

长江中游河道床面冲淤及河岸崩退数学模型研究及其应用

夏军强*, 邓珊珊, 周美蓉, 林芬芬

武汉大学水资源与水电工程科学国家重点实验室, 武汉 430072

* 联系人, E-mail: xiajq@whu.edu.cn

2018-07-03 收稿, 2018-11-19 修回, 2018-11-21 接受, 2019-02-18 网络版发表

国家重点研发计划(2016YFC0402303)、国家自然科学基金(51725902, 51579186, 51339001)和三峡后续规划研究课题(CKSG2016874/HL)资助

摘要 三峡工程运用后, 长江中游河段持续冲刷, 局部河段崩岸现象较为突出, 尤其在荆江河段. 崩岸不仅影响局部河段河势的稳定, 同时还影响两岸防洪及航运安全. 本研究通过耦合一维水沙动力学模块、潜水位变化模块以及二元结构河岸稳定性分析模块, 建立了模拟坝下游冲积河道床面冲淤及河岸崩退的一维耦合数学模型. 采用该模型分别计算了不同年份长江中游荆江段的河床变形过程, 对模型进行较为详细地率定和验证. 计算结果表明: 该模型能较好地反演研究河段内的水沙输移过程, 并能模拟出主要崩岸发生区域及崩岸宽度; 崩岸主要受近岸水流冲刷作用控制, 但河岸土体内潜水位变化对上荆江河段崩岸的影响也较为显著; 在下荆江河段, 超过50%的河岸在洪峰期发生绕轴崩塌现象. 此外, 还分析了河段出口水位及河岸土体特性参数变化对崩岸计算结果的影响, 这些参数的敏感性测试结果表明: 当出口断面水位由于洞庭湖入汇而上升时, 河段水面纵比降及平均流速减小, 导致研究河段内崩岸宽度会有所降低; 土体起动切应力的减小对河岸崩塌的影响最为显著, 尤其在下荆江河段.

关键词 床面冲淤, 河岸崩退, 潜水位变化, 耦合模型, 荆江河段, 长江中游

长江中游干流通常指湖北宜昌至江西湖口河段(全长约955 km), 为典型的冲积平原河流, 以弯曲及分叉河型为主. 该河段河床组成以中细沙为主, 受水沙条件变化的影响, 河床冲淤较为频繁; 大部分河岸由松散沉积物组成, 多为上部黏土层及下部沙土层组成的二元结构, 总体来说河岸抗冲性较差^[1,2]. 据不完全统计, 60余年来, 长江中下游累计发生崩岸长度达1600余千米^[3,4]. 近期三峡工程蓄水运用后, 进入长江中下游干流河道的沙量急剧减少, 坝下游河床冲刷下切较为显著, 导致局部河段崩岸频发. 例如2003~2015年长江中下游总共发生825次较为显著的崩岸现象, 累积崩岸岸线长达643.6 km, 尤以中游荆

江河段最为严重^[5]. 可见近期长江中游干流河道崩岸频率和范围均有明显增加, 严重影响长江干堤的防洪安全及沿岸基础设施安全和航运发展, 威胁沿江经济社会发展和人民群众的生命财产安全. 因此有必要开展床面冲淤及河岸崩退数学模型研究, 为长江中游的防洪安全及崩岸治理等提供技术支撑.

现有的水沙动力学模型已被广泛应用于坝下游河流的水沙输移及床面冲淤过程的模拟^[6~9]. 其中二维和三维水沙数学模型由于计算量较大, 需要较为精细的实测地形资料, 故通常应用于短时段内局部河段的河床变形计算. 一维水沙模型通常用于较长时段及较长河段内的水沙输移及床面冲淤计算, 但

引用格式: 夏军强, 邓珊珊, 周美蓉, 等. 长江中游河道床面冲淤及河岸崩退数学模型研究及其应用. 科学通报, 2019, 64: 725~740

Xia J Q, Deng S S, Zhou M R, et al. One-dimensional coupled modeling of bed evolution and bank erosion processes in the Middle Yangtze River (in Chinese). Chin Sci Bull, 2019, 64: 725~740, doi: 10.1360/N972018-01147

其仅能给出断面平均的水沙要素,不能反映流速及含沙量等变量的横向分布.由于崩岸是坝下游河流河床演变的重要组成部分,部分研究者已将常见的水沙动力学模型与崩岸模型耦合,用于模拟河段尺度的床面冲淤及河岸崩退过程^[6,7,10~12].如Darby等人^[6]将水沙动力学模型与黏性土河岸稳定性分析模块结合,计算了具有黏性土河岸的弯道变形过程;Lai等人^[12]将二维水沙动力学模型与河岸稳定性分析模块相结合,用以预测具有分层结构河岸的崩退过程.然而这些模型对冲积河流崩岸机理及其影响因素的考虑尚不全面,如很少考虑河道水位及河岸土体内潜水位变化对崩岸过程的影响.已有研究表明^[13~16]:潜水位变化是影响冲积河流河岸崩塌的主要控制因素之一. Darby等人^[13]将坡脚冲刷、渗流分析计算模块与河岸稳定性分析模块耦合,建立了均质黏性土河岸崩退的数学模型,用于研究坡脚冲刷、孔隙水压力变化与河岸崩塌之间的相互作用. Rinaldi等人^[14]改进了上述模型,引入了水动力学模块,并揭示了河岸崩塌通常发生于洪峰期之后的原因,但该模型并未考虑床面冲淤及泥沙输移对崩岸过程的影响.由此可见,现有水沙数学模型较少能同时模拟水沙输移、床面冲淤与河岸崩退的耦合过程,也很少考虑河岸土体特性及潜水位变化等不同因素对崩岸过程的影响.

本研究建立能同时模拟坝下游河流床面冲淤及河岸崩退的一维耦合数学模型.该模型不仅考虑坡脚冲刷、河道水位以及河岸土体内潜水位变化对崩岸过程的影响,并根据不同二元结构河岸的土体组成及崩塌方式,分别引入平面滑动和绕轴崩塌两种模式来计算河岸稳定性.由于近期长江中游荆江段河床冲刷较为剧烈,局部河段崩岸现象十分突出,故选取该河段为研究对象.采用不同年份的实测资料,对已建模型进行率定和验证;同时开展相关数值试验,定量分析不同因素对崩岸过程的具体影响.

1 床面冲淤及河岸崩退一维数学模型

本研究通过耦合一维水沙动力学模块、潜水位变化模块及河岸稳定性分析模块,建立了模拟长河段床面冲淤及河岸崩退的一维数学模型.图1给出了该模型的计算流程图.首先通过水沙动力学模块计算各断面的水沙条件及床面冲淤厚度;然后以河道内水位为边界条件计算各断面河岸土体内潜水位的变化;

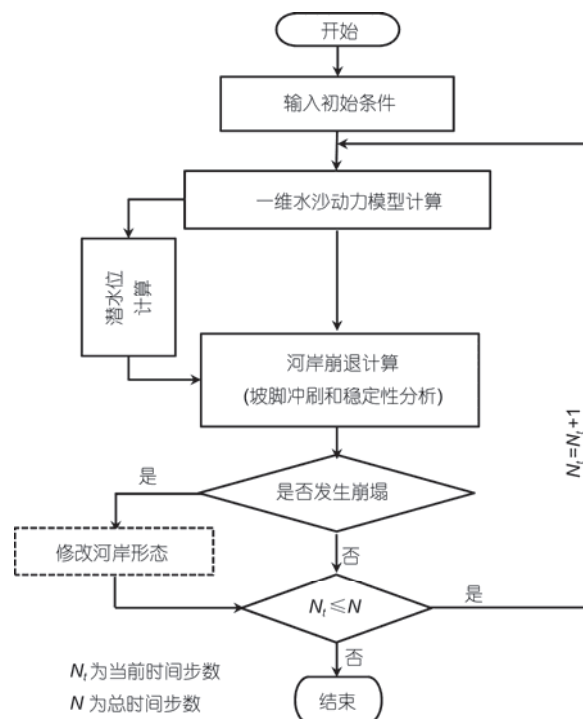


图1 (网络版彩色)一维耦合数学模型的计算流程

Figure 1 (Color online) Flow chart of one dimensional coupled model

化;最后基于前两者的计算结果,分析各断面河岸坡脚的冲淤幅度以及相应的岸坡稳定程度,并判断河岸是否会发生崩塌.

1.1 水沙动力学模块

采用一维水沙动力学模型计算断面平均的水沙条件及床面冲淤厚度.考虑沿程支流影响时,一维水流控制方程可表示为

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + B \frac{\partial Z}{\partial t} = q_l, \quad (1)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial Q}{\partial t} + \left(gA - \alpha_f B \frac{Q^2}{A^2} \right) \frac{\partial Z}{\partial x} + 2\alpha_f \frac{Q}{A} \frac{\partial Q}{\partial x} \\ & = \frac{Q^2}{A^2} \left(\frac{\partial A}{\partial x} \right) \bigg|_Z - gA(J_f + J_l) - \frac{\rho_l q_l u_l}{\rho_m}, \end{aligned} \quad (2)$$

式中, Q 是断面流量(m^3/s); Z 是断面平均水位(m); A , B 分别为过水面积(m^2)和水面宽度(m); α_f 是动量修正系数; ρ_m 是浑水密度(kg/m^3); u_l 是支流流速沿纵向的分量(m/s); q_l 和 ρ_l 分别是单位河长的支流流量(m^2/s)和支流的浑水密度(kg/m^3); J_f 是能坡,且 $J_f = (Q/A)^2 n^2 / H^{4/3}$,其中 H 是断面平均水深(m); n 是曼宁糙率系数; J_l 是由断面形态变化引起的附加阻力项; g 是重力加速度

(=9.81 m/s²); x 是沿程距离(m); t 是时间(s).

