

数值模拟在钱塘江涌潮分析中的应用 ——II. 计算结果和分析

苏铭德 徐 昕 朱锦林

(清华大学工程力学系, 北京 100084)

韩耀宗

(香港城市大学数学系, 香港)

摘要 关于钱塘江涌潮分析中用数值模拟的计算结果和分析, 对于一维情况, 采用有精确解问题的计算、水跃的数值模拟和溃坝的数值模拟来检验数值方法的正确性, 并将该方法应用于钱塘江涌潮的计算. 对于二维情况, 对存在理论解的直道水激波与有实验数据的湾道溃坝和非线性水波爬坡问题进行了计算, 并将该方法应用于钱塘江涌潮的计算, 数值计算结果表明了方法的有效性.

关键词 网格自适应, 非结构网格, 涌潮, 开边界条件, 活动边界

本文第一部分介绍了一维、二维分析中的计算方法, 在此将这些方法应用于某些例子以及钱塘江涌潮分析中, 最后加以讨论.

1 一维情况

在一维的情况下, 采用自适应网格来计算. 计算网格在水位变化比较快的地方比较密, 在水位变化慢的地方比较稀, 所以网格在每个时间步都要进行调整. 为此引入一参数

$$c_j = 1 + \alpha \left| \frac{\partial \zeta}{\partial x_j} \right| \quad (1)$$

引入一个位能函数 $E = \sum_j \frac{1}{2} c_j (x_j - x_{j-1})^2$, 令 E 取极小值即可确定 x_j ($j = 2, 3, \dots, J-1$) 的值, 可见这是一个自适应的过程, 改变 α 的值可调整自适应的程度.

1.1 精确解的计算 —— 用于检验数值方法的正确性

为了检验以上数值计算方法的正确性, 将它用于精确解的计算, 设河床为一平底, 河宽 b 为一常数, 谢才系数 C 也是常数. 令 $u > 0$, 设第一部分中方程 (1) 和 (2) 的解为 $x - Vt$ 的函数, 其中 V 为一常数, 于是第一部分中方程 (1), (2) 可得如下的形式

$$\left. \begin{aligned} h(V-u) &= C_1 = \text{常数} \\ -V(hu)' + 2u(hu)' + ghh' &= u^2 h' - \frac{g}{C^2} u^2 \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

其中一撇表示对 $x - Vt$ 的导数. 由上两式解得

1997-04-02 收到第一稿, 1998-09-16 收到修改稿.

$$u' = \frac{gu^2}{C^2 \left[C_1 - C_1^2 \frac{g}{(u-V)^3} \right]} \quad (3)$$

积分得

$$\left\{ \frac{C_1}{u} + C_1^2 g \left[\frac{1}{uV^3(u-V)^2} \left(V^2 - \frac{9}{2}uV + 3u^2 \right) + \frac{3}{V^4} \ln \left(\frac{V}{u} - 1 \right) \right] \right\}_{\theta_0}^{\theta} = \frac{g}{C^2} (\theta - \theta_0) \quad (4)$$

其中 $h = \frac{C_1}{V-u}$, $\theta = x - Vt$, $C_1 = h(u - V)$.

在计算中取 $V = 5 \text{ m/s}$, $c = 1000 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$, $C_1 = 20 \text{ m}^2/\text{s}$, 河底 $z_b = 4 \text{ m}$. 利用给定 u 计算 θ 可得到函数 $u(\theta)$. 在本例中 u 从 2.5 到 4.0, 相应计算域 x 的范围为 50972, 计算网格数为 151, 平均 $da = 340$, $dt = 15$, 调整网格的参数 $\alpha = 1000$. 由图 1, 图 2 可知波高为 $x - Vt$ 的函数, 并且和精确解几乎一致, 不同时刻的波形可由某一时刻的波形平移得到, 由图中可以看出计算是稳定的、精确的.

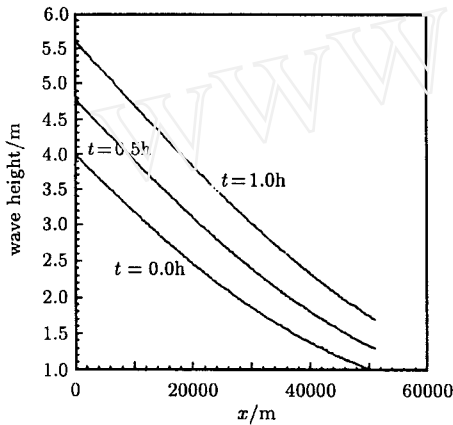


图 1 三个不同时刻之表面水位
Fig.1 Water-surface levels at three different times

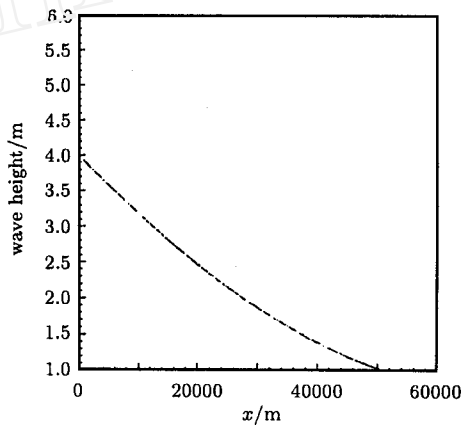


图 2 图 1 中两条线平移至第三条线
Fig.2 Two lines in Fig.1 are shifted to the third line

1.2 水跃的数值模拟

水跃是一典型的非线性水波运动. 当直渠道宽度不变, 且为水平底部时, 可以有匀速前进且形状不变的水跃. 如图 3 所示, 水跃由左向右以速度 V 前进, 上游水深为 h , 速度为 u , 流量为 Q , 下游为静水域 $u_1 = 0$, 水深为 h_1 , 水跃解为

$$\left. \begin{aligned} V &= \sqrt{\frac{gh}{2h_1}}(h + h_1) \\ Q &= Vb(h - h_1) \\ u &= V \left(1 - \frac{h_1}{h} \right) \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

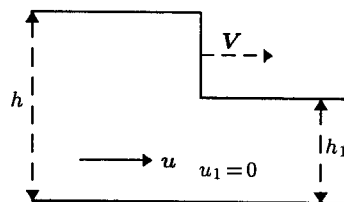


图 3 水跃示意图
Fig.3 Sketch of water jump

在此计算中水域为 $x = (0, 40696.8 \text{ m})$, 初始水跃位于 $x = 20250.9 \text{ m}$, 且 $h = 8 \text{ m}$, $h_1 = 6 \text{ m}$, $z = -4 \text{ m}$, 计算得到 $V = 9.56870 \text{ m/s}$, 计算网格数为 641, $dt = 0.5$. 图 4 给出了计算值与理论解的比较.

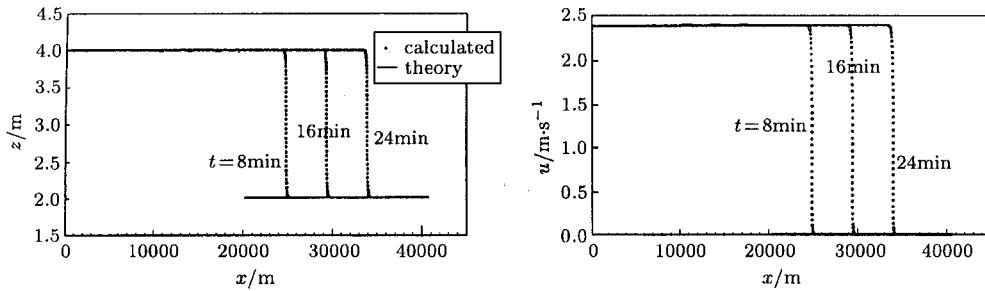


图 4 行进水跃计算结果和理论解的比较

Fig.4 Comparison between computational result and theoretical solution of moving water jump

