

可变网格下的堤防溃口展宽二维数学模型

袁 晶¹, 张 为², 张小峰²

(1. 长江水利委员会水文局, 湖北 武汉 430010; 2. 武汉大学水资源与水电工程科学国家重点实验室, 湖北 武汉 430072)

摘要: 传统固定结构的计算网格不适用于处理计算边界动态变化的问题, 利用动网格技术, 结合土力学中粘性土河岸的崩塌机理, 建立了可变网格下的堤防溃口展宽二维数学模型, 在对模型进行验证对比的基础上, 对北江下游的大塘围蓄滞洪区口门处的崩塌展宽过程进行了模拟, 模型计算结果表明: 随着溃堤水流对堤防土体的冲蚀, 堤防发生崩塌破坏, 溃口洪水流量迅速增大, 与实际相符, 说明通过采用可变网格与土力学中粘性土河岸崩塌机理相结合的计算方法, 使得模型具备准确模拟蓄滞洪区口门处横向崩塌展宽过程的优点。

关键词: 蓄滞洪区; 堤防溃口; 数值模拟; 可变网格

中图分类号: TV147

文献标志码: A

文章编号: 1001-6791(2013)03-0358-08

蓄滞洪区作为防洪工程体系中的重要一环, 在江河防洪中发挥着极其重要的作用。研究分蓄洪区堤防崩塌展宽过程以及区内的洪水演进过程, 对于防洪、减灾具有十分重要的意义。在洪泛区运用过程中, 当分洪口门人工扒口或自由破堤之后, 口门处的冲刷崩塌现象相当严重, 现有的泥沙数学模型, 一般仅能模拟河床的纵向冲淤过程, 较难直接模拟堤防的横向冲刷与崩塌过程, 若在模拟过程中忽略其变化, 则会产生较大误差^[1]。为准确分析蓄滞洪区内的洪水演进特性, 首先对分洪口门处的溃口展宽过程进行较为精确的模拟, 至目前为止, 不少专家学者对此曾作过较为深入的研究, 其中, 最具代表性的是 Osman 和 Thorne^[2-3]、Darby 等^[4]提出的河岸稳定性计算方法, 在此基础上, 陈珩等^[5]对河岸冲刷过程的力学模拟方法进行了改进, 提出了河床变形的平面二维混合模型, 梁林和倪晋仁^[6]将其应用到黄河溃堤口门展宽过程的计算中, 计算结果较好。然而, 在计算溃口口门的崩塌展宽过程时, 随着口门堤防的崩塌, 需要模型能够动态地改变口门处的计算边界、移动网格, 前述固定网格下的数学模型很难协调蓄滞洪区内大尺度和溃口口门处小尺度网格之间的矛盾, 处理溃口展宽这种问题, 无结构网格在动态地增加网格方面也存在较大困难。假冬冬等^[7]建立了考虑河岸变形的三维水沙数值模型, 采用局部网格可动技术处理由河岸崩塌引起的河道摆动过程, 不过受到计算速度的局限, 三维水沙数学模型的计算范围也受到限制。

本文在平面二维水流泥沙数学模型的基础上, 采用动网格技术, 建立了可变网格下的平面二维堤防溃口展宽数学模型, 通过将模型计算结果与实测资料进行对比, 初步分析了模型的适用性; 以北江下游的大塘围蓄滞洪区作为研究对象, 模拟考虑与不考虑口门横向展宽的分洪过程, 通过比较两者的计算结果, 进一步验证可变网格下堤防溃口展宽数学模型的可靠性。

1 可变网格下堤防溃口展宽数学模型的建立

本文通过建立可变网格下的平面二维堤防溃口展宽数学模型, 对蓄滞洪区的堤防溃口展宽过程进行了模拟和分析。模型所采用的基本方程如下:

收稿日期: 2012-07-20; 网络出版时间: 2013-03-27

网络出版地址: <http://www.cnki.net/KCMS/detail/32.1309.P.20130327.1514.012.html>

基金项目: 国家重点基础研究发展计划(973计划)资助项目(2012CB417001); 国家自然科学基金资助项目(51009109)

作者简介: 袁晶(1979-), 女, 湖北潜江人, 高级工程师, 博士, 主要从事水沙数值模拟、河床演变等研究。

E-mail: 13471654@qq.com

通信作者: 张为, E-mail: zw97082@126.com

连续方程

$$J \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(U + \xi_t)h}{\partial \xi} + \frac{\partial(V + \eta_t)h}{\partial \eta} = 0 \quad (1)$$