由于长江中游推移质输沙量相对较少, 其中荆江段推移质输沙量不到悬移质输沙量的4%^[17], 故本研究暂时仅考虑悬移质泥沙的不平衡输移过程及其引起的床面冲淤, 相应的控制方程可表示为

$$\frac{\partial}{\partial t}(AS_k) + \frac{\partial}{\partial x}(AUS_k) = B\omega_k\alpha_k(S_{*k} - S_k) + S_{lk}q_l + q_{sk}^b, \quad (3)$$

$$\rho' \frac{\partial A_0}{\partial t} = \sum_{k=1}^N B\omega_k\alpha_k(S_k - S_{*k}), \quad (4)$$

式中, A_0 为床面冲淤面积(m²); U 为断面平均流速(m/s); S_k , S_{*k} , ω_k , α_k 分别为第 k 粒径组悬沙的分组含沙量(kg/m³)、挟沙力(kg/m³)、浑水沉速(m/s)及恢复饱和系数; S_{lk} 为侧向入出流的分组含沙量(kg/m³); N 为悬沙分组数; ρ' 为床沙干密度(kg/m³); q_{sk}^b 为河岸崩塌造成的泥沙源项(kg/(m s)). 悬移质水流挟沙力采用张瑞瑾公式计算, 即:

$$S_{*k} = P_{*k}\kappa \left(\frac{U^3}{gH\omega_s} \right)^m, \quad (5)$$

式中, P_{*k} 是第 k 组粒径组悬沙的挟沙力级配; ω_s 是非均匀沙的平均沉速(m/s); κ 和 m 是经验参数. 模型中恢复饱和系数 α_k 及挟沙力系数 κ 和 m 均依据实测数据进行率定. 依据率定结果, α_k 取0.15~0.20, κ 和 m 的取值范围分别介于0.042~0.072 kg/m³和0.782~1.082.

1.2 潜水位计算模块

河岸土体内潜水位升降通过影响土体内孔隙水压力及土体物理力学特性的变化, 从而进一步影响河岸的稳定程度. 由于黏性土的渗透性较弱, 因此在上部黏性土层较厚的二元结构河岸内部, 潜水位变化通常滞后于河道内水位变化, 从而导致退水期内孔隙水压力的减小速率较慢, 但河道侧向水压力变

化较快, 故河岸稳定性会降低. 此外土体含水率的变化也能引起土体抗拉及抗剪强度的改变, 从而进一步影响河岸稳定性. 此处采用一维具有自由液面的非恒定渗流控制方程, 计算河岸土体内潜水位的变化过程. 该控制方程可表示为^[18]

$$\mu \frac{\partial Z_g}{\partial t} = k_c \frac{\partial}{\partial y} \left(Z_g \frac{\partial Z_g}{\partial y} \right) + q, \quad (6)$$

式中, Z_g 是潜水位高度(m); k_c 是渗透系数(m/s); μ 是给水度, 且 $\mu = 0.117\sqrt{k_c}$ ^[19]; q 是表面入渗流量(m/s), 与降雨和蒸发作用等因素有关; y 是空间坐标, 垂直与河道主流方向(m). 此外本研究假设孔隙水压力与基质吸力均沿破坏面成线性分布^[20], 如图2(a)所示. 故基于潜水位的计算结果, 可得到孔隙水压力与基质吸力的具体数值; 另外本研究不考虑渗流对河岸土体颗粒的侵蚀作用.

1.3 二元结构河岸崩退模块

长江中游二元结构河岸通常由上部黏性土层以及下部沙土层组成, 河岸崩塌方式与其上下层土体厚度密切相关^[1]. 对于上部黏性土层较厚的河岸, 其崩塌方式与均质黏性土河岸相似, 通常为平面或圆弧滑动^[19]. 这类河岸的崩塌过程为: 首先水流冲刷河岸坡脚, 致使河岸变陡, 随后河岸顶部出现拉伸裂缝, 继而崩塌体沿平面或圆弧面向下滑入河槽. 对于上部黏性土层薄而下部沙土层较厚的二元结构河岸, 其崩塌方式则以绕轴崩塌为主^[21]. 这类河岸的崩塌过程, 通常是由于水流淘刷下部沙土层, 致使上部黏土层悬空, 从而在重力等作用下绕中性轴发生旋转崩塌. 由此可见, 二元结构河岸崩塌模块, 主要涉及水流横向冲刷坡脚计算与岸坡稳定性分析两部分, 此处仅考虑平面滑动与绕轴两种崩塌方式下的河岸

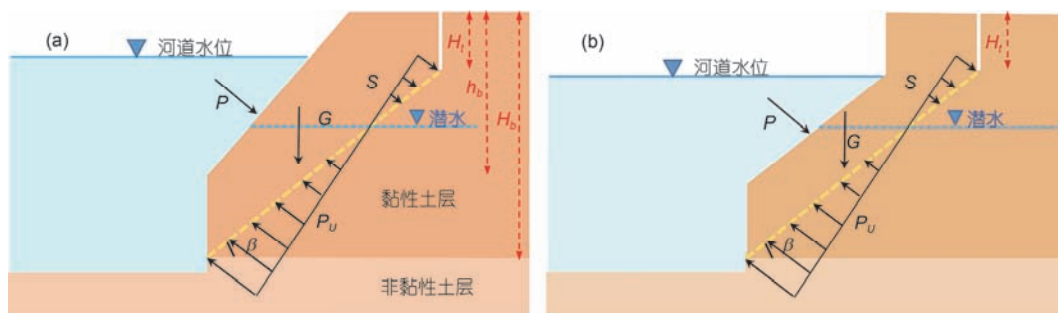


图2 (网络版彩色)河岸平面滑动稳定性分析. (a) 初次崩塌; (b) 二次崩塌

Figure 2 (Color online) Sketch maps of planar failure. (a) First failure; (b) parallel failure

稳定性计算方法.

1.3.1 坡脚冲刷计算

近岸水流对河岸土体的横向冲刷速率,通常可表示为水流剩余切应力的幂函数关系.如忽略岸边边坡对土体起动的的影响,水流横向冲刷宽度 $\Delta W(\text{m})$ 可由下式计算^[22]:

$$\Delta W = k_d \times (\tau_f - \tau_c) \times \Delta t, \quad (7)$$

式中, k_d 为冲刷系数($\text{m}^3/(\text{N} \cdot \text{s})$),与土体组成及其起动切应力有关,此处采用Hanson和Simon^[22]提出的经验关系式 $k_d = 2 \times 10^{-7} \tau_c^{-0.5}$ 进行计算; Δt 为时间(s); τ_c 为土体的起动切应力(N/m^2); τ_f 为作用于岸坡上的水流切应力(N/m^2).坡脚处的水流流速 $u_{\text{toe}} = h_{\text{toe}}^{2/3} \sqrt{J} / n$; h_{toe} 为近岸坡脚处的水深(m); J 为水面纵比降.

为考虑弯道曲率等对水流切应力横向分布的影响,需要首先计算弯道段的水面超高以及流速增量,继而依据结果对弯道段的水流切应力进行修正.弯道段水位超高及流速增量可采用下面两式进行计算^[23]:

$$\frac{u_a}{\lambda} = \left(\frac{1}{2\lambda} \frac{U}{H} \right) h_a - \frac{2-\delta}{2\lambda} \frac{U}{k_B} \Gamma, \quad (8)$$

$$\frac{h_a}{\lambda_s} = A' H^2 k_B \Gamma, \quad (9)$$

式中, u_a 为弯道凹岸的流速增量(m/s); h_a 为水位超高(m); $\lambda = \frac{C^2 H}{2g}$, 其中 C 是Chézy系数; $k_B = \pi/B$, 其中 B 为水面宽度; δ 为参数,一般取0~2之间^[23]; 且 $\Gamma = \pi/2R_c$, R_c 为河弯曲率半径(m); $A' = \frac{2\alpha}{\kappa_m^2} \left(1 - \frac{\sqrt{g}}{\kappa_m C} \right)$, 其中 α 为经验参数, $\kappa_m = 0.408$ 为卡曼常数; $\lambda_s = \frac{1}{\pi^2} H \left(\frac{B}{H} \right) \frac{0.85}{E} \sqrt{\theta_s}$, E 为经验参数, θ_s 为床沙起动的Sheilds数.计算得到水面超高与流速增量后,弯道凹岸的水流切应力可采用下式进行计算:

$$\tau_f = \frac{\gamma n^2 (u_{\text{toe}} + u_a)^2}{R^{1/3}}. \quad (10)$$

此外,水流切应力 τ_f 可分为用于克服土体颗粒起动阻力、河岸形态阻力以及植被阻力而做功的各分量.假设曼宁公式可适用于各分量的计算,即各分量与其对应的糙率系数的平方呈正比,则作用在土体颗粒上的有效切应力可表示为^[24]

$$\tau_g = \tau_f \left(\frac{n_g}{n} \right)^2, \quad (11)$$

式中, n_g 是土体颗粒糙率系数,且 $n_g = 0.0417(d_{50})^{1/6}$ ^[25], d_{50} 为水面以下河岸土体的中值粒径(m).

