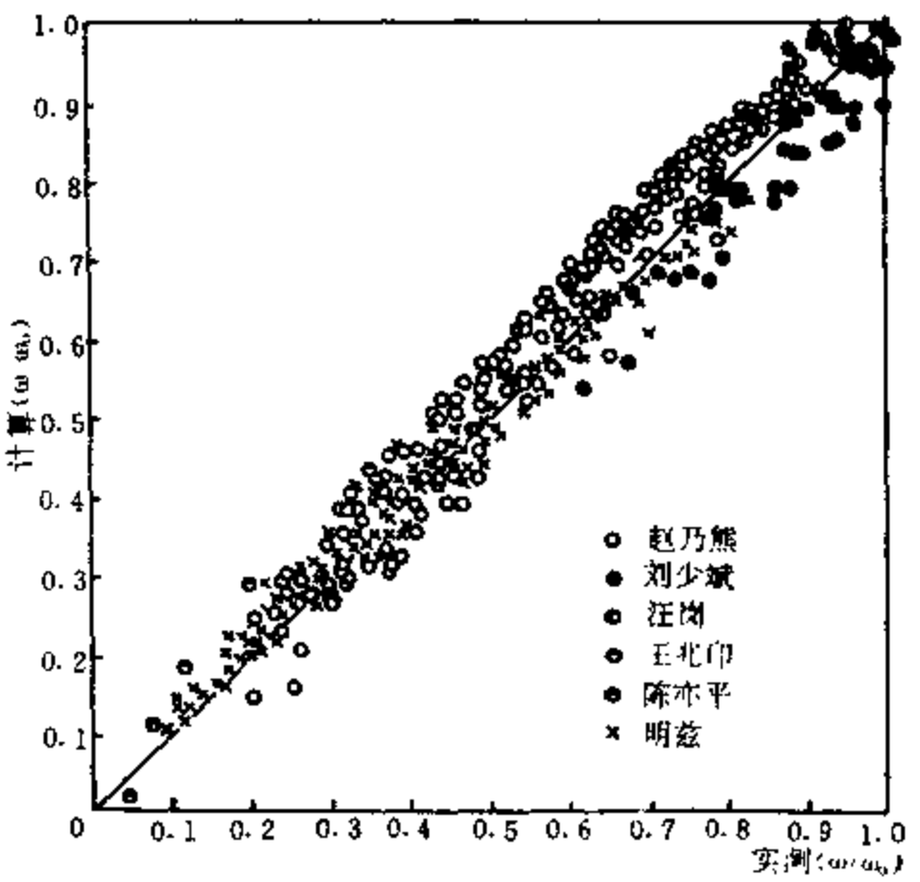



图2—3 群体沉速公式与实测资料的比较

21)中的 n＝3.18，计算精度和适用范围都令人满意(见图2—3)，其公式形式为：

$$\omega = \omega_0\left[\left(1-\frac{S_v}{2.25\sqrt{d_{50}}}\right)^{3.5}(1-1.25S_v)\right] \quad (2—26)$$

同时采用明兹资料及钱意颖的非均匀沙试验点据，对万兆惠公式、郭慕孙和庄一安公式[1]以及式(2—26)进行检验，结果表明，式(2—26)确实有显著的改进[4]。

## 第二节　推移质运动

当泥沙受水流的作用，沿河床底面间歇性跳跃、滚动或滑动前进时(其前进速度明显小于水流速度)，这一类型的泥沙运动称为推移质运动。

### 一、泥沙的起动

当水流作用于河床床面的沙粒或粘性土团粒的水动力达到某一数值时，若再稍微增大一点，就将使沙粒或团粒由静止状态进入运动状态，则认为已达到泥沙起动的临界条件。从理论上讲，起动条件是研究泥沙运动的前提，因面是河流力学基本理论研究的重要课题之一。从工程实践上讲，起动条件即是河床发生冲刷的条件，这是河流桥渡设计和河道治理中的一个重要依据。因此，从人们开始研究泥沙运动以来，泥沙起动的研究始终得到了众多学者的重视。

如果仔细观察泥沙起动过程，则可发现现象的复杂性。在泥沙发生普遍运动以前，先有个别颗粒的颤动或抖动，然后这里或那里，有少数颗粒离开原来的位置，运动了一段距离以

后，又停了下来，于是又有新的泥沙颗粒发生运动。即使对于均匀泥沙颗粒，也不是动则全动，不动则都不动，而是那些处于最不稳定地位的沙粒最先起动。如果我们把注意力集中某一局部地区，可以发现一个时段内看不见泥沙运动，而在另一时段内又有一些沙粒起动位移。所有这些现象都说明泥沙的起动具有随机性质，泥沙起动的随机性是由紊流脉动的随机性质和泥沙颗粒形态、位置的随机性所决定的。

泥沙起动的定量描述是极其困难的，因为颗粒的初始运动总是各种复杂作用力综合作用的结果。应该承认，即使是散粒体泥沙，目前也很难以一个模式较为完整地反映床面颗粒的运动状况。为此，下面根据三种具有一定代表性的情形，分别概化出相应的受力模式。

**(一)滚动模式**[2,5]

在床面颗粒较粗且水流强度不足以使它们悬浮的河段(这种情形往往发生在冲积河流的上游河段)，推移质一般以滚动为普遍运动形式。此时，若水流强度降低，颗粒可能由滚动变为滑动，甚至静止；而当水流强度增加到一定程度时，对于一定级配的推移质而言，床面小于某粒径的泥沙不再以滚动方式运动(此时颗粒运动的形式为跃动，甚至被扬动悬浮)。初步得到的临界关系式为：

$$d < 0.1 \frac{u_*^2}{\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} g} \tag{2—27}$$

式中，$u_*$为摩阻流速，与比降 J 及水深 h 的关系为：

$$u_* = \sqrt{ghJ} \tag{2—28}$$

由上述分析，我们可以颗粒滚动的临界受力情况进行分析，如

图2—4所示，作用在颗粒上的力有推移力 $F_x$、上举力 $F_y$、有效重力 W 以及垂向脉动流速产生的掀力 $F_L$。因受空间限制，垂向脉动流速相对于其它量小得多，为简化计，忽略 $F_L$。其余诸力表达式分别为：

$$F_x = C_x a_1 d^2 \rho \frac{u_b^2}{2} \tag{2—29}$$

$$F_y = C_y a_2 d^2 \rho \frac{u_b^2}{2} \tag{2—30}$$

$$W = a_3(\rho_s - \rho) g d^3 \tag{2—31}$$

式中，$C_x$、$C_y$ 为推移力及上举力系数；$\rho_s$、$\rho$ 为颗粒和水的密度；d 为粒径；$u_b$ 为作用于颗粒的纵向瞬时流速；$a_3$ 为颗粒的体积系数；而 $a_1$ 和 $a_2$ 为 $F_x$ 及 $F_y$ 对应的颗粒有效作用面积系数。

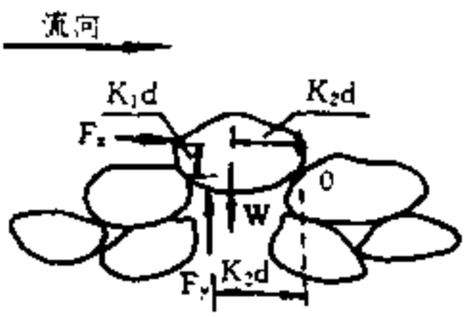



图2—4　床面沙粒的受力情况

以 $k_1$d、$k_2$d、$k_3$d 分别表示 $F_x$、$F_y$ 及 W 的相应力臂（绕图2—4中的0点转动，$k_1$、$k_2$、$k_3$ 为力臂系数），则颗粒由静止开始滚动的临界条件可表示为：

$$k_1 d \cdot F_x + k_2 d \cdot F_y = k_3 d \cdot W \tag{2—32}$$

将式(2—29)～(2—31)代入，得：

$$u_b = \eta \sqrt{\frac{\rho_s - \rho}{\rho} g d} \qquad (2\text{—}33)$$

式中，
$$\eta = \left( \frac{2k_3 a_3}{k_1 C_x a_1 + k_2 C_y a_2} \right)^{1/2} \qquad (2\text{—}34)$$

参考武汉水利电力学院[2]、李保如[6]及沙莫夫[2]三家起动流速公式所依据的大量资料，取相应的统计平均值 $\eta = 1.30$，式(2—33)即为：

$$u_b = 1.30 \sqrt{\frac{\rho_s - \rho}{\rho} g d} \qquad (2\text{—}35)$$

**(二)跃动模式**[5]

在冲积河流的下游段，沉积于床面的颗粒一般较细(但这里不涉及粘性泥沙)，其粒径基本与悬沙中的床沙属同一范畴。此处的底沙一旦起动，可能随机跳起，以跳跃为主要运动形式，且与悬沙明显存在着相互交换。于是，该床面颗粒的运动可概括为：床面颗粒由于上举力和颗粒间的碰撞作用而起跳；当跳到超过一个粒径高之后，上下绕流接近对称，上举力可忽略，颗粒只凭借惯性上升，直至最大高度。恰在这后半个阶段中，颗粒有着不同的遭遇：或被路经此地的紊动涡体卷走，加入悬移运动的行列；或在重力作用下逐渐沉沦，继续留在推移运动的阵营里。因此我们即以颗粒在仅靠惯性继续上升后的受力情况进行分析，此时垂向仅受有效重力和紊动涡体的掀力 $F_L$ 的作用，决定颗粒沉浮的临界条件为：

$$F_L = W \qquad (2\text{—}36)$$

$F_L$ 的表达式：
$$F_L = C'_L a_4 d^2 \rho \frac{v_b^2}{2} \qquad (2\text{—}37)$$

这里，$v_b$ 为紊动涡体的瞬时上升速度，即垂向流速；$a_4$ 为 $F_L$ 对应的面积系数；$C'_L$ 为掀力系数。$C'_L$ 相对于 $C_x$、$C_y$ 及球体沉

降时的阻力系数 $C_d$ 的物理含义而言，在作用位置、相对运动形式及紊动特性等方面都存在着差异，因此很难说 $C'_L$ 与它们有较大的相似之处。由于实验手段的限制，迄今无人对 $C'_L$ 进行过专门研究。可借鉴的仅有侯晖昌的著作中所总结的已有经验[7]，对于球体，$C'_L=0.178\sim0.26$，该系数与粒径大小呈反比（侯晖昌在处理有关床沙质的课题时，常取 $C'_L=0.22$）。这里的细颗粒跃动模式，暂取上限值，这么做不影响方法的本身。将式(2—37)、(2—31)代入式(2—36)，得：

$$v_b^2=\frac{2a_3}{a_4C'_L}\left(\frac{\rho_s-\rho}{\rho}\right)gd \qquad (2—38)$$

若视颗粒为球体，即 $a_3=\pi/6$ 及 $a_4=\pi/4$，可通过修正 $C'_L$ 的途径消除由此引起的误差。亦即，由于泥沙的形状不规则，阻力系数有所增大。仿照张瑞瑾在研究泥沙沉降规律时的成果[8]：细沙阻力系数是相应粒径的球体阻力系数的1.422倍，取 $C'_L=1.422\times0.26=0.370$，故：

$$v_b^2=\beta_1 d \qquad (2—39)$$

式中，

$$\beta_1=3.60\frac{\rho_s-\rho}{\rho}g \qquad (2—40)$$

**(三)滑动模式**

倘若单颗泥沙孤立于床面上，或散粒体粒度均匀，群体可以同时起动，则滑动起动是可能的。某散粒体在紊流的作用下，刚要沿床面运动时，它除受到水流推移力 $F_x$、上举力 $F_y$ 及有效重力 W 的作用外，还要受到沿床面的摩擦力 F 的作用，即：

$$F=fN \qquad (2—41)$$

式中，f 为水下摩擦系数，即 $f=tg\varphi$，$\varphi$ 为水下休止角；N 为床面反力；考虑到散粒体位于床面时垂向脉动流速受到床面的

制约，往往比纵向脉动流速小得多，因而可以将紊动涡体导致的垂直床面的掀力忽略，故：

$$N \approx W - F \tag{2—42}$$

则

$$F = (W - F_y)tg\varphi \tag{2—43}$$

当颗粒处于起动的临界状态时，有：

$$F_x - (W - F_y)tg\varphi = 0 \tag{2—44}$$

如果

$$F_x - (W - F_y)tg\varphi > 0 \tag{2—45}$$

则颗粒沿床面移动。

将式(2—29)～(2—31)代入式(2—45)，可得：

$$C_x a_1 d^2 \rho \frac{u_b^2}{2} - \left[a_3(\rho_s - \rho)gd^3 - C_y a_2 d^2 \rho \frac{u_b^2}{2}\right] tg\varphi > 0 \tag{2—46}$$

临界起动时，可以解得：

$$u_b^2 = k_c \frac{\rho_s - \rho}{\rho} gd \tag{2—47}$$

式中，

$$k_c = \frac{2a_3 tg\varphi}{C_x a_1 + C_y a_2 tg\varphi} \tag{2—48}$$

由式(2—47)不难看出，由滑动模式推得的公式与由滚动模式得出的公式(2—33)在形式上完全相同，只是其中系数的物理含义有所差异，在水流作用下床面颗粒的运动往往是时滑时滚，甚至时而跃动。但是初始运动形式是滑动还是滚动呢？有些文献理论证明得到的结论是“总是滑动早于滚动”[19]。其实这类证明多欠严密性，对此尚不能过早定论，初步根据我们的室内试验结果来看，泥沙颗粒初始运动为滑动还是滚动，似取决于床面的光滑程度。亦即，当床面很光滑时，颗粒滑动早于滚动(球形颗粒除外)，而当床面较为粗糙时，颗粒滚动早于滑动，且床面颗粒的运动形式多为滚动。

附带指出，水流的紊动特性直接影响泥沙的运动，泥沙运动不断改变河床周界颗粒的粗细和排列等一系列状况，导致了河床的不断调整。进一步讲，床面颗粒粒径大小及其分布密度取决于水流的紊动特性。我们曾分别以上述滚动及跃动两种模式为例，定量研究了紊动与床面颗粒组成的依存关系[5]。由床面颗粒粒径的分布密度，可分别求出冲积河流上段和下段床面颗粒平均粒径及水流强度的关系分别为：

$$D_m = 11.137 \frac{u_*^2}{\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} g} \tag{2—49}$$

及

$$D_m = 0.3361 \frac{u_*^2}{\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} g} \tag{2—50}$$

大量资料的验证结果表明，上两式与实际河流中的情况较为相符。此外，由理论上还可计算推移质的级配。例如由颗粒的滚动模式导得粒径的分布密度函数，从概率论的观点出发，可得出根据水力因子计算粗颗粒推移质粒配分布的理论公式为[10]：

$$p(d_i) = \Phi(T) - 0.0379 \tag{2—51}$$

及

$$T = \frac{0.619}{u_*} \sqrt{\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} g d_i} - 1.778 \tag{2—52}$$

验证结果表明，该模式与天然河流资料较为符合。

应该承认，很多学者沿用确定性的传统分析方法得到的起动流速公式，仍为工程设计提供了必要的参考和依据。在我国最常使用的有沙莫夫、李保如、窦国仁、沙玉清、唐存本及张瑞瑾等起动流速公式[6]，例如，在桥渡设计时，经常采用张瑞瑾公式，即：

$$V_c = \left(\frac{h}{d}\right)^{0.14}\left(17.6\frac{\gamma_s-\gamma}{\gamma}d + 0.000000605\frac{10+h}{d^{0.72}}\right)^{1/2} \tag{2—53}$$

上式采用 kg、m、s 单位。

张瑞瑾公式同唐存本、沙玉清、窦国仁三家公式，都是概括散粒体和粘性细颗粒泥沙的统一的起动流速公式，适用范围较广。

大量室内实测资料的检验表明，各家公式基本上都能与试验点据相符，由于泥沙起动的野外观测资料很难获取，因此哪家公式更能符合天然实际，迄今难以定论。从各家起动流速公式的推演过程来看，其中都引入了两个以上的需要实测资料率定的系数，调整这些系数，即不难使公式的计算结果与那些水槽实测资料相吻合。从而可知，现有的公式基本上都属于半理论、半经验的范畴，而且我们初步经验认为，现有公式用于天然河流（尤其是大江大河），其计算结果往往偏小不少。既然如此，在实际工作中，可以侧重考虑公式形式的简便性，直接找出所要求粒径范围的起动流速公式。例如，作者在研究细沙河床的局部冲刷问题时，参考一些公式的结构形式，并通过粗略的量纲分析，得到的细沙起动流速公式为（$d \leqslant 0.15mm$）[11]：

$$V_c = 3.5\left(\frac{\gamma_s-\gamma}{\gamma}g\right)^{2/9}\frac{\nu^{5/9}}{\sqrt{d}}h^{1/6} \tag{2—54}$$

式中之所以引入运动粘滞系数 $\nu$，是考虑到水温对泥沙起动也有一定的影响。我们在室内实验中观察到，对于同一种模型沙（$d_{50}=0.0355mm$），其起动流速尚随水温的升高而减小，随水温的降低而增加。这一现象可通过李保如教授的观点来解

释，亦即，近壁层流层的厚度（一般表示为11.6ν/$u_*$）随水温的升高而减小（因为水温变化直接影响水的运动粘滞性系数的大小，水温升高，则运动粘滞系数减小），从而减少了壁区流层厚度对泥沙颗粒的淹没影响，起动流速即相应降低。而水温降低后，壁区流层厚度增加，起动流速亦相应增加。

在西方国家，不少学者习惯引入起动拖曳力来表征泥沙起动的临界水流条件，而且最广泛应用的是 Shields 曲线[12]。但应该指出，该曲线选取的纵横坐标存在一定的问题，表面上看有些规律，而实际上，横坐标即使是变化了500倍（从2增加到1000），纵坐标也至多变化了2倍左右，只是比相同横坐标下的点群分散幅度大一些，显然 Shields 曲线的实用价值是有限的。

## 二、推移质输沙率

单位时间内通过河流某一横断面的推移质沙量，常用单宽推移质输沙量 $q_s$ 表示，其单位通常用 kg/(s·m) 表示之。

输沙率反映河流输送泥沙的能力，即在一定的水力、泥沙条件下，水流所能输送的泥沙数量。推移质泥沙在一般河道水流中所占的比重不大，但有时它也会引起河床出现较大的冲淤变化。合理地确定输沙率，能对河床的冲淤变化作出定性和定量的分析。因此，有很多学者对决定输沙率的表达式感兴趣，自上一世纪末 P. Duboys 首次提出输沙公式以来，已有很多公式问世。但由于推移质输沙是关系着水和河床边界的十分复杂的现象，因此至今推移质输沙率公式都未能建立在严密的输沙力学基础上，各研究者采用了不同的途径来解决这一课题。

Meyer—Petter 等从事推移质输沙试验长达20年之久，得出了一个比较完整的推移质输沙率公式[13]：

$$q_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_s - \gamma}\left\{\frac{4\left[\left(\frac{n_b}{n'_b}\right)^{3/2}\gamma hJ - 0.047(\gamma_s - \gamma)d\right]}{(\gamma/g)^{1/3}}\right\}^{2/3} \qquad (2-55)$$

式中，$n_b$ 为河床满宁糙率系数，$n_b = \frac{v}{h^{2/3}J^{1/2}}$；$n'_b$ 为河床平整情况下的沙粒满宁糙率系数，$n'_b = \frac{26}{d_{90}^{1/6}}$；$d_{90}$为床沙组成中90%均较之为小的粒径。公式中的单位用 t、m、s。试验中各因素变化的范围是：J＝0.0004～0.02，平均粒径 d＝0.4～30mm，水深 h＝1～120cm，流量 Q＝0.0002～4$m^3/s$，$\gamma_s$＝1.25～4.2 $t/m^3$。

另一类常使用的公式是以流速为主要参数，一般形式为[2]：

$$q_s = k_1 d\left(\frac{V}{V_c}\right)^3 (V - V_c)\left(\frac{d}{h}\right)^y \qquad (2-56)$$

式中，$k_1$为系数；y 为指数，对于山区河流 y＝1/4。

此外，还有些学者应用统计分析的方法来推求推移质输沙率公式，迄今为止已有很多学者通过这一途径加以研究，其中比较成熟的如 H. A. Einstein 的研究成果[14]（本文不再赘述）。最近，舒安平引用美国内布拉斯加洲劳布拉拉河流实测资料，对国外应用较为广泛的7种典型的推移质输沙率公式进行验证比较[15]。结果表明（图2—5），采用爱因斯坦和科尔比公式计算，得到的输沙率均较实测值系统偏低，与此相反，应用恩格隆与汉森公式计算的结果则系统偏高，拉尔森公式在

两端偏离实测值较大。计算值与实测值吻合最好的是杨志达公式，其次是托发拉脱和阿克斯与怀特公式。以上验证结果表明，杨志达挟沙力公式几经修改和完善，已成为国外公式中可靠性最强的一种，而且在我国也有较大的影响。造成其它公式计算值与实测值偏离的原因，应归咎于所选取的资料范围、精度和公式本身结构不合理，另外难以准确判断天然河流是否处于冲淤平衡状态，也是个重要原因。

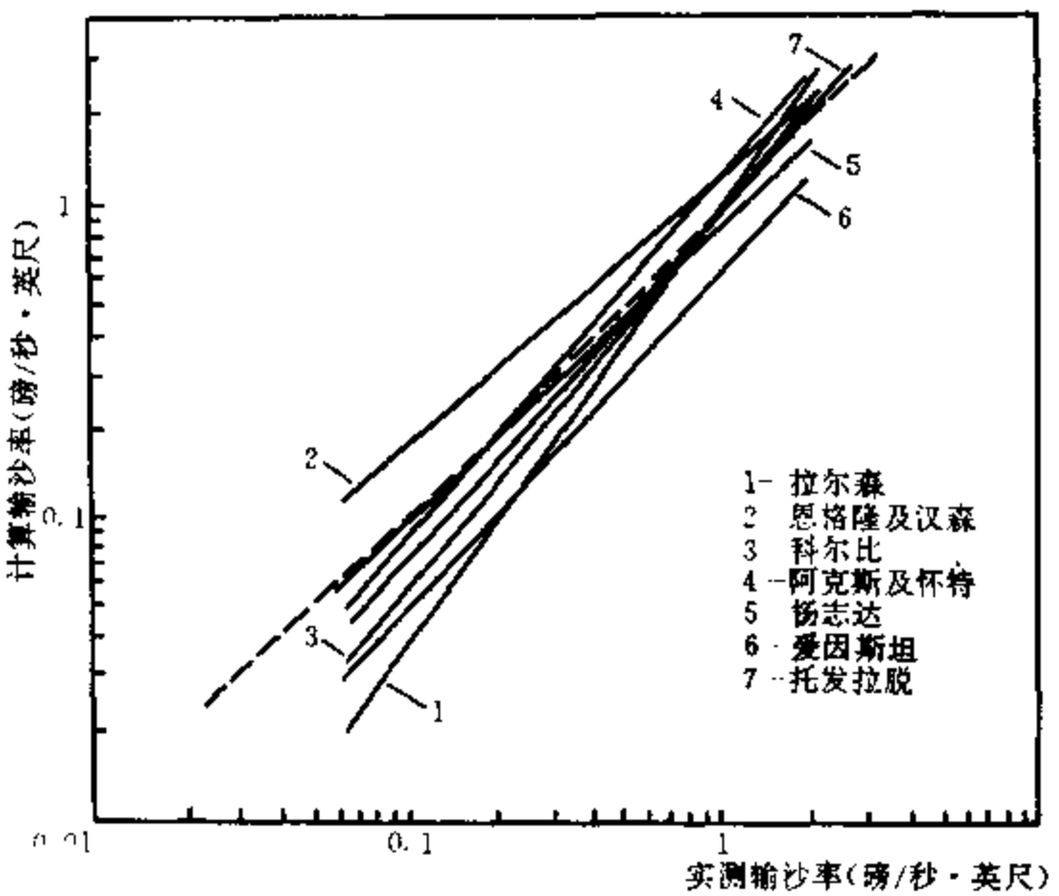



图2—5 推移质输沙率公式的验证

## 第三节 悬移质运动

悬移质运动是河道水流中泥沙的两大主要运动形式之

一，而且冲积平原河流携带悬移质的泥沙量，往往为推移质泥沙量的几十倍或几百倍。因此在研究泥沙运动规律和解决河床演变、引水排沙等生产实际问题时，悬移质泥沙是最重要的研究对象，特别是需要了解悬移质含沙量沿水深分布的规律和悬移质输沙率的大小。

本节主要介绍冲泻质与床沙质的区划，含沙量沿水深分布及水流挟沙力的计算方法等内容。

## 一、悬移质含沙量沿水深的分布

悬移质之所以能够在水流中浮游前进，是与水流的紊动分不开的。流体紊动涡漩的大小和强度与悬移质含量的多少有非常密切的关系。尺度大的涡漩只能携带少量的或较细的颗粒。对于流体中的泥沙而言，紊动涡漩的作用与重力的作用构成了矛盾的两个方面，共同作用的结果，即形成了一个相对应的悬移质含沙量沿垂线的分布。

若以 s 表示悬移质含沙量，$\vec{u}(u_x、u_y、u_z)$表示流速，$\vec{R}$表示垂直方向上的单位向量，$\varepsilon_s$ 表示紊动扩散系数，则悬移质的流通量 $\vec{p}$可表示为：

$$\vec{p} = (\vec{u} - \omega\vec{R})s - \varepsilon_s grad\ s \qquad (2—57)$$

由连续条件得悬移质含沙量分布的基本方程如下：

$$\frac{\partial s}{\partial t} + div\vec{p} = 0 \qquad (2—58)$$

上式直角坐标系的表达式为：

$$\frac{\partial s}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(su_x) + \frac{\partial}{\partial y}(su_y) + \frac{\partial}{\partial z}(su_y)$$
$$= \frac{\partial}{\partial x}(\varepsilon_{s_x}\frac{\partial s}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y}(\varepsilon_{s_y}\frac{\partial s}{\partial y}) + \frac{\partial}{\partial z}(\varepsilon_{s_z}\frac{\partial s}{\partial z} + \omega\frac{\partial s}{\partial z}) \qquad (2—59)$$

以 x 轴作为流体流动的方向，如考虑恒定均匀流的情况，则因 $u_y=u_z=0$，并用流体表面$(p_z)_{z=h}=0$的边界条件加以积分，则上式即变为下式(取 $\varepsilon_{sz}=\varepsilon_s$)：

$$\omega s+\varepsilon_s\frac{ds}{dz}=0 \qquad (2—60)$$

上式即是在二度恒定的均匀流中，由于重力作用面下沉的颗粒数量，同紊动扩散向上的颗粒数量，相平衡时的基本方程式。解出上式，就可以得到时均悬移质含沙量沿垂线的分布规律。

对式(2—60)进行积分，并令在靠近底部的高度 a 上的悬浮颗粒浓度为 $s_a$，得：

$$\frac{s}{s_a}=exp\left(-\omega\int_a^z\frac{dz}{\varepsilon_s}\right) \qquad (2—61)$$

由于人们目前对于悬移质扩散系数 $\varepsilon_s$ 的物理含义尚无更为确切的了解，因此不得不引入一个重要的假设，即取悬移质扩散系数 $\varepsilon_s$ 与流体紊动的动量传递系数 $\varepsilon$ 相等或两者之间存在一个比例系数 $\beta$。例如，H. Rouse[16]根据对数定律表达的流速分布公式及直线定律表达的剪切力分布公式求得：

$$\varepsilon_s=\beta\frac{\tau_0(1-\frac{z}{h})}{\rho\frac{du_*}{dz}}=\beta\frac{\tau_0(1-\frac{z}{h})}{\rho\frac{1}{\kappa}\sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}\frac{1}{z}}=\kappa\beta\sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}(1-\frac{z}{h})z \qquad (2—62)$$

代入式(2—61)积分，即得著名的 Rouse 公式(取 $\beta\approx1$)：

$$\frac{s}{s_a}=\left(\frac{\frac{h}{z}-1}{\frac{h}{a}-1}\right)^{\frac{\omega}{\kappa u_*}} \qquad (2—63)$$

上式之中的 $\omega/\kappa u_*$ 为悬浮指标，实质上它反映了重力作用与紊动作用的相互关系。进一步讲，重力作用通过颗粒粗度 $\omega$ 来表达，紊动扩散作用主要通过水流摩阻流速来表达。

很多学者的研究业已证明，如果颗粒较细且浓度较小，Rouse 公式与实测资料比较符合；但如果颗粒较细，浓度较大时，计算结果与实测资料有较大的偏差。总的来说，实测的浓度沿垂线的分布较依 Rouse 公式计算的分布曲线更均匀些。人们将出现上述状况的原因，归之于视悬移质扩散系数 $\varepsilon_s$ 与流体紊动动量传递系数 $\varepsilon$ 相等的假设。实际上还会有其它原因，例如忽视了颗粒粗度沿垂线的变化等等。

Rouse 公式存在的另两个缺陷，是计算的水面含沙量总为零和床面含沙量总为无穷大。造成这种缺陷的主要原因是，引用了对数型流速分布公式确定紊动扩散系数 $\varepsilon_s$，即对数型流速分布公式本身在处理与流速梯度等有关的问题时，起到了不能令人满意的作用。为此，可以改用流速分布公式(1—34)，同样可以得出如下形式的悬移质含沙量分布公式[17]：

$$s = s_a exp\left[\frac{2\omega}{c_s u_*}\left(arctg\sqrt{\frac{h}{z}-1} - arctg\sqrt{\frac{h}{a}-1}\right)\right] \tag{2—64}$$

上式克服了 Rouse 公式在水面和河底部位出现的缺陷，即式(2—64)不仅在水面处适用，而且参考点 a 取得相当小时，含沙量仍不会出现等于无穷大的不合理现象。此外式(2—64)的结构形式比张瑞瑾采用王志德流速分布式得到的含沙量分布公式[2]简便得多。

经检验和比较，当取 $c_s = 0.15$时，式(2—64)比 Rouse 公式与实测资料的符合程度稍好一些。而若采用如下形式的公

式[18]对沉速 ω 进行修正：

$$\omega = \omega_0\left[\left(1-\frac{S_v}{2.25\sqrt{d_{50}}}\right)^{3.5}(1-1.25S_v)\right] \qquad (2—65)$$

并同样引用式(1—32)计算 $c_a$，则式(2—64)的适用性大大提高，而且对于天然高含沙水流中的含沙量分布也比较符合(见图2—6)。

此外，兰州铁道学院拾兵最近也曾采用式(1—34)求解扩散方程，得出如下含沙量分布公式：

$$s = s_a exp\left\{\frac{\omega}{c_a u_*}\left[arcsin\left(\frac{2a}{h}-1\right)-arcsin\left(\frac{2z}{h}-1\right)\right]\right\} \qquad (2—66)$$

上式同式(2—64)在数值上结果是相同的。

应该指出，倪晋仁等学者对于含沙量分布的研究也是颇有价值的[19]。

上述介绍的公式只能计算出相对含沙量 $s/s_a$ 沿垂线的分布规律，运用它们求某点的含沙量，尚必须事先得知垂线上任意点 $z=a$ 处的含沙量 $s_a$ 才行，这样一方面增加了分析中的麻烦，另一方面还限制了这类公式的使用范围。为此，曾有学者试图探寻直接求绝对含沙量沿垂线分布的途径[8,11]，例如我们在80年代初曾基于能量观点，得到如下形式的含沙量分布公式：

$$\frac{s}{s_a} = \left(\frac{a}{z}\right)^{\frac{\omega}{\kappa u_*}} exp\left[5\frac{\omega}{\kappa u_*}\left(\frac{a-z}{h}\right)\right] \qquad (2—67)$$

及

$$s_a = \eta_a \frac{J u_*}{\kappa\omega}\frac{\gamma_s\gamma}{\gamma_s-\gamma} \qquad (2—68)$$

式中，$\eta_a$ 为近底处挟沙效率综合系数。由于问题的复杂性，欲使以上公式应用于天然实际之中，尚需要进行很多研究工作。

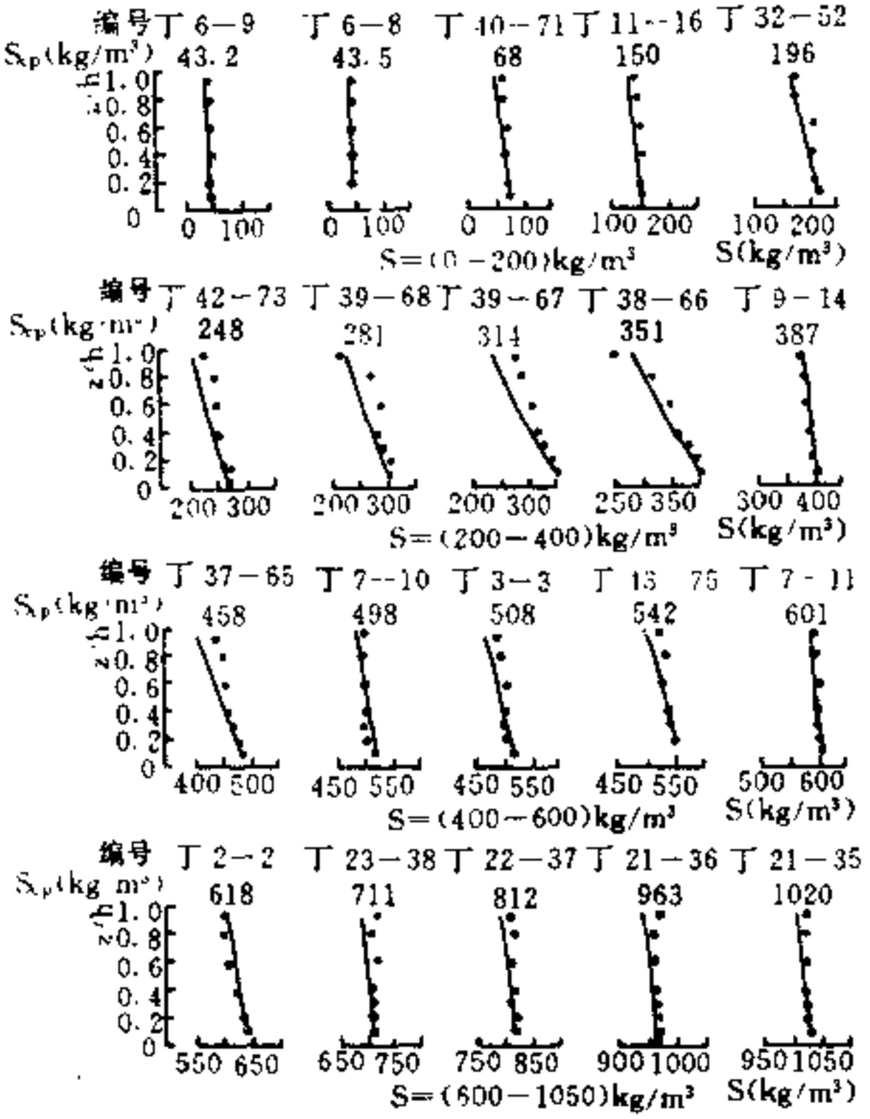



图2—6 天然多沙河流中含沙量分布与计算结果比较

谢鉴衡及丁君松教授的研究具有较高的理论和实用价值，其研究方法是将相对含沙量分布中的参考点不选在河底，而选在含沙量等于垂线平均含沙量即已知水流挟沙力之处[2,20]。这样作唯一存在的问题是，必须找到含沙量等于垂线

平均含沙量处的相对水深值 $\eta_{cp}$。于是，我们依照这两位教授的处理方法，先将式(2—64)改写为如下形式(取 $c_n=0.15$)：

$$s = S_{cp} exp\left(-0.0931\frac{\omega}{\kappa u_*}arctg\sqrt{\frac{1}{\eta_{cp}}-1}\right)$$
$$\times exp\left(0.0931\frac{\omega}{\kappa u_*}arctg\sqrt{\frac{1}{\eta}-1}\right)$$
$$= A_1 exp\left(0.0931\frac{\omega}{\kappa u_*}arctg\sqrt{\frac{1}{\eta}-1}\right)S_{cp} \tag{2—69}$$

式中，$\eta_{cp}$为平均含沙量 $S_{cp}$对应的相对水深值；

$$A_1 = exp\left(-0.0931\frac{\omega}{\kappa u_*}arctg\sqrt{\frac{1}{\eta_{cp}}-1}\right) \tag{2—70}$$

$$S_{cp} = \frac{1}{V_{cp}}\int_0 su\,d\eta \tag{2—71}$$

将上述含沙量分布表达式(2—69)及纵向流速指数分布公式(1—31′)代入，则得：

$$S_{cp} = \frac{8}{7}A_1 S_{cp}\int_0 \eta^{\frac{1}{7}} exp\left(0.0931\frac{\omega}{\kappa u_*}arctg\sqrt{\frac{1}{\eta}-1}\right)d\eta$$

由此解出：

$$A_1 = \frac{7}{8}\left[\int_0 \eta^{\frac{1}{7}} exp\left(0.0931\frac{\omega}{\kappa u_*}arctg\sqrt{\frac{1}{\eta}-1}\right)d\eta\right]^{-1}$$

将上式代入式(2—69)，即得：

$$s = \frac{7}{8N_0}S_{cp} exp\left(0.0931\frac{\omega}{\kappa u_*}arctg\sqrt{\frac{1}{\eta}-1}\right) \tag{2—72}$$

式中，$N_0=\int_0^1 \eta^{\frac{1}{7}} exp\left(0.0931\frac{\omega}{\kappa u_*}arctg\sqrt{\frac{1}{\eta}-1}\right)d\eta$

(2—73)

## 二、床沙质与冲泻质的区划[21]

早在1937年，C. P. Vetter 就曾发现河流挟带的细沙含量与水流之间似乎不存在任何关系。此后，Einstein 等人(1940)通过进一步研究分析，发现悬沙中较细部分的泥沙是床沙中少有或没有的，其含量的多少仅取决于上游的来量，确实与当地水流之间无明显相关关系[1]。它们在河槽中很少逗留，基本上是穿堂而过，一泻千里，因此被称之为冲泻质。而那部分含量取决于水流挟带能力的粗颗粒泥沙，是从床面沙粒中掀起进入运动的，故被称之为床沙质。

应该指出，洪水期，许多河流挟带的冲泻质含量总是多于床沙质的含量。事实上，床沙质与冲泻质的划分，关系到理论上和生产实践上许多重要问题的处理，具有重要的意义。例如，在解决有关水库淤积的生产课题时，既然冲泻质和床沙质均被拦蓄，因此就必须将它们全部考虑在内；况且很多水库的湮废速度往往取决于冲泻质输移率。其次，在枢纽设计时，通过床沙质及冲泻质的划分，可对枢纽建成后，下游来沙条件的变化，有比较清晰的认识。因而关于床沙质及冲泻质的区划，一直受到众多学者的重视。

有的学者取某一特定的粒径(如淤泥与沙的分界粒径0.0625mm)作为冲泻质的分界粒径。如 B. R. Colby(1977)建议在缺乏实测资料的情况下，取0.062mm 作为分界粒径；E. Partheniades(1977)认为平原河流的冲泻质一般是粒径小于

0.06mm 的淤泥或粘土。上述方法考虑了粘结力的影响，其出发点对于悬浮颗粒是否妥当，值得进一步讨论。实际上，只有那些粒径较0.06mm 细得多的粘土，其粘结力的作用才显得重要。况且，视分界粒径为一定值的做法，本身就欠妥当。

50年代初，H. Einstein 和钱宁利用粒度范围较广的沙粒（d＝0.005～4.0mm），在水槽中进行了系统的试验。根据试验结果建议采用床面沙粒中的 $d_5$或 $d_{10}$作为床沙质和冲泻质的分界粒径[1]。这里 $d_5$或 $d_{10}$分别表示占重量百分比为5%或10%的粒径，在床沙粒配曲线上极易查得，因此这种方法得到广泛的应用。

Kresser 认为，床沙质与冲泻质的分界粒径应为悬沙中的最大粒径或床沙中的最小粒径，即这种特定粒径的重量百分数各自为零。但因实际上悬浮颗粒或床面沙粒取样不存在这样的分界粒径，故须从床面沙粒级配曲线的下端 $d_1$和悬浮颗粒级配曲线的上端 $d_2$来考虑。床沙中小于 $d_1$及悬沙中大于 $d_2$部分的泥沙所占的数量可以忽略，因面可以假设分界粒径正在这两个粒径之间。若用光滑曲线连结这两条粒配曲线，与横坐标的交点即为分界粒径。

人们所说的公切法，实际上与 Kresser 法基本类同，可说是 Kresser 法的简化。其具体做法是把床沙和悬沙级配曲线上下叠绘在一起，然后通过这两条曲线的相邻部分大致画一条公切线，该线与横坐标交点所对应的粒径就作为分界粒径。

另一种习用的经验处理方法是拐点法，亦即将出现在床沙粒配曲线的纵坐标小于10%的明显拐点对应的粒径，作为分界粒径。理由是拐点的出现表明一个质变，比拐点相应的粒径稍大的沙粒在床沙中所点的百分数较大，而稍小的沙粒在

床沙中所点的百分数却突然变小。这就意味着，悬沙中大于此粒径的泥沙在床沙中大量存在，小于该粒径者在床沙中很少或没有，因而前者被划为床沙质，后者为冲泻质。拐点法可视为 Φ 标准粒级法在划分床沙质及冲泻质的运用中的简化。Φ 值系国际通用的沉积物颗粒粒度表示方法，与粒径 d 的换算关系式为 $\Phi=-\log_2 d$。实测资料表明，天然沙粒径的对数值往往接近正态分布，因而绘于对数概率纸上的粒配曲线，多接近于直线。由于床沙通常不是单一搬运方式的产物，故其粒度分布，往往出现几个拐点，按拐点即可划分床沙质和冲泻质以及其它不同的运动组成。

不难看出，上述 $d_5$（或 $d_{10}$）法、Kresser 法、公切线法、拐点法及 Φ 标准粒级法，都是以河床组成条件为依据的（除 Kresser 法和公切线法还同时考虑悬沙组成外），不但理论很据尚欠充足，而且具体做法也有一定的任意性。此外，还有几点值得强调：第一，由于现有的仪器设备尚难完整地取得河床表层的床沙沙样，因此人们所掌握的床沙资料往往是那些床面下一定深度处的沙粒资料，而所缺少的这些表层床沙沙样可能正是按上述方法确定分界粒径的关键性资料。第二，在一般冲积河流上，与之相应的床沙组成变化不大，只要进行全面取样，就可以确定能代表某河段的床沙粒配资料。但在河床形态及床沙组成随来水来沙条件变化较大的多沙河流上，情况就变得极为复杂，所取床沙粒配资料，似难以摆脱人为主观因素的影响，很难代表实际情况。第三，在估算水库的平衡比降，或规划江河、渠道时，当时的床沙粒配资料不能代表塑造平衡后的河床情形，致使上述方法的适用性受到限制。另外，上述方法在粘性颗粒来量为主的河流中不能适用，此时冲泻质也

许在床沙中大量存在。综上所述，依靠床沙资料确定分界粒径的各种方法，都不是较为合理和较为严格的。

在生产中值得提倡的方法是，从理论分析的角度考虑，建立分界粒径与水力泥沙因子之间的关系式，再根据实测资料，得到适用于某一河段的经验公式，由此确定不同水力泥沙条件下的分界粒径。陈文彪和谢葆玲，在确定某些少沙河流水库的冲泻质分界粒径时，提出的经验公式就属于这一类型。该途径的困难在于如何选择和确定分界粒径的实测资料。

冲泻质与床沙质的区划，实际上与水流强度密切相关，不同河段有差异，同一河段上也可能因流量而异，人工建筑物又会使河床发生强烈冲淤变化，使床沙质和冲泻质相互转化。因此在理论上，应该直接将水流条件与颗粒组成联系起来，确定冲泻质分界粒径。王尚毅曾将类同 Bagnod 的“自动悬浮”的论点，运用于冲泻质及床沙质的区划，认为如果由于悬浮颗粒的存在而消耗的能量 $E_s$，可以从悬浮颗粒本身提供给水流的势能 $E_p$ 中获得补偿而有余，这样的悬浮颗粒就属于冲泻质。并因此而得到如下形式的临界表达式：

$$\omega_c = UJ \qquad (2—74)$$

式中，$\omega_c$ 代表分界粒径对应的泥沙沉速；U 为断面平均流速；J 为能坡。

悬浮颗粒的存在所消耗的能量，系紊动能的范畴，而悬浮颗粒提供给水流的势能，属有效能量，因此如此将紊动能与有效能直接联系的作法至多是一个粗略的假设。限于篇幅，暂且不再进一步讨论该法所依据的物理图式的正确性，但就实用价值而论，依式(2—74)所计算的结果与一些实际情况出入较大。刘有录进行的模型沙挟沙能力试验结果，也表明所谓的

“自动悬浮”论点是难以成立的。试验使用的模型沙主要包括比重为1.4～1.45的煤屑和比重为2.10的电厂粉煤灰，有些组次的悬沙沉速 ω 小于水流的 UJ 值，若按照王尚毅提出的划分标准，该试验中相当数量的悬沙将被划为冲泻质。而在试验中，有不少泥沙沉积在床面上，特别是进口加沙量较大时，淤积更为严重。

我们在82年曾将单位体积含量沿垂线分布相当均匀的泥沙看作冲泻质[11]，因为此时的泥沙所受的重力作用，相对于紊动涡体的挟运能力明显为弱，它们下落于床面，与床沙交换的机率甚小，所以它们在床沙中是少有或没有的，从流域中来多少这样的泥沙，基本上都能够通过河段下泄。鉴于悬移质泥沙沿垂线分布的均匀程度，主要取决于表征重力作用强弱的沉速 ω，与表征水流强度大小的摩阻流速 $u_*$ 的比值的大小，不难想象总存在着某一临界值 c，使满足下式的泥沙粒径为分界粒径 $d_c$：

$$\frac{\omega_c}{u_*} = c \tag{2—75}$$

对于 c 值，我们可以参照前人的一些实测资料加以确定。文献[2]谈到这样一种概念：当悬浮指标为0.032时，含沙量沿垂线分布均匀，泥沙基本不沉落床面。所以，若取 $c = 0.032 \times 0.4$，则有：

$$\frac{\omega}{u_*} = 0.0128 \tag{2—76}$$

初步看来，这一方法从概念上讲并不难被人们接受，而且公式形式简单，易于使用，经实测资料验证，所得结果尚较合理。例如，当温度为20℃及 $u_* = 5\text{cm/s}$ 时，依上式则可求得 $d_c$

=0.0267cm，与实际情况较为接近。但是，对 c 值的处理缺乏严密性。此外，浓度的分布均匀与冲泻质的概念毕竟不是等同的，究竟浓度的分布达到什么样的均匀程度才能算是冲泻质，这是一个难以精确定义的问题。

为了解床沙质与冲泻质区划的内在机理，须对挟沙水流的内部结构加以分析。人们知道，正是由于大尺度紊动的存在，才往往有颗粒的悬浮与运动。自河底掀起的沙粒如果遇到具有足够强度和尺度的紊动漩涡就会悬浮起来。从河床附近产生的大尺度、高强度紊动，能够悬浮挟运任何粒径的悬移质。但在涡漩的"串级过程"中，涡体的尺度及其能量越来越小，因而所能挟运的泥沙的相对含量及其粒径也相应递减。局部各向同性紊动一旦形成，大于某粒径的泥沙再也不能被此时的涡体所挟运，能被挟运的仅是那些小于该粒径的泥沙。而正是由于这些泥沙能被局部各向同性涡体所挟带，它们沿垂线的分布才特别均匀，与床沙交换的机率才很小。那些仅能由各向异性涡体挟带的泥沙的沉浮，则完全取决于水流紊动结构的变化。因此不难想象，这一粒径就是区划床沙质和冲泻质的分界粒径 $d_c$。

根据上述观点及运动学原理，决定床沙质和冲泻质划分的临界条件显然是：

$$\omega_c = V_L \qquad (2—77)$$

式中，$V_L$ 表示接近于各向同性的小涡体的运转速度。当泥沙沉速 $\omega$ 大于 $V_L$ 时，各向同性的涡体已经失去了挟运该类泥沙的能力，故称此时的泥沙为床沙质；当 $\omega$ 小于 $V_L$ 或等于 $V_L$ 时，各向同性涡体对该类泥沙仍然保持着挟运能力，则称此时的泥沙为冲泻质。将式(1—51)代入上式，得：

$$\omega_c = (\nu\varepsilon_0)^{1/4} \tag{2—78}$$

由第一章的内容可知，对于二维恒定均匀流单位水体，单位时间就地消耗的能量可表示为 $\omega_\tau = \tau \frac{du}{dz}$，从而单位质量水体的能量消耗率 $\varepsilon_0$ 可以下式表达：

$$\varepsilon_0 = \frac{\omega_\tau}{\rho} = \frac{\tau}{\rho} \cdot \frac{du}{dz} \tag{2—79}$$

对式(1—23)求导，得：

$$\frac{du}{dz} = \frac{u_*}{\kappa z} \tag{2—80}$$

式(1—9)及(2—80)代入式(2—79)，则得：

$$\varepsilon_0 = \left(1 - \frac{z}{h}\right) \frac{u_*^3}{\kappa z} \tag{2—81}$$

上式可以反映能量消耗率 $\varepsilon_0$ 在二维恒定均匀流中沿水深分布的规律。对于一定强度的紊动水流，各向同性涡体应该对应着一定的 $\varepsilon_0$ 值，只要断面上某一点处(令 $z=ah$，a 为一数值)的水流属于各向同性紊流，那么即可取该点的 $\varepsilon_0$ 值，来表征各向同性紊流的单位质量水体的消耗率，亦即对于各向同性紊流有：

$$\varepsilon = \frac{1-a}{a} \cdot \frac{u_*^3}{\kappa h} \tag{2—82}$$

将上式代入(2—78)式，得：

$$\omega = \left(\frac{1-a}{a}\right)^{\frac{1}{4}} \left(\frac{\nu u_*^3}{\kappa h}\right)^{\frac{1}{4}} \tag{2—83}$$

该式即为确定分界粒径的公式。显然对于 a 值的处理，将决定公式的实用价值。

由上述分析过程不难看出，从概念上讲，a 值不应取为某

一常数，对于水深不大的一般明流只能将相当接近于水面处的水流视为各向同性紊流(但应注意，在水面上却不可能出现各向同性涡体)，所取的 a 值虽不在水面但又须相当接近水面。而对于水深较大的河流，根据我们对一些实测资料的分析，发现 z/h＝0.5附近的水流，已趋于各向同性(表现为此处的流速梯度已经很小)，a 值应在水流内部选取。所以，对于前者，考虑到紊动微比尺的尺度数量级，不妨令其参考点起码相距水面1mm 左右，这样能使水深不大时(例如黄河下游平均水深在2m 左右)，也能满足这一要求。须取 a 值约为0.9995，从而即可得出，在水深不大的一般河流，确定分界粒径的公式为：

$$\omega_c = 0.1496\left(\frac{\nu u_*^3}{\kappa h}\right)^{\frac{1}{4}} \qquad (2—84)$$

至于后者，暂取 a 值约为0.5，这样近似求得在水深较大的河流确定分界粒径的公式为：

$$\omega_c = \left(\frac{\nu u_*^3}{\kappa h}\right)^{\frac{1}{4}} \qquad (2—85)$$

由此不难看出，上述公式都是通过 $\omega_c$ 间接求得分界粒径 $d_c$ 的。对于冲积平原河流，冲泻质一般满足 Stokes 定律，将式(2—12)分别代入(2—84)和(2—85)式，整理即可相应得到该条件下的两个直接计算床沙质及冲泻质分界粒径的公式，亦即(天然沙取$\frac{\gamma_s-\gamma}{\gamma}=1.65$)水深不大的一般河流：

$$d_c = 1.276\frac{\nu^{5/3}}{\sqrt{g}}\left(\frac{u_*^3}{\kappa h}\right)^{1/6} \qquad (2—86)$$

水深较大的河流：

$$d_c = 3.3\frac{\nu^{5/3}}{\sqrt{g}}\left(\frac{u_*^3}{\kappa h}\right)^{1/8} \qquad (2—87)$$

我们利用实测资料，对公式(2—86)、(2—87)进行了验证[21]，结果表明，计算的结果与生产、科研单位所采用的数值十分接近。

## 三、水流挟沙力

水流挟沙力是反映河床处于冲淤平衡状态下水流挟带泥沙多少的综合性指标，是一个最为重要的理论问题，工程界和学术界对此一直极为关注。80年代以来，泥沙界对水流挟沙力的研究又趋活跃，特别是在国内，又有许多学者投入了这方面的研究，取得了很大的成就。下面主要介绍最新的成果。

