河道溃堤与溃堤波的一、二维耦合计算数值模拟

曲 红 玲

(南京水利科学研究院, 江苏 南京　210029)

摘要: 建立了一维河道溃堤与二维溃堤波耦合计算的水力模型. 其中,河道的计算采用一维明渠非恒定流 Saint-Venant 方程组,求解的过程与溃口的数值模拟耦合;溃堤按渐溃计算,将溃口模拟为梯形,随时间线性增大;溃堤波的计算采用在有限体积无结构网格上建立的 TVD-MUSCL 格式. 模拟算例表明,建立的河道溃堤与溃堤波的一、二维耦合计算水力模型模拟结果比较接近真实溃堤过程.

关　键　词: 水力模型; 河道溃堤; 溃堤波; 耦合有限体积法; TVD-MUSCL 格式
中图分类号: TV131.4　　**文献标识码**: A　　**文章编号**: 1009-640X(2007)04-0049-06

Numerical simulation for coupling of one-dimensional river and two-dimensional dike-break waves

QU Hong-ling

(*Nanjing Hydraulic Research Institute*, *Nanjing*　210029)

Abstract: A hydraulic model of coupling 1-D river dike-breaking and 2-D dike-break waves is established in the paper. The Saint-Venant equation is used in the simulation of the river. The calculation is coupled with the numerical simulation of the breach. The dyke-break process is supposed to be gradual and the breach is simulated as an echelon growing wider with time. The TVD-MUSCL scheme based on FVM (Finite Volume Method) and unstructured grids is used for the computation of dike-break waves. The hydraulic model of coupling 1-D river and 2-D dike-break waves can realistically show the burst process of the dike.

Key words: hydraulic model; river dike-break; dike-break waves; coupling finite volume method; TVD-MUSCL scheme

目前,国外针对堤坝决口和洪水演进的数值模拟研究已有不少成果,如美国国家气象局的溃坝洪水预测模型(DAMBREAK)和简化溃坝洪水预测模型(SMPDBK);美国土保局的简化溃坝演进模型(TR66);荷兰 DELFT 大学的洪水系统(DELFTFLS)等. 这些模型都已广泛应用于工程实践中. 近年来,基于无结构网格的有限体积法已用于溃堤数值模拟研究. 现代化的溃堤计算可模拟溃堤现象以获得坝址流量过程线,也可模拟溃堤波在下游河谷内的传播,以获得每一点上的最高水位、溃堤波的最大波速及到达时间.

收稿日期: 2007-04-30
作者简介: 曲红玲(1980-),女,湖北钟祥人,博士研究生,主要从事水力学及河流动力学、港口、航道及近海工程研究.
E-mail: ququ1129@163.com

1 河道计算与溃口模拟耦合的水力数值模型

1.1 一维单一河道水力模型

描述一维水流运动的方程组是建立在质量和动量守恒基础上的,以水位和流量为研究对象,其表达式为[1]:

$$\begin{cases} \dfrac{\partial Z}{\partial t} + \dfrac{1}{B}\dfrac{\partial Q}{\partial x} = 0 & (1) \\ \dfrac{\partial Q}{\partial t} + \dfrac{\partial}{\partial x}\left(\dfrac{Q^2}{A}\right) + gA\left(\dfrac{\partial Z}{\partial x} + \dfrac{Q\,|\,Q\,|}{K^2}\right) = 0 & (2) \end{cases}$$

式中:Z 为水位;t 为时间;B 为河道水面宽;Q 为流量;x 为空间坐标;A 为过水断面面积;g 为重力加速度;K 为流量模数.

本文中将(2)式中的阻力项线性化,得到相应的线性偏微分方程组,然后采用 Preissmann 四点隐式差分格式离散方程组,采用追赶法求解差分方程组. 求解过程中,将溃口作为内部边界条件处理(见图 1).

