

山区河流准三维水沙输运与河床演变模拟

程根伟

(中国科学院、水利部成都山地灾害与环境研究所, 四川 成都, 610041)

摘 要: 在渠道水力学和河流动力学研究的基础上, 对不规则河流形态下的纵向流速分布和弯道水流进行了讨论, 并分析了任意断面和垂线位置的流场计算公式。在综合各种泥沙动力学研究成果基础之上, 探讨了在天然河流中的悬移质输沙能力与沉积条件, 分析了河床质起动的控制性因素及推移质输沙方程。提出了受冲淤影响的河床质粒径组成和动态递推公式。结合这些流场与泥沙计算方法及河床形态调整技术, 作者提出一个准三维河流动力学模型。该模型只需要河流几何形状、入流条件以及泥沙级配参数, 能够模拟出不规则几何形态的河道断面流速分布及平面流场分布, 并且对于弯道水流特征与泥沙输送—沉积特征也能得到较好的表现。该模型是对有关河流演变理论和实验成果的综合应用, 为研究山区高含沙水流下的河床变形以及洪水演进提供了强有力的工具。

关键词: 河流演变; 泥沙输送; 流场计算; 数字模拟

中图分类号: P343.1; P332.4

文献标识码: A

山区河流受暴雨泥石流的影响, 泥砂含量变化大, 暴雨产生的泥石流进入河道之后, 在水流的作用下发生沉积和分解, 泥石流带来的大量砂石堆积在河槽中央, 改变了河流的过流断面形状, 并且还改变河床边壁糙率, 影响河流的水流速度和过流能力, 特别是对洪水期的江河行洪能力和洪水水位有很大的影响。但是泥石流在河道中的行进、沉积和推移变化是个复杂的动态过程, 缺少可靠的观测方法和完整的记录资料, 也很难用一般的水力学或流体力学方法进行定量计算分析, 泥石流对河流行洪的影响研究目前还是一个空白。

对于规则断面的水力学问题的处理比较容易, 而天然河流断面形状很复杂, 水深随断面位置和与河岸的距离而变化, 流速变化就更复杂, 它是一种三维动态函数, 其大小和方向都随位置和时间变化, 为了解决这种复杂水流的流场结构问题, 最好是采用流体力学中的 3D 湍流计算模型 (Yu Liren, 华祖林)^[1-2], 但是这种技术需要很强的计算机配置和复杂的紊流模型设计, 特别是对边界条件的处理要求很高, 在一般河流上取得的资料很难满足模型计算的要求。而且具有高含沙水流的流体输送模型也并不成熟, 还难以用于解决天然河流的实际问题, 因此

基于水力学和河流动力学成果来进行分析计算仍是比较可行的方法。在这方面已有一些成功的模型研究和应用实例 (钟祥浩, 程根伟, Helmut, Bridge, Demeren)^[3~7]。本文将综合运用河流水动力学的观测试验结果, 用于解决受泥沙冲淤作用的河床演变问题。

1 不规则河道断面的流速分布计算

一般水力学方法将河流水流作为总流进行处理, 只能得到断面平均流速, 不能得到断面上各点的流速分布。为了避免过于复杂的 3D 湍流计算模式, 这里采用准三维的改进水力学方法进行处理, 即将河道按断面和垂线划分成 n 个河段和 m 个部分过流面积, 首先计算垂线 m 上的平均流速 U_m , 再利用垂线上的流速分布公式计算断面各点的纵向流速, 在存在河弯的河段还要计算当地的横向流速分量。

设从断面的一岸向另一岸布设垂线 $m=1, 2, \dots, M$, 各垂线的水深为 H_m , 这些垂线将断面划分为条带状部分过水面积, 按总流的曼宁公式, 断面平均流速为