### (一)挟沙水流的能量平衡[22]

研究水流输沙特性，需对其能耗模式有较为清晰的认识，第一章业已指出，一部分紊动能通过维持泥沙的悬浮而转化为热能。因此从量上讲，可将各级阻力相应分成三部分：一部分与直接转化为热能的那部分能量相应；第二部分与实际参与悬浮泥沙所消耗的那部分能量相应；第三部分与余下的那部分没有参与悬浮泥沙的能量相应。亦即将式(1—54)右端诸项分为三部分(以足标1、2、3表示)，若再按各部分归类，则该式又可写成：

$$\tau_f = (\tau'_1 + \tau''_1 + \tau_{d1} + \tau_{s1}) + (\tau'_3 + \tau''_3 + \tau_{d3} + \tau_{s3}) + (\tau'_2 + \tau''_2 + \tau_{d2} + \tau_{s2}) \qquad (2—88)$$

上式右边第三项从量上讲等于悬浮泥沙消耗的紊动能所对应的阻力 $\tau'''$。若再将前两项以 $\tau_s$ 表示，式(2—88)即为：

$$\tau_f = \tau_s + \tau''' \qquad (2—89)$$

在恒定均匀挟沙水流之中，若沿水流方向任取一单位流段来研究，则单位时间内体积为 A×1的浑水中的清水，在不存在泥沙的情况下，从高处流到低处所具有的能量 $E_1$ 可表示为：

$$E_1 = \gamma(1 - S_v)AVJ_0 \qquad (2—90)$$

式中，$\gamma$ 为水流比重；$S_v$ 为以体积百分数表示的含沙量；$J_0$ 表示上述清水当流速为 V 时所对应的水流比降，它是为研究问题方便而引入的当量能坡。至于相应的浑水中的清水，从高处流到低处，为克服阻力所消耗的能量 $E_2$，可表示为(R 为水力半径)：

$$E_2 = \tau_f(1 - S_v)\frac{A}{R}V \qquad (2—91)$$

根据能量平衡原理，应有 $E_1 = E_2$，因此由式(2—89)～(2—91)，可得：

$$\gamma(1 - S_v)AVJ_0 = \tau_f(1 - S_v)\frac{A}{R}V + \tau''(1 - S_v)\frac{A}{R}V \qquad (2—92)$$

不难看出，式中右边第二项，为单位时间流段里的清水维持泥沙悬浮所消耗的能量，在量值上等于维利卡诺夫的悬浮功 $E_s$。

对二度恒定均匀流的单位浑水水体而言，紊动从平均水流运动中取得的能量就是当地所消耗的能量，令 $W_s$ 表示，单位挟沙水体、在单位时间内、当地消耗的能量，可表示为：

$$W_s = \tau_b\frac{du}{dz} \qquad (2—93)$$

式中，du/dz 代表水深 z 处，单位浑水水体中心的流速梯度；$\tau_b$ 为单位浑水水体的切应力。

根据 $W_*$ 的含义，显然它应包括，该点处的单位水体内，通过各种途径所消耗的全部能量。悬浮泥沙耗能，仅是当地耗能所包含的将紊动能转化为热能的一种途径，它与通过其它途径消耗的能量的归宿完全相同，于是可列出二度流的能量平衡方程式为：

$$\tau_b \frac{du}{dz} = W_d + Q'_b \qquad (2—94)$$

式中，$W_d$ 为相应条件下悬浮泥沙所消耗的能量；$Q'_b$ 代表通过粘性作用及其它途径转化为热量的那部分能量消耗。

**(二)床沙质挟沙力公式的推导**

悬移质中的床沙质挟沙力公式，在国内影响最大的首推武汉水利电力学院公式[2]，而且其它各家的公式，一般都能转化为与该公式类同的形式[23]。这个公式是张瑞瑾等学者在维利卡诺夫公式的基础上，进一步分析大量资料得到的。此后张教授按照悬移质具有制紊作用的观点，对公式的建立作了阐释。由于其中引入了几个尚无充分根据的假设和处理，因此公式仍被归于经验或半经验公式之列[1]。为此，我们由上述一度流的能耗图形，可以作进一步的论证。

悬浮功 $E_s$ 的表达形式为：

$$E_s = (\gamma_s - \gamma) S_v A \omega_s \qquad (2—95)$$

式中，$\gamma_s$ 为泥沙比重、$\omega_s$ 为泥沙群体沉速，根据连续律，文献[11]给出如下计算公式：

$$\omega_s = \left(\frac{\nu}{\nu_m}\right)^n (1 - S_v)\omega_0 \qquad (2—96)$$

用式(2—95)取代式(2—92)右边第二项，并将式(2—96)代入式(2—92)，整理得：

$$\gamma V J_0 = \frac{\tau_c}{R} V + (\gamma_s - \gamma) S_v \omega_0 \left(\frac{\nu}{\nu_m}\right)^n \qquad (2—97)$$

依照水力学公式，$\tau_c$ 及 $J_0$ 可表示为：

$$\tau_c = \frac{f_c}{4} \gamma \frac{V^2}{2g} \qquad (2—98)$$

$$J_0 = \frac{f_0}{4R} \frac{V^2}{2g} \qquad (2—99)$$

式中，$f_0$、$f_c$ 分别为 $J_0$ 及 $\tau_c$ 所对应的阻力系数。

将式(2—98)、(2—99)代入式(2—97)，整理即得：

$$S_v = \frac{1}{8\left(\frac{\nu}{\nu_m}\right)^n \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}} (f_0 - f_c) \frac{V^3}{gR\omega_0} \qquad (2—100)$$

若只考虑床沙质，可引入两个用来区别全沙的比例系数 $\beta_1$ 和 $\beta_2$，取 $S_v = \beta_1 S_*/\gamma_s$、$\omega_0 = \beta_2 \omega$，不难将式(2—100)转换为：

$$S_* = \frac{1}{8\beta_1\beta_2 \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}\left(\frac{\nu}{\nu_m}\right)^n} (f_0 - f_c) \frac{V^3}{gR\omega} \qquad (2—101)$$

式中，$S_*$ 代表不冲不淤临界情况下的床沙质含沙量；$\omega$ 为与其床沙质相应的代表沉速。

由式(2—101)可看出，$V^3/(gR\omega)$ 之前的量与 $S_*$ 有关，参考张瑞瑾教授处理此类问题的方式，令：

$$\frac{\gamma_s(f_0 - f_c)}{8\beta_1\beta_2 \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}\left(\frac{\nu}{\nu_m}\right)^n} = a_1 S_v^{a_2} = a_1 \left(\frac{\beta_1}{\gamma_s}\right)^{a_2} S_*^{a_2} \qquad (2—102)$$

代入式(2—101)，整理可得：

$$S_* = k\left(\frac{V^3}{gR\omega}\right)^m \qquad (2—103)$$

式中，

$$k = \left[a_1\left(\frac{\beta_1}{\gamma_s}\right)^{a_2}\right]^{\frac{1}{1-a_2}} \qquad (2—104)$$

$$m = \frac{1}{1-a_2} \qquad (2—105)$$

显然，式(2—103)即是武汉水利电力学院挟沙力公式，这就又一次论证了该公式在理论上是成立的。从上述论证过程看，仅采用了一个假设式(2—102)，且由于该式中的 $f_*$ 并不代表浑水中单位床面对水流的阻力 $\tau_f$ 的全部阻力系数，因此这一处理与现存的观点和试验结果都无直接冲突。

**(三)水流挟沙力通用公式**

多沙河流输沙特性极为复杂，含沙量变幅巨大，通常的水流挟沙力公式很难直接用于天然情况。为此，我们在80年代初曾提出如下形式的半经验挟沙力公式：

$$S_* = 0.14\left(\frac{V^3}{gh\omega}ln\frac{h}{6D_{50}}\right)^{0.5} \qquad (2—106)$$

大量资料验证结果表明[11]，当含沙量小于50kg/m³时，上式有较高的精度，但随着含沙量增大，偏差也逐渐明显，更难以适用高含沙水流的情况。为此，我们在原研究模式的基础上，着重考虑了泥沙的存在对水流的影响，对水流挟沙力开展了分析与探讨。越来越多的研究结果表明[1,2]，水流含沙后其物理性质和紊动结构有所改变，从而又影响到水流能量的损失、流速和含沙量的分布。因此，为得到既适用于一般水流又适用高含沙水流的挟沙力公式，需要从上述二度流能耗图形出发，考虑泥沙存在对水流的影响。

依照物理学常用的方法，将式(2—94)改写为：

$$\eta_1\tau_b\frac{du}{dz} = W_d \qquad (2—107)$$

式中，$\eta_1$为比例系数，代表单位体积浑水在单位时间内就地消耗的能量中悬浮泥沙耗能所占份数。

在不冲不淤的相对平衡情况下，悬浮泥沙消耗的能量 $W_d$ 应该等于浑水悬浮泥沙所做的功 $A_s$，即：

$$W_d = A_s = (\gamma_s - \gamma_m)s_v\omega_s \qquad (2—108)$$

式中，$s_v$ 为距河床为 z 的流层中以体积百分数表示的时均含沙量；$\gamma_m$ 为浑水重度。

对于二度流，$\tau_b$ 可表达为：

$$\tau_b = \gamma_m(h - z)J \qquad (2—109)$$

将式(2—108)～(2—109)及式(2—80)代入式(2—107)，并整理得：

$$s_v = \eta_1 \frac{h - z}{z} \cdot \frac{Ju_*}{\kappa\omega_s \dfrac{\gamma_s - \gamma_m}{\gamma_m}} \qquad (2—110)$$

对上式两边沿垂线积分，取积分区间为[δ，h]（δ 为推移层厚度），并视 κ、$\gamma_m$、ω 仅为水体平均含沙量 S 的函数，即：

$$\int_\delta^h s_v dz = \frac{Ju_*}{\kappa\omega_s \dfrac{\gamma_s - \gamma_m}{\gamma_m}} \int_\delta^h \eta_1 \frac{h - z}{z} dz \qquad (2—111)$$

对于上式右端，在区间[δ，h]上$\frac{h-z}{z}$不变号且可积分，$\eta_1$为 z 的连续函数，则根据积分的第一中值定理，至少存在一个小于 h 而大于 δ 的数 c 使得：

$$\int_\delta^h \eta_1 \frac{h - z}{z} dz = \eta_* \int_\delta^h \frac{h - z}{z} dz$$

$$= \eta_* \left(h \ln \frac{h}{\delta} - h + \delta\right) \qquad (2—112)$$

式中，$\eta_* = \eta_1(c)$，由于 h≫δ，因此：

$$\int_{\delta}^{h}\eta_1\frac{h-z}{z}dz=\eta_*h\ ln\frac{h}{e\delta} \qquad (2—113)$$

根据前人研究[1]，推移层厚度 $\delta=(1\sim3)D_{50}$，此处取 $\delta=2.207D_{50}$，使 $e\delta=6D_{50}$，并且：

$$\frac{S_*}{\gamma_1}=\frac{1}{h}\int_{\delta}^{h}s_v dz \qquad (2—114)$$

则式(2—111)又可推演出：

$$S_*=\gamma_s\eta_*\frac{Ju_*}{\kappa\omega_1\frac{\gamma_1-\gamma_m}{\gamma_m}}ln\left(\frac{h}{6D_{50}}\right) \qquad (2—115)$$

将 $J=\lambda V^2/(8gR)$ 及 $u_*=\sqrt{\lambda/8}V$ 代入上式，得：

$$S_*=\gamma_1\frac{\lambda^{3/2}\eta_*}{8^{3/2}\kappa\frac{\gamma_1-\gamma_m}{\gamma_m}}\frac{V^3}{gR\omega_1}ln\left(\frac{h}{6D_{50}}\right) \qquad (2—116)$$

式中，$\lambda$ 为挟沙水流阻力系数。

对于式(2—116)中的 $\lambda$ 和 $\eta_*$，由推导过程来看，主要反映浑水水流阻力系数和挟沙效率系数的影响。根据目前研究水平，把它们暂放在一起处理。经分析认为，$\lambda^{3/2}\eta_*$ 不仅与清水阻力系数 $\lambda_0$ 和含沙量 $S_v$ 有关，而且还与水流佛汝德数 $V^2/gh$（代表紊动强度）及代表相对重力作用的因子 $\frac{\gamma_1-\gamma_m}{\gamma_m}\frac{\omega}{V}$ 有关，亦即：

$$\lambda^{3/2}\eta_*=f\left(\lambda_0,S_v,\frac{V^2}{gh},\frac{\gamma_1-\gamma_m}{\gamma_m}\frac{\omega}{V}\right) \qquad (2—117)$$

进一步利用黄河土城子挟沙能力测验资料和黄科所水槽及模型资料，初步将上式表示为：

$$\lambda^{3/4}\gamma_s = 0.02\,W(0.0022 + S_v)^{0.62}\left[\frac{V^3}{\kappa g h\omega_s}\frac{\gamma_s - \gamma_m}{\gamma_m} ln\left(\frac{h}{6D_{50}}\right)\right]^{0.38}$$

(2—118)

将上式代入式(2—116)，整理即得包括全部悬沙的挟沙力公式为(对于冲积河流，取 R≈h)：

$$S_* = 2.5\left[\frac{(0.0022 + S_v)V^3}{\kappa\frac{\gamma_s - \gamma_m}{\gamma_m} gh\omega_s} ln\left(\frac{h}{6D_{50}}\right)\right]^{0.62}$$

(2—119)

上式单位采用 kg、m、s 制，其中群体沉速可用实测资料较

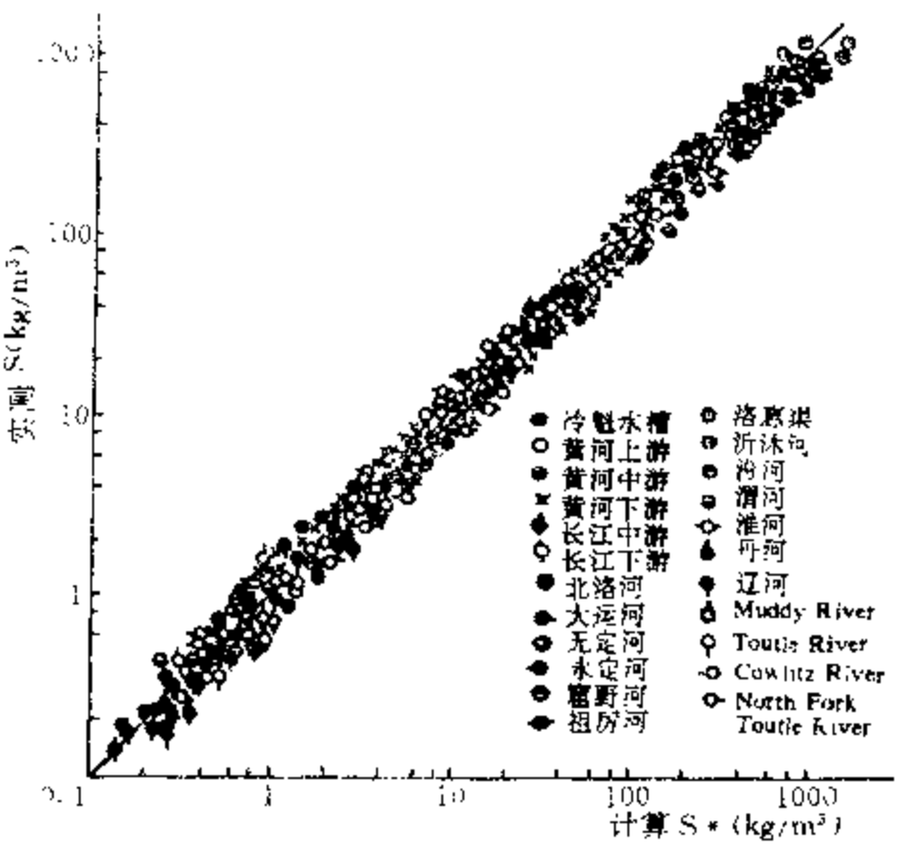



图2－7　水流挟沙力公式与实测资料的比较

为符合的公式(2—26)计算。

采用黄河、长江、辽河、Muddy River 等国内外河流资料，对式(2—119)验证的结果表明(图2—7)，该公式不仅适用于一般挟沙水流，而且还适用于高含沙紊流。此外，式(2—119)计算的属全悬移质挟沙力，在工程上有更重要的实际意义。

为了能对具有代表性的挟沙力公式进行比较分析，舒安平[15]及江恩惠[24]选择了李昌华、张红武、窦国仁、沙玉清、杨志达、王兆印、张瑞瑾和曹如轩公式作为验证对象，所选用的验证资料是黄河干支流的资料，如兰州、潼关、大禹渡、花园口、孙口、艾山、利津及无定河、洛惠渠等，1959～1988年间实测水沙资料，共计266组。这些资料具有泥沙级配宽，含沙量范围广($S=1.4\sim873kg/m^3$)，床沙与悬沙级配兼俱和水沙因子相对稳定等特点。

对现有公式验证及比较后，舒安平[15]及江恩惠[24]指出，目前状况下，唯有公式(2—119)与实测资料较为吻合，而其他各家公式的计算值偏离实测值往往较多。实际上公式(2—119)，由于考虑了含沙量的存在对于水流摩阻特性、挟沙效率系数以及泥沙沉降特性等因素的影响，进而把握了水流挟沙力(严格地讲，不仅是水流挟沙，还可能是浑水挟沙)的大小。已有不少学者先后认识到含沙量的存在确实对水流挟沙能力有着较为显著的影响，而且舒安平等学者还正在进行新的探索，这一课题的研究将会更为深入，有的试图从水沙两相流的角度探讨悬移质的运动[23]，有的还对于悬移质颗粒组成开始研究[25]，显然这都是颇有意义的。例如，我们曾对紊动特征值与悬移质在流体中的颗粒尺度及粒配的关系进行了探讨，得到如下根据水力因子计算悬移质粒配的理论公式[25]：

$$p(d_i) = \frac{2}{\sqrt{2\pi}}\int_0^T exp\left(-\frac{t^2}{2}\right)dt$$

$$= 2\Phi(T) - 1 \qquad (2—120)$$

式中，

$$T = \frac{1.90\sqrt{\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}gd_i}}{\sigma_v} \qquad (2—121)$$

$$\Phi(T) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}}\int_{-\infty}^T exp\left(-\frac{t^2}{2}\right)dt \qquad (2—122)$$

该计算模式与天然冲积河流的情况比较符合(见图2—1)。

## 参 考 文 献


1 钱宁，万兆惠. 泥沙运动力学. 科学出版社，1986.

2 谢鉴衡(主编). 河流泥沙工程学(上册). 水利出版社，1981.

3 张红武，汪家寅. 沙石及模型沙水下休止角的试验研究. 泥沙研究，1989(3).

4 张红武，张清. 黄河干支流挟沙力公式的初步研究. 黄河科研，1992(1).

5 张红武. 冲积河床糙率模拟的探讨，武汉水利电力学院学报，1986(3).

6 李保如，等. 推移质起动条件试验冲刷资料的分析. 南京水利科学研究所研究报告，1954.

7 侯晖昌. 河流动力学基本问题. 水利出版社，1982.

8 张瑞瑾，谢鉴衡，王明甫，黄金堂. 河流泥沙动力学. 水利电力出版社，1989.

9 D. 斯蒂芬森. 堆石工程水力计算. 李开运，等译. 海洋出

版社，1984.

10 张红武.粗颗粒推移质级配的理论计算.水利水电工程青年学术论文集.中国科学技术出版社，1992.

11 张红武.河流力学选讲.黄委会水利科学研究所讲义，1987.

12 A. Shields. Anwendung der Aechlich keitsmechanik and der Torbulenz-orschung auf die Geschie be we gung Mitt Preussische Versuchsanstenstalt für Wasserball und Schiffbau. Berlin，1936.

13 Meyer—Peter，E. and R. Müler. Formula for Bed Load Transport. Proc. 2nd Meeting. Intern. Assoc. Hyd. Res.，Vol 6，1948.

14 H. A 爱因斯坦.明渠水流的挟沙能力.钱宁译.水利出版社，1956.

15 舒安平.水流挟沙力公式的验证与评述.人民黄河，1993(1).

16 H. Rouse. Experiments on the Mechanics of Sediment Suspension. Proc. 5th. Inter. Cong. of Applied Mechanics，1938.

17 张红武，张清，江恩惠.悬移质挟沙水流的流速分布及浓度分布.黄河科研，1992(1).

18 张红武，张清.黄河水流挟沙力的计算公式.人民黄河，1992(11).

19 倪晋仁，王光谦.论悬移质浓度垂线分布的两种类型及其产生的原因.水利学报，1987(7).

20 丁君松.悬移质含沙量沿垂线分布的研究及其应用.武汉水利电力学院学报，1981(4).

21 张红武.床沙质及冲泻质区划问题的探讨.武汉水力电

力学院学报(校友专辑),1984.
22 张红武,张清.中程河流的水流挟沙力.水利水电工程学术论文集.中国科学技术出版社,1992.
23 倪晋仁,王光谦,张红武.固液两相流基本理论及其最新应用,科学出版社,1991.
24 江恩惠.黄河水流挟沙力计算方法的研究现状.黄科院第四届青年学术讨论会论文集,1992.
25 张红武,刘有录,等 悬移质颗粒组成与流场紊动特征值的关系.第四届国际流动精细模拟与湍流测量学术会议论文集.美国半球出版公司,1990.

# 第三章　河流的演变

在自然情况下，河流总是处在不断的变化和发展过程中。当河流上兴建了过河建筑物或进行疏浚、整治以后，河床演变将变得更加迅速和剧烈。为了合理地利用和成功地整治河道，必须掌握河床演变的基本规律。

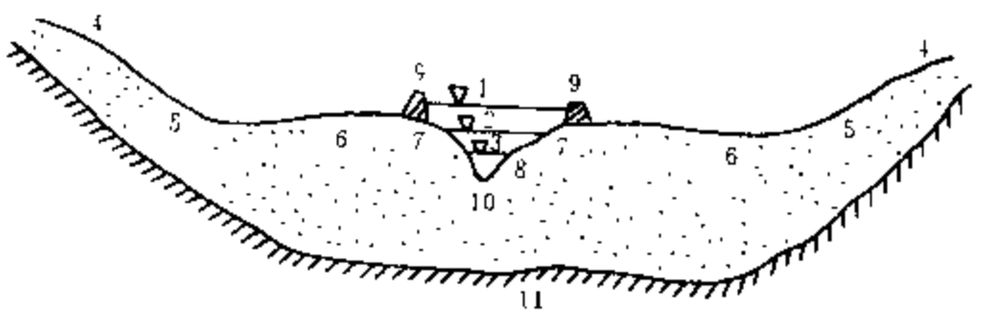
河床演变是一个三元的问题，而且它的边界条件又是极其复杂而多变的，因此在现阶段还不可能完全从数学上来进行严格的求解，往往只能借助于定性的描述和逻辑的推理方法来进行分析研究。

本章主要介绍河床演变的基本概念，不同类型河床演变的一般规律以及河相关系式，并就桥渡附近河床演变方面的内容作了简要介绍。

## 第一节　河流形成和演变的概念[1,2,3]

河流是指陆地上经常有水流动的泄水洼槽，它是水流和河床长期作用的产物，河水的来源，主要是降水和融雪。空中的降雨汇集在地球的低洼处，在重力的作用下流动，在流动过程中侵蚀地面，搬运泥沙，塑造平原，由于水流的侵蚀和搬运作用，将使小沟水渠逐渐发展成为小河，小河在接纳各级支流来水后，逐渐发展成水面宽阔、汹涌澎湃的大江大河。正如《劝学篇》所言，“涓涓细流，汇成江河”。

河流一般根据其地理位置、自然条件，可以分为山区河流和平原河流。流经地势高峻，地形复杂山区的河流称为山区河流；流经地势平坦、土质疏松平原地区的河流称为平原河流。由于地理位置和自然条件的差异，各自有着不同的特性。一般来说，山区河流的发育过程主要是水流的侵蚀过程，过水断面常呈现发育不完全的V形或U形河谷，河谷比降大，流态险恶，河床形态极不规则，水位和流量的变幅大，河流中泥沙主要以推移质出现，河床变形缓慢；而平原河流的发展过程则主要表现为泥沙的堆积作用，河谷断而为发育完全的河漫滩河谷（如图3—1），河谷比降平缓，水流较为平稳，河流中的泥沙主要以悬移质运动为基本运动形式，河床边界由中细沙构成，水流和河床的相互作用十分明显，河床变形也比较大。




1、2、3—洪水、中水、枯水位；4—谷坡；5—谷坡与谷底交界处；6—河漫滩；7—滩唇；8—边滩；9—堤防；10—冲积层；11—原生基岩。

**图3—1　平原河流的河谷形态**

河流可分为河源、上游、中游、下游及河口五段。河源是指河流的发源地，可以是小溪、沼泽和湖泊，一般河流多发源于山地或高原。紧接河源的河流上段称为上游，上游一般流经山

地或高原，具有山区河流的特性。上述游下的河流称为中游，一般流经丘陵或平原地区，它的特点是河床比降较小，一般无急滩，泡布出现，水力侵蚀下切作用减弱，转向侧向侵蚀，河床逐渐展宽，较大的支流的出口处常出现河滩，河流的下游称为下游，多位于冲积平原地区，具有平原河流的特性。河流的终点称为河口，大的河流都注入海洋，称为海洋河口，较小的河流支流注入湖泊或其他河流，有的河流则消失在沙漠里。在河流注入海洋的地方经常出现大量泥沙淤积，特别是黄河河口地区，海中处于淤积抬高、延伸、摆动改道演变之中，形成三角洲。河口的变不仅受到河流特性的影响，还受到海洋水文因素作用，河口处的水流及泥沙运动的图形更为复杂[4]。

河流有其性质有各自的特有个性。由于水沙条件的变化、地质情况的复杂，就构成了各种类型的河流。河床演变则是指河道在自然情况下或受到人类活动干扰时所发生的变化，河床演变和其他物理过程一样，其变化可从时间和空间两个方面进行衡量。在空间上河道主要的演变形式有两种：一是河道沿流程在纵深方向上的冲刷和淤积，称为纵向变形；二是河道在横向上发生的冲刷和淤积变化，称为横向变形。河道随时间的变化过程也有两种形式，即单方向变形和复归性变形两种形式。如黄河在天然情况下，从长时段来看，以单向淤积为主，逐年抬高；而在三门峡水库建成初期，下泄清水，又以单向冲刷下切为主。这都是在一个时期内的单向变化。在三门峡水库改为蓄清排浑运用方式后，汛期泄水排沙，非汛期蓄水拦沙、下泄清水，下游河道汛期可能淤积抬高，非汛期则冲刷下切，这又是复归性变化[5]。但是在大多数状况下，河道纵向变

形与横向变形、单方向变形与复归性变形往往交织在一起，构成异常复杂的演变图形。

河床演变就其发展方向而言，可分为渐进的单向变形和循环的往复变形两类。渐进的单向变形是指河床在相当长的时期内作单一的冲刷或淤积的变化。如上游河床不断下切，下游河床不断抬升，河口三角洲不断淤积、延伸等。循环的往复变形则是指在较短时期内河床作循环往复的冲淤变化。如浅滩在一年内或多年期间的冲淤变化；河湾在若干年内发生、发展和消亡；汊道在若干年内兴衰交替等。在一般情况下，第一类变形的过程非常缓慢，而第二类变形则往往进行得异常迅速，对人类经济活动影响较大，是河床演变研究的主要对象，在进行桥渡设计时应充分考虑。

河床演变就其影响范围而言，可分为长河段变形和短河段变形两类。长河段变形是指在较长距离内河床的普遍冲刷和淤积。短河段变形也称为局部变形，是指在较短距离内局部河床的冲淤变化，如个别河湾的演变、汊道的兴衰、浅滩的冲淤等。对桥渡设计而言，研究长河段变形是必要的，确定局部河段的河床变形具有特殊重要的意义。

## 第二节　河床演变的基本原理

河床演变是水流与河床相互作用的反映。一条河流包括水流与河床这两个矛盾着的方面，它们既相互依存，又相互制约。一定的河床形态和河床组成，决定了一定的与其相适应的水流条件；而一定的水流条件，又使河床形态和河床组成产生一定的与其相适应的变化，二者的相互依存和斗争，推动着河

流经常不断地变化和发展，河道泥沙发生淤积和冲刷的基本原因是由于输沙的不平衡，即上游来沙与河段的水流挟沙能力不相适应时，河床发生变形。例如当上游的来沙量小于本河段的水流挟沙力时，则来沙量不能满足水流挟沙力要求，因而产生河床冲刷，将河床上泥沙冲起，并带向下游，使本河段河床下降。河床的纵向变形是由于纵向输沙不平衡引起的，河床的横向变形则是由于横向输沙不平衡引起的。

河道由于输沙不平衡所引起的变形，在一定的条件下，往往朝着使变形停止的方向发展，即河床淤积时，其淤积速度将逐渐减小，直至淤积停止；河床发生冲刷时，其冲刷速度也将逐渐减少，直至冲刷停止。这种现象即为河床和水流的“自动调整”作用[6]。在河床冲刷或淤积的发展过程中，通过调整河床组成、水深、比降、河宽，使本河段的水流挟沙力与上游的来沙条件趋于相适应，从而使冲刷或淤积向其停止的方向发展。这符合任何事物都走向其反面的一般规律性。由于上游来水来沙不断变化，河床和水流的相适应性也随时改变，来水来沙条件的改变，将必然引起输沙的不平衡，因而平衡状态只是暂时的、相对的，不平衡性是绝对的，因而河床演变不会停止。

影响河床演变的因素是极其复杂的，但对任何一个具体河段而言，主要有以下四个方面：

(1)河段的来水量及其变化过程；

(2)河段的来沙量、来沙组成及其变化过程；

(3)河段的河道比降及其变化情况；

(4)河段的河床形态及地质情况。

在上述四个因素中，对于冲积平原河流来说，在一般情况下，后两个因素往往是由前两个因素派生的[6]。冲积平原河流

的河道比降由河流本身的堆积作用所形成，它取决于来水来沙条件。来沙量大的多沙河流，其河道比降一般较大，来沙量小的少沙河流，其河道比降一般较小。冲积平原河流的河床形态和地质组成，同样是由河流本身的堆积作用造成的，因而亦决定于来水来沙条件，多沙河流与少沙河流的河床形态相差甚多，河床的地质组成也迥然不同。由此可见，对于冲积平原河流来说，在上述四个因素中，前两个因素起主导作用，表明在水流与河床这个矛盾的两个方面中，水流（指挟沙水流）起主导作用，河道的演变发展，主要由取得支配地位的水流所决定，即主要是来水来沙条件决定的。所以在分析冲积河流的河床演变中，首先应对河段的来水来沙条件加以考虑。对于山区河流来说，第4个因素，即河床形态及地质情况往往起主导作用。前两个因素取决于流域的产水产沙条件，即取决于流域的气象、地理和地质等条件。黄河上、中游流经不同地区，其来水来沙条件差别很大[7]。来自河口镇以上的洪水和来自三门峡以下支流来水，含沙量少，有利于下游河道冲刷；来自陕西、山西两省黄土高原的洪水，含沙量高且粒径粗，往往使下游河道严重淤积；来自渭河、泾河洪水，含沙量也较大，但粒径细，对造成黄河下游河道的淤积次于陕西及山西区间来水[8]。

除上述影响河道演变的四个因素外，人为的因素往往对河道演变的影响也很大，如三门峡水库修建后，由于径流过程的改变，对下游河道演变过程也产生较大的影响[5]。

# 第三节　河型及河相关系

## 一、河型区划

通过长期观察发现，尽管在同一条河流上的不同河段，其河床形态及演变特点存在着差异，但位于不同河流上的某些河段，河床形态和演变特点却可能相似。因此，可以将天然河流按其河床形态及演变过程划分成若干类型，并在这个基础上来研究各类河段河床演变的特性。

一些学者根据河床的边界条件，将河流划分为冲积河流、非冲积河流和半冲积河流。另一些学者则主要根据河床的动力特性分为侵蚀河流、堆积河流和（动力）平衡河流。又有一些学者则根据河床的平面形态特性将河流划分为弯曲河流、顺直河流、网状河流（或弯曲、单股、分汊）。还有一些专家在此基础上进一步考虑河床演变特点，将河床划分为弯曲性河流、周期增宽河流、游荡河流（或蜿蜒顺直微弯、分汊、游荡）等等[3]。

对于平原河流，具有不同平面形态（弯曲、顺直、分汊、散乱）的河段，河床演变也具有不同的性质，因此一般可以进一步将平原河流划分为顺直（微弯）、弯曲、分汊和游荡四种主要河型[6]，在这四种河型中，弯曲型与分汊型是比较稳定的，而游荡型是极不稳定的。

对于河型成因，李保如、谢鉴衡、张仁、金德生、屈孟浩、余文畴、倪晋仁等学者都进行过专门性的研究，获得了较大的进展。我们近些年为探索游荡型河流的成因，采用了一系列自然模型，一直进行着观测试验。

试验采用的模型沙材料分别有电厂粉煤灰(比重 $\gamma_s=2.05\sim2.1$)、煤屑及煤灰($\gamma_s=1.4\sim1.5$)、塑料沙($\gamma_s=1.06$)及天然沙($\gamma_s=2.65$)等。粒径范围很宽,而且既有大型的悬沙或底沙动床模型,又有小型的以轻质沙模拟推移质运动的底沙模型,先后已塑造出大小不同种类的模型小河 20 多条。初步研究结果表明:不同河型的形成是水流与河床泥沙相互作用的结果。只要水流具有相应的强度,任何可动河床周界条件下都可能形成游荡型、分汊型及弯曲型河流。例如我们采用铺有粒径 $D_{50}\approx0.15$mm 的塑料沙开展的水槽试验,颗粒间基本上无什么粘性可言,在不大的水流强度下,即能形成一个宽浅、散乱的游荡型模型小河;当流量减小,即水流强度减小到一定程度后,河型变为分汊型;进一步把流量减小,使水流强度变得相当微弱后,其水力特性与河床边界较为适应,亦能形成一个微弯的模型小河(上述三类试验采用的初始河床条件均为一个小直槽)。为进一步从定量上进行判别,必须找出能够反映水流与河床泥沙相互作用大小的稳定指标(见下文)。

在进行桥渡设计时,按河段稳定情况和河床演变特征及桥渡设计的要求,还可将河段划分为如下 7 种类型:

1. 峡谷性河段。该类型的河段岸线不变,河槽固定,河床冲淤极微弱,多呈下切加深的趋势。

在具体工作中,如果河床窄深、床面基岩裸露或为胶结沉积层,且河床纵坡大、多急弯、卡口,即可定为峡谷性河段。

2. 稳定性河段。该类型的河段岸线基本稳定,变形速度缓慢,河槽冲淤变化不大,主流在河槽内很少摆动。其河岸为抗冲刷能力较强的土壤组成,如硬粘土,紧密的砂夹卵石,以及风化岩等。河床多为粒径较小的卵砾石及砂组成,在下游河

段常以砂粒土组成。

在具体工作中，如果岸线整齐，河槽稳定，断面多呈“U”形，滩槽分明，各级洪水流向基本一致，即可定为稳定性河段。

3. 次稳定性河段。该类型的河段岸线不太稳定，洪水期有塌岸现象，河槽内冲淤比较明显，主流在河槽内摆动，边滩、沙洲不稳定，洪水期有所变形或下移。在平面上，河道微弯或蜿曲，如果水流分汊，则沙洲不稳定，汊道变化，滩槽分明，边滩一般较发达。在断面上，河槽较宽浅，断面以复式为多，河岸抗冲刷能力较差，多为砂质粘土或砂砾石，河床多为中等的卵砾石或粗沙组成。其水文特点为，高低水位流向差别很大，洪水期漫滩流量较大。

稳定性河段与次稳定性河段的区别为：前者岸线、河槽、与洪水主流均基本稳定，变形缓慢；后者河湾发展、下移，主流在河槽内摆动。

4. 变迁性河段。该类型的河段岸线不稳多变，洪水期塌岸严重，河床冲淤变化大，床面有淤高之势，洪水期主流摆动不定，常产生严重的集中冲刷。在平面上，河段弯曲或微弯，水流分汊，沙洲较多，有的不易划分河槽与河滩。在断面上，河床开阔，河槽断面多呈锯齿形，有的中间高两边低，河床组成常与河岸组成相近，抗冲能力差，以砂夹卵砾石为多。其水文特点为，大小洪水流向不一致，水面宽度变幅较大，水面常呈现横比降，同一断面上水面很不平，有自然壅高。

变迁性河段与次稳定性河段的区别为：前者主流在整个河床内摆动，幅度大，变化快，河床有可能扩宽；后者主流在河床内摆动，幅度小。

5. 游荡性河段。该类型的河段岸线很不稳定，历年变化

无常，主流游荡不定，沙洲、沙滩推移快、变形大，冲淤变化强烈，集中冲刷严重，床面淤积抬高，河槽容易改道。在平面上，河段大体顺直或微弯，河身宽浅，沙滩密布，汊道交织，通常不易划分河槽与河滩。在断面上，河床平坦开阔，有时呈地上河，河岸与河床组成接近，粒径小，多为细沙及粉沙。其水文特点为，洪水流向不定多变，水流散乱，洪水含沙量大。

游荡性河段与变迁性河段的区别为：前者土质颗粒细、冲刷深、回淤快，主流不仅在整个河床内摆动，甚至造成整个河槽改道；后者颗粒粗，冲刷浅，由于河床淤高、扩宽和主流摆动，造成主槽变迁，河岸傍切扩宽幅度小。

6. 宽滩性河段。该类型的河段河槽岸线不稳，洪水期易坍岸，河槽平面常发生变形，摆动幅度较大，河槽经过多年冲淤交替作用，可能出现裁弯取直，老河槽淤死，成为月牙泡等。在平面上，河槽蜿蜒或微弯，不稳定的河段上，有明显的曲率增大、河湾下移和产生汊流等情况，滩槽易划分。其河岸与河床组成接近，多为沙土或粉沙土。

宽滩性河段地势平坦，洪水泛滥宽度可达几公里至十几公里，滩槽宽度比可达 5 倍以上，河滩流速小，河槽流速大，河滩流量占总流量的 40%以上。

7. 冲积漫流性河段。该类型的河段两岸不受约束，岸线极不稳定，河槽形态、位置极不稳定，主流在洪水漫溢范围内摆动不定，自然冲淤严重，床面逐年淤高，集中冲刷明显。在平面上，河段呈冲积、扩散状，大体顺直或微弯，河床极宽浅、汊道交织，多呈网羽状，通常分不出河槽与河滩。在断面上，呈锯齿状，中间高两边低，岸槽高差甚小，河岸与河床组成接近，多为卵砾石。其水文特点为：洪水流向常与河段总方向一致，水

流散乱、漫流，同一横断面上水面很不平，自然壅高很大。

冲积漫流性河段地貌大致具有冲积扇体特征，床面逐年淤高，较游荡性河段明显。洪水股流按总趋势在较高的沟槽中通过。

上述关于河段类型的划分较细，尽管有些方面不十分严格，但毕竟更为具体化，在河流桥渡设计工作中，具有一定的参考价值。同时也可看出，区划河段类型是极其困难的，我们还应该进一步从定量上对河流的综合稳定性加以描述，以便在具体工作中，对河段有更确切的认识，下文对于河流综合稳定性指标的引入，即出于此种目的。

## 二、造床流量

在天然河流中，水力与泥沙条件是因时而异的，在研究河床演变规律时，需要确定一种有代表性的流量值作为依据。为此，就提出了造床流量的概念。

多沙河流的河相关系相当复杂，造床流量对塑造河床形态所起的作用最大。研究河床演变和从事河道整治工程规划设计需要确定一个更为确切的造床流量，但如何选取造床流量，至今尚无一致的认识，兹将已有方法分述如下：

1. 平滩流量法

“平滩流量”是指当大河水位到河漫滩（或边滩的滩边）高度时相应的流量。试验和资料分析均可看出，水位由枯水位上升至平滩水位时，水流的造床作用不断增强，而当水位继续上涨，水流漫滩后，水流分散，造床作用反而有所降低[6]。在实际工作中，由于滩地高程不易确切确定，因此一般都是选取一个较长的河段作为依据。在某一流量下，如果各断面的水位基

本上与该河段的河漫滩(或边滩)高程齐平时，这个流量可作为造床流量。

黄委会水科院曾认为平滩流量 $Q_{平}$ 与多年汛期平均流量 $\overline{Q}_{汛}$ 有关，得出下式[9]：

$$Q_{平} = 7.7\overline{Q}_{汛}^{0.85} + 90\overline{Q}_{汛} \qquad (3—1)$$

钱意颖教授最近在研究水库调水调沙运用方式时，也提出了如下形式计算平滩流量的公式[10]：

$$Q_{平} = 8.82Q_{cm}^{0.77} \qquad (3—2)$$

式中，$Q_{cm}$为各级流量输沙量关系中峰值相应的流量。

Williams G. P. 提出平滩流量与过水断面面积 A 及比降 J 的关系如下[9]：

$$Q_{平} = 4.0A^{1.21}J^{0.28} \qquad (3—2)$$

平滩流量法，概念清楚，方法简易。但对于多沙河流，特别是黄河游荡性河段，河槽摆动频繁，滩沿高程变化很大，各河段很难制定一个统一的区划尺度，而且断面测验数极少，一般缺少同步观测资料，则无法入手。若用点绘水位流量关系的办法来确定，又往往会因河床冲淤变形过速，而难以保证实际要求的精度。为了客观地确定造床流量，不少学者建议引入输沙率法，以反映水流与河床的相互作用。

2. 输沙率法

日本学者造村用输沙率加权平均的流量作为造床流量[8]，即：

$$Q_{造} = \frac{\sum_{i=1}^{n} Q_{si}Q_i}{\sum_{i=1}^{n} Q_{si}} \qquad (3—4)$$

式中，$Q_{造}$ 为造床流量；$Q_i$ 为第 i 级流量，$Q_{si}$ 为相应于第 i 级流量的输沙量；n 为流量分级总数。

我们开展专项试验和原型资料分析后发现，式(3—4)主要取决于流量过程，难以反映多沙河流含沙量增减对造床流量的影响。

马卡维也夫认为某一流量的造床作用与其输沙能力有关，同时也取决于造床历时[3,6]。他进一步以该流量出现的频率 P 表示造床历时，并以下式表示输沙能力：

$$G_{s*} = k_i Q^m J \qquad (3—5)$$

从而认为当 $Q^mJP$ 最大时，所对应的流量即为造床流量。

采用黄河大量实测资料分析后发现，马氏方法含有一个观测精度难以保证的比降，且它同流量 Q 看不出任何相关关系(图 3—2a)，因而点绘不出 Q～J 关系曲线。该法很难具体使用。从分别点绘的输沙率 $G_s$ 与 Q、J 及 VJ 的关系图(见图 3—2b、c)看来，点群都十分乱，表明很难由实测资料确定 m 值的大小，而且比降型输沙率公式在多沙河流上是不适用的(包括 m＝2 时也是如此，见图 3—2d)。按照马氏方法作者对一些典型年汛期造床流量进行了分析，结果表明，该方法在某种程度上夸大了大洪水的造床作用[11]。

作为对马氏方法的修正，1982 年我们曾将 $Q^mJP$ 改为 QSP[11](实际上与 M. G. Wolman 和 J. P. Miller 的地貌功的概念[3]类同)，利用水文资料分析较为方便，但得到的造床流量小于平滩流量，似夸大了造床历时的作用。

3. 输沙量法

60 年代中期，郭体英等学者曾对黄河下游的造床流量、平滩流量等进行过系统的分析和研究，认为可以采用沙量法

和水量法确定造床流量，即分别计算各流量级下的总输沙量W。或总输水量，以输沙量或输水量最大时所对应的流量为造床流量。分析表明，沙量法所得结果与实际接近，克服了马氏方法的一些缺陷，有较大的使用价值；而水量法求得的造床流量值，似有些偏小[11]。

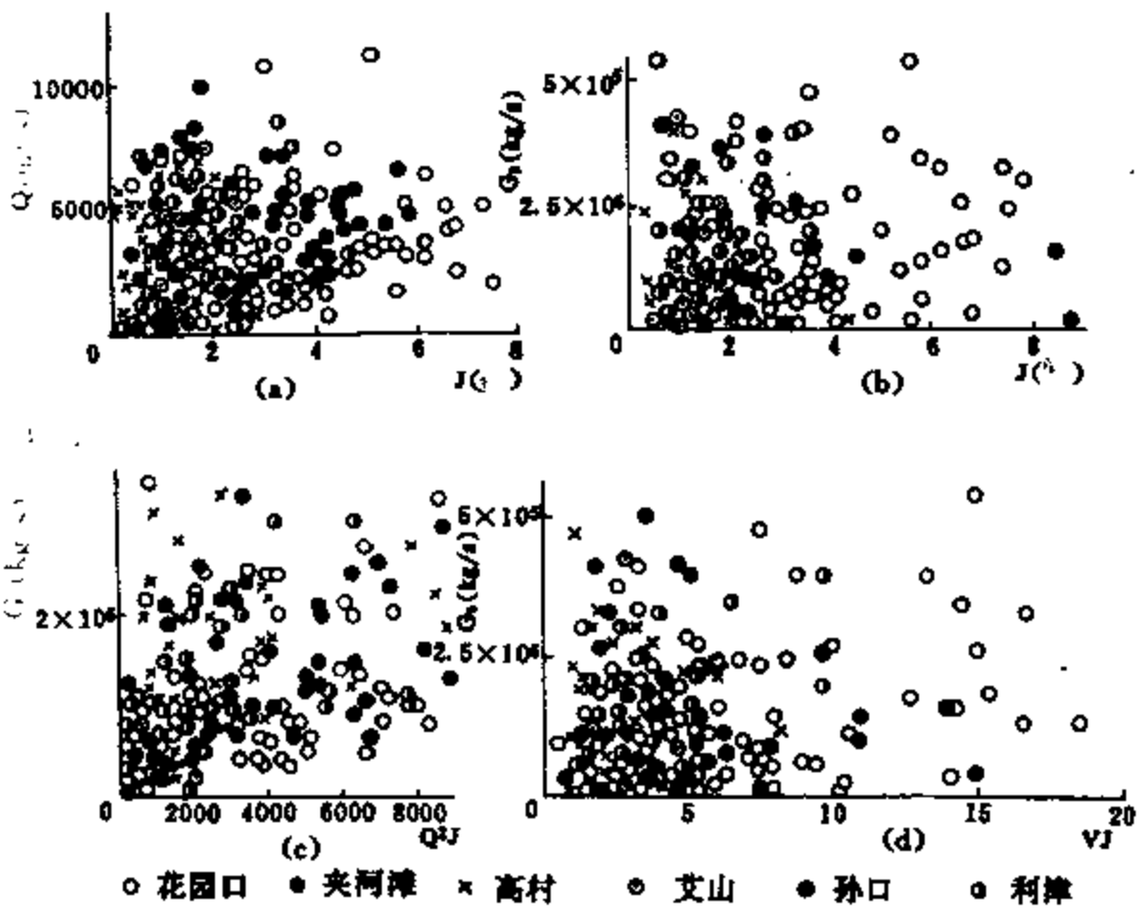



图 3—2　Q～J、$G_s$～J、$G_s$～VJ 及 $G_s$～$Q^2J$ 关系图

4. 河床变形强度法

勒亚尼兹认为应采用相应于某时段的平均河床变形流量作为造床流量，他所建议的河床变形强度指标公式为[11]：

$$N = \frac{HJ}{D}\left(\frac{V_1^3}{V_2^3} - 1\right) \qquad (3—6)$$

式中，D 为河床质粒径；$V_1$ 为河段上游断面的平均流速；$V_2$ 为河段下游断面的平均流速。

在确定某河段造床流量时，先给出每一流量相应的河床变形强度指标 N 随时间变化的过程线 N～t。然后从枯水期末开始，绘制河床变形强度指标的累积曲线 ΣN～t，连接该曲线的起点和最大值点，此直线的坡度即为在此间的平均河床变形强度指标 $N_{cp}$。最后再由得到的平均河床变形强度指标在流量过程线上求出其相应的流量，这种流量可能有两个，取其平均值即为造床流量 $Q_{造}$。

勒氏方法将造床流量与河床变形强度相联系，从概念上讲是比较合理的。但经分析发现[11]，以式(3－6)形式表达的河床变形强度指标不适用于黄河下游及其它多沙河流。一方面河床变形强度 N 与 D 呈反比，恰与黄河下游河道情况相悖，且同样存在着水面比降 J 不易确定的问题。另一方面，如果取短河段进行研究，一般没有流速测验资料；如果取长河段并假定能内插全部流速值，$V_1>V_2$ 或 $V_1<V_2$ 的情况在黄河下游是经常出现的，而实际河床变形的方向(N 的正负号)及其强度大小，并不是完全由 $V_1$ 和 $V_2$ 之间的关系来决定的，尤其是洪水漫滩后的涨水、落水过程，河床的变形强度远不能为式(3－6)所描述，因此采用勒亚尼兹的河床变形强度法确定多沙河流的造床流量是困难的。

我们在系统研究挟沙水流造床过程的基础上，发现不仅含沙量面且泥沙粗度、河床边界条件等因素，对造床过程及其河床形态都有显著的影响，因此认为在确定造床流量时，也应当反映这些因素的作用[12]。作为对马氏方法的改进，引入水流挟沙力 $S_*$，将式(3－5)确切地表示为：

$$G_{S_*} = QS_* \qquad (3-7)$$

从而视 $QS_*P^m$ 最大时所对应的流量为造床流量(这一方法可称之为输沙能力法)。

考虑到多沙河流非汛期枯水特点、为方便计,取 P 为汛期各级流量出现的频率,其中水流挟沙力 $S_*$ 采用通用公式(2—119)计算。

由式(2—119)不难看出,引入 $S_*$,可以使我们在确定造床流量时,不仅需要考虑流量过程,而且还可适当反映泥沙存在的影响,反映水流强度及泥沙粗度对造床作用的影响,显然从概念上更完善一些。

采用 1975～1985 年水沙资料,对黄河下游花园口、夹河滩、高村、孙口、艾山、利津诸河段进行了分析计算,认为采用上述输沙能力法确定造床流量时,取 m＝0.6 较为适当[61]。由图 3—3 给出的分析结果可以看出,黄河下游造床流量一般为 1500$m^3/s$ 左右,该流量出现的频率为 2.6%～3.4%,平均为 3%(汛期出现的频率平均为 10.2%)。其次,Q＝3000～4000$m^3/s$ 的流量级对下游河道的造床作用亦是相当显著的。

对黄河下游各水文站断面平滩流量进行了分析,得到平滩流量 $Q_{平}$＝3500～7000$m^3/s$,平均在 5000$m^3/s$ 左右,与上述输沙能力法得到的结果基本一致。

此外,采用 1992 年黄河下游汛期水沙条件对造床流量进行分析的结果表明,花园口和夹河滩的造床流量分别为 3500$m^3/s$ 及 3000$m^3/s$[63],比一般水沙条件下求得的造床流量小 1000～3000$m^3/s$,这正是黄河花园口"92·8"洪水期流量在 3000～3500$m^3/s$ 时即漫滩的原因所在。

