河海大学

硕士学位论文

桥梁工程对感潮河段水动力影响研究——以宁波惊驾路甬江大桥为例

姓名：赵淳逸

申请学位级别：硕士

专业：水力学及河流动力学

指导教师：唐洪武

20070510

摘 要

桥梁是目前人们克服水体阻隔，扩大人类活动范围最经济、最有效的方法之一，在国民经济发展中发挥着不可替代的作用。但是，桥梁在给人们带来方便的同时，也带来了许多负面效应，其中诸如对桥梁自身安全，通航及河道行洪的影响，这些都是在桥梁设计施工中所要认真对待，妥善解决的问题。水动力条件是涉水工程防洪评价研究中需要考虑的重要因素，因此，以水动力分析作为突破口，进而研究感潮河段桥梁工程建设对河道行洪影响的问题，具有重要的理论和实用价值。

桥墩周围水流结构非常复杂，三维特征明显，由此带来的的桥墩附近的河床演变规律也成为研究中的难点。目前来说，感潮河段桥梁工程水动力条件研究方法主要有三种：河床演变分析，数值模拟计算和物理模型试验。利用实测水文资料对工程河段进行河床演变分析，可以在整体上把握该河段历时演变，近期演变和发展趋势的规律，从理论上对桥梁工程的水动力条件进行定性分析，但很难达到量化的目的。而数学模型和物理模型是可以对天然水流运动进行量化的模拟，不同的是数学模型是通过理论计算，而物理模型则是通过实验研究，它们在解决实际工程问题时都具有各自的优势和缺点。

本文以宁波惊驾路甬江大桥防洪论证为例，结合使用三种手段，并充分发挥它们各自的优势，针对工程河段水动力特性，利用现场实测水文资料，详细分析了该河段河床演变规律；其次，再利用成熟稳定，高效简便的商业软件 Surface-water Modeling System（简称“SMS”）建立二维有限元水动力数学模型，对工程前后的潮流场进行模拟，总结出感潮河段桥梁工程水动力条件的一般规律；最后，结合物理模型研究建桥对河道行洪的影响，为工程建设的合理性提供科学依据。

关键词： 感潮河段　桥梁工程　水动力　河工模型　数学模型　防洪

Abstract

The construction of bridge is one of the most economic and efficient methods for overcoming the separation by the natural water body. At present, the bridge plays an irreplaceable role in national economic development. However, the bridge has brought a lot of negative effects while bringing convenience for people, such as the safety of bridge itself, the influences for navigation and flood storage, all these should treat conscientiously in bridge design and construction, and the problem should be solved properly. The dynamic property of water condition is the important factor needing to be considered while evaluating the flood prevention capabilities of the water related structures. Hence, based on the analysis of hydrodynamics, this research is focused on evaluating the influences on channel flood storage while constructing a bridge in tidal reach.

The flow around the pies is very complicated, always appears on the three-dimensional characteristic. Therefore research on the flow characteristic on the riverbed near the pier becomes the difficult point while studying. In current literature, there are three kinds of approaches to analyze hydrodynamics: the analysis on riverbed evolution, numerical simulation calculation and physics model test. Based on the analysis of survey hydrological data, the development of riverbed in current times, recent period and event in the future can be identified qualitatively in a holistic view, however it is difficult to quantitatively analyze in theory. The mathematics model and physical model can quantitatively simulate natural river flow, among which the mathematics model is calculated through the theory, and the physical model is based on the experiment, they all have advantages and shortcomings while solving the actual project problem.

This research combines the advantages of the above three approaches, then based on the project of the construction of Ningbo highway Yong river bridge, the influences on riverbed routing are identified. The Surface water Modeling System (SMS) developed by the U.S. Army Corps of Engineers is applied to model the research area. Then based on the survey hydrological data, the model was calculated and the results was presented.

Keyword: Tidal Reach Bridge Engineering Hydrodynamics physical model Mathematics model Flood prevention

学位论文独创性声明

本人所呈交的学位论文是我个人在导师指导下进行的研究工作及取得的研究成果。尽我所知，除了文中特别加以标注和致谢的地方外，论文中不包含其他人已经发表或撰写过的研究成果。与我一同工作的同事对本研究所做的任何贡献均已在论文中作了明确的说明并表示了谢意。如不实，本人负全部责任。

论文作者（签名）：赵彦超 2007年5月24日

学位论文使用授权说明

河海大学、中国科学技术信息研究所、国家图书馆、中国学术期刊（光盘版）电子杂志社有权保留本人所送交学位论文的复印件或电子文档，可以采用影印、缩印或其他复制手段保存论文。本人电子文档的内容和纸质论文的内容相一致。除在保密期内的保密论文外，允许论文被查阅和借阅。论文全部或部分内容的公布(包括刊登)授权河海大学研究生院办理。

论文作者（签名）：赵彦超 2007年5月24日

第一章 绪 论

1.1 概述

我国大陆岸线长达18000km（不含岛屿岸线），有诸如长江河口、黄河河口、珠江河口、钱塘江河口、甬江河口等众多入海河口；与此同时，内陆水资源也很丰富，有著名的长江、黄河、珠江、松花江、淮河、海河、辽河七大水系以及其它许多中小水系，纵横交错的水系形成了天然的河道网，内陆河道网再通过河口与海洋接连在一起，彼此进行水体的交换。由于盐淡水的混合，使悬浮物质絮凝而沉降，河口泥沙发生强烈的淤积，再加上河流输出物对河口的填充，使三角洲不断推进和扩展。五六千年来，长江口建造了3万多平方千米的三角洲，黄河三角洲造陆速度为每年23.5平方千米。肥沃的土壤，丰富的水资源，使三角洲成为重要的农业基地。同时，河口蕴藏着丰富的潮汐能源，又便于内地和外海的交通，故普遍在河口建港。正因为如此，世界上80%的大城市都分布在河口区。

河口是河流的终段，是河流和受水体的结合地段。受水体可能是海洋、湖泊、水库和河流等，因而河口可分为入海河口、入湖河口、入库河口和支流河口等。普瑞特查尔德(D.W.Pritchard)曾对入海河口作如下定义：入海河口是一个半封闭的沿海岸水体，与开敞海域自由连通，其中的海水被从内陆来的淡水显著地冲淡。它既有内陆河流的特征，如径流的洪、中、枯水期的季节变化；又有海洋的某些特征，如大、中、小潮的变化和潮汐引起的水位涨落与流速流向的变化；而且还受风浪的作用，大风时会产生增水和减水[5]。根据动力条件和地貌形态的差异，一般把河口分为河流近口段、河口段和口外海滨。河流近口段以径流作用为主，口外海滨受潮汐影响为主，河口段则受径流和潮汐的共同作用，因此具有独特的性质，如在枯季大潮时，受潮汐作用的影响较大，而在洪季小潮时，径流作用则较为明显。

河口地区大多经济发达，人口稠密，水土利用率高，但是，河口地区也是洪潮灾害频发的区域。为了减少人民生命财产受到威胁，发展地区经济，河口地区修建了各种涉水工程，如丁坝、海塘、水闸、河口导堤工程及桥梁等。丁坝是一种常用的整治建筑物，在平面上与河岸构成丁字形，形成横向阻水的整治建筑物，其功能主要是固定整治线、调整河道宽度、控制水流仅增加行槽的流速，使河床产生适量的冲刷，以达到增深航道的目的，河口区的丁坝还有减缓和防止波浪对堤岸侵蚀的作用；海塘是一种人工修建的

挡潮堤坝，在我国的江浙一带应用较为广泛，是长江三角洲经济区的沿海屏障，比较著名的就是钱塘江海塘，它是“潮文化”的一个重要组成部分，因此极富文化价值；水闸特别是挡潮闸是河口地区较为常见的涉水工程之一，它对于防止高潮入侵，控制内河水位，减少河道淤积都有显著的作用，比如苏北六垛挡潮闸和天津的海河闸；河口导堤工程是治理河口拦门沙航道常用的手段，在诸如长江口，黄河口，广利口等整治工程中都得到了广泛的应用。

河口整治工程对河口地区经济的发展意义重大，同时，随着我国经济建设的飞速发展，对交通运输的需求就会越来越大，桥梁作为目前人类克服自然水体阻隔、扩大人类活动范围的最经济、最有效的方法，在国民经济发展过程中扮演着不可替代的角色。尤其是大型桥梁，它是联接河流两岸陆域的重要通道，是支持人员、装备与物资频繁往来与大规模流动的可靠载体。近年来，我国桥梁事业得到飞速发展，完成了许多大型桥梁的设计施工，创造了许多桥梁工程史上的奇迹：如长江中游的阳逻长江大桥，作为悬索桥，其主跨达到1280m；苏通长江公路大桥是世界上跨度最大的斜拉桥，主跨达1088m；杭州湾跨海大桥则以全长36公里而成为世界上最长的跨海公路大桥。另外，据统计，截至2005年10月7日，长江正流上已建成通车的特大型桥梁有42座，在建18座（含隧道）；钱塘江上现有及规划建设的桥已达10座，而且，紧接着宁波杭州湾跨海大桥的建设，处于钱塘江下游河口的杭州湾上将出现三座跨海大桥。

桥梁常用的桥型有钢筋土拱桥、板式桥、梁式桥、悬索桥和斜拉桥，其中悬索桥和斜拉桥是大跨度桥梁常用的两种桥型。两孔和两孔以上的桥梁中除两端与路堤衔接的桥台外其余的中间支撑结构称为桥墩，大型桥梁由于结构需要，都要在跨越河道中设置桥墩，以承担上部何载。桥墩按结构样式可分为实体墩、柱式墩、和排架墩等，按平面形状可分为矩形墩、尖端形墩、圆形墩等。桥墩是桥梁结构中重要的组成部分，由于桥墩处于河道中，因此设计时一方面要满足结构设计的要求，同时也要考虑桥墩自身安全以及对河道行洪影响的问题。

1.2 问题的提出

修建涉水工程一方面给该地区带来了巨大的经济效益和社会效益，为人民生活提供了更为便捷的服务，但与此同时，涉水工程在一定程度上却改变了河道的局部地形，干扰了天然水流运动，其结果会对河道自身的水动力特性，泥沙运动特性等产生一定的影响，进而影响工程河段的河床演变，航道稳定，同时也会对周围水环境何邻近涉水建筑

物带来不利的影响。如桥梁，丁坝，码头等小范围的人类活动会使水流结构发生变化，大范围的人类活动如修建水库，水闸等大型水利工程则会对河道行洪，河床演变、通航等各方面产生影响。同时这也是与河道两岸的人民生命、生活息息相关的重大问题，必须引起我们足够的重视。

从20世纪50年代至今，我国发生过多起桥墩失稳和桥梁水毁事件。据不完全统计，仅仅在1980~1984年，全国因各种原因水毁桥梁就达8000余座，涵洞5000余道，仅辽宁省1960年大洪水就冲毁大桥16座，中小桥220座，数目是非常惊人的，给国家造成了巨大的经济损失。由此可以看出，桥梁建设会带来两方面的影响，一方面是河道中水流运动对桥梁自身安全的影响，这是桥墩周围的冲刷坑引起的，为此不少学者对其机理进行了研究[6-10]，并总结出了相关计算冲刷坑深度的公式；另一方面是桥梁的存在对天然水流运动 的影响，一般来说，在单向水流的作用下，桥墩上游会产生壅水，下游则水位则有所降低，桥墩周围流场会发生变化，内部水流会产生较大的紊动。桥墩壅水对河道防洪会产生不利的影响，削弱潮流动力，同时也会对河口地区河床演变、盐水上溯、污染物扩散、取水排水都会产生一定的影响。

水流运动千变万化，因此把握不同河道自身的水流运动规律是解决问题的突破口。水动力分析就是通过对现有水文，地形资料的研究和总结，得出该河段或者地区的水流泥沙特性以及河床演变规律，并对今后的发展趋势作出预测，进而指导河道整治以及涉水工程建设的一种科学的研究方法。许多学者针对不同流域都进行了水动力分析研究[11-16]，在此基础上对水流泥沙特性及河床演变做出分析，结果在实际工程中得到了验证，由此证明了水动力分析在研究涉水工程建设中的重要作用。

水动力分析研究方法主要有三种，即河床演变分析、数学模型计算以及物理模型试验研究。河床演变分析是在现有大量从野外实际查勘及观测资料的基础上，利用水力学河流（海岸）动力学及相关学科的理论，进行由表及里、由此及彼的综合分析，确定工程水域的水文、泥沙特性，从而探讨地形的历史演变，近期演变和将来演变的趋势；另一种为物理模型试验，即根据水流、泥沙运动的动力学和运动学关系，建立一定的相似准则，通过复制与原型相似的周界条件和动力学条件，从而将原型河流缩制成模型河流。在模型上进行水流、泥沙运动的研究，预测工程的作用与效果，以及工程对附近水域的影响，再根据模型相似率推广引用到原形，为工程的合理设计和管理提供科学依据；第三种为数值模拟计算，即运用一定的离散方法，数值求解水流及泥沙运动方程建立数学模型，解出工程水域内给定水文情况下各点的水流、泥沙情况，预测工程的作用与效果，

为工程的前期规划和多方案选择提供依据。

综上所述，桥梁工程会对河道水位及流场产生影响，由此给行洪、通航带来的影响不容小视，特别在感潮河段，本身水位流速随时间周期性变化，水动力条件就更为复杂。因此以研究感潮河段水动力条件为基础，进而分析桥梁工程对河道防洪的影响有着重要的理论意义和应用价值。本文以宁波惊驾路甬江大桥的防洪论证为例，在对感潮河段水动力分析的基础上，利用数值计算和物理模型试验模拟了工程前后的流场并对其变化作出分析，以揭示桥梁工程作用下潮流场变化的一般规律。

1.3 本文所做的工作

宁波市是浙江省的第二大城市，位于中国大陆海岸线中段，东海之滨，长江三角洲东南翼，宁绍平原东端，是具有7000年文明史的“河姆渡文化”的发祥地。随着国际国内形势和城市化的快速发展，特别是鄞县撤县立区以及杭州湾跨海大桥的建设，宁波城市发展面临重大变化。为了配合城市建设发展，宁波三江范围内目前已建有10座过江桥梁，同时，近期宁波市启动实施“五路四桥”城市交通组合项目，其中惊驾路（曙光路-通途路）道路工程是宁波市东部与北部联系的主要干道。根据规划，该工程按双向六车道标准建设，工程将跨越甬江河段，故需修建惊驾路甬江大桥一座。

拟跨河修建的惊驾路甬江大桥，其主桥墩位于河道中，桥墩会受到径流和潮波的共同作用，与此同时，桥梁工程的修建也会影响到工程河段潮流场，使得桥墩附近产生水位壅高并使得桥墩附近的局部流场发生改变，其结果会对防洪产生影响。针对惊驾路甬江大桥工程实例，本文主要研究内容有：

(1) 对感潮河段水动力研究的方法作了较为详细的综述，并对三种研究手段作了比较，提出解决问题的方法是充分发挥三种手段的长处，使它们能优势互补，为本文的研究工作做出铺垫。

(2) 根据实测水文资料，分析甬江河段的水动力条件，由此对甬江的历史演变，近期演变和发展趋势作出分析。在此基础上从理论角度分析惊驾路甬江大桥建设对甬江水动力的影响。

(3) 建立感潮河段水动力模型。一方面，借助商业软件SMS，建立有限单元网格计算的二维模型，解决了数值模拟中桥墩的设置问题；另一方面，根据所要研究的对象，在合理选择模型比尺等各项参数的条件下，建立潮汐物理模型。最后，利用实测资料对所建立的数学模型和物理模型进行验证，并对验证结果进行分析。

(4) 在验证合理的基础上，利用数模物模两种手段分别进行研究，模拟正常潮汐水文条件及典型洪朝组合两种情况下桥墩对甬江水动力的影响

(5) 数模物模两种手段都具有各自的优势，因此，本文最后将两种手段所研究的成果进行对比，综合两种手段分析桥梁对感潮河段防洪的影响，为工程建设提供科学依据。

第二章 感潮河段水动力特性及研究方法

2.1 感潮河段水动力特性

潮汐河口区的水流运动与非潮汐河流相比，区别的根本在于水流动力因素的不同。在感潮河段，其动力因素主要有径流、风浪、潮汐、风暴增减水以及地球偏流。径流流向始终指向海洋，由于水流和泥沙输移的自动调整作用，一般平原河流的纵剖面呈上凹型曲线，河流必将愈趋近河口愈小，因之断面平均流速向下游递减，径流向口外流动过程中遇到了沿程逐渐增强的潮汐、波浪等海洋动力因素，于是形成了河口水流特有的多元、双向动力因素共同作用的复杂景观，不仅其非恒定性及非均匀性远远超过内陆河流，而且在河口去下段还出现周期性往复流；风浪属于重力波，它是由于风、气压、引潮力、密度等因素引起的水面波动，在传播过程中就形成了风浪，对于河口，由于水域辽阔，风浪是最常见的也是最重要的动力因素之一，它直接影响到河口附近的水流泥沙运动；潮汐是海洋的大面积水体受到太阳和月球引潮力综合作用下形成的特定的现象，根据涨落历时与潮高的差异可以分为半日潮、混合潮和全日潮，我国大部分海区水位每天有规律的上升和下降各两次，潮汐现象就是致使感潮河段产生往复流的重要原因；风暴增减水和地球偏流也是河口区水流运动的重要动力，前者是通过海风作用于水流，使产生增水和减水效应改变水面比降，从而影响水流运动，后者是由于地球自转伴随产生的一种附加惯性力，我们称为地球自转惯性力（或“柯里尔斯力”），它可以使流体运动发生偏转。河口水流的动力特性非常复杂，水流运动会受到了各种外力的影响，其结果必然使河口影响下的感潮河段水流运动更为复杂。

随着观测手段日益现代化、观测精度日益提高、观测项目日益齐全，人们已经逐步形成了对由具体河段到整个河流以至不同河流的河床演变的规律性认识。同样，对感潮河段水动力特性的认识也在进一步完善。不少学者针对不同河道进行了分析：曹光杰、王建等[17]探讨了长江口（镇江以下河段）的河道演变趋势与规律，分段讨论了长江口各段历史上冲淤变化程度；林应丑[18]对武汉白沙洲大桥河床演变及桥孔布置进行了研究，通过 98 年洪水的检验，证明了桥墩设计方案的合理性；韩曾萃等[19]运用 10 余条入海河口的资料得出了在平衡条件下河口沿程各断面落潮流量与径流及其潮流历时的关系式，其研究成果的意义在便于分析和预测人类活动对河口的影响；宋立松、钟世荣[20]以钱塘江资料为基础，探讨了潮汐河口河床调整对水沙条件的响应，分析了潮汐河口的河相关

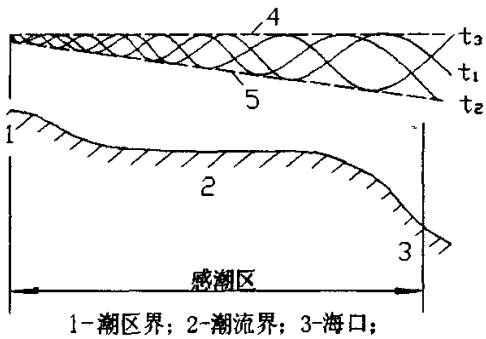
系，为工程建设提供了参考。从中可以看出：河口把河流与海洋连接在一起，并受海洋潮汐的一项，其水位每天也会发生周期性的变化，感潮河段水流动力条件十分复杂，水流运动受径流和潮流的双重影响。

2.1.1 水流特性[21]

河口内潮波周期T及潮波波长L均很长，所以水体运动主要是与河道轴线一致的水平流动，竖向加速度运动可忽略，潮波压力服从静水压力分布，振幅一般比水深小，但其量级与水深相同，故不可忽略，因为潮波波长远大于波高，属浅水长波，其速度$C=\sqrt{gH}$且大于径流速度和潮流速度。潮波在河口内的传播是非常复杂的不稳定流动，它既不同于外海潮波又不同于内陆河流中的洪水波，前者摩阻可以忽略，后者惯性力可以忽略，河口内潮波运动的动力因素重力、惯性力和摩阻力常常都不能忽略，当河口宽度很大时，柯氏力的影响就不能忽略。

由图 2-1 可以看出，河口段同时刻的水面是一个曲率很小的波面，并不断自下游向上游推进，途中t_1、t_2、t_3…的波面即为潮波的传播过程，从一固定断面来看，水位和流速呈周期性变化。

海洋的潮波进入河口并向前推进，一方面受到水深渐减与河岸收缩造成的阻力影响，一方面又受下泻径流的阻碍，使潮波能量逐渐消耗，等到潮波上溯到潮流速与径流流速相等处，潮水便停止倒灌，此处即为潮流界，潮流界以上，河水因受潮水顶托仍发生壅积，潮波仍继续上溯，但潮差急剧降低，潮差等于零的地方称为潮区界，显然，潮流界和潮区界是随潮汐的强弱及径流量的大小而变化的。在潮区界与潮流界之间，径流占据着主导地位，流向仍是单向流，而在潮流界以下，水流呈周期性往复流动。同时，由于潮波变形，水位和流速过程线存在一定的相位差，一般来说，潮位过程要滞后于流速过程，与潮流界潮区界的位置相似，潮位和流速过程线的相对位置也是随径流和潮流强弱的不同组合而在一定范围内变化。



1-潮区界；2-潮流界；3-海口；
4-高潮位线；5-低潮位线

图 2.1　河口的潮波曲线

在潮流界和潮区界之间，水位受潮汐涨落影响而经常变动，涨潮过程中水位升高，水面比降减小，流速减缓，落潮则相反，但是水流流向在任何时候都是指向海洋，断面

和垂线流速分布近似遵循无潮河流规律。从横向来看，潮流界以下水流流速时大时小，时而流向上游，时而流向海洋。从纵向来看，水位呈时涨时落的周期性变化，但与恒定流不同，水流流速沿垂线分布很复杂，并不遵循对数流分布的规律，甚至出现上下层水流的流向也不相同的情况。

由此可以看出，处于河口和潮区界之间的感潮河段，水流运动呈非常复杂的周期性非恒定往复流，河道中潮流受制于上游径流量和潮流动力的大小，在洪潮组合落急时刻条件下，下泻的潮流包括积蓄在上游的径流以及之前的涨潮流，因此河道内水流流速和流量较仅洪水作用用下要大很多，此时对河道防洪会产生不利影响达到最大。

2.1.2 泥沙特性

河口区泥沙来源大体包括两个方面：内陆径流挟运的流域来沙及随潮而来的海域来沙。据统计，世界各地河流每年输向河口的泥沙有 180 亿吨，这样巨量的泥沙对河口演变影响极大，流域来沙的多少及组成，决定于流域内的地质地貌，气候及人类的开发活动，来沙量的年变化更甚于来水的变化；海域来沙比较复杂，有的是沿岸沙洲浅滩被风浪、潮流冲刷洗掘而悬浮起来，再随潮流带入河口，有的是汛期被径流输运至口外海滨的泥沙枯季在海洋动力作用下又返回河口，也有的是来自于邻近的河口，例如本文所提到的甬江河段，受冬春季偏北风的影响，这段时间的泥沙，就有一部分是来自于海浪冲刷杭州湾滩涂，后随潮流进入甬江河段的。

按河口区的动力和来沙特征分类，黄胜[39]等认为河口区的河床演变特点主要取决于径流与潮流强弱的对比和泥沙的来源及数量，以及河口区的地质地貌等条件，据此将我国的潮汐河口分为以下四类：第一类为强潮海相河口，这类河口以钱塘江口为代表，本文的例证宁波三江所处的甬江河口也是属于这个类型，其特点是潮流强，泥沙主要来自口外海滨，平面外形呈喇叭形，盐淡水混合对泥沙运动影响小，强潮可以把泥沙推向口门内形成沙坎；第二类为弱潮陆相河口，这类河口以黄河口为代表，其特点是潮流弱，河流流域来沙丰富，河口区河道易于改道，常形成圆弧状三角洲，各汊道口门附近都有拦门沙；第三类为湖源海相河口，黄浦江、浏河、射阳河等河口属于这种类型。其特点是河川径流经过上游湖泊或河网的调节，变幅甚小，潮差中等，流域来水来沙甚少，泥沙主要来自口外，在口门附近常形成拦门沙，河道形态沿程变化小，河线比较弯曲；第四类为陆海双相河口，长江口、辽河口、闽江口等河口属于这种类型。其特点是陆域来沙都较丰富，径流和潮流的力量相当，口门外常形成拦门沙，口内也可形成沙坎。这种

沙坎可能是盐淡水混合影响泥沙运动形成的，也可能是径流带来的粗颗粒泥沙在过渡段的集中淤积，后者一般发生在山区河口。

海洋中的泥沙在潮波动力的作用下随海水进入河口，由于河口区比降较小，水域宽阔，水流动力作用减弱，在此情况下经过长距离输移、分选而进入河口的泥沙多为很细的粘粒和胶粒，如长江口铜沙浅滩处床沙中值粒径为 0.022mm，悬粒中值粒径为 0.005mm，这样使得细颗粒泥沙在一般淡水中很难沉降，但是遇到具有一定含盐度的海水则会产生絮凝现象，最终使其沉速比单颗粒大数十倍。

在感潮河段非恒定水流运动的影响下，泥沙运动也变得极其复杂。河口区水流一方面受到潮波运动影响呈时大时小时正时负的变化，另一方面在上游径流作用下时而加速时而减速，而且流速沿垂线发布也明显的不符合对数流速分布，因此，在潮波与径流双重作用下出现的非恒定性势必然会引起含沙量的复杂变化。

从客观上来看，由于潮汐涨落呈周期变化，涨潮时，含沙量随潮流流速的逐渐加快而响应逐渐增大，在潮流速最大值的稍后时刻，即出现涨潮最大含沙量，此后，随着潮流流速的逐渐减缓，含沙量也逐渐减小，憩流稍后含沙量最小。憩流之后转为落潮流，随着落潮流流速的逐渐加快，含沙量亦随之增大，在最大落潮流稍后时刻出现落潮期最大含沙量，然后含沙量又随着落潮流速减小而降低，在下一次涨潮之前出现落潮最小含沙量。

2.2 桥梁工程对感潮河段水动力的影响

2.2.1 一般特性

(1) 桥墩附近的水流特性

随着目前激光技术、超声波技术的飞速发展，流速量测技术也得到了很大的提高，从最初的毕托管、悬浆流速仪发展到如今的激光多普勒流速仪、超声波流速仪、粒子图像测速仪等精密仪器。量测技术的提高对于研究桥墩附近的水流结构起到了巨大的推动作用。因此，近年来，对桥墩周围的水流结构的研究取得了很大的进步。

如图 2.2 所示为圆柱形桥墩附近的水流结构示意图，研究结果显示，桥墩处水流结构的主要特点是墩前水面涌波和向下水流、绕桥墩两侧流向下游的马蹄形旋涡和墩后的尾流旋涡。由图中可以看出，行进水流由于受到桥墩的阻挡而在墩前很远处开始壅高，壅高值在桥墩前达到最大，行进水流在桥墩迎水面对称轴上的流速减小为零，转化为驻

点压力，最大压强为 $\rho V^2/2$，在此压强的作用下，水体一方面向桥墩周围两侧流动，另一方面，由于驻点压力沿水深方向逐渐减小，形成压力梯度，向下的压力梯度再迫使水流向下运动，从而在桥墩底部两侧形成很强的涡流，涡流进一步环绕形成马蹄形漩涡。桥墩两侧水流受到挤压，沿程流速增大，桥墩后，主流离开曲面，向下游扩散，下游液体随即填补主流所空出的区域，从而形成尾流漩涡。

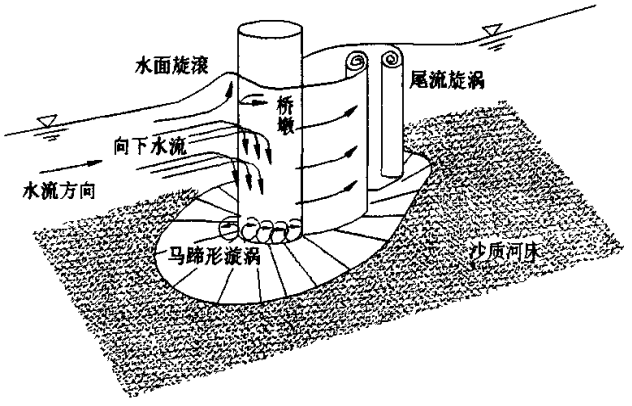


图 2.2　圆柱形桥墩附近的水流结构[7]

建桥后，由于桥墩上游形成壅水，水位升高，流速减缓，水流挟沙能力有所下降，促使泥沙淤积，桥墩处的绕流和束水作用又使桥墩周围的流场更为混乱。当桥址河段内有洲滩存在时，建桥后还会使洲滩发生冲淤变化，反过来又会改变桥址河段的水流泥沙运动，使河床的调整过程趋于复杂化。如武汉长江大桥上游的汉阳边滩，在修建后的 20 年间扩大、下移。其壅水带有较强的局部性，一般为墩前壅水较高，然后向上游和两侧递减。

桥墩壅水高度与墩前后行进流速，桥墩形态等有着密切的关系，壅水高度的精确计算通常是按《公路桥为勘测设计规范》(JTJ062-91)提供的经验公式计算。一般来说，通常用于工程计算的桥墩壅水公式主要有如下三个：

$$\Delta Z = \eta\left(\overline{\upsilon}_m^2 - \overline{\upsilon}_{om}^2\right) \tag{2-1}$$

式中，ΔZ—桥前最大壅水高度（m）；

η—水流阻力系数，与水流进入桥孔的阻力有关；

$\overline{\upsilon}_{om}$—天然状态下桥下河水平均流速（m/s）；

$\overline{\upsilon}_m$—桥下平均流速（m/s）；

$$\Delta Z = \frac{K}{2g}\left(\overline{v}_m^2 - \overline{v}_{om}^2\right) \tag{2-2}$$

式中，K—壅水系数；其余符号意义同上。

$$\Delta Z = K_1 K\left[\frac{Q_{ga}}{Q_P}\right]^m \frac{a\overline{v}_{om}^2}{2g} \tag{2-3}$$

式中，K_1—系数；

K—与桥孔压缩程度有关的系数；

Q_{ga}—引道及桥墩台阻断的流量（m^2/s）；

Q_P—频率为 P 的洪峰流量（m^2/s）；

a—水流方向与桥轴线法线的夹角（°）；

m—指数；其余符号意义同上。此公式使用于宽滩河段的桥墩最大水位壅高的计算。

以上公式中壅水高度是指桥上的最大水位壅高，一般情况下，桥下最大水位壅高可按桥前壅水计算值的一半考虑，即采用$\frac{\Delta Z}{2}$。半山区或山区河流，桥下壅水可采用桥前壅水全值ΔZ。

由桥前壅水引起河道回水，回水长度可按下列公式计算：

$$L = \frac{2\Delta Z}{i} \tag{2-4}$$

式中，L—壅水曲线全长(m)；

i—洪水比降；其余符号意义同上。

(2) 桥墩附近的河床演变

以上讨论了桥墩附近的水流结构，许多学者研究后认为，桥墩前下降水流、马蹄形漩涡、尾流漩涡是桥墩绕流冲刷的重要原因。桥墩河道中水流驱使床面泥沙运动，泥沙影响水流结构，两者相互依存，相互制约。伴随水流运动，河床形态永远处于发展变化之中，即所谓河床演变。河床演变无论建桥与否都在不断进行着，桥梁设计时必须考虑到桥梁在使用过程中可能出现的河床演变。建桥后，桥孔压缩水流，自上游最大用水断面起，桥墩的束水作用使通过桥孔的水流在桥后在逐渐扩散，恢复天然状态。急剧流过桥孔的水流，冲走桥孔上下游床面上的泥沙，形成桥孔附近床面的冲刷，称为一般冲刷。修建桥梁引起局部水流便捷的突然变化，迫使水流在桥台前缘、桥墩周围以及导流堤上

