

摘要

本文对潮流、波浪、泥沙物理模型变率的影响进行了系列概化物理模型试验研究,并对采用数学模型方法研究变率影响问题进行了初步探讨,主要内容有:

(1) 评述了国内外河口物理模型试验研究和物理模型变率影响研究的现状,对变率影响的研究方法和理论依据进行了阐述,指出进行河口海岸模型变率影响研究的重要性和必要性。

(2) 给出进行潮流波浪共同作用下悬沙和底沙(全沙)物理模型需要遵循的相似条件。

(3) 参照长江口北槽航道的具体条件,设计了变率为 2.5、4、6、8.33 和 12.8 的五个概化物理模型,其水平比尺分别为 200、400、660、1000 和 1600,垂直比尺分别为 80、100、110、120 和 125。

(4) 对五个模型的潮位、流速、波高、含沙量进行了验证,使得潮流、波浪和含沙量与原型基本相似,为模型变率影响研究提供了基础条件。

(5) 对系列变率模型进行了无丁坝时大潮、中潮、大浪、中浪及其相互作用下悬沙定床、清水动床以及浑水动床试验,研究变率对航道流速、波高、航道冲刷深度以及底沙输沙量的影响。

(6) 在系列模型上进行了三种丁坝布置即一对丁坝(对口丁坝)、一对斜对丁坝(错口丁坝)和两对丁坝(双对口丁坝)情况下的清水动床、悬沙定床和悬沙动床试验,研究变率对航道流速、航道冲淤变化、丁坝坝头冲刷坑深度和冲刷范围的影响。

(7) 建立了潮流作用下变态模型与变率为 1 的正态模型丁坝坝头冲刷稳定深度之间的关系式,可以通过变态模型预测正态模型中丁坝坝头的冲刷深度。

(8) 从理论上分析模型变率对流速和含沙量沿垂向分布的影响。采用数学模型进行模型变率影响研究,针对系列概化物理模型建立了相应的潮流数学模型和泥沙数学模型,给出了模型变率对潮流流速和航道冲淤变化的影响。

关键词: 潮流、波浪、泥沙、物理模型、变率

ABSTRACT

In this paper, the effects of distorted ratios on physical models of tidal currents, waves and sediment transport have been studied by a series of generalized physical models and numerical models. The main contents are as follows:

- (1) The research situation of physical models for estuary and the effects of distortion ratios on physical models are reviewed. The theories and the methods for distortion ratio research are commented.
- (2) The basic equations of tidal currents, waves, sediment transport and the similarity theory of total sediment transport modeling for estuarine and coastal regions are given.
- (3) According to the conditions of North Passage in Yangtze Estuary, five generalized physical models, with distortion ratios 2.5, 4, 6, 8.33, 12.8, are designed. The horizontal scales are 200, 400, 660, 1000, 1600 and vertical scales are 80, 100, 110, 120, 125 respectively.
- (4) The tidal levels, velocities, wave heights and sediment concentrations in five models are verified. The similarity is satisfied for each model in tidal currents, waves and sedimentation respectively.
- (5) The experiments of sediment transport under the actions of tidal currents and waves are carried out. The effects of distortion ratios on the tidal currents, the depths of scour and deposit and the discharge of bed loads in the channel are discussed.
- (6) The experiments of sediment transport under the conditions of a pair of groins and slant groins and two pair of groins are carried out. The effects of distortion ratios on the tidal currents, the depths of scour and deposit in the channel and the local scour in the groin heads are discussed.
- (7) The relationship of local scour depth between distortion models and the normal model is obtained.
- (8) The effects of distortion ratios on distribution of velocities and sediment concentrations in the vertical direction are analyzed. The numerical models of tidal currents and sediment transport for three generalized physical models are established. From the numerical models, the effects of distortion ratios on tidal currents and sediment scour and silt in the channel are given.

Keywords: Tidal currents, Waves, Sedimentation, Physical model, Distortion ratio

前 言

物理模型是研究和解决河流、河口、海岸工程水流泥沙问题的重要手段。我国几乎所有的大型水利、水运、水电工程都采用物理模型进行研究，如长江葛洲坝工程、三峡工程、黄河小浪底工程、长江口深水航道工程、黄骅港、杭州湾跨海大桥等。物理模型有正态和变态之分，一般根据所研究的问题来选择正态模型或变态模型。对于河流特别是河口海岸问题，由于种种条件的限制，不得不采取变态模型甚至是大变率的变态模型进行水动力和泥沙运动研究。从理论上讲，变态模型并不完全满足相似理论的要求，在流场和泥沙运动方面均会产生不同程度的误差。因此变态模型的适用范围和变率限制，长期以来成为从事物理模型试验的科技人员探讨的重要问题之一。单纯从理论上进行分析，不可能得出泥沙模型变率的允许范围，只有通过理论分析与试验相结合的途径才能解决这个难题。虽然过去针对局部冲刷等问题，国内外均进行过系列模型试验，其目的仅在于推求相当于正态模型时的试验值，而不能回答模型变率的影响问题。进行泥沙模型变率影响试验的难度很大，国内外至今尚无这种试验研究的先例。

上世纪 80 年代在南京水利科学研究院建造了水平比尺 2000、垂直比尺 150、变率为 13.3 的长江口模型，进行长江口深水航道治理工程的可行性研究。随着长江口深水航道治理工程一期工程的实施，1998 年在上海交通部河口海岸研究中心建造了水平比尺 1000、垂直比尺 125、变率为 8 的长江口模型，用于研究长江口深水航道治理工程实施过程中的潮流和泥沙问题。这两个变态模型得到的潮流场和泥沙冲淤分布与正态模型得到的结果是否一致，也就是变率的影响如何，是工程建设单位和研究单位十分关注的问题。

结合长江口航道建设有限公司委托项目“长江口悬沙动床模型设计和模型变率影响研究”项目和国家自然科学基金项目“河口海岸模型变率影响研究”，对潮流波浪泥沙物理模型变率影响开展了试验研究和数学模型计算。

主要工作如下：

依据窦国仁河口海岸物理模型相似理论，参照长江口的具体条件，设计了变率分别为 2.5、4、6、8.33 和 12.8 的五个概化模型，模型中的潮流、波浪和地形等边界条件，均模拟同一原型情况。

在这五个模型中分别进行了无丁坝情况下潮流波浪作用时定床试验、动

床试验和浑水动床试验, 有丁坝情况下潮流作用时定床试验、动床试验和浑水动床试验, 研究各模型的潮流速变化、波高变化、航道及其边坡冲淤变化以及丁坝头局部冲刷过程等, 得到模型变率的影响程度, 填补了潮流波浪作用下泥沙物理模型变率影响研究的空白。

对流速、含沙量、泥沙起动流速和推移质输沙能力公式进行了理论分析, 研究了模型变率对水流和泥沙运动的影响程度。

采用数学模拟的方法对模型变率影响进行了研究。分别建立变率 2.5、6 和 12.8 的三个概化数学模型, 得到了无丁坝和有丁坝情况下模型变率对潮流和泥沙冲淤的影响。

上述研究成果为河口海岸泥沙物理模型的设计和现有物理模型试验成果的应用提供了理论依据。

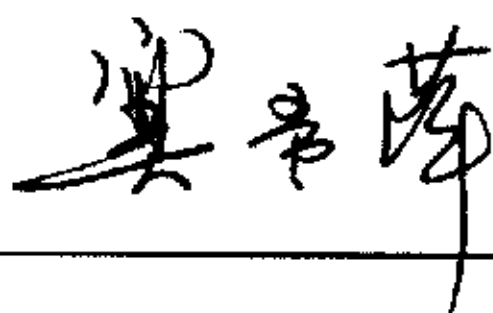
主要创新点:

- (1) 采用系列概化物理模型, 进行了潮流物理模型、波浪物理模型和潮流波浪共同作用下的泥沙物理模型变率影响研究。
- (2) 给出潮流模型、波浪模型和泥沙模型变率的允许范围; 建立了丁坝坝头冲刷坑稳定冲刷深度与模型变率之间的关系。
- (3) 采用潮流和泥沙数学模型对系列概化模型的变率影响问题进行探讨, 为模型变率影响研究提供了新的手段。

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）：
（注：手写亲笔签名）

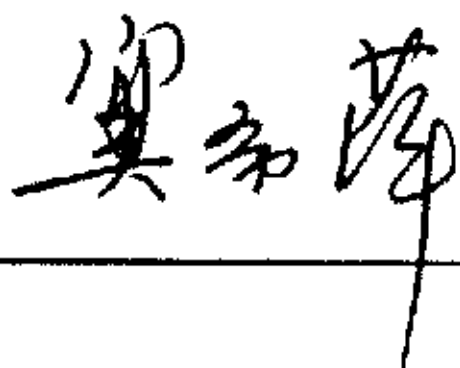


05年 6 月 18 日

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）：
（注：手写亲笔签名）



05年 6 月 18 日

第一章 绪论

1.1 问题的提出与研究意义

我国海岸线长 18000 多公里,有近百条河流入海。在河口治理和港口航道建设中,水动力及泥沙问题的研究是工程建设的关键问题。目前的主要研究手段有:水文泥沙、地形等现场资料的测验和分析、水流泥沙数学模型计算和物理模型试验等。

数学模型是根据水流、泥沙运动规律,建立基本数学方程式,用数值方法来求解这些方程式,得出水位(潮位)、流速和河床冲淤厚度的近似解,分析和预测工程实施前后的水动力和河床变化情况。根据研究的要求和条件,数学模型可采用一维、二维、三维模型,目前一维和二维水流、泥沙数学模型已较广泛应用在实际工程的研究中,三维水流和泥沙数学模型的研究日趋深入,已用于解决桥墩局部冲刷等问题。但是,由于水流(紊流)与泥沙之间的相互作用机理还不十分清楚,泥沙的运动规律还有待完善,因此,三维数学模型特别是三维泥沙数学模型目前还没达到工程应用的程度。

水流泥沙物理模型是将河道地形和水流、泥沙运动特征及冲淤时间等按相似原理缩小成模型,模拟特定时段内的水流泥沙运动,得出河床演变的相似情况,用来分析和预测河床的变化。

虽然数学模型具有节省人力、物力和时间的优点,但物理模型试验比较直观,特别涉及河口泥沙冲淤等复杂问题时,仍不失为研究河口治理问题的重要工具。

物理模型的理论基础是相似理论。根据相似理论的要求^[1-8],物理模型以正态为宜。然而由于河口海岸地区水域很大,进行正态或小变率的泥沙模型试验几乎都不现实。目前国内已建的河口模型水平比尺一般在 600~2000,垂直比尺为 60~150,变率(水平比尺与垂直比尺之比)为 6~15。能否在这些变率的模型上开展泥沙研究,变态模型的适用范围和变率的限制,特别是何种比尺下才能进行波浪潮流共同作用下的泥沙物理模型试验,也就成为需要研究的课题之一。

1.2 河口模型试验研究综述

1.2.1 河口物理模型的发展

1885年雷诺(Reynolds)首先利用潮汐河口模型试验,研究英国默尔西(Mersey)的潮汐水流^[9]。早期的潮汐河口模型试验设备比较简陋,考虑的相似条件也比较简单。

20世纪20年代,随着航运业的兴旺,各国相继通过模型试验来研究潮汐河口的治理问题。其中比较著名的如法国费里哈哥特(Veruon Hercourt)的塞纳(Seine)河口模型试验^[10]和英国吉普生(A. H. Gibson)教授的塞汶(Severn)河口模型试验。但这些模型比尺都比较小,变率较大,虽可连续运转,但精度较差。通过模型试验对河口水流情况的认识有所提高,对整治规划起到了一定的作用。

二次世界大战后,随着电子工业的发展,模型试验中潮汐的发生装置已由简单的机械装置发展成为运用光电原理而设计的半自动控制装置,模型试验也由清水试验发展到盐淡水混合的浑水试验。无论在试验技术和相似条件的考虑方面都前进了一大步,同时现场测验技术也有显著的改进,因而自50年代以来各国河口的治理取得显著的进展,航道水深有了较大幅度的增加。各国河口拦门沙的自然水深一般都不足6m,经治理后,都已达到12.5m以上,5万吨级海轮可随时进出。

目前的潮汐河口模型可以复演河床的冲淤演变,例如德国易北河口的动床模型已成功地复演了整治河床的演变过程。在物理模型中研究泥沙问题,模型变率不能大,因而,模型尺寸有向大发展的趋势,如拟建中的珠江口模型^[11]和杭州湾模型^[12]。模型中潮汐的发生及潮位、流速等数据的量测均可全部实现自动化。在模型中可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、盐水入侵及污染扩散等问题的重要研究手段。

1.2.2 国外河口研究概况

自19世纪中叶法国塞纳河口第一个开始整治以后,各国的河口都相继进行了治理,如美国哥伦比亚河口的整治工程始于1882年,法国卢瓦尔(Loire)河

口的整治开始于 1834 年^[13]。受当时的研究水平限制, 对于一些河口都采用疏浚方法取得所需的水深, 以易北 (Elbe) 河口为例^[14,15], 1936 年直通汉堡的航道深度为 10m, 1961 年浚深至 11m, 1969 年浚深至 12m, 1978 年疏浚达到 13.5m。拦门沙河段航道走向对航道的疏浚量影响很大, 西德威悉河口口外的西支航道^[16], 由于定线合理, 经整治后航道中形成了有利的水流条件, 从浅滩来的均匀侧向流在航道中造成落潮量的优势, 运行半个世纪以来航道一直稳定。

随着船只吃水深度的不断增加, 单靠疏浚难以增加较大的水深, 故在 20 世纪初已对不少河口采取疏浚与整治相结合的治理原则。但制订整治工程的规划主要依靠经验, 缺乏科学根据。自 20 世纪 20 年代, 河工模型试验被广泛应用, 对制订河口整治规划起了积极的作用。

1930 年荷兰公共工程部要求德尔夫特水工研究所 (Delft Hydraulics) 进行莱茵河口物理模型试验。该所通过动床模拟, 证实延长南导堤可以改变口外沙洲的部位、调整新水道口门流态和底沙输移路径, 1965 年该所又建造了新模型用以研究鹿特丹新水道及哈林弗赖河口盐淡水异重流问题。

1940 年, 建立了治理密西西比河口的物理模型, 进行了西南水道航道水深规划研究。通过 21 个方案的比较, 并考虑到各种洪水流量与潮汐组合情况下的航道淤积, 最后确定了双导堤和丁坝整治方案, 该方案于 1982 年完成, 取得 12.2m 水深的预期效果, 而航道维护费用与 10.67m 水深下的维护费用相当^[17]。

法国塞纳河口为强潮河口, 径流量终年变化不大, 主要靠雨水与地下水补给。河口中的 3/4 淤泥来自海洋, 在大风和强潮的作用下进入河口, 造成严重淤积, 影响法国第二大港哈佛尔港的发展。1848 年开始了第一期治理工程。1950 年在进行塞纳河口治理的第三期工程时, 通过模型试验研究了修建 10.5km 长南导堤以后航道增深的可能性。20 世纪 70 年代, 法国纪龙德河口完成了口外航道的加深工程, 使航道水深增加了 6m, 达到 19.5m。该航道线路是根据夏都水工研究所的模型试验成果确定的, 航道稳定, 维护疏浚量小^[18]。

英国默尔西 (Mersey) 河口潮差较大, 径流不大, 河口大片浅滩的泥沙由潮流从利物浦港湾带入。1890 年开始开挖航道, 1923 年在修建第一期导堤工程前进行了模型试验, 确定了导堤布置的形式和堤顶高程。1932 年又修建了第二期导堤工程。1945 年又进行了淡水和盐水试验, 探明了修筑导堤后上河口造成严

重淤积的原因^[19]。

泰晤士 (Thames) 河口为典型的钟型河口, 口外浅滩罗列。为了整治航道的浅滩段, 1909 年通过物理模型试验论证了采用人工导堤不能达到预期的效果, 因而, 决定采取全线疏浚的方案, 开挖了 54km 长的深水航道^[20]。模型试验还表明, 抛到口外的疏浚土随潮流进入航道, 造成回淤量增加; 当改为抛泥上岸后, 航道的疏浚量显著减少^[21]。

1962 年美国在进行哥伦比亚河口航道整治前建立了哥伦比亚河口下游段模型, 研究将航道由 121.9m 拓宽至 182.9m、由 10.7m 加深至 12.2m 的工程措施。模型水平比尺 500, 垂直比尺 100, 采用 0.35mm 的塑料沙, 模拟了河口长 83.7km 的范围。河口南堤是顺堤, 北堤是丁坝, 采取整治工程与疏浚相结合的方针, 改善了哥伦比亚河口的航行条件。

80 年代, 德国进行了易北 (Elbe) 河口潮流动床物理模型, 模型水平比尺 800, 垂直比尺 100, 模型沙采用聚苯乙烯, 平均粒径 2mm。研究了航道由 12m 加深至 13.5m、宽度由 350m 拓宽至 500m 的工程措施, 即将已有导堤延长 3.2km。工程建设后的实测资料表明, 基本可以不加维护疏浚就可保持 13.5m 航道水深^[22,23]。

在河口航道治理方面, 欧美和日本较多采用的措施是修建导堤, 导堤一直延伸到所需的深水区。美国 58 个口门^[24,25], 除封闭的 8 个口门外, 建有双导堤的 26 个, 建有单导堤的 5 个, 共占总数的 62%。日本 139 个河口^[26], 建有导堤的 72 个, 约占总数的 52%。70 年代以来, 继续有一些河口在建设导堤, 如荷兰鹿特丹港进入北海的河口^[27], 原来只有北导堤, 1974 年将北导堤延伸 3km, 又新建 10.5km 长的南导堤, 一直伸到 -18m 水深处。西德易北河口的疏浚工作始于 1834 年, 1968 年建成一条长 9.25km 的单导堤^[28], 后将其延长到 12.4km。表 1.1 列举了国外部分河口模型的比尺情况。

1.2.3 国内河口研究概况

我国最早的河口治理为黄浦江的治理^[31]。为了海运的需要, 1876 年开始研究黄浦江的整治计划, 1905 年起陆续修建了顺坝、丁坝和黄浦江口导堤等一系列建筑物, 使整治前不足 5m 水深的航道逐步加深到 9m (低潮位下)。当时上海

港入海航道为长江口南槽，其主要障碍是铜沙浅滩，滩顶最小水深仅 6m 左右，1935 年至 1937 年曾对这段航道进行试挖，但以失败告终^[32,33]。1916 年开始在辽河口修筑东西双导堤，以加大水深，导堤建成后虽对增加水深和改善航运条件起了一定作用，但后因年久失修而逐渐失效。1919 至 1929 年在闽江口北港修筑了 8 条顺坝和 16 条丁坝用以增加航道水深，但未达到预期效果。30 年代对海河口进行了疏浚和裁弯工程，并修建了丁坝，但收效不大。这些工程的进行，往往是凭着经验，有成功，也有失败。

表 1.1 国外部分河口物理模型概况^[29]

序号	名称	国家或单位	水平比尺	垂直比尺	变率
1	东京湾模型		2000	100	20
2	濑户内海		2000	160	12.5
3	大村湾模型		5000	292	17
4	圣劳伦斯河口魁北克河段模型	加拿大	10000	500	20
5	缅甸—芬地湾模型		2500	125	20
	Cardiff 湾模型 ^[30]	英国	1500	75	20
6	弗雷塞河口三义工程模型	加拿大	600	70	8.57
7	查尔斯顿港入海航道模型	美国	200	100	2
8	哥伦比亚河口模型	美国	500	100	5
9	切萨皮克湾模型	美国	1000	100	10
10	塞纳河口模型	法国	1000	100	10
11	纪龙德河口口门地区模型	法国	1250	100	12.5
12	纪龙德河口整体模型	法国	2000	200	10
13	易北河口航道整治定床模型	西德水工研究所	500	100	5
14	易北河口航道整治动床模型	西德水工研究所	800	100	8
15	易北河口深水港定床模型	西德方修士研究所	500	100	5
16	泰晤士河口马普林深水港模型	英国	1000	100	10
17	湄南河口模型	泰国	500	100	5

我国第一个河口模型是 1953 年在天津大学进行的海河口模型试验，同年在南京水利科学研究所制造了钱塘江模型，试验了我国第一台潮汐控制仪的性能。1958 年进行海河口动床模型试验。1972 年南京水利科学研究所与华东水利学院合作，首次进行了长江口海门江心沙北泓的浑水淤积试验^[34]。70 年代中期，南京水利科学研究所做了射阳河裁弯悬沙淤积局部冲淤试验^[35]，将潮汐河口悬沙模型试验技术向前推进了一步。

近几十年来，随着波浪潮流作用下的泥沙运动基本规律的深入研究^[36-40]，采用变态河工物理模型研究和解决了许多河流、河口、海岸治理以及港口航道开

发建设中的泥沙问题,不但进行了潮流悬沙动床试验,而且进行了潮流波浪共同作用下的浑水动床模型试验,在模型的相似理论和试验技术方面取得了重要进展^[41~46]。表 1.2 是国内部分河口模型的比尺情况。

表 1.2 国内部分河口海港物理模型概况

序号	名称	国家或单位	水平比尺	垂直比尺	变率
1	射阳河闸模型(1954年)	南京水科院	800	80	10
2	鸭绿江下游潮区模型(1955年)	南京水科院	1200	150	8
3	黄浦江河口整治(1957年)	南京水科院	700	70	10
4	长江口整体模型(1956年)	南京水科院	2600	120	21.67
5	钱塘江河口模型(1960)	钱塘江工程局	1000	100	10
6	甌江河口模型(1969年)	南京水科院	1000	100	10
7	钱塘江河口整体模型(1972)	钱塘江工程局	3000	100	30
8	长江口航道整治模型(1975)	南京水科院	1600	120	13.33
9	闽江口航道整治(1975)	杭州大学	600	60	10
10	镇海港(1975)	天津水运所	350	50	7
11	黄埔新港区(1977)	广州水科所	400	80	5
12	长江口航道治理模型(1982)	南京水科院	2000	150	13.3
13	长江口航道治理模型(1998)	长江口航道试验中心	1000	125	8
14	长江口进口段模型(1996)	南京水科院	900	120	7.5
15	黄埔新沙港	珠江水利委员会	600	80	7.5
16	珠江口磨刀门河口	珠江水利委员会	1500	100	15
17	珠江三角洲模型 ^[47]	珠江水利委员会	700	70	10
18	汕头港河口拦门沙整治模型	南京水科院	500	80	6.25
19	甌江龙湾港航道整治	南京水科院	1000	100	10
20	洋山深水港区	南京水科院	700	120	5.83
21	宁波北仑港	南京水科院	750	125	6
22	吕泗港	南京水科院	900	100	9
23	温州浅滩围涂工程	南京水科院	1000	100	10
24	永定新河河口	南京水科院	640	80	8
25	厦门湾	南京水科院	550	60	9.17
26	深圳大铲湾港区	南京水科院	540	81	6.67
27	厦门西海域整治工程	南京水科院	500	70	7.14
28	韩国光阳港	南京水科院	480	100	4.8
29	珠江口	天津水运所	900	120	7.5
30	洋山港模型	天津水运所	850	135	6.3
31	洋山港模型	天津水运所	600	100	6
32	黄骅港	天津水运所	850	100	8.5
33	甬江口	天津水运所	350	50	7

1.2.4 已有变率影响研究

根据物理模型相似理论的要求^[48~56],物理模型以正态为宜。然而由于河口海岸地区水域很大,进行正态或小变率的泥沙模型试验几乎都不现实。从理论上

讲, 变态模型并不完全满足相似理论的要求, 在流场和泥沙运动方面均会产生不同程度的误差^[57-62]。以往有不少学者^[63-68]从理论上研究模型变率对试验成果的影响, 但通过系列模型试验研究变率影响的并不多, 而且主要是针对恒定水流条件下顺直段和弯道段变率对水流和泥沙冲淤相似性的影响, 尚未见通过系列模型研究潮流作用下变率对流场和泥沙场的影响。

佛里斯^[69]指出当原型及模型内同类物理量的比值不是常数而随空间或时间变化时, 则此模型有比尺影响存在。对于河口模型比尺问题, 美国陆军工程兵团水道试验站的经验是^[70]河口定床水工模型最适合的垂直比尺是 1: 100, 小于 1: 150 的比尺很少采用, 很浅的河口则用 1: 80 或 1: 60。这是因为模型水深太小时, 现有流速仪不能应用, 而且也不能保证在大部分潮汐周期中水流为紊流状态。德国方修士研究所也认为^[71], 垂直比尺 1: 100 较适当, 这样模型上流速与潮位的测量精度大致与原体的测量误差相一致。英国环境局在介绍泰晤士河口口外部分模型试验^[72]资料中认为, 研究较小范围的问题时, 用动床小比尺模型预测河口体系的泥沙运动可得出合理的成果。日本学者则认为^[73], 河口是三维问题, 条件复杂, 最好采用动床试验。

1.2.4.1 理论分析研究

一般认为^[74], 研究一维水流问题即只研究水位和平均流速的相似问题, 这类模型的变率可取得比较大一些, 这里控制模型变率大小的条件主要是模型的糙率, 而不是水流的相似条件。至于平面二维水流的相似还包含某种程度的二维流场相似问题, 因此变率受到更多的限制。但究竟多大变率才能使平面二维水流的相似性不致受到过大的影响, 目前尚无可靠的研究成果。以往文献往往根据在水槽试验中获得的平面二维水流的宽深关系来确定对变率的限制。

亚林 (M.S. Yalin) 将断面划分为代表性的中间区和受边壁影响的两个岸边区。设河流的水面宽为 B , 平均水深为 H , 代表中间区的水面宽为 C_2 , 受边壁影响的左右两个岸边区水面宽为 C_1 。假设中间区保持足够的宽度, 无论在原型和模型中均能代表全断面的水力特性, 则模型的允许变率 η 具有如下关系:

$$\eta \leq \frac{1 - C_2}{2C_1} \left(\frac{B}{H} \right)$$

如两岸边壁区共有 3~5 倍水深的宽度即 $2C_1 = (3 \sim 5)H$, 并要求中间区达到水

面宽 $2/3$ 或至少 $1/2$ 即 $C_2 = (0.67 \sim 0.5) B$, 则可得模型允许变率限制的近似式为:

$$\eta \leq \frac{1}{10} \left(\frac{B}{H} \right)$$

洛西耶夫斯基 (A. H. Лосиевский) 根据水槽试验, 当水槽宽深关系小于一定程度 (如 8) 之后, 断面内的环流方向和数目都可能发生变化。据此, 认为保证变态模型断面内环流方向和数目不发生变化的限制条件为^[75]

$$\eta \leq \frac{1}{8} \left(\frac{B}{H} \right)$$

根据沙巴涅夫和岗恰洛夫的研究, 当水深宽深比大于 10 时, 水流基本属于二维水流^[76]。因此, 宽深比的限制可规定为

$$\eta \leq \frac{1}{10} \left(\frac{B}{H} \right)$$

张瑞瑾等^[77]提出凡是二度性 (指纵剖面) 及均匀性愈强烈的河道水流, 所允许考虑的变率可以大些; 反之, 凡是三度性非均匀性强烈的河流, 模型不宜做成变态, 或者对它的变率必须严格控制。一般经验, 限制变率在 3 以下^[78]。张瑞瑾等还认为, 以变态模型水力半径与正态模型水力半径的比值作为变率对水流影响的指标。朱鹏程^[79]认为在变态动床河工模型中, 还应考虑断面湿周对水流内部结构的影响。

张红武认为^[80], 模型变率大小主要取决于原型河道的宽深比和河床糙率。宽深比越大和糙率越小, 变率就可大一些, 否则, 变率就应小一些。由大量试验资料看出, 只要适当选取变率, 模型变态对流速分布的影响是有限的。同时也发现, 即使是正态模型, 当河床减糙后, 其流速沿垂线的分布与原型也有明显出入。

吕秀贞^[66]通过对变态模型有关相似比尺的分析, 研究了模型变态对坡面上推移质泥沙输移相似性所造成的偏离, 指出几何变态模型导致水流方向正坡床面的模型沙起动流速小于正确值, 从而使模型沙趋于容易起动, 模型输沙率大于原型应有值; 同时几何变态又使水流方向负坡床面上模型沙的起动流速大于正确值, 使泥沙在负坡床面难以起动, 床面输沙率偏小。坡面上起动流速和输沙率相似性偏离的误差大小与模型的几何变率、床面坡度的正负和大小有关, 也与泥沙粒径的粗细和模型沙水下休止角的相似性等因素有关^[81,82]。

1.2.4.2 系列模型试验研究

早在 1955 年阿汉墨德将萨特莱 (Sutley) 河的一段塑造出比尺不同的 7 个变态模型, 以研究模型变率对冲刷深度的影响。近四十年来, 通过系列模型试验进行变率影响研究的主要有^[83~89]窦国仁、张红武、颜国红、梁宾、毛世民、胡小保、廖志丹、虞邦义等分别研究了变率对恒定水流条件下丁坝回流、顺直河段、弯道段、汊道、单边突扩河道、凹入式港池水流形态和结构的影响, 其中胡小保在单边突扩概化系列模型中、廖志丹在凹入式港池概化系列模型中研究了变率对悬沙淤积的影响。在进行三峡工程泥沙问题研究中, 姚仕明对模型变率的影响做了较多的试验研究, 除了研究变率对水流的影响外, 还研究了变率对泥沙冲淤变化的影响。此外, 还有些学者针对局部冲刷问题进行过系列模型试验^[90~94], 其目的在于推求相当于正态模型时的试验值。现将已有的系列模型变率影响研究综述如下。

(1) 模型变态对流场相似性的影响

为了探讨变态模型的回流相似问题, 窦国仁等设计了变率为 2.5 和 5 的 2 个模型与变率为 1 的原型进行对比。在模型与原型的对比组次中, 有的同时满足重力相似和阻力相似, 有的只满足阻力相似偏离重力相似, 有的只满足重力相似偏离阻力相似。试验资料表明, 如同时满足重力相似和阻力相似, 当变率为 2.5 和 5 时, 模型回流长度及宽度与正态模型基本相似, 误差一般都在 10% 以内。如满足阻力相似偏离重力相似, 变率为 2.5 时, 模型中的回流宽度虽然与原型相近, 但回流长度与原型是不相似的, 由于模型中的流速较按比尺计算的为大, 所以模型中的回流长度较原型为大。如满足重力相似偏离阻力相似, 变率为 2.5 的模型中回流长度与原型不相似, 模型中的阻力均较按比尺计算的为小, 而模型中的回流长度及宽度均较原型为大。

张红武设计了 6 个变率在 1~8 之间的概化天然弯道模型, 宽深比 3.8~22.9, 试验表明, 与正态模型相比, 无论顺直段还是弯道段变态对水流动力轴线均无影响; 顺直段当变率为 2 时纵向流速垂线分布与正态模型的相似性较好, 变率 3~4 时稍有差别, 变率 6~8 时明显失真; 弯道段变率 2 对纵向流速垂线分布稍有影响, 变率 3 以上失真严重; 变率对环流有不同程度的影响。

颜国红设计了 3 个变率为 1~3 的矩形断面弯道模型, 宽深比 4~12, 变态

对顺直段和弯道段的水流动力轴线均无影响；变率 2 的纵向流速垂线分布稍有偏差，变率 3 时有明显偏差；弯道段变率 2 的纵向流速垂线分布模型失真，变率 3 则严重失真；变率对环流影响严重。

梁宾设计了 3 个变率在 3~10 的概化复式横断面河道模型，变态对顺直段的水流动力轴线无影响。

毛世民设计了 4 个变率在 2.5~7 的天然汊道模型，宽深比 6.6~28.9，变态对汊道水流动力轴线和分流比基本无影响。

胡小保设计了变率在 1~8 的单边突扩概化模型，回流区宽深比 0.67~5.33，变态使回流区范围缩小，回流强度增强，主流与回流交界面紊动增强。

廖志丹设计了 3 个变率在 2.5~7 的凹入式港池概化模型，宽深比 2.14~6，变态对回流范围没有影响，流场稍有偏离。

还有一些学者对变率的影响进行过研究，虞邦义在淮河干流模型试验中发现，变率加大到 8~10 后，纵向流速垂线分布指数关系从 1/6~1/7 变到 1/3~1/4。段文忠等试验显示，模型变态后，弯道内水面形状、横向比降及弯道水流的流向都将偏离正态模型而且偏离的程度随变率增大而趋于明显。

在进行三峡工程泥沙问题研究中，对模型变率的影响做了较多的试验研究，设计了 4 个变率 1~7 的长江微弯型汊道概化模型，变态对汊道分流比、垂线平均纵向流速沿程和沿河宽分布以及水流动力轴线影响甚微。设计了 3 个变率为 1~6 的汉江河段弯道概化模型，并在下游设置一桥墩，变率为 3 时弯道水流动力轴线与正态模型基本相似，变率为 6 时水流动力轴线明显偏离。设计了 6 个变率为 1~10 的梯形横断面弯道模型，下游设一丁坝，对顺直河段，变态模型的垂线平均纵向流速、水流动力轴线与正态模型基本相似，垂线平均流速的相对误差一般小于 10%，变态对纵向流速沿垂线分布的影响明显，表层流速较正态模型偏大，近底流速则偏小，其偏离值随变率的加大而增大；对弯道段，变率小于 10 时，弯道段的水流动力轴线、垂线平均纵向流速的横向分布和沿程分布与正态模型相似，变率大于 2 的模型纵向流速沿垂向分布明显偏离正态模型，但规律性不强。弯道环流受模型变态影响最大，横向流速沿程分布在不同变率时与正态模型有不同程度的偏离。动床模型试验表明，变率大于 6 时，变率越大，弯道水流动力轴线的形态偏离越大。

在模型变率小于 10 且宽深比大于 2 时, 只要满足重力相似与阻力相似, 变态模型与正态模型比较, 顺直段和弯道段的水流动力轴线及垂线平均纵向流速沿横向与沿程的分布基本一致, 相对误差一般小于 10%; 对于汊道两汊分流角不大、横断面面积相差不大在汊道较小时, 汊道分流比也基本一致; 纵向流速沿垂线分布偏离程度随变率增大而增大, 一般偏离 30% 以内, 横向流速沿垂线分布偏离达 70% 以上。

(2) 模型变态对悬移质泥沙运动的影响

胡小保在单边突扩概化系列模型中得到变态模型的相对淤积量增大。

廖志丹在凹入式港池概化系列模型中, 变率为 2.5 的凹入式港池淤积量增加 40%, 变率 5 的模型淤积量增加 280%, 变率 7 的模型淤积量增加 480%。

(3) 模型变态对推移质泥沙运动的影响

在变率 1~6 的汉江弯道系列模型中, 当变率为 3、宽深比为 9 时, 深泓线高程和位置与正态模型较相似, 变率为 6、宽深比为 4.5 时, 偏离较大。变率为 3 的模型其横断面冲淤情况与正态模型基本相似, 但深槽宽度比正态模型宽约 5%~8%; 变率为 6 的模型大部分横断面冲淤部位都有较大偏离。桥墩冲刷程度受变率影响较大, 变率 3、宽深比 9 的模型与变率 6、宽深比 4.5 的模型最大冲刷深度分别较正态模型深 3%~10%, 冲刷面积分别较正态模型大 10%~40%。

在变率 1~10 的 6 个系列模型中, 变率 2、宽深比 10.8 和变率 4、宽深比 5.4 的模型其深泓线的形态和位置与正态模型基本相似; 变率大于 6 的模型弯道上半段深泓线明显向凸岸偏离, 并随变率增大而偏离更大, 但顺直段与弯道下半段偏离较小。变率为 2、宽深比 10.8 的模型其横断面冲淤情况与正态模型基本相似; 变率为 4、宽深比 5.4 的模型弯道深槽宽度比正态模型宽 5%~15%; 变率大于 6 的模型, 横断面冲淤部位已发生较大偏离, 且弯道段较顺直段更大, 还有随着变率增大而偏离程度增加的趋势。然而变率小于 10 的各模型深槽并没有明显冲深, 这主要是垂线平均纵向流速没有增大的缘故。当变率为 2、宽深比为 10.8 的模型设置丁坝后, 冲刷坑形态和体积与正态模型偏离约 20%; 随着变率的增大, 冲刷坑形态和体积的偏离程度增大, 在变率 10 的模型中, 冲刷坑体积偏离正态 263%。

(4) 模型变态对斜坡上泥沙起动的影响

朱立俊等^[95]在水槽试验的基础上,研究按平床泥沙起动相似设计时模型变率对边坡及水流纵向坡面上泥沙起动相似的偏离影响。试验结果显示,当变率为4且边坡较陡($m=10\sim5$)时,起动相似偏离较大;而当边坡较缓($m=30\sim50$)时,即使模型变率较大,如变率为8,边坡泥沙起动相似偏离也不明显。当坡度一定时,变率越大,边坡泥沙起动相似偏离越大。同样坡比的河床,顺坡河床泥沙起动相似偏离的程度大于逆坡河床。

(5) 时间变态的影响

泥沙物理模型采用轻质模型沙时,往往存在水流运动时间比尺与河床冲淤时间比尺不一致。目前的做法多为偏离前者而遵循后者,即采取时间比尺变态以尽可能保持河床的冲淤相似性。在模拟长河段非恒定水沙过程时,时间变态将在一定程度上导致沿程流速、水位、挟沙能力和河床冲淤量的偏离。王兆印等^[96]曾以流速形式表达连续方程,分析了时间变态影响的部分性质,所测取的一些试验资料与府仁寿^[97]的试验结果相同。吕秀贞等^[98]通过水流连续方程和运动方程的数值求解,对时间变态所引起的水力因素和河床冲淤沿程偏离的性质及偏离的程度进行了定性和定量的分析计算,从性质上看,涨峰过程会使沿程水位偏低,进口流速偏大,中、下游流速偏小,同时使挟沙能力进口段偏大,中、下游偏小;降峰过程则相反,时间变态影响是使沿程水位偏高,上游进口段流速偏小,中、下游段流速偏大,从而使挟沙能力在进口段偏小,中、下游偏大。

1.2.5 系列模型研究方法

1.2.5.1 动床模型延伸法

1939年塞麦米(E. Scimemi)^[99]在水工建筑物模型试验中,为了解决建筑物下游原型可能达到的最大冲刷深度问题,曾经在一个 $1/20$ 的模型中,用三种不同粒径的泥沙进行试验,然后,将各组沙的最大冲刷深度乘以模型比尺,换算到原型,得到不同粒径的最大冲刷深度,外延后得到泥沙粒径为零时的冲刷深度,认为这就是原型的冲刷深度。这种做法的物理意义十分模糊,加之曲线外延任意性大,会引起较大的误差。

1955年阿汉墨德将萨特莱(Sutley)河的一段塑造出比尺不同的7个变态模型^[100],在研究模型变率对冲刷深度影响的同时,还挑出2个模型,分别放入3

种和 5 种不同粒径的模型沙,以探求模型变率、粒径比尺同冲刷深度比尺的关系。虽然这位研究者当时未提出“系列模型延伸”这一概念,可他的试验结果对后来延伸法的发展起到了启迪和推动作用。稍后,我国的沙玉清教授^[101]和苏联的兹列洛夫(Н.П.Зрелов)^[102]都采用类似的系列模型试验方法,提出过另一类的延伸方法,称为系列几何比尺模型延伸法。做一系列几何比尺不同的模型,在各个模型中均以原型沙进行动床试验,并将试验结果与几何比尺绘图,在对数坐标纸上连成直线,或做经验方程式,再延伸至垂直比尺为 1 的冲刷深度,即得到原型值。通过以原型沙作为模型沙,并按重力相似条件设计模型进行试验延伸,研究水库泥沙淤积问题。他们在模型设计和系列比尺选定上,除做了些概念性假设和经验处理外,均缺少理论性的阐明。

金德春在确定长江某大桥桥墩沉井局部冲刷深度时,采用了沥青、木屑轻质沙进行系列模型延伸试验,并从相似理论出发对沙玉清方法进行了分析论证。金德春提出,系列模型物理量存在偏差的一般表达式为

$$\Delta x = f\left(\frac{\lambda_{h_0}}{\lambda_h}\right) = \left(\frac{\lambda_{h_0}}{\lambda_h}\right)^n$$

式中: Δx 为水力因素或河床因素因模型比尺 $\lambda_{h_0} \neq \lambda_h$ 引起的偏差; λ_{h_0} 、 λ_h 分别是模型满足与不满足相似条件的几何比尺。

当用原型沙做模型沙时,把资料延伸到 $\lambda_h = \lambda_{h_0} = 1$ 而得原型所求值;当采用非原型沙做模型沙时,资料延伸终点是 $\lambda_h = \lambda_{h_0} \neq 1$ 而得原型所求值。这使沙玉清的延伸图式得到补充和发展,但在某些比尺关系处理上还值得商榷。

1.2.5.2 系列模型设计原理^[103]

在动床模型试验中,由于模型沙运动状态很难与原型沙运动相似,试验结果必然产生一定偏差。偏差大小同模型尺寸大小有关,模型越大,偏差越小,模型大到同原型尺寸相同,偏差就变为零。根据这一逻辑概念,就可以同时塑造一系列大小不同的模型,使其尺寸从小向大逐步接近原型,把各个模型试验结果顺势延伸到原型,使偏差逐步缩小,最后消失,从而得出没有偏差的原型成果(延伸结果)。这就是系列模型延伸法的基本原理。

要想取得正确的试验成果,模型必须根据相似原理,按照相似准则设计。系

列模型实际是由几个比尺不同的模型组成,它们之间的差别除表现在模型尺寸不同外,还表现在它们同原型的偏差也不同。要想利用这些模型取得同比尺相似模型近似的成果,系列模型应当按服从带有偏差因素的相似比尺条件式进行设计和试验,其中若干个成系列的具体模型比尺必须受所述条件式的控制,以便逐步消除偏差,实现模型试验成果最后与原型相似。否则,进行几何比尺不相似的系列模型就无章可循。

设完全符合相似条件的正态模型几何比尺为 λ_{h_0} ,系列模型拟选用的不相似模型几何比尺为 λ_h ,当模型完全满足正态模型相似条件时, $\lambda_{h_s} = \lambda_h = \lambda_{h_0}$ (λ_{h_s} 为冲淤深度比尺);当模型偏离正态模型相似条件时, $\lambda_{h_s} \neq \lambda_h \neq \lambda_{h_0}$, λ_{h_s} 之所以偏离 λ_h 是由于 λ_h 偏离 λ_{h_0} 造成的。 λ_{h_s} 偏离 λ_h 的程度大小,取决于 λ_h 偏离 λ_{h_0} 的程度大小,如把这种关系用函数关系表示,则有

$$\frac{\lambda_{h_s}}{\lambda_h} = \left(\frac{\lambda_h}{\lambda_{h_0}}\right)^m$$

由于 $\lambda_h / \lambda_{h_0} > 1$,而 λ_{h_s} 既可能大于 λ_h ,也可能小于 λ_h ,因此指数 m 值可正可负。

将上式改写成

$$\lambda_{h_s} = \lambda_h \cdot \Delta_H$$

式中:

$$\Delta_H = \left(\frac{\lambda_h}{\lambda_{h_0}}\right)^m$$

这里的 Δ_H 即为模型比尺 λ_h 偏离 λ_{h_0} 而产生的偏差。

1.2.5.3 丁坝冲刷系列模型应用

丁坝、桥墩等建筑物前由于水流发生变化而出现局部冲刷坑,为了保证工程的安全,需要研究冲刷坑的冲刷深度和冲刷范围^[104~110]。在实测资料和试验资料的基础上,许多学者^[111~123]建立了不少局部冲刷预报公式,但是这些公式的应用有一定的限制。也有不少学者从数学模型出发,去模拟局部冲刷坑的深度和大小^[124~129]。还有学者用系列模型进行了桥墩、沉井、围堰等局部冲刷和防护试验,模型沙采用过原型沙、非原型天然沙和塑料轻质沙等。

下面介绍长江口深水航道工程丁坝冲刷系列模型研究的情况^[130]。长江口深水航道位于长江口的南港至北槽河段，治理工程分别由长约 50km 的一对南导堤和北双导堤、分流嘴工程、丁坝工程以及疏浚工程组成。工程分三期实施，一期工程南北双导堤各长近 20km，南北导堤各布置三条丁坝，航道浚深为 10m。为了确定丁坝坝头的防护范围，采用系列模型对丁坝坝头局部冲刷进行了试验研究。

坝头附近北槽河床质为粉沙， $d_{50}=0.16\text{mm}$ 。选择北导堤两条丁坝（N1 和 N3）和南导堤两条丁坝（S1 和 S3）的布置方案。试验分别采用长江口原型沙和沥青沙作为模型沙。当模型沙采用原型沙时，做 3 个正态模型，比尺分别为 45、55 和 75。当模型沙采用沥青沙时，系列模型的比尺分别为 100，150，200，沥青沙的中值粒径为 0.35mm。

试验在长 30m、宽 6m 的水槽中进行。丁坝头部局部冲刷试验动床范围长 15m、宽 6m。丁坝头部附近水下地形按 1997 年测图制作。在长江口整体模型上测量一期工程丁坝坝头流速，并作为局部模型的水流控制条件。选用上游大通流量 $30000\text{m}^3/\text{s}$ 与大潮（中浚潮差 4.0m）组合进行冲刷试验。模型测得 N1、N3、S1 和 S3 丁坝坝头落潮最大流速分别为 2.5m/s、3.0m/s、2.75m/s 和 2.95m/s，对应潮位为 1.0m。

将原型沙的试验结果换算到天然冲刷深度后，得到比尺分别为 45、55 和 75 的模型其对应的 N1 丁坝坝头最大冲刷坑为 8.7m、8.8m、8.7m；N3 丁坝坝头最大冲刷坑为 12.4m、12.7m、12.6m；S1 丁坝坝头最大冲刷坑为 9.5m、9.6m、9.5m；S3 丁坝坝头最大冲刷坑为 11.2m、11.4m、11.3m。将 N1 丁坝坝头沥青沙系列模型试验结果换算至原型值，得到对应比尺为 100，150，200 三个模型的原型最大冲刷深度分别为 10.1m、10.0m 和 10.2m。与 N1 丁坝坝头原型沙系列模型试验结果比较，两者最大冲刷深度接近。

1.3 本文的研究工作

结合长江口航道建设有限公司委托项目“长江口悬沙动床模型设计和模型变率影响研究”项目和国家自然科学基金项目“河口海岸模型变率影响研究”，本文采用系列概化物理模型对潮流、波浪、泥沙物理模型变率的影响进行试验研究，

对采用数学模型方法研究变率影响问题进行了初步探讨，进行的主要工作有：

(1) 总结了国内外河口物理模型试验和物理模型变率影响的研究现状，阐述了变率影响的研究方法和理论依据，指出进行河口海岸模型变率影响试验研究的重要性和必要性。

(2) 给出进行潮流波浪共同作用下悬沙和底沙（全沙）物理模型需要遵循的相似条件。

(3) 参照长江口北槽航道的具体条件，设计了变率为 2.5、4、6、8.33 和 12.8 的五个概化物理模型，其水平比尺分别为 200、400、660、1000 和 1600，垂直比尺分别为 80、100、110、120 和 125。

(4) 对五个模型的潮位、流速、波高、含沙量进行了验证，使得潮流、波浪和含沙量与原型基本相似，为模型变率影响研究提供了基础条件。

(5) 在系列变率模型中进行了无丁坝时大潮、中潮、大浪、中浪及其相互作用下悬沙定床、清水动床以及浑水动床试验，研究变率对航道流速、波高、航道冲刷深度以及底沙输沙量的影响。

(6) 在系列模型上进行了三种丁坝布置即一对丁坝（对口丁坝）、一对斜对丁坝（错口丁坝）和两对丁坝（双对口丁坝）情况下的清水动床、悬沙定床和浑水动床试验，研究变率对航道流速、航道冲淤变化、丁坝坝头冲刷坑深度和冲刷范围的影响。

(7) 建立了潮流作用下变态模型与变率为 1 的正态模型丁坝头冲刷稳定深度之间的关系式，可以通过变态模型预测正态模型中丁坝头的冲刷深度。

(8) 从理论上分析模型变率对流速和含沙量沿垂向分布、泥沙起动流速、推移质输沙能力的影响。采用数值模拟方法，针对概化物理模型建立了相应的潮流数学模型和泥沙数学模型，探讨了采用数值模拟方法研究模型变率对潮流速、航道冲淤变化的影响。

第二章 潮流波浪泥沙模型相似理论

模型试验研究是建立在相似理论基础上的,只有满足相似理论所规定的相似条件,模型才与原型相似,才能根据模型的试验结果推断原型中的情况。相似条件可以通过三种方法导出,一是方程分析法,二是根据相似定义的传统分析法,三是量纲分析法。由于传统分析法和量纲分析法在选择物理量上都带有任意性,可能会遗漏某些重要的物理量或添进不必要的物理量,导致不正确的结果,因此,方程分析法最为完善。

本章将从潮流运动基本方程、悬沙和底沙输沙方程及河床冲淤方程出发,给出进行潮流波浪作用下悬沙和底沙(全沙)物理模型需要遵循的相似条件^[41]。

2.1 潮流的相似条件

在以 x 、 y 、 z 表示的直角坐标系中,流体运动基本方程具有如下形式:

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (2.1)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} \\ & = X - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\nu \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\nu \frac{\partial u}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\nu \frac{\partial u}{\partial z} \right) - \frac{\overline{u'u'}}{\partial x} - \frac{\overline{u'v'}}{\partial y} - \frac{\overline{u'w'}}{\partial z} \end{aligned} \quad (2.2)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} \\ & = Y - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\nu \frac{\partial v}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\nu \frac{\partial v}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\nu \frac{\partial v}{\partial z} \right) - \frac{\overline{u'v'}}{\partial x} - \frac{\overline{v'v'}}{\partial y} - \frac{\overline{v'w'}}{\partial z} \end{aligned} \quad (2.3)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} \\ & = Z - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\nu \frac{\partial w}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\nu \frac{\partial w}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\nu \frac{\partial w}{\partial z} \right) - \frac{\overline{u'w'}}{\partial x} - \frac{\overline{v'w'}}{\partial y} - \frac{\overline{w'w'}}{\partial z} \end{aligned} \quad (2.4)$$

式中: u 、 v 、 w 分别为 x 、 y 、 z 方向上的时均流速分量; t 为时间; p 为压力; ρ 为水的密度; $-\overline{u'u'}$ 、 $-\overline{u'v'}$ 、 $-\overline{u'w'}$ 、 $-\overline{v'v'}$ 、 $-\overline{v'w'}$ 和 $-\overline{w'w'}$ 等为紊动应力。

当 x 轴取河道纵向方向、 y 轴取河道横向方向、 z 轴以河底为原点并垂直向

上, 则上述方程组可写为

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (2.1a)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} \\ & = g i_x - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\nu \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\nu \frac{\partial u}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\nu \frac{\partial u}{\partial z} \right) - \frac{\overline{u'u'}}{\partial x} - \frac{\overline{u'v'}}{\partial y} - \frac{\overline{u'w'}}{\partial z} \end{aligned} \quad (2.2a)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} \\ & = g i_y - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\nu \frac{\partial v}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\nu \frac{\partial v}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\nu \frac{\partial v}{\partial z} \right) - \frac{\overline{u'v'}}{\partial x} - \frac{\overline{v'v'}}{\partial y} - \frac{\overline{v'w'}}{\partial z} \end{aligned} \quad (2.3a)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} \\ & = -g - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\nu \frac{\partial w}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\nu \frac{\partial w}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\nu \frac{\partial w}{\partial z} \right) - \frac{\overline{u'w'}}{\partial x} - \frac{\overline{v'w'}}{\partial y} - \frac{\overline{w'w'}}{\partial z} \end{aligned} \quad (2.4a)$$

式中: g 为重力加速度; i_x 和 i_y 分别为纵向和横向水面比降。

对于一般河流、河口和海岸区的水流, 其水面上的压力就是大气压力, 沿 x 和 y 方向的变化均很小, 一般可忽略不计, 因而有

$$\frac{\partial p}{\partial x} \approx \frac{\partial p}{\partial y} \approx 0$$

除了紧靠建筑物的局部区域, 压力随水深的变化一般均接近静水压力分布, 即

$p = \rho g(h - z)$, 因而有

$$-g - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} \approx 0$$

(2.4a) 式中的 $-\overline{w'w'}$ 基本上保持为常值^[131], 则有

$$-\frac{\partial \overline{w'w'}}{\partial z} = 0$$

而水平方向紊动切应力 $-\overline{u'w'}$ 和 $-\overline{v'w'}$ 均从水面向河底接近直线增大, 因而可分别近似表示为

$$-\overline{u'w'} = \frac{1}{C_v^2} U \sqrt{U^2 + V^2} \left(1 - \frac{z}{h}\right)$$

$$-\overline{v'w'} = \frac{1}{C_o^2} V \sqrt{U^2 + V^2} \left(1 - \frac{z}{h}\right)$$

式中 C_o 为无尺度谢才系数 (即 $C_o = C/\sqrt{g}$, C 为谢才系数); U 和 V 分别为垂线平均流速在 x 和 y 方向的分量; h 为水深。

考虑到上述各简化计算式并忽略水的粘滞阻力, 可以得到潮流运动方程:

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (2.1b)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} = gi_x - \frac{\partial \overline{u'u'}}{\partial x} - \frac{\partial \overline{u'v'}}{\partial y} - \frac{U \sqrt{U^2 + V^2}}{C_o^2 h} \quad (2.2b)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} = gi_y - \frac{\partial \overline{u'v'}}{\partial x} - \frac{\partial \overline{v'v'}}{\partial y} - \frac{V \sqrt{U^2 + V^2}}{C_o^2 h} \quad (2.3b)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} \\ &= \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{1}{C_o^2} u_m \sqrt{u_m^2 + v_m^2} \left(1 - \frac{z}{h}\right) \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\frac{1}{C_o^2} v_m \sqrt{u_m^2 + v_m^2} \left(1 - \frac{z}{h}\right) \right] \end{aligned} \quad (2.4b)$$

如果上述方程组中的各项均能按相同的比例缩小, 则模型中的水流就能与原型相似。将各模型量代入方程 (2.1b) 至 (2.4b) 式中, 得到下列方程, 其中 λ 为比尺, 表示原型量与模型量的比值, 其下标 m 表示相应的模型量, 下标 p 表示相应的原型量。

$$\frac{\lambda_u}{\lambda_x} \left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)_m + \frac{\lambda_v}{\lambda_y} \left(\frac{\partial v}{\partial y}\right)_m + \frac{\lambda_w}{\lambda_z} \left(\frac{\partial w}{\partial z}\right)_m = 0 \quad (2.5)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\lambda_u}{\lambda_t} \left(\frac{\partial u}{\partial t}\right)_m + \frac{\lambda_u^2}{\lambda_x} \left(u \frac{\partial u}{\partial x}\right)_m + \frac{\lambda_u \lambda_v}{\lambda_y} \left(v \frac{\partial u}{\partial y}\right)_m + \frac{\lambda_u \lambda_w}{\lambda_z} \left(w \frac{\partial u}{\partial z}\right)_m \\ &= \frac{\lambda_g \lambda_x}{\lambda_z} (gi_x)_m - \frac{\lambda_{\overline{u'u'}}}{\lambda_x} \left(\frac{\partial \overline{u'u'}}{\partial x}\right)_m - \frac{\lambda_{\overline{u'v'}}}{\lambda_y} \left(\frac{\partial \overline{u'v'}}{\partial y}\right)_m - \frac{\lambda_u^2}{\lambda_{C_o^2} \lambda_h} \left(\frac{U \sqrt{U^2 + V^2}}{C_o^2 h}\right)_m \end{aligned} \quad (2.6)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\lambda_v}{\lambda_t} \left(\frac{\partial v}{\partial t}\right)_m + \frac{\lambda_u \lambda_v}{\lambda_x} \left(u \frac{\partial v}{\partial x}\right)_m + \frac{\lambda_v^2}{\lambda_y} \left(v \frac{\partial v}{\partial y}\right)_m + \frac{\lambda_w \lambda_v}{\lambda_z} \left(w \frac{\partial v}{\partial z}\right)_m \\ &= \frac{\lambda_g \lambda_y}{\lambda_z} (gi_y)_m - \frac{\lambda_{\overline{u'v'}}}{\lambda_x} \left(\frac{\partial \overline{u'v'}}{\partial x}\right)_m - \frac{\lambda_{\overline{v'v'}}}{\lambda_y} \left(\frac{\partial \overline{v'v'}}{\partial y}\right)_m - \frac{\lambda_u^2}{\lambda_{C_o^2} \lambda_h} \left(\frac{V \sqrt{U^2 + V^2}}{C_o^2 h}\right)_m \end{aligned} \quad (2.7)$$

$$\begin{aligned}
& \frac{\lambda_w}{\lambda_t} \left(\frac{\partial w}{\partial t} \right)_m + \frac{\lambda_u \lambda_w}{\lambda_x} \left(u \frac{\partial w}{\partial x} \right)_m + \frac{\lambda_v \lambda_w}{\lambda_y} \left(v \frac{\partial w}{\partial y} \right)_m + \frac{\lambda_w^2}{\lambda_z} \left(w \frac{\partial w}{\partial z} \right)_m \\
&= \frac{\lambda_u^2}{\lambda_x \lambda_{C_0}^2} \left\{ \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{1}{C_0^2} U \sqrt{U^2 + V^2} \left(1 - \frac{z}{h} \right) \right] \right\}_m + \frac{\lambda_v^2}{\lambda_y \lambda_{C_0}^2} \left\{ \frac{\partial}{\partial y} \left[\frac{1}{C_0^2} V \sqrt{U^2 + V^2} \left(1 - \frac{z}{h} \right) \right] \right\}_m
\end{aligned} \tag{2.8}$$

用 $\frac{\lambda_u}{\lambda_x}$ 除以 (2.5) 式, 得到

$$\left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)_m + \frac{\lambda_v \lambda_x}{\lambda_u \lambda_y} \left(\frac{\partial v}{\partial y} \right)_m + \frac{\lambda_w \lambda_x}{\lambda_u \lambda_z} \left(\frac{\partial w}{\partial z} \right)_m = 0$$

用 $\frac{\lambda_u}{\lambda_t}$ 除以 (2.6) 式, 成为如下无量纲形式:

$$\begin{aligned}
& \left(\frac{\partial u}{\partial t} \right)_m + \frac{\lambda_u \lambda_t}{\lambda_x} \left(u \frac{\partial u}{\partial x} \right)_m + \frac{\lambda_v \lambda_t}{\lambda_y} \left(v \frac{\partial u}{\partial y} \right)_m + \frac{\lambda_w \lambda_t}{\lambda_z} \left(w \frac{\partial u}{\partial z} \right)_m \\
&= \frac{\lambda_g \lambda_x \lambda_t}{\lambda_z \lambda_u} (gi_x)_m - \frac{\lambda_{\overline{u'u'}} \lambda_t}{\lambda_u \lambda_x} \left(\frac{\partial \overline{u'u'}}{\partial x} \right)_m - \frac{\lambda_{\overline{u'v'}} \lambda_t}{\lambda_u \lambda_y} \left(\frac{\partial \overline{u'v'}}{\partial y} \right)_m - \frac{\lambda_u \lambda_t}{\lambda_{C_0}^2 \lambda_h} \left(\frac{U \sqrt{U^2 + V^2}}{C_0^2 h} \right)_m
\end{aligned}$$

用 $\frac{\lambda_v}{\lambda_t}$ 除以 (2.7) 式, 成为如下无量纲形式:

$$\begin{aligned}
& \left(\frac{\partial v}{\partial t} \right)_m + \frac{\lambda_u \lambda_t}{\lambda_x} \left(u \frac{\partial v}{\partial x} \right)_m + \frac{\lambda_v \lambda_t}{\lambda_y} \left(v \frac{\partial v}{\partial y} \right)_m + \frac{\lambda_w \lambda_t}{\lambda_z} \left(w \frac{\partial v}{\partial z} \right)_m \\
&= \frac{\lambda_g \lambda_y \lambda_t}{\lambda_z \lambda_v} (gi_y)_m - \frac{\lambda_{\overline{u'v'}} \lambda_t}{\lambda_v \lambda_x} \left(\frac{\partial \overline{u'v'}}{\partial x} \right)_m - \frac{\lambda_{\overline{v'v'}} \lambda_t}{\lambda_v \lambda_y} \left(\frac{\partial \overline{v'v'}}{\partial y} \right)_m - \frac{\lambda_v \lambda_t}{\lambda_{C_0}^2 \lambda_h} \left(\frac{V \sqrt{U^2 + V^2}}{C_0^2 h} \right)_m
\end{aligned}$$

用 $\frac{\lambda_w}{\lambda_t}$ 除以 (2.8) 式, 成为如下无量纲形式:

$$\begin{aligned}
& \left(\frac{\partial w}{\partial t} \right)_m + \frac{\lambda_u \lambda_t}{\lambda_x} \left(u \frac{\partial w}{\partial x} \right)_m + \frac{\lambda_v \lambda_t}{\lambda_y} \left(v \frac{\partial w}{\partial y} \right)_m + \frac{\lambda_w \lambda_t}{\lambda_z} \left(w \frac{\partial w}{\partial z} \right)_m \\
&= \frac{\lambda_u^2 \lambda_t}{\lambda_w \lambda_x \lambda_{C_0}^2} \left\{ \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{1}{C_0^2} U \sqrt{U^2 + V^2} \left(1 - \frac{z}{h} \right) \right] \right\}_m + \frac{\lambda_v^2 \lambda_t}{\lambda_w \lambda_y \lambda_{C_0}^2} \left\{ \frac{\partial}{\partial y} \left[\frac{1}{C_0^2} V \sqrt{U^2 + V^2} \left(1 - \frac{z}{h} \right) \right] \right\}_m
\end{aligned}$$

模型的水流运动满足连续方程和运动方程的条件是

$$\frac{\lambda_v \lambda_x}{\lambda_u \lambda_y} = 1, \quad \frac{\lambda_w \lambda_x}{\lambda_u \lambda_z} = 1,$$

$$\frac{\lambda_u \lambda_t}{\lambda_x} = 1, \quad \frac{\lambda_v \lambda_t}{\lambda_y} = 1, \quad \frac{\lambda_w \lambda_t}{\lambda_z} = 1,$$

$$\frac{\lambda_g \lambda_x \lambda_t}{\lambda_u \lambda_z} = 1, \quad \frac{\lambda_g \lambda_y \lambda_t}{\lambda_v \lambda_z} = 1,$$

$$\frac{\lambda_{u'} \lambda_t}{\lambda_u \lambda_x} = 1, \quad \frac{\lambda_{v'} \lambda_t}{\lambda_v \lambda_y} = 1, \quad \frac{\lambda_u \lambda_t}{\lambda_{C_0}^2 \lambda_h} = 1,$$

$$\frac{\lambda_{u''} \lambda_t}{\lambda_v \lambda_x} = 1, \quad \frac{\lambda_{v''} \lambda_t}{\lambda_v \lambda_y} = 1, \quad \frac{\lambda_v \lambda_t}{\lambda_{C_0}^2 \lambda_h} = 1,$$

$$\frac{\lambda_{u'''} \lambda_t}{\lambda_w \lambda_x} = 1, \quad \frac{\lambda_{v'''} \lambda_t}{\lambda_w \lambda_y} = 1, \quad \frac{\lambda_u^2 \lambda_t}{\lambda_w \lambda_x \lambda_{C_0}^2} = 1, \quad \frac{\lambda_v^2 \lambda_t}{\lambda_w \lambda_y \lambda_{C_0}^2} = 1$$

整理得到模型水流与原型水流的相似条件为

$$\lambda_u = \lambda_v = \lambda_h^{1/2} \quad (2.9)$$

$$\lambda_w = \lambda_u \lambda_h / \lambda_t \quad (2.10)$$

$$\lambda_t = \lambda_t / \lambda_u = \lambda_h / \lambda_w = \lambda_t / \lambda_h^{1/2} \quad (2.11)$$

$$\lambda_{C_0} = (\lambda_t / \lambda_h)^{1/2} \quad (2.12)$$

式(2.9)、(2.10)和(2.11)由惯性力与重力比尺相同而得,称其为重力相似条件;式(2.12)由惯性力与阻力比尺相同而得,故称之为阻力相似条件。上述相似条件既适用于正态模型,也适用于变态模型。

2.2 波浪的相似条件

2.2.1 波动速度相似

根据线性波理论,在有限水深条件下各层波动水质点速度在水平方向的分量 U_w 、垂直方向的分量 W_w 以及波速 C_w 和波周期 T 分别为

$$U_w = \frac{\pi H}{T} \frac{\cosh[2\pi(h_0 + z)/L]}{\sinh(2\pi h/L)} \cos\left(2\pi \frac{x}{L} - 2\pi \frac{t}{T}\right) \quad (2.13)$$

$$W_w = \frac{\pi H}{T} \frac{\cosh[2\pi(h_0 + z)/L]}{\sinh(2\pi h/L)} \sin\left(2\pi \frac{x}{L} - 2\pi \frac{t}{T}\right) \quad (2.14)$$

$$C_w = \sqrt{\frac{gL}{2\pi} \tanh \frac{2\pi h}{L}} \quad (2.15)$$

$$T = \frac{L}{C_w} \quad (2.16)$$

式中 H 为波高, L 为波长; h_0 为基面以下水深, z 为位于基面上的垂直坐标, 当 z 位于水面时, 水深 $h = h_0 + z$, 当处于海底时 $z = -h_0$; x 和 t 分别为讨论点的位置和时间。上述各式表明, 只有当波高比尺与波长比尺相同且均等于水深比尺时, 模型与原型的波浪质点速度才能相似, 即波浪比尺需按水深比尺取成正态。因此取

$$\lambda_H = \lambda_L = \lambda_h \quad (2.17)$$

由 (2.13)、(2.14)、(2.15) 和 (2.16) 可以得出各量的相似比尺

$$\lambda_{u_w} = \lambda_{w_w} = \lambda_h^{1/2} \quad (2.18)$$

$$\lambda_{C_w} = \lambda_h^{1/2} \quad (2.19)$$

$$\lambda_T = \lambda_h^{1/2} \quad (2.20)$$

上述相似比尺表明, 波浪水平质点速度比尺不仅与垂直质点速度比尺相同, 还与波速比尺和水流水平速度比尺相同; 但波浪的垂直速度比尺与水流的垂直速度比尺不同, 波周期比尺与水流时间比尺也不相同。

2.2.2 波浪传质速度相似

上述波浪中的水质点运动是封闭的, 但事实上水还是有少量的传输。Stokes 二阶有限振幅理论能够描述这个问题。在有限水深条件下波浪传质速度 U_T 的计算公式为

$$U_T = \frac{1}{2} \pi^2 \left(\frac{H}{L} \right)^2 C_w \frac{\cosh[4\pi(h_0 + z)/L]}{\sinh(2\pi h/L)} \quad (2.21)$$

当波高比尺与波长比尺相同并均为水深比尺时, 由上式可得波浪传质速度比尺为

$$\lambda_{U_T} = \lambda_{C_w} = \lambda_h^{1/2} \quad (2.22)$$

即与波浪质点速度和水流平面速度的比尺相同。

2.2.3 波浪折射相似

波浪在由深水区向浅水区传播过程中将发生折射。当波浪斜向进入浅水区时,由于深水处的波速和波长较大,波浪逐渐转向,波峰线逐渐趋向于与等深线平行。在传播过程中,波周期变化较小,可以认为是常值,因而有

$$\frac{C_w}{C_{w_0}} = \frac{L}{L_0} = \tanh\left(2\pi \frac{h}{L}\right) \quad (2.23)$$

$$\frac{\sin \alpha}{\sin \alpha_0} = \frac{C_w}{C_{w_0}} \quad (2.24)$$

式中: α_0 和 α 分别为深水处的入射角和浅水处的折射角。在折射过程中表述波高变化的关系式为

$$\frac{H}{H_0} = \left\{ \frac{1 - \sin^2 \alpha_0 \tanh^2(2\pi h/L)}{\cos^2 \alpha_0} \right\}^{-\frac{1}{4}} \left\{ \frac{2 \cosh^2(2\pi h/L)}{4\pi h/L + \sinh(4\pi h/L)} \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (2.25)$$

由于变态模型中已取波高和波长比尺均为水深比尺,故从上述各式可得

$$\lambda_{C_w} = \lambda_{C_{w_0}} = \lambda_h^{1/2} \quad (2.26)$$

$$\lambda_{\sin \alpha} = \lambda_{\sin \alpha_0} \quad (2.27)$$

$$\lambda_L = \lambda_{L_0} = \lambda_h \quad (2.28)$$

$$\lambda_H = \lambda_{H_0} = \lambda_h \quad (2.29)$$

上述相似比尺表明,变态模型中的波浪折射情况与原型相似。

2.2.4 波浪绕射相似

波浪在传播过程中遇有建筑物时将发生绕射。如仍用 H_0 表示绕射前的深水波高,则经绕射后的波高 H 可由下式表述:

$$H = H_0 K_r \quad (2.30)$$

其中 K_r 为绕射系数,其值为下述复变函数 $F(x, y)$ 的模^[132]

$$F(x, y) = \frac{1+i}{2} \left\{ \exp\left(\frac{i2\pi y}{L}\right) \int_{-\infty}^{\sigma} \exp\left(-\frac{\pi}{2} i\beta^2\right) d\beta + \int_{-\infty}^{\sigma} \exp\left(-\frac{\pi}{2} i\beta^2\right) d\beta \right\} \quad (2.31)$$

其中:

$$\sigma^2 = \frac{4}{L} \left(\sqrt{x^2 + y^2} - y \right), \quad \sigma'^2 = \frac{4}{L} \left(\sqrt{x^2 + y^2} + y \right) \quad (2.32)$$

在上述绕射公式中包含着 y/L 和 $\sqrt{x^2 + y^2}/L$ 值, 其分子分母中的长度具有不同的比尺, 因而变态模型中的波浪绕射情况不能与原型完全相似, 只能允许其有一定偏离。至于多大变率引起的偏离才可以接受, 只有依靠试验来明确。

2.2.5 波浪破碎相似

波浪传至岸边附近浅水区域时将发生破碎, 其破碎水深 (或破碎位置) 与波高、波长和岸滩坡度等有关。日本《港口建筑物设计标准》依据大量试验资料, 将 H_b/h_b 与 h_b/L_0 的关系绘制成以岸滩坡度 m 值为参数的曲线组^[133]。窦国仁将此曲线组概括为如下的表述式:

$$\frac{H_b}{h_b} = 2.88m_0^{1/3} \exp \left[-11m_0^{1/2} \left(\frac{h_b}{L_0} \right) \right] \quad (2.33)$$

其中:

$$m_0 = \begin{cases} m, & \text{当 } m > \frac{1}{50} \text{ 且 } \frac{h_b}{L_0} < 0.2 \text{ 时} \\ \frac{1}{50}, & \text{当 } m \leq \frac{1}{50} \text{ 且 } \frac{h_b}{L_0} \geq 0.2 \text{ 时} \end{cases} \quad (2.34)$$

这里 m 为岸滩坡度。(2.33) 式表明, 当岸滩坡度大于 $1/50$ 时, 破碎波高与破碎水深之比值与岸滩坡度有关; 当岸滩坡度等于或小于 $1/50$ 时, 该比值则与岸滩坡度无关, 仅只与 h_b/L_0 有关; 当 h_b/L_0 很小时, H_b/h_b 值不再随 h_b/L_0 的减小而增大并趋于常值, 对于 $m \leq 1/50$ 时, 该极限值为

$$H_b/h_b = 0.78, \quad h_b = 1.28H_b$$

一般情况下, 粉沙和淤泥质岸滩的坡度均远小于 $1/50$ 。因而对于这类岸滩波浪发生破碎的位置在变态模型中仍能与原型相似。由此得模型的允许变率为

$$\frac{\lambda_r}{\lambda_p} \ll \frac{1}{50m_p} \quad (2.35)$$

式中 m_p 为原型岸滩坡度。例如原型岸滩坡度为 $1/500$ 时, 模型的变率应远远小于 10。

在破波带中，破波类型主要取决于岸滩坡度和波陡，其判别数 I_r 为^[134]

$$I_r = \frac{m}{\sqrt{H_1/L_1}} \quad (2.36)$$

式中： H_1 和 L_1 为波浪破碎前的波高和波长。当 $I_r > 3.3$ 时，破波为溃波型；当 $3.3 > I_r > 0.5$ 时，破波为卷波型；当 $I_r < 0.5$ 时，破波为溅波型。对于岸滩坡度较缓的粉沙淤泥质河口和海岸带， I_r 值一般远远小于 0.5，故在变态模型中破波类型仍能与原型相似，即均属于溅波型破波。由此得模型的允许变率为

$$\frac{\lambda_l}{\lambda_h} \ll \frac{0.5\sqrt{H_1/L_1}}{m_p} \quad (2.37)$$

2.2.6 沿岸流相似

当波浪斜向传至浅水区时将发生破碎并产生沿岸流。表述沿岸流流速的公式较多，其中由 P. D. Komar 修改后的 Longuet-Higgins 公式为^[135]

$$u_l = 0.675 \sqrt{\left(\frac{H_b}{h_b}\right) g H_b \sinh 2\theta_b} \quad (2.38)$$

式中 u_l 为沿岸流的平均流速， θ_b 为破波波峰线与岸线间的夹角（锐角）。由于变态模型中的折射与原型相似，因而模型中的 θ_b 与原型中的 θ_b 相同，故得

$$\lambda_{u_l} = \lambda_{H_b}^{1/2} = \lambda_h^{1/2} \quad (2.39)$$

即沿岸流的流速比尺与水流流速比尺相同。如采用 P. S. Eagleson 的公式^[136]，也可得到相同结果。

$$u_l = \sqrt{\frac{3}{8} \left(\frac{g H_b^2 n_b}{h_b}\right) \frac{m}{f_w} \sin \theta_b \sin 2\theta_b} \quad (2.40)$$

式中： f_w 为波浪摩阻系数，破波带波群速与波速的比值

$$n_b = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{4\pi h_b / L_b}{\sinh(4\pi h_b / L_b)} \right] \quad (2.41)$$