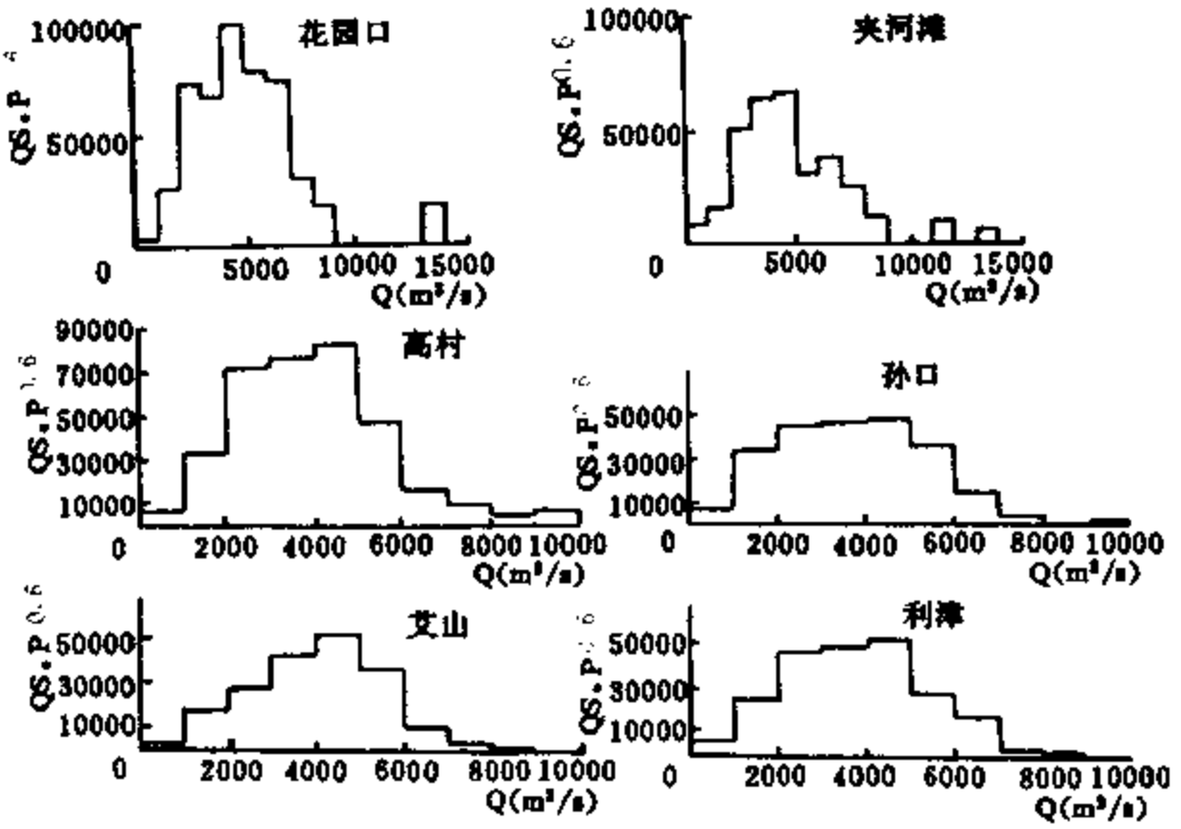



图 3—3　黄河下游诸站造床流量分析结果

## 三、河相关系

河相关系是指河床几何形态与水流、泥沙及河床边界条件间的关系。在一定的边界及来水来沙条件下，河床将调整它的坡降及断面形态，力求使挟沙能力与上游来沙条件相适应。河相关系一般应包括横断面河相关系、纵剖面河相关系及平面河相关系。此类河相关系又有所谓沿程河相关系与断面河相关系之分。前者描述不同的河流或同一条河流的上、下游之间由于水沙条件及边界条件的不同面引起的河床形态的变化。它是通过某一特征流量(往往取造床流量)，把不同断面的资料联系在一起，用以描述冲积河床的总轮廓。后者则描述同

一断面的河床尺度或宽深关系随流量的变化规律，主要用来确定河床横断面形式。由于河相关系表示在一定来水、来沙和河床边界条件下，最适宜的河床形态，因此研究河相关系问题，对于帮助我们认识冲积河流的河床形态规律，进行冲积河流的水力计算或拟订河道整治方案，都具有非常重要的意义。

河相关系问题的研究已有近百年的历史，下面根据所反映的河床形态特征及考虑的主要因素，分别加以介绍。

### (一)河床纵剖面的河相关系[3,6]

河床纵剖面是一条阶梯形的或波浪形的曲线。但是如果我们着眼点不是个别微小河段，而是全河段河床纵剖面的平均形态，那么就可以将河床纵剖面看成一条连续的光滑曲线。根据河流实测资料分析，它大致与枯水期的水面曲线相近。曾有不少学者试图采用对数曲线、指数曲线、双曲线、抛物线和旋轮线等几何曲线，来描述河床纵剖面形态，如格林(Green)公式：

$$z = z_0 - Klg(L - x) \qquad (3-8)$$

式中，z 为某点河底高程；$z_0$ 为河源河底高程；L 为河长；x 为某点距河源距离；K 为系数。

更多的学者则直接寻求河床纵比降与水力、泥沙因子间的经验关系。如阿尔图宁根据中亚河流资料得：

$$D = 4710J^{0.9} \qquad (3-9)$$

式中，D 为床沙粒径，以 mm 计；J 为河床纵比降，以百分率计。

钱宁教授整理黄河资料得到的比降与床沙中径 $D_{50}$ 的关系式为：

$$J = 37D_{50}^{1.3} \qquad (3-10)$$

式中，J 为比降，以万分率计。

另一些学者认为，流量是塑造河床纵剖面形态的主要因子，如马卡维也夫公式：

$$J = \frac{K_0}{Q^{2/3}} \qquad (3-11)$$

式中，$K_0$ 是与流速、糙率及断面形态有关的一个函数，他建议对每一个具体河段应分别率定 $K_0$ 值。概括影响因素较全面的，是李保如教授根据长江、黄河、永定河及试验室模型小河的资料，整理而成的如下公式：

$$J = 0.00455\left[\left(\frac{S}{Q}\right)^{0.5} D_{50}\right]^{0.54} \qquad (3-12)$$

式中，S 为平滩流量时的含沙量，以 $kg/m^3$ 计；其它符号同前。

**(二)横断面河相关系**

河相关系的研究，最初是从稳定渠道断面形态开始的，比较有影响的有肯尼迪、莱西、布伦奇等提出的公式[14]。后来里奥普和麦杜克致力于寻求河流横断面形态要素与水力泥沙因子的关系，根据美国西部大量平原河流资料，得到下列一组描述天然河流河床形态的经验关系式[15]：

$$\left.\begin{aligned} B &= \alpha_1 Q^{\beta_1} \\ H &= \alpha_2 Q^{\beta_2} \\ V &= \alpha_3 Q^{\beta_3} \end{aligned}\right\} \qquad (3-13)$$

式中，Q 为同频率流量；$\alpha_1$、$\alpha_2$、$\alpha_3$ 为系数；$\beta_1$、$\beta_2$、$\beta_3$ 为指数。系数和指数应符合下列条件：

$$\left.\begin{aligned} \alpha_1\alpha_2\alpha_3 &= 1 \\ \beta_1 + \beta_2 + \beta_3 &= 1 \end{aligned}\right\} \qquad (3-14)$$

根据我国游荡型河流及李保如等学者的模型小河平滩流量的

[illegible]

[illegible]河床横断面形态的关系：宽度、平均深度之间的相互关系。较习见的是1924年格鲁什科夫根据前苏联平原河流资料求得的下列经验关系：

$$\frac{\sqrt{B}}{H}=\xi \qquad (3-14)$$

式中，B为平滩水位下河宽（m）；H为平滩水位下平均水深（m）；ξ为系数，往往称为河相系数。

根据我国一些河流资料，长江荆江弯曲型河段ξ=[illegible]，[illegible]河段ξ=12.0～13；黄河花园口以下河段ξ=12.4。

阿尔图宁分析了前苏联中亚大量河流资料后，得到下列经验关系：

$$\frac{B^m}{H}=\xi_1 \qquad (3-16)$$

式中，$\xi_1$为系数；m为指数。

[illegible]形式简单，应用方便，与其它基本方程联解，所得[illegible]形下方程式，在正确选择某些参数的条件下，也能满足一般生产的需要。

维利坎诺夫，在评论格鲁什科夫等人的成果时，指出了其不符合最细和谐原理的缺陷，而且经验常数ξ及$\xi_1$与粒径D之间没有明显的关系，于是在式(3—15)中引入D，得到下式：

$$\frac{BD}{H^2}=c \qquad (3-17)$$

上式引入了宽深比与河床质粒径D有关的概念，但也仅仅适用于极端活动的河床，而对于一般情况缺乏深入研究，故

应用时难以掌握。为此维利坎诺夫通过量纲分析法则，给出如下河相关系式[16]：

$$B = A_1 D\left[\frac{Q}{d^2\sqrt{gDJ}}\right]^{x_1} \qquad (3-18)$$

$$H = A_2 D\left[\frac{Q}{d^2\sqrt{gDJ}}\right]^{x_2} \qquad (3-19)$$

式中，$A_1$、$A_2$ 为系数；$x_1$、$x_2$ 为指数。根据长江荆江弯曲型河段资料得：$A_1=1.16$，$A_2=0.163$，$x_1=0.386$，$x_2=0.311$。而采用华北游荡型河流及李保如等学者的游荡型模型小河资料得 $x_1=0.385$，$x_2=0.325$。

以上介绍的河相关系式都是经验公式，局限性较大，在实际工作中，应利用本河流或条件类似的河流的实际资料进行验证，并推求公式中的系数和指数。根据近代河流动力学理论，河相关系式也可以从理论上进行推导，但尚无具有较大使用价值的成果。最后还应说明，上述河相关系式都是指某一频率洪水流量下获得的，因此在其它流量下不适用。

**(三)河床稳定性指标**

在河床演变研究中，不少情况下只要求对河流的稳定性作出评估，而这种评估对于认识一条河流又是十分必要的。大自然的作用，使不同地区的河流各具复杂壮丽的地貌景观。有的宽浅散乱，有的蜿蜒曲折，有的则河汊交织，因此河流学家从不同角度提出了一些稳定指标。例如，洛赫京提出纵向稳定系数：

$$\Phi'_h = \frac{D}{J} \qquad (3-20)$$

此后又进一步修正为[8]：

$$\Phi_h = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \frac{D}{HJ} \qquad (3-21)$$

式中，D 为床沙粒径；J 为河床比降；H 为平均水深；$\gamma_s$、$\gamma$ 分别为泥沙及水的比重。

文献[17]对上式的正确性进行过论证。

为反映横向稳定特性，谢鉴衡教授提出如下形式的横向稳定系数：

$$\Phi_h = \frac{Q^{0.5}}{J^{0.2}B} \qquad (3-22)$$

式中，Q 为平滩流量；B 为相应河宽。

另外，谢鉴衡教授还建议采用下式反映河床的综合稳定性：

$$\Phi = \frac{D}{HJ}\left(\frac{Q^{0.5}}{J^{0.2}B}\right)^2 \qquad (3-23)$$

原作者指出，利用上式尚不能给出一般河流通用的游荡河段与过渡河段的分界 Φ 值，因而有一定的局限性。钱宁及周文浩通过系统的研究后，提出如下形式的游荡指标[3]：

$$\theta = \left(\frac{HJ}{D_{35}}\right)^{0.6}\left(\frac{B_{max}}{B}\right)^{0.3}\left(\frac{B}{H}\right)^{0.45}\left(\frac{Q_{max}-Q_{min}}{Q_{max}+Q_{min}}\right)^{0.6}\left(\frac{\Delta Q}{0.5TQ}\right) \qquad (3-24)$$

式中，T 为洪峰历时。

上述游荡指标包含的影响因素很全面，对于黄河下游实际情况是适用的。但南方一些洪峰变差系数甚大的河流仍较稳定，因而象洪峰陡度 $\Delta Q/(0.5TQ)$ 及流量变幅 $(Q_{max}-Q_{min})/(Q_{max}+Q_{min})$ 这一类参数的作用是有限的[18]。从一些河流的实际情况来看，汛期最小日平均流量 $Q_{min}$ 对于河床的游荡性几乎没有什么影响。至于洪峰陡度，似乎也只具有第二位

的意义，对它我们曾专门进行过试验论证[10]，即通过保证流的重床试验（试验陡度为零），同样可得到一些河道的变形大的模型小河。此外，象金德生提出的式(3－24)，是在中游山间冲积河条件下建立的，当面细的冲积大量天然资料，采用如下的，细沙及粗沙河床的河相关系式：

$$\frac{\sqrt{B}}{H}=\frac{1}{\sqrt{\frac{\gamma_s-\gamma}{\gamma}\frac{D_{50}}{H}}} \qquad (3-25)$$

式中，$\gamma_s$为河床泥沙颗粒容重，$\gamma$为河道水流容重。

上式考虑因素全面，具有较大的实用价值，但量纲不和谐，且对分汊型河段及模型小河的情况缺乏研究，其适用性受到一定的限制。

我们在前人研究成就的基础上，采用自然模型试验方法，先后选出5个分属不同河型的模型小河，研究了冲积河流各水力因素与边界条件以及水沙条件之间的关系，对反映或影响不同河性特征的主要因素进行类比分析后，认为可采用下式作为河流稳定性指标：

$$Z_w=\left[\left(\frac{J}{\gamma}\right)\left(\frac{\gamma_s-\gamma}{\gamma}\frac{D_{50}}{H}\right)^{\alpha}\right]\left[\left(\frac{H}{B}\right)^{\beta}\right] \qquad (3-26)$$

上式右端的第一个中括号代表的部分反映河流的纵向稳定特征，后面的中括号部分反映其横向稳定特征。运用相似转化原理，同时参照模型试验结果，可定出指数$\alpha=1/3$，$\beta=2/3$，因此，上式可进一步表示为：

$$Z_w=\frac{\left(\frac{\gamma_s-\gamma}{\gamma}D_{50}H\right)^{1/3}}{JB^{2/3}} \qquad (3-27)$$

采用大量天然河道及模型资料，对式(3—27)验算后可发

现[18]，$Z_w$ 值随河型不同呈规律性变化。不难将 $Z_w<5$ 划分为游荡型河流，特别是 $Z_w<3$ 后，河道游荡特性更为显著；而弯曲型河流 $Z_w>15$，尤其是那些典型的弯曲河段 $Z_w$ 值很大，往往比典型的游荡型河段的指标值大几十倍；至于分汊型河段，由于 B 采用的是分汊后的河宽值，$Z_w$ 的取值范围为 5～15，其综合稳定性介于游荡型和弯曲型之间。尚须指出的是，由式(3—27)表示的综合稳定性指标具有四个优点：(1)量纲和谐；(2)同时反映了河流的纵向和横向稳定特征；(3)能适用于地理条件差异很大的、河床组成为中细沙和砾卵石的河流；(4)能同时适用于原型和模型。因此不仅对于确定不同河型的河流特性具有重要意义，而且还可在进行河流模拟时作为河型相似准数。

为便于比较，文献[21]同时列举了相应的河相系数 $\zeta$ 和纵向稳定系数 $\Phi_h$，结果表明，无论前者还是后者，对河型的区划都是极为困难的。

实际上，式(3—27)描述了不同河型河流均衡条件下河宽、水深、比降及粒径等特征物理量之间的函数关系，因而可以作为一般冲积河流的综合河相关系。对于游荡型河流，$Z_w\approx2.2$；弯曲型河流 $Z_w$ 则根据弯曲系数而定，一般定 $Z_w\approx25$；至于分汊型河段，可分为次稳定分汊和稳定分汊两类，前者 $Z_w\approx8$，后者 $Z_w\approx13$。将这些 $Z_w$ 值分别代入式(3—27)，相应得到的河相关系，初步看来与实际情况较为符合。

## 第四节　山区河流的河床演变

大中型河流的上游，多流经地势险峻、地形复杂的山区，

而一些较小的支流，全河可能都位于山区[1]。

山区河流的平面形态受地质构造和岩石性质的影响很大，常呈现峡谷段和宽谷段相间的藕节状外形。在背斜构造或岩石的抗冲性能较强的地区常发展为峡谷河段，那里谷坡陡峻、基岩裸露，两岸及河心常有巨石突出，岸线极不规则。在向斜构造或岩石的抗冲性能较弱的地区，常发展为宽谷河段，那里岸坡平缓、阶地发育，河中常有河漫滩、心滩等泥沙堆积物。纵剖面形态，由于沿河构造和岩性的差异，存在着许多折点，常表现为上凸曲线型式。横剖面形态，往往为发育不完全的V字形或U字形河谷，两岸谷坡陡峻、坡面呈直线或曲线型。

由于山区坡面陡峻，岩石裸露，径流系数大，汇流时间短，因而山区河流洪水暴涨暴落，又绝大部分落差都集中在某些局部河段上，容易形成流速很高的急流或瀑布。由于流量变幅大，加上河谷断面峡窄，调蓄能力低，其水位变化也很大，洪枯水位差可达数米，甚至数十米。此外，由于河床上存在着急弯、石梁、卡口等局部障碍物，这些地方往往产生较大的横比降，引起较强的横流。与坡降相应，山区河流流速一般都较大，常在2m/s以上，且沿程变化亦大，急流河段，可高达7～8m/s，而在缓流河段上，其流速也可能小于1m/s。由于河床形态极不规则、山区河流流态十分紊乱，常有回流、泡水、漩涡、跌水、水跃、横流等流态，流象险恶[3]。

山区河流挟带的泥沙多为细沙、粉沙和粘土，而组成河床的泥沙多为卵石、块石和基岩，二者性质迥然不同，因此山区河流悬移质含沙量一般处于不饱和状态，挟运的泥沙都可看作冲泻质。其沙量的主要来源是汛期暴雨的冲刷，因而，一年中的来沙量大都集中在汛期几个月内，平时很少。山区河流的

含沙量大小视流域情况而异，有很大差异。在岩石风化不严重，植被良好的山区，含沙量很小，汛期也不过每立米几千克在岩石风化严重，植被较差的地区，含沙量就很大，每立米可高达几百甚至1000多千克，有的地区还常形成泥石流[5]。

研究山区河流的河床演变，实际上也就是研究卵石的冲刷、搬运和沉积的过程[3]。因卵石粒径较大，只有洪水季节才能运动，加上流速沿程变化的不连续性，因而卵石推移质运动呈间歇性，平均运动速度也很低。长江三峡河段的卵石推移质观测资料表明，某峡口的上游，壅水作用所造成的回水区使卵石淤积下来，非汛期时峡口回水作用消失，使淤积的卵石自宽谷段搬到峡谷段，并在那里堆积下来，到下次洪水时，又自峡谷段搬运到下一个宽谷段去。在山区河流的弯曲段，有规则的深槽和浅滩，也常常是非汛期卵石自浅滩移向深槽，汛期自深槽移向浅滩。

由于水力分选的作用，山区河流中的推移质卵石粒径有沿程递减的趋势，而且就某一河段而言，山区河流的河床组成还具有级配很分散的特点。例如我们在研究寻峪沟的治理方案时，发现从粘土到砾石和漂石皆备，山洪暴发之时，沙石俱下，直径很大的漂石也有所运动。洪水过后，不仅在桥墩或河岸突出物所造成的缓流区可发现有大量细沙落淤，而且在由卵石所组成的骨架的空隙中，也可找到很多粘土。

山区河流在河道外形上，同样具有弯曲、游荡、分汊、顺直几种基本类型。例如寻峪沟沟口段，就是一个典型的山区游荡型河段，具有主流摆动频繁和水流堆积作用显著以及河身宽浅等特点。寻峪沟汇入洛河（洛河除下游一段外，也属山区河流），沟口形成冲积扇，侵占洛河河身，挤压主流流路。因此在

研究山区河流的河床演变规律时，要对两岸溪沟汇入状况进行认真的分析。

山区河流中水流输沙能力远大于其实际的输沙量，属于侵蚀性河床，河床变形以冲刷下切为主，但因河床多为基岩或卵石组成，抗冲性能强，故河床变形缓慢，以致在短期内几乎看不出有什么变化。在一般工程问题中，有时可以认为河床基本上是不变的。但某些山区河流遭受强烈外因容易发生急剧变形，例如山崩、地震、大滑坡等，在短时间内，能堵塞河谷，上游形成壅水，因此也应有所考虑。

对于重要的工程问题，尚必须认真考虑山区河流的河床演变规律。山区河流在悬移质有可能发生沉积的地方，冲淤变化较大，例如在两个急滩之间的缓流区，悬移质泥沙有可能在非汛期淤积下来，到汛期又被冲走。黄河三门峡下游两磧之间的缓流河段，经过一个非汛期，往往落淤几米厚的细沙，入汛后又逐渐被冲走。

山区河流往往宽窄相间，在峪谷的进口处，洪水期有较强的壅水作用，引起上游宽谷段内比降变缓，流速降低，从而使得推移的卵石甚至悬浮的泥沙在上游宽谷段内落淤，淤积厚度有时可达几米甚至几十米；汛后水位回落，壅水作用消除，比降、流速增大，淤积的泥沙又被冲刷搬运到下游去。如是年复一年地冲淤循环交替。有时，大水大沙年淤积下来的泥沙量较多，非汛期不能全部冲走，一直要等到一个大水少沙年才可能完全冲走，从而使得河床产生以多年为周期的冲淤变化。非汛期由宽谷段冲刷下移到峡谷段的泥沙，由于此处水深较大，流势较缓，因此可能有相当大一部分泥沙落淤下来。宽谷段在洪水期往往出现主流易位现象，因而演变特性较窄谷段复杂

一些。

山区河流的水沙特性和演变特点，在山区桥位设计时必须予以充分考虑[2]。

## 第五节　平原河流的河床演变

### 一、演变概况

大中型河流的中下游多流经广阔的冲积平原。一般讲，平原河流的河谷宽广，在河谷中分布着广阔的河漫滩，在河漫滩上广泛分布着一些与水流方向大致平行或斜交的狭长沙丘。其纵剖面多为下凹的曲线[1]，纵剖面上没有显著的台阶状变化，但由于水流与河床的相互作用，常出现波浪形的起伏状态，沿程深槽与浅滩相间，其横断面形态视不同河段而异。

平原地区坡度平缓，土壤疏松，径流系数小，汇流时间长，但流量变幅不大，洪枯流量比值较小，因而，水位变幅亦不大，水流平均流速也不大，一般均在 2～3m/s 以下。

平原河流的形成过程主要表现为水流的堆积作用，河谷中形成深厚的冲积层，河口淤积成广阔的三角洲。我国黄河下游的华北平原和长江三角洲，便是这样形成的。

平原河流的冲积层一般较厚，并表现为分层现象。最深层多为卵石层，其上为夹沙卵石层，再上为粗、中沙、以至细沙，枯水位以上的河漫滩表层有粘壤土或粘土层。泥沙组成的分层现象与河流的发育过程有关。一般说来，沙、卵石多为冰川期堆积物，沙层则为近代水量小、海平面较高时的堆积物。

平原河流中悬移质泥沙，以粉沙和粘土为主，而其中主要是冲泻质。沙量来源主要是流域表面的土壤侵蚀，一年中的沙

量大部分集中在汛期几个月，特别是来自几次较大的洪水过程。

平原河流河床演变，主要表现为河床循环的往复变形，特别是河床的平面变迁和河床上泥沙成型堆积体的运动。因此，平原河流冲淤变化的速度较快。

平原河流平面形态具有一定的规律性，各种河型的河床具有各自的演变规律，兹分述如下。

## 二、顺直(微弯)型河道演变

顺直型河道多存在于狭窄、顺直的河谷中，或河谷虽然宽阔，但河漫滩发育较高，且多由难冲的粘土和沙粘土构成，表面生长有植物或人工控制情况下，一般多出现在河流的中、上游。其一般形态为：中水河槽比较顺直或略有弯曲，两岸边滩犬牙交错，主流线左弯右曲，水面波浪起伏，深槽与浅滩相间，但滩槽水深差别不大。

顺直(微弯)型河道河床演变特点如下[16]：

1. 深槽和浅滩冲淤交替。枯水期浅滩水面比降大，发生冲刷，冲刷下来的泥沙在下一个深槽中淤积下来，洪水期深槽水面比降比较大，发生冲刷，泥沙又被从深槽搬运到下一个浅滩上淤积下来。

2. 边滩和深泓线顺流下移，边滩就是一个大沙丘，在水流作用下，迎水坡不断冲刷，背水坡不断淤积，整个边滩不断向下游移动，随着边滩的下移，深槽、浅滩和深泓线也不断交换位置。

3. 河床周期性展宽和缩窄。由于边滩的发展，对岸将产生冲刷，因而枯水以上的河槽展宽了。当边滩发展过宽时，水流

绕过边滩时阻力加大，在洪水期就可能发生切滩现象，被切割的边滩成为心滩，而河槽则被心滩分成汊道。但由于新汊道短而直，易于冲刷扩大，而旧河道则相应逐渐淤塞，河槽又恢复单股河床，河宽又缩窄了，如此循环发展，因而对工程建设将造成一定影响。

## 三、弯曲型河道河床演变

弯曲型河道多存在于河谷比较宽广，两岸无较密对称控制，河岸和河底均由可冲刷土壤构成，但河岸抗冲能力比河底小，流量变幅小，中水期较长，比降平缓，流速不大的河段中，一般多出现在河流中下游。我国的荆江、渭河、北洛河、南运河、汉水等都是著名的弯曲型河道，其一般形态是左弯右曲，两个相反弯道间，由直线过渡段相连。

弯曲型河道河床演变特点如下：

1. 凹岸崩退和凸岸淤长：在河湾中存在着稳定的单向环流，面流指向凹岸，底流指向凸岸。由于含沙量沿水深分布不均，水面含沙量小，河底含沙量大，因此流向凹岸的表层水流的含沙量，将远较流向凸岸的底层水流含沙量小，流经凹岸的表层水流，将从凹岸攫取泥沙，但当流经凸岸时，又将释放出多余的泥沙，结果导致河湾的凹岸溃退和凸岸淤长。

我国古代风水先生很早就已将上述演变规律应用于实际的宅基地选择中[22]。事实上，风水水法理论之所以主张界水“来要之玄，去要屈曲，横要弯抱，逆要遮拦，流要平缓……”，无非是要求人们必须把阴宅阳宅选在流速不急的水湾内侧，即河湾的凸岸部分，因为这样可以借助弯道环流的作用，使基地随着时间的推移由水流冲积泥沙而增大，从而不用追加投

资，即可在一定时期后，达到扩大土地之目的。

为开展河湾环流的横向输沙计算，我们采用弯道横向流速沿水深分布公式(1—82)及含沙量沿水深分布公式(2—72)，得出单位面积上横向输沙率沿水深分布的表达式为(η为相对水深)[23]：

$$q_{sr}=\frac{75.86}{N_0}\frac{V_{cp}h}{\tau}S_{cp}exp\left(0.0931\frac{\omega}{\kappa u_*}arctg\sqrt{\frac{1}{\eta}-1}\right)f(\eta) \tag{3—28}$$

式中，$f(\eta)=\left(1+5.75\frac{g}{C^2}\right)\eta^{1.857}-0.88\eta^{2.14}$

$$+\left(0.034-12.5\frac{g}{C^2}\right)\eta+4.72\frac{g}{C^2}-0.088 \tag{3—29}$$

由计算及分析结果可看出[23]，悬浮指标愈大，$q_{sr}$沿垂线分布愈不均匀。由式(3—28)又可求出单宽横向输沙率：

$$G_r=\frac{75.86}{N_0}\frac{V_{cp}h}{\tau}S_{cp}\int_0^1 f(\eta)$$

$$exp\left(0.0931\frac{\omega}{\kappa u_*}arctg\sqrt{\frac{1}{\eta}-1}\right)d\eta \tag{3—30}$$

野外资料验证结果表明(图 3—4)，上式可在工程实际中应用。

此外，还可由以下二式分别计算沿水深上、下两部分的横向输沙率，即：

$$G_{r上}=\frac{75.86}{N_0}\frac{V_{cp}h}{\tau}S_{cp}\int_{0.5}^1 f(\eta)$$

$$exp\left(0.0931\frac{\omega}{\kappa u_*}arctg\sqrt{\frac{1}{\eta}-1}\right)d\eta$$

及

$$G_{r下}=\frac{75.86}{N_0}\frac{V_{cp}h}{r}S_{cp}\int_0^{0.5}f(\eta)\,exp\left(0.0931\frac{\omega}{\kappa u_*}arctg\sqrt{\frac{1}{\eta}-1}\right)d\eta$$

由以上两式计算后发现，悬沙愈粗(悬浮指标愈大)，下部输沙率愈大，上部输沙率越小，而且下部输沙率总是大于上部，亦即横向输沙总是不平衡的，从而引起弯道的凹岸溃退和凸岸淤长。

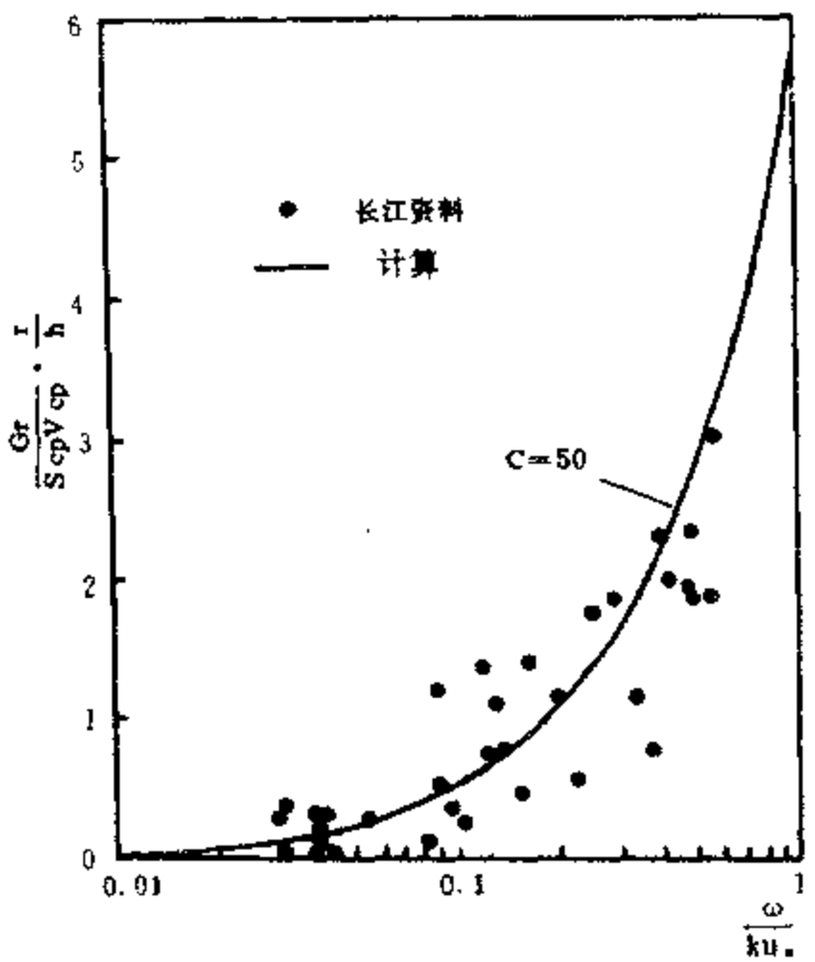



图 3—4　单宽横向输沙率计算结果与实测资料的比较

2. 河湾的发展和蠕动：凹岸溃退和凸岸淤长使得河湾在

平面上产生横向位移，但是这个位移在整个弯道上并不是均匀分布的。在弯道下半部，水流动力轴线经常逼近，顶冲凹岸，环流强度较大，崩坍较严重，结果使河湾曲率半径变小，中心角增大，河身加长，并使整个河湾呈现向下游蠕动的趋势。最常见的蠕动形式是：第一个弯道不断向右蠕动，第二个弯道不断向左蠕动；第三个弯道又不断向右蠕动；整个河段也缓慢地向下游蠕动。与此同时，两弯顶之间的河线还会产生一定的旋转运动。这种旋转运动是围绕着一个大体不变的枢纽点进行的。在弯道入口逐渐下移时，河线旋转枢纽点的位置一般也会逐渐向下游移动。过渡段太短时将会发生平行下移现象，而不发生旋转运动。

3. 裁弯取直和撇弯切滩：随着弯道的发展。河道愈来愈弯，终至形成很长的河环，此时河湾的起点和终点相距很近，当洪水漫滩时，存在较大比降，容易形成串沟，并逐渐发展扩大成新河，而老河则逐渐淤死，从而形成自然裁弯。

另外，当凹岸土质很不均匀，河湾发展受到限制，形成曲率较大的锐弯时，往往在凹岸出现撇弯现象，主流改趋凸岸，凹岸逐渐淤积，而凸岸边滩则相应被切削。还有一种情况是，随着凹岸迅速溃退，凸岸边滩延展较宽，如果刚好遇上连续数年的小水年，凹岸溃退较远，而形成的广阔、平坦的凸岸边滩[illegible]一旦遭遇大洪水，在锐弯低滩条件下，主流[illegible]在凹岸发生撇弯[6]。

## 四、分汊型河道演变[3]

分汊型河道一般形态为：中水河槽呈宽窄相间的藕节状，窄段为单一河槽，水深较大；而宽段则有一个或几个江心洲存

在，将水流分成二股或多股，汊道中水深较小，在分流口和汇流口处常有浅滩存在。

分汊型河道多存在于河谷宽阔，沿岸组成物质不均匀，上游有节点或较稳定的边界条件，流量变幅不过大，含沙量不过高的河段中，一般多出现在河流的中下游，我国长江下游，湘水下游，松花江下游都有着广泛的分布。

分汊型河道河床演变特点如下：

1. 洲滩的移动和分合

洪水期水流漫过江心洲，由于洲面水深小，糙率大，流速低，一部分悬移质泥沙会在洲上落淤，使得江心洲不断增高。洲面淤积厚度取决于江心洲高度，洲面植物生长情况，洪水位高低与持续时间以及水流含沙量的多少等因素。洲面淤积厚度一般均较小，且随着江心洲高度的增加而愈来愈小，特别是当洲上筑堤围垦时，一般洪水不会淹没，淤积就完全停止。

一般情况下，江心洲头部由于受到水流的顶冲和环流的作用会不断崩坍后退，而尾部则在螺旋流作用下不断淤积延伸，因而整个江心洲就以缓慢的速度向下游移动。江心洲的移动速度与汊道的分流角和汇流角，江心洲的高度，以及流量大小等因素有关，一般是不大的。当分流角、汇流角较大时江心洲移动，汇流角较大时江心洲移动速度更为缓慢。如发展成鹅头形汊道时，可能完全停止下移。在特殊情况下，江心洲头部也可能淤积上伸。

江心洲的横向摆动比纵向移动要显著得多，特别是不稳定的汊道，随着分流、分沙比的变化，汊道和江心洲都将发生强烈的变形。

在江心洲运动过程中，江心洲体积不断扩大。在大多数情

况下，江心洲的扩大是通过几个较小的江心洲合并实现的。当汊道衰亡时，江心洲靠向一岸，转化为河漫滩。

2. 河岸的崩坍和弯曲

自然界中汊道的一支或二支往往具有微弯的外形，由于入口部分环流的作用，进入凹岸一侧的含沙量较小，它将逐渐发展，特别是顶冲点处的河岸，将不断崩坍后退，冲刷的泥沙则在对岸江心洲上淤积，或被水流带到江心洲尾部以及汇流区的回流区淤积。而另一侧则逐渐衰退，当凹岸主汊弯曲发展到一定程度时，河岸不再崩坍，将逐渐稳定下来，其支汊也相应稳定下来，稳定时间一般较长。但当凹岸为广阔的河漫滩时，凹岸支汊将不断弯曲发展，顶冲点不断下移，江心洲也相应向凹岸一侧淤长，汊道将发展成为鹅头型分汊河道。弓形分汊河段由于入口处的环流作用，进入弯道的流量较小，而含沙量较大，故弯汊将会逐渐淤死。

3. 汊道的兴衰和交替

在上游水流条件不变的情况下，弯曲的汊道由于河身加长，河床曲折，水流阻力加大，因而分流比不断减小。汊道弯曲也会影响到分流区的环流形态，使越来越多的泥沙进入弯汊，这样弯汊就会逐渐衰亡，而直汊则逐渐发展。汊道的淤积一般是先淤在进口处，使水深不断变浅，直至枯水期断流。汊道出口处由于回流和异重流作用也有淤积，但速度较慢，因而当汊道衰亡时，在汊道后半部仍有相当深的深水套。支汊衰亡，主汊发展为单一河道，但在天然条件下，这种局面往往是不能持久的，条件适合时，在水流作用下，主汊又会不断展宽，终于又在江中淤积成沙洲并形成新的分汊河道，开始一个新的演变周期。汊道演变周期对不同河段是不同的，比较稳定的汊道可

能长达几十年甚至数百年。

事实上，上游水流条件是不可能不变的，因此在汊道发展过程中，并不是所有的支汊都会淤死。恰恰相反，在许多情况下，当支汊衰退到一定阶段时，由于水流条件发生了变化，会出现衰退停滞的现象。甚至两汊有可能交替发展，即支汊由衰退转化为发展，甚至成为主汊，而主汊由发展转为衰退，甚至变成支汊，一汊发展有赖于一汊的衰亡。在分流区上游河段有交错边滩不断下移时，则将使两汊入口水流条件交替变坏，从而使两汊发生交替发展和衰退现象。复杂分汊河段多发生在河道极度展宽处，形态极为复杂，各汊水流及泥沙因素较紊乱，分流分沙情况常发生变化，其演变规律因此十分复杂，但也无外乎一汊的发展赖于其它汊道的衰退。

由于天然河流的流量是不断变化的，在不同流量时，汊道上游的节点挑流作用是不同的，因而会使入汊水流动力轴线在二汊间作往复摆动，这样两汊都有冲刷机会，使得汊道能保持相对稳定。

## 五、游荡型河道演变

游荡型河道的一般形态和演变规律具有一系列特征，其中最基本的特征是水流散乱和主槽摆动不定，前者属于形态方面的特征，后者属于演变方面的特征，具备这两个特征即可区别于其它类型的河段，而确定为游荡型河段。

游荡型河道河床演变的基本特点如下：

1. 游荡性河段的纵剖面变化[a]

平原河流的纵剖面变化，一方面与上游来水来沙条件有关；另一方面与下游侵蚀基点有关；此外，如堤防的约束，支流

的入汇，地壳的升降等均有一定影响。因此即使同属游荡性河段，由于各方面条件不一样，纵剖面的变化也不可能一样。

从黄河下游来看，黄河自孟津出峡谷后，由于河谷骤然放宽，比降变小，河水流势忽然趋于平缓，其水流挟沙能力减小，不能挟带上游来的大量泥沙，于是河床不断堆积抬高，河道变得"宽浅、散乱"，素以"善淤、善冲、善决"著称。从长时段的平均情况看，河床是单向淤积抬高的，但从年内情况看则有冲有淤，冲淤交替。

2. 游荡性河段的平面变化[16]

游荡性河段平面变化的基本特点是，主流摆动不定，河势变化剧烈。游荡性河段主流横向摆动如此剧烈的原因，根据黄河现场及模型试验资料分析后，可归纳为以下几点：

(1)河床堆积抬高，主流夺汊。在串沟汊道交错的河槽中，主流所经过的流道处河床本来较低，但由于泥沙淤积，河床和水位逐渐抬高，水流便转向较低和较顺直的流道分流，经过一场大水后，主流便完全改走汊道，原主流河道则逐渐淤塞。

(2)洪水拉滩，主流摆动。由于游荡性河段河滩多为易冲的细沙组成，在水流作用下，极易被冲刷移动，特别是新形成的嫩滩，更易被冲蚀切割，因而主流也可能易位摆动。

(3)沙滩移动，主流变化。游荡性河段沙洲密布，在水流作用下，极易被冲刷移动，因而引起主流相应变化。

(4)上游主流方向改变。由于各种原因，上游河势变化，其下游主流流路也相应改变，引起主槽摆动。

前两种原因使主流发生突变，后两种原因使主流发生缓变，不管是突变还是缓变，其出现往往比较突然，带有一定偶然性。

3. 游荡型河段上的“节点”，对主流的摆动有一定的钳制作用。如前所述，游荡型河段多呈宽窄相间的藕节状，在宽段主流变化剧烈，在窄段由于两岸土质较好或受人工建筑物的控制，形成了“节点”。窄段水流归顺，沙滩较少，主流摆动幅度小，且当上游河势发生变化时，“节点”还有一定的调整作用，使得下游流路较为稳定。节点一般有两种类型，一种两岸皆有依托，位置固定，在中水位以上起到控制河势的作用，称为一级节点。另一种只有一岸有依托，在中水位以下，与对岸运移变化着的沙滩结合起来，在一定程度上也能制约主流，但这种制约作用，往往因对岸沙滩的变迁而变化。

## 第六节　桥渡附近的河床演变[24]

横跨河流的桥渡或渡槽等过河建筑物，由于台墩和引堤对水流的束狭作用，使河道中的水流状况发生变化，从而促使河床也发生相应的冲淤变形。这种冲淤变形在许多情况下会严重影响桥渡的正常运转，桥渡设计时，必须事先作出预测，并据此选择桥渡位置。

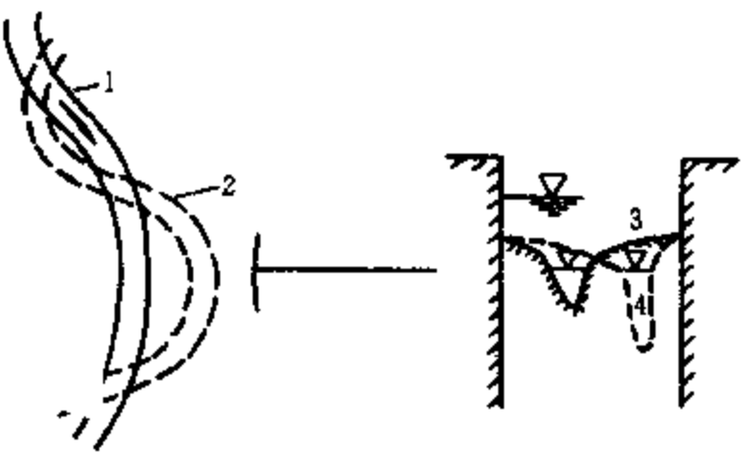
在设计桥渡时，对附近河段的自然演变特点及建桥后可能发生的变化必须有明确的认识，才能使设计建立在既经济又安全可靠的基础上。

### 一、位于弯曲型河段的桥渡

就与桥渡的关系来说，值得注意的是，在主流顶冲及弯道环流作用下，弯顶将不断崩塌下移，曲率半径将逐渐变小，甚至会发生自然裁弯。这类河段的深槽紧靠凹岸，河槽最深点一

般出现在弯顶稍下游。由水位变化所引起的顶冲点的变化和弯顶的后退下移，使最深点位置也发生改变。同时，由于曲率半径变小，深槽会变得更深。

图 3—5 为蜿蜒型河段桥渡附近河道演变示意图。最初，桥渡位置不在弯顶，深槽较浅，随着弯顶的崩退下移，弯顶逼近桥台，在该处形成最大深槽。说明在放任弯道自由发展的情况下，建桥后经过一段时间，桥渡断面左侧部分就要遭受较大冲刷。

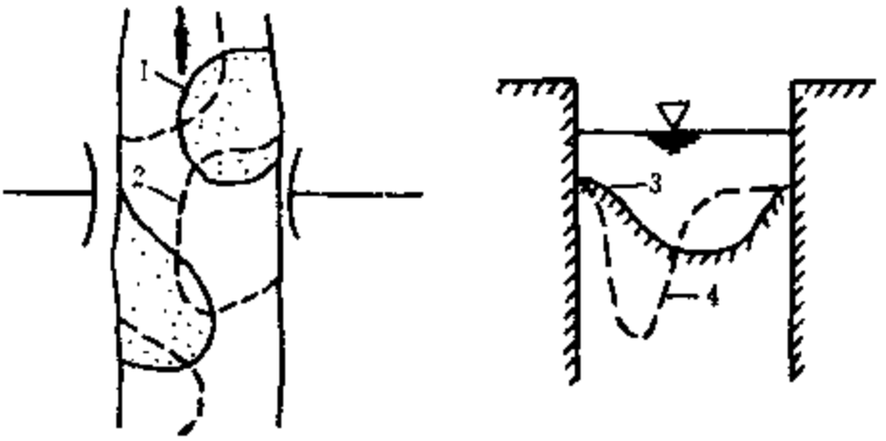



(a)平面图　　(b)桥渡处横断面图

图 3—5　位于弯曲型河段的桥渡

## 二、位于顺直微弯型河段的桥渡

顺直微弯型河段的主要演变特点为，河槽中常常形成犬牙交错的边滩，在水流与河床的相互作用下，边滩不断向下游移动发展，深槽将交替出现于桥渡断面的左右岸（如图 3—6 所示），说明左右岸均可能发生严重冲刷。




(a)平面图　　(b)桥渡处横断面图

图 3—6　位于顺直微弯型河段的桥渡

## 三、位于游荡型河段的桥渡

游荡型河段河道中洲滩棋布，汊道纵横，主槽变化快，河段极不稳定。这类河段随着主流的漂动，河槽横断面剧烈改变，桥渡所在断面的任何地方，都有可能变成深槽、心滩或边滩。

由以上三种河型的自然演变特点可以看到，横断面上的深槽位置不是固定不变的，规划桥墩台基础埋置深度及桥渡附近的河道整治，必须加以考虑。此外，对于游荡性河段还应注视"有害沙滩"的出没情况，实际上，游荡性河道中沙滩的停滞，迫使水流集中，将会导致桥渡附近出现严重的冲刷。

在游荡性河段上设置桥渡是极为复杂的事情，本书最后一章还专门通过实例介绍这方面的内容。

# 参 考 文 献


1 沈玉昌，龚国元. 河流地貌学概论. 科学出版社，1986.

2 许念曾. 桥涵水文学. 中国铁道出版社，1986.

3 钱宁，张仁，周志德. 河床演变学. 科学出版社，1989.

4 王恺忱. 黄河口演变规律及其对下游河道的影响. 黄委会水利科学研究所科学研究论文集(第二集). 河南科学技术出版社，1990.

5 李保如，等. 三门峡水库拦沙期下游河道的变化. 河流泥沙国际学术讨论会论文集. 光华出版社，1980.

6 谢鉴衡主编. 河流泥沙工程学(上册). 水利出版社，1981.

7 赵业安，潘贤娣，等. 黄河下游河道冲淤情况及基本规律. 黄委会水利科学研究所科学研究论文集(第一集). 河南科学技术出版社，1989.

8 李保如，陈枝霖，赵文林. 关于各种治黄措施对黄河下游河道冲淤影响的估计. 黄河水利委员会研究报告，1978.

9 谢鉴衡，黄胜，李保如，等. 泥沙手册. 中国环境科学出版社，1992.

10 钱意颖，程秀文，付崇进，等. 多沙河流上修建水库水沙调节指标的研究. 黄委会水利科学研究所，1989.

11 张清，江恩惠，张红武. 黄河下游河道造床流量的研究. 黄委会水利科学研究院，1991.

12 张红武，赵新建，等. 动床河工模型相似律的研究. 黄委会水利科学研究院，1990.

13 张红武，江恩惠. 黄河下游高含沙洪水的模拟及"异常现象"成因分析. 黄委会水利科学研究院科学研究论文集(第四集). 中国环境科学出版社，1993.

14 Graf. W. H.. Hydraulics of Sediment Transport. McGraw Hill Book Company. New York, 1971.

15 里奥普. L. B.，麦杜克. T.. 河槽的水力几何形态及其在地文学上的意义. 钱宁译. 中国科学研究院水工研究室译丛. 水利出版社，1957.

16 维里坎诺夫. M. A.. 河流过程. 北京大学地理系译. 1960.

17 张红武. 冲积河床糙率模拟问题的探讨. 武汉水利电力学院学报，1986(3).

18 张红武，赵新建. 冲积河流的综合稳定性指标. 黄河科研，1992(2).

19 张红武，钟绍森，曹丰生，赵新建，等. 不同河型冲积河流的模拟方法. I. G. U. 亚太区域地理大会论文，1990.

20 解金德，樊淑良. 游荡型河道的河相关系与游荡指标. 泥沙研究，1986(4).

21 张红武. 复杂河型河流物理模型的相似律. 泥沙研究，1992(4).

22 伊卡林·李普. 风水术. 吴昊，夏可编译. 湖南大学出版社，1989.

23 江恩惠，张红武. 河湾的横向输沙计算. 水动力学研讨会文集，1993.

24 谢鉴衡主编. 河流泥沙工程学(下册). 水利电力出版社，1983.