游端或丁坝端部等处急剧绕流，流速、流向急剧变化，引起旋涡和很大床面切力，形成冲刷坑，称为局部冲刷。桥梁墩台附近床面总的冲刷深度，应该是河床演变、一般冲刷和局部冲刷三种冲刷深度的总和。

关于桥墩冲刷的计算，要分为桥墩附近的一般冲刷和局部冲刷两个方面来计算。高冬光[22]根据桥梁孔径长度、壅水和冲刷整体水力计算原理，在输沙连续性方程基础上，提出了根据洪水过程线进行冲刷过程线和壅水过程线计算模型和方法，该方法在世界上已被广泛采用。《公路桥位勘测设计规程》中所采用的是 64-2 公式，此公式是甘城道在输沙平衡基础上建立的一般冲刷深度的计算公式。计算桥墩局部冲刷的公式类型比较多，我国在 1964 年全国桥渡冲刷汇总工作会议上，推荐 65-1 和 65-2 式来计算桥墩的局部冲刷。从以上可以看出，由于桥墩附近水流结构复杂的缘故，目前还不能完全从理论上建立描述桥墩冲刷的模型，因而只能根据现场实测资料、调查资料、模型试验、因次分析及多变量相关等方法与理论研究相结合，互为补充，从不同途径获得桥墩冲刷计算的方法。

2.2.2 感潮河段桥梁工程附近的水动力特性

在感潮河段修建桥梁，同样会在桥墩的迎水面上产生壅水，桥墩附近的局部流场也会发生改变。但是，感潮河段水流特有的周期性非恒定往复流特性使问题变得更为复杂。目前有不少学者针对潮流与桥梁的相互影响进行了研究，如利用物理模型试验对大型桥梁进行防洪评价，为诸如杭州湾大桥、润扬大桥、苏通长江公路大桥等工程建设提供可行性依据，解决了许多工程问题；韩海骞[6]在综合研究杭州湾几座桥梁局部冲刷的基础上，通过量纲分析及多元回归法建立了潮流作用下桥墩局部冲刷的计算公式。从以上成果可以看出，感潮河段桥梁工程水动力研究还局限于针对具体河道，具体工程的研究，结果可以解决实际工程中的部分问题。另外，桥梁对潮流的影响研究主要是基于对实测资料的分析和物理模型试验研究，采用数模研究的比较少，这是由于桥墩周围流场具有很强的三维性，而三维数模的研究还处于起步阶段。

(1) 潮流对桥墩冲刷的影响

大型桥梁建设中一个很重要的问题就是研究水流对桥墩的冲刷作用，这直接关系到桥梁自身的安全。冲刷是一个长年累月、不断发展的过程，影响冲刷的因素有很多，但最为重要的就是桥墩附近的水流结构，感潮河段受径流和潮流两方面不同周期变化的影响，本身水文和河床变形十分复杂，而且桥墩结构类型繁多。目前还没有比较成熟的潮

流作用下桥墩冲刷深度的公式，大多针对具体任务采用物理模型试验的方法进行研究。如河海大学海岸及海洋工程研究所进行了福建下白石特大桥桥墩局部冲刷试验，南京水利科学研究院进行了江苏苏通长江大桥的桥墩局部冲刷研究，铁道部科学研究院进行了钱塘江二桥桥墩冲刷试验等，这些研究表明：洪水径流和潮汐共同作用产生的桥墩冲刷深度较洪水径流作为恒定流产生的桥墩冲刷深度要小，大约减少 20～30%；桥墩最大冲刷位置，恒定流在上游端及其两侧，大约左右各60°范围内，而潮汐作用下最大冲刷深度位置的随机性很大，可能出现在两侧或下游端；潮汐作用对冲刷减少的影响，自下游向上游逐渐减小，潮区界以上的桥梁则不受潮汐影响；最大洪峰和最低潮相遇，对冲刷是最不利的。

(2)　桥墩对潮流场的影响

桥墩附近的河床演变受其周围潮流场的影响，桥墩对潮流场的影响会对河道防洪带来一定的危害，因此，许多学者致力于研究桥墩对潮流场的影响问题：祝丽丽[23]通过数值模拟研究了钱塘江单桥及多桥情况下桥墩对潮流场的影响，韩海骞[24]通过物理模型试验对杭州湾跨海大桥桥墩对钱塘江河口水流的影响问题作了研究，进而分析并预测了大桥建成后对钱塘江涌潮、上游行洪的影响，为大桥建设进行了科学论证；徐锡荣[9]等采用二维数学模型与局部概化物理模型相结合，对润扬大桥新型桥墩型式的冲刷特性进行了研究。

从客观上来说，桥梁的存在减小了天然河道的过水断面，位于河道中的桥墩阻碍了天然水流运动，必然对天然河道中的水流产生一定的影响。一方面使得桥墩迎水面产生局部壅水，它是影响河道防洪的重要因素之一；另一方面，桥墩周围水流流速流向将会发生变化，桥墩周围流场复杂变化直接影响到桥墩周围的河床演变，对研究桥墩冲刷有着很重要的意义。一般来说，涨潮时，河道水流流向与径流方向相反，桥墩下游产生壅水，流速减小，而桥墩两侧跨距间一定范围内的流速增大。壅水高度呈先变大后变小的趋势，这主要是与涨潮流速的大小有密切关系，在涨急时达到最大壅水高度，而在达到最高潮位和最低潮位附近时，由于水流流向开始发生变化，此时流速很小，因此壅水高度也较小。

由于影响桥梁工程水动力条件的因素很多，而且在各种因素综合起来的情况下，问题就变得更为复杂，因此，针对实际问题，要分析和预测桥梁工程建设后河道内流场的变化情况，就需要借助于物理模型试验或数值模拟计算这两种手段。

2.3 物理模型试验研究

2.3.1 物理模型试验的发展及研究现状

19 世纪 Froude 提出著名的 Froude 定律，奠定了物理比尺模型的理论基础，并首次应用于船舶阻力的比尺模型试验，其后，法格利利用河道模型试验来改善航道。1898 年恩格斯在德国的德累斯顿科技大学创建了世界上第一个河流动力学试验室。1885 年，雷诺运用 Froude 定律对默塞河进行模拟，以研究潮汐河口的水流形态。1914 年，Buckingham 提出了相似准则的π定理，由于物模相似准则很容易从不同力的一般表达式的对比关系导出，再加上即使研究十分复杂的水流和泥沙运动的三维问题，在物模中也不存在难以克服的困难，因而河流物理比尺模型得到迅速发展，并成为解决各种水利工程问题的普遍公认的一种工具。第二次世界大战后，世界各国对港航工程试验研究也都十分重视，建立了许多规模宏大、设备先进的试验室，如荷兰的德尔夫特水利试验室，丹麦的水利研究所，美国陆军工程兵团水道试验站和海岸研究中心，日本的港湾技术研究所，英国的铁林福特水利研究公司和加拿大国家研究委员会水利试验室等。

我国第一个水工试验室建于 1933 年。中华人民共和国建国后，为适应大规模水利建设和港航工程建设需要，我国港航工程试验研究机构如雨后春笋，规模越来越大，试验设施和测量技术越来越先进，试验研究队伍也越来越壮大。目前国内专门从事港航工程试验研究的机构有中国水利科学研究院(北京)、南京水利科学研究院、长江水利科学研究院、黄河水利科学研究院等。许多院校如河海大学、中国海洋大学、大连理工大学、天津大学、重庆交通大学、上海交通大学等也先后建造了先进的港航工程、海岸动力和海岸工程等试验室。这些试验研究基地为涉水工程及技术问题提供了极有价值的试验成果，为丰富水流泥沙基基础理论方面做出了巨大贡献，促进了物理模型试验的科学进步。

目前潮汐河口模型已可复演河床的冲淤演变，如德国易北河口动床模型，成功地复演了整治河床的演变。从广大学者的研究经验上来看，在研究泥沙问题时，模型变率不能大，因而模型有向大的方向发展的趋势。到目前为止，我国已经建立了多个大型物理模型，如珠江河口大型整体物理模型，黄河模型，钱塘江河口模型等；从模型量测设备上来看，模型中潮汐的发生、水位流速等数据的量测已可全部自动，模型中能够研究的问题亦逐渐拓宽。除一般水力学问题外，物理模型试验已经成为航道整治、疏浚挖槽、盐水入侵以及污染扩散等问题的一个很重要的研究手段。

随着科学技术的进步，港航工程试验研究中的量测技术也飞速发展，电子技术、激

光技术、自动控制和计算机应用技术的引入，使量测设备越来越电子化、自动化，量测精度也越来越高。例如水利部珠江水利委员会科学研究所进行了珠江河口整体物理模型的设计，模型模拟的范围涵盖了珠江三角洲网河区和珠江八大出海口门以下至海平面下25米的海域，其中包括香港部分水域和澳门水域，模型所研究的内容涉及河口的水流泥沙运动、河口与海岸演变规律、河口地区水体污染净化规律和防护措施等领域，在设计上充分分析了珠江河口现有水流、泥沙资料，涉及海洋水文学、河流动力学、现代测量技术、微电子技术和光电技术等十几个不同的科研领域

2.3.2 潮汐河口物理模型试验

感潮河段水动力模拟方法主要有两种：物理模型试验和数值模拟。物理模型试验以其直观性和物理概念的明确性而受到水利工作者们的重视，特别是泥沙物理模型试验，是研究工程泥沙问题的重要手段。因此，利用物理模型对河口地区进行成功研究的成果有很多：李福田，王志良等[25]建立了珠江三角洲八塘尾潮汐河段的动床物理模型，导出了潮汐河口悬沙河底沙冲淤模型试验相似率，对模型设计、模型选沙及时间比尺进行了合理的处理；王振红、张洪清等[26]建立了感潮河段水力模型，对排水口附近的水流结构，河床演变作了探讨；孙国峰[27]利用物理模型模拟了广利河口拦门沙治理的方案，同时对河口物理模拟技术及航道整治进行了深入探讨；林桂宾等[28]对桥渡非恒定流水工模型试验研究的成果进行了总结，对试验所涉及到的设备与仪器，及不同类型下非恒定流对桥渡建筑物影响的研究特点，研究成果和发展进程都有详尽的概括。从以上可以看出，物理模型在工程实践中应用广泛，特别是在桥墩、取排水口等工程近区冲淤问题上，目前尚无比动床物理模型更有效的研究方法。目前利用物理模型成功完成了许多桥梁工程的水流泥沙问题，这其中有润扬大桥桥墩冲刷问题，潮汐河口的特大型桥梁——杭州湾跨海大桥对水环境产生影响的问题等等。

河口地区通常受到波浪、潮汐、沿岸水流等海岸动力因素的综合作用，其本身就是非常复杂的水力学问题，当它们和涉水建筑物相互作用后更增加了复杂的边界条件，致使很多问题暂时还不能得到满意的理论解，因而，在这种情况下，就要借助物理模型试验来验证和指导设计。同时，实践也证明，潮汐物理模型试验是研究此类问题较为有效的方法。

潮汐水流模型首先要满足潮汐非恒定流的水流运动相似，同时在感潮河段建造港口、桥梁或其它海工建筑物时，水流由于受到这些建筑物的影响，在平面上产生收缩、扩散，

往往形成回流。因此，在决定建筑物以外模型边界范围问题时还需要考虑平面流态相似。根据平面二维非恒定流运动方程：

$$\frac{\partial u}{\partial t}+u\frac{\partial u}{\partial x}+v\frac{\partial u}{\partial y}+g\frac{\partial z}{\partial x}=-g\frac{u\sqrt{u^2+v^2}}{C^2R}+2\omega_{地}v\sin\phi \tag{2-1}$$

$$\frac{\partial v}{\partial t}+u\frac{\partial v}{\partial x}+v\frac{\partial v}{\partial y}+g\frac{\partial z}{\partial y}=-g\frac{v\sqrt{u^2+v^2}}{C^2R}-2\omega_{地}u\sin\phi \tag{2-2}$$

连续方程：

$$\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{\partial}{\partial x}(uh)+\frac{\partial}{\partial y}(vh)=0 \tag{2-3}$$

式中，u，v分别表示x,y方向的垂线平均流速，z为水位，R为水力半径，C为谢才系数，$\omega_{地}$为地球自转角速度，ϕ为所在地的纬度。

运用相似变换，由2-1～2-3式，可以得到：

惯性力重力比相似　　$\lambda_u=\lambda_v=\lambda_h^{1/2}$　　(2-4)

惯性力阻力比相似　　$\lambda_c^2=\frac{\lambda_l}{\lambda_R}$　　(2-5)

水流连续相似　　$\lambda_t=\lambda_l/\lambda_u$　　(2-6)

河口常较为宽浅，边壁阻力可以忽略，从而$\lambda_R\approx\lambda_h$。由$C=\frac{1}{n}R^{1/6}$，经相似变换，(2-5)式可以写成：

$$\lambda_{n_b}=\frac{\lambda_h^{2/3}}{\lambda_l^{2/3}} \tag{4-7}$$

表2.1　　模型主要相似比尺表

名称		计算公式
几何相似	平面比尺	λ_l
	铅直比尺	λ_h
水流运动相似	流速比尺	$\lambda_u=\lambda_h^{1/2}$
	糙率比尺	$\lambda_{n_b}=\frac{\lambda_h^{2/3}}{\lambda_l^{1/2}}$

水流运动的主要相似条件汇总如表2.1所示。对具宽浅特性的潮汐河口，惯性力与阻力的影响占主导地位，柯氏力影响较小，地球自转效应一般可以忽略。此外，模型水流必须考虑紊流和表面张力限制条件。

潮汐物理模型设计中比尺是一个关键因素，除此之外，模型要能成功运行，需要借助于控制和测量设备。控制设备是用来模拟潮流的产生，是以达到模型水流特征与天然水流相似为目的的，而测量设备是模型数据输出的媒介，它可以把水流运动这种无理现象转化为数据，比如水位，流速以及流量等。

生潮设备是潮汐物理模型中产生潮汐现象的主要设备，按照其生潮的动力条件，可以分为气压式、尾门式和液压式三种。气压式是一种通过调整气体压力来产生潮水位变化的生潮设备，其工作原理就是用鼓风机将额定风压、风量通过管道输入潮水箱，使箱内压力大于大气压力，仪器控制部分根据设计潮汐过程线输出控制信号来调节排气阀门开度，从而调节箱内压力以控制水量变化达到复演潮汐过程的目的；尾门式生潮设备是利用机械转动的尾门来调节水位的升降，从而使模型中的水位发生变化，复演潮汐现象；液压式生潮设备是通过潮汐发生器控制伺服电机调整其转动方向和速度，再通过一些列的转化达到改变阀门开启度的目的，进而使模型中产生潮汐现象。在实际应用中，要根据复演水流的运动特征，来选择或布置合适的生潮设备。

潮汐物理模型中需要测量的物理量主要是流速和水位。随着计算机科学和量测技术的飞速发展，使得测量系统越来越先进，误差也越来越小。由于感潮河段水位呈周期性变化，因此，水位测量一般采用数字编码跟踪式水位仪，其分辨率可以达到 0.1mm。物理模型中测量流速通常采用的是光电式悬浆流速仪，在测验时把流速测杆固定在待测点的上方 0.6 倍的水深处，水流带动叶片转动从而产生光信号，流速采集信号盒再通过叶片的反射光次数来计算出相应得流速，再传输给计算机。

2.4 数值模拟计算研究

2.4.1 数值模拟计算的发展及研究现状

数学模型是将已知的水动力学的基本定律用数学方程来进行描述。在一定的定解条件（初始条件和边界条件）下求解这些数学方程，从而达到模拟某个水动力学的理论问题或工程实际问题。在二十世纪五十年代以前，数值模拟的基本理论已经建立，运用这些理论也曾解决过一些工程问题的目的。但是，在计算一些复杂问题时，因计算量太大而未能得到较快的发展。电子计算机的问世，为数值求解水流运动方程提供了强有力的计算工具，从而使数模得到迅速发展。1952 年至 1954 年 Isaacson 和 Twesch 首次建立了俄亥俄河和密西西比河的部分河段的数学模型，并进行了实际洪水过程的模拟。50 年代

初期，苏联罗辛斯基和库兹明已经使用一维数学模型对大型水库的淤积和坝下游冲刷进行长时间和长距离的河床演变计算，二维数学模型也曾经偶而用于坝区局部河段的冲刷计算，美国人对水库库首淤积进行了类似的工作，我国在50年代后期也开始用一维数学模型进行水库淤积及河流裁弯取直的变形计算，西德汉森在50年代中期已经开始研究河口、海岸水流泥沙运动的二维数学模型。所有这些研究由于当时计算条件的限制，不得不做较多简化，从而影响到计算的精度。

近几十年来，计算机功能的迅速增强和使用的日益普及，推动了泥沙数学模型的发展。目前，一维泥沙数学模型已广泛用于长河段、长时间和不同水沙组合及河床边界条件的泥沙冲淤变形研究和预报，一维模型只能给出河段平均冲淤深度的沿程变化情况，由于研究较早，比较成熟，已经基本上能满足工程需要。二维数学模型，最早是Hansen从研究河口海岸水流泥沙运动开始的。二维数学模型主要用于研究短河段、短时期的河床变形。但是，实际工程中的水流泥沙运动大多具有高度的三维性，只有三维数学模型才能完全满足要求。目前，三维的水流数学模型也已经进入了实用阶段，匡翠萍曾运用三维数学模型对长江口水流泥沙盐度进行模拟。但就当前计算机的软硬件水平来看，完整的三维模型昂贵而耗时，仅是用于短期预报。因此，当前普遍采用准三维模型，即以二维模型为基础，对三维问题进行简化，如：Jin等人建立准三维耦合模式模拟浅水环流；Irene等人在对数速度剖面的假定下，用渐近方法模拟波流共同作用下的三维泥沙输运；J.Lou采用2D耦合的方法，在获得水平二维流场后，解3D动量、连续方程得三维流场；宋志尧等将速度分解成垂直平均值和它们的差值之和，把三维问题简化为一个二维问题和若干个一维问题。

水流数学模型实质上就是在计算机上进行水流试验的技术，因此，数值计算首先需要选取合适的计算模式和数值计算方法，这也是数值计算能否成功的关键所在。在水力学计算中，常用计算模式为势流理论模式、直接数值模拟模式、雷诺平均模式、大涡模式(LES)、谱模式和基于概率分布的PDF模式等，常用的数值计算方法有复变函数法、有限差分法、有限体积法、有限元法、有限分析法、边界元法等。因此在实际结算中，需要针对不同的水力学问题，选取合适的计算模式和数值计算方法。在各种计算模式中，势流理论模式和雷诺平均模式是最常用的两种模式。

作为两种模拟手段之一，数值模拟与物理模型试验相比，它具有其独特的优势，具体来说有以下几点：

(1) 模型研究范围不受限制，可以方便地进行开边界条件的模拟，而且具有适应性

强、投入少、周期短的特点。

(2) 可以完全自由地改变或控制流体的性质，选择流动参数，给定边界条件等。

(3) 可以进行全尺度“试验”，不存在比尺效应。

(4) 可以进行严格的一维、二维和三维流动的“试验”。

(5) 可以进行物理现象各种理论近似处理的有效性和敏感性试验

2.4.1 潮流数值模拟

建立河口海岸地区潮流运动的数学模型开始于 60 年代，在国内始于 70 年代，并于 70 年代末以后有大量研究与应用成果问世。河口与海岸水动力数学模型可分为基于 St.Venant 方程的一维模型、基于水深积分方程的平面二维模型、基于侧向积分的剖面二维模型和三维模型。天然水流是三维流动，数学模型最终必须以三维形式模拟水流，国外一些学者曾对河口和近海区的三维水流进行了理论和实践上的探讨，并提出了三维水流运动的基本模式和计算方法。国内众多学者也对三维数学模型进行了许多卓有成效的研究工作，并针对渤海湾、长江口和杭州湾等地建立了三维潮流模型。但建立三维数学模型较为复杂，到目前为止，不仅没有彻底了解三维水流的物理现象，而且连基本理论也不够完善。

目前，由于计算机容量、内存和速度发展所限和大多数情况下的二维模型已能基本满足要求等因素，二维潮流数学模型成为模拟潮流的主要工具之一，在我国的研究成果也有很多：徐祖信，卢士强[15]利用一维 St.Venant 方程组，河网汊点连续方程及边界条件建立了河网水动力数学模型，对上海市平原感潮河网进行了合理概化，并用实测资料对模型进行率定，结果表明计算值和实测值吻合较好；张细兵[29]等基于三角形网格划分，采用有限单元法，建立了平面二维非恒定流数学模型，对长江口南北支河段进行了验证计算，其成果采用了质量集中、压缩存储的处理方法和“预估校正”的时间推进算法，较好地解决了有限元计算存储和计算速度问题。由此可以看出，一维和二维数学模型所基于的控制方程就是 St.Venant 方程和二维浅水方程，在各自的适用范围内，它们都能较为准确地描述出所研究水流的真实状态。另外，一些科研院所也开发了可靠性，实用性较高的商业软件，比如美国普林斯顿大学三维海洋模式 POM(Princeton ocean model)、荷兰 Delft 水力研究所的 Delft3D 数学模型、美国杨百翰大学环境模拟研究实验室的 SMS（Surface-water Modeling System），这些软件得到水力工作者的认可并得到了广泛应用。

二维潮流数学模型中数值模拟方法多种多样，按计算格式分，有显式法、半隐半显

式法、隐式法等；按网格形状分，有三角形、矩形、四边形、多边形、曲线坐标网格等；按数值计算方法分，有有限差分法、有限元法、单元积分法、控制体积法、特征线法、分步法等；按计算域的处理分，有整体模型和局部模型法等。

目前，桥墩存在对潮流影响问题的数模研究尚不多见，2002 年，张细兵等[30]通过对工程问题的计算验证，选取赣江神岗山～井冈山拟建的阳明大桥长约 715km 的河段作为计算河段，采用 SIMPLE 算法建立了一套河道平面二维水流数学模型；2002 年，张红武等[31]针对桥渡壅水问题，提出了概化桥墩的两项措施：局部地形修正，主要是通过增加桥墩所在节点的河底高程来反映桥墩对河道过水面积的压缩效果；局部糙率修正，主要通过加糙来反映桥墩的阻水作用；陈绪坚等[32]采用交替方向的全隐差分格式进行离散化代数方程，通过对桥渡流场的实例计算，取得了令人满意的结果；曹民雄[33]等通过二维水流数值计算与分析，探讨了潮汐河段桥墩对水流的影响，在其中解决了数值计算中桥墩的概化问题，潮汐动边界处理等问题，并附以实例加以说明，得出桥墩对水流影响表现出双向特性的结论；张家福[51]针对东莞市莞深高速公路附城至石碣段工程东江南支流特大桥建设前后水位壅高和流态变化进行了模拟。从以上研究成果可以看出：第一，研究桥梁对水流的影响，重点要考虑在计算中合理地对桥墩进行概化以及潮汐水流计算中动边界的处理问题。第二，利用数值模拟的方法来解决桥梁阻水问题是可行的，关键要选择合适的计算模式和数值计算方法。

由于感潮河段水流不仅受到内陆径流的影响，而且还受到外海潮汐侵入的影响，是一种非常复杂的周期性非恒定往复流，河床演变规律较单向河流更为复杂，就目前来说，人们对感潮河段桥梁工程建设的研究还不够成熟。主要原因有以下几个方面，第一，桥墩周围流场的研究虽有一定成果但还不够成熟。目前研究结果表明：行进水流在遇到桥墩后，水流的三维边界层分离和多重漩涡体系使得桥墩周围的剪切流流场变得很复杂，再加上冲刷坑形成过程中桥墩周围的动床边界与水流之间的相互作用，这种复杂性就被进一步加强了[7]；第二，桥墩周围冲刷发展过程的研究还不够成熟。这是由于影响冲刷的因素很多，主要有水流行进流速、水深、泥沙中值粒径、泥沙级配、桥墩形状、桥墩尺寸和水流冲击角等，而冲刷坑的发展其实就改变了水流运动的固体边界，同样也会影响到桥墩附近的水流结构。第三，非恒定流输沙的研究还处于起步阶段。在非恒定流条件下，泥沙输移一定是不平衡的，河道的冲淤变化不仅取决于水流能量的大小，而且也与其能量的变化率有直接关系[34]。

2.5 复合模型[35]

复合模型是20世纪70年代兴起的一门模拟技术。随着大存储量、高速运算的计算机的出现以及计算方法的创新，一方面使许多问题可以通过“数学模型”来解决，另一方面又使物理模型试验得以深化。因此，国内外正致力于发展将“数学模型”与“物理模型”结合在一起的所谓“复合模型”。它包含数学模型和物理模型两部分，再通过电子计算机将两者有机地结合起来形成一个整体。

复合模型可分为三种：耦合运转型、综合模拟型、混合计算型。

(1) 耦合运转型：它是以数模中计算出的流量值作为物模的控制边界条件，物模试验结果又可以用来控制数值模拟，因此，此类复合模型的关键在于数值模拟和物理模型之间的接口，要求其具有快速的数据传输和处理能力；

(2) 综合模拟型：它是由一种模型（如数模）向另一种模型（如物模）单向提供边界条件，使对方模型能正常运转。由于不必双向互补边界条件，因此，此类模型不必将数模和物模啮合在一起耦合运转，结合方式可以多种多样。由于综合模型在技术上便于实现，因此在我国也得到了广泛的应用，“六五”期间，我国在甬江河口整治研究中，就曾用二维潮流数值模拟的结果作为河口物理模型的边界，该模型为甬江河口整治提供了十分有益的材料。“十五”期间，上海国际航运中心洋山深水港区的规划和一期工程的模型试验中，也成功应用了综合型复合模型，取得了成功。

(3) 混合计算型：此类复合模型是根据研究需要采用一、二、三维数值模拟混合计算的模式来完成的。

从以上可以看出，复合模型是一种将数模和物模结合起来的新的研究手段，它兼有数模和物模的优点：通过数模可进行大范围的模拟，掌握其水流泥沙运动特性，而且可以不考虑模型比尺的影响，同时也可同步模拟多动力因素；而通过物模则可直观地了解水力现象的空间特性和局部流态细微结构。

2.6 本章小结

本章对感潮河段水流泥沙特性做了较为详细的归纳，分析表明，感潮河段的水流动力因素较非感潮河段更为复杂，它受到来自于上游径流和海洋潮汐作用的双重影响，其水流运动呈非常复杂的非恒定往复流态势，在水流运动的影响下，河道中含沙量的变化也是非恒定的，且泥沙来源中占绝大部分的海域来沙对感潮河段的河床演变起着至关重

要的作用。

感潮河段水动力研究方法主要有河床演变分析、数值模拟计算和物理模型试验三种，在研究感潮河段桥梁工程水动力条件问题时，应该充分结合三种手段的长处，对其进行全面分析。通过河床演变分析，能够对研究区域历史演变，近期演变和发展趋势有较为清楚的把握，从而抓住所研究问题的主要矛盾，以便在数值计算和物理模型试验中有目的地去解决；物理模型就是通过实验研究来模拟桥梁工程的水动力条件，它可以较好地保持天然河道中水流运动的物理本质，对工程结构近区模拟的准确性高，并能准确反映复杂的几何边界、复杂流态等优点；数值模拟则是一种用理论计算来研究的手段，它可以克服物理模型中存在的比尺问题，即可以进行大范围河道的模拟，对桥梁工程的水动力条件研究来说，数值模拟可以方便地进行多方案的研究，而且具有计算速度快，适应性强、投入少、周期短的特点。

第三章　甬江河段水动力条件分析

3.1 宁波三江的自然概况

宁波三江流域，即奉化江，余姚江，甬江位居我国海岸带中段，长江三角洲南翼。甬江由南源奉化江和北源姚江两江汇集而成。奉化江，发源于剡江向东北流经 93.1km，在宁波市区三江口与姚江相会。姚江发源于夏家岭眠岗山，北而又东流 107.4km 至三江口与奉化江相会。两江汇合后为甬江河段，向东北蜿蜒伸展 25.6km 至镇海游山外入海。如图 3.1 所示。



图 3.1 宁波三江河势图

奉化江，余姚江，甬江是受潮汐影响的内陆平原型河流。奉化江从澄浪堰到三江口附近的河道坡降为 8.1‰，河道外形基本顺直，河段断面呈对称的“U”形形态，河道较窄；姚江从姚江大闸至三江口长 3.3km，河床断面也是呈宽浅的“U”形形态，在姚江大闸建成以后，导致河床淤积，平均水深从 6.2m 减至 4m 左右；三江口以下的甬江河段长达 25.6km，河道外形呈向北凹进的形态，坡降 0.0117‰，河床呈深槽略偏左岸的断面形态，自从建闸以来，再加上人类活动的影响，甬江河床始终处于不断变化之中，而甬江河床的淤积对甬江行洪是非常不利的。

3.1.1 径流条件

宁波甬江流域年平均降雨量为 1400～1800mm，降雨量在年内时空分布不均，呈两个高峰一个低谷（表 3.1）。第一个高峰在 6 月份(梅雨季)；低谷出现在 7 月份(副热带高压控制的伏旱期)；第二个高峰在 8～9 月份(台风期)，为全年雨量最大月份。一般 1～3 月和 10～12 月雨量最少，这 6 个月的雨量占年雨量的 29.9%，4～9 月雨量最大，占年雨量的 70.1%。年径流总量约为 30.3 亿 m^3，最大年径流量为 49.1 亿 m^3，最小为 10.9 亿 m^3，其中汛期 4 月～10 月径流量占全年总量的 64.4%。特征值见表 3.2。

表 3.1　　宁波市平均降雨量表　　单位:mm

月	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	全年
平	62	76	119	118	142	210	160	220	215	86	63	47	1517
占年	4.1	5.0	7.8	7.8	9.4	13.8	10.5	14.5	14.2	5.7	4.2	3.1	100.0

注:统计年限为 1956～2000 年。

表 3.2　　甬江年径流量特征统计

集水面积	多年平均径流量		最大年径流量		最小年径流量		最大年与最小年比值
(km^2)	(亿 m^3)	(mm)	(亿 m^3)	(mm)	(亿 m^3)	(mm)	
4518	30.3	713.1	49.1	1143.5	10.9	253.8	4.5

姚江在距离三江口 3.3km 处修建了姚江大闸，1963～2000 年，姚江闸实测多年平均排水量为 11.6713 亿 m^3，最大排水量 19.91 亿 m^3（1975 年），最小排水量为 3.837 亿 m^3（1968 年）。

表 3.3　　姚江闸排水量特征值

多年平均排水量 (亿 m^3)	最大年排水量 (亿 m^3)	最小年排水量 (亿 m^3)	最大年与最小年比值
11.6713	19.91（1975）	3.837（1968 年）	5.26

根据澄浪堰 1973～1990 年实测潮量，奉化江多年平均径流量为 16.855 亿 m^3，最大径流量为 25.083 亿 m^3（1983），最小径流量为 9.744 亿 m^3（1986）。

表 3.4　　奉化江径流量特征值

多年平均径流量 (亿 m^3)	最大年径流量 (亿 m^3)	最小年径流量 (亿 m^3)	最大年与最小年比值
16.855	25.083（1983）	9.744（1986）	2.574

3.1.2 潮汐

甬江干流段潮汐变化较大，属不正规半日潮。未建挡潮闸前，潮区界一般在姚江丈亭站，距海口 69km，建闸后就移至姚江闸下，距海口 29km。在奉化江水系，潮区界在剡江溪口，距海口约 47km。潮流界在宁波与上述诸站之间，视潮流强弱以及下泄径流量大小而异。

在潮流界以内，一天内出现两个高潮两个低潮，但相邻高（低）潮的潮高不相等，夏季的夜高潮高于日高潮，冬季日高潮高于夜高潮。由于受奉化江洪水、姚江大闸放水以及台风和季节天气变化影响，高潮和低潮达到时间并不规则，变化范围约在高潮和低潮出现时间前后各半个小时左右，多年平均情况下，每潮从起涨到落平，历时 12 小时 25 分，其中平均涨潮历时 5 小时 55 分，平均落潮历时 6 小时 30 分。