由于波高与波长的比尺相同，故 n_b 的比尺等于 1。波浪阻力系数 f_w 与无尺度谢才系数 C_o 的平方成反比，而在阻力相似条件下由 (2.9) 式可知 C_o 的比尺等于变率的开方，故有

$$\lambda_{f_w} = \lambda_h / \lambda_l \quad (2.42)$$

而岸滩坡度 m 的比尺

$$\lambda_m = \lambda_h / \lambda_l \quad (2.43)$$

故从 (2.40) 式也可得到 $\lambda_{u_i} = \lambda_h^{1/2}$, 即与潮流流速比尺相同。由此可见, 变态模型中的沿岸流与原型可以相似。

综上所述, 在变态模型中, 取波高比尺与波长比尺相同且均等于水深比尺时, 对于坡度较缓的海岸和河口, 可以达到波浪质点速度、传质速度、波速、波群速、波浪折射、波浪破碎的位置、类型和沿岸流等的相似, 但在波浪绕射方面有一定的偏离。

2.3 悬沙的相似条件

窦国仁悬沙输沙方程式和河床冲淤方程式为^[38]

$$\frac{\partial(hs)}{\partial t} + \frac{\partial(hsU)}{\partial x} + \frac{\partial(hsV)}{\partial y} + \alpha_s \beta_s \omega_s (s - s_*) = 0 \quad (2.44)$$

$$\gamma_0 \frac{\partial \eta_s}{\partial t} = \alpha_s \omega_s \beta_s (s - s_*) \quad (2.45)$$

式中: s 为含沙量; α_s 为悬沙的沉降机率 (或称沉降系数), ω_s 为悬沙沉速 (泥沙絮凝时则为絮凝沉速); $\alpha_s \omega_s$ 则为动水沉速; s_* 为潮流和波浪共同作用下的挟沙能力; γ_0 为床面泥沙的干容重; $\partial \eta_s$ 为悬沙引起的床面高程变化; t 为冲淤时间; β_s 为考虑泥沙起动的系数, 其值为

$$\beta_s = \begin{cases} 1, & \text{当 } s \geq s_* \text{ 时;} \\ 1, & \text{当 } s < s_* \text{ 且 } U > U_c \text{ 时;} \\ 0, & \text{当 } s < s_* \text{ 且 } U < U_c \text{ 时;} \end{cases} \quad (2.46)$$

其中 U_c 为水流和波浪共同作用下的底床泥沙起动流速。

窦国仁潮流和波浪共同作用下的挟沙能力公式^[137]

$$S_* = \alpha_0 \frac{\gamma_s}{\gamma_s - \gamma} \left[\frac{(u^2 + v^2)^{3/2}}{C^2 H \omega} + \beta_0 \frac{H_w^2}{HT \omega} \right] \quad (2.47)$$

式中 γ 和 γ_s 分别为水和泥沙颗粒容重； H_w 和 T 分别为波高和波周期，对于不规则波则为平均波高和平均波周期。根据多处海域资料求得 $\alpha_0 = 0.023$ ， $\beta_0 = 0.04 f_w$ ， f_w 为波浪摩阻系数；谢才系数用满宁公式确定，即 $C = \frac{1}{n} H^{1/6}$ ， n 为床面糙率系数。

波浪摩阻系数与水流摩阻比降具有相同的性质，因此可以认为 f_w 也与 C_0^2 成反比，即

$$f_w = \alpha_f / C_0^2$$

当床面泥沙处于可动状态时，波浪阻力也基本上处于粗糙区，并依据实测资料可取 $\alpha_f \approx 12.5$ 。例如当无尺度谢才系数 $C_0 \approx 35$ 时， $f_w \approx 0.01$ 。

将模型值代入 (2.44) 式和 (2.45) 式有

$$\frac{\lambda_h \lambda_s}{\lambda_t} \left[\frac{\partial(hs)}{\partial t} \right]_m + \frac{\lambda_h \lambda_s \lambda_u}{\lambda_x} \left[\frac{\partial(hsU)}{\partial x} \right]_m + \frac{\lambda_h \lambda_s \lambda_v}{\lambda_y} \left[\frac{\partial(hsV)}{\partial y} \right]_m + \alpha_s \beta_s \lambda_{\omega_s} (\omega_s)_m (\lambda_s s_m - \lambda_{s_*} s_*) = 0$$

$$\lambda_{\gamma_0} \frac{\lambda_h}{\lambda_t} (\gamma_0 \frac{\partial \eta_s}{\partial t})_m = \alpha_s \beta_s \lambda_{\omega_s} (\omega_s)_m (\lambda_s s_m - \lambda_{s_*} s_*)$$

将上两式写成无量纲形式，可得到悬沙的基本相似条件为

$$\lambda_{\omega_s} = \lambda_h / \lambda_t = \lambda_h^{3/2} / \lambda_t \quad (2.48)$$

$$\lambda_s = \lambda_{s_*} \quad (2.49)$$

由 (2.48) 式可以确定悬沙沉速比尺，这是选择模型沙的基本依据，必须得到满足。(2.48) 式还表明，在变态模型中沉速比尺与水流垂直速度比尺一致。

(2.49) 式说明含沙量比尺应按挟沙能力比尺确定，否则模型中的悬沙运动规律就不能与原型相似，其引起的冲淤部位和数量也不能与原型相似。

从 (2.47) 式可以得到水流挟沙能力的相似比尺

$$\lambda_{s_c} = \frac{\lambda_{\gamma_s}}{\lambda_{(\rho_s - \rho)}} \frac{\lambda_u^3}{\lambda_{c_0}^2 \lambda_h \lambda_{\omega}} = \frac{\lambda_{\gamma_s}}{\lambda_{(\rho_s - \rho)}} \quad (2.50)$$

波浪挟沙能力的相似比尺为

$$\lambda_{s_c} = \frac{\lambda_{\gamma_s}}{\lambda_{(\rho_s - \rho)}} \frac{\lambda_{f_w} \lambda_H^2}{\lambda_h \lambda_T \lambda_{\omega}} = \frac{\lambda_{\gamma_s}}{\lambda_{(\rho_s - \rho)}} \quad (2.51)$$

由式(2.50)和式(2.51)可知,潮流与波浪作用下的挟沙能力比尺相同。因此,按该两式可确定悬沙的含沙量比尺为:

$$\lambda_s = \frac{\lambda_{\gamma_s}}{\lambda_{(\rho_s - \rho)}} \quad (2.52)$$

悬沙引起的床面冲淤变化由(2.45)式表述,由该式可得悬沙的冲淤时间比尺为

$$\lambda_{t_s} = \lambda_{\gamma_0} \frac{\lambda_{(\rho_s - \rho)}}{\lambda_{\gamma_s}} \frac{\lambda_t}{\lambda_h^{1/2}} \quad (2.53)$$

将(2.42)式代入(2.53)式,可写出

$$\lambda_{t_s} = \lambda_{\gamma_0} \frac{\lambda_{(\rho_s - \rho)}}{\lambda_{\gamma_s}} \lambda_t \quad (2.54)$$

式中: λ_t 为水流时间比尺。如令

$$\delta_s = \lambda_{\gamma_0} \frac{\lambda_{(\rho_s - \rho)}}{\lambda_{\gamma_s}} \quad (2.55)$$

则(2.54)式又可写为

$$\lambda_{t_s} = \delta_s \lambda_t \quad (2.56)$$

其中: δ_s 为悬沙冲淤时间比尺与水流时间比尺的倍数,亦可称为悬沙冲淤时间比尺的变率系数。由(2.56)式可知,当模型试验的模型沙为天然沙时, $\delta_s = 1$; 当模型沙为轻质沙时, $\delta_s > 1$; 模型沙的比重愈小, δ_s 值愈大。

上述挟沙能力公式是在动态冲淤平衡条件下导出的,即从水流中落淤的泥沙数量与从底部冲起的泥沙数量相等这个前提下导出的。因此,在悬沙运动及其冲淤的相似要求中还应附加一个相似条件

$$\lambda_v = \lambda_{v_c} \quad (2.57)$$

即还要求落淤在床面的泥沙能够满足起动相似。

2.4 底沙的相似条件

窦国仁水流作用下的底沙输沙方程式和底床冲淤方程式为

$$\frac{\partial(hN)}{\partial t} + \frac{\partial(hNU)}{\partial x} + \frac{\partial(hNV)}{\partial y} + \alpha_b \omega_b (N - N_*) = 0 \quad (2.58)$$

$$\gamma_0 \frac{\partial \eta_b}{\partial t} = \alpha_b \omega_b (N - N_*) \quad (2.59)$$

式中：\$N\$ 和 \$N_*\$ 分别为讨论点的底沙输沙量和底沙输沙能力折算成全水深的泥沙浓度；\$\alpha_b\$ 为底沙沉降系数；\$\omega_b\$ 为底沙沉速；\$\gamma_0\$ 为床面泥沙干容重，\$\partial \eta_b\$ 为由底沙引起的冲淤变化。按照 \$N\$ 和 \$N_*\$ 的定义，应有

$$N = q_b / q \quad (2.60)$$

$$N_* = q_{b*} / q \quad (2.61)$$

其中：单宽流量 \$q = h\sqrt{U^2 + V^2}\$。

式 (2.60) 中用底沙单宽输沙重量表示的水流作用下的单宽输沙能力为

$$q_{b*} = \frac{k_F}{C_0^2} \frac{\rho}{\rho_s - \rho} \gamma_s \frac{U^3}{g\omega} (U - U_c) \quad (2.62)$$

式中：\$k_F\$ 是系数。

由 (2.57) 式和 (2.58) 式可得下述比尺关系

$$\frac{\lambda_N \lambda_h}{\lambda_t} = \frac{\lambda_h \lambda_N \lambda_u}{\lambda_t} \quad (2.63)$$

$$\lambda_N = \lambda_{N*} \quad (2.64)$$

$$\frac{\lambda_h \lambda_N \lambda_u}{\lambda_t} = \lambda_{\omega_b} \lambda_N \quad (2.65)$$

$$\lambda_{\gamma_0} \frac{\lambda_h}{\lambda_{t_b}} = \lambda_{\omega_b} \lambda_N \quad (2.66)$$

由 (2.63) 式得底沙沉速比尺为

$$\lambda_{\omega_b} = \lambda_u \lambda_h / \lambda_t = \lambda_h^{3/2} / \lambda_t \quad (2.67)$$

即底沙的沉速比尺与悬沙的沉速比尺 (2.48) 完全相同，且均与水流的垂直流速比尺 (2.41) 式相同。式 (2.64) 要求以全水深表示的底沙浓度比尺应等于其输

沙能力比尺。由 (2.60) 和 (2.61) 式可知, 这就是要求底沙输沙量比尺与底沙输沙能力比尺相同, 即

$$\lambda_{q_b} = \lambda_{q_{b*}} \quad (2.68)$$

由式 (2.63) 式可知, 在满足前述水流相似条件时, 可得出

$$\lambda_{q_{b*}} = \frac{\lambda_{\gamma_s}}{\lambda_{(\rho_s - \rho)}} \lambda_h^{3/2} \quad (2.69)$$

$$\lambda_U = \lambda_{U_c} \quad (2.70)$$

为满足式 (2.70) 的要求, 必须同时做到水流和波浪作用下的泥沙起动相似, 即

$$\lambda_u = \lambda_{u_c} \quad (2.71)$$

$$\lambda_{u_0} = \lambda_{u_{0c}} \quad (2.72)$$

窦国仁水流作用下的泥沙起动流速为^[138]

$$u_c = k' \left(\ln 11 \frac{h}{\Delta} \right) \left(\frac{\Delta}{\Delta_*} \right)^{1/6} \sqrt{3.6 \frac{\rho_s - \rho}{\rho} g d + \beta \frac{\varepsilon_0 + g h \delta (\delta / d)^{1/2}}{d}} \quad (2.73)$$

式中: k' 为系数 (将动未动时, $k'=0.26$; 少量动时, $k'=0.32$; 普遍动时, $k'=0.41$); Δ 为糙率高度 (当中值粒径 $d \leq 0.5\text{mm}$ 时, $\Delta=1\text{mm}$; 当 $d > 0.5\text{mm}$ 时, $\Delta=2d$); $\Delta_*=20\text{mm}$; ρ_s 和 ρ 分别为泥沙颗粒和水的密度; d 为中值粒径; β 为密实度系数 (表述床面泥沙处于非稳定密实状态下粘结力和静水附加压力较稳定密实状态下减小的事实); ε_0 为粘结力参数 (与泥沙颗粒材料的物理化学性质有关, 对于一般自由淤积的泥沙, $\varepsilon_0=1.75\text{cm}^3/\text{s}^2$, 对于电木粉, $\varepsilon_0=0.15\text{cm}^3/\text{s}^2$, 对于塑料沙, $\varepsilon_0=0.1\text{cm}^3/\text{s}^2$; δ 为薄膜水厚度参考数 (对于各种材料其值不变, $\delta=2.31 \times 10^{-5}\text{cm}$))。

窦国仁波浪作用下的起动流速具有下述形式^[141]

$$u_{oc} = \sqrt{\alpha \left(\frac{L}{\Delta} \right)^{1/2} \left[3.6 \frac{\rho_s - \rho}{\rho} g d + \beta_w \beta \frac{\varepsilon_0 + g h \delta (\delta / d)^{1/2}}{d} \right] + \left(0.03 \frac{\pi L}{T} \right)^2 - \left(0.03 \frac{\pi L}{T} \right)} \quad (2.74)$$

式中: α 为系数 (少量动时, $\alpha=0.051$; 普通动时, $\alpha=0.079$); β_w 为考虑波浪振动作用使泥沙粘结力和静水附加压力减小的参数; L 为波长; 其余符号同前。波长可根据已知波周期和水深, 通过试算由下式确定

$$L = \frac{g T^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right) \quad (2.75)$$

在上述二式中的 β 和 β_w 分别为

$$\beta = \left(\frac{\rho_0}{\rho_{0*}} \right)^{2.5} = \left(\frac{\rho' - \rho}{\rho_* - \rho} \right)^{2.5}$$

$$\beta_w = \left(\frac{d}{d_1} \right)^{1/4}$$

其中： ρ_0 和 ρ_{0*} 分别为泥沙的干密度和稳定干密度； ρ' 和 ρ_* 分别为泥沙的湿密度和稳定湿密度； d_1 为受波浪振动影响的临界粒径（ $d_1=0.15\text{mm}$ ，当 $d \geq d_1$ 时， $\beta_w = 1$ ）。

根据（2.68）式的要求，（2.69）式也是底沙输沙量的比尺 λ_{q_b} 。将（2.69）式代入（2.64）式，得

$$\lambda_{N*} = \frac{\lambda_{q_b}}{\lambda_q} = \frac{\lambda_{\gamma_s}}{\lambda_{(\rho_s - \rho)}} \quad (2.76)$$

它与（2.52）式表述的含沙量比尺完全相同。

由（2.63）式可以得出输移底沙的水流时间比尺为

$$\lambda_t = \lambda_{t'} / \lambda_h^{1/2} \quad (2.77)$$

即与潮流时间比尺（2.42）式相同，也与输移悬沙的水流时间比尺一致。

由（2.66）式可以写出由底沙引起的冲淤时间比尺 λ_{t_b} 为

$$\lambda_{t_b} = \lambda_{\gamma_0} \frac{\lambda_h}{\lambda_N \lambda_{\omega_b}} = \lambda_{\gamma_0} \frac{\lambda_{(\rho_s - \rho)}}{\lambda_{\gamma_s}} \lambda_t \quad (2.78)$$

即与由悬沙引起的时间比尺（2.64）式完全相同，因而可以在一个模型中同时进行悬沙和底沙的综合试验，即全沙试验。

2.5 本章小结

本章从潮流运动方程、悬沙运动方程和底沙运动方程入手，推导了潮流、波浪和全沙物理模型的相似条件，得到在一个模型中进行潮流波浪作用下全沙模型试验的条件是潮流需同时满足重力相似和阻力相似，按沉降相似和起动相似选择

模型沙，取波高比尺与波长比尺相同且均等于水深比尺，按挟沙能力相似控制含沙量，按底床泥沙的沉降相似和起动相似选择模型沙，按底沙输沙能力比尺控制底沙加沙量。

第三章 系列变率模型设计及其验证

3.1 系列变率模型设计

3.1.1 模拟的原型条件

系列变率模型中模拟的河段是在长江口北槽航道的基础上加以概化而给出的(图 3.0)。它实际上是个虚拟的原型。此原型河段长约 10km, 双导堤段长 6km, 导堤出口为放宽段, 其纵向坡降参照北槽纵坡降 0.027‰选取。双导堤间距 2km, 下游放宽段最宽处为 3km。双导堤顶部不过水。双导堤内有一条底标高为-10m 的航道, 航道底宽为 160m, 边坡 1: 50, 航道两侧边滩的底标高均为-6m。航道中心线距北导堤 1.3km, 距南导堤 0.7km。五个系列模型均以此概化地形为模拟的原型地形。

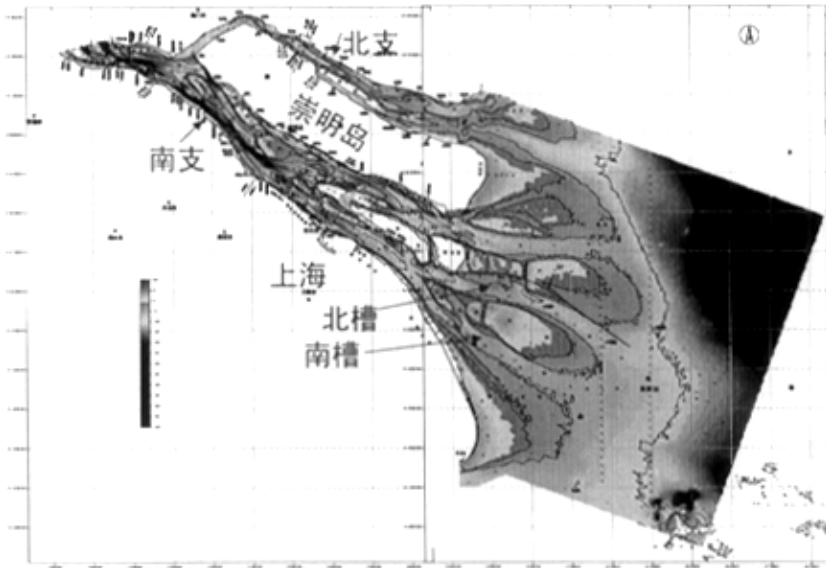


图 3.0 长江口形势图

长江口深水航道治理工程中有双导堤和南、北丁坝。为了研究模型变率在无丁坝和有丁坝时对潮流、波浪和泥沙冲淤的影响,系列模型模拟了原型无丁坝和有丁坝的情况。有丁坝的情况分别是,只有北 1 丁坝 (N1) 和南 2 丁坝 (S2) 时,反映南北丁坝相距较远时的情况,称其为“斜对丁坝(错口丁坝)”;只有南 1 丁坝 (S1) 和北 1 丁坝 (N1) 时,反映南北丁坝相对时的情况,称其为“对丁坝(对口丁坝)”;有南 1 丁坝 (S1)、南 2 丁坝 (S2)、北 1 丁坝 (N1)、北 2 丁坝 (N2) 四条丁坝时,反映丁坝群的情况,称其为“四丁坝(双对口丁坝)”。

在选用原型的动力和泥沙条件时,也都以北槽的实际情况为基础。原型的潮位分别采用 1996 年 3 月 9~10 日和 9 月 13~14 日北槽中潮位站的潮位过程线,前者平均潮位 2.05m,潮差 3.76m,简称“大潮”;后者平均潮位 2.55m,潮差 3.60m,为与前者区分,简称“中潮”。

为了更清楚地反映波浪的作用与影响,原型的波浪分别采用波高为 3m、波周期为 5.7s 和波高为 2.0m、波周期为 4.3s 的大浪。前者相当于北槽 25 年一遇的 1/10 大波,后者为北槽中几乎每年都会出现的大波。为区分这两种浪,前者简称为“大浪”,后者简称为“中浪”。浪向取正东,即与北槽涨潮流流向 (110°) 的夹角为 20° 。

在进行浑水“大潮”试验时,取原型含沙量为 0.92kg/m^3 ;在进行浑水“中潮”试验时,取原型含沙量为 0.54kg/m^3 。原型底床泥沙中值粒径取为 0.05mm,悬沙的絮凝沉速取为 0.05cm/s,由此得原型底床泥沙的沉速 0.225cm/s,絮凝后的悬沙当量粒径为 0.0235mm。

3.1.2 系列模型比尺

为了研究模型变率的影响,设计了五个不同变率的模型,依据模型由小到大编号,这五个模型分别称作 1#模型、2#模型、3#模型、4#模型和 5#模型,其水平比尺 λ_h 分别为 200、400、660、1000 和 1600,其垂直比尺 λ_v 分别为 80、100、110、120 和 125,其变率分别为 2.5、4、6、8.33 和 12.8。

在设计这五个模型时,潮流方面同时考虑了重力相似 (2.9) 式至 (2.11) 式和阻力相似 (2.12) 式;波浪方面按 (2.17) 式的要求,取波高比尺和波长比尺均等于水深比尺;悬沙和底沙方面都是按同时满足水流作用下和波浪作用下的

挟沙能力相似 (2.50) 和 (2.51) 式、底沙输沙能力相似 (2.68) 式、含沙量相似 (2.71) 式、底沙输沙量相似 (2.69)、沉降相似 (2.48) 式和 (2.67) 式以及泥沙起动相似 (2.71) 和 (2.72) 式的要求进行的。

为满足上述泥沙比尺要求, 选择了密度为 1.48t/m^3 的电木粉作为模型沙。电木粉外形为多角形, 与天然沙现状接近, 水下休止角较大, 具有起动流速小, 化学性质稳定, 不易变质, 可长期使用的优点。但过细的电木粉会发生轻度板结, 对起动流速有一定的影响。根据南京水利科学研究院试验结果, 电木粉粒径大于 0.6mm , 沉积 10 天的起动流速与沉积 3 天的基本一致; 粒径为 0.4mm , 沉积 3 天的起动流速比沉积 1 天的大 12%; 粒径为 0.2mm , 沉积 3 天的起动流速比沉积 1 天的大 12%。

长江口北槽河床的湿容重约为 1.8t/m^3 , 相当于其干容重为 1.285t/m^3 。根据模型中测得的电木粉的干容重约为 $0.53\sim 0.57\text{t/m}^3$, 颗粒愈细, 干容重愈小。由此可得干容重比尺为 $2.42\sim 2.25$ 。根据上述要求, 分别得出了五个变态模型的水流、波浪、悬沙、底沙等比尺数值 (表 3.1)。

表 3.1 河口泥沙系列模型比尺表

比尺名称 \ 模型编号	1#模型	2#模型	3#模型	4#模型	5#模型
模型变率	2.5	4.0	6.0	8.33	12.8
水平比尺 λ_l	200	400	660	1000	1600
水深比尺 λ_h	80	100	110	120	125
潮流速比尺 λ_u	8.94	10.0	10.49	10.95	11.18
谢才系数比尺 λ_{C_0}	1.58	2.00	2.45	2.89	3.58
潮流糙率比尺 λ_n	1.31	1.08	0.89	0.77	0.625
潮流时间比尺 λ_t	22.36	40	62.93	91.28	143.1
波高比尺 λ_H	80	100	110	120	125
波长比尺 λ_L	80	100	110	120	125
波质点速度比尺 λ_{u_0}	8.94	10.0	10.49	10.95	11.18
波速比尺 λ_{C_w}	8.94	10.0	10.49	10.95	11.18
波周期比尺 λ_T	8.94	10.0	10.49	10.95	11.18
波阻系数比尺 λ_{f_w}	0.40	0.25	0.167	0.120	0.078

表 3.1 河口泥沙系列模型比尺表 (续)

比尺 名称	模型 编号	1#模型	2#模型	3#模型	4#模型	5#模型
悬沙沉速比尺 λ_{ω_s}		3.58	2.50	1.75	1.32	0.87
挟沙能力比尺 λ_{S_c}		0.52	0.52	0.52	0.52	0.52
含沙量比尺 λ_S		0.52	0.52	0.52	0.52	0.52
泥沙干容重比尺 λ_{γ_0}		2.42	2.38	2.34	2.29	2.25
悬沙冲淤时间比尺 λ_{t_s}		104	183	283	402	619
泥沙沉速比尺 λ_{ω_b}		3.58	2.50	1.75	1.32	0.87
泥沙粒径比尺 λ_d		1.02	0.85	0.713	0.619	0.504
底沙输沙能力比尺 $\lambda_{q_{b*}}$		372	520	600	684	727
底沙输沙量比尺 λ_{q_b}		372	520	600	684	727
底沙冲淤时间比尺 λ_{t_b}		104	183	283	402	619
潮流起动速度比尺 λ_{u_c}		8.94	10.0	10.49	10.95	11.18
波浪起动速度比尺 $\lambda_{u_{0c}}$		8.94	10.0	10.49	10.95	11.18

根据表 3.1 中所列比尺值, 在已知原型有关数值条件下即可得出模型中有关值, 详见表 3.2。

表 3.2 各模型试验值汇总表

潮流、波浪、泥沙 特征值	采用的 原型值	各模型值				
		1#	2#	3#	4#	5#
潮周期 (一涨一落)	12hr	32min	18min	11.5min	8min	5min
糙率系数	0.013	0.010	0.012	0.015	0.017	0.021
“大浪”波高	3.0m	3.75cm	3.0cm	2.73cm	2.5cm	2.4cm
“大浪”波周期	5.7sec	0.64sec	0.57sec	0.54sec	0.52sec	0.51sec
“中浪”波高	2.0m	2.5cm	2.0cm	1.82cm	1.67cm	1.60cm
“中浪”波周期	4.3sec	0.48sec	0.43sec	0.41sec	0.39sec	0.38sec
河床泥沙沉速	0.225cm/s	0.063 cm/s	0.090 cm/s	0.128 cm/s	0.170 cm/s	0.259 cm/s
河床泥沙粒径	0.05mm	0.05mm	0.06mm	0.07mm	0.08mm	0.10mm
悬沙絮凝沉速	0.05cm/s	0.014 cm/s	0.020 cm/s	0.029 cm/s	0.038 cm/s	0.057 cm/s
悬沙絮凝粒径	0.0235mm	0.023m m	0.028m m	0.033m m	0.038m m	0.047m m
大潮含沙量	0.92kg/m ³	1.77 kg/m ³	1.77 kg/m ³	1.77 kg/m ³	1.77 kg/m ³	1.77 kg/m ³
中潮含沙量	0.54kg/m ³	1.04 kg/m ³	1.04 kg/m ³	1.04 kg/m ³	1.04 kg/m ³	1.04 kg/m ³
悬沙冲淤时间 (半年)	182d	42hr	24hr	15hr	11hr	7hr
底沙冲淤时间 (半年)	182d	42hr	24hr	15hr	11hr	7hr

3.1.3 模型布置和控制

图 3.1 为 1# 模型的平面布置图, 其它模型布置图均与此相同。模型下游设有尾门升潮, 并有生波机生波; 上游设有双向泵调节上游流量。模型采用水库加沙和上下游加沙相结合的方式控制要求的含沙量和粒径级配。

各模型均设水位仪 3 台、流速仪 11 台以及波高仪 5 台。水位仪分别设在尾门和航道中心线的中部和上游; 流速仪分别设在各丁坝坝头以及北 1 丁坝和北 2 丁坝之间的断面上; 含沙量测量位于堤头位置和航道上下口处, 波高仪分别设在生波机前、北 1 丁坝和北 2 丁坝之间以及航道中心线的中部和上游。

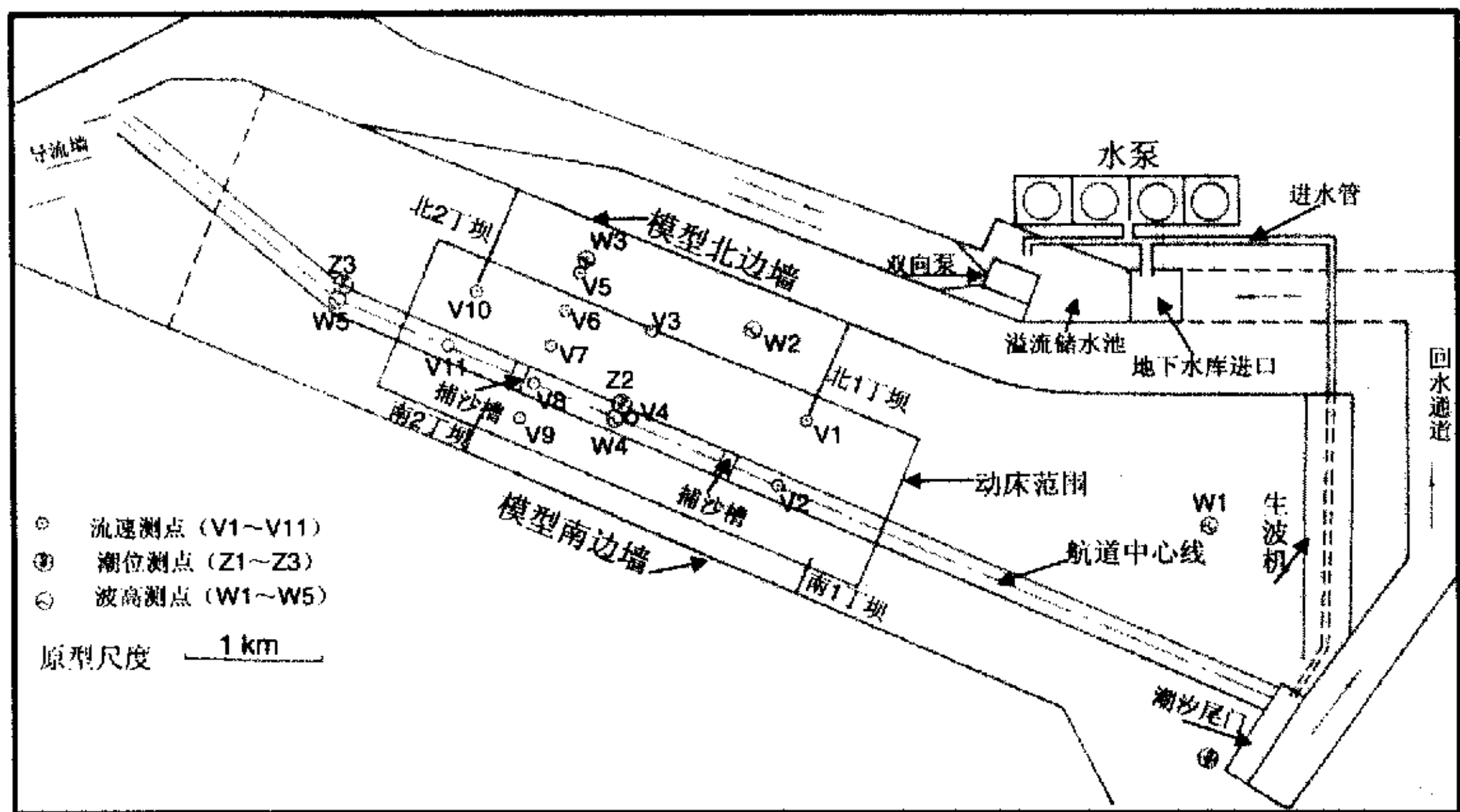


图 3.1 模型布置

各个模型均由计算机按给定潮型控制尾门、按给定流量过程线控制双向泵、按率定的波高控制造波机, 潮位仪、流速仪、波高仪由计算机控制定时采集数据, 含沙量由人工定时采集, 通过比重瓶法确定。试验开始和试验结束时测航道边坡以及航道部位丁坝头部位地形, 第 15 小时加测同上区域的地形变化。每 3 小时监测一次丁坝头冲刷坑深度变化。试验开始和结束按常规测泥沙干容重 γ_s 和中值粒径 d_{50} 。潮位仪、流速仪和波高仪均采用南京水利科学研究院研制的产品。潮位仪的分辨率为 0.1mm, 精度在 0.2mm 内。流速仪的分辨率为 1 个脉冲, 在本试验流速范围内, 精度在 0.1cm 内。波高仪的精度在 2mm 内。采用测针测量地形, 测针的分辨率为 0.1mm。

3.1.4 系列模型泥沙起动流速

泥沙起动相似是悬沙和底沙运动相似的必要条件。在潮流和波浪共同作用时,为满足泥沙起动流速相似,必须同时满足水流作用下的泥沙起动相似和波浪作用下的泥沙起动相似,即需要同时满足(2.71)式和(2.72)式的要求。

按沉速相似条件已经得出了五个系列模型中用电木粉作底沙和悬沙模型沙时的泥沙粒径(表3.2)。针对这些电木粉的粒径,利用(2.73)式和(2.74)式可以分别计算出它们在水流作用下和在波浪作用下的起动流速值。由于五个模型所模拟的原型,最高潮位约为+4.0m,最低潮位约为0.0m,边滩高程为-6m,航道底高程为-10m,故原型中最小水深约为6m,最大水深约为14m。因此在起动流速计算中取原型水深为6~14m。按(2.73)式计算得到的水流作用下各模型底床泥沙起动流速值列于表3.3。将得到的模型起动流速值再乘以各模型的流速比尺即可换算成相应的原型起动流速值,此值也列于表3.3。由表3.3可见,五个模型的起动流速按各自的流速比尺换算成的原型值基本相同。五个模型的起动流速换算成原型值后,原型水深6m时均在0.76m/s左右(0.75~0.77m/s);8m时均在0.80m/s左右(0.79~0.81m/s);10m时均在0.83m/s左右(0.82~0.84m/s);12m时均在0.86m/s左右(0.85~0.87m/s);14m时均在0.88m/s左右(0.87~0.89m/s)。这说明五个模型在水流作用下底床泥沙起动方面彼此非常相似。

表3.3 水流作用下五个模型的底床泥沙起动流速

原型 d=0.05mm	1#模型 d=0.05mm		2#模型 d=0.06mm		3#模型 d=0.07mm				
h (m)	h (cm)	U _c (cm/s)		h (cm)	U _c (cm/s)		h (cm)	U _c (cm/s)	
		模型值	换算成 原型值		模型值	换算成 原型值		模型值	换算成 原型值
6	7.5	8.33	74.5	6	7.63	76.3	5.45	7.29	76.5
8	10	8.78	78.5	8	8.02	80.2	7.27	7.64	80.1
10	12.5	9.12	81.6	10	8.33	83.3	9.09	7.93	83.2
12	15	9.45	84.5	12	8.60	86.0	10.9	8.19	85.9
14	17.5	9.73	87.0	14	8.84	88.4	12.7	8.46	88.2
原型 d=0.05mm	4#模型 d=0.08mm		5#模型 d=0.10mm		备注				
h (m)	h (cm)	U _c (cm/s)		h (cm)	U _c (cm/s)		模型沙为电木粉, $\gamma_s = 1.48t/m^3$, 自然密实 $\beta = 1$, $\epsilon_0 = 0.15cm^3/s^2$, 按少量动计算。		
		模型值	换算成 原型值		模型值	换算成 原型值			
6	5	7.05	77.2	4.8	6.92	77.4			
8	6.67	7.39	81.0	6.4	7.28	81.4			
10	8.33	7.67	84.0	8	7.56	84.5			
12	10	7.91	86.6	9.6	7.77	86.9			
14	11.7	8.11	88.8	11.2	7.97	89.1			

在波浪作用下底床泥沙的起动流速，即用波浪底部最大质点速度表示的起动流速，可由(2.74)式得出。在波浪起动流速(2.74)式中含有波长，在相同波周期下波长仅与水深有关。可由(2.75)式求得不同周期不同水深时的波长。由此求出的五个模型中波浪作用下底床泥沙起动流速值列于表3.4中。将按(2.74)式求得的起动流速值乘以各模型的流速比尺，即可得到各模型相当于原型的波浪作用下的起动流速值，这些值也列于表3.4中。由表3.4可知，波浪作用下的泥沙起动流速与水深的关系远较水流作用下起动流速与水深的关系小，在水深6m至14m范围内波浪起动流速接近常值。将各模型的波浪起动流速换算成原型值后，五个模型的底床泥沙的波浪起动流速值基本上都在0.13m/s至0.18m/s之间，差别不大，基本上满足了五个模型波浪起动流速彼此相近的要求。

表 3.4 波浪作用下五个模型的底床泥沙起动流速

原型 d=0.05mm T=4.2sec		1#模型 d=0.05mm T=0.47sec		2#模型 d=0.06mm T=0.42sec		3#模型 d=0.07mm T=0.40sec								
h (m)	h (cm)	U _c (cm/s)		h (cm)	U _c (cm/s)		h (cm)	U _c (cm/s)						
		模型值	换算成原型值		模型值	换算成原型值		模型值	换算成原型值					
6	7.5	1.46	13.06	6	1.47	14.8	5.45	1.53	16.06					
8	10	1.45	12.97	8	1.47	14.73	7.27	1.53	16.01					
10	12.5	1.46	13.03	10	1.48	14.75	9.09	1.52	15.97					
12	15	1.47	13.15	12	1.48	14.82	10.9	1.53	16.03					
14	17.5	1.49	13.30	14	1.49	14.91	12.7	1.54	16.09					
原型 d=0.05mm T=4.2sec		4#模型 d=0.08mm T=0.38sec		5#模型 d=0.10mm T=0.38sec		备注								
h (m)	h (cm)	U _c (cm/s)		h (cm)	U _c (cm/s)		模型沙为电木粉， $\gamma_s = 1.48t/m^3$ ， 自然密实 $\beta = 1$ ， $\epsilon_0 = 0.15cm^3/s^2$ ， 按少量动计算。							
		模型值	换算成原型值		模型值	换算成原型值								
6	5	1.58	17.33	4.8	1.64	18.45					模型沙为电木粉， $\gamma_s = 1.48t/m^3$ ， 自然密实 $\beta = 1$ ， $\epsilon_0 = 0.15cm^3/s^2$ ， 按少量动计算。			
8	6.67	1.58	17.30	6.4	1.64	18.45								
10	8.33	1.58	17.28	8	1.64	18.39								
12	10	1.58	17.27	9.6	1.65	18.37								
14	11.7	1.58	17.34	11.2	1.65	18.42								

与计算底床泥沙起动流速的方法相同，也分别按(2.73)式和(2.74)式计算各模型的悬沙在6m至14m水深之间水流作用下和波浪作用下的悬沙起动流速，然后再按各模型的流速比尺值，分别换算成原型值。各模型水流作用下的悬沙起动流速值列于表3.5，波浪作用下的悬沙起动流速值列于表3.6。

表 3.5 水流作用下五个模型的悬沙起动流速

原型 d=mm	1#模型 d=0.023mm			2#模型 d=0.028mm			3#模型 d=0.033mm					
h (m)	h (cm)	U _c (cm/s)		h (cm)	U _c (cm/s)		h (cm)	U _c (cm/s)				
		模型值	换算成 原型值		模型值	换算成 原型值		模型值	换算成 原型值			
6	7.5	11.41	102.04	6	9.99	99.86	5.45	9.14	95.90			
8	10	12.09	108.12	8	10.55	105.50	7.27	9.65	101.18			
10	12.5	12.67	113.29	10	11.02	110.22	9.09	10.06	105.55			
12	15	13.18	117.89	12	11.43	114.34	10.9	10.43	109.34			
14	17.5	13.65	122.10	14	11.81	118.10	12.7	10.75	112.73			
原型 d=mm	4#模型 d=0.038mm			5#模型 d=0.045mm			备注					
h (m)	h (cm)	U _c (cm/s)		h (cm)	U _c (cm/s)		模型沙为电木粉, $\gamma_s = 1.48t/m^3$, 自然密实 $\beta = 1$, $\epsilon_0 = 0.15cm^3/s^2$, 按少量动计算。					
		模型值	换算成 原型值		模型值	换算成 原型值						
6	5	8.51	93.24	4.8	7.96	88.94				模型沙为电木粉, $\gamma_s = 1.48t/m^3$, 自然密实 $\beta = 1$, $\epsilon_0 = 0.15cm^3/s^2$, 按少量动计算。		
8	6.67	8.97	98.28	6.4	8.38	93.50						
10	8.33	9.35	102.38	8	8.72	97.48						
12	10	9.67	105.94	9.6	9.01	100.76						
14	11.7	9.96	109.11	11.2	9.27	103.65						

表 3.6 波浪作用下五个模型的悬沙起动流速

原型 d=mm	1#模型 d=0.023mm T=0.47sec			2#模型 d=0.028mm T=0.42sec			3#模型 d=0.033mm T=0.40sec					
h (m)	h (cm)	U _c (cm/s)		h (cm)	U _c (cm/s)		h (cm)	U _c (cm/s)				
		模型值	换算成 原型值		模型值	换算成 原型值		模型值	换算成 原型值			
6	7.5	1.40	12.56	6	1.35	13.52	5.45	1.34	14.10			
8	10	1.41	12.62	8	1.36	13.58	7.27	1.35	14.15			
10	12.5	1.43	12.82	10	1.37	13.70	9.09	1.35	14.20			
12	15	1.46	13.07	12	1.39	13.88	10.9	1.37	14.35			
14	17.5	1.49	13.36	14	1.41	14.08	12.7	1.38	14.51			
原型 d=mm	4#模型 d=0.038mm T=0.38sec			5#模型 d=0.045mm T=0.38sec			备注					
h (m)	h (cm)	U _c (cm/s)		h (cm)	U _c (cm/s)		模型沙为电木粉, $\gamma_s = 1.48t/m^3$, 自然密实 $\beta = 1$, $\epsilon_0 = 0.15cm^3/s^2$, 按少量动计算。					
		模型值	换算成 原型值		模型值	换算成 原型值						
6	5	1.34	14.69	4.8	1.37	15.26				模型沙为电木粉, $\gamma_s = 1.48t/m^3$, 自然密实 $\beta = 1$, $\epsilon_0 = 0.15cm^3/s^2$, 按少量动计算。		
8	6.67	1.35	14.74	6.4	1.37	15.34						
10	8.33	1.35	14.81	8	1.37	15.36						
12	10	1.36	14.89	9.6	1.38	15.41						
14	11.7	1.37	15.03	11.2	1.39	15.53						

由表 3.5 可知, 各模型换算成原型的起动流速值在 6m 水深时变化于 1.02~0.89m/s, 8m 水深时变化于 1.08~0.93m/s, 10 m 水深时变化于 1.13~0.94m/s, 12 m 水深时变化于 1.08~1.01m/s, 14 m 水深时变化于 1.22~1.04m/s, 相互之间都

比较接近。各模型悬沙在波浪作用下的起动流速值列于表 3.6。由表 3.6 可见，水深在 6m 至 14m 之间时，五个模型中的悬沙在波浪作用下的起动流速值换算成原型值后均在 0.13~0.15m/s 之间，彼此非常接近。

上述表明，五个模型中底床泥沙和悬沙的粒径都是依据沉降相似确定的，但又同时都满足了水流作用下的起动相似和波浪作用下的起动相似，从而也就保证了水流和波浪共同作用下的起动相似。

3.2 系列模型验证

虽然五个不同变率的模型都是按相同的相似理论设计的，但它们彼此之间是否真正相似还需进行试验论证。首先需要了解在只有航道工程条件下这五个模型测得的潮位和流速按各自的比尺换算成原型值时是否彼此相似。为此在各模型中按相同位置布设了潮位站、测流垂线、测波仪，具体位置见图 3.1。

3.2.1 潮位验证

在五个模型上进行大潮和中潮验证。图 3.2 至图 3.4 中分别给出了五个模型在 z1、z2 和 z3 潮位站的大潮潮位过程线，模型中的 z1 站位于下游，z2 站相当于北槽中潮位站的位置，z3 站位于上游。图 3.3 中的曲线为北槽中潮位站的实测潮位过程线，点据为各模型的潮位过程值，五个模型在此站的潮位与原型基本相似。图 3.2 和图 3.4 中的曲线分别为 z1 站和 z3 站五个模型潮位平均值过程线，图中点据为各模型的潮位值。潮流验证表明，五个模型中的大潮潮位基本相同。在图 3.5 至图 3.6 中又分别对中潮潮位过程进行了验证，也得到了五个模型的 z2 站潮位与原型基本相似、五个模型各部位的潮位过程的彼此基本相同的结果。

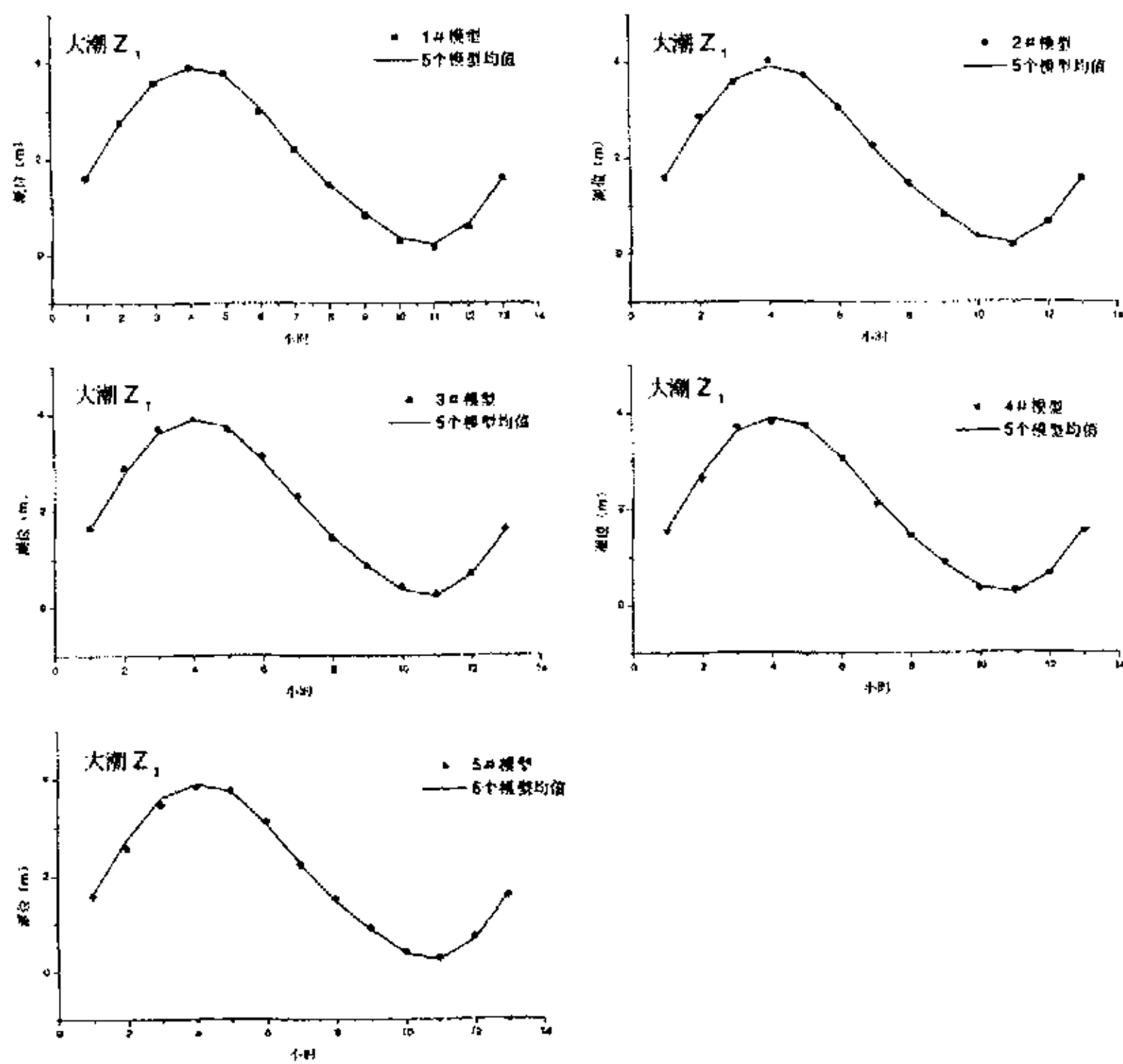


图 3.2 大潮 z1 站潮位过程线验证

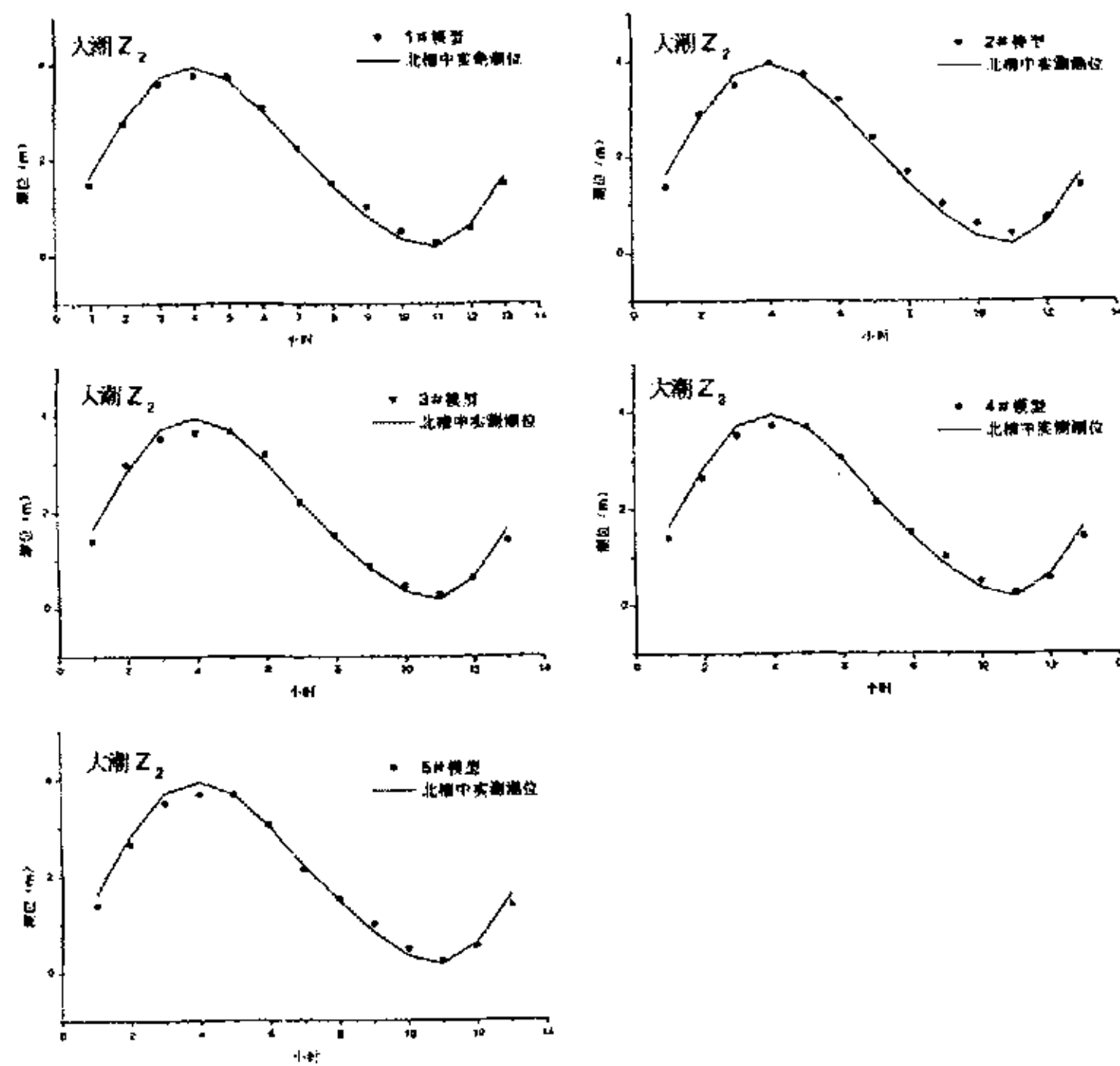


图 3.3 大潮 z2 站潮位过程线验证

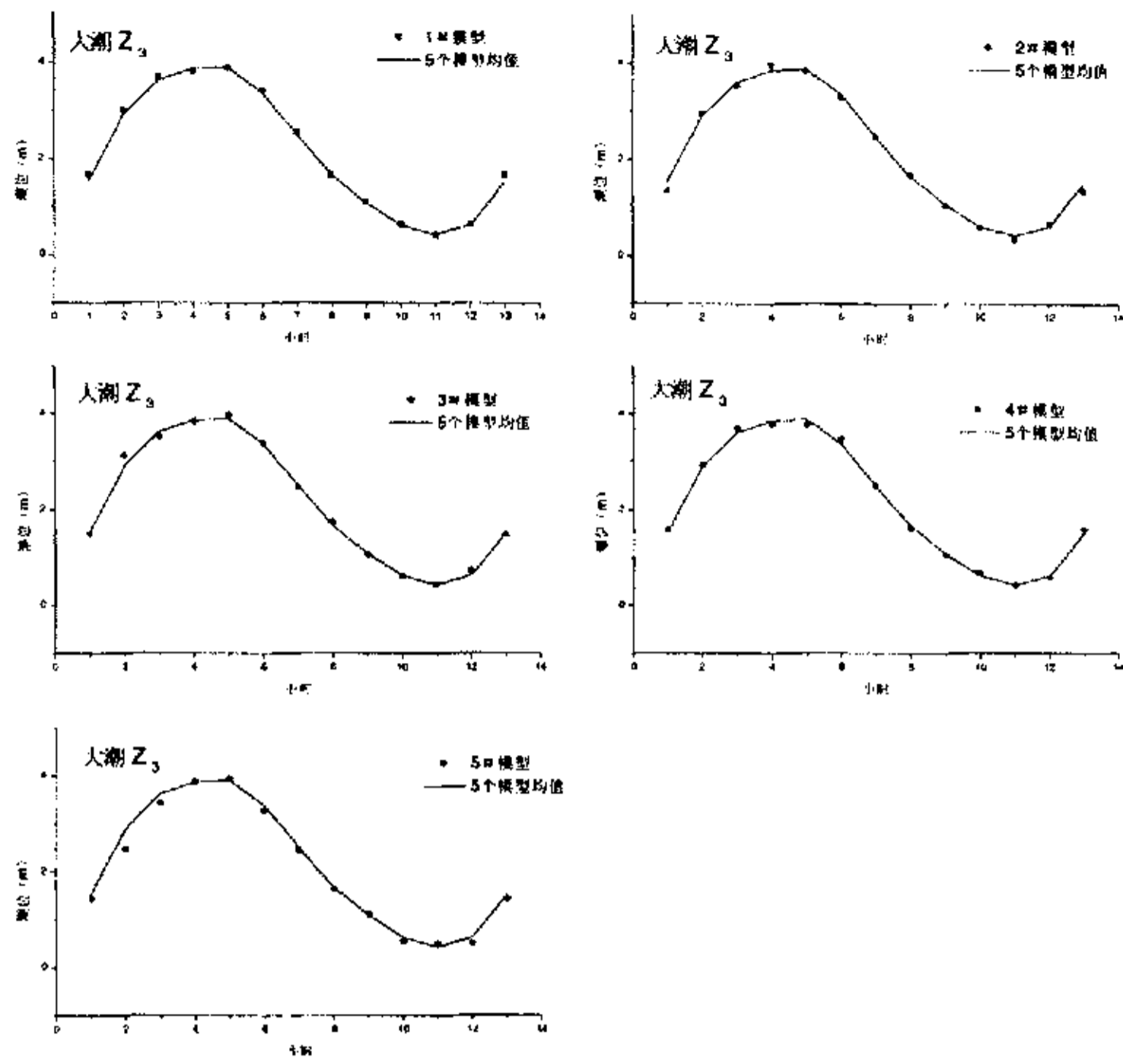


图 3.4 大潮 z3 站潮位过程线验证

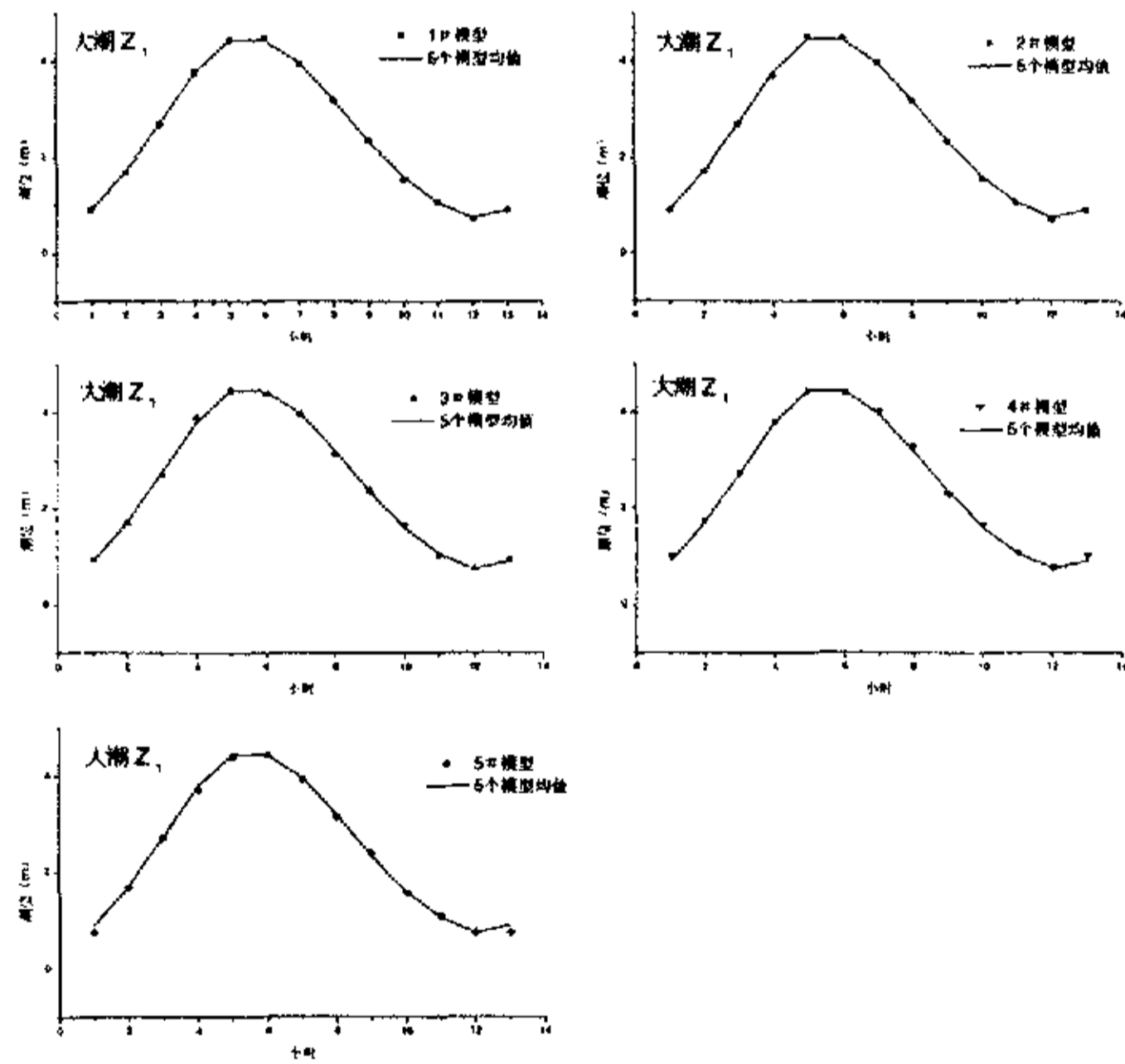


图 3.5 中潮 z1 站潮位过程线验证

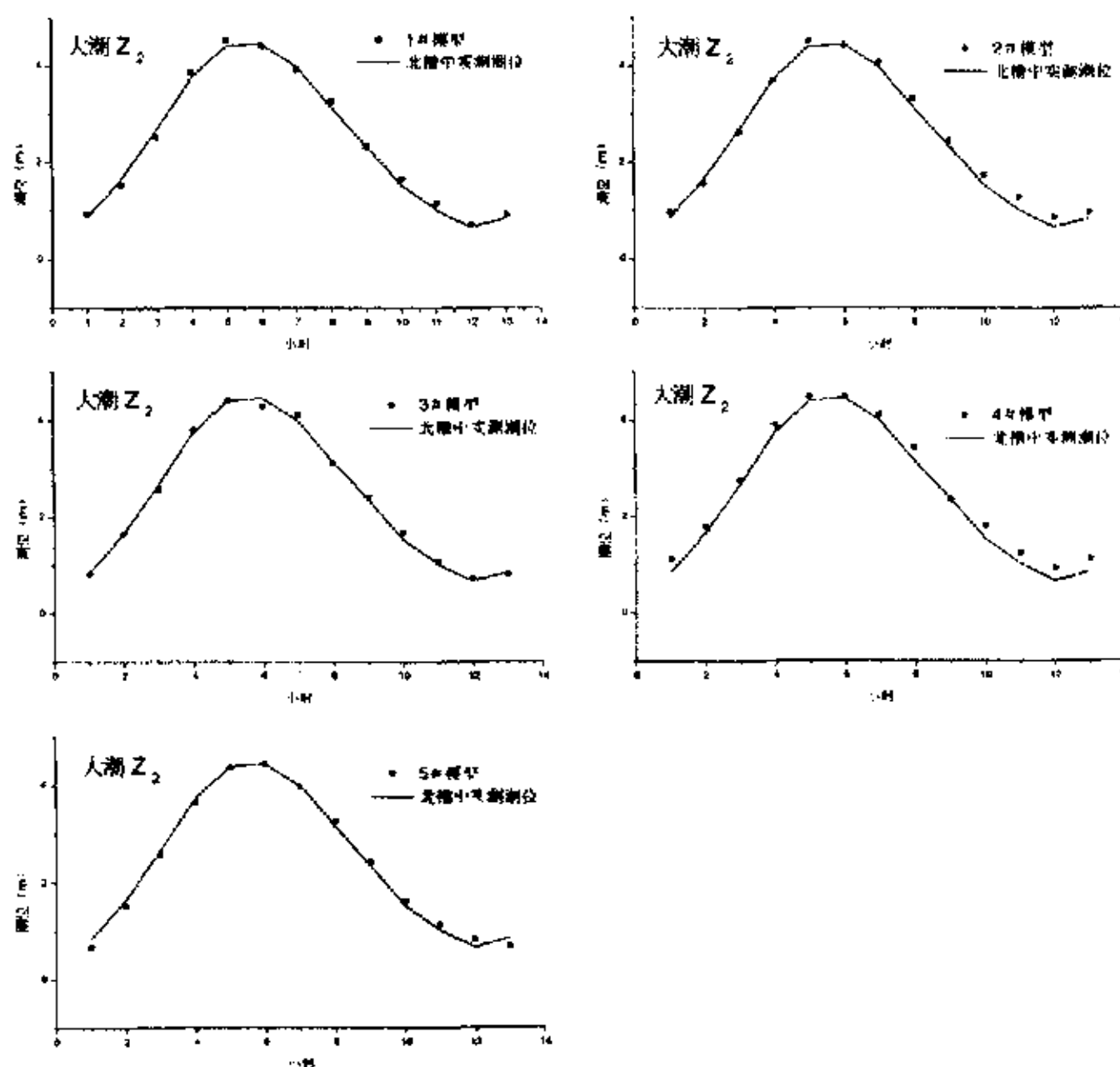


图 3.6 中潮 z2 站潮位过程线验证

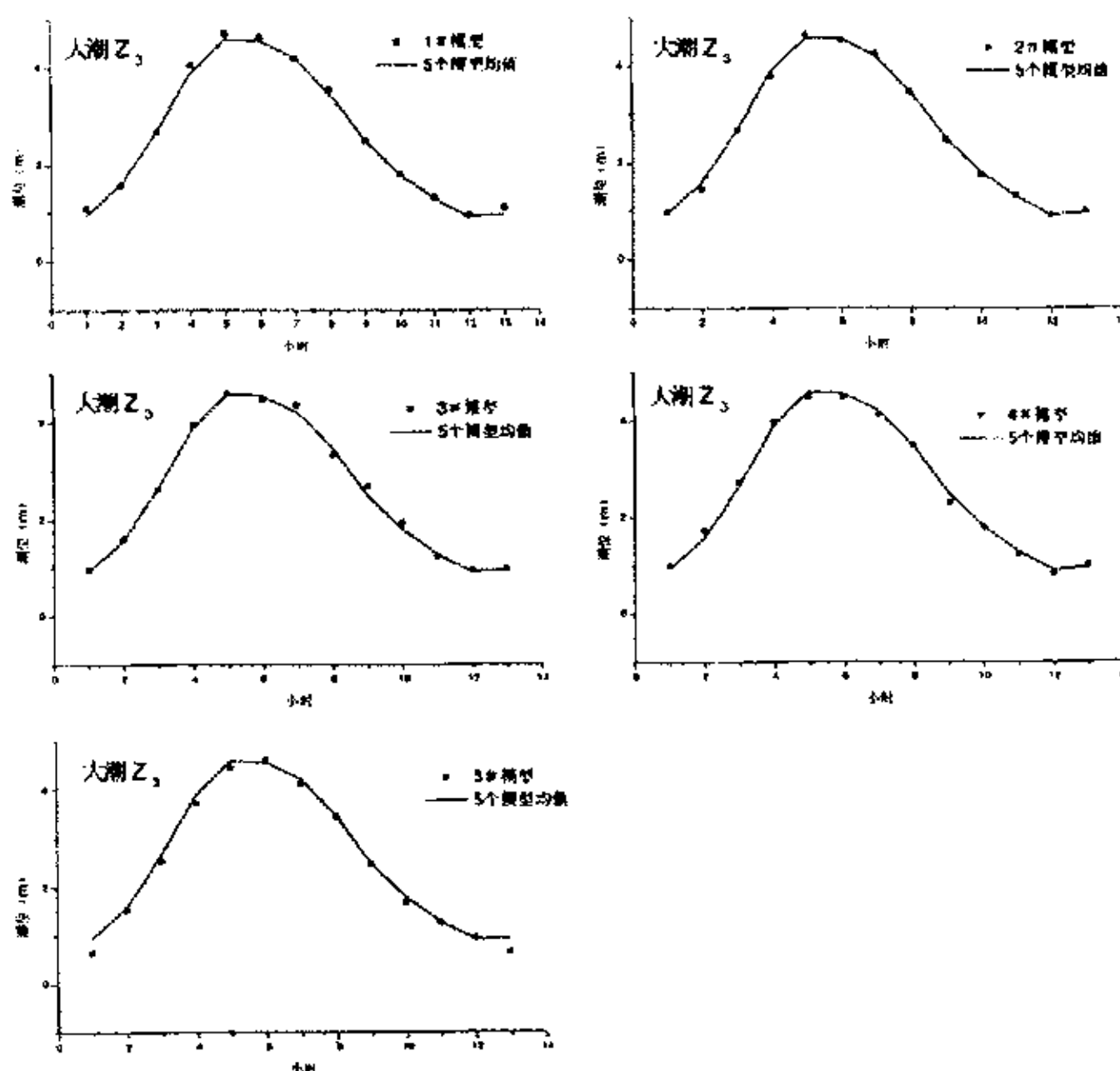


图 3.7 中潮 z3 站潮位过程线验证

3.2.2 潮流验证

为了全面了解五个模型大潮和中潮时的流场，在每个模型中均布置了 11 条测流垂线（见图 3.1），其编号从下游开始的，其中 2、4、8、11 号测点位于航道

中；5、6、7、8、9号测点位于同一横断面上；1、3、6、10号测点位于航道北侧的滩地。在图 3.8.1—图 3.8.11 和图 3.9.1—图 3.9.11 中分别给出了五个模型大潮和中潮各垂线涨、落潮流速（0.6 水深处）变化及对比。各图中曲线为五个模型某点流速的平均值，点据为各个模型该点的流速值。由各图可以看到，只有少量点据与平均曲线有偏差，且差值较小，总体上各个模型中的流速与五个模型的平均流速是一致的。这说明不论大潮还是中潮，五个模型的流场彼此均基本相似。

