



论文

强烈下渗条件下天然河道洪水演进模拟方法

程亮^①, 王宗志^{①*}, 胡四一^①, 王银堂^①, 金菊良^②, 周玉良^②^① 南京水利科学研究院水文水资源与水利工程科学国家重点实验室, 南京 210029;^② 合肥工业大学土木与水利工程学院, 合肥 230009

* 联系人, E-mail: zzwang@nhri.cn

收稿日期: 2014-09-09; 接受日期: 2014-11-10; 网络版发表日期: 2015-01-20

国家自然科学基金项目(批准号: 51279223, 51109055, 51409169, 51309004, 51409141)、水利部公益性行业科研专项项目(编号: 201001074, 201201022, 201301003)和南京水利科学研究院水文水资源与水利工程科学国家重点实验室开放研究基金项目(编号: 2013491011)资助

摘要 河道洪水演进模拟是河道洪水预报与汇流计算的主要内容和关键。对于常年断流、河水与地下水长期处于脱节状态的河道,一旦行洪下渗非常强烈,渗漏量很大。不考虑河道下渗洪水演进模拟模型,无法准确模拟真实的洪水运动行为,不能用于洪水模拟预报。本文采用土壤下渗理论描述河道下渗,推导出了河道下渗流量计算公式,建立了基于霍顿下渗公式的河道下渗模拟方法;并把下渗当做单位区间出流,与基于马斯京根康吉法天然河道洪水演进模型进行耦合,构建了强烈下渗条件下天然河道洪水演进模拟模型。针对天然河道水力特性复杂特点,研究了洪水演进模型参数确定方法和波速计算方法。海河流域漳卫河水系岳城水库-蔡小庄段的典型场次洪水应用结果表明,模型能很好反映强烈下渗条件下洪水演进实际情况,具有很高模拟精度,基于土壤下渗理论的下渗量计算公式和模拟方法可以很好地模拟河道下渗过程。这一模型具有计算简便、参数确定简单、适合于洪水预报等特点,在干旱和半干旱地区河道洪水演进模拟预报与河道汇流计算中也具有一定的推广应用价值。

关键词洪水模拟预报
洪水演进
河道下渗
马斯京根康吉演算
海河流域

自20世纪70年代以来,由于地下水长期处于超采状态,海河流域地下水位持续下降,至2005年流域山前平原大部分区域地下水埋深已超过20 m,一些区域甚至已达到30~40 m,河道水位和地下水水位长期处于脱节状态(任宪韶等,2007)。此外,自1963年8月份洪水以来,海河流域在流域出山口处修建了大量水库,控制了流域山区85%以上面积的径流(水利部海河水利委员会,2005)。这些水库只在流域性大洪水期间才会泄流,导致水库下游河道长期断流,大

多数年份年基本处于干涸状态。在这种背景下,河床下包气带干涸变厚,下渗容量加大,河道一旦行洪,下渗非常强烈,渗漏损失量很大。强烈下渗使得见水历时和洪峰传播时间显著延长,流量大幅度衰减,洪水演进规律发生了极大变化(王银堂等,2012)。因此在洪水模拟预报中必须考虑河道强烈下渗。于是,强烈下渗条件下天然河道洪水演进模拟成为干旱和半干旱地区洪水预报中必须解决的一个新问题。

强烈下渗条件下河道洪水演进模拟,关键要解

中文引用格式: 程亮, 王宗志, 胡四一, 等. 2015. 强烈下渗条件下天然河道洪水演进模拟方法. 中国科学: 地球科学, 45: 207-215

英文引用格式: Cheng L, Wang Z Z, Hu S Y, et al. 2015. Flood routing model incorporating intensive streambed infiltration. Science China: Earth Sciences, doi: 10.1007/s11430-014-5018-x

决河道下渗模拟及其与洪水演进耦合两个问题. 针对这两个问题, 目前主要有两类解决途径. 一是建立河道与含水层耦合模拟模型(李致家和谢悦波, 1998; 蒋业放和张兴有, 2005; 武强等, 2005; Gunduz 和 Aral, 2005). 模型由河道下渗模拟模块、基于扩展圣维南方程组的河道洪水演进模拟模块和含水层水流模拟模块组成. 模型中认为下渗量取决于河道水位与地下水水位的水位差、河床含水层水力特性, 采用达西定律计算下渗流量. 在扩展圣维南方程组的连续方程中河道下渗被当成单位区间出流, 在动量方程中则引入了河道下渗造成的动量损失项, 而在含水层水流运动方程中河道下渗作为源汇项. 两个方程通过下渗流量模拟进行耦合. 利用 MODFLOW 具备的河道下渗和地下水水流模拟功能, 将其与河网洪水演进模型系统进行集成, 是建立河流与地下水层耦合模拟模型的一个重要技术途径. Swain 等(1996)集成 MODFLOW 和 BRANCH 模型, 建立了 MODBRANCH 模型, Walton 等(2000)等耦合 MODFLOW 和 UNET 模型, 建立了 MODNET 模型, Rodriguez 等(2008)则将 HEC-RAS 与 MODFLOW 进行了集成. Osman 等(2002)对 MODFLOW 模型中河流子程序包 RIV(McDonald 和 Harbaugh, 1996)以及 Rovey 方法(Rovey, 1975)、Bouwer 方法(Bouwer, 1964)和 Dillon-Liggett 方法(Dillon 和 Liggett, 1983)进行了对比分析, 认为由于忽略了吸力水头这些方法计算出的下渗量均偏小. 除建立河道与含水层耦合模拟模型外, Mudd(2006)采用 Richards 方程模拟河床下包气带中水分垂向运动, 利用上下两层土壤水的含水量之差计算下渗率, 采用扩展圣维南方程组模拟河道洪水演进, 建立了河道与包气带耦合模拟模型. 二是建立以河道下渗作为单位区间出流的河道洪水演进模型(齐春英和刘克岩, 1997; 陈玉林和韩家田, 2003; Philipp 等, 2010; Morin 等, 2009). 模型中利用理论或经验下渗公式模拟河道下渗过程, 采用水文学方法或者水力学模型模拟洪水演进. 齐春英等(1997)以及和陈玉林等(2003)利用霍顿下渗公式计算河道下渗损失, 将扣除下渗损失的入流作为净入流, 利用马斯京根法或者非线性汇流公式对净入流进行演算. Philipp 等人(2010)利用 Kostiaikov 公式模拟河道下渗率随时间变化过程, 采用扩散波的解析解(Schmitz 等, 2002)模拟洪水演进, 建立了干旱地区水库急促泄流在渗漏型河道中的洪水演进模拟模型. Morin 等

