

防城港二期围海工程后的潮流变化及溢流悬沙输移

The Changes of Tidal Current and Transportation of Overflow Suspended Load at Fangcheng Harbor after Second-phase Coast Reclamation

夏华永 翁美钦 殷忠斌 李武全
Xia Huayong Weng Meiqin Yin Zhongbin Li Wuquan

(广西海洋监测预报中心 北海市四川路 536000)

(Guangxi Ocean Observation and Forecast Center, Sichuanlu, Beihai, Guangxi, 536000)

摘要 用浅滩潮流模型预测防城港二期围海工程对港湾潮流的影响。用泥沙模型模拟溢流悬浮沙的输移范围。结果表明,二期工程后防城港潮流变化不大,溢流悬沙浓度大于 10 mg/L 的最大范围为 2 000 m。

关键词 潮流模型 围海工程 悬浮沙输移

Abstract A shallow-water tidal current model was applied to forecast the effect of the second-phase coast reclamation on the tidal current at Fangcheng Harbor, and a sedimental model was used to simulate the transportation range of suspended materials carried by overflow. The results showed that there was not much change to the tidal current of Fangcheng Harbor after second-phase reclamation; the maximum range with more than 10 mg/L concentration of suspended load was less than 2 000 m.

Key words tidal current model, coast reclamation, transportation of suspended load

中图法分类号 P 731.23

防城港是大西南的主要出海口之一。随着港口及港口工业的发展,用地紧张问题日益突出。防城港滩涂宽阔,为了缓解用地紧张,防城港市继第一期工程在渔万岛东侧围垦滩涂 1.5 km²之后,又规划二期工程再围填 6.67 km²滩涂(见图 2)。然而,围海造地是一项复杂的工程,它涉及到众多的环境因素。围海工程实施之后,由于岸线的改变会导致水流动力条件的变化;防城港周边海域养殖业发达,施工时溢流泥沙会引起水质的下降,从而影响海水养殖业。鉴于潮滩水域潮流模拟的复杂性,本文通过对对流项和底摩擦项的特殊处理,建立浅滩潮流模型[夏华永,殷忠斌,李树华.近岸浅海潮流模型及其应用,热带海洋(待刊)],研究了防城港工程后的潮流变化;应用悬沙扩散模型预测了溢流悬沙扩散范围,分析了吹填施工的水环境影响。

1 潮流数值模拟与预测

1.1 潮流数值模型

1.1.1 潮流基本方程组

防城港水深较浅,水文要素的垂直变化较小,因此可用二维浅水方程组来反应潮流运动。方程如下:

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} - fv = -g \frac{\partial z}{\partial x} - g \frac{u}{\alpha^2 h} \frac{u^2 + v^2}{2h} \quad (2)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + fu = -g \frac{\partial z}{\partial y} - g \frac{v}{\alpha^2 h} \frac{u^2 + v^2}{2h} \quad (3)$$

式中, t 为时间; x, y 分别为东向和北向的平面直角坐标; z 为水位; u, v 分别为 x, y 方向水深平均的流速分量; h 为海水深度; g 为重力加速度,取值为 9.78 m/s²; f 为柯氏力系数; α 为 Chezy 系数, $\alpha = \frac{1}{n} h^{1/6}$, n 为海底粗糙度。

在开边界处,给定水位 z ,并假定在外法线方向上, $\frac{\partial V_n}{\partial n} = 0$, V_n 为开边界法向速度, n 为外法线方向.

在岸边界处,假定外法线方向的瞬时速度 V_n 为零.

1.1.2 数值模式

防城港水深较小,在落潮的时刻有大面积的滩涂露出,是一个典型的潮滩海域.较深水海域而言,浅海域的潮流模拟有其特殊的困难:在极浅水处,对流项和底摩擦项显得相对重要,这些项都是非线性项,活动边界会产生数值短波干扰,影响计算精度,甚至会导致数值计算失败.为了获得高精度的模拟结果,本文采用稳定性较好的差分格式,并通过引入迎风格式处理对流项.改进底摩擦项的表达式及其离散格式,建立了适用于极浅海域的稳定性和重现性良好潮汐环流数值模型.

Vincenzo Casulli 提出的半隐式有限差分格式^[1] 将动量方程中正压梯度项和连续方程中的速度采用隐式差分,在每个时间步长内先求解只有水位未知量的代数方程组,然后再用动量方程求解速度场.在计算域内变量的布置如图 1 所示,点 $(i+1/2, j)$ 、 $(i, j+1/2)$ 分别为速度分量 u 、 v 所在的位置,点 (i, j) 为水位 z 所在的位置.