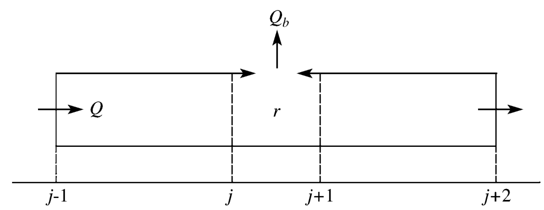


图 1 侧向出(入)流型内部边界

Fig. 1 Lateral inflow(outflow)

假设出水口处的水位 Z_b 总是和河流中的水位 Z_r 相同,即 $Z_b = Z_r$,且断面处 j 和 j+1 的流速几乎相等,则:

$$Z_j^{n+1} = Z_{j+1}^{n+1} = Z_b^{n+1} \tag{3}$$

由连续方程得出的相容条件:

$$Q_{j+1}^{n+1} = Q_j^{n+1} - Q_b^{n+1} \tag{4}$$

将内部边界处的相容条件线性化,方程中需求解的系数表示成已知量的函数. 计算过程中,将河道计算与溃口模拟计算相耦合,求得溃口处的水位和出流量,并以此计算结果作为溃堤波计算的上边界条件.

1.2 溃口的模拟及坝址流量过程线的计算

本文将溃口模拟为梯形,按逐渐溃决计算. 假设溃堤的整个过程历时为 τ,从坝顶部某一点开始溃决,在溃决历时内,溃口形状按线性比率扩大,直到 τ 时刻溃口宽度达到最大,此时溃口底部为最终高程 h_{bm}. 溃堤过程中的溃口下底宽 $b = \bar{b} - zh_d$(式中:$\bar{b}$ 为溃口的平均宽度;h_d 为原坝高;形状参数 z 用来定义溃口的边坡,边坡为 1 : z,一般情况下,$0 \leqslant z < 2$). 本文中取 $z = 1.0$,采用梯形溃口(见图 2).

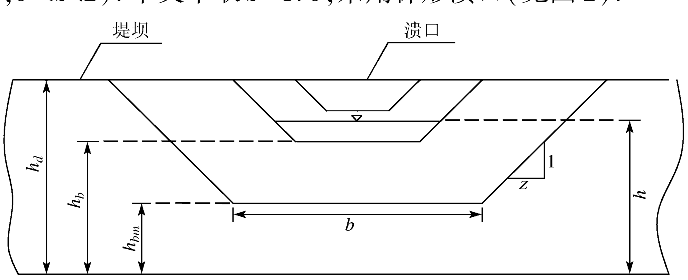


图 2 溃口模拟结构剖面图

Fig. 2 Simulational formation of breach cross-section

溃口底部高程 $$h_b = h_d - (h_d - h_{bm})\left(\frac{t_b}{\tau}\right)^{\rho_0} \qquad 0 < t_b \leqslant \tau \tag{5}$$

式中:h_{bm}为最终的溃口底部高程,可根据具体情况而定;t_b 为从溃堤初始至计算时刻溃堤经历的时间;τ 为溃堤的总历时;ρ_0 为描述溃口非线性程度的参数. 本文认为坝最终溃到底,溃口尺寸随时间按线性变化,故取最终溃口底部高程 h_{bm}为坝址处地面高程,ρ_0 为 1.0.

溃口底部瞬时宽度 $$b_i = b\left(\frac{t_b}{\tau}\right)^{\rho_0} \qquad 0 < t_b \leqslant \tau \tag{6}$$

如果 $\tau<1$，溃堤开始的溃口宽度取值大于 0.

本文采用的溃口流量过程计算式为[2]：

$$Q_b = c_v k_s [3.1 b_i (h - h_b)^{1.5} + 2.45 z (h - h_b)^{2.5}] \tag{7}$$

式中：流速校正系数 $c_v = 1.0 + 0.023 \dfrac{Q_b^2}{B_d^2 (h - h_{bm})^2 (h - h_b)}$；$b_i$ 为瞬时溃口的底宽；h 为溃口上游计算水位；h_b 为溃口的底部高程；z 为溃口边坡；考虑到溃口下游尾水的影响引入校正系数 k_s，由下式计算：

$$k_s = \begin{cases} 1.0 - 27.8\left[\dfrac{h_t - h_b}{h - h_b} - 0.67\right], 当\dfrac{h_t - h_b}{h - h_b} \geqslant 0.67 \\ 1.0, 当\dfrac{h_t - h_b}{h - h_b} < 0.67 \end{cases}$$