(2009)则以稳定下渗率模拟季节性河道下渗, 采用运动波的差分解模拟洪水模拟模型演进, 建立季节性河道洪水模型, 并通过敏感性分析研究了下渗率、河道长度和河道宽度对洪水演进和含水层补给的影响.

在这两种途径中, 前者兼顾河道洪水演进与含水层水位或者包气带含水率的变化过程模拟, 但模型庞大、需要资料多、求解复杂、计算成本高, 难以满足洪水模拟、实时预报以及区域防洪系统洪水行为模拟的实际需要; 而后者着重于河道洪水演进模拟, 模型简洁有效, 非常适合于河道洪水演进模拟预报与河道汇流计算, 但在河道下渗流量计算、实际下渗率确定和下渗与洪水演进耦合上存在诸多不足. 为此, 本文推导河道下渗流量计算公式, 利用平均水面宽度和下渗率乘积计算单位长度下渗流量; 利用霍顿下渗公式反映下渗容量随着累积下渗量的变化, 综合考虑供水条件和下渗容量, 通过试算确定实际下渗率, 建立河道下渗模拟方法; 把河道下渗当做单位区间出流, 与基于马斯京根康吉法天然河道洪水演进模型进行耦合, 构建了强烈下渗条件下天然河道洪水演进模拟模型; 最后以海河流域漳卫河水系岳城水库~蔡小庄段典型场次洪水模拟为例, 对这一模型进行了应用和验证.

1 强烈下渗条件下洪水演进模拟模型建立

强烈下渗条件下, 洪水演进和河道下渗交织在一起, 相互影响, 洪水演进过程比无下渗时更加复杂. 以图 1 中由断面 $J-1$ 和 J 构成长度 Δx 的单元河段洪水演进为例来分析描述这一过程. 由于河床下包气带下渗容量非常大, 洪水波运动速度比较快, 在一场洪水过程中包气带很难在较短时间内蓄满, 因此洪水演进过程中以超渗为主. 假定在 t_0 时刻, 洪水恰好演进到 C_0 位置, $C_0 \sim C_1$ 河道仍是干涸的. 下渗发生在水体与河床接触面(以下称为下渗面) $A_0B_0C_0D_0$ 上, 由于供水充分下渗面上按照下渗容量持续下渗. 随着洪水上涨, 来水量不断增大, 直至超过了下渗容量, 洪水开始向下游传播, 下游开始见水. 经过一段时间后, 假定在 t_1 时刻, 洪水恰好演进到下游断面 J 的 C_1 处. 与此同时, 下渗面在 $A_0B_0C_0D_0$ 的基础上, 新增加了区域 $A_1B_1C_1C_0B_0A_0$, 变成 $A_1B_1C_1D_0$. 在 $t_0 \sim t_1$ 这段时间之内, 新增加的区域 $A_1B_1C_1C_0B_0A_0$, 完成了由供水不足按来水量下渗, 向供水充足按下渗容量下渗的

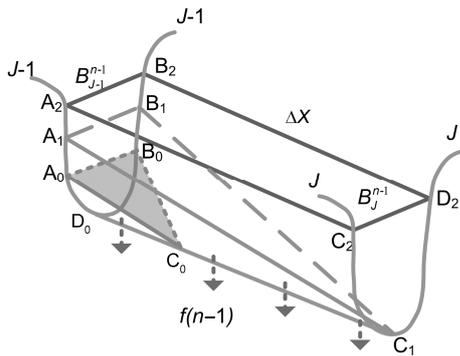


图1 强烈下渗条件下洪水演进过程示意图

转变. 此后, 随着洪水传播, 断面 J 流量不断增大, 下渗面随之扩大, 从主槽发展到河漫滩, 在 t_2 时刻下渗面变成 $A_2B_2D_0C_1C_2D_2$. 由上述过程分析知, 强烈下渗条件下洪水演进包括以下三个关键过程: 河道下渗由按来水量下渗向按下渗容量下渗的转变、下渗面随着洪水演进而变和来水超过下渗容量下游断面见水洪水开始向下游传播. 针对上述三个关键过程, 本文综合考虑供水条件和下渗容量, 通过试算法计算实际下渗率, 判断下渗率的阶段变化, 确定下游断面见水时间; 利用平均水面宽度和下渗率乘积计算单位长度下渗量, 采用水面宽度的变化反映下渗面随着洪水涨落变化, 最终建立了强烈下渗条件下天然河道洪水演进模拟模型. 该模型由河道下渗过程模拟和基于用马斯京根康吉法洪水演进模拟两个模块构成.

