

Doi: 10.11840/j.issn.1001-6392.2023.01.004

防潮闸启闭影响下的河口水流泥沙运动状态研究

李大鸣¹, 丁然¹, 张星瑞¹, 李彦卿², 魏军³

(1. 天津大学 水利工程仿真与安全国家重点实验室, 天津 300072; 2. 生态环境部海河流域北海海域生态环境监督管理局生态环境监测与科学研究中心, 天津 300170; 3. 河北省气象灾害防御中心, 河北 石家庄 050021)

摘 要: 为研究防潮闸启闭与跨水工程建设对河口地区水流泥沙运动状态的影响, 以河口近闸跨水工程为背景, 建立了以Godunov格式有限体积法为基础的二维浅水流动数学模型和基于固液二相流理论的二维水流泥沙数学模型, 并以实测资料进行必要验证, 结果较为吻合。在此基础上, 建立了永定新河河口区域二维水沙数值模型, 将该模型应用于滨海新区Z4线一期跨河工程段的水沙分析, 并对工程建设后永定新河河口水流泥沙运动的变化趋势进行预报。结果表明永定新河河口二维全沙模型较为可靠, 可为河口近闸跨水工程的相关分析提供研究思路和方法。

关键词: 河口近闸跨水工程; 防潮闸; 有限体积法; 永定新河; 水流泥沙运动

中图分类号: P731.2; TV143

文献标识码: A

文章编号: 1001-6932(2023)01-0030-12

Research on flow and sediment movement in estuary under the effect of tidal gate

LI Daming¹, DING Ran¹, ZHANG Xingrui¹, LI Yanqing², WEI Jun³

(1. National Key Laboratory for Simulation and Safety of Water Engineering Projects, Tianjin University, Tianjin 300072, China; 2. Center of Eco-environmental Monitoring and Scientific Research, Administration of Ecology and Environment of Haihe River Basin and Beihai Sea Area, Ministry of Ecology and Environment, Tianjin 300170, China; 3. Hebei Meteorological Disaster Prevention Center, Shijiazhuang 050021, China)

Abstract: In order to study the influence of the opening and closing of the tidal gate and the construction of the water crossing project on the flow and sediment movement in the estuary, taking the near gate and water crossing project in the estuary as the case, a two-dimensional shallow water flow mathematical model based on Godunov scheme finite volume method and a two-dimensional flow sediment mathematical model based on solid-liquid two-phase flow theory are established. The necessary verification is carried out with the in-situ observations, and the results are in good agreement. On this basis, a two-dimensional numerical model of water-sediment in Yongding New River estuary area is established, which is applied to the water-sediment analysis of the first phase of the Z4 cross-river project in Binhai New Area, and the change trend of the water-sediment movement in the Yongding New River estuary is forecasted after the construction of the project. The results show that the two-dimensional total sediment model of Yongding New River estuary is more reliable, and can provide research ideas and methods for the relevant analysis of the near-gate cross-water project in the estuary.

Keywords: river mouth near sluice crossing; tidal gate; finite volume method; Yongding New River; water-sediment movement

收稿日期: 2022-01-10; 修订日期: 2022-03-24

基金项目: 河北省气象局青年基金项目 (20ky27)

作者简介: 李大鸣 (1957—), 博士, 教授, 主要从事水力学及河流动力学、海岸工程及数值计算等方面的研究, 电子邮箱: lidaming@tju.edu.cn

河口是河流与海洋、湖泊或其他河流的结合段^[1]。入海河口承载了陆域来水和海域来水,影响因素众多,水流泥沙特性较为复杂。其中,河口水流泥沙问题的研究对于海岸工程的建设、河口治理、环境保护以及防灾减灾具有重要意义。数值模拟是研究近海水流、泥沙运输和系统形态演化的有效方法^[2],相比于计算量偏大的三维数值模拟,针对开阔海域水流泥沙运动的研究仍以二维模型为主。

二维泥沙输运数值模型可分为水平模型和垂向模型。其中,水平二维泥沙输运模型常应用于河口近海泥沙运动的研究中,如 Wolanski 等^[3]应用二维水动力-泥沙输移数值模型分析了 Fly 河口(巴布亚新几内亚)最大浊度的特征及形成原因;Barros^[4]基于耦合的二维泥沙输运模型再现了葡萄牙 Tejo 河口 50 年来沉积的演化过程;董礼先等^[5]通过构建黄渤海二维泥沙数值模型,发现研究区的潮流场在泥沙输运过程中起主导作用;Zuo 等^[6]利用二维数值模式模拟了上海洋山地区的潮流、泥沙输移和海底形变过程。相比于水平二维泥沙输运模型,垂向二维模型能够反映泥沙剖面的分布,以及底部泥沙在边壁处的动力过程^[7],如 Kuo 等^[8]建立了一个侧向平均的垂向二维模型模拟美国东海岸 Chesapeake 湾的支流河口最大浊度水流和悬沙的运动,通过数学建模的方法分析了影响最大浊度的因素;Mead^[9]、隋倩倩^[10]对比了二维水平和二维垂直的泥沙模型在预测河口淤积问题的差异,发现平面二维模型反映了床质可用度的影响,垂向二维模型则可反映垂向流的辐合、发散对输沙能力的影响。对于泥沙运动而言,以往研究主要集中于采用参考浓度法或挟沙能力法的单相流模型计算悬浮泥沙浓度,尚没有通用的参考浓度或挟沙能力模型^[11],而且推移质泥沙要么被忽略,要么用经验公式计算,且不同的经验公式计算结果差别较大,这都使得泥沙的模拟相对粗糙,导致计算结果的准确性不高,影响数值模拟的效果。为了解决此问题,使用两相流模型对泥沙运动进行模拟不失为一种考虑推移质运动的新办法。

总体而言,在泥沙数学模型中考虑悬移质和推移质运动的全沙模型从资料收集和计算模式上仍有进一步研究的必要。本文以永定河口建闸后防潮闸启闭对水动力和泥沙运动的影响为背景,建立了考虑推移质泥沙运动的二维全沙数学模型,并证明了

模型理论的科学性和模型成果的可靠性。文章主要介绍了二维全沙数学模型的建立模式和应用实况,以期对泥沙数学模型建立提供一种新方法。

1 理论和方法

1.1 二维浅水流动数学模型

二维浅水方程的守恒形式可写为:

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial E}{\partial x} + \frac{\partial K}{\partial y} = \frac{\partial E^d}{\partial x} + \frac{\partial K^d}{\partial y} + S \quad (1)$$

式中: $U = \begin{bmatrix} h \\ hu \\ hv \end{bmatrix}$ 为守恒型物理向量; $E = \begin{bmatrix} hu \\ hu^2 + \frac{gh^2}{2} \\ huv \end{bmatrix}$ 和

$K = \begin{bmatrix} hv \\ huv \\ hu^2 + \frac{gh^2}{2} \end{bmatrix}$ 分别为 x 和 y 方向的对流通量向量;

$E^d = \begin{bmatrix} 0 \\ 2hv_t \frac{\partial u}{\partial x} \\ hv_t (\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}) \end{bmatrix}$ 和 $K^d = \begin{bmatrix} 0 \\ hv_t (\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}) \\ 2hv_t \frac{\partial v}{\partial y} \end{bmatrix}$ 分别为 x 和 y 方向