收稿日期: 2000-08-30; 改回日期: 2001-03-19。

基金项目: 国家自然科学基金重点项目 (49831010) 资助。

作者简介: 程根伟 (1956-), 男 (汉族), 四川成都人, 博士, 研究员。1982 年毕业于成都科技大学水利系, 1988 年在南京河海大学水文系获得博士学位, 之后在中国科学院成都山地所从事水文径流试验、森林水文效应、水环境评价、森林生态等领域研究。

$$U = \frac{\sqrt{J_o}}{N_o} R_o^{2/3} \quad (1)$$

式中 J_o , N_o , R_o 分别为河段比降、糙率和水力半径。根据作者的推导,在一定假定条件下,对于任意垂线 m 也有相应的垂线平均流速 U_m 公式 (Depth-averaged Velocity Formula DVF, 程根伟)^[4]

$$U_m = \frac{\sqrt{J_o} \bar{R}_m^{2/3}}{N_o} \quad (2)$$

式中 \bar{R}_m 是等价的部分面积的水力半径,它可以从 $i=1 \cdots m$ 的部分过水面积的水力半径 R_m 和垂线水深来计算

$$\bar{R}_m = R_m \left(\frac{5}{3} - \frac{2}{3} \frac{R_m}{H_m} \right) \quad (3)$$

式中 $R_m = A_m / X_m$ 为部分水力半径,是从岸边到指定垂线 m 的部分断面的面积 A_m 和湿周 X_m 之比,该式反映了河岸和河床对水流的影响。

垂线上的流速 U_z 可以适用于指数或对数分布律,在 Prandtl 混渗长假设下,结合实验参数,可以得到如下对数垂线分布公式

$$U_z = U_m \left[1 - 7.85 \frac{\sqrt{g}}{C} + 6.67 \frac{\sqrt{g}}{C} \times \left(\sqrt{\left(1 - \frac{z}{h}\right) \frac{z}{h}} + \arcsin \sqrt{\frac{z}{h}} \right) \right] \quad (4)$$

式中 C 为参数, g 为重力加速度, h 为水深, z 为自河床起的高度。

Prandtl 还建议对于紊流采用如下指数垂线流速分布公式

$$U_z = U_{\max} \left(\frac{z}{h} \right)^{mo} \quad (5)$$

式中 U_{\max} 是垂线上的最大流速 (接近于水面流速)。当水流雷诺数 $Re < 10^5$ 时, mo 在 $1/6 \sim 1/7$ 。在多数情况下是已知垂线的平均流速 U_m , 可以将上式积分后改成如下形式

$$U_z = U_m (1 + mo) \left(\frac{z}{h} \right)^{mo} \quad (6)$$

通过天然河流大量测验的对比分析后发现,对于对数分布公式,指数分布公式与天然河流观测资料更为接近,而且形式简单,在近壁流区也能使用,故以下主要采用指数型的垂线分布公式计算纵向流速的分布。

2 弯曲河段流速计算

对于受河弯影响的水流,主流的轴线不对称,是

一种非均匀流,弯道存在水面的横向超高和横向环流。在弯道离心力和横向比降的作用下,水面的水流偏向凹岸,底部流速偏向凸岸,整个断面形成螺旋流,水流的横向速度分量 V 与纵向流速 U 、转弯半径 r 和所处的位置有关,其中横向二次流可用雷诺方程描述

$$V_r \frac{\partial V_r}{\partial r} + \frac{V_\theta}{r} \frac{\partial V_r}{\partial \theta} + V_z \frac{\partial V_z}{\partial z} - \frac{V_\theta^2}{r} = -gJ_r - \frac{1}{\rho} \frac{\partial \tau_r}{\partial z} \quad (7)$$

其中 r 为转弯半径, θ 为沿水流方向的矢径夹角。 V_θ 和 V_r 分别为沿这两个方向的速度分量。 τ_r 为横向切应力, g , ρ 为重力加速度和水比重, J_r 为横向比降。对于各变量与 θ 无关的轴对称水流, $dV_r/d\theta = 0$ 再作一些简化之后得到计算横向流速分布的公式^[8,9]

$$V_r = 86.7 \frac{U_m \cdot h_m}{r_m} \left[(1 + 5.75 \frac{g}{C^2}) \eta^{1.857} - 0.88 \eta^{2.14} + (0.0344 - 12.5 \frac{g}{C^2}) \eta^{0.857} + 4.72 \frac{g}{C^2} - 0.88 \right] \quad (8)$$

(许念曾公式)

或
$$V_r = U_m \frac{h_m \cdot B_m^2}{3g \cdot r} \left[1 - 0.067 \frac{B_m}{C} \right] \times \left[(2\eta - \eta^2) - \frac{8}{15} \right] \quad (9)$$

(波达波夫公式)