1.1 河道下渗过程模拟

1.1.1 下渗率计算

当地下水水位长期严重偏低, 河道水位与含水层水位处于脱节状态时, 一场洪水过程中下渗补给, 不可能改变水位脱节状态, 因此洪水演进过程中, 河道单向补给地下水. 例如海河流域“96.8”这种流域性大洪水发生以后, 河道两侧的地下水位埋深平均仅回升 2.66 m(王金哲等, 2009). 此外, 河道下渗野外试验表明(Battle-Aguilar 和 Cook, 2012; Blasch 等, 2006; 武桂芝等, 2011): 河道下渗率在河道过水初期非常大, 但下降速度很快, 随后逐渐进入了稳定下渗阶段; 稳定下渗之前的下渗量占总下渗量比重较大, 采用稳定下渗率计算出的下渗量显著偏小. 综合考虑这两个方面原因, 本文采用霍顿下渗公式来模拟下渗

率的动态变化过程:

$$f_p = f_c + (f_0 - f_c)e^{-f_k t}, \quad (1)$$

式中, f_c 为稳定下渗率(m/h), f_0 为初始下渗率(m/h), f_k 为衰减系数(1/h). 该式反映了供水充足条件下下渗率随时间呈指数衰减规律. 供水不充足时应下渗率由供水量和下渗容量共同决定. 其中下渗容量又由累积下渗量计算. 对式(1)进行积分可以得到累积下渗量 $W(t)$:

$$W(t) = -\frac{f_c}{f_k} \ln\left(\frac{f_p - f_c}{f_0 - f_c}\right) + \frac{(f_0 - f_p)}{f_k}, \quad (2)$$

在脱节状态下, MODFLOW 软件河流子程序包 RIV 采用下式计算下渗率(m/h):

$$q_g = \frac{K_c}{M_c} (H_r - Y_{\text{bot}}), \quad (3)$$

式中, K_c 为河床饱和水力传导度, M_c 为河床厚度, H_r 河道水位高程, Y_{bot} 底部高程. 当断面尚未见水, $H_r = Y_{\text{bot}}$ 时, 依据式(3)计算出的下渗率等于零. 但实际上, 虽然断面尚未见水, 但下渗仍持续进行, 下渗率不可能等于零. 因此式(3)不能用于计算下游断面尚未见水时的下渗率.

1.1.2 单位长度下渗流量计算公式

河道下渗发生在整个下渗面上, 因此下渗流量为下渗率和下渗面面积的乘积. 在脱节状态下, 河道下渗在重力的作用下以铅直下渗为主, 侧向下渗可以忽略, 于是下渗面面积为下渗面在铅直方向投影的面积. 图 1 中三角形 $A_0B_0C_0$ 和 $A_1B_1C_1$, 以及梯形 $A_2B_2C_2D_2$ 的面积就是下渗面面积. 假定下渗面上的面平均下渗率为 $f(n-1)$, 则 $n-1$ 时刻的下渗流量 I_{J-1}^{n-1} (m^3/s) 为

$$I_{J-1}^{n-1} = \frac{1}{2} (B_{J-1}^{n-1} + B_J^{n-1}) f(n-1) \Delta x, \quad (4)$$

式中, $(B_{J-1}^{n-1} + B_J^{n-1})/2$ 就是下渗面的面积. 经过 Δt 时间后, 到了时刻 n , 上下游断面流量变成 Q_{J-1}^n 和 Q_J^n , 水面宽度为 B_{J-1}^n 和 B_J^n , 下渗率变成 $f(n)$. 同理可得, 时刻 n 下渗流量: $I_{J-1}^n = (B_{J-1}^n + B_J^n) f(n) \Delta x / 2$. 于是 Δt 时间段内总的下渗量 $W(n-1)$ (m^3) 为

$$W(n-1) = \frac{1}{2} (I_{J-1}^{n-1} + I_{J-1}^n) \Delta t = \frac{1}{4} [(B_{J-1}^{n-1} + B_J^{n-1}) f(n-1) + (B_{J-1}^n + B_J^n) f(n)] \Delta x \Delta t, \quad (5)$$

因此, 河段 $J-1$ 在 Δt 内的单位长度下渗流量 q_{J-1}^{n-1} (m^2/s) 为

$$q_{J-1}^{n-1} = \frac{W(n-1)}{\Delta t \Delta x} = \frac{1}{4}[(B_{J-1}^{n-1} + B_J^{n-1})f(n-1) + (B_{J-1}^n + B_J^n)f(n)], \quad (6)$$

式中, B_{J-1}^{n-1} , B_J^{n-1} 和 B_{J-1}^n 对应的流量都是已知的, 而 B_J^n 对应的流量 Q_J^n 则需要将 q_{J-1}^{n-1} 代入洪水演进模型中计算求得, 因此 B_J^n 需要通过迭代来计算. 为了简化计算, 当时间步长 Δt 较小, 可近似认为: $f(n) \approx f(n-1)$, $B_{J-1}^n \approx B_{J-1}^{n-1}$, $B_J^n \approx B_J^{n-1}$, 于是式(6)简化为

$$q_{J-1}^{n-1} \approx \frac{1}{4}(B_{J-1}^{n-1} + 2B_J^{n-1} + B_{J-1}^n)f(n-1). \quad (7)$$

式(7)就是本文推导出的单位长度下渗流量计算公式, 其中 $(B_{J-1}^{n-1} + 2B_J^{n-1} + B_{J-1}^n)/4$ 是时段平均水面宽度.