1.3 溃坝的数值模拟

在宽度为常数、底部水平的河道中有一坝体将水分为两部分(如图 5 所示),左方水深为 h_1 ,右方水深为 h_4 ,右方水深大于左方水深. 开始水为静止, $t = 0$ 时, 将坝去掉, 波动将向左右传播. 整个水体可以分为四个区域, 从左到右为区 1、区 2、区 3 和区 4(如图 6 所示). 区 1 和区 2 之间为一间断面, 该面向左传播, 速度为 V . 区 1、区 2 和区 4 水面均为水平, 区 3 水面为一抛物线. 各区域流场有以下理论解: (各速度、包括 V , 向右为正, 向左为负). 水坝的初始状态为: (解的形状在不同时刻在图 7 中用细实线表示出来)

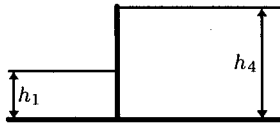


图 5 水坝的初始状态
Fig.5 Initial situation of dam

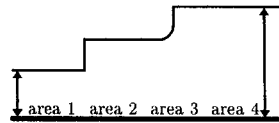


图 6 溃坝以后的状态
Fig.6 Later situation of break dam

$$\left. \begin{aligned} \frac{u_2}{C_1} &= \frac{V}{C_1} - \frac{C_1}{4V} \left[1 + \sqrt{1 + 8 \left(\frac{V}{C_1} \right)^2} \right] \\ \frac{C_2}{C_1} &= \sqrt{\frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \left(\frac{V}{C_1} \right)^2} - 1 \right)} \\ 2C_2 - u_2 &= 2C_4 \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

其中 $C_i = \sqrt{gh_i}$ ($i = 1, 2, 4$), h_i 为区域 i 之水深, 区域 3 之水深为如下抛物线: $gh_4 = \frac{1}{9} \left(2C_4 + \frac{x-x_0}{t} \right)^2$, 其中 x_0 为水坝的初始位置. 在本文算例中我们取 $h_1 = 5, h_4 = 9$, 则 $C_1 = 7.0036, C_4 = 9.3963$. 令 $\varphi = V/C_1$, 以上方程组 (6) 可化为以下 φ 的方程

$$\left\{ \frac{1}{4\varphi} \left[1 + \sqrt{1 + 8\varphi^2} \right] - \varphi + 2.6833 \right\}^2 = 2\sqrt{1 + 8\varphi^2} - 2 \quad (7)$$

由此式算得 $\varphi = 1.273$, 于是各区域之流场即可确定, $u_2 = -2.4 \text{ m/s}, h_2 = 6.848 \text{ m}, V = -8.916 \text{ m/s}$.

用以上数值计算方法计算溃坝结果如图 7 所示. 图中分别显示了 t 为 0, 500, 1000, 1500 s 之水位及流速, 各小圈表示计算结果, 实线表示理论结果. (初始时刻仅在间断面两侧有值, 未取中间值, 故图中未显示出间断面线). 计算区域为 $x = 0$ 到 $x = 40696.8\text{m}$, 初始水坝位于 $x_0 = 20250.9\text{m}$, 河底位于 $z = -4\text{m}$, 故图中两边水位是从 1m 到 5m. 计算网格点数 $J = 641$, $dt = 0.5$. 以上溃坝解是对无粘流体导出的. 计算结果表明与理论解符合良好, 说明本数值方法也能处理象溃坝这样的间断情况. 与水跃情况一样, 为处理这样的间断面, 网格点数必须取得足够大, 不然在图中转折点处曲率变小, 但在其它区域, 计算结果与理论解符合良好.

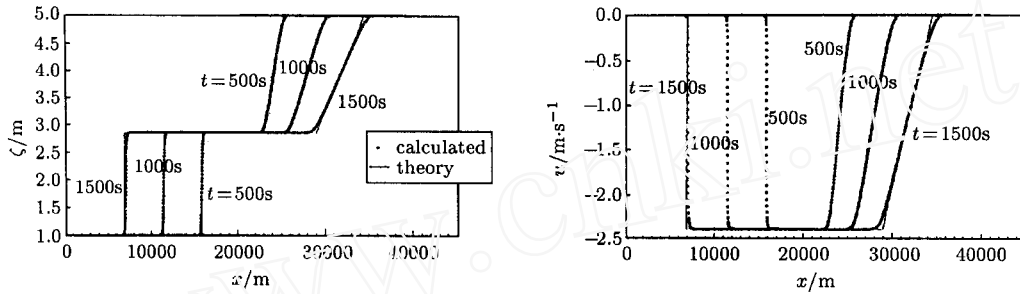


图 7 溃坝计算结果和理论解的比较

Fig.7 Comparison between computational result and theoretical solution of collapsed dam

1.4 钱塘江涌潮的计算结果

本次计算以 1991 年 8 月 25 日 (农历 7 月 16 日) 上午 6 时为起始时刻 $t = 0$, 上边界位于富春江电站, 给定流量 Q , 下边界位于激浦, 给定水位 ζ , 初始流场可粗糙给出, 一两天后初始条件的影响将消失. 计算域全长 194 km, 网格点数 $J = 801$, 由此平均 $dx = 243\text{m}$. 计算中网格调整系数 $\alpha = 1000$, 结果网格步长 dx 最小达到 13.1m, 最大达到 257.8m. 图 8 中给出 $t = 10\text{h}$ 的表面水位及相应的 dx (实线为 dx , 虚线为波高 ζ). 计算采用半隐格式, 时间步长 $dt = 12\text{s}$.

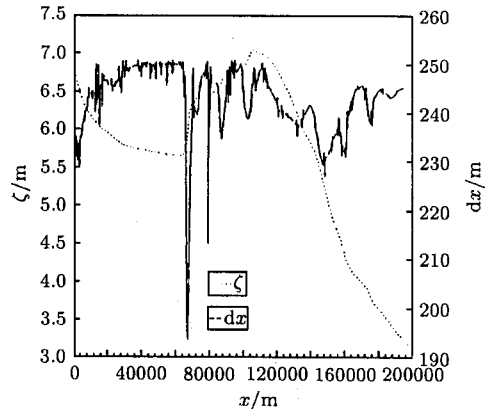


图 8 波形和网格

Fig.8 Wave shape via mesh

四个支流分别位于截面 20, 28, 31 和 34 (截面 1 为上游边界富春江电站, 截面 70 为下游边界激浦, 截面 34 为闻家堰), 离上游距离分别为 $x = 42250, 62700, 70000, 79300\text{m}$ (可参见第一部分图 1). 计算结果表明, 如不计支流, 所得进潮量偏小, 为达到一定的进潮量, 支流流量参数 $\epsilon^- = 0.2, \epsilon^+ = 0$. 这种取法以后可以结合改变地形作进一步改进使之合理. 为简单起见, 假设支流入口处与主河道垂直, 即 $u' = 0$.

现有实际数据观测站从上游至下游依次为上游边界富春江电站、窄溪、闻家堰、闸口、七堡、仓前、盐官和下游边界激浦, 共 8 个站. 图 9 至图 14 为六个站点 (富春江电站、闻家堰、闸口、七堡、盐官和激浦) 之计算结果及其与实测数据的比较 (其中上游的流量和下游的水位为给定的边界条件) 图中圆点或虚线表示实测数据, 实线表示计算结果, 计算的物理时间为 85 h, 图中仅显示最后 49 h 的结果. 从这些结果图中看出, 各站水位各潮峰值和谷值计算结果与实测数