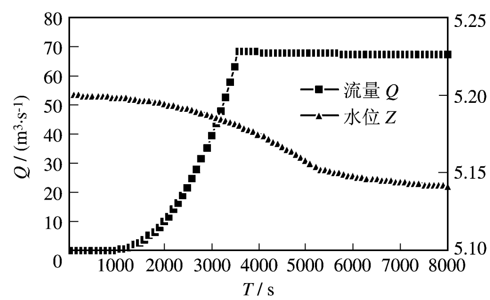
本文假设溃口下游为干底，不考虑溃口下游尾水的影响，故取 k_s 为 1.0.

1.3　计算实例和结果分析

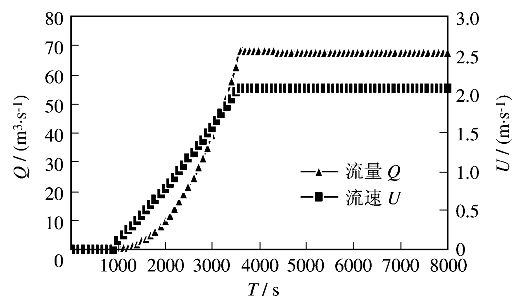
假设某堤坝长 500 m，高 5.3 m；总溃堤时间 1 h，溃口非线性变化系数 ρ_0 为 1.0，溃口边坡为 1.0，流量校正系数 k_s 为 1.0. 河道上游底高为 5.0 m，河底糙率为 0.018，底坡为 0.000 5，计算河段长 10 km，计算断面分 21 个. 计算时，将主河道断面概化为梯形，河道边坡系数取 2.0，河道底宽 200 m，河面宽 212 m. 河道上游边界给定流量过程线 Q=1 200 m^3/s，下游边界给定水位过程线 Z=3.0 m. 坝址设在的第 10 个与第 11 个断面之间，从侧向发生溃决. 计算的溃坝流量–水位过程线及流量–流速过程线见图 3(a)和(b).

由图 3(a)可见，在上游河道来流恒定的情况下，河堤从 1100 s 时开始溃决，随后的 40 min 内流量急剧增大，在 3 600 s 时达到峰值流量 68.54 m^3/s，随后流量逐渐减小，大约 5 400 s 时溃口流量趋于稳定，并与河道中上下游流量相平衡；在此过程中，水位也相应地减小，大约在 5 400 s 时趋于稳定.

由图 3(b)可见，在溃口流量增大的过程中，溃口水流流速也逐渐增大，两者的变化趋势相近，且当流量达到峰值时，对应的溃口流速也为最大，之后流速逐渐减小并趋于稳定.



（a）　流量、水位过程线



（b）　流量、流速过程线

图 3　计算的溃坝流量、水位及流速过程线

Fig. 3　Calculated curves of discharge, water level and velocity of breaking dike

通过溃口流量、水位及流速等变量的变化过程可以看出，本模型模拟的溃堤过程与实际的堤坝溃决过程相符.

2　溃堤水流的数值模拟

在流体力学中，浅水流动是对实际流动的一种简化和概化的数学模型. 本模型采用基于圣维南方程基本假设的浅水方程组：

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \nabla F(U) = \frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial E(U)}{\partial x} + \frac{\partial G(U)}{\partial y} = S(U) \tag{8}$$