1.3.2 平面滑动模式下的岸坡稳定性分析

平面滑动通常发生于上部黏性土层较厚的河岸,而相应河岸稳定程度可采用安全系数(F_s)来表示.当 F_s 小于某临界值时,认为河岸即将发生崩塌,反之则维持稳定.此处采用Osman和Thorne^[26]提出的方法计算岸坡稳定性,并将河岸崩塌分为初次崩塌和二次崩塌(图2).但与以往力学平衡分析不同,本研究同时考虑了孔隙水压力、基质吸力以及河道侧向水压力对岸坡稳定性的影响.同时也假设破坏面通过河岸坡脚,且河岸崩塌时顶部会出现一定深度的拉伸裂隙.因此平面滑动模式下的岸坡稳定性分析,主要包括破坏面角度以及安全系数 F_s 计算两方面.

(i) 破坏面角度. 河岸发生初次崩塌的形态,如图2(a)所示.根据总河岸高度 $H_b(\text{m})$ 及转折点以上的河岸高度 $h_b(\text{m})$ (由横向冲刷宽度及坡脚冲淤厚度确定),即可得到相对河岸高度 H_b/h_b .此时河岸土体内破坏面与水平面的夹角 $\beta_1(^{\circ})$ 可由下式计算^[26]:

$$\beta_1 = \frac{1}{2} \left\{ \tan^{-1} \left[\left(\frac{H_b}{h_b} \right)^2 (1.0 - K^2) \tan i_0 \right] + \phi \right\}, \quad (12)$$

式中, K 为拉伸裂缝深度 $H_t(\text{m})$ 与 H_b 之比;且 $H_t = \frac{2c}{\gamma} \tan \left(45^{\circ} + \frac{\phi}{2} \right)$; γ 为河岸土体的容重(kN/m^3), ϕ 为土体内摩擦角($^{\circ}$), c 为黏聚力(kN/m^2); i_0 为河岸的初始坡度($^{\circ}$).河岸发生二次崩塌后的形态,如图2(b)所示.此时认为河岸将以平行后退的形式发生崩塌,故二次崩塌的破坏面角度 $\beta_2(^{\circ})$ 等于初次崩塌后的河岸坡度 $\beta_1(^{\circ})$.

(ii) 河岸稳定安全系数. 河岸稳定安全系数 F_s 常被定义为潜在破坏面上最大抗滑力与滑动力之比,即:

$$F_s = \frac{c' L + S \tan \phi' + (N_p - U_p) \tan \phi'}{G \sin \beta_1 + P_v \cos \beta_1 - P \sin \theta}, \quad (13)$$

式中, G 为单位河长的滑动土体重力(kN/m),在潜水位以上、以下的土体重力分别按天然及饱和容重计算; P_v 为拉伸裂缝面上的孔隙水压力(kN/m); P 为河道侧向水压力(kN/m); θ 为 P 与破坏面内法线方向夹角($^{\circ}$); c' 为有效黏聚力(kN/m); ϕ' 为有效内摩擦角

2 研究河段概况

此处选取长江中游荆江河段为研究对象. 三峡工程运用后, 该河段河床冲刷剧烈, 且局部区域崩岸现象频发. 首先简要介绍该河段近期水沙输移变化和河床调整过程, 以及河岸土体组成及物理力学特性.

2.1 荆江河段简介

荆江河段位于长江中游近坝段, 上起枝城下迄城陵矶, 全长约347 km, 并以藕池口为界, 分为上、下荆江两段(图4). 上荆江为微弯分汊型河道, 而下荆江为典型弯曲型河道. 荆江河段的床沙组成均以中细沙为主, 但杨家脑(荆25断面)以上河段床沙由沙夹卵石组成^[2]. 三峡水库蓄水后, 荆江段来沙量大幅度降低, 2003~2016年该河段枝城站的平均输沙量约 0.46×10^8 t/a, 较蓄水前1994~2002年减小了88%. 三峡工程运用后, 沙量大幅降低导致荆江河床发生沿程冲刷, 同时期内该河段平滩河槽累积冲刷量达 9.38×10^8 m³, 其中枯水河槽冲刷 8.40×10^8 m³. 尽管在荆江段已修建了大量的护岸工程及河势控导工程, 河道平面形态变化受到一定的限制, 但三峡工程运用后该河段河床平均冲深1~2 m, 导致局部河段崩岸过程较为突出^[27]. 2003~2013年荆江段多年平均崩退

速率约为15.0 m/a, 崩岸总长达42.3 km; 崩岸多发生于水流贴岸或主流顶冲部位以及洲滩调整相对剧烈的局部河段, 如上荆江松滋口、太平口边滩附近, 下荆江北门口、铺子湾、天字一号等主流贴岸或顶冲的位置, 以及调关、荆江门、七弓岭等深泓线剧烈摆动的局部区域, 且下荆江的河岸崩退现象相对更为严重^[27]. 图5给出了下荆江石首河段2002~2013年深泓的变化过程, 可以看出该河段内深泓摆动明显, 尤其在藕池口、北门口及调弦口附近.

2.2 荆江河岸土体组成及物理力学特性

荆江河岸以上部黏性土层和下部非黏性土层(沙土层)组成的二元结构为主. 上部黏性土层主要由低液限黏土、粉土或壤土组成, 抗冲性较强; 下部非黏性土层主要由均匀细沙组成, 抗冲性较差. 其中上荆江河岸上部黏性土层较厚(8~16 m), 而下部非黏性土层较薄, 且常位于枯水位以下; 下荆江河岸上部黏性土层较薄(1~4 m), 而下部沙土层较厚^[19].

由室内土工试验结果可知^[19], 荆江段河岸上部黏性土中的黏粒含量为3.4%~38.6%, 而干密度介于 $1.30 \sim 1.52$ t/m³, 天然含水率则介于15.3%~40.0%. 此外, 该层土体的黏聚力 c 介于9.3~27.3 kN/m², 内摩擦角 φ 介

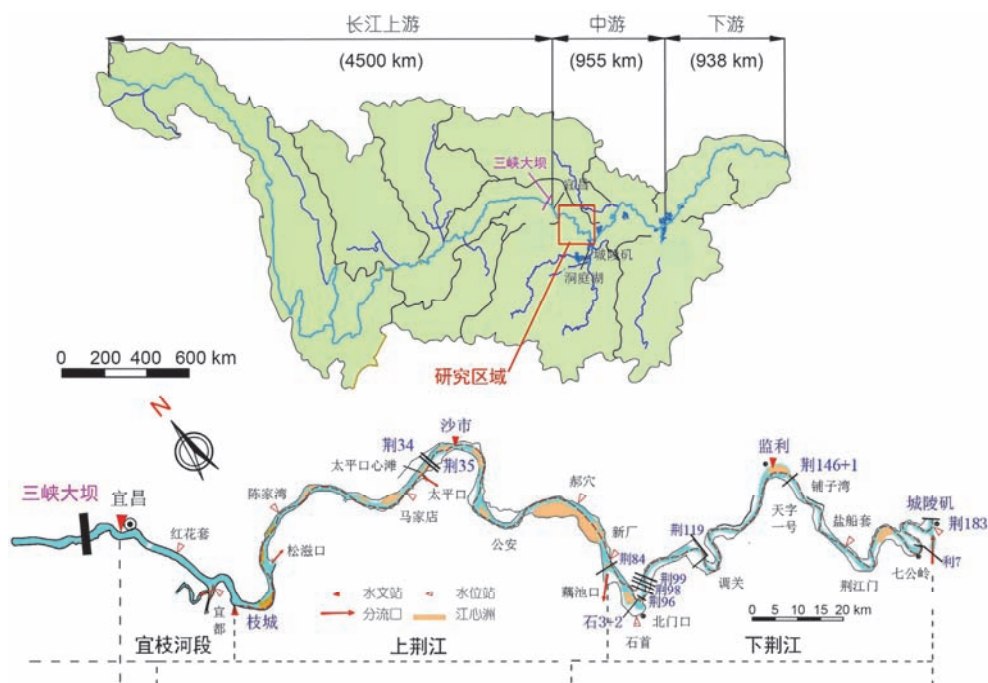


图4 (网络版彩色)长江流域及荆江河段示意图

Figure 4 (Color online) Sketch maps of the Yangtze River Basin and the Jingjiang Reach

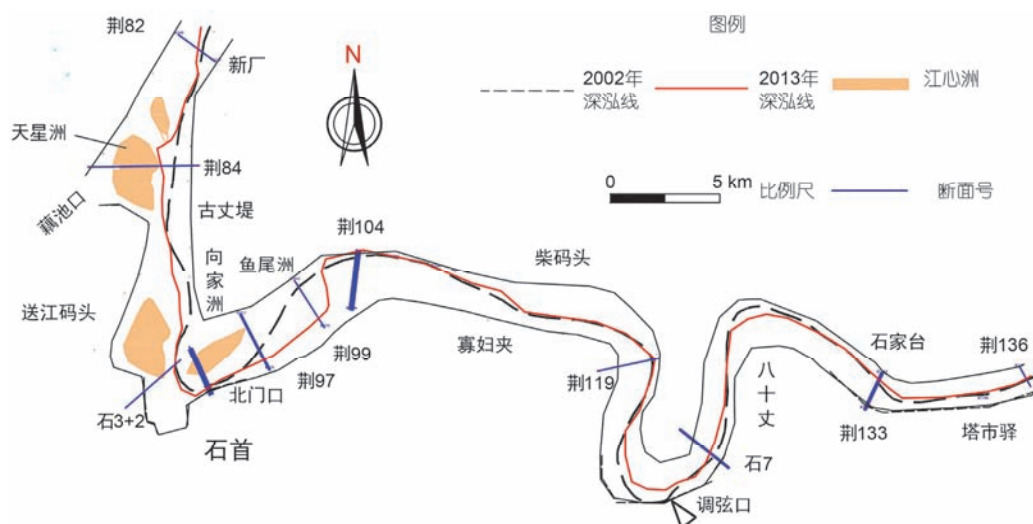


图5 (网络版彩色)下荆江石首河段 2002~2013 年深泓线的变化过程

Figure 5 (Color online) Thalweg migration during 2002–2013 in the Shishou sub-reach of Lower Jingjiang Reach

于 $15.0^{\circ}\sim 32.9^{\circ}$, 且两者均随土体含水率 ω 变化而改变(图6). 图6(a)所示, 黏聚力随土体含水率的增加呈先增加后减小的趋势, 且在含水率为15%~20%时达到最大值; 图6(b)表明内摩擦角随含水率的减小而单调减小.