运动方程(沿水流方向)

$$J \frac{\partial hU}{\partial t} + \frac{\partial(U + \xi_t)M}{\partial \xi} + \frac{\partial(V + \eta_t)M}{\partial \eta} = -gh \left(\frac{\partial Z}{\partial \xi} \xi_x + \frac{\partial Z}{\partial \eta} \eta_x \right) J + \frac{\partial}{\partial \xi} \left[DJ \left(q_{11} M_\xi + q_{12} M_\eta \right) \right] + \frac{\partial}{\partial \eta} \left[DJ \left(q_{12} M_\xi + q_{22} M_\eta \right) \right] - \frac{gn^2 MJ \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}} \quad (2)$$

运动方程(垂直水流方向)

$$J \frac{\partial hV}{\partial t} + \frac{\partial(U + \xi_t)N}{\partial \xi} + \frac{\partial(V + \eta_t)N}{\partial \eta} = -gh \left(\frac{\partial Z}{\partial \xi} \xi_y + \frac{\partial Z}{\partial \eta} \eta_y \right) J + \frac{\partial}{\partial \xi} \left[DJ \left(q_{11} N_\xi + q_{12} N_\eta \right) \right] + \frac{\partial}{\partial \eta} \left[DJ \left(q_{12} N_\xi + q_{22} N_\eta \right) \right] - \frac{gn^2 NJ \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}} \quad (3)$$

泥沙连续性方程

$$J \frac{\partial HS}{\partial t} + \frac{\partial(U + \xi_t)HS}{\partial \xi} + \frac{\partial(V + \eta_t)HS}{\partial \eta} = \frac{\partial}{\partial \xi} \left[DJ \left(q_{11} HS_\xi + q_{12} HS_\eta \right) \right] + \frac{\partial}{\partial \eta} \left[DJ \left(q_{12} HS_\xi + q_{22} HS_\eta \right) \right] - J\alpha\omega_k(S - S_*) + JS_{o,k} \quad (4)$$

河床纵向变形方程:

$$\gamma' \frac{\partial Z_b}{\partial t} = \sum_{k=1}^L \alpha \omega_k (S_k - S_{*k}) \quad (5)$$

式中 D 为紊动粘性系数; n 为 Manning 糙率系数; J 为雅可比变换系数; h 为水深, m; u 、 v 分别为 x 、 y 方向的流速, m/s; $M = uh$, $N = vh$; U 、 V 分别为曲线坐标系下流速在 ξ 、 η 方向的分量, 即 $U = \xi_x u + \xi_y v$, $V = \eta_x u + \eta_y v$; $q_{11} = \xi_x^2 + \xi_y^2$; $q_{12} = \xi_x \eta_x + \xi_y \eta_y$; $q_{22} = \eta_x^2 + \eta_y^2$; M_ξ 、 M_η 、 N_ξ 、 N_η 表示偏导数, 如 $M_\xi = \frac{\partial M}{\partial \xi}$; $S_{o,k}$ 为单位时间单位面积的床面上侧向输入项, $\text{kg}/(\text{m}^2 \cdot \text{s})$; γ' 为床沙干密度; L 为非均匀沙的分组数; α 为恢复饱和系数; ω_k 为不同粒径的泥沙沉速; S 为含沙量; S_* 为水流挟沙力。

蓄滞洪区溃口口门处的崩塌展宽在空间上主要有两种形式: 纵向变形和横向变形。其中, 纵向变形指口门处河床高程不断冲刷降低, 横向变形指口门宽度不断崩塌展宽。口门横向展宽的主要原因是水流冲刷口门两侧和底侧土体, 使坡底变陡, 堤身稳定性降低。当稳定性降低到一定程度后, 口门两侧堤身上部的部分土块在重力作用下滑动、崩塌, 造成溃口口门向两侧展宽。在计算过程中, 固定网格的数学模型仅能模拟溃口口门处的纵向冲刷过程, 对于横向展宽过程, 模型难以实现。本文在传统模型的基础上^[5], 引入可变网格的计算方法, 使得在计算过程中, 随着溃口口门处堤防的崩塌, 模型计算网格随之展宽, 使计算网格与实际的溃口形状同步变化, 从而使得模型能够更为准确地计算蓄滞洪区分洪后口门处的进洪流量及洪水演进过程, 模型计算网格的变化过程如图 1、图 2 所示。

图 1 为口门发生冲刷后初次崩塌示意图, H_0 为初始堤防高度; H 为口门冲刷后的堤防高度; H' 为转折点 B 以上的堤防高度; F_D 为土体滑动力, F_R 为土体抗滑力, W 为单位堤防宽的崩塌土体重量; BW 为崩塌土体宽度; H_t 为堤防上部拉伸裂缝的深度; β 为口门发生初次崩塌时, 滑动面与水平面的夹角。在已知初始堤防高度 H_0 , 初始堤坡 i_0 的情况下, 根据水动力学模型计算得到床面冲刷深度为 ΔZ 。模型根据堤防纵向与横向变形的计算结果, 修正蓄滞洪区口门处堤防边坡的实际形态。由于地形概化的原因, 在堤防纵向变形计算中用到的地形为图 1 中的连线 $A-B-C-D$ 。图中节点 (i_0, j_0) 与 $(i_0, j_0 + 1)$ 的连线为蓄滞洪区口门处的堤防边坡, 经过水流冲刷, 直至满足 $H/H' > (H/H')_c$ ^[2-3] 时, 口门处边坡将发生崩塌, 崩塌后口门处边坡地