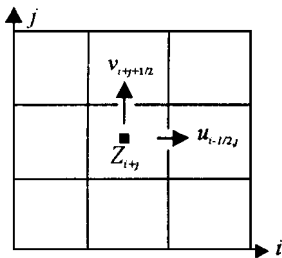


图 1 变量配置图

Fig. 1 The location of model variables on the finite difference grid

简记

$$adv_u = u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y}, \quad adv_v = u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y},$$

$$r = g \frac{u^2 + v^2}{c_s^2 h},$$

$$\bar{u}_{i,j+1/2} = (u_{i+1/2,j} + u_{i-1/2,j} + u_{i+1/2,j+1} + u_{i-1/2,j+1}) / 4,$$

$$\bar{v}_{i+1/2,j} = (v_{i,j+1/2} + v_{i,j-1/2} + v_{i+1/2,j+1} + v_{i+1/2,j-1/2}) / 4,$$

则潮流方程组 (1)、(2)、(3) 的离散形式如下:

$$z_{i,j}^{n+1} - z_{i,j}^n + \frac{\Delta t}{\Delta x} (h_{i+1/2,j}^n u_{i+1/2,j}^{n+1} - h_{i-1/2,j}^n u_{i-1/2,j}^{n+1}) + \frac{\Delta t}{\Delta y} (h_{i,j+1/2}^n v_{i,j+1/2}^{n+1} - h_{i,j-1/2}^n v_{i,j-1/2}^{n+1}) = 0 \quad (4)$$

$$u_{i+1/2,j}^{n+1} - u_{i+1/2,j}^n + \Delta t (adv_u)_{i+1/2,j}^n - \Delta t f \bar{v}_{i+1/2,j}^n = -g \frac{\Delta t}{\Delta x} (z_{i+1/2,j}^{n+1} - z_{i-1/2,j}^{n+1}) - \Delta t r_{i+1/2,j}^n u_{i+1/2,j}^{n+1} \quad (5)$$

$$v_{i,j+1/2}^{n+1} - v_{i,j+1/2}^n + \Delta t (adv_v)_{i,j+1/2}^n - \Delta t f \bar{u}_{i,j+1/2}^n = -g \frac{\Delta t}{\Delta y} (z_{i,j+1/2}^{n+1} - z_{i,j-1/2}^{n+1}) - \Delta t r_{i,j+1/2}^n v_{i,j+1/2}^{n+1} \quad (6)$$

方程 (5)、(6) 分别只有未知量 u^{n+1} 、 z^{n+1} 和 v^{n+1} 、 z^{n+1} , 将方程 (5)、(6) 代入方程 (4), 得到了只有水位未知量的代数方程组, 并将其简记成如下形式:

$$a_p z_{i,j} + a_e z_{i+1,j} + a_w z_{i-1,j} + a_n z_{i,j+1} + a_s z_{i,j-1} = b \quad (7)$$

z 为未知量 (省去时间上标 $n+1$), a_p, a_e, a_w, a_n, a_s 和 b 全为系数, 是 n 时刻 z, u, v 的函数. 只要保证 $h_{i+1/2,j+1/2} > 0$, 对于方程 (7) 就是一个对角占优的线性方程组, 它有唯一解, 其稳定性不取决于潮波传播速度 $(2gh)^{1/2}$. 由于动量方程中的正压项和连续方程中的速度都作隐式处理, 计算时间步长不受 CFL 条件限制, 可取数倍于 CFL 条件的时间步长. 因与 $z_{i,j}$ 相关的只有与其相邻的四个点的水位值, 一般用以点 (i, j) 为中心的五点格式逐点迭代来求解方程 (7).

在近岸浅水区域, 由于地形复杂, 速度变量的空间梯度较大, 相对来说, 对流项差分离散引入的假扩散会增大; 边界移动会引入短波干扰, 对流项会导致干扰的传播. 这两个因素都可导致数值模拟的不稳定性. 为了减少假扩散和误差传播, 对对流项采用迎风格式进行离散, 公式如下^[2]:

$$(adv_u)_{i+1/2,j} = \frac{\Delta t}{\Delta x} u_{i+1/2,j} (T_x u_{i-1/2,j} + U_x u_{i+1/2,j} + V_x u_{i+3/2,j}) + \frac{\Delta t}{\Delta y} \bar{v}_{i+1/2,j} (T_y u_{i+1/2,j-1} + U_y u_{i+1/2,j} + V_y u_{i+1/2,j+1})$$

式中, T, U, V 为权系数, 其值为:

$$\text{当 } u_{i+1/2,j} \geq 0 \text{ 时, } T_x = -1, U_x = 1, V_x = 0$$

$$\text{当 } u_{i+1/2,j} \leq 0 \text{ 时, } T_x = 0, U_x = -1, V_x = 1$$

$$\text{当 } \bar{v}_{i+1/2,j} \geq 0 \text{ 时, } T_y = -1, U_y = 1, V_y = 0$$

$$\text{当 } \bar{v}_{i+1/2,j} \leq 0 \text{ 时, } T_y = 0, U_y = -1, V_y = 1$$

类似地, 有

$$(adv_v)_{i,j+1/2} = \frac{\Delta t}{\Delta x} \bar{u}_{i,j+1/2} (T_x v_{i-1,j+1/2} + U_x v_{i,j+1/2} + V_x v_{i+1,j+1/2}) + \frac{\Delta t}{\Delta y} \bar{v}_{i,j+1/2} (T_y v_{i,j-1/2} + U_y v_{i,j+1/2} + V_y v_{i,j+3/2})$$

