



建闸河口闸下潮波变形数值模拟研究*

王向明, 张新周, 窦希萍, 赵晓冬, 朱明成, 李肖肖

(南京水利科学研究院 港口航道泥沙工程交通行业重点实验室, 江苏南京 210024)

摘要: 我国河口建闸之多, 闸下河道淤积之严重, 世界罕见。众多学者对建闸河口闸下淤积的机理进行了系统的分析和研究, 认为潮波变形是造成闸下河道淤积的动力因素, 闸下引河长度(河口到闸的距离)不同, 潮波变形的特征也有所不同, 淤积形态和特征也不相同。在潮波变形概化物理模型试验的基础上, 建立了二维潮流数学模型, 通过数值模拟计算, 得出了不同引河长度时的潮波变形特征, 为预测和分析不同闸址建闸所引起的淤积特性分析提供研究依据。

关键词: 建闸河口; 概化模型; 引河长度; 潮波变形; 数学模型

中图分类号: P 731

文献标志码: A

文章编号: 1002-4972(2012)09-0018-06

Numerical simulation of tidal wave deformation downstream sluice in estuary

WANG Xiang-ming, ZHANG Xin-zhou, DOU Xi-ping, ZHAO Xiao-dong, ZHU Ming-cheng, LI Xiao-xiao

(Key Lab of Port, Waterway and Sedimentation Engineering of the Ministry of Transport,

Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210024, China)

Abstract: Siltation in the rivers downstream of floodgates is serious in China, making the discharge capacity of rivers decrease obviously and threatening the flood control in upper rivers. Tidal wave deformation is one conclusive dynamic factor leading to siltation downstream floodgates in estuaries. The hydrodynamic characteristics of tidal wave deformation are different with different river lengths downstream floodgates, so the fluvial processes and morphology characteristics are also different. A 2D numerical model is established to simulate the tidal wave deformation with different-length river downstream the floodgate. The changes of tidal level, flow velocity and phase difference are simulated before and after the construction of floodgate. The length of river downstream floodgates influences tidal wave deformation obviously, and several conclusions are obtained to provide a theoretical basis for the prediction and analysis of the siltation characteristics in the lower reach caused by floodgates with different lengths in estuaries.

Key words: estuary with barrier; generalized model; length of channel; tidal wave transformation; mathematical model

我国包括台、琼及其他一些大岛在内的长达2.1万 km的海岸线上分布着大小入海河口约1 800个。新中国成立后, 发展农业首先面临农业用水问题, 把河口的防潮蓄淡问题摆在首要地位; 同时, 为防止土地盐碱化, 在历史上潮灾严重的地方, 建造了很多挡潮闸, 这些挡潮闸在防潮抗

台、蓄淡御咸以及提高排洪排涝能力等方面发挥了很大作用。目前我国沿海地区已修建挡潮闸的入海河口约有300多个。然而, 入海河口修建挡潮闸后改变了河口区的潮波运动, 导致闸下河道严重淤积, 使挡潮闸不能正常发挥其功能, 对航运、防洪排涝、渔类及环境也造成了严重影响。

收稿日期: 2012-03-10

*基金项目: 水利部公益性行业科研专项(200801016); 国家自然科学基金(51079088)

作者简介: 王向明(1961—), 男, 高级工程师, 专业方向为泥沙输移理论及河流模拟。

我国河口建闸之多,闸下河道淤积之严重,世界罕见。据统计,仅江苏沿海修建的58座排水流量大于 $100\text{ m}^3/\text{s}$ 的挡潮闸中,基本淤废的有5座,闸下严重淤积的有15座,一般淤积的也有20座;海河流域35个建闸河口中,有22座淤积严重,各建闸河口的上下游河道都普遍发生淤积,闸下河道的过水能力下降了60%^[1]。