形变为 $A'-B'-C'-D$ ，即计算网格节点从 (i_0, j_0) 移动至 (i, j) 处，从 (i_0, j_0+1) 展宽至 $(i, j+1)$ 处(在模型中该移动过程通过式(1)~式(4)中的 ξ_i 和 η_i 反映)。

口门发生初次崩塌后，假定以后口门以平行后退的方式崩塌，即边坡崩塌时的破坏角度恒为 β ，崩塌方式如图 2 所示。

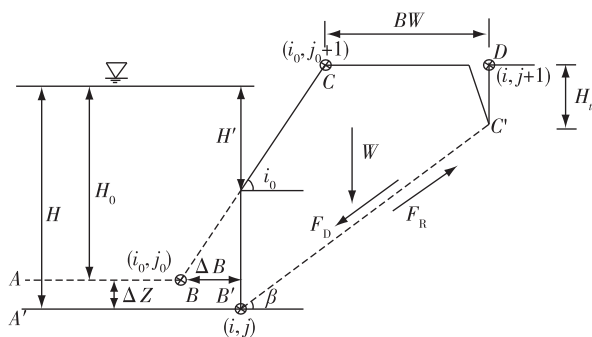


图 1 粘性土堤防初次崩塌示意

Fig. 1 Schematic diagram of the first failure of the bank

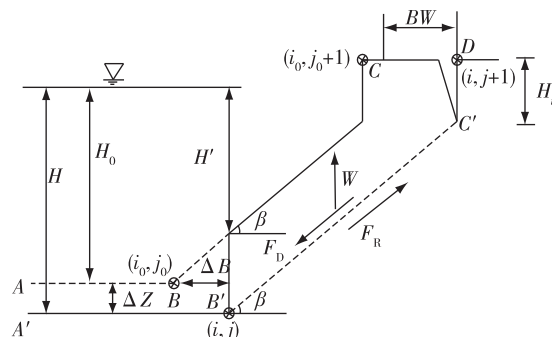


图 2 粘性土堤防二次崩塌示意

Fig. 2 Schematic diagram of the second failure of the bank

此外，关于崩塌土体的处理，本文假设大堤土体的密度为 γ ，含水量为 e ，泥沙的密度为 ρ_s ，大堤宽度为 D_b ，假设第 k 次单位长度堤防冲刷与崩塌的土体总体积为 $V_b(k)$ ，分洪口门宽度为 $B(k)$ 。则堤岸崩塌所在节点处口门冲刷与崩塌的土体总体积为 $V_{i,i} = V_b(k) D_b$ ，则这部分土体中所含的泥沙质量为 $M_{i,i} = V_{i,i} \rho_s / (1 + e)$ 。假设这部分土体转化为悬沙的比例为 P_1 ，则悬移质泥沙侧向输入项为

$$S_{o,k} = \frac{1}{\Delta t} \frac{M_{i,i} P_1}{D_b B(k)} \Delta P_{bk} \quad (6)$$

式中 ΔP_{bk} 为大堤土体的级配，从蓄滞洪区口门大堤崩塌下来的土体，本文假设一部分转化为悬沙，其余部分则全部平铺在分洪口门河床上^[5]。

2 可变网格下溃口展宽数学模型的应用

2.1 模型的验证

由于关于堤防溃口的实测资料较少，本文首先针对可变网格的计算方法，结合物理模型的实测资料，对本模型进行了验证。其次，将本文所建立的模型与其他学者的计算结果和部分理论解进行对比，对模型的适用性进一步进行了检验。

2.1.1 与物理模型实测资料的对比验证

Heinrich^[8]曾针对滑坡引起物理边界条件改变而在河道中产生涌浪的问题，做过物理实验，实验在 4 m

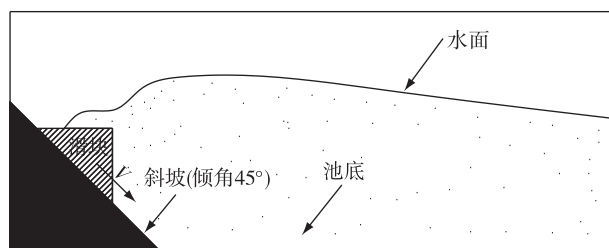


图 3 实验装置示意

Fig. 3 Schematic diagram of device in the experiment

长、2 m 宽的蓄水池中进行。蓄水池内初始水深为 1.0 m，流速为 0 m/s，即为静水。蓄水池左边界有一个高 1 m、倾角为 45° 的斜坡，斜坡上放有一边长为 0.5 m 的等腰直角三角形滑块，滑块宽度与蓄水池相同。初始时刻滑块位于蓄水池内水面以下 0.01 m 处。实验中滑块在下滑 0.4 s 后，速度 v 达到 0.6 m/s，之后以该速度匀速下滑到斜坡底端，如图 3 所示。