本研究近期通过现场土体挖空试验, 间接测定了荆江段二元结构河岸上部黏性土体的抗拉强度^[19]. 原型测试结果表明: 该河段黏性土体的抗拉强度介于 $3.6\sim 9.4\text{ kN/m}^2$, 且随土体含水率的增加而逐渐减小(图5(c)), 两者之间存在一定的幂函数关系, 相关系数为0.67. 通过河岸土体的起动试验^[19], 测定了荆江段上部黏性土的起动切应力, 发现其介于 $0.26\sim 1.18\text{ kN/m}^2$. 对于下部非黏性土, 其中值粒径 d_{50} 介于 $0.06\sim 0.14\text{ mm}$, 起动切应力介于 $0.30\sim 0.52\text{ N/m}^2$.

3 模型应用

此处将采用上述模型计算长江中游干流荆江河

段的床面冲淤及河岸崩退过程, 并用典型年份的实测水沙及断面地形资料对模型进行率定及验证; 此外还基于数值试验, 定量分析出口断面水位变化以及河岸土体特性参数变化对崩岸过程的具体影响. 应当指出, 本研究中一维水沙动力学模块的计算范围为宜昌-城陵矶河段, 但由于宜枝河段(宜昌-枝城)两岸多由基岩和低山丘陵阶地组成, 河岸抗冲性强, 崩岸较少发生, 故崩岸模块的计算范围仅限于荆江河段(枝城-城陵矶).

3.1 模型率定

采用该模型计算了2007年宜昌-城陵矶河段的床面冲淤及崩岸过程, 并依据实测资料对模型中的相关参数进行率定. 计算河段共设有220个固定断面, 宜昌、枝城、沙市和监利4个水文站, 以及红花套、宜都和马家店等10个水位站. 计算中的地形数据采

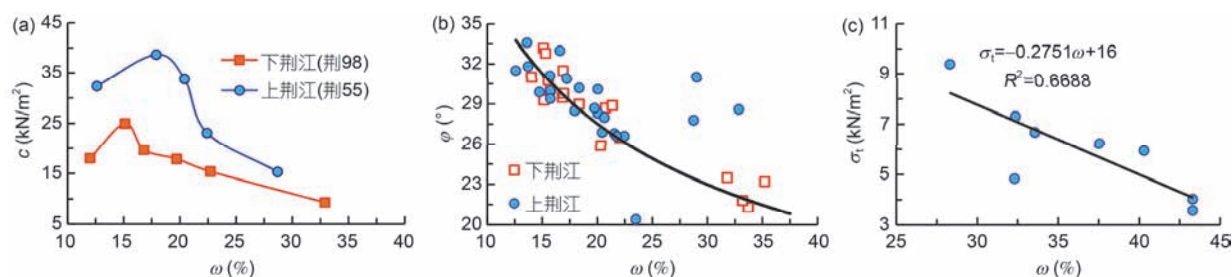


图6 (网络版彩色)荆江河岸土体抗剪与抗拉强度与含水率的关系. (a) 黏聚力; (b) 内摩擦角; (c) 抗拉强度

Figure 6 (Color online) Relationships between soil shear and tensile strength indices, and water content. (a) Cohesion; (b) frictional angle; (c) tensile strength

用2006年10月实测的断面地形,而床沙级配采用2006年10~11月的实测数据.模型中进口边界条件则采用2007年宜昌站实测流量和含沙量过程及相应悬沙级配;侧向水沙条件采用三口5站的实测数据;出口断面水位采用莲花塘水位站的实测数据.

3.1.1 计算与实测水沙过程比较

图7给出了计算河段内各水文站(枝城、沙市和监利)计算与实测的日均流量及含沙量过程的对比.从图中可以看出,计算结果与实测值较为符合,沿程各水文站流量的均方根误差介于840~1052 m³/s,较平均流量(10000~13000 m³/s)小一个数量级.枝城、沙市和监利站含沙量的均方根误差分别为0.02, 0.05及0.08 kg/m³,远小于这些站的平均含沙量,分别为

0.07, 0.11及0.17 kg/m³.各水文站最大流量的相对误差不超过6%,而最高含沙量的相对误差在枝城、沙市和监利站分别为6%, 13%和41%.基于输沙率法,宜昌到监利河段实际冲刷泥沙0.28×10⁸ t,而计算的宜昌到监利河段的冲刷量为0.23×10⁸ t,二者较为接近.

表1给出了计算河段内沿程各站水位过程计算值与实测值的均方根误差(RMSE),以及最高水位的绝对误差(ΔZ_{max}).从表中可以看出,计算的水位过程与实测数据符合程度较好,各站的RMSE不超过0.28 m,且ΔZ_{max}小于0.75 m,均远小于相应水位的变化范围(最大超过10 m).由此可知,本研究建立的水沙动力学模型能较好地反演三峡水库运用后坝下游河段的水沙输移过程.

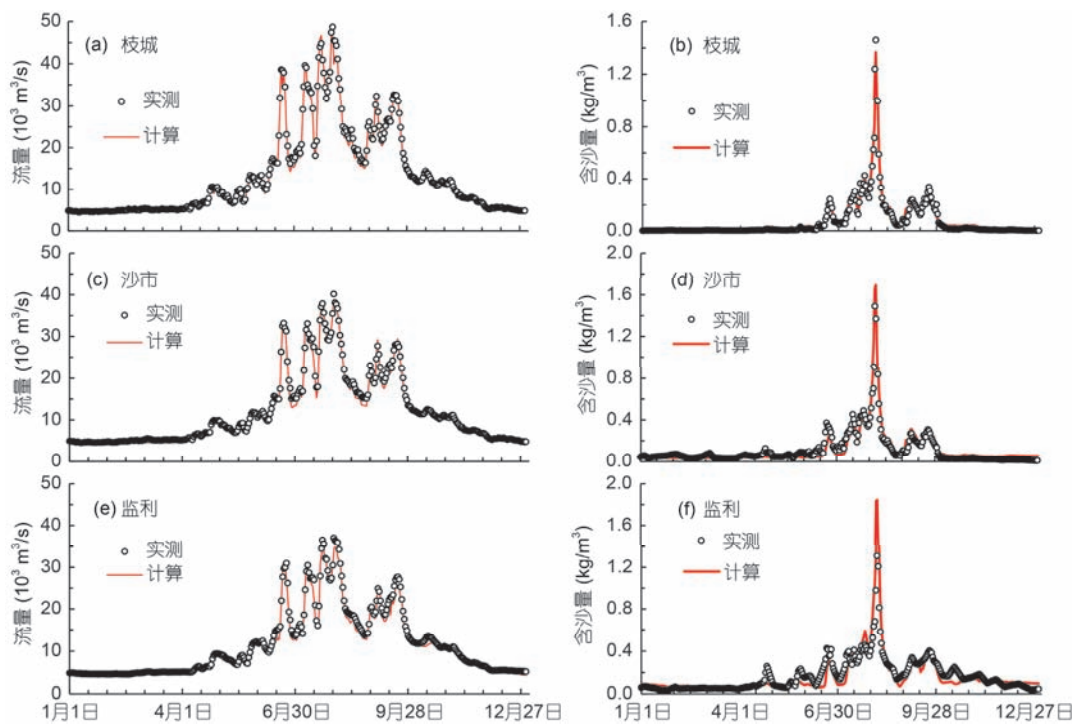


图7 (网络版彩色)2007年计算河段内各水文站计算与实测的流量及含沙量过程对比. (a) 枝城站流量; (b) 枝城站含沙量; (c) 沙市站流量; (d) 沙市站含沙量; (e) 监利站流量; (f) 监利站含沙量

Figure 7 (Color online) Comparisons between the calculated and measured daily averaged discharges and suspended sediment concentrations (SSCs) in the Jingjiang reach in 2007. (a) Discharge at Zhicheng; (b) SSC at Zhicheng; (c) discharge at Shashi; (d) SSC at Shashi; (e) discharge at Jianli; (f) SSC at Jianli

表1 2007年各水文及水位站计算与实测水位过程的均方根误差以及最高水位的绝对误差

Table 1 Statistical parameters representing the agreement between the calculated and measured river stages in 2007