# 第四章　桥渡壅水及导治建筑物

## 第一节　壅水计算

### 一、壅水概述

桥梁与路堤壅水高度及其对上下游河段的影响范围，不但决定着桥梁和桥头引堤的高度和长度，而且还经常涉及到两岸堤防、附近城市和厂矿企业的安全。过高的壅水，会部分或全部地淹没桥梁上部结构，使过桥水流变成有压流体，对大梁施加水平的推力和漂浮力，导致上部结构在洪水中颤动解体。桥梁淹没时，有效重力减小，因此仅有一个中等水平的推力，就可能使桥跨移动，使其脱离支座[1]。

在主槽窄深、滩地狭小的平原河流与河床不易冲刷的山区河流上，桥梁很少压缩天然河道[2]，对水流干扰作用小，桥梁与路堤的壅水影响不大。然而在主槽窄小的平原宽浅河流上建桥，桥梁长度往往仅占洪水泛滥宽度的几分之一到几十分之一，天然水流运动将会遭受巨大干扰，如果设计人员对河段水文、水力与河床变化规律认识不足，将会给桥梁上下游经济建设，乃至桥梁本身带来巨大的经济损失。因此，桥梁与路堤水力计算是桥渡设计的工作基础和先决条件。

## 二、桥梁上游壅水计算公式

在国外，从上一世纪后期就开始了桥梁壅水的调查分析和试验研究工作。我国从50年代后期，开始进行桥梁和路堤壅水试验研究工作，通过野外调查及室内模型试验，提出了大量的且适应不同条件的桥梁壅水计算公式[3]。目前，国内外已有的壅水计算公式概括起来，大体可分5类：能量公式、动量公式、实验公式、堰流公式和理论分析计算等。

(一)能量公式

能量公式是根据能量转化原理或能量守恒定律建立起来的壅水计算公式[1]，是如下恒定缓变非均匀水流的伯诺里方程在桥梁水流中的应用，即：

$$z_1+\frac{p_1}{\gamma}+\frac{\alpha_1 V_1^2}{2g}=z_2+\frac{p_2}{\gamma}+\frac{\alpha_2 V_2^2}{2g}+h_f \qquad (4-1)$$

属于这一类的壅水公式具有代表性的是：

1. 道布松公式(1840年)

研究者认为，桥梁上游的壅水高度，等于最大壅水峰所在断面与正常水位下断面流速水头之差，假定动能修正系数 $\alpha_1=\alpha_2=\alpha$，摩阻能量损失忽略不计，$h_f=0$，由伯诺里方程(4—1)导出：

$$\Delta z=\frac{\alpha(V_2^2-V_1^2)}{2g} \qquad (4-2)$$

或写成

$$\Delta z=\left(\frac{B^2}{\mu^2 b^2}-1\right)\frac{V_1^2}{2g} \qquad (4-3)$$

如取 $\eta'=\alpha/2g$，则公式(4—2)可写成：

$$\Delta z = \eta'(V_2^2 - V_1^2) \qquad (4-4)$$

式中，Δz 为桥梁上游壅水高度；$V$ 为断面平均流速；α 为动能修正系数；μ 为水流压缩系数；b 为桥墩间水流净宽；η′为随河流类型和滩槽流量分配相对而变的参数。

2. 布拉德利公式(1960 年)

布氏认为，在桥梁上游最高壅水峰断面与桥梁下游正常流态断面之间，在假定河道顺直、过水断面匀称、水流处于缓流状态以及压缩段河床没有显著冲刷的条件下，可应用能量守恒原理，推导出壅水公式：

$$\Delta z = k' \frac{\alpha_2 V_{n2}^2}{2g} - \alpha_1 \left[ \left( \frac{\omega_{n2}}{\omega_4} \right)^2 - \left( \frac{\omega_{n2}}{\omega_1} \right)^2 \right] \frac{V_{n2}^2}{2g} \qquad (4-5)$$

式中，$k'$ 为总壅水系数，$k' = k_b + \Delta k_p + \Delta k_e + \Delta k_s$，$k_b$、$\Delta k_p$、$\Delta k_e$、$\Delta k_s$ 分别表示基本壅水系数及桥墩阻水、桥孔偏置与线路斜交对水流影响的壅水系数增量；$\omega_{n2}$、$V_{n2}$ 为正常水位下桥址断面过水面积与平均流速；$\omega_1$、$\omega_4$ 为壅水处及恢复正常水位处过水面积；$\alpha_1$、$\alpha_2$ 为流速水头修正系数。

(二)动量公式

在水流运动中，物体的质量同其运动速度的乘积，称为该物体的动量。当不受外力作用时，二物体作用前后的动量和保持不变，称为动量守恒。基于动量方程的壅水计算公式，其中常见的有拉笛申科夫公式(1959)，即将桥梁上游最高壅水峰断面和桥梁进口断面之间的水体动量方程经过推演和简化得：

$$\Delta z = k_1 \frac{\alpha V_1^2}{2g} \qquad (4-6)$$

式中，$k_1 = 2N\left(1 + \tau - \frac{T}{\delta}\right)$，N 为路堤拦阻河滩流量占总流量的

百分比；$\tau=Q_c/Q$；$\delta=V_c/V_t$；$V_t$ 为天然状态上游断面行近平均流速；$\alpha$ 为流速水头修正系数；脚注 c、t 分别是表示河槽与河滩。

（三）堰流公式

当水流通过桥梁或其它过水建筑物时，在平面上遭受压缩，产生局部能量损失，使上游水位壅高，在过水面积减小的同时，流速增大，部分动能转化为势能，形成上下游水面落差。这种水流运动属于宽顶堰溢流状态，应用能量方程和连续方程可导出非淹没条件下宽顶堰流量公式：

$$Q = \varepsilon m B \sqrt{2g} H_0^{3/2} \qquad (4-7)$$

式中，B 为堰孔过水总长度；ε 为侧收缩系数；m 为流量系数；$H_0$ 为堰前总水头高度。

1880 年，魏尔曼假定桥前壅水与堰前壅水完全相似，由(4—7)式导出桥梁上游壅水公式：

$$Q = 4B\left\{\frac{2}{3}[(\Delta z + h_a)^{3/2} - h_a^{3/2}] + H_2(\Delta z + h_a)^{1/2}\right\} \qquad (4-8)$$

式中，$H_2$ 为桥墩后半部处水深；$h_a$ 为上游壅水流速水头，$h_a=V_1^2/2g$。式(4—8)中 $h_a$ 与 $\Delta z$ 同时存在，所以使用中必须进行反复试算，方可求解。

（四）实验公式

实验公式是根据实验资料整理分析而得的壅水公式，绝大多数都具有一定的理论基础。

(1)雷伯克公式(1922 年)

雷伯克进行了 2000 多次壅水试验，提出一般壅水计算公式：

$$\Delta z = K_a \beta \frac{V_0^2}{2g} \qquad (4—9)$$

式中，$K_a = f/F$，为阻水比，在此 f 为建筑物的阻水面积，F 为建桥前河流总过水面积；β 为水流冲击系数；$V_0$ 为桥墩上游行近流速。

(2)刘心宽——布拉德利公式

通过桥梁壅水系统试验，利用量纲分析法得出壅水计算公式：

$$\left(\frac{h_1}{h_0}\right)^3 = 4.48 Fr_0^2\left[\frac{1}{m^2} - \frac{2}{3}(2.5 - m)\right] + 1 \qquad (4—10)$$

式中，$h_1$ 为最高壅水峰断面水深；$h_0$ 为未压缩水流的正常水深；$Fr_0$ 为正常水流的佛汝德数；$m = L/B$ 为桥孔几何压缩比。

(五)理论分析方法

理论分析方法的共同点，是把桥梁水流与河床变形当成一个整体问题加以解决，避免了过去那种把本来统一的问题分割成互不相关的若干部分进行处理的片面性和绝对性。例如孔径计算一般包括桥孔长度、壅水高度和桥下河槽冲刷深度及其相互关系等，桥孔压缩水流，导致桥前壅水和桥下冲刷，桥长、壅水和冲刷相互依存。而目前采用的计算方法，大多是把三者割裂开来，用独立的经验公式确定其数值，这样就不能反映客观存在着的三者相互依存和制约的整体关系。高冬光提出了桥孔整体水力计算方法：他从桥孔对水流压缩，引起水流和泥沙之间相互作用、自动调整，从而达到水流和输沙平衡为出发点，应用水力学基本方程、输沙连续方程，建立了桥孔长度、壅水高度、桥下冲刷深度三者之间以及任意两者之间的关系式，用来选定桥长、确定桥高和墩台冲刷深度[4]。桥孔

整体水力计算方法不仅反映了桥长、壅水、冲刷三者空间上的联系，而且还能反映三者随时间的变化过程之间的联系。这种对整体问题采用整体解决的方法，尽管在实际应用中还存在着很多的困难，但从思路上无疑是合理的，随着学科的进一步发展，理论分析方法将有更为广阔的发展前景。

## 三、壅水计算方法

### (一)桥梁上游壅水计算

文献[4]中介绍了桥梁上游壅水简化公式。根据建桥前后断面单位比能变化，建立能量变化关系式，简化后的表达式为：

$$\Delta z = k\frac{V_q^2 - V_{0q}^2}{2g} \qquad (4—11)$$

式中，$k$ 为总壅水系数；根据模型试验和野外调查资料分析结果得 $k = \left[\left(\frac{V_q}{\sqrt{gH_1}} - 0.1\right)\sqrt{\frac{V_q}{V_{0q}} - 1}\right]^{-1}$；($H_1$ 为取值等于 1m 的参考水深)；$V_{0q}$为天然水位下桥孔范围内断面平均流速；$V_q$ 为建桥后桥下断面实际流速，计算 $V_q$ 时，必须考虑因河床冲刷而使流速减小的情况，即：

$$V_q = k_p\frac{Q}{\omega_q} \qquad (4—12)$$

式中，$\omega_q$ 为设计水位下桥孔净过水面积；$k_p$ 为因河床冲刷引入的桥下流速折减系数，对于洪水期桥下冲刷不明显情况，$k_p = 1$，对于发生一般冲刷的河床，通过资料分析可得：

$$k_p = \frac{1}{1 + 0.5D_{50}^{\frac{1}{4}}(p - 1)} \qquad (4—12')$$

式中，p 为冲刷系数；$D_{50}$为床沙中径。

《铁路桥涵勘测设计规范》中采用的桥前壅水计算公式[2]与式(4—4)类同，即：

$$\Delta z_m = \eta(\overline{V}_m^2 - \overline{V}^2) \qquad (4—13)$$

式中，$\Delta z_m$ 为桥前最大壅水高度(m)；$\eta$ 为系数(表 4—1)；$\overline{V}$ 为断面平均流速(m/s)；$\overline{V}_m$ 为桥下平均流速(m/s)，按表 4—2 计算。

表 4—1　$\eta$ 系数表

| 河滩路堤阻挡的流量和设计流量的比值(%) | $\eta$ |
|---|---|
| <10 | 0.05 |
| 11～30 | 0.07 |
| 31～50 | 0.10 |
| >50 | 0.15 |

表 4—2　桥下平均流速表

| 土质 | 土的名称 | 颗粒直径(mm) | $\overline{V}_m$ |
|---|---|---|---|
| 松软土 | 淤泥、细粒砂、中粒砂、松软的淤泥质砂粒土等 | ≤1 | $\overline{V}_m = V_p$ |
| 中等土 | 砂砾、小卵石、圆砾、中等密实的砂粘土和粘土等 | 1～25 | $\overline{V}_m = V_p \times \frac{2p}{p+1}$ |
| 密实土 | 大卵石、漂石、密实的粘土等 | 25 以上 | $\overline{V}_m = p \times V_p$ |

注：逐年淤积上涨的河流或水流中含沙量大、洪峰涨落迅速、历时短促、桥下不易造成一般冲刷的河流，均应比照密实土办理。

### （二）桥下壅水的确定

桥下壅水高度 $\Delta z_q$ 不仅同桥孔压缩水流程度与河床冲刷大小有关，还取决于天然水流滩槽流量分配情况、导流堤的形状与尺寸以及下游扩散区床面糙率特征等因素。一般情况下，$\Delta z_q$ 值可采用桥前最大壅水高度的一半；而对于山区河流，洪水涨落急骤、历时短促，且河床质坚实不易冲刷时，$\Delta z_q$ 可采用桥前最大壅水值；对于平原洪水涨落很缓慢的河流，且河床质松软，易于形成一般冲刷时，桥下壅水可能较小。文献[4]根据壅水概化模型试验结果及调查资料，提出了当 L/B 的变化范围为 0.25～0.8 时的经验关系式：

$$\Delta z_q = \left[1 - a\left(\frac{B}{L}\right)^n\right]\Delta z \qquad (4—14)$$

式中，

$$a = 0.0202\frac{Q_t}{Q_c} + 0.0138$$

$$n = 1.46\left(\frac{Q_t}{Q_c}\right)^{0.18}$$

上两式是张俊华进一步分析后提出的。

### （三）最大壅水高度位置确定

既然桥前发生壅水，就存在一个最大壅水高度的位置的问题，当无导流堤时，大约在桥中线上游半个至一个桥长处；而有导流堤时，大约在导流堤上游端部附近。至于壅水曲线的长度可按下列近似公式估算[13]：

$$L_y = \frac{2\Delta z_m}{J_0} \qquad (4—15)$$

式中，$L_y$ 为壅水曲线全长；$\Delta z_m$ 为壅水曲线最大高度；$J_0$ 为桥址河段天然水流纵比降。

### （四）影响桥下水位的其它因素

影响水面高度的因素还很多，诸如流冰、流木、水拱、局部股流壅高和河床淤积等，但目前对这些影响因素仍没有确定的计算公式，只能依靠调查和实测确定。在水位计算中必须详细分析影响水面壅高的多个因素是否确实存在，不能任意计入，兹将这些有关影响因素分述如下[8]：

1. 波浪高度

水面被风吹动后，涌起波浪，呈现水面波的运动，凸起部分称波峰，凹下的部分称为波谷，包括一个波峰和一个波谷的长度称为波浪长度，波峰顶和波谷底的高度差称为波浪高度 $H_b$。在水库、湖泊或设计洪水持续时间很长的河流上，应考虑波浪高度与波浪侵袭高度对桥渡与路堤边坡的作用。

产生和影响波浪的主要因素有：风向、风速、风时、吹程和水深等，其中风速是最主要的因素，风向稳定时，风速愈大，波浪高度也愈大。波浪高度一般可根据调查取得，如调查有困难，也可近似采用以下公式计算，取计算值 $H_{b1\%}$ 的三分之二。

$$\overline{H}_b = \frac{0.13th\left[0.7\left(\frac{g\overline{h}_D}{\overline{v}_w^2}\right)^{0.7}\right] th\left\{\frac{0.0018\left(\frac{gD}{\overline{v}_w^2}\right)^{0.45}}{0.13th\left[0.7\left(\frac{g\overline{h}_D}{\overline{v}_w^2}\right)\right]^{0.7}}\right\}}{\frac{g}{\overline{v}_w^2}} \tag{4—16}$$

当浅水情况，即 $\dfrac{\overline{H}_b}{\overline{h}_D} \geqslant 0.1$ 时：

$$H_{b1\%} = 2.3\overline{H}_b \tag{4—17}$$

当深水情况，即 $\dfrac{\overline{H}_b}{\overline{h}_D} < 0.1$ 时：

$$H_{b1\%} = 2.42\overline{H}_b \qquad (4—18)$$

式中，$\overline{H}_b$ 为波浪的平均高度(m)；D 为浪程(m)，即波浪的推进长度，可采用需要计算波浪处桥位中线垂线方向的最大水面长度；$\overline{v}_w$ 为计算点设计水位以上 10m 高度处，在洪水期间多年测得的自记 2 分钟年平均最大风速的平均值(m/s)，也可由自记 10 分钟风速按下式换算：

$$\overline{v}_w = \frac{\overline{v}_{w0} - 0.8}{0.88} \qquad (4—19)$$

其中，$\overline{v}_{w0}$为计算点设计水位 10m 高度处，在洪水期间多年测得的自记 10 分钟年平均最大风速的平均值(m/s)；$H_{b1\%}$为累计频率 1%的波浪高度(m)；$\overline{h}_D$ 为沿浪程的平均水深(m)。

2. 波浪侵袭高度

波浪冲向路堤边坡的爬高，称为波浪侵袭高度，波浪侵袭高，可根据本地区或相似地区的观测资料确定，如缺乏观测资料时，可按地区经验确定，也可参照下式计算确定：

$$\Delta h'_p = K_\Delta \cdot K_v \cdot R_\Delta \cdot H_{b1\%} \qquad (4—20)$$

式中，$\Delta h'_p$ 为静水面算起的波浪在边坡上侵袭的高度(m)；$K_\Delta$ 为边坡糙渗系数，可从表 4—3 查取；$K_v$ 为风速等有关的系数，可从表 4—4 查取；$R_\Delta$ 为相对波浪侵袭高度，即当 $K_\Delta = 1.0$、$K_v = 1.0$ 及 $H_{b1\%} = 1.0$m 时的波浪侵袭高度，可从表 4—5 查取。

有下列情况之一时，可不考虑其侵袭影响：

(1)洪峰历时短促的河流；

(2)浪程短于 200m 时；

(3)水深小于 1.0m 时；

(4)靠近路堤的河滩上，长有高于水深加半个波浪高度的

成片灌木丛时。

波浪斜向冲击边坡时，侵袭高度有所降低，当边坡横竖尺寸比 m＞1 和路堤边坡上水边线与波射线的夹角 β≥30°时，侵袭高度乘以折减系数 $K_\beta$：

$$K_\beta = \frac{1 + 2sin\beta}{3} \qquad (4—21)$$

表 4—3　糙渗系数值表

| 边坡护面类型 | 整片光滑不透水护面（沥青混凝土） | 混凝土护面浆砌片石护面光滑土质护面 | 干砌片石护面、植草皮 | 一、二层抛石加固 | 抛石组成的建筑物 |
|---|---|---|---|---|---|
| $K_\Delta$ | 1.0 | 0.9 | 0.75～0.8 | 0.60 | 0.5～0.55 |

表 4—4　$K_v$ 值表

| 风速 (m/s) | 5～10 | 10～20 | 20～30 | ＞30 |
|---|---|---|---|---|
| $K_v$ | 1.0 | 1.2 | 1.4 | 1.6 |

表 4—5　$R_\Delta$ 值表

| 边坡横竖尺寸比 | 1.0 | 1.25 | 1.5 | 1.75 | 2.0 | 2.5 | 3.0 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $R_\Delta$ | 2.16 | 2.45 | 2.52 | 2.40 | 2.22 | 1.82 | 1.5 |

3. 斜流涌高 $\Delta h_{ch}$

当水流与桥渡斜交时，桥渡两侧水位不等高，山区或山前河流上滨河路堤轴线与水流流向不平行时，都可造成斜水流

的局部冲高，称为斜流高，可按下式计算：

$$\Delta h_{ch} = \frac{\overline{V}_g^2 \cdot \sin^2\beta}{g\sqrt{1+m^2}} \qquad (4-22)$$

式中，$\Delta h_{ch}$为斜水流在路堤 边坡上的局部冲高值(m)；$\overline{V}_g$ 为冲向路堤的水流或股流的平均流速(m/s)；β 为水流流向与路堤边坡上水边线所成的平面夹角。

4. 河湾超高

河湾处水流受离心力的作用形成凹岸水位的增高和凸岸水位的降低，其值可按式(1－67)计算，即：

$$\Delta h_w = a_0 \frac{\overline{V}^2}{g} \frac{B}{r_0} \qquad (4-23)$$

式中，$\Delta h_w$ 为河岸凹岸水位增高值或凸岸水位降低值(m)；$\overline{V}$ 为断面平均流速(m/s)；B 为设计洪水时的水面宽(m)；$r_0$ 为河湾的平均曲率半径(m)；$a_0$ 为系数，可按第一章式(1－61)计算[5]。

5. 桥墩冲高

建桥后，在桥墩的迎水面，水流会产生冲高现象，其值随行近流速的增加而加大，有的设计院建议用下式计算[12]：

$$\Delta h_{墩} = 0.2V_0^{1.34} \qquad (4-24)$$

式中，$\Delta h_{墩}$ 为桥墩冲高(m)；$V_0$ 为行近流速(m/s)。

桥墩冲高只在确定桥墩顶帽、支承垫石标高时考虑。

6. 局部股流涌高

我国西北半山区和山前区的河流上，洪水主流都成股奔放，集中股流所在处，水流恒较两侧为高，所高出的值称为股流涌高，其成因很复杂，目前尚无计算办法，在勘测时，应根据调查和类似情况，酌情考虑。局部股流涌高与水拱不同时，两

者取其大者。

7. 水拱

在河流涨水时，流速逐渐增加，同一断面的主槽流速比两侧河滩大，主槽水位比河滩水位上涨快，水流中间高，两边低，形成水拱现象。

在水拱严重的河段上设置桥涵，应考虑水拱对桥下净孔和孔径计算的影响，水拱计算的方法尚待研究，可通过调查或实测资料决定，必要时可通过水工试验模拟确定。

8. 河床淤高

在河床逐年淤积抬高的河流上，桥下净空高度尚须考虑淤积的可能性而适当的加大。一般河流，天然情况下淤积抬高的速度缓慢，在较短的勘测时间，很难获得全面的淤积历史资料，且建桥后将加速淤积，很难准确估算，因此可按下式计算水位[8]：

$$H_j = H_p + \Sigma\Delta h \qquad (4-25)$$

式中，$H_j$ 为计算水位(m)；$H_p$ 为设计水位(m)；$\Sigma\Delta h$ 为诸因素影响水面壅高之和(m)。

## 第二节　丁坝的布设

丁坝是河道整治及护岸工程中最为常用的导治建筑物。丁坝坝根与河岸相连，坝头伸向河槽，坝轴线与来流方向正交或斜交，平面上与河岸构成丁字形。丁坝可用于束窄河槽，增加航道水深；调整分汊河道的分流比；迎托主流，以防大溜直接顶冲河岸等。丁坝根据漫流与否又分为非淹没式丁坝和淹没式丁坝两类。

就非淹没的情况而言，由于上挑丁坝坝头流态混乱，坝头局部冲刷严重，因此工程中多采用下挑或正挑丁坝。从室内模型试验来看[5]，河道上修建丁坝后，坝前水面宽度减少，水流绕经坝头，其流场及压力场都发生很大变化。丁坝上游水流受阻，动能减小，水位抬高，这在6～7倍于丁坝投影长度$L_x$（即丁坝垂直于行近水流的长度）的部位即能观察到。至坝前迎水面，壅水最高。且由于迎水而处流速呈根部小头部大的分布[6]，壅水高度也相应出现差异。靠近连坝的坝根附近，流速小，壅水明显，在高速与低速流带之间的流速梯度产生的剪切力作用下，形成一顺时针立轴回流区。而其它部位，特别是靠近坝头的部分，流速大且与坝轴的夹角小于90°，壅水也小。冲向坝面的水流又分为两部分，其中一部分绕坝头而去，另一部分则沿坝面折转而下再绕坝头而行。至于两者之间所占的比重，实验中可定性得出随部位不同而变化的规律，亦即前者与后者之比值，随距坝前的远近面相应由小变大。坝前被挤压的水流绕过丁坝之后，产生边界层的离解现象，于是水流继续收缩至最小收缩断面，然后逐渐扩散，在坝下游一定距离处再接近河岸。坝后静水区与扩散水流间的流速梯度产生的剪切力，导致了坝后顺时针立轴回流区的形成，回流区内的流速滞缓，明显出现泥沙淤积，并随着近岸回流向上游的运动，靠近连坝处，有清晰可辨的沙坡出现。值得说明的是，坝后回流区淤积的泥沙，多为坝前折冲水流掀起并横向输移而来的床沙，（沿回流中心线往往与冲坑边界线接近），横向输送扩散形成沙坎，甚至可发生粗化现象，酷似我们在河湾试验中凹岸出现的冲刷情形。究其原因，应该与绕过丁坝的流带弯曲（这又是先收缩，后扩散引起的）有关。事实上，我们在丁坝附近乃至以

下很长流段内，极易发现主流区存在表流与底流方向偏离的现象。

通过试验体会到确定丁坝回流的平面尺度并非易事，因为坝后形成的立轴尾流涡流沿交界面呈马蹄涡状，测量表示出循环性和间歇性，在地点和时间上又都具有随机性。通过该交界面，主流和副流区时时发生着质点交换，结果又导致了交界面也在一个较大幅度内变动。显而易见，丁坝引起的局部水头损失，绝大部分是通过坝后的涡漩运动实现的。定床与动床情况下得到的回流长度大小相同，特别在光壁情况下前者比后者大得多。初步来看，随着质点交换；主流区传递到回流区的动能若用于克服床面摩阻（包括作用于床面做功），回流的流动将减弱，其回流范围也随之减小。

我们开展的实验结果表明[6]：丁坝的方位与最小收缩断面的位置以及回流强度有密切关系，正挑时距坝头最近，回流最重；$\theta=60°$时次之；$\theta=30°$时最小收缩断面距坝头较远，且回流轻（$\theta$为坝轴线与水流的夹角）。另外，最小收缩断面的部位与水流强度也有一定关系。这些特征对于坝后冲坑形态将有直接的影响。

丁坝沿横向对水流影响，文献[5]的试验多次得到的统计结果是，影响宽度为丁坝投影长度$L_t$的3～3.5倍。此外，实测资料表明，坝头附近水流流速一般为行近水流流速的1.2～1.5倍。

模型试验中观测到的丁坝前局部冲刷过程是：放水后的前30min内，坝前冲刷发展较快，此后渐慢以至稳定。

试验给出了冲刷稳定平衡情形下的坝头冲坑水深$h_m$与行近流速$v_0$的关系[6]。可以看出：坝头冲深随行近流速增加

而增大，而且在相同的水流强度下，来流方向与丁坝轴线夹角越大，其坝头冲深也就越大。

在护岸或导治工程中，不少都是由群坝组成的。试验表明[6]，水流负担分散于群坝之上，冲坑范围较单坝为小，特别是着溜轻的坝，其最大冲深也相应减少 20%～30%，各坝冲坑发展不同步，形态也有差异，与此时的水流流态有关。末道坝和单坝情形类似，下游无壅水，在坝头下游形成跌水，致使绕过坝头的水流流况剧烈恶化，靠近坝根处的反向回流将可能淘刷连坝，甚至坝根。而前道坝受下游丁坝壅水影响，绕流强度小，坝头部冲坑浅，但若回溜受下坝阻碍，坝挡将出现强度较大的回流，有淘刷上坝下跨角的可能。

水流淹没丁坝后，水流情况则与没有漫流时大不一样了。根据河南黄河河务局马继业及常国俊的研究，表流漫越上挑丁坝之后偏向河心，而底层水流沿坝身方向指向河岸作螺旋运动，将泥沙带向河岸在近岸部位发生淤积。因此上挑丁坝后的淤积效果较好；而表流漫越下挑($\theta>90°$)丁坝后偏向河岸，底流沿坝身方向指向河心作螺旋运动，将泥沙带向河心，使丁坝根部的河岸遭受冲刷。显然淹没式下挑丁坝不宜使用。我们为了论证淹没式丁坝在黄河护岸或控导工程应用的可行性，对不同角度的淹没式上挑丁坝的坝头冲刷及护岸导流效果，进行了几组试验。试验得出的初步结果是，淹没式丁坝的束水作用随上挑程度以及淹没程度的加大而减弱，当 $\theta>120°$ 且漫流水头超出 2～3m(已换算到黄河原型)之后，束水作用几乎消失。此外，不管上挑或下挑，只要是漫流水头超过 2～3m，坝后回流区都较小。

计算丁坝冲刷的公式甚多，但大多是根据室内正交平板

丁坝试验条件下得出的，没有考虑丁坝几何特性的影响。而K. B. 马特维也夫公式、穆哈米多夫公式、M. A. Gill 公式、蒋焕章公式及虞邦义公式等，考虑因素较全面。例如马特维也夫公式[7]：

$$h_m = 27k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{V_0^2}{g} \cdot tg\frac{\theta}{2} - 30d \qquad (4—26)$$

式中，$h_m$ 为坝头冲坑水深；$V_0$ 为行近流速；$k_1$ 为与丁坝在水流法线上的投影长度 b 有关的系数；$k_2$ 为与丁坝边坡系数 m 有关的系数。它们可分别依下两式进行计算：

$$k_1 = exp\left(-5.1\sqrt{V_0^2/gb}\right) \qquad (4—27)$$

及

$$k_2 = e^{-0.2m} \qquad (4—28)$$

应该承认，现有公式几乎都是以实验室资料为基础得到的，基本上没有经过天然实测资料的验证，因而还不能直接应用于工程设计。此外这些公式所依据的室内资料中床沙粒径都较粗（一般大于 0.2～0.3mm），不适用于细沙河流中的桥渡计算。至于细沙，只有在教科书上见到的公式[8,9]：

$$h_m = h_0 + \frac{2.8V_0^2}{\sqrt{1+m^2}}\sin^2\theta \qquad (4—29)$$

式中，$h_0$ 为行近水流的水深。根据我们的研究，上式没有反映床沙粒径的影响，也没有反映坝前水流集中的影响，且在水流强度较大或较小时，计算结果与实际出入较大，因面该式只能在粗估时作为参考。

近年来，黄河上确定丁坝冲刷坑深度采用了张红武根据坝前水流集中情况推导出的细沙河床局部冲深公式[6]，即：

$$h_m = \frac{1}{\sqrt{1+m^2}} \cdot \left[\frac{h_0 \cdot V_0 \cdot \sin\theta \cdot (D_{50})^{0.5}}{\left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \cdot g\right)^{2/9} \cdot \nu^{5/9}}\right]^{6/7}$$

$$\cdot \frac{1}{1+1000S_v^{1.67}} \qquad (4-30)$$

式中，$h_m$ 为坝前冲坑水深；m 为根石边坡系数；$\theta$ 为来流与坝轴的夹角，$D_{50}$为床沙中径；$\nu$ 为水流运动粘滞系数；$S_v$ 为体积百分数计的含沙量。

不同的坝头形式，坝前局部冲刷的程度大小不同，为了使坝头形式更能适应于水流情况以减轻坝头冲刷的研究是具有实际意义的。例如黄委会胡一三及刘贯芝等专家提出了改现有坝头形式为椭圆头形的设想（原作者还考虑了适应了坝加高改建的需要）。

淹没式丁坝常用于中水调治，对常年流水的河槽能起整治和稳定河岸的作用；非淹没式丁坝常用于防护河岸和河滩引道路堤。

为了加速了坝群间的淤积使之形成新的水边线时，应设计为淹没式丁坝；为挑离水流避免水流直接冲击建筑物时，应设计为非淹没式丁坝。了坝坝身宜短而坚固，在平面上可与水流斜交。根据马继业及常国俊的研究结果，淹没式丁坝应向上挑与水流成 95°～110°交角；非淹没式丁坝应向下挑与水流成 45°～75°交角。凹岸了坝间距应约为 1.0～3.0 倍丁坝长；直河段丁坝间距可加大。

对于丁坝的间距，应达到充分发挥每个丁坝的作用，又能保证两坝间不发生冲刷；为此，要求绕过坝头之后所形成的扩散水流的边线大致达到下一个丁坝的有效长度 $L_p$ 的末端，以免冲刷河岸，有效长 $L_p$ 一般采用实有坝长的三分之二，丁坝间的最大间距可按下式计算：

$$L = l_1 cos\alpha + l_1 sin\alpha \cdot ctg\Delta\alpha \qquad (4-31)$$

式中，L 为丁坝最大间距(m)；$l_1$ 为丁坝长度(m)；α 为丁坝与水流方向的夹角；Δα 为水流扩散角，一般在 5°～15°之间。

丁坝的布设应遵循如下原则：

1. 山区河流流速较大，不宜布设丁坝。山前河流可按导治线布设短丁坝群，以束窄水流，不宜布设单个长丁坝。

2. 桥址上游附近宜导不宜挑，不得布设丁坝，在距桥梁轴线以外一定距离处，才可布设丁坝。

3. 靠近封闭式导流堤的边缘处，如有强大集中股流顶冲时，可在堤自身适当部位布设丁坝，坝头应向下游倾斜，坝根嵌入堤身。

最近，拾兵在河工模型上，探讨了在桥渡上游不同位置、布设不同长度的挑流丁坝对桥渡产生的影响及其影响范围[13]，也是颇有意义的。

## 第三节　导流堤

### 一、导流堤的作用

在平原河流上，被引堤隔断的河漫滩水流，若占比例较大而又无导流措施时，漫滩水流将沿引堤以急弯穿过桥孔，使桥孔有效长度减小，水流紊乱，冲刷不均匀，危及桥渡安全。为解决这一问题，应修建导流堤，将河床逐渐束窄，使水流平顺通过桥孔，流速横向分布均匀，避免集中冲刷；另外，也使压缩断面剪切力分布不均匀的情况得以改善，有利于减少桥址断面的冲刷程度，保护桥梁墩台及桥头路基和河岸不受洪水的危害，防止和减轻桥下河床的不利变形。

## 二、导流堤的布设原则

一般被引道阻断的河滩流量占总流量的 15%(单侧河滩)或 25%(双侧河滩)以上的，应设置导流堤；但当河滩部分流量较小、流速又小于 1m/s 或地形有利汇水时，也可不设导流堤。另外，从地形上来说，在山区开阔河段上，当桥头路堤伸入河滩或桥址上游有支汊汇入而引起水流紊乱时，应根据地形、地质及流向等条件，设导流堤；主河滩路堤向下游弯曲与洪水流向斜交形成水袋时，可布设封闭式导流堤；当河滩路堤向上游弯曲时，则桥头宜布设梨形导流堤。导流堤的设计洪水固有频率一般应与桥梁的固有频率相同。

导流堤是由上游堤和下游堤组成的，上游堤的端部称为堤端，与桥梁连接处称为堤根，堤端直接遭受洪水的冲击，是保证导流堤稳定的关键部分，故必须牢固。导流堤的平面布置示意图见图 4—1。

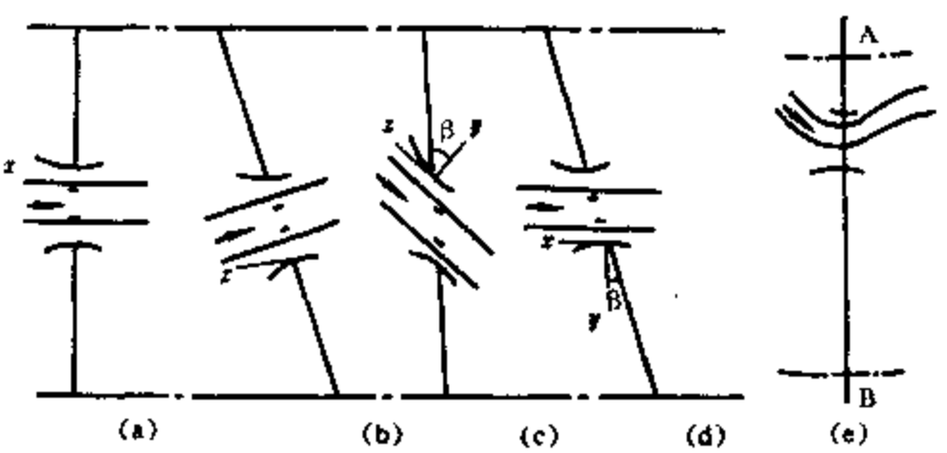



图 4—1　　导流堤平面布置示意图

## 三、导流堤形状与尺寸计算方法[10]

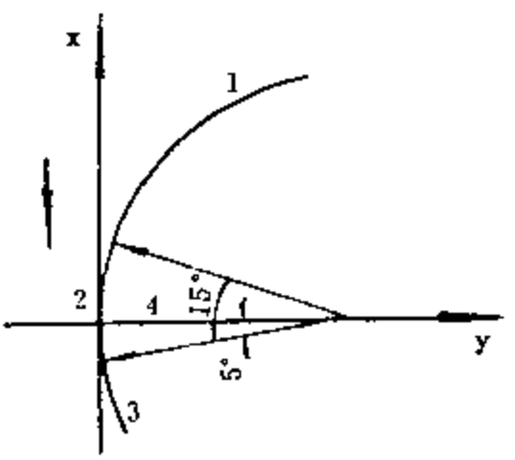
导流堤形状与尺寸有各种不同的设计方法，下面选择两种略加介绍：

1. 安德烈也夫法

首先按 $R_{min}=KB_{min}$ 初步确定最小的曲率半径值，式中 $B_{min}$ 为最小桥孔宽度；K 为系数，可查表 4—6 确定。然后，由 $X=2.35R_{min}$ 及 $Y=1.438R_{min}$ 计算上游堤堤头坐标，并点绘于平面图上，若发现此点位置与实际地形不适合时，可修改 $R_{min}$ 后重新计算。最后，由最终选定的 $R_{min}$ 值按表 4—7 算出堤轴线各点的坐标并绘出堤轴线图(图 4—2)。

表 4—6　K 值表

| $Q_t/Q$(%) | 60 | 50 | 40 | 30 | 20 | 15 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| K | 0.20 | 0.20 | 0.15 | 0.10 | 0.05 | 0 |




1—椭圆曲线 2—圆弧曲线 3—直线 4—引堤

图 4—2　曲线形导流堤定线图

2. 布雷德利法[1]

导流堤形状由长短轴比为 2.5∶1 的 1/4 椭圆方程决定：

$$L = (x^2 + 6.25y^2)^{1/2} \qquad (4—32)$$

表 4—7　曲线形导流堤平面形式及尺寸表

| 导流堤 | 曲率 | a(度) | $X/R_{min}$ | $Y/R_{min}$ | $\Delta S/R_{min}$ | 附注 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 上游堤 | 半径变化的曲线 | 90 | 2.350 | 1.438 | 0.175 | 上游堤端 |
| | | 80 | 2.336 | 1.262 | 0.182 | |
| | | 70 | 2.288 | 1.087 | 0.191 | |
| | | 60 | 2.207 | 0.914 | 0.216 | |
| | | 50 | 2.084 | 0.740 | 0.246 | |
| | | 40 | 1.909 | 0.566 | 0.375 | |
| | | 30 | 1.657 | 0.391 | 0.425 | |
| | | 20 | 1.278 | 0.216 | 0.279 | |
| | 圆弧 | 15 | 1.000 | 0.132 | 0.337 | 圆弧起点 |
| | | 10 | 0.672 | 0.058 | 0.337 | |
| 下游堤 | | 5 | 0.336 | 0.015 | 0.337 | |
| | | 0 | 0.000 | 0.000 | 0.337 | 桥梁基线 |
| | | −5 | −3.336 | 0.015 | 0.337 | 圆弧终点 |
| | 直线 | | −0.765 | 0.051 | 0.421 | |
| | | | −1.175 | 0.088 | 0.421 | 下游堤端点 |

$\left(\frac{\Sigma\Delta S}{R_{min}}\right)_{上游}=3.032$；　$\left(\frac{\Sigma\Delta S}{R_{min}}\right)_{下游}=1.179$；　$\left(\frac{\Sigma\Delta S}{R_{min}}\right)_{全长}=4.211$

注：(1)曲线自上而下，从上游堤堤头算起(见图 4—2)；

(2)α——曲线上相应各点的法线与坐标轴 y 的夹角；

(3)X、Y——堤轴线上的坐标值，ΔS——曲线长度。

文献[1]根据大量现场及试验资料，将导流堤长度 L 与流量比 $Q_x/Q_{100}$及通过桥孔的平均流速 $U_n$(ft/s)之间的参数

关系绘成图。由河滩流量$Q_t$及邻近桥台30.5m内的流量Q′，计算出$Q_t/Q'$，由此值及$U_0$值即可在横坐标上查得所求之导流堤长度，当查出的L<15.25m时，通常可不修导流堤，当15.25<L<30.5m时，堤长应不小于30.5m。详见文献[1]。

## 四、导流堤顶面标高及横断面的确定

桥轴线处导流堤顶面标高H按下式计算：

$$H = H_P + \Delta z + h_s + \Sigma\Delta h + 0.25 \qquad (4—33)$$

式中，H为导流堤顶面标高(m)；$H_P$为设计水位(m)；$\Delta z$为桥前壅水的高度(m)；$h_s$为波浪爬高(m)；$\Sigma\Delta h$为各影响因素产生的水面升高之和(m)。

导流堤横断面一般为梯形，其顶宽和边坡，一般可按表4—8采用。

表4—8 导流堤顶宽和边坡

| 堤顶宽(m) | | 边坡 | | |
|---|---|---|---|---|
| 堤头 | 堤身 | 堤头 | 堤身 | |
| | | | 迎水面 | 背水面 |
| 3～4 | 2～3 | 1∶2～1∶3 | 1∶1.5～1∶2 | 1∶1.5～1∶1.75 |

## 五、导流建筑物的防护

导流建筑物的防护标准视其可能遭受水流、波浪、流冰、流木、漂流物等的冲击面定，常见的防护工程有：铺草皮、抛石、干砌片石、浆砌片石、混凝土板护坡、石笼等。在盛产石料的地区且有适当的运输工具，特别是在防洪抢险时，可采用抛石加固的办法。抛石除可用于防护导流堤坝外，还可用于河滩

路堤、河岸和桥墩台的基础。

为使抛石防护有一定的稳定性，抛石堆的水下边坡一般不陡于 1∶1.5，当水深流急或波浪强烈时可以减缓边坡。抛石堆的顶部宽度不应小于最小石块尺寸的 2 倍。

抛石尺寸的确定，从力学角度讲，如果位于坝坡上的块石起动流速小于坝前水流的最大垂线平均流速 $V_{max}$，即会被掀走。稳定条件下根石临界粒径 $D_m$ 可用下式确定[6]：

$$D_m = 0.038V_0^2/R^{1/3} \qquad (4-34)$$

式中，R 为水力半径；对于宽浅河床亦可用水深 h 代替。相对于著名的伊兹巴士公式[11]，上式还反映了水深的影响，工程应用结果表明，上式与实际颇为符合，将调查得到的黄河丁坝经常出险时的水流资料代入式(4—34)，计算得到的黄河丁坝块石稳定的临界粒径为 40～45m。显然黄河现有丁坝块石中相当部分的块度都小于此值，意味着这些根石若位于坝坡坡面，都可能在主流顶冲之时被冲动。由此还应认识到，尽管老险工根石深度较大，但也难以保证坝前坡面上的块石长期处于稳定状态，因此需要研究防止块石走失的途径。

为使抛石堆有一定的密实度，宜用不小于临界粒径的大小不同的石块掺杂抛投。

实践中可以发现，散抛石防护措施所保持的稳定是相对的，即使抛石后能稳脚固根，但局部坝坡上的块石仍有位移，特别是主流上提下挫，都可能引起受冲部位的根石蛰动走失。实验结果表明，无论采取围护四面体、灌柱桩挡护，还是混凝土铰链沉排护根及沉箱护根等方案，都存在一定的缺陷，或造价高、或施工难度大、或防护效果差[6]。

在研究了上述方案的基础上，我们于 1988 年提出了新的

防护途径——“网罩护根”，即先在根石走失的部位，铺上厚度为1.5～2.0m，宽度范围15～20m的根石或人工块体。然后在所铺根石之上罩一个宽度范围为35～40m的网（该网材料拟用经过韧锻处理的8号镀锌铅丝，在黄河上使用年限一般为8～12年，此外也可考虑使用高强度的尼龙绳），网孔径为20～30cm，网眼形式为方形或六角形（方形网眼能节省材料且柔软性较好）。网孔径大小影响护网的强度，如果可能，在着流较重的部位尽量做成孔径为20cm甚至更小的网眼。网罩的一边固定在根石台上（在根石台上设置足够的钢钎，以固定网。若是新修坝垛，可采取预埋地锚的办法固定网纲），另一网边串一条5号铅丝，其上拴连大块体作为网坠（网坠间距为1～1.5m，拟取直径为65～80cm的块石，也可采用重量为400～700kg的混凝土预制块或铅丝笼），放置在加铺根石范围以外的河床上，这样就形成了以网罩护根石的防护体系。对于已建丁坝的根石防护，为了避免护网遭到人为的破坏，可以考虑将网罩的近岸一端通过设置网坠固定在坝头枯水位以下，该网坠可采用现场混凝土灌浆的办法，不仅使网坠块度增加很多，而且又能使网坠位于坝体之内。

由放水试验及黄河上开展的中间试验观察发现，伴随着坝前冲刷坑的形成和发展，网坠蛰动位移，网边朝根石坡脚方向收紧，使整个护网紧贴坝头根石及河床，那些被罩护其中的根石，只能随河床冲刷变形在网内作相应位移调整，而不能滑出网外，有效地起到了防止坝头根石走失的作用。此外，在坝头用网将根石罩护之后，加长了丁坝坝坡长度，同时也减缓了坝的坡度，这样不仅使坝前主流有所外移，而且增加了坝前产生的下折水流的运行路程，从而也减轻了水流对坝前河床的

冲刷，具有良好的抗冲稳定性。

为了使网罩护根方案更加合理，在尽量减少根石用量的前提下，对设计方案进行了调整（见图 4—3）。主要变化在于根石坡度变为 1∶1.5，预铺根石厚度定为 2m，为了避免根石用量增加，将预铺的根石范围由 20m 减为 10m。这种调整，不仅便于施工（根石铺放范围有所减少），而且模型试验结果表

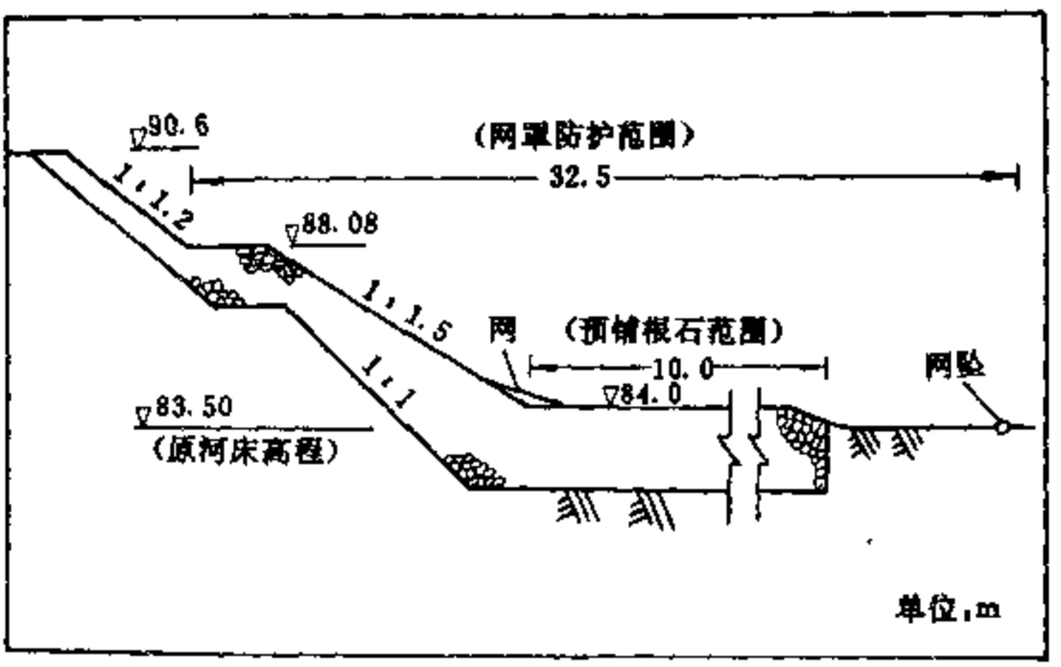



图 4—3　网罩护根改进方案剖面图

明，改进后的方案更能保证主流顶冲下根石坡度的连续性，网内根石距坝头不远而距网边网坠之间留有更多的余地，使网罩护根效果更好。

此外，试验发现网罩护根方案用于新建丁坝，有时坝头局部仍会出现下蛰的险情，其原因是该方案护土效果差。不过，由于网坠及一些网内石块形成的护面坡脚，伸入冲刷坑内，能够起到阻止冲刷坑向根石坡脚方向继续发展的作用，因而上

部作些抢险补修，即告平安，不致于造成大量的根石走失。为增加护土效果，又在根石与土胎坝体之间铺设一层土工织物布，形成了以布护土，以石护布及以网护根的体系，这层土工织物布，没有直接暴露在阳光下，造价也不高，还能起到防止溃膛的作用。

在野外试验基地进行的校核试验结果表明[12]，当水流强度明显大于原型的情况下（模拟的原型行近流速为 4m/s，坝头附近流速为 5～6m/s），上述改进方案的根石防护效果乃是令人满意的，确实能达到稳脚固根的目的。在这种水流条件下，若拆去护网，马上即出现坝头坍塌入水及根石大量走失的险情，而且坝头很快就削去大半，出现难以保坝的严重局面。

通过试验和野外实地观察，网罩护根尚有如下几点值得注意：

（1）在恶劣水流作用时，网坠密度直接影响到块石走失防护效果，因面要求尽量减少网坠间距，并在预铺块石的外缘，铺设一些体积较大的铅丝笼，以防止网内根石“漏网”滑出。另外，靠近网坠附近的网的孔径不要小于 30cm，以免块石被兜住时漏出。

（2）迎水面护网长度及靠近坝根的网缘应视丁坝位于整个工程的部位而定，对于群坝之中的丁坝，迎水而防护 40～50m 即可，而对于易受主流顶冲的丁坝防护长度不得低于 60m，且靠近坝根的网缘，需系上较大重量的网坠。

（3）在条件基本相同的情况下，对传统的散抛石抢险方案和网罩护根方案进行的比较试验表明，一道新筑丁坝（根石坡度为 1∶1.5），当来流方向与丁坝轴线的夹角为 60°～70°时，需加抛石量 3000～4000m³，根石才趋于稳定（根石稳定坡度

为 1∶1.3～1∶1.5)；而网罩护根方案，仅需要预铺 2000～2500m³ 块石，即能承受大溜长期靠溜顶冲的考验，起到了节省人力、物力的作用，并可改变汛期被动抢险的局面。实际上，为减少造价，还可根据试验结果减少某些部位的预铺块石厚度与范围。例如在迎水面预铺根石可减少为 1～1.5m，预铺宽度为 5～8m，网护范围也可减少到 20～30m。

(4)散抛石抢险时对块石块度有一定要求，面网罩方案，可允许一些小块度的破碎块石预铺在靠近坝头的一带，面且在预铺块石的底部铺设一些小块石，反而能够起到保护河床的作用。在新修丁坝块石及土胎之间设一层土工织物布，具有反滤防冲作用，与块石及护网组成的防护坡面，能抑制水流对土胎的攫取，增加坝体基础的稳定。

## 参 考 文 献


1 J.N 布拉德利. 桥梁河道水力学. 郑光濂译. 陆浩校. 人民交通出版社，1980.

2 铁道部第三勘测设计院. 铁路桥涵设计规范. 中华人民共和国铁道部部标准，1986.

3 阚译. 桥渡设计讲义. 铁道部桥梁水文班讲义，1981.

4 陆浩，高冬光. 桥梁水力学. 人民交通出版社，1991.

5 张红武. 弯道环流分布规律的研究现状. 泥沙情报，1986(4).

6 张红武. 黄河丁坝冲刷及根石走失的试验研究. 第四届中日河工坝工会议论文集(东京，京都，札幌)，1988.

7 O.B. 安得列耶夫，等. 桥渡建筑物所在河段的河床变形. 荆玉尔译. 河床演变论文集. 科学出版社，1965.

8 李保如. 河道整治规划及整治工程措施. 水利部河工研讨班讲义，1988.

9 丁君松，谢鉴衡，等. 河道整治. 中国工业出版社. 1965.

10 E. B. 波尔达科夫、O. B. 安得列也夫. 跨河桥渡. 人民交通出版社，1959.

11 C. B. 伊兹巴士. 施工水力学. 顾鹏飞译. 水利电力出版社，1959.

12 张红武. 黄河丁坝网罩护根模型试验报告. 黄委会水利科学研究所研究报告，1989.

13 拾兵. 挑流丁坝对下游桥渡影响的试验研究. 兰州铁道学院学报. 1993(1).