近岸水域水深较小, 当 $h \rightarrow 0$ 时, $c_s \rightarrow 0$, 因为采用滑动边界条件, 速度并不趋向于零, 因此, 传统公式所表达的底摩擦力过大, 底摩擦项容易导致模型的不稳定性. 为了增强模型在极浅水处的稳定性, 本模型将底摩擦力公式中的 Chezy 系数修正为

$$\alpha = \frac{1}{n} (h + h_1 e^{-ph})^{1/6}$$

式中, h_1 是具有深度量纲的参数, p 为指数参数, 数值试验表明 p 的取值范围为 0.5, 1, 2, ..., 10, 本模型中取 $h_1 = 0.5 \text{ m}$, $p = 1$.

底摩擦项在浅水域的作用更为增强, 如果将其作隐式处理, 可增强模型的稳定性, 但非线性项为方程的求解带来了很大的困难. 本模型将底摩擦项按 Taylor 级数展开, 并忽略高阶项, 则有

$$(f_x/h)^{m-1} \approx \left[gu \frac{u^2 + v^2}{c_s^2 h} \right]^2 + \left[g \frac{u^2 + v^2}{c_s^2 h} + \frac{g}{c_s^2 h} \frac{u^2}{u^2 + v^2} \right]^n (u^{m-1} - u^n), \quad (8)$$

$$(f_y/h)^{m-1} \approx \left[gv \frac{u^2 + v^2}{c_s^2 h} \right]^2 + \left[g \frac{u^2 + v^2}{c_s^2 h} + \frac{g}{c_s^2 h} \frac{v^2}{u^2 + v^2} \right]^n (v^{m-1} - v^n), \quad (9)$$

本模型中, 方程 (5)、(6) 中的底摩擦项的处理以式 (8)、(9) 代替.

本模型采用干湿点判断法处理潮滩活动边界. 在岸边界处, 将邻近计算点的水位等值外推, 根据潮滩“淹没”与“干出”过程同潮位变化的相关关系, 当水深 $h \leq 0$ 时, 潮滩露出, 当 $h > 0$ 时, 潮滩淹没. 如果在某一时刻一节点干出, 那么将此节

点从计算域中去掉, 同时, 将与此水位点相邻的流速节点设置为零流速; 如果某个水位点判断为淹没, 则将此点归入计算域. 为了确保潮流方程不失去物理意义, 选取一个最小水深 h_{\min} 作为判定值, 若 $h \leq h_{\min}$, 则认为节点干出, 本模型取 $h_{\min} = 0.1 \text{ m}$. 人为的“活动边界”会引入数值误差, 为了避免连续引入干扰, 模拟中隔几个时间步长才判断一次边界 (但必须确保在这几个时间步长内水位的升降不超过 h_{\min}). 此外, 为了减少误差传播, 本模型对计算结果作五点线性平滑.

1.1.3 套网格加密模型

在重点研究海区, 大网格模型不能提供高分辨率的计算结果, 此外, 在差分模型中, 一般以折线代替边界曲线, 较大的空间步长不能精细的反应岸线及滩涂围垦后的岸线变化对潮流的影响. 因此, 在重点区域采用加密网格. 加密模型以大模型的模拟结果 (水位与流速) 作为边界条件, 将时间步长作相应的减小, 计算过程与大模型一致^[3]. 但文献 [3] 中的局部模型没有对大模型产生反馈作用, 本模型中在局部模型模拟时间达 Δt (大模型的一个时间步长) 之后, 把加密区域内的大模型变量 (水位、流速) 改用局部模型在相应位置的变量值, 从而实现局部模型与整体模型的耦合. 然后开始下一轮计算.

1.2 围垦前流场计算结果分析

1.2.1 资料选取及计算参数输入

计算域为西起 $21^\circ 30' \text{N}$ 以北的水域 (见图 2), 在围海工程的周围海域, 采用加密模型. 海底地形从 1:5 万海图 (1985 年绘制) 读出, 因潮汐预报结果已较准确, 开边界水位资料及防城港潮汐验证值均采用《潮汐表》中的潮汐预报值 (1996 年 1 月 5 日 0 时至 6 日 7 时). 大网格模型空间步长为 500 m, 时间步长为 60 s, 加密模型的空间步长为 250 m, 时间步长为 30 s; 初始时海底粗糙度 n 在水深大于 4 m 处取 0.022, 在水深小于 4 m 处取 0.024^[4], 然后根据验证情况稍做调整; 由于计算区域较小, 各计算点的柯氏力系数 f 都取为 $5.12 \times 10^{-5} / \text{s}$.