数值计算时，模型计算条件与实验条件一致，对以上滑块下滑产生的涌浪过程进行了复演，并将计算结果

与实验结果进行比较,对本模型的可靠性进行了验证。

模型在计算过程中,划分的网格数为:沿滑块滑动方向取40个,与之垂直的方向取20个,网格间距为0.1 m,如图4所示,滑块开始下滑后,控制滑块所在计算区域的网格以滑块下滑的速度沿斜面下滑,图4(b)和图4(c)分别为滑块下滑0.5 s和1.0 s后的计算网格分布,由图4可以看出,随着滑块的下滑,滑块所在区域的计算网格随之下滑,滑块滑过的区域网格变大,滑块到达的区域网格变小,滑块未到达的区域网格大小不变。

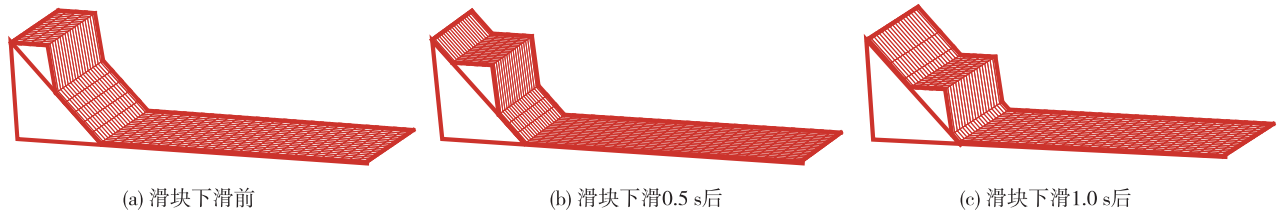


图4 滑块下滑前后计算网格布置

Fig. 4 Mesh distribution before and after the slipper began to slide down

实验分别测取了滑块下滑0.5 s和1.0 s后,蓄水池内的水位变化情况,如图5所示。通过将模型计算值与实测值进行对比,可以看出,滑块产生的涌浪趋势与实验结果吻合较好,涌浪的峰值相当接近。

当滑块下滑0.5 s后,实验得出滑块在蓄水池内产生的涌浪波波峰距左岸0.82 m,波峰高出初始水面0.065 m,模型计算得出的波峰距左岸0.84 m,波峰高出初始水面0.057 m,与实验结果相比,模型计算涌浪波波峰的误差为0.008 m;实验中滑块在蓄水池内产生的涌浪波波谷距左岸0.25 m,低于初始水面0.16 m,计算得出涌浪波波谷距左岸0.195 m,波谷低于初始水面0.17 m,计算涌浪波波谷与实验结果相差0.01 m。

当滑块下滑1.0 s后,实验得出蓄水池内产生的涌浪波波峰距左岸2.0 m,波峰高出初始水面0.06 m,计算得出的波峰距左岸1.90 m,波峰高出初始水面0.053 m,波峰比实验结果小0.007 m;实验得出涌浪波波谷距左岸0.55 m,波谷低于初始水面0.24 m,计算得出涌浪波波谷距左岸0.54 m,波谷低于初始水面0.23 m,波谷与实验结果相差0.01 m。

