

運輸省港灣技術研究所

港灣技術研究所 報告

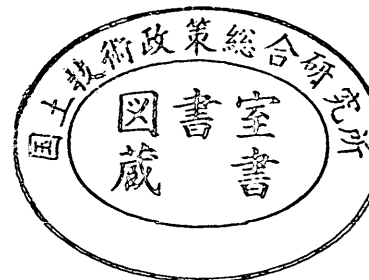
REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 18

NO. 4

DEC. 1979

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第18巻 第4号 (Vol. 18, No. 4), 1979年12月 (Dec. 1979)

目 次 (CONTENTS)

1. 干潟上の潮流計算および干潟変形予測の手法
.....加藤一正・田中則男・灘岡和夫..... 3
(Tidal Simulation on Tidal Marsh and Numerical Forecasting of Its Topographic DeformationKazumasa KATOH, Norio TANAKA and Kazuo NADAOKA)
2. 護岸のある海浜の変形数値計算.....小笹博昭・Alan H. Brampton..... 77
(Models for Predicting the Shoreline Evolution of Beaches backed by Seawalls
..... Hiroaki OZASA and Alan H. Brampton)
3. 走びょう中のいかりの挙動と走びょう抵抗力特性
.....清宮理・藤沢孝夫・輪湖建雄..... 105
(The Behavior of Dragged Anchors and Dragging Power Characteristics
..... Osamu KIYOMIYA, Takao FUJISAWA and Tatsuo WAKO)

1. 干潟上の潮流計算および干潟変形予測の手法

加藤 一 正*・田 中 則 男**
灘 岡 和 夫*

要 旨

本研究は、沿岸地形のうち特に湾奥部に発達する干潟地形（干潮時に海面上に露出する地形）の変形予測を行う数値計算モデルの開発を試みたものであり、干潟変形の外力としては大きな潮差に伴う潮流のみを、また底質移動は潮流による流砂だけを考慮に入れた。

モデルは、干潟上の流れを計算する潮流計算モデルとその結果に基づく流砂量計算モデルの二つで構成されている。

1) 潮流計算モデル：基礎方程式の差分法は ADI 法によったが、対象とする海域は水深が浅くしかも干潮時に海面上に広大な地形が露出するため、境界は計算ステップごとにその時の潮位と地形に応じて移動する移動境界として取り扱った。感潮河川の効果は、河川の流下流量とタイダルプリズムによる河口の流量変化をもに連続式に加えることにより考慮した。

2) 流砂量計算モデル：流体の掃流力が、岩垣の限界掃流力を越えるときの掃流砂量を Brown の式によって計算した。この際、混合粒径は粒度分布を数階級に分割したのち各階級を均一粒径とみなし、全流砂量を各階級の粒径に応じた流砂量に各階級の重量割合をかけてたし合わせるにより計算した。計算格子内の海底地形変化量は、格子辺を横切る流砂に関する連続式より求めた。

本モデルを有明海の干潟に適用し、以下のことが明らかになった。

- (1) 干潟上の流れは、境界を移動境界として取り扱うと、潮位・潮流・恒流ともに実測値とよく一致する。
- (2) 潮流計算と流砂による干潟変形計算を別々に取り扱うことにより、干潟の変形を計算することが可能である。この際、地形の変化量を外そうして潮流計算にフィードバックする繰り返し計算は安定している。
- (3) 予測された地形変化は、侵食・堆積の生じる地域および変化量ともに十分納得いくものである。

* 水工部 漂砂研究室

** 水工部 漂砂研究室長

Tidal Simulation on Tidal Marsh and Numerical Forecasting of Its Topographic Deformation

Kazumasa KATOH*

Norio TANAKA**

Kazuo NADAOKA*

Synopsis

A numerical simulation model is developed to forecast the deformation of the tidal marshes, which submerge at high water and emerge at low water, by considering only tidal currents for the external force and only the bottom material movement due to tidal currents.

This model is composed of a tidal simulation model and bed-load calculation model.