1.2.2 模型的验证情况

由于资料缺乏, 只有防城港潮汐站有可供验证的潮汐资料, 从图 3 中可知, 计算值

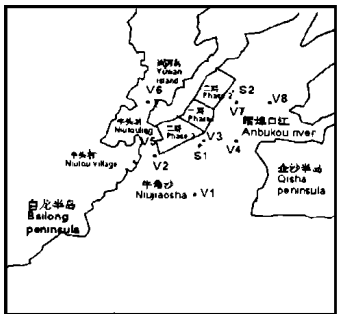


图 2 防城港略图
Fig. 2 The sketch of Fangcheng Harbor

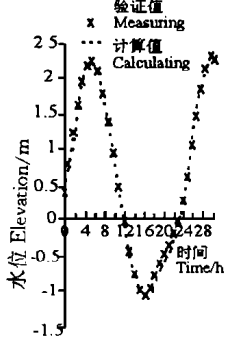


图 3 防城港潮位过程线
Fig. 3 Time history of tidal elevation at Fangchenggang tidal station

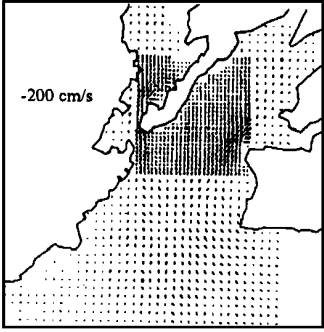


图 4 工程前流场 (涨急)
Fig. 4 The swift flow velocity fields before reclamation

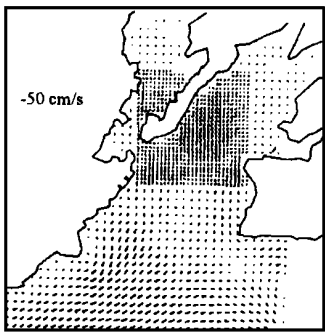


图 5 工程前流场 (高潮)
Fig. 5 High tidal velocity fields before reclamation

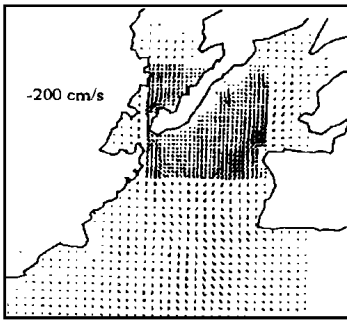


图 6 工程前流场 (落急)
Fig. 6 The swift ebb velocity fields before reclamation

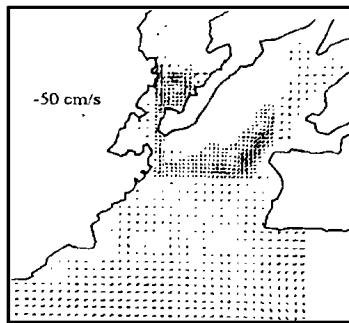


图 7 工程前流场 (低潮)
Fig. 7 Low tidal velocity fields before reclamation

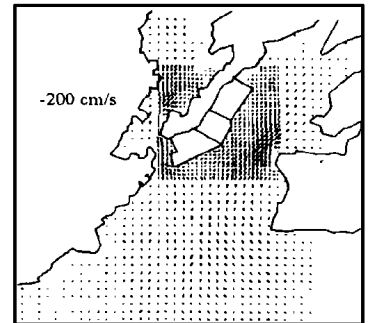


图 8 二期工程后流场 (涨急)
Fig. 8 The swift flood velocity fields after second-phase reclamation

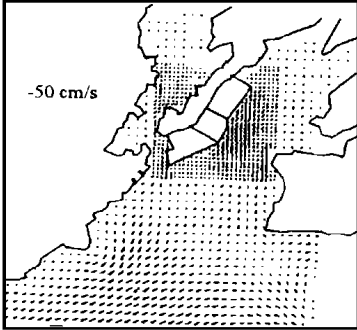


图 9 二期工程后流场 (高潮)
Fig. 9 High tidal velocity fields after second-phase reclamation

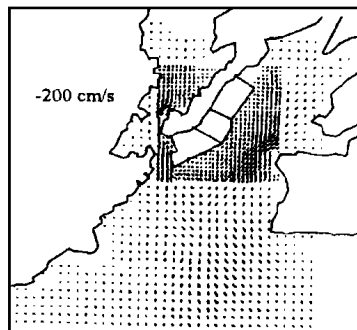


图 10 二期工程后流场 (落急)
Fig. 10 The swift ebb velocity fields after second-phase reclamation

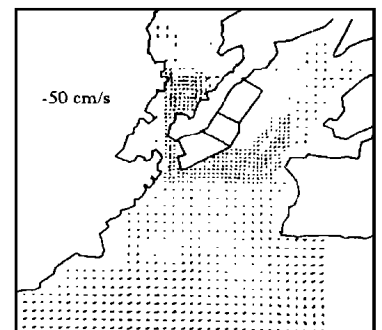


图 11 二期工程后流场 (低潮)
Fig. 11 Low tidal velocity fields after second-phase reclamation

与预报值符合良好,最大误差发生在落潮过程中潮滩大面积露出的时刻,计算值比预报值小 10 cm,这是因为空间步长较大,露出的滩涂宽“活动边界”引入了较大的误差,在其他时刻,误差一般小于 5 cm.可见,模型的验证良好.