由以上分析可知,计算值与实测值相比,误差在0.01 m以内,相对误差在7%以内,说明模型能够较准确地模拟滑块在蓄水池内下滑产生的涌浪过程。

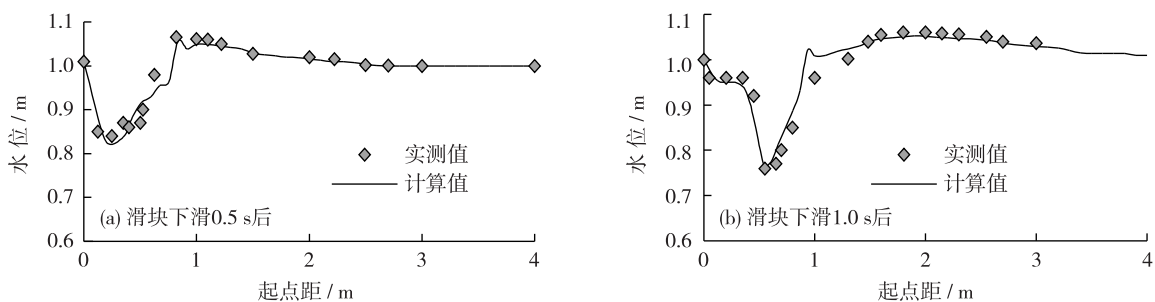


图5 滑块下滑后计算值与实测值比较

Fig. 5 Comparison of the calculated and measured value

2.1.2 与其他数学模型计算结果及理论解的对比验证

此外,细田尚等^[9]曾采用可变网格数学模型,做过数值计算,并将计算结果同部分理论解进行比较,得到了较为理想的计算结果。模型计算区域为一长3 m、宽1 m的蓄水池。蓄水池内初始水位为0.05 m的静水。蓄水池左侧壁为一可移动边界,计算主要模拟了当该边界以一定速度移动的过程中,蓄水池内水流的变

化情况。

模型计算的初始条件如图 6 所示, 其中 L 为蓄水池长, B 为蓄水池宽。 V 为蓄水池左侧壁的移动速度, 侧壁的移动速度沿侧壁呈三角函数状分布。 Be 为蓄水池左侧壁移动后, 中轴线处的宽度, Te 为侧壁移动历时, 即为 $(Be - B)/V$, 当侧壁移动 Te 时间后, 运动瞬间停止。 $\Delta\xi$ 和 $\Delta\eta$ 分别为曲线坐标下, ξ 方向和 η 方向的网格尺寸, 模型中 ξ , 即为模型中网格的移动速度, 蓄水池左边界的移动速度即为计算区域左边界网格的移动速度。为检验本文所建移动坐标下数学模型的计算精度, 本文选用与細田模型相同的计算对象及初始、边界条件进行了数值计算。模型计算方案是当蓄水池侧壁中点的移动速度为 0.25 m/s , 运动历时 2.0 s 后, 蓄水池内水流的运动情况。

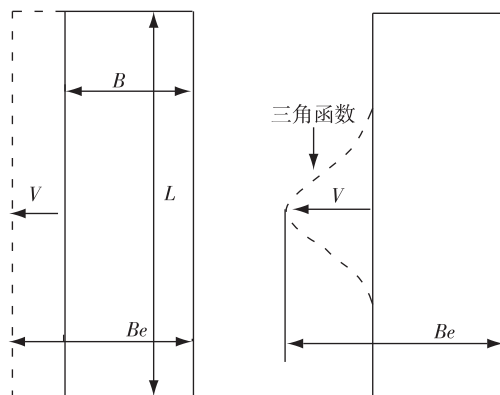


图 6 计算区域示意

Fig. 6 Schematic diagram of calculation region

通过对以上方案的计算, 图 7 为模型计算结果与細田模型计算结果的比较, 可以看出, 当蓄水池左侧壁移动 0.4 s 后, 蓄水池中轴线宽度变为 1.1 m , 左侧壁 0.77 m 附近水位降低, 而位于右侧壁 0.33 m 的范围内, 水位基本保持不变, 同时, 从本文模型与細田模型的计算水面线结果相比可得, 两计算结果的最大偏差为 0.004 m , 相对偏差为 13% ;

当蓄水池左侧移动 3.2 s 后, 蓄水池中轴线的沿程水位变为左侧高, 右侧低, 与細田模型计算结果相比, 最大相对偏差为 28.5% , 绝对偏差为 0.008 m 。