国内对闸下淤积的研究始于1963年窦国仁对江苏省射阳河口建闸的研究,研究结果显示潮波变形、下泄径流减少是闸下淤积的主要原因^[2]。此外,很多学者^[3-6]也都对闸下淤积成因进行了细致分析,基本上得到了统一的认识,即造成闸下淤积的基本动力因素是潮波变形。潮波传入河口以后,在河口河道地形阻力的影响下发生变形和反射,波形由前进波向驻波特性转换。如果在河口内建闸,将使潮波变形加剧。潮波受闸的阻挡发生全反射,驻波波形使潮位过程线与流速过程线之间产生明显的相位差,并使高潮位增高、低潮位降低,涨潮历时缩短、落潮历时增长;涨潮平均水深减小,落潮平均水深增大,从而使涨潮流速相对增大,落潮流速相对减小。由于水动力条件的改变,使涨潮挟沙能力增大,落潮挟沙能力减弱,结果使涨潮期从海口带进的泥沙,在落潮期不能被全部带出,造成闸下河段的淤积。从概化物理模型试验结果看^[7],闸下河道长度和断面形态不同,潮波变形的特征也有所不同,引起的淤积形态和特征也不相同。

本文在建闸河口闸下淤积概化物理模型的基础上,建立了不同引河长度的建闸河口概化数学模型来研究建闸后闸下引河长度对潮波变形的影响。为预测和分析不同建闸闸址所引起的淤积特性分析提供研究依据。

1 数学模型的建立

1.1 原型条件

为了研究不同条件下潮波变形的规律和闸下淤积的过程,笔者曾以射阳河建闸河口为原型,采用概化物理模型模拟研究不同引河长度建闸河口闸下水动力变化特性和闸下淤积过程^[7]。概化物理模型的外海地形由射阳河口实际地形概化得到,边界距离河口约6.5 km,在外海-9 m等深线

附近,南北边界范围包括河口轴线南北向宽度约7.2 km范围内的海域(图1)。进入河口后,引河地形进行概化设计,总长约77 km,引河宽约660 m,引河航道底宽约220 m,底高程-4.0 m,航道边坡1:8,边滩底高程3.0 m。

概化物理模型(图2~4)水平比尺1:550,垂直比尺1:100。共设计5种闸址,分别距离河口约6.0 km, 12.0 km, 30.0 km, 48.4 km和57.2 km。在选用原型的动力条件时,以射阳河口的实际情况为基础进行设计,潮位在射阳河枯季关闸外海潮汐过程水文组合的基础上进行概化,最高潮位4.05 m,最低潮位1.8 m。然后采用相同的外海水动力条件,研究不同闸址建闸河口闸下水动力变化和泥沙淤积过程。



图1 概化物理模型河口区范围

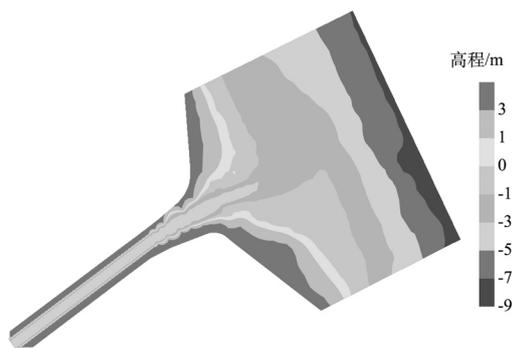


图2 概化物理模型地形



图3 概化物理模型试验

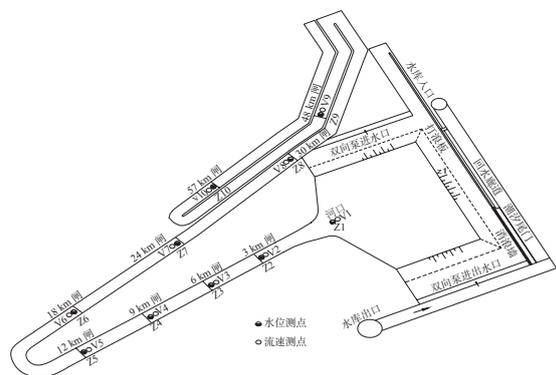


图4 概化模型的平面布置

1.2 数学模型的建立

1.2.1 潮流运动控制方程

在河口地区，二维潮波运动可采用下列控制方程：

连续方程

$$\frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{\partial Hu}{\partial x} + \frac{\partial Hv}{\partial y} = 0 \quad (1)$$