1) Tidal simulation model: The basic equations are transformed into the finite difference equations by the ADI method. On the tidal marsh, the water depth is so shallow and the tidal range is so great that the shoreline shifts over a considerable distance during a tide. Therefore, the boundaries are treated as moving boundaries at every timestep due to the tidal level and the topography. The tidal rivers are also considered by adding the discharge of tidal prism to that of rivers and substituting this total discharge into the continuity equation.

2) Sediment calculation model: The sediment is evaluated according to Brown's equation for the tractive force exceeding Iwagaki's critical value. The size distribution of the mixed sand is divided into several ranks, within which each diameter is assumed to be uniform. Total sediment is the sum of the sediment of each rank with taking the weight content into account.

Application of this model to the tidal marsh in Ariake Sea demonstrates:

1) The reproducibility of tide, tidal currents and permanent currents over the tidal marsh is quite acceptable.

2) It is possible to forecast the deformation by using tidal simulation model and sediment calculation model alternatively, and thus feedback calculation is stable.

3) The predicted deformation of the tidal marsh is quite natural both in space and quantity.

* Member of Littoral Drift Laboratory, Hydraulic Engineering Division

** Chief of Littoral Drift Laboratory, Hydraulic Engineering Division

目 次

要 旨	5
1. はじめに	7
2. 移動境界の潮流計算モデル	8
2.1 計算手法および ADI 法	8
2.2 基礎方程式	9
2.3 差分一般式と計算フロー	10
2.4 移動境界の取り扱い	11
2.5 感潮河川の取り扱い	14
3. 潮流計算モデルの有明海への適用	16
3.1 計算条件	16
3.2 流速制御に関する実測データの取り扱い	17
3.3 再現性の検討	21
4. 流砂量計算モデルによる海底地形変化量の計算	40
4.1 地形変化の連続式およびその差分式	40
4.2 流砂量計算	40
4.3 混合粒径の取り扱い	43
4.4 流速・水深・粒度分布特性の計算上の取り扱い	45
5. 干潟変形予測モデルの有明海への適用	46
5.1 干潟変形予測の方法	46
5.2 現況の干潟変形予測結果	46
5.3 構造物建設後の干潟変形予測結果	55
6. 地形変化の時間スケールの検討	62
6.1 Chezy の係数について	62
6.2 変化の時間スケール	63
7. ま と め	64
参考文献	65
記号一覧表	66
付録-A 潮位	67
付録-B 現況潮流	68
付録-C 構造物設置後の潮流	72

1. はじめに

海と陸の接線、すなわち汀線を中心としたその近傍の海・陸の地形を沿岸地形と呼ぶ。沿岸地形は、きわめて変動性に富み、波浪・流れ・風などのわずかな変化に応じて、地形変形が繰り返されている。こうした沿岸地形変形には、波浪等の日々の変動に応じて短期的には変動を繰り返しながら、長期的には1つの安定した地形特性が維持される回復性のある変形と、長期間にわたり徐々に進行し、自然力によっては回復し得ない変形とがあり、人為的要因による変形の多くは後者に属する。前者は自然の営みの1つの姿として、一般には許容されるものであるが、後者は沿岸地域における人々の活動に何らかの変化を強いる場合が多く、沿岸地形予測の必要性の多くは、この場合に生じて来る。

沿岸地形変形予測は、古くから重要な技術的な課題であり経験豊かな技術者の経験的な判断によってなされて来た。現在においてもこうした予測方法は実際問題としても貴重なものであり、かつ他の予測手段の根底には、こうした経験的判断が横たわっている。

沿岸地形予測のための科学的手法として先ず試みられたのは移動床による水理実験である。この手法は、模型実験の基本となる相似則の不在と言う大きな問題点を抱えつつも、実験条件、使用底質選定、模型ひずみ¹⁾等に種々のくふうが加えられ実際問題の判断上貴重な材料を与える方法として将来も実施されて行くであろう。