1. 2. 3 工程前流场分析

图 4 图 5 图 6 图 7 分别是涨急、高潮、落急、低潮流场.涨潮过程中湾外潮流主要是从深水区域传入,在湾内沿深槽进入东西水道,落潮过程中东西水道的海水沿深槽流出,两股海水在牛角沙外的深槽处汇合,再沿深槽流向湾外.在高潮和低潮时,湾内潮流几乎“停滞”,但在湾外,在高潮时海面东高西低,仍有自东向西的潮流,流速约为 10 cm/s(见图 5),在低潮时流况正好相反(见图 7),海面西高东低,海水自西向东流动.低潮时,湾内大面积的浅滩及湾口西侧的拦门沙露出.防城港的涨潮历时大于落潮历时,因此,落潮流速大于涨潮流速,在计算域内涨潮最大流速为 47 cm/s,落潮最大流速为 53 cm/s,涨落潮最大流速发生在渔万岛南端外的东西水道深槽内,东侧深槽流速略大于西侧深槽流速(约 5 cm/s).涨急流场在潮位高于平均海面约 1.0 m 时发生,落急流场在潮位达到平均海平面附近时发生.湾内流速大于湾外流

速,湾内流向主要受深槽和岸线影响,潮流基本上是往复流,湾外流向受深槽的影响较明显,无论湾内外,深槽处的流速明显大于近岸浅滩及浅水区域的流速.上述模拟结果与防城港的长期水文观测资料一致.

上述计算结果表明,本模型良好地重现了防城港的潮流过程,适合于潮滩水域的水力计算,因此,本模型用于预测分析是可靠的.

1. 3 二期围垦工程后的流场变化

二期工程之后,围垦区对防城港的潮汐影响很小,在整个海区内,与工程前的相应时刻对照,涨落潮过程中的潮位变化不大于 1 cm,潮流的时空分布规律也与工程前相似(见图 8~10).由于纳潮量的减小,当潮位高于平均海面时,在工程区以南的海区,涨落潮的流速都有所减小(见图 8 图 10),在深槽处减小相对明显,从 V1 点(位置见图 2)的流速变化(图 12)可知,在涨急和落急时,流速减小约 3 cm/s,而在高潮和潮位较低时,工程前后的流速基本一致.在西水道进入防城港港池处(牛头村至牛头岭东侧海区,受工程的影响,水道变窄,涨落潮流速增大,V2 点的流速变化如图 13 所示,在 V2 点,涨落潮最急时,流速变化最大,速度增大近 10 cm/s,在高潮和低潮时,流速基本没变化,V2 点的流向也发生了变化,