水位或水文站	宜昌	红花套	宜都	枝城	马家店	陈家湾	沙市	郝穴	新厂	石首	调玄口	监利	广兴洲
RMSE(m)	0.22	0.20	0.22	0.23	0.28	0.28	0.27	0.24	0.24	0.22	0.21	0.22	0.17
ΔZ _{max} (m)	0.75	0.55	0.35	0.12	0.05	0.20	0.36	0.05	0.08	0.21	0.09	0.24	0.02

3.1.2 崩岸断面沿程分布及断面形态调整

本研究首先采用2006年汛后及2007年汛后的实测断面地形数据, 计算了2007年各断面河岸顶部的实际崩退宽度. 图8给出了荆江河段左、右岸计算与实测岸顶崩退宽度的比较, 可以看出两者较为符合. 计算年份内河岸崩退现象较为剧烈(崩退宽度超过或者接近20 m)的断面共计11个, 而模型计算结果反映出其中9个断面具有较为显著的崩岸现象, 且计算的岸顶崩退宽度与实测结果总体上较为符合. 但实测的左、右岸最大崩退宽度分别发生在石3+2断面及荆98断面, 分别为138和75 m, 其中石3+2断面的崩退宽度远大于其他断面, 故未显示在图8中. 实测结果表明这两个断面的河岸均发生了剧烈崩塌, 但模型结果未能较好地反演石3+2断面河岸的崩退过程. 计算的荆98断面右岸崩退宽度为44 m, 也小于实测值. 这些计算与实测崩岸宽度差异较大的主要原因有几方面: 一维模型不能模拟主流摆动等复杂水流过程, 也不能精确考虑水流切应力的横向分布, 故无法计算出由于主流摆动等过程引起的河岸崩退; 由于河岸土体组成及力学特性的实测资料相对较少, 计算中不能精细考虑土体特性的沿程变化, 从而影响计算结果.

图9给出了2007年上荆江荆35和下荆江荆98断面形态的调整过程. 一维模型按等厚分配方式计算各节点的冲淤厚度, 故该模型仅能大致给出断面平均的床面冲淤厚度, 而不能准确地计算床面冲淤的横向分布. 计算的荆35断面右侧河岸形态与实测岸坡较为相符. 该河岸共计发生3次崩塌, 分别发生于枯

水期、洪峰期和退水期, 且单次崩塌宽度分别为7.3、4.5和6.1 m. 计算的荆98断面右岸崩退宽度偏小, 故该断面计算的河岸形态与实测形态相差较大. 计算结果表明, 该断面河岸崩塌多发于洪峰期内, 且上部黏性土层的临界悬空宽度平均为0.65 m.

3.2 模型验证

采用率定后的模型计算了2005及2010年荆江段的床面冲淤及崩岸过程, 并依据实测数据对该模型进行验证. 初始地形分别采用2004年10月及2009年10月实测的断面地形数据, 而床沙级配暂采用2003及2010年的实测数据. 进口和侧向水沙条件则采用2005及2010年宜昌站以及沿程三口5站的实测日均流量和含沙量过程以及相应悬沙级配. 出口水位则采用莲花塘水位站的实测资料.

3.2.1 计算与实测水沙过程比较

图10给出了2005年计算河段内各水文站计算与实测的日均流量及含沙量过程比较. 从图10中可以看出, 计算结果与实测数据基本符合, 沿程各水文站日均流量的均方根误差介于720~1008 m^3/s , 而含沙量的均方根误差分别为0.01、0.04和0.07 kg/m^3 ; 各站最大流量的相对误差不超过9%, 而最高含沙量的相对误差在枝城、沙市和监利站分别为5%、8%和19%. 依据输沙率法, 2005年宜昌-监利河段实际冲刷泥沙0.06亿吨, 而计算结果表明宜昌-监利河段总体冲淤基本平衡. 此外, 如表2所示, 计算河段内沿程各站计算与实测水位的均方根误差(RMSE)小于0.41 m,

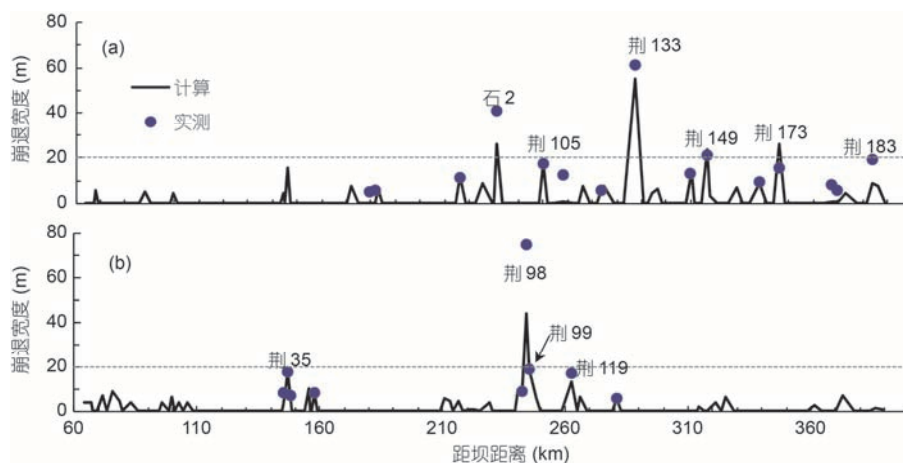


图8 (网络版彩色)2007年荆江段左右岸崩退宽度计算值与实测值比较. (a) 左岸; (b) 右岸

Figure 8 (Color online) Comparisons between the calculated and measured bank retreat widths in 2007 in the Jingjiang reach at sides: (a) Left bank; (b) right bank

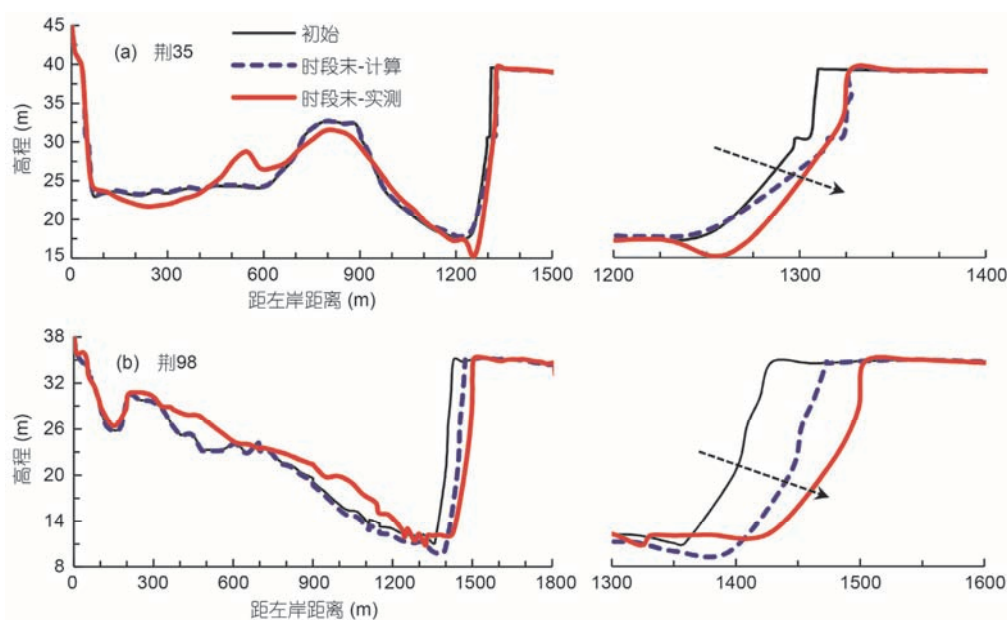


图9 (网络版彩色) 荆江河段典型断面河岸岸坡形态变化过程. (a) 荆35; (b) 荆98
Figure 9 (Color online) Bank profile changes in 2007 at sections: (a) Jing35; (b) Jing98