1.1.3 实际下渗率确定

实际下渗率受上游断面来水量和下渗容量变化影响处于动态变化之中. 但现有研究大多忽略了这一变化过程, 直接用下渗容量或稳定下渗率代替实际下渗率. 考虑到如下事实: 当来水较小而下渗容量很大时, 来水量全部下渗, 断面 J 出流 $Q_J^n = 0$; 当来水较大而下渗容量较小时, 按照下渗容量下渗, 断面 J 的出流 $Q_J^n > 0$; 本文提出通过试算确定实际下渗 $f(n-1)$. 具体步骤如下:

(1) 依据时段初河床下包气带有效含水量, 计算 $n-1$ 时刻下渗容量 $f_p(n-1)$. $(n-1) \sim n$ 时段初河床下包气带有效含水量为

$$W(n-2) = W_0 + \sum_{i=1}^{n-2} (f(i) + I(i) - E(i))\Delta t, \quad (8)$$

式中, W_0 为洪水演进初有效含水量, $I(i)$ 和 $E(i)$ 分别为河床上时段平均降雨量和蒸发量. 考虑到河道长期干涸和地下水埋深很大, 洪水演进初期可认为 $W_0=0$ (不考虑凋萎含水量); 而降雨量和蒸发量相对于上断面的入流非常小可以忽略. 于是河床下包气带有效含水量可由累积下渗量计算: $W(n-2) = \sum_{i=1}^{n-2} f(i)\Delta t$. 将 $W(n-2)$ 代入式(2)计算 $f_p(n-1)$.

(2) 假定 $Q_J^n = 0$, 利用式(9)和式(10)计算时段 $(n-1) \sim n$ 可能下渗率 $f'(n-1)$.

$$q_{J-1}^{n-1} = \frac{C_0 Q_{J-1}^n + C_1 Q_{J-1}^{n-1} + C_2 Q_J^{n-1}}{C_3 \Delta x}, \quad (9)$$

$$f'(n-1) = \frac{4q_{J-1}^{n-1}}{[B_{J-1}^{n-1} + 2B_J^{n-1} + B_{J-1}^n]}, \quad (10)$$

式中, C_0, C_1, C_2 和 C_3 均为洪水演进参数, 其确定方法参见 2.2 节, Q_{J-1}^n 和 Q_{J-1}^{n-1} 分别为断面 $J-1$ 在时刻 n 和 $n-1$ 的流量, Q_J^{n-1} 为断面 J 在时刻 $n-1$ 的流量.

(3) 比较 $f_p(n-1)$ 和 $f'(n-1)$ 的大小, 确定实际下渗率. 当 $f'(n-1) \geq f_p(n-1)$ 时, 意味着来水量超过下渗容量, 按下渗容量下渗, 于是实际下渗率 $f(n-1) = f_p(n-1)$. 此时需要将 $f(n-1)$ 代入式(7)计算实际单位长度下渗流量, 再利用 2.2 节中的洪水演进模块计算下断面流量 Q_J^n . 若 $f'(n-1) < f_p(n-1)$, 则说明来水全部下渗, 于是 $f(n-1) = f'(n-1)$, 下断面流量 $Q_J^n = 0$.

1.2 基于马斯京根康吉洪水演算

马斯京根法是应用最为普遍的河道汇流与河道洪水演进模拟预报方法. 考虑区间出流的计算公式如下:

$$Q_j^n = C_0 Q_{j-1}^n + C_1 Q_{j-1}^{n-1} + C_2 Q_j^{n-1} - C_3 q_{j-1}^{n-1}, \quad (11)$$

式中, j 和 n 是河段和时间下标, $C_0 = (\Delta t + 2kx)/(\Delta t + 2k(1-x))$, $C_1 = (\Delta t - 2kx)/(\Delta t + 2k(1-x))$, $C_2 = (2k(1-x) - \Delta t)/(\Delta t + 2k(1-x))$, Δt 是计算时间步长, x 为流量比重因子, k 为蓄量常数. 区间出流为 $I_{j-1}^n = C_3 q_{j-1}^{n-1} \Delta x$, 其中 $C_3 = 2\Delta t/(\Delta t + 2k(1-x))$, q_{j-1}^{n-1} 是单位长度下渗流量, Δx 为河段长度. 在马斯京根康吉演算法中参数 K 和 x 的计算公式如下:

$$x = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{Q_r}{B_r S_0 c_r \Delta x} \right), \quad (12)$$

$$k = \frac{\Delta x}{c_r}, \quad (13)$$

式中, Q_r 为参考流量, B_r 和 c_r 分别为参考流量对应的河道断面宽度和波速, Δx 为河段长度, S_0 为平均坡降. Q_r 参考流量一般取: $Q_r = (Q_b + Q_p)/2$ 或者 $Q_r = \sum_{i=1}^n Q_i/n$, 其中 Q_b 和 Q_p 为入流过程 Q_i 的最小流量和洪峰流量. 在采用马斯京根康吉算法, 确定洪水演进参数时, 需要计算参考流量 Q_r 对应的波速 c_r .

依据 Seddon 定律, 波速计算公式如下(芮孝芳, 2004):

$$c = \frac{dQ}{dA} = v + A \frac{dv}{dA} = v(1 + \frac{A}{v} \frac{dv}{dA}) = mv, \quad (14)$$

式中, A, Q, v 和 m 分别为某一水深对应的过水断面面积、流量、平均流速和波速系数. 考虑到 $A-Q$ 间一般存在幂函数关系: $Q=\alpha A^\beta$. 将这一关系代入波速计算公式, 并进行化简得

$$c = \frac{dQ}{dA} = \alpha\beta A^{\beta-1} = \frac{\beta(\alpha A^\beta)}{A} = \beta \frac{Q}{A} = \beta V, \quad (15)$$

综合式(14)和(15)发现, 波速系数和系数 β 相等, 即 $m=\beta$. 对 $Q=\alpha A^\beta$ 两边分别取对数: $\log(Q) = \beta \log(A) + \log(\alpha)$, 知系数 β 是曲线 $\log(A) \sim \log(Q)$ 的斜率. 因此波速系数可用下式计算:

$$m(i) = \frac{\log(Q(i)/Q(i-1))}{\log(A(i)/A(i-1))}, \quad (16)$$

式中, $Q(i)$ 和 $A(i)$ 为第 i 点的流量和过水断面面积.