3.1.3 泥沙

甬江属于弱径流强潮流的内陆河道，其泥沙由陆域来沙和海域来沙两部分组成。

(1) 陆域径流来沙

由于姚江流域系平原河网区，来沙少，陆域来沙主要是奉化江流域来沙；据奉化江溪口站实测资料统计（1958～1968，1971～1983），年平均输沙量为 4.35 万 t，最大年输沙量为 14.1 万 t，最大年平均含沙量为 0.541kg/m^3，历年最大含沙量 6.01 kg/m^3。

(2) 海域潮流来沙

表 3.5　　甬江悬移质含沙量月平均特征值

年份	1982							1983					全年
月份	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	
月平均含沙量（kg/m^3）	0.24	0.48	0.47	0.78	1.06	1.11	1.26	1.28	1.39	1.49	1.28	0.90	0.98

据推算，甬江涨潮平均输沙量为 1.732 万 t，10 个潮的涨潮输沙量即等于全年陆域来沙，因此甬江干流的泥沙来源主要是海域来沙。因冬春季多偏北风（向岸风），风速大，风浪掀起杭州湾滩涂泥沙随潮流进入甬江，因而，甬江口含沙量冬春大，3 月份为高峰。7、8 月份多偏南风（离岸风），风速小，风浪掀起的涂沙少，因而秋季含沙量小，7、8 月份为低谷。白沙站 1957 年实测涨潮平均含沙量 0.27kg/m^3；落潮平均含沙量 0.23kg/m^3。根据 1982 年实测成果，年平均含沙量 0.98kg/m^3，该年 12 月～次年 4 月悬移质含沙量最

大，6～8 月为最小，悬移质中质粒径为 0.0108mm，粘性细颗粒占 30%。据 1999 年 8 月常洪隧道断面实测资料，悬沙中值粒径在 0.013mm～0.016mm 之间，粒径小于 0.004mm 的含量在 29%～35%。

(3) 河床质

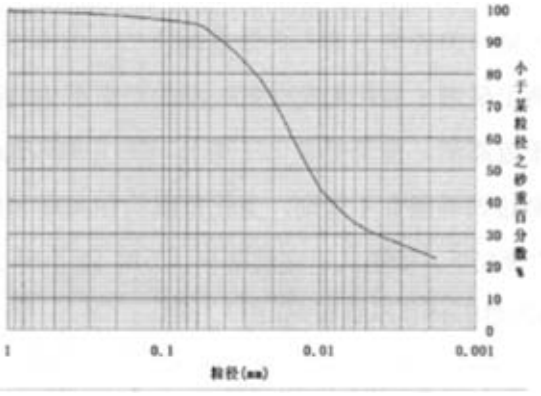


图 3.2　三江口附近河床泥沙级配曲线图

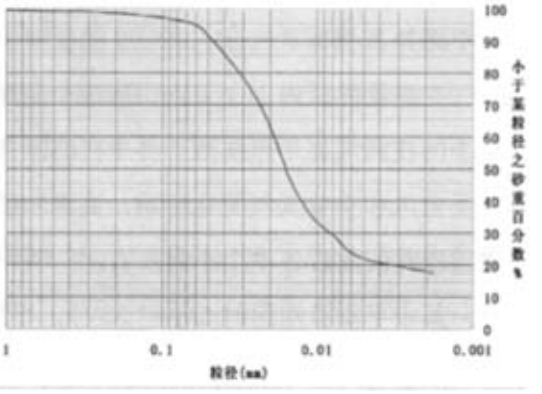


图 3.3　大通断面河床泥沙级配曲线

如图 3.2～3.3，根据 2005 年 11 月现场取样分析，三江口河床中值粒径为 0.012mm，大通河床中值粒径为 0.016mm，属于细沙。河床质都比较细的原因，是由于甬江是属于弱径流强潮流的内陆河流，海域来沙是主导，经过长距离输移、分选进入甬江河口的泥沙多为很细的粘粒和胶粒，这些细颗粒泥沙本身很难沉降，但在一定含盐度的海水的作用下产生絮凝后，其沉降速度将比单颗粒沉降速度大数十倍。因此，可以认为悬移质中所有粒配级的泥沙均参与了造床作用。

3.2 宁波三江水动力分析

要对宁波三讲水动力条件进行分析，就需要翔实的水文资料作为依托，因此，由宁波市水利水电设计研究院与宁波水文站协商，最终交河海大学确定，在甬江桥位处及大通（桥位下游约 1.7Km）、奉化江灵桥至江厦桥段、姚江解放桥至新江桥段共布设四个测流断面，其中每条测流断面分别布设 3 条测流、测沙垂线进行含沙量、含氯度、垂线平均流速流向全潮水文测验；在工程区域选择澄浪堰、三江口、姚江大闸（下）、桥位、大通、杨木碶 6 处同步观测潮水位（各测流断面位置如图 3.4 所示）；全潮水文测验为大、小各两个潮期，每潮约 26 个小时左右。

根据当地的潮汐变化，选择测验潮期时间大潮为 4 月 28 日 07 时至 4 月 29 日 09 时；小潮为 5 月 5 日 13 时至 5 月 6 日 16 时。测量具体过程首先使用 GPRS 信标对测量断面及垂线位置实地定位，在确定坐标及高程系统后再进行施测。潮位的测量方法分为两种：

桥位、大通潮水位观测在测验断面附近固定码头处设立水尺进行测量，其余潮位测站则直接采用国家级基本潮位站观测资料。流速测验方法采用 ADCP（声学多普勒流速剖面仪）船舶走航观测，此系统可以将流速数据由电脑在系统操作软件的控制下实时采集和处理。

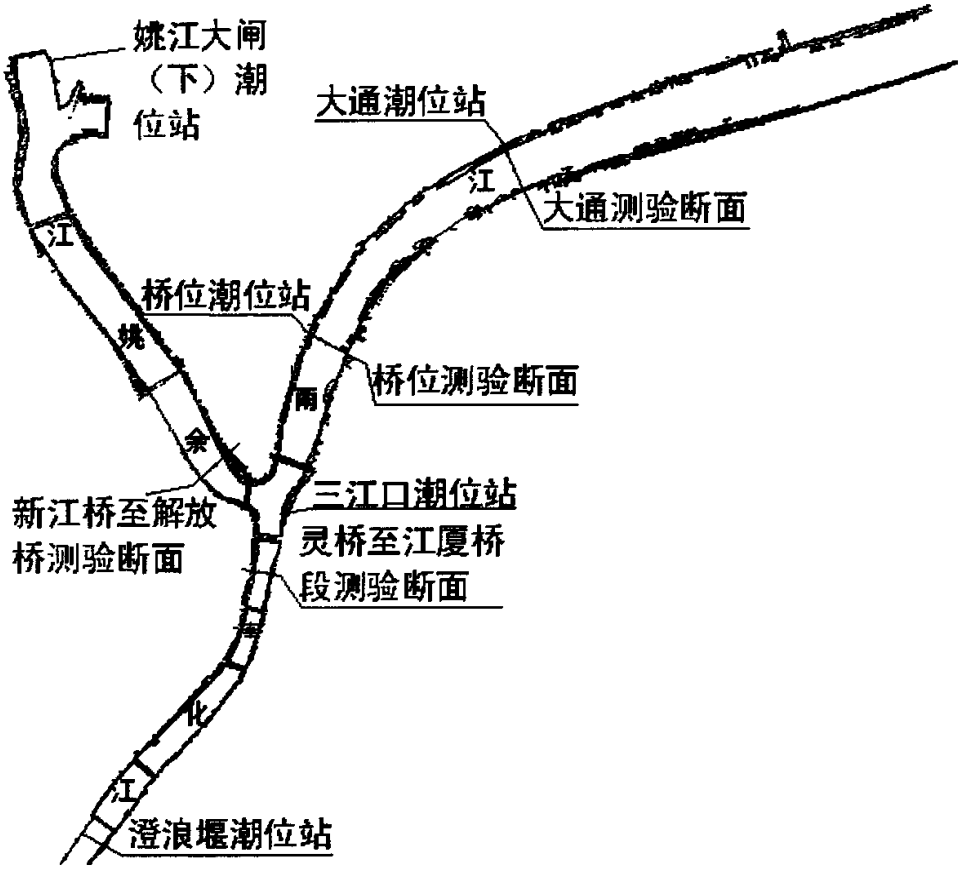


图 3.4　测流断面及水位测点分布图

3.2.1 实测水位情况分析

宁波三江为受潮汐影响的感潮河段，未建挡潮闸前，潮区界一般在姚江丈亭站，距海口 69km，建闸后至姚江闸下，距海口 29km。潮区界在奉化江水系至剡江溪口，县江奉化，东江西坞，鄞江樟村，距海口 47km。潮流界在宁波与上述诸站之间，并视潮流的强弱及下泄径流大小而异。下泄径流大时，潮流甚至达不到宁波，而在白沙站下，距海口仅 20km 左右。

图 3.5～图 3.8 所示为两次全潮水文测验个施测站点的潮位曲线图。从图中可以看出，奉化江、甬江各站沿程水位出现周期性变化，因此可以确定，此河段常年处于潮区

界以内，而最高水位则是由洪潮共同作用形成。洪季夜潮大于日潮，而枯季则相反，日潮大于夜潮。

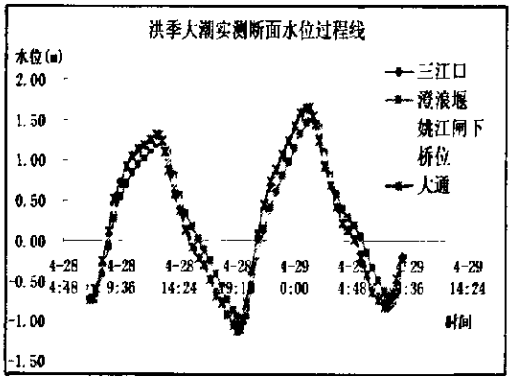


图 3.5 洪季大潮实测断面水位过程线

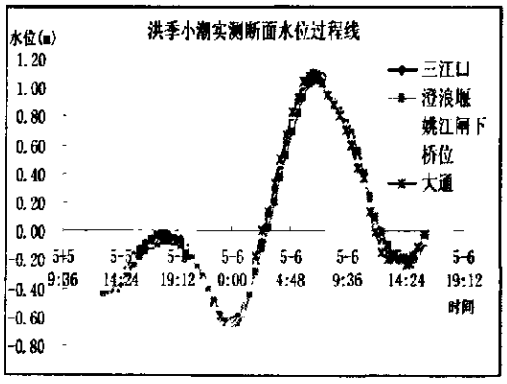


图 3.6 洪季小潮实测断面水位过程线

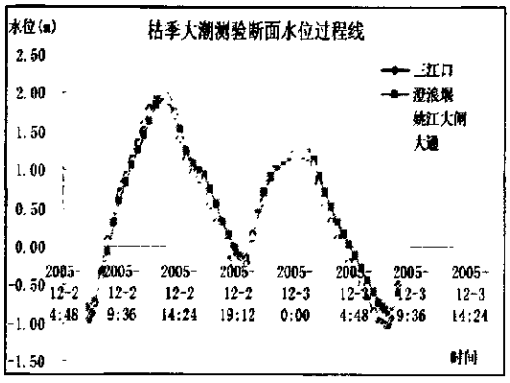


图 3.7 枯季大潮实测断面水位过程线

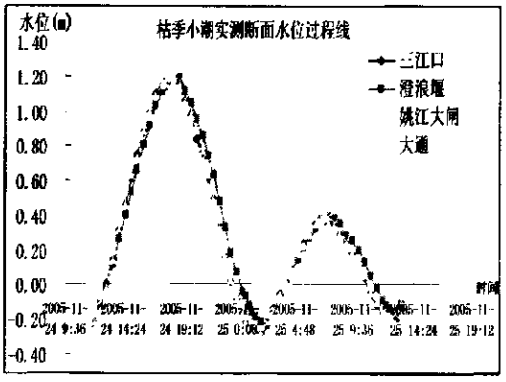


图 3.8 枯季小潮实测断面水位过程线

洪季姚江大闸水位站最低潮位数据有缺失，剩余几个水位站：大通、三江口和澄浪堰各断面的大潮最大潮差为 2.79m、2.7m、2.52m，小潮最大潮差为 1.75m、1.74m、1.7m。枯季大通、三江口，姚江大闸、澄浪堰各断面的大潮最大潮差为 2.35m、2.34m、2.36m、2.1m，小潮最大潮差为 1.5m、1.48m、1.5m、1.41m。由此可以看出，由于奉化江、甬江河段水深与河宽的沿程变化以及河床和河岸的阻力作用，潮差上游小于下游；而在姚江河段，三江口至姚江大闸最大潮差沿程呈增大的趋势，主要原因是姚江大闸的兴建，使得潮波经过三江口进入姚江后，潮流受到顶托，动能转化为位能，因而潮位堆高，潮差增大。

另外，从图中可以看出，同一时刻，奉化江上下口的水位差要比甬江和姚江大的多，根据大潮资料，在同一时刻，澄浪堰到三江口的水位最大差值能达到 0.23m，在一天涨落潮中，平均水位差值也达到 0.13m，而三江口到大通的最大水位差仅为 0.13m，平均水位

差也只有 0.05m；其原因是奉化江河道虽然外形基本顺直，但河宽较窄，宽度在 90～180m 之间，最窄处河道在江夏桥～灵桥之间，而且该河段建有多座桥梁，自上而下有铁路桥、兴宁侨、琴桥、灵桥和江夏桥。因此，在这两方面因素的共同作用下，水流受到的河道沿程阻力变大，从而使奉化江沿程水面比降变陡，上下口水位差值随之增大。

3.2.2 实测潮量、流量变化情况分析

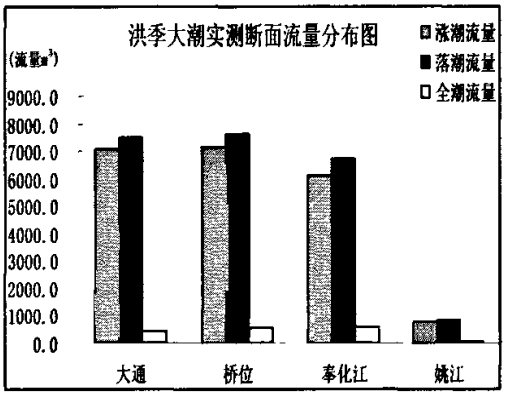


图 3.9 洪季大潮实测断面流量分布图

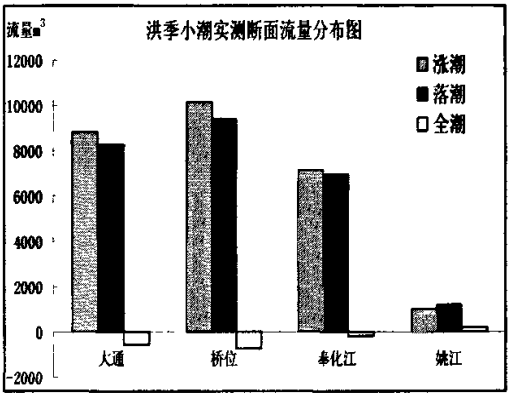


图 3.10 洪季小潮实测断面流量分布图

由图 3.9～图 3.10 可知，姚江的涨落潮量远小于甬江和奉化江的涨落潮量，主要原因是由于姚江大闸的修建，使得姚江纳潮量急剧减少，潮流在进入姚江后受到阻碍，从而使大部分潮流进入奉化江。据历史资料，1958 年姚江大闸兴建前，姚江潮区界上溯至距宁波 96.5km 的通明堰，姚江大闸建成后，使得潮区界下移至闸下。另据分析，甬江潮量在姚江建闸前，在潮差为 1.58m 时，甬江的白沙站进潮量分别为 2630 万 m^3（1956～1957 年），落潮平均流量为 1215m^3/s，灵桥进潮量为 1220 万 m^3，姚江建闸后，潮流不能进入闸内，在潮差为 1.88m 时，白沙站涨潮进潮量减至 1330 万 m^3（1962～1963 年），落潮平均流量减小至 629m^3/s，奉化江灵桥涨潮进潮量减小至 1100 万 m^3；另外，大通、桥位、奉化江的涨落潮量比值基本相等，说明此河段径流较弱，水流由径流和潮流共同作用，属于弱径流强潮流河段。大潮时，落潮流量略大于涨潮流量，小潮时则相反。

近年来，由于城市发展，人类活动对甬江河床影响加剧，根据 2006 年 4～5 月现场水文测验分析，在潮差为 1.88m 时，大通断面的涨潮进潮量进一步减小为 1030 万 m^3，较 1982 年减小了 9.65%，落潮平均流量减小为 450 m^3/s，灵桥的涨潮进潮量减小为 900 万 m^3，不同时期甬江潮量减小的变化，引起了甬江河床发生不同程度的淤积。

3.3 甬江河床演变分析

3.3.1 甬江河道的总体演变

宁波市区三江口以下的甬江河段习称甬江，亦称大浃江。甬江河床在半个世纪前的历史上，处于比较稳定发展的状态，其平均断面面积相差不大，断面水深也没有太大的变化。但是，自 1956 开始，随着宁波地区经济、人口的发展，三江周围的人类活动对甬江河床的干扰日益频繁，实施了数次水利工程：1956 年 6 月姚江大闸建成交付使用、1975 年 9 月镇海港拦海大堤合龙、1979 年开始至今数十年宁波市航道部和水利部门对甬江多处河段的进行了清淤工程。现如今，甬江河床发生了巨大变化，总的来说，现状条件下甬江河床的形成是几个历史时期下共同作用下的结果。

(1) 剧烈变化期

1959 年 6 月姚江大闸建成至 1961 年是甬江河床剧烈变化的时期。姚江大闸建成，使得甬江水流运动以及河床发生剧烈变化，主要表现在三个方面：第一，潮流动力减弱：建闸前，1957 年白沙站涨、落潮平均流速分别为 0.5m/s 和 0.64m/s，建闸后 1962 年白沙站涨、落潮平均流速减小至 0.34m/s 和 0.43m/s；第二，进潮量大幅减小：建闸前的 1956、1957 年，白沙站平均进潮量为 2630 万 m^3，建闸后的 1962、1963 年锐减至 1330 万 m^3；第三，河床淤积严重：建闸后第一年 1960 年甬江河床淤积 943 万 m^3，平均淤积厚度达 1.1m，第二年 1961 年淤积 192 万 m^3，以后逐年减少。

(2) 动荡并渐趋平衡期

受姚江大闸的影响，甬江水动力条件发生剧烈变化，使得甬江从一个平衡期过渡到另一个平衡期，因此，在此时期是甬江河床演变的动荡期，时间处于 1962 到 1974 年之间。在这段时期内，淤积速度有所减缓，主要特点有两方面：第一，纳潮量减幅减小：镇海站建闸前 1957 年进潮量为 3610 万 m^3，1962、1963 年进潮量为 2160 万 m^3，至 1973 年逐渐减小为 1942 万 m^3，潮量减幅明显减小，逐渐趋于稳定；第二，河床淤积减缓，接近平衡状态：1956 年、1961 年、1963 年、1970 年和 1973 年甬江河段中潮位下平均断面面积分别为 2560m^2、2020m^2、1875m^2、1714m^2 和 1575m^2，河床年淤积速率明显减小，至 1974 年接近淤积平衡状态。

(3) 平衡打破，再次淤积期

1975 年至 1979 年之间，由于镇海港拦海大堤合龙，招宝山与虎蹲山间和虎蹲山和游山间的两大口门被堵，甬江口门发生变化，因此甬江原来基本的平衡被打破，再次发生

淤积。因为工程后，甬江口门由原来的多向潮流改为单一潮流，从而导致涨潮含沙量仍比落潮大，致使泥沙落淤增加，引起镇海段河床和甬江河床发生不同程度的淤积。据统计，1973 年 5 月，甬江河段平均断面面积为 1575m²，至 1979 年经淤积后减小至 1424m²，平均河宽由 329m 缩窄至 306m，平均水深由 5.02m 减小至 4.82m。这说明，在这个时期内，甬江河床再次出现了淤积。

(4) 冲淤动态平衡期

1979 年至 1988 年是甬江河床冲淤的动态平衡期。镇海港拦海大堤的建设，甬江河床的淤积对航行和防洪产生不利影响。为此，从 1979 年开始，航道部门和水利部门每年分别对甬江航槽和姚江闸下河床进行疏浚维护和清淤。统计结果表明：1980 年 10 月、1981 年 12 月、1988 年 9 月甬江河段平均断面面积分别为 1495m²、1554m²和 1432m²，年际间河段最大与最小平均断面面积变幅达 8%，大于姚江建闸前 0.4%的变幅。由于采取了疏浚维护和清淤措施，冲淤变化没有引起河床发生单向冲淤变化，甬江河床在此期间处于冲淤动态平衡期。

(5) 缓慢淤积期

1985 年以后，甬江河床演变就处于缓慢淤积期。由于城市建设的迅速发展，人类活动对甬江河床的干扰日渐频繁。涉水桥梁工程、码头工程、傍岸公园、市政工程、废弃建筑垃圾的倾倒以及 2002 年后清淤疏浚量的锐减等因素，增加了甬江河道的阻力，使得甬江河床处于缓慢淤积状态。资料统计结果表明，从三江口～大通河段，1985～2005 年间河段断面面积平均缩小 7.3%～11.0%，平均淤厚达 0.86m，局部最大厚度达 3.15m，年均淤积速率为 0.04m/a。

(6) 甬江右边滩的淤涨期

地形资料比较结果显示，从 2003 年～2006 年 9 月，甬江大桥～渔轮厂右岸甬江边滩出现了明显的淤涨，其中 2003 年～2005 年 11 月，该边滩平均淤积厚度为 0.42m，平均年淤积厚度为 0.14m；而从 2005 年 11 月～2006 年 5 月，半年中，边滩平均淤厚 0.19m，淤积速度明显加快。而且，经现场勘察结果显示，2006 年 5 月，甬江右边滩上已长有零星的杂草，至 2006 年 9 月，边滩上生长出大片高约 0.5～1m 的杂草，加大了近岸河床糙率从而导致水位的抬升，削弱甬江的行洪能力，这对于防洪是极为不利的。

根据对现有水利工程和甬江河段水动力条件得分析，甬江右边滩的形成原因主要是：

首先，涉水工程的修建使得甬江范围内的潮流动力发生改变是甬江右边滩形成的主要原因。潮流动力的减弱导致右边滩淤积速度的加快，即使河道范围内存在局部的清淤

或疏浚，甬江全河段仍处于缓慢淤积的宏观大环境中。近年来，奉化江上游陆续兴建了多座水库，水库的修建减少了甬江的径流量，使得落潮流量也相应减少，落潮流速也逐渐减小；已建江厦桥、甬江大桥涉水桥墩加大了河道阻力，减弱了潮流动力，特别是边滩上漫滩水流的动力。

其次，现状河道地形促进了甬江右边滩进一步淤涨。甬江潮流动力减弱使得右边滩淤积，其结果又会反过来增大河道阻力，两者相结合，更加促使右边滩淤积速度的加快，2002 年前，为保障宁波客运码头船舶回旋的安全运行，有关部门对码头对岸的甬江右边滩按每星期 3000m³的疏浚量实施定期清淤维护，使得右边滩淤长的特征没有得到充分显现；2002 年，宁波客运码头停止运行，相应的边滩清淤措施亦随之取消，边滩累积性淤积加快的事实得以进一步暴露。现场查勘表明，惊驾桥桥址附近的右岸边滩存在一废弃堆，其长度在 180m 左右，宽度在 45～50m 左右，最高高程达 5.15m，方量在 20000m³左右。该废弃堆的存在，使得边滩处于缓流和回流状态，泥沙落淤不可避免。另外 1988 年～1993 年间建成的三江口杉杉公园，其岸线外凸，导致落潮流被挑流离岸，加上甬江大桥桥墩的阻水掩护作用，使得落潮时，甬江边滩的回流和缓流特征更加明显，这也可能是近两年边滩淤积速度加快的主要原因。

3.3.2 甬江右边滩演变趋势分析

甬江右边滩的形成是甬江潮流动力和河势变化共同作用的结果，同样如此，甬江右边滩的发展趋势也是和甬江潮流动力的变化和上下游河势的发展有着密切的关系。因甬江边滩处于淤积河段的凸岸边滩，且上有杉杉公园、甬江大桥及下有废弃物、渔轮厂靠船墩等的影响，对甬江右边滩的发展趋势分析如下：

要使得甬江右边滩的缓慢淤积作用得到缓解，就必须改善甬江河段的潮流动力条件，而由于甬江大桥～渔轮厂河段，深槽偏靠左岸，无论是涨潮期还是落潮期，甬江边滩均处于缓流或回流状态，在这种水流运动特征的作用下，今后甬江边滩仍将处于淤积状态。同时，在现状条件下，甬江边滩已生长出茂密的水草，泥沙仍会随潮水的涨落而呈单向、间歇性淤积，由于目前滩面高程已达到 0.2～0.4m 左右，水草的高度普遍在 0.5～1.0m 左右，随着边滩的淤积长高，潮水上滩的历时将逐渐减少，因此，今后甬江边滩的淤涨速度将趋于缓慢，在滩面高程达到 0.5～0.7m 左右时，甬江边滩滩面高程将逐渐趋于稳定。

在现状条件下，随着时间的推移，甬江边滩将进一步向下游淤积发展，如没有疏浚维护措施，边滩尾部将逐渐向下游发展，并越过渔轮厂靠船墩和海军码头，与下游边滩

相连，可能形成近 2km 的连续淤积带。淤积带一旦形成，将大大增加甬江河道阻力，减小了河道行洪面积，从而大大减弱了甬江的行洪能力。同时，在边滩的淤涨的影响下，深泓会向左移动，对左岸堤脚将产生冲刷的不利影响。为确保甬江的行洪和防洪安全，需要对甬江右岸边滩实施清淤工程。

清淤工程实施后，虽然清淤区水流流速有所增加，也就是说边滩上的潮流动力有所增强，但水流挟沙力与来沙量仍不相匹配，且甬江边滩位于弯道的凸岸，边滩的回淤将不可避免。

3.3.3 惊驾路甬江大桥对甬江水动力影响分析

从以上甬江河床演变过程可以看出，水动力条件在河床演变中起了相当大的作用，甬江数次平衡的打破都是因为人类活动影响下水动力条件的改变所致。拟建大桥桥墩处于甬江右边滩，边滩在过水时，水深较浅，水流运动较为复杂，在洪水情况下，滩地的过水能力对河道防洪有着颇为重要的作用，而由于桥墩存在必然会在一定程度上改变甬江河道的水动力条件，从而对甬江的河床演变，防洪会产生一定的影响。

表 3.6 列出了惊驾桥主桥墩在各频率设计潮位下的阻水面积及占据甬江行洪断面面积的侵占比。由表可见，由于桥墩设置在临近右岸的边滩上，桥墩处河床高程较高，因而各频率下桥墩的阻水面积为 46.4～52.6m^2，该面积占甬江桥位处过水断面面积（面积侵占比）的 2.61～2.69%。从桥墩对河道过水断面的侵占比来看，桥墩对河道行洪的影响不大，不会对防洪构成威胁，但从长远来看，桥墩对潮流场的改变会对桥墩附近的河势产生影响，也有可能促使边滩的淤积，对防洪带来不利影响。

表 3.6　　现状河道条件下惊驾桥桥墩阻水面积及面积侵占比统计

频率(P)	三江口最高潮位(m)	断面过水面积(m^2)	桥墩阻水面积(m^2)	面积侵占比(%)
1%	3.56	1954	52.6	2.69
2%	3.40	1907	51.0	2.68
5%	3.17	1833	48.4	2.64
10%	2.98	1776	46.4	2.61

建桥后，涨潮时，由于桥墩的阻水作用，桥墩下游产生壅水，流速减小，而桥墩上游则受到桥墩的掩护作用，流速同样会减小，因此桥墩上下游的水流挟沙能力都会降低，会促使泥沙的淤积，落潮时同样如此。桥墩两侧水流受到桥墩的挤压作用流速变化较为复杂，它与桥墩形状、桥墩附近的地形边界、桥墩附近潮流场等都有密切的关系，因此，

要分析其水动力条件还有待数模和物模的进一步研究。

3.4 本章小结

本章利用现场实测资料对宁波三江河道的水动力条件进行了分析，从分析结果来看，甬江属于强潮流弱径流的内陆河道，经历了全河段淤积～冲淤渐趋平衡～平衡打破再次淤积～冲淤动态平衡～缓慢淤积的历史演变过程，就目前来说，甬江大桥～渔轮厂河段处于缓慢淤积状态，且近期甬江右边滩有淤积加快的趋势。甬江河段淤积的主要原因是其潮流动力的减弱，从而使得水流挟沙力与来沙量不相匹配所致。由此可见，虽然在各种频率组合条件下桥墩侵占过水断面的比重较小，但甬江河势变化较为敏感，应该慎重考虑涉水工程建设对该河段水动力条件的影响。

第四章　感潮河段水动力模型建立

4.1 水流运动基本方程及离散格式

4.1.1 控制方程及定解条件

天然水域中的流动一般为紊流，紊流运动的最小尺度一般远小于流动区域的尺度，故三维计算非局部性问题既不经济也不实用。一般河道水流及河口水流计算都可以简化为二维计算。河道水流及河口水流水平尺度一般远大于垂直尺度，水深、流速等水力参数沿垂直方向的变化较之沿水平方向的变化要小得多，此时可以略去这些沿垂线的变化，将三维流动的基本方程沿水深积分，并沿水深平均，即得沿水深平均的二维流动基本方程。利用有限元方法求解，根据水深平均理论而得到的水深平均二维水流连续方程和动量方程如下：

连续方程：

$$\frac{\partial h}{\partial t}+h\left(\frac{\partial u}{\partial x}+\frac{\partial v}{\partial y}\right)+u\frac{\partial h}{\partial x}+v\frac{\partial h}{y}=0 \tag{4-1}$$

动量方程式：

$$\frac{\partial u}{\partial t}+u\frac{\partial u}{\partial x}+v\frac{\partial u}{\partial y}-\frac{1}{\rho}\left[E_{xx}\frac{\partial^2 u}{\partial x^2}+E_{xy}\frac{\partial^2 u}{\partial y^2}\right]+g\left[\frac{\partial a}{\partial x}+\frac{\partial h}{\partial x}\right]+\frac{\tau_x}{\rho h}=0 \tag{4-2}$$

$$\frac{\partial v}{\partial t}+u\frac{\partial v}{\partial x}+v\frac{\partial v}{\partial y}-\frac{1}{\rho}\left[E_{yx}\frac{\partial^2 v}{\partial x^2}+E_{yy}\frac{\partial^2 v}{\partial y^2}\right]+g\left[\frac{\partial a}{\partial y}+\frac{\partial h}{\partial y}\right]+\frac{\tau_y}{\rho h}=0 \tag{4-3}$$

式中，h－水深（以 1985 国家高程为基准面）；

u,v－垂线平均流速在 x，y 方向上的分量；x,y,t－直角坐标和时间；ρ－水的密度；E－涡动扩散系数；τ_x,τ_y－床面剪切应力，如底床摩擦、风、克立兹(Coriolis)作用力等；

床面剪应力用曼宁公式可以表示为：

$$\tau_x=\frac{\rho g u n^2}{h^{1/3}}\left(u^2+v^2\right)^{1/2}-\varsigma\rho V_a^2\cos\psi-2hv\omega\sin\Phi=0 \tag{4-4}$$

$$\tau_y=\frac{\rho g v n^2}{h^{1/3}}\left(u^2+v^2\right)^{1/2}-\varsigma\rho V_a^2\sin\psi+2hu\omega\sin\Phi=0 \tag{4-5}$$