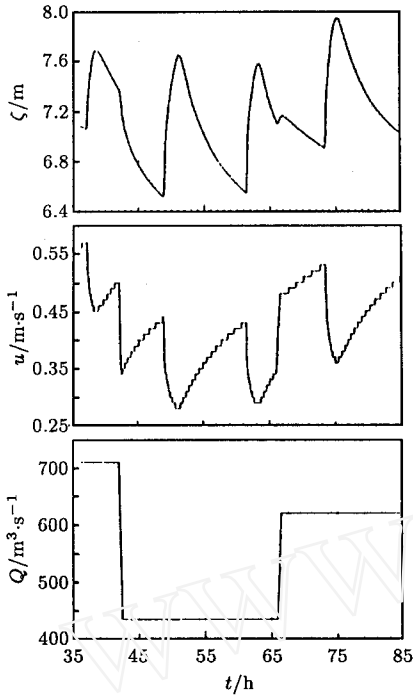


图 9 上游富春江电站数据
Fig.9 Data at Fucunjiang power station

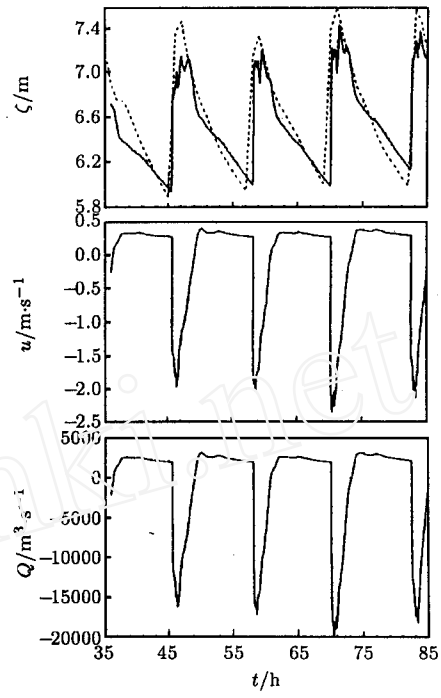


图 10 闻家堰数据
Fig.10 Data at Wenjiayan

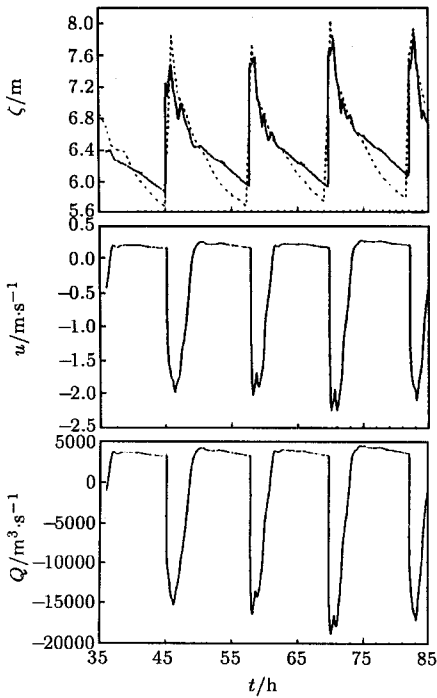


图 11 闸口数据
Fig.11 Data at Zhakou

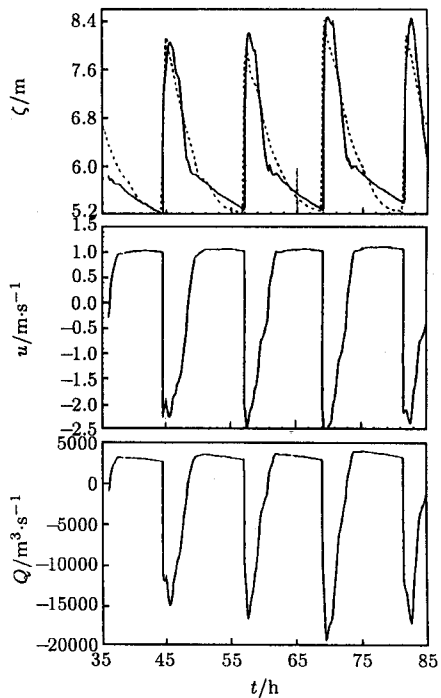


图 12 七堡数据
Fig.12 Data at Qibao

据之差基本上在 0.2m 以内. 闻家堰站之时间相位计算结果与实测数据之差别可能由于在闻家

堰处正好有一个支流的缘故. 图 15 是 t 为 62, 64, ..., 84h 各时刻沿程波形图 $\zeta(x)$.