的扩散通量向量; $S = S_0 + S_t + S_{wind} + S_c = \begin{bmatrix} 0 \\ ghS_{sx} \\ ghS_{sy} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ -ghS_{fx} \\ -ghS_{fy} \end{bmatrix} +$

$\begin{bmatrix} 0 \\ \frac{1}{\rho} \tau_{sx} \\ \frac{1}{\rho} \tau_{sy} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ hf_v \\ -hf_u \end{bmatrix}$ 为源项向量。

本文采用 Godunov 格式有限体积法,

$$\int_{A_i} (U_i^{n+1} - U_i^n) dA + \int_n^{n+1} \oint_{L_i} F \cdot n dl \cdot dt = \int_n^{n+1} \oint_{L_i} F^d \cdot n dl \cdot dt + \int_n^{n+1} \int_{A_i} S dA \cdot dt \quad (2)$$

并采用 Roe 格式的近似 Riemann 解算子法计算单元交界面处的法向数值通量。

$$F^* \cdot n = \frac{1}{2} \{ [(E, K)_R + (E, K)_L] \cdot n - |\tilde{J}| (U_R - U_L) \} \quad (3)$$

式中: $U_R = (h \ hu \ hv)_R^T$ 和 $U_L = (h \ hu \ hv)_L^T$ 分别为界面左、右两侧的守恒型向量; $\tilde{J}$ 为 Roe 平均的 Jacobian 矩阵。

1.2 二维数值模型

1.2.1 水流泥沙运动的适定问题

固液二相流连续性方程:

$$\rho \nabla \cdot U + \frac{\rho_s}{\varepsilon} \left[\frac{\partial C}{\partial t} + \nabla \cdot (U_s C) \right] = 0 \quad (4)$$

式中: ρ 为液体密度, ρ_s 为固体颗粒的密度, C 为含颗粒浓度流体的相对体积比, ε 为孔隙率, $\nabla = \frac{\partial}{\partial x} \vec{i} + \frac{\partial}{\partial y} \vec{j} + \frac{\partial}{\partial z} \vec{k}$, $U = u_x \vec{i} + u_y \vec{j} + u_z \vec{k}$, U_s 为固体颗粒速度^[12]。

固液二相流运动方程:

$$\rho \frac{dU}{dt} + \frac{\rho_s}{\varepsilon} \frac{d(U_s C)}{dt} = -\nabla p + \mu \nabla^2 U - \frac{\mu U_r}{k} + \rho \Phi \quad (5)$$

式中: $U_s = u_{sx} \bar{i} + u_{sy} \bar{j} + u_{sz} \bar{k}$, $U_r = u_{rx} \bar{i} + u_{ry} \bar{j} + u_{rz} \bar{k}$, $\Phi = X \bar{i} + Y \bar{j} + Z \bar{k}$, $\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$, u_{rx} 为微元体内的固液平均相对速度, k 为渗透率^[12]。

根据固液二相流的连续性方程和运动方程, 可以得出水流泥沙运动的适定问题^[13]:

$$\begin{cases} \rho \nabla \cdot U + \frac{\rho_s}{\varepsilon} \left[\frac{\partial C}{\partial t} + \nabla \cdot (U_s C) \right] = q_s + q_b \\ \rho \frac{dU}{dt} + \frac{\rho_s}{\varepsilon} \frac{d(U_s C)}{dt} = -\nabla p + \mu \nabla^2 U - \frac{\mu U_r}{k} + \rho \Phi \end{cases} \quad (6)$$

式中: q_s 和 q_b 分别表示自由表面和底面上的源项和汇项。在主流区, 当 C 较小且 k 较大时, 固体颗粒的行为在流动研究中可以忽略。从公式 (6) 可以得到:

$$\begin{cases} \nabla \cdot U = q_s \\ \rho \frac{dU}{dt} = -\nabla p + \mu \nabla^2 U + \rho \Phi \end{cases} \quad (7)$$

再将上式代入式 (6) 得到:

$$\begin{cases} \frac{\partial C}{\partial t} \nabla \cdot (U_s C) = q_b \\ \frac{\rho_s}{\varepsilon} \frac{d(U_s C)}{dt} = -\frac{\mu U_r}{k} \end{cases} \quad (8)$$

式(7)为主流区流动的连续性和动量方程。式(8)的第一式为泥沙运动学中经常用到的悬沙连续性方程, 第二式为本文补充的余悬沙动量方程^[14]。

当 $U \gg U_s$ 时, 从式 (6) 式可得:

$$\begin{cases} \nabla \cdot U = q_s \\ \rho \frac{dU}{dt} = -\nabla p + \mu \nabla^2 U - \frac{\mu U_s}{k} + \rho \Phi \end{cases} \quad (9)$$

将式 (9) 代入式 (6) 式得:

$$\begin{aligned} \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial(uh)}{\partial x} + \frac{\partial(vh)}{\partial y} &= 0 \\ \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + g \frac{\partial z}{\partial x} &= -g \frac{\sqrt{u^2 + v^2}}{c^2 h} u + fu + A_H \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) \\ \frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + g \frac{\partial z}{\partial y} &= -g \frac{\sqrt{u^2 + v^2}}{c^2 h} v - fu + A_H \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) \end{aligned} \quad (12)$$

式中: h 为水深, c 为海域的 Chezy 摩擦系数, f 为科里奥利系数, A_H 为水平涡动黏性系数。

$$\begin{cases} \frac{\partial C}{\partial t} + \nabla \cdot (U_s C) = q_b \\ \frac{\rho_s}{\varepsilon} \frac{d(U_s C)}{dt} = \frac{\mu U_s}{k} \end{cases} \quad (10)$$

式 (9) 为固液二相流非耦合运动中液相的连续性和动量方程。式 (10) 为固液二相流非耦合运动中固相的连续性和动量方程, 同时也是本文所用的底层附近推移质泥沙的互补连续性和动量方程。从式 (9) 和式 (10) 可以对固液两相分别求解, 但应注意在固液两相界面上要满足运动和应力连续条件。

1.2.2 二维全沙模型

全沙模型主要包括水流、悬移质运动和推移质运动, 水流、悬移质运动尺度较大, 而推移质运动尺度较小, 这两种不同运动尺度的方程是通过式(7)一式(10)在水深方向上进行积分推导的, 这些连续、运动方程为水沙耦合运动的模拟提供了理论基础。模拟时, 推移质厚度一般用底沙中值粒径的 2 倍来估算, 在这一高度附近考虑悬移质与推移质的交换。由于本文是二维水沙数学模型, 悬沙交换量采用爱因斯坦悬移质挟沙能力公式确定, 底沙交换量由式 (14) 确定。二维水沙运动问题的主要物理量之间的函数关系可以表示为:

$$f(z, u, v, C_s, C_b, u_b, v_b, h_b) = F(x, y, t) = 0 \quad (11)$$

式中: z 为水位; u 和 v 分别为 x 和 y 方向的平均流速; C_s 为平均悬浮泥沙浓度 (表示为相对体积比); C_b 为平均推移质含沙量; u_b 和 v_b 分别为 x 和 y 方向上推移质泥沙的平均速度; h_b 为床表面的变形量。

考虑到水流泥沙模型的理论基础是质量守恒和动量守恒, 式(11)可以具体表示为式(12)一式(14)。二维浅水环流方程可以从式 (7) 中得到。当不考虑源项和汇项时, 连续方程和动量方程由式(12)给出:

考虑湍流影响的悬浮泥沙扩散方程可由式 (11) 得到, 如式 (13) 所示:

$$\frac{\partial C_s}{\partial t} + u \frac{\partial C_s}{\partial x} + v \frac{\partial C_s}{\partial y} - \frac{\partial}{\partial x} (\varepsilon_x \frac{\partial C_s}{\partial x}) - \frac{\partial}{\partial y} (\varepsilon_y \frac{\partial C_s}{\partial y}) = -A_s \frac{\omega_s}{d_{50s}} (C'_s - C'_b) \quad (13)$$

式中: ε_x 和 ε_y 分别是 x 和 y 方向的扩散系数。 ω_s 是悬浮泥沙的平均沉降速度; d_{50s} 是悬浮沉积物的中值粒径; A_s 是与 ω_s 和 d_{50s} 相关的修正系数; C'_s 和 C'_b 分别表示悬浮泥沙和推移质泥沙的交换能力。

水沙二相流相互作用的推移质泥沙连续性方程和动量方程可由式 (10) 得到, 如式 (14) 所示:

$$\begin{aligned} \frac{\partial C_b}{\partial t} + u_b \frac{\partial C_b}{\partial x} + v_b \frac{\partial C_b}{\partial y} &= A_b \frac{\omega_b}{d_{50b}} (C'_s - C'_b) \\ \frac{\partial u_b}{\partial t} + u_b \frac{\partial u_b}{\partial x} + v_b \frac{\partial u_b}{\partial y} &= -\frac{\mu}{k} u_b + g \frac{\sqrt{u^2 + v^2}}{c^2 h} u \\ \frac{\partial v_b}{\partial t} + u_b \frac{\partial v_b}{\partial x} + v_b \frac{\partial v_b}{\partial y} &= -\frac{\mu}{k} v_b + g \frac{\sqrt{u^2 + v^2}}{c^2 h} v \end{aligned} \quad (14)$$

式中: C_b 为平均推移质含沙量; u_b 为 x 方向底沙推移平均速度; v_b 为 y 方向底沙推移平均速度; ω_b 为底沙平均沉速; d_{50b} 为底沙中值粒径; A_b 为与底沙平均沉速和中值粒径相关的修正系数; ν 为水流运动黏性系数。其中, 推移质速度和平均推移质含沙量, 是在底部摩擦力驱动下进行运动的, 可以在计算出水流速度的基础上, 通过式 (14) 中的 3 个方程联立求解来确定。边界处可以给出已知值, 当边界为岸线或水深很大时可以近似取零^[13]。

床面的变形方程可以用下式表示:

$$\gamma_c \frac{\partial h_b}{\partial t} = \gamma_s \frac{d(hC_A)}{dt} \quad (15)$$

式中: h_b 为床面变形量; γ_c 为推移质泥沙干容重; γ_s 为悬浮泥沙容重; C_A 为总含沙量, 包括悬浮泥沙和推移质泥沙。

1.3 计算方法

三步求解法可用于计算一维水流, 逆风差分法可用于离散求解悬移质的动量方程^[15]。同步解可用于计算式 (12)–(15), 但具有相当高的处理速度和内存要求, 因为有八个未知的质量, 流动的规模比沉积物大得多。因此可以在划分尺度的基础上依次计算潮流、悬沙和推移质泥沙, 然后根据精度要求进行反馈计算。

在计算悬移质泥沙和推移质泥沙的交换能力时, 必须确定泥沙输移和泥沙交换的边界条件。然而, 边界处的泥沙输移条件通常很难建立, 因此可以用平衡输沙和非平衡输沙方法来确定输沙边界条件; 悬浮泥沙和推移质泥沙交换能力的边界条件可通过水动力条件确定。

悬浮泥沙和推移质泥沙的交换能力可通过以下步骤获得:

(1) 选择前一阶段的 C'_s 和 C'_b 求解式 (13) 和 (14) 并捕获 C_s 和 C_b , 这是不平衡的沉积物输运结果。

(2) 根据水动力条件计算模型中的平衡输沙量分布, 从而利用悬沙输沙率公式计算 C_{qs} , 并使用莱恩-卡林斯克理论计算 C_{qb} 。

$$q_s = huC_s \quad (16)$$

式中: q_s 为悬沙质单宽输沙率; h 为平均水深; u 为平均流速。

(3) 由平衡输沙和非平衡输沙的悬沙和推移质泥沙浓度, 利用 $C'_s = C_{qs} - C_s$ 和 $C'_b = C_{qb} - C_b$ 计算悬沙和推移质泥沙的交换容量。

(4) 重复上述步骤, 计算每个时期的悬浮泥沙和推移质泥沙浓度。

2 永定新河二维水沙模拟

2.1 永定新河区域概况

永定新河紧靠天津市区北侧, 全长约 62 km, 是海河流域北系四河 (永定新河、北运河、潮白新河、蓟运河) 的共同入海通道, 河口控制北四河流域面积 $8.3 \times 10^4 \text{ km}^2$ 。该河自 1971 年建成以来主要受潮汐动力的影响, 且由于受宏观气候变化的影响及各汇入河道上游的拦蓄使径流逐年减少, 枯水年份几乎无径流下泄, 河道长期受潮汐水流控制出现了严重的海相泥沙淤积, 使河道行洪能力大幅度下降。

2.2 模型网格划分及边界条件

永定新河水力学数学模型的范围是从河口 63+000 断面沿河口深槽方向至水深 10 m 处, 长约 20 km, 沿海岸线宽约 16 km, 覆盖海域面积为 320 km^2 。二维模型采用三角单元剖分, 主体网格空间步长 500 m, 加密区最小步长为 100 m。二维模型包含 1 828 个节点, 3 494 个单元, 其模型剖分情况如图 2 所示。

河道地形资料分别为 2001 年测量的永定新河、蓟运河断面资料和 2004 年 3 月测量的潮白新河断面资料。河口地形资料采用自然资源部第一海洋研究所 2004 年 3 月测量的 1:2 000 地形图。海区地形

资料采用 1995 年的 1:50 000 海图资料。模型计算采用大小模型嵌套的方案,均采用水位驱动计算,大模型开边界采用 Mike 全球潮位预报系统提供的 2003 年 10 月 13—14 日的水位数据,小模型开边界水位数据从大模型中提取,如图 1 所示。