式中：g－重力加速度；a－河床高程；n－曼宁糙率系数；ς－风应力系数；

v_a－风速；ψ－风向；ω－地球自转角加速度；Φ－当地纬度；

将(4-1)、(4-2)式乘以h，再把(4-4)代入(4-1)，(4-5)代入(4-2)，得到基本动量方程式(4-6)和(4-7)。基本动量方程式和(4-1)一起就是本模型的基本控制方程式，得到的新方程如下所示：

$$h\frac{\partial u}{\partial t}+hu\frac{\partial u}{\partial x}+hv\frac{\partial u}{\partial y}-\frac{h}{\rho}\left[E_{xx}\frac{\partial^2 u}{\partial x^2}+E_{xy}\frac{\partial^2 u}{\partial y^2}\right]+gh\left[\frac{\partial a}{\partial x}+\frac{\partial h}{\partial x}\right]$$

$$+\frac{gun^2}{h^{1/3}}\left(u^2+v^2\right)^{1/2}-\varsigma V_a^2\cos\psi-2hv\omega\sin\Phi=0 \tag{4-6}$$

$$h\frac{\partial v}{\partial t}+hu\frac{\partial v}{\partial x}+hv\frac{\partial v}{\partial y}-\frac{h}{\rho}\left[E_{yx}\frac{\partial^2 v}{\partial x^2}+E_{yy}\frac{\partial^2 v}{\partial y^2}\right]+gh\left[\frac{\partial a}{\partial y}+\frac{\partial h}{\partial y}\right]$$

$$+\frac{gvn^2}{h^{1/3}}\left(u^2+v^2\right)^{1/2}-\varsigma V_a^2\sin\psi+2hu\omega\sin\Phi=0 \tag{4-7}$$

上述方程组的初始条件：

$$Z(x,y)|_{t=0}=Z_0(x,y) \tag{4-8}$$

$$u(x,y)|_{t=0}=U_0(x,y) \tag{4-9}$$

$$v(x,y)|_{t=0}=V_0(x,y) \tag{4-10}$$

边界条件：

水边界：$Z(x,y,t)=Z^*(x,y,t)$（“*”的表示已知值）； (4-11)

陆边界：法线方向的流速$\overline{V_n}=0$ (4-12)

有了以上条件，即可用一定的离散格式求出方程的解。软件选用隐格式，采用无结构六节点三角形网格，具有布置灵活、精度高、稳定性较好的特点，能较容易的拟合复杂的边界地形条件。

4.1.2 控制方程离散求解

上述三个基本方程式是非线性的抛物性方程组，还不能用来编程计算，因此需要对方程离散，离散结果才能转化为计算机语言。对于上述方程组，可以利用伽辽金(Galerkin)加权余量法并结合模型边界，对二阶导数项应用分部积分和格林(Green)公式，从而获得与原来微分型控制方程相应得有限单元相应的有限单元计算方程：

$$\iint_A N_i\left[h\frac{\partial u}{\partial t}+hu\frac{\partial u}{\partial x}+hv\frac{\partial u}{\partial y}+gh\left[\frac{\partial a}{\partial x}+\frac{\partial h}{\partial x}\right]+\frac{gun^2}{h^{1/3}}\left(u^2+v^2\right)^{1/2}\right]dA$$

$$+\iint_A Eh\left(\frac{\partial u}{\partial x}\frac{\partial N_i}{\partial x}+\frac{\partial u}{\partial y}\frac{\partial N_i}{\partial y}\right)dA=0 \tag{4-13}$$

$$\iint_A N_i\left[h\frac{\partial v}{\partial t}+hu\frac{\partial v}{\partial x}+hv\frac{\partial v}{\partial y}+gh\left[\frac{\partial a}{\partial y}+\frac{\partial h}{\partial y}\right]+\frac{gvn^2}{h^{1/3}}\left(u^2+v^2\right)^{1/2}\right]dA$$

$$+\iint_A Eh\left(\frac{\partial v}{\partial x}\frac{\partial N_i}{\partial x}+\frac{\partial v}{\partial y}\frac{\partial N_i}{\partial y}\right)dA=0 \tag{4-14}$$

$$\iint_A N_i\left[\frac{\partial h}{\partial t}+h\left(\frac{\partial u}{\partial x}+\frac{\partial v}{\partial y}\right)+u\frac{\partial h}{\partial x}+v\frac{\partial h}{y}\right]dA=0 \tag{4-15}$$

式中A表示计算单元面积，N_i为节点i的插值函数。

为了数值计算的需要，需要利用等参元函数进行坐标变换，就是将$(x-y)$坐标系下的方程变为$(\xi-\eta)$局部坐标系中的正方形。以X表示待求变量$H(x,y,t)$、$u(x,y,t)$、$v(x,y,t)$，待求变量及其偏导数可以表示如下：

$$\frac{\partial X}{\partial x}=\frac{\partial}{\partial x}\left(\sum_{i=1}^{n}X_i^{(e)}N_i^{*(e)}\right)=\sum_{i=1}^{n}\frac{\partial N_i^{*(e)}}{\partial x}X_i^{(e)} \tag{4-16}$$

$$\frac{\partial X}{\partial y}=\frac{\partial}{\partial y}\left(\sum_{i=1}^{n}X_i^{(e)}N_i^{*(e)}\right)=\sum_{i=1}^{n}\frac{\partial N_i^{*(e)}}{\partial y}X_i^{(e)} \tag{4-17}$$

式中$N_i^{*(e)}$表示曲边等参单元节点的插值函数。

经坐标转换后积分区域相应变换为：$\iint_A dxdy=\int_{-1}^{1}\int_{-1}^{1}|J|d\xi d\eta$

其中$|J|$表示雅可比行列式：$|J|=\frac{\partial x}{\partial \xi}\frac{\partial y}{\partial \eta}-\frac{\partial x}{\partial \eta}\frac{\partial y}{\partial \xi}$

对空间项的被积函数，因其较为复杂，数值计算中用高斯积分公式表达，二维情况下：

$$\int_{-1}^{1}\int_{-1}^{1}X(\xi,\eta)d\xi d\eta=A_\Omega\sum_{k=1}^{n}w_kX(\xi_k,\eta_k) \tag{4-18}$$

式中n为所取高斯点数，$X(\xi_k,\eta_k)$为高斯点上的X值，w_k为权系数，A_Ω为正方形基本单元面积，高斯点的坐标值与权系数可以通过查表所得。

经公式(4-16)～ (4-18)变换后，可以表示成如下形式：

$$[A]\{X\}'+[B]\{X\}+[P]=\{0\} \tag{4-19}$$

式中$[A]$为与时间导数有关的系数矩阵（未知变量的上标表示时间导数项），$[B]$为关于未知变量的系数矩阵，$[P]$为方程(4-13)～(4-15)中的其它非线性项。

对于恒定流动，公式(4-19)中的时间导数项就为零。

4.2 二维潮流数学模型的建立

4.2.1 SMS 水动力数学模型[36-37]

SMS是Surface-water Modeling System的缩写，该软件是由美国杨百翰大学环境模拟研究实验室(the Environmental Modeling Research Laboratory of Brigham Young University)所研发，它在计算自由表面流动方面具有强大的功能。该软件包包括TABS -MS (GFGEN，RMA2，RMA4，RMA10，SED2D-WES)，AD2CIRC，CGWAVE，STWAVE，HIHEL等计算模块，为了方便使用FHWA的综合分析包FESWMS和Bri-Stars，SMS开发了一个综合的应用界面，同时SMS也包括了通用模型界面，这一界面可以用来支持那些没有正式并入系统中的模型。用户可以根据实际需要选择不同的水流计算程序。本文的数学模型计算是采用TABS-MD模块中的RMA2进行水流验证。

TABS-MD模块在水流计算的前后处理上具有强大的功能，计算模块RMA2是一个用来计算二维水深平均的有限元数学模型，它可以计算二维亚临界流和自由表面水流的水面线以及水平方向流场。

(1) SMS软件包的优点

a. 具有强大的前、后处理功能。在前处理方面，它能自动生成无结构计算网络，支持三角形和四边形两种类型的网格，能自动辨别网格的质量，并可直接进行单元格质量的调整，必要时候可以对局部网格进行加密；在后处理方面，它具有强大的分析功能，如流场动态演示及动画制作、计算断面流量、实测与计算过程的验证、不同方案的比较等。

b. RMA2 可以定义多种类型的水边界条件，如流量、水位或流速等。

c. RMA2 能进行干、湿节点和干、湿单元的设置，能较方便地进行滩地水流的模拟，因此，在潮汐河道水流计算中具有很好的作用。

d. RMA2 可以进行热启动。当用户因各种原因需暂时中断 RMA2 时，只要在上次计算时设置了热启动文件，再次开始计算时将热启动文件调入便可继续计算，极大地方便了计算时间有限制的用户。

e. RMA2 具有功能强大的卡片设置功能，可以进行多种控制性结构的设置，如桥墩、堰、闸、涵洞等。

(2) SMS软件包的局限性

RMA2是在许多水力条件假设的情况下进行的，如垂向的水流加速度忽略不计，属大范围平面二维数学模型，不适用于近区三维问题或急流等流动，但可以选择SMS中的其他模块来解决这问题。

(3) 数学模型计算流程图

SMS在前后处理上具有强大的功能，表现在其计算流程并不复杂，在其符合应用前提的条件下，要实现对水流模拟只需三个大步，即前处理生成计算网格和边界条件、RMA的水流计算、SMS进行相应的后处理并输出结果。具体计算流程如图4.1所示。

4.2.2 计算范围及网格剖分

本文研究目的主要是揭示桥梁工程对潮流影响的基本规律，再以此为基础，分析桥梁工程对河道防洪的影响。因此，根据研究的内容和河段特性，以及现有实测的水文资料，综合考虑，选取得计算范围为：上起奉化江澄浪堰水文站，下至甬江杨木碶，河段长约 8km，姚江上起姚江大闸至甬江三江口止，河段长 3.3km，如图 4.2 所示。首先根据实测水文、地形资料，进行潮位、断面流速、流向的验证计算，然后依据设计的桥型方案，在多种水文条件下，计算桥梁对潮流场的影响。

本文所采用的水动力数值模拟软件 SMS 具有良好的前、后处理功能，可以根据地形自动生成网格，并可以方便地给定各种参数，人机互动性甚佳。根据有限单元法对计算网格的要求，生成了由三角形六结点和四边形八结点相结合的网格单元。网格剖分如图 4.3 所示。姚江段为八节点四边形单元网格，网格尺寸沿水流方向约为 50m，垂直于水流方向约为 20m，奉化江、甬江河段则采用六节点的三角形网格，网格尺寸沿水流方向约为 20～40m，横向约 15-20m。

为了模拟桥墩对潮流的影响，因此需要对桥墩进行概化处理，具体做法是：

(1) 因为桥墩上部结构始终露出水面，因此可以定义桥墩外边缘为“停滞点边界条件（Stagnation Point Boundary condition)”，也就是说，在此边界上的流速都为 0，并且此边界时“不透水”的。

(2) 对桥墩附近的网格进行局部加密，加密区域为桥墩上下游各 250m，加密后的网格尺寸为 3～10m，距离桥墩越近，网格也就越密集，而且尺寸也越小。

经过处理，整个模拟范围的网格单元总数为 9597 个，网格节点 20894 个。

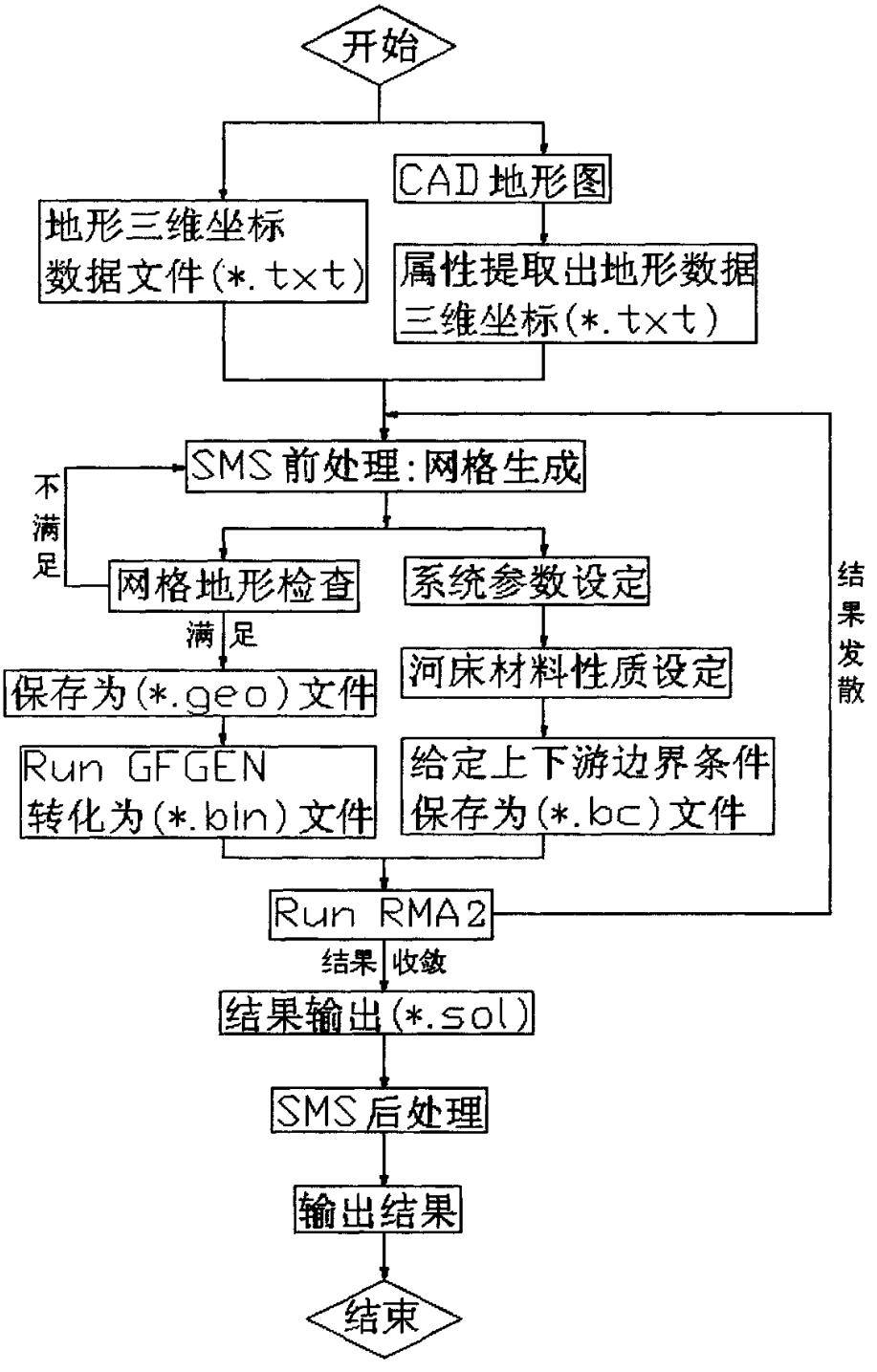


图 4.1 数学模型软件 SMS 计算流程图

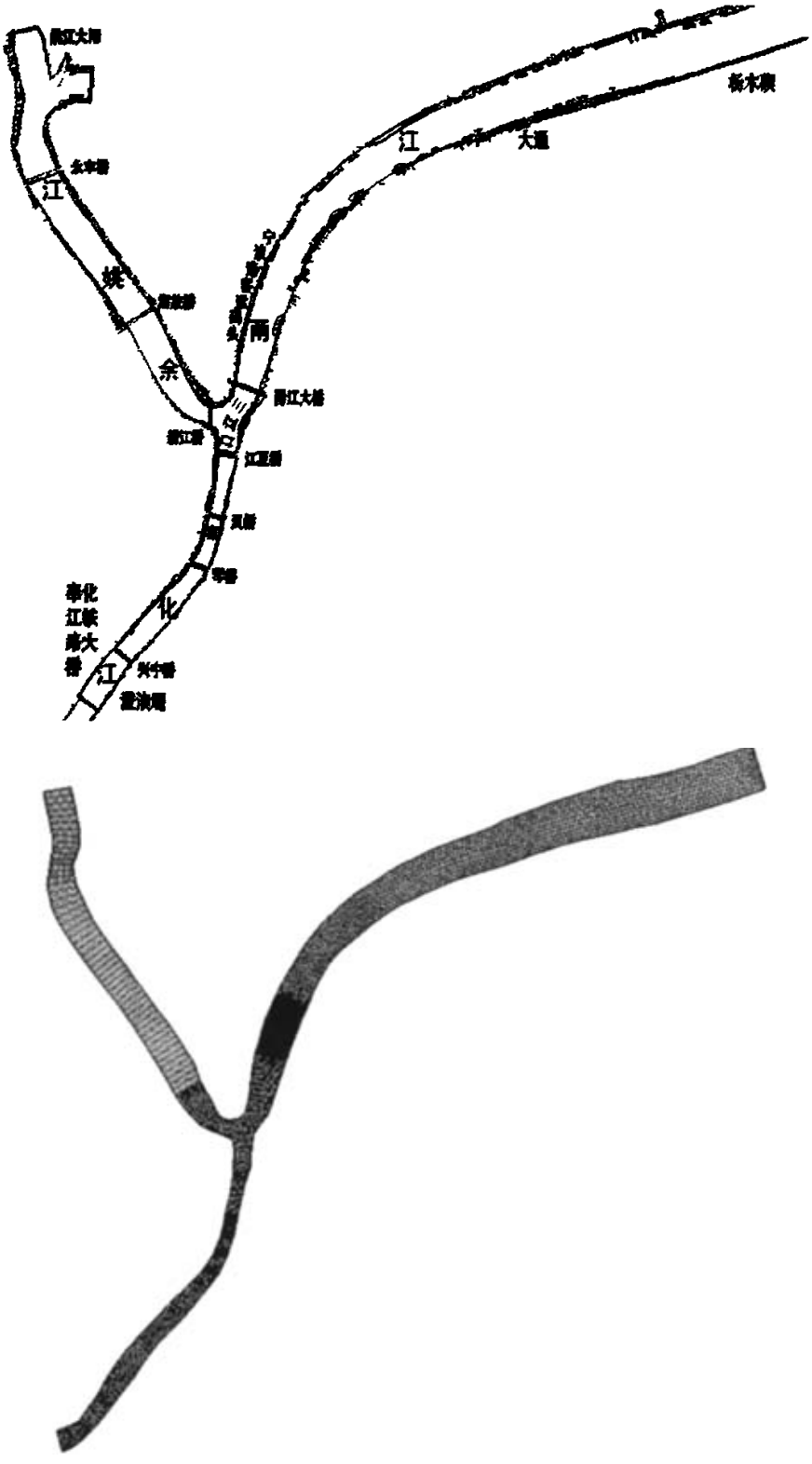


图 4.3　二维有限元网格剖分图

4.3.2 计算参数的确定

SMS计算软件的计算参数包括两类，第一类是数值参数，主要是方程组迭代求解时的有关参数，如迭代次数及迭代计算精度；第二类是物理参数，主要有床面阻力系数，动边界计算参数以及涡动粘性系数等[38]。下面主要描述模型中的有关物理参数。

(1) 床面阻力系数

床面阻力系数在数值计算中具有很重要的作用，它对计算过程的收敛以及结果的准确性都有直接的影响，因此要在 SMS 中准确设置曼宁糙率值n。考虑到计算区域三江不同的河道特性，有必要对计算区域进行阻力分区，以便更好的模拟河道水流运动。曼宁糙率系数在计算中根据实测资料进行调整，河槽糙率约在 0.020～0.023 之间，边滩和近岸糙率值较大，一般变化在 0.025～0.030 之间，近岸局部区域有桥墩、码头、船坞、靠船墩，糙率值较大可达 0.05。

(2) 动边界计算参数

由于潮汐河段水位处于时涨时落周期性变化之中，因此，随着水位高低的不同，滩地在潮位高低变化时出现反复显露与淹没的交替变动规律，在利用二维有限元计算时，就需要确定区域的面积大小和边界形状。RMA2在计算时处理动边界的方法是通过对边界范围内单元的干、湿判断来实现的。SMS中干湿判断设置参数一共涉及到三个“卡片”，分别是 *LI*， *DSET* 以及 *DSETD*：*LI* 是干湿判断的频率参数；*DSET* 是干结点参数，即如果节点处的水深小于 *DSET* 的值，那么程序认为此节点位“干”；*DSETD* 是活动节点参数，即如果节点处的水深大于 *DSETD* 的值，那么程序就认为此节点为“湿”。一般来说，为了防止节点在干、湿不同情况下振荡，$DSETD > DSET$. 本文中计算所采用的干湿判断参数如式4-20所示。

$$\begin{cases} LI = 4 \\ DSET = 0.084 \\ DSETD = 0.183 \end{cases} \tag{4-20}$$

(3) 二阶涡动粘性系数

在 SMS 中，对于不同的河床性质，要设置不同的涡动粘性系数，设置值的大小直接关系到计算过程的稳定性以及计算结果中速度场的合理性。但是，传统情况下设置固定参数的方法在计算中是远远不够的，SMS 提供了两种自动设置紊动交换系数的方法，可以有效地解决此类问题。

一般来说，紊动交换系数的选取大小如下表所示[11]：

表 4.1　　各种情况下紊动交换系数的选取

河床或水流条件	E值$\left(\mathrm{N.Sec/m^2}\right)$
浅水水流（缓流）	240～1200
浅水水流（急流）	1200～2400
深水河口（小单元）	2400～4800
深水河口（大单元）	9500～14400
受潮汐影响的干湿滩地	4800～9500
障碍物周围的水流分离区域	50～2400

4.3 潮汐物理模型的建立

4.3.1 模型试验范围及运行控制

拟建的宁波惊驾路跨甬江大桥位于甬江三江口（奉化江、姚江、甬江）下游 840m 处，西连江北区宁波港码头，东接江东区渔轮厂。根据河道自然条件和模型试验研究要求，物理模型研究的范围为：上起奉化江澄浪堰上游 200m，下迄甬江杨木碶上游的华通公司，其中包括姚江三江口至解放路大桥河段。模型模拟天然河段全长约 9km，其中：奉化江 3km，姚江 1km，甬江 5km。

本模型试验的控制设备应用具有国内领先水平（国内专家评定结论）——我校自行研制的多边界非恒定流模型智能化采集控制系统。该控制系统能自动控制模型多个边界的水位和流量过程（经计算机耦合模拟各边界进出水流的时间过程），能同时检测 64 个测点流速，32 个测站的水位。并随时通过计算机屏幕显示模型任意边界的控制情况，任何测点的流速和水位变化过程，并随时将模型上所测各类参数列表或由打印机输出任何模拟量随时间变化的图形。该控制系统已应用于多个河工模型试验，实践表明：该系统性能稳定可靠，试验重复性好，成果精度高，能较正确地复演水流的运动。本模型试验采用这套控制系统，能为试验研究成果提供可靠的保证。另外，由于本模型系局部潮流模型，为了准确模拟潮汐现象的发生，需要在模型进口（澄浪堰和姚江）处设置扭曲水道，以增大其纳潮量。模型布置如图 4.4 所示。

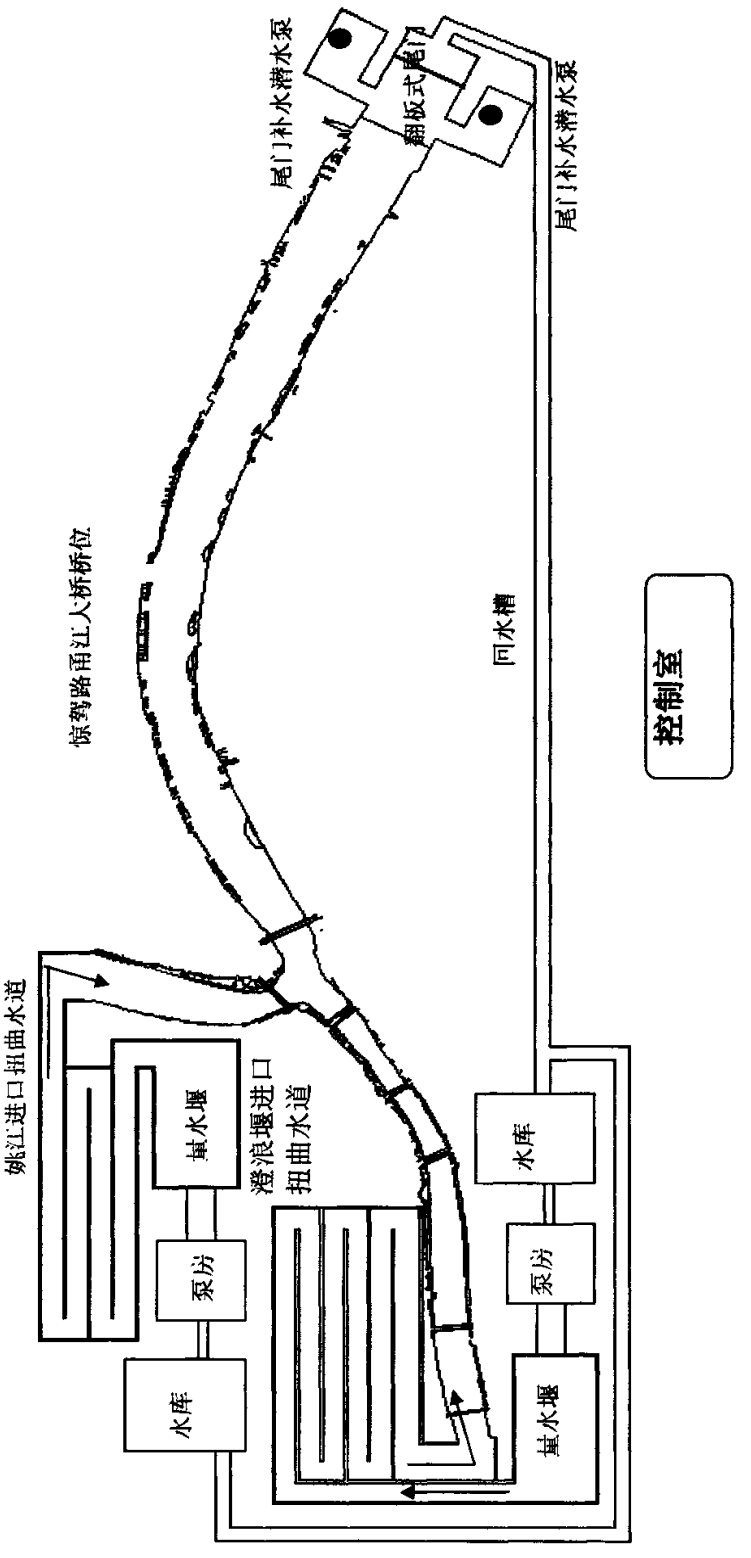


图 4.4 物理模型制作与布置示意图

4.3.2 模型试验比尺

一般来说，范围较大的潮汐模型都设计成变态模型，按模拟范围也可分为局部模型和整体模型两类。鉴于各方面条件，考虑采用变态局部模型来进行研究。在综合考虑试验研究内容和现有实验场地条件等方面要求下，模型采用的变率为 2.4，此变率满足潮汐水流模拟技术规程的要求。在满足重力相似和阻力相似原则下，计算各项比尺，并将其列于表 4.2 中。

表 4.2　　模型的各项比尺表

比尺名称	符号	数值	备注
水平比尺	λ_l	120	
垂直比尺	λ_h	50	
模型变率	λ_l/λ_h	2.4	
流速比尺	λ_v	7.07	同时满足重力相似和阻力相似
流量比尺	λ_Q	42426	
糙率比尺	λ_n	1.24	
水流时间比尺	λ_t	16.97	

4.4 物模、数模相似验证

宁波市水文站于 2006 年 4 月 28 日和 2006 年 5 月 5 日在工程河段分别进行了大潮和小潮的全潮水文测验，布设了桥位、大通、灵桥至江厦桥（以下简称灵桥）、新江桥至解放桥（以下简称解放桥）四个测流断面，观测了沿程潮位、代表垂线全潮流速、流向、含沙量。对测流断面进行了走航观测，每个断面布设了三条垂线。水文测验的水位站、测流断面位置见图 3.6。

本文数学模型计算以澄浪堰，姚江大闸为上边界，以杨木碶为模型下边界，边界条件采用实测的流量、水位资料，同时考虑用实测资料与物理模型资料结合起来对本模型进行验证。

4.4.1 潮位验证以及成果分析

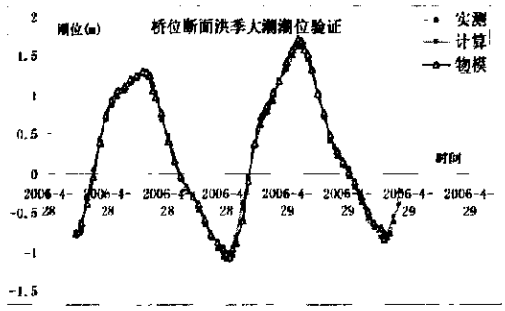


图 4.5 洪季大潮桥位断面水位过程线

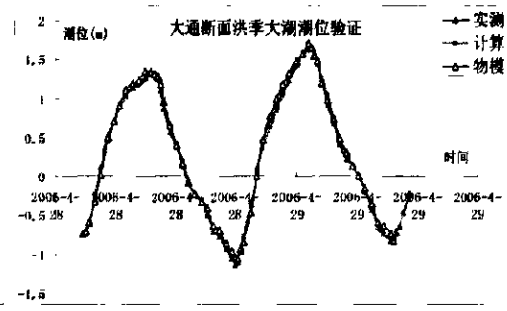


图 4.6 洪季大潮大通断面水位过程线

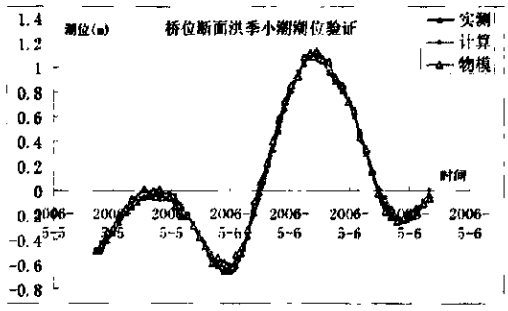


图 4.7 洪季小潮桥位断面水位过程线

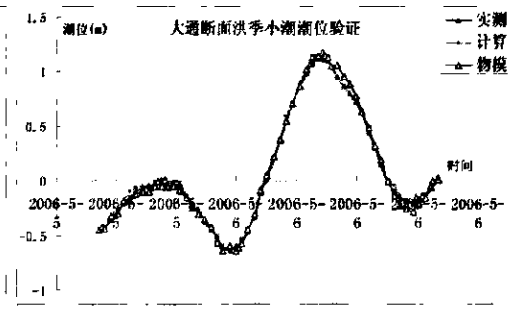


图 4.8 洪季小潮大通断面水位过程线

图 4.5 和图 4.7 为桥位断面洪季大潮及洪季小潮潮位验证图，图 4.6 和图 4.8 为大通断面洪季大潮及洪季小潮潮位验证图。图中数据标记为黑色三角形的为实测潮位曲线，数据标记为红色方块的表示计算潮位曲线，而蓝色三角形标记的为物模测量的潮位曲线，直观上可以看出，各站的潮位验证结果，其实测值，物模试验值，计算值三者符合相当好。

表 4.3 统计了大通和桥位两站洪季大、小潮高低潮位特征值的偏差。分别列出了物模、数模的高低潮位值以及数模与原型、物模与数模结果的偏差值。进一步对验证结果给予了肯定。

从潮位验证图和高低潮位偏差表中可以看出：

(1)与实测值相比，高、低潮位的总体偏差在偏差在 0.04m 以内。大潮高潮位平均误差 0.023m，低潮位误差 0.03m；小潮高潮位平均误差 0.013m，低潮位误差 0.035m，因此，无论大、小潮，大通、桥位站高潮位的误差总是小于低潮位。究其原因，是由于低潮位时，为了利于计算收敛，需要加大二阶涡动粘性系数，这样会对结果的精确性产生一定的影响。