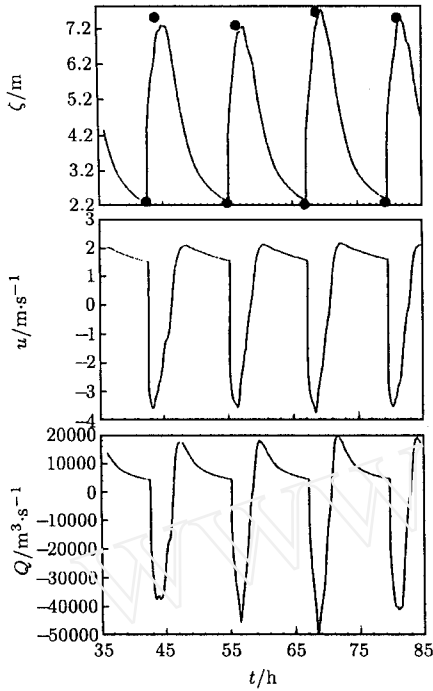


图 13 盐官数据

Fig.13 Data at Yanguan

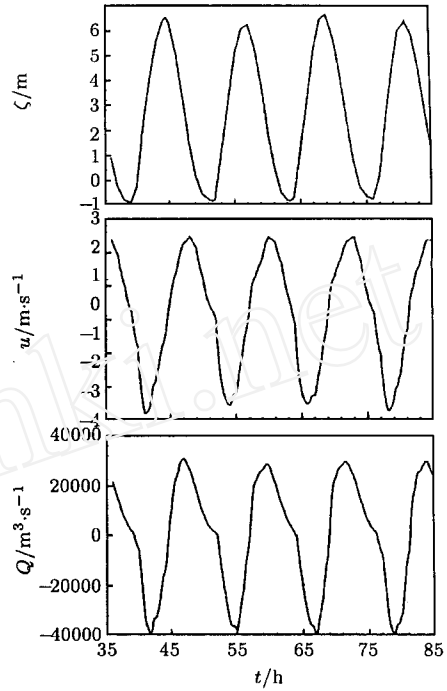


图 14 激浦数据

Fig.14 Data at Ganpu

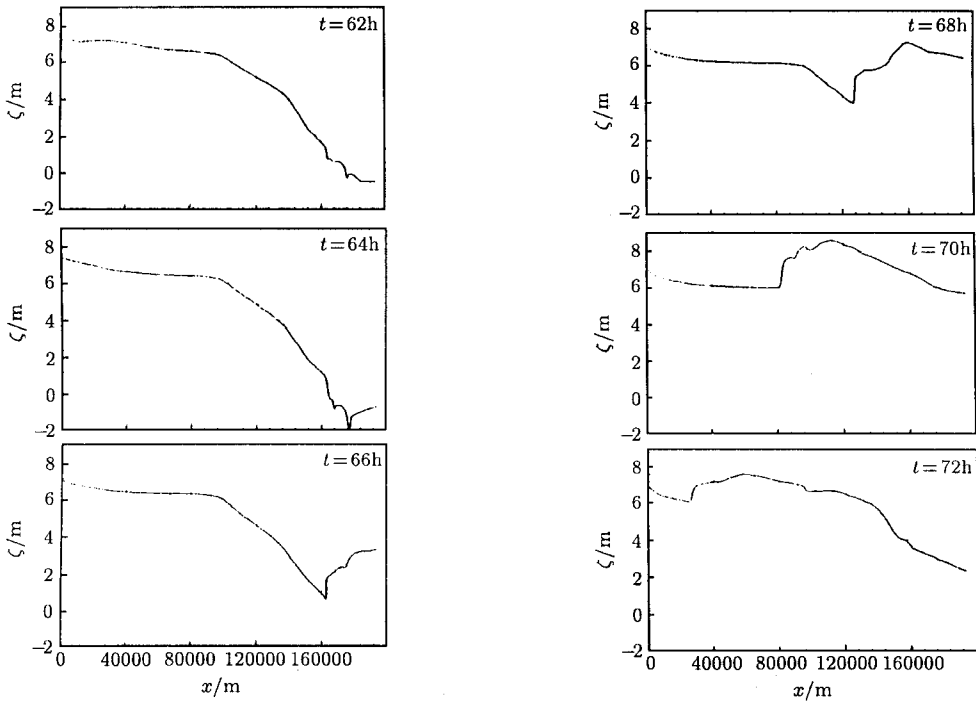


图 15 不同时刻沿程水位图

Fig.15 Water-levels along river at different moments

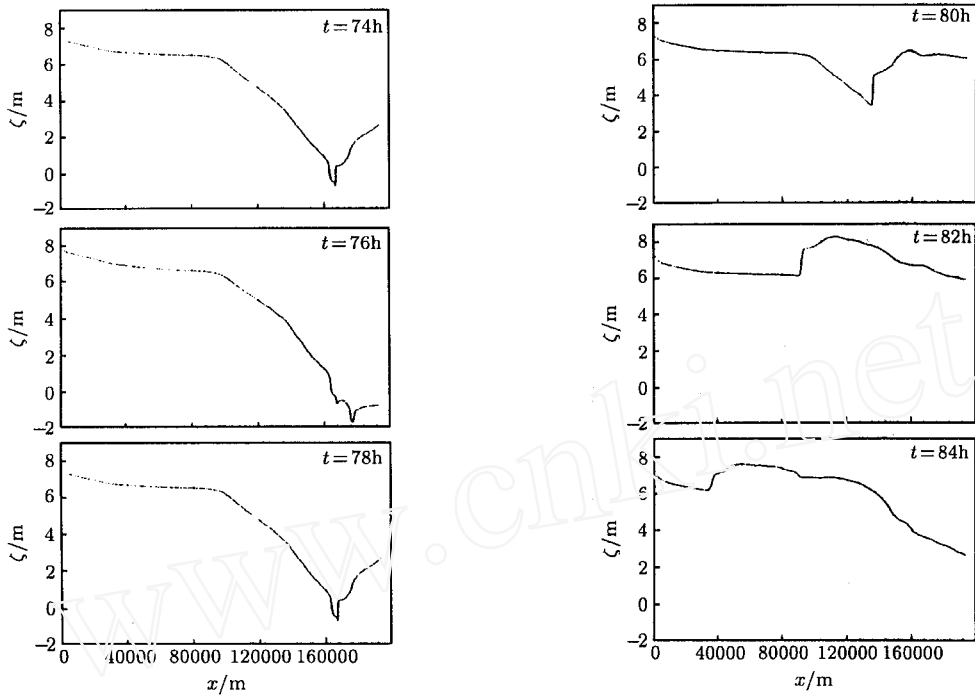


图 15 不同时刻沿程水位图 (续)

Fig.15 Water-levels along river at different moments

1.5 结论

本计算用守恒型基本方程和 NND 差分格式作了钱塘江的一维计算, 结果表明具有良好的质量守恒性, 在模拟行进水跃和溃坝的检验算例中也表明了它能相当好地计算有间断面的流场(但要有足够密的计算网格). 模拟钱塘江现场的计算通过调节谢才系数可使各主要测站表面水位的计算结果和现场实测结果之差基本在 0.2m 以内, 加入支流以后, 各站进潮量计算结果也达到与实际水平相当的量. 计算中采用自适应网格, 在表面水位变化较剧烈处网格较密.

2 二维情况

2.1 简化溃坝问题

本文选用 NND 格式的主要原因是因为此格式能够较理想地捕捉间断, 所以首先要验证的是: 当应用于计算浅水波方程时是否真是这样的效果. 为此选用简化溃坝问题, 同时为了与理论分析解对照, 采用二维网格计算一维问题, 并且不考虑底面摩擦和底面坡度. 设起始条件为

$$h = \begin{cases} 9.0 & x > 70 \\ 5.0 & x \leq 70 \end{cases} \quad (8)$$

网格如图 16 所示. 利用上述方法所得结果见图 17, 图 18. 在这些图中圆点为计算结果, 实线



图 16 计算网格

Fig.16 Grids of computation

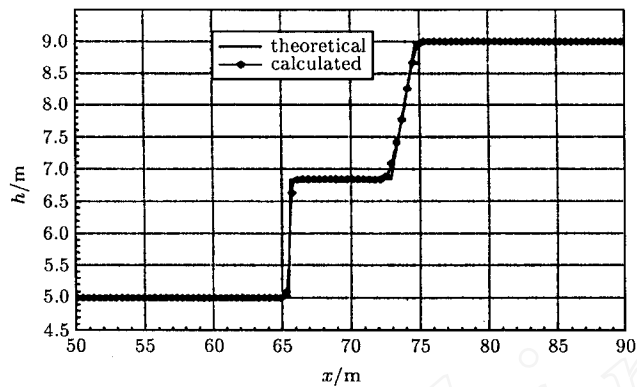


图 17 直槽道水激波分析与计算水位值比较

Fig.17 Comparison between analysis and computation of water level of water shock wave in straight channel

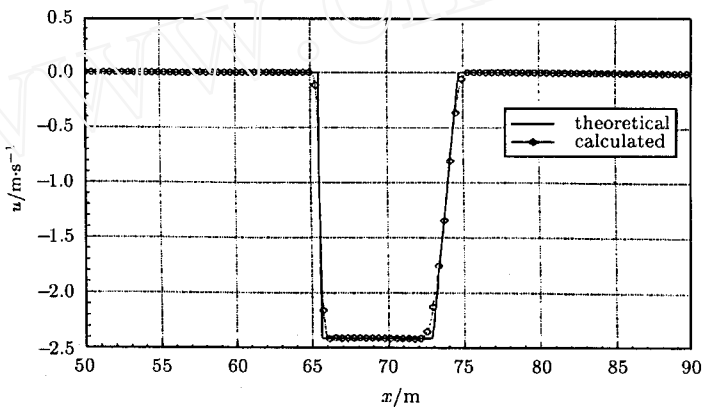


图 18 直槽道水激波分析与计算速度值比较

Fig.18 Comparison between analysis and computation of velocity of water shock wave in straight channel

为解析解。从图中可以看出，两者符合得非常好，而且没有出现伪振荡，水跃前也非常陡，证明这种方法捕捉水跃也是非常有效的。

2.2 弯道溃坝问题

Miller et al.^[1] 对弯道溃坝问题进行了实验研究，并提供了他们实验装置的尺寸和比较详细的实验结果，本文主要针对他们所得到的结果进行比较和讨论。图 19 和图 20 分别给出了实验装置示意图和计算所取的区域和网格。采用图 20 所示的区域是因为这样可以避免处理边界的麻烦和带来的误差，另外从这也可以看出无结构化网格处理边界的灵活性。

从实验装置图 19 中可以看到有三个测量站，第一站设在直道上，无内外水位之分；第二、三站分别设在转过 45° 度和 90° 的弯道上，这时流水冲过此段渠道时，必然在内外边界上有不同的水位，所以实验得到内外边界处分别记录下两条水位随时间的变化曲线。计算采用的网格数有 7000 个左右，在储水池中网格较稀，在渠道中网格较密，目的是能够比较细致地得到渠道中的流场。图 21(a) 至 (c) 给出了实验值与计算值的比较，从图中可以看出，在直道上计算值与实验值符合得比较好，只在相位上有一点差别，但在弯道上外边界与实验值差别较大，特别是内外边界的相位差没有计算出来。我们发现 Dammuller et al.^[2] 和 Molls et al.^[3] 得到类似的

结果, 这可能是由于没有考虑侧壁的摩擦, 浅水波方程不完全适用于窄渠道、特别是弯渠道, 实验的某些条件没有考虑等.