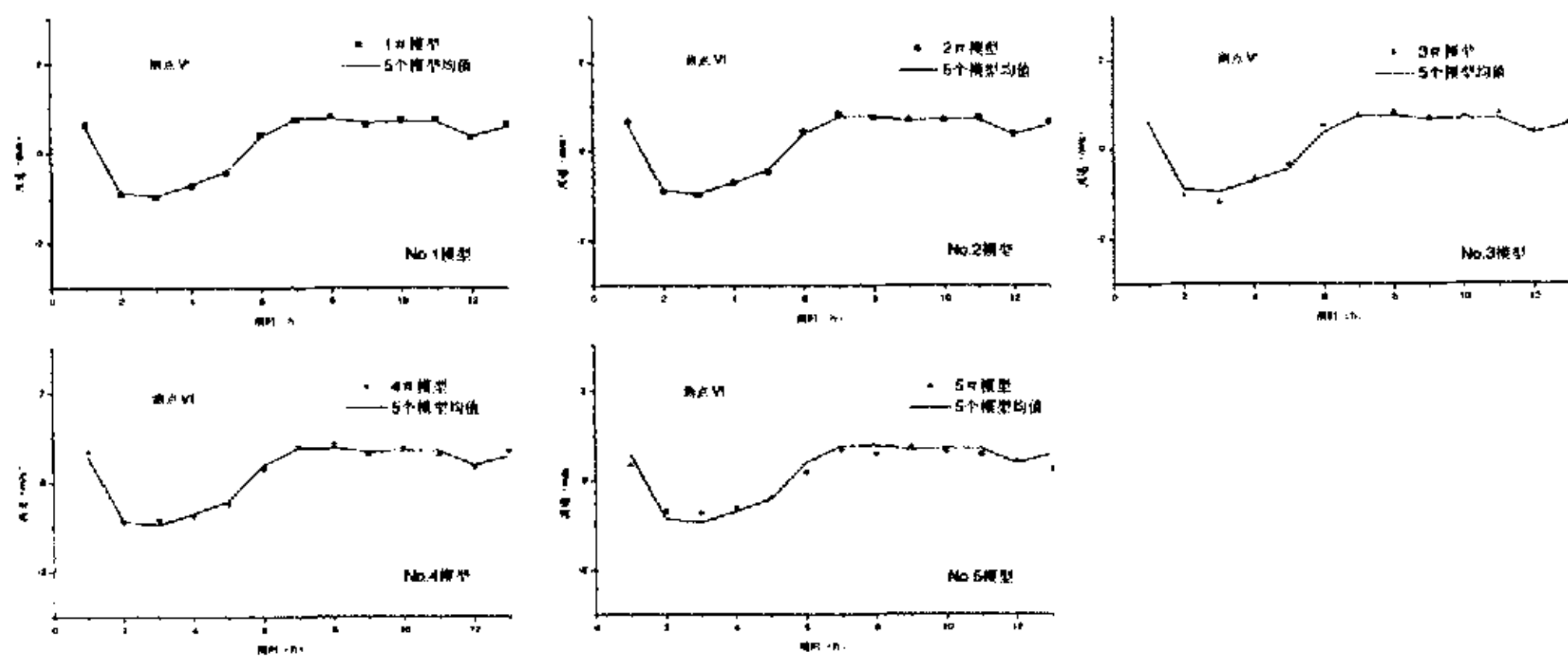


图 3.8.1 大潮 V1 站流速过程线验证

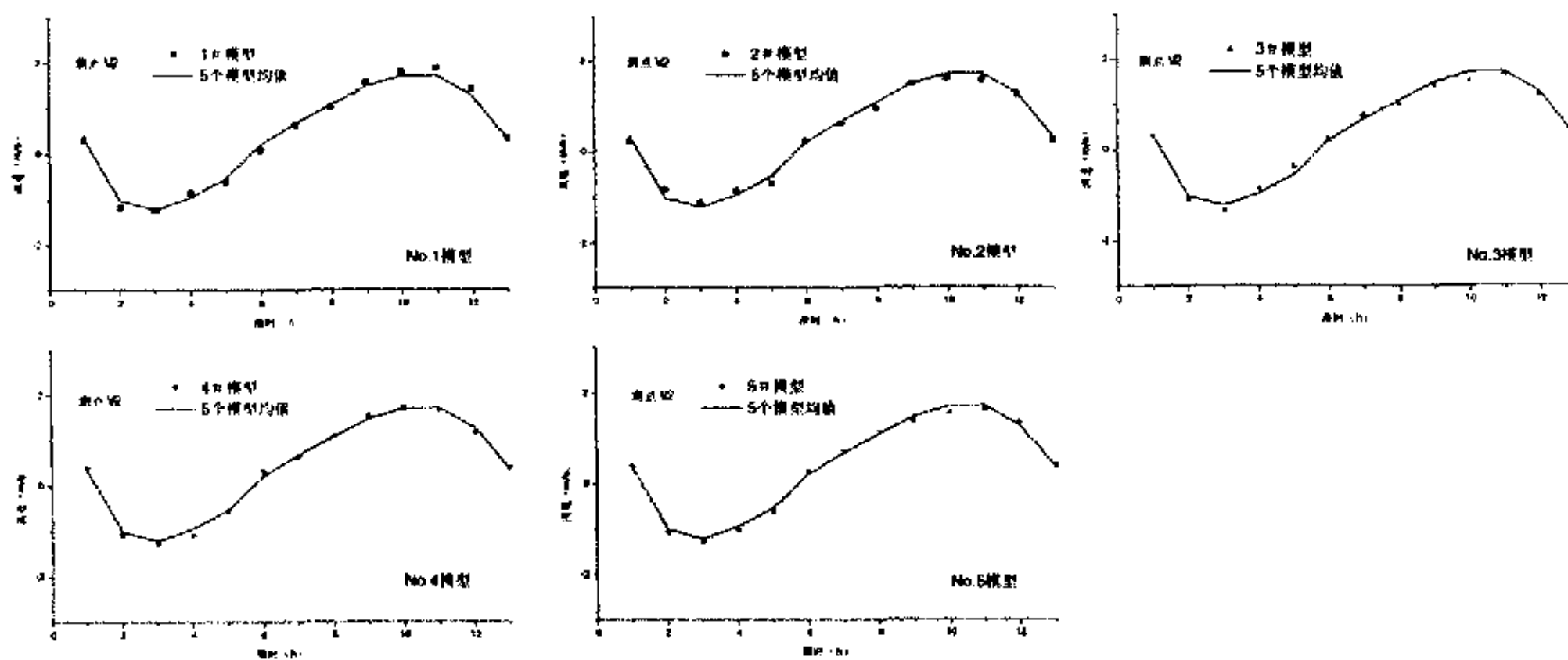


图 3.8.2 大潮 V2 站流速过程线验证

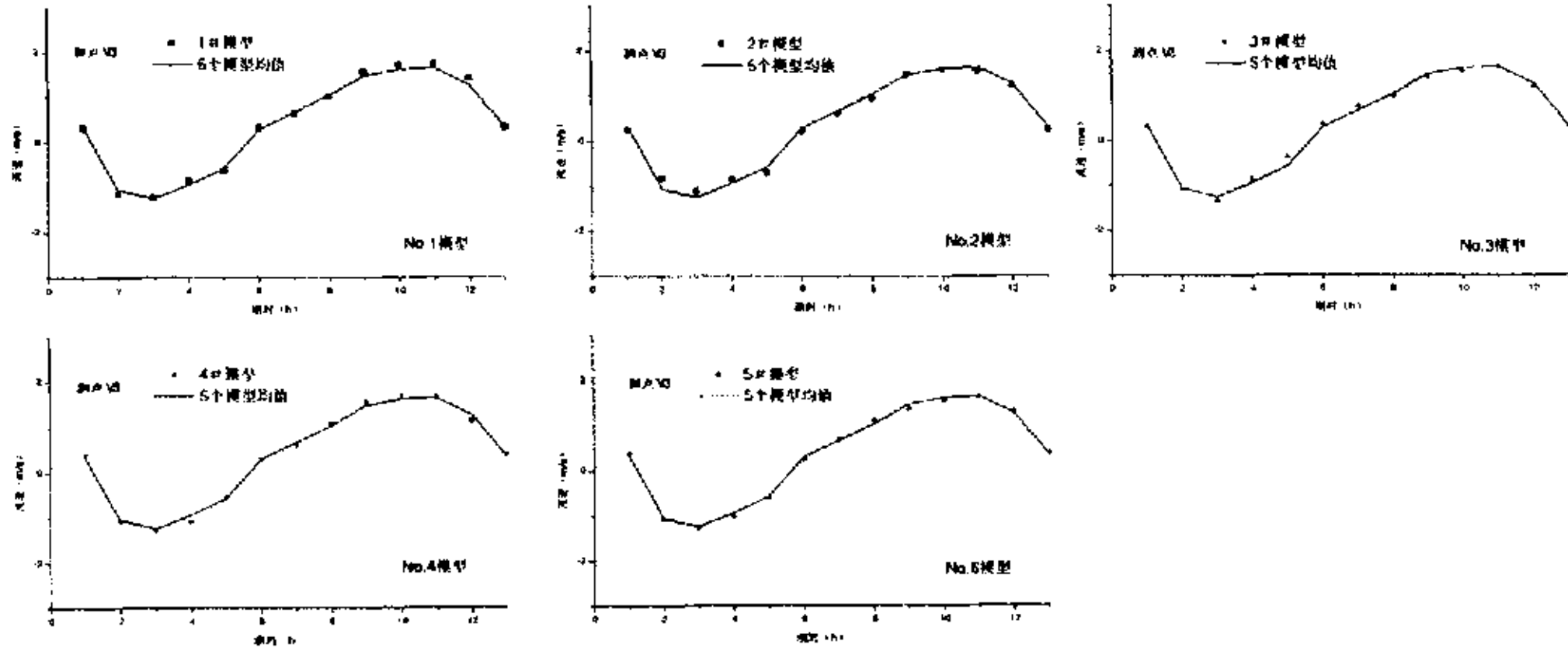


图 3.8.3 大潮 V3 站流速过程线验证

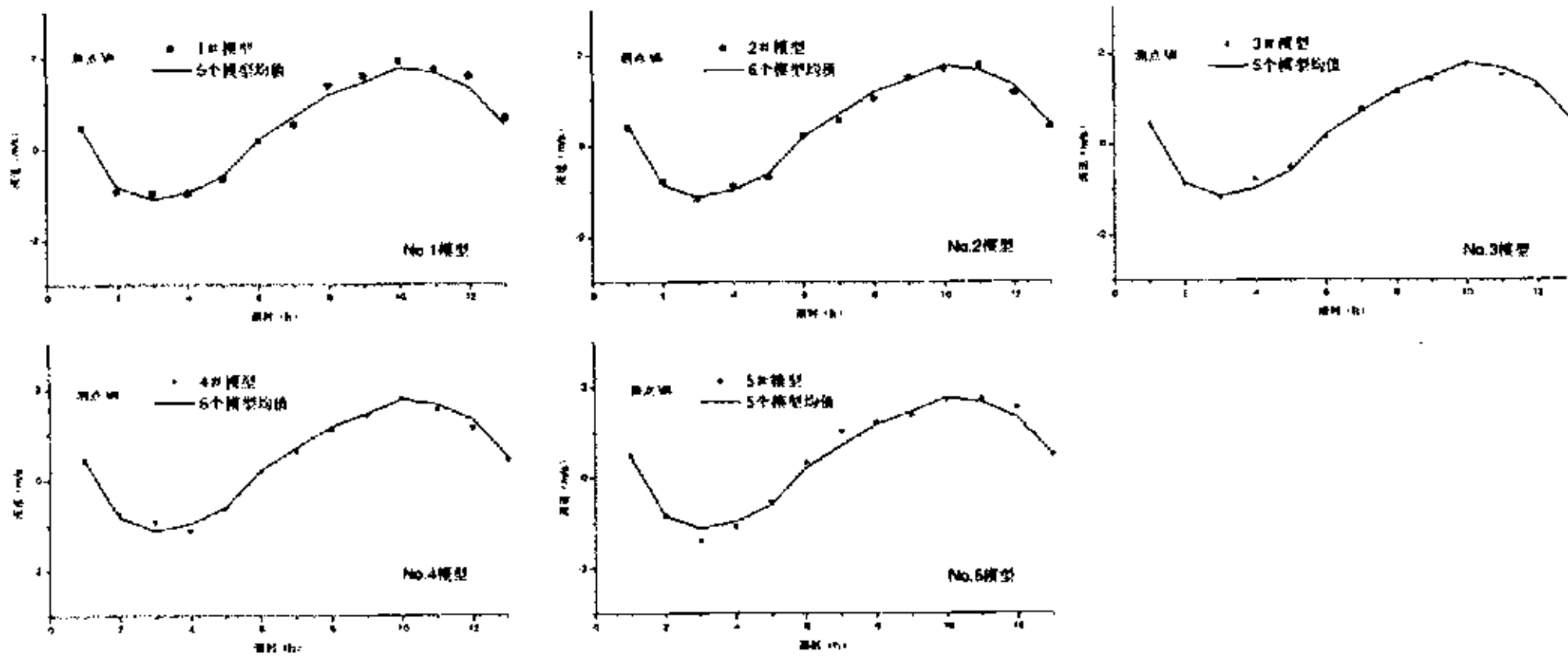


图 3.8.4 大潮 V4 站流速过程线验证

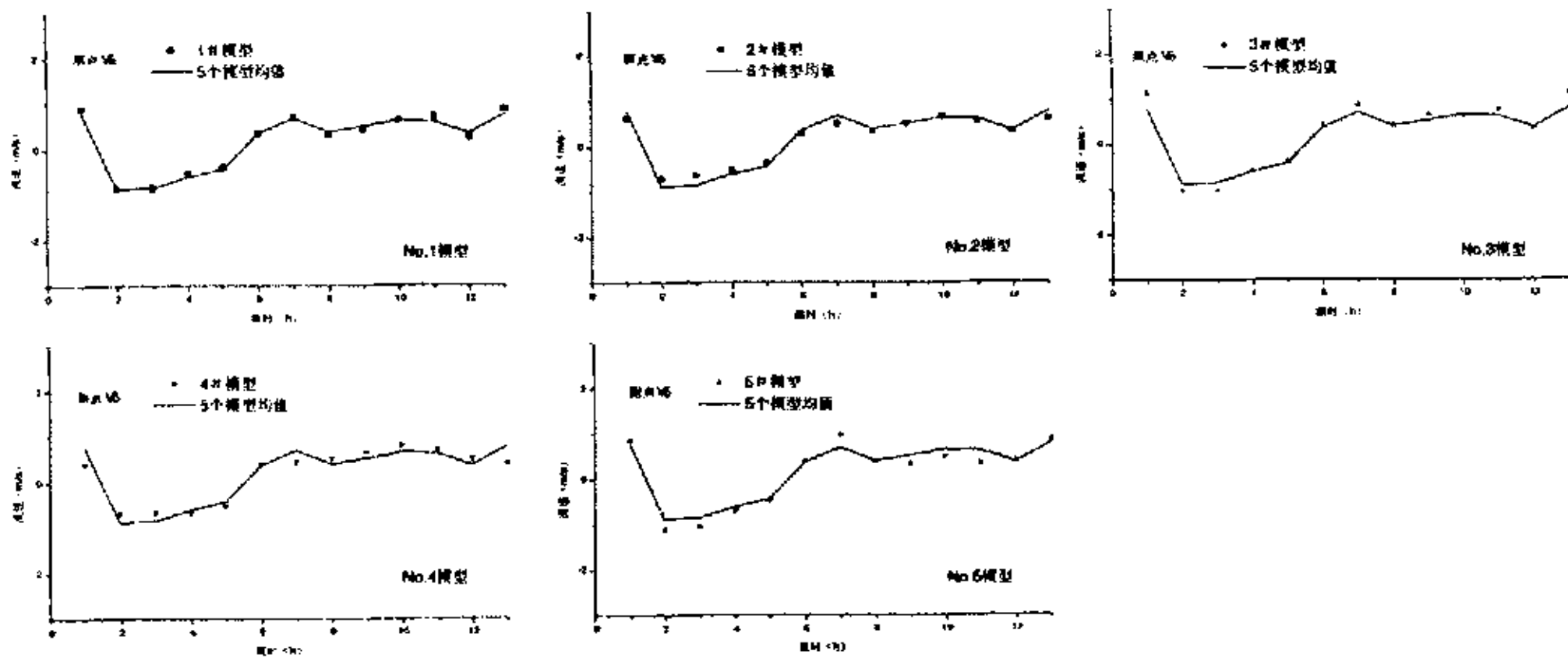


图 3.8.5 大潮 V5 站流速过程线验证

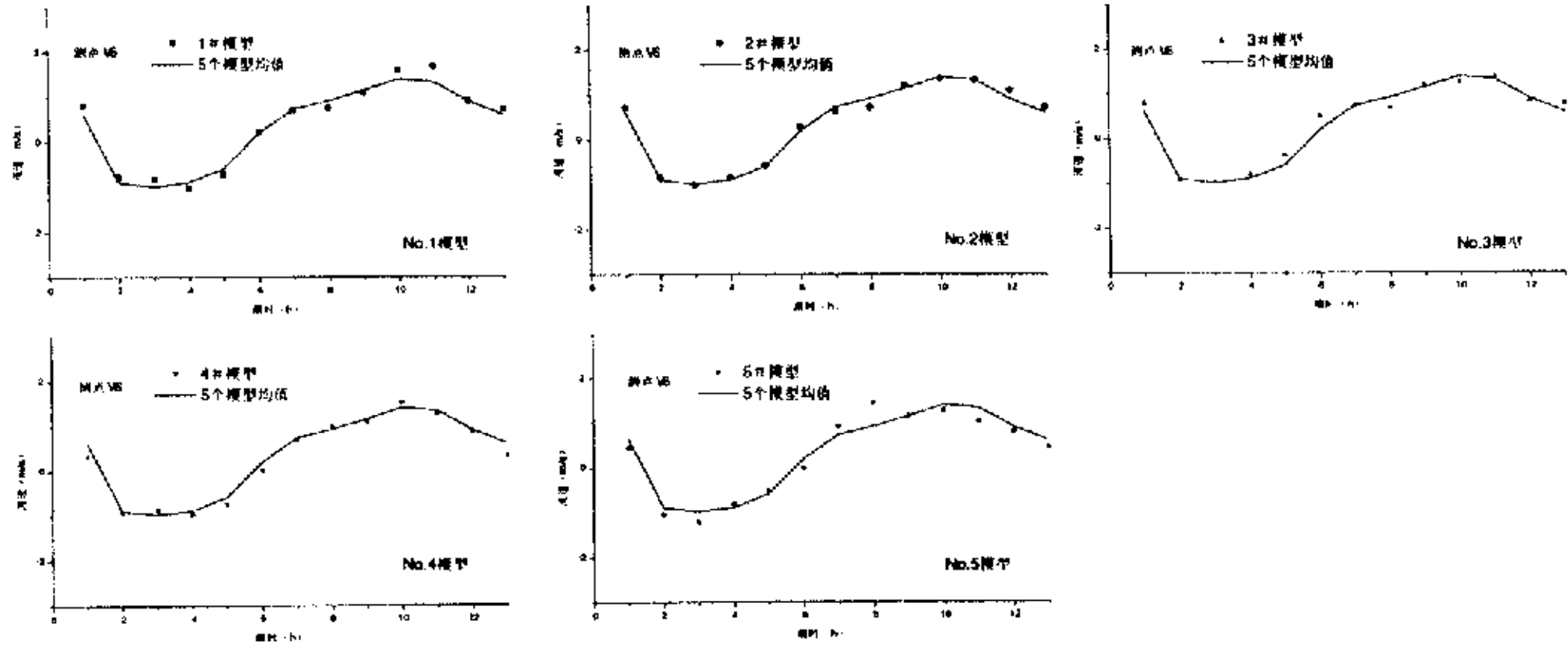


图 3.8.6 大潮 V6 站流速过程线验证

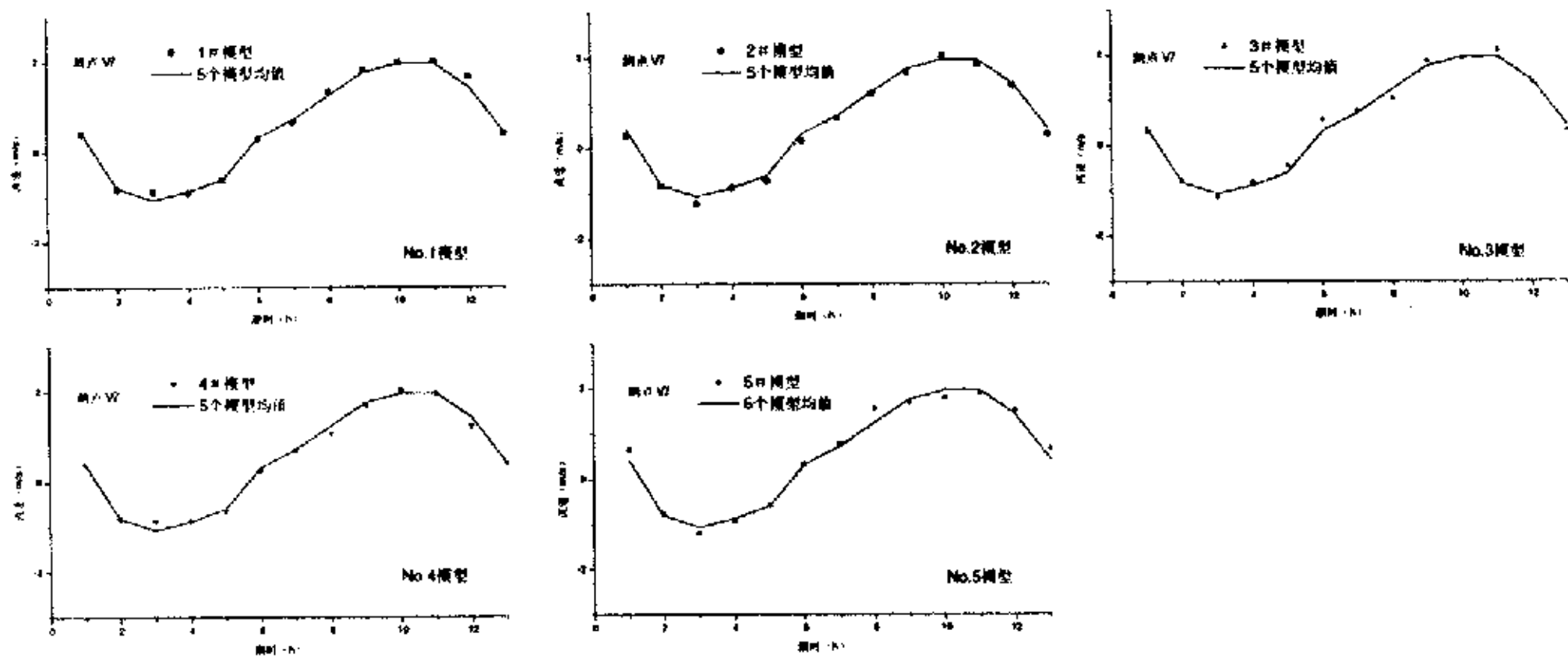


图 3.8.7 大潮 V7 站流速过程线验证

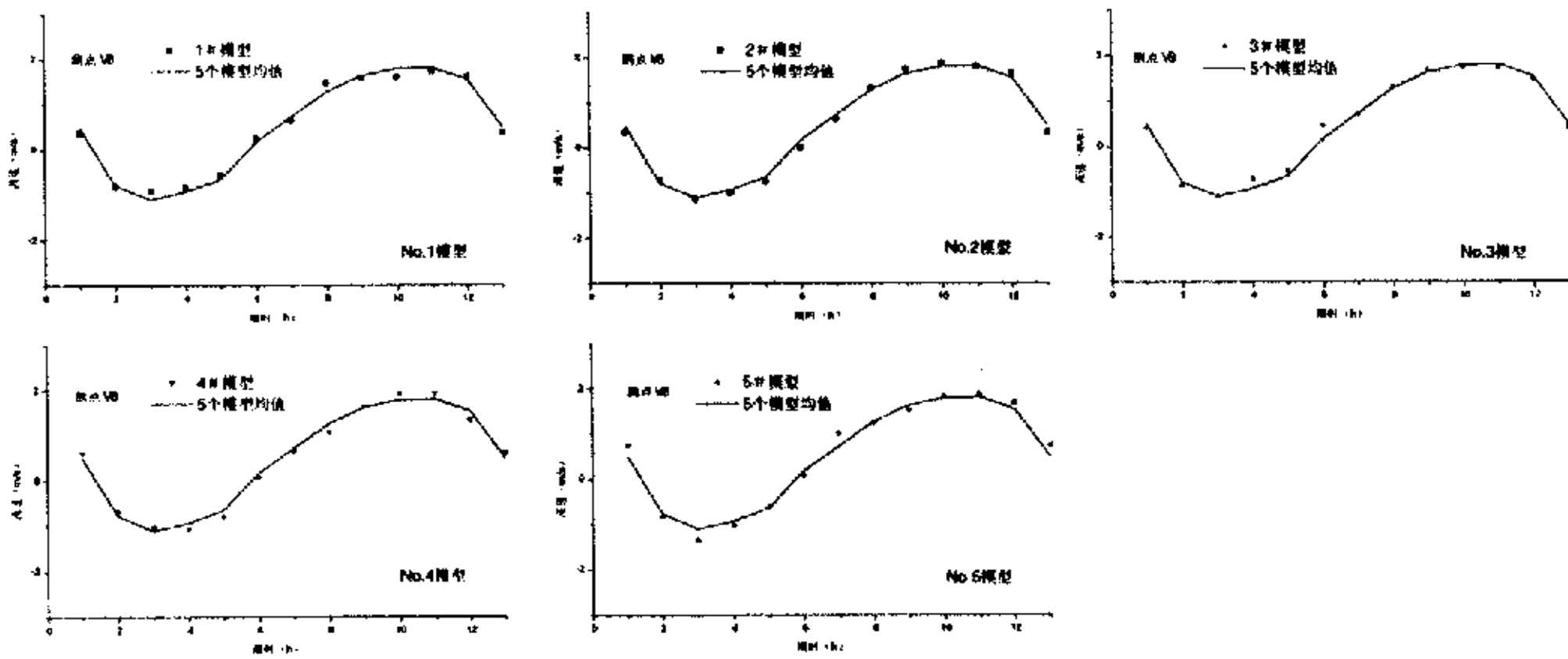


图 3.8.8 大潮 V8 站流速过程线验证

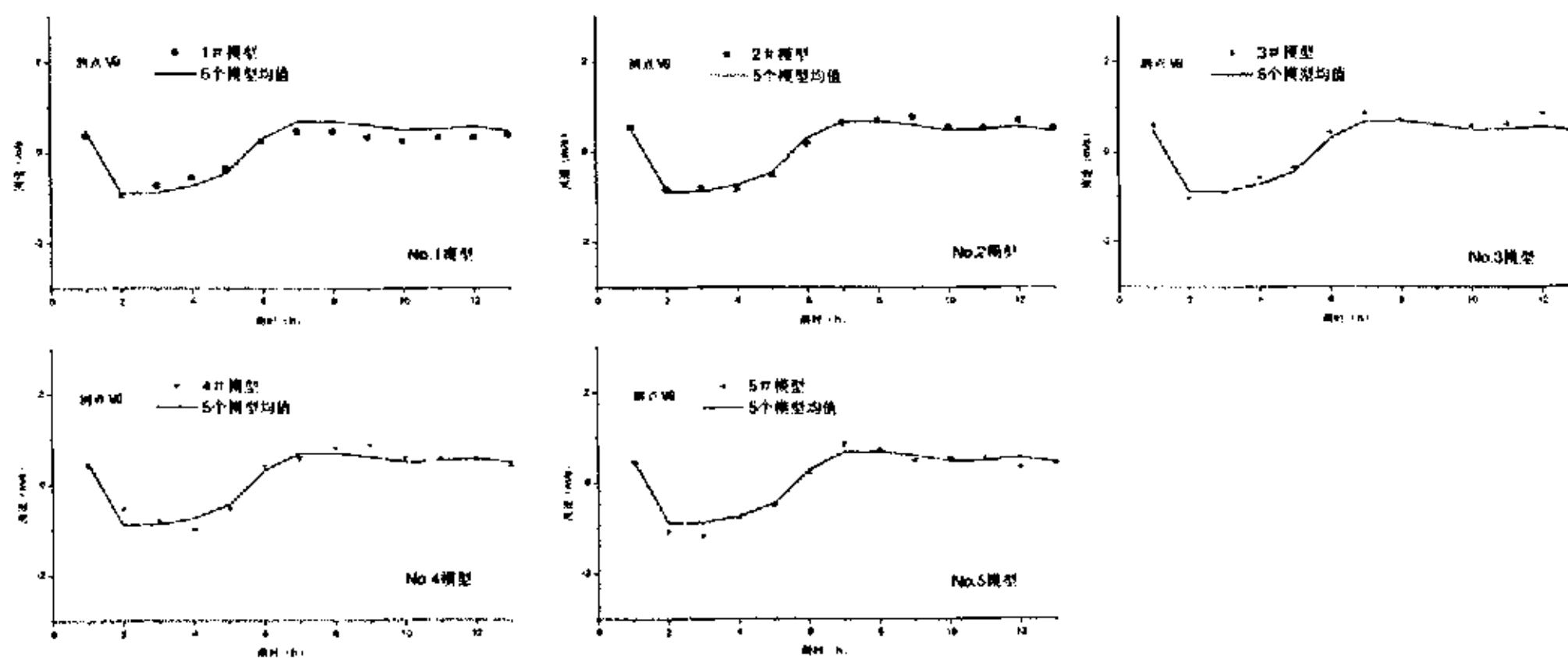


图 3.8.9 大潮 V9 站流速过程线验证

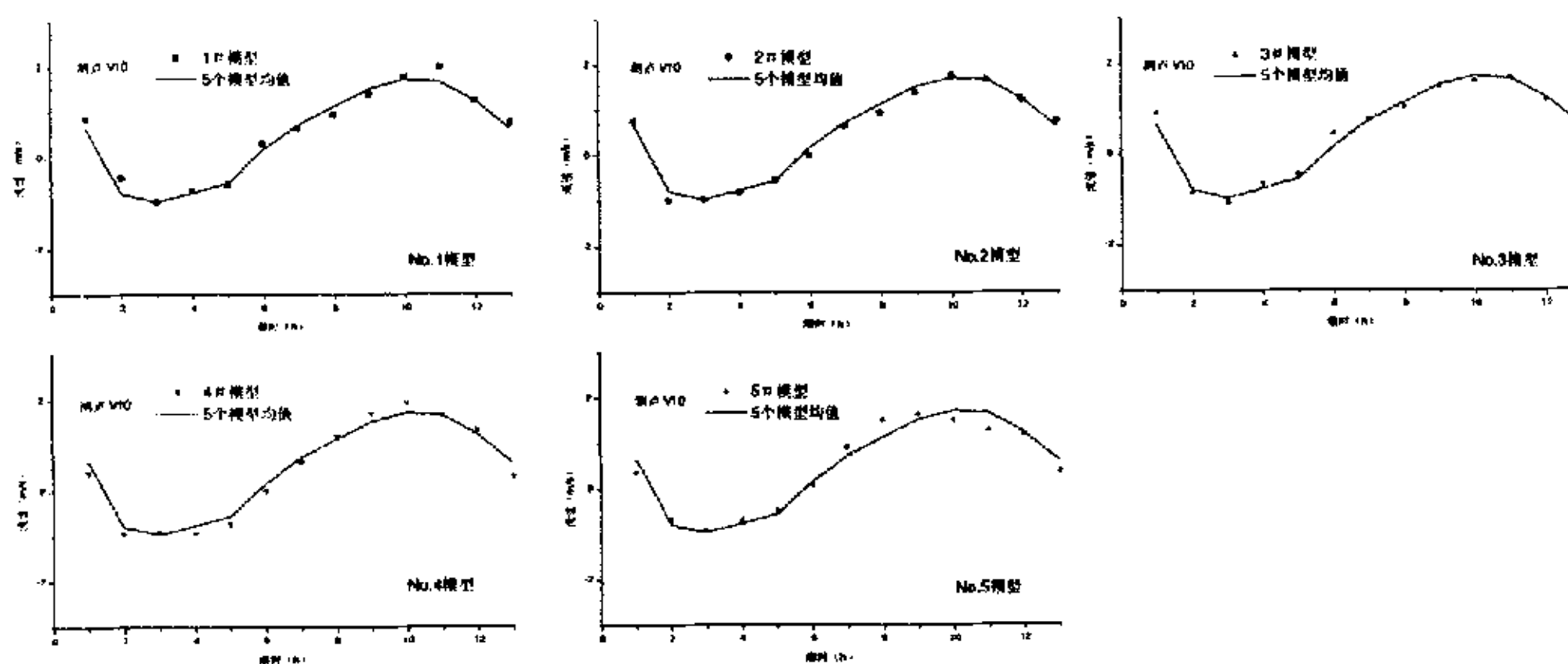


图 3.8.10 大潮 V10 站流速过程线验证

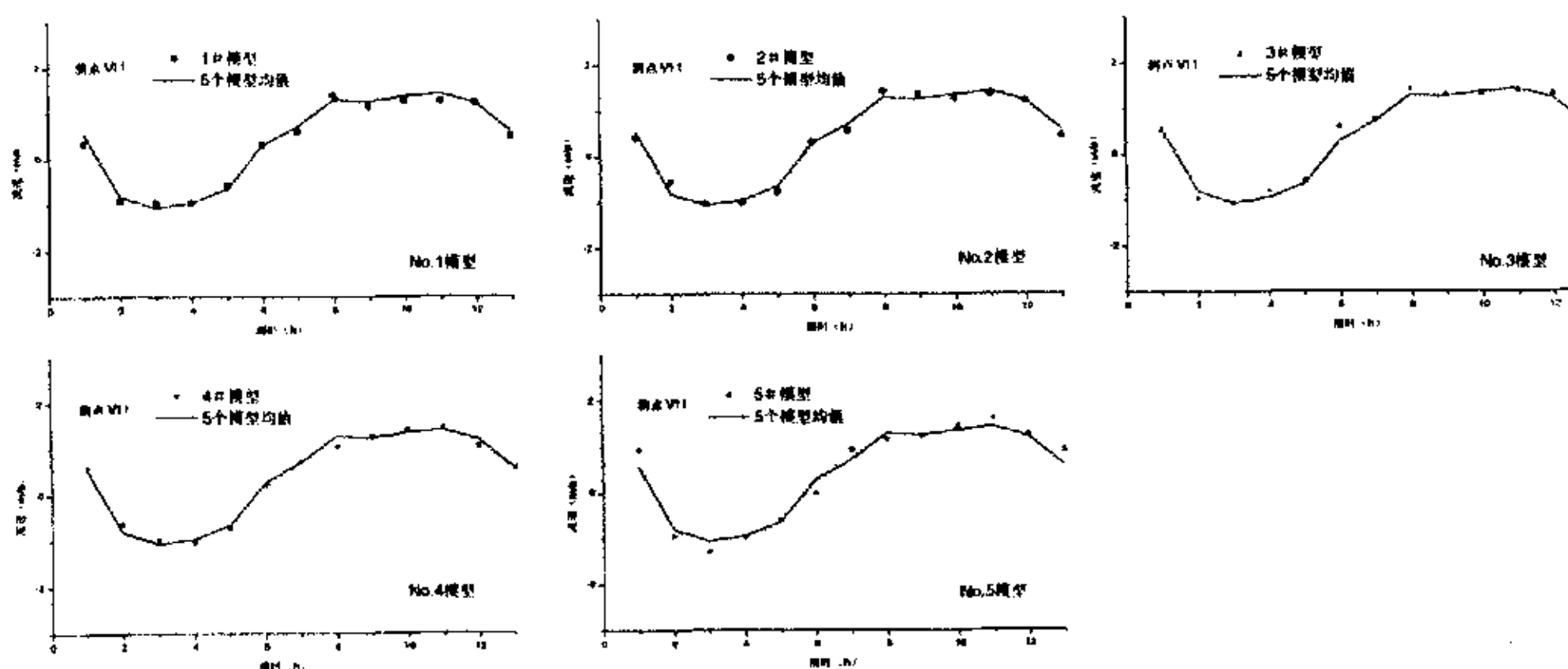


图 3.8.11 大潮 V11 站流速过程线验证

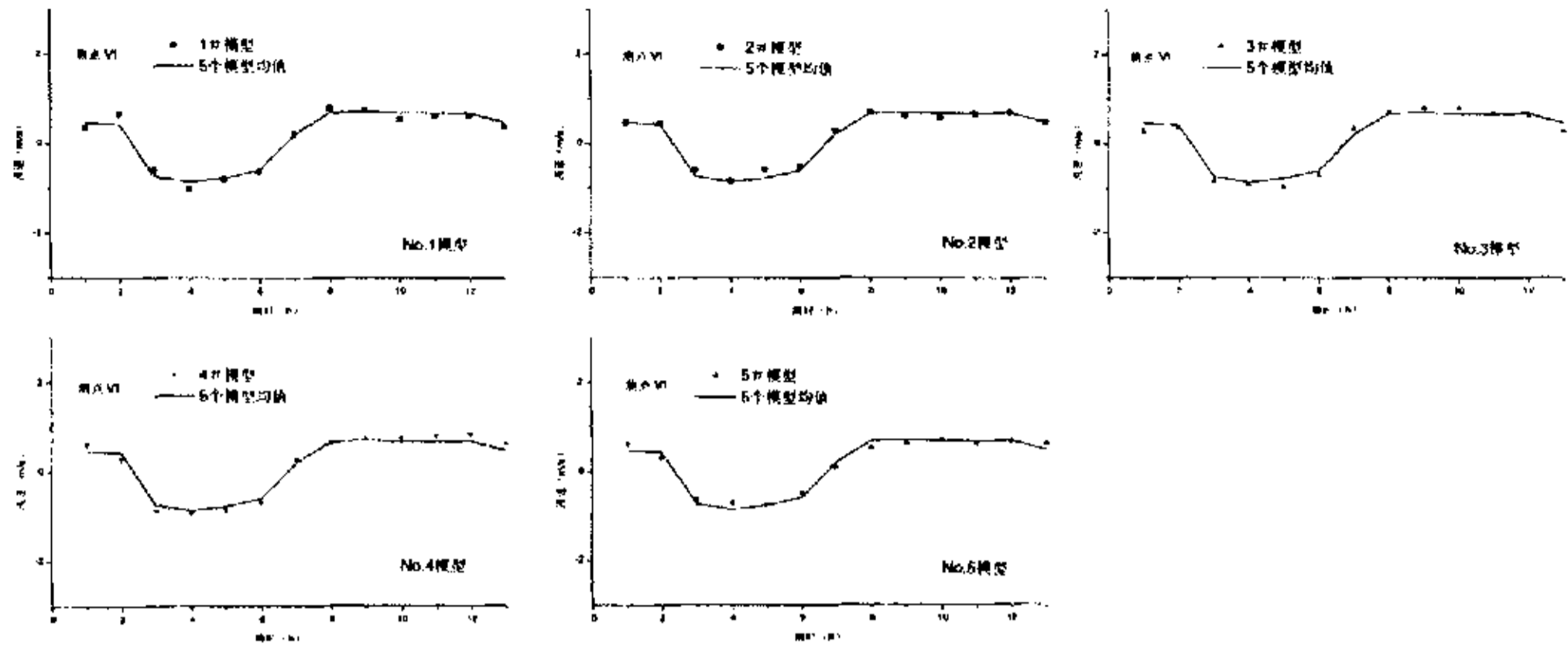


图 3.9.1 中潮 V1 站流速过程线验证

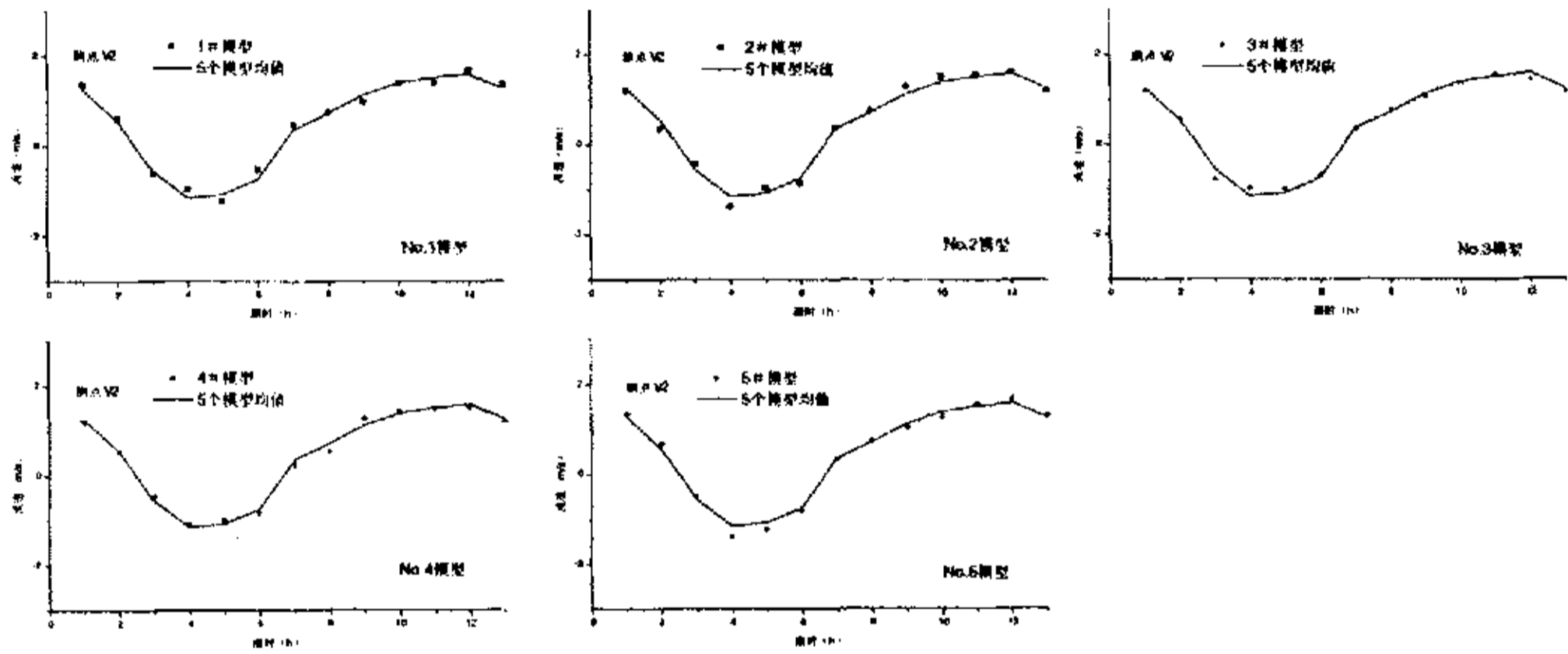


图 3.9.2 中潮 V2 站流速过程线验证

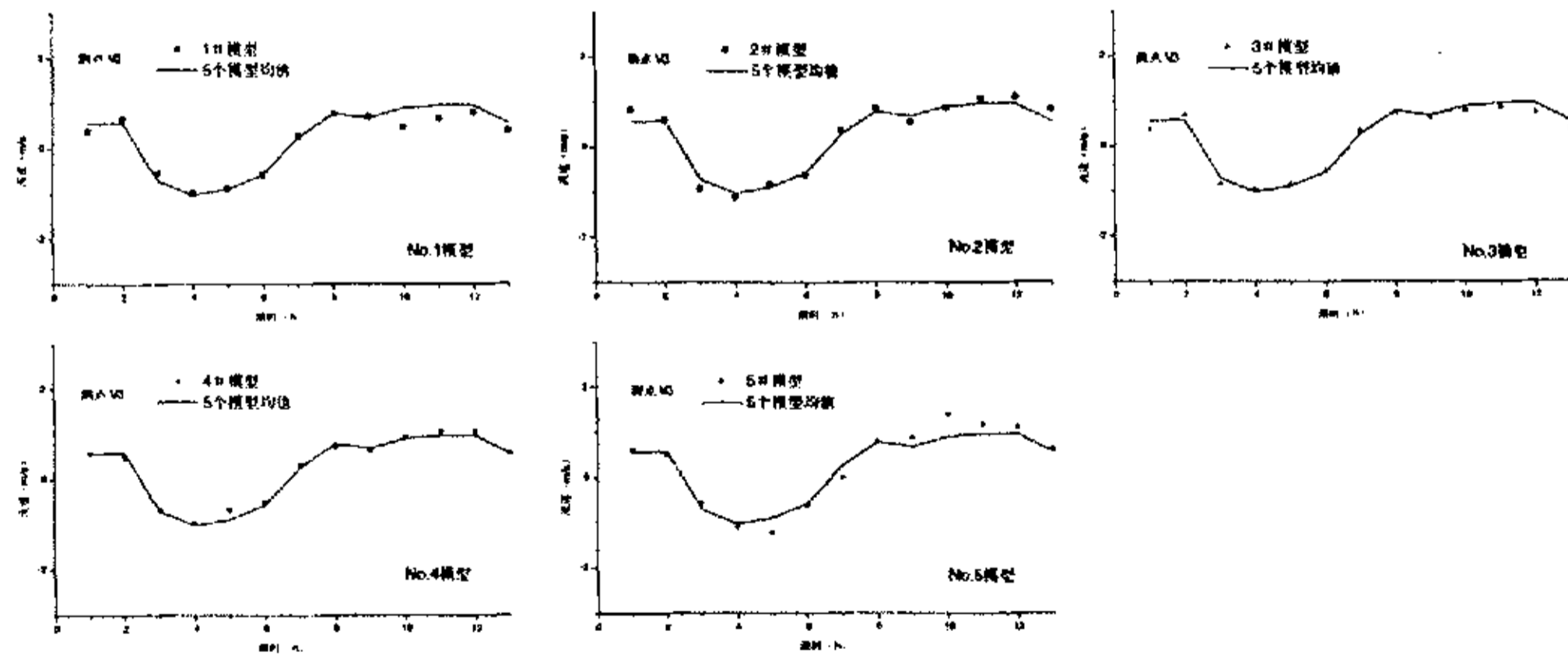


图 3.9.3 中潮 V3 站流速过程线验证

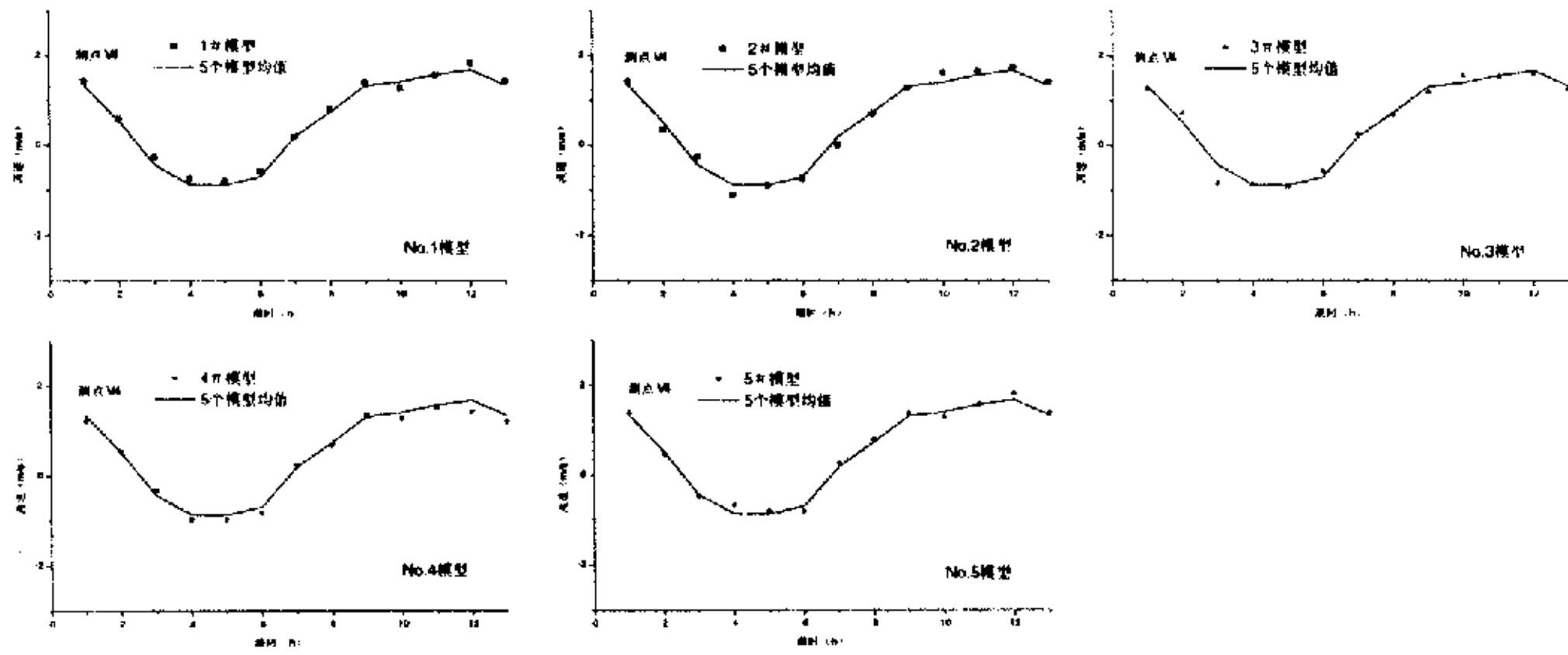


图 3.9.4 中潮 V4 站流速过程线验证

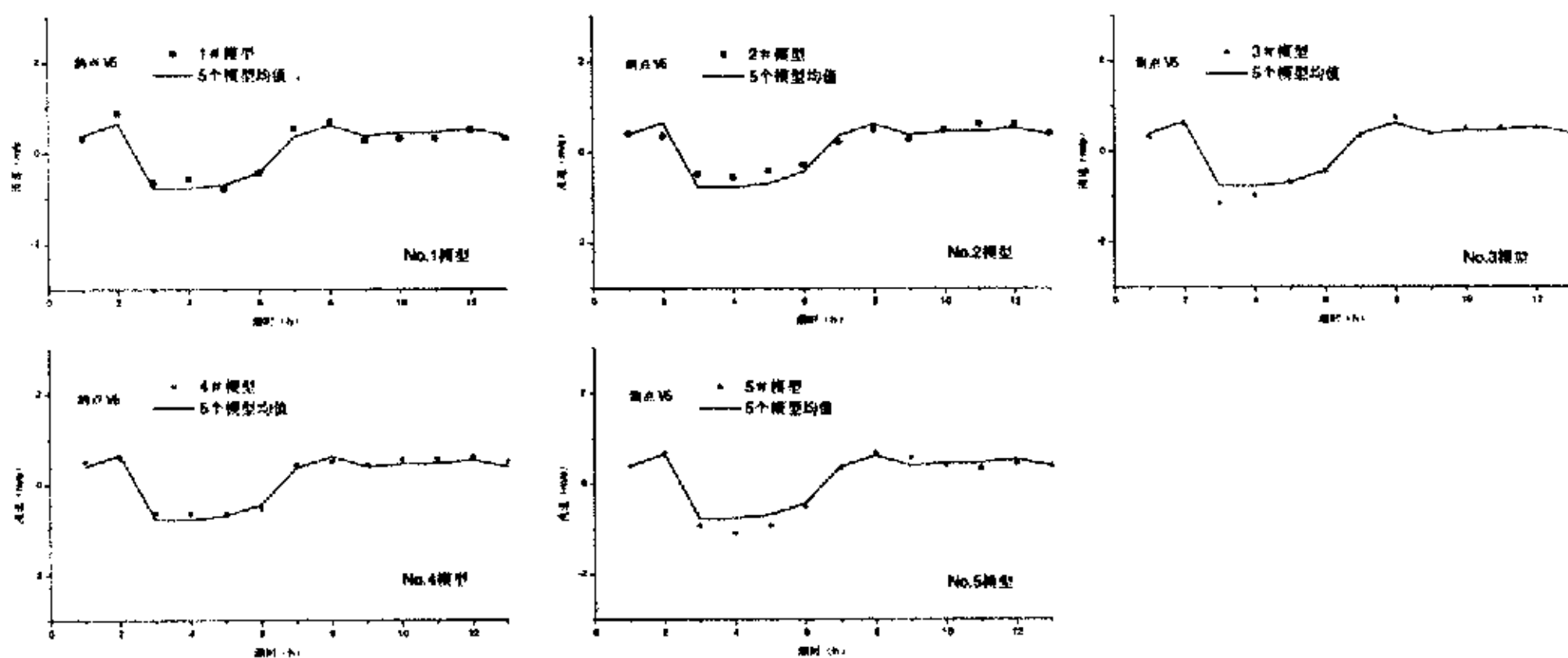


图 3.9.5 中潮 V5 站流速过程线验证

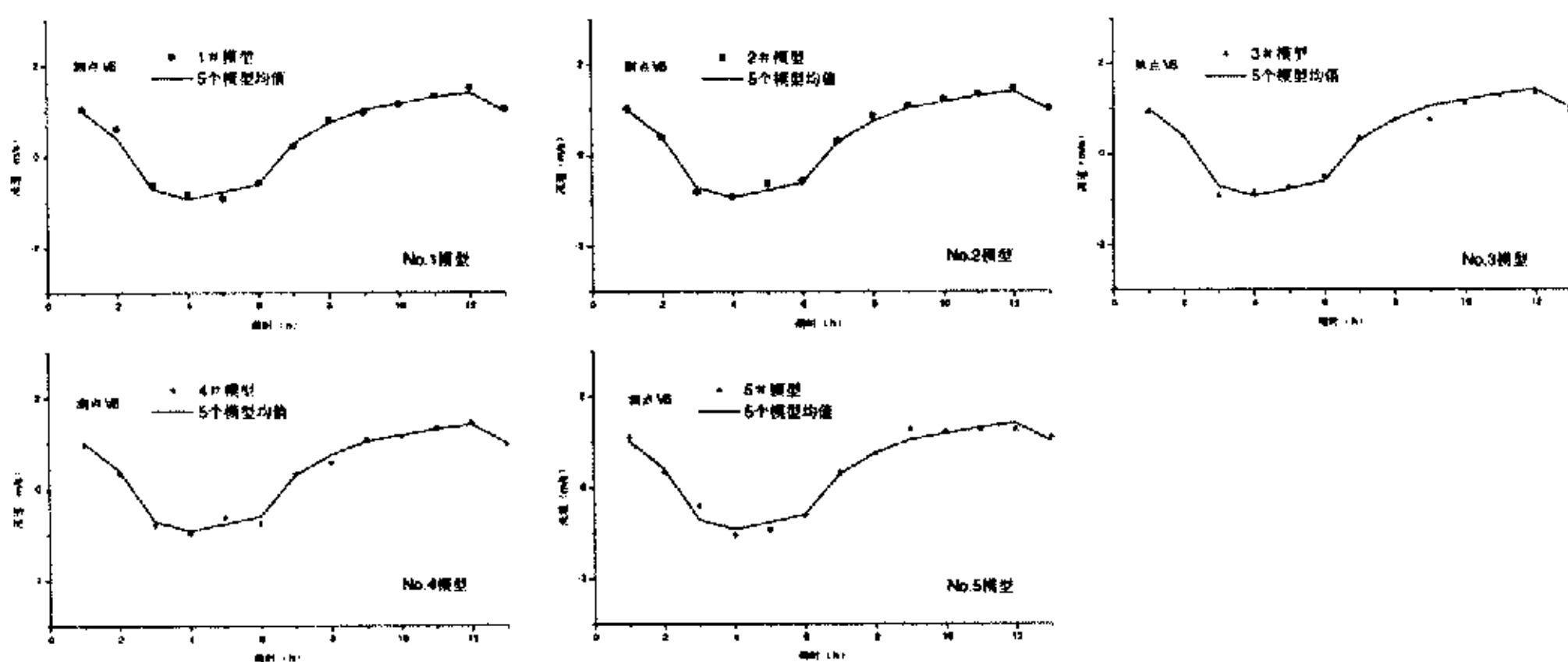


图 3.9.6 中潮 V6 站流速过程线验证

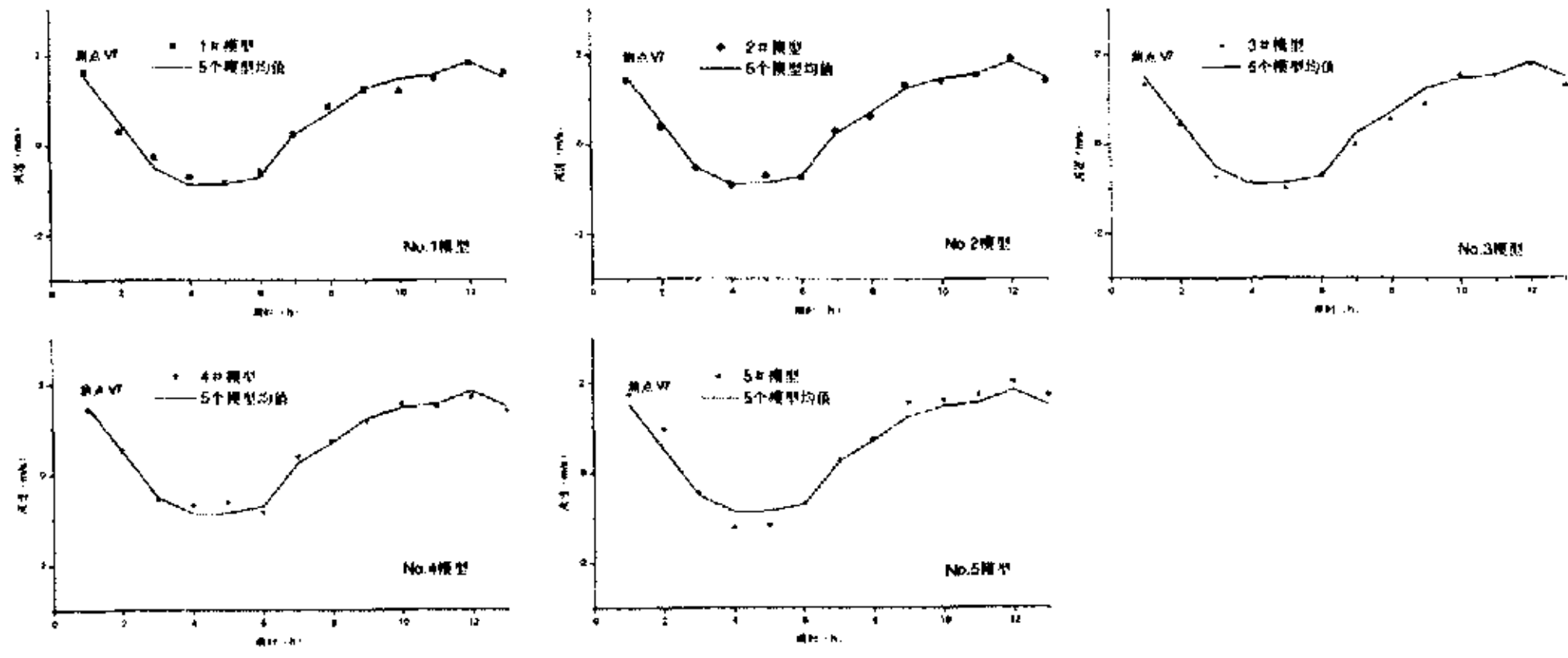


图 3.9.7 中潮 V7 站流速过程线验证

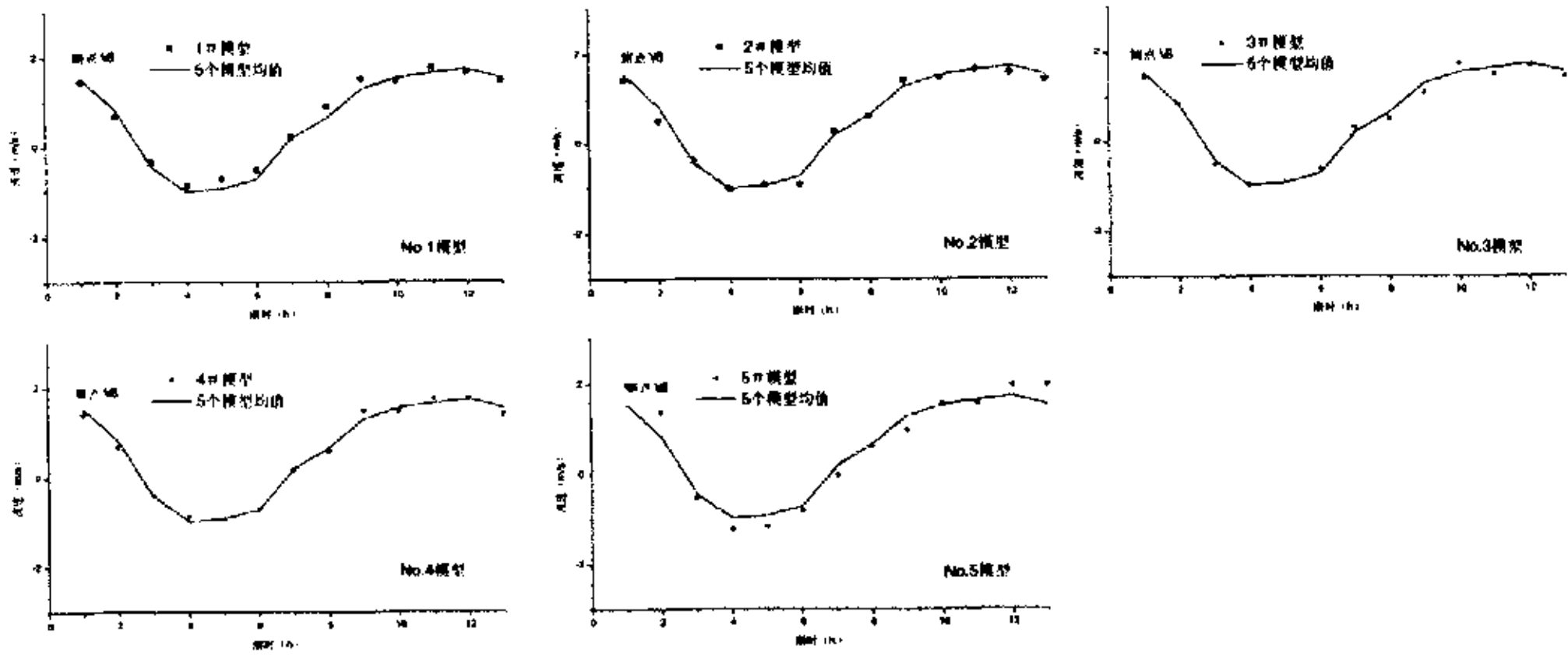


图 3.9.8 中潮 V8 站流速过程线验证

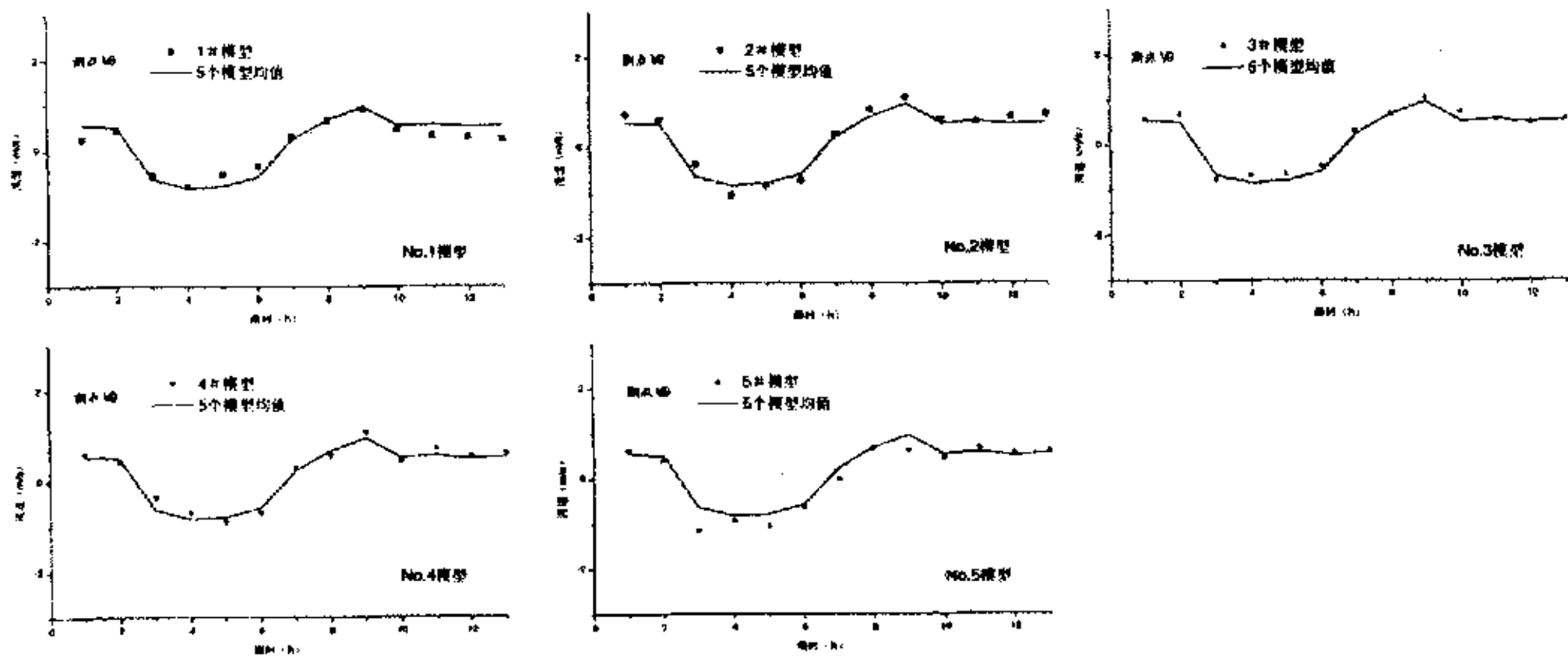


图 3.9.9 中潮 V9 站流速过程线验证

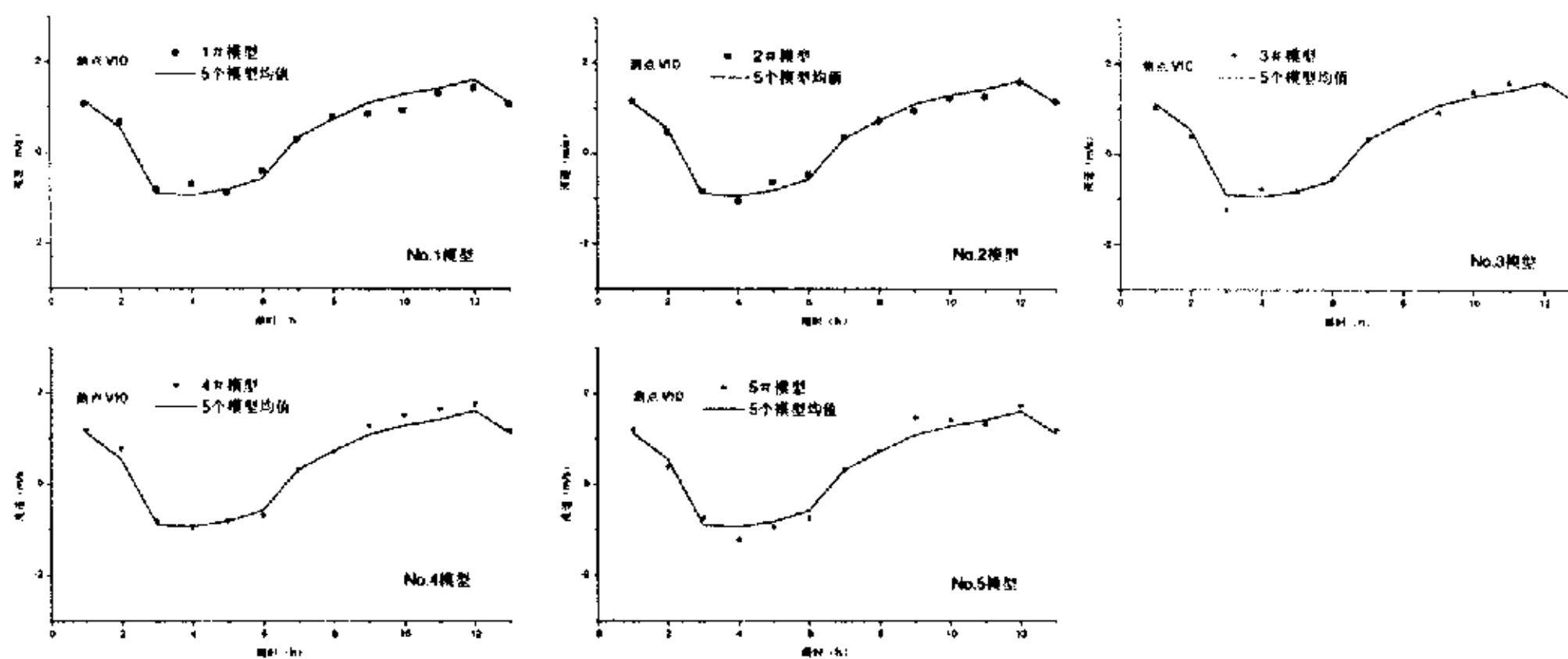


图 3.9.10 中潮 V10 站流速过程线验证

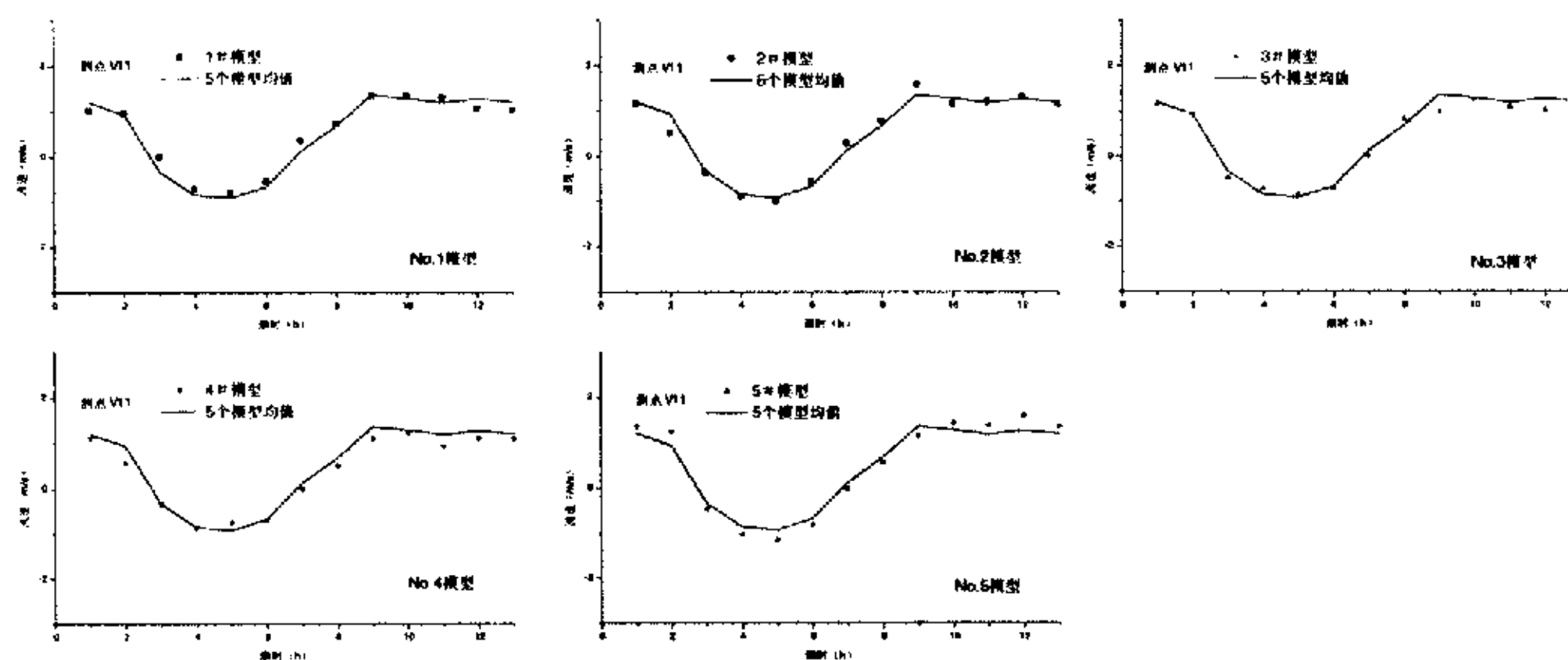


图 3.9.11 中潮 V11 站流速过程线验证

上述表明，不同比尺、不同变率的五个模型在没有丁坝布置条件下已达到模型相互间潮流场的基本相似。潮流是泥沙模型中的主要动力条件，只有潮流场相似才能真实显示出模型变率对试验成果的影响。

3.2.3 潮流和波浪共同作用下波浪场验证

根据模型设计，五个不同变率模型的“大浪”波高和“中浪”波高换算到原型分别是 3m 和 2m，相应的波周期分别为 5.7sec 和 4.3sec。在各个模型的深水区设有波高仪，测量各个模型的波高，使得与原型相似。各模型大浪和中浪的波高和波周期见表 3.7。

表 3.7 各模型设计波要素

模型	大浪		中浪	
	波高(cm)	波周期(s)	波高(cm)	波周期(s)
1#	3.75	0.64	2.5	0.48
2#	3.0	0.57	2.0	0.43
3#	2.73	0.54	1.82	0.41
4#	2.5	0.52	1.67	0.39
5#	2.4	0.51	1.6	0.38

在各个模型中进行清水定床下的大潮大浪、大潮中浪、中潮大浪和中潮中浪试验，通过调节生波机曲柄确定波周期，得到潮位过程期间的波高，换算成原型值后，各模型的“大浪”和“中浪”的波高平均值与原型一致即分别接近 3m 和 2m，见表 3.8 至表 3.11 和图 3.10 至图 3.13。

表 3.8 清水定床大潮大浪初始波高 H_1 值(m)

潮时(小时)	1#	2#	3#	4#	5#	平均	备注
1	2.82	2.80	2.87	2.79	2.78	2.81	波高值均已换算成原型值
2	3.05	2.89	2.91	2.81	3.11	2.95	
3	3.18	2.85	2.99	3.18	3.20	3.08	
4	3.13	2.86	3.14	3.18	3.20	3.10	
5	3.23	3.10	3.33	3.30	3.33	3.26	
6	3.13	3.07	3.03	2.94	3.15	3.06	
7	3.14	3.10	2.99	3.03	3.13	3.08	
8	3.12	3.12	3.04	2.97	3.00	3.05	
9	2.97	3.06	3.00	2.87	3.10	3.00	
10	2.77	2.85	2.87	2.99	2.99	2.89	
11	2.87	2.77	2.97	3.00	2.96	2.91	
12	2.73	2.96	2.90	2.91	2.90	2.88	
13	2.78	3.07	2.87	2.89	2.98	2.92	
平均	2.99	2.96	2.99	2.99	3.06	3.00	

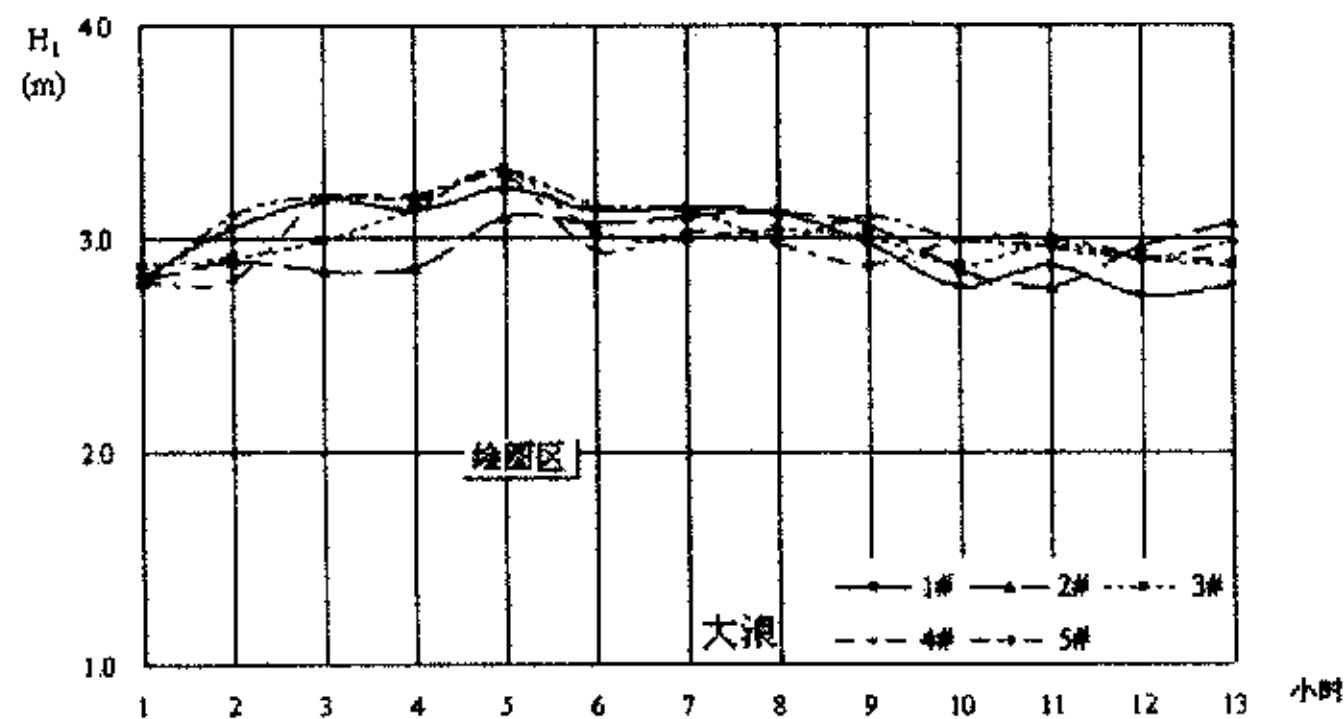


图 3.10 大潮大浪各模型初始波高过程线

表 3.9 清水定床大潮中浪初始波高 H_1 值(m)

潮时 (小时)	1#	2#	3#	4#	5#	平均	备注
1	1.81	1.99	1.79	2.00	2.00	1.92	波高值均已换算成原型值
2	1.86	1.80	1.80	1.80	1.90	1.83	
3	2.01	1.83	1.88	2.01	2.02	1.95	
4	1.94	1.92	1.92	1.96	1.89	1.93	
5	2.02	2.08	1.99	2.08	2.02	2.04	
6	1.99	2.01	1.88	1.95	2.10	1.99	
7	1.92	2.04	1.98	2.04	2.17	2.03	
8	1.88	1.84	1.85	1.72	2.12	1.88	
9	1.78	1.87	1.87	1.81	1.87	1.84	
10	1.79	1.87	1.81	1.80	1.82	1.82	
11	1.67	1.79	1.78	1.60	1.78	1.72	
12	1.79	1.81	1.93	1.83	1.93	1.86	
13	1.82	1.99	1.77	1.81	1.90	1.86	
平均	1.87	1.91	1.87	1.88	1.96	1.90	