# 第五章　桥涵孔径设计

桥涵孔径应根据过水条件、河道演变、地质地貌特征、桥台和桥头河滩路堤高程、填料来源、占用耕地以及便利养护等因素综合研究决定；设计时必须保证在设计洪水及枯水期，漂木、泥石流及其它漂浮物能够安全通过，保证桥头路堤不致溃决；还应考虑交通、排灌的需要；并对桥建成后河势的变化有所估计。一般孔径的确定不能完全依赖公式计算[1]，而要综合分析各种影响因素，并在必要时借助河工模型试验进行确定。

## 第一节　桥孔布置原则

总体而言，桥孔的位置与大小，应与天然断面的流量分配相适应，并应符合下列要求：

1. 对于山区河流，峡谷河段的桥台不得伸入河槽，开阔河段桥头路堤可以伸入河滩，但不得伸入河槽。

2. 对于平原河流，顺直微弯和蜿蜒河段上，应预估河湾的发展和深泓的摆动，在摆动范围内应布设桥孔；分汊型河段上，应在各汊流上分别设桥，并预估各汊流量分配比的变化；游荡型河段上，应在游荡范围内结合当地的治理规划，因地制宜地加以导治。

3. 通航和筏运的桥孔，应布设在稳定的航道上，必要时应适当预留航孔。

4. 桥梁墩台位置不宜布设在主流深泓线上或主航道上，并应避免布设在断层、陷穴、溶洞、滑坡等不良地段。

5. 无特殊要求时，简支梁桥的跨度必须符合国际《铁路桥梁标准跨度》之规定。

# 第二节　设计洪水

## 一、设计洪水标准

根据《铁路桥渡勘测设计规范》TBJ17—86（以后简称《规范》）的规定[2]，桥涵应按表 5—1 的洪水频率标准进行设计或检算。

表 5—1　　桥涵洪水频率标准

| 铁路等级 | 设计洪水频率 | | 检算洪水频率 |
|---|---|---|---|
| | 桥梁 | 涵洞 | 特大桥、修复困难、重要者 |
| Ⅰ、Ⅱ | 1/100 | 1/50 | 1/300 |
| Ⅲ | 1/50 | 1/50 | 1/100 |

## 二、设计流量

在桥涵建筑物设计中，确定符合一定频率的设计洪水流量，是一个非常重要而又复杂的问题。目前设计洪水流量的途径，大致可归纳为根据流量资料推算、根据雨量资料推算、根据历史洪水调查资料推算等。

1. 根据流量资料推算设计流量

在桥址或其上、下游，具有 20 年及以上的实测流量资料，

并调查到历史洪水时，可直接根据流量资料进行频率计算，推算设计流量。因洪水资料是推求设计洪水的基础，是决定成果精度的关键，因此使用的资料必须满足可靠性、代表性、独立性和一致性等方面的要求。

2. 根据雨量资料推算设计流量

暴雨是形成洪水的主要因素。根据雨量资料推算设计洪水是一种间接的办法，即对降雨、融雪，经过损失及集流而形成流量的全过程加以分析研究，从而估算流量。为保证设计流量的精度，对雨量资料的观测精度、系列长短、地区特性以及暴雨的独立性和代表性等，均须作细致的调查分析研究工作。

3. 根据调查历史洪水推算设计流量

在遇到缺乏水文资料的地区或虽有水文实测资料但系列较短，不能满足设计要求时，为弥补这些缺陷，应进行洪水的调查和计算。对调查的洪水资料，要认真分析、多方面论证，去伪存真。

利用以上三种途径设计流量的方法应遵循《规范》之规定。并尽可能采用多种方法计算，经分析论证后，选用其合理者。

## 三、设计水位

在桥梁孔径设计中，必须确定桥址处设计水位。在已知设计流量的条件下，可按以下方法确定：

1. 桥址附近有水文站，且河段顺直，可利用水文站测流断面计算设计水位，用相关法或比降法将水位推移至桥址处；当桥址处河底坡度及横断面变化较大时，可用水面曲线法推算。

2. 在桥址附近河床断面规则并有多年历史洪水位资料

时，可按《规范》中有关频率计算规定直接推算设计水位。

3. 在桥址处绘制水位流量关系曲线，利用已知桥址设计流量，反推桥址处的设计水位。但往往由于观测资料序列较短，资料变化范围满足不了设计需要，需对实测的水位流量关系进行延长。下面简单介绍几种延长方法[3]：

(1)相对稳定河段水位流量关系曲线延长

当有实测资料的河段均匀顺直，断面较稳定，不受下游变动回水影响，其水位流量关系呈单一关系时，可以根据具体情况利用以下几种方法外延：

a. 外延水位～流速关系

河床比较稳定，河槽形状没有特殊变化时，水位流速关系点子常较集中，曲线趋势明显，一般高水位的水位流速关系曲线常趋近于直线，且与纵轴接近平行。据此可延长水位流速关系曲线，再利用水位断面面积关系曲线，求得需要延长部分的断面面积数值，将延长部分的流速和断面面积相乘就可延长水位流量关系曲线(图 5—1)。

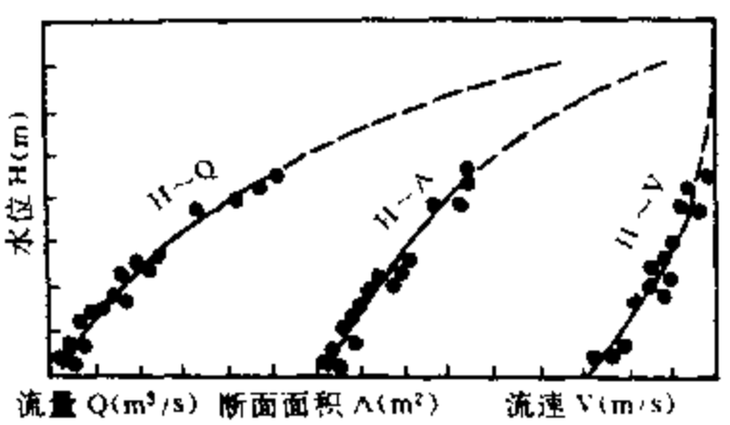



图 5—1　外延水位～流速关系

b. 用 $H\sim\frac{1}{n}J^{1/2}$法延长

在河道整齐顺直、断面变化均匀时，高水部分水面比降 J 及糙率 n 值比较稳定。设高水位时 J、n 值接近于常数，则 $\frac{1}{n}J^{1/2}$也接近于常数，$H\sim\frac{1}{n}J^{1/2}$关系线在高水部分接近于垂线，可顺曲线趋势沿平行于纵轴的方向延长高水部分。然后再根据实测大断面资料计算各级高水位时的断面面积与平均水深，并自 $H\sim\frac{1}{n}J^{1/2}$关系曲线上查得$\frac{1}{n}J^{1/2}$值，即可用公式 $Q=AR^{2/3}(\frac{1}{n}J^{1/2})$计算流量，从面得到高水部分水位～流量关系曲线(图 5—2)。在复式河槽高水位有漫滩现象时，如应用本法延长，河槽与漫滩流量应分别计算。

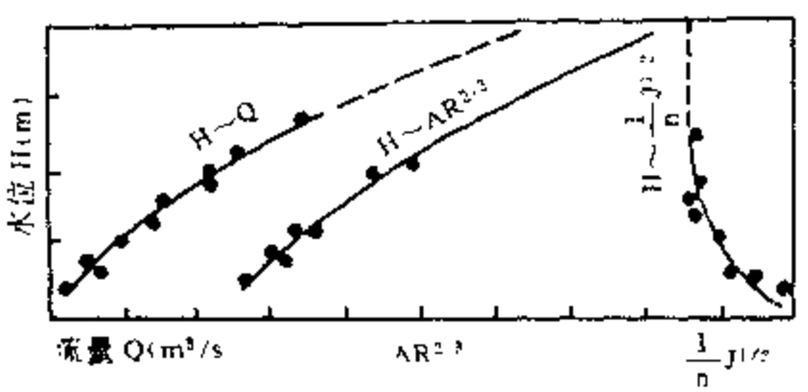



图 5—2　外延水位～$\frac{1}{n}J^{1/2}$关系

c. 顺势外延水位流量关系曲线

单一断面，H～Q 关系曲线稳定，趋势明显，高水位时河段水力特性无特殊变化时，可顺势外延，但外延幅度不宜超过实测水位变幅的 20%，如外延较多时，应与其它方法所计算的成果相校正。

(2)受冲淤影响河段的水位流量关系曲线延长

在冲淤变化不太严重的河道上，高水位时冲淤部分在全断面所占比重不大，高水水位流量关系曲线基本上是稳定的，仍可用上述方法加以延长。在冲淤变化严重的河道上，情况就比较复杂，一般来说，冲淤影响又包括，历史洪水发生以来断面的年际冲淤变化和在一次洪水过程中的冲淤变化两个方面。年际冲淤变化的数量主要依靠调查访问和文献资料的考证等方面获得，年内一次洪水过程中的冲淤变化数量主要通过实测资料的分析计算来解决。对冲淤变化较大的河流条件下的设计水位，应考虑水位流量关系曲线的上包线与下包线，即设计流量可能产生的高水位与低水位。为安全起见，在计算壅水时可用高水位，计算冲刷时可用低水位。

4. 确定桥下设计水位时，对一些水位并非完全随流量大小面变化的情况必须充分注意，如潮汐、大河倒灌、水库壅水、冰塞及河湾处水位超高等。

## 四、设计流速

设计流速是确定桥孔长度的主要因素之一，流量确定后，流速与过水面积成反比，故面设计中，总希望流速尽量大些，使桥下能提供的过水面积尽量小些。因面，对同一桥位，由于流速的不同，桥梁可以采用不同的孔径。面设计流速则应根据河流的特点、桥式方案等拟定，选用设计流速时必须考虑：桥前河流断面上流速分布；建桥后，桥下流速的大小；建桥后的冲淤情况。一般采用通过设计流量时河槽的天然平均流速作为设计流速。通常设计流速以 $v_p$ 表示，单位为 m/s。

# 第三节　桥孔径计算[4]

## 一、大中桥孔径计算

大中桥的孔径计算，主要是根据桥位断面的设计流量和设计水位，推算桥孔最小长度及桥下净高，以便确定桥孔的布置。

1. 桥位处水流分析

建桥后，过水断面受到压缩和墩台的阻水影响，改变了水流和泥沙运动的天然状态，而水流和泥沙运动状态是确定桥梁孔径的依据。如不设导流堤，桥位河段水流状态，可简化为图 5—3 所示。

从桥位上游的断面 Ⅰ，水面开始壅高；从断面 Ⅰ 到断面 Ⅱ，水深逐渐增加，水面纵坡和流速逐渐减小，泥沙发生淤积；至断面 Ⅱ 处，达到最大壅水高度 $\Delta z$；再向下游，流水中线水面纵坡呈凸形下倾曲线，流水有效宽度及水深都逐渐缩减，流速相应加大，挟沙能力增加；但由于上游壅水区部分泥沙淤积，水流含沙量减少，不能满足挟沙能力的要求，则由冲刷河床补给，这种冲刷向桥孔逐渐增大；直到桥梁中线稍下游的断面 Ⅳ 处，水流呈现“颈口”形状，此断面流速最大，水面最窄，冲刷最大，称为颈口断面。当桥头有合理的导流堤或桥头锥形填土能起导流作用时，桥轴断面与水流最大挤压断面重合，桥轴处断面即为颈口断面。

2. 设计流速

上节已谈到，桥下设计流速的选择是确定桥孔长度的主

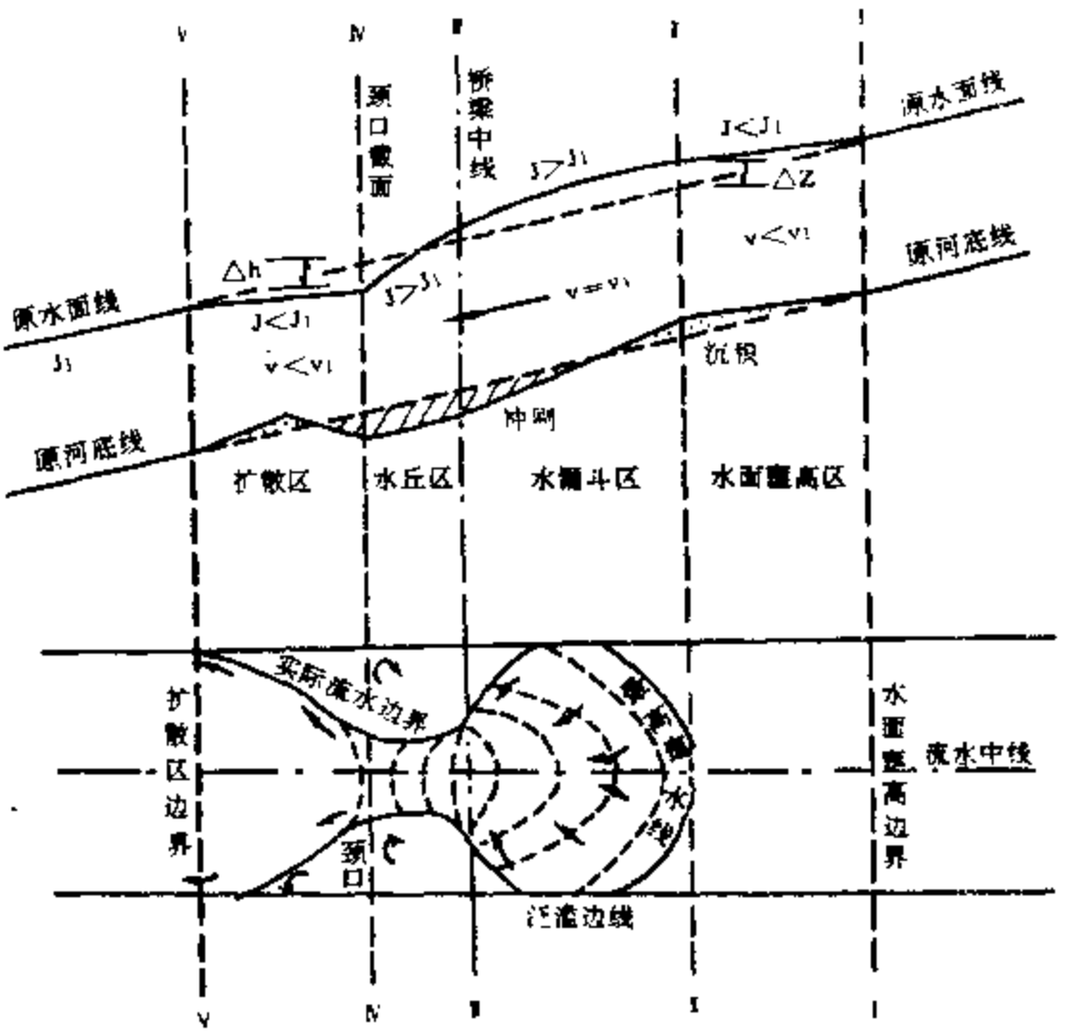



图 5—3　　桥位处流水平面及中线纵剖面图

要因素之一，相对来说，流速选择愈大，需要的过水面积愈小，桥孔随之愈短。设计流速不同于设计流量与设计水位，设计流量与设计水位是通过水文勘测得到的原始资料来推求的，而设计流速则可根据河流特点、桥式方案等拟定，由设计者预计建桥后可能达到的桥下流速。对一般河滩较小、压缩不多的河段，可采用通过设计流量时河槽（包括边滩）的天然平均流速

作为设计流速。变迁性河段和山前扩散性河段，河槽往往摆动很宽，设计流速一般应用最大有效河槽宽度范围内的平均流速为设计流速，也可考虑床沙的不冲流速作为设计流速。

3. 桥下过水面积计算

桥梁孔径主要应保证设计流量能顺利宣泄，即计算孔径必须提供满足河道排洪和输沙所需的最小过水面积。

桥下过水面积的计算是假定修桥前后桥下水位不变。修桥后，桥下水流一般都或多或少受到压缩，由于桥下过水面积因压缩面减小，势必引起桥下流速加大和河床冲刷。当桥下过水面积因冲刷面逐渐扩大时，桥下流速必随之减小。待桥下流速恢复到河槽的天然流速时，冲刷即行停止。桥下过水面积的计算，就是在上述假定的基础上进行的。

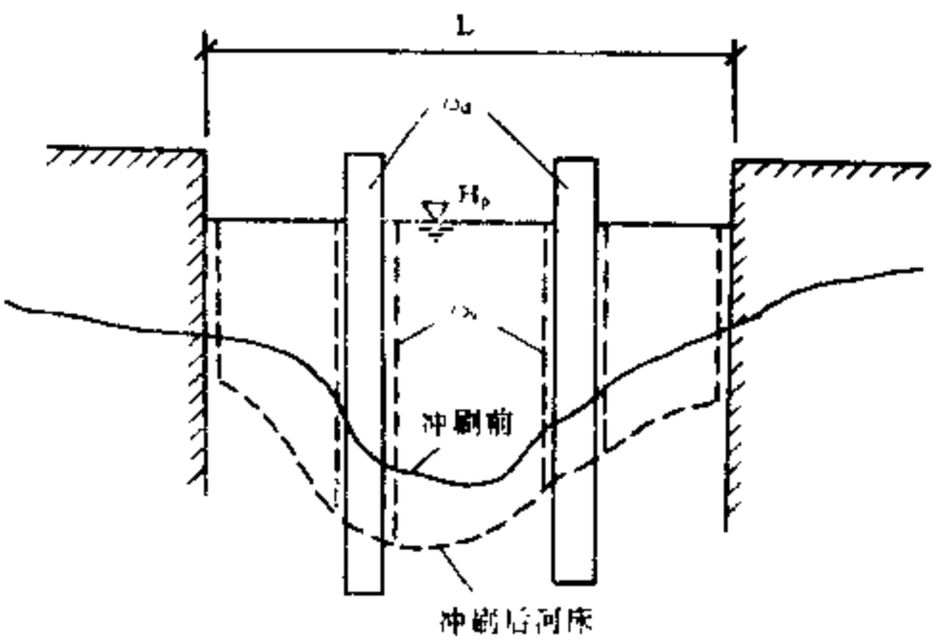



图 5—4　桥位处过水断面

桥下过水断面如图 5—4 所示，根据桥下过水面积的变化

情况，建立桥下供给面积计算公式，通常把桥下断面分为以下几个部分：

$\omega'_g$——冲刷前桥下有效过水面积；

$\omega_d$——冲刷前被桥墩占去的过水面积；

$\omega_k$——冲刷前被墩侧涡流占去的过水面积；

$\omega_g$——冲刷前桥下供给面积，$\omega_g=\omega'_g+\omega_d+\omega_k$；

$\omega_0$——冲刷前桥下净过水面积，其中不包括桥墩所占过水面积，$\omega_0=\omega_g-\omega_d$。

根据水力学公式 $Q=\omega v$，桥孔必须满足下式：

$$\omega_g \geqslant \frac{Q_p}{v_p}=\omega_x \tag{5—1}$$

式(5—1)中的 $\omega_x$ 是指河床没有被压缩情况时的过水面积，即指河床演变基本上维持天然状态。实际上，通常是桥下河床被压缩，使所供给的过水面积小于 $\omega_x$。设计时，实际上采取的桥下过水面积 $\omega'_g$ 与用式(5—1)计算出的 $\omega_x$ 之比，反映河床压缩程度，可用冲刷系数 P 来表示：

$$P=\frac{\omega_x}{\omega'_g} \tag{5—2}$$

式(5—2)表示，冲刷系数是桥下需要的过水面积与供给面积之比，容许的冲刷系数不宜超过表 5—2 规定。

表 5—2　容许冲刷系数

| 河段类别 | 冲刷系数 |
|---|---|
| 山区峡谷段 | ≤1.2 |
| 山前变迁段 | 按地区经验确定 |
| 其它各类河段 | ≤1.4 |

桥下河槽存在着冲刷河流的自动调节作用。被桥孔压缩的流速超过天然河槽所能承受的最大流速时，桥下河床将发生冲刷，桥下过水面积增大，流速降低，冲刷变缓，终趋停止。冲刷系数亦可用桥下冲刷前的过水断面面积 $\omega_{冲前}$ 与冲刷后的过水断面面积 $\omega_{冲后}$ 之比表示，即：

$$P = \omega_{冲后} / \omega_{冲前} \qquad (5—3)$$

由于墩台侧面涡漩的阻水，应引入一个压缩系数 $\mu$，即：

$$\mu = \omega'_g / \omega_0 \qquad (5—4)$$

通常，天然河流多为宽浅河道，各桥墩的淹没深度相差不大，可近似认为相等。冲前桥墩所占的过水面积 $\omega_d$ 与桥下供给过水面积 $\omega_g$ 之比 $\lambda$，可近似用墩宽 b 与跨径 $L_0$ 之比表示，即：

$$\lambda = \omega_d / \omega_g = b / L_0 \qquad (5—5)$$

由式(5—1)、(5—2)、(5—4)、(5—5)可得桥下供给面积公式：

$$\omega_g = \frac{Q_p}{(1—\lambda)\mu \cdot P \cdot v_p} \qquad (5—6)$$

当桥位与水流斜交时，桥孔的大小须满足下式：

$$\omega_g = \frac{Q_p}{(1—\lambda)\mu \cdot P \cdot v_p \cdot \cos\alpha} \qquad (5—7)$$

式中，$\alpha$ 为桥轴线的法线与水流方向的夹角；$\mu$ 为压缩系数，应由下式计算：

$$\mu = 1—0.375 \frac{v_p}{L_0} \qquad (5—8)$$

若用孔径表示则有：

$$L = l\cos\alpha—a\sin\alpha \quad (\text{图 } 5—5a) \qquad (5—9)$$

或　　$L = l\cos\alpha$　　（图 5—5b）　　（5—10）

其中，L 为有效孔径长；$l$ 为设计水位下墩间距；a 为墩垂直于线路方向的长度（图 5—5）。

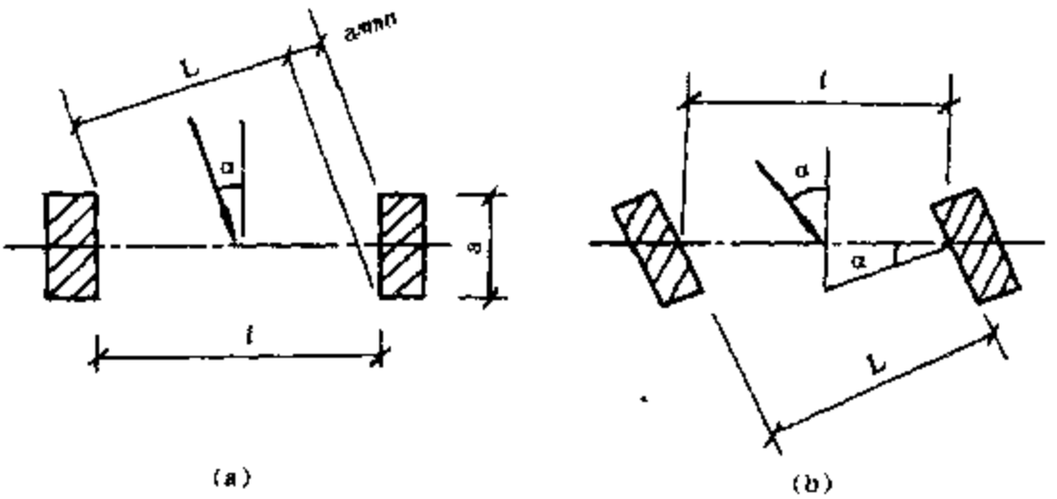



图 5—5　　桥孔与水流斜交

## 二、小桥孔径计算

当桥下河床不允许冲刷时，可采取铺砌防冲的办法。大中桥不宜采取铺砌防冲，小桥则可，而桥下河床设置铺砌防冲的小桥，其孔径计算应按不同过水状态，选用不同的公式。

首先，应判别桥下的水流流态，要判别水流流态，须计算出下游天然河道水深 $h_0$ 及临界水深 $h_k$。由第一章所讲内容可知：

$h_0 > h_k$，为缓流；

$h_0 = h_k$，为临界流；

$h_0 < h_k$，为急流。

流态判别后，根据不同流态采用以下公式计算小桥的孔

径。

1. 缓流时，此时桥下水深为天然水深 $h_0$，则桥下需要的净孔宽度 B 为：

$$B = \frac{Q_p}{\varepsilon \cdot v_p \cdot h_0} \tag{5—11}$$

式中，$Q_p$ 为设计流量($m^3/s$)；$\varepsilon$ 为侧收缩系数，有锥体护坡的单孔桥可取 0.9，多孔桥可取 0.8；$v_p$ 为设计流速(m/s)，可根据河床铺砌类型选用相应的允许流速[2]。

桥前积水后的水深为：

$$H_0 = h_0 + \frac{V^2}{2g\varphi^2} - \frac{V_0^2}{2g} \tag{5—12}$$

式中，V 为桥下流速(m/s)，应根据最后采用的标准孔径计算决定。$V_0$ 为桥前水流行近流速(m/s)，可用桥前积水断面积去除设计流量得到；$\varphi$ 为流速系数，有多锥体护坡的单孔桥可采用0.9，多孔桥可采用 0.85；$h_0$ 为天然情况下河道水深(m)。

2. 临界流时，桥下需要的净孔宽度 B 为：

$$B = \frac{Q_p \cdot g}{\varepsilon \cdot v_p^3} \tag{5—13}$$

桥前积水后的水深 $H_0$ 为：

$$H_0 = h_k + \frac{v_k^2}{2g\varphi^2} - \frac{V_0^2}{2g} \tag{5—14}$$

式中，$h_k$ 为临界水深(m)，$h_k = v_k^2/g$。

将桥下需要的净孔宽度 B 延至标准梁跨度的净孔宽度 b 后，桥下的临界流速 $v_k$ 可按下式计算：

$$v_K = \sqrt[3]{\frac{Q_p \cdot g}{\varepsilon \cdot b}} \tag{5—15}$$

3. 急流时，急流状态下的小桥，其孔径宜按沟槽的天然宽度设计，桥前水深为河道的天然水深。当桥孔压缩河槽时，其计算公式同缓流。利用以上公式，就可求出小桥的孔径与桥前积水后水深，然后与实际允许水深进行比较，调整到合理高度。

## 三、桥下净空

不通航亦无筏运的桥孔，其桥下净空高度，应符合表 5—3 的规定。

表 5—3　桥下净空高度

| 序号 | 桥的部位 | | 高出设计水位加 Δh 后的最小高度 (m) | 高出检算水位加 Δh 后的最小高度 (m) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 梁底 | 一般情况 | 0.5 | 0.25 |
| | | 洪水期有大漂流物 | 1.50 | 1.00 |
| | | 有泥石流 | 1.00 | / |
| 2 | 支承垫石顶 | | 0.25 | / |
| 3 | 拱肋和拱圈的拱脚 | | 0.25 | / |

注：(1)表列的“设计(或检算)水位”系指相应于《规范》第 1.0.8 条表 1.0.8 中的设计(或检算)洪水频率的水位；“Δh”系表示根据河流具体情况，分别考虑桥下壅水、浪高、局部股流涌高、河床淤积等影响的高度。

(2)洪水期无大漂流物通过的河流，实体无铰拱桥(拱圈或拱肋)的拱脚，允许被“设计水位加 Δh”后的水位淹没，但此水位不应超过矢高之半，且距拱顶的净高亦不应小于 1.0m。

(3)有严重泥石流时，或钢桥下在洪水期有大漂流物通过时，可根据具体情况，采用大于表列的净空高度。

## 第四节　桥孔计算的其它方法

桥孔设计要考虑桥下排水、输沙通畅，并使河床趋于向有利的方向变形；要考虑桥前壅水影响，施工条件及经济效益，还要结合治河和排灌。影响桥孔净长的因素较多，下面介绍几个从不同途径导出的桥孔长度计算公式。

### 一、稳定、次稳定河段

对于稳定和次稳定的河段，在勘测设计阶段，可用下式估算桥长：

$$L_j = K \cdot B_c \tag{5—16}$$

式中，K 为综合系数，稳定河段取 K＝0.75～1.05，次稳定河段取 K＝0.8～1.15；$B_c$ 为河槽宽度(m)；$L_j$ 为桥孔净长(m)。

根据设计流量导出的计算桥孔净长的单宽流量公式如下，它适用于稳定和次稳定河段：

$$L_j = \frac{Q_p}{\beta \bar{q}_c} \tag{5—17}$$

式中，$Q_p$ 为设计流量($m^3/s$)；$\bar{q}_c$ 为河槽平均单宽流量($m^3/(s \cdot m)$)；β 为水流压缩系数，即：

$$\beta = K_1 \cdot \left(\frac{B_c}{\bar{h}_c}\right)^{0.05} \tag{5—18}$$

式中，$\bar{h}_c$ 为河槽平均水深(m)；$K_1$ 为系数，稳定河段取 1，次稳定河段取 0.92。

## 二、宽滩性河段

桥孔净长仍按式(5--17)计算，该式中的水流压缩系数：

$$\beta = 1.19\left(\frac{Q_c}{Q_t}\right)^{0.1} \qquad (5—19)$$

式中，$Q_c$ 为河槽流量($m^3/s$)；$Q_t$ 为河滩流量($m^3/s$)。

## 三、变迁性或游荡性河段

1. 可以划分出滩、槽的河段，其桥孔净长：

$$L_j = K_c \cdot \left(\frac{Q_p}{Q_c}\right)^{1.3} \cdot h_c^{0.2} \cdot B_c^{0.8} \qquad (5—20)$$

式中，$K_c$ 为系数，游荡性河段取 2.1～2.3，变迁性河段取 1.7～2.0。

2. 不能划分出滩、槽的河段，其桥孔净长：

$$L_j = \frac{B_0}{K_j^{1.37}} \qquad (5—21)$$

式中，$K_c$ 为河床压缩系数，一般取 1.0～1.2；$B_0$ 为基本河槽宽度(m)，即：

$$B_0 = A \cdot \frac{Q_p^{0.5}}{J^{0.25}} \qquad (5—22)$$

式中，J 为河床纵坡；A 为河段特性系数，一般为 1.0～1.5。

## 四、泥石流地区

在泥石流通过跨越的桥梁，宜采用单孔，不可压缩沟床。但在流通区与沉积区之间的过渡段跨越的桥梁，允许压缩部分沟床，但为使桥前壅水不致过高，桥长可按坡度和糙率进行换算：

$$L_j = \frac{1}{\mu} \cdot \frac{n_1 \cdot J_1^{0.5}}{n_2 \cdot J_2^{0.5}} \cdot B_1 \qquad (5—23)$$

式中，$L_j$ 为桥孔净长(m)；$B_1$ 为上游稳定段沟宽；$n_1$、$n_2$ 分别为上游稳定段与桥位段糙率；$J_1$、$J_2$ 分别为上游稳定段与桥位段比降；$\mu$ 为墩台侧收缩系数，由下式计算：

$$\mu = 1—0.375 \frac{\sqrt{\gamma_E} v_E}{L_1 + (\sqrt{\gamma_E}—1)} \qquad (5—24)$$

式中，$v_E$ 为泥石流设计流速(m/s)；$\gamma_E$ 为泥石流设计容重(t/m³)；$L_1$ 为桥梁单孔跨径(m)。

## 五、能量平衡式

根据水流的连续性方程和能量方程导出的桥孔净长公式为：

$$L_j = K_1 \cdot K_2 \cdot \left(\frac{Q_t}{Q_c}\right)^{1.5} \cdot B_c \qquad (5—25)$$

式中，$K_2$ 为桥下断面能量转换系数，取 0.8～1.0；$K_1$ 为天然河床水力系数，由下式计算：

$$K_1 = \left[\frac{Fr + 2}{Fr + 2 + (2 + \lambda Fr)(Q_t/Q_c)}\right]^{1/2} \qquad (5—26)$$

式中，Fr 为天然河槽佛汝德数；$\lambda$ 为滩槽流速比，即：

$$\lambda = (v_t/v_c)^2 \qquad (5—27)$$

此式适用于稳定、次稳定、变迁、游荡和宽滩性河流。

# 第五节　涵管孔径计算

根据《规范》规定，涵洞应设计为无压的[2]，可以设计成单

孔或双孔的，当技术和经济许可时，亦可设置多孔涵洞。无压状态下临界流时的涵洞孔径可按下列公式计算：

1. 曲线形流水断面时，可以先假定洞内临界水深 $h_k$，并采用涵洞的标准孔径按以下公式计算，选合适者。

$$\frac{Q_p^2}{g}=\frac{\varepsilon^2\cdot\omega_k^3}{B_k} \tag{5—28}$$

由于 $v_k=\sqrt{g\frac{\omega_k}{B_k}}$，故上式可写成：

$$Q_p=\varepsilon\cdot\omega_k\cdot v_k \tag{5—29}$$

式中，$Q_p$ 为设计流量($m^3/s$)；$\varepsilon$ 为侧收缩系数；$\omega_k$ 为临界过水面积($m^2$)；$v_k$ 为临界流速(m/s)。

2. 矩形流水断面时，用下式计算孔径：

$$B_k=\frac{Q_p\cdot g}{\varepsilon\cdot v_k^3} \tag{5—30}$$

$$h_k=\sqrt[3]{\frac{Q_p^2}{\varepsilon^2\cdot B_k^2\cdot g}} \tag{5—31}$$

或

$$h_k=\frac{v_k^2}{g} \tag{5—32}$$

式中，$h_k$ 为临界水深(m)。

3. 涵前积水深度 $H_0$ 用下式计算：

$$\begin{aligned}H_0&=h_c+\frac{v_c^2}{2g\varphi^2}-\frac{v_0^2}{2g}\\&=0.9h_k+\frac{Q_p^2}{2g\varphi^2\varepsilon^2\omega_c^2}-\frac{v_0^2}{2g}\end{aligned} \tag{5—33}$$

式中，$\varphi$ 为流速系数，可从表 5—4 查得；$v_c$ 为收缩断面处流速(m/s)，可取 $v_c=\frac{v_k}{0.9}$；$\omega_c$ 为水流收缩断面面积($m^2$)。

表 5—4　流速系数表

| 入口情况 | 断面形状 | | 流速系数 φ |
|---|---|---|---|
| 涵前积水不淹没八字翼墙的前墙 | 矩　形 | | 0.90 |
| | 曲线形 | 圆　形 | 0.85 |
| | | 其　它 | |
| 涵前积水淹没八字翼墙的前墙或端墙式进口 | 矩　形 | | 0.85 |
| | 曲线形 | 圆　形 | 0.80 |
| | | 其　它 | |

一般城市内的涵洞，可酌情予以加大孔径，排洪涵洞的最小孔径不应小于 1.0m；位于淤积较少的灌溉渠道上的涵洞，其孔径不宜小于 0.75m，灌渠上的涵洞中，无压涵洞的孔径一般用下式计算：

$$d = \frac{\sqrt{Q_p}}{1.49\sqrt[4]{Z}} \qquad (5—34)$$

式中，Z 为涵洞上、下游水位差(m)；d 为涵洞直径(m)。

## 参　考　文　献


1　阚泽. 桥渡设计讲义. 铁道部桥梁水文班讲义，1981.

2　铁道部第三勘测设计院. 铁路桥涵设计规范. 中华人民共和国铁道部部标准，1986.

3　铁道部第三勘测设计院. 桥涵水文. 人民铁道出版社，1979.

4　王华廉，许念曾，刘有录. 桥渡设计. 兰州铁道学院讲义，1989.

# 第六章　桥渡附近的河床变形及冲刷计算

河流在自然条件下的演变规律在第三章中已有阐述。就桥渡规划设计而言，除深刻认识河流在自然条件下的演变规律之外，还应对桥渡中的引堤和桥墩、桥台等建筑物对水流的束窄和干扰作用下的河床调整作出正确的预测，以确保工程的安全。

## 第一节　桥渡与河床演变

### 一、河床自然演变与桥渡设计

众所周知，河床演变既有累积性的冲刷或淤积的单向发展，也有冲淤交替的变化。如水利枢纽库区河床在一个相当长的时段内（如拦沙期）是不断淤积抬高的，而坝下游一定范围内河床则是单向冲刷的，拦沙期完成后，坝下游又将产生回淤。又如黄河下游等游荡性河道，就总体来说是不断淤积抬高的，但就某个断面来看，随着主流变迁，滩槽互易以及来水来沙的年际变化，则冲淤是交替发展的。此外，河床演变还具有复归性和周期性，如蜿蜒性河段，在主流顶冲及弯道环流作用下，弯顶不断崩塌下移，凹岸深槽、凸岸边滩也相应随之变迁，

发展到一定程度就可能发生自然裁弯，然后在新的基础上重演上述过程；分汊河道中主、支流呈周期性的兴衰；顺直河道中边滩与深槽一个跟一个不断地向下游蠕移。从以上河床演变特性可以清楚地看到，在桥渡设计中，应深刻认识到这些规律，并在设计中给予充分而合理的考虑。必要时应修建河工建筑物对桥渡附近河段进行整治，用以调整水流、改善水流结构，稳定河床，以确保桥位设计的安全可靠。

## 二、修建桥渡后河床演变特点

修建桥渡后，由于引堤、墩、台等建筑物的挤压、干扰作用，桥渡上游常产生壅水，水位升高，流速减缓，水流挟沙能力有所降低。建桥前原有的边滩、心滩等成型堆积体，建桥后淤积范围可能进一步扩大，滩面高程可能会有所抬高，这些又会对水流起反作用，使主流及河势随之变迁。上游水位壅高还会带来危及堤防安全及影响沿岸排水等问题。

在桥渡处，因漫滩水流受桥头引堤挤压和桥墩的阻壅作用，河槽中单宽流量增加，局部水面比降和流速加大，导致河床产生一般冲刷；同时在桥墩附近形成复杂的水流结构，导致桥墩周围的河床出现局部冲刷。

由于桥渡附近水面比降加大和流速要经过一段距离的重新调整才能逐步过渡到河流的自然状态，因此桥渡下游一定范围内河床仍会有不同程度的冲刷。此后，水流逐渐扩散，流速渐减，最后又恢复到自然情况，上游冲刷的泥沙一部分也能在适当地方淤积下来。

## 第二节　桥渡附近的河床冲刷现象

桥下河床冲刷包括河槽的天然演变冲刷、桥梁压缩河槽所引起的桥下一般冲刷和桥墩周围的局部冲刷。显然，这三类冲刷是相互关连的，桥墩附近的最大冲刷深度，必须综合考虑以上三类变形，才能最终确定。

### 一、河流自然演变引起的冲刷

河流的自然演变所引起的河床变形可细分为以下几种：

1. 水流动力轴线摆动引起的冲刷。这类冲刷称为集中冲刷。由于水流动力轴线的变迁，可能导致滩槽易位，弯顶后退下移甚至裁弯取直。这类河床变形的速度视河段的稳定程度不同而异。若为较稳定的蜿蜒型及顺直微弯型河段，其演变进程往往要经历一、二十年以上；若为稳定性较差的游荡型河段，其进程往往只需数月或更短的时间。大量资料表明，傍岸集中冲刷和中泓集中冲刷都是经常发生的，特别是桥头河岸是坚固的、不可冲动，而河中深槽的坡壁是松散可冲的，因而傍岸的弯曲水流可坐得稳固，傍岸环流可以得到充分发展。而在河中，即使傍抗冲性较好的胶泥嘴，环流也难以得到充分的发展，对此，阚译研究员系统研究后指出，傍岸集中冲刷深度，不但超过河中集中冲刷深度，而且超过所有包括桥墩局部冲刷深度在内的总冲深，所以桥台和近岸桥墩基础埋深时，必须考虑此点[1]。对集中冲刷变形，一般是通过分析实测资料及历史调查进行估算，也可通过物理模型试验预测。

2. 河流发育过程中产生的纵向变形，如上游河床的逐渐

下切，下游及河口段河床的逐渐淤高等，这类变形速度极为缓慢，桥渡设计中，可以通过一些较长时期的观测或调查资料，推算在桥梁使用期限内，河床可能升降的幅度，合理的加深基础埋深或提高桥下净空。

3. 河道上修建建筑物所引起的再造床过程，如修建水库库区的淤积和坝下游的冲刷，其冲淤量可用河床变形数值计算方法进行估算，也可通过分析实测资料或模型试验加以确定。

在水库蓄水范围内，由于水库河床不断淤高及蓄水的影响，流速减小，桥址上、下游水位差也较小，因而桥下通过的设计流量有所改变。另外对库区风浪增大、土质库岸会发生坍岸等特点，均必须有所考虑。

设计跨越水库下游河段的桥时，必须分析研究水库的运用方式、下泄流量的大小、水流的清浊、下游河道的河床组成及形状等清况，以此分析水库不同的运用阶段，坝下河床的纵向冲刷、横向变化及河型转化。

影响河道演变的因素极为复杂，目前计算精度不够，桥渡设计所采用的原始断面都是建桥前测量的中、枯水断面。因此，桥渡设计中，一般不采用上述桥渡处实测断面，而采用附近水深较大的断面作为设计断面，并以断面最大水深或最大单宽流量作为设计依据。

## 二、桥下一般冲刷

河流上建桥后，桥下过水断面因桥渡中的引堤、桥台和桥墩等建筑物的压缩而减小，为通过建桥前同样大小的流量，桥下流速增大，水流挟沙能力也相应增加，这样就要在桥下产生

新的冲刷。冲刷可分为两种情况：一种是上游来清水，此时河床必须冲深到流速小于起动流速时，冲刷才会终止，故最大冲刷深度应按床沙起动流速计算。另一种是上游来浑水，此时必须通过河床的冲深，使水流挟沙力降低到恢复原有的输沙平衡，冲刷才会终止，故最大冲刷深度应按水流输沙平衡计算。随着冲刷的发展，桥下河床加深，过水面积增大，流速逐渐下降，待达到新的输沙平衡状态或桥下流速降低到土的容许不冲刷流速时，冲刷停止。这种由于建桥压缩水流而在桥下河床全断面内发生的普遍冲刷，称为一般冲刷。

## 三、桥墩附近的局部冲刷[2]

由前人及我们的试验都能看到，河道中设置桥墩后，周围的水流情况会发生很大变化，由于桥墩阻水，在桥墩上游不远处水面壅高，至墩前达到最高，两侧水流收缩集中，动能增加，水面逐渐下降，在墩后很大范围内，水面很不稳定。当水面附近的高速水流碰到桥墩时，水流方向偏转，使绕墩水流流线弯曲。近底水流流速因受河床摩阻作用面使纵向流速沿垂线存在流速梯度，因而桥墩沿水深上下相邻两个单位面积所受水流的冲击压力也不同，其压差可表示为：

$$\Delta P = \frac{\gamma}{g}(u_1^2 - u_2^2)$$

正是由于这个压差，水流由高压处向低压区流动。从测得的墩前水流沿水深的分布结果可知，最大流速在相对水深 $z/h = 0.8$ 附近，此处相邻两点流速相同，冲击压力差 $\Delta P$ 等于零。在这以上，压差的作用使水流折转向上，表层水流形成逆时针漩辊；而在这以下的水流则折转向下，形成横轴反向漩流，与临

底纵向水流汇合后，产生围绕桥墩卷绕的所谓马蹄形漩涡。这种漩涡是引起桥墩周围局部冲刷的主要原因。在桥墩尾部，两侧的马蹄形漩涡在上升过程中相互推撞，两漩涡的强度大小交错变化，在水面上可以观察到来回摇摆的漩涡尾迹。我们在细沙河床的桥桩冲刷试验中看到，局部冲刷都是从桥墩两侧开始的，随着两侧冲穴的加深与扩大，墩前冲坑联成一体，最后冲刷发展稳定时，冲刷坑似为漏斗形，上游及两侧边坡的坡角与床沙的水下休止角相当（所用模型沙的水下休止角为30.4°[3]，桥墩冲坑坡角为30°左右），最大冲刷水深位于桥墩前缘中心处。另外我们在玻璃水槽中进行的粗颗粒桥墩冲刷试验中，还能较为清楚地看到在桥墩尾部，随着挟带有泥沙的漩涡上升，泥沙就此落淤成丘。而在细沙试验中，墩后淤积较少，原因是细颗粒一旦扬起即难以沉淤。初步看来，墩后淤积量与比值$\omega/u$.（此处$\omega$为床沙的沉降速度）成正比。

## 第三节　桥渡一般冲刷计算[1,4]

前面已讲到一般冲刷的广义概念，本节将主要介绍一般冲刷计算公式。

### 一、包达柯夫公式

假定桥下流速等于河槽天然流速时，冲刷停止，并认为冲刷前后相应的垂线水深成正比，即得包达柯夫公式：

$$h_p = P \cdot h_0 \qquad (6-1)$$

式中，$h_p$为一般冲刷后的垂线水深；$h_0$为冲刷前相应的水深；P为桥渡实际采用的冲刷系数。

式(6—1)适用于稳定河段。

## 二、非粘性土河床的桥下一般冲刷公式

### (一)64—1 公式

该式为 1964 年"桥渡冲刷计算学术会议"推荐公式，已列入桥渡设计规范之中，它适用于平原次稳定河段和山区稳定河段。平原游荡性河段和山区变迁性河段亦可参考本式。

一般冲刷的基本方程，是桥下冲刷停止时垂线上的水流连续方程，即：

$$q_p = h_p v_c \tag{6—2}$$

式中，$h_p$ 为桥下一般冲刷后的最大水深；$q_p$ 为冲刷停止时断面垂线上的最大单宽流量；$v_c$ 为冲刷停止时的垂线流速，简称冲止流速。式中各项长度单位均为 m。

为了由上式求解 $h_p$，需确定 $q_p$ 与 $v_c$ 值，首先求解 $q_p$，假定冲刷前后河床糙率 n 与比降 J 不变，则将谢才——满宁公式用于垂线后可得：

$$q_m = \frac{Q_p}{\mu B}\left(\frac{h_m}{\bar{h}}\right)^{5/3} \tag{6—3}$$

式中，$q_m$ 为冲刷前单宽流量；$Q_p$ 为设计流量；B 为桥孔净长度；$h_m$、$\bar{h}$ 分别为桥下冲刷前最大水深与断面平均水深；$\mu$ 为墩台引起的水流压缩系数(指墩台侧面因漩涡形成滞流区而减少过水面积的折减系数)，可由表 6—1 查得。

河床冲刷后各垂线单宽流量将重新分配并有集中趋势，因此有：

$$q_p = K_x q_m \tag{6—4}$$

式中，$K_x$ 为单宽流量集中系数。

表 6—1　水流压缩系数 μ 值

| 设计流速 (m/s) | 孔径净宽 (m) | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | ≤10 | 13 | 16 | 18 | 21 | 25 | 30 | 42 | 52 | 63 | 106 | 124 | 200 |
| <1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |
| 1.0 | 0.96 | 0.97 | 0.98 | 0.98 | 0.99 | 0.99 | 0.99 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |
| 1.5 | 0.94 | 0.96 | 0.97 | 0.97 | 0.97 | 0.98 | 0.99 | 0.99 | 0.99 | 0.99 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |
| 2.0 | 0.93 | 0.94 | 0.95 | 0.96 | 0.97 | 0.97 | 0.97 | 0.98 | 0.99 | 0.99 | 0.99 | 0.99 | 1.0 |
| 2.5 | 0.90 | 0.93 | 0.94 | 0.95 | 0.96 | 0.96 | 0.97 | 0.98 | 0.98 | 0.99 | 0.99 | 0.99 | 1.0 |
| 3.0 | 0.89 | 0.91 | 0.93 | 0.94 | 0.95 | 0.96 | 0.96 | 0.97 | 0.98 | 0.98 | 0.99 | 0.99 | 0.99 |
| 3.5 | 0.87 | 0.90 | 0.92 | 0.93 | 0.94 | 0.95 | 0.96 | 0.97 | 0.98 | 0.98 | 0.99 | 0.99 | 0.99 |
| ≥4.0 | 0.85 | 0.89 | 0.91 | 0.92 | 0.93 | 0.94 | 0.95 | 0.96 | 0.97 | 0.98 | 0.99 | 0.99 | 0.99 |

根据观测资料：

$$K_s = \left(\frac{\sqrt{B}}{H}\right)^{0.15} \qquad (6—5)$$

式中，B 与 H 分别为造床流量时的河槽宽和平均水深。一般对稳定河流 $K_s = 1.0 \sim 1.2$；对次稳定河流 $K_s = 1.3 \sim 1.4$；不稳定河流 $K_s = 1.5 \sim 1.7$，$K_s$ 最大不宜超过 1.8（相当于 $\sqrt{B}/H = 50$）。

冲止流速应与泥沙粒径 D、水深 $h_p$ 以及水流含沙量有关，根据观测资料得到：

$$v_c = ED^{1/6}h_p^{2/3} \qquad (6—6)$$

式中，D 为泥沙平均粒径（mm）；E 为床面泥沙运动强度系数，E 与汛期最大月平均含沙量的平均值 $S_{cp}$（$kg/m^3$）有关，当 $S_{cp} < 0.1$、$S_{cp} = 10$、$S_{cp} > 10 kg/m^3$ 时，分别取 E 为 0.46、0.66 及

0.86。

将式(6—3)、(6—4)、(6—6)、代入式(6—2)，可得出河槽处一般冲刷后的最大水深公式(以足标"c"代表河槽部分的物理量)：

$$h_p = \left[\frac{K_q Q_c}{\mu B_c E D_c^{1/6}}\left(\frac{h_{mc}}{\overline{h}_c}\right)^{5/3}\right]^{3/5} \qquad (6—7)$$

当桥下河槽扩宽至全桥下时，$B_c$ 为全桥桥孔净宽；当桥下河槽不能扩宽至全桥时，$B_c$ 为河槽部长的桥孔净宽。

对于桥下河槽部分通过的设计流量 $Q_c$，当桥下河槽部分能扩宽至全桥时，$Q_c=Q_p$；而当桥下河槽不能扩宽至全桥时，则 $Q_c$ 按下式计算：

$$Q_c = \frac{W_c \cdot C_c \cdot \sqrt{\overline{h}_c}}{W_c \cdot C_c \cdot \sqrt{\overline{h}_c} + \sum \cdot W_t \cdot C_t \cdot \sqrt{\overline{h}_t}} \cdot Q, \qquad (6—8)$$

其中，$W_c$、$C_c$ 及 $\overline{h}_c$ 分别为桥下河槽部分的过水断面面积($m^2$)、谢才系数及平均水深(m)；$W_t$、$C_t$、$\overline{h}_t$ 分别为桥下河滩部分的过水断面面积($m^2$)、谢才系数和平均水深(m)。

按上述原理，还可得出河滩部分的一般冲刷计算公式：

$$h_{pt} = \left[\frac{\frac{Q_t}{B_t}\left(\frac{h_{mt}}{\overline{h}_t}\right)^{5/3}}{V_{H1}}\right]^{5/6} \qquad (6—9)$$

式中，$h_{mt}$ 为桥下河滩最大水深(m)；$V_{H1}$ 代表河滩水深为 1m 时非粘性土不冲刷流速(m/s)；$B_t$ 为桥下河滩部分桥孔过水净宽(m)；$Q_t$ 为桥下河滩部分通过的设计流量($m^3/s$)，可按下式计算：

$$Q_t = \frac{\sum W_t C_t \sqrt{\overline{h_t}}}{W_c C_c \sqrt{\overline{h_c}} + \sum W_t C_t \sqrt{\overline{h_t}}} \cdot Q, \quad (6—10)$$

应该指出，实际运用后发现，64—1 公式计算结果在浅水、粗颗粒河床组成条件下或黄河游荡性河段偏大；在深水、细颗粒河床组成条件下则偏小。此外，公式量纲不和谐，也是缺陷。

(二)64—2 公式

根据输沙平衡原理，参照国内外同类公式结构，得一般冲刷经验公式为：

$$h_p = K_m\left(K_s \frac{Q_2}{Q_c}\right)^{\frac{m_1}{1}}\left[\frac{B_c}{\mu(1-\lambda)B_2}\right]^{\frac{3m_1}{1}} h_m \quad (6—11)$$

式中，$K_m$ 为综合系数，可按下列经验公式计算：

$$K_m = 1 + 0.02lg(H_m/\sqrt{HD}) \quad (6—12)$$

其中，$H_m$、H 分别为造床流量下的最大水深和平均水深；D 为河床质平均粒径(m)；$B_c$、$B_2$ 分别为设计断面上的河槽宽度和桥孔部分宽度；$Q_c$、$Q_2$ 分别为设计断面上的河槽天然流量和桥孔部分的河槽流量；μ 由表 6—1 查得；λ 为设计水位下桥墩总阻水面积和桥下两台间的毛孔径面积的比值，对于一般宽浅断面，可近似地等于桥墩平均宽度与桥墩中心距之比；$m_1$ 为随相对糙率($h_m/D_{95}$)而变的指数。根据有关图表资料[7,10]，将 $m_1$ 用下式表示：

$$m_1 = 0.215 + \frac{h_m/D_{95}}{2700 + 38h_m/D_{95}} \quad (6—12')$$

式中，$h_m$、$D_{95}$均以 m 计。

应该指出的是，64—1 及 64—2 两式计算的结果，包括了桥下压缩水流产生的桥下一般最大冲刷和洪水时河槽天然冲

刷和集中冲刷。64—2 公式对平原稳定河段较适用。

## 三、粘性土河床的桥下一般冲刷公式

粘性土由于颗粒细且有粘结性、不均匀性与化学不稳定性，其冲刷计算不同于散粒土。因问题过于复杂，目前对于粘性土壤河床一般冲刷深度的计算方法，研究得还不够。作为粗略估算，可用粘性土不冲流速代替冲止流速进行计算。此外，铁道部第四勘测设计院根据实际资料，将 $V_c$ 表示为：

$$V_c = 0.33\left(\frac{1}{I_l}\right)h_p^{3/5} \qquad (6—13)$$

再采用上述原理，即仍以式(6—2)为基础，单宽流量仍由式(6—4)及(6—3)计算(取 $\mu\approx1$)，则不难得出粘性土河床的桥下一般冲刷计算公式[5]：

河槽部分

$$h_p = \left[\frac{K_s\dfrac{Q_c}{B_c}\left(\dfrac{h_{mc}}{\overline{h}_c}\right)^{5/3}}{0.33\left(\dfrac{1}{I_l}\right)}\right]^{5/8} \qquad (6—14)$$

式中，$K_s$ 可取 1.0～1.2；$I_l$ 为冲刷范围内粘性土样的液性指数，一般取 0.16～1.19，必要时可用下式计算：

$$I_l = (W - W_p)/(W_l - W_p) \qquad (6—14')$$

式中，W 为粘性土天然状态含水量；$W_l$ 为粘性土液限；$W_p$ 为粘性土塑限。

河滩部分

$$h_p = \left[\frac{\dfrac{Q_l}{B_l}\left(\dfrac{h_{ml}}{\overline{h}_l}\right)^{5/3}}{0.33\left(\dfrac{1}{I_l}\right)}\right]^{6/7} \qquad (6—15)$$

式中符号意义同前。

## 四、武汉水利学院公式[4]

武汉水利学院，根据桥下河槽垂线冲止流速的概念，将一般冲刷分为上游来清水和来浑水时的两种情况，分别给出了计算公式。

### （一）上游来清水时的冲刷计算公式

当上游来的是清水时，由于桥渡束窄了河床，桥下流速增加，当超过了起动流速时，河床便开始冲刷，直至流速小于起动流速时，冲刷停止。在这种情况下，起控制作用的是起动流速，故最大冲刷深度应按床沙起动流速进行计算，如河床系由粘性土组成，则冲刷后最大水深应为：

$$h_p = \frac{q}{U'_c} \tag{6—16}$$

式中，$U'_c$ 为粘性土在相应水深下的冲刷流速，当系新淤土时可用张瑞瑾等新淤粘性细颗粒起动流速公式估算；当为结构密实的老土时，可参考专用表大致确定[4]。

如河床系由非粘性土组成，则冲刷后最大水深为：

$$h_p = \frac{q}{V_c} \tag{6—17}$$

式中，$V_c$ 为起动流速，可采用有关起动流速公式计算。

一般上游来清水的情况是不多的，因为河槽中泥沙一般总是处于运动状态，但在河漫滩部分，由于流速较小，上游来沙不多，可看作是清水的情况。另外，在上游修建了水库、采取蓄水运用方式、截断了泥沙来路的情况下，在其下游一定范围内修筑桥梁时，可作为上游来清水的情况进行一般冲刷的计

算，但应考虑冲刷后水面的降低。

**(二)上游来浑水时的冲刷计算方法**

当上游来浑水时，由于桥渡束窄水流，使水流挟沙力增加，破坏了原有的输沙平衡，河床发生冲刷，但当桥渡处断面恢复到平衡状态时，任一垂线的水流挟沙力应等于上游的来沙量，故可按输沙平衡的原则进行一般冲刷计算。

1. 若上游来沙主要是推移质时，则：

$$h_p = \frac{q}{U_{sb}} \qquad (6\text{—}18)$$

式中，$U_{sb}$为能挟带走上游推移质来沙量的流速，可根据相应的推移质输沙率公式反求。

2. 若上游来沙主要是悬移质时，则：

$$h_p = \frac{q}{V_s} \qquad (6\text{—}19)$$

式中，$V_s$为能挟带走上游悬移质来沙量的流速，可根据符合实际情况的水流挟沙力公式进行反求。

例如我们在进行某桥渡的一般冲刷计算时，由于上游来水挟带较多的悬移质，桥渡附近由于河床束窄面引起的冲刷是由于输沙平衡被破坏所致，因而我们根据水流挟沙能力公式(2—106)进行了计算，即：

$$S_* = 0.14\left(\frac{V^3}{gh\omega}ln\frac{h}{D_{50}}\right)^{0.6}$$

由此进一步导出一般冲刷停止时冲刷坑水深为(取 $h \approx h_p$)：

$$h_p = 0.03775\frac{1}{S^{5/3}}\cdot\frac{V_s^3}{g\omega}\cdot ln\left(\frac{h_p}{6D_{50}}\right) \qquad (6\text{—}20)$$

式中，$D_{50}$为床沙中径，与 $h_p$ 单位相同；$\omega$ 为悬沙沉速，与流速单位相同；$V_s$ 为冲刷停止时的冲止流速，为安全计，可以冲刷

前断面上最大垂线平均流速或以设计最大垂线平均流速代替。

另外，还有一些计算一般冲刷深度的公式及方法，如逐步冲刷计算法等，限于篇幅，在此不再介绍。

## 第四节　桥墩周围的局部冲刷

桥墩附近水流结构十分复杂，就目前研究水平而言，尚不可能对局部冲刷过程进行圆满的分析或数值模拟。因此对于重要的工程问题，主要依靠物理局部模型试验的结果。现在使用的局部冲刷公式，大多是采用模型试验结合野外实测资料分析的方法建立的经验公式，实际运用时应有所考虑。

桥墩局部冲刷深度的计算方法，国内外研究的很多，现介绍几个常用的方法。

### （一）非粘性土河床的桥墩局部冲刷公式

B. C. Jain 得到的泥沙临界运动状态下桥墩最大清水冲刷深度 $h_j$ 的公式为[6]：

$$\frac{h_j}{b} = 1.84\left(\frac{h}{b}\right)^{0.3} Fr_c^{0.25} \qquad (6—21)$$

式中，b 为桥墩宽度；h 为水深；$Fr_c = V_c/\sqrt{gh}$，为临界佛汝德数；$V_c$ 为床沙的起动流速。

我国桥渡勘测设计规范中建议采用的公式为[7]（又称为65—1 修改式）[8]：

当 $V \leqslant V_c$ 时

$$h_j = K_t \cdot K_\eta \cdot B_1^{0.6}(V - V'_c) \qquad (6—22)$$

当 $V > V_c$ 时

$$h_j = K_\xi \cdot K_\eta \cdot B_1^{0.6}(V - V'_c)\left(\frac{V - V'_c}{V_c - V'_c}\right)^n \quad (6—23)$$