式中：$U=\begin{bmatrix} h \\ hu \\ hv \end{bmatrix}$；$F=Ei+Gj$；$E=\begin{bmatrix} hu \\ hu^2+\dfrac{gh^2}{2} \\ huv \end{bmatrix}$；$G=\begin{bmatrix} hv \\ huv \\ hv^2+\dfrac{gh^2}{2} \end{bmatrix}$；$S=\begin{bmatrix} 0 \\ gh(S_{ox}-S_{fx}) \\ gh(S_{oy}-S_{fy}) \end{bmatrix}$；$h$ 为水深；u，v 分别为 x 和 y 方向的流速；S_{ox} 和 S_{oy} 分别为 x 和 y 方向的底坡；x 方向摩阻坡降 $S_{fx}=\dfrac{n^2u\sqrt{u^2+v^2}}{h^{4/3}}$；$y$ 方向摩阻坡降 $S_{fy}=\dfrac{n^2v\sqrt{u^2+v^2}}{h^{4/3}}$；$n$ 为曼宁粗糙系数.

本文采用有限体积法对方程进行离散[3]，离散示意图见图 4.

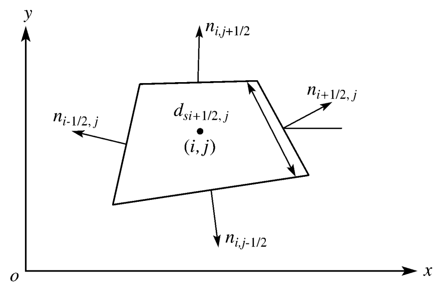


图 4 单元有限体积离散示意图

Fig. 4 The Sketch map of cell discretization using FVM

对于控制体积分方程(8)，应用 Gauss-Green 公式，化为沿其周界的线积分，得：

$$\int_{\Omega}\frac{\partial U}{\partial t}\mathrm{d}\Omega=\int_{s}(En_x+Gn_y)\,\mathrm{d}s+\int_{\Omega}S\mathrm{d}\Omega \tag{9}$$

对于 m 边凸多边形，(9)式等号右边第一项可离散成 m 项之和，在数值上等于被积函数在控制体各边上的法向值与该边长度的乘积，假定水力要素在各控制体内均匀分布，则(9)式可化为：

$$A\frac{\partial U}{\partial t}=\sum_{i=1}^{m}(E_n^i+G_n^i)L^i+AS \tag{10}$$

利用欧拉方程的旋转不变性，将(10)式变为：

$$A(U^{n+1}-U^n)=\Delta t\Big[\sum_{i=1}^{m}T^{-1}(\theta)F(\bar{U})^iL^i+AS\Big] \tag{11}$$

(11)式左边表示控制体内守恒变量在 Δt 内的变化，右边第一项表示沿第 i 边法向输出的平均通量乘以相应边长；第二项表示控制体内源项(入流及外力)在 Δt 内的作用；这反映了守恒物理量的守恒原理，守恒物理量在控制体内随时间的变化量等于各边法向数值通量的时间变化量和源项的时间变化量. (11)式中的输出通量 $F(\bar{U})$ 采用 TVD-MUSULG 格式求解.

3 算 例

3.1 模型参数的设定和计算条件的选取

假设一梯形断面规则河道，河道尺寸及河道上、下游边界条件同前文中的计算实例. 计算时假定溃口下游区域为干河床，假定所有单元至少都存在一个极小的水深 h_0(本文取值 10 mm)，如果某单元及其所有毗邻单元的水深均低于该值，则视为陆地，遇到某个单元及其四周均为陆地单元时跳过不计算. 本文取初始水位 0.005 m，计算时模型会自动根据各个单元的水位和高程来判别单元是干底还是湿底，以此进行计算.

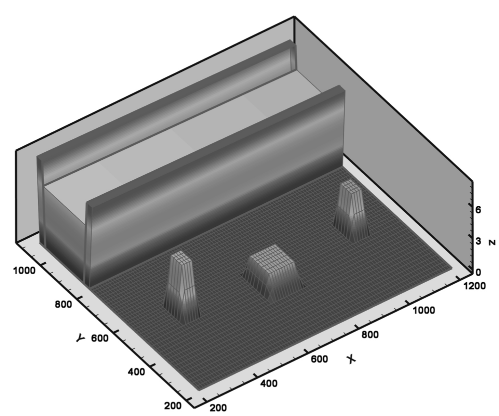


图 5 计算区域地形三维图

Fig. 5 The 3D topographic plan of simulation area

算例为非平底有摩擦的二维逐渐溃堤问题. 首先假设整个计算区域为矩形，溃口下游区域在距离溃口 200 ~ 400 m 区域内有 3 个大小、高度均不同的高地，区域具体形状如图 5 所示. 由单一河道与堤坝耦合计算得出的溃口流量作为二维溃堤模型的上边界条件，溃口左右堤坝为固体边界，其它三边设为无反射开边界.