动量方程

$$\frac{\partial Hu}{\partial t} + \frac{\partial Huu}{\partial x} + \frac{\partial Huv}{\partial y} = -gH \frac{\partial Z}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(H\nu_t \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(H\nu_t \frac{\partial u}{\partial y} \right) - c_f u \sqrt{u^2 + v^2} + fHv \quad (2)$$

$$\frac{\partial Hv}{\partial t} + \frac{\partial Huv}{\partial x} + \frac{\partial Hvv}{\partial y} = -gH \frac{\partial Z}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial x} \left(H\nu_t \frac{\partial v}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(H\nu_t \frac{\partial v}{\partial y} \right) - c_f v \sqrt{u^2 + v^2} - fHu \quad (3)$$

式中： $H=Z+h$ 为总水深， Z 为水面高程， h 为静水面以下的水深； t 为时间； u, v 分别是笛卡尔坐标系下沿 x, y 方向流速沿水深积分平均值； g 为重力加速度；其中 ν_t 为紊动黏性系数； $c_f=n^2g/H^{1/3}$ 为底床摩擦系数， n 为床面曼宁系数； $f=2\Omega\sin\phi$ 为科氏力系数， ϕ 为水域的地理纬度。

1.2.2 定解条件

1) 初始条件。

给定初始条件时刻计算域内所有求解变量的初值。

2) 边界条件。

外海开边界，给定潮位过程。当闸门关闭时，闸址处按闭边界处理，即取法向流速 $v_n=0$ ， n 为边界的外法线方向。

采用冻结法处理动边界，当网格水深小于某一定数时，认为此网格露出水面，可令糙率 n 取一个接近于无穷大的正数（如 10^{30} ），同时为使计算进行下去，在露出单元水深点给定微小水深（0.01 m），当网格水深大于某一定数时，则认为此网格将淹没在水中，并纳入正常的运算。

1.2.3 离散求解

控制体积法得到的离散方程具有良好的积分守恒性，为此采用控制体积法离散方程，将二维通用微分方程在控制体积内积分，由对流扩散方程的特点，设节点之间物理量按幂函数规律变化，与对流及扩散强度有关，并利用Partaker等^[8]提出的SIMPLER（Semi-Implicit Method for Pressure-Linked Equations Revised）计算程式求解耦合方程，采用TDMA技术求解水流运动离散方程。

1.3 数学模型验证

为了更好地和物理模型试验结果进行对比分析，数学模型的计算范围、地形都和原型条件一致。模型网格为正交曲线网格，网格数为 $927 \times 88=81\,576$ 个，网格尺度在30~80 m（图5）。外海边界条件和概化物理模型一样，按照设计潮型给定（图6）。

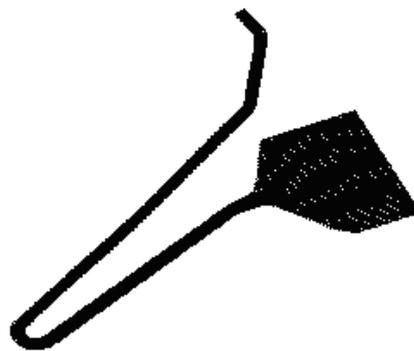


图5 数学模型网格（部分）

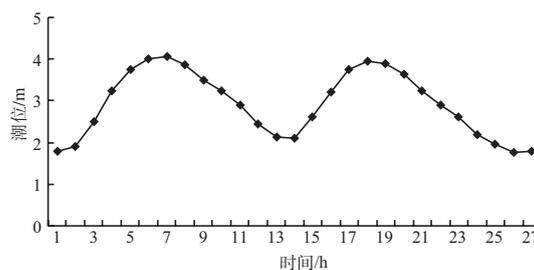


图6 概化模型设计潮型

模型糙率外海按线性插值取 $n=0.013+0.01/H$, 河道和河道滩面分别取 $n=0.018+0.01/H$, $n=0.025+0.01/H$ 。紊动黏性系数 ν_t 采用零方程紊流模型求取, $\nu_t=Ku_*H$, $K=0.5 \sim 1.0$, u_* 为摩擦流速。

分别采用概化物理模型测验资料进行验证计算, 测点布置见图4。

图7和图8 分别Z1潮位站和V1站流速与设计流速过程的对比图, 其中的设计潮位过程和流速过程是依据射阳河实际测量资料确定的。模型潮位和潮流的验证表明, 模型中的潮位基本与设计相同, 流速少量点据与设计值略有偏差, 但总体上与设计值是一致的。