大型電子計算機の発達と共に急激に発達してきた数値シミュレーション手法は、近年に至って沿岸地形予測の分野にも及んできた。この中で先ず試みられたのは波の諸元を直接沿岸漂砂量と関連付け、汀線変化を予測するものであり、一般に one line theory あるいは two line theory と呼ばれるものである。この方法はその簡便さに特色があり、その利用性は高い。沿岸地形変形の数値予測の今一つの方向は、先ず沿岸域における流れの場（潮流、波浪流を含めた）を予測し、これによって求められた流れの特性によって底質移動量を求め、底質の保存則から水深変化を求めるものであり、一般に対象海域を格子で分割し、各格子交点の水深が求められ水深予測モデルとも呼べるものである。この方法は沿岸部における底質移動の重要な要素である海浜流の計算の理論的基盤が与えられたことによって生じて来た方法と言って良く、海浜流計算の精度の向上、波と流れの共存場における底

質移動量の定式化等、いまだ多くの課題を残し開発途上にある手法である。さて、本論文において取り扱う干潟地形予測手法は、モデル構成として前述した水深予測モデルに属するものであるが、底質移動の主外力として潮流のみを取り扱っている。

干潟は満潮時には水没し、干潮時に干出する砂泥質の地形であり、我が国におけるその分布を見れば明らかのように、潮差の大きい内湾域に流入する河川の前面に発達する（外洋に面したラグーン内部に発達する干潟も存在するが、我が国ではその数は多くない）。したがってその変形を取り扱う場合には、

- 潮位変化による水没と干出の効果
- 強い潮流の効果
- 河川からの土砂流出の効果
- 河川流および潮汐に伴うタイダルブリズムの効果

等がモデル中に取り入れられていなくてはならない。干潟において波浪は底質移動の外力として明らかに二次的なものと見なすことができる。ただし、碎波点の近くでは碎波に伴って底質がまき上げられ、これが潮流に乗って拡散する現象が見られ、これが波浪の干潟変形に対する最も強い効果であろうと考えられる。しかしながら、碎波による底質のまい上げ量については現在情報が全くなく、現状ではそれをモデル化することができない。

干潟は底生々物の豊庫であると言われ、それら底生生物のあるものは沿岸住民の漁業資源である。これは、平坦な地形と大きな潮差のために広い潮間帯が存在し、潮間帯の干出時間に応じていろいろな生活周期を有する生物が多種かつ高密度に生息し得るためである。干潟に生息する底生生物群にとって、底質の粒度特性は重要な環境要素であり、その変化は生物の生息地域分布の変化をもたらすものと考えられている。したがって、底質粒度特性の変化は、地形変形と同様な重要性を有している。このような意味で本論文に述べる予測モデルでは、底質の粒度特性変化の予測をも試みている。

前述したように、本論文で取り扱う地形変形予測モデルに関連した現象は、いまだ多くの定式化のなされてない未知事項を含んでいる。このような状況の下で、数値予測モデルの開発にいとみ、そのモデルを現実問題に適用しようという態度には問題がない訳ではない。しかし、予測結果が過剰に評価されることがなければ、他に予測手段がなく暗中模索の状況にある技術者に取っては、貴重な情報を与えることになるであろう。それ以上

に、モデルの開発を試みた筆者等にとっては、この種の地形変化の予測のための問題点の認識と整理、今後の研究課題の抽出等、得るものが多く漫然と自然を見るのではなく、今後はこの作業によって整理された目で、自然を見つめ調査研究を進めて行くことができるように思われる。

2. 移動境界の潮流計算モデル

2.1 計算手法および ADI 法

1. で述べたように底質移動の外力としては流れ（潮流）だけを考慮しているので、基礎方程式は潮流に関してナビエ・ストークスの方程式で示される運動方程式と質量保存則に基づく連続式である。運動方程式は後述する流砂公式と異なり、流体力学的にしっかりした基盤に立脚するものであるけれども、この式自体が非線型偏微分方程式であるため、理論解を得ることはできない。したがって、もっぱらこれらの基礎方程式を差分化した連立方程式を数値計算してその解を求める方法がとられている。

この方法は、常に基礎方程式をいかに変形し、またこれらの変形された式をいかに電子計算機に組み込むかという問題を含んでおり、従来より種々の差分法が開発されてきた。いずれも物理的な連続量を空間的にも時間的にも離散量に置換えたこと、計算機の有効桁数が有限であること等に伴う誤差のため、計算の安定性、近似精度、収束性、演算速度等の問題が生じる²⁾。