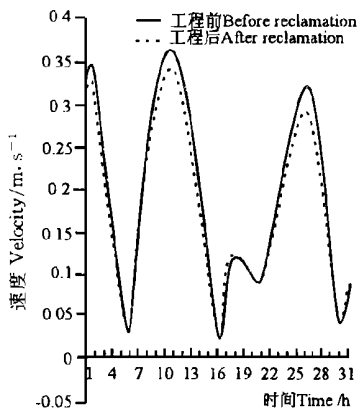


图 12 V1点工程后速度变化
Fig. 12 Velocity changes at point V1 after reclamation

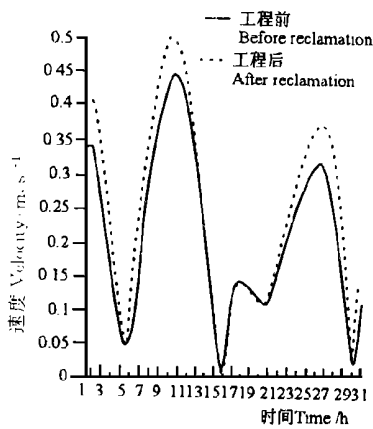


图 13 V2点工程后速度变化
Fig. 13 Velocity changes at point V2 after reclamation

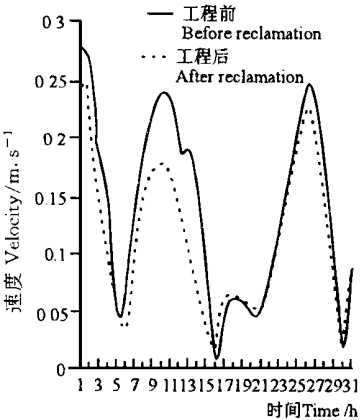


图 14 V3点工程后速度变化
Fig. 14 Velocity changes at point V3 after reclamation

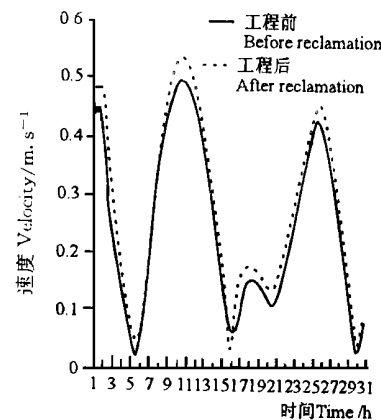


图 15 V4点工程后速度变化
Fig. 15 Velocity changes at point V4 after reclamation

涨潮时流向西偏近 10° , 落潮时流向东偏 $3^\circ \sim 10^\circ$, 但在潮位较低时, 流向没有变化. 围垦工程对防城港港池的潮汐潮流都没有影响, 工程前后港池的流场及 V5 V6点的潮位潮流过程线都没有发生变化. 在南吹填块的东侧浅滩, 涨落潮流速减小, 离吹填块越近, 流速减小越大, 流向也有较大的变化, 在 V3点 (见图 14), 涨潮时流速减小 $2 \text{ cm/s} \sim 3 \text{ cm/s}$, 落潮时流速减小 $2 \text{ cm/s} \sim 9 \text{ cm/s}$. 在涨急与落急时流速减小较大, 在高潮和潮位较低时, 流速大小基本没变, 涨潮时流向东偏约 30° , 落潮时流向西偏约 30° , 在深槽处, 涨潮和落急时流速略有增大 (见图 15), 流向没变. 在二期工程块东侧的浅滩及深槽流速都略有增大 ($1 \text{ cm/s} \sim 2 \text{ cm/s}$). 在北吹填场东侧的浅滩及深槽处, 流场图及 V7 V8点的潮位潮流都与工程前一致.

2 溢流悬浮沙扩散

防城港二期围海造地工程是采用先围填后吹填的办法施工, 吹入围填区内的海沙经多级沉淀后, 部分极细的泥沙随吹入的海水流入海域, 从而引起溢流口附近水域悬浮物的增加.

2.1 悬浮泥沙的扩散模型^[5]

悬浮物扩散范围可由悬浮泥沙的二维扩散方程计算:

$$\frac{\partial(hs)}{\partial t} + \frac{\partial(hus)}{\partial x} + \frac{\partial(hvs)}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x}(hD_x \frac{\partial s}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y}(hD_y \frac{\partial s}{\partial y}) + R_s + R_b \quad (10)$$

式中, s 为悬浮沙浓度; D_x, D_y 为泥沙水平扩散系数

$$D_x = 5.93 \frac{|g| |u| h}{g},$$

$$D_y = 5.93 \frac{|g| |v| h}{g};$$

R_s 为海面悬浮沙通量, 在考虑溢流过程时, R_s 为溢流口的悬浮泥沙通量; R_b 为海底悬浮沙通量, 确定海底悬浮沙通量是一个复杂的问题, 须要同时考虑海流掀沙量 R_{br} 和悬浮沙的沉降作用, $R_b = R_{br} - sw_0(1 - R)$, w_0 为悬浮沙静水沉速, R 为沉降悬浮沙的再悬浮率, 因为本文旨在计算溢流悬浮沙的扩散, 因此, 将海流掀沙量 R_{br} 取为零, R 由 C. G. Uehrin (1982) 的经验公式给出, 即

$$R = \frac{T D_{50}}{U_+ D_{50}} (U^* - U_{cr}^*) \quad (11)$$

$T = 0.39 \text{ s/cm}$, $U_+ = -1.62 \mu \text{ m}$, U^* 为水流摩阻流速, $U^* = \frac{g(u^2 + v^2)}{g}$, D_{50} 为泥沙中值粒径, U_{cr}^* 为泥沙再悬浮的临界摩阻流速, U_{cr}^* 根据 Camps 公式求得, 即

$$U_{cr}^* = 0.04 \frac{(d_s - d_b)}{d_0} g D_{50}, \quad (12)$$

ρ_s, ρ_0 分别为泥沙和海水的密度. 所以,

$$R = \begin{cases} 0, & U^* \leq U_{cr}^*, \\ \frac{T D_{50}}{U_+ D_{50}} (U^* - U_{cr}^*), & U^* > U_{cr}^*, \end{cases} \quad (13)$$

并且, 若 $R \geq 1$, 则取 $R = 1$.

边界条件:

(1) 闭边界 $h = 0, \frac{\partial s}{\partial n} = 0$, n 为闭边界法方向.

(2) 开边界

$$\text{流出边界取为 } \frac{\partial s}{\partial t} + V_n \frac{\partial s}{\partial n} = 0.$$

$$\text{流入边界取为 } s = 0.$$

初始条件: $s|_{t=0} = 0$.

扩散方程的计算采用幂函数方案的控

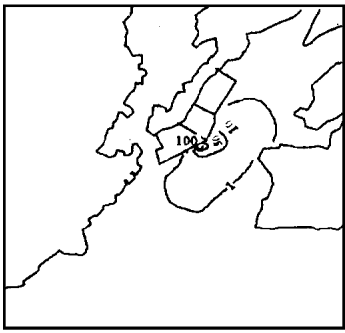


图 16 悬浮沙浓度分布 (涨急, S1 点排放)
Fig. 16 Concentration distribution of suspended load (swift flood, discharged at point S1)