式中，$h_j$ 为桥墩局部冲刷坑深度(m)；$B_1$ 为桥墩计算宽度(m)，对于圆型墩 $B_1=d$，一般情况下可根据图 6—1 及表 6—2 确定；$V_c$ 为河床泥沙起动流速(m/s)，可按武汉水利电力学院公式计算，即：

$$V_c = 0.0246\left(\frac{h_p}{\bar{d}}\right)^{0.14}\sqrt{332\bar{d}+\frac{10+h_p}{\bar{d}^{0.72}}} \quad (6—24)$$

式中，$\bar{d}$ 为床沙平均粒径(m)；V 为一般冲刷后墩前行近流速(m/s)；$K_\xi$ 为墩形系数，对于圆型墩，$K_\xi=1.0$，一般情况下可根据图 6—1 及表 6—3 确定；$K_\eta$ 为河底颗粒的影响系数，可按下式计算：

$$K_\eta = 0.8\left(\frac{1}{\bar{d}^{0.45}} + \frac{1}{\bar{d}^{0.15}}\right) \quad (6—25)$$

$V'_c$ 为墩前始冲流速(m/s)，按下式计算：

$$V'_c = 0.462\left(\frac{\bar{d}}{B_1}\right)^{0.06} V_c \quad (6—26)$$

n 为指数，可按下式计算：

$$n = \left(\frac{V_c}{V}\right)^{0.25}\bar{d}^{0.19} \quad (6—27)$$

65—1 修改式采用的资料范围较广，有一定的精度。

由分析各类桥渡局部冲刷公式可见，局部冲刷深度是桥墩尺寸、水深、流速和河床泥沙粒径 4 个变量的函数。因此，不少研究者在局部冲刷深度与此 4 个变量之间，通过量纲分析建立某种函数关系式，结合对实验资料的分析，求得计算公式[9]。

如苏联运输建筑科学院提出的函数式为：

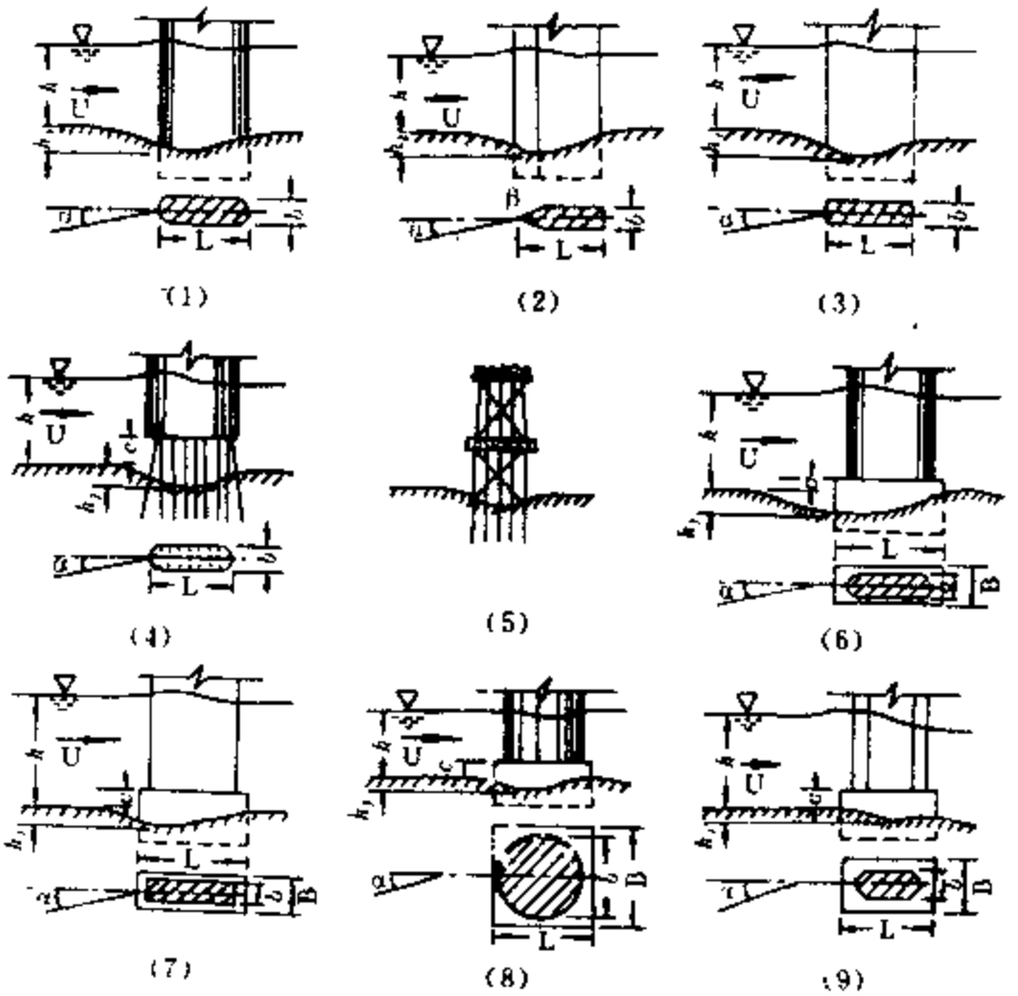



图 6—1　桥墩常见墩型示意图

$$\frac{h_j}{b}=\varphi\left(\frac{V}{\omega},\frac{V}{V_c},\frac{h}{b}\right) \tag{6—28}$$

根据试验资料分析，最后得：

有底沙补给时

$$h_j=\left(h_0+0.014\frac{V-V_c}{\omega}b\right)K_tK \tag{6—29}$$

无底沙补给时

$$h_j = \left(\frac{V - u_H}{V_c - u_H}\right)^{\frac{3}{4}} K_t K \qquad (6—30)$$

表 6—2　桥墩计算宽度

| 图 6—1 中墩型编号 | 桥墩计算宽度 $B_1$(m) |
|---|---|
| (1) | $B_1=(L-b)\sin\alpha+b$ |
| (2) | 同编号(1) |
| (3) | $B_1=L\sin\alpha+b\cos\alpha$ |
| (4) | 同编号(1) |
| (5) | $B_1=d$ |
| (6) | 当 $c/h\leqslant 0.3$ 时<br>$B_1=(L-b_0)\sin\alpha+b+(B-b)\frac{c}{h}$<br>当 $c/h>0.3$ 时<br>$B_1=L\sin\alpha+b_0\cos\alpha$ |
| (7) | $B_1=L\sin\alpha+\left[b+(B-b)\frac{c}{h}\right]\cos\alpha$ |
| (8) | 同编号(6) |
| (9) | $B_1=[B'(h-c)+B''\cdot c]/h$<br>$B'=(L_1-b)\sin\alpha+b$　($L_1$ 为上部墩长)<br>$B''=L\sin\alpha+B\cos\alpha$ |

式中，$h_0=\frac{6.2\beta h}{(v_c/\omega)^{\beta}}$，为 $V=V_c$ 时圆柱桥墩处极限局部冲刷深度；b 为桥墩计算宽度；h 为墩前水深；V 为墩前垂线平均流速；$V_c$ 为泥沙起动流速，$V_c=3.6(hd)^{0.25}$；$u_H$ 为墩侧附近非粘

性土起动流速，$u_H = V\left(\frac{d}{b}\right)^y$；d为床沙平均粒径；$\beta = 0.18(b/h)^{0.867}$；$y \approx 0.125$；$\omega$为泥沙沉速；$K_\xi$为墩形系数；K为水流斜交系数。

表6—3 桥渡墩形系数表

| 图6—1中墩形编号 | 桥墩墩形系数 $K_\xi$ |
|---|---|
| (1) | $K_\xi = 0.85 + 0.39\mathrm{tg}\alpha \cdot \exp(-\cos 2\alpha)$ |
| (2) | $K_\xi = 0.0082\beta + 0.24$ |
| (3) | $K_\xi = 1.24$ |
| (4) | $K_\xi = \left(1 + A\frac{e}{b}\right)^n [0.85 + 0.39\mathrm{tg}\alpha \cdot \exp(-\cos 2\alpha)]$<br>式中，$A = 0.002\alpha + 0.22$，<br>$n = -0.002\alpha - 0.34$ |
| (5) | $K_\xi = 0.65$ |
| (6) | $K_\xi = \left(1 + 2.2\frac{c}{h}\right)^{0.43} [0.85 + 0.39\mathrm{tg}\alpha \cdot \exp(-\cos 2\alpha)]$<br>如计算 $K_\xi > 1.24$，取 $K_\xi = 1.24$ |
| (7) | $K_\xi = 1.24$ |
| (8) | $K_\xi = \left(1 + 0.2\frac{c}{h}\right)^{2.2} [1.0 + 0.5\mathrm{tg}\alpha \cdot \exp(-\cos 2\alpha)]$<br>如计算 $K_\xi > 1.24$，取 $K_\xi = 1.24$ |
| (9) | 当 $\beta = 90°$时同编号(8)<br>当 $\beta = 60°$时：<br>$K_\xi = \left(1 + 0.3\frac{c}{h}\right)^{2.75} [0.73 + 0.4\mathrm{tg}\alpha \cdot \exp(-\cos 2\alpha)]$<br>如计算 $K_\xi > 1.24$，取 $K_\xi = 1.24$ |

以上公式被推荐为前苏联 1972 年“桥渡勘测设计规范”中局部冲刷计算公式[9]。

此外，亚罗斯拉夫提出了如下公式[4]：

$$h_j = K_t \cdot K_\mu (a + K_H) \frac{V^2}{g} - 30d \qquad (6\text{—}31)$$

式中，$K_t$ 为墩形系数；$K_\mu$ 为与桥墩计算宽度有关的系数，按下式确定：

$$lgK_\mu = -0.28 \sqrt[3]{V^2/gb} \qquad (6\text{—}32)$$

式中，b 为桥墩计算宽度；a 为考虑垂线流速分布的系数，对有边滩挤压的断面，边滩 a＝1.0、深槽 a＝0.6，对于浅滩断面，a＝0.9；$K_H$ 为考虑水深及桥墩计算宽度的系数，按下式决定：

$$lgK_H = 0.17 - 0.35 \frac{h}{d} \qquad (6\text{—}33)$$

式中，h 为桥墩临近处水深；d 为泥沙计算粒径。

近来，对桥墩局部冲刷机理研究逐步深入，不少人试图从理论上进行探索。例如沈学汶(X. W. Shen)等人在“局部冲刷动力学”一文中，根据试验室及部分野外观测资料，认为引起桥墩局部冲刷的原因在于环绕桥墩形成的大规模的涡流系统。对于圆形桥墩来说，由于桥墩阻挡，使水流集中，形成马蹄形漩涡，而马蹄形漩涡的强度是桥墩雷诺数的函数，因此进一步应用马蹄形漩涡系理论，通过积分冲刷坑中的边界层内的纳维—斯托克斯方程，揭示了马蹄形漩涡系强度和局部冲刷之间的关系。然后由试验资料确定参数，求得如下非粘性均匀沙钝端墩前最大局部冲刷深度公式：

$$h_j = 0.91(k')^{0.43}(b)^{0.645}h^{0.38} \qquad (6\text{—}34)$$

式中，h 为冲刷前水深；b 为墩宽；$k'$ 为与河床糙率及能坡有关

的参数，其取值有待进一步研究。

对于清水冲刷的情况，局部冲刷深度可采用以下公式进行计算：

$$h_j = 1.05K_t \cdot b^{0.75} \qquad (6-35)$$

式中，$K_t$ 为墩形系数，对于圆形墩 $K_t=1$；对于与水流成直线的长方形墩 $K_t=1.4$。

**(二)粘性土河床桥墩局部冲刷**

这类冲刷仍引入粘土液性指数 $I_l$，局部冲刷深度 $h_j$ 可由下式计算：

当 $\frac{h_j}{B_1} \geqslant 2.5$ 时

$$h_j = 0.83K_t \cdot B_1^{0.6} \cdot I_l^{1.25} \cdot V \qquad (6-36)$$

当 $\frac{h_j}{B_1} < 2.5$ 时

$$h_j = 0.55K_t \cdot B_1^{0.6} \cdot h_p^{0.3} \cdot I_l \cdot V \qquad (6-37)$$

式中，$I_l$ 为冲刷范围内粘性土样的液性指数，取 $I_l=0.16\sim1.48$，也可按照式(6－14′)计算。

在冲刷计算中，墩前行近流速 v 按下述两种情况选用。

第一种情况：当最大一般冲刷和局部冲刷发生在同一地点时，则一般冲刷后的水深，即为造成局部冲刷的水深；桥下冲止流速即为计算局部冲刷的墩前行近流速，按下式计算：

$$V = 0.23\left(\frac{1}{I_l}\right)^{1.3} h_p^{2/3} \qquad (6-38)$$

或

$$V = 0.22\left(\frac{1}{I_l\sqrt{\varepsilon_l}}\right)^{1.15} h_p^{2/3} \qquad (6-39)$$

式中，$\varepsilon_l$ 为粘土孔隙比。

第二种情况：如桥下未发生一般冲刷，仅发生局部冲刷，

最大局部冲刷和一般冲刷不发生在同一个地方，则墩前水深为造成局部冲刷的水深，墩前行近流速按下式计算：

$$V = v_p\left(\frac{h_{sh}}{\overline{h}_c}\right)^{\frac{2}{3}} \qquad (6—40)$$

式中，$v_p$ 为设计流速(m/s)，可选用河槽平均流速或按满宁公式计算；$\overline{h}_c$ 为设计水深(m)，可选用河槽平均水深或桥下断面平均水深；$h_{sh}$ 为发生冲刷时实际洪水水深(m)。

上述桥墩局部冲刷计算公式都是针对顺直水流而言的。根据阚译、康笃材等学者的研究，在弯曲型河道中，环流充分发展所产生的傍岸集中冲刷是决定桥渡冲刷深度的控制因素，此时桥墩周围的局部冲刷很小或没有。产生这种现象的主要原因，作者解释为由底部环流引起的推移质输移量对冲刷坑的补给作用。通过室内试验，建立了弯曲水流局部冲刷深度 $h_k$ 与顺直水流局部冲刷深度 $h_j$ 的关系[11]：

$$h_k = \left(1 - \frac{1.54}{r_0/B}\right)h_j \qquad (6—41)$$

式中，$r_0$ 为曲率半径；B 为河宽。试验水槽为边壁固定的矩形断面，$r_0/B=3\sim5$。该式表明，当 $r_0/B\leqslant 1.54$ 时，$h_k\leqslant 0$，亦即墩周不可能出现局部冲刷；当 $r_0/B\to\infty$ 时，$h_k\to h_j$，亦即与顺直水流的局部冲刷深度相等。

## 第五节　其它类型的冲刷计算及桥墩的防护

当桥前无导流堤，而河滩水流较大时，河滩水流在桥台附近集中，形成偏斜冲刷，其冲刷深度按下式计算[10]：

$$h'_p = K\left[(h_{max} - h)\frac{h}{h_{max}} + h\right] \qquad (6—42)$$

式中，$h'_p$ 为桥台冲刷后水深(m)；$h_{max}$ 为冲刷前桥下最大水深；h 为冲刷前桥台附近水深(m)；K 为设计流量 $Q_p$ 和天然情况下桥孔范围内通过的流量 $Q_{qi}$ 的比值，$K=Q_p/Q_{qi}$。

当桥下河床部分为岩石或不可能冲刷的土壤时，则可冲土壤的冲刷深度 $h''_p$ 按下式计算[10]：

$$h''_p = \frac{K\omega_q - \omega_2}{\omega_1}h \qquad (6—43)$$

式中，$\omega_q$ 为冲刷前桥下供给净过水面积($m^2$)；$\omega_1$ 为冲刷前可冲部分土壤的净过水面积($m^2$)；$\omega_2$ 为不冲刷土壤表层覆盖层冲去后的过水面积($m^2$)；K 的意义同式(6—42)；h 为冲刷前墩台附近水深(m)。

我们认为，桥渡一般冲刷和局部冲刷实际上并不是独立存在的，而是相互影响、相互关联的。因此在建立计算公式时，最好一同考虑。例如，对于非粘性细沙($D_{50}<0.15mm$)多沙河流，张红武 1983 年曾根据桥墩墩旁水流集中情况，考虑过水断面冲刷后的变化，并同时引用泥沙起动流速公式(2—54)，最后推导出墩旁最大冲刷公式[8]：

$$h_{pj} = K_\xi\left[\frac{h_0 V_0\sqrt{D_{50}}}{\left(\frac{\gamma_s-\gamma}{\gamma}g\right)^{2/3}\nu^{5/3}}\right]^{6/7}\cdot\frac{1}{1+1000S_*^{5/3}} \qquad (6—44)$$

式中，$h_{pj}$ 为墩前冲坑水深；$K_\xi$ 为墩形系数，对于圆形墩，$K_\xi=1$；$V_0$ 为行近流速；$h_0$ 为相应的行近水深，一般以上游某断面的平均水深代替；$D_{50}$ 为床沙中径；$\gamma_s$、$\gamma$ 分别为泥沙及水的比

重，ν为水流运动粘滞性系数；$S_v$为体积计的含沙量。

式(6—44)综合考虑了一般挟沙水流条件下细沙河床桥渡冲刷特点。该式在黄河有关工程问题的应用情况表明，其计算值与实测结果比较接近。例如黄河京广铁桥1957年汛期测得$V_0=2.4m/s$、$h_0=2.0m$、$S_v=30\sim50kg/m^3$，其桥墩冲刷最大达12m左右。依式(6—44)计算，若取$D_{50}=0.1mm$，则得$\Delta h_m=h_{pj}-h_0=9.41\sim14.87m$，与实际比较吻合。

此外，从局部冲刷发展过程及最大冲深大小的角度谈，床沙粗细以及颗粒级配也是较为重要的影响因素。我们的试验表明，相对于粗沙，细沙河床上局部冲刷坑初始阶段冲刷发展较为迅速，但直到冲坑最大水深不再增加之时，冲坑范围还随着时间的增加而增加，即使是冲坑范围不再变化，坑内沙粒还可能运动，真正达到稳定，将需要相当长的时间。图6—2点绘了我们进行的不同粒径情况下细沙桥墩冲刷试验曲线，可以看出，床沙粒径对于局部冲刷过程及冲坑深度是有一定影响的。当粒径小于0.1mm后，粒结力的作用逐渐明显，抗冲能力也相应增加，最终冲坑水深有所减少。至于颗粒级配的影响，由于问题的复杂性，靠不系统的几组试验资料尚难以找出定量的关系。仅从现有试验结果来看[2]，非均匀床沙的局部冲刷与均匀沙大不相同，特别是非均匀系数大于2之后，初始冲刷速率较大，但由于冲刷坑内颗粒的粗化作用，最终冲深反而比均匀沙时小。

当桥梁基础埋置深度不够时，往往容易发生水毁事故，因此桥梁浅基防护问题，为生产上的重要课题。根据我国多年来科研和生产实践的经验，可把浅基防护工程分为以下几种主要类型：

1. 整孔防护工程的主要类型：浆砌片石护底，混凝土护

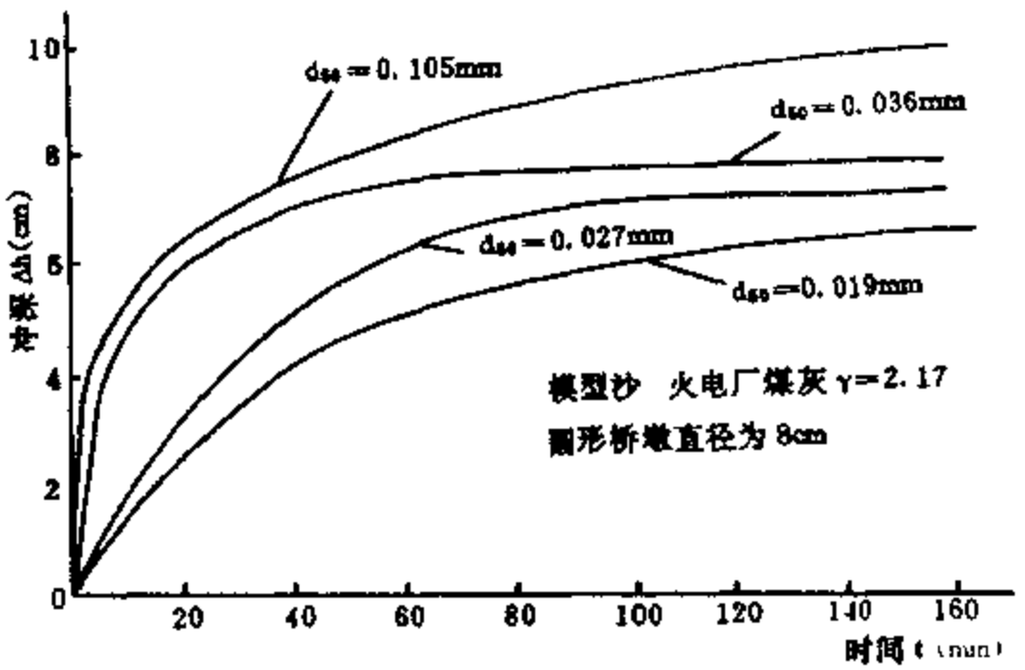



图 6—2 床沙粗细对局部冲刷影响的试验结果

底，拦沙坝等。

2. 局部防护工程的主要类型：(1)平面防护时有，浆砌片石护基，混凝土护基，混凝土块排，混凝土包基，等。(2)立体防护时有，钻孔桩加承台，桩围堰内填片石，板桩或钻孔桩围幕压浆，土壤化学加固护基等。

浅基防护主要用于旧桥的防护加固，可根据具体条件选择上述各类防护工程之一。例如：当河流不宽，桥梁净空较小，枯水期水深较小，便于施工，局部防护工程难以设在一般冲刷线下时，可采用整孔防护；当河床为沙质或沙卵石组成，桥梁孔径较大，天然河床下切及一般冲刷较小，护基顶面能设在一

般冲刷线者，可采用局部平面防护；当天然河床下切或一般冲刷较大，枯水水深较深，难以改流或抽水施工时，可采用局部立体防护；当河床组成为粗沙时，可采用化学加固方法。

为了防护桥梁浅基，铁道部铁道科学研究院在对各类防护措施总结的基础上，利用水工模型试验结合调查资料，提出了浅基局部防护计算公式和整体防护计算公式[4]，现分别介绍如下。

1. 局部防护计算公式

$$L = 2.3K\sqrt{gh'}\left(\frac{V}{\sqrt{gh_p}} - 0.135\right)^{0.5} \qquad (6—45)$$

式中，L 为墩前防护长度(m)；K 为安全系数，一般取 K = 1.3；V 为一般冲刷后墩前行近流速(m/s)；h′为有效水深(m)，一般取 $h' \approx 0.5h_p$；$h_p$ 为一般冲刷后水深(m)。

墩侧可采用 1.2L，墩后可采用 1.5L。

2. 整体防护计算公式

$$h'_s = 4.0K\left(\frac{v_b - v'_c}{\sqrt{2g}}\right)^{1.1} \cdot \left(\frac{b}{L_s}\right)^{1/3} \cdot (h')^{1/10} \qquad (6—46)$$

式中，$h'_s$ 为整体防护下游垂裙深度(m)；K 为安全系数，一般取 K = 1.3；b 为桥墩下部宽度(m)；$L_s$ 为整体防护下游长度(m)；$v'_c$ 为墩前始冲流速(m/s)；$v_b$ 为桥下流速(m/s)。

实际上，对于一座桥梁，即使是基础埋置深度足够，采取桥墩防护措施，减少墩旁冲刷坑深度，对桥渡的稳定性也是大有好处的。为此我们在研究某重大工程的基础埋置问题时，还开展了“网罩块石”防护桥墩的试验，亦即仿照民间鱼网的构成形式(拟以 8 号铅丝制成护网，大块石及铅丝笼作为网坠)，将围护桥墩的抛石罩护起来。为保证水流淘刷后的网护效果，

可根据“石块在细沙河流上运动时溯流逆上”的原理，在迎水面的网缘上设置更大块度的块石或预制块石。试验结果表明，水流冲刷后，上游有五块大块石果然逆水上移，其它处网坠也随河床冲刷而有所位移，只是桥墩墩后泥沙落淤，网坠被淤埋。整个网护效果颇佳，减少了冲深，且最大冲深点所在位置远离墩桩，移至 8～10m 以外，加强了桥墩的稳定性[12]。实际上，类似方法已在黄河马渡险工根石走失防护中得到了应用[13]。

## 第六节　水库下游桥址冲刷计算

水库下游桥址的冲刷有河床冲刷、一般冲刷和局部冲刷三种。第一种是由于水库下泄清水而发生的河床冲刷；第二种是由于桥梁压缩水流产生的一般冲刷；而第三种冲刷则是桥墩阻水产生的局部冲刷。桥墩的总冲刷深度应为三种冲刷的总和。以下着重介绍第一种冲刷。

水库下游河床冲刷，存在两种不同情况。一种是河床由中细沙组成，在冲刷过程中不存在显著的泥沙分选现象，这种情况下，只要上游来水较清，冲刷将一直发展下去，直到受下游冲刷基点的限制，才会终止。在这种不形成抗冲保护层的情况下，通常采用的估算方法是起动平衡比降法。这种方法的基本思路是，当河床经过较长期的清水冲刷之后，河床纵剖面将达到河床停止起动的所谓起动平衡状态，此时如果下游河床冲刷已发展到某一个侵蚀基点，冲刷就会终止，而达到所谓冲刷极限状态。这种冲刷模式即为谢鉴衡教授所建议的冲刷极限状态法[9]，此方法是通过联解以下关系式：

阻力公式　　$$V = \frac{1}{n}h^{2/3}J^{1/2} \qquad (6—47)$$

水流连续公式　　$$Q = BhV \qquad (6—48)$$

起动流速公式　　$$V_c = 5.4d^{0.36}h^{0.14} \qquad (6—49)$$

河相关系式　　$$\sqrt{B}/h = \xi \qquad (6—50)$$

求得冲刷终止时表达河道比降、水深和河宽的公式：

$$J = 50\frac{n^2\xi^{0.60}d^{0.84}}{Q^{0.33}} \qquad (6—51)$$

$$h = 0.58\frac{Q^{0.32}}{d^{0.11}\xi^{0.64}} \qquad (6—52)$$

$$B = 0.34\frac{Q^{0.64}\xi^{0.72}}{d^{0.23}} \qquad (6—53)$$

式中，J、h、B 分别为河道比降、平均水深及河宽；Q 为流量；d 为床沙粒径；n 为糙率系数；ξ 为河相关系系数。

以上三式即为估算冲刷极限状态的基本方程式。除此之外，美国垦务局所采用的三坡段法的基本思路与此大体类似。区别是在河床冲刷过程中，不存在侵蚀基点，只能估计冲刷一定年限后河床可能达到的相对起动平衡状态，在此之后，冲刷还将继续发展。

水库下游河床冲刷的另一种情况是河床由粗沙、砾石及卵石组成，在冲刷过程中存在着显著的泥沙分选现象，最终将在河床表层形成一层由粗颗粒组成的抗冲保护层。河床表层的抗冲刷保护层一旦形成，冲刷就会终止，此时坝下游的河床冲刷将转化为粗化计算问题。这里着重介绍谢鉴衡教授提出的河床粗化计算方法[9]及刘炳义[14]的非均匀沙的冲刷计算方法。

1. 河床粗化计算

计算条件为：河床组成中粗颗粒含量较少且不均匀，水位和单宽流量在冲刷过程中不变。如果坝下游水位因冲刷而下降时，可用下降后的最终水位计算。

在上述条件下，抗冲粗化层的计算可通过水流连续公式 $q=Vh$ 和起动流速公式 $V_c=5.4\alpha d^{0.36}h^{0.14}$ 联解，得到冲刷达到极限状态时的水深：

$$h=\left(\frac{q}{5.4\alpha d^{0.36}}\right)^{0.88} \tag{6—54}$$

式中，h 为与单宽流量 q 相应的冲刷后的垂线水深(m)；d 为床沙粒径(m)；α 为小于 1 的修正系数；V 为垂线平均流速(m/s)。

式(6—54)即为计算抗冲粗化层的基本方程式，在具体计算过程中，应根据床沙组成情况进行分层计算。

2. 非均匀沙的冲刷计算

依据的基本公式为：

$$D_c=\frac{1}{10}\left[\frac{q^2D_{90}^{1/3}(1-S_1)}{h^{7/3}}-f\frac{\gamma_s-\gamma}{\gamma}A^2V_1-25mD_{cp}\right] \tag{6—55}$$

式中，$D_c$ 为泥沙最小粗化粒径(m)；$D_{cp}$ 为泥沙平均粒径；q 为冲刷层单宽流量($m^3/(s\cdot m)$)；h 为冲刷水深(m)；$D_{90}$ 为冲刷层床沙中小于该粒径的泥沙权重为 90%时的泥沙粒径(m)；m 为密实系数，$m=1-\varepsilon$，ε 为孔隙率；$V_1$ 为单位床面上粗化层泥沙总的实有体积($m^3/m^2$)；$S_1$ 为单位床面上粗化层所掩护的面积($m^2/m^2$)；f 为阻力系数，由满宁公式及达西公式可得 $f=\frac{8gn^2}{R^{1/3}}$；$\gamma_s$ 为泥沙比重，一般 $\gamma_s=2.65$；A 与床沙粒配、形

状及排列状况有关，由指数阻力公式及满宁公式，$A=\frac{d^{1/6}}{n}$。

粗化计算过程与河床粗化计算方法类似，同样需进行分层计算。当计算过程中 $D_c=0$ 时，冲刷停止，相应的 h 为冲刷水深。

在进行小浪底水库枢纽黄河公路桥河床冲刷分析时，曾用以上两种方法进行桥位河段河床粗化计算，两种方法计算结果比较接近，而且与实测资料符合较好。

桥梁的一般冲刷，可按(6—9)式计算，桥址与坝址较远且区间有较大支流汇入时按(6—7)式计算，式中 E 值取 0.46。至于相应桥址的局部冲刷，可按式(6—22)及(6—23)计算。

## 第七节　用随机过程计算冲刷坑大小的探讨

作为理论探讨，本节专门介绍用随机过程计算局部冲刷坑大小的研究进展情况。

根据第一、五节有关试验观察了局部冲坑形成及发展过程之后，可以将冲刷过程看作是时间连续、状态离散的马尔可夫过程。

单颗泥沙(散粒体)在时刻 t 可能处于冲坑内，也可能处于冲坑出口或侧旁的丘坡上，或处于下游河床上，这样，将一颗泥沙所处的随机位置分成了三个离散的空间状态。今以 N 代表一个特征体积内未冲刷前具有的泥沙总数目，设由一个状态至另一个状态的所有泥沙的转移概率都是一样的，设 $\delta(t)$ 是一个随时间而变的一个随机变数，它表示在 t 时刻处

于 $S_j$ 状态的泥沙总数必等于在特征体积内的泥沙总数，即：

$$\sum_{j=1}^{3}\delta_j(t) = N \tag{6—56}$$

定义：

$$\delta_j^{[K]}(t)=\begin{cases}1,\text{如果泥沙质点 K 当时刻 t 处于状态 } S_j\\0,\text{否则}\end{cases} \tag{6—57}$$

故有

$$\delta_j(t) = \sum_{K=1}^{N}\delta_j^{[K]}(t) \tag{6—58}$$

对 $\delta_j^{[1]}(t),\cdots\cdots,\delta_j^{[N]}(t)$的全部质点来说，设每个质点在 t 时刻处于什么状态都是独立的，所以 $\delta_j^{[1]}(t),\cdots\cdots,\delta_j^{[N]}(t)$总和的数学期望和方差，可分别表示为：

数学期望 $$m_j(t) = \sum_{K=1}^{N}E[\delta_j^{[K]}(t)] \tag{6—59}$$

方差 $$D_j = \sum_{K=1}^{N}D[\delta_j^{[K]}(t)] \tag{6—60}$$

设 $\delta_j^{[K]}(t)=1$ 的概率为 $P_j(t)$，$\delta_j^{[K]}(t)=0$ 的概率为 $1-P_j(t)$，便有：

$$E[\delta_j^{[K]}(t)] = 0\cdot[1-P_j(t)] + 1\cdot P_j(t) = P_j(t) \tag{6—61}$$

$$\begin{aligned}D[\delta_j^{[K]}(t)] &= [0-P_j(t)]^2[1-P_j(t)]\\&\quad + [1-P_j(t)]^2P_j(t)\\&= P_j(t)[1-P_j(t)]\end{aligned} \tag{6—62}$$

对 N 个质点来说，由式(6—59)、(6—60)有：

$$m_j(t) = \sum_{K=1}^{N}P_j(t) = NP_j(t) \tag{6—63}$$

$$D_j(t) = \sum_{K=1}^{N}P_j(t)[1-P_j(t)]$$

$$= NP_j(t) - \frac{[NP_j(t)]^2}{N}$$

$$= m_j(t)\left[1 - \frac{m_j(t)}{N}\right] \qquad (6—64)$$

设以 $S_1$、$S_2$、$S_3$ 分别表示质点处于冲刷坑内、丘坡上和下游的状态，$f_{\alpha\beta}(\alpha \neq \beta)$表示由一个状态转至另一状态的转移概率密度，根据柯尔莫哥洛夫前进方程，可以列出：

$$\frac{dP_\alpha(t)}{dt} = -\sum_{\beta \neq \alpha} f_{\alpha\beta}P_\alpha(t) + \sum_{\beta \neq \alpha} f_{\alpha\beta}P_\beta(t) \quad (只对\ \beta\ 求和) \qquad (6—65)$$

将上式乘以 N，并以式(6—63)代入得：

$$\frac{dm_\alpha}{dt} = -\sum_{\beta \neq \alpha} f_{\alpha\beta}m_\alpha + \sum_{\beta \neq \alpha} f_{\alpha\beta}m_\beta \qquad (6—66)$$

上式为数学期望的柯尔莫哥洛夫方程，也称为平均动力方程。以下用此方程讨论冲刷坑的大小问题。

相对于 $S_1$、$S_2$、$S_3$ 这三种状态，平均动力方程组可表示为(注意不能由 $S_3$ 向 $S_1$ 或 $S_2$ 转移)：

$$\frac{dm_1}{dt} = -(f_{12} + f_{13})m_1 + f_{21}m_2 \qquad (6—67)$$

$$\frac{dm_2}{dt} = -(f_{21} + f_{23})m_2 + f_{12}m_1 \qquad (6—68)$$

$$\frac{dm_3}{dt} = -f_{23}m_2 + f_{13}m_1 \qquad (6—69)$$

式中，$m_1$、$m_2$、$m_3$ 分别是处于状态 $S_1$、$S_2$、$S_3$ 的泥沙数量的数学期望值。当初始时刻 $t=0$，有 $m_2=m_3=0$，$m_1=N$，对任一时刻，必满足质量平衡：

$$m_1 + m_2 + m_3 = N \qquad (6—70)$$

由于转移概率密度 $f_{\alpha\beta}$ 一般是时间和 $m_\alpha$ 的函数，这样对式(6—67)～(6—69)的联解有很大困难，须暂假设式中 $f_{\alpha\beta}$ 为常量，显然这是很粗糙的，但考虑到局部冲刷问题迄今未有过理论解，如此处理还是有一定意义的。

将式(6—67)～(6—69)中的系数视为常数之后，由式(6—67)及(6—68)联解可得：

$$\frac{d^2m_2}{dt^2} + 2a\frac{dm_2}{dt} + b^2m = 0 \qquad (6—71)$$

式中，
$$a=\frac{1}{2}(f_{12}+f_{13}+f_{23}+f_{21}) \qquad (6—72)$$

$$b^2 = f_{12}f_{23} + f_{13}f_{21} + f_{13}f_{23} \qquad (6—73)$$

利用初始条件，即 $t=0$ 时有 $m_{20}=0$ 及 $\frac{dm_2}{dt}=M_{20}$，求解微分方程(6—71)，得：

$$m_2 = \frac{M_{20}e^{-at}}{2\sqrt{a^2-b^2}}[exp(\sqrt{a^2-b^2}t) - exp(-\sqrt{a^2-b^2}t)] \qquad (6—74)$$

将上式对 t 求导，可得出 $\frac{dm_2}{dt}$，连同式(6—74)代入式(6—68)，得：

$$\begin{aligned} m_1 = \frac{M_{20}e^{-at}}{2f_{12}\sqrt{a^2-b^2}}\{&(f_{21}+f_{23}-a)\\ &[exp(\sqrt{a^2-b^2}t) - exp(-\sqrt{a^2-b^2}t)]\\ &+ \sqrt{a^2-b^2}[exp(\sqrt{a^2-b^2}t)\\ &+ exp(-\sqrt{a^2-b^2}t)]\} \end{aligned} \qquad (6—75)$$

以 $t=0$，$m_1=N$ 代入上式得：

$$M_{20} = f_{12}N \qquad (6—76)$$

由式(6—74)及(6—75)，不难得出 $m_1$ 与 $m_2$ 的关系式：

$$m_1 = \frac{m_2}{f_{12}}[(f_{21} + f_{23} - a) + \sqrt{a^2 - b^2}\,\frac{exp(\sqrt{a^2-b^2}t)+exp(-\sqrt{a^2-b^2}t)}{exp(\sqrt{a^2-b^2}t)-exp(-\sqrt{a^2-b^2}t)}] \qquad (6—77)$$

当时间足够长时(令时间为 T)，冲刷坑已稳定，$m_1 = m_{1T}$，$m_2 = m_{2T}$。由于冲刷坑稳定所需时间都较长，故由上式得：

$$m_{1T} = \frac{m_{2T}}{f_{12}}(f_{21} + f_{23} - a + \sqrt{a^2 - b^2}) \qquad (6—78)$$

此时，由式(6—74)有：

$$m_{2T} = \frac{f_{12}N}{2\sqrt{a^2 - b^2}} exp[(-a + \sqrt{a^2 - b^2})T] \qquad (6—79)$$

所以当冲刷坑稳定以后，冲出坑外的泥沙量为：

$$m_{PT} = N - m_{1T} \qquad (6—80)$$

由式(6—79)解出 N，连同式(6—78)代入上式，即得：

$$m_{PT} = \frac{2\sqrt{a^2 - b^2}m_{2T}}{f_{12}} \cdot \frac{1}{exp[(-a + \sqrt{a^2 - b^2})T]} - \frac{m_{2T}}{f_{12}}(f_{21} + f_{23} - a + \sqrt{a^2 - b^2}) \qquad (6—81)$$

由于转移概率密度是个较小的数值，因而由式(6—72)及(6—73)可看出一般有 a≫b，则式(6—81)近似简化为：

$$m_{PT} = \frac{m_{2T}}{f_{12}}(2a - f_{21} - f_{23}) \qquad (6—82)$$

以式(6—72)代入上式，得：

$$m_{PT} = (1 + \frac{f_{13}}{f_{12}})m_{2T} \qquad (6—83)$$

这样，如果我们知道冲刷坑堆积的丘体的体积 $m_{2T}$ 和转移概率密度 $f_{12}$、$f_{13}$，即可求出由冲刷坑冲出的泥沙数量的期望值。

如果河床为块度较大的颗粒组成，由刘有录的桥渡试验和邓志强及张红武的闸下冲刷试验发现，$f_{12} \gg f_{13}$，有 $m_{PT} \approx m_{2T}$。当河床为细沙组成，从我们的桥墩冲刷试验中可以发现，丘坡上的泥沙较少，有 $m_{PT} \approx m_{2T}(f_{13}/f_{12})$，如果再根据常有的经验，认为冲刷坑的纵向剖面近似为抛物线型，按二维考虑时，坑的单宽体积为：

$$V_T = \frac{2}{3} h_p L_p \tag{6—84}$$

式中，$h_p$ 为由初始床面起算的最大坑深；$L_p$ 为坑的长度。可视不同的河床情况根据试验资料找出稳定冲坑长度与最大冲深的倍数关系。因此对 $m_{PT}$ 考虑散粒体的孔隙率之后，就可定出冲坑的体积。孔隙率定义是（将每颗泥沙的体积表示为 $\pi d^3/6$）：

$$n_0 = \frac{V_T - \frac{\pi}{6} d^3 m_{PT}}{V_T} \tag{6—85}$$

孔隙率可由土力学的资料确定，继由式(6—84)和(6—85)联解求得冲刷坑最大深度 $h_p$ 的期望值为：

$$h_p = \frac{\pi d^3 m_{PT}}{4 L_P (1 - n_0)} \tag{6—86}$$

由以上情况来看，欲全部解决冲刷坑深度的问题，主要是如何确定各转移概率密度 $f_{\alpha\beta}$，这必须联系到水流和河床组成等性质才能解决，亦即可以与泥沙统计力学中冲刷概率的研究结果联系起来。本节所谈的方法为从理论上研究局部冲刷作了有益的尝试，具有较大的意义。

## 第八节　墩台基础埋置深度

在前面几节中，介绍了河床冲刷、一般冲刷及局部冲刷三种情况下的冲刷计算方法。由于影响河道演变的因素极为复杂，而且冲刷计算又是安全经济地确定墩台埋置深度的重要依据，因此在引用以上计算方法时，除根据公式的适应条件合理地选用外，建议采用不同的计算方法进行敏感性分析，必要时可通过模型试验确定其冲刷深度。

在确定建桥后的冲刷深度后，墩台基底埋置深度应符合下列规定[7]：

1. 在非岩石河床而无冲刷处或河床设有铺砌防冲处，基底埋在地面以下的深度不应小于 2.0m，困难情况下不应小于 1.0m。

2. 在有冲刷处，基底埋在墩台局部冲刷线下不应小于下列安全值：对一般桥梁，安全值为 2.0m 加冲刷总深度的 10%；对技术复杂、修复困难或重要的特大桥、大桥，安全值为 3.0m 加冲刷总深度的 10%。

3. 岩石河床上墩台基底部埋入岩面的深度，应考虑岩石的可能冲刷，一般不小于 0.2～0.5m。

对于稳定河段可采用最低冲刷线的标高作为墩台基础埋置深度的依据。最低冲刷线是指桥下全部冲刷完成后的冲刷坑底各点的连线。

有些情况下，桥下最大深泓点可以在整个河槽内摆动，快则一、二年，慢则数十年。因此，设置在河槽中的桥墩，原则上应置于同一标高。对有可能因河槽扩宽面被冲深的河滩部分，

墩台的埋置应与河槽桥墩同一标高。其余的河滩桥墩，可视断面的稳定程度，在满足计算河滩冲刷深度的要求下适当埋浅一些。

## 参 考 文 献


1 阚译. 桥渡设计. 铁道部桥梁水文班讲义，1981.

2 张红武. 河流力学选讲. 黄委会水利科学研究所讲义. 1987.

3 张红武，汪家寅，丁晓明. 黄河丁坝冲刷及根石走失的试验研究. 第四届中日河工坝工会议论文(东京，京都，札幌)，1988.

4 武汉水利电力学院. 见：谢鉴衡主编河流泥沙工程学(下册). 水利出版社，1981.

5 李保如，阚译，韩少发. 桥渡冲刷. 泥沙手册. 中国环境科学出版社，1992.

6 Jain S. C. ，Maximum Clear—Water Scour around Circular Piers. ASCE，1981.

7 铁道部第三勘测设计院. 铁路桥涵设计规范. 中华人民共和国铁道部部标准，1986.

8 铁道部科学研究所. 桥墩局部冲刷计算公式(修改 65—1 公式报告)，1984.

9 谢鉴衡，丁君松，王运辉. 河床演变及整治. 水利电力出版社，1990.

10 交通部公路规划设计院. 公路桥位勘测设计规程. 中华人民共和国交通部部标准，1982.

11 阚译，康笃材. 弯曲水流桥渡冲刷特点及计算方法. 铁道部科学院，1980.

12 李保如，张红武，张清，江恩惠，郎苏梅，等. 南水北调中线穿黄渡槽所在河段河床演变及选线问题的初步研究. 黄委会水利科学研究院，1992.

13 张红武. 黄河丁坝冲刷及其防护途径的研究. 黄委会水利科学研究院科学研究论文集(第三集). 中国环境科学出版社，1992.

14 刘炳义. 非均匀沙的冲刷计算. 武汉水利电力学院，1990.

# 第七章　桥渡物理模型试验

科学实验是理论指导实践和实践上升到理论的桥梁。在桥渡问题的研究中，由于水流结构及河床和桥梁边界变化极其复杂，制约因素甚多，因此既非现有的数学方程式所能描述，也难以根据以往的经验就得以解决。即使从数学上对个别简单的问题可得出近似解，但在理论推演和分析计算过程中尚必须引入许多简化和假设，往往使计算结果同实际情况存在着较大的差距。因而对那些重要的大型桥渡工程，主要依赖于物理模型试验来解决有关的问题。例如，我国在大江大河修建的桥梁中，已开展了大量的物理模型试验。也正因为如此，不少国家在设计规程中都明文规定，对于复杂桥渡设计中重要的参数，必须通过物理模型试验后加以确定。

## 第一节　相似概论

相似论是桥渡物理模型试验的基础，按照相似准则，把原型按一定比例缩制成模型，用来进行各种方案的对比试验，以确定最优方案。只有相似理论所规定的相似条件得到满足，模型与原型才能相似，才能根据模型中的试验成果来推断原型中的情况。因此，本章首先介绍相似论的基本知识。

### 一、物理现象的相似

几个物理现象相似，是指几个物理体系的形态和变化过

程相似。有以下三种情况：

1. 同类相似(相似)：在几何相似体系中，进行着具有同一物理性质的变化过程，而且各体系中对应点上同名物理量之间具有固定的比值。

2. 异类相似(拟似)：两个体系中的物理性质不同，但它们的变化规律遵循同样的数学规律，因此可通过对一种现象的研究去了解与其变化的数学规律相同而物理性质不同的另一种现象。如：渗流场和电场，扩散与热传导，等等。

3. 变态相似(差似)：两个体系中几何形态在某一方向上存在变态，如球体与椭圆体就是变态相似，在桥渡物理模型中，由于某些条件的限制，常需做成变态模型。

## 二、桥渡物理模型的相似特征

桥渡物理模型所要研究的主要是河流与桥渡相互影响、相互作用的力学现象，而两个力学体系相似的主要特征是几何相似、运动相似和动力相似。因而模型与原型的相似，主要包括以下三方面的相似特征：

1. 几何相似：指原型与模型几何形态相似，即它们所占空间的相应长度之比为一定值。在两个空间体系中，对应长度在纵向、横向、垂向的分量的比尺分别为 $\lambda_x$、$\lambda_y$、$\lambda_z$(本书以"$\lambda_f$"表示任一物理量"f"的比例尺)。若三者相等，则两空间体系是几何相似；若 $\lambda_x=\lambda_y\neq\lambda_z$，则这两体系不是严格的相似，而是变态相似。

2. 动态相似：指原型与模型运动状态相似，即它们中任何相应点的速度、加速度相互平行且具有同一比例。

3. 动力相似：指原型与模型的作用力相似，即它们中作用

于相应点的力相互平行并且具有同一比例。

三个相似特征互相联系，互为条件，其中一个相似将为其它两个相似提供前提条件，其中一个不相似也将排斥其它两个相似的存在。一般来说，由于动力是决定河流中水流及泥沙运动的主导因素，同时动力相似必然包含运动相似和几何相似，因此三者中，动力相似起主导作用。从实用观点看，几何相似中长度比尺 $\lambda_L$，是设计模型的重要参数；运动相似中的流速比尺 $\lambda_v$，是检验模型相似性和根据模型试验成果推算原型的重要依据；动力相似则是设计模型的主要出发点。事实上，由于原型和模型测试手段的限制，河工模型中做到严格的几何相似、动态相似以及动力相似都是极为困难的[1]。

## 三、相似指标和相似准则

在两个相似体系中，每个物理量都有各自的固定相似比尺，各物理比尺不能完全任意设定，而是相互之间遵循着一定的关系式，这种关系式称为相似指标。例如常见的运动相似指标为 $\lambda_v\lambda_t/\lambda_L$，动力相似指标为 $\lambda_t\lambda_v/(\lambda_m\lambda_v)$，运动相似指标及动力相似指标等于 1 是原型与模型运动相似的必要条件。

由动力相似指标等于 1 可推出（引入的角标 p 和 m 分别表示原型和模型，以下均同）：

$$\frac{F_pt_p}{M_pV_p}=\frac{F_mt_m}{M_mV_m}=idem \qquad (7—1)$$

在相似体系中 Ft/MV 应等于同一数值，这一数值称为相似准数或相似判数。相似准数相同是物理体系相似的必要条件。

对于连续介质，M 用 $\rho l^3$ 表示，由 $\lambda_M=\lambda_\rho\lambda_L^3$ 和 $\lambda_v=\frac{\lambda_L}{\lambda_t}$，得：

$$\frac{\lambda_F}{\lambda_\rho \lambda_V^2 \lambda_L^2} = 1 \qquad (7—2)$$

由上式又可得出牛顿数，即：

$$Ne = \frac{F}{\rho L^2 V^2} = idem \qquad (7—3)$$

这一准数也就是运动状态下物体惯性力的表达式。

要保持两个体系相似，必须使某个或某几个特定的相似准数相等，确定了相似准数，各物理量的相似常数之间就建立了一定关系，模型中各物理量比尺也就可以求出[2]。

确定相似准数的方法一般有：(1)根据相似定义，相似体中各物理量之间成一固定比例。对于力学体系，可根据体系中不同的作用力之间所保持的固定关系，寻求表示该体系主要特征的相似系数；(2)采用因次分析法，即研究体系中各物理因素的因次之间关系，得出一系列无因次的相似准数；(3)分析描述这种体系的物理方程式，求出相似准数。

为求相似准数，首先必须弄清支配原现象的物理法则，但是，如果盲目地依从过多的物理法则，实现模型实验就变得非常困难，有时甚至不可能。支配现象的物理法则越多，求相似法则就越困难，可是多数情况下，可用某些有关现象的知识，来解决不相容的相似比之间的关系。例如：找出次要作用的物理法则，把它从相似法则中除去，用解析方法补充，或者把现象分开考虑，使得对于一部分可以建立相似模型等等。方法有各种各样的，总而言之，为力求所研究的主要现象能够做到相似，就要求更深刻地理解现象的本质。应该指出，欠缺河流力学及河床演变等学科知识的试验工作者，不可能圆满地完成复杂的河工模型试验。

## 第二节　水流运动的相似性

### 一、纵向水流运动的相似性

自牛顿奠定了相似力学以来，很多水利专家利用模型来研究河流的水流现象及其演变规律。特别是1938年苏联学者A. Л. 蔡克士达根据水流运动的微分方程式导出了必要的相似准则，标志着模型相似律由经验累积为主逐步转向系统化[2]。后来，A. A. 沙巴涅也夫[8]为设计河工模型，利用如下形式的恒定渐变水流的运动方程式，首次建立了河道水流水面线的相似条件：

$$dz = d\left(\frac{V^2}{2g}\right) + \frac{V^2}{C^2R}dx \qquad (7—4)$$

式中，dz 为河段长度 dx 对应的势能高度，于是可得比例关系式：

$$\lambda_V = \sqrt{\lambda_h} \qquad (7—5)$$

及

$$\lambda_V = \lambda_v = \sqrt{\lambda_R \frac{\lambda_h}{\lambda_L}} \qquad (7—6)$$

对于以上两式，前苏联学者围绕着变态河工模型应采用其中哪一个公式进行设计的问题，经常发表各种见解和争论。布列季斯和库柯列夫斯基可作为这种分歧意见的代表。他们的论文中都探讨了采用变态河工模型进行试验时，模型流速应该按照哪一个式于换算为原型流速的问题。布列季斯经过论证，主张采用式(7—5)，并进行了专门的定床模型试验研究。现在看来，这类争论并无太大的意义。式(7—5)系保证重力相似的

条件，其意义是保证流速水头沿程变化相似；式(7—6)为阻力相似准则，是保证原型和模型内阻力与重力在水流运动方向上分量的比值相同的条件。只有同时满足这两个条件，才能保证模型上测得的水位落差、断面平均流速、流量及其它一维特性与原型相似。否则，即使是正态模型，试验成果也不能与实际情况相符。另外，布列季斯建议运用式(7—6)设计变态模型时，采用 $\lambda_v=1$，实际上这在变态模型中是不可能达到的。至于库柯列夫斯基的试验，缺陷主要在于 $\lambda_v$ 的选取，不按照阻力相似准则确定模型的 C 值，似乎难以得出正确的结论。