同時に潮流計算シミュレーションにおいては、計算対象海域は複雑な陸地形と接するのが常であり、また海域内においても防波堤・離岸堤等の特殊な条件が加わることによる計算の複雑化は避けられない。特にここで取り扱う対象は干潟上の潮流であり、干潮時に露出する干潟面積が全海域面積に対し相当の割合をしめる場合は、水位とともに陸との境界が変化するいわゆる移動境界の下での数値計算が要求され、境界の取り扱いはさらに複雑化する。

このような境界の複雑さを軽減させる方法として、対象海域を任意の形・大きさの要素に分割して取り扱う FEM (有限要素法) がある。この方法では、必要なところ、例えばここでは干潟上のみお筋等の微地形を細かな要素にすることができる。しかしながら、ここで著者らが必要としているのは、地形変化の外力としての流れの場を求めることであり、この流れによって海底地形が変化するものであることを考慮に入れると、初期地形に対

応した要素分割の妥当性は海底地形が変化するとともに低くなり、FEM 本来の特徴である任意の形大きさの分割を、十分に生かしきれなくなる。また、移動境界にした場合、てい（汀）線をなめらかに近似できず、のこぎり歯状にならざるを得ない。この点においては、全域を等間隔格子に分割する方法と精度的に同じ程度のものになる。

そこで本計算モデルでは、基礎方程式の差分化として、1970 年代になって潮流計算にも適用され始めた ADI 法 (Alternating Direction Implicit Method) を用いる。この方法は、Peaceman, Rachford 等によって考案された後、Leendertse³⁾ により潮流および拡散方程式に適用され、金子・堀江・村上⁴⁾ によっても大阪湾の潮流シミュレーションに適用された。その後、金子らの数値計算プログラムは汎用化され、港湾技術研究所の計算ライブラリーとして登録されている。

ADI 法の計算手法の特徴については、参考文献 (4) (5) (6) に詳述されているので、ここではそれを要約し簡単に述べておく。

i) 時間 $k\Delta t \rightarrow (k+1/2)\Delta t$ において基本式を、 x 軸方向の成分は implicit の表示、 y 軸方向の成分は explicit の表示を行う。

ii) この多元連立方程式を変換して得られる x 軸方向の漸化式を用いて、境界値を設定することによりつぎつぎに未知量を決定することができる。

iii) さらに、時間 $(k+1/2)\Delta t \rightarrow (k+1)\Delta t$ においては、 x 軸方向の成分は explicit の表示、 y 軸方向の成分は implicit の表示を行う。

iv) 多元連立方程式を変換して得られる y 方向の漸化式を用いて、境界値を設定することによりつぎつぎに未知量を決定する。

このような、ADI 法の計算手法の特徴から、つぎの点が主な利点として挙げられる。すなわち、

(1) x, y 方向の変数がそれぞれ交互に一方のみ implicit な差分で表現するため、計算式が簡単になる。

(2) x, y 方向で implicit と explicit の差分表現を交代して繰返し計算するので、誤差の増大が相殺されるため計算が安定になる。

である。

本計算の ADI 法による数値モデルは、金子・堀江・村上らが開発した基本式の変形・組み込みを基本とし、境界の取り扱いを、移動境界に修正したものである。し

たがって、以下において、移動境界の取り扱いについては、やや詳細に述べるけれども、基本式の二次元化および差分化については、全体の流れをそこなわない程度に簡略化して述べる。この詳細については、参考文献 (4) (5) (6) を参照されたい。

2.2 基礎方程式

直交座標系を 図-1 のように定義し、かつ以下に述べる仮定を設定する。

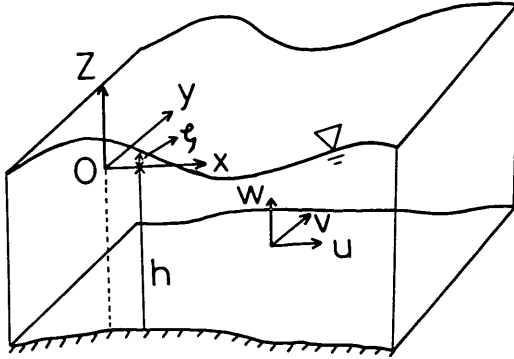


図-1 座標系の定義

- (1) 流体は粘性非圧縮性である。
- (2) 圧力は静水圧分布である。したがって、 z 軸方向の運動方程式において、鉛直方向の流れの時間的・場所的変化量 $(\partial w/\partial t, \partial w/\partial x, \partial w/\partial y, \partial w/\partial z)$ は無視する。
- (3) 水平混合項は鉛直混合項に較べて小さいので無視する。