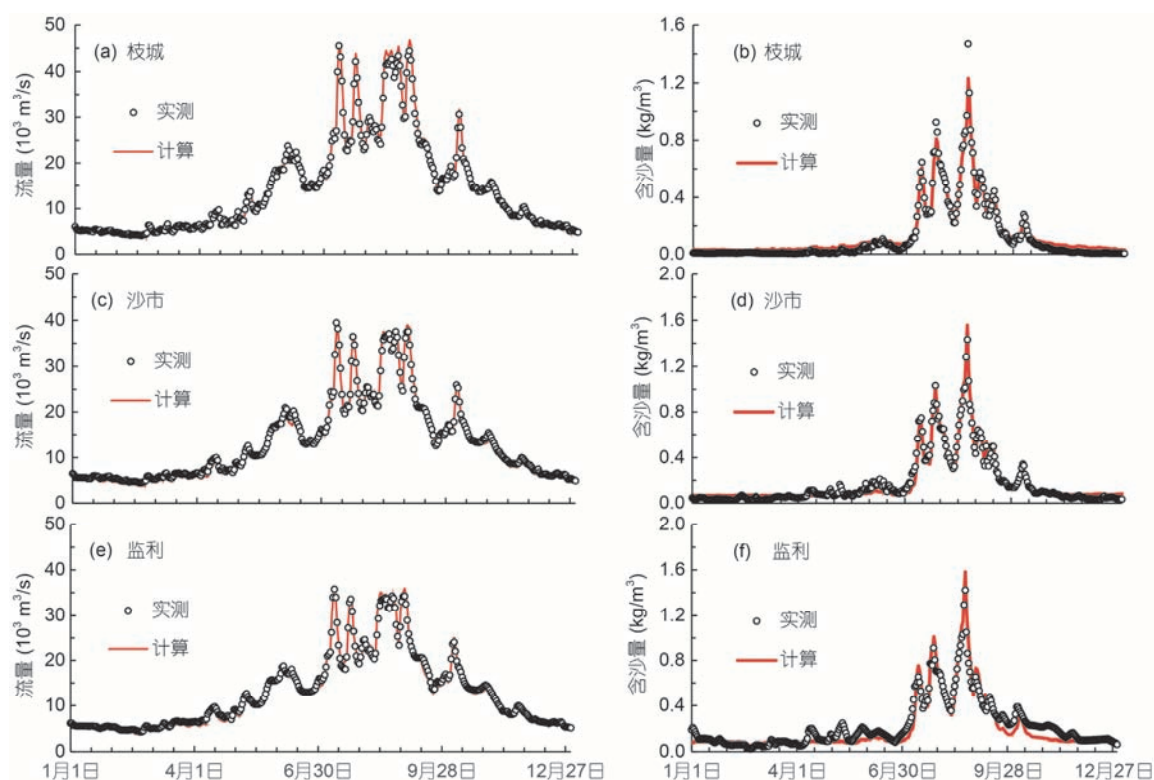


图10 (网络版彩色) 2005年计算河段内各水文站计算与实测的流量及含沙量过程比较. (a) 枝城站流量; (b) 枝城站含沙量; (c) 沙市站流量; (d) 沙市站含沙量; (e) 监利站流量; (f) 监利站含沙量
Figure 10 (Color online) Comparisons between the calculated and measured daily average discharges and suspended sediment concentrations in the Jingjiang Reach in 2005. (a) Discharge at Zhicheng; (b) SSC at Zhicheng; (c) discharge at Shashi; (d) SSC at Shashi; (e) discharge at Jianli; (f) SSC at Jianli

表 2 2005 年各水文站及水位站计算与实测水位过程的均方根误差以及最高水位的绝对误差

Table 2 Statistical parameters representing the agreement between the calculated and measured river stages in 2005

水位或水文站	宜昌	红花套	宜都	枝城	马家店	陈家湾	沙市	郝穴	新厂	石首	调玄口	监利	广兴洲
RE(m)	0.29	0.39	0.27	0.23	0.28	0.30	0.30	0.34	0.41	0.39	0.39	0.31	0.34
$\Delta Z_{\max}(\text{m})$	0.37	0.61	0.70	0.50	0.25	0.36	0.28	0.56	0.48	0.39	0.73	0.61	0.65

而最高水位的绝对误差小于0.73 m.

3.2.2 2005年崩岸断面的沿程分布

图 11 给出了 2005 年荆江段计算与实测的岸顶崩退宽度的比较. 该年度实测河岸崩退宽度超过及接近 20 m 的断面共有 11 个, 而计算结果显示其中有 7 个断面崩退宽度符合这个范围. 总体上而言, 这些断面崩退宽度的计算结果与实测数据符合较好. 如荆 35 断面崩岸宽度的计算值为 20 m, 而实测值为 22 m; 荆 96~98 断面崩退宽度的计算值为 12~29 m, 而实测值为 17~28 m. 但荆 119 断面右岸发生了较大幅度的崩退(宽度约 20 m), 而计算结果未能反映该断面河岸崩退过程. 如上所述, 计算与实测崩岸宽度的差异主要与一维模型本身的局限性以及河岸土体特性资料不足有关.

3.2.3 2010年崩岸断面的沿程分布

此处还采用模型计算了 2010 年荆江河段的水沙输移及崩岸过程. 计算结果表明: 该年各水文及水位站水沙过程的计算值与实测值符合较好. 各水文站实测与计算的日均流量及含沙量的均方根误差分别介于 698~962 m^3/s 和 0.03~0.05 kg/m^3 , 相应均值分别

介于 11665~13302 m^3/s 和 0.09~0.16 kg/m^3 . 各水位站水位的均方根误差不超过 0.31 m. 表 3 给出了 2010 年荆江河段不同断面崩退宽度计算与实测结果的对比. 实测数据表明: 该年内计算河段共有 11 个断面发生了较为显著的崩岸现象, 而计算结果反映了其中 7 个断面的崩岸过程. 然而可以看出: 在荆 84 及利 7 断面, 计算结果与实测数据差别较大, 这同样与一维模型本身的局限性有关, 如不能模拟主流摆动等过程对崩岸的影响.

3.2.4 上荆江典型断面的河岸稳定安全系数与潜水位变化

图 12 给出了 2005 年上荆江典型断面(荆 35)右侧河岸内部平均潜水位及河岸稳定安全系数的变化过程. 可以看出该断面河岸共计发生了 3 次崩塌, 分别发生于枯水、涨水和洪峰期内. 涨水期和洪峰期内, 随着河道水位的变化(河道侧向水压力的影响), 河岸稳定安全系数呈现出一定的起伏变化, 但总体上还是在剧烈水流冲刷作用下迅速下降, 直至发生崩塌. 此外, 潜水位的变化明显滞后于河道水位, 尤其在涨水期和退水期更为明显. 计算结果还表明, 在不考虑

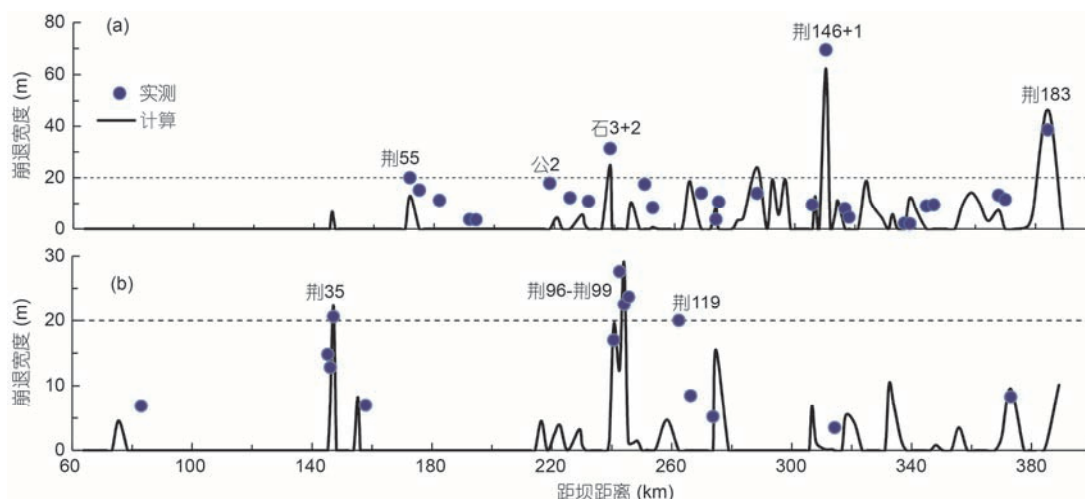


图 11 (网络版彩色)2005 年荆江段左右岸崩退宽度计算值与实测值比较. (a) 左岸; (b) 右岸

Figure 11 (Color online) Comparisons between the calculated and measured bank retreat widths in 2005 in the Jingjiang Reach at sides: (a) Left bank; (b) right bank

表3 2010年荆江河段实测与计算的崩退宽度对比

Table 3 Comparison between the calculated and measured bank retreat widths in the Jingjiang Reach in 2010

断面号	崩退宽度(m)		断面号	崩退宽度(m)	
	实测值	计算值		实测值	计算值
荆60	20.0	13.5	荆34	28.1	21.6
荆61	17.0	20.1	荆35	37	28.6
荆150	11.0	11.8	荆36	32	0.0
左岸 利7	34.2	0.0	右岸 荆84	93.4	0.0
—	—	—	荆97	22.8	26.1
—	—	—	荆98	42.5	46.9
—	—	—	JJL181.1	24.5	2.2

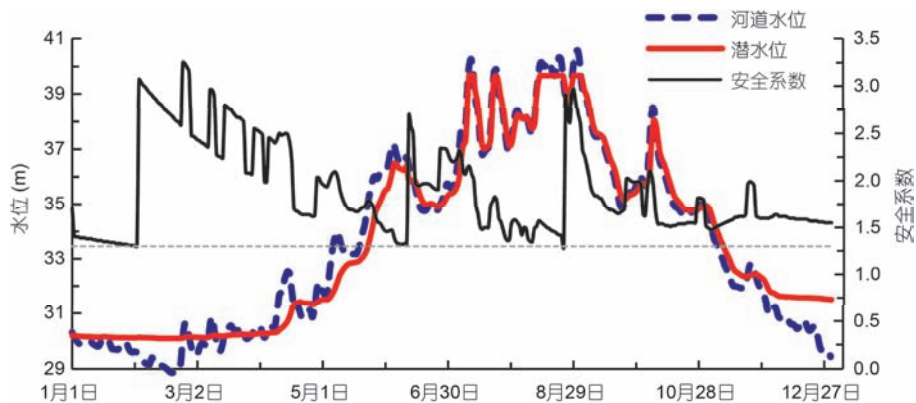


图12 (网络版彩色)2005年荆35断面河岸稳定安全系数及平均潜水位的变化过程

Figure 12 (Color online) Changes in the safety factor of bank stability and average groundwater level at Jing35 in 2005