实践业已证明，只要河工模型同时满足重力相似和阻力相似条件，做到一维总流运动的相似，本身并未存在困难[1]。

对于二度均匀流流场，问题要比上述一维总流运动的情况复杂。根据纵向流速分布公式(1—34)，可以得到河工模型的纵向流速垂线分布与原型相似的条件是：

$$\lambda_{v_x}=\lambda_{u_*} \tag{7—7}$$

又因：

$$u_*=\frac{\sqrt{g}}{C}V \tag{7—8}$$

其比尺关系为：

$$\lambda_{u_*}=\lambda_v\lambda_C^{-1} \tag{7—9}$$

故得：

$$\lambda_v=1 \tag{7—10}$$

由阻力相似和重力相似条件联解得：

$$\lambda_v=\sqrt{\frac{\lambda_h}{\lambda_R}} \tag{7—11}$$

显然式(7—10)只有正态模型才有可能满足，亦即变态模型内垂线流速分布是不能相似的，且随着变率的增大，偏离 $\lambda_v=1$ 的程度越大。

对于河工模型，悬移质运动相似及河床演变相似在一定

程度上取决于紊动相似，因而紊动相似十分重要。但控制紊动相似比较困难。例如，利用式(1—48)及(1—44)，可以得到保证紊动强度相似的条件为：

$$\lambda_h = \lambda_\Delta \tag{7—12}$$

及

$$\lambda_{u_*} = \lambda_{v_*} = \lambda_{u_*}. \tag{7—13}$$

又因 $\lambda_{u_*}$ 与纵向流速比尺相同，$\lambda_{v_*}$ 与垂向流速比尺相同，即：

$$\lambda_{u_*} = \lambda_{u_x} = \lambda_v \tag{7—14}$$

$$\lambda_{u_*} = \lambda_{u_x} = \frac{\lambda_h}{\lambda_L}\lambda_{u_x} = \frac{\lambda_h}{\lambda_L}\lambda_v \tag{7—15}$$

再与式(7—9)相比较后可以看出，$\lambda_{u_*}$、$\lambda_{v_*}$ 与 $\lambda_{u_*}$ 都不相等。此外，条件(7—12)事实上也不能保证。因此在变态模型中不能达到紊动强度的相似。

从上面的讨论可见，二度均匀流流场的相似性，可能因为模型的变态而遭到不同程度的破坏。实际上，紊动强度和纵向流速垂线分布的相似性，是密切相关的，仅从边界条件讲，模型变态后，特别是变率较大时，模型床面紊源变化较大，因加糙而增加的凸起物，更有效地阻滞了主流区高速流体的"清扫"作用，使纵向紊动强度减小和垂向紊动强度增加，而纵向时均流速，由于凸起物的摩阻作用而有较大的流速梯度。

## 二、弯道水流运动的相似性

列维曾正确地指出：水流在弯曲的河道内流动时所产生的环流对河床演变产生巨大的影响。因此为了保证水流相似，除了满足一维的纵向水流运动相似外，还须考虑横向流动的相似。他利用近似的横比降方程式讨论横比降的相似性，即：

$$J_r = \frac{V^2}{gr} \qquad (7-16)$$

引入比尺后，得出的保证水面横比降相似的条件即是式(7—5)。据此似可推出“当保证了佛氏准则时，水面横比降即可相似”的结论。我们认为该结论未必正确，因为根据第一章的讨论，弯道中水面横比降由式(1—68)及(1—62)可近似表示为：

$$J_r = f\left(\frac{\theta}{\varphi_0}\right)\left(1 + 5.75\frac{g}{C^2}\right)\frac{V^2}{gr_0} \qquad (7-17)$$

式中，$\varphi_0$ 为弯角；$\theta$ 为所在断面与进口断面的夹角；$f\left(\frac{\theta}{\varphi_0}\right)$ 为相对角度 $\frac{\theta}{\varphi_0}$ 的函数；C 为弯道当量谢才系数；$r_0$ 为弯道半径。由式(7—17)推演比尺关系，不难看出，为使 $\lambda_{J_r} = \lambda_h/\lambda_L$，必须有 $\lambda_r = 1$，而变态模型中 $\lambda_r > 1$，因而可见，变态模型中的水面横比降与原型不相似。不过在变率不太大时，横比降的失真是有限的，原因是由于 C 在式(7—17)中的位置较为次要。退一步讲，即使横比降能近似相似，也不能据此认为达到了横向流动的相似。至于后来得到的“横向流速比尺等于纵向流速比尺”的结论，根据也是不足的。

李昌华教授指出[2]，横比降的相似并不能代表河底流向相似。他对于弯道环流内部结构相似性的讨论，也颇有较大的意义。至于弯道垂线平均流速沿河宽及沿程分布的相似性，李昌华引用罗索夫斯基建立的微分方程式进行分析，得出了在变态弯道模型中，垂线平均流速沿河宽及沿河长的分布是不相似的结论。应该说明的是，罗索夫斯基的这一方程是经过很多假设处理得到的，特别是采用了“认为所研究的情况与均匀流情况一样，摩擦力为重力的分力所平衡”之类的假设，改变

了所研究问题的性质。因而依此讨论水流的相似性似乎不易说明问题。

兹利用第一章的环流流速沿垂线分布的通用公式(1--82)，推导比尺关系式，即首先将该式整理成($\eta=z/h$)：

$$\frac{v_r r}{V_{cp} h}=\frac{g}{C^2}(499\eta^{1.857}-1.084\eta^{0.857}+409)+(86.7\eta^{1.857}-76.3\eta^{2.14}+2.95\eta^{0.857}-7.63) \tag{7—18}$$

引入比尺，可得模型与原型相似的条件为：

$$\frac{\lambda_{v_r}\lambda_L}{\lambda_{v_{cp}}\lambda_h}=1 \tag{7—19}$$

及

$$\frac{1}{\lambda_C^2}=1 \tag{7—20}$$

上两式又可进一步写为：

$$\lambda_{v_r}=\frac{\lambda_h}{\lambda_L}\lambda_r \tag{7—21}$$

及

$$\lambda_r=1 \tag{7—22}$$

显然只有采用正态模型，以上两式才能同时成立，而对于变态模型，前者与变态模型纵、横向流速比尺应相等的要求相矛盾；后者与变态模型水面线相似相矛盾。可见采用变态模型研究环流问题是不合适的。

环流的沿程发展可用环流充分发展的部位表示，其一般形式表示为[5]：

$$\theta_p=\left(\frac{h}{r}\right)^{a_2}\left(c_1-c_2\frac{g}{C^2}\right) \tag{7—23}$$

式中，$\theta_p$ 表示环流得以充分发展的断面与进口断面之间的夹角；指数 $a_2$ 和系数 $c_1$、$c_2$ 均可根据实测资料率定。

由上式看，只有正态模型 $\lambda_L=\lambda_h$、$\lambda_c=1$，其环流充分发展的部位才能与原型相同，而变态模型却不可能达到。另外，由于变态模型中 $\lambda_h/\lambda_L<1$，也可看出，在变态模型中，环流充分发展的部位将向下游移动。

对于环流衰减规律的相似性，可通过了解衰亡长度的相似性进行讨论，取第一章环流衰亡长度公式(1—87)，并引入相似比尺，得：

$$\lambda_L X_{cp}=40\lambda_h h-1541\frac{\lambda_h}{\lambda_c^2}\frac{hg}{C^2} \tag{7—24}$$

可见环流衰亡长度的相似条件是：

$$\lambda_L=\lambda_h=\frac{\lambda_h}{\lambda_c^2} \tag{7—25}$$

显然，只有采用正态模型，即在 $\lambda_L=\lambda_h$ 及 $\lambda_c=1$ 时，才能满足上式的要求。而在变态模型内，环流的衰减规律不能与原型相似。

对于弯道中河底流向，由第一章河底流向计算公式(1—89)，得：

$$\varphi=\tan^{-1}\left[\frac{h}{r}\frac{7.552-388.4\frac{g}{C^2}}{1-7.12\frac{\sqrt{g}}{C}}\right] \tag{7—26}$$

引入相似比尺，不难得知，只有采用正态模型，模型与原型的河底流向与纵向流动的夹角值才能相等，而变态模型的河底流向与原型则不能相似。变态模型比值 h/r 相对增大，因而河底流向的偏角 $\varphi$ 较原型为大，且随着变率的加大而增大。

根据动量定律，可以建立以极坐标系表示的河湾二度水流运动方程式[4]：

$$J_s = \frac{V_{cp}^2}{C^2 h} + \frac{1}{r}\frac{\partial}{\partial \theta}\left(\frac{V_{cp}^2}{2g}\right) + \frac{1}{\rho g h}\frac{\partial(\tau_{w_i} h)}{\partial r} + \frac{1}{g}\frac{\partial V_{cp}}{\partial t} \tag{7—27}$$

式中，$J_s$ 为水面纵比降；$\tau_{w_i}$ 为垂线水柱体两侧的切应力，进行相似变换后得到的相似条件是：

$$\frac{\lambda_L}{\lambda_h} = \frac{\lambda_C^2 \lambda_h}{\lambda_C^2} = \frac{\lambda_L}{\lambda_C^2} = \frac{\lambda_L}{\lambda_{w_i}} = \frac{\lambda_\tau}{\lambda_r} \tag{7—28}$$

考虑到：

$$\lambda_{w_i} = \lambda_{\tau_w} = \frac{\lambda_\tau^2}{\lambda_{C_w}^2} \tag{7—29}$$

则上述连等式可分解为下列四个相似条件：

$$\lambda_\tau = \frac{\lambda_L}{\lambda_C} \tag{7—30}$$

$$\lambda_\tau = \sqrt{\frac{\lambda_L}{\lambda_h}} \tag{7—31}$$

$$\lambda_\tau = \sqrt{\lambda_h} \tag{7—32}$$

$$\lambda_{C_w} = 1 \tag{7—33}$$

由此可见，上述条件比一度流的相似条件增加了一个河岸阻力相似条件(7—33)，这对于宽深比较小的河湾需要考虑，但此时往往又应该做成正态模型；而对于宽深比较大的河湾，河岸阻力的影响比河床阻力小得多，不考虑河岸阻力的影响也不致引起太大的误差。因此，只要满足了重力相似条件和阻力相似条件，且适当考虑河岸阻力的影响，弯道中垂线平均流速沿河宽及沿程的分布是可以达到相似的。

## 三、三维流场的相似性

窦国仁及柴挺生等学者曾进行了丁坝回流试验[5]。他们

把三个不同宽度的水槽分别作为正态和变态模型，系统地研究了丁坝回流在水平面上的三个宏观尺度(即回流边线、回流长度及回流宽度)的相似问题，包括变率为5在内的三个模型试验资料表明，不论是正态模型还是变态模型，只要同时满足重力相似和阻力相似条件，模型中回流的平面尺度与原型是可以相似的。这一成果具有较大的意义。

众所周知，河工模型所研究的问题，除一度流问题外，一般都难免涉及三维流场的相似性。故不能因模型的变态对回流平面尺度相似没有大的影响，而认为变态对回流的内部结构也没有影响。回流内部结构实际上呈三维变化，而且正是由于回流内部结构极为复杂，才产生了回流区的淤积或冲刷。另外，据我们1986～1987年试验研究的情况来看，丁坝坝后回流也受模型变态的影响：定床模型变态后，回流范围(特别是回流长度)有所夸大；但动床时，变态模型坝前冲刷较严重，水流流场重新调整后，其回流范围最终与原型情况往往接近。

谢鉴衡教授[1]从描述三维紊动水流的一般微分方程式出发，论证了流场的相似性，指出对于变态模型，惯性力粘滞力比、惯性力重力比以及压力惯性力比都是不相似的，尤其是夸大了铅直方向的惯性力，使变态模型无法获得较严格的水流运动相似，因此变态模型应该避免研究三维性强的课题。

实际上，弯道环流结构也属于三维流场研究的范畴。故在变态模型中环流结构不能达到相似是在预料之中的。

## 四、河工模型变率对流场影响的试验研究结果

综上所述，采用变态模型研究一度流问题，在理论上及实

际应用上都没大问题。研究平面二度流问题，一般也可获得相似。但由于实际很少遇到完全撇开铅直水流相似的平面二度流课题，因而对模型变率须有一定的限制。具体限制应该多大，是值得研究的课题。至于三度水流，变态模型是不相似的，这在理论上已成定论。当不得不采用变态模型研究三维水流问题时，不同变率的模型与原型偏差多少，也是值得研究的重要课题。为此我们设计了 6 个变率分别为 1、2、3、4、6 和 8 的天然河湾概化模型，系统地进行了不同变率对水流流场影响的试验研究[4]，兹将试验结果分述如下：

1. 变态对二度均匀流场的影响

在几个河湾模型进口直段内不受环流影响的断面测量流速，可以研究二维均匀流场受模型变态的影响。观测结果表明，变率为 2 时，相似情况较好；变率为 3～4 时，流速的垂线及等值线分布与正态模型稍有差别，但仍基本相似；面变率达到 6～8 时，流速分布明显失真。

由式(1—29)可以看出，变率增加后，C 值减小(床面糙率 n 值增大)，表层流速也随之增加，而底层流速则随之减小，这即是试验中变率加大后纵向流速场歪曲的原因，同时也说明了床面加糙是变态模型纵向流速场失真的原因。

2. 变态对弯道纵向流速分布的影响

试验表明，弯道中纵向流速垂线分布受模型变态的影响比均匀流段显著，变率大于 3 后，失真严重。而且失真程度与部位有关，弯道下半部比上半部严重，出弯后还出现了最大流速点位置靠近河底的下部凸出的特有图形。

6 个模型的试验结果都表明，当模型的边壁谢才系数相同时，弯道中纵向流速垂线平均值沿河宽及沿程分布所受模

型变态的影响，并未超出目前试验室的观测误差。

3. 变态对弯道环流的影响

试验表明，弯道环流受模型变态的影响最为严重，环流流速分布沿河宽及沿程均有不同程度的歪曲。在弯顶附近，相对于凸岸滩面，凹岸深槽受模型变态的影响更严重，而且环流得以充分发展的部位随变率 $D_l$ 的增大而逐渐下移，其规律近似由下式表达：

$$\frac{\theta_{p变}}{\varphi_0}=\frac{\theta_{pE}}{\varphi_0}+0.1\frac{lnD_l}{ln2} \qquad (7—34)$$

式中，$\theta_{p变}$、$\theta_{pE}$ 分别为变态及正态模型中环流发展充分的断面与弯道进口断面的夹角。

出弯后，环流的衰减速率随变率增大而减小，当变率为 6 和 8 时，随着纵向流速场的调整，有些部位出现了表层环流值回升的特异现象。

此外，试验还表明，模型变态后，弯道中水面和河底流向偏移程度以及横向水位落差都有所夸大。

# 第三节　桥渡动床模型泥沙运动的相似性

## 一、动床模型试验的复杂性

为了观察和研究有关水工结构及若干与摩擦阻力关系不大的水流现象，模型试验做得比较多，业已具有相当成绩，这一类问题所涉及的因素比较少，水流的周界不因水流不同面变形，因此在模型律中存在的困难不多。然而在研究河道输沙方面，研究相似条件的对象，不但包括水流，而且还涉及泥沙，

泥沙的运动使河床形态无法维持不变。在进行试验时，需要满足水流周界可以随水流而变的基本条件，因此要做好此类模型试验，必须先对泥沙运动的规律有所认识，而在这方面，目前所掌握的知识尚有限。在此情况下，以往进行试验时多依赖经验，不是把模型做成定床，避免因河床变形而引起的各种困难；便是凭借验证试验，尝试动床模型有关的比尺。

在处理流体问题时，因次分析和物理分析是非常重要的，以因次分析将问题作合理的归纳，以物理分析弥补这种数学上的不足，使之能切合问题的实质，诱导出最有意义的函数关系，留待作进一步分析或实验工作的依据，并可使结果适合多方面的范围。但是在紊流及输沙问题里，由于问题的复杂性，虽然利用数学程序、因次分析、有限的物理分析以及一些假设等能将问题大加简化，但处理结果仍不免属于经验形式。尽管如此，通过这样的处理，终可接近较合理的目标，例如在研究输沙问题时，至少包括了 8 个有关因素，即 L、V、d、$\rho$、$\mu$、$k_f$（非均匀系数）、$\gamma_s-\gamma$、C 等，若不简化，实有无从着手分析之感。因此处理时，常假定颗粒的尺寸及形状是均匀的，这样可省去 $k_f$；再假定颗粒的输移完全呈悬移状，因悬移物与水流的相对运动，是以沉速 $\omega$ 量度的，而 $\omega$ 又是由 d、$\rho$、$\mu$、$\gamma_s-\gamma$ 4 个因素决定的，如此则可将原来 8 个因素简化为 4 个，即 L、V、$\omega$、C。由这 4 个因素便可获解，但却不太准确，特别是不能直接用于所假定范围以外的情形，在实用上必须加以修正，甚至完全推翻。最主要的理由，是这种含有许多限制或假定的悬移质运动问题，在本质上是与推移质及紊流有关连的。推移质仍然无法用因次分析解决，仍然要循经验的路子，紊流力学的理论仍未成熟，已有的输沙经验公式，不论在数学处理、实验条件以及

物理分析或力学根据上都具有其假定的条件。

## 二、推移质泥沙运动相似条件

在推移质泥沙运动相似方面，现有的模型律大都保留着1933年H. D. 维格尔提出的相似条件[2]：

$$\lambda_{\tau_c} = \lambda_\tau \tag{7—35}$$

或

$$\lambda_{V_c} = \lambda_v \tag{7—36}$$

式中，$\lambda_\tau$ 为水流的切力比尺；$\lambda_{\tau_c}$ 为底沙起动切力比尺；$\lambda_{v_c}$ 为底沙的起动流速比尺。式(7—35)及式(7—36)形式虽不同，但物理意义类同，均为泥沙起动相似条件。

对于底沙的起动切力，人们广泛采用谢尔兹的如下公式：

$$\frac{\tau_c}{(\gamma_1 - \gamma)D} = f\left(\frac{u_* D}{\nu}\right) \tag{7—37}$$

式中，$\gamma_1$、$\gamma$ 分别为泥沙及水流的比重；D 为泥沙粒径；$u_*$ 为摩阻流速；$\nu$ 为水流粘滞性系数。不难看出，式(7—37)中自变量与因变量中同时出现了水流切力。如果将著名的谢尔兹曲线改绘在普通坐标图上，就根本看不出明显的变化趋势(横坐标变幅为几百倍时，纵坐标也只不过变化了二倍多)。显然在模型设计过程中采用式(7—35)确定底沙临界起动相似条件是不方便的，因此，应该采用式(7—36)作为起动相似条件。

爱因斯坦、列维等学者认为保证细沙起动相似还应同时满足沙粒雷诺数相等这一条件。为此，李昌华教授1964年利用甘油液流对不同粒径的泥沙进行试验研究，资料表明甘油液流与水流为两条不同曲线，从而说明在底沙模型律内，原型与模型内沙粒雷诺数必须相同这个条件不必遵守[2]。

保证推移质运动相似，还要满足底沙单宽输沙率相似及

河床变形相似条件。即：

$$\lambda_{q_s} = \lambda_{q_{s_*}} \tag{7—38}$$

及

$$\lambda_t' = \frac{\lambda_{\gamma_0}}{\lambda_{q_s}}\lambda_h\lambda_{t_1} \tag{7—39}$$

式中，$\lambda_{q_s}$为推移质单宽输沙率比尺；$\lambda_{q_{s_*}}$为推移质单宽输沙能力比尺；$\lambda_t'$为推移质运动的河床变形时间比尺；$\lambda_{t_1}$为水流运动时间比尺；$\lambda_{\gamma_0}$为淤积物干容重比尺。

式(7—39)是由推移质运动的河床变形方程式推导比尺得到的，在一般情况下，式中的两个时间比尺是不一致的。

对于底沙模型，利用式(7—5)、式(7—6)、式(7—36)、式(7—38)及式(7—39)进行设计，一般讲条件已经足够，但在细节处理上仍存在一些问题。例如，模型沙为非均匀沙时的动床阻力的确定，对试验操作影响很大。模型沙一旦确定下来，在试验操作中再进行减糙或加糙都是极为困难的。非均匀模型沙的沙粒糙率计算公式的形式一般为：

$$n = c_1 d_{50}^{1/6} \tag{7—40}$$

或

$$n = c_2 d_{95}^{1/6} \tag{7—41}$$

研究结果表明，模型沙粒配的不均匀性对于模型沙糙率的影响比较明显，粒配曲线上某一特定粒径(如 $d_{50}$或 $d_{95}$等)不易较为全面地反映非均匀沙的沙粒糙率变化，粒配的不均匀性对平均粒径 $d_{cp}$的影响是敏感的，因而采用 $d_{cp}$代替 $d_{50}$或 $d_{95}$，更能反映模型沙不均匀性对于模型沙糙率的影响。于是公式的形式可以表示为：

$$n = c_3 d_{cp}^{1/6} \tag{7—42}$$

式(7—40)～(7—42)中 $c_1$、$c_2$及 $c_3$是一些与颗粒表面形状等因素有关的系数，根据我们及前人有关试验资料，一般取

$c_3=0.014$，但对于煤屑或其它棱角较多的模型沙，取 $c_3=0.017$，亦即：

$$n=0.017d_{cp}^{1/6} \tag{7—43}$$

式中，$d_{cp}$的单位为 mm，该式适用于 $d_{cp}=0.5\sim12.5$mm。

确定起动流速比尺的关系式，通常借助于某一起动流速计算公式。应该指出的是，现有的起动流速公式往往不能同时适用于原型和模型，特别是对于细颗粒，即使是应用于模型轻质沙，且为均匀颗粒，计算结果与水槽及模型中的情况也常常出现较大的出入。因此，在确定原型及模型的底沙起动流速时，要尽量参考有关的实测资料。

另一个棘手的问题是模型试验时各流量级下如何加沙。一般讲，泥沙运动以推移为主要形式的河段，床沙粒配范围较广。对于枯水、中水、洪水每一级流量，所能输移的推移质泥沙的粒径及其组成应有所差异。模型试验在各流量加沙时，如果加同一种模型沙，则在较小流量时，就会出现河床淤积偏多的情况（水流强度低时，有些粗颗粒将因输移困难而淤积在河床上），表明各级流量的推移质泥沙的粒径及其粒配是不同的。一般缺少原型各流量级的实测推移质级配资料，曾有试验拟制了一个解决方法[7]，该法假定各流量级的推移质泥沙的粒配等于河床质泥沙粒配中在该流量能起动的最大粒径以下的全部颗粒。具体计算方法是首先按梅叶—彼德的如下公式计算原型各级流量的最大起动粒径：

$$D_{max}=\frac{33.33HJ}{\frac{\gamma_s-\gamma}{\gamma}} \tag{7—44}$$

式中，H 为平均水深；J 为水流能坡。按粒径比尺 $\lambda_D$ 算出模型

的最大起动粒径 $D_{max}$，然后在模型河床质粒配曲线上，以各级流量的最大起动粒径值为上限，截取曲线下段作为该流量级的推移质级配曲线。亦即最大起动粒径值的含量为100%，计算其它粒径 $d_i$ 所占的百分比。

我们认为，上述方法的基本假定尚值得商榷。起码没有考虑颗粒之间的荫蔽或制约作用。水槽试验发现，即使水流强度较大，一些粗颗粒也已起动，但仍有不少较小的颗粒因相互的制约作用或颗粒荫蔽作用而不能在水流的作用下位移。人们获取的河床质泥沙粒配资料，实际上又是床面下一定深度的泥沙资料，水流作用很难将位于床面下一定深度的那部分细颗粒带走。所以，按上述方法选配各级流量下的推移质粒配曲线与实际有一定出入。为此，我们提出了新的方法。即首先按照下式求出各级流量下的原型床面颗粒平均粒径[6]：

$$D_{cp} = 11.137 \frac{HJ}{\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}} \qquad (7—45)$$

大量实测资料的验证结果表明，上式适用于冲积河流的上游河段。例如，黄河兰州河段刘家堡附近平均水深 $H=4.75m$，河床比降为1‰，能坡 $J$ 约为1.2‰，河床表层（0～2m）颗粒的平均粒径 $D_{cp}=35.96mm$，比重 $\gamma_s=2.74$，而由上式计算得到的平均粒径等于36.48mm，其结果与实际颇为接近。

以计算得到的平均粒径除以实测的河床质平均粒径，其值作为确定推移质粒径的系数，继而用此值同乘以河床质各组粒径值，对应的粒配百分数不变，可以得到该条件下的推移质粒配曲线，由粒径比尺 $\lambda_D$ 换算，即求出模型沙的级配曲线。

按我们的方法得到的粒配曲线与河床质粒配曲线平行，能够反映出推移质诸粒径组所占百分数与原河床组成状况的密切关系，也反映了颗粒之间的制约作用或荫蔽作用。采用实例计算后表明，以上两个方法得到的推移质粒配曲线上部相差不多，但在$d_{50}$以下的颗粒，前者所得结果与后者差别较大。表现为同一粒径所对应的沙重百分数前者大于后者，而且随着粒径的减小，这种差距就越大，显然这一差距是没有考虑或考虑了颗粒之间的制约作用及荫蔽作用造成的。经模型试验检验，我们的方法与实测资料颇为接近[9]。

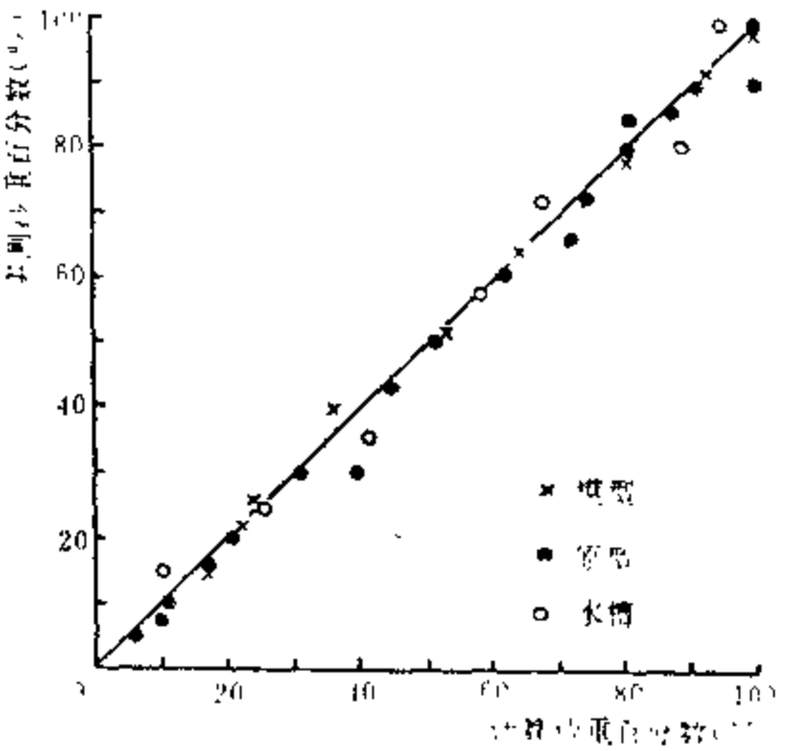



图 7—1　本书方法的计算结果与实测资料的比较

## 三、悬移质泥沙运动相似条件

早在 1953 年郑兆珍教授就提出了较系统的悬沙模型相

似律[2]，但只考虑了泥沙的竖向交换，没有考虑泥沙沿水平方向的变化，因而模型律中的悬沙运动相似条件为：

$$\lambda_\omega = \lambda_{\omega_*} = \lambda_u \sqrt{\frac{\lambda_h}{\lambda_L}} \tag{7—46}$$

式中，$\lambda_\omega$ 为泥沙沉速比尺；$\lambda_{\omega_*}$ 为水流摩阻流速比尺。上式与1957年钱宁教授根据悬沙扩散理论含沙量垂线分布公式得出的如下含沙量垂线分布相似的条件类同[10]：

$$\frac{\lambda_\omega}{\lambda_\kappa \lambda_{u_*}} = 1 \tag{7—47}$$

式中，$\lambda_\kappa$ 为卡门常数比尺，一般挟沙水流取 $\lambda_\kappa$ 为1。应该指出，河工模型变态后，流速分布的相似性在不同程度上受到影响，因而即使按照式(7—47)选取模型中的悬沙，也不能保证含沙量垂线分布与原型相似。

窦国仁教授提出的泥沙运动相似条件包括[11]：

(1)挟沙能力相似：

$$\lambda_s = \lambda_{s_*} \tag{7—48}$$

(2)泥沙沉降相似：

$$\lambda_\omega = \lambda_u \frac{\lambda_h}{\lambda_L} \tag{7—49}$$

(3)泥沙起动及扬动相似：

$$\lambda_u = \lambda_{u_c} = \lambda_{u_f} \tag{7—50}$$

(4)悬沙冲淤过程相似：

$$\lambda_{t_2} = \frac{\lambda_{T_0}}{\lambda_s} \lambda_{t_1} \tag{7—51}$$

(5)异重流发生条件相似：

$$\lambda_s = \frac{\lambda_{\gamma_1}}{\lambda_{\gamma_1-\gamma}} \tag{7—52}$$

式中，$\lambda_s$ 为含沙量比尺；$\lambda_{s_*}$ 为挟沙能力比尺；$\lambda_{v_f}$ 为扬动流速比尺；$\lambda_{t_2}$ 为悬沙冲淤时间比尺。

对于悬沙含沙量比尺，窦国仁教授将巴连布拉特的挟沙水流脉动能量方程中的脉动水流为克服阻力所消耗的能量项忽略后，导出比尺关系式为：

$$\lambda_{s_*} = \frac{\lambda_{\gamma_1}}{\lambda_{\gamma_1-\gamma}} \frac{\lambda_J \lambda_v}{\lambda_\omega} \tag{7—53}$$

窦国仁采用自己专门建立的底沙输移率公式，推导推移质输沙量比尺，这样就能使得悬移质、推移质以及异重流的冲淤时间比尺达到一致，因而称他的模型律为全沙模型律。不过，应当指出，若使用其他各家的推移质输沙公式或其它形式的挟沙力比尺关系式，推移质及悬移质的冲淤时间比尺尚不能达到一致，因此问题尚待进一步研究，此外，根据近年来的实践，窦教授对上述模型律又有了较大的改进[12]。

国内一般的悬沙模型设计中，比尺 $\lambda_s$ 及 $\lambda_{s_*}$ 多采用与式(7—53)形式类同的比尺关系式确定。若采用轻质沙，由式(7—53)计算得到的 $\lambda_s$ 或 $\lambda_{s_*}$ 总是小于 1，意味着要求模型中的含沙量比原型的大。但李保如[13]、屈孟浩[14]、彭瑞善[15]及我们[16]的试验结果表明，多沙河流的模型中，若取含沙量比尺小于 1，将使模型的淤积明显偏多(最近河海大学，采用电木粉作为模型沙进行的一个多沙河流的河工模型试验，也得出同样结论)。此外，悬沙悬移相似条件一般采用式(7—49)，于是式(7—53)成为：

$$\lambda_{s_*} = \frac{\lambda_{\gamma_1}}{\lambda_{\gamma_1-\gamma}} \tag{7—54}$$

若采用原型沙作为模型沙，由上式得 $\lambda_{s_*}=1$，亦即要求模型水流挟沙力与原型保持相同，而李保如教授采用天然沙作为模型沙进行的动床模型试验结果表明[17]，模型与原型两者的水流挟沙力实际上相差较大。一般而言，由式(7—54)所表示的比尺关系式，只反映出模型沙重率这一因素对 $\lambda_{s_*}$ 的影响，显然这也与实际状况相悖(决定模型小河挟沙力的因素众多，即使模型沙的重率相同，但只要其它因素不同，其相应的水流挟沙力及 $\lambda_{s_*}$ 也不相同)。造成这种状况的原因是人们采用某挟沙力公式推导比尺时，有些系数比尺以及指数取为1的处理是很粗糙的，忽视了现有挟沙力公式很难同时适用于原型和模型的事实。作为初步设计，可参考下式确定模型的含沙量比尺[18]：

$$\lambda_s=\lambda_{s_*}=4.4\frac{\lambda_{\gamma_s}}{\lambda_{\gamma_s-\gamma}}\frac{\lambda_h\lambda_v}{\lambda_L\lambda_\omega} \tag{7—55}$$

1978年屈孟浩教授提出的动床模型相似条件中[14]，其主要内容除含有式(7—46)、式(7—48)及式(7—51)外，还包括如下两个相似条件：

底沙运动相似条件

$$\lambda_D=\frac{\lambda_J\lambda_h}{\lambda_{\gamma_s-\gamma}} \tag{7—56}$$

异重流运动相似条件

$$\lambda_v=(\lambda_{\gamma_s-\gamma}\lambda_J\lambda_h)^{0.5} \tag{7—57}$$

式中，$\lambda_D$ 为底沙粒径比尺。

屈孟浩的模型律业已在一些黄河动床模型试验中使用，长期实践中所积累的经验，为多沙河流模型的设计与试验操作提供了参考依据。该模型律只包含相似条件式(7—46)而不

包含相似条件式(7—49)，而且对于式(7—56)以及式(7—57)，在理论上尚存在着争议[2]。在此应该指出，屈孟浩教授在实际试验选沙时，并不严格确定悬沙粒径比尺，放弃了泥沙粒配的相似性，最后采用的模型悬沙中值粒径偏大甚多，往往与采用式(7—46)及(7—49)联解的结果接近。

杨志达博士也曾提出过动床模型相似律，主要包括[19]单位水流功率相似：

$$\frac{\lambda_v\lambda_J}{\lambda_\omega}=1 \qquad (7—58)$$

及含沙量相似：

$$\lambda_{s_v}=1 \qquad (7—59)$$

由于按体积计算的含沙量 $S_v=S/\gamma_s$，因而上式又可表示为：

$$\lambda_s=\lambda_{\gamma_s} \qquad (7—60)$$

由常见的计算 $\lambda_s$ 的公式(7—54)与式(7—60)比较，不难看出，两者从定性上是不一致的。后者所反映的模型沙重率越小，$\lambda_s$ 越大(亦即模型加沙量越小)的关系，对于一般挟沙水流显然不符合河流动力学的基本概念，将使试验遭致失败。此外，由于 $\lambda_J=\lambda_b/\lambda_L$，可见杨志达博士的水流功率相似条件式(7—58)，即是国内最常用的相似条件式(7—49)。至于杨志达的调整参量使泥沙粒径不改变等建议，对于河床演变规律复杂的河段的模型设计，一般是不现实的，即使原型情况很简单，但若按杨志达的方法进行试验，在水流重力相似或阻力相似等方面，也将出现不同程度的偏离或歪曲，表明杨博士的模型律尚有局限性。

武汉水利电力学院曾全面、系统地研究了动床河工模型的相似条件及试验中的若干问题[1]。例如，由悬移质运动的三维扩散方程出发，同时导出了相似条件式(7—49)及相似条件式(7—46)，正确地指出，式(7—49)表示由时均流速及重力沉降引起的进出沙量变化比相等，式(7—46)表示紊动扩散及重力沉降引起的进出沙量变化比相等。可见两者都反映了重力沉降作用，因而一些文献中分别称两式为悬浮相似条件及沉降相似条件，并不十分确切。在变态模型中这两个相似条件不能同时满足，为此文献[1]认为，就一般情况来说，由于紊动扩散作用及重力作用是决定悬移质运动的一对主要矛盾，变态模型似以表征这一主要矛盾的比尺关系式(7—46)得到遵守为宜。不过，原作者在进行模型试验时，又根据所研究问题的性质灵活运用，一般仅取式(7—49)作为悬移质运动的相似条件。

李昌华教授通过长期的实践和研究探讨，逐步使早期提出的模型律得以完善[1]，在国内影响很大。他的悬沙模型律中同时包含式(7—46)和式(7—49)，并根据一般计算悬移质含沙量分布的公式中悬浮指标对于含沙量沿水深分布的影响，粗略地定出取用范围：悬浮指标小于 0.0625 的细沙，条件式(7—49)是主要的；悬浮指标大于 1 的粗沙，条件式(7—46)是主要的。至于这两部分之间的泥沙，两个条件同等重要，建议模型选沙时的 $\lambda_s$ 值取两个条件的中间值。西北水科所进行的一个试验正是按照这一建议，分别以式(7—46)和式(7—49)计算 $\lambda_{s1}$、及 $\lambda_{s2}$，然后取两者的算术平均值作为 $\lambda_s$ 值。

此外，彭瑞善等学者从满足平均淤积位置相似的要求出发，引入含沙量垂线分布重心高度的概念，以该重心高度比尺

代替式(7—49)中的 $\lambda_k$，为进行悬沙模型设计提供了一个新的途径[15]。

由上述模型律可以看出，对于悬移质泥沙的模型相似条件，各家观点主要区别在于是取式(7—46)还是(7—49)。在实际模型选沙时，多采用式(7—49)进行计算(包括屈孟浩教授的一些试验中也是这样，特别是一些原型悬沙粒径很细的情况更需如此)。李昌华的模型律两者均含，并提出了根据悬浮指标确定相似条件的观点，即对于较粗泥沙，条件式(7—46)是重要的，而对于较细泥沙，条件式(7—49)是重要的。不过在已有的实例中，也往往只取式(7—49)。值得提及的是，对于泥沙粗细判断式(7—46)及式(7—49)的相对重要性，目前在定性方面意见还不一致。例如，朱鹏程教授[20]以 $L/V=h/\omega=t$ 的规律，较适合粗沙为出发点，认为粗沙应取式(7—49)进行模型沙选择；至于细沙，因受紊动扩散作用影响较大，明显偏离一般的动水沉降规律，因面选择模型沙时，用式(7—46)比用式(7—49)合理。

## 四、复杂河型河流物理模型的相似律

近些年，我们为开展黄河河道整治试验，在前人长期研究成就的基础上，系统地研究了动床河工模型的设计方法，提出的模型相似律由如下几式组成：

(1)水流重力相似条件

$$\lambda_v=\sqrt{\lambda_h} \tag{7—61}$$

(2)水流阻力相似条件

$$\lambda_v=\frac{1}{\lambda_n}\lambda_R^{2/3}(\lambda_h/\lambda_L)^{1/2} \tag{7—62}$$

(3)底沙起动及扬动相似条件

$$\lambda_v = \lambda_{vc} = \lambda_{vf} \tag{7—63}$$

(4)水流输沙相似条件

$$\lambda_{G_s} = \lambda_{G_s*} \tag{7—64}$$

(5)悬移质悬移相似条件

$$\lambda_\omega = \lambda_v \left(\frac{\lambda_h}{\lambda_L}\right)^{0.75} \tag{7—65}$$

(6)河床冲淤变形相似条件

$$\lambda_{t_2} = \frac{\lambda_{\gamma_0}\lambda_L^2\lambda_h}{\lambda_{G_s}} \tag{7—66}$$

(7)河型相似条件

$$\left[\frac{\left(\frac{\gamma_s-\gamma}{\gamma}D_{50}H\right)^{1/3}}{JB^{2/3}}\right]_{模型} \approx \left[\frac{\left(\frac{\gamma_s-\gamma}{\gamma}D_{50}H\right)^{1/3}}{JB^{2/3}}\right]_{原型} \tag{7—67}$$

上述诸式中，$\lambda_L$、$\lambda_h$ 分别为水平及垂直比尺；$\lambda_R$ 为水力半径比尺；$\lambda_v$ 为流速比尺；$\lambda_n$ 为糙率比尺；$\lambda_\omega$ 为泥沙沉速比尺；$\lambda_{G_s}$、$\lambda_{G_s*}$ 分别为输沙率比尺和水流输沙能力比尺；$\lambda_{\gamma_0}$ 为淤积物干容重比尺；$\lambda_{t_2}$ 为河床冲淤变形时间比尺；$\lambda_{vc}$、$\lambda_{vf}$ 分别为泥沙起动及扬动流速比尺；J 为河床比降；B、H 分别为造床流量下的河宽及水深；$D_{50}$ 为床沙中径。

上述模型律既适用于推移质泥沙模型又适用于悬移质模型。例如对于悬移质模型，$\lambda_{G_s}=\lambda_v\lambda_L\lambda_h\lambda_v$，$\lambda_{G_s*}=\lambda_{v_*}\lambda_L\lambda_h\lambda_v$，故此时式(7—64)及(7—66)可相应分别表示为：

$$\lambda_v = \lambda_{v_*} \tag{7—68}$$

及

$$\lambda_{t2}=\frac{\lambda_{\gamma 0}}{\lambda_{\gamma}}\frac{\lambda_L}{\lambda_v} \tag{7—69}$$

式(7—68)意味着含沙量比尺 $\lambda_s$ 应与水流挟沙力比尺 $\lambda_{s_*}$ 相等。而对于推移质泥沙模型，$\lambda_{G_b}=\lambda_L\lambda_{q_b}$，$\lambda_{G_{b_*}}=\lambda_L\lambda_{q_{b_*}}$，此时式(7—64)及(7—66)分别为：

$$\lambda_{q_b}=\lambda_{q_{b_*}} \tag{7—70}$$

及

$$\lambda_{t2}=\frac{\lambda_{\gamma 0}\lambda_L\lambda_h}{\lambda_{q_b}} \tag{7—71}$$

式(7—70)表示推移质单宽输沙率比尺 $\lambda_{q_b}$ 应与推移质输沙能力比尺 $\lambda_{q_{b_*}}$ 相等。

另外，悬沙粒径比尺 $\lambda_d$ 在已有沉速比尺 $\lambda_\omega$ 的前提下，可借泥沙沉速的公式推求。冲积河流中的悬移质泥沙一般都比较细，基本满足 G. G. Stokes 定律，由此可得：

$$\lambda_d=\left(\frac{\lambda_\omega\lambda_\nu}{\lambda_{\gamma_s-\gamma}}\right)^{1/2} \tag{7—72}$$

式中，$\lambda_\nu$ 为水流运动粘滞性系数比尺。

为保证模型与原型水流流态相似，还同定床模型一样，需满足如下两个限制条件：

模型水流必须是紊流，故要求模型雷诺数：

$$Re_m > 1000 \sim 2000 \tag{7—73}$$

为不使表面张力干扰模型的水流运动，故要求模型水深：

$$h_m > 1.5cm \tag{7—74}$$

应该指出，以式(7—65)作为悬沙悬移相似条件，能够同时兼顾时均流速输移和紊动扩散作用对悬沙悬移影响的相似性。以式(7—67)作为河型相似条件，能同时保证模型小河在纵向和横向稳定特性方面与原型一致，从而克服了一般比尺模型律很难保证复杂条件下河型相似的缺陷。

由于河流动力学发展水平的限制，迄今计算水流挟沙能力 $S_*$、$q_{s*}$ 及泥沙起动流速 $V_c$ 等物理量的公式尚未以严谨的理论推导出来，因此依这些不能同时适用于原型和模型情况的半经验半理论公式求得的模型比尺一般是不准确的，甚至是错误的。我们不倾向于采用现有公式直接推演的办法确定 $\lambda_{s*}$、$\lambda_{q_{s*}}$ 及 $\lambda_{v_c}$ 等模型比尺，而建议适当借助于资料分析的途径或采用不同适用范围的计算公式，分别求出原型与模型值（有条件时应尽量通过预备试验确定或校正模型值），两者之比，即为其比尺，这样做比用公式直接推导更可靠一些。

应该强调的是，对于复杂的多沙河流的模型，在进口加沙时应保留悬沙中的冲泻质部分，并要着重考虑泥沙存在对水流影响的相似性，以免在进行一般洪水或高含沙洪水试验时，模型水流的输沙特性、流变特性及泥沙的群体沉降特性不能与原型相近，从而影响河床冲淤变形的相似性。对专门的黄河高含沙水流模型试验，我们提出的上述模型相似律也是适用的，实际上，模型设计及试验中至关重要的仍是含沙量比尺的确定问题。即如何根据原型及模型的高含沙水流挟沙特性，选取挟沙力比尺，并通过验证试验最终率定合适的含沙量比尺及其相应的河床冲淤变形时间比尺，使模型高含沙水流的流态（要求模型雷诺数与原型具有相同的取值范围，而要求两者相等是不易做到的）及河床变形同原型相似。

根据我们的研究结果和一些实践经验，认为选用比重很小的轻质沙作为模型悬沙，不仅难以保证高含沙水流流态的相似性，而且还会造成严重的模型时间变态。首先，高含沙水流的固液流动的相似性，要求体积含沙量比尺 $\lambda_{s_v}$ 不小于 1（以体积百分数计的含沙量 $S_v=S/\gamma_s$）。而采用比重很小的轻质沙

作为模型沙时，实际上很难满足这一点，因为由输沙相似要求的 $\lambda_s$ 较小，往往是 $\lambda_s<\lambda_{\gamma_s}$，从而 $\lambda_{s_*}=\lambda_s/\lambda_{\gamma_s}<1$。这正是有的模型在进行高含沙洪水模拟试验时，连流态的相似性都不能保证的原因所在。其次，当模型沙的比重较小时，往往 $\lambda_s<\lambda_{\gamma_0}$，因此由式(7—69)可知，模型将会出现 $\lambda_{t_2}>\lambda_{t_1}$的时间变态。从以上两点看，对于悬沙模型，不能一味追求实际很难把握的泥沙起动相似条件，而采用比重很小的模型沙，使模型出现更大的甚至是难以挽救的偏离。

最近有些学者在式(7—69)左端之前加了个系数比尺 $\lambda_\beta$，并认为随着含沙量的变化有较大变化。为此我们专门用非恒定条件下的泥沙连续方程式(已考虑水体中含沙量的因时变化)，进行了相似分析，导得的比尺关系仍为式(7—69)，表明取 $\lambda_\beta$ 大于 1 或小于 1 的作法都是值得商榷的。

对于河工动床模型(定床加沙模型除外)，我们提出的模型律中的每一个相似条件都是必要的，设计时应尽量同时满足，哪一方面有较大偏离都将在一定程度上造成失真。例如对于阻力相似条件式(7—62)，不仅应严格遵循，而且在选沙设计时应在几何比尺、模型沙材料等方面反复比较(几何比尺是可调的)。我们在进行某动床模型设计时，采用电厂粉煤灰作模型沙，其沙纹高 1.5～2.5cm，长 12～35cm，而原型沙垄波高约 1～1.5m，波长为 100～280m，因而取 $\lambda_L=800$、$\lambda_h=60$，对于阻力相似是有利的，使其在满足其它相似条件的同时，也能适应动床阻力相似的需要，尤其是在河槽部分，不能为在形式上满足水面线相似条件，而采取一些对水流结构及河床活动性有较大影响的加糙措施。有些试验人为加糙后，不仅歪曲了水流内部结构的相似性，而且连河型也改变了，因此动床模

型在阻力方面应认真对待。做好一个河工动床模型是很难的事情，首先要精通水力相似论、河流动力学、河床演变及河道整治学的每一个环节，其次要具备解决生产课题的能力，此外还要了解材料特性等多方面的知识。完成一个好的模型设计，不仅具有严格的科学性，而且还具有艺术性，技术与艺术的统一，是局外人难以体会的。

## 五、桥墩局部冲刷的模拟试验

为确定桥墩附近的河床冲深，除需要借助开展的河工整体模型试验资料外，还往往需要进行专门性的正态局部冲刷模型试验。实践结果表明[22,23,24]，我们提出的上述模型相似律也同样是适用的，只是不得不允许水流阻力相似条件有所偏差，而对于水流重力相似条件则必须保证，因为局部冲刷坑中，水流流速的大小和方向沿程发生急剧变化，惯性力占有十分重要的地位，不可忽视。不过，试验时还应通过模型尾门调整，尽量保证桥墩附近水位与整体模型试验值对应。另一方面，在沙质河床条件下，进行局部冲刷试验时，还需要考虑悬沙中床沙质的存在对局部冲刷坑形成与发展的影响。至于那些"穿堂而过"的冲泻质，由于局部试验往往只能选取主河槽（或主河槽中的一部分）作为研究对象，因此可忽略。有关局部冲刷模型的设计细节，可通过第八章介绍的实例，进一步了解。

## 六、预备试验及验证试验

天然河道情况是极其复杂的，为使模型的成果能够接近于实际，进行预备试验可以对有关比尺进行率定或修正。实际

中，选择模型沙的水槽试验是最常进行的预备试验，有时为确定输沙能力比尺等有关数值而在模型上进行预备试验也是一个有效的途径。

按照模型律设计或通过预备试验修正得到的比尺确定之后，即可制作模型，但在进行正式的生产试验之前，必须事先通过验证试验，弄清所制作的河工模型的试验结果是否与原型现象相似。如不相似，可能是对于原型情况了解不够，忽略了重要的物理法则，或是本来不属于支配原型现象的物理法则在模型试验中起到了支配作用，当然也可能犯选择比尺不当等各种各样的错误。总之不修正这些不完备之处，不证实模型与原型相似，就不能在模型中正确复演天然河流中的水流运动和河床变形过程。以验证与原型现象是否相似为目的所进行的模型试验称为验证试验，而在业已成功地完成了验证试验的基础上进行的正式放水试验则称为生产试验。生产试验是试验者的最终目的，但必须认识到，验证试验是很必要的工作[21]。

验证试验通常采用试误法，其过程是先将模型的动床做成和实测地形一样，然后再找出另一次为期较晚的测量结果，作为模型所要重演的目标。将二次测量期间真正发生过的水沙过程，按适当的时间比尺模拟化后，继而可在模型中开始调试，如更换模型进口处的加沙率、相应修正时间比尺、改变河床糙率、调整水面线及消除不合理的冲淤现象等等，最终找出一个适当的比尺，在第一次测量所仿制的模型上，足够精确地复演河床演变情况，得到一个与第二次测量结果相同的地形。

必须指出，在正式的生产试验中，不得超出验证试验所验证的范围。例如将清水条件验证的模型直接用于浑水模型中

或将冲刷条件下验证的模型原封不动的使用于淤积模型中，所以应当特别注意，不要盲目地相信验证试验。此外，在河工模型试验中，常常得不到原型数据，因而难以进行验证试验。常用的办法是将模型试验结果与原型中现象的解析结果相比较，用这种方法必须特别注意的是，即使解析结果与试验结果非常吻合，两者也可能同样地误解了原型情况。数学模型越是复杂，人们往往有过于相信其正确性的倾向。无论理论解析还是模型试验，正确与否，只能根据与原型现象的比较情况来判断。

最后尚须说明的是，对于复杂的模型，如果选取缺陷较大的相似条件进行模型设计，则验证试验会出现重重困难，甚至说，即使费尽气力完成了验证试验，但在正式试验时也会得出不合理的结论，因此认真选择相似条件是不容忽略的。

## 参 考 文 献


1 武汉水利电力学院. 见：谢鉴衡主编. 河流泥沙工程学（下册）. 水利出版社，1981.

2 李昌华，金德春. 河工模型试验. 人民交通出版社，1981.

3 张红武. 河弯水力学. 黄委会水利科学研究所讲义，1987.

4 Zhang Hongwu and Li Baoru, Experiment Study Concerning the Effect of Distortion Ratio on Flow Field in River Models. Fourth International Symposium on River Sedimentation. Beijing China. 1989.

5 窦国仁，柴挺生，等. 丁坝回流及其相似律的研究. 南京水利科学研究所研究报告，1977.

6 张红武. 论动床变态河工模型的相似律. 黄委会水利科学

研究所科学研究论文集(第二集). 河南科学技术出版社，1990.

7 成都工学院，等. 岷江都江堰河段变态动床模型验证及推移质输沙率试验报告. 泥沙模型报告汇编，1978.

8 张红武. 冲积河床糙率模拟问题的探讨. 武汉水利电力学院学报，1986(3).

9 刘有录. 黄河兰州段河道整治模型试验研究报告. 兰州铁道学院，1992.

10 钱宁. 动床变态河工模型律. 科学出版社，1957.

11 窦国仁. 全沙模型相似律及设计实例. 泥沙模型报告汇编，1978.

12 窦国仁，王国兵. 黄河小浪底枢纽泥沙研究(报告汇编). 南京水利科学研究院，1993.

13 李保如. 我国河流泥沙物理模型的设计方法. 水动力学研究与进展(A 辑第 6 卷)，1991.

14 屈孟浩. 动床河工模型试验点滴. 泥沙模型报告汇编，1978.

15 彭瑞善，蔡今，周文浩，杨小庆，等. 黄河下游花园口至黑岗口河段河道整治模型试验报告. 水利水电科学研究院泥沙所研究报告，1988.

16 张红武，等. 黄河花园口至东坝头河道整治模型验证试验报告. 黄委会水利科学研究院研究报告，1991.

17 李保如，罗国芳，彭瑞善，华正本，林绍乾，樊志文，等. 黄河下游河道演变及河道整治的研究. 水利水电科学研究院河渠所及黄委会水利科学研究所研究报告，1959.

18 张红武，赵新建，刘建生. 动床河工模型相似律的研究. 黄委会水利科学研究所研究报告，1990.

19 杨志达. 输沙与河工. 第一次河流泥沙国际学术讨论会

论文集. 光华出版社，1980.