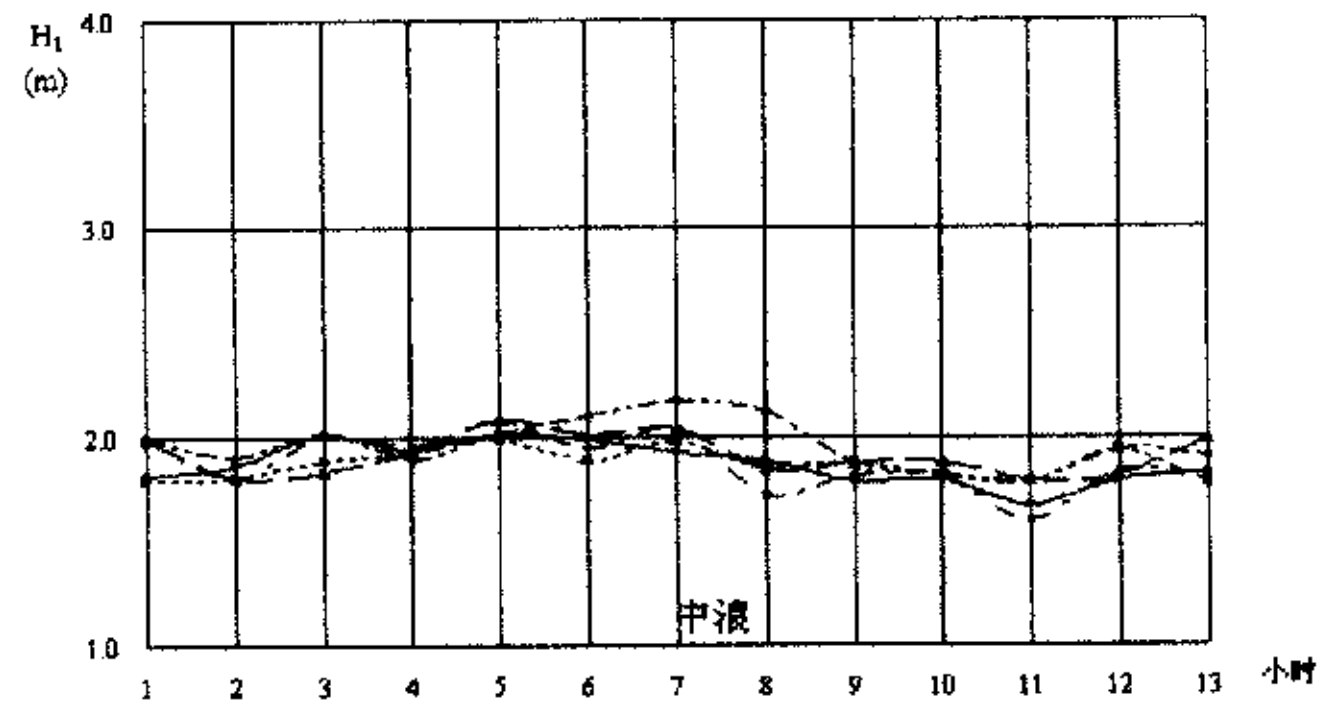


图 3.11 大潮中浪各模型初始波高过程线

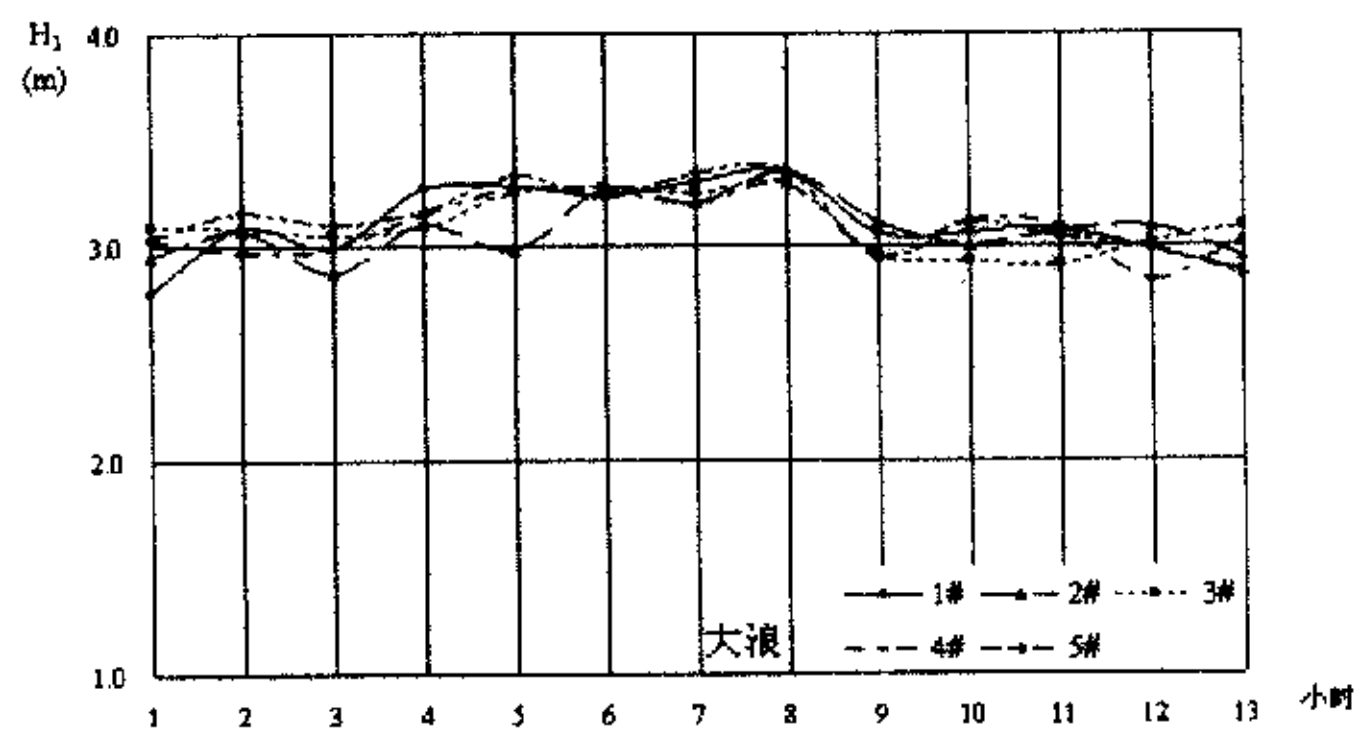


图 3.12 中潮大浪各模型初始波高过程线

表 3.10 清水定床中潮大浪初始波高 H_1 值(m)

潮时 (小时)	1#	2#	3#	4#	5#	平均	备注
1	2.78	2.95	3.09	3.03	3.04	2.98	波高值均已换算成原型值
2	3.09	3.07	3.08	2.97	3.16	3.07	
3	2.99	2.87	3.05	2.99	3.10	3.00	
4	3.28	3.10	3.09	3.15	3.16	3.16	
5	3.29	2.98	3.26	3.28	3.34	3.23	
6	3.24	3.28	3.29	3.27	3.23	3.26	
7	3.31	3.20	3.26	3.20	3.35	3.26	
8	3.36	3.36	3.30	3.30	3.36	3.34	
9	3.06	3.11	2.96	2.95	2.94	3.00	
10	3.06	3.00	2.93	3.12	3.11	3.04	
11	3.08	3.07	2.91	3.09	3.04	3.04	
12	2.98	3.09	3.02	2.84	2.99	2.98	
13	2.88	2.95	3.09	3.03	2.86	2.96	
平均	3.11	3.08	3.10	3.09	3.13	3.10	

表 3.11 清水定床中潮中浪初始波高 H_1 值(m)

潮时 (小时)	1#	2#	3#	4#	5#	平均	备注
1	1.66	1.70	1.70	1.98	2.07	1.82	波高值均已换算成原型值
2	1.71	1.77	1.89	1.83	1.81	1.80	
3	1.91	2.05	2.00	1.97	1.88	1.96	
4	2.04	1.90	1.88	2.04	1.92	1.96	
5	2.18	2.02	2.14	1.90	1.96	2.04	
6	2.12	2.02	2.06	2.10	2.14	2.09	
7	2.14	2.17	1.98	2.07	2.00	2.07	
8	2.08	2.15	2.15	1.88	2.09	2.07	
9	1.98	1.97	2.06	1.84	2.01	1.97	
10	1.86	1.73	2.05	1.78	1.94	1.87	
11	1.80	1.78	1.94	1.77	1.99	1.86	
12	1.72	1.89	1.93	1.74	1.98	1.85	
13	1.76	1.70	1.80	1.98	2.07	1.86	
平均	1.92	1.91	1.97	1.91	1.99	1.94	

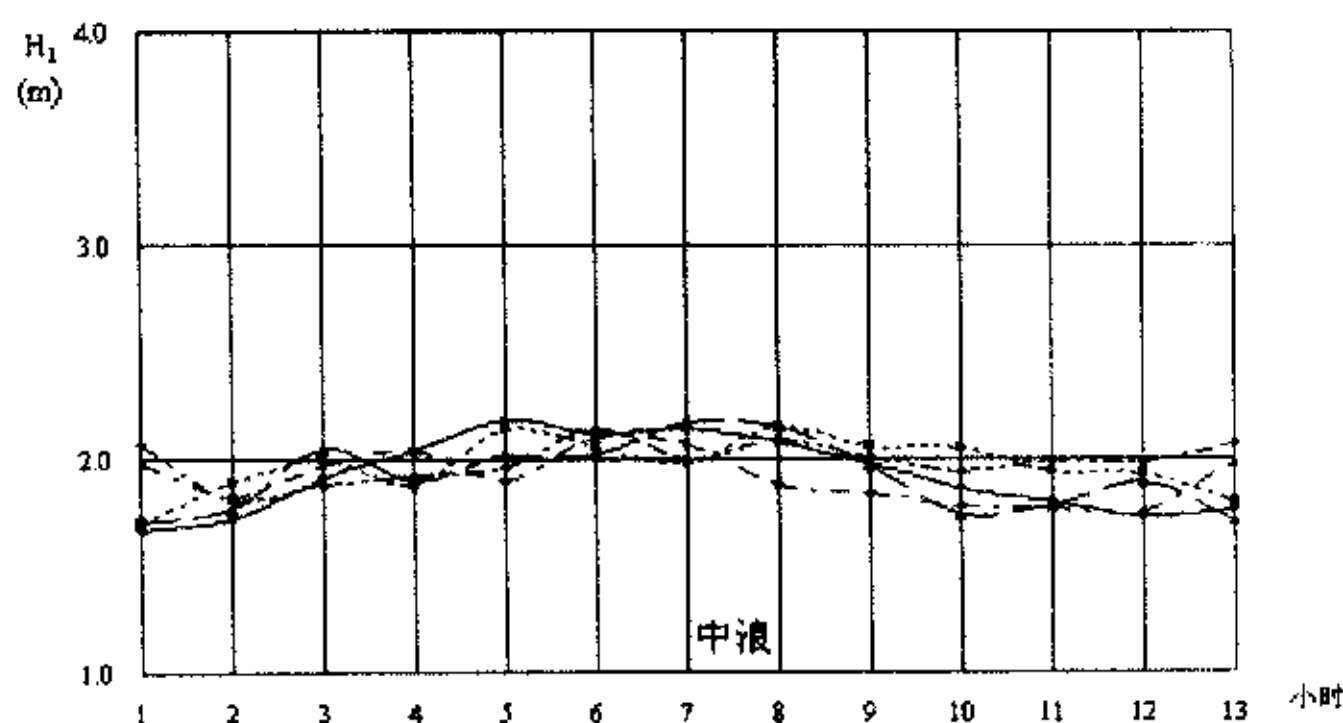


图 3.13 中潮中浪各模型初始波高过程线

3.2.4 含沙量验证

在 1#、2#、3#、4# 和 5# 模型上进行含沙量验证。试验时，在一个潮（一涨一落）过程中的采集 4 次含沙量，即在中潮位、高潮位、中潮位和低潮位测取含沙量进行平均，得到一个潮过程的含沙量平均值在 3kg/m^3 左右，按含沙量比尺 0.52 换算，该平均含沙量与原型含沙量 1.56kg/m^3 基本一致。

3.3 本章小结

本章介绍了系列变率模型所模拟河段的基本情况、水沙条件以及各模型布置。按河口海岸物理模型相似理论给出了五个模型的各项比尺和五个模型潮流、波浪、泥沙试验值，以及测试仪器的精度和试验控制等。分别讨论了水流和波浪作用下的悬沙和底沙起动流速，保证了各模型水流和波浪共同作用下的起动相似。

对五个模型的大潮和中潮潮位、流速进行了验证，使得各模型的潮流场基本相似；对五个模型的波高进行了验证，各模型大浪和中浪波高基本相似；对各模型的含沙量进行了验证，得到一个潮过程各模型含沙量平均值基本一致。五个系列概化模型在潮流、波浪和含沙量各方面基本相似，为模型变率影响研究提供了基础条件。

第四章 无丁坝时模型变率影响试验研究

在变率为 2.5、4、6、8.33 和 12.8 的模型中，进行无丁坝时的潮流试验，分析模型变率对航道流速和波高的影响；分别进行清水动床试验、浑水定床试验和浑水动床试验，分析变率对清水动床模型航道冲淤、悬沙定床模型航道回淤、悬沙动床模型航道回淤和底沙输沙量的影响。

4.1 变率对航道流速的影响

选取航道中的测点 V2、V4、V8 和 V11，比较各模型洪季中潮和枯季大潮流速过程（图 4.1 至图 4.8），五个模型在各测点的流速随时间变化基本一致。

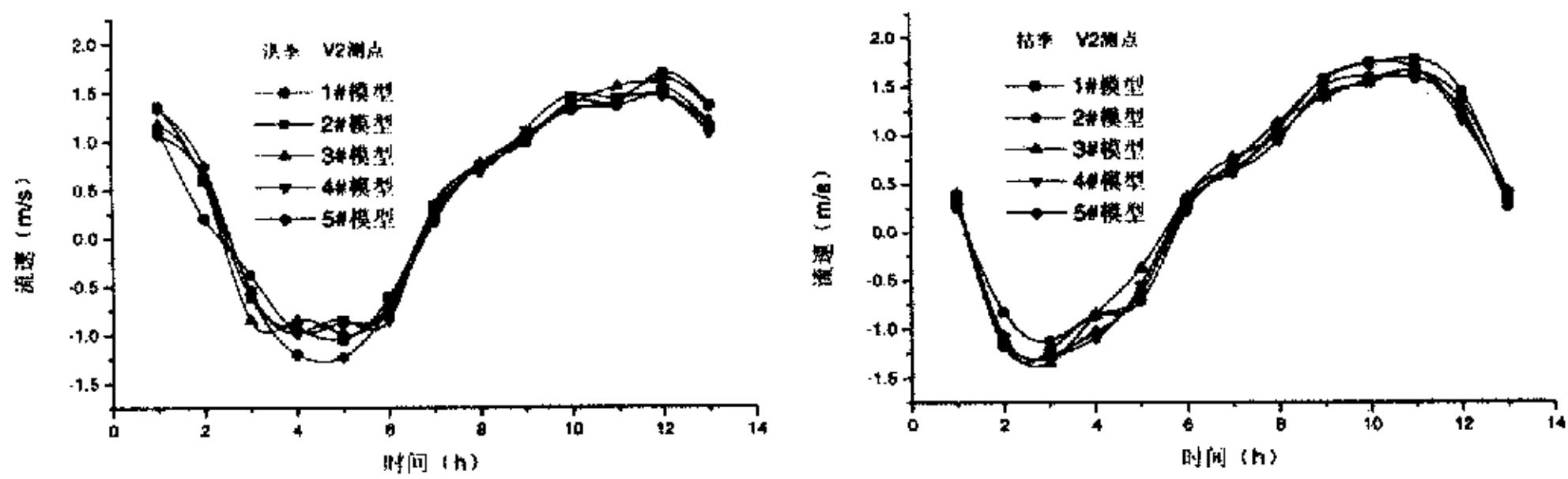


图 4.1 各模型测点 V2 流速比较

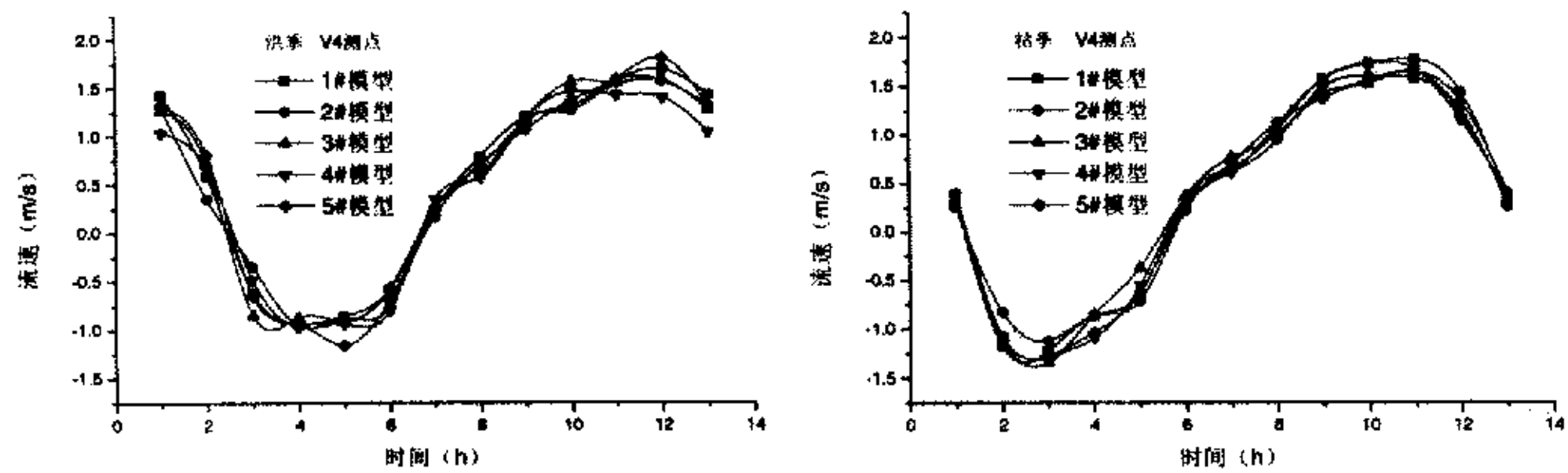


图 4.2 各模型测点 V4 流速比较

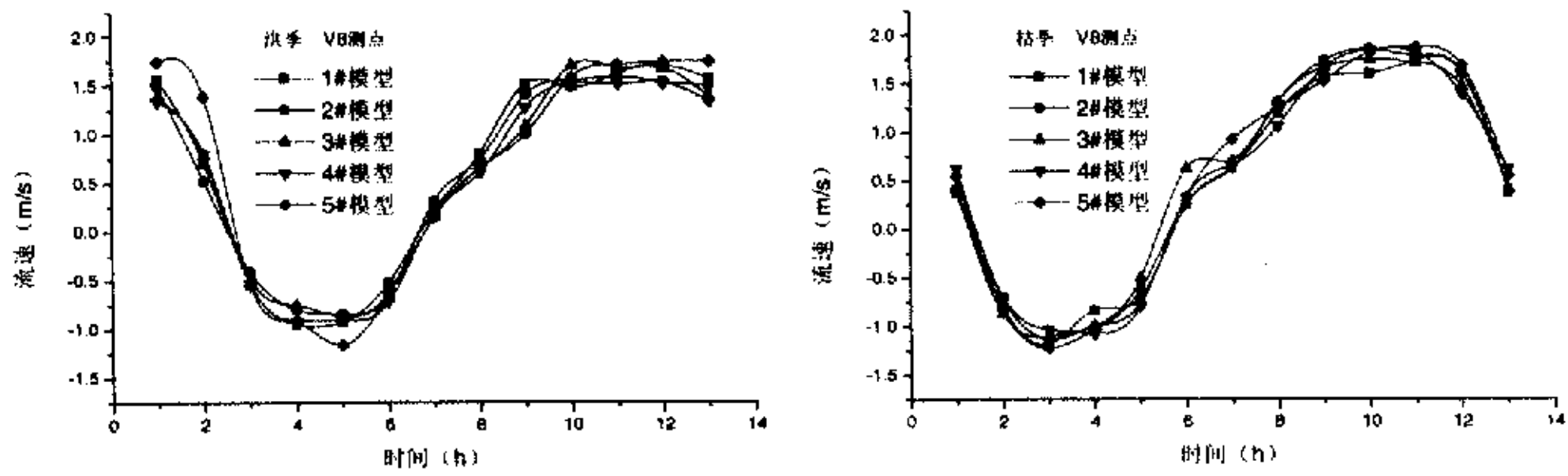


图 4.3 各模型测点 V8 流速比较

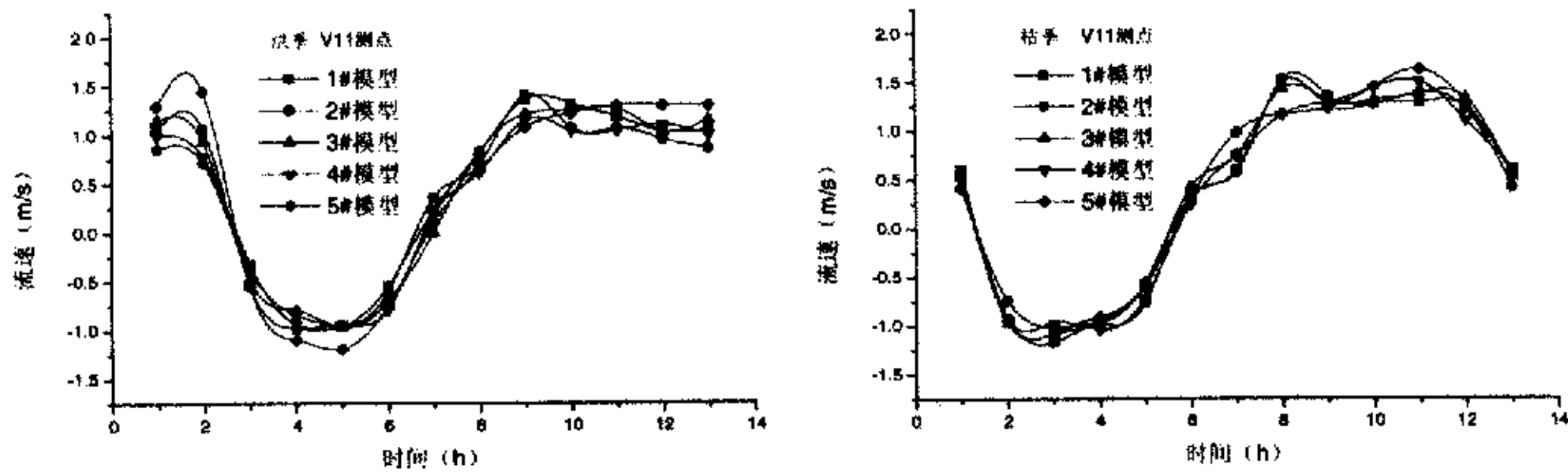


图 4.4 各模型测点 V11 流速比较

为分析模型变率的影响，采取两种方法进行，一是认为 1# 模型和 2# 模型变率相对较小，其流速平均值受变率影响较小，将 3#、4# 和 5# 模型分别与其比较，得出变率的影响；二是将 1#~5# 模型的流速进行平均，然后比较各模型流速的偏离。

4.1.1 与 1# 和 2# 模型流速平均值比较

表 4.1 和表 4.2 分别是 V2、V4、V8 和 V11 测点在不同变率模型中枯季大潮涨潮和落潮流速比较。偏离值是各流速值与 1# 模型和 2# 模型流速之平均值的相对误差。

分别比较 3#、4#、5# 模型涨、落潮平均流速与 1# 和 2# 模型涨、落潮平均流速之平均值，从涨潮流速看，3# 模型的偏离值约在 -2.8%~ -0.5%，4# 模型的偏离值约在 1.1%~8.1%，5# 模型的偏离值约在 2.3%~8.4%；从落潮流速看，3# 模型的偏离值约在 -1.6%~5.8%，4# 模型的偏离值约在 -3.4%~4.2%，5# 模型的偏离值约在 0.5%~8.9%。5# 模型的偏离程度较 4# 模型和 3# 模型要大一些。

表 4.1 与 1# 和 2# 模型涨潮流速平均值比较

		1#	2#	3#	4#	5#	平均值
测点 V2	流速值	0.97	0.88	0.92	1.00	1.00	0.925
	偏离值	4.86%	-4.86%	-0.54%	8.11%	8.11%	
测点 V4	流速值	0.89	0.90	0.87	0.92	0.97	0.895
	偏离值	-0.56%	0.56%	-2.79%	2.79%	8.38%	
测点 V8	流速值	0.88	0.90	0.87	0.90	0.92	0.89
	偏离值	-1.12%	1.12%	-2.25%	1.12%	3.37%	
测点 V11	流速值	0.90	0.88	0.88	0.92	0.91	0.89
	偏离值	1.12%	-1.12%	-1.12%	3.37%	2.25%	

偏离值 = (某模型流速 - 平均值) / 平均值, 平均值 = 为 1#、2# 流速之平均值

表 4.2 与 1# 和 2# 模型落潮流速平均值比较

		1#	2#	3#	4#	5#	平均值
测点 V2	流速值	1.02	0.91	0.95	0.99	0.97	0.965
	偏离值	5.70%	-5.70%	-1.55%	2.59%	0.52%	
测点 V4	流速值	1.06	0.99	1.03	0.99	1.11	1.025
	偏离值	3.41%	-3.41%	0.49%	-3.41%	8.29%	
测点 V8	流速值	1.04	1.11	1.12	1.12	1.17	1.075
	偏离值	-3.26%	3.26%	4.19%	4.19%	8.84%	
测点 V11	流速值	0.95	0.94	1.00	0.97	1.01	0.945
	偏离值	0.529%	-0.529%	5.8%	2.6%	6.88%	

偏离值 = (某模型流速 - 平均值) / 平均值, 平均值 = 为 1#、2# 流速之平均值

4.1.2 与各模型流速平均值比较

表 4.3 至表 4.4 中的流速值分别是 V2、V4、V8 和 V11 测点在不同变率模型中枯季大潮涨潮和落潮平均流速。平均值是 1#~5# 模型该点涨潮或落潮平均流速的平均值, 偏离值是各流速值与平均值的相对误差。

表 4.3 与各模型涨潮流速平均值比较

		1#	2#	3#	4#	5#	平均值
测点 V2	流速值	0.97	0.88	0.92	1.00	1.00	0.954
	偏离值	1.68%	-7.76%	-3.56%	4.82%	4.82%	
测点 V4	流速值	0.89	0.90	0.87	0.92	0.97	0.91
	偏离值	-2.20%	-1.10%	-4.40%	1.10%	6.59%	
测点 V8	流速值	0.88	0.90	0.87	0.90	0.92	0.894
	偏离值	-1.57%	0.67%	-2.68%	0.67%	2.91%	
测点 V11	流速值	0.90	0.88	0.88	0.92	0.91	0.898
	偏离值	0.22%	-2.00%	-2.00%	2.45%	1.34%	

偏离值 = (某模型流速 - 平均值) / 平均值
平均值 = 为 1#、2#、3#、4# 和 5# 模型流速之平均值

1# 模型测点涨潮和落潮平均流速的偏离值约在 ±6% 以内, 2# 模型的偏离

值在-8%~1%之间，3#模型的偏离值约在-5%~3%之间，4#模型的偏离值在±5%以内，5#模型的偏离值在0~7%之间。可以看到，无丁坝时各模型的涨潮和落潮平均流速基本接近，变率对涨落潮平均流速影响不明显。

表 4.4 与各模型落潮流速平均值比较

		1#	2#	3#	4#	5#	平均值
测点 V2	流速值	1.02	0.91	0.95	0.99	0.97	0.968
	偏离值	5.37%	-5.99%	-1.86%	2.27%	0.21%	
测点 V4	流速值	1.06	0.99	1.03	0.99	1.11	1.036
	偏离值	2.32%	-4.44%	-0.58%	-4.44%	7.14%	
测点 V8	流速值	1.04	1.11	1.12	1.12	1.17	1.112
	偏离值	-6.47%	-0.18%	0.72%	0.72%	5.22%	
测点 V11	流速值	0.95	0.94	1.00	0.97	1.01	0.974
	偏离值	-2.46%	-3.49%	2.67%	-0.41%	3.70%	

偏离值 = (某模型流速 - 平均值) / 平均值
 平均值 = 为 1#、2#、3#、4# 和 5# 模型流速之平均值

图 4.5 至图 4.8 中横坐标是模型变率，纵坐标是流速，点据是各模型航道内测点的涨潮平均流速和落潮平均流速，粗实线是五个模型的涨潮或落潮平均流速的平均值，从图也可看到，无丁坝时各模型涨潮平均流速和落潮平均流速基本不受模型变率的影响。

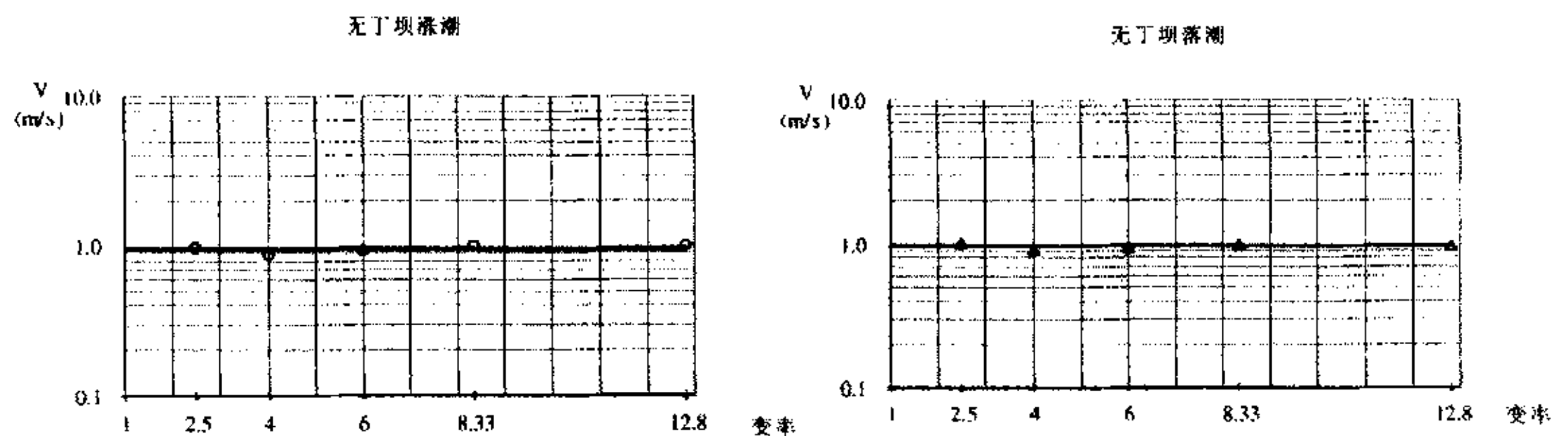


图 4.5 V2 测点枯季大潮平均流速与模型变率关系

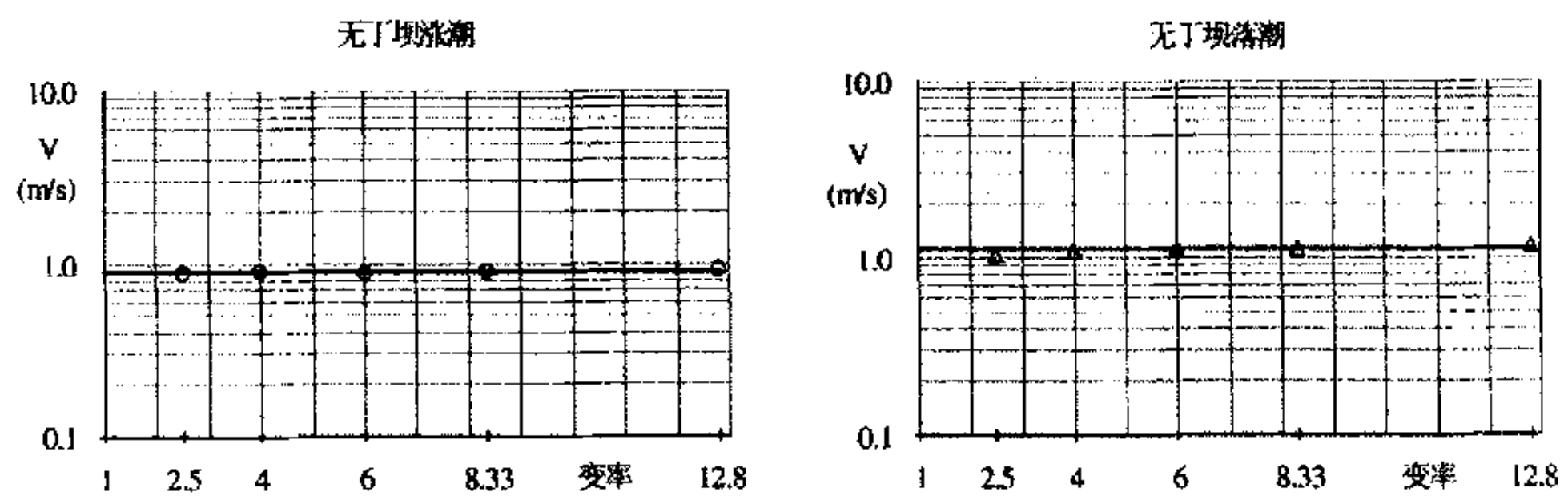


图 4.6 V4 测点枯季大潮平均流速与模型变率关系

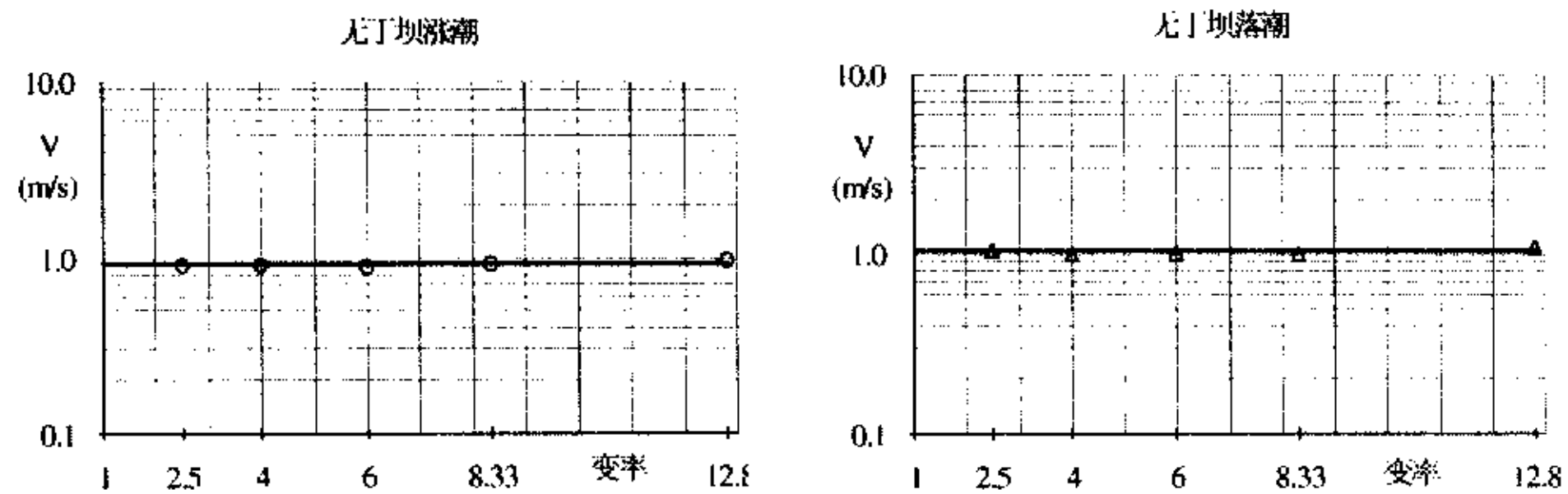


图 4.7 V8 测点枯季大潮平均流速与模型变率关系

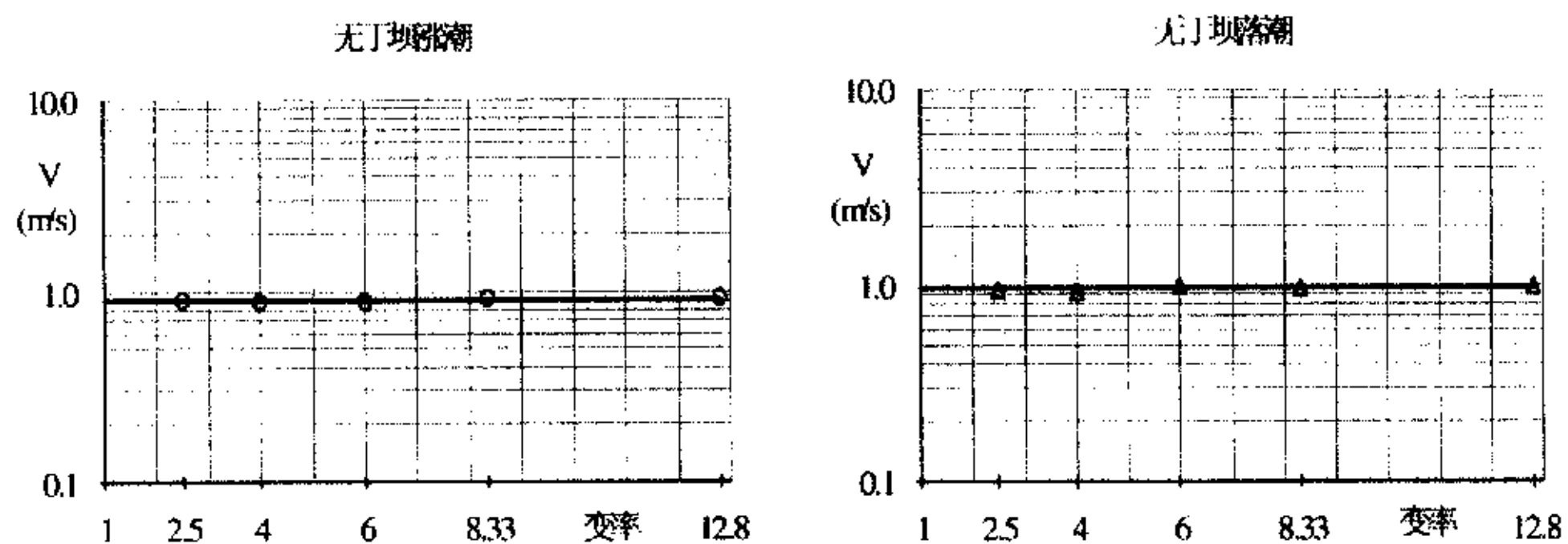


图 4.8 V11 测点枯季大潮平均流速与模型变率关系

4.2 变率对波高的影响

在各模型入射波与原型相似的基础上,进行大潮中浪和中潮中浪条件下无丁坝布置时的波浪试验,测得 W1~W5 站的逐时波高。

以大潮中浪作用下各站逐时波高平均值的变化为例,分析波浪传播过程中的变化。波浪向模型内传播时受到地形的影响波高不断减小,各模型航道内 W5 站的波高小于 W4 站的,且均小于 W1 站的波高,边滩上 W2 站和 W3 站波高也均小于 W1 站波高, W2 和 W3 两站的波高相差不大(图 4.9.1 和图 4.9.2)。

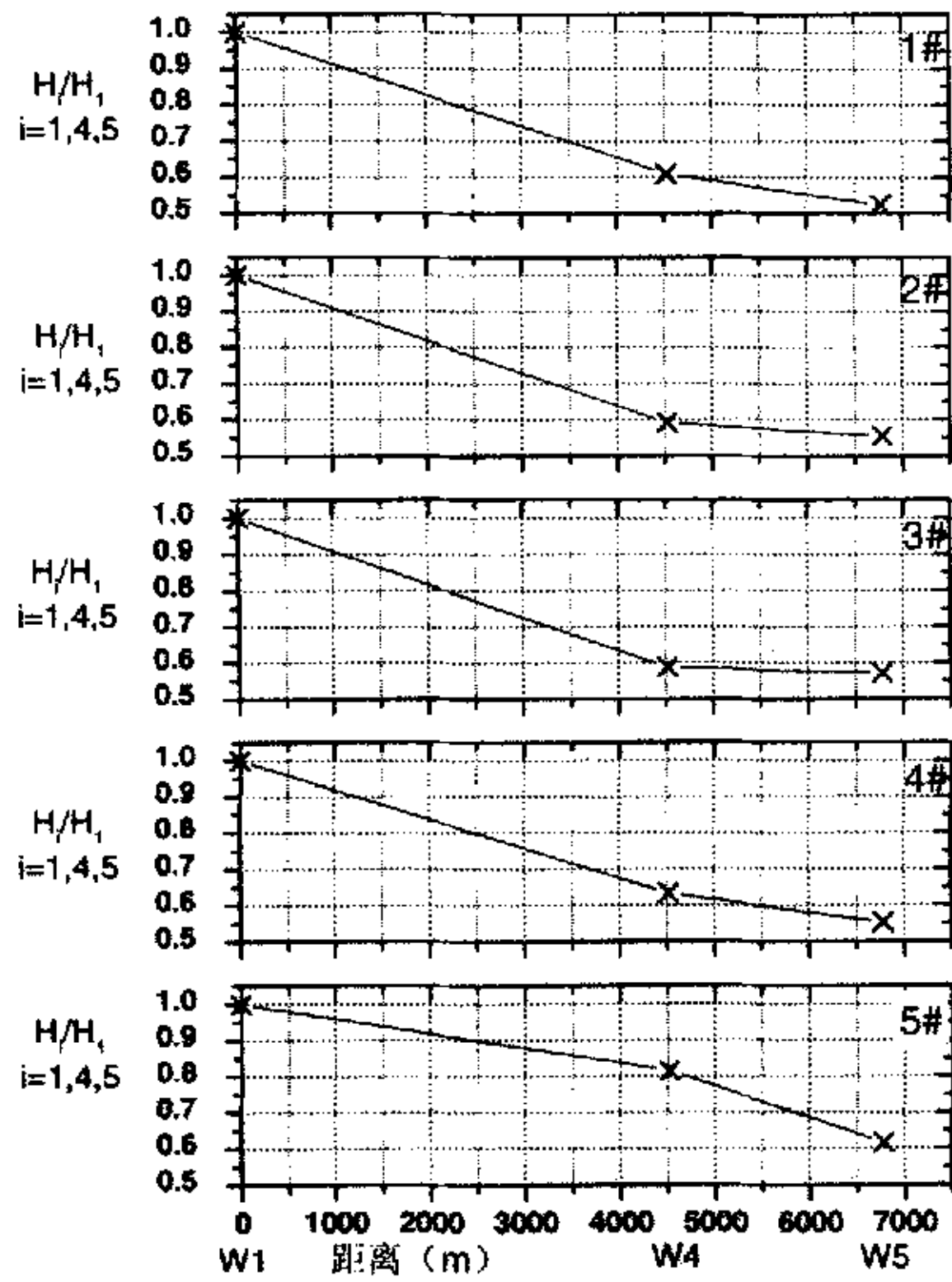


图 4.9.1 大潮中浪无丁坝时 W4 和 W5 站波高比值沿航道变化

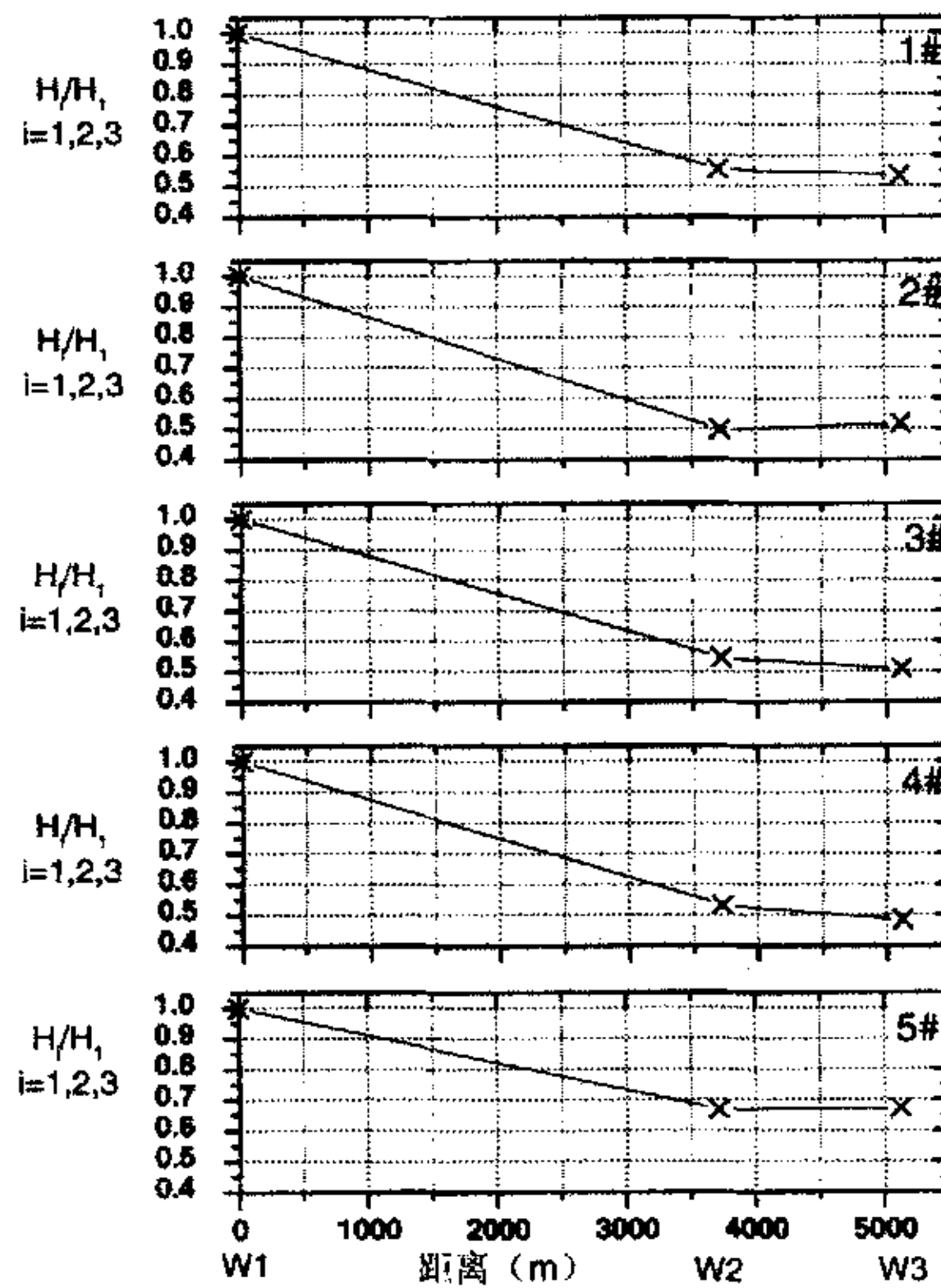


图 4.9.2 大潮中浪无丁坝 W2 和 W3 站波高比值沿程变化

大潮中浪作用下,各模型 W1 站的逐时平均波高 H_1 约为 1.9m、波周期 T_1 约为 4.3s,传入模型后波高逐渐衰减,表 4.5 列出各模型各站逐时波高平均值和波周期平均值。

表 4.5 大潮中浪作用下无丁坝时各站平均波高(m)及波周期(s)

模型	航道内				其它					
	H_4	T	H_5	T	H_1	T	H_2	T	H_3	T
1#	1.14	4.53	0.98	4.15	1.87	4.33	1.04	4.44	1.00	4.28
2#	1.13	4.11	1.06	2.98	1.91	4.14	0.95	3.89	0.99	3.86
3#	1.10	4.05	1.07	3.76	1.87	4.14	1.02	4.09	0.95	4.37
4#	1.19	4.43	1.04	3.81	1.88	4.26	1.00	3.67	0.91	4.08
5#	1.60	5.13	1.21	4.68	1.90	4.73	1.31	4.79	1.32	4.52

注:波高 H 的下注角数字表示某测波站。

将 W2、W3、W4 和 W5 测站的逐时波高的平均值分别与未受地形影响的 W1 站逐时波高平均值相比,得到各个模型 W2~W5 测站逐时平均波高与 W1 站逐时平均波高的比值(表 4.6)。图 4.10 是 W2 站、W3 站、W4 站和 W5 站波高衰减率与模型变率的关系,图中圆点是五个模型的波高比值,黑实线是 1# 至 4# 四个模型波高比值的平均与 5# 模型波高比值的连线。从中可看出,模型变率小于 8 时,变率对波高的影响不明显,当模型变率为 12.8 时,各个模型边滩(W2 站和 W3 站)和航道内(W4 站和 W5 站)的波高均受到变率的影响。

表 4.6 大潮中浪作用下各站波高变化

模型	H_1/H_1	H_2/H_1	H_3/H_1	H_4/H_1	H_5/H_1
1#	1.000	0.556	0.535	0.610	0.524
2#	1.000	0.497	0.518	0.592	0.555
3#	1.000	0.545	0.508	0.588	0.572
4#	1.000	0.532	0.484	0.633	0.553
5#	1.000	0.689	0.695	0.842	0.637

注:波高 H 的下注角数字表示某测波站;衰减率为某站波高与初始波高之比。

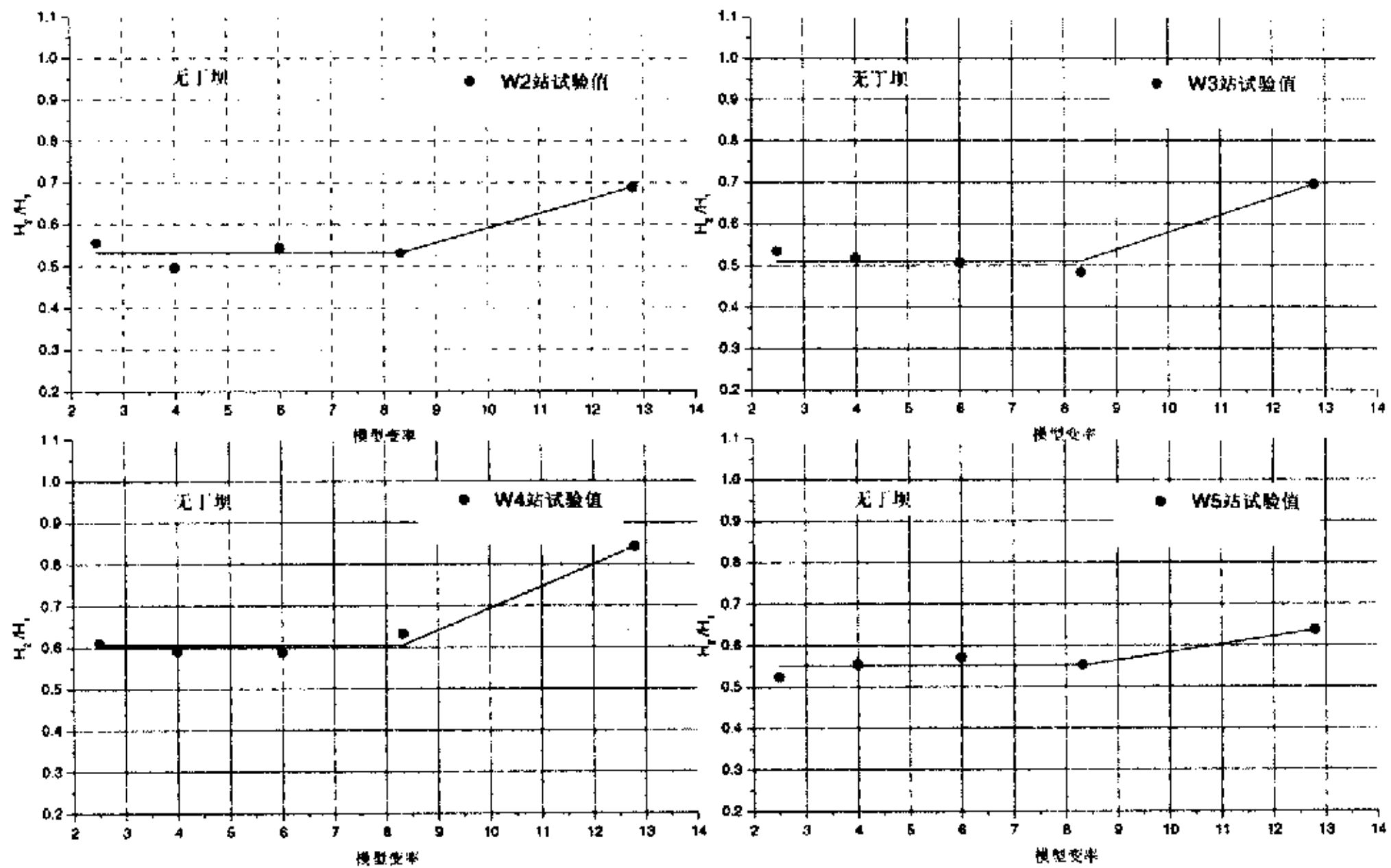


图 4.10 大潮中浪各站波高衰减与模型变率关系

表 4.7 是中潮中浪作用下各模型各站逐时波高平均值和波周期平均值。表 4.8 是中潮中浪作用下各站波高与初始波高之比，从图 4.11 可见，当变率在 2.5~8.33 内，W2、W3、W4 和 W5 站的波高均不受变率的影响，当模型变率为 12.8 时，变率对各站的波高均有较模型的影响。

表 4.7 中潮中浪作用下无丁坝时各站平均波高(m)及波周期(s)

模型	航道内				其它					
	H ₄	T	H ₅	T	H ₁	T	H ₂	T	H ₃	T
1#	1.17	4.78	0.93	4.61	1.92	4.20	0.96	4.33	0.91	4.38
2#	1.19	4.35	1.03	3.20	1.91	4.22	0.99	4.38	0.94	4.40
3#	1.17	4.18	0.92	3.95	1.97	4.27	1.00	4.02	0.97	4.45
4#	1.15	4.36	1.05	4.24	1.91	4.27	1.17	4.41	0.97	4.19
5#	1.58	5.12	1.23	4.74	1.92	4.69	1.42	4.92	1.35	4.62

注：波高 H 的下注角数字表示某测波站。

表 4.8 中潮中浪作用下各站波高变化

模型	H ₁ /H ₁	H ₂ /H ₁	H ₃ /H ₁	H ₄ /H ₁	H ₅ /H ₁
1#	1.000	0.500	0.474	0.609	0.484
2#	1.000	0.518	0.492	0.623	0.539
3#	1.000	0.508	0.492	0.594	0.467
4#	1.000	0.613	0.508	0.602	0.550
5#	1.000	0.740	0.703	0.823	0.641

注：波高 H 的下注角数字表示某测波站；衰减率为某站波高与初始波高之比。

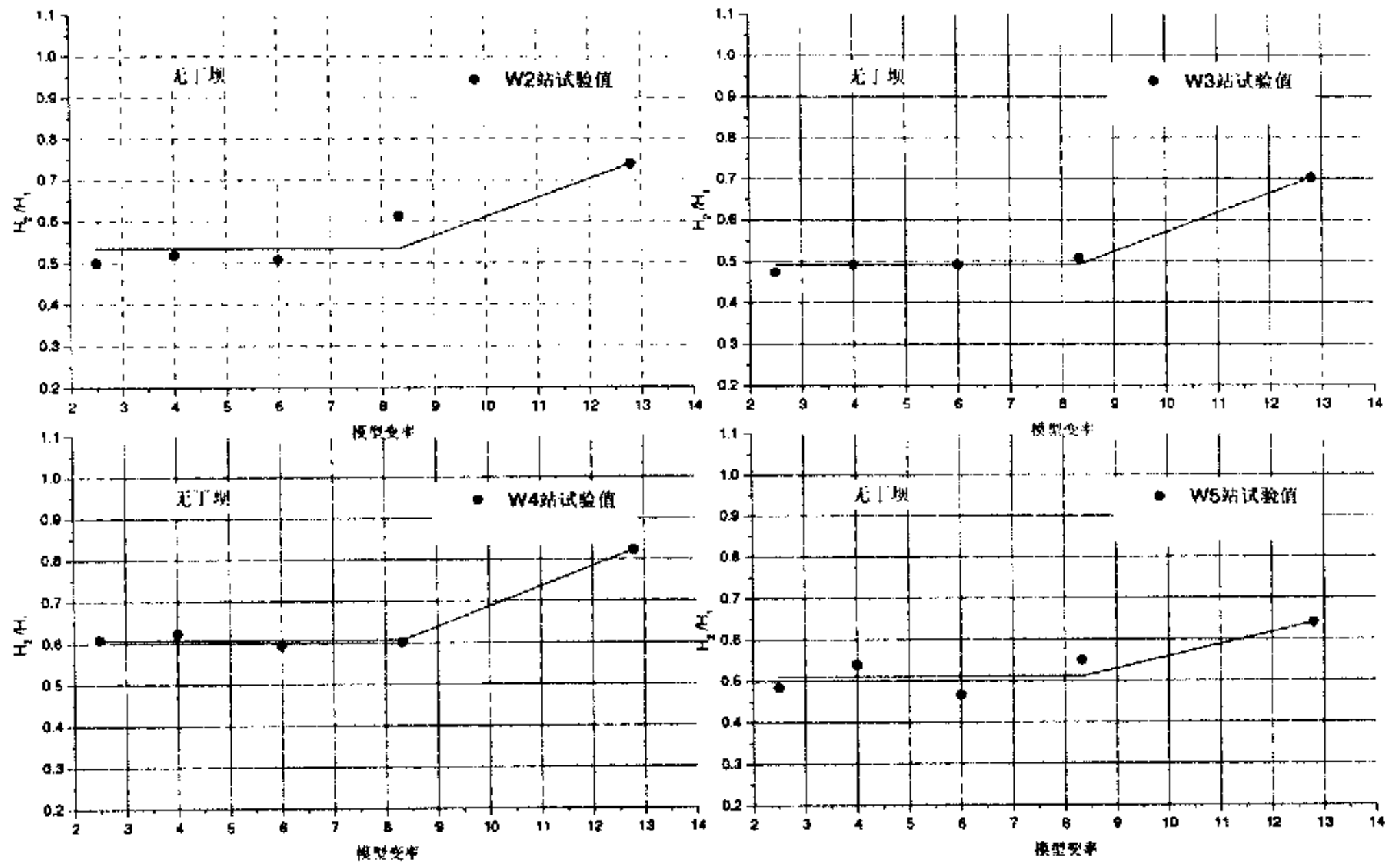


图 4.11 中潮中浪各站波高衰减与模型变率关系

4.3 变率对清水动床模型航道冲淤的影响

在 1#~4# 模型中, 按模型设计要求的泥沙粒径选用电木粉并铺设动床, 分别进行潮流作用下的动床试验和潮流波浪共同作用下的动床试验。各模型按泥沙冲淤时间比尺在无浪时进行相当于原型半年、在有浪时进行相当于原型 2 个月的试验, 分别测量大潮无浪、大潮中浪、中潮无浪三种动力条件下航道的冲淤厚度。

测量起始点为南 1 丁坝坝头垂直于航道中心线的点, 按原型每 350m 左右设一个断面, 共设 10 个断面, 在每一断面上从航道南边坡到北边坡测量 A、B、C、D、E、F、G 点的泥沙冲淤厚度, 其中 D 是航道中心点, C 和 E 点是航道底宽两侧的点, A、B 是航道南边坡的点, F、G 是北边坡的点 (图 4.12)。将沿航道的 C、D、E 三个点的冲淤厚度平均, 作为航道的平均冲淤厚度, 将边坡上的 A、B、F、G 点的冲淤厚度平均, 作为航道边坡的平均冲淤厚度。

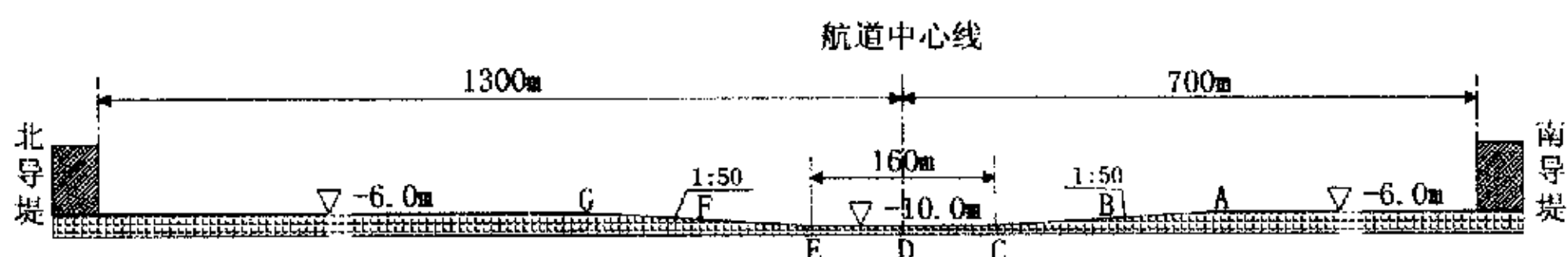


图 4.12 概化模型横断面图

4.3.1 潮流作用下的冲淤变化

大潮时，各模型的航道及边坡均呈微冲趋势（图 4.13），1#~4# 模型航道平均冲刷深度分别为-0.093m、-0.060m、-0.098m 和-0.086m，航道边坡平均冲刷深度分别为-0.134m、-0.098m、-0.147m 和-0.135m，边坡上的冲刷大于航道底宽上的冲刷。可以看出，当变率在 2.5~8.33 之间，变率对航道及边坡上的冲刷深度影响不明显（表 4.9 和图 4.14）。

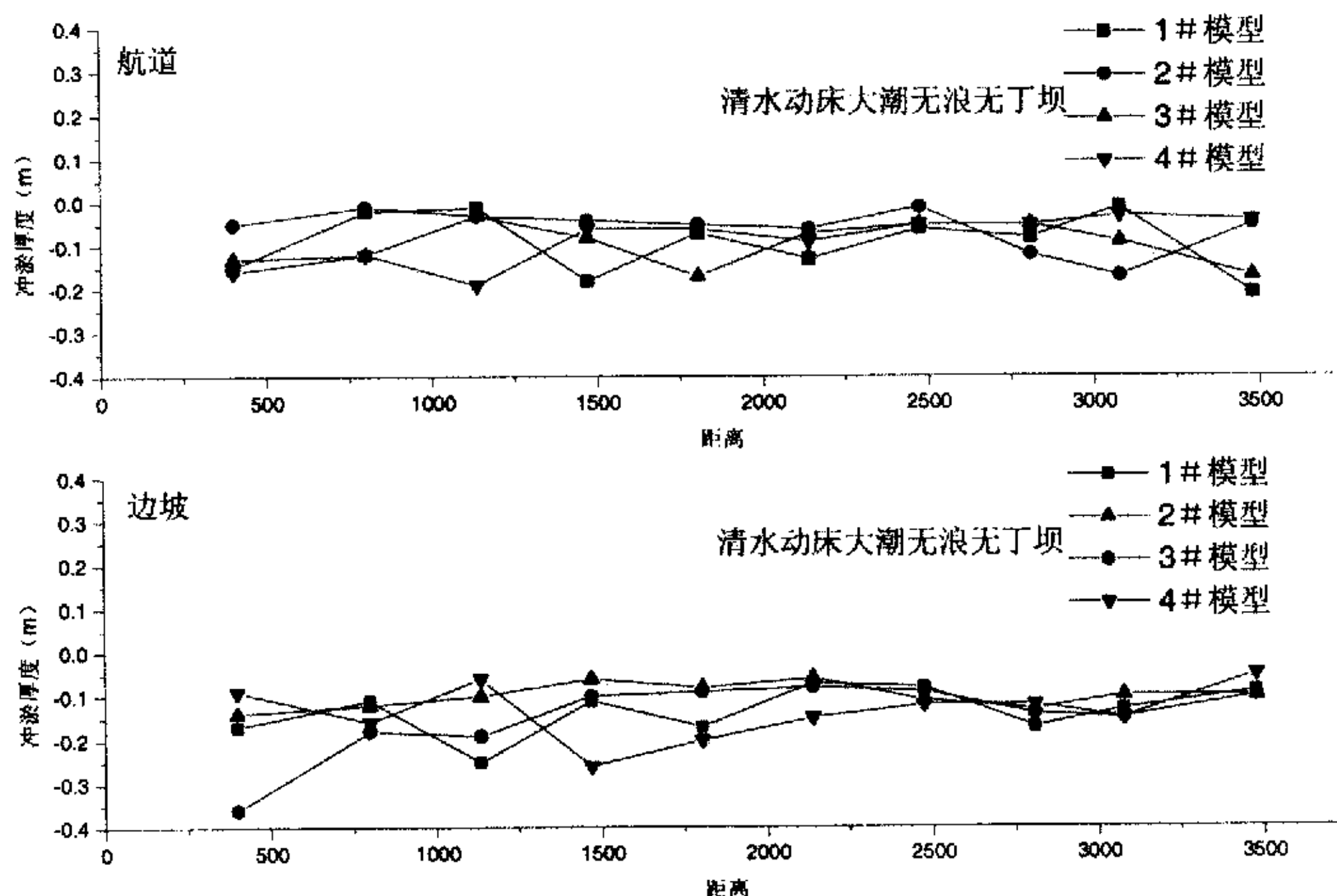


图 4.13 清水动床大潮时航道半年的冲淤厚度

表 4.9 清水动床大潮时各方案航道半年平均冲刷深度

	1#模型 冲刷深度 (m)	2#模型 冲刷深度 (m)	3#模型 冲刷深度 (m)	4#模型 冲刷深度 (m)	备注: 各模型冲淤厚度均已换算成原型值
航道	-0.093	-0.06	-0.098	-0.086	
边坡	-0.134	-0.098	-0.147	-0.135	

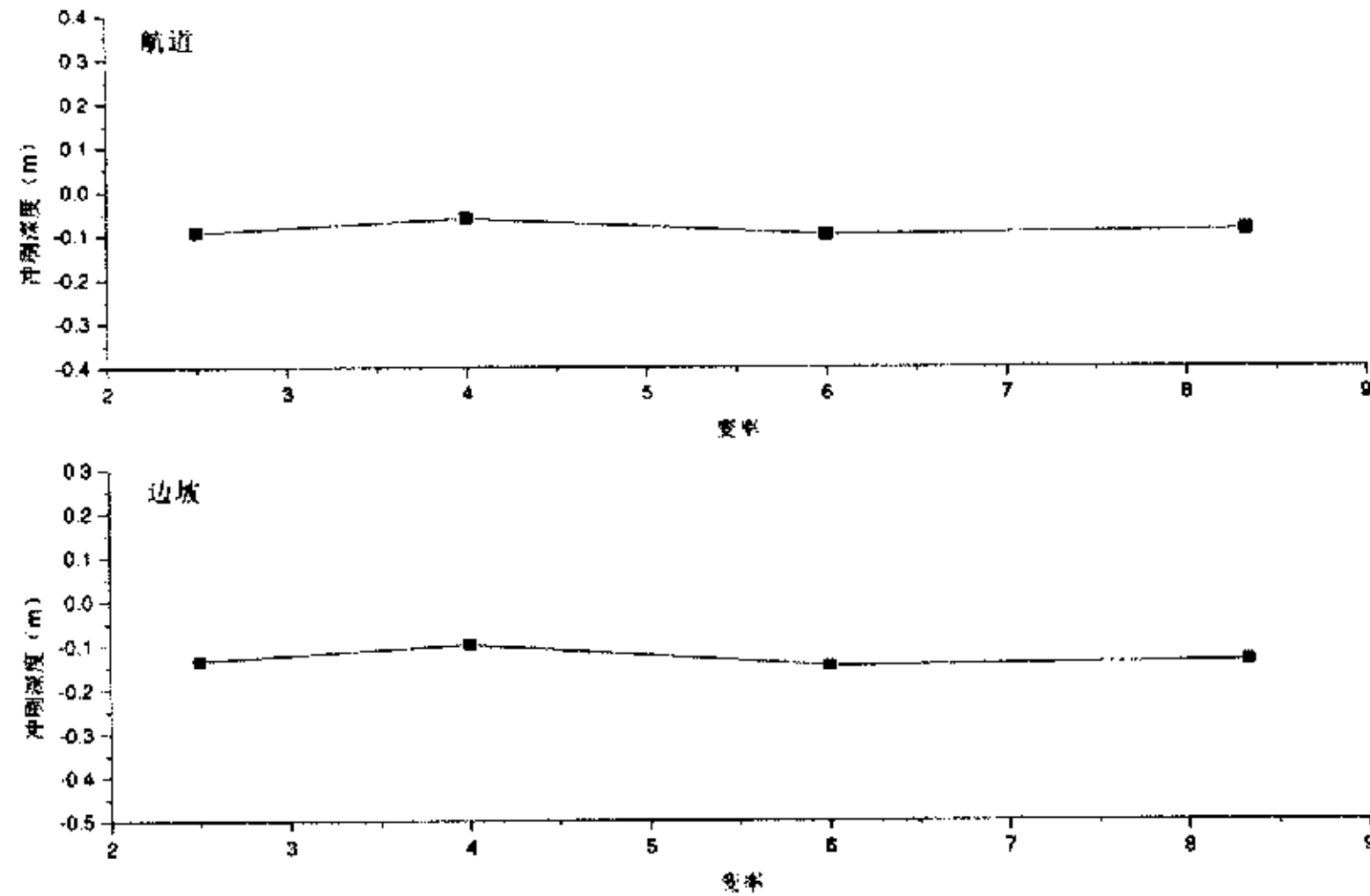


图 4.14 清水动床大潮航道及边坡平均冲刷深度与变率的关系

4.3.2 潮流波浪共同作用下的冲淤变化

在 1#~4# 模型进行了大潮中浪作用下航道冲淤试验。由于波浪的作用, 各模型航道进口段均发生淤积, 航道边坡发生冲刷 (图 4.15), 1#~4# 模型的航道平均淤积厚度分别为 0.328m、0.271m、0.225m 和 0.330m, 边坡平均冲刷深度分别为 -0.368、-0.331、-0.327 和 -0.402。从各模型航道和边坡冲淤厚度变化看, 变率小于 8 的模型对航道和边坡冲淤厚度的影响不明显 (图 4.16)。

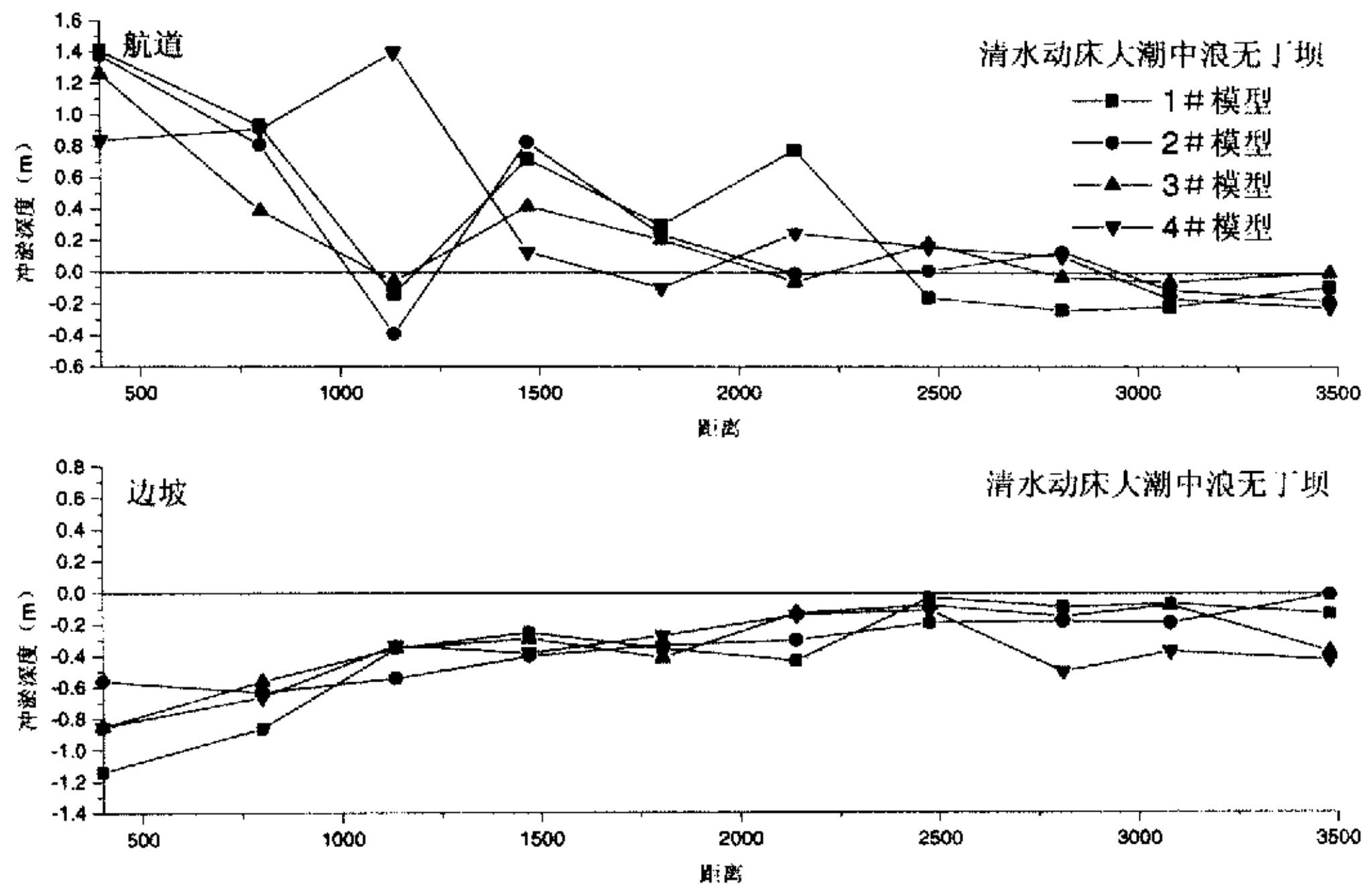


图 4.15 清水动床大潮中浪无丁坝时航道及边坡 2 个月冲淤厚度

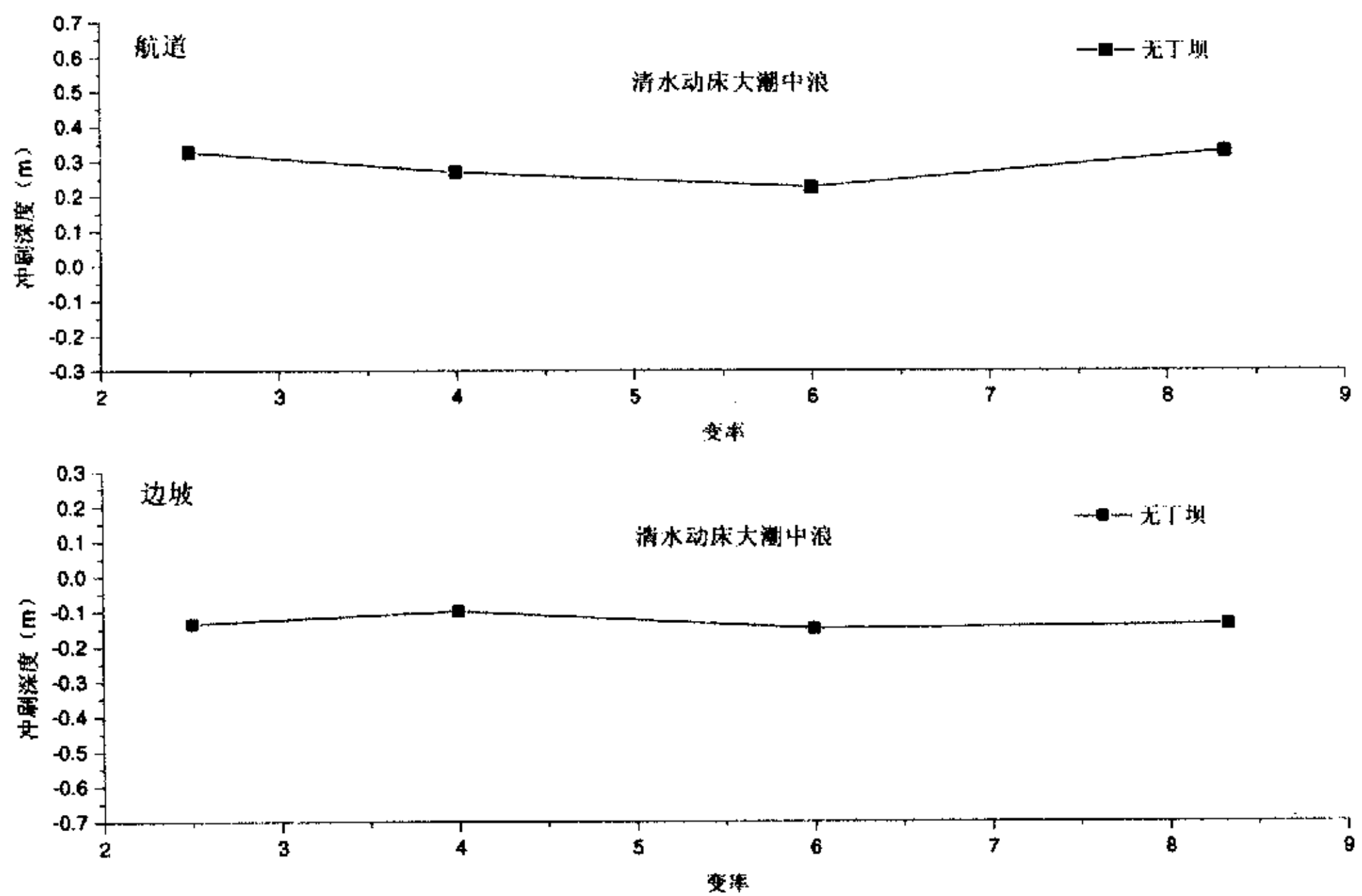


图 4.16 清水动床大潮中浪航道及边坡平均冲刷厚度与变率的关系

4.4 变率对悬沙定床模型航道回淤的影响

按模型设计要求的含沙量和悬沙粒径，在 1#模型、2#模型和 4#模型上分别进行大潮、大潮中浪共同作用下悬沙定床试验。无浪时的试验时间相当于原型半年（模型上历时 41 小时），有浪时试验时间相当于原型 2 个月，波浪作用时间与