したがって、まず連続方程式は、

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

となり、また x, y, z 軸方向の運動方程式は、それぞれ、

x 軸方向:

$$\begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} \\ = f v - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial \tau_x}{\partial z} \end{aligned} \quad (2.2)$$

y 軸方向:

$$\begin{aligned} \frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} \\ = -f u - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial \tau_y}{\partial z} \end{aligned} \quad (2.3)$$

z 軸方向:

$$0 = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} - g \quad (2.4)$$

となる。ここに t : 時間, f : コリオリ係数, p : 圧力, ρ : 流体の密度, τ_i : z 軸に垂直な面で i 軸方向に働くせん断力を表わす。

(2.2), (2.3) 式の左辺を (2.1) 式を用いて、またそれらの右辺を (2.4) 式を用いて変形するとそれぞれ次のようになる。

x 軸方向:

$$\begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial(u^2)}{\partial x} + \frac{\partial(uv)}{\partial y} + \frac{\partial(uw)}{\partial z} \\ - f v + g \frac{\partial \zeta}{\partial x} - \frac{1}{\rho} \frac{\partial \tau_x}{\partial z} = 0 \end{aligned} \quad (2.5)$$

y 軸方向:

$$\begin{aligned} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial(uv)}{\partial x} + \frac{\partial(v^2)}{\partial y} + \frac{\partial(vw)}{\partial z} \\ + f u + g \frac{\partial \zeta}{\partial y} - \frac{1}{\rho} \frac{\partial \tau_y}{\partial z} = 0 \end{aligned} \quad (2.6)$$

ここに ζ は D.L. を基準に上方を正にとった水位である。結局、基礎方程式は、(2.1), (2.5), (2.6) の3式となるが、これらに含まれる未知数が4個である (u, v, w, ζ) ため、さらに、鉛直方向の平均化操作により二次元化し未知量 w を消去すると、

連続方程式:

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} [(\zeta + h)u] + \frac{\partial}{\partial y} [(\zeta + h)v] = 0 \quad (2.7)$$

x 軸方向:

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} - f v + g \frac{\partial \zeta}{\partial x} + \frac{g u \sqrt{u^2 + v^2}}{(\zeta + h)C^2} = 0 \quad (2.8)$$

y 軸方向:

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + f u + g \frac{\partial \zeta}{\partial y} + \frac{g v \sqrt{u^2 + v^2}}{(\zeta + h)C^2} = 0 \quad (2.9)$$

となる。ただし、これらの式中の u, v は鉛直方向の平均流速であり、 h は D.L. 基準に鉛直下向きを正にとった海底地形である。 C は Chezy の係数であるが、本モデルでは、水深の浅いところの評価について佐藤・木村・高松⁷⁾が提案している

$$C = \frac{1}{n} (h + \zeta - \alpha)^{1/6} \quad (2.10)$$

α : 定数 (> 0)

を用いる。ここに、 n はマニングの粗度係数である。

2.3 差分一般式と計算フロー

各変数の定義点はそれぞれ異っており、図-2のように定義される。さらに、基礎方程式の差分化は図-3に示す格子点上で定義する。

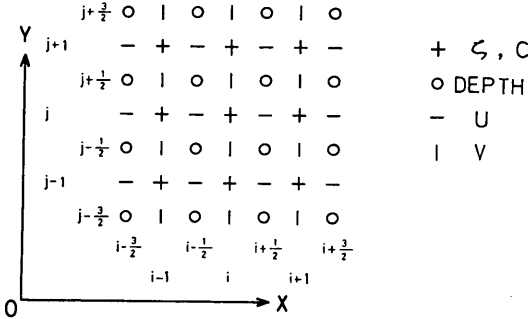


図-2 変数の定義位置 (潮流計算)