20 朱鹏程. 论变态动床河工模型及变率的影响. 泥沙研究，1986(1).

21 惠遇甲. 河工模型试验. 清华大学，1980.

22 张红武，等. 黄河险工根石走失防护途径的试验研究. 黄河科研，1989(创刊号).

23 曹丰生，刘杰. 土工织物防护控导工程联坝过水的试验研究. 水利水电工程青年学术论文集. 中国科学技术出版社，1992.

24 刘有录，张淑英，何文社. 黄河包头画匠营子取水工程局部模型试验研究报告. 兰州铁道学院，1991.

# 第八章　桥渡设计实例

在以上章节中，分别就河床演变、桥位壅水、冲刷等问题作了详细介绍，本章将我们实际工作中所接触到的某一设计实例介绍如下，以便更好地了解本书有关内容。

## 第一节　基本资料及模型状况

### 一、概述

某拟建的大型桥梁位于黄河中游下段由峡谷进入冲积平原的过渡河段。河床活动范围在北岸黄土低崖和南岸的邙山之间，河谷南北宽 10km，水面一般宽 3km。河床沙洲棋布、变化不定、水流分汊，属典型的游荡性河道，河床组成为沙质河床。初步设计拟采用的桥位断面上游 220km 处及 90km 处，分别为在 1960 年 9 月投入运用的三门峡水库和即将兴建的小浪底水库。三门峡水库拦沙运用期间，本河段有较全面的水文观测资料；小浪底水库将于 2000 年投入运用，初期拦沙运用也将对本河段产生较大的影响。本河段设计的十年一遇、三百年一遇、千年一遇及万年一遇洪峰流量分别为 10000、15000、17500、22000$m^3/s$。

本河段南岸有伊洛河、汜水汇入，北岸有沁河、蟒河汇入，

由于河道南北摆动，以往伊洛河的入黄地点常改变。如马峪沟与孤柏咀间的黄河南徙时，伊洛河便在巩县洛口附近注入黄河，大河北移时，河口则向东伸展到孤柏咀附近，有时竟劫夺汜水河口，使两河并流入黄。京广铁路上游不远有沁河自西入汇，秦厂水文站就曾设在沁河口的下游，本河段的河道特征值见表 8—1。

表 8—1　孟津至京广铁桥河道特征值

| 宽度(km) | | 平均比降 (‰) | 弯曲率 | 河道面积($km^2$) | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 河槽 | 主槽平均 | | | 主槽 | 滩地 | 全河道 |
| 3～4 | 1.4 | 2.65 | 1.16 | 127.2 | 556.5 | 683.7 |

本桥渡设计涉及面广，难度大。在设计中，要采用资料分析、物理概化模型(包括局部模型)及数学模型计算等途径，分别就桥渡所在河段的河床演变、河段上游拟建工程对本河段的影响、河段壅水、冲刷等问题进行分析研究，并对桥位选线和桥渡对河势的影响以及相应工程措施等，做较系统的论证。

## 二、河段概化模型的比尺

由于原型情况复杂，本模型采用近两年黄委会水科院完善起来的河工动床模型相似律[1](见本书第七章)进行设计，得到的比尺见表 8—2。

## 三、局部模型设计

1. 桥墩尺度及模型河宽

由于本项研究的重点是局部变形问题，试验需采用正态

模型，对于水流条件，试验时主要控制水流流向和流速（或单宽流量）的大小，并只考虑对桥墩有直接影响的主流带的流动状态。

参照黄河下游桥渡基础处理时常用的钻孔灌注摩擦桩方案及其尺寸，我们拟取原型桩径为 1.8m，分两排布置，共 16 根桩，承台尺寸为 40m×8m。根据试验条件，取几何比尺 $\lambda_L = \lambda_b = 100$，因此模型桥墩承台宽度 $b_m = 8m/\lambda_L = 8cm$。

表 8—2　模型比尺汇总表

| 比尺 | 数值 | 依据 | 备注 |
|---|---|---|---|
| $\lambda_t$ | 800 | 根据场地条件 | 经多次比较 |
| $\lambda_h$ | 60 | 参考前期研究结果 | $D_i = 13.3$ |
| $\lambda_\gamma$ | 7.75 | 重力相似条件 | |
| $\lambda_Q$ | 371805 | $\lambda_Q = \lambda_t\lambda_h\lambda_\gamma$ | $\lambda_Q$ 为流量比尺 |
| $\lambda_n$ | 0.542 | 阻力相似条件 | |
| $\lambda_\omega$ | 1.11 | 悬移相似条件 | |
| $\lambda_{\gamma_0-\gamma}$ | 1.5 | $\gamma_m = 2.10$ | 模型沙为郑州热电厂煤灰 |
| $\lambda_d$ | 0.729 | 式(7—72) | 取 $\lambda_\omega = 0.718$ |
| $\lambda_D$ | 3.0 | 河型相似条件 | |
| $\lambda_{vc}$ | 6.17～8.41 | 起动相似条件 | $\lambda_{vc} \approx \lambda_v = 7.75$ |
| $\lambda_{vf}$ | 7.13～7.21 | 扬动相似条件 | $\lambda_{vf} \approx \lambda_v$ |
| $\lambda_{\gamma_0}$ | 1.86～2.01 | $\lambda_{\gamma_0} = \gamma_{0p}/\gamma_{0m}$ | |
| $\lambda_{s1}$ | 103 | $\lambda_{s1} = \lambda_t/\lambda_\gamma$ | |
| $\lambda_s$ | 2 | $\lambda_s = s_{*p}/s_{*m}$ | |
| $\lambda_{s2}$ | 96 | 河床变形相似条件 | |

为在局部模型试验过程中能真实反映墩旁水流流态及河床冲淤变形，所确定的局部模型河宽除包括墩宽外，还必须大于墩体对周围水流的影响宽度及模型边壁影响宽度之和，即：

$$B_m > B_c + B_* + b_m \qquad (8—1)$$

式中，$B_m$ 为模型河宽；$B_c$ 为墩体对周围水流的影响宽度；$B_*$

为模型边壁影响宽度(在所影响的宽度范围内不能视为二维流区),可由式(1—8)计算。本模型试验取边壁糙率:$n_w=0.013$;模型沙糙率 $n_b=0.015$;预估试验最大平均水深 $H_{max}=10cm$。依次代入后,可求得模型边壁影响的最大宽度为35.3cm。

参考我们对于丁坝影响宽度的研究结果,取 $B_c=2\times3.5b_m=56cm$,于是由式(8—1)知 $B_m$ 应大于 99.3cm,本试验的模型河宽控制为 1.4m,满足式(8—1)所给的限制条件。

2. 模型沙选择及比尺计算

由水流的重力相似条件,求得流速比尺 $\lambda_v=\sqrt{\lambda_h}=10$。

为确定原型底沙的起动流速,我们利用黄河下游河道及引黄渠系不冲流速与床沙质含沙量资料,点绘 $h=1m$ 时不冲流速与含沙量的关系,得到清水时的不冲流速 $v_{cl}=0.85m/s$,再由如下关系式:

$$V_c=V_{cl}h^{1/6} \qquad (8—2)$$

可定出黄河下游原型水深为 3～10m 时的起动流速 $V_c=1.02$～$1.23m/s$,同文献[2]中确定的清水时壤土土质渠槽不冲流速值 $V_c=1.05$～$1.39m/s$ 基本相近。综合上述分析,取原型沙起动流速 $V_{cp}=1.02$～$1.39m/s$。

预备试验结果表明,采用 $D_{50}=0.04mm$ 的郑州热电厂粉煤灰作为模型床沙可满足起动相似条件,由得到的起动流速曲线查出相应水深条件下的模型沙 $V_{cm}=0.11$～$0.14m/s$,于是可求出:$\lambda_{v_c}=V_{cp}/V_{cm}=9.27$～$9.93$,显然与流速比尺 $\lambda_v(=10)$接近。

黄河下游采用正态模型,其悬移质的模拟极为困难,不过,由于本试验主要研究最不利条件下的主流带冲刷过程,因

此可以着重考虑参于造床作用的床沙质。床沙质及冲泻质分界粒径公式采用式(2--86)计算[3]，取卡门常数 $\kappa=0.35$，$\nu=0.01cm^2/s$（水温 20℃），并根据主流带 $h=3.5\sim4m$，$J=2.5‰\sim5‰$，代入式(2—86)求得 $d_c=0.029\sim0.033mm$，为了进一步确定床沙质粗度，我们点绘了 80 年代汛期 7～8 月份悬沙级配资料，定出悬沙平均粒配曲线，再由上述分界粒径求出主流带床沙质中径为 0.048～0.051mm，设计时取 $d_{50}=0.05mm$。黄河下游悬沙细，可近似用滞流区公式计算其沉速，因此可由式(7—72)计算悬沙粒径比尺 $\lambda_d$。

模型沙比重 $\gamma_{sm}=2.10$，取原型沙比重 $\gamma_s=2.65$，则 $\lambda_{\gamma_0-\gamma}=1.65/1.1=1.5$。原型 7～8 月份水温平均为 28℃，$\nu=0.00839cm^2/s$，模型水温测得为 4℃，$\nu_m=0.015cm^2/s$，此时 $\lambda_\nu=0.534$，代入式(7—72)得 $\lambda_d=1.887$（$\lambda_\omega=10$）。

本模型采用经过沉沙池处理后的中径为 0.025～0.03mm的电厂煤灰，模拟主流带悬沙床沙质的造床作用。

对于原型挟沙力，若着重考虑大水小沙不利条件下的情况，可用式(2—106)计算。将床沙质水力粗度 $\omega=0.25cm/s$（$d_{50}=0.05mm$）代入式(2—106)，可近似得床沙质挟沙力。主流带水力条件若取 $h=3.5m$，$V=3.2\sim3.5m/s$，$D_{50}=0.1mm$，则由式(2—106)得：$S_{*p}=18.13\sim21.30kg/m^3$，预备试验得模型挟沙力 $S_{*m}=8\sim14kg/m^3$。若取 $S_{*p}=11kg/m^3$，求得 $\lambda_s=S_{*p}/S_{*m}=1.65\sim1.94$。试验时近似取 $\lambda_s=1.8$，模型沙干容重 $\gamma_{0m}=0.78$，原型主流带床沙干容重 $\gamma_0=1.45$，得 $\lambda_{\gamma_0}=1.86$，与 $\lambda_s$ 非常接近。因此由河床变形相似条件可知 $\lambda_{t_2}\approx\lambda_{t_1}=10$，由此说明在模型中河床变形与水流运动的过程是一致的，验证试验结果是令人满意的(图 8—1)。

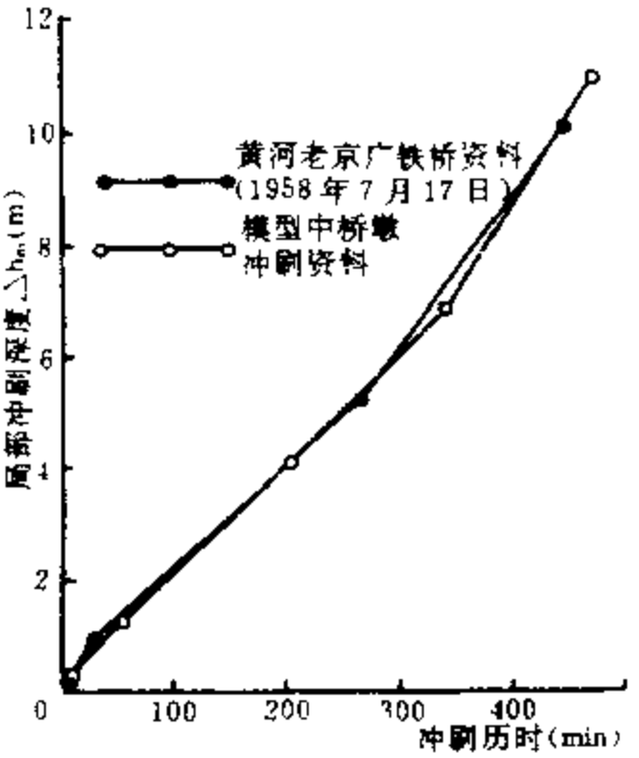



图 8 1 局部模型冲刷过程验证结果

## 四、动床准二维数学模型

为反映断面形态的调整过程，首先将原始断面划分为若干个子断面。

本数学模型是以韦直林[14]、张启卫[15]等的研究成果为基础的，其基本方程式为水流连续方程、水流运动方程、泥沙连续方程、河床变形方程，并引入水流挟沙力公式，其中河床变形方程和水流挟沙力公式是对子断面的。开始计算发现，对于含沙量较大的水沙组合，采用一般水流挟沙力公式，无论如何修正，其结果都是持续淤积抬升的。为了能够正确反映多沙特别是高含沙洪水的河床冲淤特性，只得改用式(2—119)计算

水流挟沙力。

对于多沙河流的数学模型，水流挟沙力公式引用的适当与否，往往关系到计算的成败。

## 第二节　河床演变分析

### 一、历史上河道冲淤及演变分析

本世纪30、40年代，由于桥渡所在河段下游的决口改道问题，对本河段冲淤影响较大，这种特殊的河床边界条件下的河床冲淤情况不能反映河床自然条件下的演变特点。在这个时期，对本河段冲淤影响最大的是1933年8月的一次洪水，陕县洪峰流量22000$m^3/s$，最大实测含沙量519$kg/m^3$，在洪水作用下，滩地大量淤积，主槽强烈冲刷，形成相对窄深的断面形态。从河势上看，在1969年以前，除有少量的险工外，基本上无河道控导工程，河势大幅度变动。据历史资料记载，宣统元年(1909年)黄河主流受南岸孤柏山咀挑流影响，将主流送到北岸赵庄至解封一带顺堤行洪。1933年发生特大洪水，河势较前下挫，解封以东滩区严重坍塌。为防止洪水走禹王故道，1934年开始在解封拦黄堰接长堰身，向前修了一道长4596m的大坝，即现在的花坡堤工程。1938～1943年汛期，主流均靠花坡堤东部，使工程不断发生险情。1944～1958年间，除1951年及1952年两年河走中路外，其余年均靠花坡堤行洪，特别是1949年孤柏咀下游的苍头湾靠河，北岸唐郭、驾部滩坐湾坍塌，下滑姚旗营，转折桃花峪。故有"苍头湾着了河，驾部、唐郭往外挪；河入苍头湾，驾部、唐郭往外搬(或专打驾

部滩)"之谚语，该湾靠河达十年之久。1954 年河势上提孤柏咀，该湾脱河。1958 年 8 月 14 日花园口出现 10800m³/s 洪水，主流在北岸西唐郭一带坐湾，送流至东南枣树沟一带，主流受枣树沟山咀影响，又将主流挑向花坡堤险工，靠水长度达 1200m，发生了较大险情，后经奋力抢护，才转危为安。大水过后，由于孤柏咀坐湾较死，河水主流逐年上提，在赵庄和驾部一带重新开始塌滩，最严重的表现为 1973 年 9 月，西岩滩区以 1m/h 的速度迅速坍塌，主流离蟒河仅有 250m。于是当年冬兴建了驾部控导工程，使该段河势基本上得到了控制。

由我们专门套绘的河势图来看，1949～1969 年本河段主流最大摆幅可达 7200m。

## 二、近期河床冲淤及演变分析

### (一)三门峡水库拦沙的影响

从 60 年代初至今，对本河段冲淤影响较大的是三门峡水库的运用。三门峡水库拦沙期，下游河道的冲刷从上往下发展，其中裴峪至官庄峪河段约 39km，冲刷量约 3.8 亿 t，平均冲刷宽度 4000m，平均冲刷深度 2.51m。拦沙期本河段深泓点高程随冲刷而降低，根据汜水口东、孤柏咀、石槽、官庄峪 4 个断面的实测资料，深泓点高程降低的最大值达 8.22m(见表 8---3)。

Q＝3000m³/s 的水位变化，基本上反映了主槽的冲淤变化[6]。由拦沙期汛末，流量为 3000m³/s 时下游诸水位站水位变化，发现水位升降情况与同期大断面测量的冲淤情况基本一致，其中裴峪和官庄峪的水位分别降低 2.16 及 2.07m，与上述河床冲刷深度较一致。

本河段属冲积性河段，主槽淤积物中粒径大于 0.05mm 的泥沙在表层占 80%以上，在深层占 90%以上。河床在冲刷

表 8—3　拦沙期孤柏咀断面深泓点高程变化

| 断　面 | 汜水口东 | 孤柏咀 | 石槽 | 官庄峪 |
|---|---|---|---|---|
| 60 年 4 月中旬深泓点高程 $Z_0$(m) | 101.84 | 99.60 | 98.89 | 97.96 |
| 拦沙期深泓最低高程 $Z_m$(m) | 96.92 | 91.38 | 94.02 | 91.09 |
| $Z_m$ 测验时间 | 1963.12.15 | 1964.9.20 | 1964.4.9 | 1963.12.13 |
| $\Delta Z_m(m)=Z_0-Z_m$ | 4.92 | 8.22 | 4.87 | 6.87 |

过程中有粗化现象，粗化主要是由于水流的分选作用，床面的细沙被冲走，留下较粗的泥沙，由于水流的冲刷强度大，粗化发展得很快。若以铁谢至官庄峪河段近似代表桥渡河段，床沙粗化情况见表 8—4。由该表可知，经过一年清水冲刷，河床就

表 8—4　冲刷过程中铁谢至花园口床沙中径 $D_{50}$的变化

| 断　面 | $D_{50}$(mm) | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | 建库前平均 | 1961.9～11 | 1962.10 | 1963.5 | 1964.5 |
| 铁　谢 | 0.164 | 0.379 | 0.52 | 0.565 | 0.366 |
| 官庄峪 | 0.097 | 0.191 | 0.251 | 0.139 | 0.191 |
| 花园口 | 0.092 | 0.128 | 0.168 | 0.145 | 0.133 |

已粗化，随着冲刷的发展，床面的中值粒径基本不再变粗。黄河下游粗化的河床质中值粒径一般为冲刷前的 1.5～2.0 倍。床沙的粗化，使床面补给细颗粒泥沙的数量减少，同时加大了河床的糙率，增大了水流的阻力[6]。经初步分析，本河段河槽

糙率 $n_c$ 可由下式计算：

$$n_c = 0.022 D_{cp}^{0.36} h^{0.2} \qquad (8—3)$$

式中，$D_{cp}$为床沙平均粒径，单位取 mm；h 为水深，单位取 m。

此外，根据实测大洪水的资料，本河段河滩糙率 $n_t$ 与水深的关系可表示为：

$$n_t = 0.047 h^{-0.4} \qquad (8—4)$$

由上两式可看出河槽与河滩糙率的关系是截然不同的。前者反映了主流区水流强度大，河床形态阻力亦有所增大的规律；而后者当水深增大后，滩面增糙物的影响则有所减少。

清水冲刷期，桥位河段随着主槽的纵向下切，汊河干涸，沙洲联成大片，形成单股河道，至 1963 年 7 月水流已集中右股，1964 年黄河水量特丰，经过大水冲刷，水流进一步集中于右股。由第三章河流综合稳定性指标，即式(3—27)，可进一步了解河段变化状况。作为粗略的比较，将 $Q=3000m^3/s$ 时本河段清水冲刷前后相应的 B、H、$D_{50}$、J 等代入式(3—27)，计算结果见表 8—5。不难看出，清水冲刷对河床过程的影响是显著的，冲刷后 $Z_w$ 值约为冲刷前的 2 倍，河流稳定性增加，游荡特性削弱，但河型仍为游荡型。

**表 8—5　三门峡水库拦沙期前后本河段综合稳定指标的比较**

| 项目 / 时间 | B (m) | H (m) | $D_{50}$ (mm) | J (‰) | $\gamma_s$ | $Z_w$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1960 年 | 2000 | 0.78 | 0.12 | 2.55 | 2.65 | 1.34 |
| 1966 年 | 1400 | 1.85 | 0.192 | 2.4 | 2.65 | 2.79 |

1973 年 11 月以来，三门峡水库实行非汛期蓄水拦沙、汛

期降低水位泄洪排沙的“蓄清排浑”运用方式。三门峡水库“蓄清排浑”控制运用后，出库的水沙过程较进库的水沙过程有很大改变。1974～1991 年花园镇断面至花园口总冲刷量 0.748 亿 $m^3$（约合 1 亿 t），平均每年冲刷 0.044 亿 $m^3$（约合 0.062 亿 t），是 1919 年以来除 1960～1964 年以外本河段淤积量最少的一个时期。

（二）近期河势分析

1969 年以后本河段陆续修建了一些控导工程，右岸有赵沟、裴峪、神堤、沙鱼沟，左岸有逯村、开仪、化工、大玉兰、驾部等处。上述工程修建后，缩小了游荡范围，主流最大摆动幅度由工程修建前的 7200m 减少到 5200m，对护滩保堤起到了一定的作用。特别是武陟驾部工程，于 1973 年 10 月兴建，自修建以来一直迎接着对岸孤柏咀山弯的来溜，使北岸大堤免遭冲击，对稳定桥渡所在河段上下游的河势起到了重要的作用。由 1972～1984 年间的汛期前后主流线套绘图看，27 条中有 9 条主流线在孤柏咀下滑而过，占 33%；有 14 条主流线在孤柏咀坐湾，将主流送至驾部控导工程的占 52%。1985～1991 年的 7 年中，共有主流线 13 条（图 8—2），除 1985 年 5 月 1 条不靠驾部工程外，其余均靠工程行洪。总体上讲，汜水口和孤柏咀着河靠溜的机遇较多。从 1909～1973 年的 64 年的河势来看，除 1951～1952 年这两年河走中路外，其余 62 年，主流不是上提直冲赵庄驾部一带，就是下挫坍滩影响花坡堤险工一带，上提下挫、横向摆动极为频繁，横河斜河出现机会较多。70 年代相继修建了一些控导工程以后，河势发生了较大的转变，孤柏湾比较宽敞，又有大玉兰工程作控导，进溜比较容易，因而大河都进入了汜水口到孤柏咀之间的大河湾（见图 8—2），

孤柏咀成了天然的大导流坝，成为控制此段河势的节点。但由于该河湾形态复杂，入湾部位不定，使出孤柏咀后的河势仍较乱。

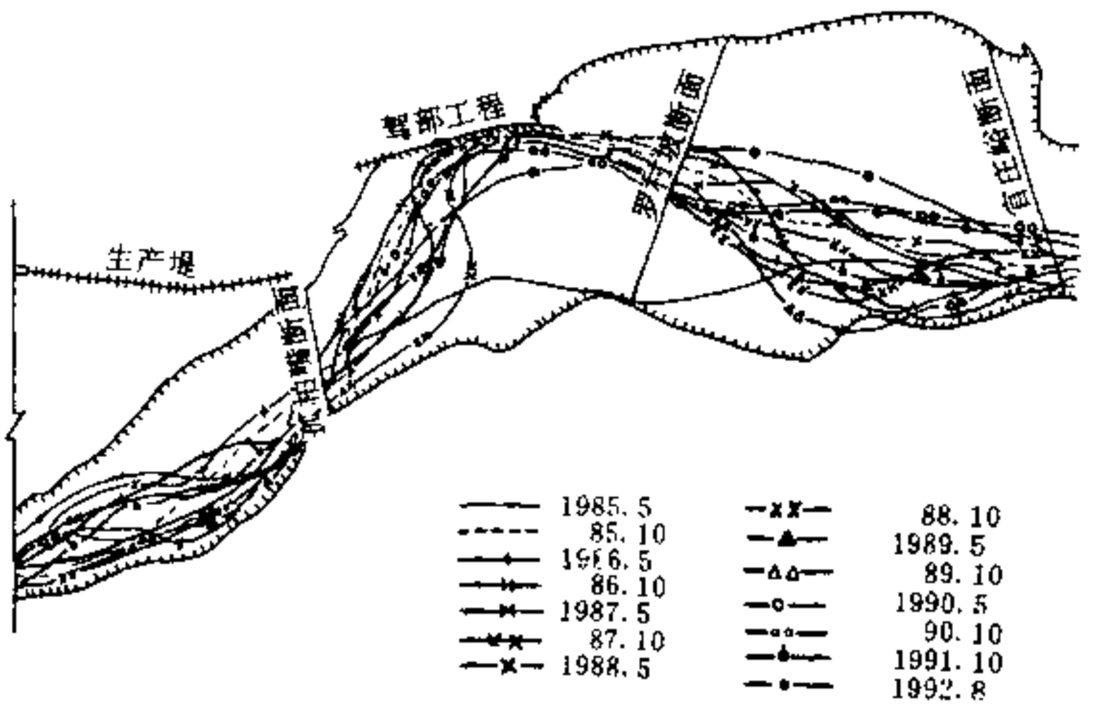



图 8—2　桥渡河段主流线套绘图

## 三、远期河床冲淤及演变预估

今后较长一段时期，对桥渡所在河段冲淤演变产生较大影响的是上游即将兴建的小浪底枢纽工程。小浪底水库原始库容 126.5 亿 $m^3$，其中拦沙库容 75.5 亿 $m^3$。水库投入运用后的 1～3 年为蓄水拦沙运用，大部分泥沙被拦在库内，水库排沙比约 10%，下泄水流较清。第 4～20 年左右，为逐步抬高水位拦沙运用，库区水位随着淤积面的抬高而抬高，拦粗排细，水库排沙比 70%左右。这两个阶段为水库的主要拦沙期，

库区总拦沙量约 100 亿 t[17]。根据小浪底水库上游 130km 处的三门峡水库拦沙期(1960.9～1964.10)运行经验，在水库拦沙期，坝下游河段河床下切，床沙粗化，纵比降有调平趋势，河床稳定性增加、游荡性削弱。水库拦沙库容淤满后，水库排沙比基本达到 100%、出库水沙条件接近建库前水平，下游河道将发生回淤。在预估本河段冲淤及演变时，应充分考虑小浪底水库不同运用阶段对本河段的影响，特别是拦沙期的影响问题。根据小浪底水库减淤效益分析计算结果，小浪底水库拦沙期，黄河全下游最大冲刷量约 17 亿 t，桥位处河床逐渐下切，由宽浅变窄深，深槽平均河底高程下降约 1.7m。

为确定桥位所在断面在最不利条件下河床变形情况，分别进行了河段概化模型试验及数学模型计算。概化模型试验水沙条件考虑了十年一遇、三百年一遇及万年一遇洪水且来水含沙量较低的情况，并考虑了流路改变对河床冲刷的影响。试验结果表明，按方案 I 修建桥渡后，小浪底水库蓄水拦沙期，主流最大摆动幅度达 2200m；即使进口流路一定，但只要流量有较大的变幅，在桥位 I 处的主流也有较大的摆动幅度(最大达 1050m，$Q=5000\sim22000m^3/s$)。

将模型试验断面资料进行比较分析，可初步得出该河段在小浪底水库蓄水拦沙期出现 $Q=5000\sim17500m^3/s$ 的大洪水后，其深泓点高程下降 3.02～9.10m(见表 8—6)。从试验情况看，桥位 I 处位于河湾过渡段，水流分散，河床冲刷较上游一些断面轻。特别是在试验中发现，黄河河床横向变形剧烈，深泓点的位置往往是左右摆动，就某点而言，常常是时冲时淤。为了解最不利条件下桥位 I 处的冲深，我们通过尾水位调整有意识将官庄峪水位降低 1m，以加大冲刷，这样深泓点

高程下降值达 3.44m(=97.88—94.44)。

孤柏咀断面受山咀影响,水流集中,冲深较大;而稍出山咀后,水流有所发散,两岸不受抗冲边界制约,其深泓点高程下降值明显减小,一般小于 5m;而再以下,左岸受驾部工程影响,深泓点下降值又有所增加。

表 8—6 模型断面深泓点高程下降值 $\Delta Z_m$

| 断 面 | CS4 (孤柏咀) | CS5 | CS7 (罗村坡) | CS8 (桥位 I 处) |
|---|---|---|---|---|
| 现状深泓点高程 $Z_0$(m) | 99.40 | 99.15 | 98.83 | 97.88 |
| 冲刷后深泓点高程 $Z_m$(m) | 90.30 | 92.76 | 93.60 | 94.86 |
| $\Delta Z_m$(m) | 9.10 | 6.39 | 5.23 | 3.02 |

采用数模计算的目的主要是了解小浪底拦沙期本河段出现特殊洪水的造床作用。水沙组合分别包括 10000、15000、22000$m^3/s$ 三个流量级和 10、200、500、800$kg/m^3$ 四个含沙量级共 12 种组合。以上不同水沙组合的计算结果表明:含沙量较小时,在各频率洪水作用下,河槽均有不同程度的冲刷,且冲刷深度随流量的增加而增大,万年一遇洪水,深槽冲刷深度为 0.26m。含沙量为 200～500$kg/m^3$ 的较高含沙量洪水,一般是深槽先淤后冲,而浅槽和滩地则持续淤积,且随着流量的增大,深槽冲刷深度增大,最大达 1.32m,滩地淤积厚度加大,断面变得相对窄深。表明虽然全断面淤积严重,但局部深槽还可能有明显的冲刷,当含沙量高达 800$kg/m^3$ 时,造床过程表现为深槽持续冲刷、滩地和浅滩持续淤积。深槽冲刷强度明显增大,最大冲刷近 3m。这主要是由于泥沙大量存在,改变了浑水结构及泥沙沉降特性,使水流挟沙力急

剧增大并随着断面形态的调整而变化，甚至伴有“揭河底”冲刷所致，而滩地的淤积速度与较高含沙量（S＝200～500kg/m³）情况相比反而减小，这与水流的漫滩程度因深槽剧烈冲刷面有所减小有关。

## 第三节　壅水高度

由于桥渡所在河段河床冲淤变化特别复杂，在利用壅水公式计算壅水高度时，有关参数很难取得准确，以致会影响计算精度。为此，采用概化模型试验并结合实测资料，确定壅水高度。

在模型试验中确定桥前壅水的方法是采用水面曲线法。即假定水面线与河床大致平行。在模型中以上游回水影响的终点断面开始至下游不受桥渡影响的天然水流断面为止，沿程布设7个水位观测点。由测验值绘制由于桥墩压缩水流后的实际纵剖面图，然后同压缩前的天然水流纵剖面对比，取桥渡上游水面最大升高值为壅水峰值。

试验中发现，由于过水断面仅因桥墩的存在面减少的数值是有限的，因此桥渡壅水范围及壅水高度都不很大。Q＝22000m³/s 时，壅水对上游的影响范围约为3km，洪水流量减小时，影响范围及最高壅水峰的位置均相应减少。一般情况下，最高壅水峰值发生在桥渡上游300～500m处。图8—3为试验得到的不同流量下的壅水高度曲线，由此可以看出，洪水流量越大，壅水越高。另外，同一级流量下，随着洪水冲刷河床历时的增加，桥渡前最大壅水高度有所降低。若取最大值，壅水值为0.37m，比采用一般公式计算的结果大得多

(计算值约为 0.1～0.2m)。

由模型中进行的洪水试验观察到，冲击桥墩的水流在墩前迎水面有壅高现象，其冲高值约为 0.3～0.5m，主流冲击桥墩时，最大冲高值达 0.7m，这一点在局部冲刷模型试验中也得到了证实。局部模型中布设桥墩后，水流结构发生了很大变化，一部分绕墩而过，一部分因冲击桥墩前端而紧贴墩前缘转向上和向下流动。向上流动的水流形成与水流方向相反的漩涡，使墩前端出现涌高，由试验可大致确定出墩前冲高值为 0.75m。

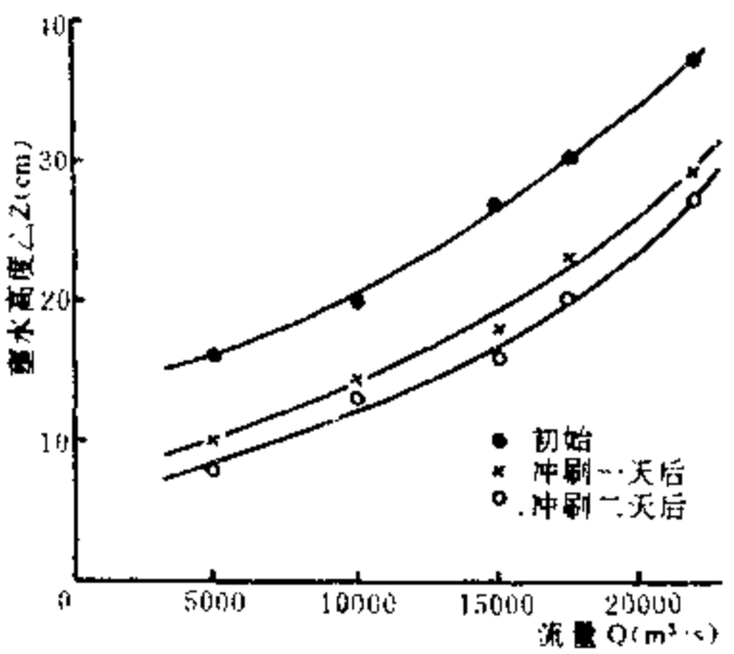



图 8—3　桥渡壅水高度随流量变化的试验结果

上述试验得到的壅水高度及墩前冲高值合计一起，最大值能大于 1m，由此可见，黄河京广铁桥洪水期曾测得桥前有 1.08m 的涌高值是不足为奇的。

## 第四节　桥墩冲深

本桥渡位于即将兴建的小浪底水库下游，水库的运用将不可避免对本河段产生较大的影响。如桥渡与小浪底水库同时生效或在水库拦沙期内建成，则桥渡断面的冲刷应考虑有三种类型：一是水库运用，改变了天然条件下的来水来沙条件而产生的冲刷，这种冲刷除与水库的运用方式有关外，同样与桥渡断面形态、河床组成以及较长范围的河势调整等有关；二是由于桥渡的存在，使过水面积减小而产生的一般冲刷；三是由于桥墩的存在而产生的墩前局部冲刷。事实上，这三种类型的冲刷并不是独立存在的，而是相互影响、相互关联的。考虑到问题的复杂性，认为采用局部模型试验确定冲刷深度，能较好地反映实际情况。

试验中我们采用了 WH100 型水位跟踪仪，对墩前水位变化进行了测试，测点时间间隔为 5s，整理后的测验结果同相应的冲刷过程比较后发现，在冲刷初期墩前壅水后，其河床出现淤积后水位有所抬升，但很快随着河床的冲刷，水面即有所下降，尽管随沙波运移使水面时升时降、但水面降低的趋势是明显的，不过水位降低与河床冲刷过程并不是完全同步的。由图中曲线来看，尽管 8h 后河床高程仍出现明显的变化，但水面变化却不太多[8]。

一定的行近流速下，当达到相对平衡时，冲刷趋于停止，床沙有粗化现象，其床沙中径 $D_{50}$相应为冲刷前的 1.5～2.5 倍，这在一定程度上抑制了局部冲深的增加。由试验得到的墩前最大冲深 $\Delta h_m$ 与行近流速 $v_0$ 的关系曲线（见图 8—4），可

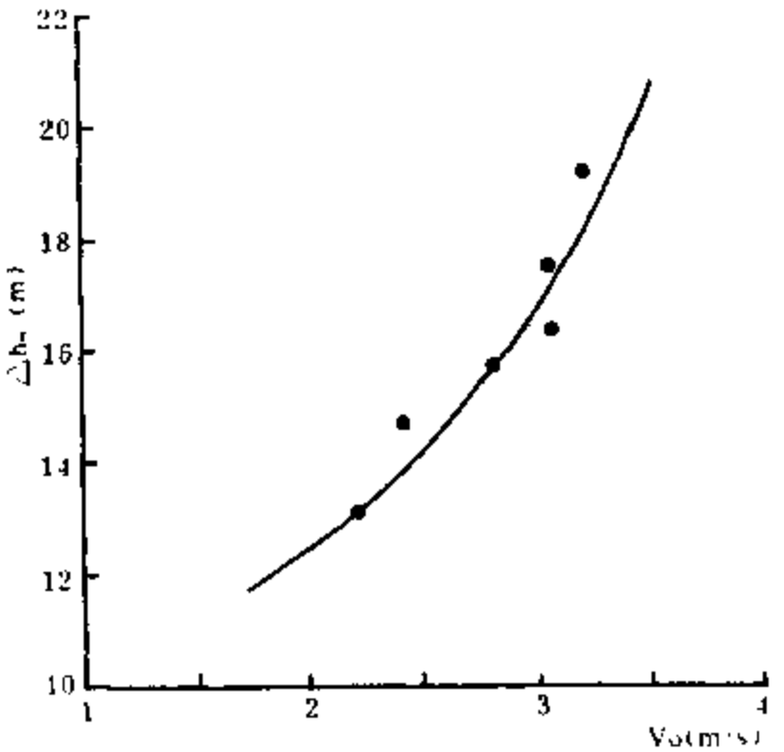



图 8—4　桥墩最大冲深 $\Delta h_m$ 随行近流速 $v_0$ 变化的试验曲线

掌握桥渡所在河段桥墩墩前冲深与水流强度的关系。由曲线看，最大冲深接近 20m，略大于京广黄河铁桥实测的最大冲深值(约为 17m 多)。此外，黄河花园口将军坝根石深达 23.5m，为黄河下游所探摸到的最大丁坝根石深度，若减去根石台下 3～4m 水深，其深度亦为 20m 左右。表明局部模型试验结果较符合黄河实际，也是偏于安全的；此外由试验发现，桥墩各桩位附近的冲深区别很大，一般上游桩冲深远大于下游一些桩的冲深。

依据(64—1)及(65—1)式，计算可得一般冲刷深度为

15.69m，局部冲刷深度为 11.91m，总冲刷深度为 27.60m（以设计流量对应的水位算起）。为进一步论证，还可采用公式(6—44)进行冲深计算，水沙条件采用官庄峪和裴峪以及河床条件比较接近的花园口水文站实测水流、泥沙资料，还引用数值模拟得到的 $v_0$、$h_0$ 等作为条件。由式(6—44)反复计算，得到的桥墩冲深 $\Delta h_m$ 一般为 10～25m，最大值达 25m。

综合上述试验、计算及黄河京广铁桥实测结果来看，由于局部冲刷试验反映了河床粗化的影响，因此测验结果小于计算值而与黄河京广铁桥实测资料接近，其最大冲深约为 19m。桥位 I 处位于河道的过渡段，流速及水深都不大，所以桥墩冲深值为 20m 已偏于安全。至于桥位 II 附近，水流集中，且存在更为不利的傍岸集中冲刷的威胁，因此应该留有较大的余量，取上述计算的上限值 25m 作为此处的桥墩最大冲深值。该值相对于黄河下游丁坝及桥墩在各种复杂条件下实测的最大冲深值(≈20m)，尚有 5m 的余量，由此来看，上述确定的桥墩最大冲深值 25m，也是偏于安全的。

## 第五节　桥位比选及导治建筑物的布局

### 一、桥位线路比较

对于桥位 I 方案，为减少河势摆动幅度，原设计拟在驾部控导工程下首接 1km 长的导流丁坝，试验后发现效果是明显的。同时在模型上实测了该河段沿河宽及沿程的流速分布。结果表明，尽管驾部工程接长较多，水流已较现状集中，但流速分布仍较均匀，其断面平均流速较孤柏咀断面及其上游

断面的数值小，而且洪水时与主流夹角接近90°，桥墩压缩河流过水面积相对较小，桥渡与两岸基本垂直，桥墩附近河床冲深较小，因此桥墩埋置深度可小于上游的其它方案。但从河势稳定减少桥长的角度看，牛口峪方案不如其上游的其它线路。特别是孤柏咀以上，北岸基本不受黄河大堤约束，在北岸又避开了沁南滞洪区，减少了许多麻烦，更显示出桥位Ⅰ方案等线路的优越性。不过为减少对其上游地区和伊洛河口洪水位的影响，线路需要保证必要的过流宽度，一般不要小于此河段的节点宽度6km（由官庄峪与北岸大堤构成的卡口）。此外，这些部位水流集中，因而应对桥墩埋置深度要留有余地。

综合考虑各种因素，经过反复比选，我们倾向在孤柏咀以下、驾部工程以上选定桥位Ⅲ方案（图8—5）。该方案线路有如下特点：

1. 河道宽度明显小于桥位Ⅰ方案，可减少桥长。

2. 左、右岸稳定，主流摆动幅度小，该线路南岸以上有孤柏咀，北部以下有驾部控导工程，相互对应，主河道的位置一目了然，其以外的滩地流速小，桥墩埋置深度大大降低。

3. 基本位于上、下河湾的过渡段，不存在傍岸集中冲刷，而且该线路与大洪水主流的夹角接近90°，因此局部冲刷深度要小于上游的一些部位。而且更重要的是孤柏咀距驾部工程不远，其间一般无“有害沙滩”出没。实际上，游荡性河道中沙滩的停滞，迫使水流集中，将会导致桥渡附近出现严重冲刷。

4. 对沁南滞洪区没什么影响，减少了与防洪的矛盾。

由此可见，上述推荐线路实属更合理的桥位。

## 二、桥渡对河势的影响预估及相应工程措施

从大量的模型试验结果看，桥位Ⅰ处，桥渡对上、下游河势的影响是不大的。但上游河势对桥渡的影响是显著的，河势上提下挫，桥渡遭受主流顶冲的部位南、北变动，因此需要对驾部工程有所接长，以制止河势过分北滚的趋势。

对于方案Ⅱ，由河势套绘结果看，上游入流条件不一样，途经桥位的主流线也出现较大变化，有些与桥渡轴线夹角较小，将对桥墩造成严重的淘刷。由于该线路正好布置在汜水口至孤柏咀之间的山弯上，桥渡阻水及桥墩的梳理作用将可能影响该河段的河道整治效果。

对于推荐的桥位Ⅲ，由于所设置的桥墩的影响，由孤柏咀挑至驾部工程的水流的强度将可能受到削弱，加上桥墩的梳理作用，将使驾部工程着溜点下移，甚至脱溜，因此必须下延驾部工程，防止河势下滑、威胁北部滩地。

为减轻修建桥渡对本河段河势变化的不利影响，并保证桥渡的安全，修建桥渡的同时，还必须相应布设辅助性河道工程。

从多年的实际流路来看，大玉兰工程尚不能保证将主流送至孤柏湾，中间必须完善神堤工程（或沙鱼沟工程），补修关白庄工程，使主流直接导至孤柏湾，同时在孤柏湾必须加修一定的工程（暂定名为孤柏湾工程），以免山根后退，造成不良影响，并使该湾送流稳定，初步拟定的工程布局见图 8—5。

滩地上修建的辅助性河工建筑物，还具有控导护滩作用，

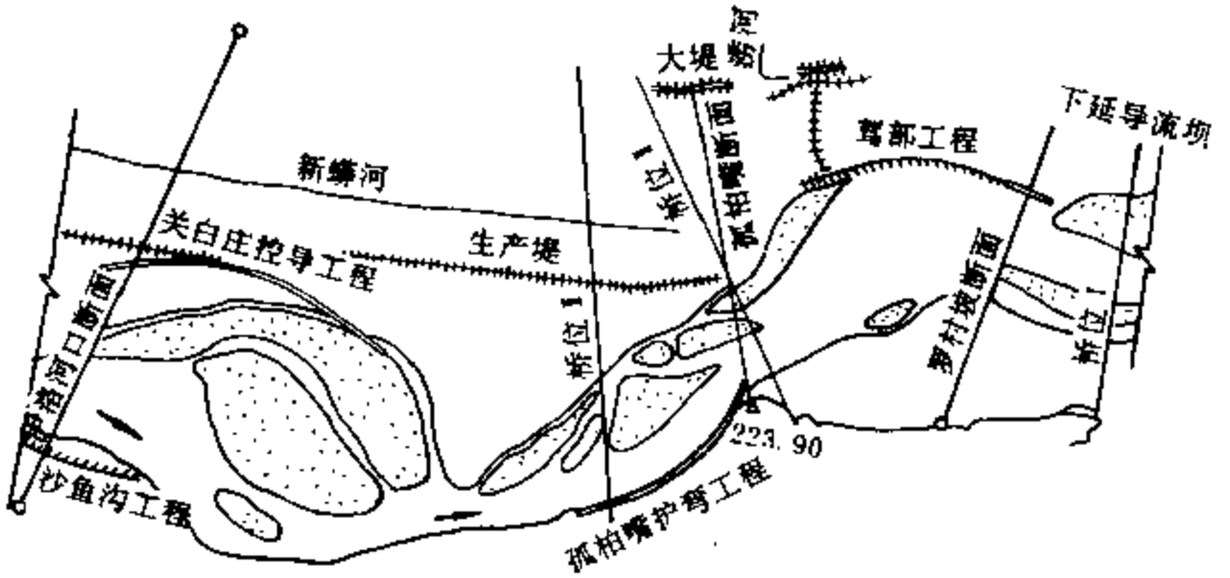



图 8—5　桥位及导治建筑物的平面布局

应允许大洪水时漫顶过水，但这又不同于一般控导工作，漫顶后不能因水毁而失去其作用。为此我们又对工程的结构进行了研究(结构见图 8—6)，初步试验结果表明，由于坝体已被土工织物及网罩块石防护，故漫顶后仍具有较好的控导效果，由图 8—6 可看出水流作用后工程附近的冲坑形态。

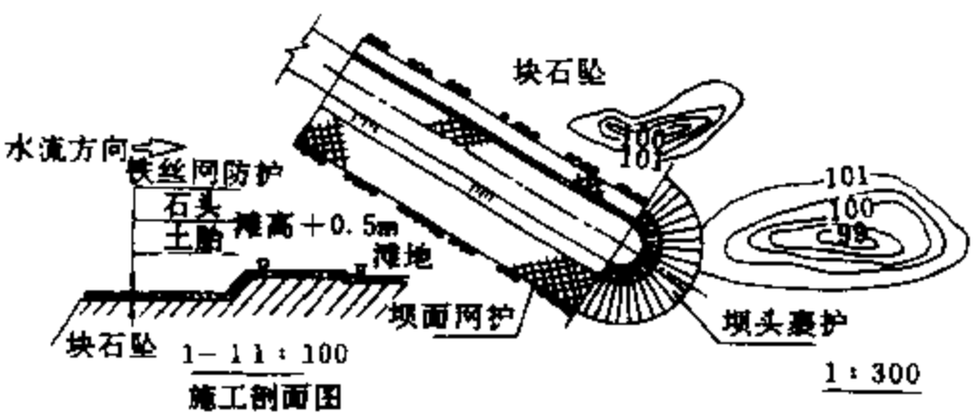



图 8—6　工程结构形式及坝后冲坑形态

## 第六节　设计结论

通过上述较为系统的研究，可得出如下几点认识：

1. 桥渡所在河段属典型的游荡型河段，历史上主流摆动频繁，河床冲淤变形显著。由于河道工程作用渐趋明显，加上进入下游的水量较少，从而近些年本河段河势无很大变化。汜水口—孤柏咀之间构成的河湾，靠溜机率多，孤柏咀导流作用大，成为控制此段河势的节点。但由于该河湾形态复杂，且主流入湾部位不定，因而出湾后河势较乱。

2. 经比较分析，小浪底水库拦沙期冲刷对本河段产生的影响，明显比三门峡水库拦沙期的影响减弱，河床平均高程下降 1.3～1.7m，滩地在主流摆动中冲刷，深槽下切 1.7～2.2m，数值模拟计算结果表明，如再遇特殊洪水，河床还会有很大冲淤变化。

3. 对于桥位Ⅰ，试验给出的小浪底水库蓄水拦沙期主流最大摆动幅度达 2200m，而且即使是进口流路一定，主流的摆动幅度也可能达 1000m 以上，由于横向摆动频繁，深泓点位置左右相应变动，时冲时淤，其高程下降值远小于孤柏咀等断面。

4. 试验给出了随洪水流量而增加的壅水高度曲线，最大壅水值为 0.37m。一般情况下，最高壅水峰值发生在桥渡上游 300～500m 处，壅水对上游影响的最大范围约为 3km。

5. 综合局部冲刷模型试验、公式计算及黄河实测资料分析结果，确定的桥墩附近河床最大冲深为 20～25m，桥位Ⅰ处水流分散，取下限即有一定余地，而桥位Ⅱ及Ⅲ等断面水流集

中，建议取上限值(即 25m)。

6. 经多种线路比选，我们倾向于在孤柏咀下游选取桥位Ⅱ作为推荐线路，它具有南北岸能够充分利用孤柏咀和驾部工程控制上下游河道等多方面优点，且桥渡长度也可相应减少，实属更合理的桥位。

7. 为减轻修建桥渡对其上、下游河势变化的不利影响，并消除不利流路对桥渡工程的威胁，保证桥渡工程的安全运行，布设辅助性的河道整治工程是必要的。

## 参 考 文 献


1 张红武. 论动床变态河工模型的相似律. 黄委会水利科学研究所科学研究论文集(第二集). 河南科学技术出版社，1990.

2 徐正凡，梁在潮，李炜，黄克中，等. 水利计算手册. 水利出版社，1980.

3 张红武. 床沙质及冲泻质区划问题的探讨. 武汉水利电力学院学报(校友专辑)，1984.

4 韦直林. 天然河道水沙平面二维数学模型研究. 武汉水利电力学院学报，1992(增刊).

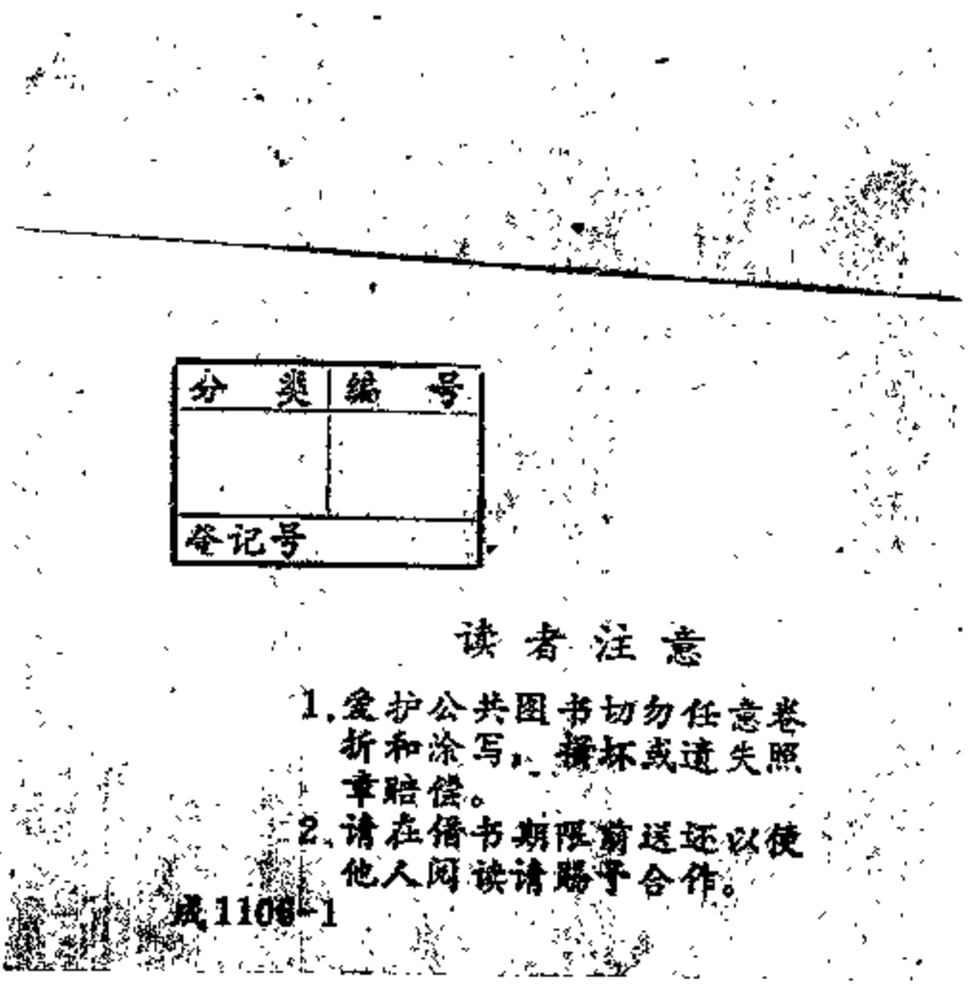
5 张启卫. 黄河下游泥沙数学模型及小浪底水库对下游河道的冲淤影响. 黄委会水利科学研究院第四届青年学术讨论会论文集，1992.

6 李保如，华正本，樊左英，陈上群. 三门峡水库拦沙期下游河道的变化. 第一次河流泥沙国际学术讨论会论文集. 光华出版社，1980.

7 陈枝霖. 小浪底水库的修建对下游河道的冲淤影响. 人民

黄河,1992(2).

8 邵苏梅,张清.黄河下游河道桥墩附近冲刷及其模拟.1992年全国水动力学研究会文集,1992.



[General Information]
书名=河流桥渡设计
作者=
页数=280
SS号=10300058
出版日期=