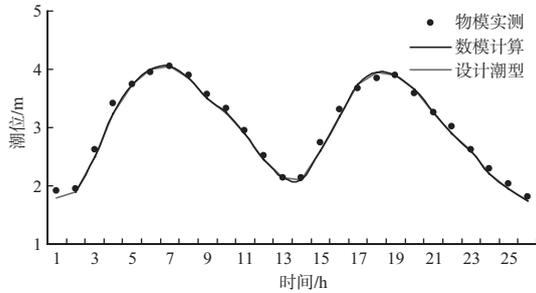


图7 Z1潮位站与设计潮位过程对比

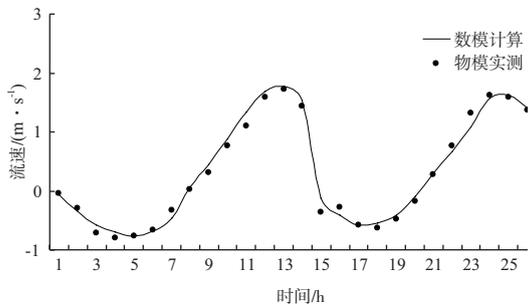


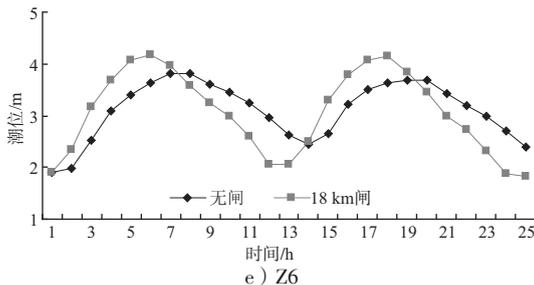
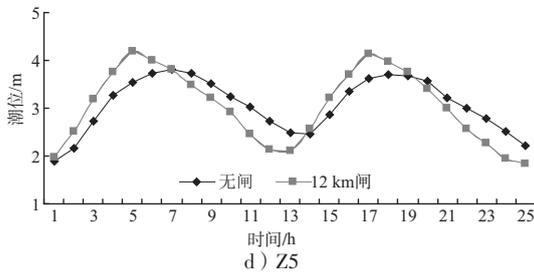
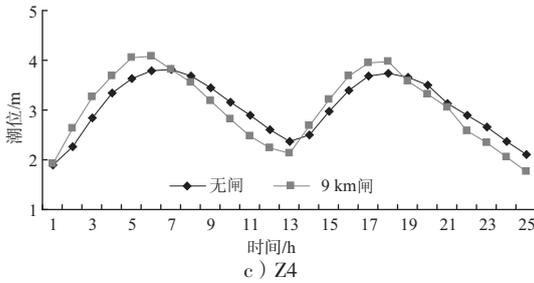
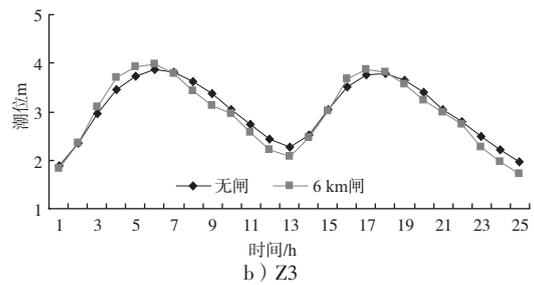
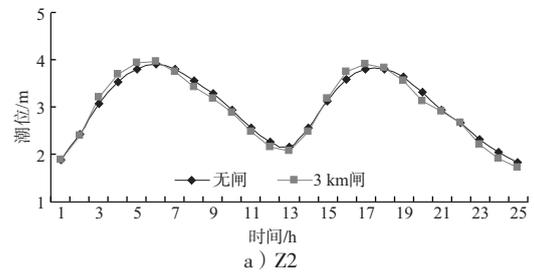
图8 V1站流速与设计流速过程的对比