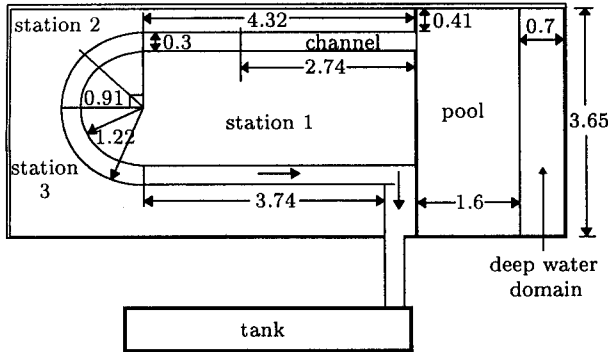


图 19 测量装置示意图

Fig.19 Sketch of measurement installation

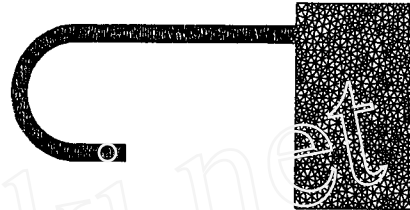
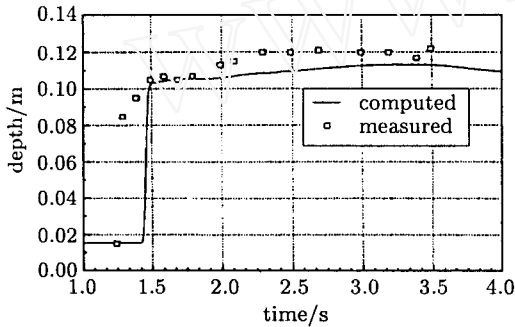
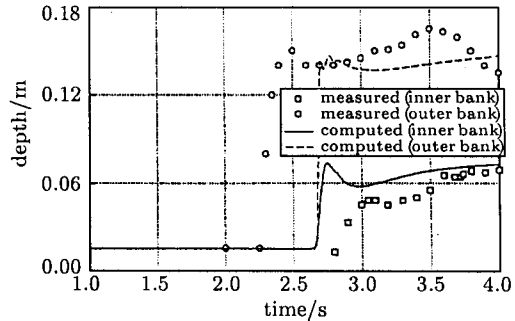


图 20 计算所取区域和网格

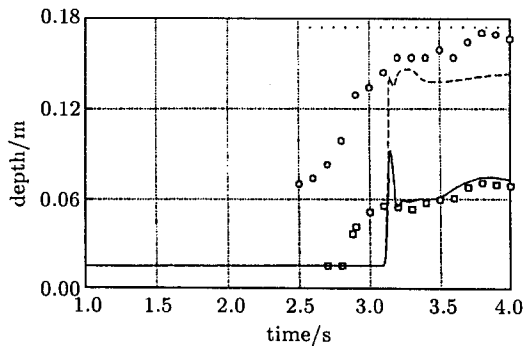
Fig.20 Domain and meshes of computation



(a) 在直道上的第一站实验值与计算值的比较
(a) comparison between experimental and computational values at the first station in straight channel



(b) 在弯道上的第二站实验值与计算值的比较
(b) comparison between experimental and computational values at the second station in curve channel



(c) 在弯道上的第三站实验值与计算值的比较
(c) comparison between experimental and computational values at the third station in curve channel

图 21 弯道溃坝问题实验与计算值比较

Fig.21 Comparison between experiment and computation of collapsed dam in curve channel

2.3 孤立波爬坡问题

图 22 为一有 $\alpha = 15^\circ$ 的斜坡的槽道， B 点为水面与斜坡的交点。 $t = 0$ 时的水面为一孤立波

$$S(x, 0) = A \operatorname{sech}^2 \left(\sqrt{\frac{3A}{4h_\infty}} \frac{x - x_0}{h_\infty} \right) \quad (9)$$

该孤立波以速度 $a_0 = \sqrt{g(h_\infty + A)}$ 沿 x 方向运动，其中 A 为初始波高， x_a 为一给定值，本次计算中为零。 初始波面为

$$\begin{cases} h_i = S(x_i, 0) + \delta, & u_i = a_0 S(x_i, 0) / (S(x_i, 0) + h_\infty), & v_i = 0; & x_i < x_B \\ h_i = \delta, & u_i = 0, & v_i = 0; & x_i \geq x_B \end{cases} \quad (10)$$

其中 i 为三角形单元的序号。 在本例中， $A = 1\text{m}$ ，斜坡起点在 $x = 60\text{m}$ ， $\delta = 0.002\text{m}$ 。 计算得到的波形图见图 23，它类似于 [4] 的结果。 图 24 比较了斜坡上最大高度的实验数据和计算数

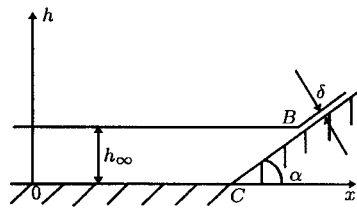


图 22 底部和坡岸形状
Fig.22 Shapes of bottom and slope

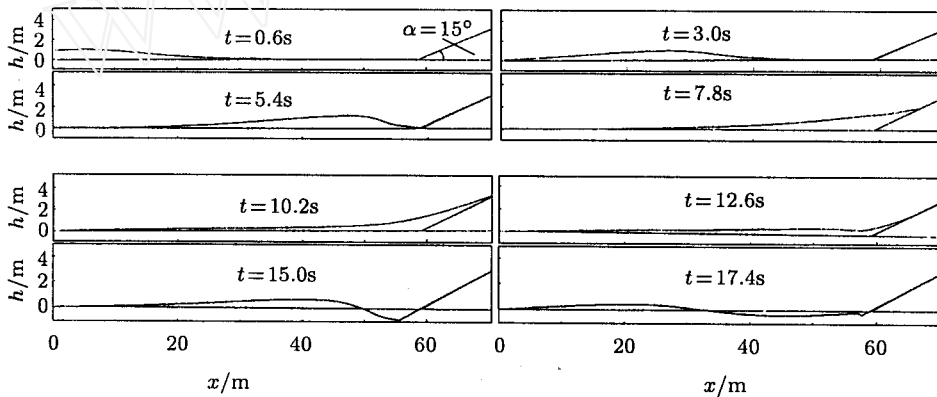


图 23 孤立波爬坡的水位变化过程 $\delta = 0.02$, $dt = 0.03\text{ s}$
Fig.23 Evolution of water level of soliton climb

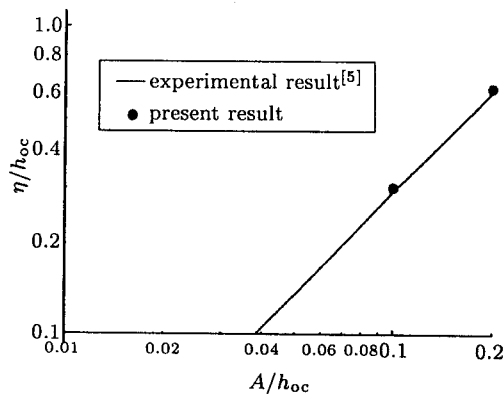


图 24 最大爬坡高度的比较
Fig.24 Comparison of maximum climb heights

值的比较,符合程度是满意的,这表明采用该方法处理活动边界是可行的,并可用于杭州湾涌潮的数值模拟中去.

2.4 钱塘江涌潮的计算结果

平底近似地形

开始暂时采用平底近似(底面取为海拔 -2m),网格如图 25 所示,总的三角形网格数目达

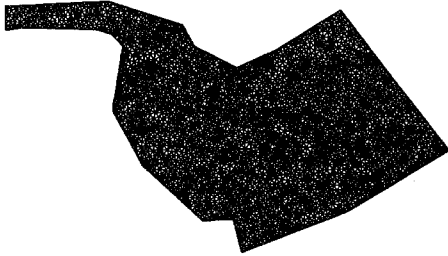
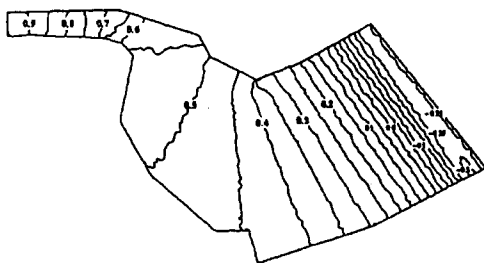


图 25 计算钱塘江河口所采用网格(7300 个三角形)
Fig.25 Meshes in computational domain of
Qiantangjian River (7300 triangles)

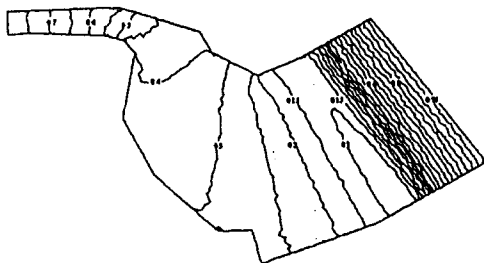
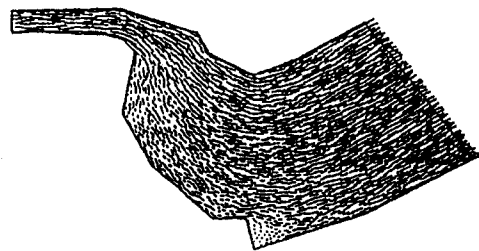
7300 个左右,每一个三角形边长约 0.5km . 与实际河口相比,略去了曹娥江的影响. 尽管加上它对计算的复杂性并没有什么影响,事实上本文所用的程序可对任意多的出入口边界进行处理,但由于对曹娥江缺乏必要的测量数据,而且对钱塘江河口的总体影响不是很大,所以把它略去了.