3.2　计算区域网格布置

河道计算区域采用结构网格，溃口处网格步长为 300 m，两端的网格步长为 600 m，其他网格步长为 500 m. 溃堤波传播区域采用的是无结构网格，应用网格生成软件 GAMBIT 自动生成，计算网格布置见图 6. 由图 6 可见，网格由溃口处向远逐渐稀疏. 边界处网格线与边界的正交性很好，这些条件均适应粘性流场计算，为数值模拟提供了合理的计算前提. 整个区域网格共 3 560 个计算单元，3 699 个计算节点.

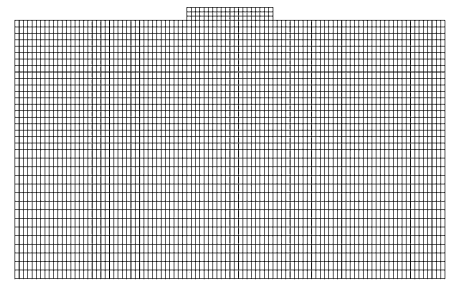


图 6　溃堤波传播计算区域网格图

Fig. 6　The grid of dike-break waves propagation simulation area

3.3　计算结果分析

3.3.1　*溃口处流量和水位的过程线*　计算的溃口处流量和水位过程线见图 7. 可见，在上游河道的来流始终为 $Q=1\ 200\ m^3/s$时，$t<0.91$ h 时段的下游水位低于溃口底高，水流为自由出流，溃口流量由堰上水位与溃口底高之差计算得到. 由于溃堤初期溃口变化很快，二者差值增大，流量也随之急剧变大；当 $t \geqslant 0.91$ h 后，下游水位高于溃口底高，一维河道与二维溃堤波的计算耦合，此后溃口流量由堰上水位与下游水位之差计算得到；当 $t \geqslant 1.0$ h 时，溃口不再变化，溃口处下游水位达到最大，流量也达到最大值；其后，由于下游水流对溃口水流的阻碍，溃口流量逐渐变小并最终趋于稳定. 当 $t=2.25$ h 时，下游水位稳定于 4.201 m；当 $t=2.72$ h 时，溃口流量稳定于 64.54 m^3/s.