潮流作用时间相同。模型上含沙量为 $3.0\text{kg}/\text{m}^3$ ，相当于原型含沙量 $1.56\text{kg}/\text{m}^3$ ，涨潮时在尾门处加沙，落潮时在上游扭曲水道加沙，每隔 20 分钟在上下游口门处监测一次含沙量。

4.4.1 潮流作用下淤积变化

悬沙定床试验表明，三个模型得到的航道淤积厚度和淤积分布相差不大（图 4.17），1#、2# 和 4# 模型航道平均淤积厚度分别为 1.07m、1.02m 和 1.12m。当模型变率在 8 以内时，变率对无丁坝时航道悬沙回淤的影响不明显（图 4.18）。

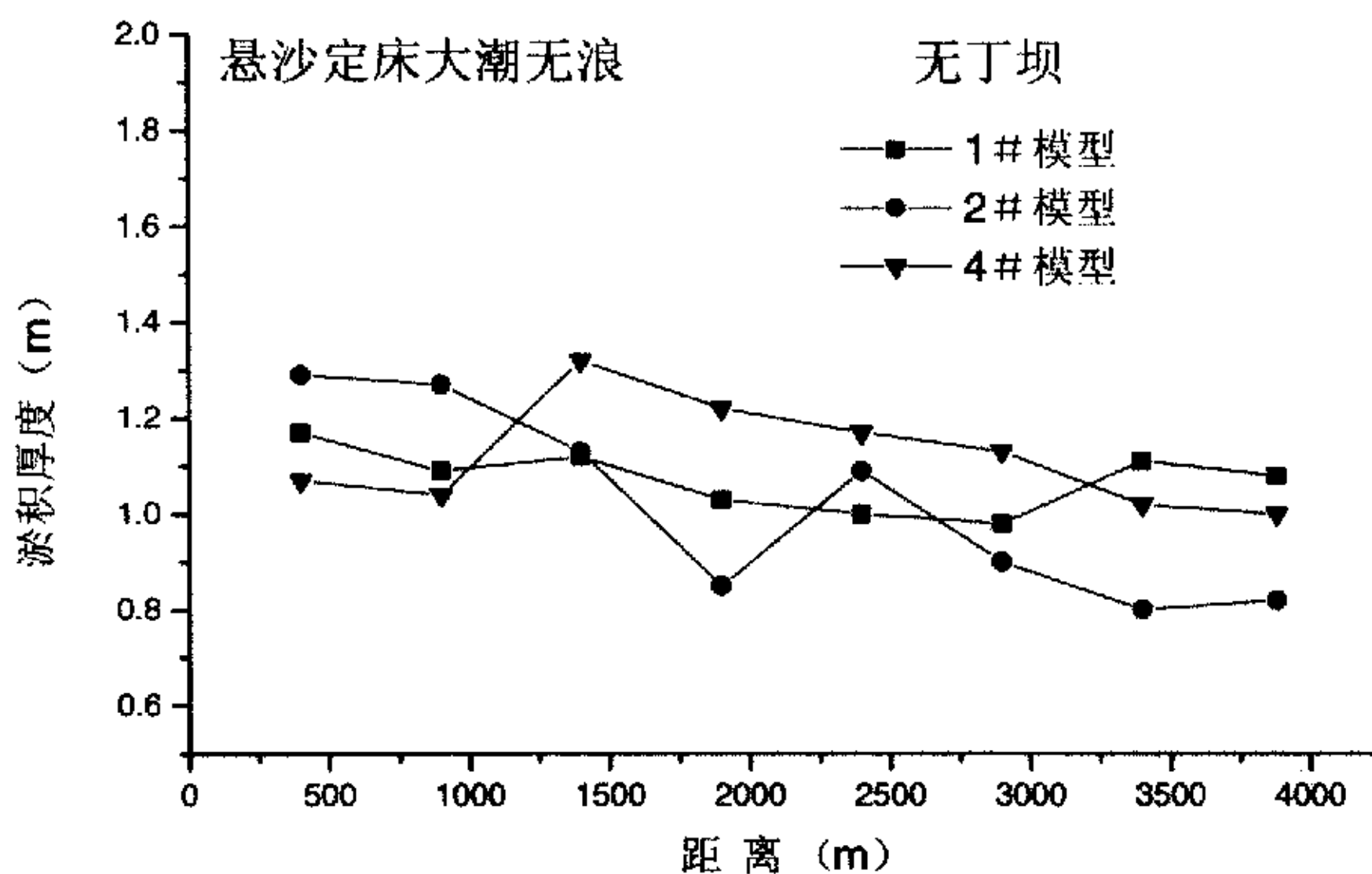


图 4.17 悬沙定床大潮时航道半年淤积厚度沿程变化

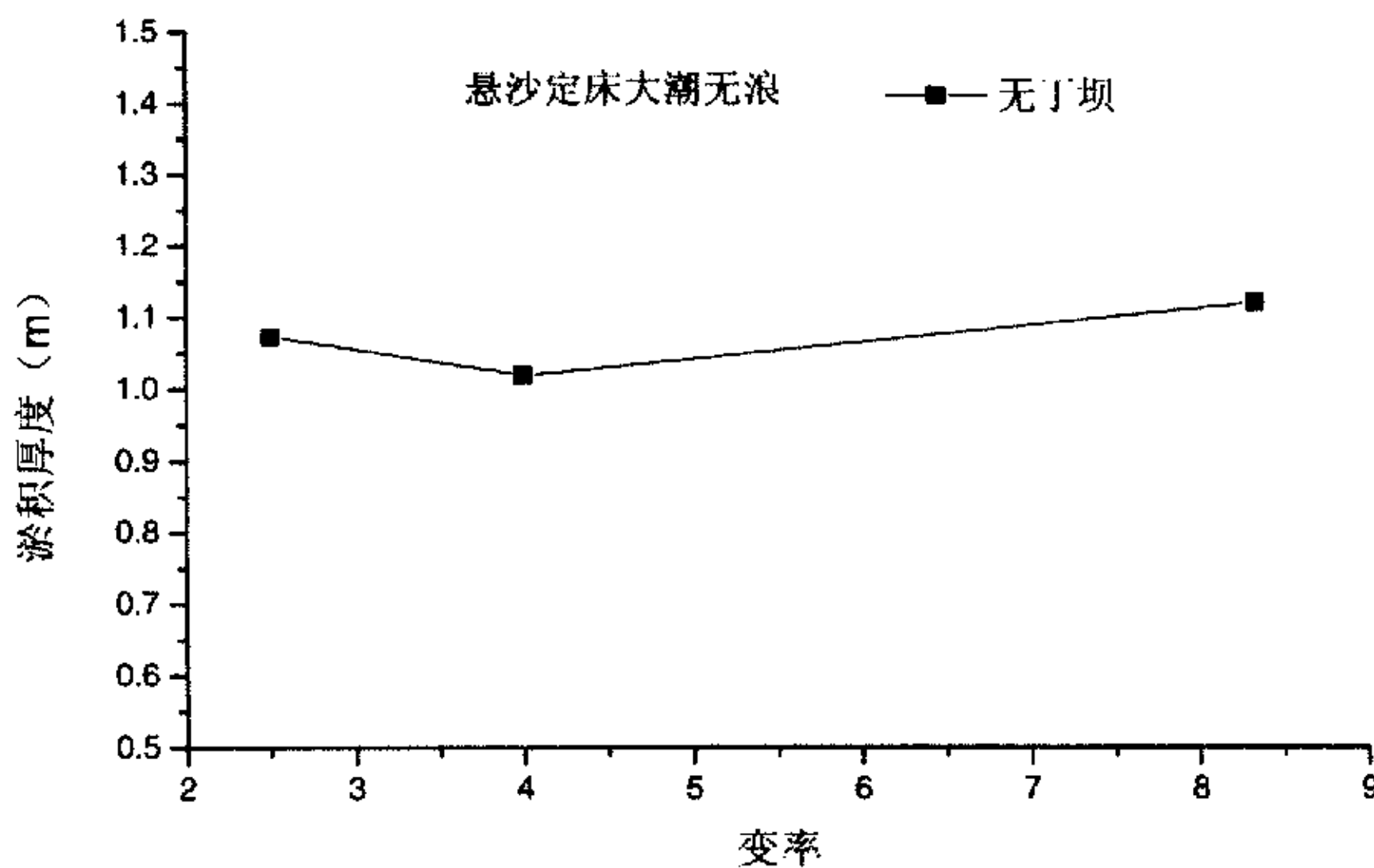


图 4.18 悬沙定床大潮航道及边坡平均淤积厚度与变率之关系

4.4.2 潮流波浪共同作用时淤积变化

大潮中浪时悬沙定床试验表明,除个别点外,1#模型航道沿程泥沙淤积厚度最小,4#模型淤积厚度最大,其它两个模型的航道淤厚居中(图4.19),1#、2#、3#和4#模型航道平均淤积厚度分别为1.05m、1.08m、1.27m和1.39m。1#模型和2#模型的航道平均回淤厚度较接近;各模型的航道平均淤积厚度均与模型变率成正比,即随着变率的增大,航道的平均回淤厚度也增大;当模型变率小于6时,变率对航道回淤的影响不大,当模型变率等于或大于6时,变率对航道回淤有较显著的影响。模型变率对大潮中浪作用下的航道回淤影响大于对大潮无浪作用下航道回淤的影响。

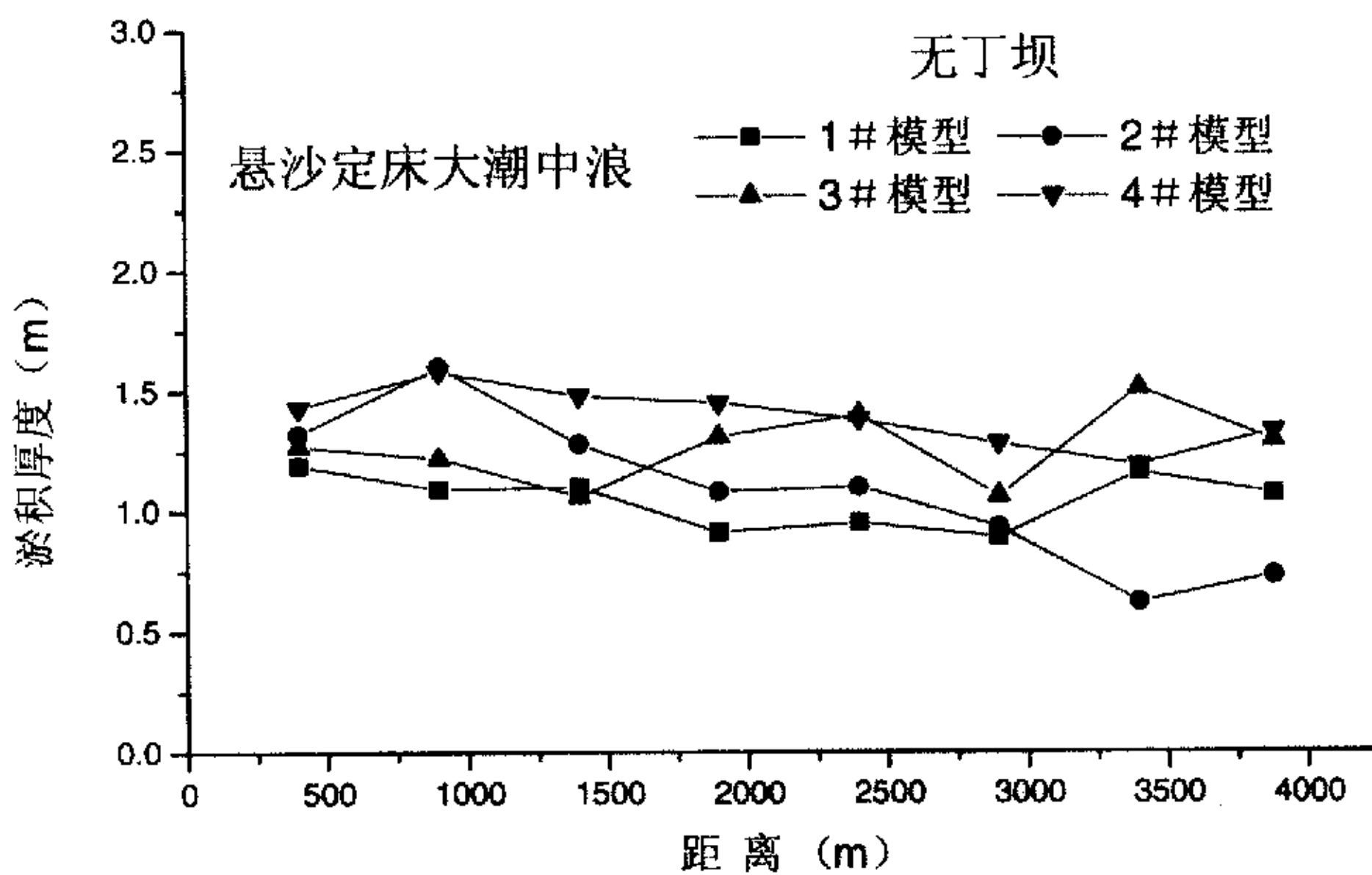


图 4.19 悬沙定床大潮中浪时航道 2 个月淤积厚度沿程变化

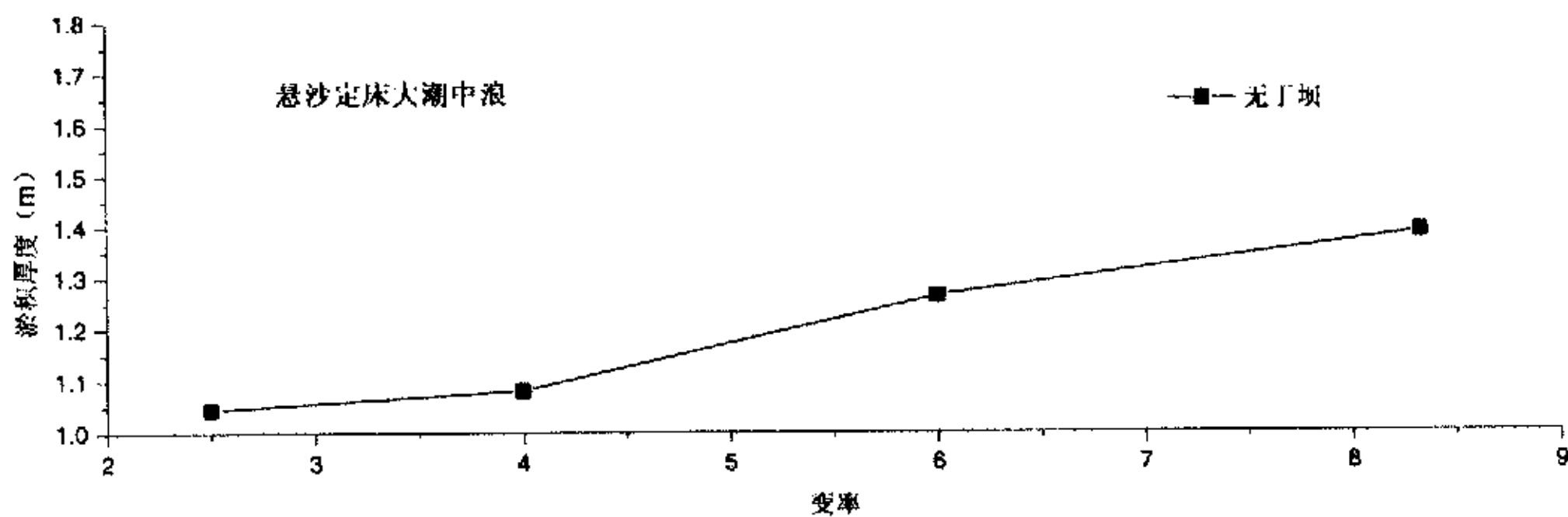


图 4.20 悬沙定床航道平均淤积厚度与模型变率的关系

4.5 变率对悬沙动床模型航道回淤的影响

在1#、3#和4#模型上分别进行大潮作用下悬沙动床试验，潮流试验时间相当于原型半年。上游和下游含沙量控制站的含沙量控制在 $1.8-2.0\text{kg/m}^3$ 范围。在一个涨落潮的过程中分别在中潮位、高潮位、中潮位和低潮位测4个含沙量值，平均后作为该潮的平均含沙量。航道底宽和边坡淤积厚度测量与清水动床试验相同。

从试验结果看，除个别点外，1#、3#和4#模型航道沿程淤积分布基本相似(图4.21和图4.22)，1#、3#和4#模型航道底宽平均淤积厚度分别为0.554m、0.529m和0.671m，航道边坡平均淤积厚度分别为0.516m、0.675m和0.645m。变率对航道底宽上的平均回淤厚度的影响不明显，对航道边坡上泥沙回淤厚度的影响也不太明显(图4.23)。

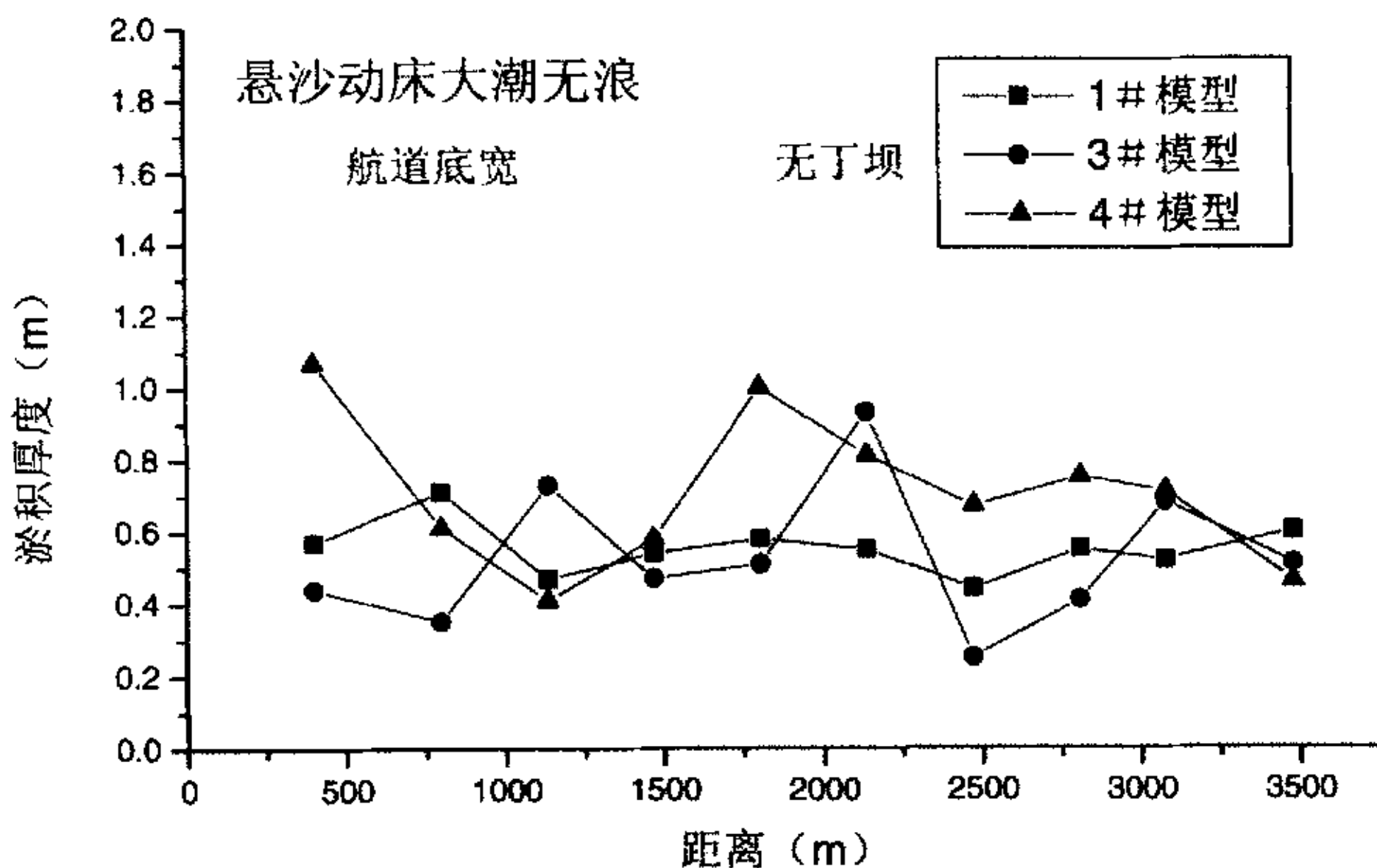


图 4.21 悬沙动床大潮时航道半年淤积厚度沿程变化

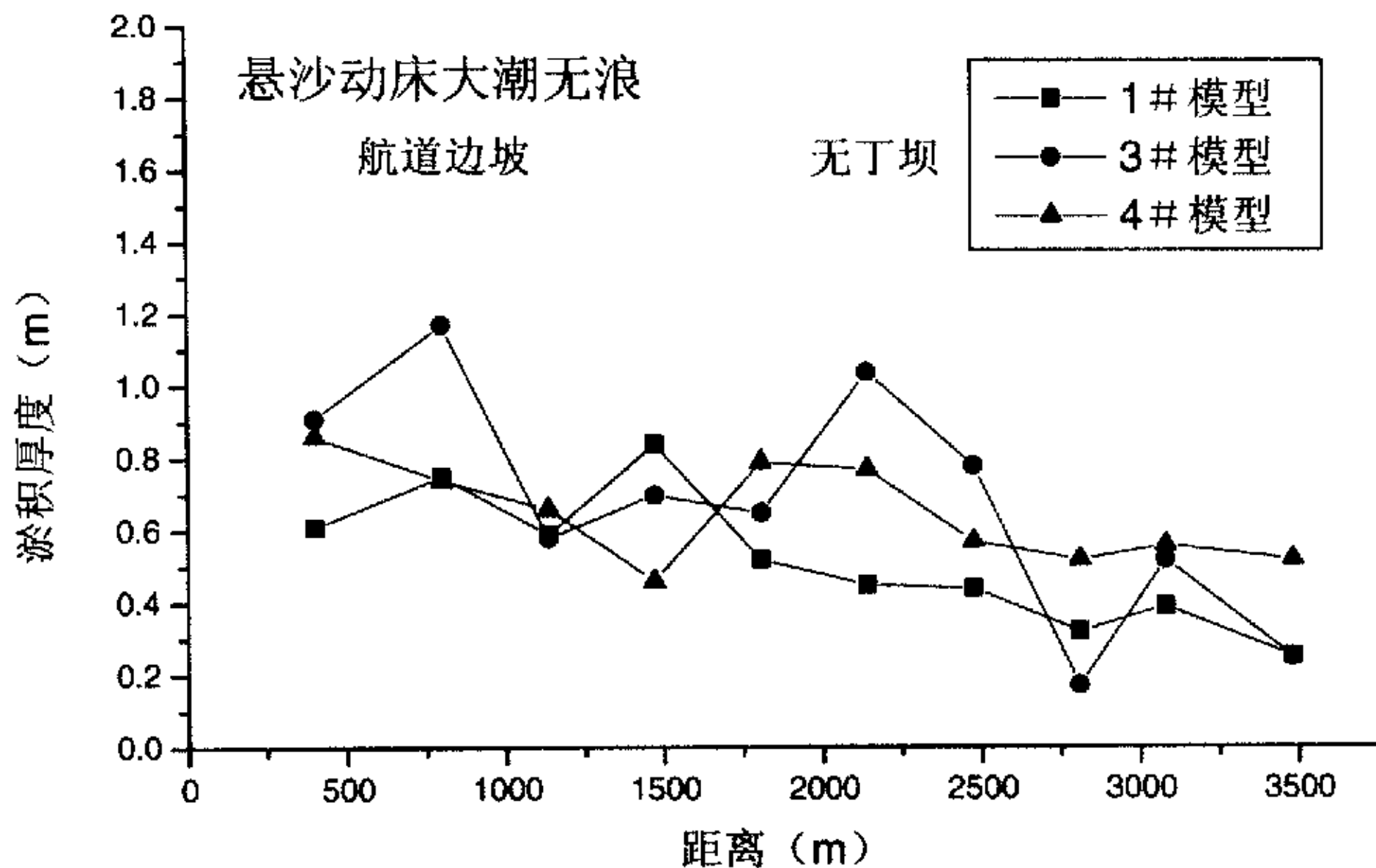


图 4.22 悬沙动床大潮时航道边坡半年淤积厚度沿程变化

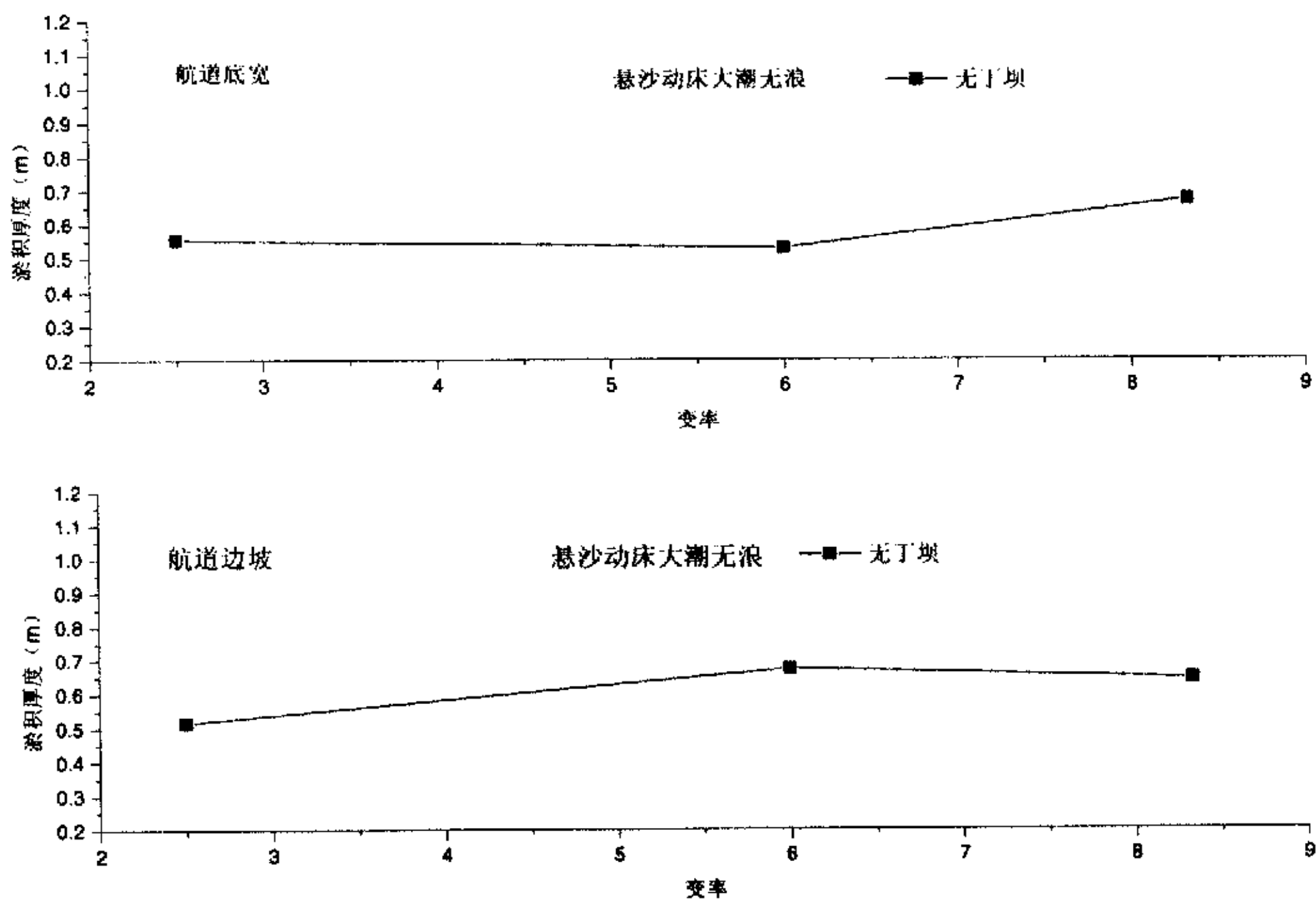


图 4.23 悬沙动床大潮航道淤积厚度变率的关系

4.6 变率对底沙输沙量的影响

清水动床试验时，在航道上下游设置捕沙坑（见图 3.1），对大潮和中潮作用下无丁坝布置时的航道底沙输沙量进行测量。试验进行 7 个潮周期（一涨一落）之后收集捕沙坑内的沙量，烘干后称重，得到各模型的航道内捕沙坑内的沙量，

将该沙量乘以底沙输沙比尺换算至原型值后进行比较。各模型捕沙坑大小和试验时间见表 4.10。

4.10 各模型底沙输沙量试验情况

模 型	1#		2#		3#		4#	
	下游	上游	下游	上游	下游	上游	下游	上游
捕沙坑位置								
捕沙坑宽度 (cm)	48	48	24	24	14.5	14.5	9.6	9.6
合原型宽度 (m)	96	96	96	96	96	96	96	96
模型观测时间 (小时)	7.5	7.5	4	4	2.7	2.7	1.85	1.85
全潮数 (个)	7	7	7	7	7	7	7	7

从上、下游捕沙坑内的沙量（表 4.11 和表 4.12）看，无浪时底沙输沙量最小，中浪次之，大浪时输沙量最大，说明随着波高的增大，床面的泥沙被掀起，在潮流的作用下输移。下游捕沙坑内的沙量比上游捕沙坑内的多，一方面是由于落潮历时比涨潮历时长、落潮流将泥沙向下游输移，另一方面，还因为上游捕沙坑以上为定床，没有足够的泥沙进入。在同样的波高情况下，除个别值外，大潮作用时航道的输沙量大于中潮作用时的，说明潮流动力强时航道的底沙输沙量大。

4.11 大潮与波浪作用下的航道底沙输沙量

浪况	模型	1#		2#		3#		4#	
		下游	上游	下游	上游	下游	上游	下游	上游
无浪	捕沙坑内沙量 (g)	32.5	20.0	15.2	12.1	13.9	10.8	15.9	10.8
	合原型沙量 (kg)	12.1	7.44	7.9	6.29	8.34	6.48	10.9	7.38
中浪	捕沙坑内沙量 (g)	51.5	42.4	35.8	31.5	36.6	23.6	36.2	27.2
	合原型沙量 (kg)	19.2	15.8	18.6	16.2	19.0	14.2	24.7	18.6
大浪	捕沙坑内沙量 (g)	83.9	69.2	60.4	49.2	57.8	42.5	84.5	69.5
	合原型沙量 (kg)	31.2	25.7	31.4	25.6	34.7	25.5	57.8	42.5

4.12 中潮与波浪作用下的航道底沙输沙量

浪况	模型	1#		2#		3#		4#	
	捕沙坑位置	下游	上游	下游	上游	下游	上游	下游	上游
无浪	捕沙坑内沙量 (g)	17.2	12.2	9.02	7.39	9.02	6.23	8.64	6.3
	合原型沙量 (kg)	6.4	4.54	4.69	3.84	5.41	3.74	5.91	4.3
中浪	捕沙坑内沙量 (g)	32.6	29.3	24.6	17.0	16.7	14.5	23.6	15.4
	合原型沙量 (kg)	12.1	10.9	12.8	8.84	10.0	8.7	16.1	10.5
大浪	捕沙坑内沙量 (g)	68.9	54.3	53.6	30.8	48.3	30.2	95.9	43.8
	合原型沙量 (kg)	25.6	20.2	27.9	16.0	29.0	18.1	65.6	29.9

从图 4.24 至图 4.27 看, 无论是大潮还是中潮, 在无浪和中浪时, 模型变率对底沙输沙量的都影响不大; 在大浪时, 当模型变率大于 6 以后, 底沙输沙量明显大于模型变率小于 6 的底沙输沙量。

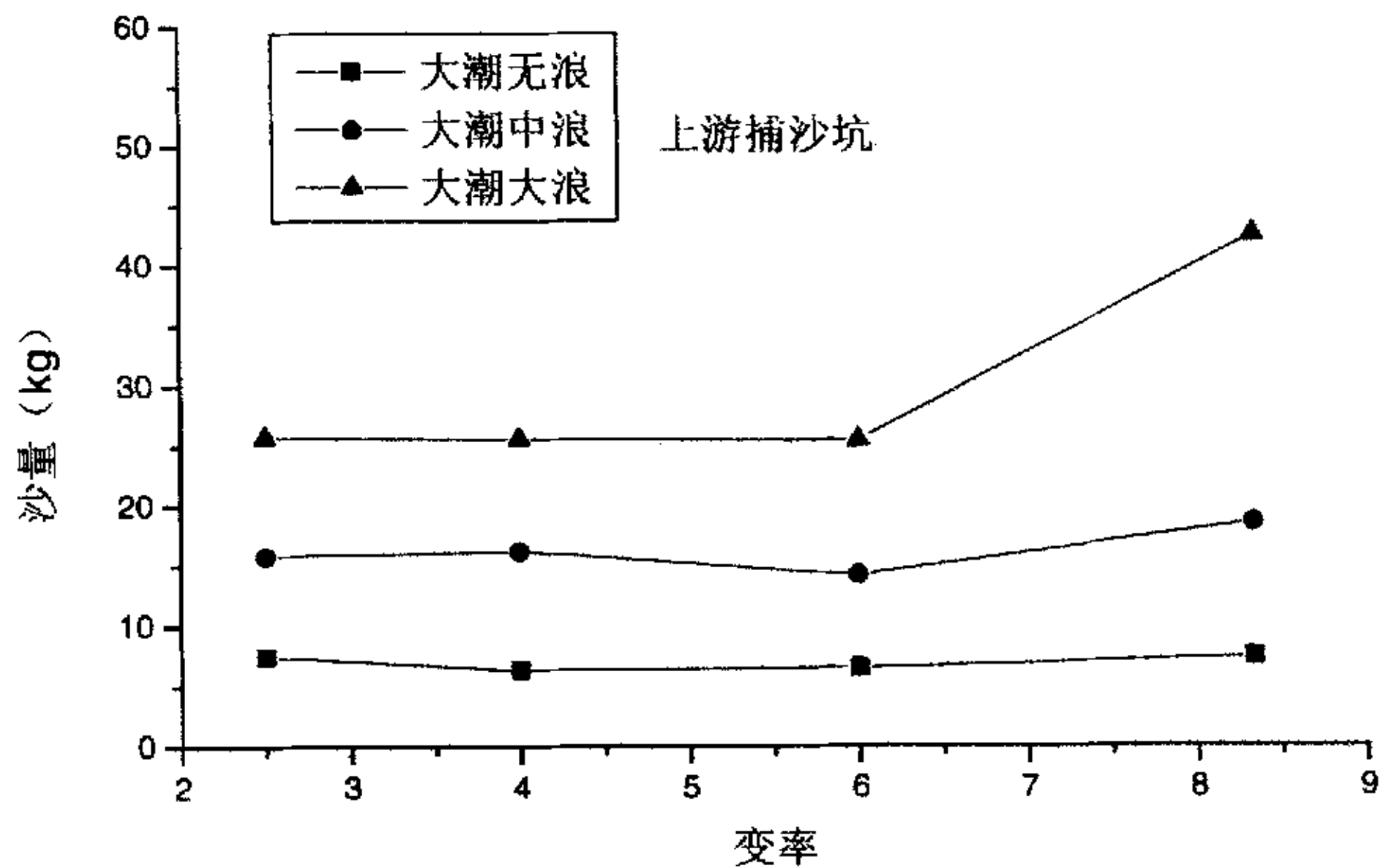


图 4.24 大潮与波浪作用时航道上游捕沙量与变率的关系

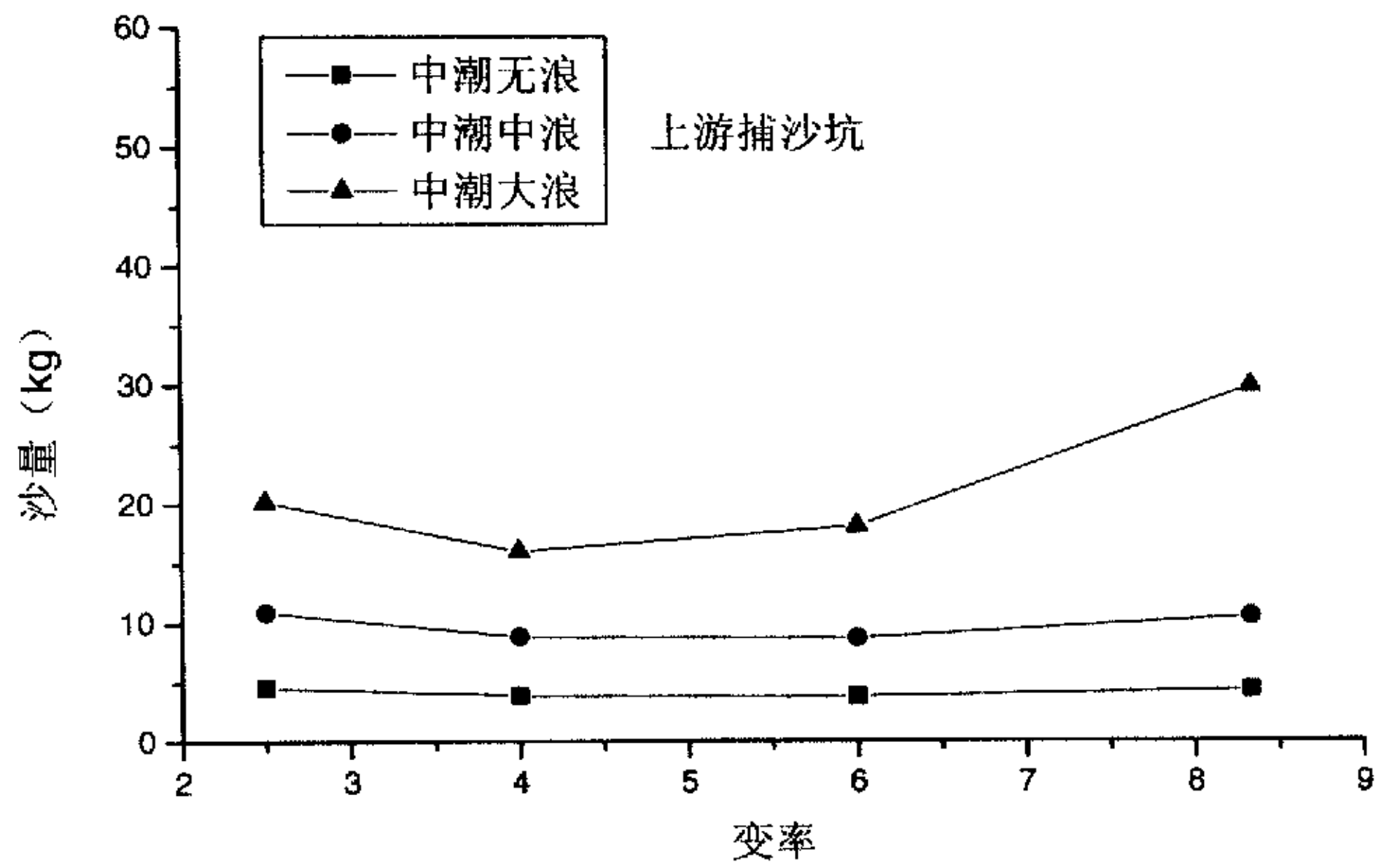


图 4.25 中潮与波浪作用时航道上游捕沙量与变率的关系

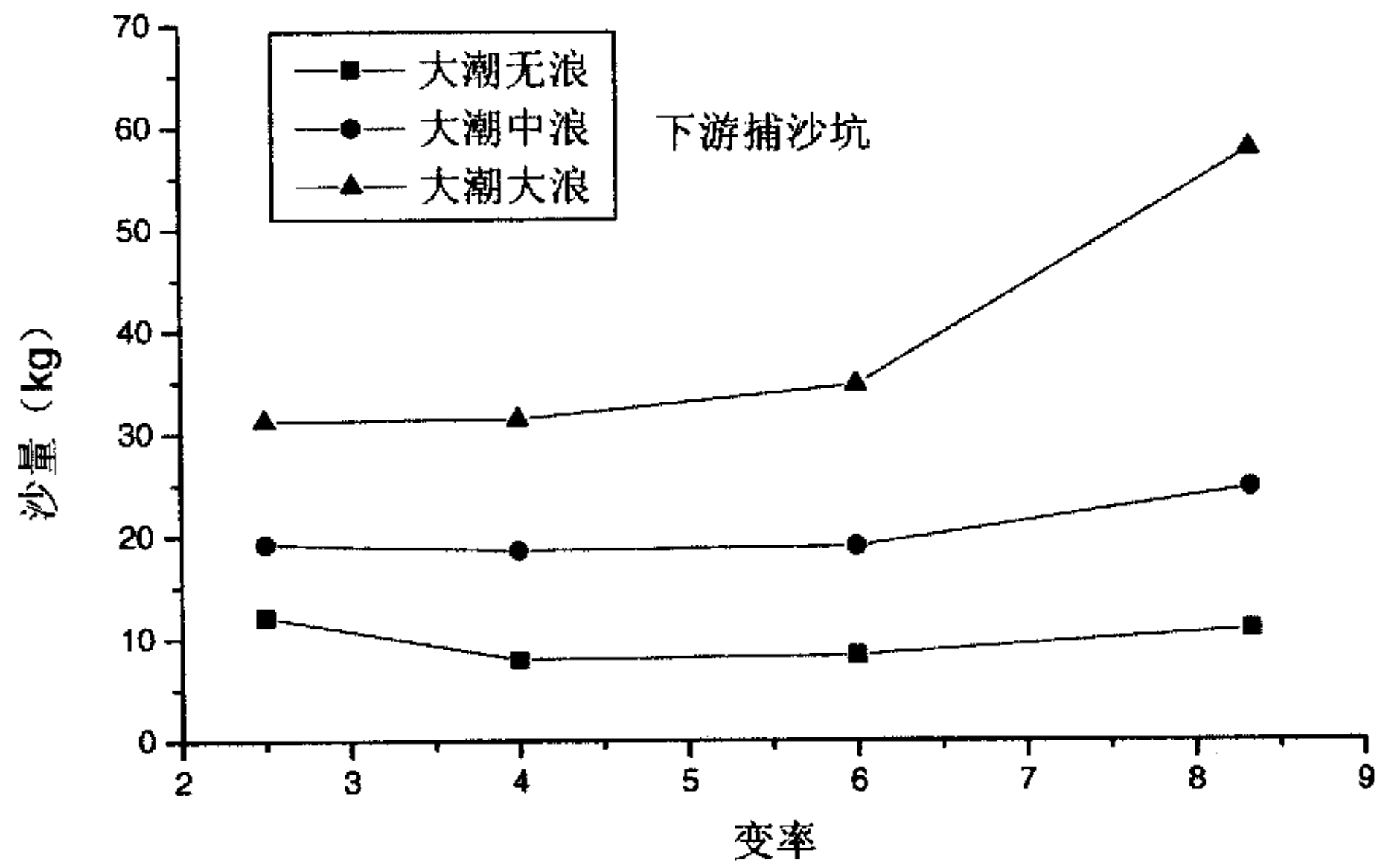


图 4.26 大潮与波浪作用时航道下游捕沙量与变率的关系

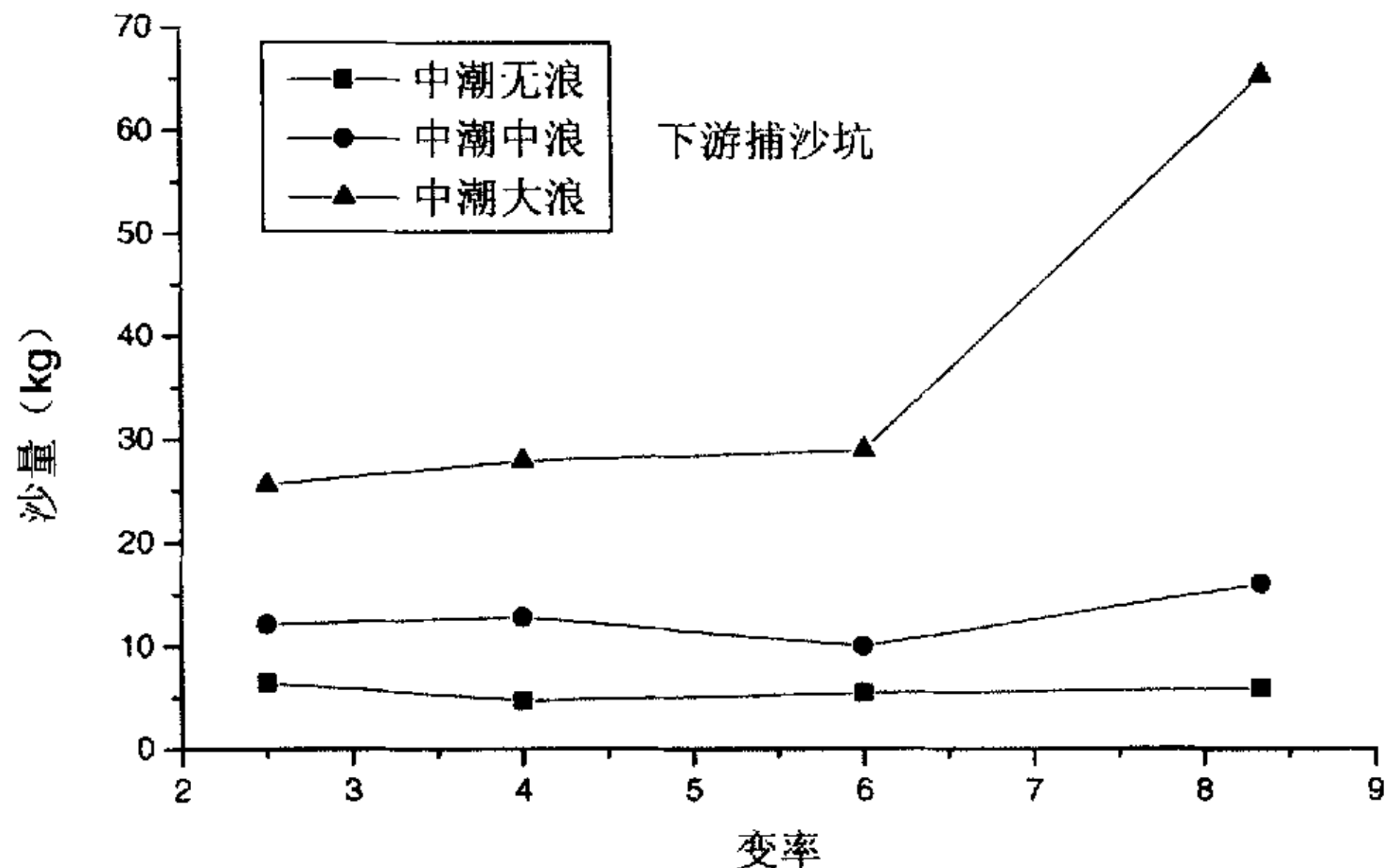


图 4.27 中潮与波浪作用时航道下游捕沙量与变率的关系

4.7 本章小结

- (1) 通过系列概化模型试验，测取了变率为 2.5、4、6、8.33、12.8 的五个模型的潮流流速，采取了两种方法进行比较，得到无丁坝时各模型涨潮平均流速和落潮平均流速基本不受模型变率的影响。
- (2) 通过大潮中浪和中潮中浪试验，研究了变率对波高的影响。模型变率小于 8 时，变率对波高的影响不明显，当模型变率为 12.8 时，变率对各个模型边滩和航道内的波高影响较明显。
- (3) 在变率为 2.5、4、6、8.33 的四个模型上进行了清水动床试验，无论是潮流作用还是潮流波浪共同作用，当变率小于 8 时，模型变率对航道及边坡上的冲刷深度影响不明显。
- (4) 在变率为 2.5、4、8.33 的三个模型上进行了浑水定床试验，单独潮流作用时，当变率小于 8 时，模型变率对航道悬沙回淤的影响不大。当潮流波浪共同作用时，变率小于 6 对航道回淤的影响不大；变率等于或大于 6，对航道回淤有较显著的影响。模型变率对大潮中浪作用下的航道回淤影响大于对大潮无浪作用下航道回淤的影响。
- (5) 在变率为 2.5、6、8.33 的三个模型上进行了大潮作用下的浑水动床试验，当变率小于 8 时，模型变率对航道底宽上的平均回淤厚度的影响不明显，对航道边坡上泥沙回淤厚度的影响也不太明显。

- (6)在变率为 2.5、4、6、8.33 的四个模型上进行了大潮、中潮与无浪、中浪和大浪组合条件下底沙输移试验，当变率小于 8 时，模型变率对无浪和中浪作用下的底沙输沙量影响不大；当变率小于 6 时，模型变率对大浪作用下的底沙输沙量影响不大，当变率大于 6，模型变率对底沙输沙量的影响显著。

综上所述，在进行航道潮流泥沙试验时，如没有丁坝等局部整治工程时，潮流泥沙物理模型的变率可以在 9 以内；在进行航道潮流波浪共同作用下的动床试验时，模型变率应控制在 6 以内。

第五章 有丁坝时模型变率影响试验研究

分别进行三种丁坝布置方案试验, 即有 N1 丁坝和 S2 丁坝的“斜对丁坝(简称‘斜对’)”、有 N1 和 S1 丁坝的“对丁坝(简称‘对丁’)”和有 N1、N2、S1 和 S2 “四条丁坝(简称‘四丁’)”。

5.1 丁坝对航道流速的影响

各模型均设有 11 个流速测点 (V1~V11), 通过试验可以得到洪季大潮和枯季中潮各测流点的逐时流速, 比较无丁坝和各种丁坝布置下的航道内的流速变化(图 5.1~至图 5.8)。

枯季大潮条件下, 对 V2 点而言, 四丁坝时的涨落潮流速最大, 对丁坝时的次之, 斜对丁坝时的较小, 且均大于无丁坝时的航道涨落潮流速; V4 和 V8 测点在不同丁坝布置时的涨潮流速比较接近, 落潮流速四丁坝时最大, 斜对丁坝时的落潮流速与对丁坝时的比较接近; V11 测点四丁坝时的涨落潮流速最大, 斜对丁坝时的涨落潮流速与对丁坝时的比较接近。

洪季中潮条件下, V2 测点有丁坝时的涨落潮流速均较无丁坝时大, 且不同丁坝布置时的涨落潮流速比较接近; 测点 V4 和 V8 在不同丁坝布置时的涨潮流速基本接近且大于无丁坝时的, 除四丁坝布置外, 有丁坝时的落潮流速与无丁坝时基本一样; V11 测点有丁坝时的涨落潮流速基本上较无丁坝时大, 四丁坝时的涨落潮流速最大, 对丁坝和斜对丁坝次之。

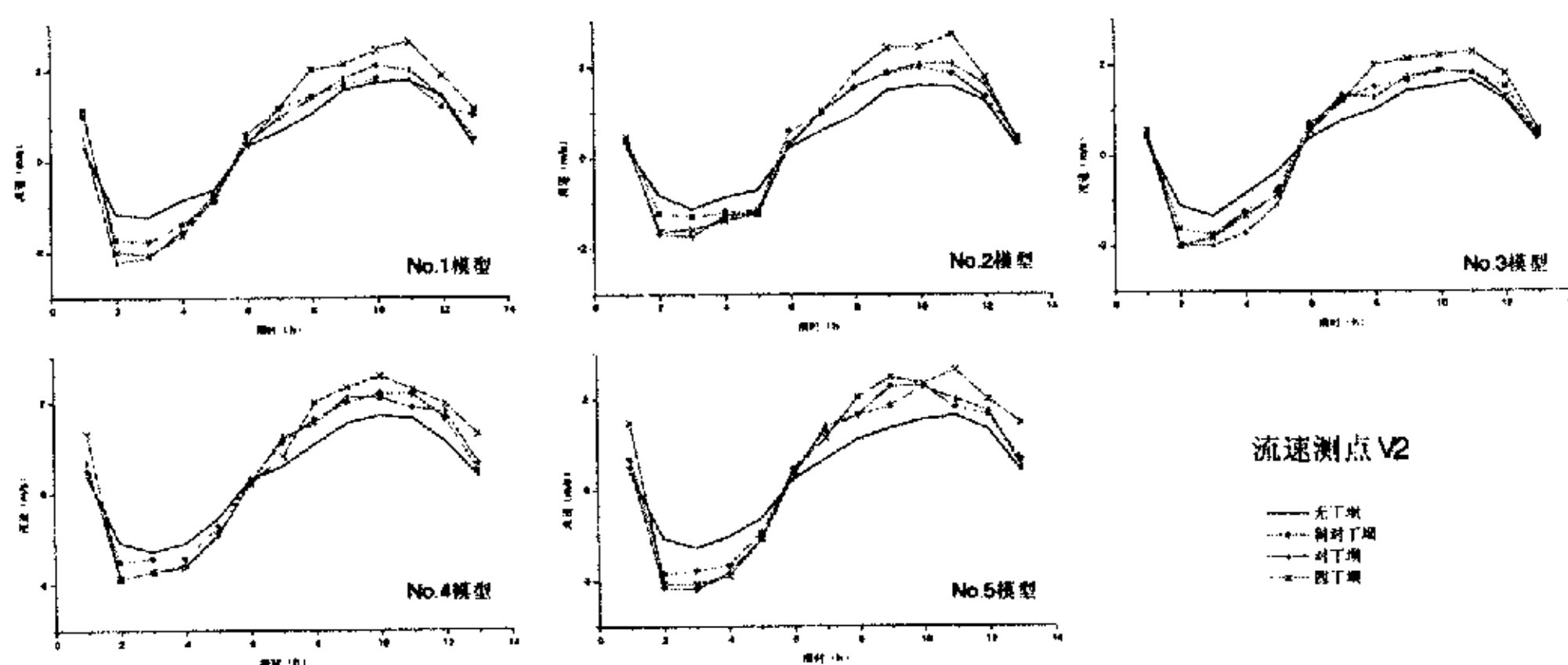


图 5.1 V2 测点枯季大潮不同丁坝布置时的流速变化

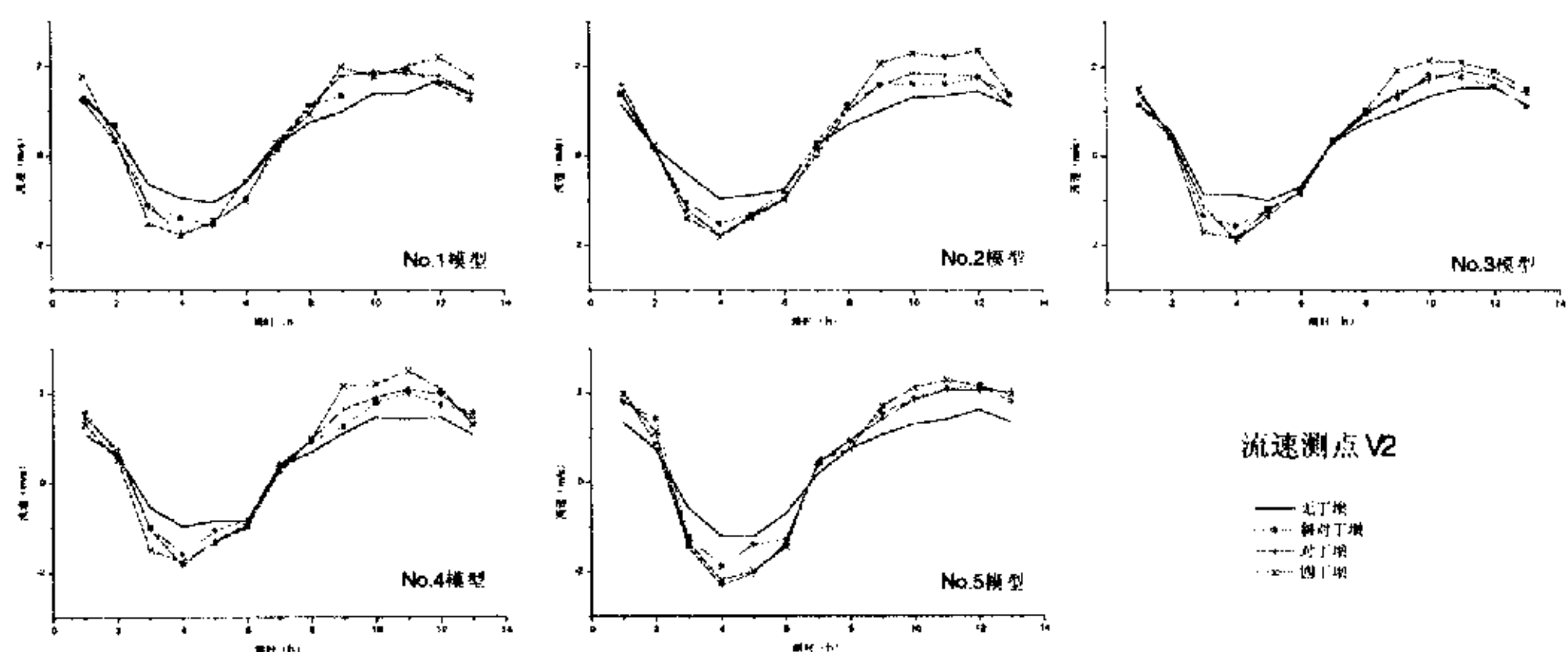


图 5.2 V2 测点洪季中潮不同丁坝布置时的流速变化

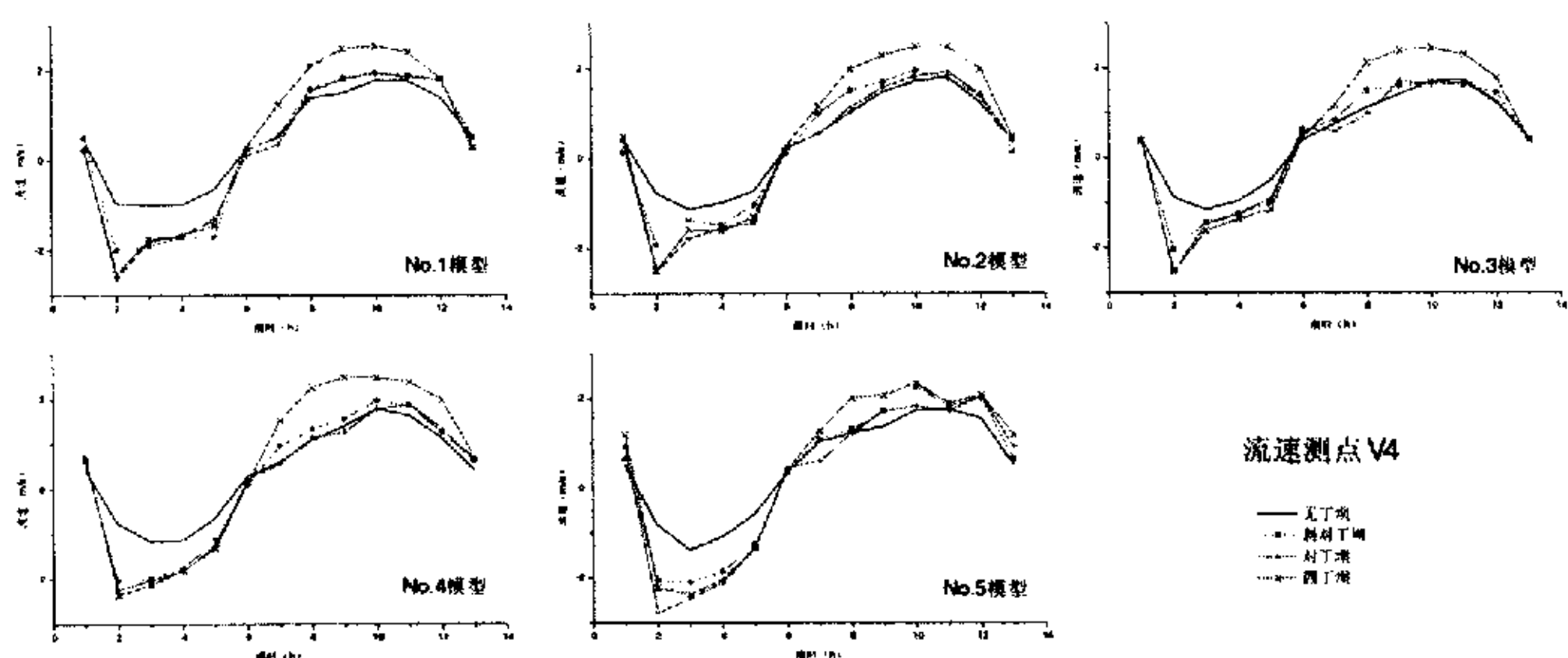


图 5.3 V4 测点枯季大潮不同丁坝布置时的流速变化

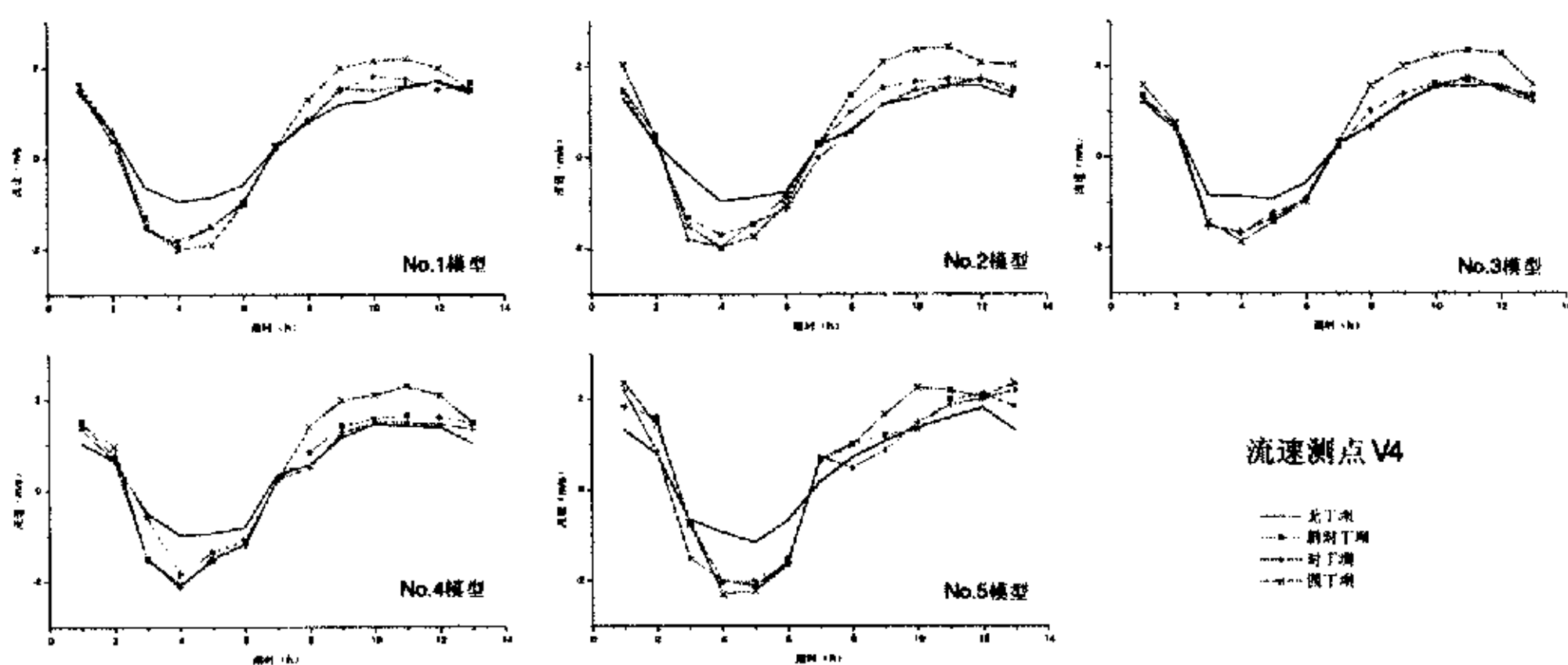


图 5.4 V4 测点洪季中潮不同丁坝布置时的流速变化

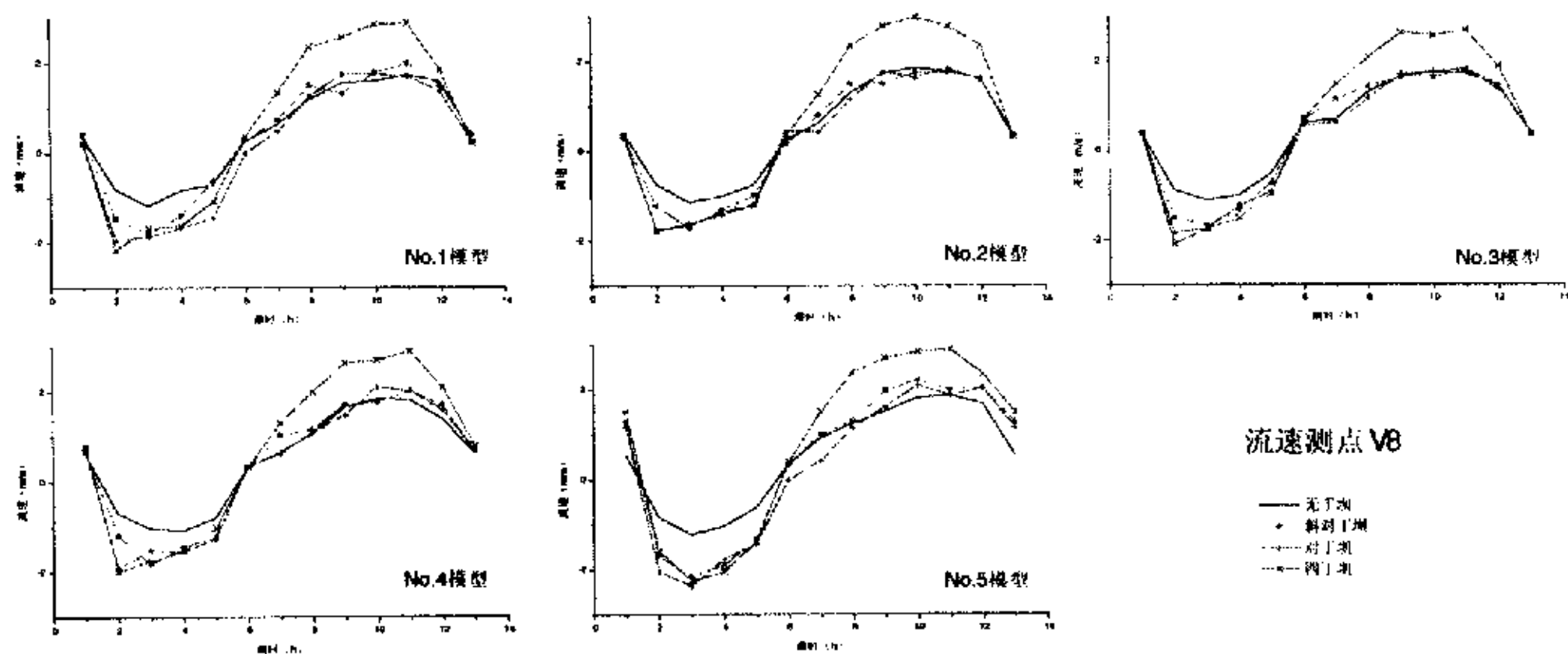


图 5.5 V8 测点枯季大潮不同丁坝布置时的流速变化

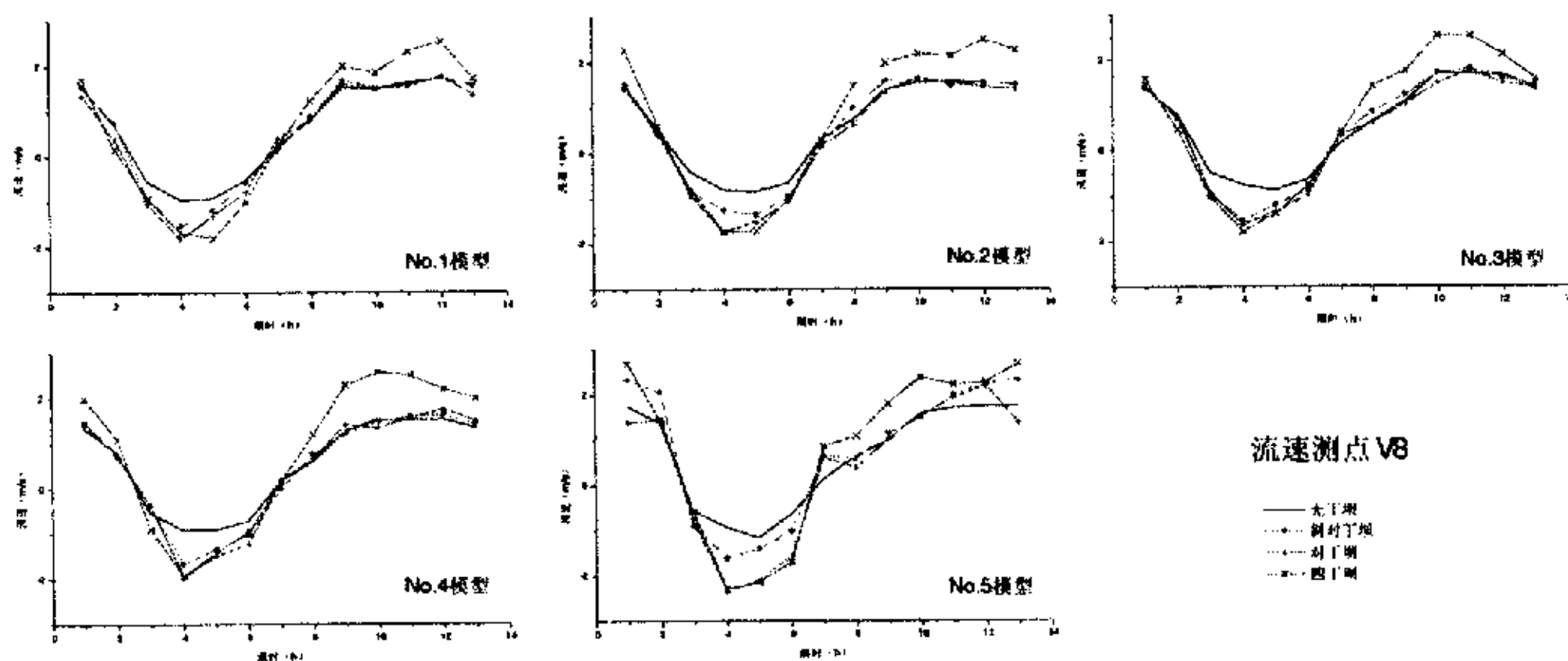


图 5.6 V8 测点洪季中潮不同丁坝布置时的流速变化

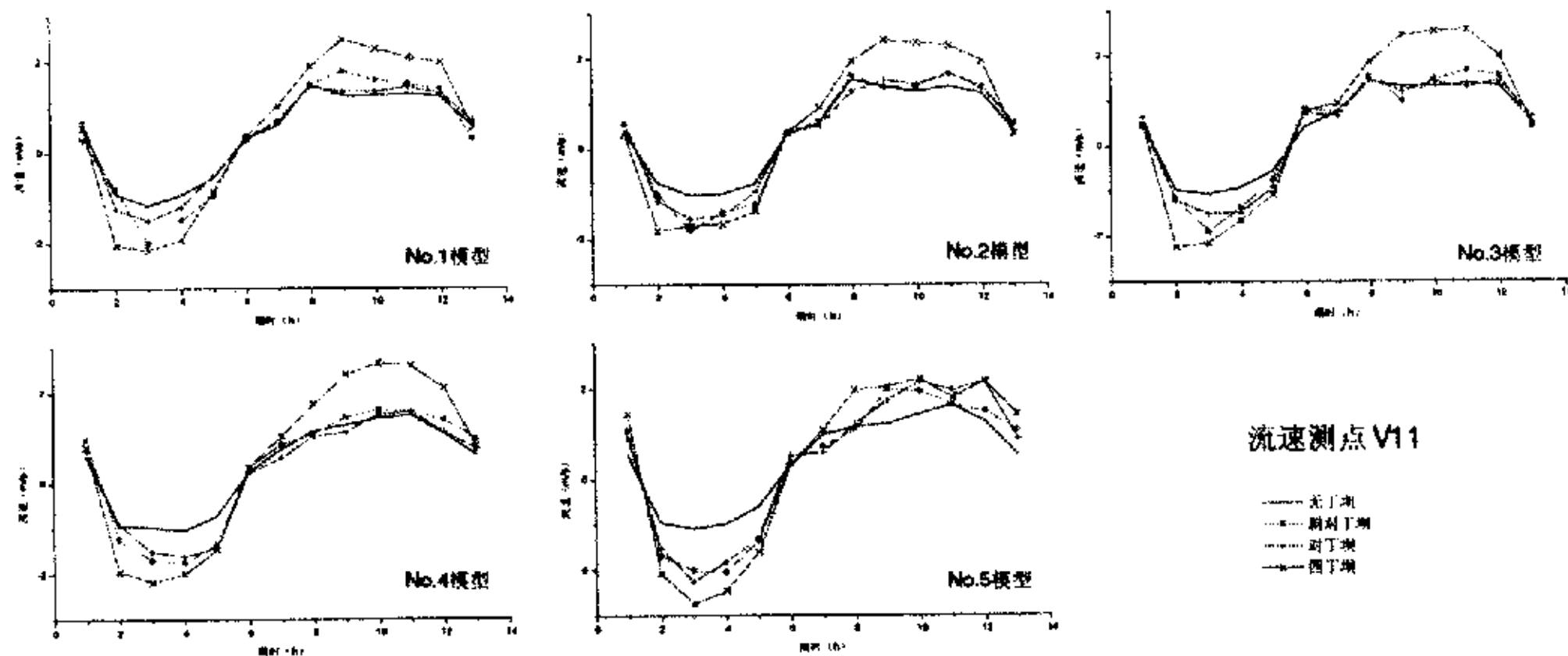


图 5.7 V11 测点枯季大潮不同丁坝布置时的流速变化

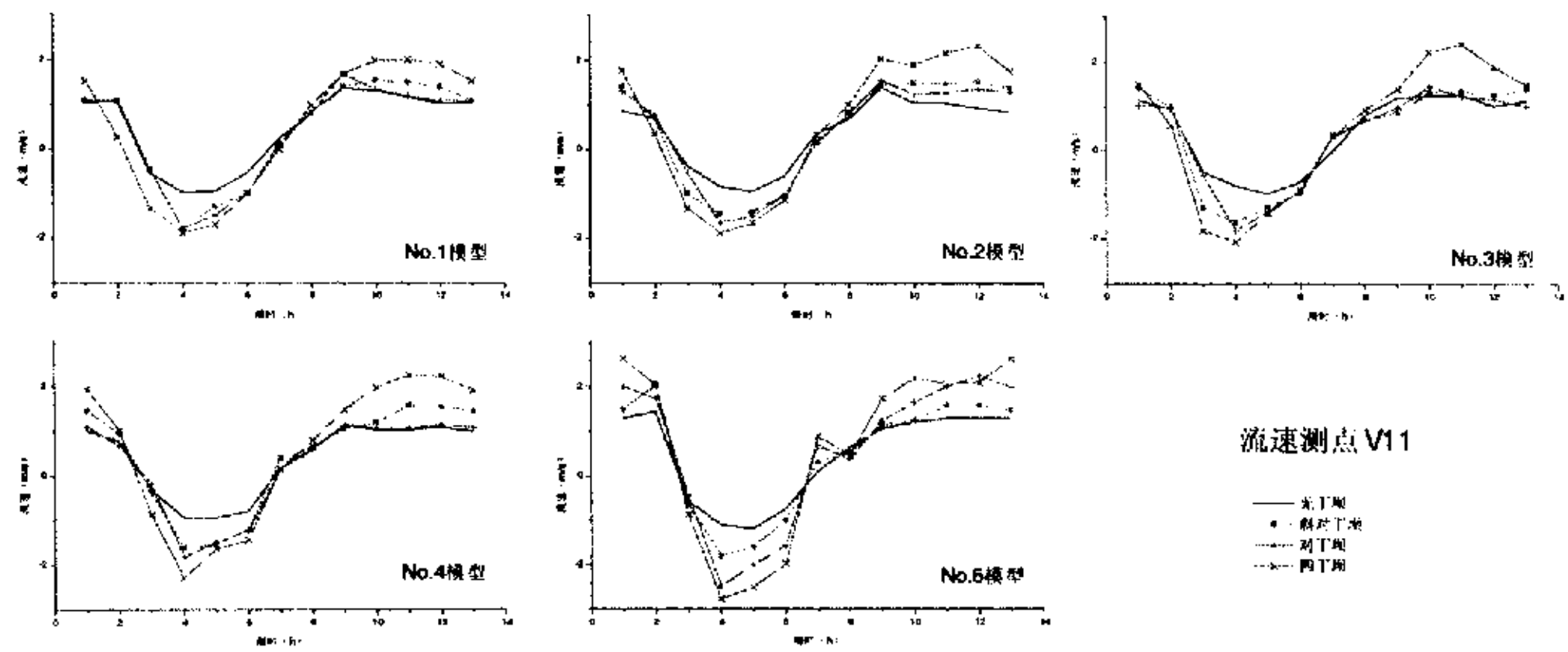


图 5.8 V11 测点洪季中潮不同丁坝布置时的流速变化

从试验结果看出, 枯季大潮时丁坝对增加航道内流速的作用大于洪季涨潮时的; 无论时枯季大潮还是洪季中潮, 四丁坝布置时航道内的涨落潮流速都是最大的。

5.2 变率对航道流速的影响

为了解模型变率对航道流速的影响, 仍采取两种方法进行分析, 一是认为 1#模型和 2#模型的流速平均值受变率影响较小的, 将 3#、4#和 5#模型分别与其比较, 得出变率的影响; 二是将 1#~5#模型的流速进行平均, 然后比较各模型流速的偏离。