2 闸下潮波变形数值模拟

分别选择距离河口3.0 km, 6.0 km, 9.0 km, 12.0 km, 18.0 km, 24.0 km, 30.0 km, 48.0 km, 57.0 km的地方建闸(1#~9#闸), 在各个闸址前布置水位和流速测点, 计算这9种不同引河长度下建闸前后潮位、流速以及潮位和流速相位差的变化, 得出不同引河长度下潮波变形的特征, 为了和概化物理模型试验结果对比, 建闸前潮位、流速采用闸下河道长77 km上游无径流时计算得到潮位、流速值。

2.1 建闸前后潮位变化

图9是计算得到的不同引河长度时建闸前后闸前潮位的变化过程。可以看出, 由于闸门的反射作用, 建闸后潮位过程曲线出现相位差, 涨潮历时缩短、落潮历时延长。1#~9#闸建闸后, 闸前各测站涨潮历时缩短1~2 h, 落潮历时延长1~2 h。1#~9#闸建闸后, Z2~Z10站均表现出高潮位升高、低潮位降低的现象。闸址距离河口较近时潮波变形不太明显, 而当闸址距离河口24~30 km时(Z7和Z8)潮波变形最明显。



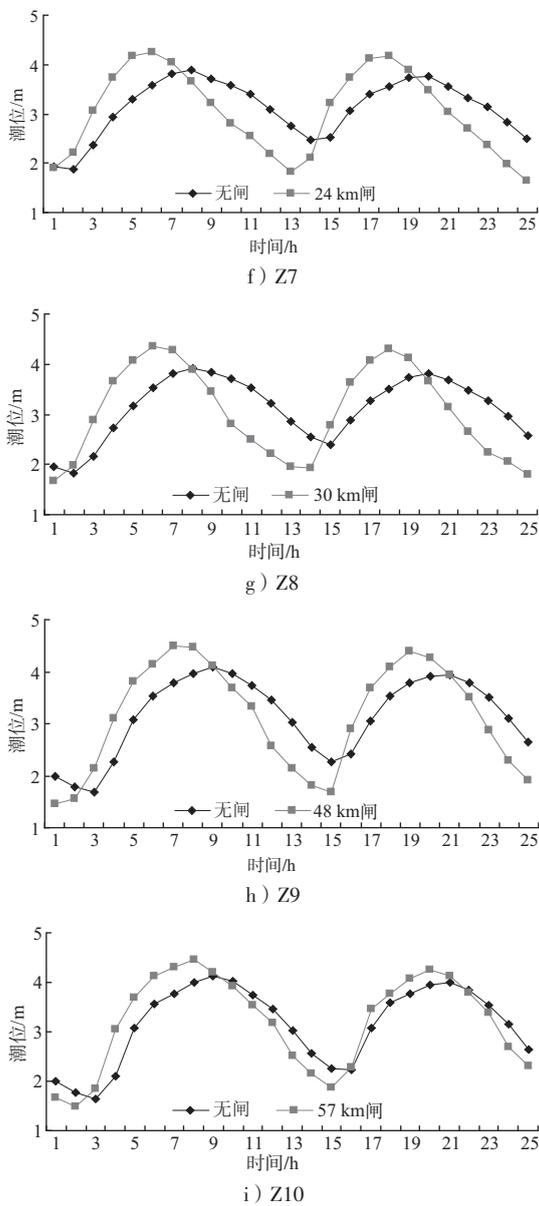
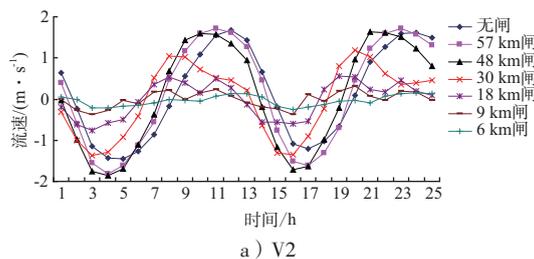