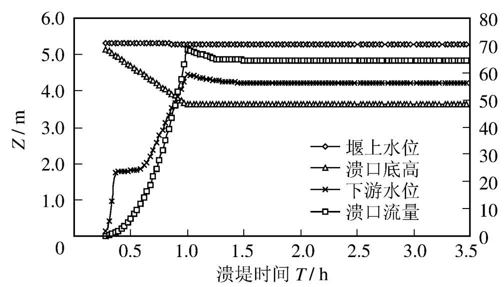
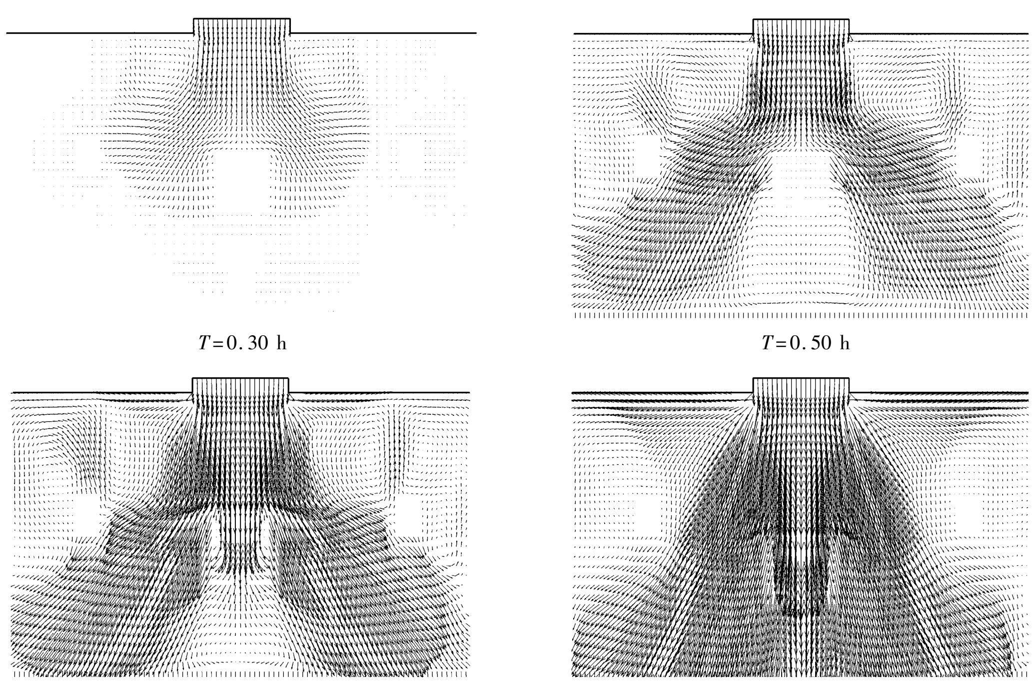


图 7　溃口流量-水位过程图

Fig. 7　The Q ~ Z process line of breaking dike

3.3.2　*溃堤波传播区域流速场*　计算得到不同时刻的流速场分布见图 8.



$T=0.30$ h　　$T=0.50$ h

$T=0.60$ h　　$T=0.70$ h

图 8　溃堤波计算区域流速场

Fig. 8　The flow velocity field of dike-break waves propagation computation domain

从图 8 可见，当 $t \leqslant 0.25$ h 时，溃口处水流流速比较小（小于 1.60 m/s），这是由于溃堤初期流量小、溃口宽度小的缘故；$t \approx 0.25$ h 时，虽然流量变大但由于溃口拓宽速度较快，流速也变大，但变化的速度缓慢，水流

流至第 1 个高地处分为两股;随后,溃口仍然扩大,但扩大速度减慢,而流量急剧增大,导致流速急剧变大,当 $t=0.55$ h 时,溃口处流速达到 4.423 m/s,但由于中间高地对水流的阻碍作用,这时的流速尚未达到最大;随后,在 $t=0.65$ h 时,水流淹没中间高地,流速继续增大,直至 $t=0.75$ h 流速达到峰值(5.259 m/s);然后,溃口处流速随流量的减小而逐渐变小,并趋于稳定.

总体看来,整个流场的变化过程平缓无突变,高地周围水流模拟与实际相符,能清晰地看出高地被淹没的过程.这说明了模拟的合理性和流场计算格式的精细性和准确性.

4 结 语

本文将一维单一河道非恒定流水力模型与溃口的数值模拟相耦合,建立了一维河道与堤坝渐溃耦合的水力模型,将河道与溃口耦合计算得到的流量作为下游溃堤波计算的初始条件,实现了由一维计算水域向二维计算水域的过渡.将本文建立的耦合水力模型应用于假设地形的逐渐溃堤模拟,数据结果显示该模型能够较好地模拟一维河道溃堤与二维渐溃溃堤波问题,模拟结果与溃堤过程的特征相符,尤其是溃口溃决过程的水流情况逼近实际,结果真实合理.

参 考 文 献:

[1] 汪德爟. 计算水力学理论与应用[M]. 南京: 河海大学出版社, 1989: 140, 158-165.
[2] Fread D L. The development and testing of a dam-break flood forecasting model[G]. Bethesda, 1977: 164-197.
[3] 谭维炎. 计算浅水动力学—有限体积法的应用[M]. 北京: 清华大学出版社, 1998: 97-144.