由此可得: 模型计算得出蓄水池内水面线的变化趋势与細田模型计算的水面线变化趋势较为吻合, 计算精度在允许范围内。

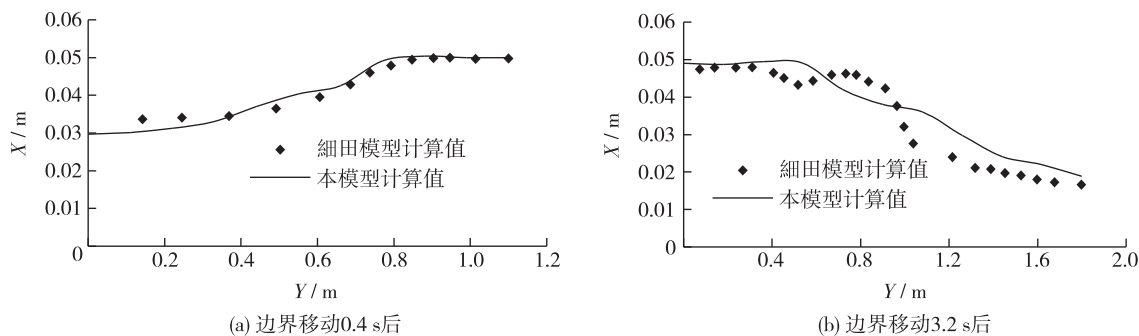


图 7 边界移动后中轴线上水面线计算值比较

Fig. 7 Comparison of the calculated and measured value

2.2 北江大塘围蓄滞洪区溃口展宽数值模拟

在模型验证计算的基础上, 选取大塘围蓄滞洪区及与其相邻的北江干流为研究对象(图 8), 进一步对分洪口门处堤防的崩塌展宽过程进行了模拟和分析。

2.2.1 区域概况

大塘围蓄滞洪区位于北江干流的石角下游 11 km 附近, 当河道出现 20 年一遇洪水, 且上游继续降雨, 水位继续上涨, 必要时将北江堤外的大塘围上、下游各破一决口, 破口长度均为 150 m , 恢复天然行洪。

2.2.2 计算边界条件

模型计算区域总长约 12.5 km , 网格总数为 100×50 , 其中 ξ 方向平均网格大小约为 117 m , η 方向平均网格大小约为 48 m , 如图 8 所示, 图 9 为模型计算进口处的流量过程, 图 10 为计算出口断面的水位流量关系。大堤土体的密度 γ 取值为 1.65 g/cm^3 , 孔隙比为 0.83 。

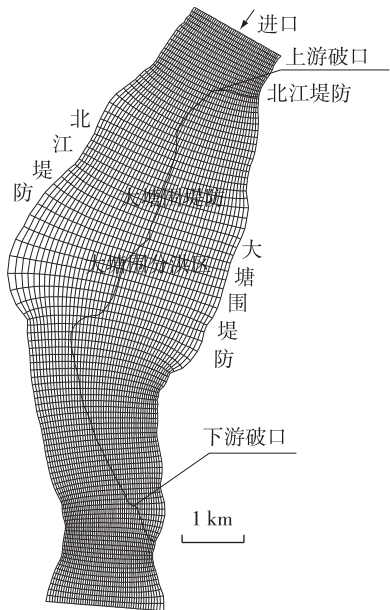


图 8 北江大塘围蓄滞洪区计算区域示意
Fig. 8 Schematic diagram of calculation area about Datangwei detention basin

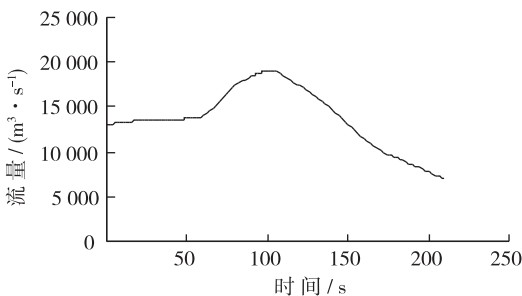


图 9 计算区域进口处流量过程
Fig. 9 Discharge of upstream gateway process at the diversion gate

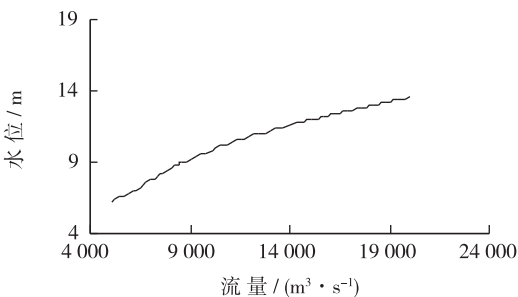


图 10 计算区域出口处水位流量关系
Fig. 10 Discharge of downstream gateway process at the diversion gate

2. 2. 3 计算结果分析

表 1、表 2 分别为大塘围上、下游破口处口门展宽全程记录, 可以看出, 大塘围上游破口处两侧的堤防在水流的冲刷和重力的崩塌共同作用下, 共发生 15 次崩塌展宽, 崩塌总宽度为 20. 66 m, 大塘围下游破口处共发生 6 次崩塌展宽, 崩塌展宽的总宽度为 17. 13 m。口门横向展宽的频率随着时间的增长而增大, 当口门扩展到一定的宽度后, 口门展宽变得非常缓慢。

表 1 上游破口处口门展宽过程记录

Table 1 Broadening process record at the upstream detention basin gate

崩塌次数	崩塌时间/s	口门展宽/m	与上次崩塌相隔时间/s	崩塌次数	崩塌时间/s	口门展宽/m	与上次崩塌相隔时间/s
1	140	1. 0		9	90 550	1. 5	13 500
2	7 210	1. 2	7 070	10	104 300	1. 4	13 750
3	16 580	1. 2	9 370	11	118 270	1. 4	13 970
4	27 050	1. 4	10 470	12	132 310	1. 5	14 040
5	38 550	1. 5	11 500	13	146 520	1. 5	14 210
6	50 730	1. 4	12 180	14	160 900	1. 4	14 380
7	63 750	1. 4	13 020	15	175 480	1. 4	14 580
8	77 050	1. 5	13 300				