本计算的曼宁系数取为 0.01 , 步长 0.01 (无量纲量,相当于有量纲的 10s), 每步计算时间在 486-66 机器上为 16.7s , 计算时间步长随网格个数线性增长.

图 26 给出了涌潮开始形成后每隔 40 分钟的流场矢量图和水位等高线图. 为抹去初场的影响,显示的涌潮产生和发生过程是在计算了 12 小时即一个周期后开始的.



(a) 在时刻 12 小时 20 分
(a) at 12:20



(b) 在时刻 13 小时 0 分
(b) at 13:00

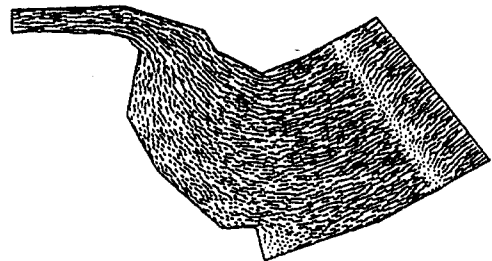


图 26 水位等高线和流场向量图
Fig.26 Contour of water level and velocity vector

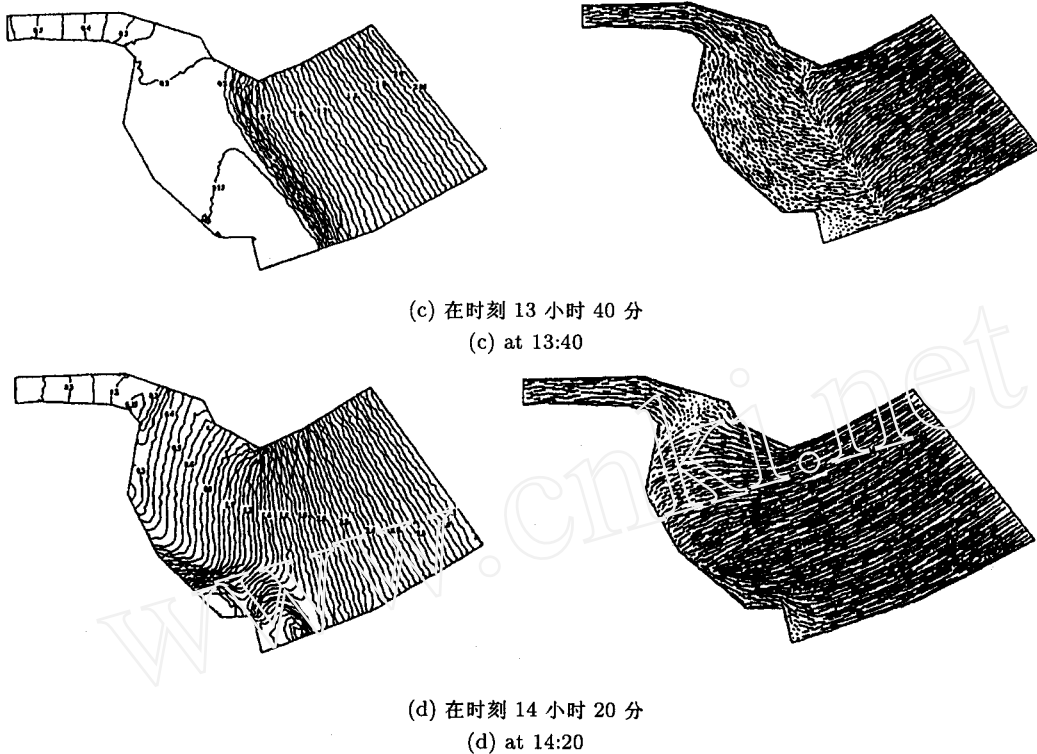


图 26 水位等高线和流场向量图 (续)

Fig.26 Contour of water level and velocity vector

从图中可清楚地看到一线潮的形成和发展过程，这是前人所未做到的。从图中看到，从激浦往里过来不远，就有了一线潮雏形，在鼠尾山附近就已形成，这与观察的实际情况是相符的。再往湾内走，等高线在涌潮附近越来越密，说明涌潮越来越强。一线潮达到湾心地转弯处，情况发生了变化，靠近北面的涌潮有所减弱，而靠近南边的由于河边界的挤压和上游流水的汇集而使涌潮更强。北面的弱的涌潮继续往上走，直至上边界；南边的强涌潮最终到达对岸，形成很强的反射波，这从等高线图中可清楚看到。反射回的波折向湾心，然后继续往上游走，不久在狭窄的湾口处再次形成密的等高线，即再次形成涌潮，即前面介绍的回头潮。从总体上看，涌潮运动与实际观察是一致的。

另外从图中亦可得到涌潮前进的速度。图 26(b) 与 (c) 间上相隔 40 分钟，涌潮前进约 12 km，所以涌潮前进速度约为 5 m/s，这与观测的数据也是比较符合的。

在涌潮附近，从流场向量图中可看出速度接近于零，这是因为浅水波方程是深度平均的，尽管从实际看涌潮运动时是有很大的向上游的速度，但这只是表层水的运动，底层流水仍然是流向下流，两者平均使流速接近于零。涌潮过后，总体流速才反向，随涌潮向上游运动，而且流速增长很快，实际计算涌潮过后最大流速达 4.8 m/s。

从流场看，岸边界无穿透条件很好地得到了保证，另外在计算中曾对流量守恒性进行了检验，发现误差在 5% 以内。

上面给出的均是在 7300 个三角形网格上得到的结果，另外本文用比较稀的网格 (1500 个三角形) 进行了计算，发现网格加密能使涌潮更加明显，也就是说在涌潮附近等高线更密。涌潮宽度在实际上只有几米的量级，而目前采用的三角形网格特征长度在 500 m 左右，所以要进

一步提高精度, 只有采用自适应的密网格才有可能.

用无反射边界条件时, 在上游盐官观测处, 可得到盐官处的水位周期变化. 图 27 对计算值和测量值进行了比较. 图中开始时刻取在 20 小时, 因为初始效应大约在一个周期后才消失, 在 20 小时以后计算结果才是有意义的. 从图中可看出, 计算相位值与测量值比较符合, 但在水位上有点差距. 由于这里采用的是平底地形, 能有这样的结果已是非常好了.

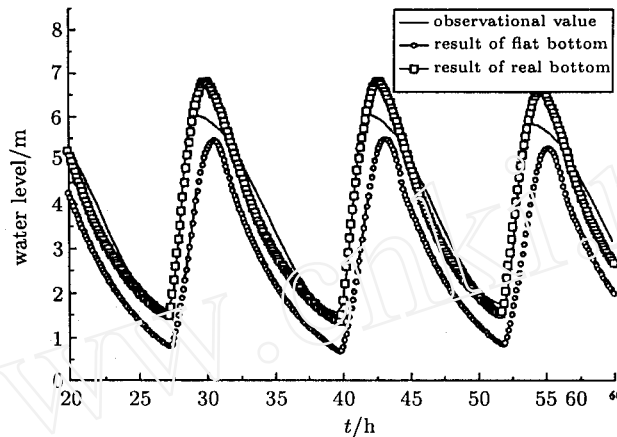


图 27 盐官观测站处计算值与观测值的比较

Fig.27 Comparison between computation and observation at Yanguan

总的来说, 本文用平底地形已能算出涌潮的形成和发展过程, 而且在观测站的水位和相位值与观测值比较符合, 说明底面地形对涌潮的形成和发展起的作用应放在较次要的位置上.