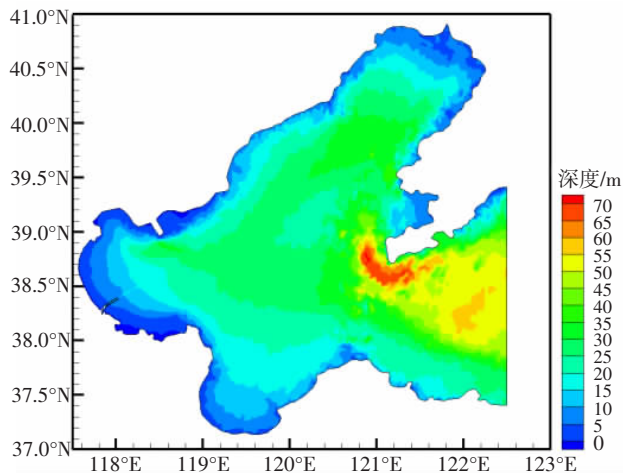


图 1 大地形水深

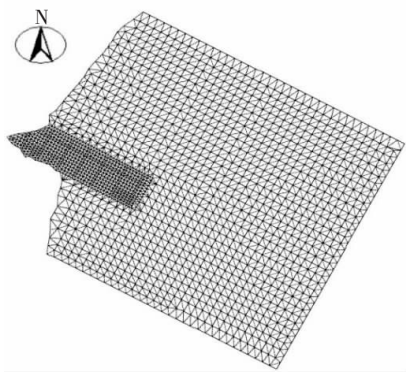
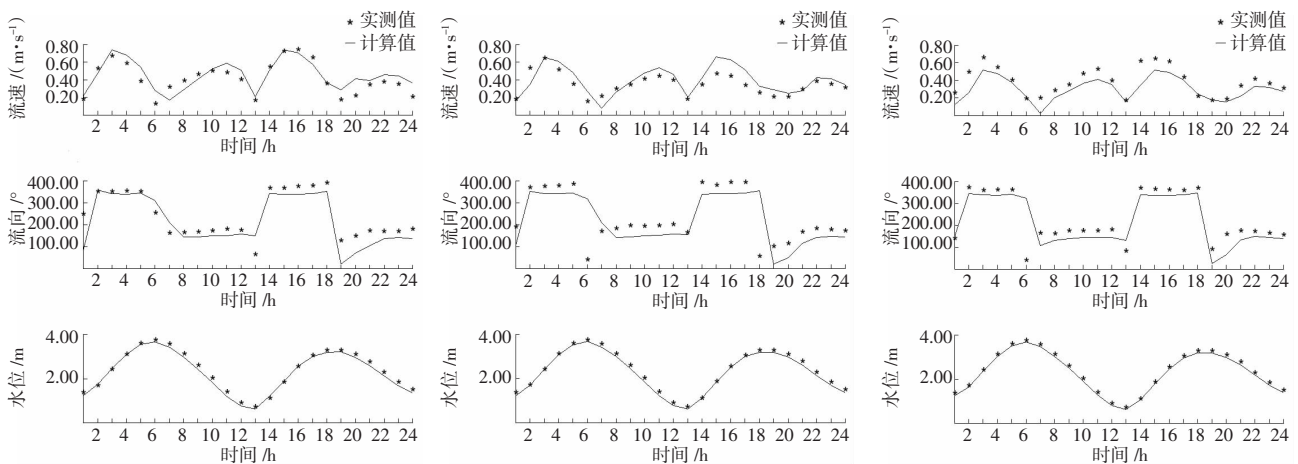


图 2 二维模型网格剖分情况



(a)5# 测站

(b)8# 测站

(c)13# 测站

图 4 各测站大潮流速、流向、潮位逐时的过程验证

2.3 模型的率定与验证

二维海域水流模型的率定采用塘沽北塘 2003 年 10 月 13 日 11:00 时至 14 日 13:00 时 5#、8#、13# 海流观测站资料,主要验证大潮和小潮逐时的流速、流向、潮位、含沙量。5#、8#、13# 海流观测站区位如图 3 所示。模型采用 2003 年 10 月 13—14 日大潮全潮观测资料进行水流验证,验证结果如图 4 所示。其中,涨潮和落潮流场的验证结果分别见图 5 和图 6。

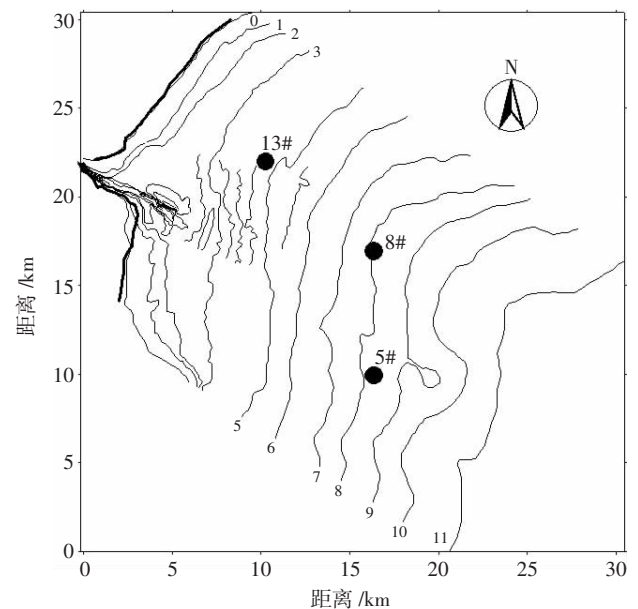


图 3 海流观测站与附近海域地形

河道糙率取值为 0.021 2~0.028 0。床沙平均中值粒径 d_{50} 为 0.005~0.011 3 mm,悬沙平均中值粒径 d_{50} 为 0.002~0.007 4 mm。泥沙絮凝沉速约为 0.40 cm/s。

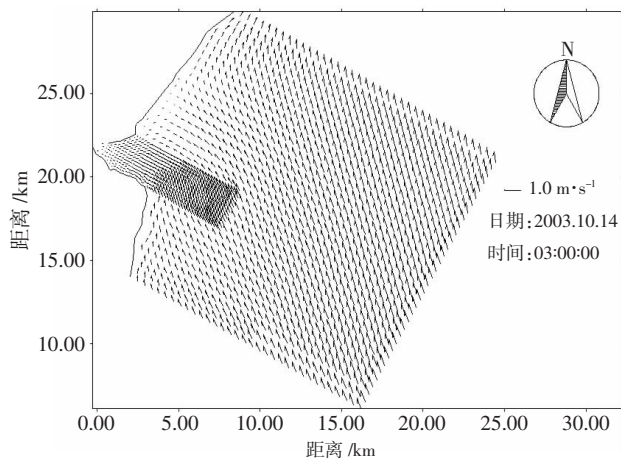


图5 涨潮流场的验证结果

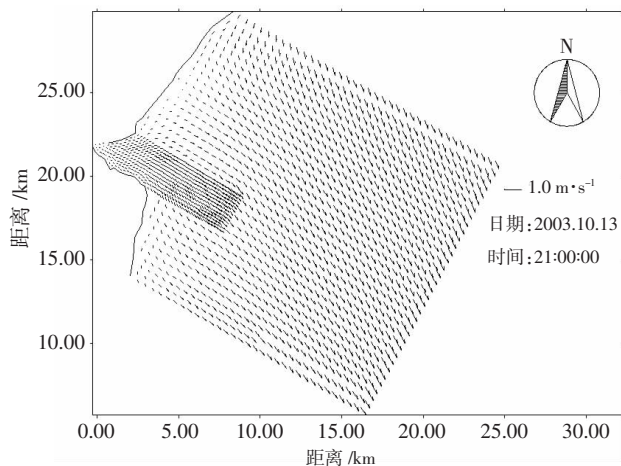


图6 落潮流场的验证结果

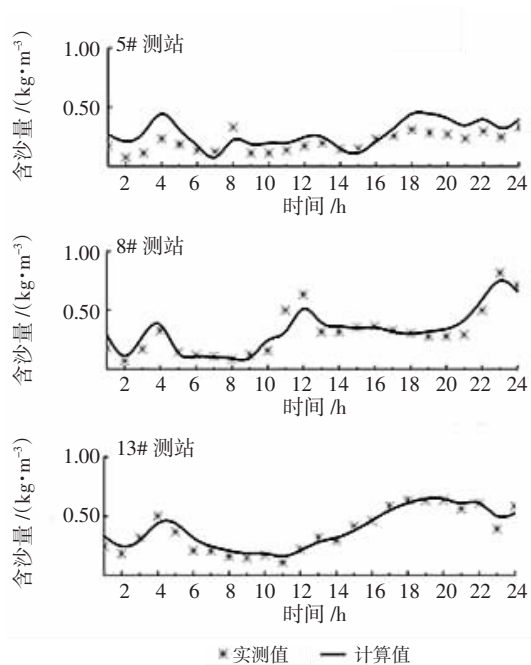


图7 5#、8#、13# 测站逐时含沙量过程验证

从上述模型的验证结果可见,二维水力学模型模拟的5#、8#、13#海流测站流向、潮位、流速的计算值与实测值变化趋势一致,流速和流向基本吻合,且潮位吻合良好,涨落潮流场趋势基本正确。根据上述不同情况的模型验证结果,可以证明永定新河的水力学模型是正确可靠的。泥沙数学模型的验证采用5#、8#、13#海流观测站的含沙量资料来进行,并且各站含沙量实测过程与模型采用的流速以及大、小潮潮位资料是同步的。对于5#、8#、13#海流观测站,模型逐时含沙量的验证结果如图7所示。