(2)与物模测量值相比，从偏差程度上来看，高潮位时偏差较小，低潮位时偏差相对

较大。但最大偏差在0.1m以内。虽然相比数模与实测值的偏差要大，但从实测、数模、物模三者的相符程度来说，偏差在一个比较合理的范围之内。

综上验证结果可以表明：各潮位过程接近，高低潮位时间相应，最高最低潮位偏差在±0.1m以内，模型相似性良好，水位验证是可信的。

表4.3　　洪季高低潮位偏差统计表

项目		测验断面	原型	物模	数模	数模与原型偏差	物模与数模偏差
大潮	高潮位	大通	1.32	1.33	1.31	-0.01	-0.02
			1.66	1.64	1.69	0.03	0.05
		桥位	1.28	1.3	1.31	0.03	0.01
			1.63	1.68	1.65	0.02	-0.03
	低潮位	大通	-1.13	-1.05	-1.11	0.02	-0.06
			-0.83	-0.74	-0.8	0.03	-0.06
		桥位	-1.1	-1.07	-1.08	0.02	-0.01
			-0.86	-0.84	-0.82	0.04	0.02
小潮	高潮位	大通	-0.02	0	0.01	0.03	0.01
			1.12	1.15	1.12	0	-0.03
		桥位	-0.05	-0.05	-0.06	-0.01	-0.01
			1.1	1.13	1.09	-0.01	-0.04
	低潮位	大通	-0.63	-0.63	-0.6	0.03	0.03
			-0.02	-0.14	-0.05	-0.03	0.09
		桥位	-0.66	-0.59	-0.62	0.04	-0.03
			-0.25	-0.23	-0.21	0.04	0.02

4.4.2 流速验证以及成果分析

图4.9～4.11分别为大通、桥位和灵桥各断面共9条垂线平均流速过程验证图。图中散点为各垂线实测值，红色连续曲线为数模计算值，蓝色连续曲线为物模测量值。直观上可以看出，流速验证曲线符合较好，同一时刻流速相差不大。

表4.4和表4.5为大、小潮涨落潮流速平均值验证结果，表中给出了大通、桥位和灵桥各断面9条垂线涨落潮的平均流速，并依次列出了实测值，数模计算值以及物模测量值，同时也对实测与数模，数模与物模的差值进行了统计。

从以上图表可以看出：

(1)数模计算流速过程线的相位和分布形态与天然基本一致，涨落潮平均流速值的误差在±0.02~0.05m/s，个别测点最大误差不超过10%，其涨急时各断面流速偏差较小，落急时大通和桥位流速偏小，但灵桥断面偏差不大，由统计得知，涨、落急的最大流速误差一般在±0.05~0.1m/s，个别点的误差在±0.15m/s，基本满足试验规程的要求。

(2)比较数模与物模试验所得的流速过程线可知，两者的分布形态也基本相似，转流时间也基本一致，涨落潮的最大流速偏差在±0.15m/s，涨落潮的平均流速偏差在±0.1m/s。虽然个别点流速与物模相差比较大，但整体分布趋势是一致的。

综合潮位和潮流的验证结果可以看出，绝大多数验证点计算值较为精确，可信度高，验证好，参数合理，模型可靠，潮位验证的误差一般在 0.01m 以内，潮流验证误差基本上在最大流速值的 10%以内。并且与物模验证结果相比，两者符合得也较好。因此，可以认为此次模型较好地模拟了计算区域的潮流场，真实反映了该区域的水动力变化的实际情况，可以用来进行桥梁工程水动力分析研究的计算。

4.5 本章小结

本章首先对水流运动基本方程进行推导及离散求解，为感潮河段水动力模型的建立提供理论基础。潮流二维数学模型的建立借助于 SMS 软件，它具有良好的前后处理功能，计算过程便捷且稳定性较好，并较好地解决了数模计算中桥墩模拟的问题。物理模型采用具有国内领先水平的多边界非恒定流模型智能采集控制系统，模型进口采用扭曲水道并由三角堰准确施放所需流量，模型出口采用翻板式尾门以模拟潮流的发生，实现了模型运行中的自动化控制及量测，对提高物理模型试验的精度有很大帮助。

利用实测水文资料对所建立的潮流数学、物理模型进行验证，结果表明，潮位验证的误差一般在 0.01m 以内，潮流验证误差基本上在最大流速值的 10%以内。物模和数模相比较，虽然有一定的误差，但实测值往往等于数模和物模的平均值。因此，可以认为此次模型较好地模拟了计算区域的潮流场，真实反映了该区域的水动力变化的实际情况，结果吻合程度令人满意。

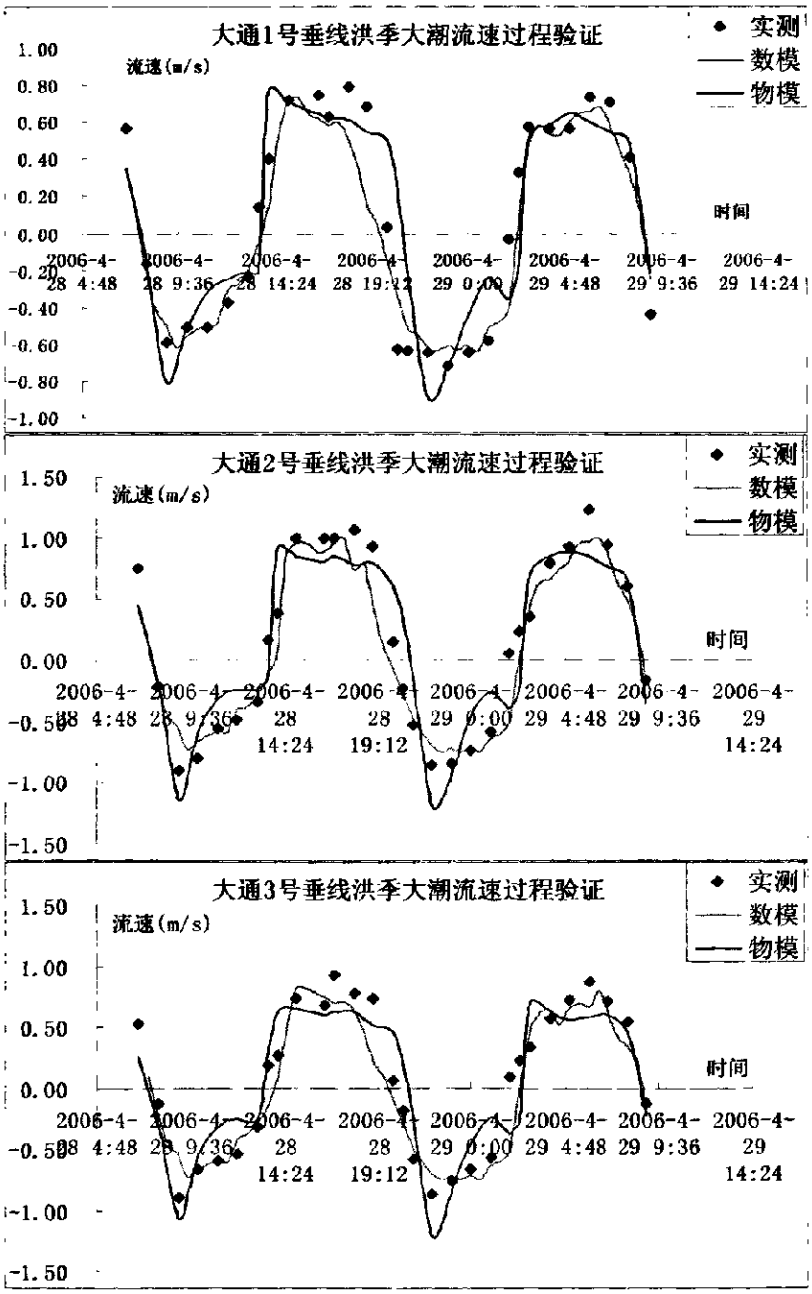


图 4.9 大通断面垂线洪季大潮流速过程验证

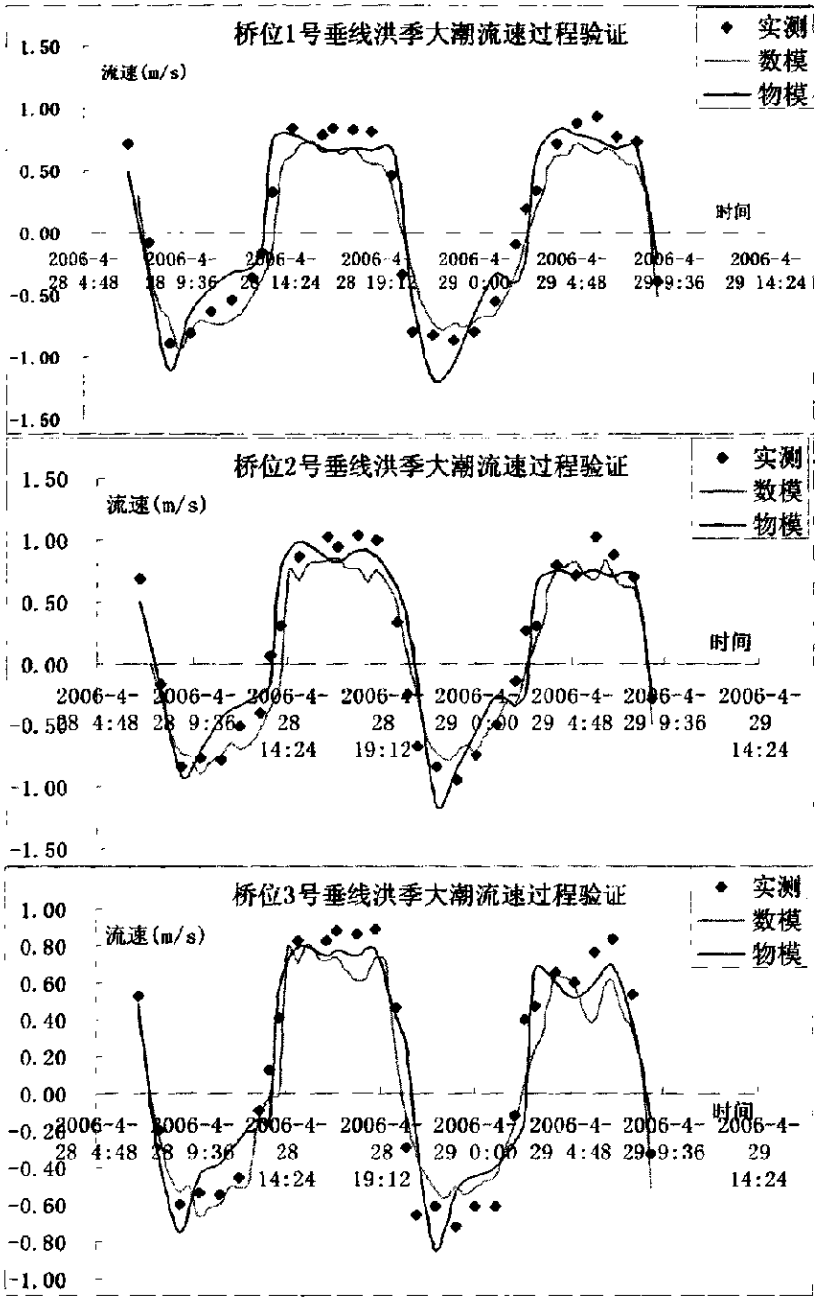


图 4.10 桥位断面垂线洪季大潮流速过程验证

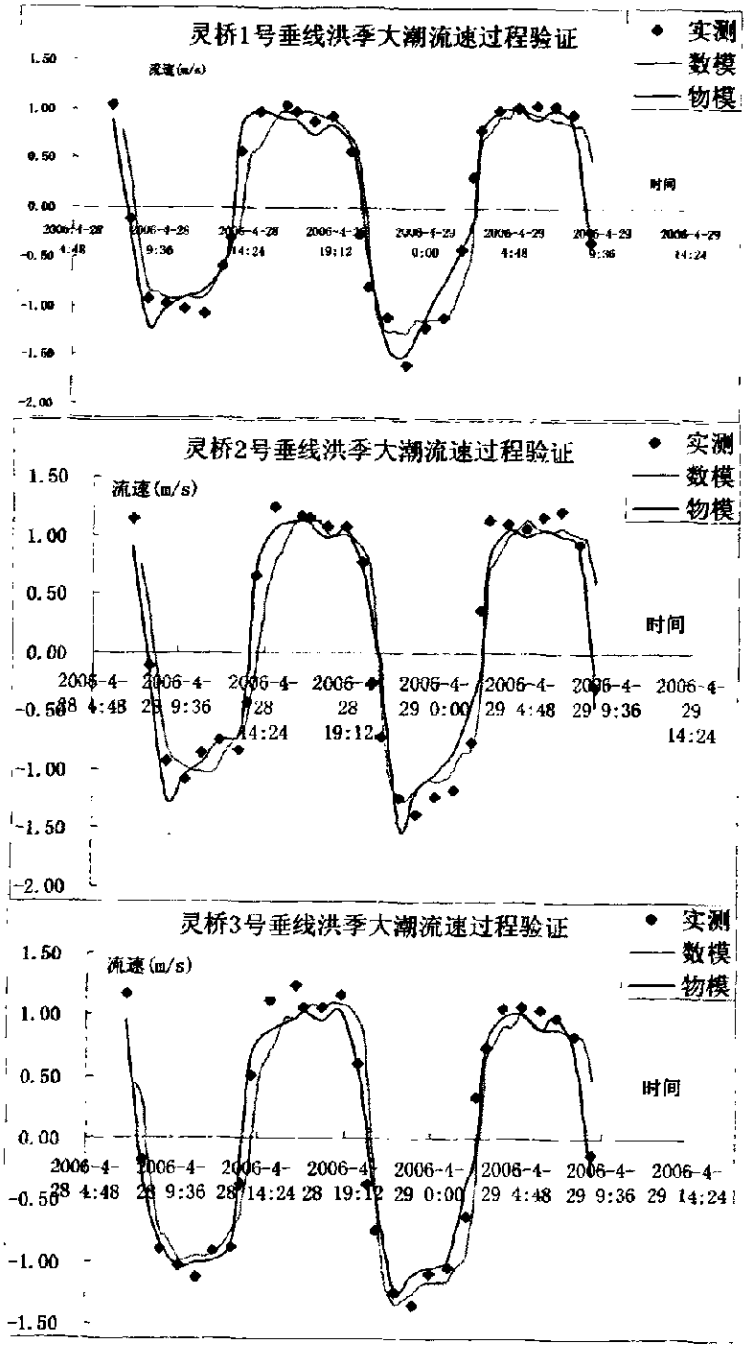


图 4.11 灵桥断面垂线洪季大潮流速过程验证

表 4.4　　4 月 28 日大潮涨落潮流速平均值验证结果

断面号	垂线号	大潮（2006 年 4 月 28 日-29 日）									
		涨平均					落平均				
		原型	物模	数模	数模与原型偏差	物模与数模偏差	原型	物模	数模	数模与原型偏差	物模与数模偏差
奉化江灵桥下	1	0.72	0.69	0.69	-0.03	0	0.76	0.75	0.75	-0.01	0
	2	0.73	0.69	0.74	0.01	0.05	0.88	0.81	0.85	-0.03	0.04
	3	0.74	0.69	0.73	-0.01	0.04	0.8	0.74	0.78	-0.02	0.04
惊驾桥桥位	1	0.49	0.47	0.53	0.04	0.06	0.59	0.57	0.61	0.02	0.04
	2	0.5	0.46	0.52	0.02	0.06	0.6	0.62	0.62	0.02	0
	3	0.4	0.37	0.4	0	0.03	0.56	0.49	0.54	-0.02	0.05
甬江大通	1	0.42	0.37	0.39	-0.03	0.02	0.48	0.49	0.48	0	-0.01
	2	0.51	0.44	0.47	-0.04	0.03	0.6	0.67	0.63	0.03	-0.04
	3	0.48	0.44	0.47	-0.01	0.03	0.47	0.49	0.49	0.02	0

表 4.5　　5 月 5 日小潮涨落潮流速平均值验证结果

断面号	垂线号	小潮（2006 年 5 月 5 日-6 日）									
		涨平均					落平均				
		原型	物模	数模	数模与原型偏差	物模与数模偏差	原型	物模	数模	数模与原型偏差	物模与数模偏差
奉化江灵桥下	1	0.45	0.47	0.46	0.01	-0.01	0.25	0.2	0.24	-0.01	0.04
	2	0.53	0.49	0.54	0.01	0.05	0.32	0.3	0.31	-0.01	0.01
	3	0.45	0.43	0.44	-0.01	0.01	0.24	0.18	0.22	-0.02	0.04
惊驾桥桥位	1	0.31	0.28	0.28	-0.03	0	0.12	0.07	0.11	-0.01	0.04
	2	0.31	0.3	0.32	0.01	0.02	0.11	0.06	0.07	-0.04	0.01
	3	0.25	0.24	0.24	-0.01	0	0.12	0.06	0.09	-0.03	0.03
甬江大通	1	0.2	0.21	0.22	0.02	0.01	0.51	0.52	0.53	0.02	0.01
	2	0.29	0.3	0.29	0	-0.01	0.48	0.45	0.47	-0.01	0.02
	3	0.3	0.31	0.31	0.01	0	0.48	0.46	0.49	0.01	0.03

第五章　惊驾路甬江大桥对甬江水动力的影响

5.1 工程概况

惊驾路甬江大桥，位于甬江三江口下游840m，西连江北区宁波港码头，东接江东区渔轮厂，是地处宁波市中心的一座景观桥梁，上距已建甬江大桥640m，下距渔轮厂靠船墩110m，具体位置见图3.4。图5.1为惊驾路甬江大桥效果图。



图5.1　惊驾路甬江大桥全景效果图

如图 5.2 为惊驾路甬江大桥桥墩结构示意图，桥梁全长 1100.73m，道路接线长度272.58m，标准桥宽35m。桥梁由西岸引桥、主桥和东岸引桥组成，其长度分别为334.284m、330m和436.446m。主桥采用独塔四索面异型斜拉桥结构，长330m，其中：主跨240m，边跨90m，桥面以上主塔高度98m。甬江河道范围内，在距东岸岸线55m处的甬江边滩上设主桥墩一座，主桥墩距右岸大堤81m，主桥墩距左岸岸线221m，距左岸堤线236m，桥墩处现状河床高程为-0.85m；主桥墩采用心形混凝土异形块加心形混凝土柱形结构，下部心形混凝土块柱体高 2.5m，水流方向宽 13.37mm，最大长度 26.22m，上部异形块高8.35m，河床床面以上，桥墩平均高8.5m，水流方向上，底部长26.22m，宽13.37m，顶部长22.22m，宽12.41m。桥梁平面布置、剖面及桥墩结构如图3.5所示。由此可见，桥墩位于甬江河道的右边滩，现状条件下，桥墩处河床高程较高，因而各频率下桥墩的阻水面积为46.4～52.6m^3，仅占甬江桥位处过水断面面积的2.61～2.69%。

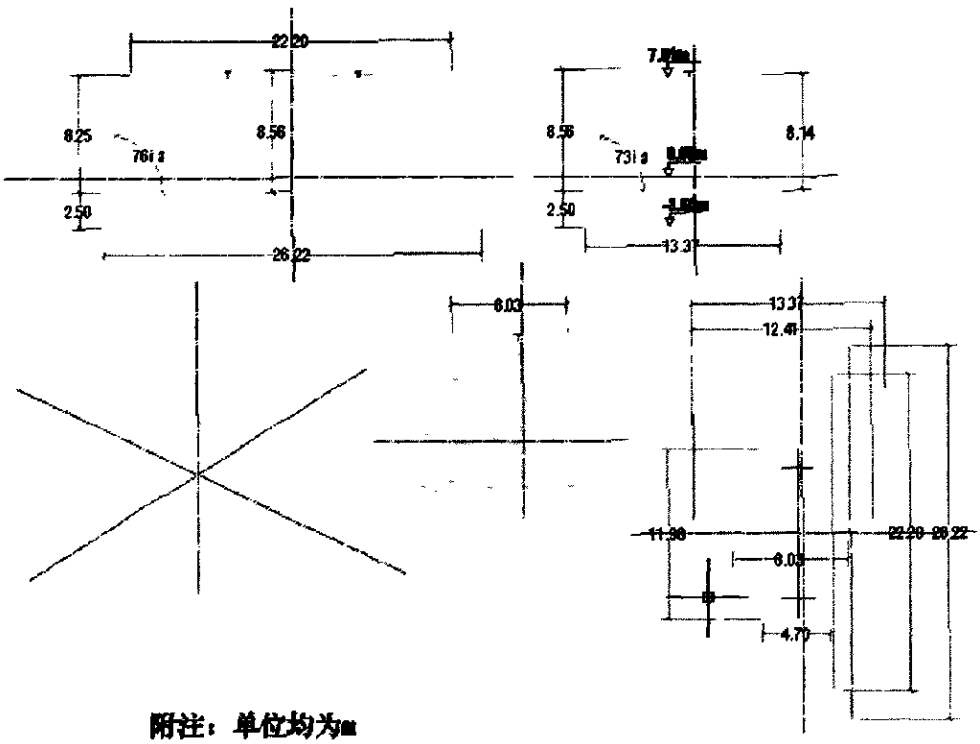


图 5.2 惊驾路甬江大桥桥墩结构示意图

5.2 模拟方案的布置

根据研究所要解决的问题，所要模拟的水文条件分为两类，并分别采用数模和物模两种手段进行研究：

(1) 正常潮汐水文条件

由于本河段年内汛、枯期绝大部分时间河道内水流运动为潮汐往复流，径流量较小，因而采用 2006 年 4 月 28 日实测农历大潮和 2006 年 5 月 5 日实测农历小潮两种潮型作为计算用正常潮汐水文条件，具有较强的普遍性。其中，4 月 28 日大潮大通断面最大潮差为 2.79m，5 月 5 日小潮大通断面最大潮差为 1.75m。

(2) 典型洪潮组合水文条件

考虑研究河段的上游径流和下游潮汐不同的遭遇情况，宁波市水利水电规划设计研究院在《甬江流域洪水复核及城市防洪能力评估》研究工作的基础上，设计和计算了 5 种现状水利条件下的典型洪潮水文组合，具体组合情况及水文条件见表 5.1。

在每种洪潮组合条件下，选取洪潮遭遇时段内低潮位落急最大流速时刻的最不利情况作为，对各种洪潮组合分别进行研究，从而保证计算结果较高的安全性。

表 5.1　　现状水利条件下典型洪潮计算条件组合表

序号	洪潮组合	工况	时刻（小时）	尾门潮位（m）	甬江流量（m^3/s）	姚江流量（m^3/s）	奉化江流量（m^3/s）
1	10 年洪＋10 年潮	落急最大流速	139.67	2.14	1656.69	297.84	1358.85
2	10 年洪＋20 年潮	落急最大流速	90.0	2.13	1721.01	278.4	1442.61
3	10 年洪＋100 年潮	落急最大流速	90.0	2.13	1749.54	286.65	1462.89
4	20 年洪＋20 年潮	落急最大流速	90.0	2.44	1969.17	285.26	1683.91
5	50 年洪＋10 年潮	落急最大流速	90.0	2.65	2107.17	293.9	1813.27

5.3 物理模型试验

5.3.1 桥墩壅水影响试验

工程所在河段深槽偏左，主流亦偏向左岸，在实测大潮低潮位及涨潮初期，桥墩所在的甬江右边滩潮流动力较弱，此时桥墩的壅水作用不明显，在涨落急时刻，桥墩处流速明显增大，此时桥墩阻水作用有所体现，但此时水位偏低，微小的水位壅高对堤防不会构成任何威胁，而在高潮位时，桥墩处潮位虽然较高，但此时河道内水流发生转流，流速明显下降，因此壅水作用也不明显。

在各种洪朝组合落急最大流速时刻，桥墩附近潮位流速都比较高，此时桥墩壅水对河道行洪影响较大。试验结果表明：

(1)　在不同洪朝组合条件下，桥墩上游的壅水高度略有不同，以 50 年洪+10 年潮为最大，以 10 年洪+10 年潮为最小。各洪潮组合条件下，墩前右岸最大壅水高度为 0.02m、0.015m、0.01m。

(2)　壅水影响的最远范围为右岸桥轴线以上 100m。

(3)　桥墩左岸水位基本没有变化

5.3.1 工程前后桥墩附近的流场变化

桥墩存在之所以会对潮流场产生影响，就是因为桥墩侵占了部分河道过水断面，对

行进水流产生阻碍作用，从而干扰了天然水流运动。惊驾路甬江大桥桥墩设置在甬江的右边滩，桥墩所处河床高程为-0.85m。在实测 2006 年 4 月 28 日大潮情况下，桥位处的最高潮位为 1.63m，最低潮位为-1.1m，最大潮差 2.73m，由此可以看出，在接近落急低潮位及涨潮初期时，桥墩露出水面，对潮流场没有干扰作用，而在全潮的其它时间，桥墩处存在一定的水深，此时桥墩对潮流场的影响程度取决于桥墩处的水深以及桥墩附近的流速大小；在 5 月 5 日小潮情况下，桥位处的最高潮位为 1.1m，最低潮位为-0.66m，最大潮差 1.76m，虽然此时桥墩一直位于水面线以下，但前半潮因潮差仅为 0.60m，潮汐动力作用较弱，因而该段时间内桥墩处涨落潮流速基本为零，桥墩对水流流场没有影响，而后半潮因潮差增大为 1.75m，潮汐动力有所增强，因而该段时间内桥墩处会出现流速不大的涨潮流，但落潮流作用仍不明显。

表 5.2　　枯季大潮、小潮惊驾桥工程前后涨、落急及涨落潮平均流速对比表（现状河道）

潮形	河道	断面号	垂线号	特征值						平均值					
				涨急最大			落急最大			涨潮平均			落潮平均		
				工程前	工程后	差值	工程前	工程后	差值	工程前	工程后	差值	工程前	工程后	差值
枯季大潮	奉化江	cs34	2	1.35	1.35	0	1.08	1.08	0	0.66	0.66	0	0.64	0.64	0
	姚　江	cs106	1	0.59	0.59	0	0.4	0.4	0	0.26	0.26	0	0.18	0.18	0
	甬　江	cs38	1	0.66	0.66	0	0.61	0.61	0	0.33	0.33	0	0.36	0.36	0
		cs48	3	1.03	1.03	0	1.05	1.05	0	0.62	0.62	0	0.64	0.64	0
		桥位上50m	2	0.78	0.78	0	0.73	0.73	0	0.37	0.37	0	0.49	0.49	0
		桥轴线	2	1.03	1.03	0	1.02	1.02	0	0.54	0.54	0	0.56	0.56	0
			5	0.9	0.91	0.01	0.85	0.84	0.01	0.42	0.42	0	0.46	0.47	0.01
			6	0.58	0.62	0.04	0.6	0.57	0.03	0.3	0.31	0.01	0.37	0.38	0.01
		桥位下50m	2	0.75	0.75	0	0.68	0.68	0	0.39	0.39	0	0.46	0.46	0
			3	0.41	0.4	-0.01	0.47	0.48	-0.01	0.24	0.24	0	0.26	0.26	0
		cs52	3	1.05	1.05	0	0.99	0.99	0	0.53	0.53	0	0.54	0.54	0
		cs76	2	0.95	0.95	0	0.92	0.92	0	0.48	0.48	0	0.47	0.47	0
枯季小潮	奉化江	cs31	2	1.1	1.1	0	1.09	1.09	0	0.52	0.52	0	0.51	0.51	0
	姚　江	cs106	1	0.2	0.2	0	0.24	0.24	0	0.13	0.13	0	0.16	0.16	0
	甬　江	cs50	2	0.67	0.67	0	0.62	0.62	0	0.34	0.34	0	0.29	0.29	0
			5	0.58	0.58	0	0.61	0.61	0	0.27	0.27	0	0.31	0.31	0
			6	0.25	0.27	0.02	0	0	0	0.07	0.08	0.01	0	0	0
		cs76	3	0.65	0.65	0	0.6	0.6	0	0.32	0.32	0	0.33	0.33	0

表 5.2 给出了枯季大潮、枯季小潮两种正常潮汐水文条件下，惊驾桥工程兴建前后桥墩附近水域及奉化江、姚江代表测点的流速变化特征值和平均值。从中可以看出，工程后桥墩附近的潮流场得到了一定的调整，表现为桥墩上下游流速减小 0.01m/s 左右，桥墩左侧流速增加 0.01m/s～0.04m/s，而桥墩右侧受上游高程较高的弃土堆的挑流掩护

作用形成回流，流速较小。

洪潮组合落急时，河道沿程潮位相对较低，此时上游径流作用强劲，潮流动力微弱，桥墩处具有一定的水深，桥墩对潮流场的影响相对于正常潮汐水文条件下要大。图 5.3～5.7 给出了洪潮组合落急情况下工程前后最大流速分布图。从图中可以看出，在 50 年洪+10 年潮水文组合条件下工程后桥墩的影响最大，桥位断面最大流速为 1.85m/s，拟建桥墩处的最大流速为 1.2m/s，桥墩对河道内流场具有一定的干扰作用。

物理模型试验研究表明，各洪潮组合水文条件下，在上游废弃物和下游靠船墩已对周围流场产生一定的影响外，处于两者之间的惊驾路甬江大桥工程的兴建仅对桥墩上游 70m、下游 120、左侧 80 以内的流场结构产生影响，因此，工程对流场的影响是有限的，不会对两岸堤防产生明显不利的影响；桥墩位于甬江右边滩，在各洪潮组合条件下，桥墩阻水面积较小，水位壅高 0.01m 的范围限于桥位以上 240m，其水位壅高量值及影响范围均不大。