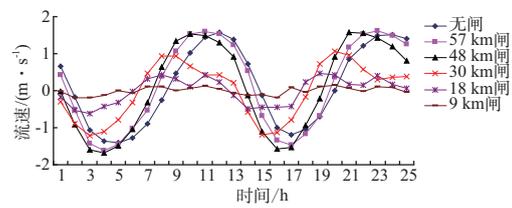
图9 建闸前后各闸址处潮位过程

2.2 建闸前后流速变化

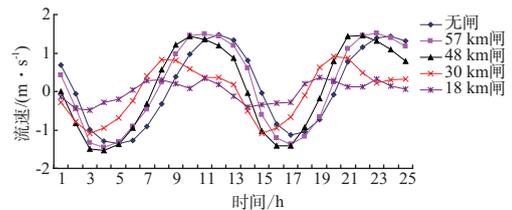
图10是计算得到的不同引河长度时建闸前后闸前后流速变化过程（涨潮为负，落潮为正）。可以看出，同一个测点，测点离闸越近，涨落潮流速变得越小，而闸门的反射作用越明显，建闸前后的流速变化曲线的相位差也越明显。



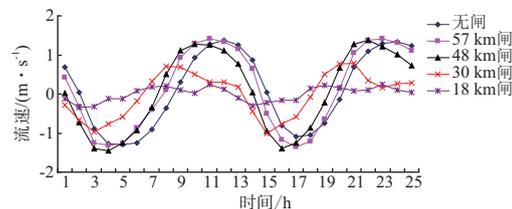
a) V2



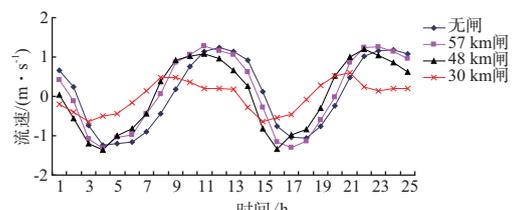
b) V3



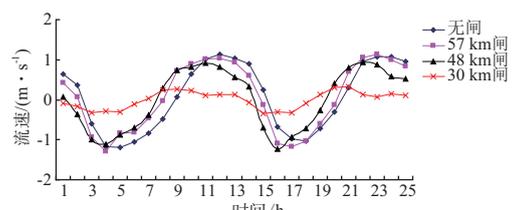
c) V4



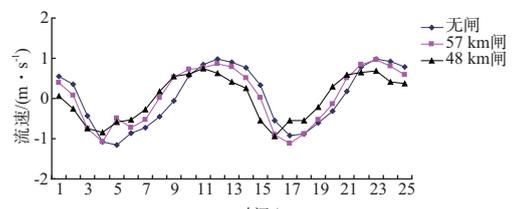
d) V5



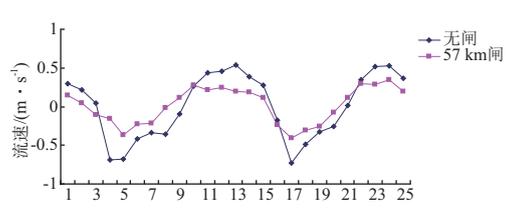
e) V6



f) V7



g) V8



h) V9

图10 建闸前后各闸址处流速变化过程

2.3 建闸前后潮位、流速相位变化

图11是不同闸址情况下距离河口3 km处潮位、流速曲线的相位差变化情况。从图中也可以看出来, 随着闸址向测点位置的推进, 测点处潮位流速的相位差发生了明显的变化, 涨潮最大流速时刻明显提前, 涨潮历时也减少1~2 h, 而落潮历时增加。