潜水位变化的情况下,计算的荆35断面右岸的崩退宽度约为19 m,较考虑潜水位变化情况下的崩退宽度减小了14%。由此可见,对于上荆江河段,尽管近岸水流冲刷仍是控制河岸崩退的主要因素,但河岸土体内潜水位变化也能造成较为明显的影响。

3.2.5 下荆江典型断面河岸崩塌频率分布

图13给出了2005年下荆江典型断面(荆98)河岸发生绕轴崩塌的累积频率曲线,即特定时刻前累积崩塌次数与该年内总崩塌次数的比值。从图中可以看出:该河段绕轴崩塌主要发生在洪峰期内,占总崩塌次数的54%,其次是在退水期内,约占25%。剩余的崩塌发生在涨水期,而枯水期未发生绕轴崩塌。下荆江二元结构河岸发生绕轴崩塌的主要原因是近岸水流冲刷河岸下部沙土层,导致上部黏性土层悬空,从而发生崩塌。因此其主要控制因素在于水流对下部沙土层的冲刷。洪峰期内,水流冲刷能力强,下部沙土层流失速度较快,使得该时期河岸发生崩塌的

次数明显较多。

3.3 出口水位变化对崩岸的影响

荆江河段出口处(城陵矶)有洞庭湖支流入汇,顶托主流,引起出口水位的改变。下游侵蚀基准面(出口水位-流量关系)是控制冲积河流河床演变的主要条件之一,其变化将导致河段水流条件发生改变^[28,29],从而对河岸稳定产生显著影响。此处为研究出口水位变化对该河段崩岸的影响,首先假定出口断面水位平均上升或下降2 m,然后重新计算2005年该河段左、右岸的崩退宽度。图14给出了在不同情况下荆江段河岸崩退宽度的沿程分布。从图中可以看出,河段出口水位上升时,计算的崩退宽度总体上有所减少,而当出口水位降低时,则有所增加。出口水位变化对于下荆江河段崩岸的影响更为显著。如当水位上升时,下荆江荆96~98断面右岸崩退宽度减小了12%~28%,荆146+1和183断面左岸的崩退宽度分

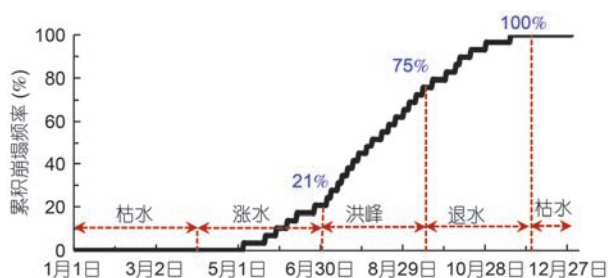


图 13 (网络版彩色)2005 年荆 98 断面绕轴崩塌的累积频率曲线

Figure 13 (Color online) Cumulative frequency of cantilever events at Jing98 in 2005

别减少了 4% 及 20%，但上荆江荆 35 断面右岸的崩退宽度变化不明显。当水位下降时，荆 96~98 断面右岸崩退宽度增加了 7%~22%，而荆 183 断面左岸增加了 5%。这种现象发生的主要原因在于：在进口水沙过程保持不变的情况下，出口水位增加，导致上游河段水面纵比降和流速降低，近岸水流切应力减小，对床面及河岸的冲刷强度降低，从而减少了河岸的崩退程度；出口水位下降时，则刚好相反。另外下荆江河段距出口断面较近，加之河岸下部沙土层厚且易受水流冲刷，故该河段崩岸现象受出口水位变化的影响相对较大。

3.4 崩退宽度对土体特性的敏感性分析

此处选取上荆江荆 35 断面和下荆江荆 98 断面为研究对象，分析河岸崩退宽度的计算结果对土体特性参数的敏感程度。图 15 给出了当河岸土体的起动

切应力 τ_c 和有效黏聚力 c' 改变时，两断面河岸崩退宽度的变化过程。从图中可以看出，这两个断面河岸崩退宽度对 τ_c 的变化都较为敏感，尤其当 τ_c 减小时。如当 τ_c 减小 50% 时，荆 35 断面崩退宽度增加 45%，而荆 98 断面崩退宽度增加 75%；当 τ_c 增加 50% 时，两者分别减小 6% 和 43%。由此可以看出：相对于上荆江河岸而言，下荆江河岸的崩退宽度对土体起动切应力的变化更为敏感。此外，有效黏聚力 c' 越大，上荆江荆 35 断面的崩退宽度越小，但并非单调性减小。如当 c' 减小 50% 和 25% 时，其崩退宽度分别增加 16% 和 21%；而当 c' 增加 25% 时，崩退宽度未减小，反而增加 5% 左右。出现这种变化趋势的原因在于： c' 发生变化时，河岸发生崩塌的时刻及单次崩退宽度也会改变。通常情况下，当 c' 增加时，其崩塌时刻会有所延后，崩塌时坡脚冲刷幅度会较大，从而导致单次崩塌宽度有所增加。因此，若仅仅是崩塌时刻延迟，而计算时段内总的崩塌次数不变的情况下， c' 的增加反而会导致总崩退宽度有所增加；相反，若 c' 值的增加使得计算时段内总崩塌次数减小，则河岸崩退总宽度通常会有所减小。

4 结论

本研究建立了能同时模拟坝下游冲积河流床面冲淤及河岸崩退的一维水沙数学模型。该模型耦合了一维水沙动力学模块、潜水位变化模块及二元结构河岸稳定性分析模块，同时考虑了坡脚横向冲刷、近

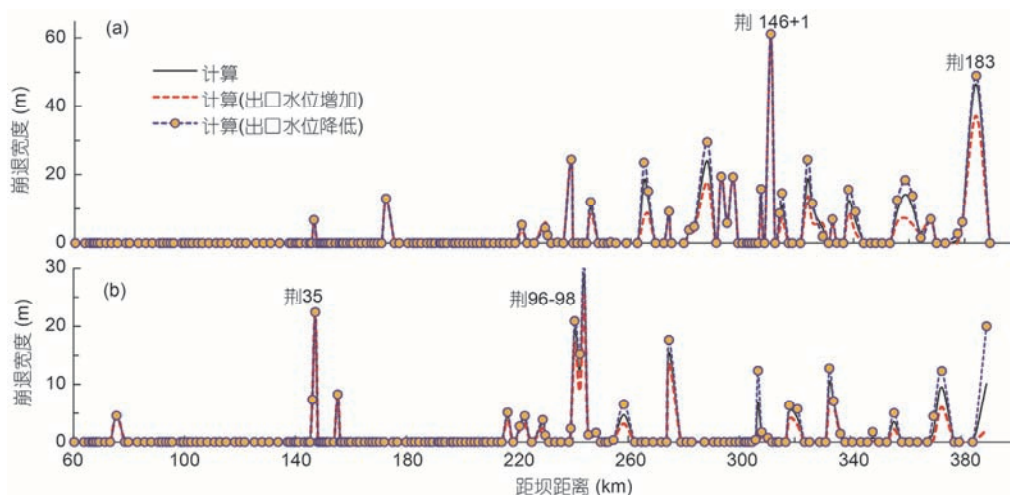


图 14 (网络版彩色)出口水位变化时荆江段河岸崩退宽度的沿程分布。(a) 左岸；(b) 右岸

Figure 14 (Color online) Bank retreat widths in the Jingjiang reach in 2005 with an increased or decreased outlet river stage at sides. (a) Left bank; (b) right bank

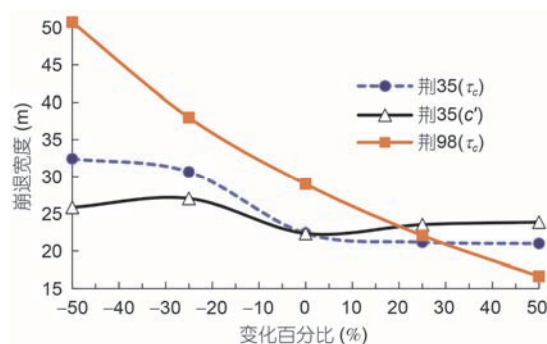


图 15 (网络版彩色)河岸土体起动切应力和有效黏聚力变化对河岸崩退宽度的影响

Figure 15 (Color online) Influences of critical shear stress and bank soil cohesion on the calculated bank retreat width

岸床面冲淤变化以及潜水位变化对崩岸过程的影响。采用该模型计算了长江中游荆江段的水沙输移、床面冲淤及河岸崩退过程，并采用2007、2005及2010年的实测资料对该模型进行了率定和验证。本研究主要结论如下：

(1) 建立的一维耦合模型能较好地反演研究河段

内的水沙输移过程以及崩岸的主要发生区域。该模型能较好地模拟整个研究河段的冲淤过程，但不能考虑局部河段主流摆动等复杂水流过程对崩岸的影响。

(2) 崩岸主要受近岸水流的冲刷作用控制，从而导致洪峰期内上荆江河岸稳定安全系数持续下降，而下荆江超过50%的绕轴崩塌发生于洪峰期。此外由于上荆江河岸上部黏性土层较厚、渗透系数相对较低，使得河岸土体内部潜水位变化滞后于河道水位，且明显影响该河段的崩岸过程。