一般来说, dv/dA 非负, 故 $m \geq 1.0$, 即 $c \geq v$. 但在天然河道中, 断面形状极不规则、阻力分布不均匀, 水流运动规律非常复杂, 当流量超过平滩流量, 洪水进入漫滩后, 按照式(16)计算出的波速系数会出现小于 1.0, 受断面形状不规则影响呈现出局部波动的情况. 针对这一问题, Merkel(2002)给出了一种新的计算方法, 具体公式如下:

$$m(1)=0; \quad (17)$$

$$m(2)=S(2,3); \quad (18)$$

$$m(i) = \frac{Q(3)S(2,3) + \dots + (Q(i) - Q(i-1))S(i-1,i)}{Q(i)}, \quad (19)$$

式中, $2 < i \leq n$, $m(i)$ 为第 i 点的波速系数, $S(i-1,i) = \log[Q(i)/Q(i-1)] / \log[A(i)/A(i-1)]$, $Q(0)=A(0)=0.0$, 其他符号意义如前所述.

模拟过程中, 为保证下渗计算和洪水演进的精度, 并充分利用大断面资料, 以实测大断面资料中的断面为标准, 划分单元河段, 从上游到下游逐个单元河段模拟洪水演进. 在对各单元河段模拟时, 以上游单元河段的出流为入流, 并采用起始断面的大断面资料, 计算洪水演进参数.

1.3 参数率定

模型中总共有两类参数需要率定, 包括洪水演进参数 k 和 x , 下渗参数 f_0, f_c 和 f_k . 其中洪水演进参数 k 和 x , 在糙率已知情况下, 可以利用大断面资料, 通过马斯京根康吉法来计算. 因此, 在有断面资料情况下, 洪水演进参数变成了主槽和漫滩糙率. 这两个参数既可以依据经验来确定, 也可以通过率定来确定. 下渗参数 f_0, f_c 和 f_k 与河床的岩性相关, 各单元河段既可以依据其河床岩性确定下渗参数, 也可以通过率定来确定. 率定参数时, 为减少参数个数, 所有单元河段均采用统一的糙率系数和下渗参数. 因此, 在具备河道大断面资料情况下, 共有主槽糙率 n_1 、漫滩糙率 n_2 , 下渗参数 f_0, f_c 和 f_k 五个参数需要率定. 参数率定时, 为消除洪水量级对均方误差的影响, 利用平均流量进行标准化. 以标准化后的均方误差作为目标函数, 其计算公式如下:

$$F(\theta) = \sum_{j=1}^m \frac{[\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (q_{obs,i,j} - q_{sim,i,j}(\theta))^2]^{1/2}}{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n q_{obs,i,j}}, \quad (20)$$

式中, m 为需要模拟的洪水过程数目, n 为流量序列的时段数, $q_{obs,i,j}$ 为第 j 场洪水的实测流量过程, $q_{sim,i,j}(\theta)$ 是以 θ 为参数的第 j 场洪水的模拟流量过程. 模拟生物优胜劣汰规则与群体内部染色体信息交换机制的实数编码加速遗传算法(RAGA, 金菊良等, 2001)是一种通用的全局优化方法. 本文利用这一算法来率定参数.

2 实例应用

以漳河岳城水库-蔡小庄段站河段为例, 介绍模型的应用过程, 并分析讨论模型的合理和有效性. 岳城水库-蔡小庄段站段长 72 km, 河道平均纵坡为 4/1000 左右. 河道形态复杂, 从上游到下游, 由山区河道向平原河道过渡, 由游荡型向蜿蜒型过渡. 河床宽浅, 岩性以沙壤土中沙细沙为主, 局部为粗砂和卵石, 下渗容量非常大. 表 1 中给出了 20 世纪 80 年

表 1 岳城水库-蔡小庄段典型洪水的演进与下渗情况

洪水编号	洪水 历时(d)	见水 历时(h)	上下断面 洪峰(m ³ /s)	洪峰传 播时间(h)	上下断面 洪量(10 ⁹ m ³)	下渗量 (10 ⁹ m ³)	损失率(%)
19880805	224	102.3	406/390	154	22.8/13.9	8.9	39.2
19960804	158	30.7	1500/1470	40.5	80.6/62.3	18.3	22.7

代以来两场典型洪水过程洪水演进与河道下渗情况.

该河段区间入流很小, 而且这两场洪水在演进过程中均未发生漫溢, 因此下渗量等于上下断面洪量差. 由下渗量计算结果知, 洪水演进过程中下渗损失非常显著, 两场洪水的下渗损失率(下渗量占上断面洪量的比例)均在 20% 以上, 下渗非常强烈. 因此洪水演进模拟预报以及河道汇流中必须考虑河道强烈下渗.

2.1 强烈下渗条件下洪水演进模拟模型应用过程

利用本文建立的模型对表 1 中的 19880805 和 19960804 洪水进行模拟. 为计算方便, 在岳城水库~蔡小庄段站河段 1995 年大断面测量成果中, 选择了 40 个间距比较接近的断面, 将河段划分成 39 个单元河段. 时间步长统一取 1 h. 在模拟之前, 基于给定的糙率, 依据曼宁公式, 利用复式河道断面水力要素计算方法, 首先计算出各种水位对应的流量、平均流速和水面宽度, 然后利用前述提出的波速计算方法, 计算出各种流量对应的波速, 最终得到了各种流量对应水面宽度和波速数据表. 洪水演进模拟中, 利用这一数据表, 通过插值计算参考流量对应波速和各流量对应的水面宽度过程. 图 2 和 3 给出了岳城水库-蔡小庄段站中某一断面形状及其波速计算结果.