另外,本文用1995—1998年河口实测冲淤等值线与计算冲淤等值线之间的定性比较来进行地形验证,其结果如图8与图9所示。

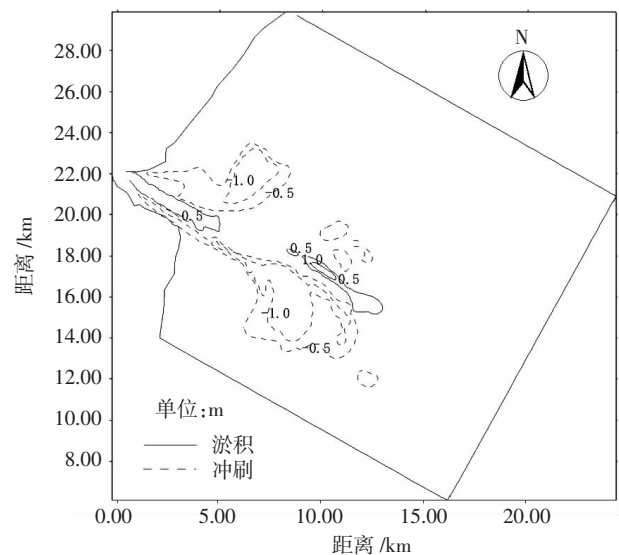


图8 1995—1998年河口实测冲淤等值线图

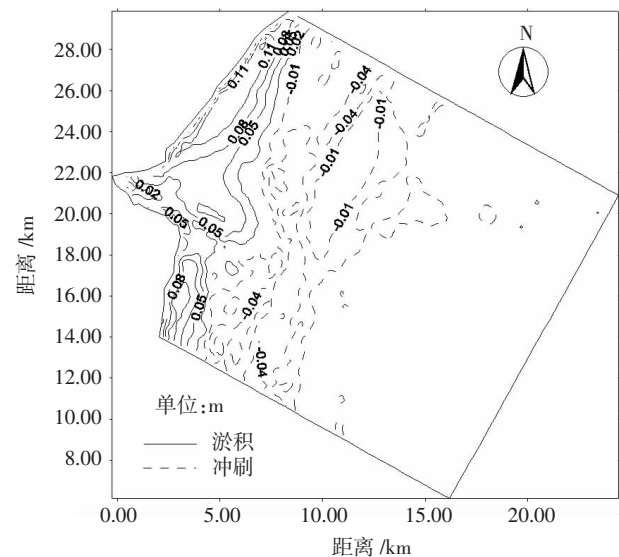


图9 现状情况下的河口计算冲淤等值线图

从图 8 与图 9 所给出的计算冲淤等值线与实测冲淤等值线来看,深槽呈淤积趋势,接近破碎波水深的浅滩则呈冲刷趋势,且实测地形变化与计算结果基本一致,由此表明所建立的永定新河泥沙运动模拟数学模型是符合其泥沙运动特征的。

3 模型应用及工程实例

3.1 工程概况

Z4 线为滨海新区线网中南北走向的骨干线,连接了滨海新区核心区、南片区和北片区,线路覆盖中心商务区、中部新城等重点建设发展区域,其初步建设规划于 2004 年 4 月。建设项目位于永定新河防潮闸下游约 1 km 处,采用桥梁方式跨越永定新河,对应于永定新河桩号为 64+100。本次计算范围为永定新河防潮闸下游河段。

3.2 模型建立及计算方案

永定新河口 Z4 线二维水沙模型经度范围为 117°43'15.15"E—118°0'33.89"E,长约 25 km,纬度范围为 38°56'44.19"N—39°8'58.07"N,宽约 23 km,覆盖海域面积为 253 km²。模型采用三角单元剖分,海区网格最大空间步长 700 m,码头加密区步长为 80 m,围堰及边滩加密区步长为 100 m,桥墩附近加密区最小步长为 1.6 m。模型共包含 12 570 个节点,23 936 个单元。包括闸下左侧围堰、Z4 线铁路桥墩、中央大道桥墩、海滨高速公路桥墩。整体剖分网格如图 10 所示,局部剖分网格如图 11 所示。