表 2 下游破口处口门展宽过程记录

Table 2 Broadening process record at the downstream detention basin gate

崩塌次数	崩塌时间/s	口门展宽/m	与上次崩塌相隔时间/s	崩塌次数	崩塌时间/s	口门展宽/m	与上次崩塌相隔时间/s
1	135	1. 6		4	99 100	3. 4	39 030
2	21 800	2. 4	21 665	5	139 070	3. 3	39 970
3	60 070	3. 3	38 270	6	179 930	3. 3	40 860

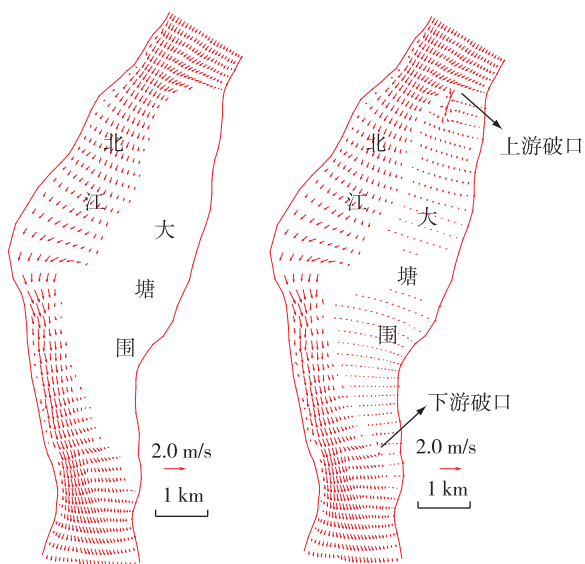


图 11 分洪前后计算区域流场示意

Fig. 11 Flow field in calculation area before and after

图 11 为大塘围蓄滞洪区内的洪水演进过程,可以看出,随着时间的增长,洪水逐步淹没大塘围蓄滞洪区。当大塘围上、下游破口分洪达到一定时间后,上游破口处继续保持入流,而相应下游破口处则由入流变为出流,随后大塘围蓄滞洪区变为天然行洪。

图 12 为大塘围上、下游破口口门处进洪流量过程对比,可以看出,对应每一次溃口口门展宽,进洪流量会相应增大,考虑横向展宽后,模型计算出口门处的流量过程线为锯齿形,且当口门发生崩塌展宽后,上、下分洪口门的最大增加值分别为 $150 \text{ m}^3/\text{s}$ 和 $120 \text{ m}^3/\text{s}$,这一规律与文献 [10] 中关于随着漫坝水流对下游坝壳冲刷程度的增加,粘土心墙发生剪断破坏,溃口洪水流量迅速增大的规律一致。

综上所述,本文所建可变网格下的溃口展宽数学模型能够合理地模拟蓄滞洪区口门处的冲刷展宽规律,计算结果基本合理、可靠。

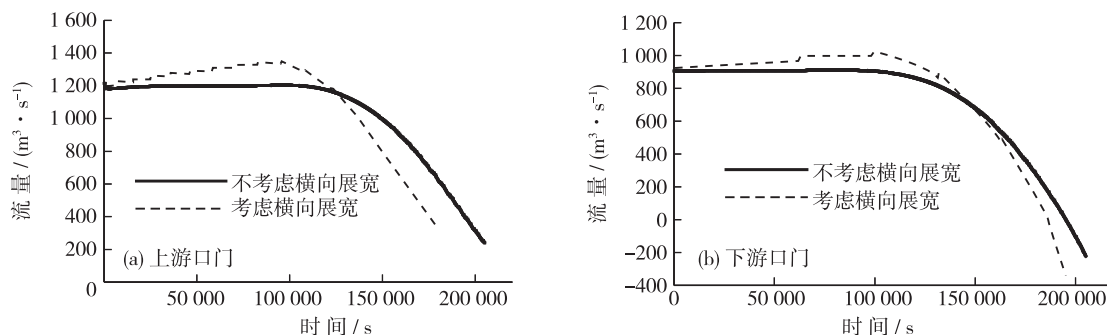


图 12 蓄滞洪区上、下游破口口门处进洪流量过程对比

Fig. 12 Discharge process comparison at the detention basin gate

3 结 论

在动网格技术的基础上,结合土力学中粘性土河岸崩塌机理,建立了基于可变网格的堤防溃口展宽二维数学模型,应用于北江下游大塘围蓄滞洪区,对蓄滞洪区口门附近河岸的崩塌展宽过程进行了模拟,结果表明:

- (1) 随着溃堤水流对堤防土体的冲蚀,堤防发生剪切破坏,溃口洪水流量随着蓄滞洪区口门处的横向崩塌展宽迅速增大。
- (2) 所采用的计算方法和模型能较好地协调蓄滞洪区内大尺度和溃口口门处小尺度计算网格之间的矛盾,为模拟蓄滞洪区口门处的崩塌展宽过程提供了一种新的研究思路。

参考文献:

- [1] 胡小张,张小峰. 溃坝洪水的数学模型应用[J]. 武汉大学学报:工学版, 2011, 44(2):178-181. (HU Xiaozhang, ZHANG Xiaofeng. Application of mathematical model for dam-break flood flow[J]. Engineering Journal of Wuhan University, 2011,44(2): 178-181. (in Chinese))

- [2] OSMAN A M, THORNE C R. Riverbank stability analysis: I : Theory[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1988, 114(2): 134-150.
- [3] THORNE C R, OSMAN A M. Riverbank stability analysis: II : Application[J]. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 1988, 114(2): 151-172.
- [4] DARBY S E, THORNE C R, SIMON A. Numerical simulation of widening and bed deformation of straight sandbed rivers: II : Model evaluation[J]. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 1996, 122(4): 194-202.
- [5] 陈珺, 张小峰, 谈广鸣, 等. 考虑溃口展宽的溃堤水流泥沙数值模拟[J]. 水动力学研究与进展, 2007, 22(5): 647-653. (CHEN Jun, ZHANG Xiaofeng, TAN Guangming, et al. Numerical simulation of bed deformation in dike burst considering breach's expansion process [J]. Journal of Hydrodynamics, 2007, 22(5): 647-653. (in Chinese))
- [6] 梁林, 倪晋仁. 黄河溃堤过程数学模型及其模拟方法[J]. 中国科学: E 辑, 2002, 32(5): 618-627. (LIANG Lin, NI Jinren. Dike burst process numerical model and method study in Yellow River[J]. Science in China: Series E, 2002, 32(5): 618-627. (in Chinese))
- [7] 假冬冬, 邵学军, 王虹, 等. 考虑河岸变形的三维泥沙数值模拟研究[J]. 水科学进展, 2009, 20(3): 311-317. (JIA Dongdong, SHAO Xuejun, WANG Hong, et al. 3-D mathematical modeling for fluvial processes considering bank erosion [J]. Advances in Water Science, 2009, 20(3): 311-317. (in Chinese))
- [8] HEINRICH P. Nonlinear water waves generated by submarine and aerial landslides[J]. J Wtrwy, Port, Coast, and Oc Engrg, ASCE, 1992, 118(3): 249-266.
- [9] 細田尚, 長壽信壽, 村本嘉雄. 移動一般坐標による開水路非定常流の数値解析[C]. 土木学会論文集 NO. 533/II-34, 1962: 267-272. (Note Hosoda, Shin Soo soo long, Yoshio Muramoto. Unsteady flow numerical analysis under moving general coordinate [C]. Architecture Science Institute Symposium, NO. 533/II-34, 1962: 267-272. (in Japanese))
- [10] 陈生水, 钟启明, 曹伟. 粘土心墙坝漫顶溃坝过程离心模型试验与数值模拟[J]. 水科学进展, 2011, 22(5): 674-679. (CHEN shengshui, ZHONG Qiming, CAO Wei. Centrifugal model test and numerical simulation of the breaching process of clay core dams due to overtopping [J]. Advances in Water Science, 2011, 22(5): 674-679. (in Chinese))

A two-dimensional numerical modeling of dike failure with movable grids*

YUAN Jing¹, ZHANG Wei², ZHANG Xiaofeng²

(1. Bureau of hydrology, Changjiang River Water Resources Commission, Wuhan 430010, China;

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

Abstract: When modeling the flood routing process in diversion areas with numerical models, the phenomena of scour and collapse at the diversion gate is very serious, which requires the model can adjust the boundary and move the calculation grids accordingly. The traditional constant calculation grid is not suitable to solve the problem of the dynamic change at the calculation boundary, so, in this paper, with the method of dynamic grids, combined with the collapse mechanism of cohesive riverbank in soil mechanics, a two-dimensional (2-D) dike failure plane numerical model with movable grids is established. The model is based on the comparison of calculated and measured data. The model is validated on the Datangwei flood detention basin. The result shows that during the erosion of dike burst flow, the landslide failure to the dike occurs, the flood discharge near the dam burst increases rapidly, which closes to actual experiences. It also shows that with the combination calculation method of the movable grid and collapse mechanism of the cohesive soil river-bank in Soil mechanics, the model simulates reasonably well the broadening process at the diversion gate.

Key words: flood diversion area; dike failure; numerical model; movable grid

* The study is financially supported by the National Basic Research Program of China (No. 2012CB417001) and the National Natural Science Foundation of China (No. 51009109).