由图 2 可知, 该断面形状不规则, 其主槽宽 615 m, 而漫滩部分则宽度达 2000 m. 图 3 中给出了采用式(17)~(19)(图中波速 1)和采用式(16)(图中波速 2)的波速计算结果. 由图 3 知: 当水深较轻, 水流主要分布于主槽时, 两种方法计算的波速比较接近; 但当漫

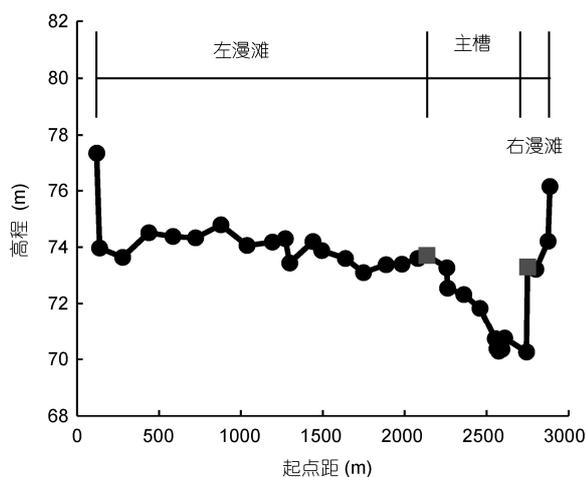


图 2 典型断面示意图

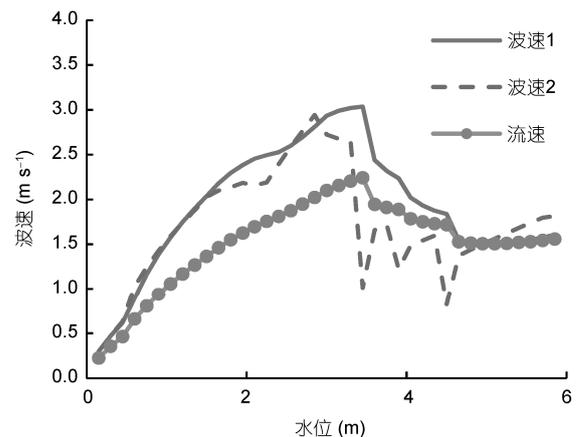


图 3 典型断面波速计算结果

滩水流发生后, 两种方法计算结果相差较大, 式(16)的计算结果受断面形状不规则影响局部呈现出波动趋势, 而且出现小于断面平均流速, 即波速系数小于 1.0 的情形. 因此, 采用式(17)~(19)计算天然河道的波速系数更为合理.

2.2 模拟结果分析

采用 RAGA 率定出了下渗参数和糙率, 19880805 和 19960804 洪水的率定结果如下所示: $f_0=1823.66 \text{ mm h}^{-1}$, $f_c=12.3 \text{ mm h}^{-1}$, $f_k=0.2 \text{ h}^{-1}$, $n_1=0.02$, $n_2=0.07$. 可知, 率定出的下渗参数中, 初始下渗率 f_0 非常大, 而衰减系数 f_k 比较小, 说明河床的下渗容量非常大, 这一结果和河床的岩性是一致的.

19880805 和 19960804 洪水的模拟结果见表 2 和图 4. 由表 2 和图 4 可知, 总体而言, 模拟效果非常好, 两场洪水的确定性系数在 0.90 以上、洪量误差均在 5% 左右、见水历时误差也较小. 这说明本文建立的模型能够用来模拟强烈下渗条件下的天然河道的洪水演进. 相对而言洪峰模拟效果不很理想, 洪峰相对误差和峰现时间误差比较大. 在图 4 中, 当岳城水库控泄, 泄流量一段时间内保持不变时, 下游水文站实测出现了短时间突然增大现象. 造成这一现象主要原因是河道内道路、植被、建筑物阻水严重, 形成了人为洪峰, 使得洪峰模拟误差较大.

2.3 下渗量计算结果分析

为了进一步分析强烈下渗对于洪水演进的影响, 采用马斯京根康吉洪水演算法, 模拟了不考虑河道

表2 洪水模拟结果

洪水编号	标准化的均方误差	确定性系数	洪量相对误差(%)	洪峰相对误差(%)	峰现时间误差(h)	见水历时误差(h)
19880805	19.08	0.99	3.03	15.05	9	-5
19960804	130.63	0.91	5.2	10.62	-34	1