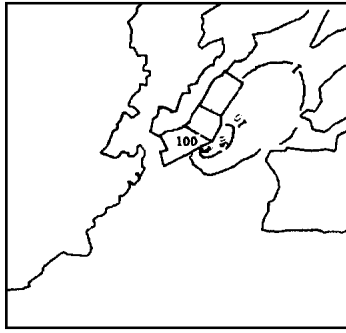


图 17 悬浮沙浓度分布 (高潮, S1 点排放)
Fig. 17 Concentration distribution of suspended load (high tide, discharged at point S1)

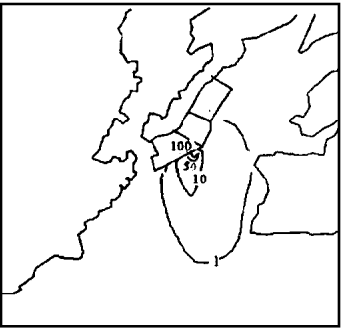


图 18 悬浮沙浓度分布 (落急, S1 点排放)
Fig. 18 Concentration distribution of suspended load (swift ebb, discharged at point S1)

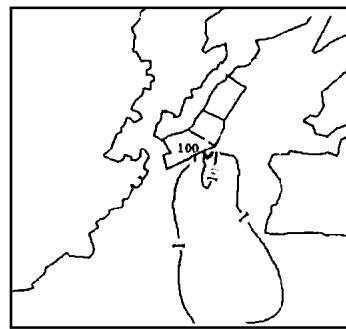


图 19 悬浮沙浓度分布 (低潮, S1 点排放)
Fig. 19 Concentration distribution of suspended load (low tide, discharged at point S1)

制体积法^[6]. 浓度值布置在交错网格的水位点上, 用逐行法作迭代计算, 直到收敛为止. 为了较好的反应溢流口附近的浓度分布, 仍进行套网格计算, 加密模型以整体模型的计算值为边界, 并将加密区域的计算结果反馈给整体模型.

2.2 溢流悬浮沙通量及沉速

二期吹填工程采用吸扬式挖泥船施工, 其中 800 m³/h 一台, 1200 m³/h 二台, 施工吹填速率为 3200 m³/h. 一期吹填资料表明, 沙浆含水量约为 40%, 溢流口单位时间排沙量不到吹填量的 2%, 其中细颗粒物约占 30%, 二期吹填按溢流口排沙量为吹填量的 2% 计, 溢流口排沙速率为 35 kg/s, 悬浮物排放源强 R 为 10.5 kg/s. 溢流悬浮沙粒径较小, D₅₀ = 0.021 mm, 泥沙静水沉速由 Stocks 公式求得:

$$w_0 = \frac{1}{18} \frac{d_s - d_0}{d_{0v}} g D_{50}^2, \quad (14)$$

ν 为海水分子运动粘滞系数, $\nu = 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$. 经计算得 $w_0 = 0.039 \text{ cm/s}$.

2.3 溢流泥沙的扩散分布及影响

对南吹填块和北吹填块各取一个溢流口 (位于 S1 点与 S2 点 (见图 2)), 进行了悬沙扩散模拟, 图 16 至图 19 是溢流口在 S1 点处的模拟计算结果. 由于泥沙的沉降特性, 随离溢流口的

距离增加, 悬沙浓度迅速衰减; 由于落潮流速大于涨潮流速, 落急时悬沙扩散范围比涨急时扩散范围大, 在南吹填块处, 浓度大于 100 mg/L 的最大范围为 250 m, 大于 50 mg/L 的最大范围为 500 m (发生在涨急时刻, 见图 16), 因此, 属于三类水质标准的最大范围为 500 m, 大于 10 mg/L 的最大范围为 2000 m (发生在落急时刻, 见图 18), 在此范围之内水域属二类水质标准. 溢流泥沙是近岸排放, 悬沙主要沉积于近岸浅滩, 在深槽和周边水域, 悬沙浓度较低, 一般低于 5 mg/L, 其水质仍属一类.

北吹填块东侧浅滩水浅, 流速小, 和南吹填块溢流泥沙情况相比, 其扩散范围较小 (限于篇幅, 图略). 在北吹填块处, 悬沙主要是影响溢流口附近水域, 在落急时刻, 二类水质的范围最大, 最大范围约为 1500 m, 在涨急和高潮时刻, 二类水质的最大范围不到 1000 m, 在低潮时, 滩涂露出溢流泥水流淌在沙滩上, 计算无法反应.

根据国家渔业水质标准要求, 悬浮物人为增加的量不得超过 10 mg/L. 由上述计算结果可知, 溢流口悬浮物引起的三类水质和二类水质的最大范围在离溢流口 2000 m 左右, 并且最大扩散距离发生在潮流流动方向, 等值线呈舌状, 溢流泥沙对白龙半岛沿岸和对企沙半岛沿岸周边的池塘养殖、育苗场影响很小; 对东西水道深槽也无明显影响, 因此, 吹填泥沙不会造成航道的淤积; 但对吹填区东侧浅滩的海水养殖在离溢流口 2 km 的范围内有影响. 溢流口泥沙大部分在溢流口附近沉积, 南吹填块的溢流口应避免设计在邻近航道处, 以免淤积防城港港池和航道.