其中 $B_m = 22 \sim 25$ 为巴森系数, η 为相对水深, r 为曲率半径, C 为谢才系数, U_m 为垂线纵向平均流速。

以上公式中的纵向平均流速 U_m 与主流 (动力轴线水流) 的流速 U_{\max} 的水力半径 R_m 及弯曲半径 r_m 以及当地参数有关。按计及水流阻力的流束动力方程推证,同一断面在垂线 i 的流速 U_i 满足以下公式

$$U_i = U_{\max} \left(\frac{R_i}{R_m} \right)^{2/3} \sqrt{\frac{r_m}{r_i}} \quad (10)$$

其中 R_m , r_m , U_m 分别为主流的水力半径、曲率半径和流速。

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + B \frac{\partial Z}{\partial x} = 0 \quad (11)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial Z}{\partial x} + gA \frac{Q|Q|}{K^2} = 0 \quad (12)$$

式中 Q 为断面流量, A 为过流面积, Z 为水位, K 为模比系数。

3 河流水位计算

从一维水流的动力方程和连续性方程,可以得到主流的动力方程

$$\frac{\partial \mathcal{Z}}{\partial x} = \frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}} - \frac{Q^2}{A^3 g} \frac{\partial A}{\partial x} \quad (13)$$

该式反映了河段水面比降随断面形态和流量的变化。将上式写成差分形式, 即可得到河段控制断面 n 的水位计算公式

$$Z_{n+1} = Z_n + \frac{Q^2}{g A^3} (A_n - A_{n-1}) + \frac{n^2 \Delta x}{A^2 R^{4/3}} Q^{-2} \quad (14)$$

该式代表了过流面积变化对比降(水位)的影响, 可以用于水面曲线的计算。

4 水流的悬沙挟沙能力

水流的含沙量受来水来沙情况和河段水力边界条件影响, 泥沙在水流输送过程中是个变化因素。不但水中泥沙的含量在沿程有增减, 泥沙的粒径组成也会发生变化。决定河段水流含沙量最重要的参数是水流挟沙能力 S^* 。当实际水流的含沙量 $S < S^*$ 时会发生河床冲刷, 水流的含沙量就沿程增加; 而在 $S > S^*$ 时的情况就相反, 水中的粗沙将沿程沉积, 水中的含沙量逐渐减少。虽然水流的含沙量 S 并不总是等于 S^* , 但是从整个河流来看, S 是向 S^* 回归的。

挟沙能力 S^* 是个反映水流紊动强度与泥沙重力的综合参数, 它与水流速度, 泥沙粒径等参数有关, 对于低含沙水流的公式为

$$S^* = K \left(\frac{U^3}{ghw_o} \right)^p \quad (15)$$

式中 K, p 为经验指数, w_o 为某一粒径的泥沙在静水中的沉速, 反映重力作用, 可用以下公式计算

$$w_o = 1.72 \sqrt{\frac{\rho_s - \rho}{\rho} g d} \quad (16)$$

对于高含沙水流, 泥沙可发生群体沉积效应, 其中的清水也可随沙下降, 根据黄河委员会和其它一些单位试验成果, 高含沙水流中的泥沙沉速可以用水中含沙量的体积比参数 S_v 作修正^[8]

$$w_s = w_o \left[\left(1 - \frac{S_v}{2.25 \sqrt{d_{50}}} \right)^{3.5} (1 - 1.25 S_v) \right] \quad (17)$$

同样对于高含沙水流, 悬沙容量也与低含沙水流计算有差别。根据许念曾的推导得

$$S^* = 2.5 \left[\frac{(0.0022 + S_v) U^3}{k \frac{\rho_s - \rho}{\rho_m} g h w_s} \ln \left(\frac{h}{6 d_{50}} \right) \right]^{0.62} \quad (18)$$

上式可以用于高含沙紊流的全悬移质挟沙能力计算, 其中的 ρ_m 是浑水比重, κ 为卡门常数, 但是随含沙量有变化, 可以用下面公式计算

$$\kappa = 0.4 - 1.68 \times (0.365 - S_v) \times S_v^{0.5} \quad (19)$$

5 悬沙含量的变化与沉积

断面平均含沙量 S_{cp} 在垂线上是不均匀的, 下部泥沙含量高于上层。在准平衡状态下, 泥沙的重力与水流的紊动能平衡, 对于相对水深 η , 结合水流的垂向流速分布公式得到含沙量的垂向分布公式

$$S = \frac{7}{8 N_o} S_{cp} \exp \left[0.0931 \frac{w}{K_u} \arctg \sqrt{1/\eta - 1} \right] \quad (20)$$