真实地形

上面介绍了用平底地形计算的结果, 下面讨论用光滑后的实际地形的结果.

钱塘江实际地形非常复杂, 存在深达几十米的深坑, 也有露出水面的孤岛, 还有大片浅滩, 在落潮时是岸地, 在涨潮时又被淹没于水底. 注意到所用方程的假设条件, 用如此复杂的地形来计算破坏了其假设前提, 得不到合理的结果, 实际计算也很难保证算法不发散, 基于此原因, 本文对钱塘江河口实际地形进行了处理. 首先, 把计算区域中出现的深坑填平, 把面积很小的高地去掉; 其次, 为保证本文所用的上下游开边界准一维近似条件得到满足, 使开边界处的底面深度相等, 设成其平均深度; 最后用光滑化算法对各个点上的深度值进行光滑处理, 通过上述处理后得到图 28 的地形图. 所以, 这里所说的实际地形也是相对平底而言的.

计算实际地形时, 有河床露出水面的现象, 对此问题所采取的解决办法在前面计算孤立波爬坡问题时已经叙述, 这里不再重述.

计算采用的网格仍然是用图 25 所示的网格, 计算参数也与平底计算相同.

图 29(a)~图 29(d) 列出了实际地形流场的计算结果, 与平底计算中类似, 这里也给出流场向量图和水位等高线图, 为节省篇幅, 这里每 40 分钟给出一幅流场图象.

从图中看出, 当潮水退尽, 左下方有大片滩地露出水面, 注意在滩地的角上, 还残存一水池, 由于四周地势高, 水无处可流, 故此水已成为死水 (图中流向量箭头几乎缩成一点, 表示速度接近于零).

潮水初起, 形成与平底类似的涌潮锥形. 此处是往下走的上游水流与往上走的潮水的交汇处, 表示流速大小的箭头长度很短, 流向有点杂乱. 与平底计算结果比较, 发现涌潮的形状在

实际地形下有点弯曲，但这种弯曲只是在流场向量图中才有点显现，在水位等高线中并不明显(图 29(a)).

涌潮往上游行进中，由于滩地的存在，河道变窄. 与平底计算结果比较，涌潮更加明显，

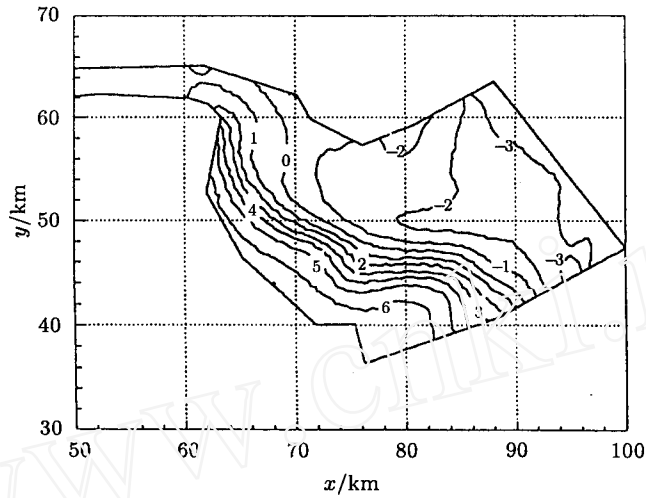


图 28 钱塘江河口底面地形图 (近似)

Fig.28 Topography of bottom of Qiantanjiang River (approximation)

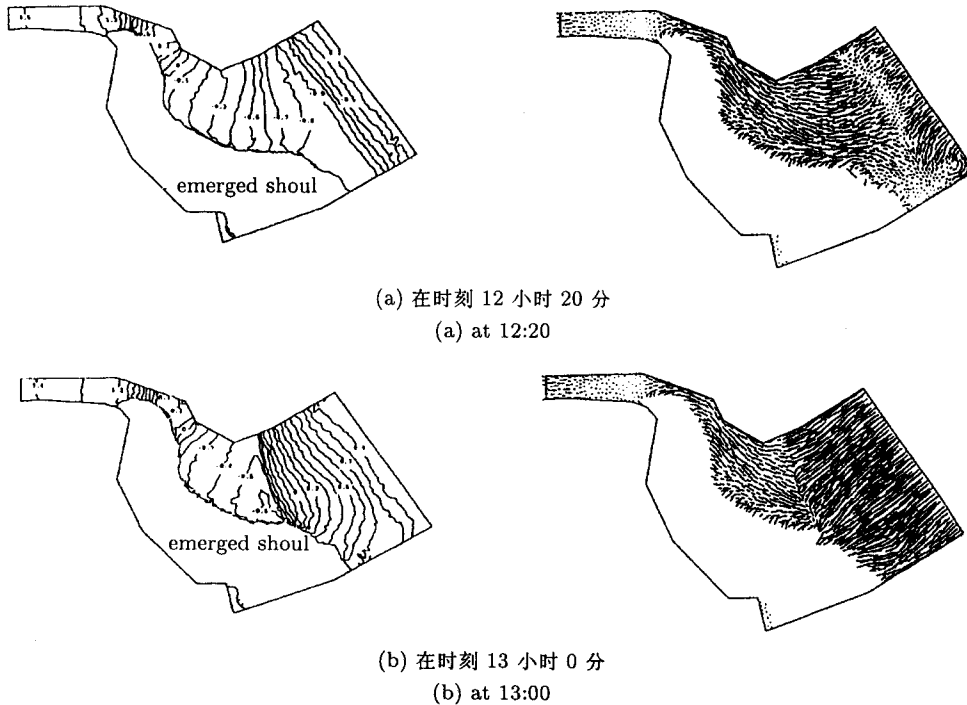


图 29 水位等高线和流场向量图

Fig.29 Contour of water level and velocity vector

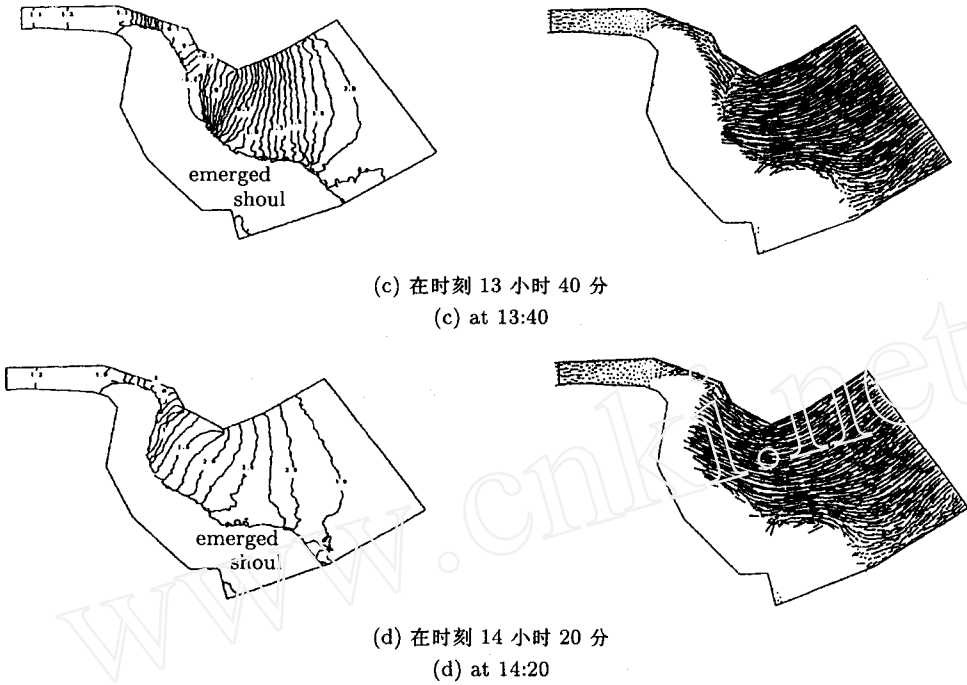


图 29 水位等高线和流场向量图 (续)
 Fig.29 Contour of water level and velocity vector

表现在涌潮处水位落差比平底计算结果大，特别是在图 29(d) 中，两、三公里的尺度上就有一米多的落差，这对于本文采用大约半公里长的网格尺度来说，此尺度相当于四、五个网格就有一米多的间断。尽管对于实际情况来说，涌潮间断在几米范围之内，但在本文采用的网格尺度上，要达到这种结果是不可能的。从模拟一维溃坝问题和此处所得到的结果，足以说明本文采用的 NND 格式对捕捉非欧拉方程的间断也是非常有效的。只要有足够密的网格，涌潮间断可以缩小到很短的范围，所以要真实反映实际情况下的涌潮，网格的自适应加密是必不可少的，本文由于条件的限制，未能在这方面作出努力。