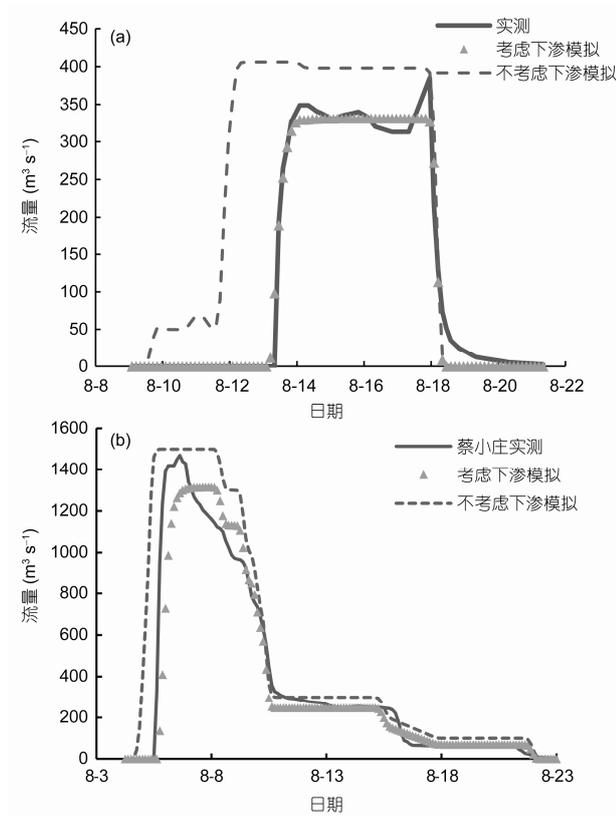


图4 19880805(a)和19960804(b)洪水模拟结果

下渗下的洪水演进, 结果如图4中的虚线所示, 并不考虑下渗模拟过程线和实测洪水过程进行对比分析. 发现河道下渗对洪水演进的影响非常显著, 主要体现在: 下断面的见水历时显著延长, 特别是对于19880805这种中小洪水, 峰现时间随之延迟; 下渗损失很大, 流量衰减严重, 尤其是在洪水演进初期. 这一结果进一步说明, 在长期干涸、河道与地下水脱节情况下, 河道洪水演进的模拟和预报必须考虑河道强烈下渗. 为分析验证本文建立的下渗计算模型的合理性, 以19960804洪水演进模拟为例, 对实际下渗率和下渗流量过程进行了分析. 图5(a)给出了部分河段实际下渗率计算结果, 图5(b)则给出了部分河段下渗流量过程计算结果.

由图5(a)可知, 计算结果很好地反映出了下渗率三个阶段的变化特征: 在起涨阶段, 来水小于下渗容量时, 来水全部下渗, 下渗率由来水量决定, 实际下渗率随着洪水上涨而增大; 在洪峰附近时, 来水不断增大, 最终超过下渗容量, 按照下渗容量下渗, 随后下渗率随时间呈指数衰减; 在退水阶段, 河床的土壤趋于饱和, 下渗容量趋于稳定, 而来水量逐渐减小, 实际下渗率也逐渐趋于稳定, 直至河道干涸, 下渗率变成零. 这三个阶段中, 第一个阶段的持续时间较短, 很快就进入了指数衰减、按照下渗容量下渗阶段. 在现有的研究中, 大多忽略了第一阶段, 整个模拟过程中按照下渗容量计算下渗. 实际上, 这一阶段直接决

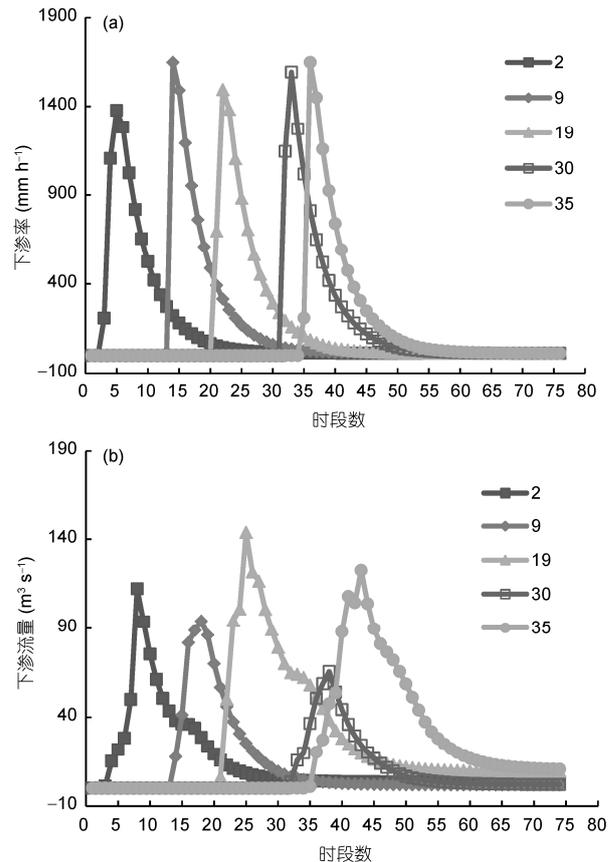


图5 19960804洪水部分河段的部分时段下渗率变化(a)和平均下渗流量过程(b)

定了见水历时的模拟效果, 对下渗参数也影响较大。

时段平均下渗流量(即 $q_{j-1}^n \Delta x$) 由时段平均实际下渗率、河段长度和宽度过程共同决定, 呈现出了比较复杂变化规律, 如图 5(b)所示, 但与实际下渗率变化特征相似, 也包含增长、下降, 最终趋于稳定的三个阶段。其中, 增长阶段主要发生在洪水起涨时, 而下降阶段则由实际下渗率和水面宽度同时变小导致, 主要发生在退水阶段。当实际下渗率趋于稳定, 而来水量和水面宽度已经很小且处于缓慢变化时, 下渗流量就进入稳定阶段。

综合各河段实际下渗率和下渗流量, 从数值上来看, 各河段的实际下渗率相差不大, 但各河段的下渗流量差别较大, 这说明水面宽度和河段长度对下渗流量的影响较大。此外, 下渗流量与实际下渗率峰值出现时间不同步, 下渗流量峰值出现时间滞后于下渗率, 这也说明水面宽度过程影响了下渗过程。因此, 要准确反映下渗流量的变化规律, 确保下渗量模拟精度, 必须考虑各河段水面宽度的差异和水面宽度的变化过程, 模拟过程中采用相同的水面宽度, 不能反映河道下渗的实际。

3 结论

河道长期干涸和地下水水位持续下降, 导致包气带干涸、厚度增加、下渗容量增大, 洪水演进中, 河道下渗现象非常强烈、下渗量很大。河道的强烈下渗使得, 见水历时和洪峰传播时间显著延长、流量大幅度衰减, 洪水演进规律发生了显著的变化。现有的不

考虑河道下渗洪水演进模拟模型, 不能准确模拟真实的洪水运动行为, 无法用于洪水模拟预报。本文构建了强烈下渗条件下天然河道洪水演进模拟模型。模型中针对河道下渗模拟及其与洪水演进的耦合这两个关键问题, 采用土壤下渗理论描述河道下渗, 推导出了河道下渗流量计算公式, 建立了基于霍顿下渗公式的河道下渗模拟方法; 把河道下渗流量当作单位区间出流, 与基于马斯京根康吉法天然河道洪水演进模型进行耦合。