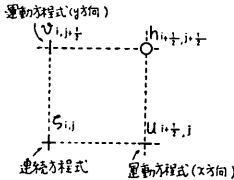


図-3 水位および流速の計算位置

計算の手順は、まず1タイムステップ Δt を2分し、前半のタイムステップ $k\Delta t \rightarrow (k+1/2)\Delta t$ においては、式(2.7)、式(2.8)を連立して u, ζ を求め、得られた解を用いて式(2.9)より v を計算する。さらに次の $(k+1/2)\Delta t \rightarrow (k+1)\Delta t$ において式(2.7)、式(2.9)を連立して v, ζ を求め、得られた解を用いて式(2.8)より u を計算するという方法をとる。

前半のタイムステップ $k\Delta t \rightarrow (k+1/2)\Delta t$ において式(2.7)、(2.8) および (2.9) をそれぞれ $(i+1/2, j), (i, j)$ および $(i, j+1/2)$ で差分化して得られる漸化式は次のとおりである。

$$\begin{cases} \zeta_i^{(k+1/2)} = -P_i \cdot u_{i+1/2}^{(k+1/2)} + Q_i \\ u_{i+1/2}^{(k+1/2)} = -R_{i-1} \cdot \zeta_i^{(k+1/2)} + S_{i-1} \end{cases} \quad (2.12)$$

ここに、

$$P_i = \frac{r_{i+1/2}}{1+r_{i-1/2} \cdot R_{i-1}} \quad (2.13)$$

$$Q_i = \frac{A_i^{(k)} + r_{i-1/2} \cdot S_{i-1}}{1+r_{i-1/2} \cdot R_{i-1}} \quad (2.14)$$

$$R_i = \frac{r_{i+1}}{r_{i+1/2} + r_i \cdot P_i} \quad (2.15)$$

$$S_i = \frac{B_{i+1/2}^{(k)} + r_i \cdot Q_i}{r_{i+1/2} + r_i \cdot P_i} \quad (2.16)$$

$$A_i^{(k)} = \zeta_i^{(k)} - \frac{1}{2} \frac{\Delta t}{\Delta s} [(\bar{h}^x + \bar{\zeta}^v) \cdot v]^{(k)} \quad (2.17)$$

$$B_{i+1/2}^{(k)} = u^{(k)} + \frac{1}{2} \Delta t \left[f \cdot \bar{v}^{(k)} - \bar{v}^{(k)} \frac{1}{2\Delta s} (u_{i+1/2, j+1}^{(k)} - u_{i+1/2, j-1}^{(k)}) \right] - g u^{(k)} \frac{\sqrt{(u^{(k)})^2 + (\bar{v}^{(k)})^2}}{(\bar{h}^x + \bar{\zeta}^v)(\bar{C}^x)^2} \quad (2.18)$$

$$r_i = \frac{1}{2} \frac{\Delta t}{\Delta s} g \quad (2.19)$$

$$r'_{i+1/2} = 1 + \frac{\Delta t}{2\Delta s} (u_{i+3/2, j}^{(k)} - u_{i-1/2, j}^{(k)}) \quad (2.20)$$

である。ただし、各変数の諸記号は、次に示される定義にしたがっている。

$$F_{i,j}^{(k)} = F(i\Delta x, j\Delta y, h\Delta t)$$

$$\Delta x = \Delta y = \Delta s$$

$$i = 0, \pm \frac{1}{2}, \pm 1, \pm \frac{3}{2}, \dots$$

$$j = 0, \pm \frac{1}{2}, \pm 1, \pm \frac{3}{2}, \dots$$

$$k = 0, \frac{1}{2}, 1, \frac{3}{2}, \dots$$

$$\bar{F}_{i+1/2, j}^x = \frac{1}{2}(F_{i, j} + F_{i+1, j})$$

$$\bar{F}_{i, j+1/2}^y = \frac{1}{2}(F_{i, j} + F_{i, j+1})$$

$$F_x = F_{i, j} - F_{i-1, j} \quad \left(\text{at } i - \frac{1}{2}, j \right)$$

$$F_y = F_{i, j} - F_{i, j-1} \quad \left(\text{at } i, j - \frac{1}{2} \right)$$

$$\bar{\bar{F}}_{i+1/2, j+1/2} = \frac{1}{4}(F_{i, j} + F_{i, j+1} + F_{i+1, j} + F_{i+1, j+1})$$