5.2.1 与 1#和 2#模型流速平均值比较

尽管流速测量存在着误差, 比较 3#、4#、5#模型涨落潮流速与 1#和 2#模型流速之平均值的偏离 (表 5.1.1 至 5.1.8) 可以看出, 无丁坝时, 3#模型的偏离值约在-3%~6%, 4#模型的偏离值约在-3%~8%, 5#模型的偏离值约在 0%~9%, 三个模型之间偏离程度相差不大; 斜对丁坝时, 3#模型的偏离值约在-13%~7%, 4#模型的偏离值约在-5%~13%, 5#模型的偏离值约在 8%~36%; 对丁坝时, 3#模型的偏离值约在-16%~8%, 4#模型的偏离值约在-6%~16%, 5#模型的偏离值约在 13%~44%; 四丁坝时, 3#模型的偏离值约在-7%~7%, 4#模型的偏离值约在-1%~12%, 5#模型的偏离值约在 6%~31%。5#模型的偏离值相对误差最大, 4#模型和 3#模型次之, 即随着变率的增大,

各测点的涨落潮平均流速的相对误差也增大；还可以看出，5#模型有丁坝时的流速偏离值明显大于无丁坝时的，说明模型变率对有丁坝时的流场影响大于无丁坝时的流场。

表 5.1.1 V2 测点涨潮流速

		1#	2#	3#	4#	5#	平均值
无丁坝	流速值	0.97	0.88	0.92	1.00	1.00	0.925
	偏离值	4.86%	-4.86%	-0.54%	8.11%	8.11%	
斜对丁	流速值	1.45	1.21	1.34	1.27	1.56	1.33
	偏离值	9.02%	-9.02%	0.75%	-4.51%	17.29%	
对丁	流速值	1.64	1.47	1.68	1.51	1.81	1.555
	偏离值	5.47%	-5.47%	8.04%	-2.89%	16.40%	
四对丁	流速值	1.62	1.45	1.50	1.53	1.78	1.535
	偏离值	5.54%	-5.54%	-2.28%	-0.33%	15.96%	
偏离值 = (某模型流速 - 平均值) / 平均值, 平均值 = 为 1#、2# 流速之平均值							

表 5.1.2 V2 测点落潮流速

		1#	2#	3#	4#	5#	平均值
无丁坝	流速值	1.02	0.91	0.95	0.99	0.97	0.965
	偏离值	5.70%	-5.70%	-1.55%	2.59%	0.52%	
斜对丁	流速值	1.3	1.24	1.24	1.35	1.38	1.27
	偏离值	2.36%	-2.36%	-2.36%	6.30%	8.66%	
对丁	流速值	1.24	1.26	1.18	1.37	1.42	1.25
	偏离值	-0.8%	0.8%	-5.6%	9.6%	13.6%	
四对丁	流速值	1.66	1.48	1.47	1.66	1.80	1.57
	偏离值	5.73%	-5.73%	-6.37%	5.73%	14.65%	
偏离值 = (某模型流速 - 平均值) / 平均值, 平均值 = 为 1#、2# 流速之平均值							

表 5.1.3 V4 测点涨潮流速

		1#	2#	3#	4#	5#	平均值
无丁坝	流速值	0.89	0.90	0.87	0.92	0.97	0.895
	偏离值	-0.56%	0.56%	-2.79%	2.79%	8.38%	
斜对丁	流速值	1.83	1.44	1.43	1.72	1.82	1.635
	偏离值	11.93%	-11.93%	-12.54%	5.20%	11.31%	
对丁	流速值	1.84	1.81	1.54	1.84	2.17	1.825
	偏离值	0.82%	-0.82%	-15.61%	0.82%	18.90%	
四对丁	流速值	1.84	1.74	1.66	1.90	1.99	1.79
	偏离值	2.79%	-2.79%	-7.26%	6.15%	11.17%	
偏离值 = (某模型流速 - 平均值) / 平均值, 平均值 = 为 1#、2# 流速之平均值							

表 5.1.4 V4 测点落潮流速

		1#	2#	3#	4#	5#	平均值
无丁坝	流速值	1.06	0.99	1.03	0.99	1.11	1.025
	偏离值	3.41%	-3.41%	0.49%	-3.41%	8.29%	
斜对丁	流速值	1.21	1.09	1.12	1.26	1.32	1.15
	偏离值	5.22%	-5.22%	-2.61%	9.57%	14.78%	
对丁	流速值	1.1	1.06	1.03	1.07	1.27	1.08
	偏离值	1.85%	-1.85%	-4.63%	-0.93%	17.59%	
四对丁	流速值	1.50	1.52	1.49	1.65	1.60	1.51
	偏离值	-0.66%	0.66%	-1.32%	9.27%	5.96%	

偏离值 = (某模型流速 - 平均值) / 平均值,
平均值 = 为 1#、2# 流速之平均值

表 5.1.5 V8 测点涨潮流速

		1#	2#	3#	4#	5#	平均值
无丁坝	流速值	0.88	0.90	0.87	0.90	0.92	0.89
	偏离值	-1.12%	1.12%	-2.25%	1.12%	3.37%	
斜对丁	流速值	1.32	1.30	1.29	1.41	1.76	1.31
	偏离值	0.76%	-0.76%	-1.53%	7.63%	34.35%	
对丁	流速值	1.72	1.49	1.42	1.54	1.89	1.605
	偏离值	7.17%	-7.17%	-11.53%	-4.05%	17.76%	
四对丁	流速值	1.62	1.49	1.57	1.57	1.81	1.555
	偏离值	4.18%	-4.18%	0.96%	0.96%	16.40%	

偏离值 = (某模型流速 - 平均值) / 平均值,
平均值 = 为 1#、2# 流速之平均值

表 5.1.6 V8 测点落潮流速

		1#	2#	3#	4#	5#	平均值
无丁坝	流速值	1.04	1.11	1.12	1.12	1.17	1.075
	偏离值	-3.26%	3.26%	4.19%	4.19%	8.84%	
斜对丁	流速值	1.11	1.09	1.18	1.24	1.50	1.10
	偏离值	0.91%	-0.91%	7.27%	12.73%	36.36%	
对丁	流速值	0.98	1.07	1.10	1.19	1.29	1.025
	偏离值	-4.39%	4.39%	7.32%	16.10%	25.85%	
四对丁	流速值	1.64	1.74	1.65	1.73	2.02	1.69
	偏离值	-2.96%	2.96%	-2.37%	2.37%	19.53%	

偏离值 = (某模型流速 - 平均值) / 平均值,
平均值 = 为 1#、2# 流速之平均值

表 5.1.7 V11 测点涨潮流速

		1#	2#	3#	4#	5#	平均值
无丁坝	流速值	0.90	0.88	0.88	0.92	0.91	0.89
	偏离值	1.12%	-1.12%	-1.12%	3.37%	2.25%	
斜对丁	流速值	1.32	1.36	1.30	1.50	1.77	1.34
	偏离值	-1.49%	1.49%	2.99%	11.9%	32.1%	
对丁	流速值	1.11	1.27	1.27	1.36	1.71	1.19
	偏离值	-6.72%	6.72%	6.72%	14.3%	43.7%	
四对丁	流速值	1.75	1.64	1.78	1.89	2.22	1.695
	偏离值	3.24%	-3.24%	5.01%	11.5%	31.0%	

偏离值 = (某模型流速 - 平均值) / 平均值,
平均值 = 为 1#、2# 流速之平均值

表 5.1.8 V11 测点落潮流速

		1#	2#	3#	4#	5#	平均值
无丁坝	流速值	0.95	0.94	1.00	0.97	1.01	0.945
	偏离值	0.529%	-0.529%	5.8%	2.6%	6.88%	
斜对丁	流速值	1.05	1.04	1.07	1.15	1.27	1.045
	偏离值	0.478%	-0.478%	2.39%	10%	21.53%	
对丁	流速值	1.03	1.03	1.06	0.97	1.36	1.03
	偏离值	0%	0%	2.93%	-5.83%	32.04%	
四对丁	流速值	1.48	1.43	1.56	1.62	1.62	1.455
	偏离值	1.72%	-1.72%	7.22%	11.34%	11.34%	

偏离值 = (某模型流速 - 平均值) / 平均值,
平均值 = 为 1#、2# 流速之平均值

5.2.2 与各模型流速平均值比较

表 5.2.1 至表 5.2.8 中的流速值分别是 V2、V4、V8 和 V11 测点在不同变率模型中不同丁坝布置时枯季大潮涨潮和落潮平均流速。平均值是 1#~5# 模型该点涨潮或落潮平均流速的平均值，偏离值是各流速值与平均值的相对误差。

斜对丁坝时，1# 模型的偏离值在-9%~11%，2# 模型的偏离值在-13%~-4%，3# 模型的偏离值在-13%~-2%，4# 模型的偏离值在-7%~5%，5# 模型的偏离值约在 6%~24%；对丁坝时，1# 模型的偏离值在-18%~7%，2# 模型的偏离值在-10%~-1%，3# 模型的偏离值约在-16%~4%，4# 模型的偏离值在-11%~6%，5# 模型的偏离值在 10%~27%；四丁坝时，1# 模型的偏离值在-7%~3%，2# 模型的偏离值在-12%~-2%，3# 模型的偏离值约在-9%~1%范围，4# 模型的偏离值在-3%~7%范围，5# 模型的偏离值在 3%~20%。

可以看到，有丁坝时 1# 模型~4# 模型的涨落潮平均流速偏离幅度相差不

大, 5#模型涨落潮平均流速均较平均值增大, 变率对 5#模型流速的影响是明显的。

表 5.2.1 V2 测点涨潮流速

		1#	2#	3#	4#	5#	平均值
斜对丁	流速值	1.45	1.21	1.34	1.27	1.56	1.366
	偏离值	6.15%	-11.42%	-1.90%	-7.03%	14.20%	
对丁	流速值	1.64	1.47	1.68	1.51	1.81	1.622
	偏离值	1.11%	-9.37%	3.58%	-6.91%	11.59%	
四对丁	流速值	1.62	1.45	1.50	1.53	1.78	1.576
	偏离值	2.79%	-7.99%	-4.82%	-2.92%	12.94%	

偏离值 = (某模型流速 - 平均值) / 平均值,
平均值 = 为 1#、2#、3#、4# 和 5# 模型流速之平均值

表 5.2.2 V2 测点落潮流速

		1#	2#	3#	4#	5#	平均值
斜对丁	流速值	1.3	1.24	1.24	1.35	1.38	1.302
	偏离值	-0.15%	-4.76%	-4.76%	3.69%	5.99%	
对丁	流速值	1.24	1.26	1.18	1.37	1.42	1.294
	偏离值	-4.17%	-2.63%	-8.81%	5.87%	9.74%	
四对丁	流速值	1.66	1.48	1.47	1.66	1.80	1.614
	偏离值	2.85%	-8.30%	-8.92%	2.85%	11.52%	

偏离值 = (某模型流速 - 平均值) / 平均值,
平均值 = 为 1#、2#、3#、4# 和 5# 模型流速之平均值

表 5.2.3 V4 测点涨潮流速

		1#	2#	3#	4#	5#	平均值
斜对丁	流速值	1.83	1.44	1.43	1.72	1.82	1.648
	偏离值	11.04%	-12.62%	-13.23%	4.37%	10.44%	
对丁	流速值	1.84	1.81	1.54	1.84	2.17	1.84
	偏离值	0	-1.63%	-16.3%	0	17.93%	
四对丁	流速值	1.84	1.74	1.66	1.90	1.99	1.826
	偏离值	0.77%	-4.71%	-9.09%	4.05%	8.98%	

偏离值 = (某模型流速 - 平均值) / 平均值,
平均值 = 为 1#、2#、3#、4# 和 5# 模型流速之平均值

表 5.2.4 V4 测点落潮流速

		1#	2#	3#	4#	5#	平均值
斜对丁	流速值	1.21	1.09	1.12	1.26	1.32	1.20
	偏离值	0.83%	-9.17%	-6.67%	5%	10%	
对丁	流速值	1.1	1.06	1.03	1.07	1.27	1.106
	偏离值	-0.54%	-4.16%	-6.87%	-3.25%	14.83%	
四对丁	流速值	1.50	1.52	1.49	1.65	1.60	1.552
	偏离值	-3.35%	-2.06%	-3.99%	6.31%	3.09%	

偏离值 = (某模型流速 - 平均值) / 平均值,
平均值 = 为 1#、2#、3#、4# 和 5# 模型流速之平均值

表 5.2.5 V8 测点涨潮流速

		1#	2#	3#	4#	5#	平均值
斜对丁	流速值	1.32	1.30	1.29	1.41	1.76	1.416
	偏离值	-6.78%	-8.19%	-8.90%	-0.42%	24.29%	
对丁	流速值	1.72	1.49	1.42	1.54	1.89	1.612
	偏离值	6.70%	-7.57%	-11.91%	-4.47%	17.25%	
四对丁	流速值	1.62	1.49	1.57	1.57	1.81	1.612
	偏离值	0.50%	-7.57%	-2.61%	-2.61%	12.28%	

偏离值 = (某模型流速 - 平均值) / 平均值,
平均值 = 为 1#、2#、3#、4# 和 5# 模型流速之平均值

表 5.2.6 V8 测点落潮流速

		1#	2#	3#	4#	5#	平均值
斜对丁	流速值	1.11	1.09	1.18	1.24	1.50	1.224
	偏离值	-9.31%	-10.95%	-3.59%	1.31%	22.55%	
对丁	流速值	0.98	1.07	1.10	1.19	1.29	1.126
	偏离值	-12.97%	-4.97%	-2.31%	5.68%	14.56%	
四对丁	流速值	1.64	1.74	1.65	1.73	2.02	1.756
	偏离值	-6.61%	-0.91%	-6.04%	-1.48%	15.03%	

偏离值 = (某模型流速 - 平均值) / 平均值,
平均值 = 为 1#、2#、3#、4# 和 5# 模型流速之平均值

表 5.2.7 V11 测点涨潮流速

		1#	2#	3#	4#	5#	平均值
斜对丁	流速值	1.32	1.36	1.30	1.50	1.77	1.45
	偏离值	-8.97%	-6.21%	-10.34%	3.45%	22.07%	
对丁	流速值	1.11	1.27	1.27	1.36	1.71	1.344
	偏离值	-17.41%	-5.51%	-5.51%	1.19%	27.23%	
四对丁	流速值	1.75	1.64	1.78	1.89	2.22	1.856
	偏离值	-5.71%	-11.64%	-4.09%	1.83%	19.61%	

偏离值 = (某模型流速 - 平均值) / 平均值,
平均值 = 为 1#、2#、3#、4# 和 5# 模型流速之平均值

表 5.2.8 V11 测点落潮流速

		1#	2#	3#	4#	5#	平均值
斜对丁	流速值	1.05	1.04	1.07	1.15	1.27	1.116
	偏离值	-5.91%	-6.81%	-4.12%	3.05%	13.80%	
对丁	流速值	1.03	1.03	1.06	0.97	1.36	1.09
	偏离值	-5.50%	-5.50%	-2.75%	-11.01%	24.77%	
四对丁	流速值	1.48	1.43	1.56	1.62	1.62	1.542
	偏离值	-4.02%	-7.26%	1.17%	5.06%	5.06%	

偏离值 = (某模型流速 - 平均值) / 平均值,
平均值 = 为 1#、2#、3#、4# 和 5# 模型流速之平均值

图 5.9 至图 5.12 中横坐标是模型变率, 纵坐标是流速, 点据是各模型航道内

测点的涨潮平均流速和落潮平均流速，粗实线是五个模型的涨潮或落潮平均流速的平均值，从图也可看到，有丁坝时 5# 模型的涨落潮平均流速均分别较五个模型的平均涨落潮流速要大，即变率 12.8 的模型流速明显大于小变率的模型流速。

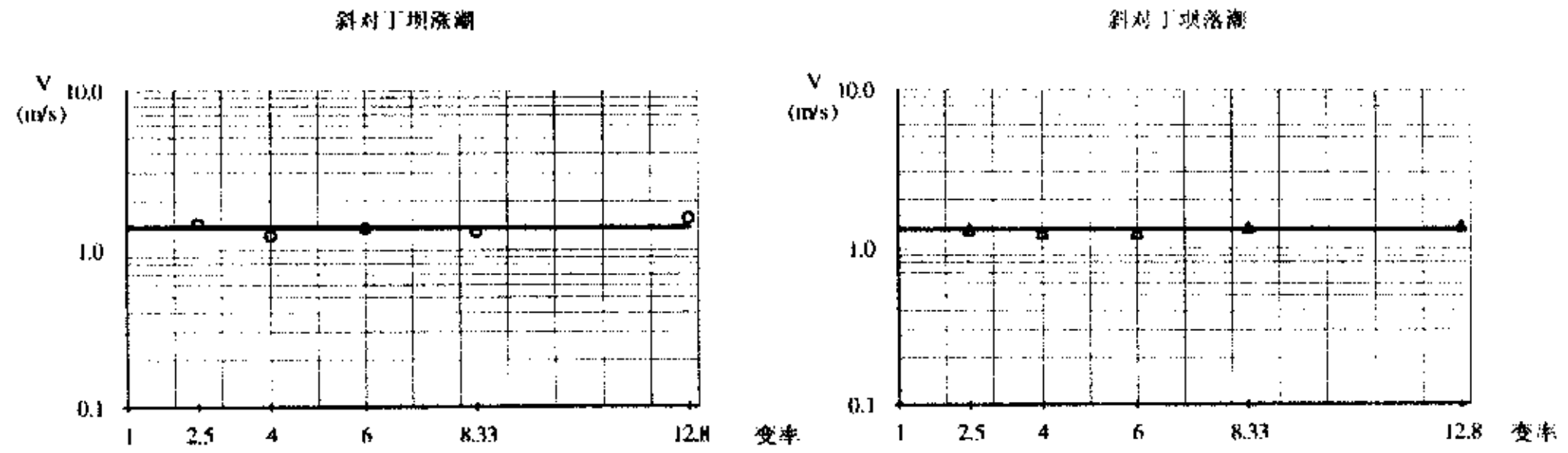


图 5.9.1 枯季大潮 V2 站平均流速与模型变率关系之一

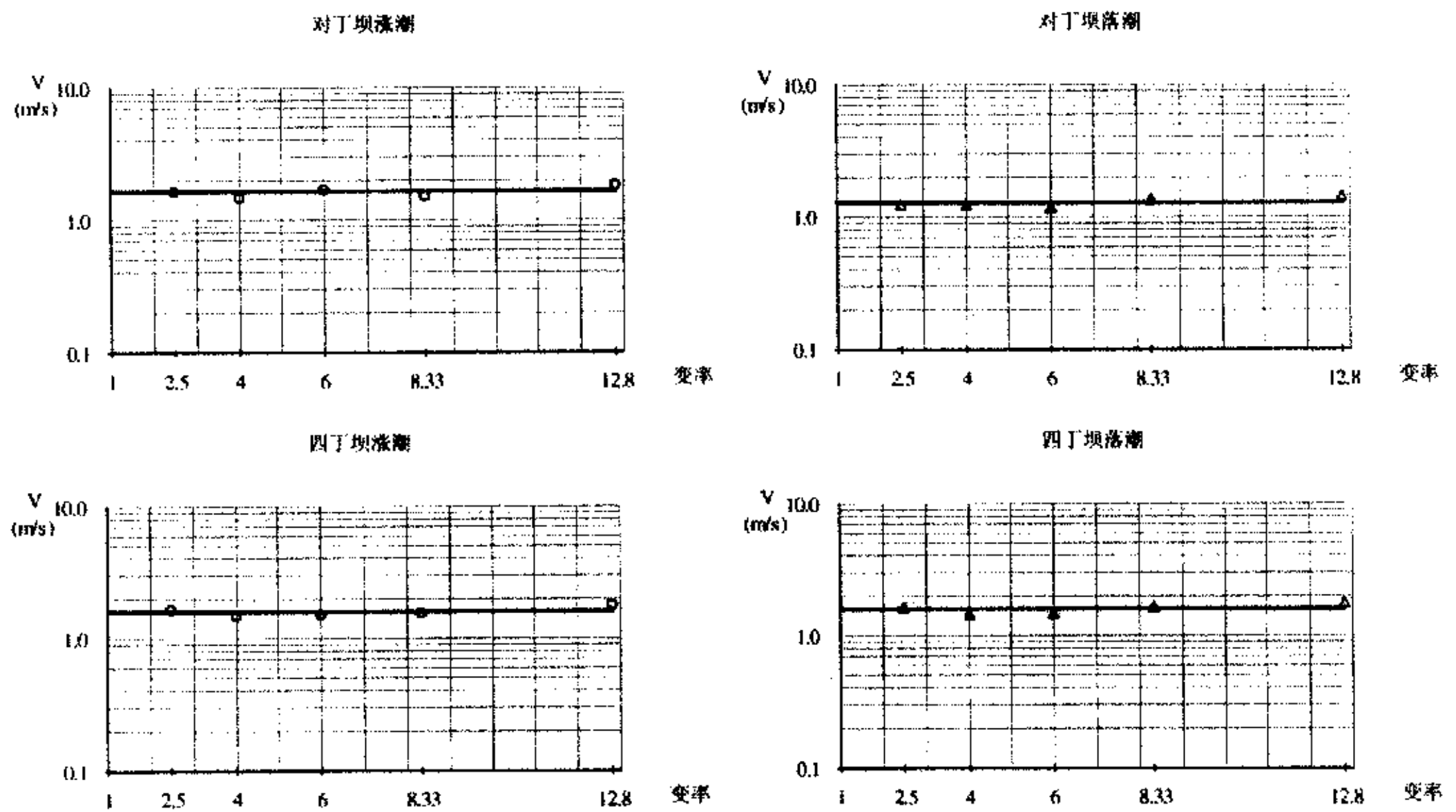


图 5.9.2 枯季大潮 V2 站平均流速与模型变率关系之二

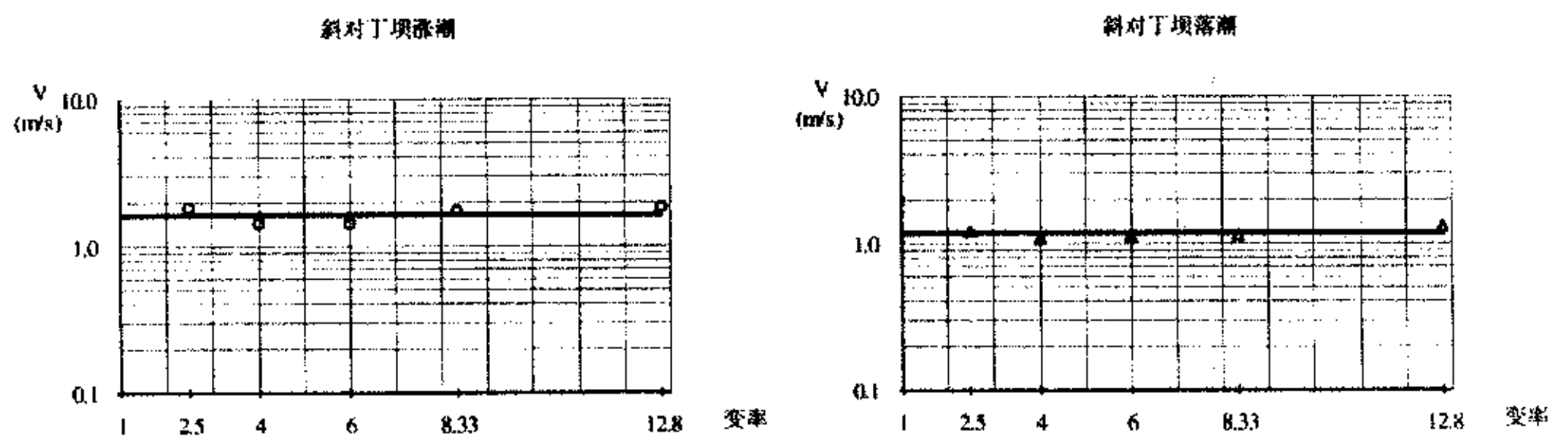


图 5.10.1 枯季大潮 V4 站平均流速与模型变率关系之一

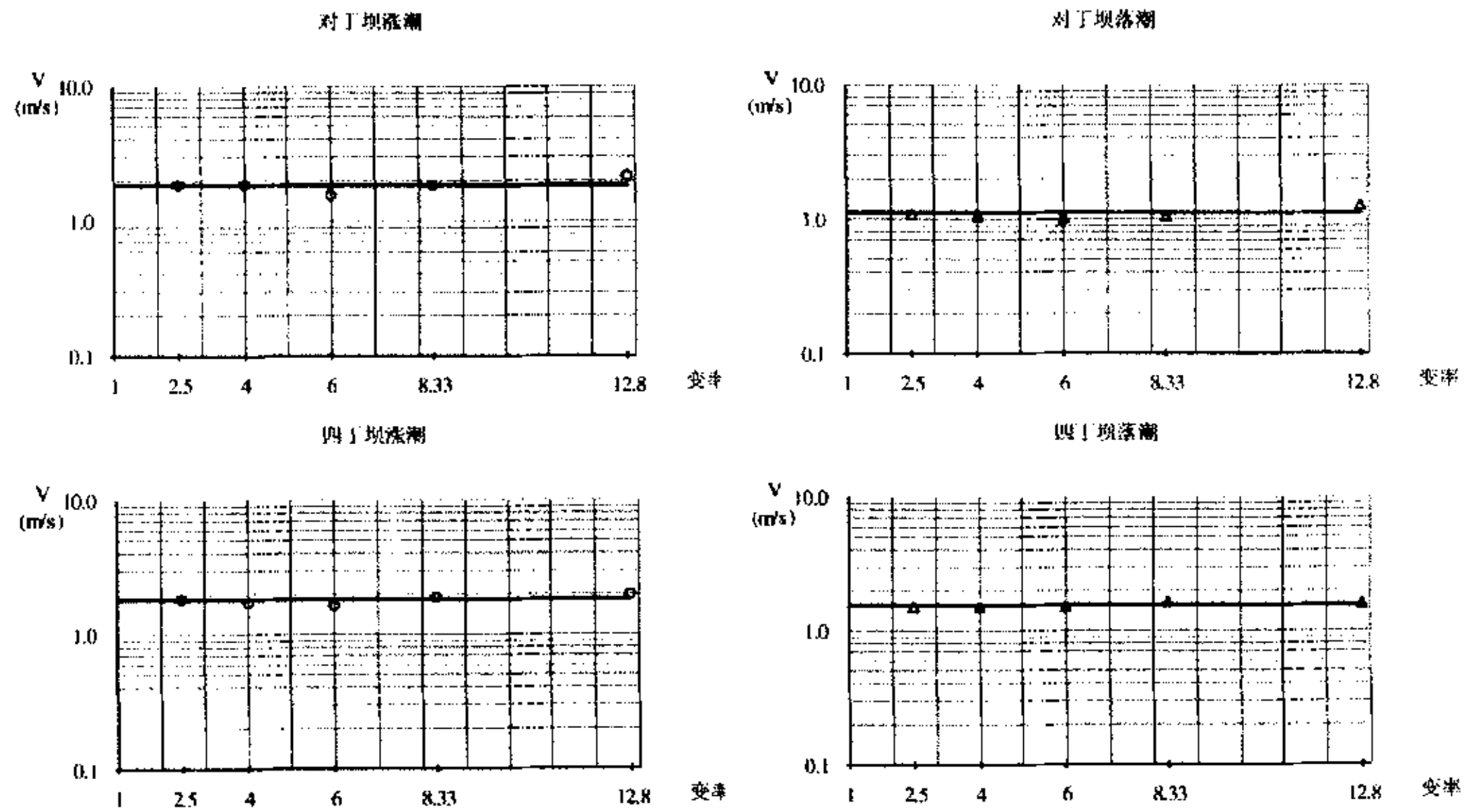


图 5.10.2 枯季大潮 V4 站平均流速与模型变率关系之二

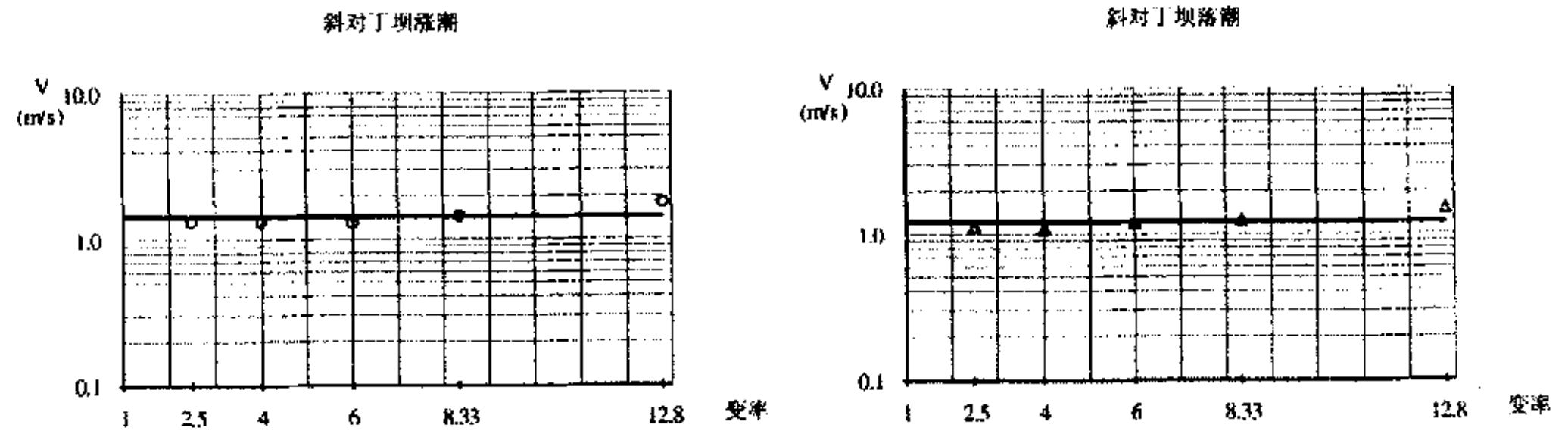


图 5.11.1 枯季大潮 V8 站平均流速与模型变率关系之一

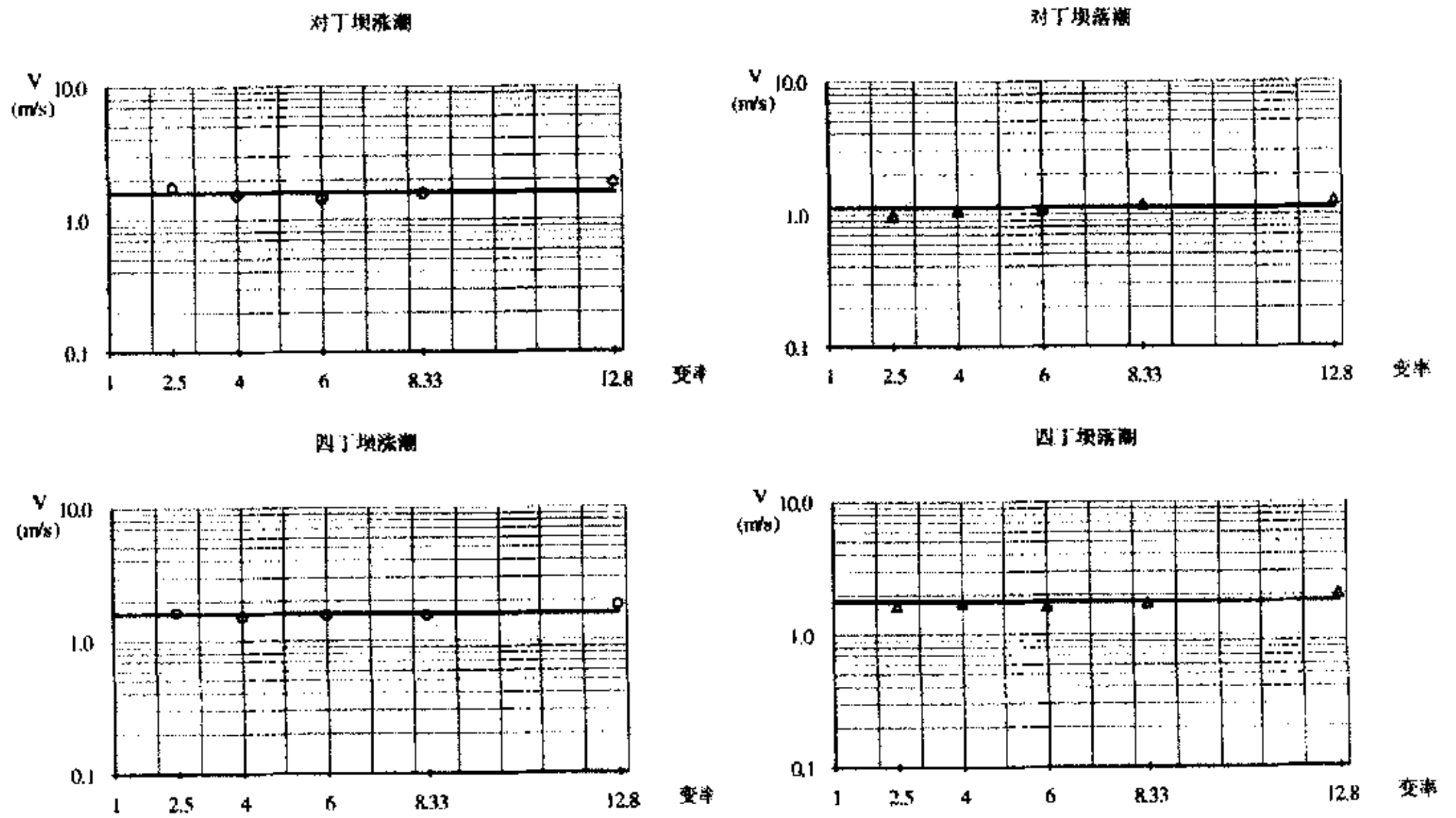


图 5.11.2 枯季大潮 V8 站平均流速与模型变率关系之二

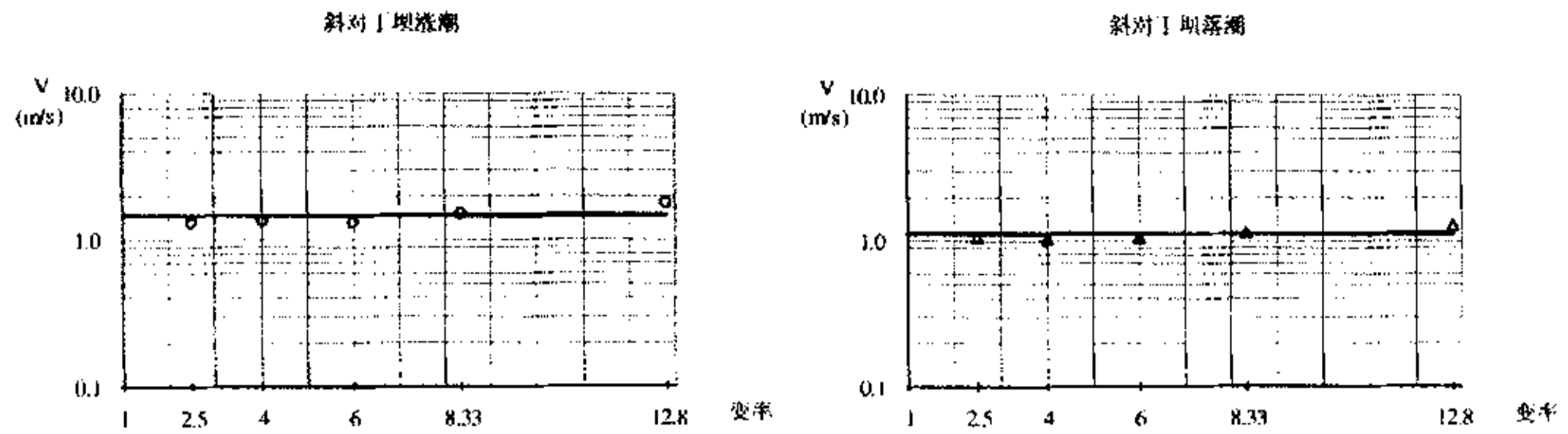


图 5.12.1 枯季大潮 V11 站平均流速与模型变率关系之一

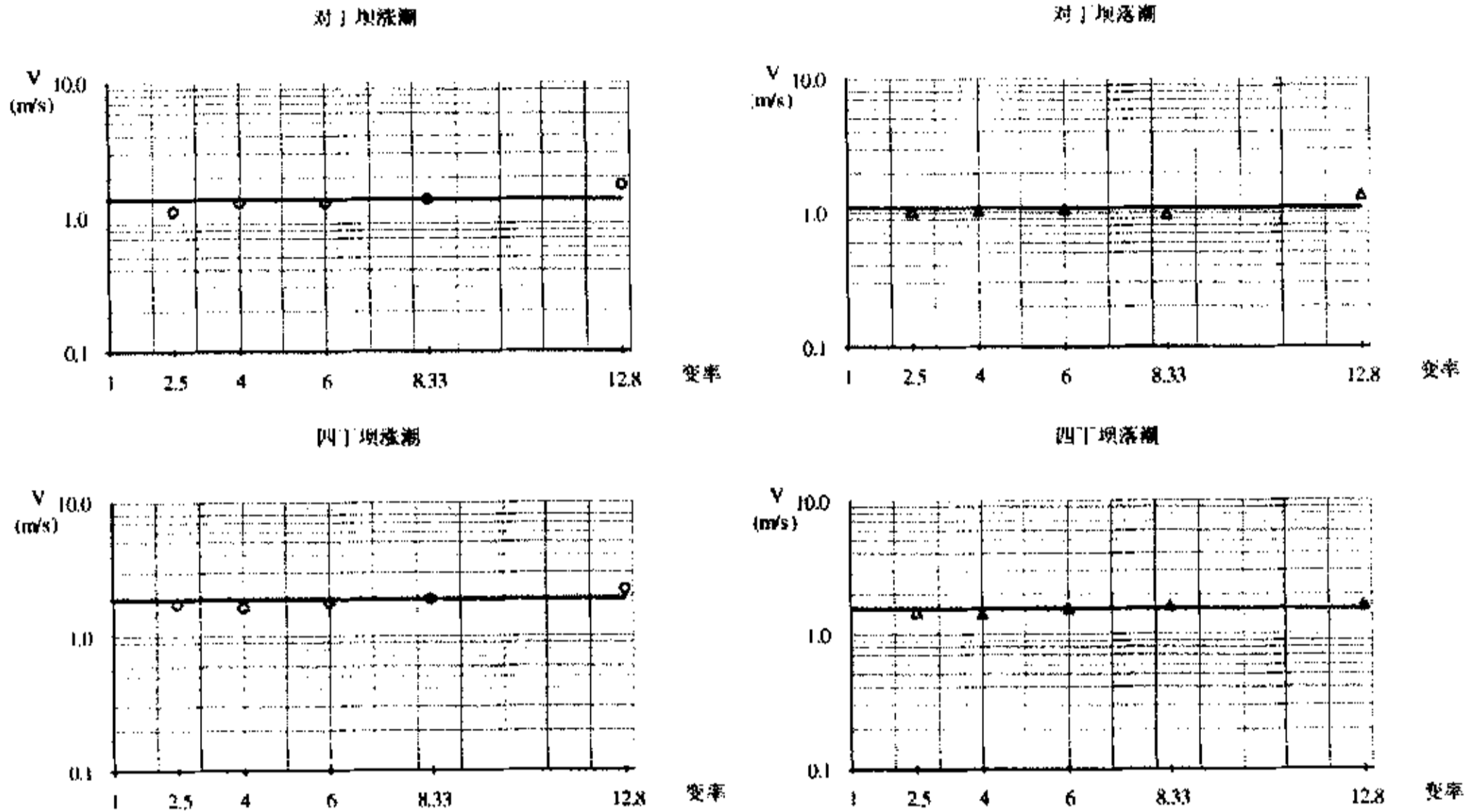


图 5.12.2 枯季大潮 V11 站平均流速与模型变率关系之二

5.3 变率对清水动床模型航道冲淤的影响

在 1# 至 4# 模型分别进行了大潮和中潮作用下的清水动床试验，测量斜对丁坝、对丁坝和四丁坝布置条件下的航道冲淤厚度，试验时间相当于原型半年。

5.3.1 大潮时航道冲淤变化

斜对丁坝时，各模型航道断面平均冲刷深度较无丁坝时大（图 5.13），1#~4# 模型航道底宽上的平均冲刷深度分别为-0.129m、-0.164m、-0.085m 和-0.136m，边坡上的平均冲刷深度分别为-0.120m、-0.144m、-0.197m 和-0.208m。

对丁坝时，1#~4# 模型航道底部平均冲刷深度分别为-0.140m、-0.198m、-0.127m 和-0.177m，边坡平均冲刷深度分别为-0.119m、-0.178m、-0.198m 和-0.186m（图 5.14）。

四丁坝时, 1#~4#模型的航道底部平均冲刷深度分别为-0.236m、-0.249m、-0.203m 和-0.216m, 边坡平均冲刷深度分别为-0.348m、-0.299m、-0.348m 和-0.344m (图 5.15)。

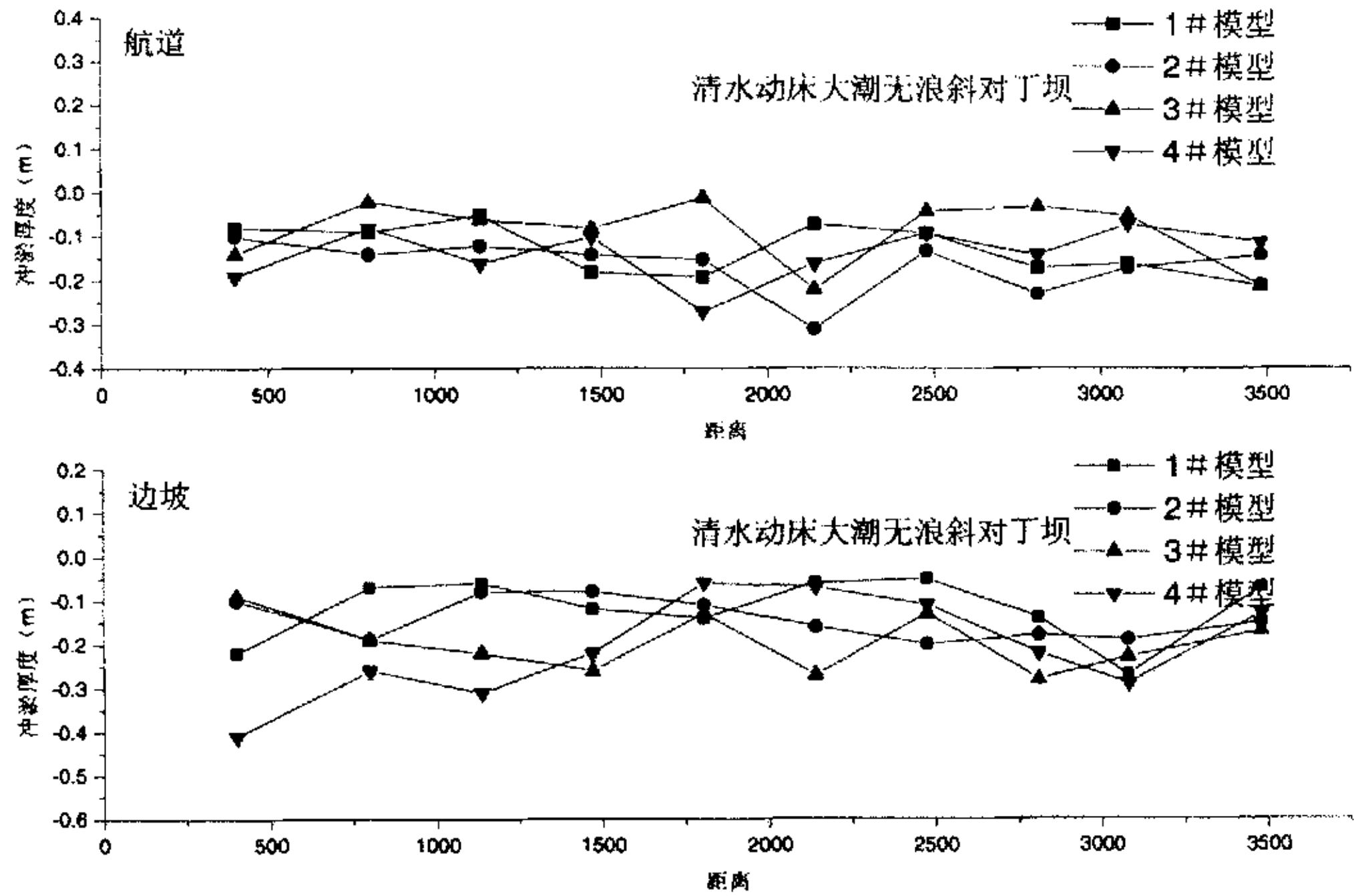


图 5.13 清水动床大潮斜对丁坝时航道半年的冲淤厚度

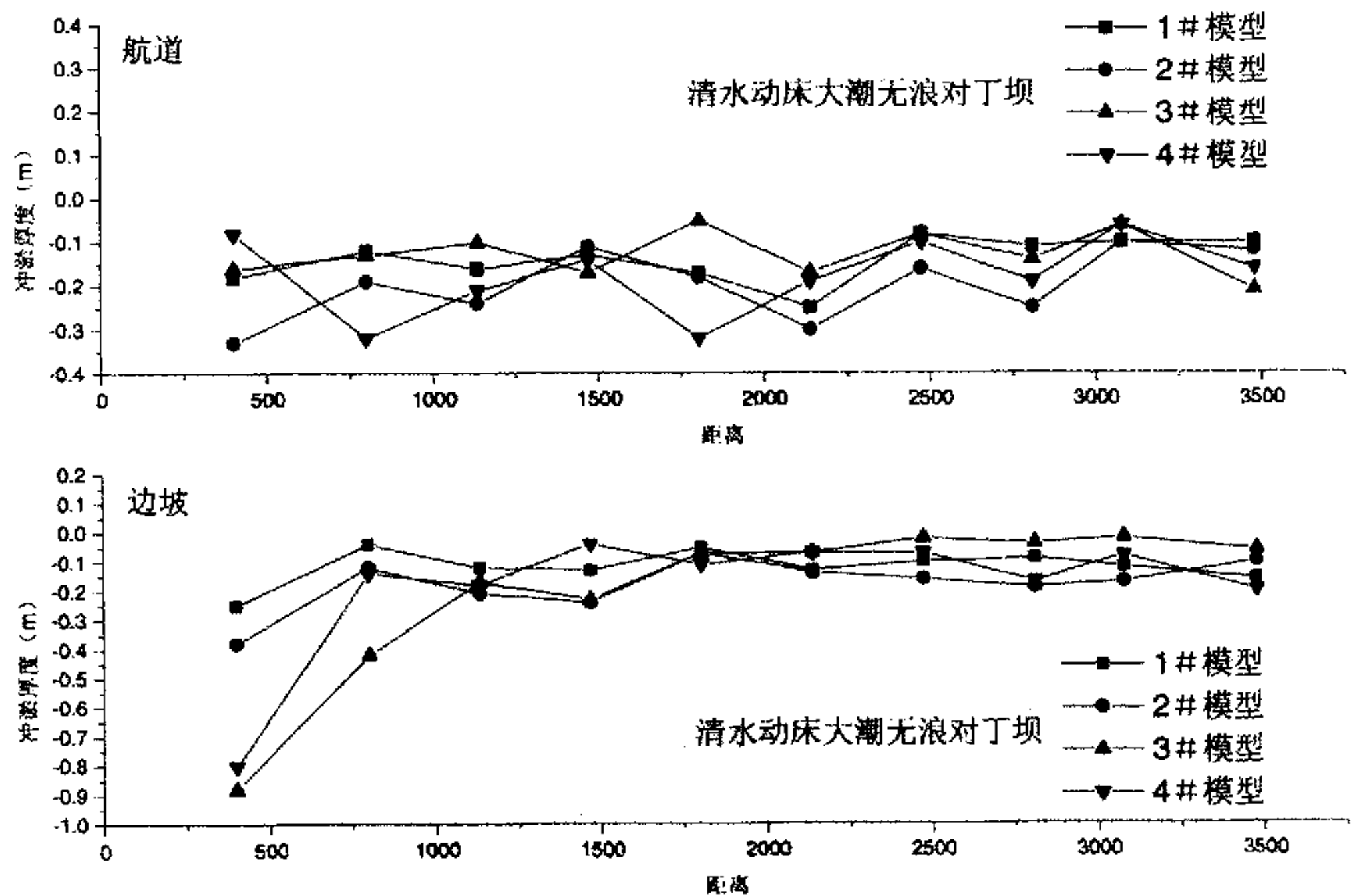


图 5.14 清水动床大潮对丁坝时航道半年的冲淤厚度

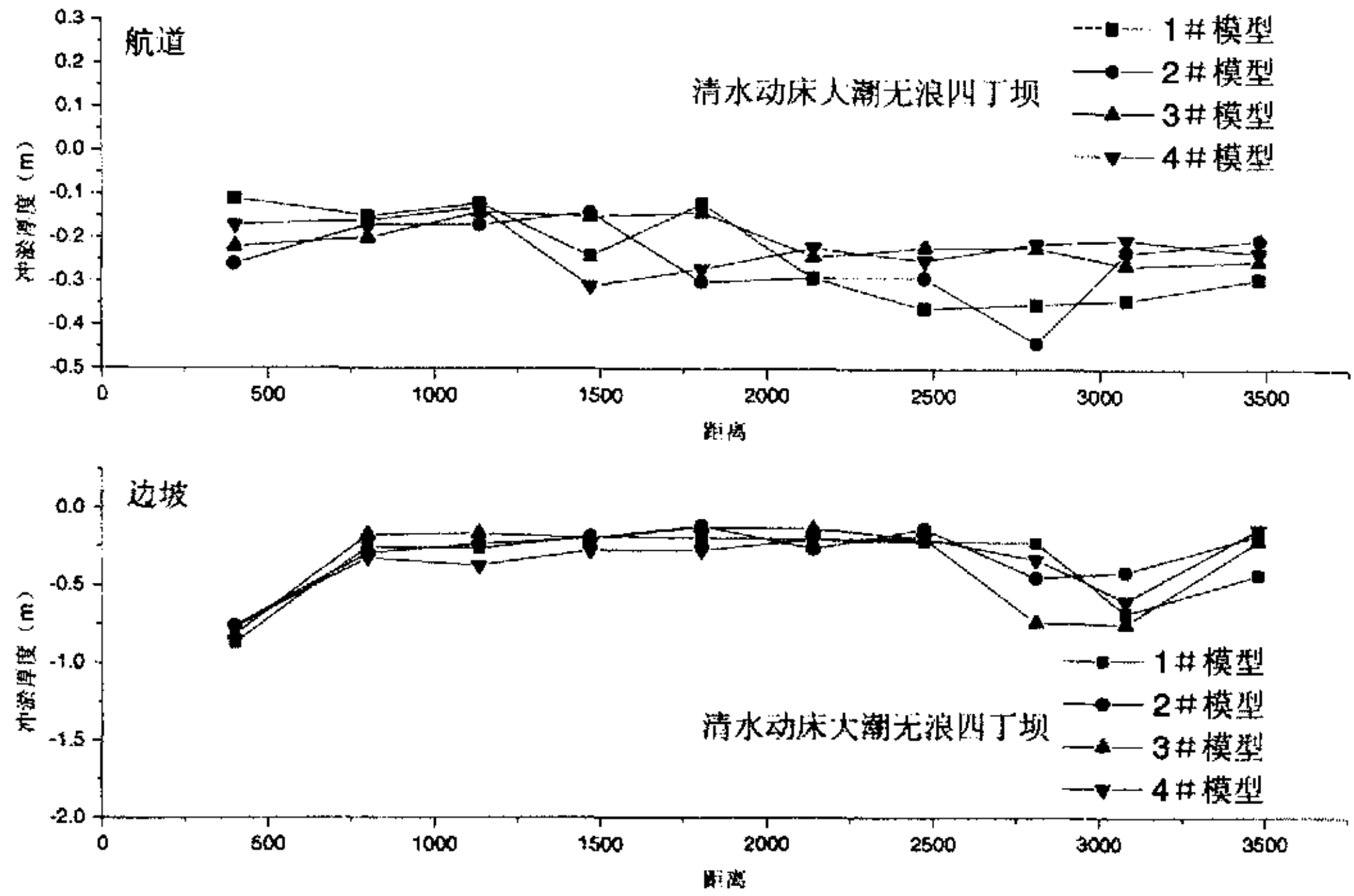


图 5.15 清水动床大潮四丁坝时航道半年的冲淤厚度

从各模型不同丁坝布置方案下航道和边坡平均冲淤厚度（表 5.3、表 5.4 和图 5.16）可以看出，航道的冲刷深度由大到小依次为四丁坝、对丁坝、斜对丁坝和无丁坝，航道边坡上的冲刷大于航道内的。当变率在 2.5~8.33 之间，变率对航道及边坡上的冲刷深度影响不明显。

表 5.3 清水动床大潮时各方案航道半年平均冲淤厚度

模型	平均冲淤厚度 (m)			备注
	斜对丁坝	对丁坝	四丁坝	
1#	-0.129	-0.14	-0.236	各模型冲淤厚度均已换算成原型值
2#	-0.164	-0.198	-0.249	
3#	-0.085	-0.127	-0.203	
4#	-0.136	-0.177	-0.216	

表 5.4 清水动床大潮时各方案边坡半年平均冲淤厚度

模型	平均冲淤厚度 (m)			备注
	斜对丁坝	对丁坝	四丁坝	
1#	-0.120	-0.119	-0.348	各模型冲淤厚度均已换算成原型值
2#	-0.144	-0.178	-0.299	
3#	-0.197	-0.198	-0.348	
4#	-0.208	-0.186	-0.344	

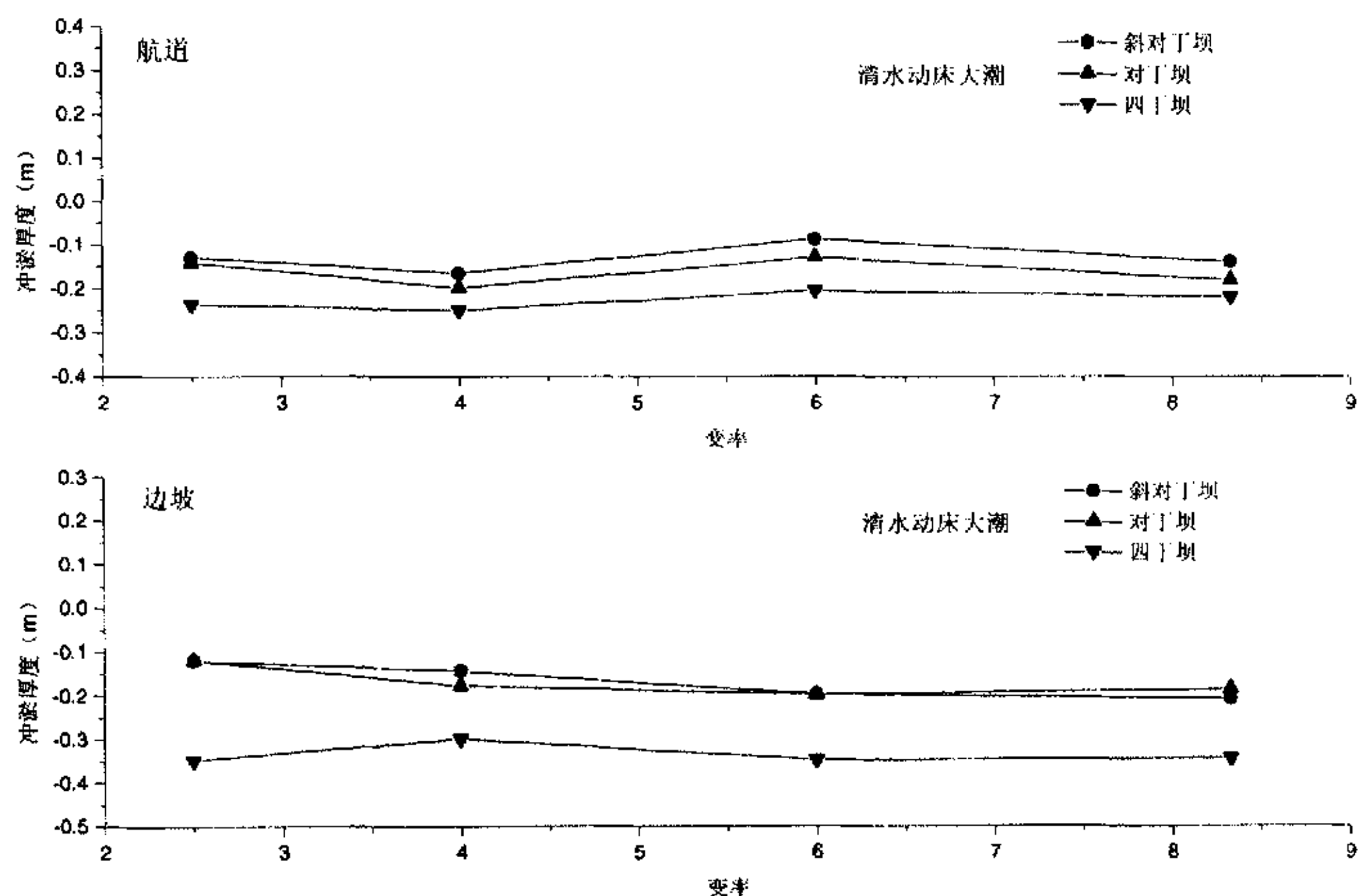


图 5.16 清水动床大潮航道及边坡平均冲淤厚度与变率

5.3.2 中潮时航道冲淤变化

斜对丁坝时，各模型的航道和边坡沿程均略有冲刷（图 5.17），1#~4#模型的航道平均冲刷深度分别为-0.085m、-0.099m、-0.114m 和-0.117m，边坡的平均冲刷深度分别为-0.107m、-0.113m、-0.145m 和-0.144m。

对丁坝时，各模型航道和边坡沿程均发生冲刷（图 5.18），1#~4#模型航道平均冲刷深度分别为-0.159m、-0.155m、-0.164m 和-0.154m，边坡平均冲刷深度分别为-0.121m、-0.186m、-0.186m 和-0.258m。

四丁坝时，各模型航道和边坡也都冲刷（图 5.19），1#~4#模型航道平均冲刷深度分别为-0.166m、-0.188m、-0.141m 和-0.182m，边坡平均冲刷深度分别为-0.234m、-0.312m、-0.249m 和-0.354m。

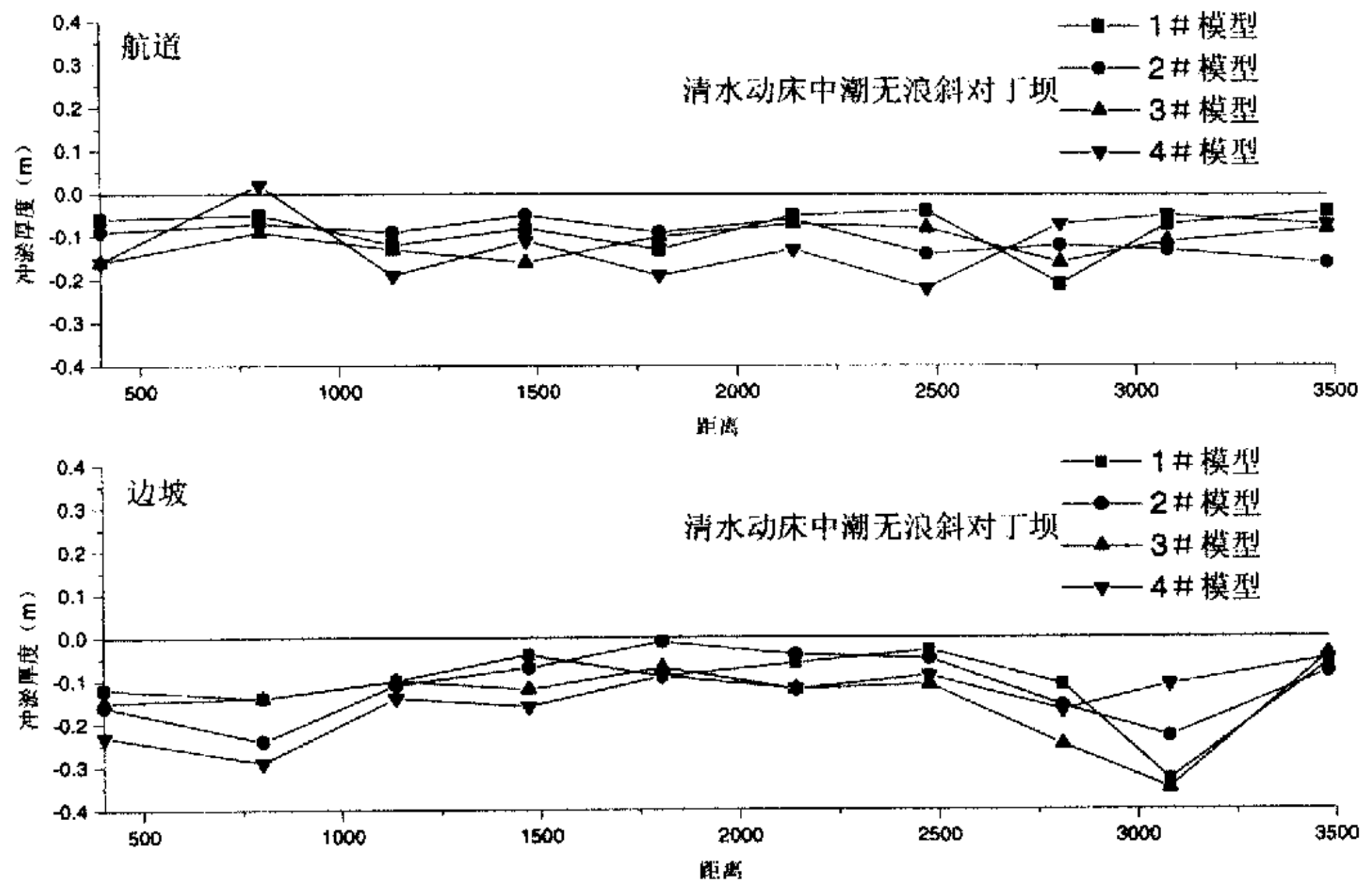


图 5.17 中潮无浪斜对丁坝时航道半年的冲淤厚度沿程分布

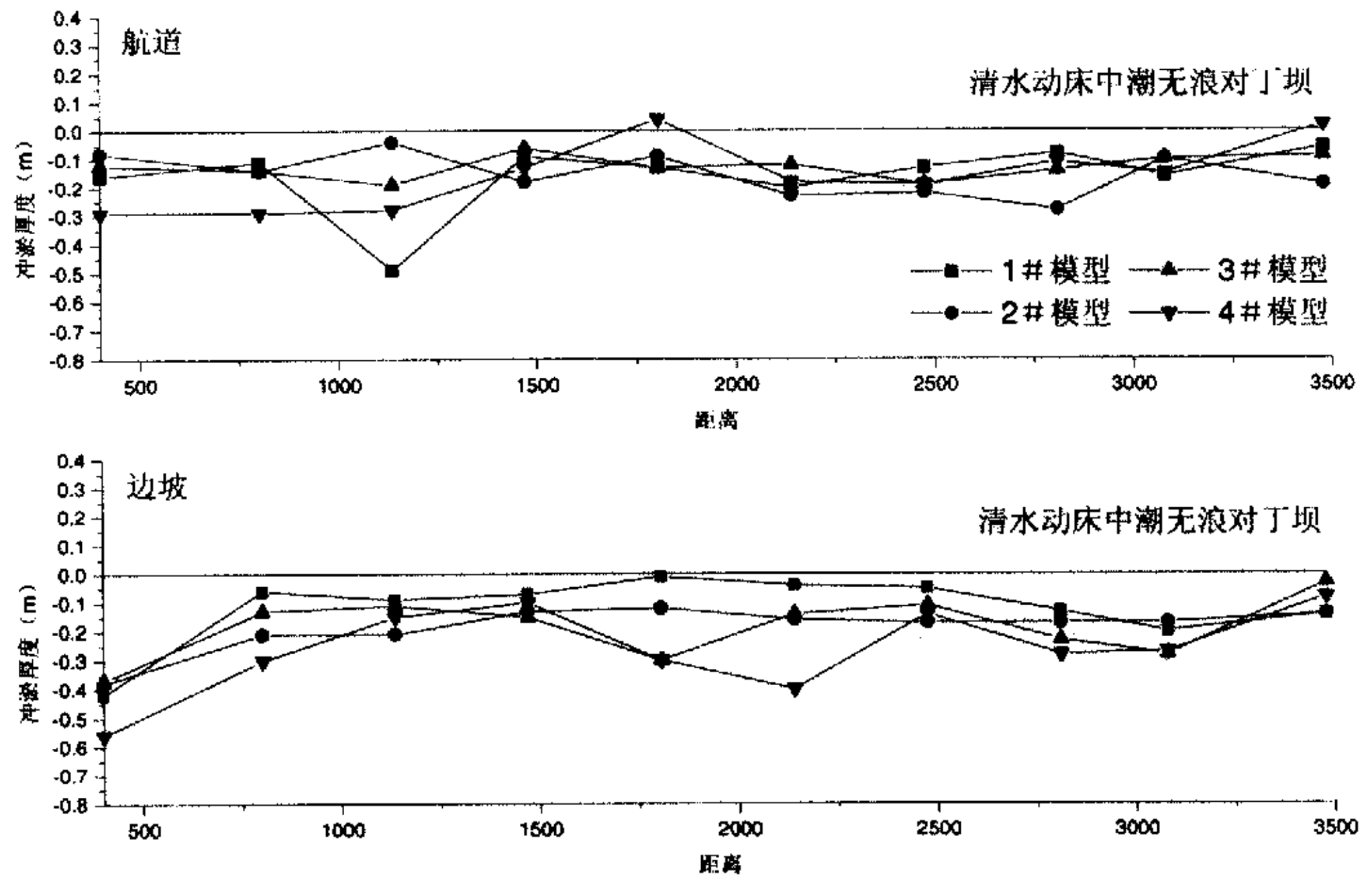


图 5.18 中潮对丁坝时航道半年的冲淤厚度沿程变化

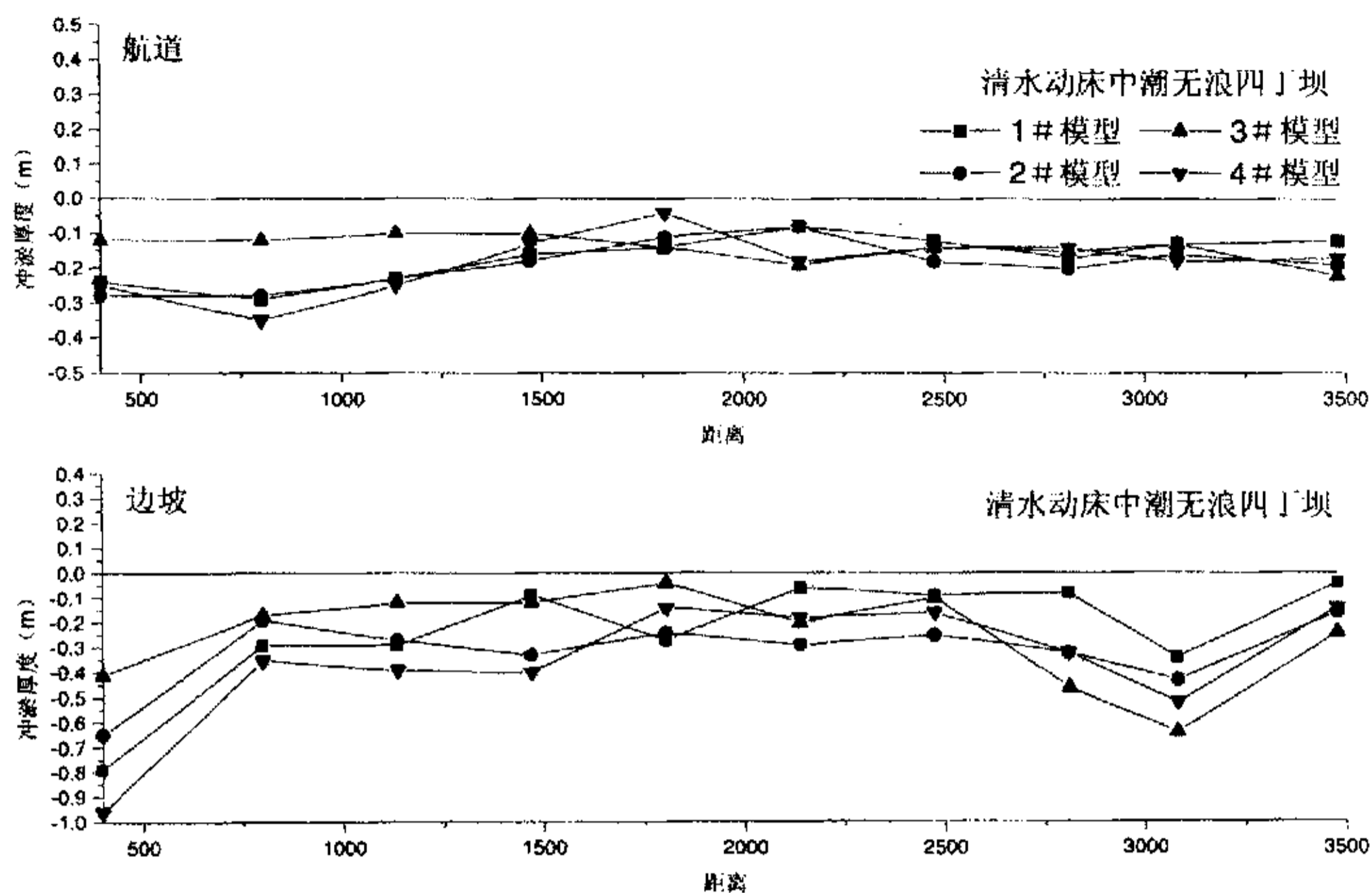


图 5.19 中潮四丁坝时航道半年的冲淤厚度沿程分布

从各模型不同丁坝布置方案下航道平均冲淤厚度（表 5.5、表 5.6 和图 5.20）可以看出，航道的冲刷深度由小到大依次为斜对丁坝、对丁坝和四丁坝；当变率在 2.5~8.33 之间时，变率对航道平均冲刷深度的影响不明显。