3 结语

本文通过对对流项采用迎风格式, 改进极浅水处的底摩擦项的表达式和底摩擦项的线性化处理, 建立了浅滩潮流模型, 应用表明, 模型具有良好的稳定性和重现性.

防城港二期围海工程之后, 因为围垦区全部是零米等深线以上的滩涂, 围垦后 (下转第 297 页 Continue on page 297)

支挡工程的实施可以变得更容易一些,其稳定程度也可以提高。目前,较为流行的是支挡与加固并举。

蔡伟铭曾对四种不同的支挡加固方案进行比较,如图 10 所示。

经计算,各种加固方案的桩顶位移,桩身最大水平位移,地面最大沉降,坑底最大隆起见表 1

表 1 4 种不同支护设计方案的若干技术指标一览表^[4]

Table 1 Some technical specifics of four different supporting designs

方案代号 Design code	桩顶侧移 Lateral displacement of pile head δ_1 (cm)	桩身最大水平位移 Maximum horizontal displacement of pile shaft δ_2 (cm)	地面最大沉降 Maximum ground subsidence S (cm)	坑底最大隆起 Maximum upheaval of pit bottom Δ (cm)
F ₁	4.91	16.53	4.65	21.02
F ₂	4.35	12.30	3.69	13.81
F ₃	7.20	13.80	4.32	20.86
F ₄	6.47	11.94	4.05	19.75

由以上计算结果可看出,加固效果是明显的,而且加固基坑被动区土体是最有效的。

5 结论

由以上几个方面问题分析,可以得到如下几点结论:

(1)深基坑支护工程设计应当视基坑边坡支护工程与建(构)筑物结构工程为一个有机体,并进行系统分析。

(2)影响支护工程设计的因素较多,有确定因素,也有非确定因素,对于给定的工程而言,存在着优化设计的必要。

(3)对土体结构强度的认知程度决定着支护工程设计的合理性与经济性。

(4)支护工程的设计思路,实施方案,应当用系统分析的观点,土体是有结构的观点进行比较而择定。

参考文献

- 1 Venanzio R. Greco, Efficient monte carlo technique for locating critical slip surface. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1996, 122 (7): 517~ 525.
- 2 唐业清. 深基坑工程事故的预防与处理. *施工技术*, 1997, 26 (1): 4~ 5.
- 3 谭先康等. 武汉地区深基坑支护技术综述. *施工技术*, 1996, 1: 18~ 20.
- 4 黄强. 深基坑支护工程设计技术. 北京: 中国建材工业出版社, 1995.
- 5 [美] K. 泰沙基著. 理论土力学. 徐志英译. 北京: 地质出版社, 1960.
- 6 沈珠江. 土体结构性的数学模型——21世纪土力学的核心问题. *岩土工程学报*, 1996, 18 (1): 95~ 97.
- 7 赵志缙, 赵帆. 高层建筑基础工程施工. 北京: 中国建筑工业出版社, 1994, 240~ 244.
- 8 李保国等. 基坑边坡喷锚网支护技术在复杂环境中的应用. *建筑技术*, 1996, 2: 86~ 87.
- 9 邱锡宏. 上海人民广场地下车库中心岛法施工技术. *施工技术*, 1995, 24 (2): 14~ 17.
- 10 蔡伟铭. 加固基坑支护被动区土体的效果分析. 见: 黄熙龄主编. 高层建筑地下结构及基坑支护. 北京: 宇航出版社, 1994, 225~ 231.
- 11 吴恒. 第四纪地层组合模型与建筑物地基稳定问题分析. *公路工程地质*, 1990, 8 (4): 38~ 43.

(责任编辑: 莫鼎新 邓大玉)

(上接第 290 页 Continue from page 290)

港湾的纳潮量损失不大,围垦工程对整个港湾潮流流况影响甚微,只是在工程附近的局部区域流况有较大变化。

吹填工程实施时,溢流泥沙造成二类水质的最大距离为 2 km,对航道深槽、企沙半岛及白龙半岛的沿岸海域影响较小,因此,工程实施时这些区域的海水养殖业及捕捞业不会受到明显影响。

参考文献

- 1 Casulli V. Semi-implicit finite-difference methods for

two-dimensional shallow water equations. *J Comput Phys*, 1990, 86: 56~ 74.

- 2 张存智, 杨连武, 窦振兴. 极浅海域潮流数值模型. *海洋与湖沼*, 1994, 25 (6).
- 3 天津大学研究生院泥沙研究室. 水流数学模型(下). 1988, 1: 127~ 129.
- 4 王尚毅, 顾元桢, 郭传镇. 河口工程泥沙数学模型. 北京: 海洋出版社, 1990. 218~ 218.
- 5 舒良华, 姜太良, 方正. 悬移质潮扩散的数值预测. *海洋学报*, 1993. 9.
- 6 S V 帕坦卡. 传热与流体流动的数值计算. 北京: 科学出版社, 1984.

(责任编辑: 蒋汉明)