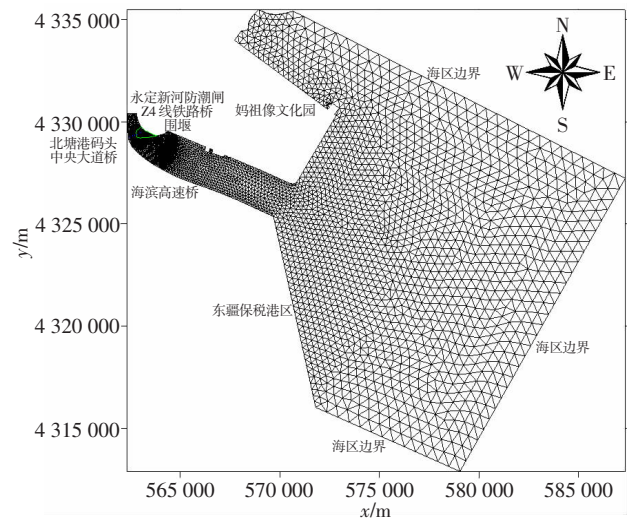


图 10 模型整体剖分网格

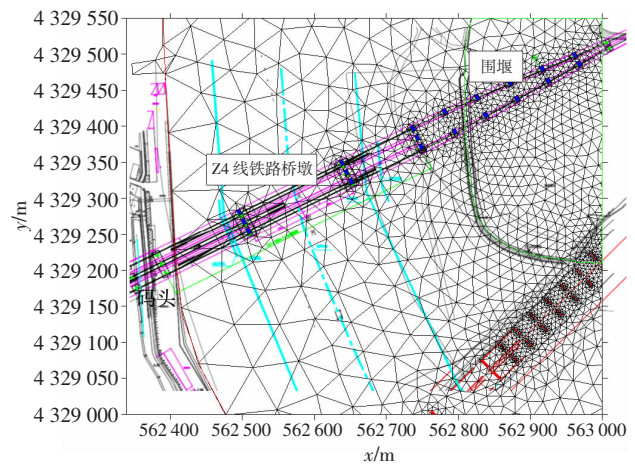
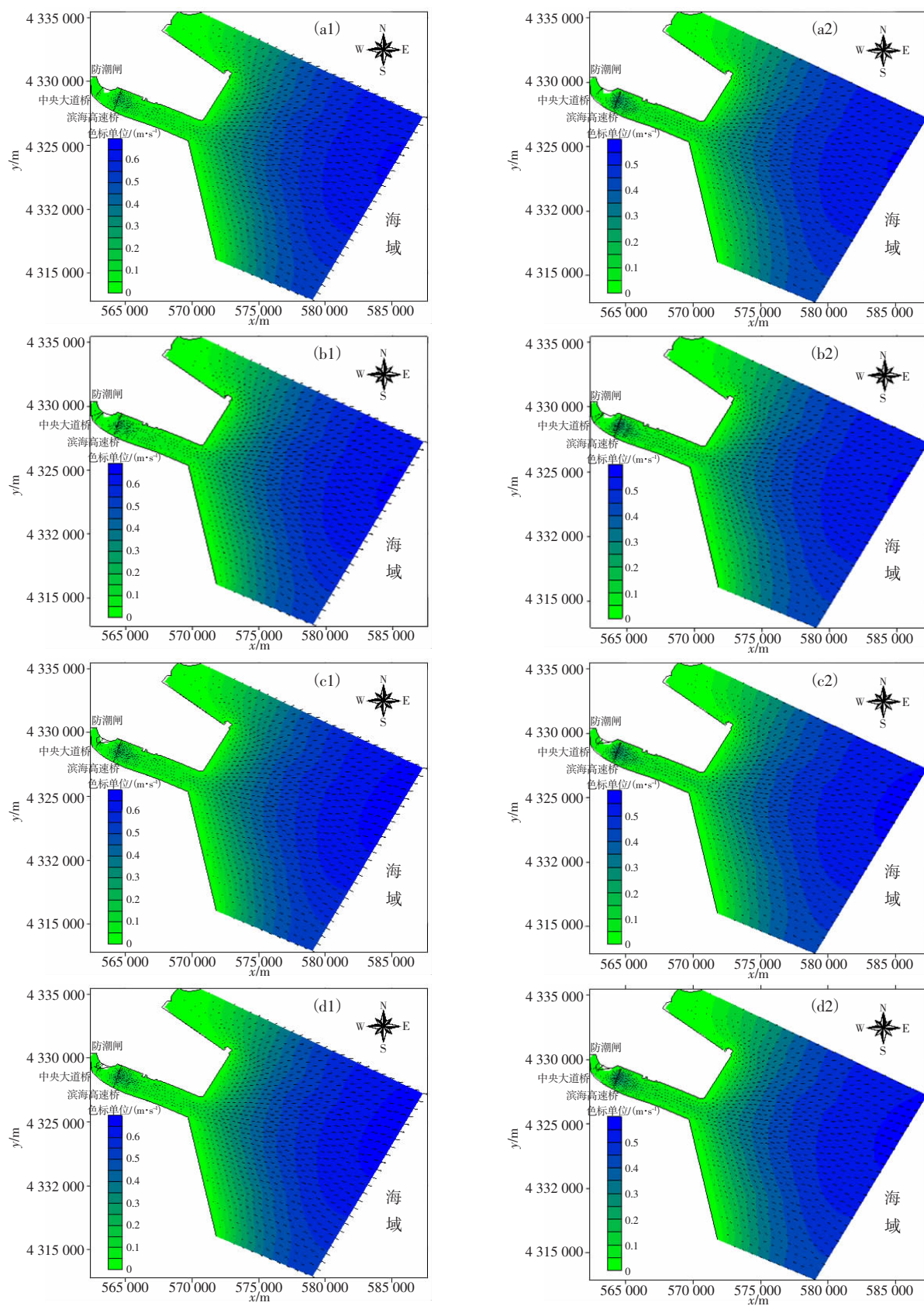


图 11 模型局部分网格

表 1 模型计算方案组合

方案	围堰	Z4 线桥	关闸	泄洪 4 640 m ³ ·s ⁻¹	泄洪 4 820 m ³ ·s ⁻¹
1	-	-	√	-	-
2	-	√	√	-	-
3	√	-	√	-	-
4	√	√	√	-	-
5	-	-	-	√	-
6	-	√	-	√	-
7	√	-	-	√	-
8	√	√	-	√	-
9	-	-	-	-	√
10	-	√	-	-	√
11	√	-	-	-	√
12	√	√	-	-	√



(a1)无围堰、建桥前落潮；(a2)无围堰、建桥前涨潮；(b1)无围堰、建桥后落潮；(b2)无围堰、建桥后涨潮；(c1)有围堰、建桥前落潮；(c2)有围堰、建桥前涨潮；(d1)有围堰、建桥后落潮；(d2)有围堰、建桥后涨潮

图 12 闭闸情况下整体流场

模型计算的组合方案主要针对潮流计算和泥沙计算两种情况,按照建桥前后和有无围堰两种模式进行确定,再分别与防潮闸关闸和开闸按设计流量 $4\,640\text{ m}^3/\text{s}$ 和校核流量 $4\,820\text{ m}^3/\text{s}$ 泄洪进行组合,共有 4 组 12 种工况(表 1)。

3.3 计算结果及分析

3.3.1 潮流模型模拟

永定新河口 Z4 线潮流模型以闭闸情况下四种方案为例,计算流场如图 12。

从图 12 关闭防潮闸情况下的整体流场可以看出:在永定新河防潮闸关闭条件下,闸下流速较小,沿导线控制的闸下河道流速变化不剧烈,在海滨高速公路桥附近流速较大,在中央大道桥至防潮闸下河道流速较小。此外,在永定新河口外的海区内,涨落潮较大且流速呈东西方向,落潮流从浅水区向深水区运动,水流有扩散的变化趋势,涨潮流从深水区向浅水区运动,水流有聚拢的变化趋势,且流速大小变化基本与水深变化成正相关。

通过模拟同样可以得出流量分别为 $4\,640\text{ m}^3/\text{s}$ 和 $4\,820\text{ m}^3/\text{s}$ 情况的计算流场。结果显示,在永定新河防潮闸开启条件下闸下流速较大。中央大道桥和海滨高速公路桥下游,流速随着河道断面展宽有所下降,但仍保存较大流速。在永定新河口外的海区,流速与落潮流速叠加,使落潮流速的扩散流速增加,涨潮流与流速遭遇,不能上溯到河道内。流速受涨潮流顶托,在到达河道河口外的海区后,水流流速较高的区域呈扇形展开,水流流速迅速减小,海区涨潮流运动趋势不明显。但与设计流量相比,校核流量下水流流速相对较大,且扇形展开区域更为广阔。

为定量比较水位、水深和流速的变化,在北塘港码头区、Z4 线铁路桥、中央大道桥和海滨高速公路桥附近选取 18 个特征点,以研究特征点上水位、水深和流速在 12 个工况计算方案中的变化,图 13 为特征点位置。

对各工况分别进行分析可得到 Z4 线建桥后对周边工程环境的影响,结果如表 2 所示。防潮闸关闭情况下,最大壅高为 $0.004\,1\text{ m}$;流量为 $4\,640\text{ m}^3/\text{s}$ 时,深槽最大壅高为 $0.025\,7\text{ m}$,断面最大壅高为 $0.034\,3\text{ m}$;流量为 $4\,820\text{ m}^3/\text{s}$ 时,深槽最大壅高为 $0.021\,4\text{ m}$,断面最大壅高为 $0.036\,6\text{ m}$ 。