表 5.5 中潮时各方案航道半年的平均冲淤厚度

模型	平均冲淤厚度 (m)			备注
	斜对丁坝	对丁坝	四丁坝	
1#	-0.085	-0.159	-0.166	各模型冲淤厚度均已换算成原型值
2#	-0.099	-0.155	-0.188	
3#	-0.114	-0.164	-0.141	
4#	-0.117	-0.154	-0.182	

表 5.6 中潮时各方案边坡半年的平均冲淤厚度

模型	平均冲淤厚度 (m)			备注
	斜对丁坝	对丁坝	四丁坝	
1#	-0.107	-0.121	-0.234	各模型冲淤厚度均已换算成原型值
2#	-0.113	-0.186	-0.312	
3#	-0.145	-0.186	-0.249	
4#	-0.144	-0.258	-0.354	

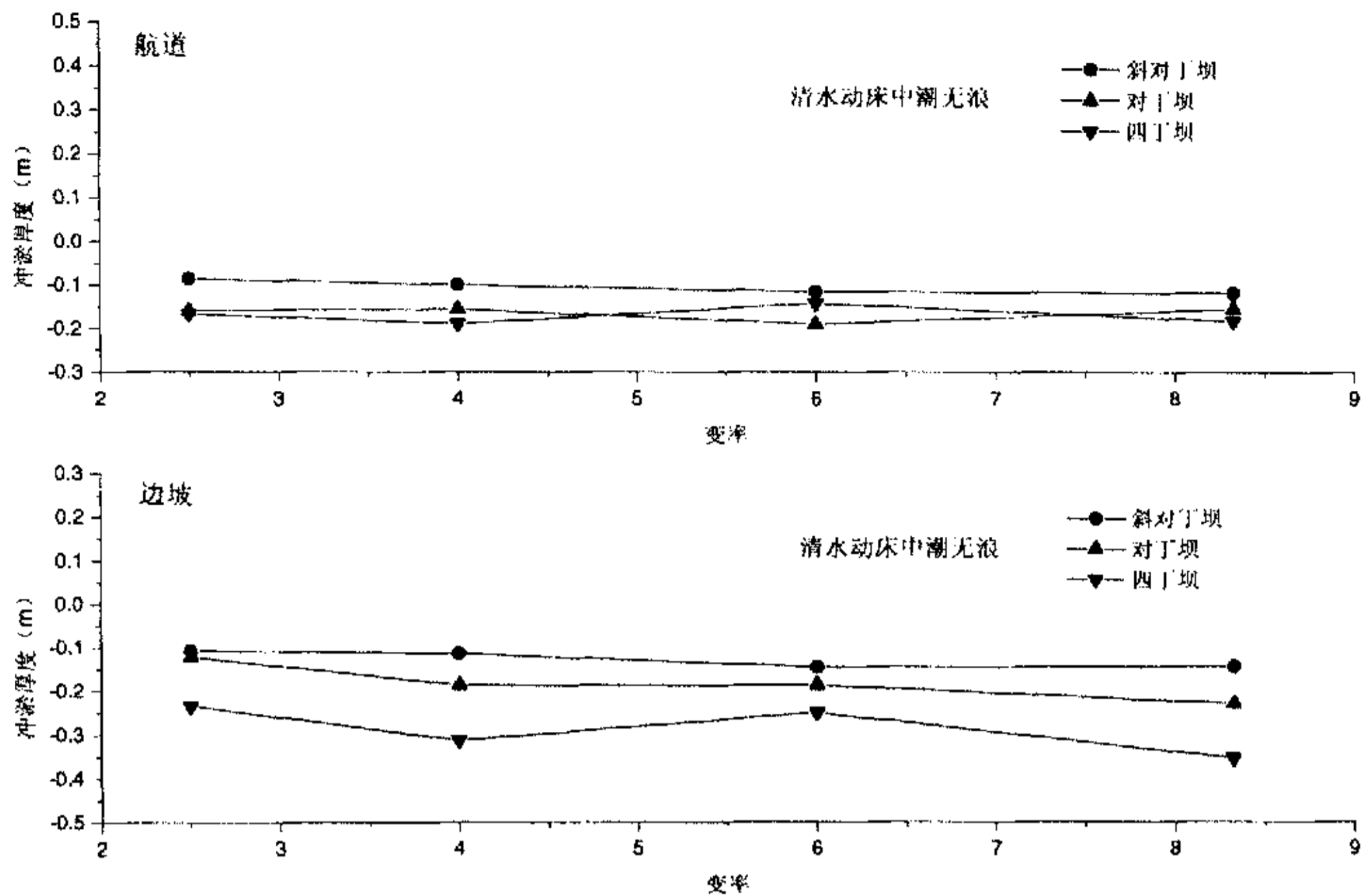


图 5.20 清水动床中潮航道及边坡平均冲淤厚度与变率

5.4 变率对悬沙定床模型航道回淤的影响

按模型设计要求的含沙量和悬沙粒径,在各模型上进行枯季大潮对丁坝布置时悬沙定床试验。模型上含沙量为 $3.0\text{kg}/\text{m}^3$, 相当于原型含沙量 $1.56\text{kg}/\text{m}^3$, 涨潮时在尾门处加沙, 落潮时在上游扭曲水道加沙, 每隔 20 分钟在上下游口门处监测一次含沙量。试验时间相当于原型半年。

从南 1 丁坝坝头对应的航道中心线上的点作为起始点, 按原型每 350m 左右设一个断面, 共设 8 个断面。每次试验开始和结束时, 测量航道中心线和底宽上南、北各一个点 (D 点、C 点和 E 点) 的泥沙淤积厚度以及航道南边坡上 A 点和 B 点、北边坡上 F 点和 G 点, 并计算在指定范围内淤积量。航道底宽上的冲淤厚度为 C 点、D 点和 E 点的平均值, 航道边坡的冲淤厚度为 A 点、B 点、F 点和 G 点的平均值 (见图 4.12)。

对丁坝时, 除个别点外, 各模型航道沿程的淤积强度和淤积分布相差不大 (图 5.21), 1#、2#、3# 和 4# 模型航道平均淤积厚度分别为 0.525m、0.58m、0.536m 和 0.616m, 模型变率对航道淤积厚度影响不明显 (图 5.22)。

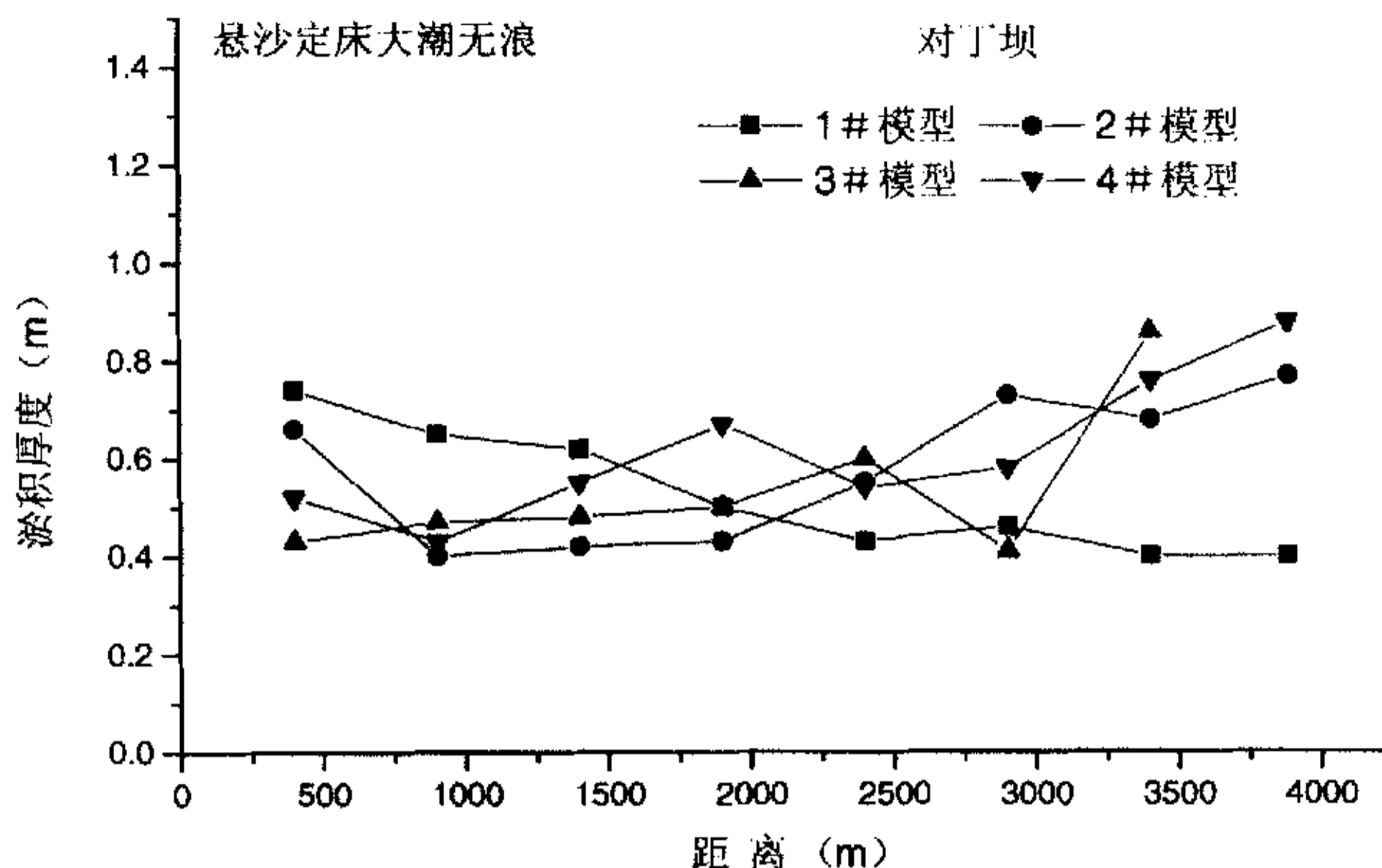


图 5.21 悬沙定床大潮对丁坝时航道半年淤积厚度沿程变化

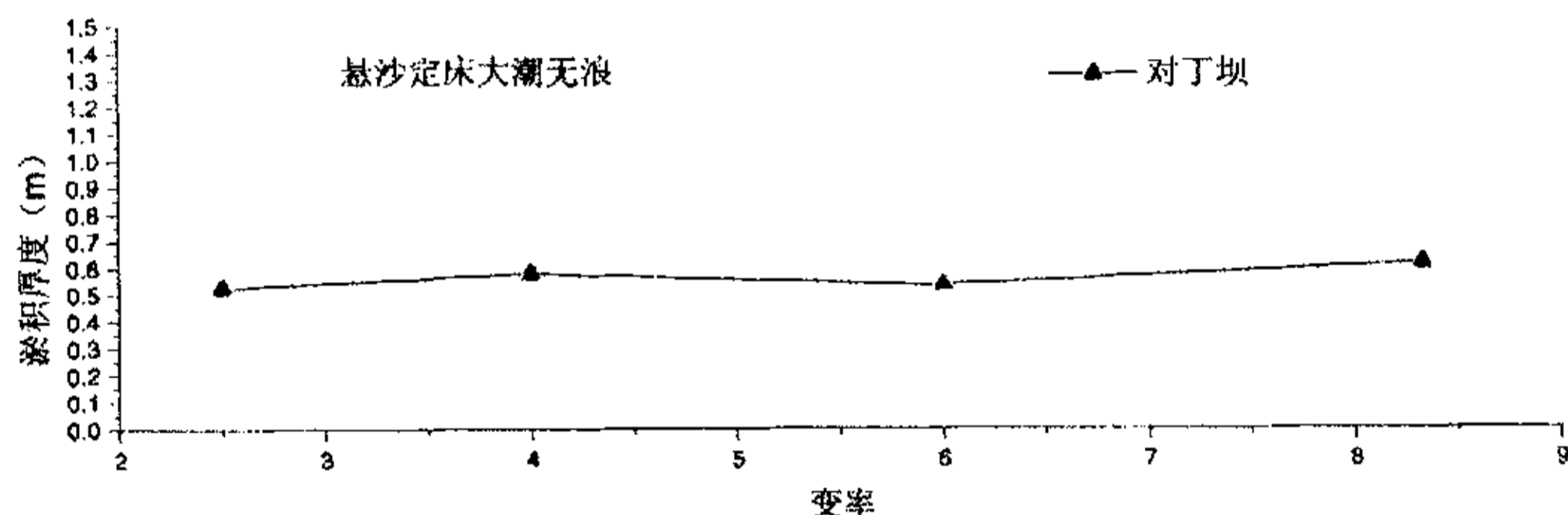


图 5.22 悬沙定床大潮对丁坝时航道淤积厚度与变率的关系

5.5 变率对悬沙动床模型航道冲淤的影响

在 1#、3# 和 4# 模型上分别进行了大潮作用下四丁坝布置方案的悬沙动床试验，试验时间分别相当于原型半年。上游和下游含沙量控制站的含沙量控制在 $1.8\sim 2.0\text{kg/m}^3$ 范围。在一个涨落潮的过程中分别在中潮位、高潮位、中潮位和低潮位测 4 个含沙量值，平均后作为该潮的平均含沙量。航道底宽和边坡淤积厚度测量与悬沙定床试验相同。

四丁坝时，除个别点外，1#、3# 和 4# 模型航道冲淤形态基本相似（图 5.23 和图 5.24），1#、3# 和 4# 模型航道底宽平均淤积厚度分别为 0.073m 、 -0.003m 和 0.008m ，航道边坡平均淤积厚度分别为 -0.214m 、 -0.173m 和 -0.195m ，变率对

航道平均回淤厚度的影响不明显。

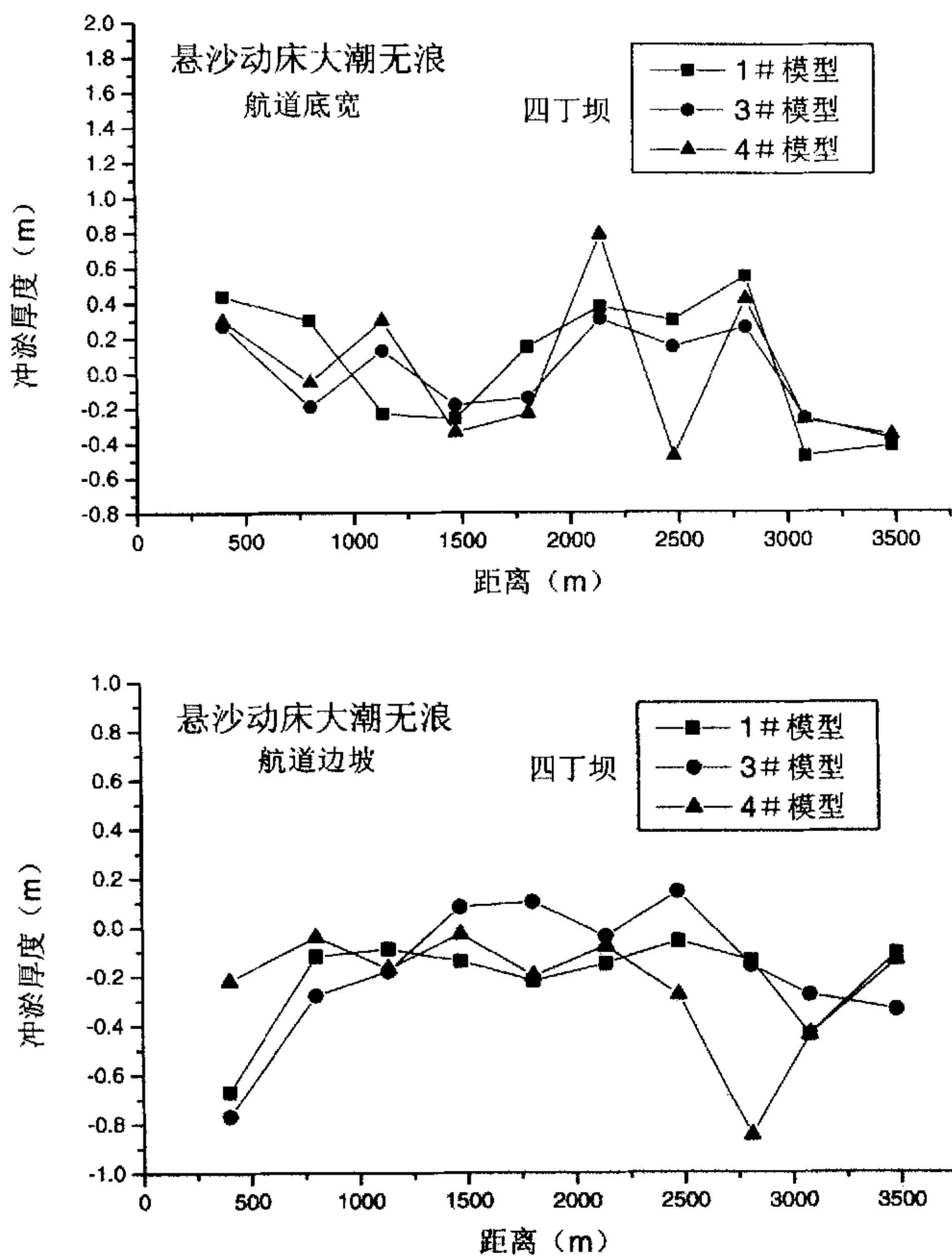


图 5.23 悬沙动床大潮无浪四丁坝时航道及边坡半年冲淤厚度沿程变化

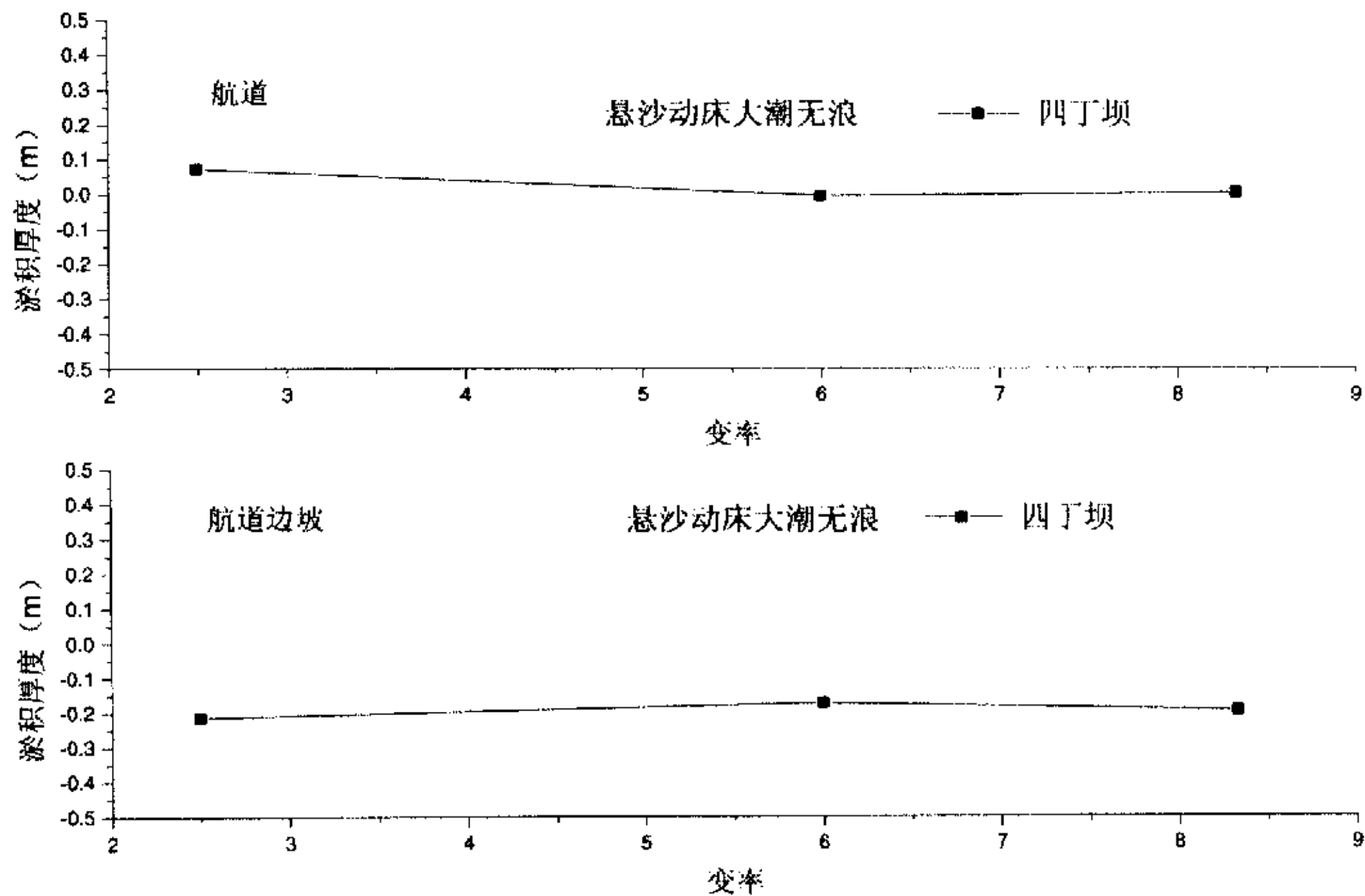


图 5.24 悬沙动床大潮无浪四丁坝时航道冲淤厚度与变率

5.6 变率对坝头冲刷坑的影响

在各模型中进行大潮作用下的清水动床试验（动床范围见图 3.1），试验中每隔一段时间（相当于原型 1 个小时）测量一次丁坝坝头的冲刷坑深度，直至冲刷坑稳定为止，得到五个模型对丁坝布置时坝头冲刷坑深度随时间的变化，测量稳定后的冲刷坑范围和深度。

在潮流作用下各模型坝头冲刷坑不断冲深，1#、2# 和 3# 模型的冲刷坑发展过程基本一致，4# 和 5# 模型的冲刷坑一开始发展很快，在 2~3 小时后就达到稳定冲刷坑深度的一半左右（图 5.25.1 和图 5.25.2）。试验结果表明，变率越大，冲刷坑的稳定冲刷深度也越大（表 5.7）。对应于北 1 丁坝和南 1 丁坝，5# 模型坝头稳定冲刷深度分别是 1# 模型坝头冲刷深度的 1.9 倍和 2.0 倍，4# 模型坝头稳定冲刷深度分别是 1# 模型坝头冲刷深度的 1.4 倍和 1.5 倍。

当冲刷坑稳定后，测量南 1 丁坝坝头和北 1 丁坝坝头冲刷坑的面积，将其换算成原型值后列于表 5.8 和图 5.26 中。对于变率小于 6 的三个模型，北 1 坝头和南 1 坝头的冲刷坑面积相差不大；当模型的变率在 8 以上时，坝头冲刷坑的面积比模型变率为 2.5 的冲刷坑面积要大 1.5~5 倍。

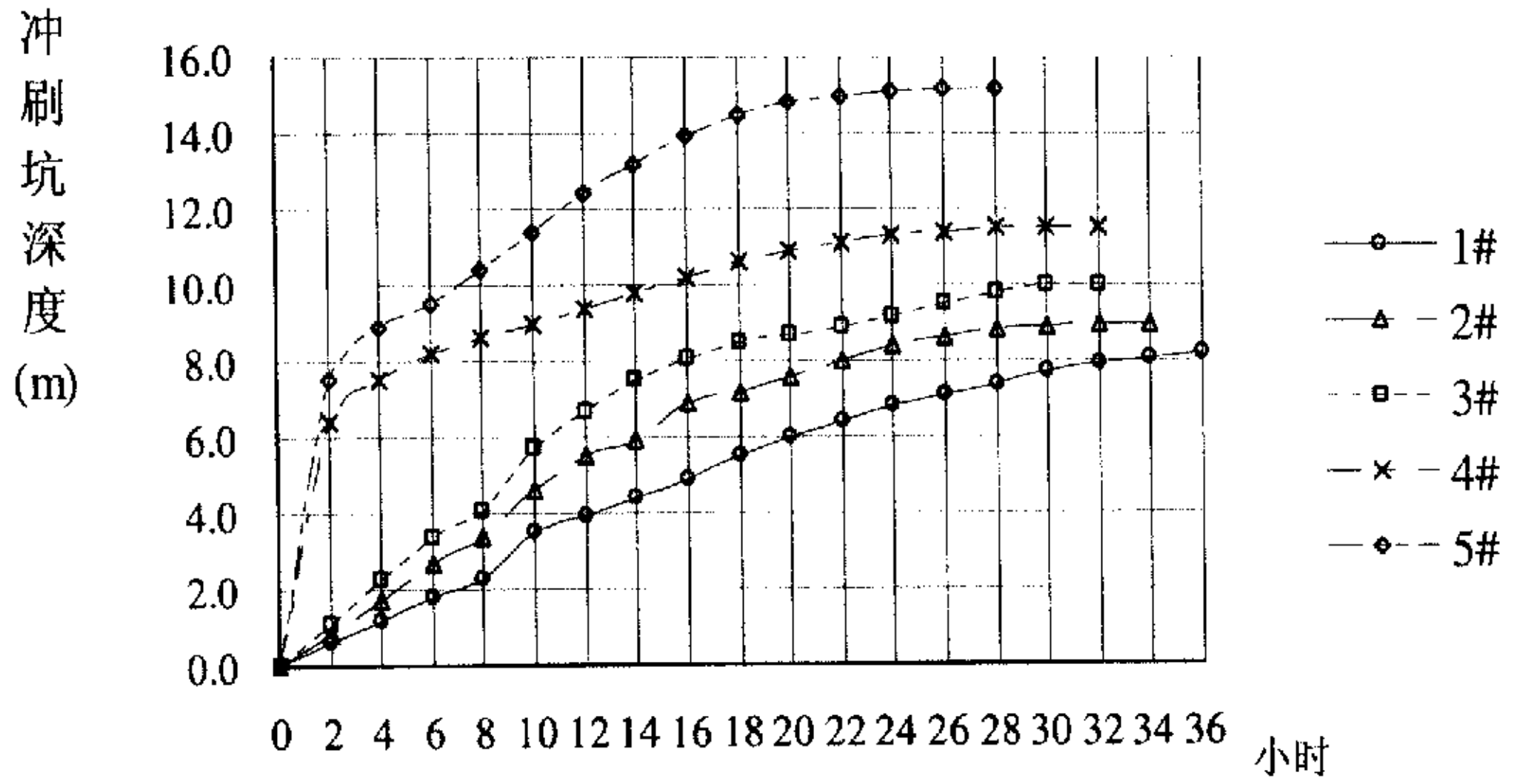


图 5.25.1 清水潮流时对丁坝北 1 丁坝坝头冲刷坑深度变化过程

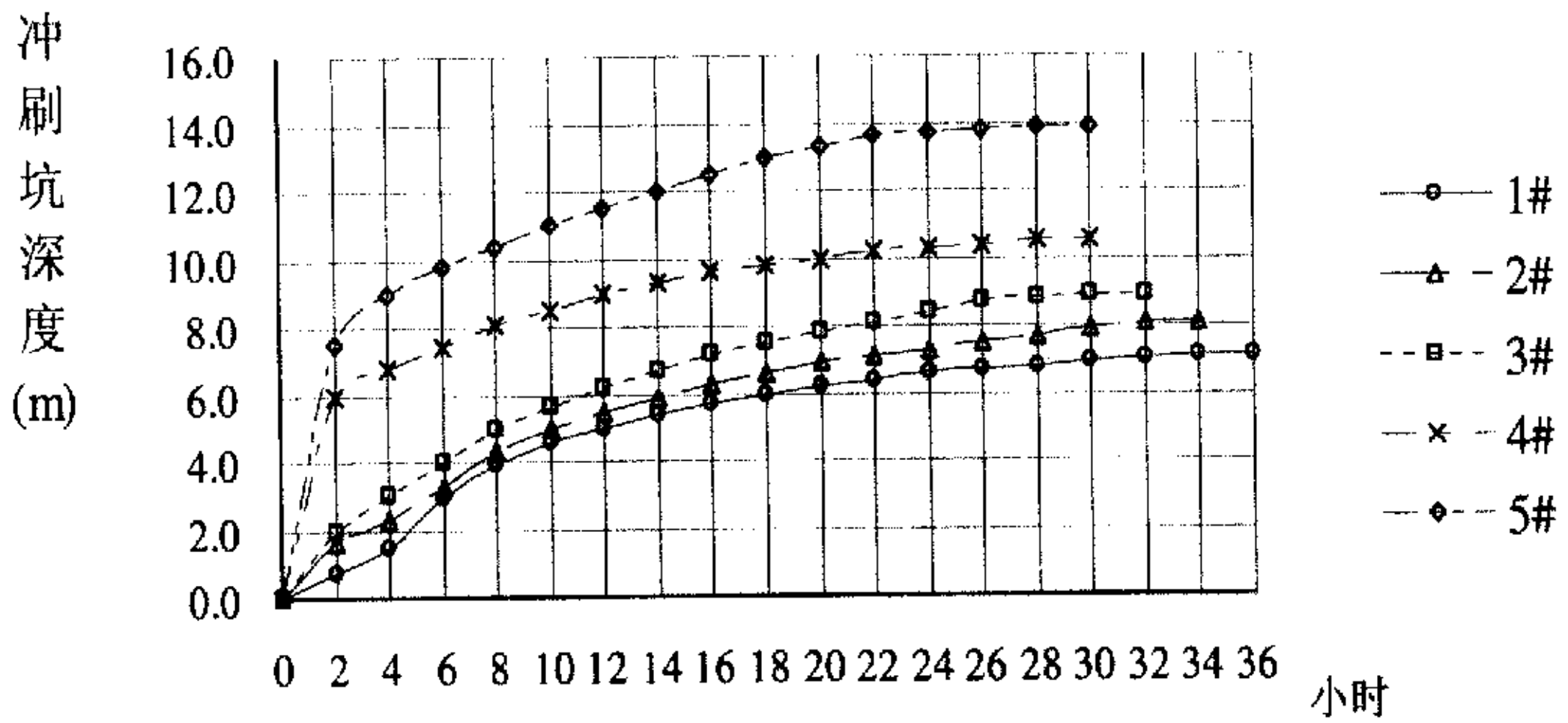


图 5.25.2 清水潮流时对丁坝南 1 丁坝坝头冲刷坑深度变化过程

表 5.7 潮流作用下各模型对丁坝冲刷坑稳定冲刷深度

模型编号	北 1 丁坝头冲刷深度 (m)	南 1 丁坝头冲刷深度 (m)	备注
1#	8.2	7.1	各模型冲刷坑深度均已换成原型值
2#	9	8.1	
3#	10	8.9	
4#	11.5	10.5	
5#	15.2	13.9	

表 5.8 清水潮流时对丁坝坝头稳定冲刷坑的平面面积

模型编号	南 1 丁坝头冲刷坑 面积(m ²)	北 1 丁坝头冲刷坑 面积(m ²)	备注
1#	11000	14400	各模型冲刷坑面积均已换成原型值
2#	11720	17200	
3#	13200	18800	
4#	17200	29000	
5#	35840	70660	

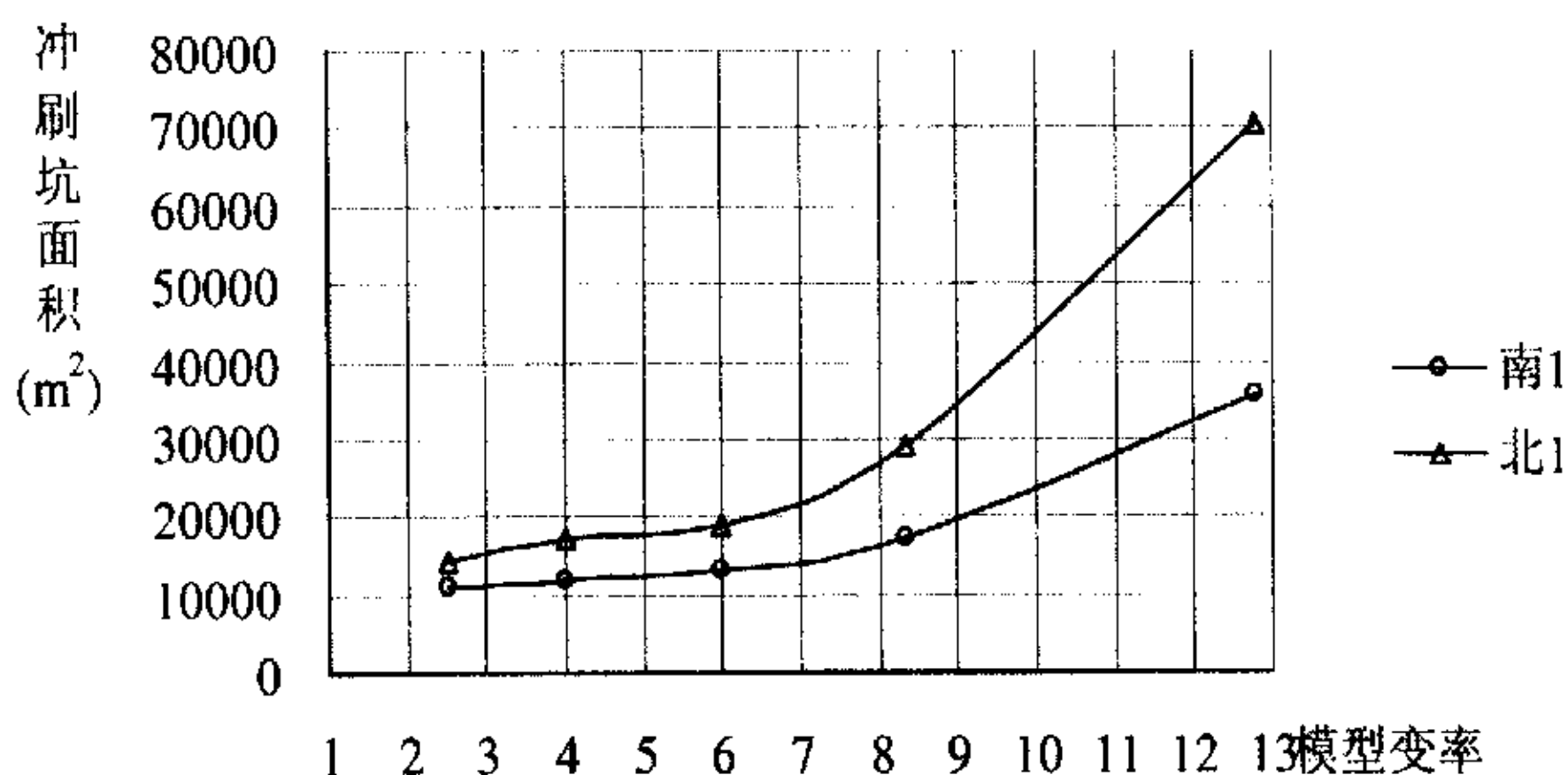


图 5.26 清水潮流时对丁坝坝头稳定冲刷坑的平面面积

系列模型坝头冲刷试验表明, 变率越大, 冲刷深度和冲刷范围也越大。当变率小于或等于 6 时, 各模型坝头冲刷过程、冲刷深度和冲刷坑面积都较接近; 当变率大于 6 时, 冲刷坑的发展过程、冲刷深度以及冲刷坑面积都发生很大变化。因此, 变率 6 是模型的临界变率。

将上述试验中不同变率时丁坝的稳定冲刷深度点绘在半对数坐标上, 各丁坝坝头冲刷坑深度与模型变率存在着线性关系, 通过延伸可以得到变率为 1 时的丁坝坝头冲刷坑深度, 设

$$\frac{d_0}{d} = \lambda_n e^{-\alpha(x-1)} \quad (5.1)$$

其中: d 为不同变率时丁坝头的稳定冲刷深度, d_0 为变率等于 1 时的丁坝头稳定冲刷深度, λ_n 为模型的垂直比尺, x 为变率, α 为待定系数。

对潮流作用下的北 1 丁坝和南 1 丁坝坝头稳定冲刷深度试验数据进行线性拟合 (图 5.27), 确定了公式 (5.1) 中对应各变率的 α 值 (表 5.9)。系数 α 值可通过指数函数拟合由 (5.2) 式确定。

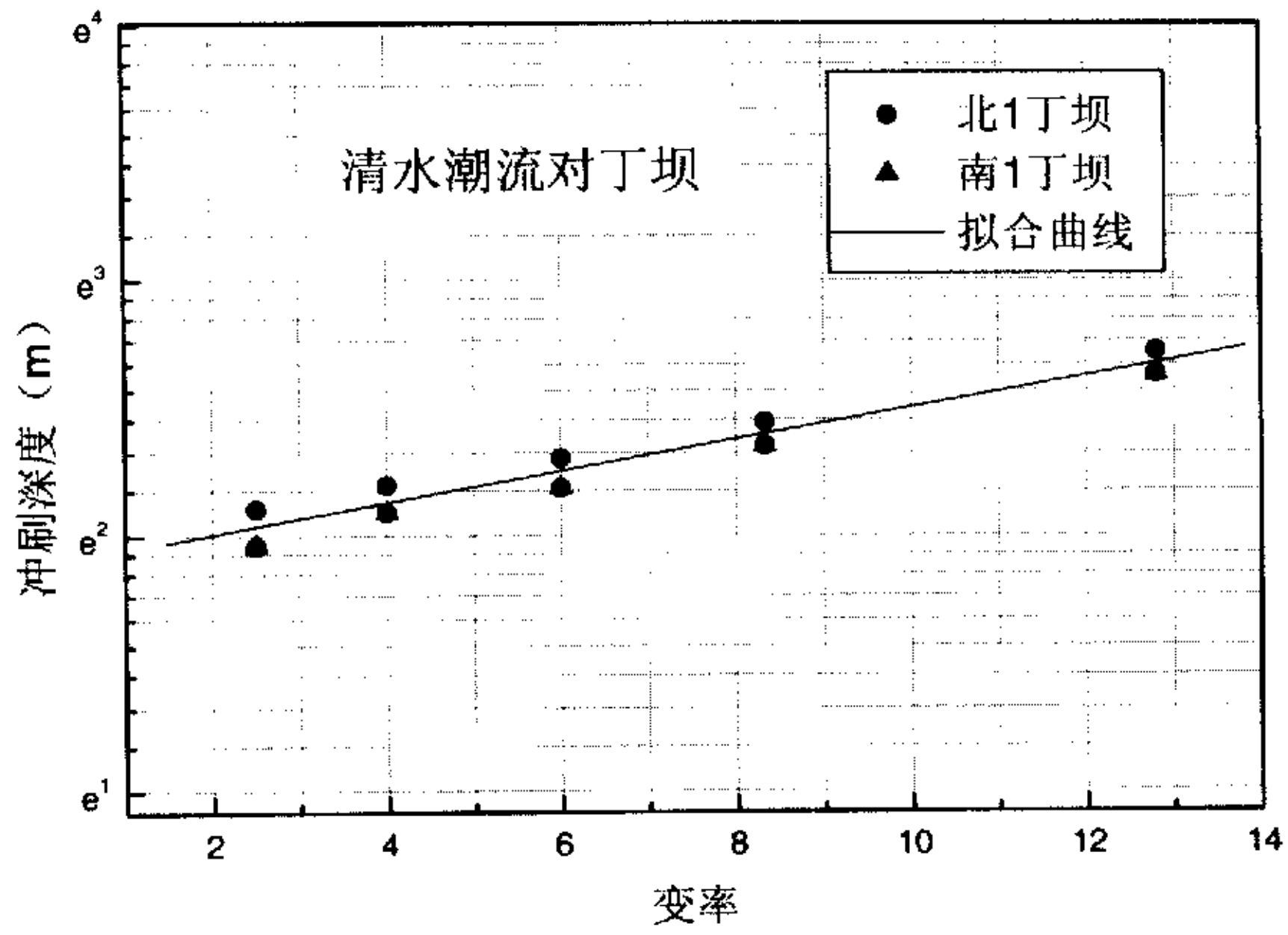


图 5.27 冲刷坑深度拟合曲线

$$\alpha = 0.528 + 2.43e^{-(x-2.5)/1.98} \quad (5.2)$$

表 5.9 变率与不同坝头冲刷坑 α 的关系

模型变率	北 1 丁坝 α	南 1 丁坝 α
2.5	3.03	2.93
4	1.62	1.58
6	1.01	0.99
8.33	0.72	0.71
12.8	0.48	0.47

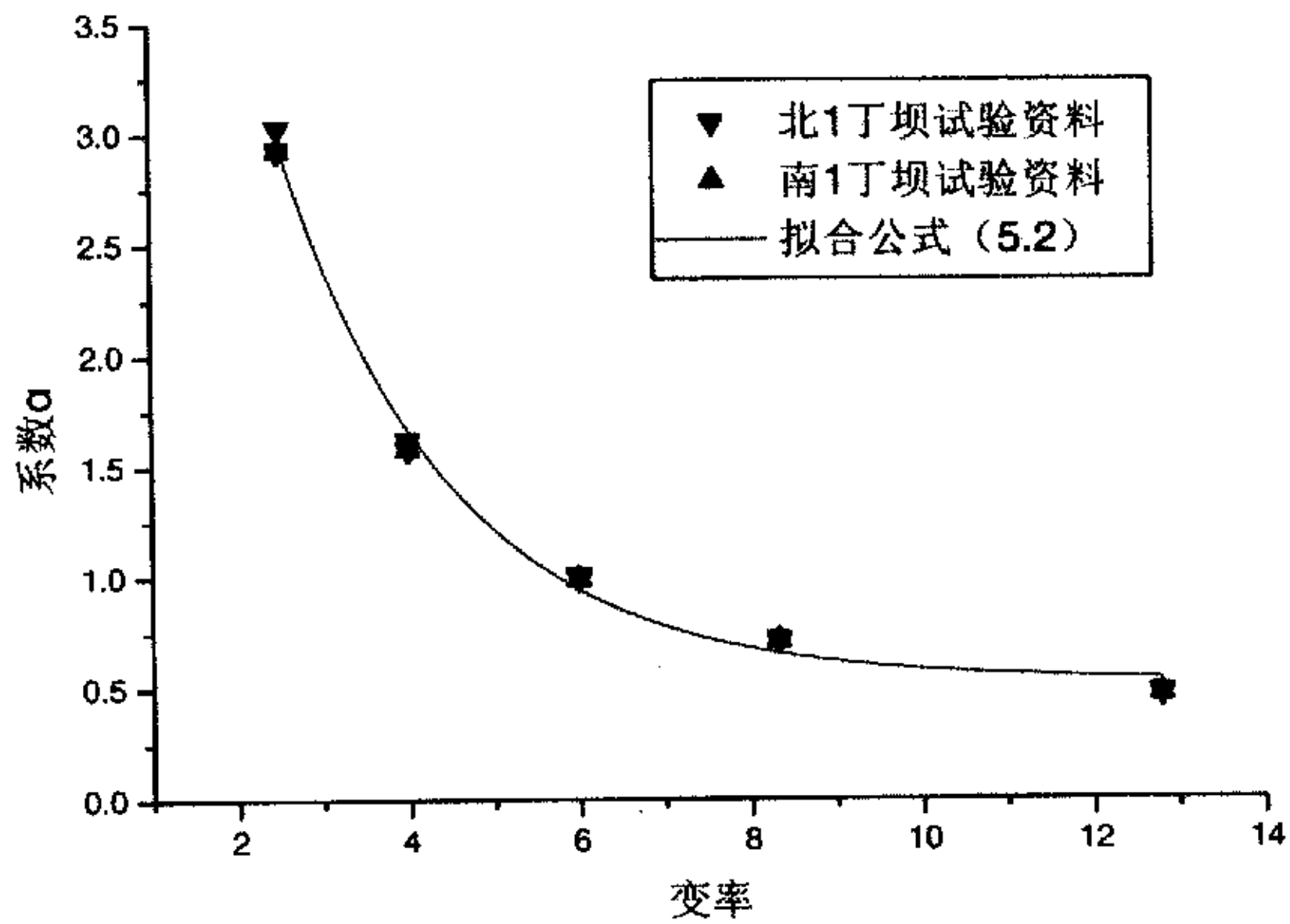


图 5.28 模型变率与 α 关系

5.7 本章小结

通过在变率为 2.5、4、6、8.33 和 12.8 的局部动床模型上进行清水潮流、清水和浑水潮流波浪共同作用的一对丁坝和两对丁坝（四丁坝）坝头冲刷试验，得到以下认识：

- (1) 在有丁坝的情况下，变率为 12.8 的模型航道内流速明显大于小变率模型内的流速，因此，研究有丁坝整治建筑物的航道水流问题时，模型变率应小于 8。
- (2) 清水动床试验中航道的冲刷深度由大到小依次为四丁坝、对丁坝、斜对丁坝和无丁坝，航道边坡上的冲刷大于航道内的。当变率在 2.5~8.33 之间，变率对航道及边坡上的冲刷深度影响不明显。
- (3) 对于有整治丁坝的航道，模型变率对悬沙定床和悬沙动床模型航道沿程的淤积强度和淤积分布的影响不明显。
- (4) 坝头冲刷坑深度和冲刷范围与模型的变率成正比，即变率越大，冲刷坑越深，冲刷坑的面积也越大。
- (5) 一对丁坝布置时模型变率对冲刷坑的影响小于两对丁坝布置时的，即模型变率对丁坝群冲刷的影响更大。
- (6) 当变率大于 6 时，冲刷坑的发展过程、冲刷深度以及冲刷坑面积都发生很大变化，因此在研究丁坝对航道的冲淤影响时，模型变率应该小于 6，在研究丁坝群对航道的影晌时，变率最好能小于 4。
- (7) 给出了潮流作用下变态模型与变率为 1 的正态模型丁坝头冲刷稳定深度之间的关系式，可以通过变态模型预测正态模型中丁坝头的冲刷深度。

第六章 模型变率影响分析和数学模型研究

6.1 模型变率影响分析

6.1.1 变率对流速垂向分布的影响

对于正态模型有 $\lambda_l = \lambda_h$, 从 (2.10) 式和 (2.9) 式可得 $\lambda_w = \lambda_u = \lambda_v$, 即三个方向的流速比尺相同。

模型变率 $\delta = \frac{\lambda_l}{\lambda_h}$, 对于变态模型, $\lambda_l \neq \lambda_h$, 从 (2.10) 式可知 $\lambda_w = \frac{\lambda_u}{\delta}$,

垂直流速比尺与水平流速比尺不同, 模型变率愈大, λ_u 与 λ_w 的差别也愈大。

变态模型的不相似, 不仅表现在垂直方向的流速上, 而且表现在流速沿垂向的分布上。李旺生^[61]采用卡门-坎鲁根流速分布公式和阻力系数公式, 分析了流速沿垂线分布与变率的关系。

$$v = v_* 5.75 \lg \frac{30.1z\chi}{k_s} \quad (6.1)$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 5.75 \lg \frac{12.27h\chi}{k_s} \quad (6.2)$$

其中 v 是某点流速; k_s 是河床当量糙率; λ 水流阻力系数; χ 为流区校正参变数,

是 $\frac{v_* k_s}{v}$ 的函数, v_* 为摩阻流速。

对于模型

$$\begin{aligned} v_m &= v_{*m} 5.75 \lg \frac{30.1z_m \chi_m}{k_{sm}} \\ &= v_{*m} 5.75 \lg \left\{ 30.1 \left[\left(12.27 \frac{h_p}{z_p} \right)^{\frac{\sqrt{\lambda_h} - \sqrt{\lambda_l}}{\sqrt{\lambda_l}}} \left(\frac{z_p \chi_p}{k_{sp}} \right)^{\frac{\sqrt{\lambda_h}}{\sqrt{\lambda_l}}} \right] \right\} \\ &= v_{*p} \left(5.75 \frac{\sqrt{\lambda_l}}{\lambda_h} \lg 30.1 + 5.75 \frac{\sqrt{\lambda_h} - \sqrt{\lambda_l}}{\lambda_h} \lg 12.27 \frac{h_p}{z_p} + \frac{5.75}{\sqrt{\lambda_h}} \lg \frac{z_p \chi_p}{k_{sp}} \right) \end{aligned} \quad (6.3)$$

对于原型

$$v_p = v_{*p} 5.75 \lg 30.1 + v_{*p} 5.75 \lg \frac{z_p \lambda_p}{k_{sp}} \quad (6.4)$$

从 (2.76) 式和 (2.77) 式得到

$$\begin{aligned} \sqrt{\lambda_h} v_m - v_p &= \frac{\sqrt{\lambda_l} - \sqrt{\lambda_h}}{\sqrt{\lambda_h}} v_{*p} (2.24 - 5.75 \lg \frac{h_p}{z_p}) \\ &= v_{*p} (\delta^{1/2} - 1) (2.24 - 5.75 \lg \frac{h_p}{z_p}) \end{aligned} \quad (6.5)$$

当模型为正态时，上式为

$$\sqrt{\lambda_h} v_m - v_p = 0$$

$$\frac{v_p}{v_m} = \lambda_h^{1/2}$$

上式与垂线平均流速比尺相同。因此，正态模型中的流速垂线分布与原型相似。

当模型变态时，从 (6.5) 式可以看出，随着模型变率的增大，变态模型垂线流速分布和正态模型的差别也逐渐增大。(6.5) 式等号右边等于零的条件是

$$2.24 - 5.75 \lg \frac{h_p}{z_p} = 0, \text{ 因此有 } \frac{z_p}{h_p} = 0.408, \text{ 即在 } 0.408 \text{ 水深处变态模型的流速与}$$

正态模型是一致的。设正态模型与变态模型的流速偏差为

$$E = (\delta^{1/2} - 1) (2.24 + 5.75 \lg \frac{z_p}{h_p})$$

则可给出各层流速偏差 E 与变率的关系。将变率 2.5、4、6、8.33 和 12.8 在不同水深处 ($z/h=0.2$ 、 0.4 、 0.6 、 0.8 和 1.0) 的偏差求出，从图 6.1 可以看到，除 $z/h=0.4$ 附近，变态模型与正态模型的流速偏差均随着变率的增加而增加，在 $z/h=0.4$ 以上偏差随着变率正增加，在 $z/h=0.4$ 以下偏差随着变率负增加。

应该指出，由于所选的流速分布公式和阻力系数公式正好可以将 $\lg \frac{z_p \lambda_p}{k_{sp}}$ 项

消掉，才得到上述流速偏差表述式，如果换用其它形式的流速分布和阻力公式得到的流速偏差表述式则不同。因此，上述表达式只能用于定性分析。

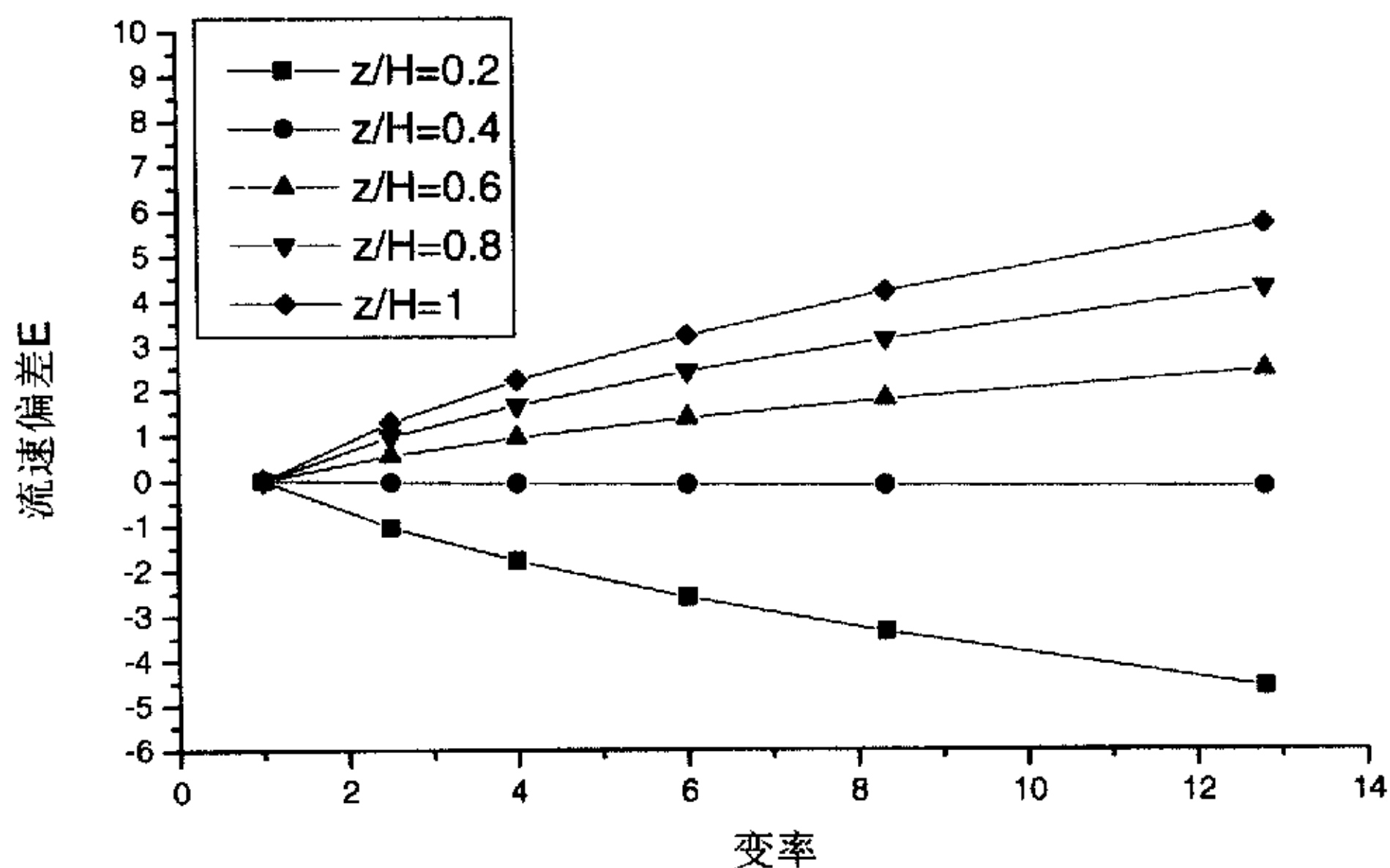


图 6.1 各层流速偏差 E 与变率的关系

6.1.2 变率对含沙量的影响

由扩散理论可以推导出含沙量沿垂线分布公式

$$\frac{s}{s_a} = \left(\frac{h-y}{y} \frac{a}{h-a} \right)^z \quad (6.6)$$

其中 $z = \frac{\omega_s}{\kappa u_*}$ 为悬浮指标; s_a 为 $y=a$ 处参考点的含沙量。

将 (6.6) 式写成原型值并将模型值代入, 有

$$\begin{aligned} s_p &= s_{ap} \left(\frac{h_p - y_p}{y_p} \frac{a_p}{h_p - a_p} \right)^{z_p} \\ &= \lambda_s s_{am} \left(\frac{\lambda_h h_m - \lambda_h y_m}{\lambda_h y_m} \frac{\lambda_h a_m}{\lambda_h h_m - \lambda_h a_m} \right)^{\lambda_z z_m} \\ &= \lambda_s \left[s_{am} \left(\frac{h_m - y_m}{y_m} \frac{a_m}{h_m - a_m} \right)^{z_m} \right]^{\lambda_z} \\ &= \lambda_s s_m^{\lambda_z} \end{aligned} \quad (6.7)$$

$$\lambda_z = \frac{\omega_{sp}}{\kappa u_{*p}} / \frac{\omega_{sm}}{\kappa u_{*m}} = \lambda_{\omega_s} \frac{u_{*m}}{u_{*p}} = \lambda_{\omega_s} \frac{\lambda_l^{1/2}}{\lambda_h} = \frac{\lambda_h^{3/2}}{\lambda_l} \frac{\lambda_l^{1/2}}{\lambda_h} = \left(\frac{\lambda_h}{\lambda_l} \right)^{1/2} \quad (6.8)$$

将 (6.8) 式代入 (6.7) 式可得

$$s_p = \lambda_s s_m^{\lambda_s} = \lambda_s s_m^{\sqrt{\lambda_b / \lambda_t}} = \lambda_s s_m^{1/\sqrt{\delta}} \quad (6.9)$$

从上式可以看出,原型的垂线含沙量分布与模型变率有关。当模型为正态模型时,模型的含沙量沿垂线分布与原型相似,当模型为变态模型时,模型的含沙量沿垂线分布与原型不相似。

6.1.3 变率对斜坡上泥沙运动的影响

随着模型变率增加,模型中的斜坡变陡,泥沙颗粒自重沿水流方向的分力使得泥沙容易起动。按吕秀贞^[80]方法,研究模型变率对航道边坡上泥沙运动的影响。

6.1.3.1 对泥沙起动流速的影响

设河床的斜坡坡度为 $m = \operatorname{tg} \alpha = \frac{dy}{dx}$, 泥沙的休止角为 φ , 其水下摩擦系数 $f = \operatorname{tg} \varphi$ 。当泥沙颗粒位于斜坡时,其重力可分解为垂直斜面的分量 $W \cos \alpha$ 和平行斜面的分量 $W \sin \alpha$ (图 6.2)。

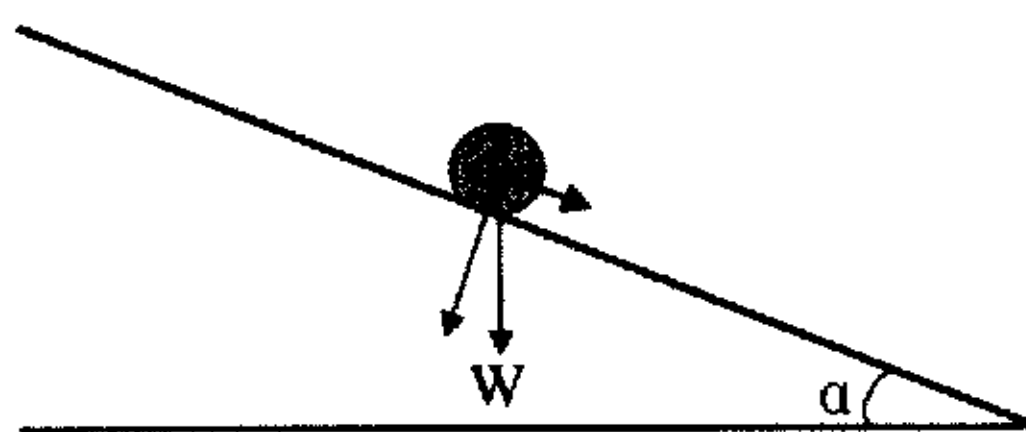


图 6.2 斜面上泥沙颗粒所受重力示意图

为推导方便,忽略泥沙受到的粘结力和水柱压力,在斜坡方向上泥沙颗粒受到水流的推力、上举力、重力分量 $W \sin \alpha$ 和摩擦力 $W \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi$ 。根据窦国仁泥沙起动公式^[140],可以得到斜坡上泥沙的瞬时起动流速

$$V_{\alpha} = \alpha_1 \left(\frac{d'}{d_*} \right)^{1/6} \sqrt{\alpha_2 \frac{\rho_s - \rho}{\rho} g d (\cos \alpha \operatorname{tg} \varphi - \sin \alpha)}$$

式中: α_1 和 α_2 为系数; $d_* = 10\text{mm}$, d' 的取值为

$$d' = \begin{cases} 0.5\text{mm}, & \text{当 } d \leq 0.5\text{mm} \text{ 时} \\ d, & \text{当 } 0.5\text{mm} < d < 10\text{mm} \text{ 时} \\ 10\text{mm}, & \text{当 } d \geq 10\text{mm} \text{ 时} \end{cases}$$

当为平床时 ($\alpha = 0$), $V_0 = \alpha_1 \left(\frac{d'}{d_*} \right)^{1/6} \sqrt{\alpha_2 \frac{\rho_s - \rho}{\rho} g d \operatorname{tg} \varphi}$

原型和模型坡度之间有如下关系：

$$m_p = \frac{dy_p}{dx_p} = \frac{\lambda_y dy_m}{\lambda_x dx_m} = \frac{1}{\delta} \frac{dy_m}{dx_m} = \frac{1}{\delta} m_m$$

设 $K = V_\alpha / V_0$ ，

$$\text{对于原型： } K_p = \left(\frac{\text{tg}\varphi_p - m_p}{\text{tg}\varphi_p \sqrt{1+m_p^2}} \right)^{1/2}$$

$$\text{对于模型： } K_m = \left(\frac{\text{tg}\varphi_m - m_p \delta}{\text{tg}\varphi_m \sqrt{1+m_p^2 \delta^2}} \right)^{1/2}$$

则模型与原型的相对偏差为：

$$\frac{|K_m - K_p|}{K_p} = \left| \left(\frac{\text{tg}\varphi_m - m_p \delta}{\text{tg}\varphi_m \sqrt{1+m_p^2 \delta^2}} \right)^{1/2} - \left(\frac{\text{tg}\varphi_p - m_p}{\text{tg}\varphi_p \sqrt{1+m_p^2}} \right)^{1/2} \right| / \left(\frac{\text{tg}\varphi_p - m_p}{\text{tg}\varphi_p \sqrt{1+m_p^2}} \right)^{1/2} \quad (6.10)$$

如取原型泥沙的休止角等于模型沙的休止角，则正态模型（ $\delta=1$ ）时，上式右边等于零，模型斜坡上的起动流速与原型偏差为零。当模型变态时，(6.10)式右边为模型变率引起的相对偏差。

概化物理模型航道边坡的原型坡度 m 为 1:50，模型沙电木粉的水下休止角与粒径有关，约在 34° 至 46° 之间^[81]，从图 6.3 中看到，斜坡上泥沙起动流速的偏差与变率成正比。

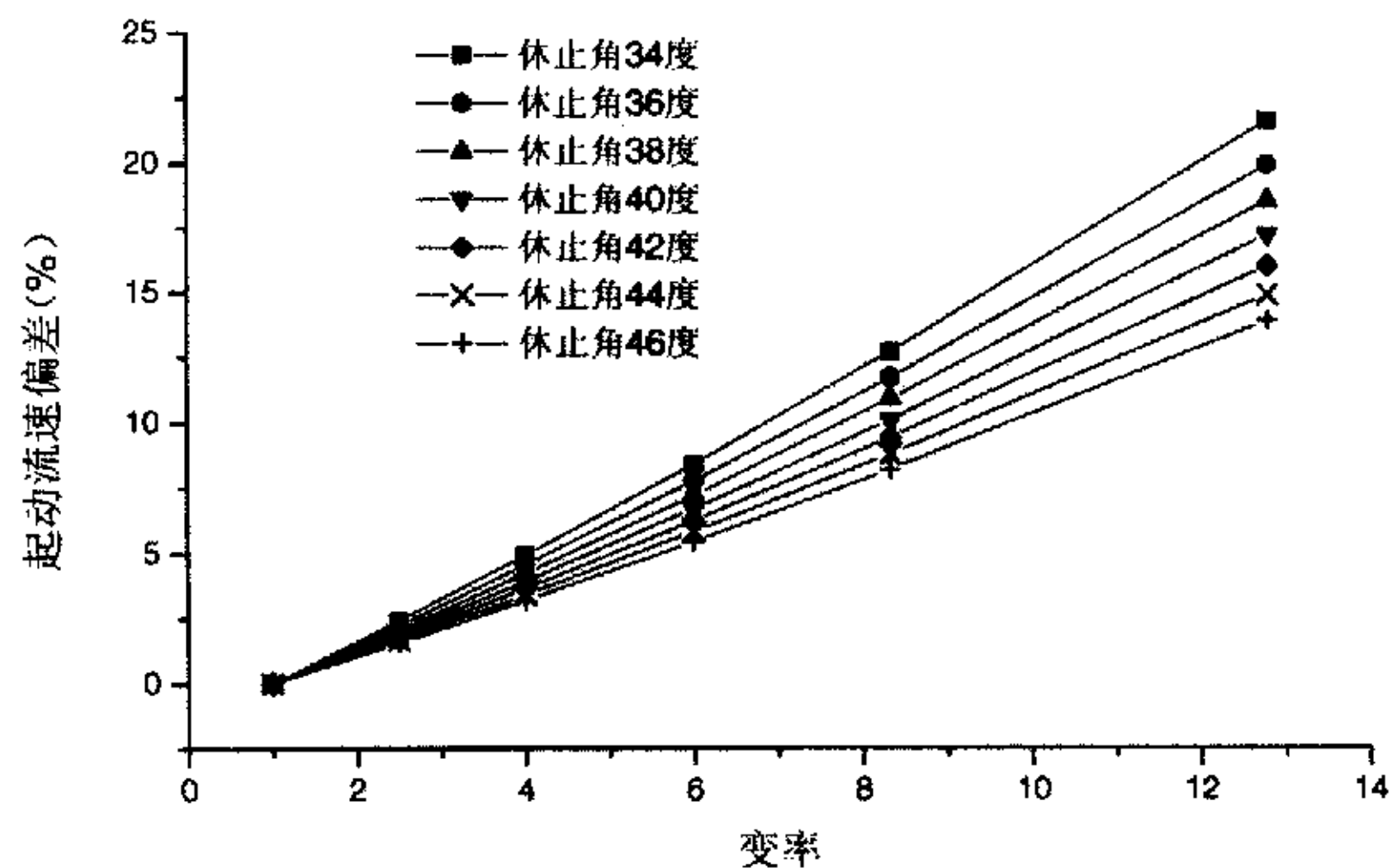


图 6.3 斜坡上泥沙起动流速偏差与变率的关系

6.1.3.2 对推移质输沙能力的影响

根据窦国仁推移质输沙能力公式^[41]

$$q_b = \frac{k_F}{C_0^2} \frac{\rho}{\rho_s - \rho} \gamma_s \frac{V^3}{g\omega_b} (V - V_c) \quad (6.11)$$

其中： k_F 是系数； ω_b 为底沙沉速； γ_s 为床面泥沙容重； V 为流速； C_0 为无量纲谢才系数； V_c 为推移质颗粒的临界起动流速。

当泥沙颗粒处在斜坡时， $V_c = V_\alpha$ ；当泥沙颗粒处在平床时， $V_c = V_0$ 。有

$$q_{b\alpha} = \frac{k_F}{C_0^2} \frac{\rho}{\rho_s - \rho} \gamma_s \frac{V^3}{g\omega_b} (V - V_\alpha) \quad (6.12)$$

$$q_{b0} = \frac{k_F}{C_0^2} \frac{\rho}{\rho_s - \rho} \gamma_s \frac{V^3}{g\omega_b} (V - V_0) \quad (6.13)$$

对于原型

$$C_p = \left(\frac{q_{b\alpha}}{q_{b0}} \right)_p = \frac{V_p - V_{\alpha p}}{V_p - V_{0p}}$$

对于模型

$$C_m = \left(\frac{q_{b\alpha}}{q_{b0}} \right)_m = \frac{V_m - V_{\alpha m}}{V_m - V_{0m}}$$

经推导，模型与原型斜坡上推移质输沙能力的相对偏差为：

$$\frac{|C_m - C_p|}{C_p} = \left| (K_p - K_m) \frac{(V_{0p}/V_p)}{1 - K_p(V_{0p}/V_p)} \right| \quad (6.14)$$

通过上式可以得到模型变率对推移质输沙能力的影响，当平床起动流速与水流流速之比较小时，变率对推移质输沙能力的影响较小，当平床起动流速与水流流速之比较大时，变率对推移质输沙能力的影响较大（图 6.4）。

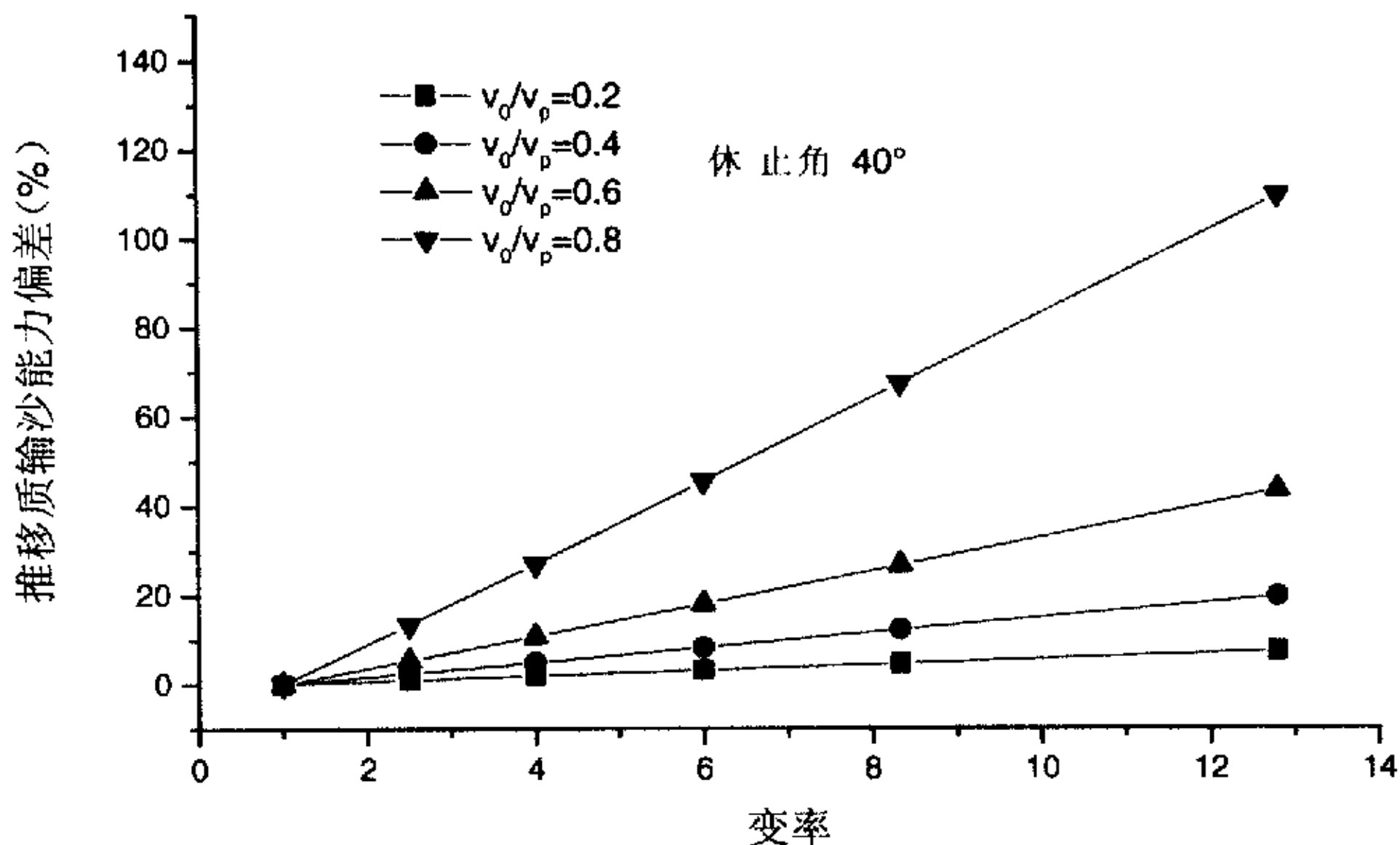


图 6.4 斜坡上泥沙输移能力偏差与变率的关系

6.2 数学模型基本方程

采用系列变率物理模型进行变率影响研究工作量大, 本节探讨用数学模型的方法来研究模型变率对流场和泥沙运动的影响。

6.2.1 潮流运动基本方程

在正交曲线坐标系 $\xi - \eta$ 下, 二维潮流运动基本方程为:

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{1}{g_\xi g_\eta} \frac{\partial}{\partial \xi} (H u g_\eta) + \frac{1}{g_\xi g_\eta} \frac{\partial}{\partial \eta} (H v g_\xi) = 0 \quad (6.15)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{u}{g_\xi} \frac{\partial u}{\partial \xi} + \frac{v}{g_\eta} \frac{\partial u}{\partial \eta} + \frac{uv}{g_\xi g_\eta} \frac{\partial g_\xi}{\partial \eta} - \frac{v^2}{g_\xi g_\eta} \frac{\partial g_\eta}{\partial \xi} + g \frac{u \sqrt{u^2 + v^2}}{C^2 H} \\ - f v + \frac{g}{g_\xi} \frac{\partial \zeta}{\partial \xi} = E \left(\frac{1}{g_\xi} \frac{\partial A}{\partial \xi} - \frac{1}{g_\eta} \frac{\partial B}{\partial \eta} \right) \end{aligned} \quad (6.16)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{u}{g_\xi} \frac{\partial v}{\partial \xi} + \frac{v}{g_\eta} \frac{\partial v}{\partial \eta} + \frac{uv}{g_\xi g_\eta} \frac{\partial g_\eta}{\partial \xi} - \frac{u^2}{g_\xi g_\eta} \frac{\partial g_\eta}{\partial \xi} + g \frac{v \sqrt{u^2 + v^2}}{C^2 H} \\ + f u + \frac{g}{g_\eta} \frac{\partial \zeta}{\partial \eta} = E \left(\frac{1}{g_\xi} \frac{\partial B}{\partial \xi} + \frac{1}{g_\eta} \frac{\partial A}{\partial \eta} \right) \end{aligned} \quad (6.17)$$

$$\text{其中: } A = \left[\frac{\partial}{\partial \xi} (ug_\eta) + \frac{\partial}{\partial \eta} (vg_\xi) \right] / g_\xi g_\eta$$

$$B = \left[\frac{\partial}{\partial \xi} (vg_\eta) - \frac{\partial}{\partial \eta} (ug_\xi) \right] / g_\xi g_\eta \quad \left. \begin{array}{l} g_\xi = \sqrt{x_\xi^2 + y_\xi^2} \\ g_\eta = \sqrt{x_\eta^2 + y_\eta^2} \end{array} \right\} \text{Lami系数}$$

u 、 v 分别为 ξ 和 η 方向上的流速分量； ζ 为水位， H 为总水深； C 为谢才系数； g_ξ 、 g_η 为 Lami 系数； E 为水流紊动粘滞系数。

本模型采用有限差分方法，节点布置为交错网格。对于方程(6.15)~(6.17)式写出相应的差分方程，对差分方程用 ADI 法求解，即在 $n \rightarrow n + \frac{1}{2}$ 时段内，沿 ξ 方向联立求解 (6.15)、(6.16) 式的差分方程，得到 ζ 和 u ，显式求解 (6.17) 式的差分方程得到 v ；在 $n + \frac{1}{2} \rightarrow n + 1$ 时段内，沿 η 方向，联立求解 (6.15) 式和 (6.17) 式的差分方程，得到 ζ 和 v ，再显式求解 (6.16) 式的差分方程得到 u 。这样就求得出了 $(n+1)$ 时刻的 u 、 v 和 ζ 。

6.2.2 悬移质不平衡输沙方程

正交曲线坐标系下，窦国仁平面二维悬沙输沙方程^[38]为

$$\frac{\partial(hs)}{\partial t} + \frac{1}{g_\xi g_\eta} \left[\frac{\partial(husg_\xi)}{\partial \xi} + \frac{\partial(hvsg_\xi)}{\partial \eta} \right] + \alpha\omega(s - s_*) = 0 \quad (6.18)$$

式中： h 为水深， u 和 v 分别为 ξ 和 η 方向上的流速分量； g_ξ 、 g_η 为 Lami 系数； s 为垂线平均含沙量； α 为一待定系数，可通过验证计算确定； ω 为泥沙沉速，在絮凝条件下则为絮凝沉速； s_* 为水流的挟沙能力，按窦国仁公式，在潮流和波浪共同作用下可表示为：

$$s_* = \alpha_0 \frac{\gamma_s}{\gamma_s - \gamma} \left[\frac{(u^2 + v^2)^{3/2}}{C^2 H \omega} + \beta_0 \frac{H_w^2}{HT\omega} \right] \quad (6.19)$$

式中 γ 和 γ_s 分别为水和泥沙颗粒容重， H_w 和 T 分别为平均波高和周期。根据多处海域资料求得 $\alpha_0 = 0.023$ ， $\beta_0 = 0.04 f_w$ ， f_w 为波浪摩阻系数。谢才系数用满宁公式确定，即 $C = \frac{1}{n} H^{1/6}$ ， n 为床面糙率系数。

6.2.3 推移质不平衡输沙方程

窦国仁推移质不平衡输沙方程式为^[139]:

$$\frac{\partial(hN)}{\partial t} + \frac{\partial(hNu)}{\partial x} + \frac{\partial(hNv)}{\partial y} + \alpha_b \omega_b (N - N^*) = 0 \quad (6.20)$$

式中 N 为单位体积内推移质泥沙量; u 和 v 为流速在 x 和 y 轴上的分量; α_b 为推移质沉降系数, ω_b 为推移质颗粒沉速; N^* 可由下式确定

$$N^* = \frac{q_b^*}{h\sqrt{u^2 + v^2}} \quad (6.21)$$

其中: q_b^* 为推移质在单位时间内的单宽输沙能力。

在正交曲线坐标系下, 上述不平衡输沙方程式为

$$\frac{\partial(hN)}{\partial t} + \frac{1}{g_\xi g_\eta} \left[\frac{\partial(huNg_\eta)}{\partial \xi} + \frac{\partial(hvNg_\xi)}{\partial \eta} \right] + \frac{\alpha_b}{\beta} \omega_b (N - N^*) = 0 \quad (6.22)$$

(6.21) 式中的推移质输沙能力 q_b^* , 可用窦国仁公式确定

$$q_b^* = \frac{k_2}{c^2} \frac{\gamma_s}{\gamma_s - \gamma} m \frac{(u^2 + v^2)^{3/2}}{\omega_b} \quad (6.23)$$

式中:

$$m = \begin{cases} \sqrt{u^2 + v^2} - V_k & \text{当 } V_k \leq \sqrt{u^2 + v^2} \text{ 时} \\ 0 & \text{当 } V_k > \sqrt{u^2 + v^2} \text{ 时} \end{cases}$$

V_k 为推移质颗粒的临界起动流速, 按窦国仁公式可写作

$$V_k = 0.265 \ln \left(11 \frac{H}{\Delta} \right) \sqrt{\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} g d_{50} + 0.19 \left(\frac{\gamma_0}{\gamma_{0^*}} \right)^{2.5} \frac{\varepsilon_k + gH\delta}{d_{50}}} \quad (6.24)$$

γ_0 为床面泥沙干容重, γ_{0^*} 为稳定干容重; d_{50} 为推移质的中值粒径; ε_k 为粘结力参数 (天然沙 $\varepsilon_k = 2.56 \text{ cm}^3 / \text{s}^2$); δ 为薄膜水厚度, $\delta = 0.21 \times 10^{-4} \text{ cm}$; Δ 为床面糙率高度

$$\Delta = \begin{cases} 0.5 \text{ mm} & \text{当 } d_{50} \leq 0.5 \text{ mm 时} \\ d_{50} & \text{当 } d_{50} > 0.5 \text{ mm 时} \end{cases}$$

k_2 为系数; ω_b 为颗粒沉速; C 为谢才系数; 对于细沙可以认为 $\gamma_0 = \gamma_{0^*}$ 。

6.2.4 河床变形方程式

由悬移质引起的河床变形方程式为

$$\gamma_0 \frac{\partial \eta_s}{\partial t} = \alpha \omega (S - S_*) \quad (6.25)$$

其中 η_s 为悬移质引起的冲淤厚度。

由推移质引起的河床变形方程式为

$$\gamma_0 \frac{\partial \eta_b}{\partial t} = \alpha_b \omega_b (N - N^*) \quad (6.26)$$

其中 η_b 为推移质引起冲淤厚度。

由悬移质和推移质引起的河床冲淤厚度为

$$\eta = \eta_s + \eta_b \quad (6.27)$$

6.3 模型的建立

对 1# 模型、3# 模型和 5# 模型分别建立二维潮流、泥沙数学模型，数学模型的地形及边界控制条件与所模拟的各概化物理模型相同。各数学模型的计算网格均为 164×45 个（图 6.5），在南 1 丁坝和北 1 丁坝附近网格加密。1# 模型的网格步长在 10cm 至 40cm 之间、3# 模型的网格步长在 5cm 至 20cm 之间、5# 模型的网格步长在 1.25cm 至 5cm 之间。各模型糙率均为 0.012。紊动粘滞系数按下式：

$$E = K \Delta x_{\min} \lambda_{H1} / \lambda_{Hn} \sqrt{\lambda_{H1} / \lambda_{Hn}}$$

其中 K 为 0.77； Δx_{\min} 为最小计算网格的空间步长； λ_{H1} 为 1# 模型的水平比尺， λ_{Hn} 为某模型的水平比尺， λ_{H1} 为 1# 模型的垂直比尺， λ_{Hn} 为某模型的垂直比尺。

1# 模型和 3# 模型潮流计算时间步长为 0.01s，5# 模型的潮流计算时间步长为 0.001s。1#、3# 和 5# 模型泥沙计算时间步长均为 0.1s。

通过比较各数学模型的潮位、流速和航道冲淤变化，得出模型变率的影响。

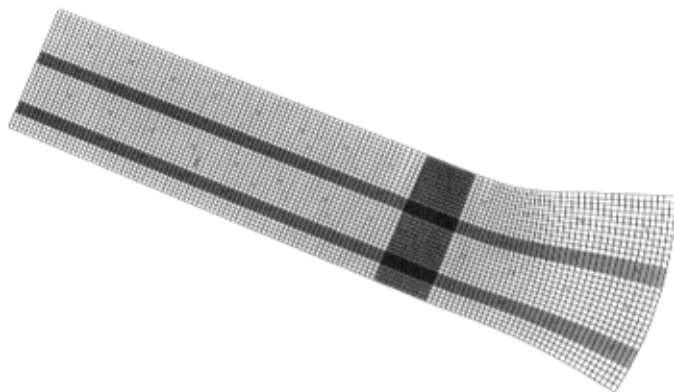


图 6.5 数学模型计算网格

6.4 无丁坝时潮流模型变率影响

图 6.6 和图 6.7 分别为 1# 模型无丁坝时的落潮流态和涨潮流态。从 1#、3# 和 5# 模型潮位和流速计算结果比较看,三个潮位站的潮位基本相同(图 6.8);航道中四个测点的流速均呈相同趋势,落潮流速 1# 模型最小、3# 模型次之、5# 模型最大,各模型涨潮流速基本相同(图 6.9)。图 6.10 中的直线为三个数学模型流速在潮周期内的平均值,点据为某一数学模型在潮周期内的流速平均值,可以看出流速随着变率的增大而增大。

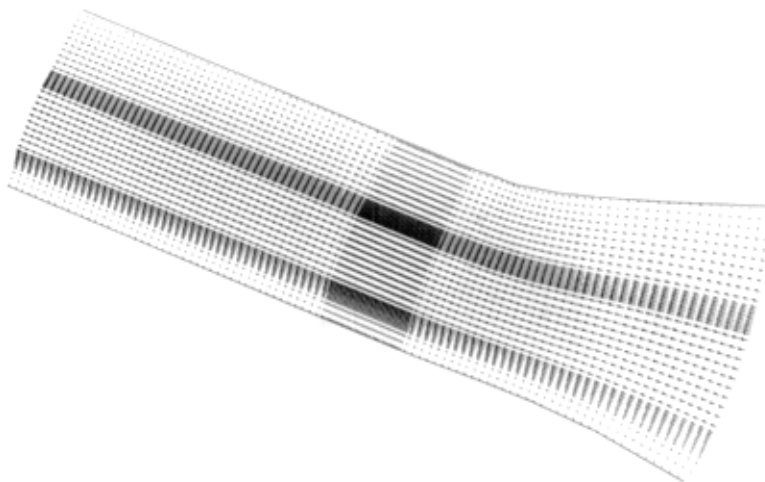


图 6.6 1# 模型无丁坝时的涨潮流态

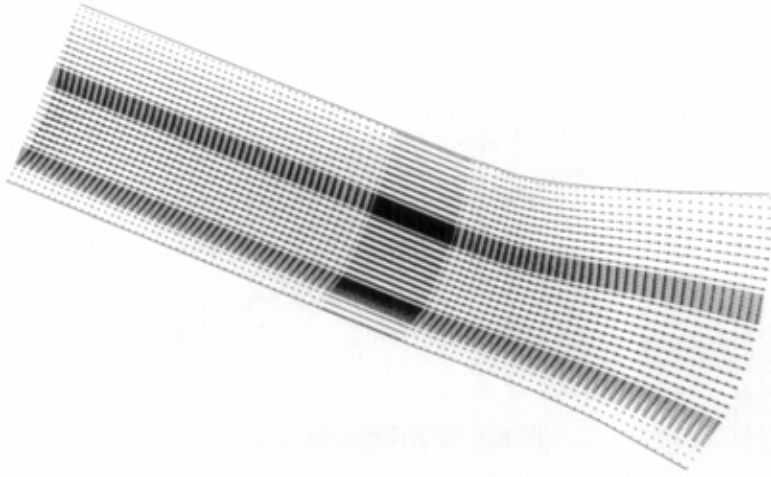


图 6.7 1#模型无丁坝时的落潮流态

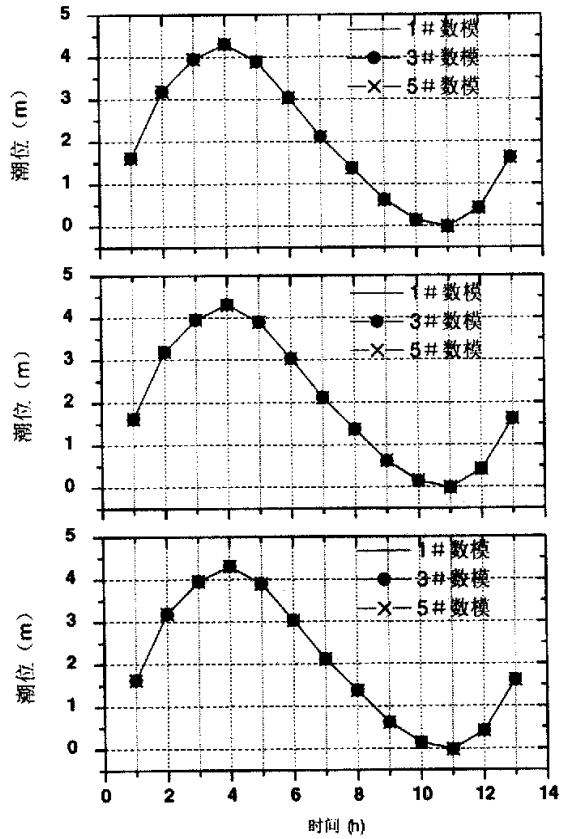


图 6.8 无丁坝时各数学模型潮位过程比较

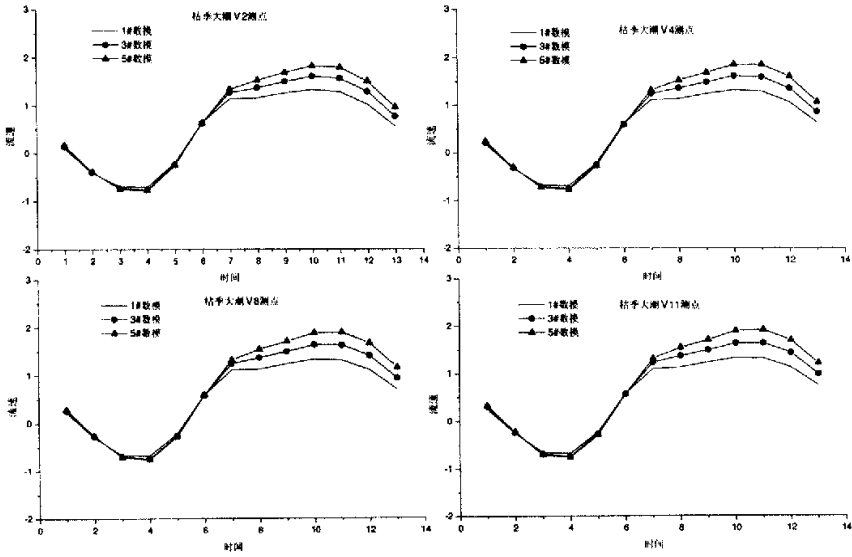


图 6.9 无丁坝时各数学模型航道内流速比较

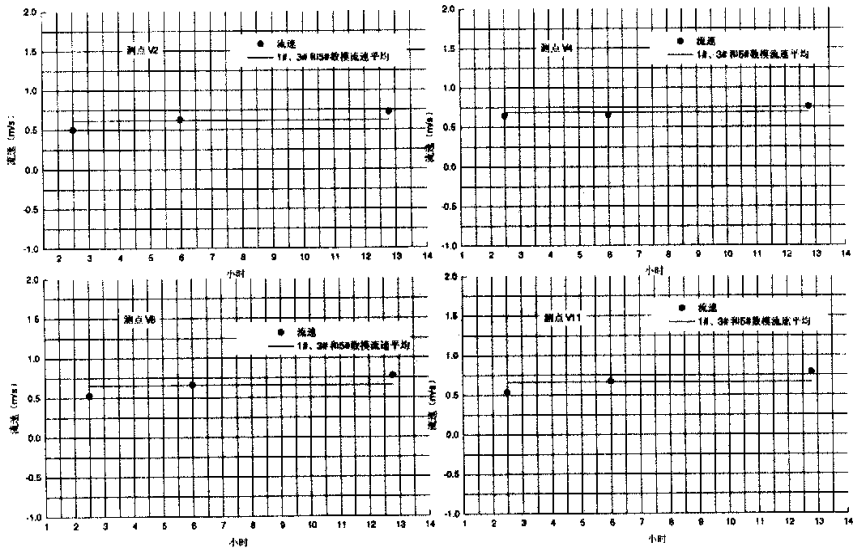


图 6.10 无丁坝时航道内流速与变率的关系

6.5 对丁坝时潮流模型变率影响

在 1#、3# 和 5# 模型上布置南 1 丁坝和北 1 丁坝，图 6.11 和图 6.12 分别为 1# 模型对口丁坝时的落潮流态和涨潮流态。潮流数学模型计算显示，三个潮位站的潮位也基本相同（图 6.13）：航道中四个测点的流速仍是 1# 模型的落潮

流速最小、3#模型次之、5#模型最大，各模型涨潮流速也基本相同（图 6.14），随着变率的增加，航道内的流速增大（图 6.15）。

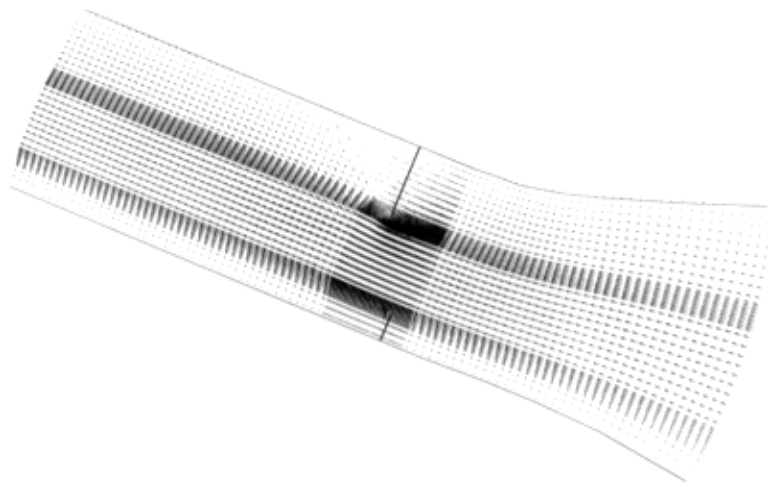


图 6.11 1#模型对口丁坝时的涨潮流态

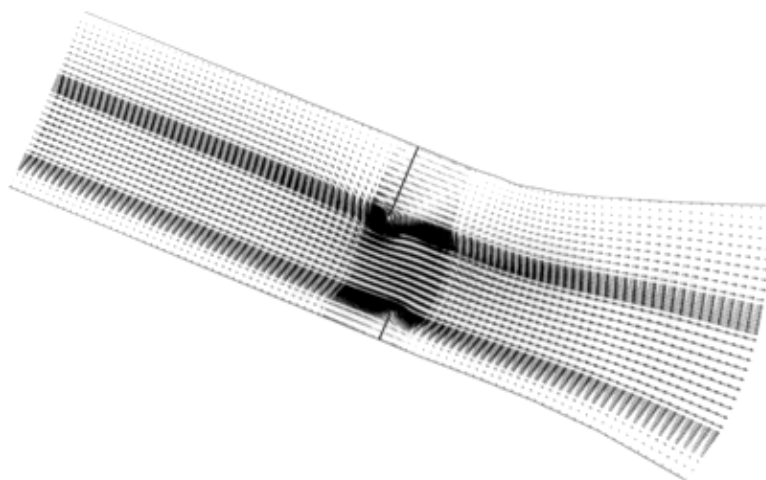


图 6.12 1#模型对口丁坝时的落潮流态

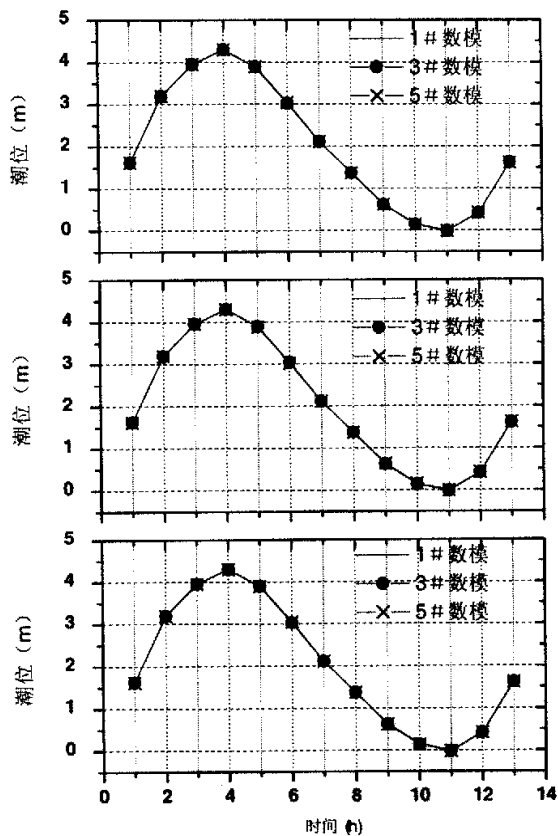


图 6.13 对丁坝时各数学模型潮位过程比较

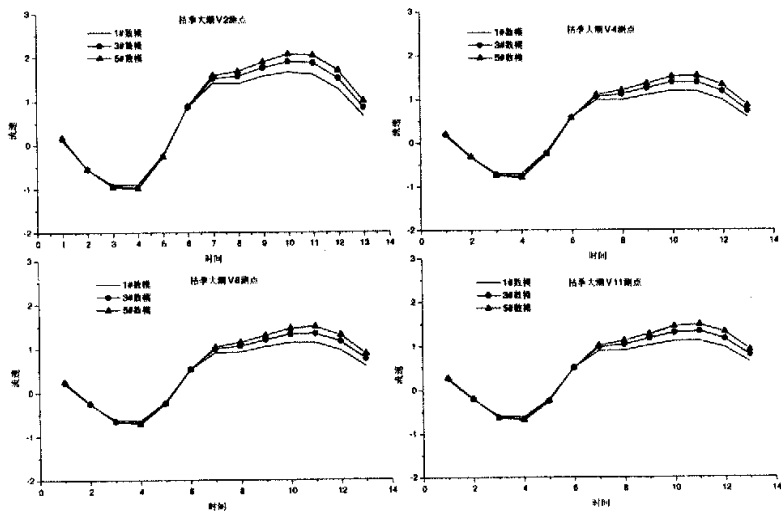


图 6.14 对丁坝时各数学模型航道内流速比较

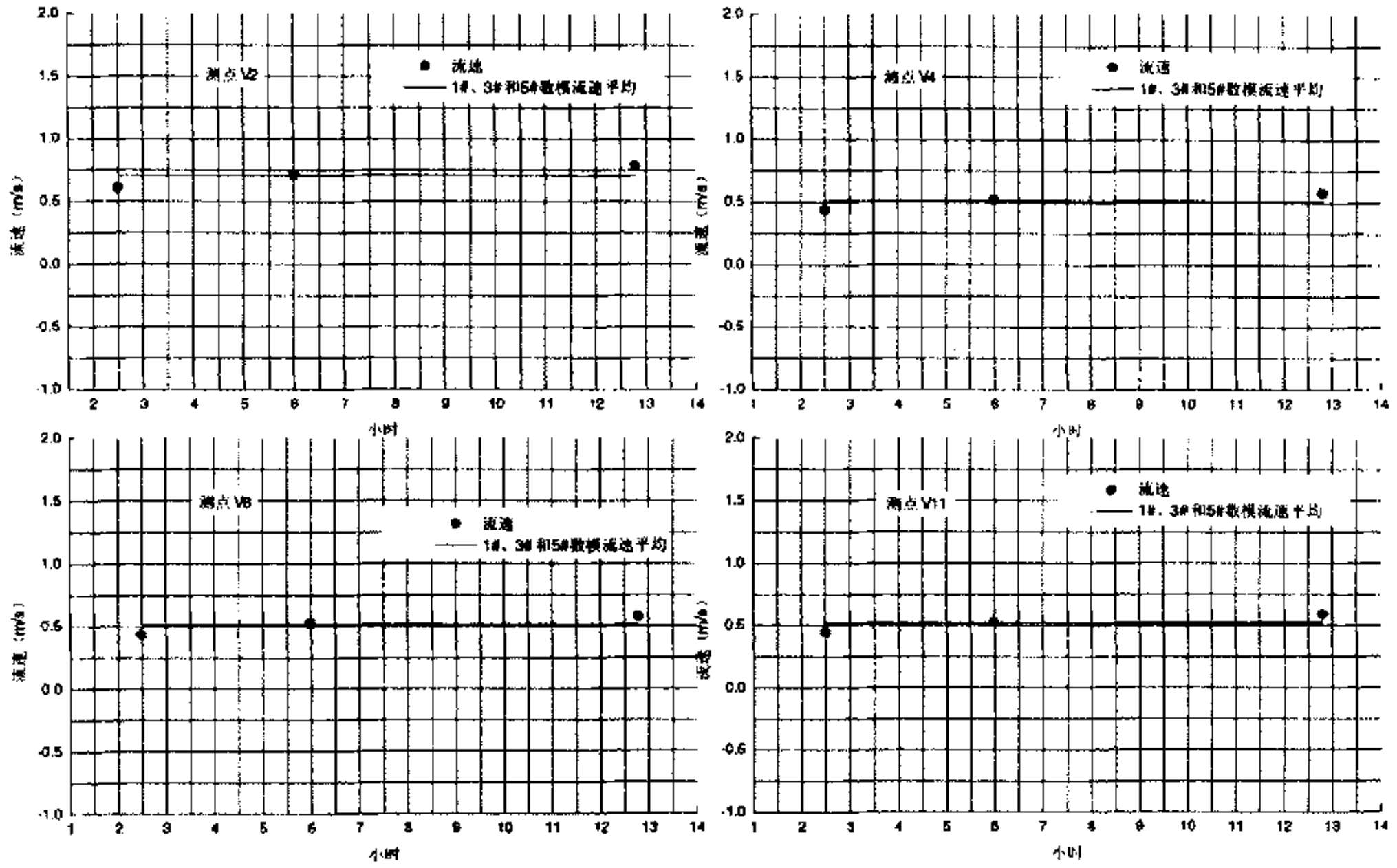


图 6.15 对丁坝时航道内流速与变率的关系

6.6 无丁坝时的航道冲淤变化

对 1#、3# 和 5# 模型进行底沙运动计算，在两涨两落的潮流运动中，各模型航道和边坡均处于的冲刷状态，以南 1 丁坝与航道中心线交点为起点，沿航道每隔 350m 取一冲刷深度，得到冲刷深度沿程变化（图 6.16）。

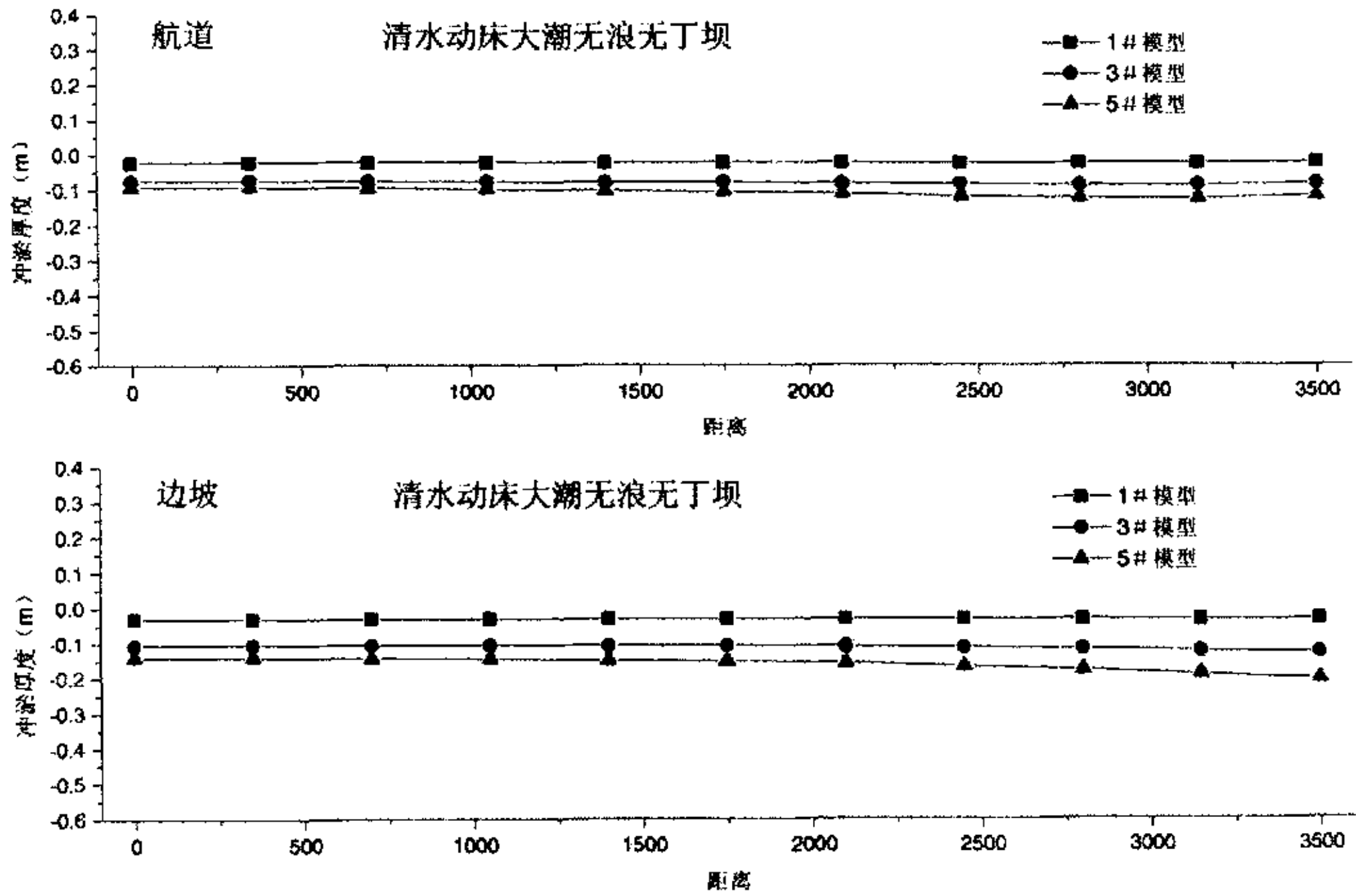


图 6.16 清水动床大潮航道冲淤厚度沿程变化

换算至原型, 1#模型、3#模型和5#模型的航道底宽上平均冲刷深度分别为-0.022m, -0.08m和-0.107m, 边坡上的平均冲刷深度分别为-0.031m, -0.111m和-0.16m, 随着变率的增加, 航道冲刷深度也增大(图 6.17)。

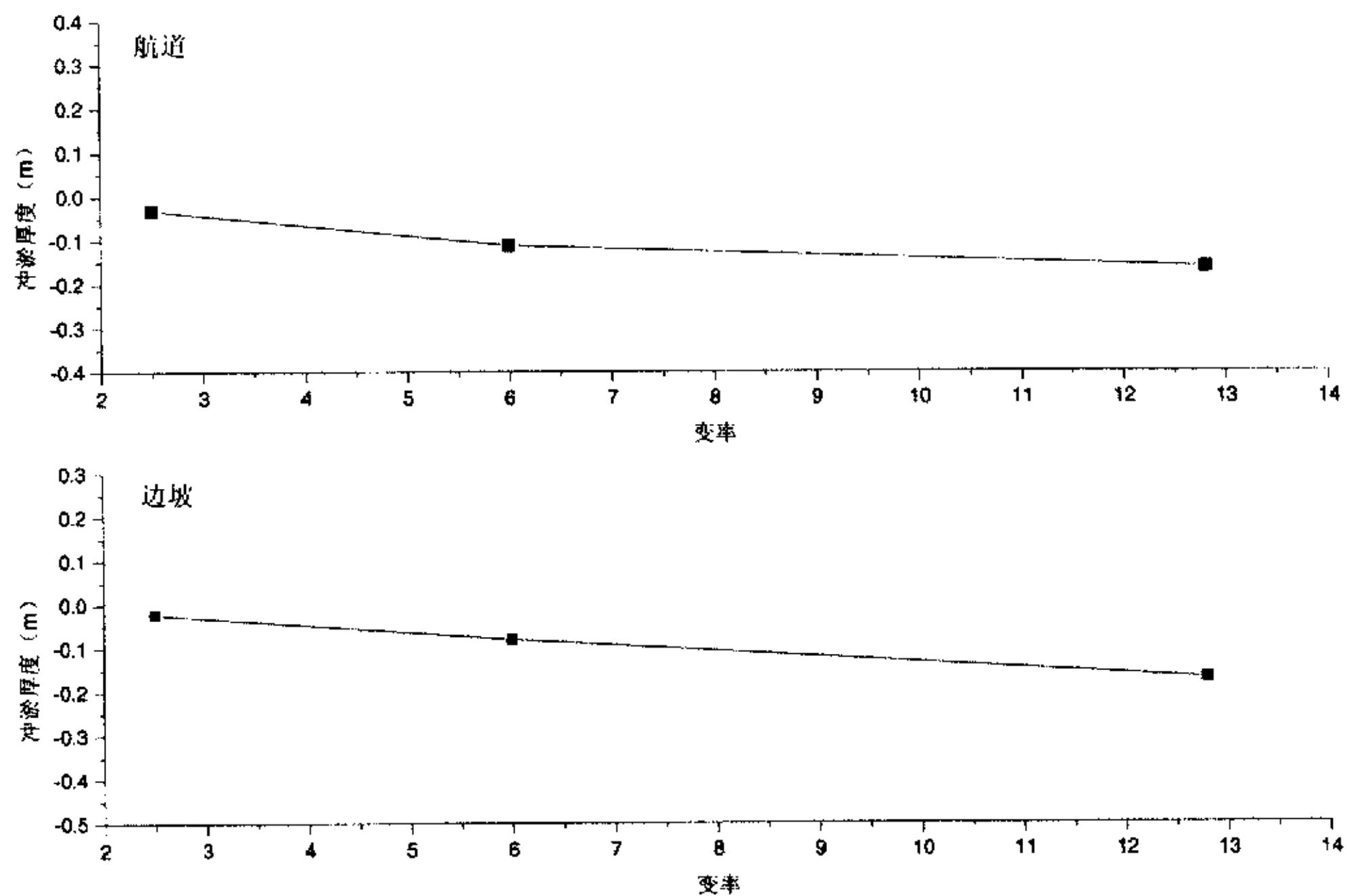


图 6.17 清水动床大潮航道平均冲淤厚度与变率的关系

6.7 对丁坝布置时的航道冲淤变化

当对丁坝布置时, 1#模型、3#模型和5#模型的航道底宽上平均冲刷深度分别为-0.052m, -0.103m和-0.138m, 边坡上的平均冲刷深度分别为-0.063m, -0.127m和-0.171m。

图 6.18 中距离起始点处是定床和动床的交界处, 此处变率对河床的冲刷影响更加明显。由于丁坝缩窄使得流速增加, 对丁坝附近的航道冲刷深度较无丁坝时大。随着变率的增加, 航道冲刷深度也相应增加(图 6.19)。

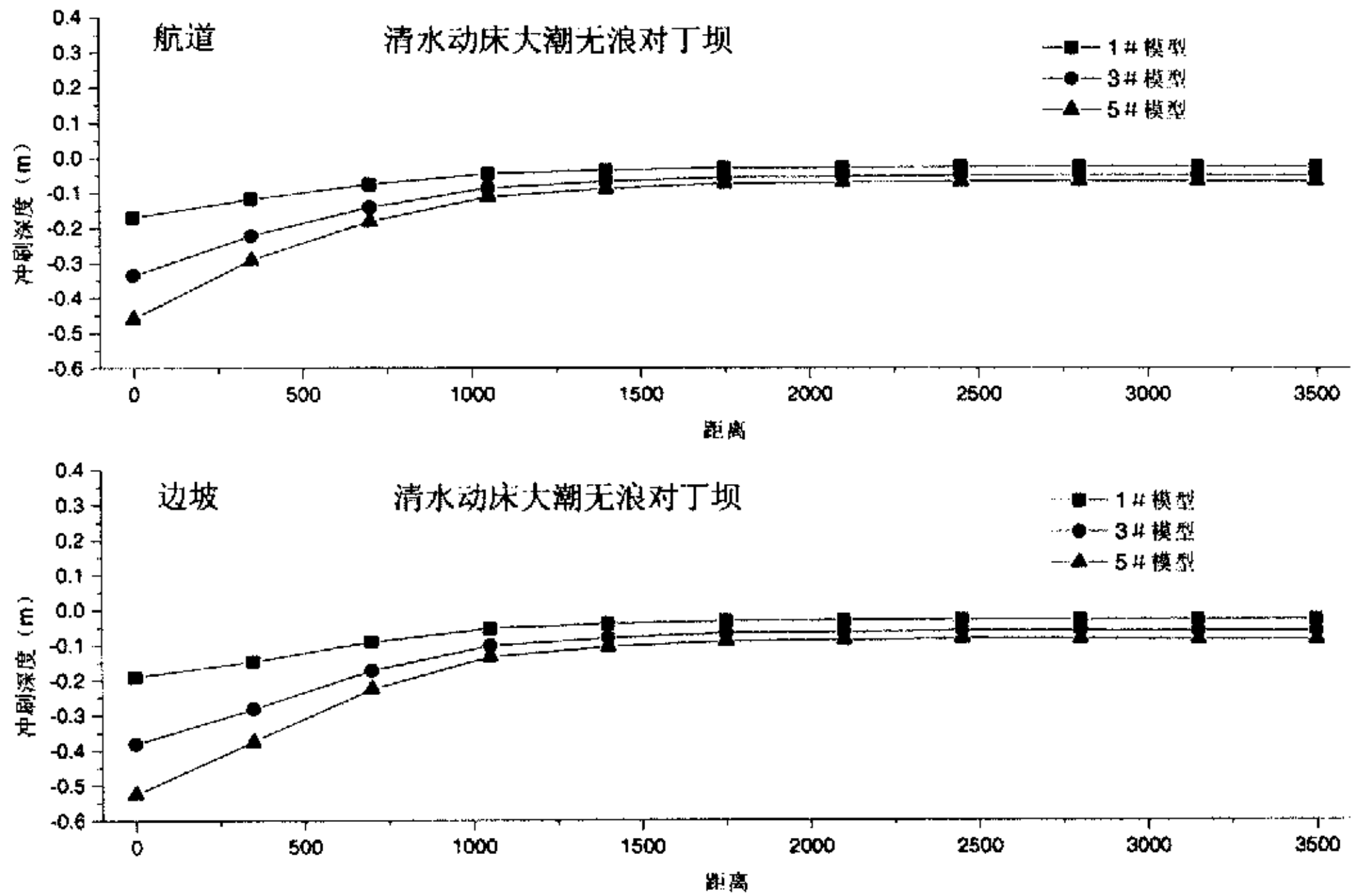


图 6.18 清水动床大潮对丁坝布置时航道冲刷深度沿程变化

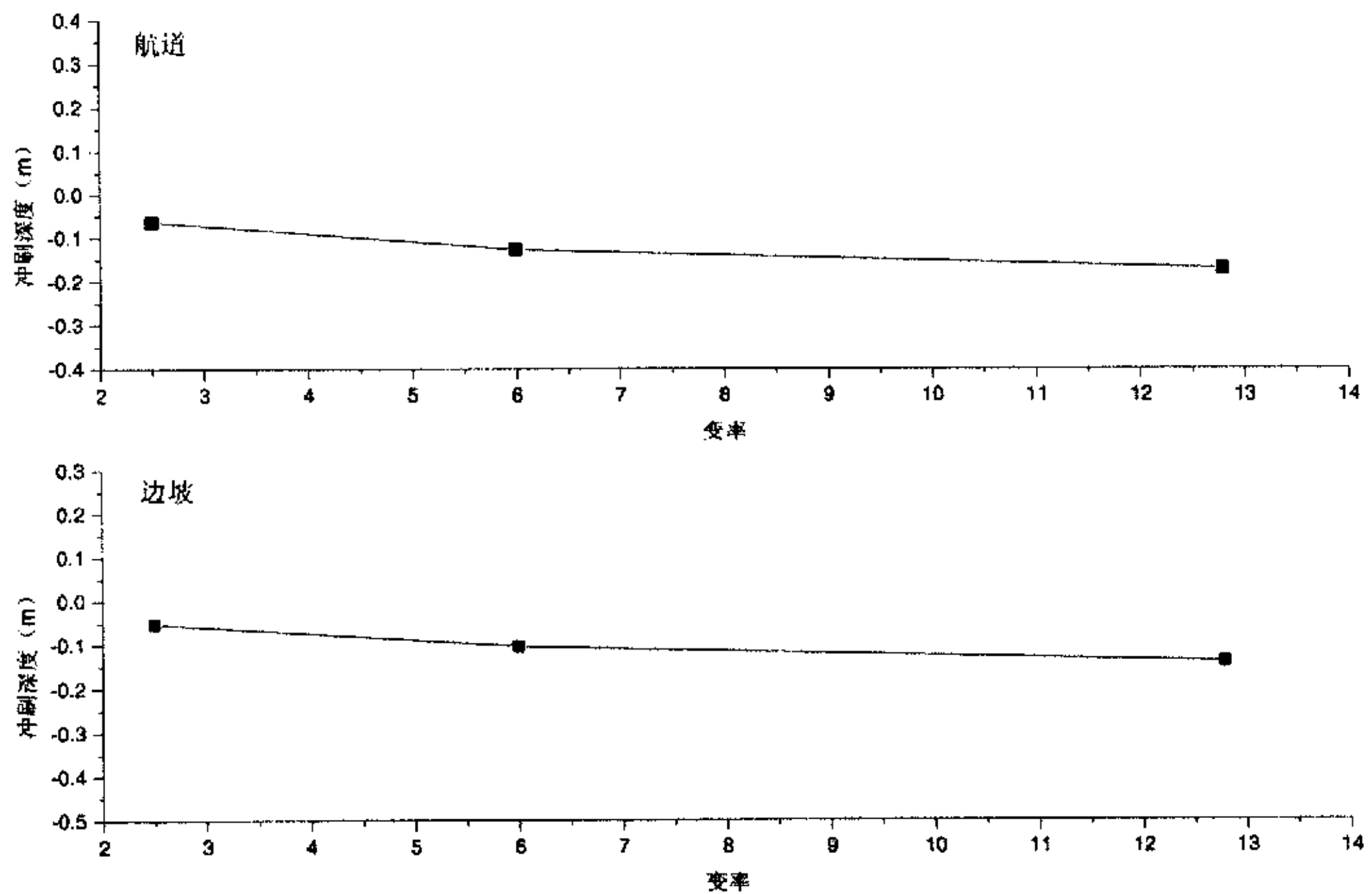


图 6.19 清水动床大潮对丁坝布置时航道平均冲刷深度与变率的关系

6.8 本章小结

从流速垂向分布公式、悬移质垂向分布公式、推移质起动流速公式和推移质输沙能力公式出发，分析了模型变率对流速和泥沙运动的影响。当模型变率增大

时,水流和泥沙沿垂向的分布、泥沙起动流速以及推移质输沙能力与正态模型的偏差增大。

建立了无丁坝和对口丁坝布置下的二维潮流和泥沙数学模型,将数学模型作为研究模型变率影响的一种方法。数学模型计算表明,无丁坝和对口丁坝时,模型变率对潮位的影响不明显,对落潮流流速的影响较涨潮流明显,流速随着变率的增大而增大;随着变率的增加,航道冲刷深度也增加。对口丁坝时的航道冲刷深度大于无丁坝时的。

第七章 结论与展望

7.1 主要结论

本文采用系列概化物理模型对潮流、波浪、泥沙物理模型变率的影响进行试验研究,对采用数学模型方法研究变率影响问题进行了初步探讨,得出下列主要结论。

7.1.1 无丁坝情况下概化物理模型试验

- (1) 各模型涨潮平均流速和落潮平均流速基本不受模型变率的影响。
- (2) 模型变率小于 8 时,变率对波高的影响不明显,当模型变率为 12.8 时,变率对各个模型边滩和航道内的波高影响较大。
- (3) 清水动床试验表明,无论是潮流作用还是潮流波浪共同作用,当变率小于 8 时,模型变率对航道及边坡上的冲刷深度影响不明显。
- (4) 浑水定床试验表明,单独潮流作用时,当变率小于 8 时,模型变率对航道悬沙回淤的影响不大。当潮流波浪共同作用时,变率小于 6 对航道回淤的影响不大;变率等于或大于 6,对航道回淤有较显著的影响。模型变率对大潮中浪作用下的航道回淤影响大于对大潮无浪作用下航道回淤的影响。
- (5) 浑水动床试验表明,在潮流作用下,当变率小于 8 时,模型变率对航道底宽上的平均回淤厚度影响不明显,对航道边坡上泥沙回淤厚度的影响也不太明显。
- (6) 当变率小于 8 时,模型变率对无浪和中浪作用下的底沙输沙量影响不大;当变率小于 6 时,模型变率对大浪作用下的底沙输沙量影响不大,当变率大于 6,模型变率对底沙输沙量的影响显著。

7.1.2 有丁坝的情况下概化物理模型试验

- (1) 变率为 12.8 的模型航道内流速明显大于小变率模型内的流速,因此,研究有丁坝整治建筑物的航道水流问题时,模型变率应小于 8。
- (2) 清水动床试验中航道的冲刷深度由大到小依次为四丁坝、对丁坝、斜对丁坝和无丁坝,航道边坡上的冲刷大于航道内的冲刷。当变率在 2.5~8.33

之间，变率对航道及边坡上的冲刷深度影响不明显。

- (3) 模型变率对悬沙定床和悬沙动床模型航道沿程的淤积强度和淤积分布的影响不明显。
- (4) 坝头冲刷坑深度和冲刷范围与模型的变率成正比，即变率越大，冲刷坑越深，冲刷坑的面积也越大。
- (5) 一对丁坝布置时模型变率对冲刷坑的影响小于两对丁坝布置时的影响，即模型变率对丁坝群冲刷的影响更大。
- (6) 建立了潮流作用下变态模型与变率为 1 的正态模型丁坝坝头冲刷稳定深度之间的关系式，可以通过变态模型预测正态模型中丁坝坝头的冲刷深度。

7.1.3 概化数学模型计算

无丁坝和对丁坝时，模型变率对潮位的影响不明显，对落潮流流速的影响较涨潮流明显，流速随着变率的增大而增大；随着变率的增加，航道冲刷深度也增加。对丁坝时的航道冲刷深度大于无丁坝时的冲刷深度。随着泥沙基本运动规律的深入研究，数学模型可以作为研究模型变率影响的一种方法。

综上所述，在进行航道潮流泥沙试验时，如没有丁坝等局部整治工程时，潮流泥沙物理模型的变率可以在 9 以内；在进行航道潮流波浪共同作用下的动床试验时，模型变率应控制在 6 以内。当变率大于 6 时，冲刷坑的发展过程、冲刷深度以及冲刷坑面积都发生很大变化，因此在研究丁坝对航道的冲淤影响时，模型变率应该小于 6，在研究丁坝群对航道的影响时，变率最好能小于 4。

7.2 展望

物理模型变率影响的研究难度很大，涉及到物理模型的相似理论、试验技术以及数学模型的进一步完善，下列问题有待于今后进一步深入研究。

- (1) 收集现场实测丁坝坝头冲刷坑资料，验证所给公式的精度。
- (2) 依据河口海岸泥沙物理模型相似理论，波浪发生绕射时不满足相似条件，因此有丁坝时模型变率对波浪和泥沙的影响尚不清楚，有待研究。
- (3) 分析数学模型对变率影响的计算结果可知，各模型有关参数的选取对计算结果的影响较大。因此，利用数学模型研究变率问题时，还需对潮流泥沙

数学模型中的紊动粘滞系数、泥沙（模型沙）干、湿容重等做进一步研究。

- (4) 本项研究积累了大量的波浪潮流共同作用下泥沙运动试验数据，为今后泥沙基本规律的研究和泥沙数学模型的改进提供了宝贵的验证资料。

参考文献

1. 窦国仁, 全沙河工模型试验的研究, 科学通报, 1979年第14期
2. 李昌华, 金德春, 河工模型试验, 人民交通出版社, 1981年
3. <http://www.cwr.uwa.edu.au/cwr/teaching/>
4. 武汉水利电力学院(谢鉴衡主编), 河流模拟, 水利电力出版社, 1988年
5. M.S. Yalin, Theory of Hydraulic Models, Macmillan, London, 1971
6. 张红武, 复杂河型河流物理模型的相似律, 泥沙研究, 1992年第4期
7. <http://www.efm.leeds.ac.uk>
8. <http://ww.usace.army.mil/inet/usace-docs/eng-mannals/>
9. <http://www.its.caltech.edu>
10. 河口港航道治理的实例, 长江口研究小组编写, 南京水利科学研究所, 1973, 11月, 河口港航道治理实例, 南京水利科学研究所, 水利水运科技情报, 1975, 第1期
11. 吴小明, 邓家泉, 等, 珠江河口大型潮汐整体物理模型设计与应用, 人民珠江, 2002年第6期
12. 熊绍隆, 方正, 等, 杭州湾跨海大桥河工模型设计与验证, 东海海洋, 2002年第4期
13. Aménagement de l'estuaire de la Loire, La Houille Blanche, 1974, No.1-2, p.79
14. Dredging on the River Elbe, World Dredging & Marine Construction, Nov., 1974, 30
15. Development and construction of the federal waterway Elbe, Bulletin of the Permanent International Association of Navigation Congress, No.20, 1975, p.19
16. Der Ausbau von Unter- und Außenweser, Mitteilungen des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Technischen Universität Hannover, 1974, Heft 41, 257-276
17. 王御华, 恽才兴, 河口海岸工程导论, 海洋出版社, 2004
18. Aménagement de l'estuaire de la Gironde, La Houille Blanche, 1974, No.1-2, p.71
19. 国外河口治理研究情况介绍之一——默尔西河口治理和研究情况, 上海港务局总工程师室
20. Reclamation on Maplin Sands, The Consulting Engineering, July, 1973, p.37
21. Maplin: Seaport of the future, The Consulting Engineer, July, 1972, p.44
22. 黄胜, 联邦德国河口海岸研究, 南京水利科学研究所科研报告, 1984.10
23. Programm für die Elbevertiefung, Hansa, 1973, 110, No.21, p.1837-1838
24. Equilibrium flow areas of total inlets on sandy coasts, Proc. of Tenth Conf. Of Coastal Engng., 1966, p.676
25. Characteristics and behavior of Pacific coast tidal inlets, ASCE, Waterwaves, Harbors and Coastal Engng. Div., WW3.1973, p.325
26. 河口附近の流かと堆沙の特性, 土木技术资料, 1971, 13卷10号, p.7
27. Rotterdam/Europoort Now and in the future, Bulletin of the Permanent International Association of Navigation Congress, No.17, 1974, p.28
28. Eine Studie über die Entwicklung der Elbe als Schifffahrtsstraße, Mitteilungen des Franzius-Instituts für Grund- und Wasserbau der Technischen Universität Hannover, 1971, Heft 36, 17-241.
29. 国内外河口治理概况及动向, 南京水利科学研究所, 1977.10月

30. <http://www.extenza-eps.com/extenza/>
31. 黄浦江河口整治试验报告, 南京水利科学研究所, 1959年6月。
32. 严恺, 中国海岸工程, 河海大学出版社, 1992, 南京
33. 严恺, 梁其荀, 海岸工程, 海洋出版社, 2002, 北京
34. 南京水利科学研究所与华东水利学院等江心沙模型试验组, 长江口海门江心沙北泓河段地形复演试验报告, 1973
35. 罗肇森, 潮汐河口悬沙淤积和局部动床冲淤模型试验研究——射阳河闸下淤裁弯实例, 泥沙模型报告汇编, 1978
36. Komar, P. D. Beach Processes and Sedimentation, Prentice-Hall Inc., 1976
37. Battjes, J.A., Surf similarity, Proceeding 14th Coastal Engineering Conference, 1977
38. 窦国仁, 董凤舞, 窦希萍, 等, 河口海岸泥沙数学模型研究, 中国科学 E 辑, 25 卷 5 期, 1995
39. 窦国仁, 窦希萍, 波浪作用下的泥沙起动规律, 中国科学, E 辑, 31 卷 2 期, 2001
40. Guoren Dou, Xiping Dou, et al, Incipient Motion of Sediment by Currents and Waves, Proceeding of Asian and Pacific Coastal Engineering 2001, pp.918-927, Oct.18-21, Dalian, China
41. 窦国仁, 河口海岸全沙模型相似理论, 水利水运工程学报, 2001 年 1 期
42. 杨华, 吴明阳, 波流泥沙淤积模型相似律及选沙研究, 水道港口, 1998 第 4 期
43. Robert M. Sorensen, Basic Coastal Engineering, A Wiley-interscience Publication, John Wiley & Sons Inc., 1978
44. Rahman Hidayat, Isao Irie, Kentaro Morimoto, and Nobuyuki Ono, The Recent Experience of Siltation Problem in Asian Ports, Coastal Engineering, Proceedings of the 28th International Conference, Vol.1. Cardiff, Wales, 7-12 July, 2002.
45. Robert Hennessy, Kemming Hu, and Saleem Ahmed, Feasibility Study of Deeping and Widening of Port Qasim Navigation Channel, Proceedings of the 28th International Conference, Vol.1. Cardiff, Wales, 7-12 July, 2002.
46. Philip D. Osborne, David B. Hericks, Nicholas C. Kraus, and Robert M. Parry, Wide-Area Measurements of Sediment Transport at a Large Inlet, Grays Harbor, Washington, Proceedings of the 28th International Conference, Vol.1. Cardiff, Wales, 7-12 July, 2002.
47. <http://web.hku.hk/iahrhk/newsletter/>
48. Robert Y. Hudson, et al., Coastal Hydraulic Models, U.S. ARMY, CORPS of Engineer, May, 1979
49. Hubert Chanson, The Hydraulics of Open Channel Flow: An Introduction, Butterworth Heinemann.
50. <http://www.cartage.org.lb/en/themes/Science/Physical/Mechanics/FluidMechanics/Dimensional/>
51. <http://www.efm.leeds.ac.uk>
52. 熊绍隆, 胡玉棠, 潮汐河口悬移质动床实物模型的理论与实践, 泥沙研究, 1999 年第 1 期
53. 白世录, 于荣海, 河工模型相似设计及特殊处理技术, 泥沙研究, 1999 年第 1 期
54. 左东启等, 模型试验的理论和方法, 水利电力出版社, 1984。
55. 李保如, 我国河流泥沙物理模型的设计方法, 水动力学研究与进展, 1991 年 6 期 (增刊)
56. Baker, W., Westine, P., and Dodge, F., 1973, Similarity Methods in Engineering Dynamics: Theory and Practice of Scale Modeling, Hayden Book Co.
57. 张瑞瑾, 段文忠, 等, 论河道水流比尺模型变态问题, 第二次河流国际学术讨论会论文

- 集, 1983
58. 彭瑞善, 关于动床变态河工模型的几个问题, 泥沙研究, 1988年第3期
 59. 屈孟浩, 黄河动床模型试验相似原理及设计方法, 黄委会科研论文集(第二集), 河南科学出版社, 1990
 60. Wei Bingqian, Kunihide Uchijima, et al., Study on Similarity Laws of a Distorted River with a Movable Bed, Journal of Hydrodynamics, 2001,13(1)
 61. 李旺生, 变态河工模型垂线流速分布不相似问题的初步研究, 水道港口, 2001年第3期
 62. 张红武, 冯顺新, 河工动床模型存在问题及其解决途径, 水科学进展, 2001年第3期
 63. 崔喜凤, 李旺生, 悬移质泥沙变态模型的沉降相似问题, 水道港, 2003年第2期
 64. 朱鹏程, 论变态动床河工模型及变率的影响, 泥沙研究, 1986年第1期
 65. 彭瑞善, 论变态动床河工模型及变率的影响, 泥沙研究, 1986年第4期
 66. 吕秀贞, 河工模型几何变态对坡面上推移质输移相似性的影响, 泥沙研究, 1992年第1期
 67. 吕秀贞, 彭润泽, 几何变态模型中悬沙输移相似性研究, 泥沙研究, 1996年第1期
 68. 虞邦义, 俞国青, 河工模型变态问题研究进展, 水利水电科技进展, 2000年第5期
 69. Vries M. de., Application of Physical and Mathematical Models for River Problems, ISRM, Jan, 1973, BANGKOK, Thailand.
 70. Overview of physical estuary practice, Symposium on Modeling Techniques, Vol.2, p.1270, 1975
 71. Model untersuchung fur die deutschen tideastuarien, Milleiungen des Franzius-Institute fur Grundund Wasserbau der Technischen Universitat Hannover, 1972, Heft 37, p.317-326
 72. Outer Thames estuary, Department of Environment (U. K.): Hydraulics research, 1974, p.11
 73. 河口处理手法に関する杂考, 土木技术资料, 1971, 13卷2号, p.3-7
 74. 韩曾萃, 戴泽衡, 李光炳, 等, 钱塘江河口治理开发, 中国水利水电出版社, 2003
 75. 谢鉴衡, 河流模拟, 北京: 水力电力出版社, 1990
 76. 李昌华, 金德春, 河工模型试验, 北京: 人民出版社 1981
 77. 张瑞瑾, 段文忠, 吴卫民, 论河道水流比尺模型变态问题, 第二次河流泥沙国际学术讨论会论文集, 1983.10.11-16, 929-940
 78. Shen, H.W., Principles of Physical Modeling. Chapter 6, Modeling of River, John Wiley & Sons, U.S.A., 1979, pp.1-27.
 79. 朱鹏程, 论变态动床河工模型及变率德影响, 泥沙研究, 1986, 第1期, 14-29
 80. 张红武, 河工动床模型相似律研究进展及存在问题, 第二届全国泥沙工作交流促进会专题学术报告, 1999.12.13-14, 郑州
 81. 张红武, 汪家寅, 沙石和模型沙水下休止角试验研究, 泥沙研究, 1989 第3期;
 82. C. Migniot, Etude des Proprietes de Differents Sediments Tres Fins et de Comportement sous des Actions Hydrodynamiques, Houille Blanche, 1968, No.7
 83. 窦国仁, 柴挺生, 等, 丁坝回流及其相似律的研究, 水利水运科技情报, 1978 年第3期
 84. 张红武, 李保如, 河工模型变率对流场影响的试验研究, 黄河科研, 第2期, 1989
 85. 颜国红, 模型变率对弯道动力轴线影响的试验研究, 武汉水利水电大学, 学位论文, 1996
 86. 陈德明, 郭炜, 等, 河工模型变率问题研究综述, 长江科学院院报, 1998 年第3期
 87. 廖志丹, 变率对凹入式港池回流相似性影响初步研究, 人民长江, 2003, 34(6)
 88. 潘庆荣, 杨国录, 府仁寿, 三峡工程泥沙问题研究, 中国水利水电出版社, 1999.
 89. 姚仕明, 张玉勤, 李会云, 实体模型变率研究, 长江科学院院报, 1999 年第5期

90. 陆浩, 系列模型延伸法及其试验沙的选择, 泥沙研究, 1987年第1期
91. 刘顺宽, 用模型延伸法进行丹东电厂排水口冲刷形态的试验研究, 第二届全国泥沙基本理论研究学术讨论会论文集, 天津, 1995
92. 高正荣, 袁文志, 苏通长江公路大桥主桥墩冲刷防护试验研究, 2004年, 河 0406。
93. 赵晓冬, 吴丽华, 崇明越江通道工程河床演变分析及建桥方案物理模型试验研究, 河 0151, 2001年7月
94. 陆浩, 系列模型延伸法及其试验沙的选择, 泥沙研究, 1987年第1期
95. 朱立俊, 赵晓冬, 等, 模型变率对斜坡上泥沙起动相似影响研究, 海洋工程, 1997, Vol.15, No.2, 65-73
96. 王兆印, 黄金池, 泥沙模型试验中的时间变态问题及其影响, 水利学报, 1987.10期
97. 府仁寿, 河工模型试验中的时间比尺, 清华大学水利系研究报告, 1988年4月。
98. 吕秀贞, 戴清, 泥沙河工模型时间变态的影响及其误差校正途径, 泥沙研究, 1989, 第2期
99. Allen J., Scale models in Hydraulic Engineering, 1947
100. Ahmad M., Effect of scale distortion, size of model bed material and time scale on the geometrical similarity of localized scour, IAHR proc. Of the sixth general meeting, the Hague, 1955
101. 沙玉清, 泥沙运动学引论, 中国工业出版社, 1965
102. Зрелов Н. П., Метод экстрапоряционного моделирования гидравлически хл процессов в труды гидрав. Лабор, водгео, 1957
103. 陆浩, 高冬光, 桥梁水力学, 人民交通出版社, 1991。
104. Ahmad, M., Experiments on Design and Behavior of Spur Dikes, Proceedings of the IAHR, ASCE Joint Meeting, University of Minnesota, August, 1953
105. Gill, M. A., Erosion of Sand Beds around Spur Dikes, J. Hydraul. Div. ASCE, 98(HY9), September 1972
106. Jain S. C. and Fischer E. E., Scour around Circular Bridge Piers at High Froude Numbers, Report FHWA-RD-79-104, Federal Highway Administration, U. S. Department of Transportation, April, 1979
107. Jones J. S., Comparison of Prediction Equations for Bridge Pier and Abutment Scour, Transp. Res. Rec., 950(2), Transportation Research Board, National Research Council, September 1984
108. Karaki, S.S., Hydraulic Model Studies of Spur Dikes for Highway Bridge Openings, Report No. CER59-SSK36, Colorado State University, 1959
109. Tison, L. J., Local Scour in Rivers, J. Geophys. Res., 66(12), December, 1961
110. Culbertson, D. M., Young, L.E. and Brice, J.C., 1967, Scour and Fill in Alluvial Channels with Particular Reference in Bridges Sites, USGS open-file report.
111. Neill, C.R., 1970, River Bed Scour, - A review for bridge engineers, Canadian Good Road Association, Tech. Publication 23, Ottawa, Canada.
112. Shen, H. W. and Hung, C.S., 1971, An Engineering Approach to total bed-material load by regression analysis, Proceedings, Sedimentation Sym., Berkeley.
113. Norman, V. W., 1975, Scour at selected bridge sites in Alaska, U.S. Geological Survey, Water Resources Investigation Report.
114. Jarrett, R. D. and Boyle, J. M., 1986, Pilot study for collection of bridge-scour data, U.S. Geological Survey, Water Resources Investigation Report. Denver, Colorado, 1986.

115. Laursen, E. M., 1960, Scour at bridge crossings, Journal of Hydraulics Division, ASCE, Vol.89, No.HY3.
116. Melville, B. W., 1975, Local scour at bridge sites, Report No.117, University of Auckland, New Zealand.
117. Breusers, H. N. C., Nicollet, G. and Shen, H. W., 1977, Local scour around cylindrical piers, Vol.1 and 2, FHWA/RD-78-162&163, Federal Highway Administration, U. S. Department of Transportation, Washington, D. C..
118. Jain, S.C. and Fischer, R. E., 1979, Scour around bridge piers at high Froude Numbers, FHWA-RD-79-104, U. S. Department of Transportation, Washington, D. C..
119. Ettema, R., 1980, Scour at bridge piers, Report No.216, Department of Civil Engineering, University of Auckland, New Zealand.
120. Chee, R. K. W., 1982, Live-bed scour at bridge piers, Report No.290, School of Engineering, University of Auckland, New Zealand.
121. Kwan, T. F., 1984, Study of abutment scour, Report No.328, Department of Civil Engineering, University of Auckland, New Zealand.
122. Gradowczyk, M. H., Maggiolo, O. J. and Folguera, H. C., 1968, Localized scour in erodible-bed channels, Journal of Hydraulic Research, No. 6, pp.289-326
123. Froehlich, D. C. and Trent, R. E., 1989, Hydraulic analysis of the Schoharie Creek Bridge, National Conference on Hydraulic Engineering and International Symposium on Sediment Transport Modeling, ASCE Hydraulics Division.
124. Molinas, A. and Santoro, V. C., 1989, BRI-STAR model and its application, Proceedings of the Bridge Scour Symposium, Federal Highway Administration, U. S. Department of Transportation.
125. Olsen, N. R. B. and Melaaen, M. C., 1993, Three-dimensional calculation of scour around a cylinder, Journal of Hydraulics Division, ASCE, Vol.119, No.9.
126. Wilcox, D. C., 1993, Turbulence Modeling for CFD, DCW Industries, Inc., La Canada, CA
127. Dou, X., 1991, A numerical simulation of local scour process around rectangular piers, Master Thesis, The University of Mississippi, Oxford.
128. Jia, Y. F. and Wang, S. S. Y., 1996, A modeling approach to predict local scour around spur dike-like structures, Sixth Federal Interagency Sedimentation Conference.
129. Xibing Dou, Numerical Simulation of Three-dimensional Flow Field and Local Scour at Bridge Crossings, Doctor Thesis, The University of Mississippi, Oxford, 1997
130. 吴丽华, 赵晓冬, 长江口深水航道治理一期工程丁坝头部及分流口潜堤局部冲刷试验研究, [研究报告], 南京: 南京水利科学研究院, 1998
131. 窦国仁, 紊流力学(下册)(M), 北京: 高等教育出版社, 1987
132. 夏震寰, 现代水力学[M].北京: 高等教育出版社, 1992
133. 日本港湾协会, 港口建筑物设计标准(第一分册)[M].北京: 人民交通出版社, 1979
134. Battjes J. A. Surf similarity, [A]. Mowough P. O' Brien., Proceeding of 14th Coastal Engineering Conference[C]. New York: ASCE, 1977
135. Komar P. D. Beach processes and sedimentation [M]. New York: Prentice-Hall Inc, 1976
136. Eagleson P. S., Theoretical study of longshore currents on a plane beach, [R]. Cambridge: Massachusetts Institute of Technology Hydrodynamic Lab, 1965
137. 窦国仁, 董凤舞, 窦希滨, 潮流和波浪的挟沙能力[J]. 科学通报, 1995, 40(5)
138. 窦国仁, 再论泥沙起动流速[J], 泥沙研究, 1999, (6)

139. 窦希萍, 李提米, 窦国仁, 长江口全沙数学模型研究, 水利水运科学研究, 1999年, 第2期。

致 谢

光阴荏苒，六年前我十分幸运地成为金忠青老师的博士研究生。金老师时任江苏省副省长，政务繁忙，但他仍然挤出时间指导我的课程学习计划，商量论文的选题。逢节假日或同学来宁，金老师必和我们欢聚一堂，绘蓝图、抒情怀，一起度过许多令人难以忘怀的快乐时光。金老师超人的才智、谦和的为人让我们敬佩不已。

2001 年病魔几乎同时夺去了金老师和我的父亲，使我陷入了极度痛苦和无助之中，我本科时的班主任王惠民老师满怀爱心将我收下，他和师母给了我们全家亲人般的关怀，使我能够继续我的学业。此刻，在我博士论文完成之际，我要深深地感谢王惠民老师对我论文的悉心指导，王老师深厚的学术造诣、严谨的治学作风、高涨的工作热情、豁达的处世态度、充实的精神生活，将是我一生追求的目标。

感谢南京水利科学研究院窦国仁院士和董凤舞教授领导了这项难度高、工作量巨大的研究工作并为此倾注了全部心血。感谢我的同事王向明高工、黄晋鹏高工、高亚军工程师、姜斌工程师、杨义珍工程师为本项研究所做的试验工作和资料整理工作。感谢长江口航道建设有限公司和国家自然科学基金委员会为本项研究提供的经费。

感谢河海大学姚琪老师、石高玉老师、严忠民老师、姚纬明老师给我的关爱和帮助；感谢我的师兄姐妹：苏春海博士、王华博士、程萍博士、洪大林博士、袁永生博士和我的同学程娟博士，你们的手足情谊是我博士学业的又一收获。

感谢所有关心过、帮助过我的领导、同事和朋友们。

我还要衷心地感谢我的父母给了我一个充满爱、充满民主和学术氛围的家；感谢我的哥哥窦希滨博士，他的教诲和点拨总能使我茅塞顿开，豁然开朗。

感谢我的丈夫李昶来对我工作学习的一贯支持；感谢我的女儿李蓝汐，她总是鼓励我、督促我，不让我有半点消沉，她是我勤奋工作、愉快生活的动力。

谨以此论文献给我的亲爱的父亲和母亲

——窦国仁院士和董凤舞教授

窦希萍
2005 年 5 月 9 日

附录 A 攻读博士学位期间发表的论文

- 1 窦希萍, 王向明, 娄斌, 潮流波浪作用下的丁坝局部冲刷试验, 水利水运工程学报, 2005, No. 1 28-33.
- 2 Dou Xiping, Dong Fengwu, Effect of Distortion Ratio on Local Scour Under Tidal Currents and Waves, *CHINA OCEAN ENGINEERING*, 2004, No. 4 (Vol. 18), 613-627
- 3 窦希萍, 董凤舞, 黄晋鹏, 高亚军, 娄斌, 王向明, 模型变率对潮流波浪作用下局部冲刷深度的影响, 海洋工程, 2004, 4 期 (22 卷), 26-36
- 4 Xi-Ping DOU, Ti-Lai LI, Silt Prediction of One-stage Deep Water Channel Project in Yangtze Estuary, Proceedings of the Ninth International Symposium on River Sedimentation, Oct.18-21, 2004, Yichang, China.
- 5 Dou Xiping, Sediment Problems Related to Regulation of Deep Channel in Yangtze Estuary, Proceedings of the International Conference on Estuaries and Coasts, Nov.9-11, 2003, Hangzhou, China.
- 6 窦希萍, 李提来, 长江口杭州湾水动力数学模型研究, 第十一届中国海岸工程学术讨论会暨 2003 年海峡两岸港口及海岸开发研讨会论文集, 2003 年 11 月, 三亚, 海南。
- 7 Dou Xiping, Li Tilai, Sediment Transport Model on Estuary and Coastal Engineering, Proceedings of Coastal and Ocean Engineering, Pusan, Korea, Oct.2002.
- 8 Dou Guoren, Dou Xiping, Li Tilai, Incipient Motion of Sediment by Waves, *SCIENCE IN CHINA (Series E)*, 2001, No.3
- 9 窦国仁, 窦希萍, 李提来, 波浪作用下泥沙的起动规律, 中国科学, 2001, 6 期 (Vol.31), 567-573
- 10 窦希萍, 李提来, 高亚军, 长江口一期工程北导堤超前防护方案泥沙数学模型研究, 第十届中国海岸工程学术讨论会论文集, 2001 年 10 月, 丹东, 辽宁。
- 11 Dou Guoren, Dou Xiping, Li Tilai, Incipient Motion of Sediment by Currents and Waves, Proceedings of Asian and Pacific Coastal Engineering, October 18-21, 2001, Dalian, China.
- 12 李提来, 窦希萍, 长江口边界拟合坐标的三维潮流数学模型, 《水利水运科学研究》, 2000 年, 第 3 期。
- 13 Dou Xiping, Li Tilai, Dou Guoren, Numerical Model of Total Sediment Transport in the Yangtze Estuary, Proceedings of Korea-China Conference on Port and Coastal Engineering, Seoul, Sep. 2000.
- 14 窦希萍, 李提来, 窦国仁, 长江口深水航道治理工程泥沙回淤研究, 2000 年两岸港口及海岸开发研讨会论文集, 新竹市, 台湾, 2000 年 3 月。
- 15 Dou Xiping, Li Tilai, Dou Guoren, Numerical Model of Total Sediment Transport in the Yangtze Estuary, *CHINA OCEAN ENGINEERING*, 1999, No. 3 (Vol. 13) 277-286
- 16 窦希萍, 张幸农, 南科院近十年泥沙研究工作综述, 《泥沙研究》, 1999 年第 6 期。
- 17 窦希萍, 李提来, 窦国仁, 长江口全沙数学模型研究, 《水利水运科学研究》1999.No.2

附录 B 攻读博士学位期间主持的研究课题

1. 长江口深水航道治理工程三期工程泥沙数学模型研究, 负责人, 2004 年;
2. 国家自然科学基金项目“河口海岸物理模型变率影响”, 基金编号: 50479032, 负责人, 2004 年;
3. 长江口深水航道治理工程二期疏浚工程施工期航道回淤数学模型计算, 负责人, 2003 年;
4. 辽宁省庄河电厂煤码头泥沙及温排水物理模型研究, 负责人, 2003 年;
5. 江苏省陈家港电厂潮流泥沙问题研究, 负责人, 2003 年;
6. 长江口北支咸潮倒灌及南支水源地建设研究专题—长江口杭州湾潮流盐度数学模型研究, 负责人, 2003 年;
7. 福建莆田市木兰溪下游防洪工程试验研究, 负责人, 2002 年;
8. 长江口综合整治规划研究—水沙盐数值模型计算, 负责人, 2002 年;
9. 长江口悬沙动床模型设计和模型变率影响研究, 负责人, 2001 年;
10. 长江口深水航道治理工程一期工程泥沙回淤分析计算, 负责人, 2000 年;
11. 长江口深水航道及港池二维全沙数学模型计算, 负责人, 1999 年;
12. 长江口一期工程北导堤超前防护方案的全沙数学模型研究, 负责人, 1999 年;
13. 长江口深水航道治理工程一、二期疏浚工程连续实施挖槽淤积问题的数学模型研究, 负责人, 1999 年;
14. 长江口深水航道治理工程一期工程导堤、丁坝及疏浚工程施工进度组合优化方案研究, 负责人, 1999 年。