式中

$$N_o = \int_0^1 \eta^{1/2} \exp(0.0931 \frac{w}{K_u} \arctg \sqrt{1/\eta - 1}) d\eta \quad (21)$$

式中 K_u 为参数。

沿河流的流程上, 水流与河床发生泥沙交换。当 $S < S^*$ 时, 河床发生冲刷, 悬沙量得到补充, 而 $S > S^*$ 时, 水中的泥沙沉积到河床上, 泥沙的冲刷或沉积是个动态的过程, 对于长为 L 的河段, 若进口处含沙量为 S_o , 挟沙能力为 S_o^* , 出口断面的挟沙能力为 S^* , 则经河段冲淤之后, 出口处的含沙量变为

$$S = S^* - (S_o - S^*) \exp(-\alpha w L / q) + (S_o^* - S^*) (1 - \exp(-\alpha w L / q)) / 2L \quad (22)$$

式中 w, q 为泥沙沉速和单宽流量, $\alpha = 0.25$ (淤) ~ 1.0 (冲) 为反映冲淤速率的参数。由于 S^*, S_o^* 都是流速的高次函数, 因此除了恒定流外, 含沙量一般不会达到 S^* , 但总是向 S^* 回归的。由于悬沙含量变化补充河床或推移质的泥沙通量为

$$q_s = \frac{a w}{\gamma_s} (S - S^*) \quad (23)$$

a 为泥沙容量饱和系数, γ_s 为干容重, $q_s > 0$ 为淤积, $q_s < 0$ 为冲刷。

6 河床冲刷与推移质运动

河床抗水流冲刷性主要由组成河床的泥沙粒径和粘结程度决定。对于粗颗粒泥沙, 抗冲刷能力取决于沙粒的重力稳定性, 而对于极细的泥沙, 沙粒之间的粘合力起主要作用。为了便于综合, 采用使河床质发生起动时的临界垂线平均流速来代表河床抗冲能力 U_c 。国内使用较多的是张瑞瑾公式^[9]

$$U_c = \left(\frac{h}{d} \right)^{0.14} \left[17.6 \frac{\rho_s - \rho}{\rho} d + 6.05 \times \frac{10 + h}{d^{0.72}} \right]^{0.5} \quad (24)$$

当粒径 $d > 1\text{mm}$ 时, 抗冲流速 U_c 由上式的前一项(重力项)决定, 当 $d < 0.01\text{mm}$ 时, 第二项(粘性项)起主导作用。当 $0.01 < d < 1.0\text{mm}$ 时, 重力和粘性都有明显的作用。

当存在非均匀泥沙时, 不但沙粒本身的重力和粘性起作用, 而且还存在粗沙粒对细粒的阻挡和遮蔽作用, 以及细粒对粗沙的包围填充密实作用。它们都可以对河床的抗冲能力有贡献。根据秦荣昱的研究, 综合各项因素后的非均匀床沙的可动粒径为^[19]

$$D_o = \frac{\rho}{0.618(\rho_s - \rho)} U^2 \left(\frac{D_{90}}{h} \right)^{1/3} - 2.5M \cdot D_m \quad (25)$$

式中 D_m 、 D_{90} 为平均粒径和占 90% 小于等于该数值的粒径。M 为床沙密实系数, 由下式计算

$$M = 0.75 - 0.65 \left[2 + \frac{D_{60}}{D_{10}} \right]^{-1} \quad (26)$$

式中 D_{60} 、 D_{10} 分别为点 60% 和 10% 的比例小于等于该数值的粒径。

由上式解得不均匀床沙的抗冲流速

$$U_c = 0.786 \sqrt{\frac{\rho_s - \rho}{\nu} g (2.5M \cdot D_m + D_o)} \left(\frac{h}{D_{90}} \right)^{1/6} \quad (27)$$