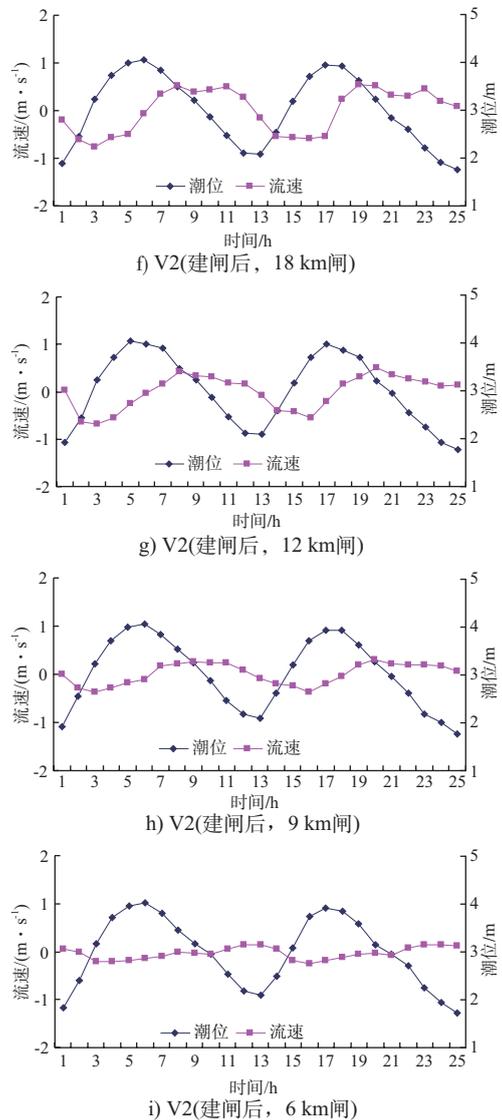
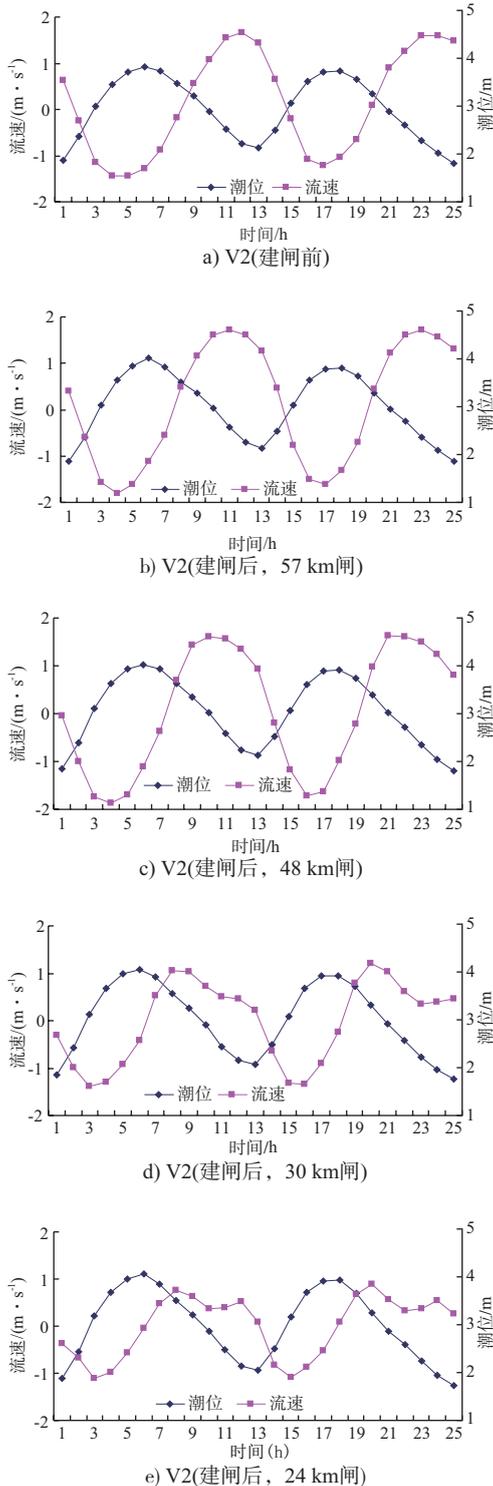


图11 不同闸址情况下距离河口3 km处潮位、流速曲线的相位差变化

3 结论

从模拟计算结果看, 闸下引河长度对潮波变形的影响明显。沿程潮差的变化, 建闸前后高、低潮位和涨、落潮流速的变化以及潮位流速曲线相位差的变化都与引河长度有关。

1) 对不同闸址处潮位流速的计算结果表明, 建闸后的潮波变形均表现出涨潮历时缩短, 落潮历时延长; 高潮位抬高, 低潮位降低; 涨潮平均水深减小, 落潮平均水深增大; 涨潮平均流速增大, 落潮平均流速减小的特征。

2) 距离闸址越近, 建闸前后潮位和流速曲线的相位差变化越明显, 涨潮最大流速时刻越提前, 落潮流速过程曲线也越趋于平坦。

(下转第29页)