利用这一模型对海河流域漳河岳城水库~蔡小庄段站河段典型场次洪水进行了模拟, 两场洪水的确定性系数在 0.90 以上, 洪量误差均在 5%左右, 见水历时误差也较小, 模型具有很高的模拟精度; 参数率定结果合理, 河道下渗计算结果符合河道下渗实际情况。这说明本文所建立模型可以用于强烈下渗条件下的洪水模拟和预报。这一模型以洪水演进模拟预报为主, 对河道下渗过程进行了详细模拟, 具有计算简便、参数确定简单, 适合于洪水演进模拟预报以及河道汇流计算等特点, 在干旱和半干旱地区河道洪水演进模拟预报与河道汇流计算中也具有一定的推广应用价值。

本文旨在研究河道下渗过程模拟方法, 建立强烈下渗条件下洪水预报和河道汇流模型, 在模型的应用过程中只选取了标准河段(不存在或者区间入流很小)的典型场次(没有漫溢发生)进行研究。后续研究中, 拟在海河的各大水系的历史洪水过程模拟预报中对模型检验和验证, 对河道下渗参数取值范围进行分析, 以服务于河道洪水模拟预报的实际工作中。

参考文献

- 陈玉林, 韩家田. 2003. 半干旱地区洪水预报的若干问题. 水科学进展, 14: 612-616
- 蒋业放, 张兴有. 1999. 河流与含水层水力耦合模型及其应用. 地理学报, 54: 526-533
- 金菊良, 杨晓华, 丁晶, 等. 2001. 标准遗传算法的改进方案——加速遗传算法. 系统工程理论与实践, 21: 8-13
- 李致家, 谢悦波. 1998. 地下水流与河网水流的耦合模型. 水利学报, (4): 44-48
- 齐春英, 刘克岩. 1997. 沿程渗漏河道的洪水流量演算模型. 水文, (6): 28-31
- 任宪韶, 户作亮, 曹寅白, 等. 2007. 海河流域水资源评价. 北京: 中国水利水电出版社
- 芮孝芳. 2004. 水文学原理. 北京: 中国水利水电出版社
- 水利部海河水利委员会. 2005. 海河流域防洪规划
- 王金哲, 张光辉, 严明疆, 等. 2009. 间歇性过水条件下滹沱河近岸浅层地下水变化特征. 现代地质, 23: 38-42
- 王银堂, 王宗志, 程亮, 等. 2012. 海河流域洪水调控技术与防洪格局研究. 南京水利科学研究院

- 武桂芝, 郑西来, 林国庆, 等. 2011. 季节性河道渗漏野外试验研究. 干旱区研究, 28: 74–78
- 武强, 孔庆友, 张自忠, 等. 2005. 地表河网-地下水流系统耦合模拟 I: 模型. 水利学报, 36: 588–592
- Battle-Aguilar J, Cook P G. 2012. Transient infiltration from ephemeral streams: A field experiment at the reach scale. *Water Resour Res*, 48: W11518, doi: 10.1029/2012WR012 009
- Blasch K W, Ferré T P A, Hoffmann J P, et al. 2006. Relative contributions of transient and steady state infiltration during ephemeral stream flow. *Water Resour Res*, 42: W08405, doi: 10.1029/2005WR00 4049
- Bouwer H. 1964. Unsaturated flow in groundwater hydraulics. *J Hydraulics Division*, 90: 121–144
- Dillon P J, Liggett J A. 1983. An ephemeral stream-aquifer interaction model. *Water Resour Res*, 19: 621–626
- Gunduz O, Aral M M. 2005. River networks and groundwater flow: A simultaneous solution of a coupled system. *J Hydrol*, 301: 216–234
- McDonald M G, Harbaugh A W. 1996. User's documentation for MODFLOW-96
- Merkel William H. 2002. Muskingum-Cunge flood routing procedure in NRCS Hydrologic Models. [www.hydrocad.net/pdf Merkel-MC-paper.pdf](http://www.hydrocad.net/pdf/Merkel-MC-paper.pdf)? [2013-07-26]
- Morin E, Grodek T, Dahan O, et al. 2009. Flood routing and alluvial aquifer recharge along the ephemeral arid Kuiseb River, Namibia. *J Hydrol*, 368: 262–275
- Mudd S M. 2006. Investigation of the hydrodynamics of flash floods in ephemeral channels: Scaling analysis and simulation using a shock-capturing flow model incorporating the effects of transmission losses. *J Hydrol*, 324: 65–79
- Osman Y Z, Bruen M P. 2002. Modeling stream-aquifer seepage in an alluvial aquifer: An improved loosing-stream package for MODFLOW. *J Hydrol*, 264: 69–86
- Philipp A, Schmitz G, Liedl. 2010. Analytical model of surge flow in nonprismatic permeable channels and its application in arid regions. *J Hydraul Eng-Asce*, 136: 290–298
- Rodriguez L B, Cello P A, Vionnet C A, et al. 2008. Fully conservative coupling of HEC-RAS with MODFLOW to simulate stream-aquifer interactions in a drainage basin. *J Hydrol*, 353:129–142
- Rovey C E K. 1975. Numeric model of flow in stream aquifers system. Hydraulic paper No.74. Colorado: Colorado State University
- Schmitz G, Liedl R, Volker R E. 2002. Analytical solution to the zero-inertia problem for surge flow phenomena in nonprismatic channels. *J Hydraul Eng-Asce*, 128: 604–615
- Swain E D. 1994. Implementation and use of direct flow connections in a coupled groundwater and surface water model. *Ground Water*, 32: 139–144
- Walton R, Wexler E J, Chapman R, et al. 2000. Modnet: An integrated groundwater/open channel flow model. In: Joint Conference on Water Resource Engineering and Water Resources Planning and Management