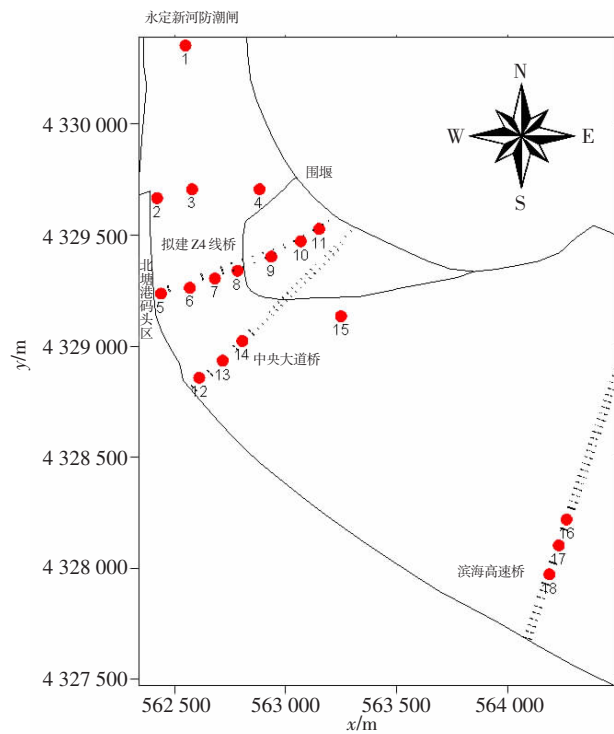


图 13 特征点位置

在永定新河关闸情况下,闸下水流主要来自海区,建桥工程后水面壅高主要出现在 Z4 线建桥断面下游,而上游水面略有下降。在永定新河开闸过流情况下,闸下水流多来自河道过闸流量,建桥工程后水面壅高主要出现在 Z4 线建桥断面上游,下游的中央大道桥断面和海滨高速公路桥断面附近水面有所降低。

在 Z4 线建桥断面上左岸桥墩位置附近,无围堰情况下且防潮闸关闭时,工程后最大水位壅高为 $0.002\,1\text{ m}$,流速减小 $0.026\,6\text{ m/s}$;流量为 $4\,640\text{ m}^3/\text{s}$ 时,工程后最大水位壅高为 $0.007\,4\text{ m}$,流速增加 $0.005\,1\text{ m/s}$;流量为 $4\,820\text{ m}^3/\text{s}$ 时,工程后最大水位壅高为 $0.002\,7\text{ m}$,流速增加 $0.009\,3\text{ m/s}$,流速增幅不超过 1%。

3.3.2 含沙量场分析

本文还模拟得到永定新河口泥沙模型的含沙量场,结果表明,当防潮闸关闭时,涨落潮含沙量场变化差别不大,海区含沙量在 $3\sim5\text{ kg/m}^3$ 之间,河道内含沙量为 5 kg/m^3 左右,该结果与永定新河口观测到的含沙量平均值一致。而防潮闸开启状态下,流量较大时的落潮含沙量明显增大,最大可达 7.5 kg/m^3 ;涨潮含沙量随水流流速减小而稍有减小,但河道内含沙量仍保持较大水平。

表 2 Z4 线建桥后对周边工程环境影响

方案	情况	Z4 线建桥断面深槽	中央大道桥断面深槽	海滨高速公路桥断面深槽	北塘港码头区附近
关闸无围堰	最高水位 /m	2.321 3	2.319 2	2.381 0	2.322 6
	最大流速 /($\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$)	0.072 4	0.082 4	0.548 3	0.008 6
	深槽壅高 /m	0.002 0	0.004 1	0.002 0	0.002 8
	断面最大壅高 /m	0.002 5	0.004 1	0.002 1	0.002 8
	减速 /($\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$)	0.012 5	0.003 4	0.000 2	0.001 9
关闸有围堰	最高水位 /m	2.379 7	2.381 5	2.389 6	2.378 8
	最大流速 /($\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$)	0.05 14	0.065 4	0.525 1	0.004 5
	深槽壅高 /m	0.000 4	0.000 5	0.000 6	-0.000 2
	断面最大壅高 /m	0.000 4	0.000 5	0.000 6	0.000 2
	减速 /($\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$)	0.007 5	0.001 9	0.000 8	0.000 9
4 640 $\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ 无围堰	最高水位 /m	2.471 1	2.415 8	2.391 4	2.498 0
	最大流速 /($\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$)	1.426 1	1.424 9	2.216 4	1.436 8
	深槽壅高 /m	0.025 7	0.004 9	0.004 1	0.003 7
	断面最大壅高 /m	0.025 7	0.004 9	0.004 4	0.023 2
	减速 /($\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$)	-	0.083 0	0.125 0	0.025 8
4 640 $\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ 有围堰	增速 /($\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$)	0.055 5	-	-	-
	最高水位 /m	2.483 9	2.447 0	2.379 8	2.514 7
	最大流速 /($\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$)	1.724 2	1.425 0	1.866 4	1.453 4
	深槽壅高 /m	0.012 4	-0.007 6	-0.009 4	0.004 0
	断面最大壅高 /m	0.034 3	-	-	0.034 3
4 820 $\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ 无围堰	减速 /($\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$)	0.173 9	0.002 6	0.017 0	0.041 3
	最高水位 /m	2.485 8	2.426 7	2.417 1	2.534 3
	最大流速 /($\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$)	1.511 1	1.509 1	2.311 4	1.468 5
	深槽壅高 /m	0.021 4	0.000 3	0.001 6	0.002 3
	断面最大壅高 /m	0.031 6	0.004 4	0.006 7	0.031 6
4 820 $\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ 有围堰	减速 /($\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$)	-	0.079 1	0.127 5	0.028 2
	增速 /($\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$)	0.076 6	-	-	-
	最高水位 /m	2.472 5	2.444 7	2.416 9	2.532 8
	最大流速 /($\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$)	1.843 1	1.523 8	1.951 5	1.485 5
	深槽壅高 /m	0.019 8	-0.000 2	-0.001 1	0.003 2
4 820 $\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ 有围堰	断面最大壅高 /m	0.036 6	-	-	0.036 6
	减速 /($\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$)	0.129 5	0.099 4	0.017 2	0.044 6

此外,通过对所有方案特征点上含沙量全潮平均值进行统计可以得出,防潮闸关闭状态下的特征点含沙量平均值分布较为均匀,约为 0.3~0.7 kg/m^3 ;当流量条件为 4 640 m^3/s 时,特征点上含沙量平均值分布不均匀,约为 0.2~4.7 kg/m^3 ;当流量条件为 4 820 m^3/s 时,特征点上含沙量平均值分布波动较