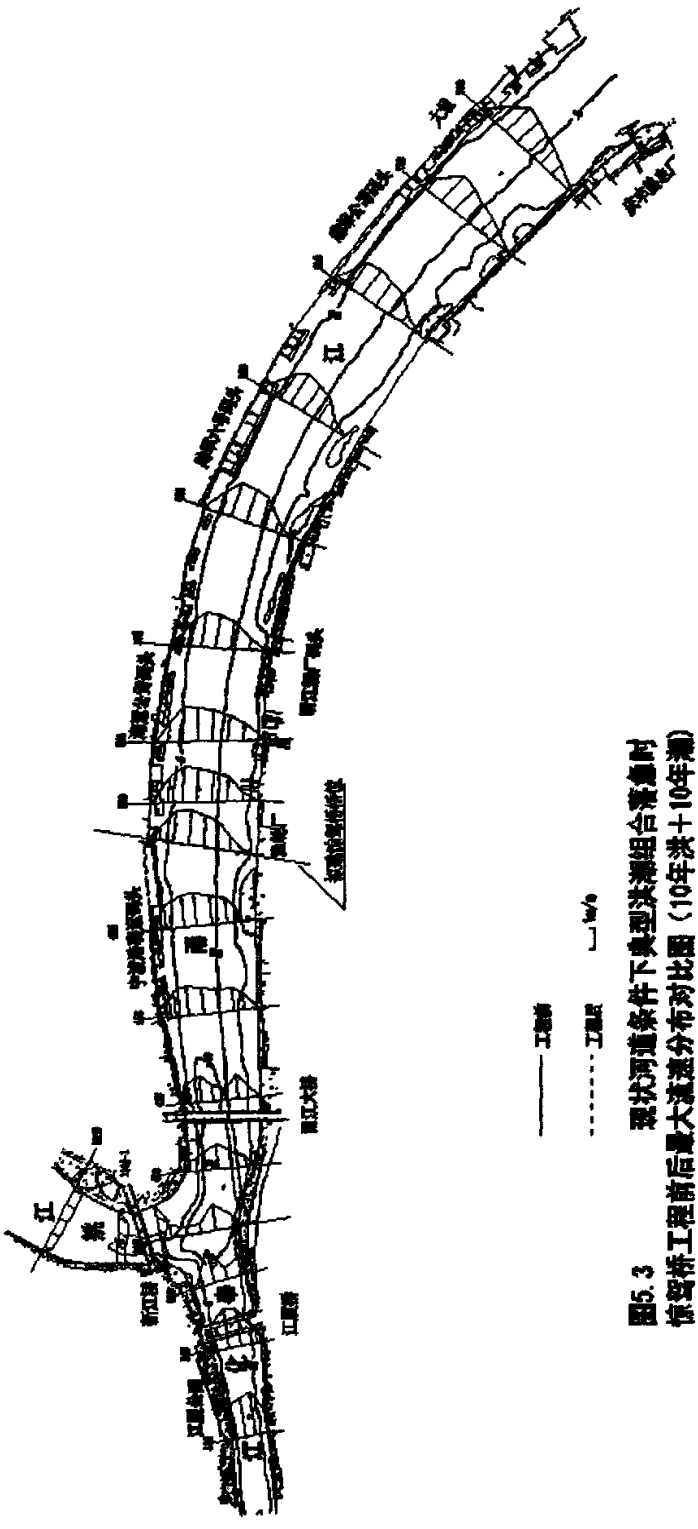


图5.3　惊驾路甬江大桥施工期束流线平面布置图及流速分布对比图（10年米+10年第）

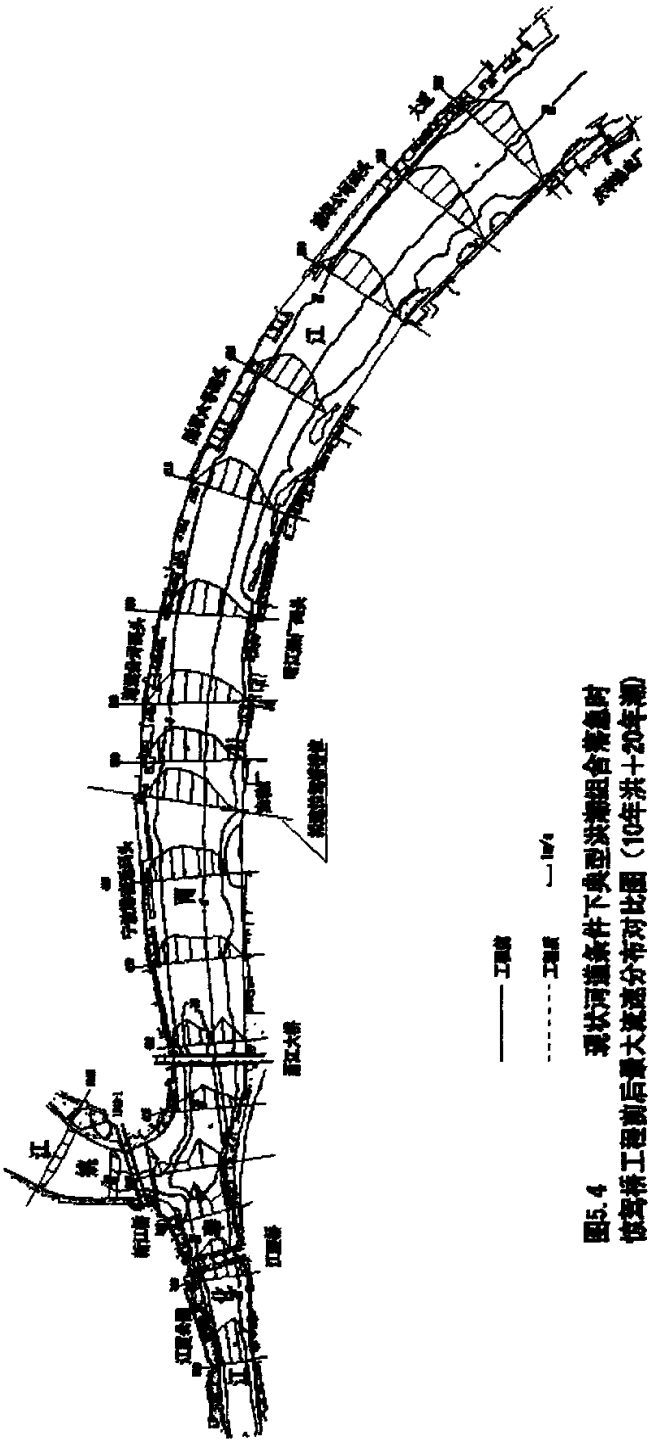


图5.4　现状河道条件下采用实测组合条件时
模拟潮江港湾最大流速分布对比图（10年洪+20年潮）

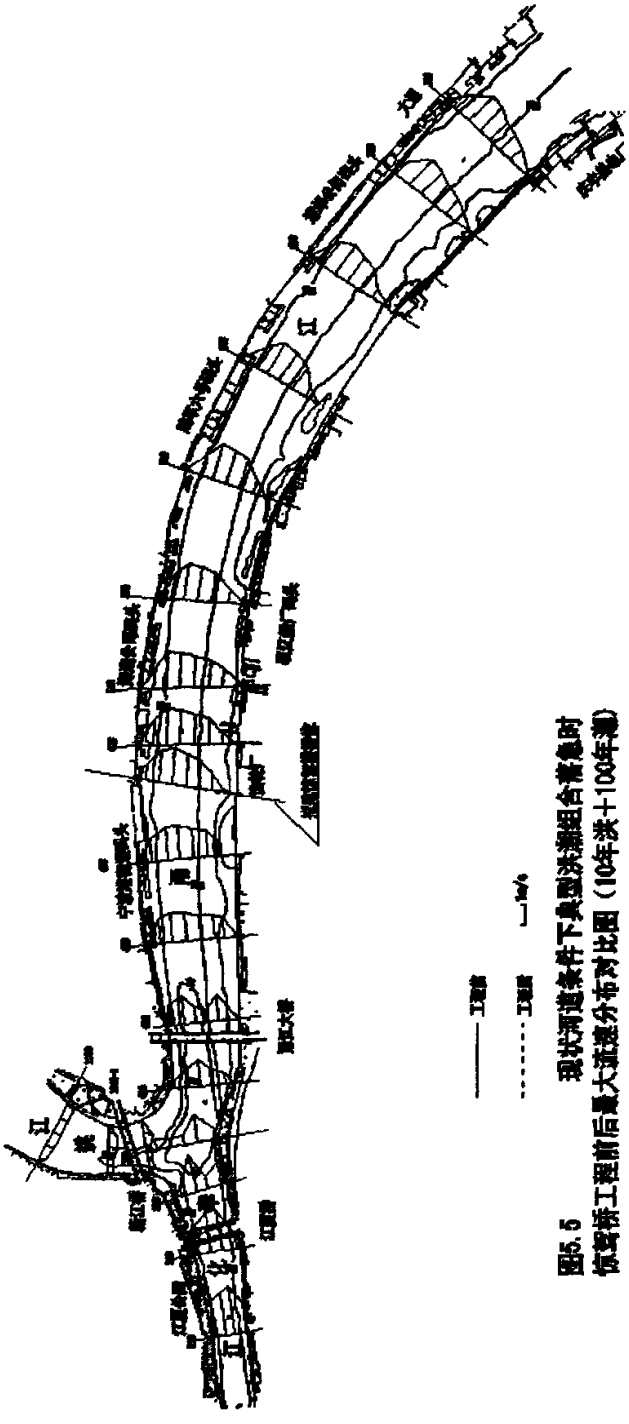


图5.5　现状河道条件下典型洪潮组合高息时
惊驾桥工程前后最大流速分布对比图（10年洪+100年潮）

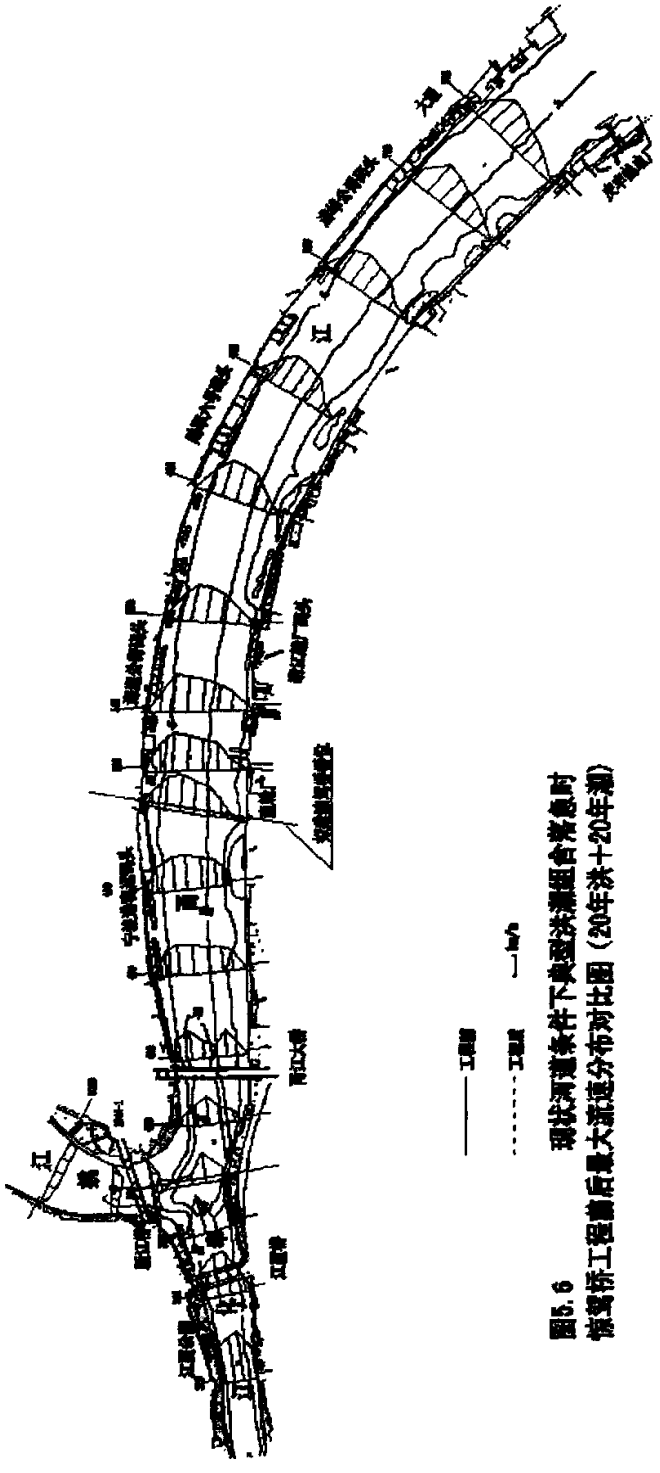


图5.6　桥梁施工围堰最大流速分布图（第十次计算）

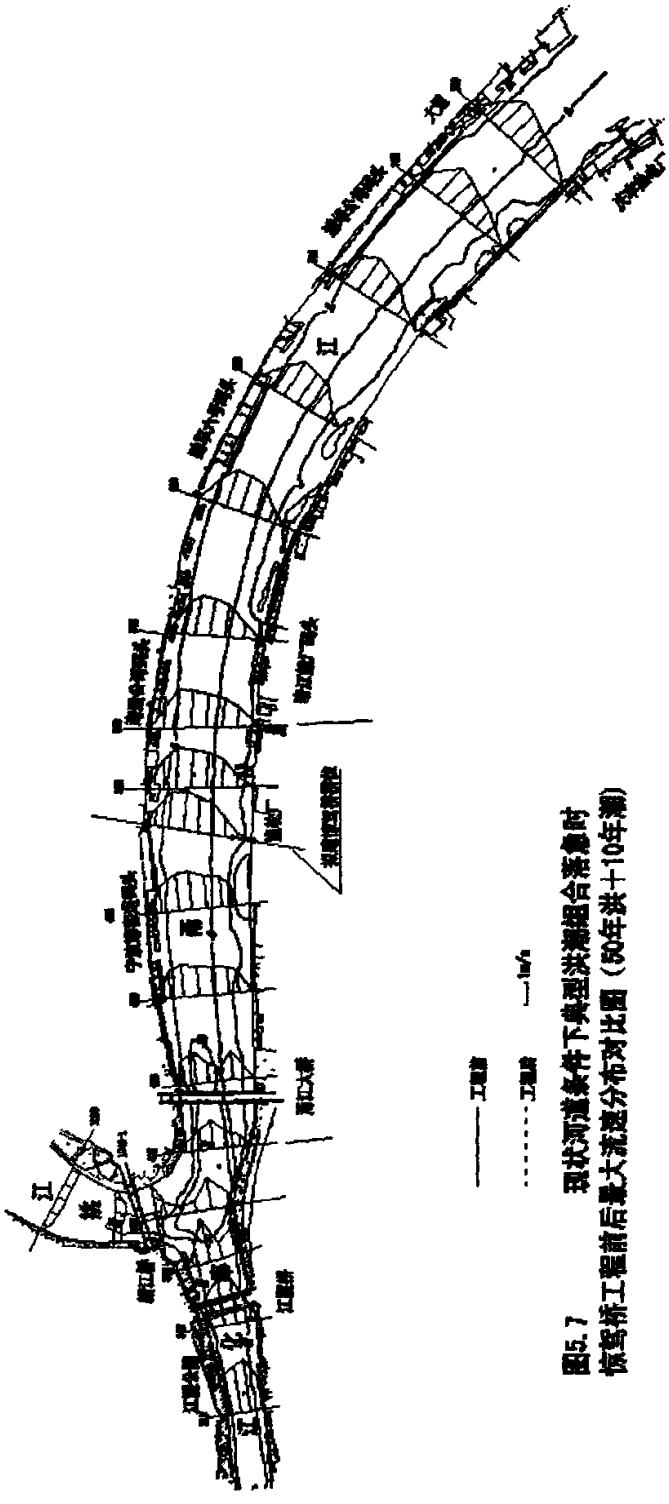


图5.7　现状河道条件下典型洪潮组合涨急时
惊驾桥工程前后最大流速分布对比图（50年洪+10年潮）

5.4 数学模型计算

5.4.1 惊驾路甬江大桥对潮流的影响

大型桥梁的桥墩缩窄了河道的过水断面，同时对行进水流产生阻碍作用，使得桥墩迎水面水位发生壅高，桥墩附近的局部流场受到干扰，表现为桥墩两侧流速增大，墩前墩后的流速则有所减小。感潮河段中的水流运动是一种非常复杂的非恒定往复流，由于河道内流速流向呈周期性变化，也就是说，水流流向时而指向海洋，时而又呈反向流动，流速大小在一涨一落时都会出现一个极大值，此时对潮流的影响最大，而在高低潮位时，此时虽然出现水位的极值，但是流速几乎为零，桥墩影响可以忽略不计。因此在分析惊驾路甬江大桥对潮流影响的问题时，我们通过讨论涨急和落急时刻桥墩对潮流的影响，从而总结出感潮河段桥梁工程水动力条件的一般规律。

通过数学模型计算，结果表明：

(1) 不论涨急或者落急，桥墩迎流面的水位总是高于背流面，也就是说落潮时桥墩上游发生壅水，而桥墩下游的水位则有所降低，涨潮时正好相反。这是由于桥墩对行进水流的阻碍作用，使得桥墩迎流面一侧水流产生壅高，而桥墩另一侧水流则受到桥墩的掩护作用，背流面水位则会降低。另外，受潮汐影响，桥墩在涨、落潮时的壅水部位会交替发生变化，这也是潮汐河段与非潮汐河段重要差别之一。

(2) 落急时刻，桥墩迎流面的最大水位壅高是 0.7cm，涨急时刻最大水位壅高为 1.1cm，由此可见，最大水位壅高涨急时刻是大于落急时刻；另外，从流速情况来看，涨急时刻桥墩附近的流速也大于落急时刻。从中可以看出，桥墩附近的水位壅高值的大小与行进水流流速大小有直接的关系。

(3) 在实测大潮条件时，落急时水位壅高 0.7cm 的范围 35m，涨急时水位壅高 1cm 的范围为 43m，比较涨急、落急时刻桥墩的壅水范围可知，涨急时刻的壅水范围相对落急时刻要大，究其原因，一方面是由于涨急时刻桥位处的行进流速要大于落急时刻，另一方面是由于受到右边滩存在的一废弃土堆的掩护作用，桥墩处于回流区，这样就使得桥墩在落急时刻的壅水范围被大大削弱，而涨急时刻，桥墩下游边滩上流速普遍较大，桥墩阻水作用明显，因而范围也随之扩大。

(4) 桥墩处于甬江的右边滩，在实测 4 月 28 日大潮情况下，桥墩对上下游潮流的影响范围在上下游 200m 范围以内，而左岸和三江口以上水位基本没有发生变化。

通过分析惊驾路甬江大桥建设对甬江潮流的影响来看，与非感潮河段相似，感潮河段桥梁工程也会对工程河段一定范围内的水位产生影响，使得迎水面水位发生壅高，但不同的是，感潮河段水流是非常复杂的非恒定往复流，在径流和潮流的双重作用影响下，水位壅高在空间和时间上呈周期性变化。从时间上来说，在高、低潮位附近，流速较小，此时水位壅高较小，在涨急和落急时刻，桥墩附近流速达到最大值，此时水位壅高也接近最大值，例如，在某段时间内，桥墩可能对潮位没有任何影响，而在不久的下一时刻，水位壅高又会达到一个的极大值。从空间上来说，感潮河段桥梁工程对潮位的影响具有双向性，也就是说，涨潮时，壅水发生在桥墩上游，而落潮时正好相反。

5.4.2 惊驾路甬江大桥对潮流场的影响

图 5.12 为落急时刻建桥前后桥墩附近的流矢对比。图 5.8 和图 5.9 为落急工程前后桥墩附近的流速等值线图，图 5.10 和图 5.11 为涨急工程前后桥墩附近的流速等值线图。从图中可以直观地看出，工程河段主流动力轴线接近河道的左岸，通过比较全潮的代表测点流速变化值与平均值，并结合涨落急工程前后流速等值线图，对建桥对潮流的影响进行分析。

建桥后，桥墩附近的涨、落潮流速都发生了一定的变化。落潮时，表现为桥墩上下游流速减小，桥墩左侧一定范围内流速增大，而桥墩右侧流速普遍减小，主要原因是桥墩左侧水流受到挤压，而上游存在的一废弃土堆对桥墩左侧的水流产生掩护作用所致。从落急时刻的流速等值线图中可以看出，干湿判断的结果显示此废弃土堆在落急时刻是露出水面的，落潮流在下泄时，土堆后水流在其掩护作用下流速本身较小，再与下游的桥墩特有的心形外形的挑流作用相结合，桥墩右侧的回流现象就更为明显；涨潮时，建桥前后桥墩附近的流速变化趋势与落潮相一致，涨潮初期，边滩不过水，桥墩的对潮流场没有任何影响，随着潮位的升高，边滩上的涨潮流动力有所增强，桥墩右侧流速改变值的幅度较落潮时要大。

从流速的量值上来看，桥墩右侧枯季大潮时，桥墩边缘左侧 10m、40m 处 cs50-6*、cs50-5*测点工程后因水流受挤压，涨急最大流速的增幅分别为 0.03m/s 和 0.01m/s，落急最大流速增幅为 0.05m/s 和 0.02m/s；桥墩左侧直到右岸流速普遍减小，涨急最大减幅达到 0.02m/s；落急最大减幅为 0.01m/s；桥墩迎水面以上水流受到阻碍，产生壅水，流速减小，涨、落急最大减幅为 0.01m/s；桥墩背水面流速也有所减小，涨、落急的最大减幅同样为 0.01m/s。

建桥后，桥墩左侧局部流速增大，而上下游一定范围内流速减小，桥墩右侧则出于地形及桥墩形状的影响，流速反而变小。从影响范围上看，桥墩周围 50m 外附近水域涨落潮流速工程前后基本没有变化。如桥轴线上左岸深槽内最大流速为 0.85m/s，工程前后涨、落潮流速过程线符合较好，说明在实测大潮条件下，桥墩的建设没有影响到左岸深槽主流流速。工程前后奉化江、姚江各典型断面上测点的流速分布没有变化。如奉化江江厦桥上游断面流速，在工程前后基本没有发生变化：涨、落潮最大流速均为 1.35m/s 和 1.08m/s，涨、落潮平均流速均为 0.66m/s 和 0.64m/s。

以上分析了建桥前后桥墩附近流场的变化情况，另外，从工程河段的河床演变分析我们知道，甬江目前处于缓慢淤积的状态，而且近期甬江边滩有加快淤积的趋势。甬江大部分的泥沙来源是海域来沙，也就是说，涨潮时，涨潮流携带一部分泥沙进入甬江，在上游径流和地形阻力作用下，潮波能量逐渐消耗，部分泥沙落淤，然而在随后的落潮时间内，边滩上的落潮流流速偏小，不足以带走涨潮时落淤的泥沙，因而导致河道的淤积。建桥后，工程河段的潮流动力会被削弱，桥墩附近流速发生了一定的变化，由此可以推断出桥址附近的河床演变趋势：第一，桥墩左侧涨落潮流速增大，其结果会减缓桥墩右侧淤积速度。而且通过泥沙测验可知，甬江河段内的泥沙粒径普遍较小，平均粒径为 0.016mm，属于细沙，因此，可能会导致桥墩左侧河床的冲刷；第二，涨潮时，桥墩右侧流速减小，使得部分泥沙落淤，落潮时，落潮流流速也有一定的减小，因此，建桥有可能会加速桥墩右侧边滩的淤积，使得上游边滩的尾部逐渐向下游发展，增加河道阻力，减小河道行洪面积，从而大大削弱甬江的行洪能力。以上对建桥后桥墩附近河床演变趋势的推测，与上游 650m 处兴建的甬江大桥附近的河床演变形态相似。从以上分析可以看出，分析桥墩对潮流的影响至关重要，不仅如此，还可以反过来推测桥墩附近的河床演变，分析其对桥墩自身安全以及对行洪的影响。