(3) 基于数值试验结果，分析了研究河段出口水位变化对崩岸的影响。当出口水位上升时，河段水面纵比降及平均流速减小，导致河段内崩退宽度会有所减小；而出口水位降低时崩退宽度变化特点则刚好相反。此外还分析了河岸土体特性参数变化对崩岸的影响。河岸崩退宽度对土体起动切应力的变化最为敏感，尤其是当起动切应力减小时；相对于上荆江而言，河岸土体起动切应力变化对下荆江河岸崩退过程的影响更为显著；而河岸土体有效黏聚力的变化对上荆江河岸崩退的影响也较为明显。

参考文献

- 1 Yu W C, Lu J Y. Bank Erosion and Protection in the Yangtze River (in Chinese). Beijing: China Water & Power Press, 2008 [余文畴, 卢金友. 长江河道崩岸与护岸. 北京: 中国水利水电出版社, 2008]
- 2 Cao G J, Wang J. Measurements and Studies of Hydrological and Sediment Data in the Three Gorges Project (in Chinese). Beijing: Science Press, Beijing, 2015 [曹广晶, 王俊. 长江三峡工程水文泥沙观测与研究. 北京: 科学出版社, 2015]
- 3 Zhang X N, Ying Q, Chen C Y. Forecast and prevention measurement on some kinds of bank collapses in the Middle-Lower Reach of the Yangtze River (in Chinese). J Hydraul Eng, 2007, (S1): 246–250 [张幸农, 应强, 陈长英. 长江中下游崩岸险情类型及预测预防. 水利学报, 2007, (S1): 246–250]
- 4 Zhu M H, Huang X L. Study on emergency regulation of bank erosion in the Middle and Lower Yangtze River (in Chinese). China Water Res, 2016, (21): 10–12 [褚明华, 黄先龙. 2016年长江中下游崩岸应急整治思考. 中国水利, 2016, (21): 10–12]
- 5 Changjiang Water Resources Commission (CWRC). Analysis of Channel Degradation Downstream of the Three Gorges Dam (in Chinese). Scientific Report of CWRC, 2017 [长江水利委员会水文局. 2016年度三峡水库进库水沙特性、水库淤积及坝下游河道冲刷分析. 长江水利委员会水文局报告, 2017]
- 6 Darby S E, Alabyan A M, De Wiel M J. Numerical simulation of bank erosion and channel migration in meandering rivers. Water Resour Res, 2002, 38: 2-1–2-12
- 7 Cantelli A, Wong M, Parker G, et al. Numerical model linking bed and bank evolution of incisional channel created by dam removal. Water Resour Res, 2007, 43: W07436
- 8 Abderrezzak K E K, Paquier A. One-dimensional numerical modeling of sediment transport and bed deformation in open channels. Water Resour Res, 2009, 45: W05404
- 9 Karmaker T, Dutta S. Prediction of short-term morphological change in large braided river using 2D numerical model. J Hydraul Eng, 2016, 142: 0401603910
- 10 Wang G Q, Xia J Q, Wu B S. Numerical simulation of longitudinal and lateral channel deformations in the braided reach of the Lower Yellow River. J Hydraul Eng, 2008, 134: 1064–1078
- 11 Jia D D, Shao X J, Wang H, et al. Three-dimensional modeling of bank erosion and morphological changes in the Shishou bend of the middle Yangtze River. Adv Water Resour, 2010, 33: 348–360

- 12 Lai Y G, Thomas R E, Ozeren Y, et al. Modeling of multilayer cohesive bank erosion with a coupled bank stability and mobile-bed model. *Geomorphology*, 2015, 243: 116–129
- 13 Darby S E, Rinaldi M, Dapporto S. Coupled simulations of fluvial erosion and mass wasting for cohesive river banks. *J Geophys Res*, 2007, 112: 1–15
- 14 Rinaldi M, Mengoni B, Luppi L, et al. Numerical simulation of hydrodynamics and bank erosion in a river bend. *Water Resour Res*, 2008, 44: W09428
- 15 Fox G A, Wilson G V. The role of subsurface flow in hillslope and stream bank erosion: A review. *Soil Sci Soc Am J*, 2010, 74: 717–733
- 16 Karmaker T, Dutta S. Modeling seepage erosion and bank retreat in a composite river bank. *J Hydrol*, 2013, 476: 178–187
- 17 Xia J Q, Deng S S, Zhou M R, et al. Geomorphic response of the Jingjiang Reach to the Three Gorges Project operation. *Earth Surf Proc Land*, 2017, 42: 866–876
- 18 Chiang S, Tsai T, Yang J. Conjunction effect of stream water level and groundwater flow for riverbank stability analysis. *Environ Earth Sci*, 2011, 62: 707–715
- 19 Xia J Q, Zong Q L. Study on Mechanisms and Process Simulation of Bank Erosion of Composite Riverbank in the Jingjiang Reach (in Chinese). Beijing: Science Press, 2015 [夏军强, 宗全利. 长江荆江段崩岸机理及其数值模拟. 北京: 科学出版社, 2015]
- 20 Rinaldi M, Casagli N. Stability of streambanks formed in partially saturated soils and effect of negative pore water pressure: The Sieve River (Italy). *Geomorphology*, 1999, 26: 253–277
- 21 Xia J Q, Zong Q L, Deng S S, et al. Seasonal variations in composite riverbank stability in the Lower Jingjiang Reach, China. *J Hydrol*, 2014, 519: 3664–3673
- 22 Hanson G J, Simon A. Erodibility of cohesive streambeds in the loess area of the Midwestern USA. *Hydrol Process*, 2001, 15: 23–38
- 23 Crosato A. Effects of smoothing and regriding in numerical meander migration models. *Water Resour Res*, 2007, 43: W01401
- 24 Temple D M. Tractive force design of vegetated channels. *Trans Amer Soc Agr Eng*, 1980, 23: 884–890
- 25 Chow V T. *Open Channel Hydraulics*. New York: McGraw-Hill, 1959
- 26 Osman A M, Thorne C R. Riverbank stability analysis. I: Theory. *J Hydraul Eng*, 1988, 114: 134–150
- 27 Xia J Q, Lin F F, Zhou M R, et al. Bank retreat processes and characteristics in the Jingjiang Reach after the Three Gorges Project operation (in Chinese). *Adv Water Sci*, 2017, 28: 543–552 [夏军强, 林芬芬, 周美蓉, 等. 三峡工程运用后荆江段崩岸过程及特点. 水科学进展, 2017, 28: 543–552]
- 28 Leopold L B, Bull W B. Base level, aggradation, and grade. *Proc Am Philos Soc*, 1979, 123: 168–202
- 29 Schumm S A. River response to base level change: Implications for sequence stratigraphy. *J Geol*, 1993, 101: 279–294

Summary for “长江中游河道床面冲淤及河岸崩退数学模型研究及其应用”

One-dimensional coupled modeling of bed evolution and bank erosion processes in the Middle Yangtze River

Junqiang Xia^{*}, Shanshan Deng, Meirong Zhou & Fenfen Lin

State Key Laboratory of Water Resources and Hydropower Engineering Science, Wuhan University, Wuhan 430072, China

^{*} Corresponding author, E-mail: xiajq@whu.edu.cn

After the operation of the Three Gorges Project, the Middle Yangtze River has continuously suffered from channel degradation, along with significant bank erosion processes in local subreaches, especially in the Jingjiang Reach, which may cause serious problems to channel stability, flood control management and navigation safety. In this study, a one-dimensional coupled morphodynamic model for bed evolution and bank erosion processes was proposed, including three modules for hydro- and sediment dynamics, groundwater flow and bank erosion, with the mode of planar failure in the Upper Jingjiang Reach (UJR) and the mode of cantilever failure in the Lower Jingjiang reach (LJR) being considered. The proposed model was applied respectively to simulate the fluvial processes in the Jingjiang Reach in 2005, 2007 and 2010, in order to conduct a detailed process of model calibration and validation. These calculated results show that: (1) The proposed model accurately reproduced the flow and sediment transport processes, with the root mean squared errors of daily averaged discharge and suspended sediment concentration far less than the corresponding mean values. Besides, the model also predicted the major occurrence regions of serious bank erosion processes; (2) bank failure was mainly controlled by fluvial erosion in the Jingjiang Reach, with more than 50% of cantilever failure events in the LJR occurring during the flood period; and (3) the groundwater level variation was delayed, as compared with the river stage change, which could also obviously influence bank erosion processes in the UJR. Furthermore, multiple test runs were conducted to investigate the influences of the variations in outlet river stage and bank soil properties on the processes of bank erosion. These results from test runs indicate that: (1) If the outlet river stage was increased due to a higher lateral inflow from the Dongting Lake, the bank retreat width in the Jingjiang Reach would be decreased, resulting from the reduced longitudinal water surface slope and mean velocity in section; (2) the calculated bank retreat width at a section was most sensitive to a reduction in critical shear stress of bank soil, especially in the LJR. However, the calculated bank retreat width in the UJR was also sensitive to the change in bank soil cohesion, but it did not monotonically decrease with an increase in soil cohesion. This is because the variation in soil cohesion can lead to changes in the number, timing and individual failed block volumes of bank failure events. As the failure number keeps unchanged, an increase in soil cohesion would lead to a delayed occurrence of bank failure event and thus a larger failed block volume, which finally results in a larger total retreat width.

bed evolution, bank erosion, variation in groundwater level, coupled morphodynamic model, Jingjiang Reach, Middle Yangtze River

doi: 10.1360/N972018-01147