大,约为 0.2~5.2 kg/m^3 。结果表明开闸过流的高速水流会使河道含沙量增大。

3.3.3 冲淤分布分析

根据潮流场和含沙量场的水动力和泥沙浓度条件,应用泥沙动力学理论,计算出大潮全潮海床冲淤变化,可以得到特征点附近全潮的一般冲淤量,

表 3 方案 1—4 特征点附近全潮的一般冲淤量

单位: mm

点号	方案 1	方案 2	方案 3	方案 4	方案 5	方案 6	方案 7	方案 8	方案 9	方案 10	方案 11	方案 12
1	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
2	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
3	0.05	0.02	0.01	0.01	0.05	-0.02	-0.03	0.25	-0.01	-0.03	-0.03	-0.02
4	0.03	0.01	0.01	0.01	-13.76	4.30	11.34	7.71	-17.23	5.35	15.06	9.96
5	0.01	0.01	0.01	0.01	5.01	4.56	12.51	6.23	5.62	6.15	15.72	8.12
6	0.47	0.26	0.15	0.10	0.25	0.01	0.17	-0.14	-0.01	0.07	0.21	-0.17
7	0.87	0.22	0.16	0.16	1.55	-0.66	0.23	-0.48	1.35	-0.68	0.19	-0.62
8	0.35	0.04	0.01	0.01	1.44	2.44	43.41	3.86	2.00	3.36	0.20	0.03
9	0.01	0.01	-	-	-23.92	18.85	-	-	-28.57	-1.67	-	-
10	1.65	0.17	-	-	-15.50	4.42	-	-	-19.55	6.11	-	-
11	0.30	0.05	-	-	-10.92	1.46	-	-	-14.00	2.15	-	-
12	0.01	0.01	-	-	69.63	47.74	66.53	58.77	64.12	61.83	80.53	67.29
13	0.66	0.56	0.30	0.27	0.33	-0.06	0.02	-0.06	0.19	-0.10	0.07	-0.07
14	3.19	2.72	1.34	1.21	2.65	-0.69	-0.14	-0.38	2.31	-1.09	0.06	-0.55
15	0.01	0.01	0.01	0.01	-38.57	8.03	57.66	47.25	-46.17	9.48	68.58	58.07
16	3.16	3.14	2.39	2.38	-1.49	-71.38	17.18	-83.74	48.76	-1.69	-59.98	-18.08
17	2.43	2.41	1.96	1.95	2.26	-3.66	-26.11	68.51	25.27	-4.06	-30.48	76.50
18	1.27	1.27	1.05	1.04	4.11	-0.20	-8.37	-6.41	0.90	-0.39	-4.35	-3.78

注: 正值代表淤积, 负值代表冲刷。

结果见表 3。

由表 3 可以看出, 闭闸方案下的全潮冲淤量表中只有淤积量, 且除海滨高速桥之外其余点位淤积量均较小; 过流 4 640 m³/s 方案中全潮冲淤量表中不仅有淤积也有冲刷, 说明开闸之后的高速水流会对底床形成冲刷。

根据河床冲淤分布分析, 闭闸状态下, 防潮闸下全潮后主要为淤积状态, 工程前后 Z4 线桥墩附近全潮一般淤积量变化相对较大, 但变幅有限, 淤积量整体变化不大; 防潮闸过流 4 640 m³/s、4 820 m³/s 状态下, 全潮一般淤积量工程前后各特征点变化较为明显, 主要是由于桥墩布设引起水流场略有变化, 导致水流挟沙能力发生变化, 在一次全潮过程中工程前后一般淤积量变化显得较为明显。虽然工程建成后过流状态下会引起河道局部冲淤发生变化, 但由于永定新河防潮闸常年处于闭闸运行状态, 河床演变以闭闸状态下的冲淤量为主, 闸下总的趋势仍然为淤积, 工程建设对闸下整体河

势稳定影响不大。

4 结论

本文将防潮闸启闭与跨水工程建设二者之间的影响联系起来进行研究, 通过理论方法的提升改进来建立更加具有指向性的数学模型, 为河口近闸跨水工程的环境评价提供了更为可靠准确的研究思路和方法。论文的主要成果和具体结论如下:

(1) 提出了应用数学物理方程控制悬移质和推移质的全沙运动的数学模拟方法, 建立了永定新河河口二维全沙数学模型, 并进行了必要的验证。结果显示, 模拟的流速、流向和潮位与实测值变化趋势基本一致, 且逐时含沙量变化趋势较为准确。验证结果表明永定新河河口二维全沙模型较为合理可靠, 适合于工程实际应用。

(2) 将模型应用于滨海新区 Z4 线一期跨河工程段的水沙运动分析, 模拟了拟建施工方案实施前

后的回水高度和泥沙冲淤变化。结果表明, 拟建施工方案下的水流流速变化较小, 增幅不超过 1%, 且断面最大壅高仅为 0.036 6 m, 在一定程度上不会对永定新河的防洪造成影响。

(3) 此外, 海床冲淤变化结果显示, 拟建施工方案实施前后河床淤积量存在一定变化, 但考虑到永定新河防潮闸常年处于闭闸运行状态, 在此状态下工程前后全潮最大淤积量差值仅为 0.772 mm, 整体变化不大, 因此工程建设对河口整体影响并不显著。总体上看, 研究成果可为河口近闸跨水工程的相关分析提供思路和依据。

参 考 文 献

- [1] 彭涛. 基于生态系统健康的汛期河口生态需水量研究——以海河流域典型河口为例[D]. 厦门: 中山大学, 2010.
- [2] 曹祖德, 王运洪. 水动力泥沙数值模拟[M]. 天津: 天津大学出版社, 1994.
- [3] WOLANSKI E, KING B, GALLOWAY D. Dynamics of the turbidity maximum in the Fly River Estuary, Papua New Guinea[J]. *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, 1995, 40(3): 321–337.
- [4] BARROS A P. An evaluation of model parameterizations of sediment pathways: a case study for the Tejo estuary[J]. *Continental Shelf Research*, 1996, 16(13): 1725–1949.
- [5] 董礼先, 苏纪兰, 王康塔. 黄渤海潮流场及其与沉积物搬运的关系[J]. *海洋学报*, 1989, 11(1): 102–114.
- [6] ZUO S H, LI B. Study on hydrodynamic and sedimentation problems in development of harbors located at offshore area with many islands and tidal channels[J]. *Journal of Hydrodynamics Ser.B*, 2010, 22(5): 587–592.
- [7] VAN RIJN L C. Mathematical modeling of suspended sediment in nonuniform flows [J]. *Journal of Hydraulic Engineering*, 1986, 112(6): 433–455.
- [8] KUO A, NICHOLS M M, LEWIS J. Modeling sediment movement in the turbidity maximum of an estuary[R]. Bulletin 111, Virginia Water Resources Research Center, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, VA, 1978.
- [9] MEAD C T. An investigation of the suitability of two-dimensional mathematical models for predicting sand deposition in dredged trenches across estuaries[J]. *Journal of Hydraulic Research*, 1999, 37(4): 444–464.
- [10] 隋倩倩. 张家埠新港建成后的冲淤变化及平衡时的极限冲刷深度预测[D]. 青岛: 中国海洋大学, 2009.
- [11] 陈超. 基于过程的沿岸输沙及地形演变平面二维数学模型研究[D]. 天津: 天津大学, 2016.
- [12] TANG X C, LI D M, WANG X, et al. A flow-sediment numerical model using one and two dimensions for the Yongding New Estuary[J]. *Journal of Engineering*, 2018, 140(6): 061102.
- [13] 李大鸣, 李冰绯, 吕小海. 全沙数学模型在港口环境评价中的应用[J]. *水利学报*, 2003, 34(6): 37–42.
- [14] LI D M, FAN Y, BAI L. Research on sedimentation mathematical model of Miaogong Reservoir [C]//2012 2nd International Conference on Remote Sensing, Environment and Transportation Engineering. IEEE, 2012: 1–4.
- [15] 张二骏, 张东生, 李挺. 河网非恒定流的三级联合解法[J]. *华东水利学院学报*, 1982(1): 4–16.

(本文编辑: 崔尚公)