当 $U_m < U_c$ 时, 河床不被冲刷; 而当 $U_m > U_c$ 时, 河床可能发生冲刷, 其中的河床质受水流冲刷起后, 粗粒径部分成为推移质, 细沙部分可转化为悬移质, 其中可悬浮部分由临界粒径 D_s 标志, 它是等价沉速 w_s 的函数, 可由前式的反函数计算, 而可悬浮部分的泥沙沉速为

$$w_s = \frac{U}{K_d} \left(\frac{D_{65}}{H} \right)^{1/6} \quad (28)$$

式中 D_{65} 为床沙中占 65% 或更细的粒径, 代表床面糙度。而 K_d 是粒径 D_s 的函数。若 D_s 以 mm 计, 则

$$K_d = 3.5 / D_s - 3.0 \quad (29)$$

以上确定 D_s 需要试算。根据上面各式, 在一定水力条件 (U , h) 下, 可以确定床沙可动部分的粒径 D_o 和可悬浮粒径 D_s 。

若 $D_{\min} > D_o$, 定床, 不冲刷

$D_{\max} < D_o$, 动床, 河床质整体起动

$D_{\min} < D_o < D_{\max}$, 半动床, 其中 $D_i < D_o$ 的部分床沙启动。

又若 $D_{\min} < D_o < D_s$, $D_o \sim D_{\min}$ 的部分泥沙悬浮

$D_{\max} > D_o > D_s$, $D_s \sim D_{\min}$ 的部分泥沙悬浮

根据以上各式来判别河床的冲刷状态以及确定推移质和悬移质的分界标准。

对于推移质, 其运动速度由下式计算

$$U_s = 3.3 \times 10^{-2} k \left[\frac{\rho_s - \rho}{\rho} (U - U_c) \right] \left(\frac{U}{U_c} \right)^2 F_r^3 \left(\frac{h}{D_o} \right)^{0.5} \quad (30)$$

单宽河床输沙率 q ($\text{kg/s} \cdot \text{m}$) 为

$$q = \rho_s K_o (P_o - P_s) h \cdot U \left(\frac{U}{U_c} \right)^3 \left(\frac{D_o}{h} \right)^{1/6} \quad (31)$$

式中 U_c 、 D_o 的定义同前, P_o 、 P_s 分别为可动和可悬浮床沙百分比, $K_o = (1.13 \sim 1.51) \times 10^{-4}$ 。

推移质的可移动量与河底流速 U_d 有关。应用指数垂线流速分布公式, 取最大粒径的 2 倍作为近床边界来计算河底流速。当推移质厚度增大时, 推移速度会变缓, 在一定水力条件下, 河床能够输送的推移质最大厚度是有限的, 超过这个厚度将发生推移体停滞, 这个最大推移厚度由下式计算

$$Z_m = 0.002k \cdot D_{\max} \left(\frac{D_{\max}}{h} \right)^{0.65} \left(\frac{U_d}{U_c} \right)^3 \quad (32)$$

当床沙推移层厚度 ΔZ 超过 Z_m , 河床停止冲刷而出现淤积。

7 冲淤对床沙组成的影响

通过对河床冲刷和沉积速率的计算可以得到河床床面的变化, 这是河流形态调整的主要形式。但是经过河床冲淤之后, 河床质的组成结构也同时发生变化, 悬沙淤积过程导致床沙发生细化, 而河床冲刷作用会使床沙粗化。

记某一粒径 $D(k)$ 的床沙含量为 $P_d(k)$, 水流中的悬沙含量为 $P_t(k)$, $\sum P_d(k) = 1$, $\sum P_t(k) = 1$ 。在河流冲淤影响下, 河床质组成 $P_d(k)$ 会随时变化, 记冲刷的相对速率 $A(k)$ 为

$$A(k) = a \Delta r [U - U_c(k)] / U_c(k) \quad (33)$$

淤积的相对速率 $B(k)$ 为

$$B(k) = w(k) \Delta r (S - S^*) / \gamma_s \quad (34)$$

γ_s 为泥沙干容重。经推导, 受冲淤后新床沙的第 k 组分的含量将变化为

$$P_d(k) = \frac{(1 - A(k)) \cdot P_d(k) + P_t(k) \cdot B(k)}{1 + \sum P_t(k) \cdot B(k) - \sum P_d(k) \cdot A(k)} \quad (35)$$