涌潮一部分往上走，另一部分扑向滩地。从向量图中可看出，往滩地扑的速度很大，这与实地的观测现象是一致的。随着潮水的涨高，露出水面的滩地面积越来越少。在本文的计算中，当涌潮达到盐官时，整个滩地还没有被淹没，这一点由于缺乏可验证的流场图象，还无法确定是否与实际相符。

同样，这里也提供了盐官处水位随时间的变化曲线，见图 27。总体来说，计算结果与观测值符合得很好，相位与观测值几乎重合，水位在低潮时也是重合的。但在高潮时，计算结果超出观测值约 0.6m。本文认为，在流场速度相差不大的情况下，水位超出观测值意味着流量亦比实测大。在本文的计算中，在激浦处给定水位，当在此处出现小的偏差，由于江面宽广，流量则会出现大的偏差。而在盐官处，江面约是激浦处的十分之一，这种偏差进一步放大，表现为水位的大偏差。前面已经讲述，本文对钱塘江的实际地形进行了较大的处理，处理后的地形必然造成地形的偏差，从而造成在盐官处水位的偏差，但是这仅仅是一方面的原因，造成水位偏差的其它原因还有待进一步的研究。

图 27 中表现的另一问题是在落潮时观测值与计算值的曲线凹凸形状不一样。尽管这种情

况在平底结果和实际地形结果中均出现,但本文认为这仍是地形的影响造成的.在盐官处,本文为保证一维近似成立,河口截面也跟平底情况一样,采用矩形截面.高潮时,截面放大,故落下去的速度变慢,当潮位往下降的时候,截面减小,水位下落速度变快,表现在水位随时间变化的曲线上就是一段往上凸的曲线.这种情况在本文的两种情形中由于采用矩形截面而不会出现,故计算曲线与观测曲线存在差别.

从上面的结果分析来看,对于实际地形的计算还有很多可以改进的地方.

2.5 结论

上面对于用无结构网格和 NND 格式数值求解浅水波方程采用多个算例进行了校验,且用平底地形和近似实际地形对钱塘江涌潮进行了计算.从这些结果和分析来看,可以得到如下结论:

在空气动力学中捕捉激波间断非常有效的 NND 格式可以应用于浅水波方程.尽管浅水波方程的右端源项对间断有平滑影响,但 NND 格式仍能有效计算出涌潮的形成和发展,当网格足够密时,涌潮的强间断也可用此格式计算出来.

在无结构网格中采用有限体积法能有效地保证方程的守恒性.固壁边界能非常简单地处理,但对于非定常二维问题的开边界处理还是一个值得探索的问题.

本文采用的准一维近似处理,计算结果显示这是一种可行的方法.

本文采用的增加一个方程进行通量分裂的办法从后面的计算来看,也确实是一种可行的方法,这种分裂对于计算的稳定性和捕捉特征量都有很大的帮助.

从本文的计算结果看,钱塘江涌潮形成主要贡献是钱塘江河口的喇叭口,但底面地形的影响也不可忽视,其对涌潮起着很大的加强作用.弄清这一点对整治河口非常有意义.

本文编排的程序考虑全面,加上无结构网格的灵活性,只要给出网格和边界条件就可以用于其它河口的计算.

尽管得到以上一些较好的结果和一些有意义的结论,但本文的方法还有很多值得改进的地方;由于计算机的内存和速度的限制,无结构网格的自适应没能得到应用,在今后条件改善后这方面还有很多有意义的工作可做;计算步长由于边界处理的方法而限制得很严,改进边界条件处理方法将是今后努力的方向;如何在计算中尽量真实反映底面地形的特征这一课题还值得研究,解决这一问题对准确预报涌潮的运动情况非常重要.

致谢 本文工作得到杭州河口海岸研究所的资助,在研究工作中该所为计算提供了实测的数据(河床数据和潮水观测数据),该所韩曾萃总工程师,林秉尧工程师、耿工程师与我们经常进行有益的讨论,在此表示衷心的感谢.

参 考 文 献

- 1 Miller S, Chaudry MH. Dam-break flows in curved channel. *Journal of Hydraulic Engineering*, 1989, 115(11)
- 2 Dammuler KW, Bhallamudi SM, Chaudry MH. Modeling of unsteady flow in curved channel. *Journal of Hydraulic Engineering*, 1989, 115(11)
- 3 Molls T, Chaudry MH. Depth-averaged open-channel flow model. *Journal of Hydraulic Engineering*, 1995, 121(6)
- 4 邹光远, 陈耀松. 非线性水波爬坡的数值计算. 力学学报, 1989, 21(1): 1~8 (Zou Guangyuan, Chen Yaosueng. A numerical study of the motion of a wave running up a beach. *Acta Mechanica Sinica*, 1989, 21(1): 1~8 (in Chinese))
- 5 Hall JV, Watts GM. US Army, Corps of Engineers, Beach Erosion Board, Tech Memo, 1953, 33

THE APPLICATION OF NUMERICAL SIMULATION IN ANALYSIS OF QIANTANGJIANG TIDE

Part II: Result and Discussion

Su Mingde Xu Xin Zhu Jinlin

(*Department of Engineering Mechanics, Tsinghua University, Beijing 100084, China*)

Hon YZ

(*Department of Mathematics, Hongkong City University, Kowloon, Hongkong, China*)

Abstract This paper is the second part of the present paper. For 1D situation, three numerical examples, i.e. the computation of a problem with exact solution, numerical simulation of water jump and collapsed-dam, are computed. The computation of problem with exact solution is used to check the accuracy of the numerical method. The result of numerical simulation of water jump indicates its applicability to describe the movement of nonlinear water wave by comparing with the theoretical result. The result of break-dam comparing with theoretical result also indicate that it can be used to deal with the flow with discontinuity. According to the result of above three examples, this method is used to compute the movement of tide in the Qiantangjiang river with adaptive mesh and the result prove its efficiency. For the 2D situation, NND scheme and unstructured mesh, as introduced in the first part of this paper are used to solve the shallow water wave equations. Three problems have been computed in order to check the validity of scheme. The first one is a simplified collapsed-dam problem. The result proves that NND scheme used in computing shallow water wave can capture discontinuity of flow field. The second is the collapsed-dam problem in curved channel, the experimental data of which have been given out by Miller et al.^[1] The third is climb of solitary wave on slope problem, the measured data and computed data are compared. The result proves that the dealing method about the moving boundary is available. The comparisons between computed results and theoretical or experimental results verify that this method is effective and very efficient to capture water tide. Finally the method is applied to capture the tide in the gulf of Qiantangjiang river. The results of numerical computations with both flat bottom and real bottom are compared with the measured data. The numerical results predict the movement of tide which is similar to the observed one. Additionally the computed water level on observing station conforms to the measured data. But the difference between the peak values of computation and measurement is still distinct, some factors that affect the computation of water level are discussed primarily and further discussion is necessary. The results prove the efficiency of the method which NND scheme and unstructured mesh are applied and the availability of the boundary dealing method.

Key words adaptive mesh, unstructured grid, tide, open boundary condition, moving boundary

Received 2 April, 1997; revised 16 September 1998.