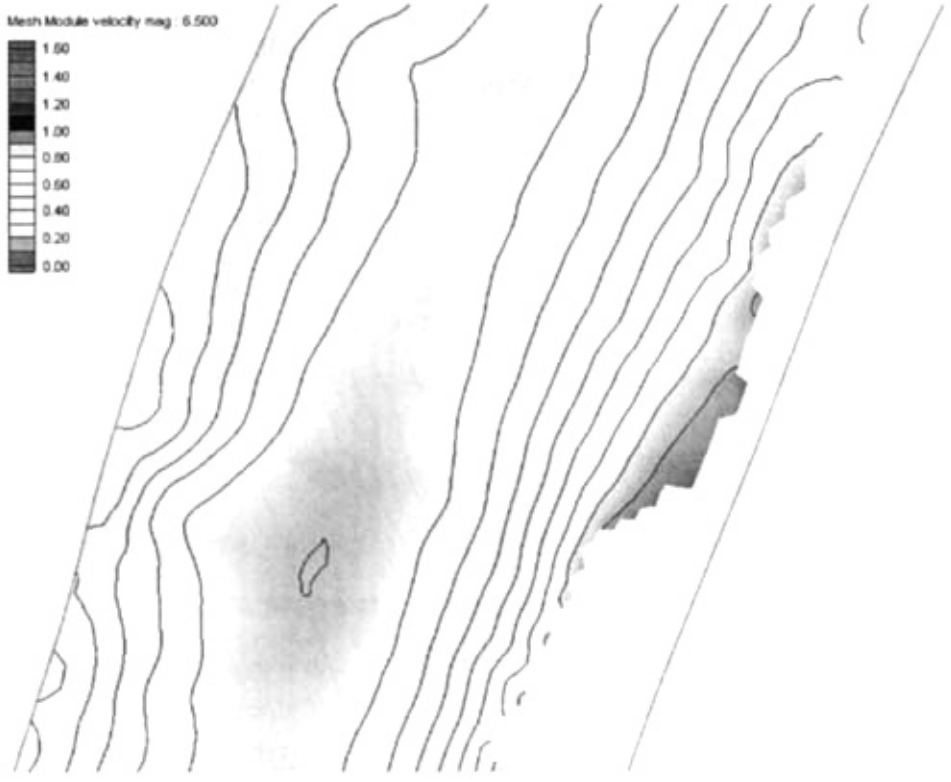


图 5.8　落急工程前流速等值线



图 5.9 落急工程后流速等值线

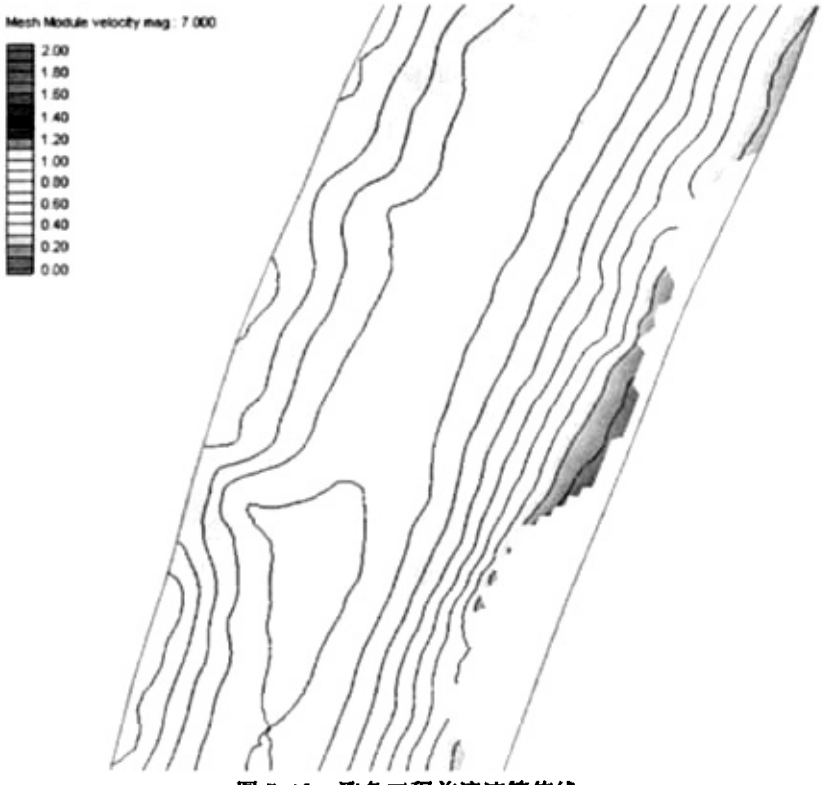


图 5.10 涨急工程前流速等值线

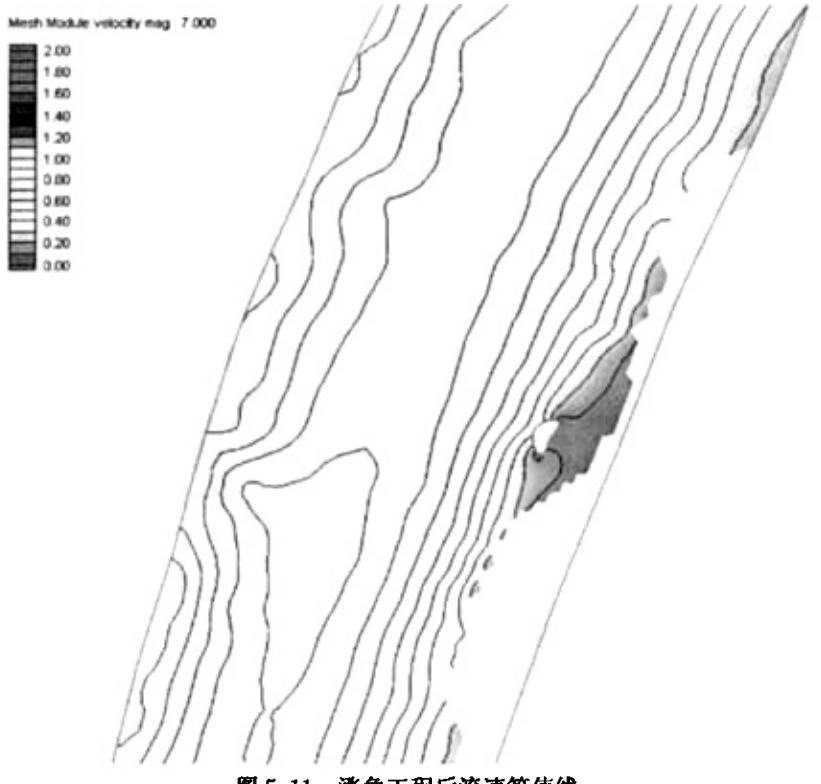


图 5.11 涨急工程后流速等值线

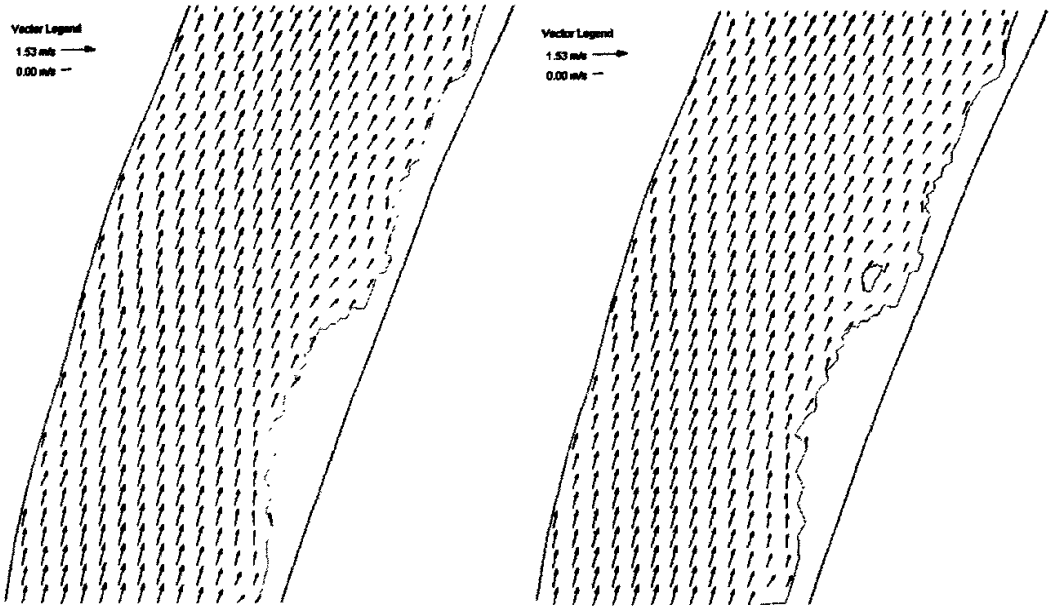


图 5.12 落急时刻建桥前、后流矢对比

5.4.3 工程前后的落急流场计算

利用所建立的数学模型计算了在各种洪朝组合条件下工程前后的落急流场：

图 5.13 和图 5.14 为当上游下泄 10 年一遇洪水与下游遭遇 10 年一遇大潮时，桥梁工程前后的流场图；

图 5.15 和图 5.16 为当上游下泄 10 年一遇洪水与下游遭遇 20 年一遇大潮时，桥梁工程前后的流场图；

图 5.17 和图 5.18 为当上游下泄 10 年一遇洪水与下游遭遇 100 年一遇大潮时，桥梁工程前后的流场图；

图 5.19 和图 5.20 为当上游下泄 20 年一遇洪水与下游遭遇 20 年一遇大潮时，桥梁工程前后的流场图；

图 5.21 和图 5.22 为当上游下泄 50 年一遇洪水与下游遭遇 10 年一遇大潮时，桥梁工程前后的流场图；

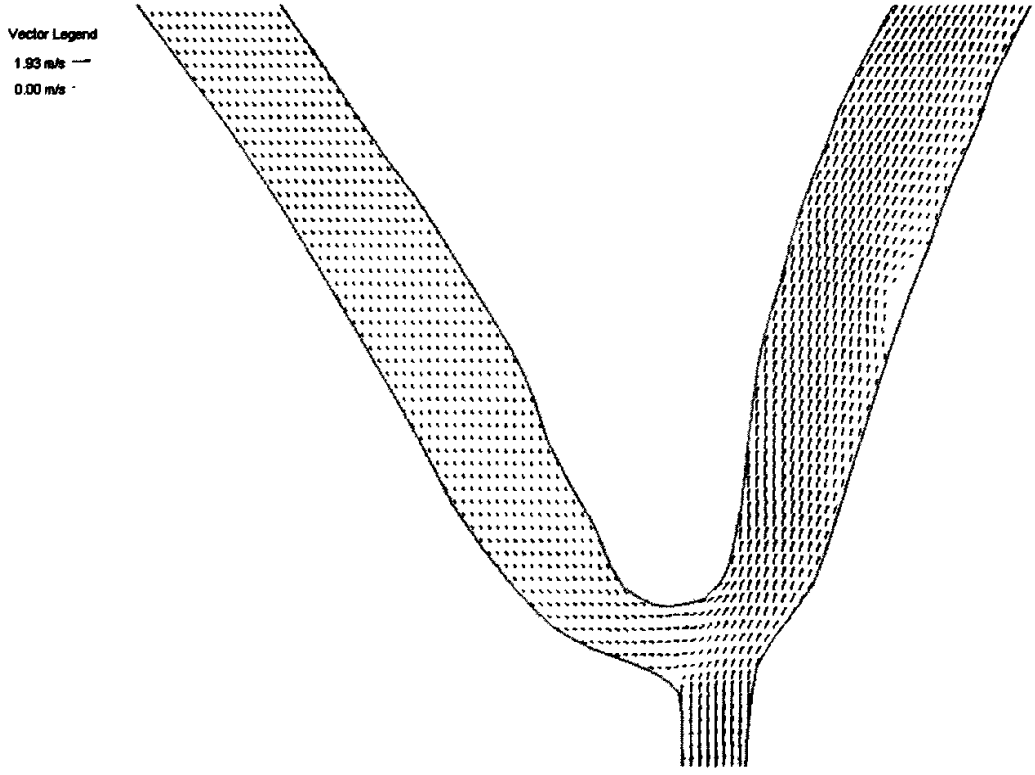


图 5.13　现状河道条件下 10 年洪＋10 年潮工程前落急流场

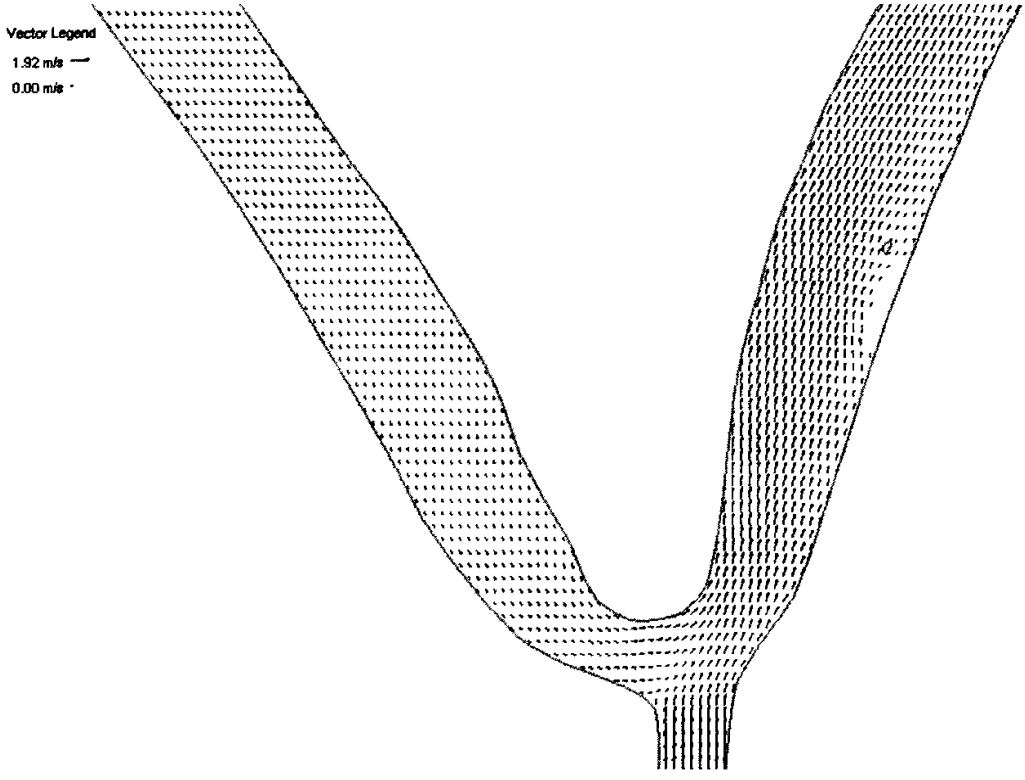


图 5.14　现状河道条件下 10 年洪＋10 年潮工程后落急流场

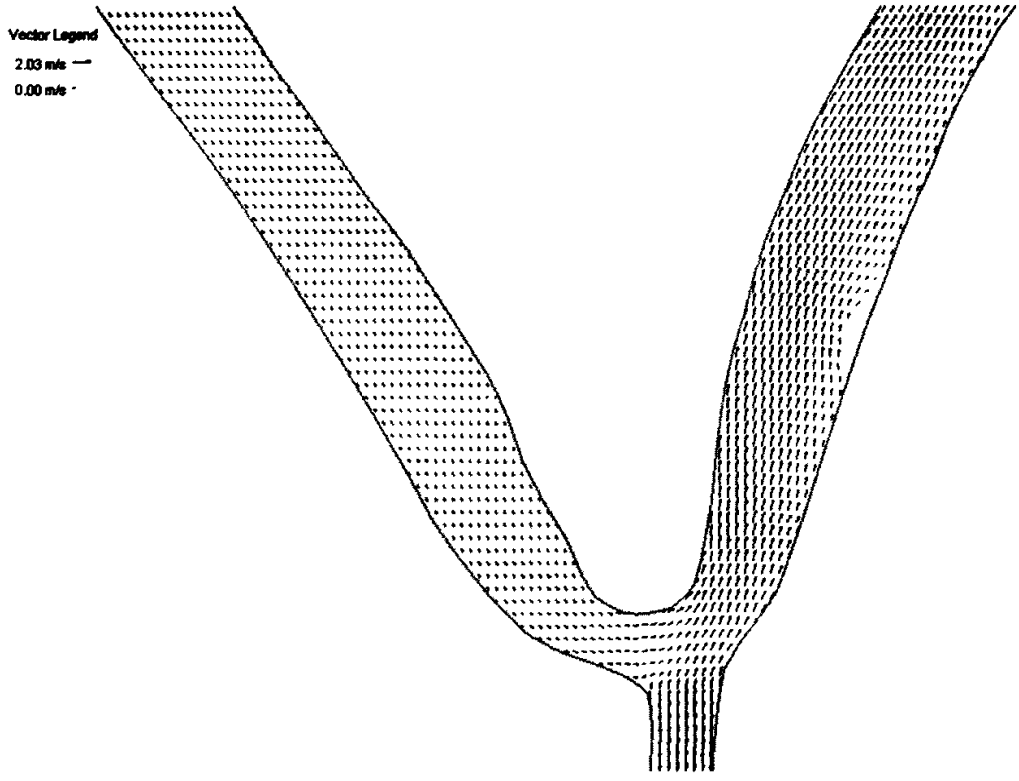


图 5.15　现状河道条件下 10 年洪＋20 年潮工程前落急流场

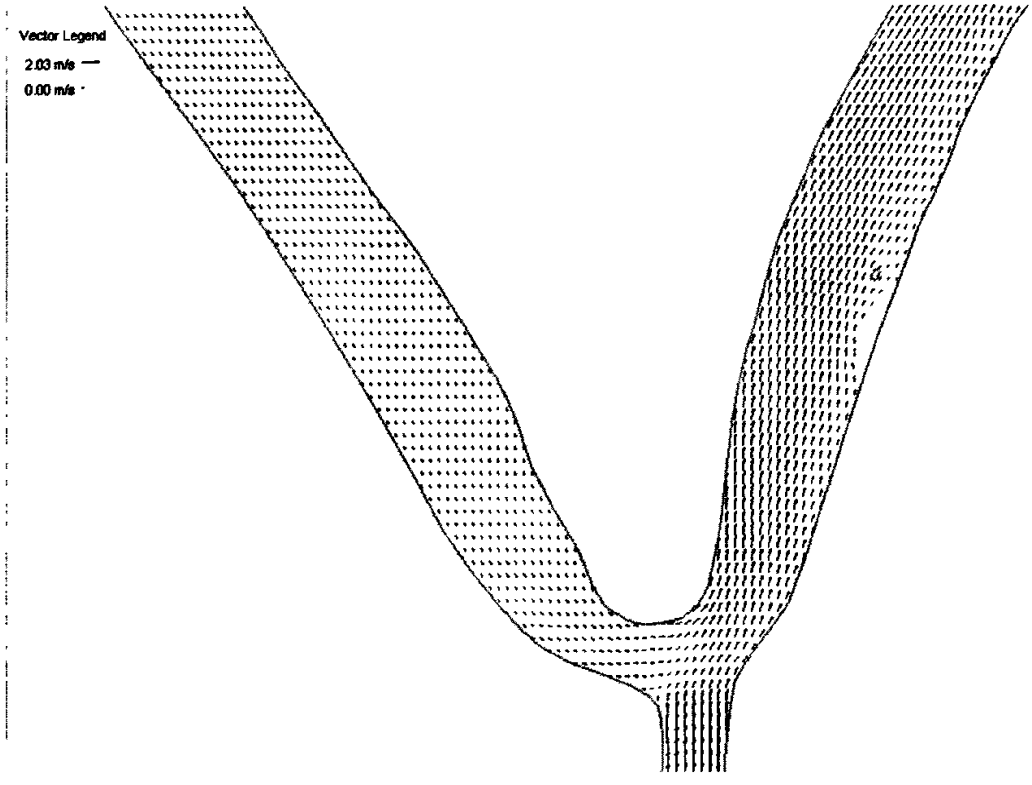


图 5.16　现状河道条件下 10 年洪＋20 年潮工程后落急流场

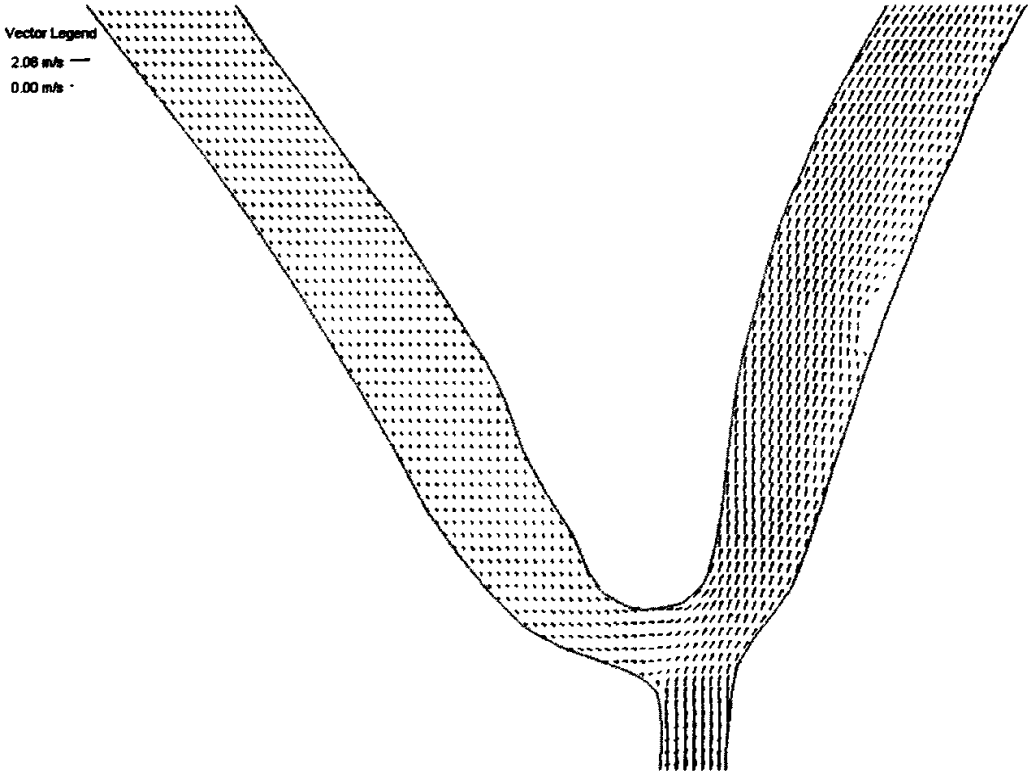


图 5.17　现状河道条件下 10 年洪＋100 年潮工程前落急流场

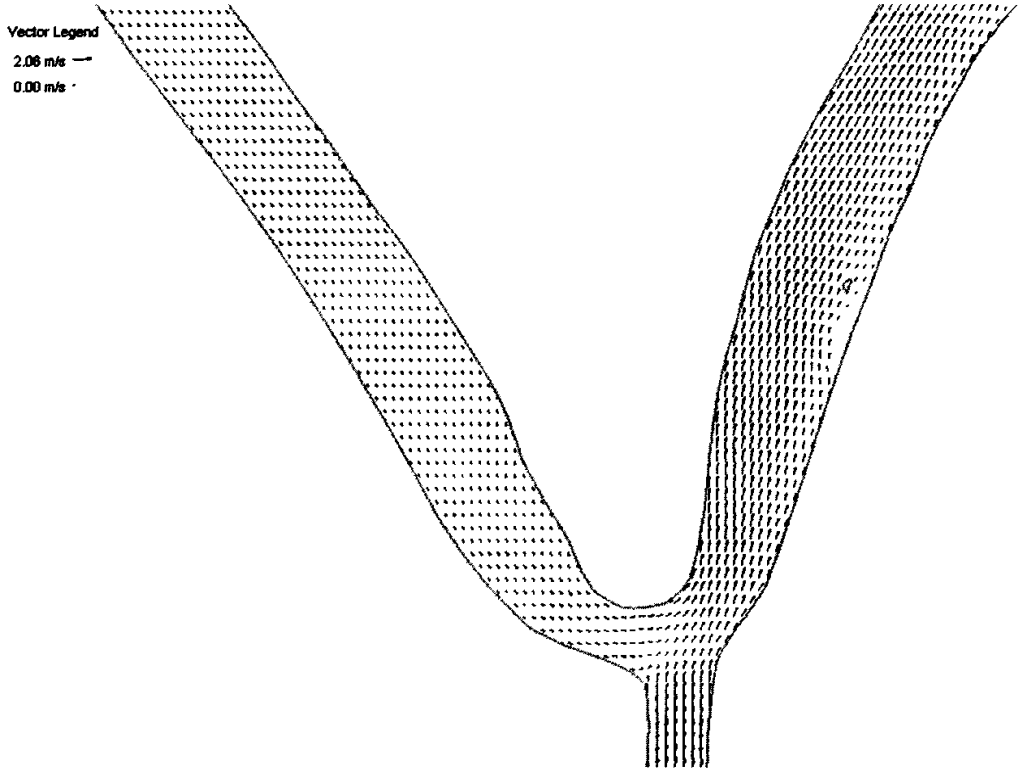


图 5.18　现状河道条件下 10 年洪＋100 年潮工程后落急流场

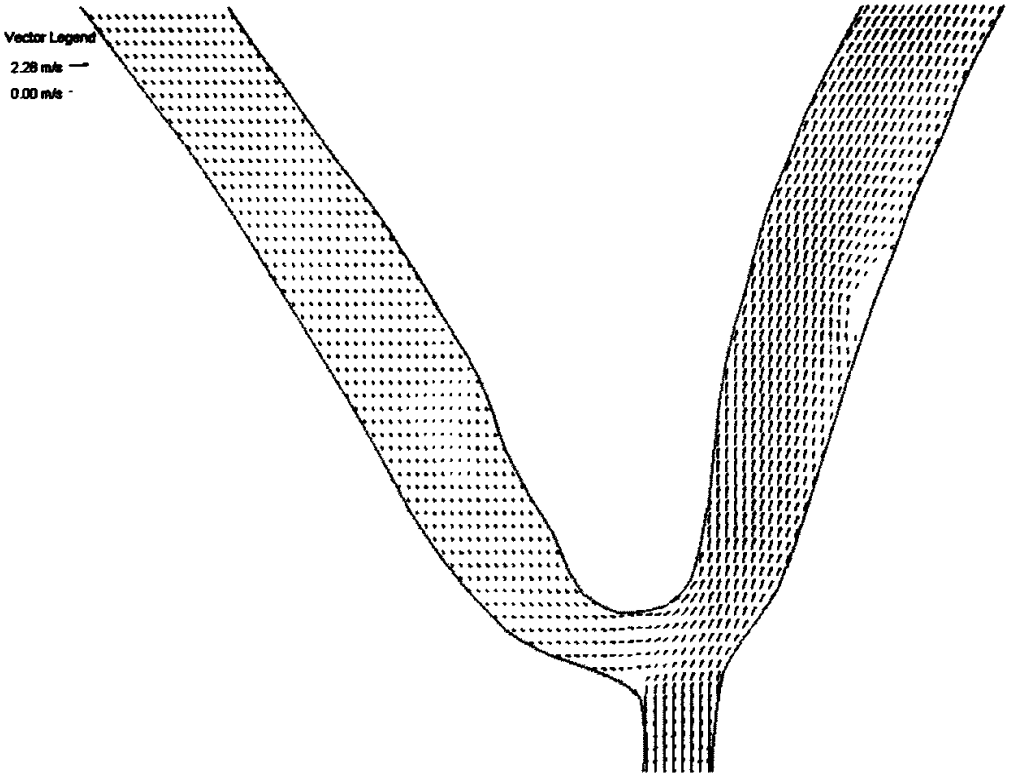


图 5.19　现状河道条件下 20 年洪＋20 年潮工程前落急流场

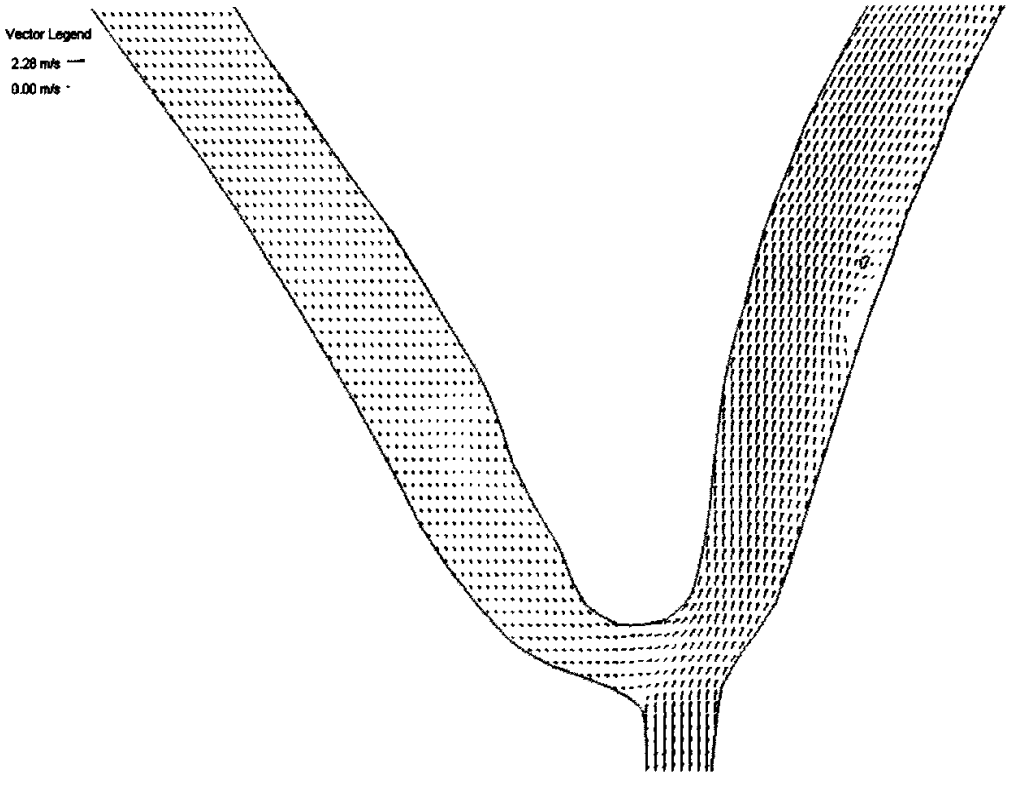


图 5.20　现状河道条件下 20 年洪＋20 年潮工程后落急流场

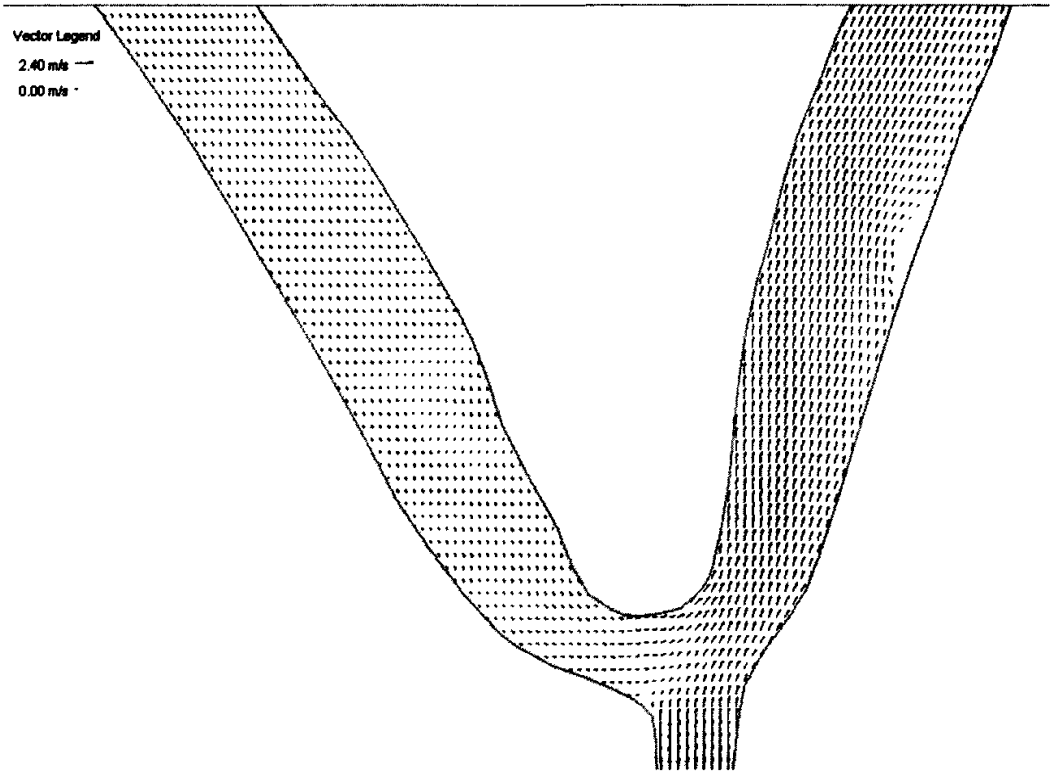


图 5.21　现状河道条件下 50 年洪+10 年潮工程前落急流场

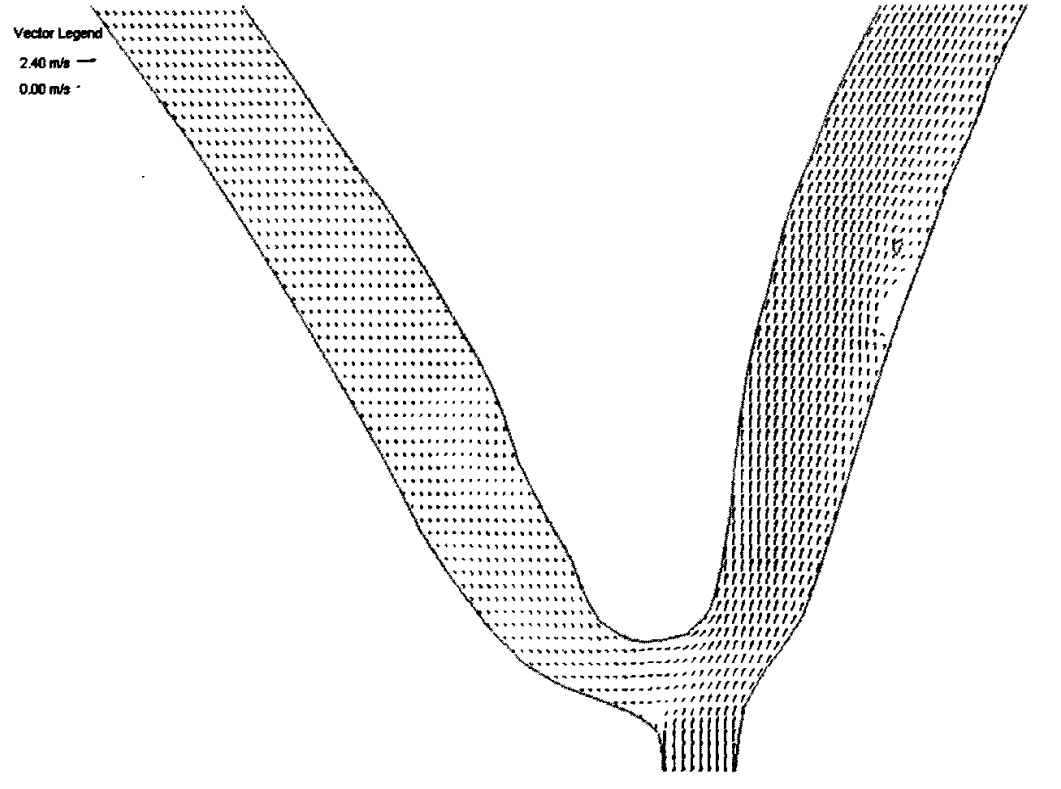


图 5.22　现状河道条件下 50 年洪+10 年潮工程后落急流场

5.5 物模、数模成果比较

5.5.1 典型洪潮组合下桥墩壅水比较

本文采用数模和物模两种研究手段，分别独立地对各种洪潮组合下惊驾路甬江大桥工程后该河段的水位壅高进行研究，表 5.3 给出了五种洪潮组合条件落急最大流速时刻下的水位壅高情况，选取了三江口等八个水位监测点作为分析桥墩对防洪影响的依据，从表中可以看出虽然数模计算值要大于物模的测量值，但是，从变化趋势和两种研究手段得出水位壅高值的误差程度来看，两者符合较好。

由表可见：

(1) 不同洪潮组合条件下，桥墩上游的壅水高度略有不同，以 50 年洪＋10 年潮为最大，以 10 年洪＋10 年潮为最小。各洪潮组合条件下，墩前右岸最大壅水高度数模计算值分别为 0.012m、0.015m、0.014m、0.023m、0.028m，物模测量值为 0.015m、0.015m、0.015m、0.02m、0.02m。由此可见，洪潮组合条件下的水位壅高值较正常水文条件下要大，而且不同洪潮组合下随着上游落潮流量的增大，桥墩处的落急最大流速相应增大，从而使得桥墩上游最大水位壅高也随之变大。

(2) 一般来说，桥墩在各洪潮组合条件下的壅水范围与最大壅高值成正比，在落急最大流速情况下，桥墩的阻水作用使得上游水位升高，下有水位降低，水位壅高值先沿程变大，然后水位壅高值慢慢减小，最后在上游某处水位恢复与无桥时一致。数模计算得出各种洪潮组合条件下水位壅高 1cm 的范围分别为:93m，102m，98m，141m，150m。

(3) 物模测验值和数值模拟计算值都显示，甬江左岸和三江口以上各站水位基本没有变化，说明在洪潮组合条件下，桥墩的影响范围虽然扩大，仍然只局限于桥墩附近 200m 范围内，而该范围之外的潮位没有受到影响。

综上研究结果可以推测，在现状河道条件下，拟建惊驾路跨甬江大桥的主桥墩设置在右岸边滩上，桥墩阻水面积较小，在发生各种典型洪潮组合的水文条件下，桥墩上游的最大壅水高度为 0.028m，且影响范围仅限于右岸桥轴线以上 150m，由此可以看出，水位的壅高值和影响范围较小，对甬江行洪的影响不大。

表 5.3　　典型洪潮组合条件下惊驾桥工程前后水位变化表（现状条件下）

工况	站名	三江口	姚江闸下	桥轴线上100m(右岸)	桥轴线上50m(右岸)	桥轴线(左岸)	桥轴线(右岸)	桥轴线下50m(右岸)	大通
10年洪+10年潮	工程前	2.35	2.38	2.31	2.31	2.3	2.3	2.3	2.18
	数模工程后	2.35	2.38	2.31	2.318	2.3	2.312	2.292	2.18
	物模工程后	2.35	2.38	2.31	2.315	2.3	2.315	2.295	2.18
	数模工程前后差值	0	0	0	0.008	0	0.012	-0.008	0
	物模工程前后差值	0	0	0	0.005	0	0.015	-0.005	0
10年洪+20年潮	工程前	2.36	2.38	2.31	2.3	2.3	2.3	2.3	2.18
	数模工程后	2.36	2.38	2.31	2.307	2.3	2.315	2.291	2.18
	物模工程后	2.36	2.38	2.31	2.305	2.3	2.315	2.295	2.18
	数模工程前后差值	0	0	0	0.007	0	0.015	-0.009	0
	物模工程前后差值	0	0	0	0.005	0	0.015	-0.005	0
10年洪+100年潮	工程前	2.37	2.39	2.32	2.31	2.31	2.31	2.31	2.19
	数模工程后	2.37	2.39	2.32	2.318	2.31	2.324	2.302	2.19
	物模工程后	2.37	2.39	2.32	2.315	2.31	2.325	2.305	2.19
	数模工程前后差值	0	0	0	0.008	0	0.014	-0.008	0
	物模工程前后差值	0	0	0	0.005	0	0.015	-0.005	0
20年洪+20年潮	工程前	2.69	2.73	2.64	2.63	2.63	2.63	2.63	2.5
	数模工程后	2.69	2.73	2.64	2.648	2.63	2.653	2.621	2.5
	物模工程后	2.69	2.73	2.64	2.64	2.63	2.65	2.62	2.5
	数模工程前后差值	0	0	0	0.018	0	0.023	-0.009	0
	物模工程前后差值	0	0	0	0.01	0	0.02	-0.01	0
50年洪+10年潮	工程前	2.95	2.99	2.89	2.88	2.88	2.87	2.87	2.73
	数模工程后	2.95	2.99	2.89	2.891	2.88	2.898	2.86	2.73
	物模工程后	2.95	2.99	2.89	2.89	2.88	2.89	2.86	2.73
	数模工程前后差值	0	0	0	0.011	0	0.028	-0.01	0
	物模工程前后差值	0	0	0	0.01	0	0.02	-0.01	0

5.5.2 典型洪潮组合下工程后流速变化比较

表 5.4 给出了各典型洪潮组合水文条件落急时，现状河道条件下，惊驾桥工程前后桥轴线断面、桥轴线以上 50m、桥轴线以下 50m 共三个断面 15 个测点的最大流速及其改变值；同样，表中也给出了数模计算值和物模的实测值的对比情况。

典型洪潮组合条件落急时，河道沿程潮位相对较低，此时上游径流作用强劲，潮流动力微弱，综合数学模型和物理模型的结果，可以看出：

(1)　洪潮组合落急时，河道内流速普遍增大，径流动力较强。如 50 年洪＋10 年潮时，奉化江流量达 1813.3m^3/s，姚江流量达 294 m^3/s，甬江大通流量高达 2107.3 m^3/s，

此时奉化江灵桥附近断面上最大流速达 2.53m/s，姚江新江桥上游附近最大流速为 0.55m/s，三江口最大流速为 1.50m/s ，惊驾桥位断面上最大流速为 1.85m/s，拟建桥墩处最大流速为 1.20m/s。图 5.3 和图 5.4 为数模计算的现状河道条件下 50 年洪＋10 年潮工程前后的落急流场。