以上计算可以在每个时段对每一条垂线位置进行, 从而得到河床各处的床沙质级配变化动态过程。

8 不规则河流水—沙动力模拟

将上述各种水力参数与动力过程的计算综合起来, 按一定的逻辑关系相联系, 分别用于计算各河段指

定断面的水位、水深、垂线水力半径、平均流速、弯道横向流速, 以及水流挟沙能力、河床抗冲刷能力等。根据这些水力学参量进一步计算河床的悬沙淤积量和河床冲刷量, 就可以模拟出河床断面的形态变化过程。整个计算程式构成一套模拟不规则河流河床演变和流态特征的水—沙动力学模型, 其主要计算流程为

1. 确定上游入流 $Q(t)$, 初始水位 Z_o 和河槽边界形态(用各断面的起点距 $D_d(i) \sim$ 河床高程 $Z_d(i)$ 函数表示)。指定床沙和悬沙级配参数 $P_d(k) \sim P_t(k)$, 河段的河床比降 $J(n)$ 、糙率 $N_o(n)$, 入流中的悬沙含量 $S_t(t)$ 和推移质入流量 $q_s(t)$ 及其它水力学参数。
2. 由方程 (2, 3, 6, 9, 14) 计算各河段的水位 $Z_o(n)$, 水面比降 $J_o(n)$, 断面平均流速 $U_m(n)$, 垂线上各深度的平均流速 $U_m(n, m)$, 近床流速 $U_d(n, m)$, 弯道横向流速 $V(n, m)$ 。
3. 由方式 (18, 25, 27) 计算水流的挟沙能力 S^* , 河床可冲刷流速 U_c 和可冲粒径 D_o , 可悬浮粒径 D_s 。
4. 根据流场分布和泥沙参数, 计算各断面的指定垂线位置的冲刷量 ΔZ_m^1 和淤积量 ΔZ_m^2 , 河床变形为

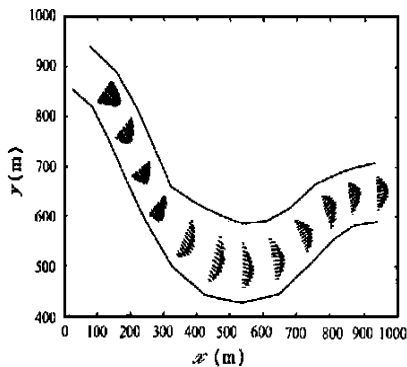


图 1 河道水面流速分布
Fig. 1 River flow surface velocity

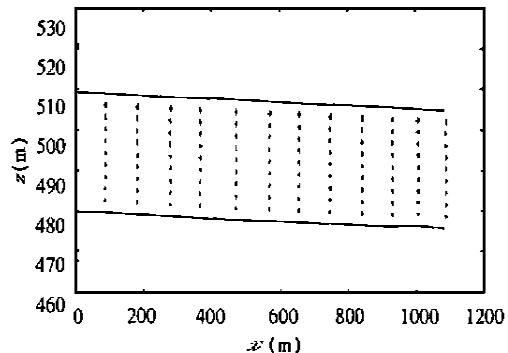


图 2 河道纵断面流速分布
Fig. 2 River flow velocity profile

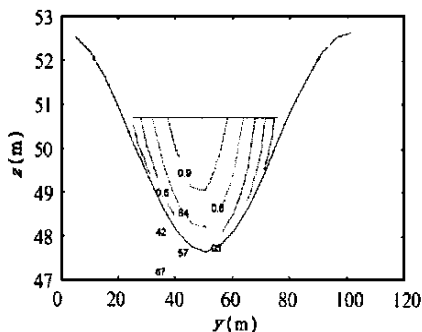


图 3 河道断面流速分布
Fig. 3 River flow velocity in a cross-section

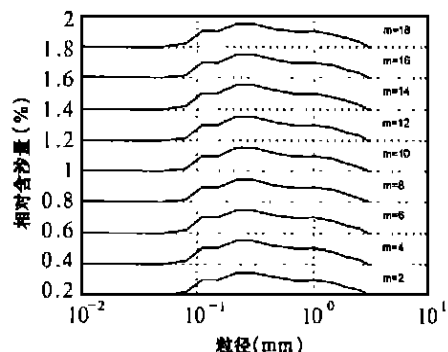


图 4 河床床砂粒径分布
Fig. 4 The diameter distributions of river bed in a cross-section

$$Z_m' = Z_m + \Delta Z^1 + \Delta Z_m^2 \quad (36)$$

同时计算河床质新的级配组成。

5. 重新修正河床的形态, 改变河床边界的物质组成参数, 更新水流的含沙量, 推移质通量, 以及断面水力学参数。

6. 令 $t = t + \Delta t$, 采用修正后的河道参数及下个时段的入流水—沙过程, 转 (2) 步重新计算新的时段的速度分布和断面冲淤, 直到指定的终止时间 ($t = T$) 或断面稳定后为止。