(2) 落急时，各洪潮组合条件下，桥墩处水深在 2.94m～3.77m 左右，垂线平均流速在 0.65m/s～0.93m/s 左右，桥墩具有一定的阻水作用，工程前后局部流场结构得到一定程度的调整。试验结果表明：落急时，桥墩边缘左侧 10m～20m 处流速增幅最大，流速增幅为 0.08m/s～0.17m/s，以 50 年洪＋10 年潮时为最大；桥墩左侧流速增幅为 0.01m/s 的影响范围为桥墩边缘以左 80m 左右；桥墩上游局部水域水流行进流速减小，上游 50m 处减幅为 0.02～0.03m/s，上游流速减幅 0.01m/s 的影响范围约为桥墩上方 70m 左右；桥墩下游局部水域受桥墩掩护作用影响流速有所降低，降幅为 0.03m/s～0.05m/s，向下游流速减小 0.01m/s 的影响范围约为桥墩下方 120m 左右；桥墩右侧河床水深逐渐变小，桥墩的束水挤压作用有限，流速的增幅为 0.03m/s～0.05m/s 左右，且流速的绝对值较小，在 0.20m/s～0.28m/s 之间。

(3) 从影响范围上来看，各洪潮组合水文条件下，数模计算的影响范围要大，并且在数据的精确性上要优于物模，这也是数模相比物模的一大优势之一。上述讨论惊驾路甬江大桥在洪潮组合条件下对桥墩周围的局部流场有一定影响的水域范围外，其它水域工程前后流速未见变化，说明现状河道条件下，在上游废弃物和下游靠船墩已对周围流场产生一定影响外，处于两者之间的惊驾桥工程的兴建仅对桥墩上游 70m、下游 120m，左侧 80m 以内的流场结构产生影响。

(4) 从物理模型试验的观察中可以发现（如图 5.23），洪潮组合水文条件下，特别是落急状态时，工程后桥墩左侧流速增大，流线密集，桥墩上游壅水使得行近流速略有减小，桥墩下方流速也有所减小，但水体紊动剧烈，水流三维特征明显，桥墩右侧流态紊乱。

(5) 通过数模物模的研究结果分析，可以看出数学模型在总体上能较好地模拟水流流态，和物理模型模拟结果较为接近，但数学模型在流速、回流强度上较物理模型要小，数学模型和物理模型的结合就能最大程度地准确模拟实际情况。

表 5.4　现状河道条件下典型洪潮组合惊驾桥工程前后落急最大流速对比表

河段	断面号	垂线号	10年洪+10年潮						10年洪+20年潮					
			数模			物模			数模			物模		
			工程前	工程后	差	工程前	工程后	差	工程前	工程后	差	工程前	工程后	差
甬江	桥上50m	1	1.37	1.36	-0.01	1.53	1.53	0.00	1.42	1.41	-0.01	1.58	1.58	0.00
		2	1.13	1.10	-0.04	1.24	1.25	0.01	1.17	1.13	-0.04	1.26	1.27	0.01
		3	0.58	0.55	-0.03	0.62	0.60	-0.02	0.60	0.57	-0.03	0.64	0.61	-0.03
		4	0.20	0.17	-0.03	0.13	0.11	-0.02	0.20	0.18	-0.02	0.15	0.13	-0.02
	桥轴线	1	0.72	0.72	0.00	0.61	0.61	0.00	0.80	0.80	0.00	0.57	0.57	0.00
		2	1.34	1.34	0.00	1.48	1.48	0.00	1.38	1.38	0.00	1.50	1.50	0.00
		3	1.38	1.39	0.01	1.59	1.59	0.00	1.43	1.45	0.02	1.60	1.60	0.00
		4	1.21	1.23	0.02	1.46	1.47	0.01	1.46	1.48	0.02	1.51	1.52	0.01
		5	0.90	0.91	0.01	1.30	1.33	0.03	1.24	1.25	0.01	1.33	1.37	0.04
		6	0.63	0.77	0.14	0.69	0.81	0.12	0.66	0.78	0.12	0.72	0.85	0.13
		7	0.33	0.38	0.05	0.14	0.18	0.04	0.34	0.39	0.05	0.16	0.21	0.05
	桥下50m	1	1.31	1.31	0.00	1.43	1.43	0.00	1.45	1.45	0.00	1.50	1.50	0.00
		2	0.90	0.92	0.02	1.18	1.19	0.01	1.24	1.26	0.02	1.21	1.23	0.02
		3	0.55	0.45	-0.10	0.58	0.54	-0.04	0.58	0.48	-0.10	0.60	0.55	-0.05
		4	0.32	0.26	-0.07	0.15	0.15	0.00	0.32	0.25	-0.07	0.17	0.17	0.00
河段	断面号	垂线号	10年洪+100年潮						20年洪+20年潮					
			数模			物模			数模			物模		
			工程前	工程后	差	工程前	工程后	差	工程前	工程后	差	工程前	工程后	差
甬江	桥上50m	1	1.44	1.44	0.00	1.60	1.60	0.00	1.53	1.53	0.00	1.68	1.68	0.00
		2	1.19	1.15	-0.04	1.27	1.28	0.01	0.26	0.22	-0.04	1.35	1.36	0.01
		3	0.61	0.58	-0.03	0.65	0.62	-0.03	0.65	0.62	-0.03	0.83	0.80	-0.03
		4	0.20	0.18	-0.02	0.16	0.14	-0.02	0.22	0.21	-0.02	0.18	0.16	-0.02
	桥轴线	1	0.87	0.87	0.00	0.58	0.58	0.00	0.86	0.86	0.00	0.79	0.79	0.00
		2	1.40	1.40	0.00	1.52	1.52	0.00	1.59	1.59	0.00	1.63	1.63	0.00
		3	1.55	1.57	0.02	1.63	1.63	0.00	1.64	1.67	0.02	1.78	1.78	0.00
		4	1.58	1.60	0.02	1.53	1.55	0.02	1.57	1.59	0.02	1.60	1.62	0.02
		5	1.26	1.27	0.01	1.34	1.38	0.04	1.33	1.35	0.01	1.44	1.48	0.04
		6	0.67	0.79	0.12	0.74	0.89	0.15	0.72	0.84	0.12	0.87	1.05	0.18
		7	0.35	0.41	0.06	0.16	0.21	0.05	0.37	0.42	0.05	0.19	0.23	0.04
	桥下50m	1	1.37	1.37	0.00	1.53	1.53	0.00	1.45	1.46	0.00	1.57	1.57	0.00
		2	1.25	1.27	0.02	1.22	1.24	0.02	1.21	1.23	0.02	1.34	1.36	0.02
		3	0.59	0.48	-0.11	0.62	0.57	-0.05	0.63	0.51	-0.12	0.67	0.61	-0.06
		4	0.33	0.27	-0.06	0.18	0.18	0.00	0.35	0.29	-0.07	0.20	0.23	0.03

续表 5.4 现状河道条件下典型洪潮组合惊驾桥工程前后落急最大流速对比表

河段	断面号	垂线号	50年洪+10年潮					
			数模			物模		
			工程前	工程后	差	工程前	工程后	差
甬江	桥上50m	1	1.69	1.68	0.00	1.80	1.80	0.01
		2	1.43	1.39	-0.04	1.40	1.42	0.02
		3	0.83	0.80	-0.03	0.90	0.86	-0.04
		4	0.27	0.28	0.01	0.20	0.17	-0.03
	桥轴线	1	1.00	1.00	0.00	0.82	0.82	0.00
		2	1.53	1.53	0.00	1.67	1.67	0.00
		3	1.69	1.71	0.02	1.85	1.85	0.00
		4	1.52	1.55	0.02	1.64	1.66	0.02
		5	1.49	1.51	0.02	1.49	1.54	0.05
		6	0.78	0.91	0.13	0.93	1.17	0.20
		7	0.41	0.46	0.05	0.21	0.26	0.05
	桥下50m	1	1.51	1.51	0.01	1.60	1.61	0.01
		2	1.27	1.28	0.02	1.37	1.40	0.03
		3	0.67	0.54	-0.13	0.70	0.63	-0.07
		4	0.39	0.32	-0.07	0.20	0.24	0.04



图 5.23 桥墩附近的流态（现状河道下50年洪+10年潮落急流态）

5.6 本章小结

本章利用第四章所建立的物理模型和数学模型，分别就感潮河段桥梁工程对河道潮流场的影响进行了研究，总结得出了一些桥梁工程前后潮流场变化的客观规律，

并在此基础上进一步探讨了桥梁工程建设对河道行洪影响的问题。在研究感潮河段桥梁工程对潮流场影响的同时，也针对两种模拟手段在解决此类问题时中所存在的适用性和精确性问题做了讨论，结合数模物模的研究成果，可以得出以下结论：

(1) 感潮河段桥梁工程对潮流的影响具有双向性，这主要是由感潮河段非恒定往复流特性所决定的。通过对桥墩存在条件下潮流场的计算，结果表明：涨潮时桥下游潮位有所抬高，桥上游潮位则有所降低；落潮时其变化与涨潮时相反。建桥对潮流场的影响主要在桥区附近，除桥墩左侧一定范围内的流速有所增大，桥墩上下游及右侧区域内的流速都有所减小，桥墩附近的流速在涨落急时刻变化最为明显。在洪潮组合落急情况下，桥墩存在对河道行洪会产生一定的影响。桥墩壅水高度及范围随上游流量和桥墩附近流速的增大而增大。

(2) 从正常潮汐水文条件下桥梁工程前后潮流场的计算结果来看，由于桥墩存在使得滩地的回流现象更加明显，上滩水流流速减小，滩地的潮流动力有所减弱，可以预测其发展结果可能会加重甬江右边滩的淤积，因此，为了减小桥梁工程对河道的不利影响，有必要对右边滩实施清淤。洪潮组合下的流场计算结果表明：桥墩存在破坏了天然水流运动，使得桥墩附近局部范围内的流速发生改变，因此桥梁建设会对桥墩附近河床演变会产生一定的影响。

(3) 从总体上看，物模的测量值与数模的计算值两者较为接近。结果显示：数模在整体上对各洪潮组合下桥墩对防洪的影响做了评估计算，其计算精度较高，能很好地反映桥墩的壅水高度及范围，但桥墩附近的回流强度较小，而物模则较为直观的反映了桥墩附近的流态特征，从图 5.2 可以清楚地看到桥墩上下游的流态较差，回流现象明显。

第六章 结论与展望

本文利用三种技术手段研究了桥梁工程对感潮河段潮流场的影响，进而在此基础上探讨了桥梁工程对河道防洪影响的问题。根据研究内容，首先通过实测水文资料对工程河段的水流泥沙特性和河床演变规律进行初步分析，然后采用 SMS 水动力学模型对宁波三江范围内的潮流场进行模拟，在取得合理验证的基础上参数不变，进行了惊驾路甬江大桥工程后的模拟计算，通过对比着重分析了桥墩存在对潮流场的影响情况，最后，选取几种最不利洪潮组合条件，通过数值模拟计算，并结合物理模型试验对桥梁工程所带来的防洪问题进行论证评价，得出了以下主要结论：

(1) 感潮河段水动力条件十分复杂，就目前来说，研究方法主要有三种：河床演变分析、数值模拟计算和物理模型试验，三种手段都具有各自的优点和局限性。本文分别采用这三种手段对惊驾路甬江大桥工程前后水动力条件进行分析，最后在结果上进行比较，使得研究结论更为可靠，在此基础上所提出的防洪评价结论，可以作为有关部门审核参考的依据。由此可以看出，要准确研究桥梁工程建设对潮流场的影响，进而论证河道防洪评价的问题，就应该发挥各种研究手段自身的优点，取长补短，提高评价结果的准确性和可靠性。

(2) 甬江河床演变分析结果表明：姚江大闸、镇海港拦海大堤工程以及城市发展带来的负面影响，改变了甬江涨落潮流动力条件，使甬江河床经历了全河段淤积~冲淤渐趋平衡～平衡打破再次淤积～冲淤动态平衡～缓慢淤积的演变过程。目前，甬江大桥～渔轮厂河段处于缓慢淤积状态，甬江右岸形成了宽 60m 长约 1.6km 的边滩，且近期甬江边滩有淤积加快的趋势，甬江边滩淤积是甬江潮流动力减弱的结果，但与此同时，边滩淤积的发展又会反过来进一步削弱潮流动力，对甬江行洪构成威胁。由于边滩高程较高，滩面河床糙率较大，且受到上游废弃土堆和下游有靠船墩的掩护作用，边滩上的涨落潮流速都较小，涨落急的最大流速都在 0.5m/s 以下，数值模拟显示，边滩上的涨潮流速要大于落潮流速。从河床演变分析可知，水动力条件是影响河势的主要因素，而河势改变又会使水动力条件发生变化。

(3) 数值模拟计算了惊驾路甬江大桥工程前后甬江潮流场的变化情况，结果表明：涨潮时桥墩下游潮位有所抬高，桥上游水位有所降低；落潮时其变化与涨潮时相反，上游潮位抬高，下游则有所降低，说明在感潮河段中，桥墩迎水面水位发生壅高，背水面

水位则降低。建桥对流场的影响主要在桥区附近，桥墩周围行进水流受桥墩干扰，桥墩左侧流速出所增大，桥墩上下游流速则有所减小，桥墩右侧则受地形掩护流速相比工程前也有所减小，但桥墩所处的边滩附近本身流速不大，再加上桥墩的掩护作用，可能会引起边滩更进一步的淤积。由此认为，应该尽量增强桥墩周围边滩的过流能力，避免桥墩的掩护作用而引起附近河势的变化，进而与桥墩相结合对河道行洪构成威胁，鉴于此，应该实施右边滩的清淤工程。

(4) 现状条件下，拟建惊驾路甬江大桥桥墩设置在距甬江右岸 55m 的边滩上，高程较高，单个桥墩面积侵占比较小，桥墩的阻水面积为 46.4m^2~52.6m^2,，占过水断面面积的 2.61%~2.69%。当遭遇各种洪潮组合条件时，数模、物模研究结果显示甬江左岸水位基本没有变化，桥墩所在右岸水位有所壅高，其中以 50 年洪＋10 年潮为最大，以 10 年洪＋10 年潮为最小。当遭遇 50 年洪＋10 年潮的水文组合条件时，水位壅高的最大值为 0.028m，水位壅高 0.01m 的最大范围局限于桥位以上 150m。

(5) 在现状工程条件下，各洪潮组合落急条件下，河道内的流速较大，径流动力强，如在 50 年洪+10 年潮的水文组合下，奉化江灵桥附近断面的最大流速达 2.32m/s，三江口最大流速达 1.41m/s。此时桥墩处的水深在 2.94m~3.77m 左右，垂线平均流速在 0.58m/s~0.95m/s，桥墩具有一定的阻水作用，因此，工程后的局部流场得到一定的调整。由于桥墩束水作用，左侧流速增加 0.12 m/s ~0.2 m/s；桥墩上游受桥墩阻水作用流速有所减缓，减缓 0.01m/s 的范围为桥墩上方 70m 左右；桥墩下游局部水域受到桥墩掩护作用的影响，流速有所降低。桥墩右侧由于受桥墩存在影响，且水深较浅，流速相对较缓，流态紊乱。

(6) 本文利用数值模拟计算和物理模型试验两种方法研究了惊驾路甬江大桥建设对甬江潮流场影响的问题，充分发挥了两种手段的各自优势，并且在大部分研究内容上得出了相似的研究结论。由此可见，数学模型可以模拟大范围的河段，精确反映水流运动及其变化，计算速度也快；而物理模型可直观地预演布置方案和工程实施效果，采用数学模型和物理模型相结合的方法，可使两者优势互补，提高研究成果的可靠性，从而能更好地解决复杂的工程问题。作为感潮河段桥梁工程的防洪评价问题，其中牵涉到的问题有很多，而且非常复杂，因此，数值模拟和物理模型相结合的方法对于此类问题的解决具有较强的生命力，其精度亦较纯数值模拟或物理模型方法更为可靠，可为设计单位和主管部门提供强有力的技术支持。

本文针对感潮河段桥梁工程水动力特性问题，采用多种技术手段进行了研究，得出

了一些结论，但在分析比较中也发现了一些问题和不足，其中不乏一些困扰水利工作者多年的问题。

(1) 本文只是针对水动力因素来论证拟建桥梁对河道防洪的影响，虽然通过数模和物模共同验证了结果的准确性，但难免有考虑不周的情况。而且，从研究内容上来说，也主要着眼于桥梁工程对河道水流的影响。有必要更多地结合泥沙等因素，进行动床物理模型或泥沙数值模型的研究。

(2) 工程所在河段边滩淤积严重，而拟建大桥桥墩正是位于甬江右边滩，因此，从一定程度上来说，桥墩对河道防洪影响的程度被缩小了，但如果在清淤状态下，这种影响是否会威胁到甬江的行洪安全，还有待进一步地进行研究。

(3) 桥墩形状也是防洪论证中的一个重要问题，虽然本文得出了各种条件下工程前后的流场变化特征，但由于数学模型本身的局限性，对桥墩周围的细部流场的研究还不够充分，特别与非恒定水流运动结合起来考虑时，问题就变得更为复杂了，同时也是学术界广为关注的问题之一。

参考文献

[1]. 中华人民共和国行业标准，公路工程水文勘测设计规范(JTG C30—2002)[S]，2002。

[2]. 中华人民共和国行业标准，公路桥涵设计通用规范(JTG D60—2004) [S]，2004。

[3]. 中华人民共和国行业标准，公路桥位勘测设计规程(JTJ 062-82) [S]，2002。

[4]. 唐洪武、朱立俊、严文武，宁波市惊驾路甬江大桥防洪评价报告[R]，河海大学水文水资源与水利工程科学国家重点实验室，2006 年 9 月。

[5]. 王昌杰，河流动力学[M]，北京：人民交通出版社，2001。

[6]. 韩海骞，潮流作用下桥墩局部冲刷研究[D]，浙江大学硕士学位论文，2006。

[7]. 房世龙，桥墩周围流场特性及新型防护技术实验研究[D]，河海大学博士学位论文，2006。

[8]. 王军，上游行近水深对桥墩冲深影响的探讨[J]，合肥工业大学学报，1999，22(6)。

[9]. 徐锡荣、唐洪武、王志良、肖洋，润扬大桥桥墩冲刷模型设计[J]，人民长江，2004，35(3)。

[10]. 袁晓东，桥渡附近的河道演变及整治[J]，黑龙江水利科技，2004，(4)。

[11]. 李天明，感潮分汊河段水动力分析及工程应用研究——以潭江刘漳州浅段为例[D]，河海大学硕士学位论文，2006。

[12]. 林立强，辽河口水沙运动及演变规律研究[D]，河海大学硕士学位论文，2005。

[13]. 刘高峰、沈焕庭、吴加学、吴华林，河口涨落潮槽水动力特征及河槽类型判定[J]，海洋学报，2005，27(5)。

[14]. 林迪洋，湛江湾填海工程的水动力条件影响及泥沙冲淤预测[M]，中国海洋大学硕士学位论文，2005。

[15]. 徐祖信、卢士强，平原感潮河网水动力模型研究[J]，水动力学研究与进展，2003，18(2)。

[16]. 贾良文、吴超羽、任杰、雷亚平、周水华，珠江口磨刀门枯季水文特征及河口动力过程[J]，水科学进展，2006，17(1)。

[17]. 曹光杰、王建、屈贵贤，全新世以来长江河口段河道的演变[J]，人民长江，2006，37（2）。

[18]. 林应丑，武汉白沙洲大桥河床演变与桥孔布置[J]，人民长江，2003，34（5）。

[19]. 韩曾萃、符宁平、徐有成，河口河相关系及其受人类活动的影响[J]，水利水运工程学报，2001，(1)。

[20]. 宋立松，分析潮汐河口稳定性的突变模型[J]，水利学报，2001，(9)。

[21]. 王运辉，潮汐河口[M]，北京，水利电力出版社，1992。

[22]. 陆浩、高冬光，桥梁水力学[M]，北京：人民交通出版社，1991。

[23]. 祝丽丽，钱塘江潮流场及其对工程的复杂响应[D]，浙江大学硕士学位论文，2006 年

[24]. 韩海骞、熊绍隆、朱军政、俞月阳、曾剑、陈武，杭州湾跨海大桥对钱塘江河口水流的影响[J]，东海海洋，2002，20(4)。

[25]. 李福田、王志良、徐锡荣等，珠江三角洲八塘尾朝西河段动床模型设计[J]，河海大学学报，

2000，28（2）。

[26]. 王振红、张洪清、姜新佩、刘立华，感潮河段水力模型试验[J]，水科学与工程技术，2005，(1)。

[27]. 孙国峰，潮汐河口物理模拟技术及航道整治研究[D]，中国海洋大学硕士学位论文，2004。

[28]. 林桂宾、张佰战、戴荣尧，桥渡非恒定流水工模型试验研究[J]，泥沙研究，2005.(6)

[29]. 张细兵、吴腾、卢金友、韦直林，潮汐河口平面二维非恒定流数值模拟[J]，水动力学研究与进展，2003，18(4)。

[30]. 张细兵、余新明、金琨，桥渡壅水堆河道水位流场影响的二维数值模拟[J]，人民长江，2003，34(4)。

[31]. 李东风、邹冰、张红武、吕志咏，潮汐对河口河道影响范围二维数值计算研究与分析[J]，浙江水利水电站专科学校学报，2006，18(1)。

[32]. 陈绪坚，胡春宏，桥渡壅水平面二维数学模型模拟研究[J]，2003，1（3）。

[33]. 曹民雄，、甘小榕、周丰年、王秀红，潮汐河段桥墩对水流影响的数值计算与分析[J]，2006，37(4)。

[34]. 邵学军、王兴奎，河流动力学概论[M]，北京，清华大学出版社，2005。

[35]. 曹祖德、孔令双、李蓓、李孟国，海岸河口水动力数值模拟的研究方向[J]，中国港湾建设，2002，(4)。

[36]. Environmental Modeling Research Laboratory， Surface Water Modeling System V8.1 Tutorials[M]， Brigham Young University， 2003

[37]. US Army， Engineer Research and Development Center， User Guide To RMA2 WES V4.5[M]， Brigham Young University， 2003

[38]. 鲁海燕，SMS 模型在杭州湾潮流模拟中的应用[J]，浙江水利科技，2003，(3)。

[39]. 黄胜，中国河口治理[M]，北京：海洋出版社，1992。

[40]. 王运辉，潮汐河口[M]，北京，水利电力出版社，1992。

[41]. 黄永、郭仁华、宋尚波，人类活动对河道径流影响评价[J]，山东水利，2004(12)。

[42]. 曹光杰、王建、屈贵贤，全新世以来长江河口段河道的演变[J]，人民长江，2006，37（2）。

[43]. 童台生，乌溪双冬桥桥墩壅水之二维模拟与比较[D]，逢甲大学硕士论文，1992.。

[44]. 王昕、王乃家、柳琪，大中桥水文勘测设计的几个注意问题[J]，辽宁交通科技，2005，(1)。

[45]. 李海瑞，桥梁锥坡水毁的影响因素与防治措施[J]，内蒙古公路与运输，1999，(1)。

[46]. Roig.Lisa.C. Mathematical Theory and Numerical Methods for the Modeling of Wetland Hydraulics[J], Water Resources Engineering, August 14-18, 1995.

[47]. Finnie, John I., Donnell, Barbara P., Letter, Joseph V., and Bernard, Robert S., Secondary Flow Correction for Depth-Averaged Flow Calculations, Journal of Engiceering Mechanics, Vol 125 No. 7, page 848-863, July 1999.

[48]. 刘伟利等，桥梁抗洪存在的一些问题及相关措施[J]，黑龙江水利科技，2005，33(3)。

[49]. 宋立松，分析潮汐河口稳定性的突变模型[J]，水利学报，2001，(9)。

[50]. 王明才、周琴、傅宗甫、刘明明，潮汐河口水闸对河口淤积影响的试验研究[J]，2005，24(3)。

[51]. 陈晖，长江河口地区工程防洪影响研究[D]，河海大学工程硕士论文，2003。

[52]. 霍勇峰，长江中游江湖关系变化及疏浚对防洪的影响[M]，河海大学硕士学位论文，2005。

[53]. 钱敏，淮干中游河道防洪实践初探[M]，河海大学硕士学位论文，2003。

[54]. 孟庆义、张春义，桥墩壅水特性试验研究[J]，北京水利，1996，(5)。

[55]. 余建星、王宏伟、王永功、吴崇礼，大型桥梁防洪影响评估方法研究[J]，自然灾害学报，2005，14(4)。

[56]. 吕延宾、王秀清，桥梁对水流的影响分析[J]，水利科技与经济，2005，11(3)。

[57]. 黄荣敏、陈立、谢葆玲、张俊勇、卢炜娟，建桥对河流洲边滩的影响[J]，水利水运工程学报，2006，(2)。

[58]. Md. Akhtaruzzaman Sarker, Flow Mesasurement Around Scoured Bridge Piers Using Acoustic-Doppler Velocimeter (ADV), Flow Measurement and Instrumentation, 9(1998) 217-227.

[59]. B. Dargahi, The Turbulent Flow Field Around a Circular Cylinder, Experiments in Fluids, Springer-Verlag 1989.

[60]. 崔岩、马大伟、冷跃斌，桥墩阻水对水流结构的影响[J]，水利科技与经济，2001，7(2)。

[61]. 左晓阳，关于穿越江河工程防洪评价的几个问题[J]，湖南水利水电，2005，(2)。

[62]. 孙秀玲、马崽群、项传慧、刘建生，拟建跨河桥梁对河道堤防的影响分析[J]，山东大学学报，2006，36(4)。

[63]. 朱军政、曹颖，潮汐河口多座桥梁行洪影响的分析[J]，水动力学研究与进展，2006，21(5)。

[64]. 陈红武、叶东燕，碍航跨河桥梁对水运发展的影响及对策[J]，广西交通科技，2002，27(4)。

[65]. 郭德林、王进军，桥下河床淤积的原因分析及整治措施[J]，铁道建筑，2000，(5)。

[66]. 冯时永，桥上测流试验研究与分析[J]，广西水利水电，1999，(1)。

[67]. W.H.GRAF and I. ISTIARTO, Flow Pattern in the Scour Hole Around a Cyliner, Journal of Hydraulic Reseach, Vol. 40, 2002, NO.1.

[68]. 党连达，浅谈跨河、拦河建筑物对河道防洪的影响及其对策[J]，城市道桥与防洪，1999，(1)。

[69]. 田伟平、沈波，圆柱桥墩绕流特性理论研究[J]，长安大学学报（自然科学版），2003，23(1)。

[70]. 张家福，桥梁墩台对河道防洪影响的分析计算[J]，广东水利电力职业技术学院学报，2006，4(1)。

[71]. 黄尔、曹叔尤、刘兴年、D.W.Knight，复式河道的桥梁壅水计算[J]，泥沙研究，2000，(4)。

[72]. 王志宇、陈淑春、李春光，桥梁及堤防的壅水计算[J]，水利科技与经济，2004，10(5)。

[73]. 许全喜、张小峰，大桥扩建对防洪航运影响的计算与分析[J]，城市道桥与防洪，2003，(1)。

[74]. 吴明阳、冯玉林，潮汐河口治理[J]，水道港口，2004，25(增刊)。

[75]. 李九发、沈焕庭、万新宁、应铭、茅志昌，长江河口涨潮槽泥沙运动规律[J]，泥沙研究，2004，(5)。

[76]. 李光华，河道过水能力降低的原因分析及解决措施[J]，南水北调与水利科技，2003，1(4)。

[77]. 王秀清、王东生、韩淑华、牟云勇，浅析桥梁对水流的影响[J]，黑龙江水专学报，2000，27(1)。

[78]. 李孟国，海岸河口泥沙数学模型研究进展[J]，海洋工程，2006，24(1)。

[79]. Davod C. Froehlich. User's manual for FESWMS Flo2DH two-dimensional depth-averaged flow and sediment transport model release 3[R]. U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration. Sept. 2002.

[80]. Prasada Rao , A parallel RMA2 model for simulating large-scale free surface flows[J], Environmental Modeling & Software, 2005, (20)47-53.

[81]. Michelle Catherine Matherly, Flow around piers in the two-dimensional depth-averaged model FESWMS2.0[D], Master degree thesis of University of Louisville, 2003

[82]. Gregory B. Pasternack, C. Lau Wang,, Joseph E. Merz, Application of a 2D hydrodynamic model to design of reach-scale spawning gravel replenishment on the Mokelumne river California[J], River research and applications, 2004, (20)205-222

[83]. Joseph M. Wheaton, Gregory B. Pasternack, Joseph E. Merz, Spawning habitat rehabilitation-Ⅰ. Conceptual approach and methods[J], Intl. J. River Basin Management, 2004, 2(1)3-20.

[84]. Joseph M. Wheaton, Gregory B. Pasternack, Joseph E. Merz, Spawning habitat rehabilitation-Ⅱ. Using hypothesis development and testing in design, Mokelumne River, California, U.S.A[J]. Intl. J. River Basin Management, 2004, 2(1)21-37.

[85]. 曾剑、孙志林、熊绍隆，钱塘江河口建桥对涌潮的影响研究[J]，浙江大学学报（工学版），2006，40(9)。

[86]. 卢祥兴、杨火其、曾剑，钱塘江下游建桥对涌潮景观影响的研究[J]，海洋学研究，2006，24(1)。

[87]. 惠遇甲、王桂仙，河工模型试验[M]，北京：中国水利水电出版社，1999.

致 谢

本文是在导师唐洪武教授的热情关怀和悉心指导下完成的。特别要感谢唐老师为我提供了参与科研学习锻炼的条件和环境，在顺利完成学业的同时，也为我将来的工作奠定了良好的基础。三年来，导师在学习、工作和生活上都给予我无微不至的关怀和帮助将使我永远铭记在心；而导师精辟的科学思想、深厚的学术造诣、严谨的治学作风和平易近人的长者风范将使我受益终生。毕业在即，在此对唐老师表示衷心的感谢和诚挚的敬意。

在论文写作过程中，得到了南京水利科学研究院河港所朱立俊老师的亲切关怀和悉心指导，在此表示衷心的感谢。

感谢河海大学泥沙实验室王志良、徐锡荣、陈界仁、周宜林、肖洋、陈红、唐立模等老师给予我的支持、关心和帮助。特别要感谢周宜林老师、陈界仁老师在数模计算过程中给予我的耐心指导和帮助。

在三年中，我还得到研究生部和水电学院各位领导和老师的指导和关心，在此一并表示感谢。

感谢师兄高柱博士、房世龙博士、吕升奇博士、刘涛博士、丁兵博士；师姐阎静博士、雷燕博士；同门孙丽硕士、王琦硕士、陈诚博士、秦王玉硕士、刘晓华硕士、张向东博士；师弟马中伟硕士、李聂贵硕士、郭琦硕士、龙洞川硕士、王泉硕士、刘国珍硕士、王俊硕士；师妹陈玫硕士、朱晓丹硕士、燕京硕士等在论文完成过程中提供的宝贵资料、素材和无私的帮助与支持。

感谢水电院 2004 级硕士二班的全体同学及同窗好友在学习、生活中给予的支持和帮助，三年同窗建立起来的友谊令我终生难忘。在此祝大家拥有美好的前程。

衷心感谢多年来养育我的父母和家人，正是因为有了他们的全力支持、鼓励、关爱和无私奉献，才有我的今天。他们无所不在的关怀和伟大的爱将是我生命中永恒的动力和快乐的源泉，也将伴着我不断进取、奋发向上。在此祝他们健康幸福！

作者：赵淳逸

07.4.25 于河海

桥梁工程对感潮河段水动力影响研究——以宁波惊驾路甬江大桥为例

作者：赵淳逸
学位授予单位：河海大学

本文链接：http://d.g.wanfangdata.com.cn/Thesis_Y1128402.aspx