7. 每次计算时段完成后, 调用绘图模块, 将河流的形态、流场分布及床沙组成以图形方式显示出来, 并保存计算过程中的河流水力和几何数据。

按照以上算法构成一套河流水—沙动力学模型系统, 可以比较全面地模拟出河流水流和边界的形态、流态与动态变化, 有关结果再用 3D 虚拟现实技术进行仿真, 即可在虚拟电子空间中形象化地展示出一条河流的泥沙冲淤和河床演变过程。

图 1~4 是对一条山区中等河流假设其河床的初始床沙粒径和悬沙粒径分布后, 某个时段流场和泥沙

组成的模拟结果。模拟河床河宽 25m, 河段总长 1000m, 河道过流量 $50\text{m}^3/\text{s}$ 。

由模拟的结果可见, 该模型对于河流比降, 水面曲线, 断面流速分布, 弯道水流速度矢量等具有较强的模拟跟踪能力, 通过对于多次洪水过程的连续模拟发现, 本模型还具有比较强的河床演变动态模拟能力, 不论是对直段还是弯道河流都能够得到比较好的河床形态调整动态和床沙自组织能力, 是研究河流演变和洪水演进的理想工具。

参考文献:

- [1] Yu Liren. New depth-averaged two-equation ($k-\omega$) turbulent closure model and its application to numerical simulation for a river[J]. *J. of Hydrodyn.*, 3(2), 1991.
- [2] 华祖林. 拟合曲线坐标下弯曲河段水流三维数学模型[J]. 水利学报, 2000, (1): 1~8.
- [3] 钟祥浩, 何毓成, 刘淑珍. 长江中上游江岸带防护林建设研究[M]. 成都: 成都科技大学出版社, 1998. 55~78.
- [4] 程根伟, 钟祥浩, 何毓成. 江岸林带的水力学效应及流速分布模拟[A]. 第十届全国水动力学术会议文集[C]. 北京: 海洋出版社, 1996. 377~382.
- [5] Helmut Kobus. 水力模拟[M]. 北京: 清华大学出版社, 1988. 313.
- [6] Bridge, John S.. A revised model for water flow, sediment transport, bed topography and grain size sorting in natural river bends[J]. *Water Resources Research*, 28(4): 1992.
- [7] Demuren, A. O.. A numerical model for flow in meandering channel with natural bed topography[J]. *Water Resources Research*, 1993, 29(4).
- [8] 许念曾. 河道动力学[M]. 北京: 中国建材出版社, 1994. 287.
- [9] 成都科技大学水力学教研室. 水力学(上)[M]. 北京: 人民教育出版社, 1979. 137.
- [10] 秦荣昱, 王崇浩. 河流推移质运动理论及应用[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1996. 289.

A Quasi-3D Model for Simulation of Sediment Transport and Fluvial Processes in the Rivers of Mountainous Area

CHENG Gen-wei

(Institute of Mountain Hazards & Environment, CAS, Chengdu, 610041 China)

Abstract: The flow features and velocity distribution of meandering rivers are analyzed on the basis of channel hydraulics and river dynamics. Several formulas for velocity field computation at river cross-section and any position in river are proposed. Based on the recent research results on river sediment, the author explores the transport capacity and deposition condition of suspended load in mountainous rivers. The control factors for the incipient motion of bed material and the transport equation for bed load have been analyzed. A recurrence formula used to determine the size distribution of bed material in case of scouring or deposition had been derived. Combining the computation of velocity field and sediment transportation with the adjusting technique of river geometry, a quasi-3D dynamic model for fluvial processes have been proposed. The model needs only data for river geometric, inflow processes and sediment parameters, and can simulate the flow velocity fields for both water surface and cross-section for rivers with different geometric conditions including the flow features of meandering river. This model can be seen as a summary and comprehensive application of the related theory and experiment results on fluvial processes. It will be a powerful tool for the study of river-bed change in case of hyperconcentration of sediment in mountainous region.

Key words: fluvial processes; sediment transport; velocity field computation; digital simulation