したがって、まず P_i, Q_i, R_i, S_i を x 軸上で i が増加する方向に求めておき、つぎに式(2.11)、(2.12)を交互に使用することによって i の減少する方向に ζ, u が求められる。このようにして求めた ζ, u を次式(2.21)に代入することにより、 j の増加する方向に v が求められる。

$$v^{(k+1/2)} = v^{(k)} - \frac{1}{2} \Delta t f \bar{u}^{(k+1/2)} - \frac{1}{2} \Delta t \bar{u}^{(k+1/2)} \left\langle \frac{\partial v}{\partial x} \right\rangle^k - \frac{1}{2} \Delta t v^{(k+1/2)} \left\langle \frac{\partial v}{\partial y} \right\rangle^{(k)} - \frac{1}{2} \frac{\Delta t}{\Delta s} g \zeta_v^{(k)} - \frac{1}{2} \Delta t g v^{(k+1/2)} \frac{\sqrt{(\bar{u}^{(k+1/2)})^2 + (v^{(k)})^2}}{(\bar{h}^x + \bar{\zeta}^v)(\bar{C}^v)^2} \quad \left(\text{at } i, j + \frac{1}{2} \right) \quad (2.21)$$

なおこれらの式では、計算式の線型化、安定化をはか

干潟上の潮流計算および干潟変形予測の手法

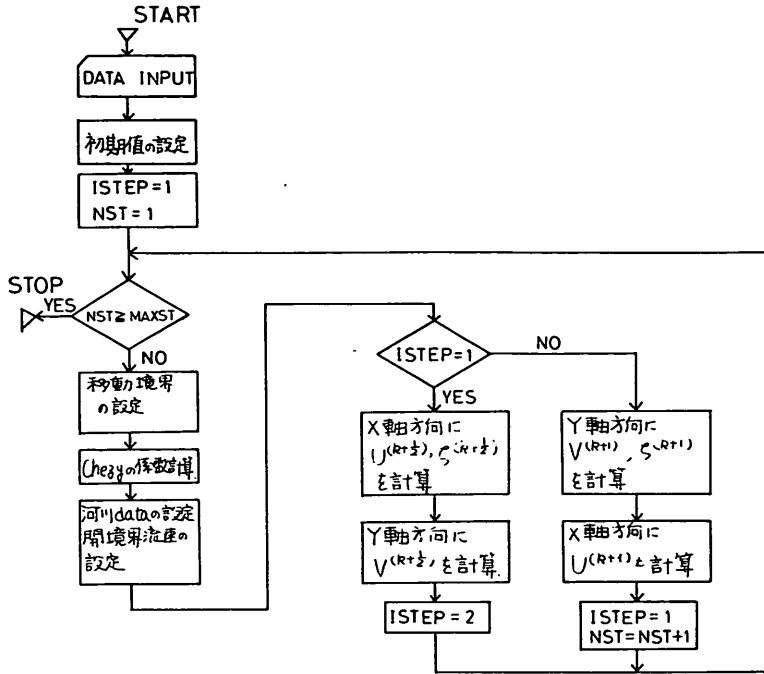


図-4 潮流計算フロー

るため、差分本来の主旨とは異なる特別の配慮がなされている。

後半のタイムステップ $(k+1/2)\Delta t \rightarrow (k+1)\Delta t$ においても、前半と同様な差分式が得られる。

図-4に、上記計算を含めた、潮流計算モデル全体のフローを示す。従来おこなわれて来た潮流シミュレーションにおいては、通常陸と海との境界が全計算ステップを通じて変化しない固定境界に基づくものであるため、境界に関する情報は初期データとして入力する。これに対して本潮流計算モデルでは、図-4に示すように、海底地形の情報と、各タイムステップのそれぞれ前半・後半で計算により得られる潮位（水位）情報をもとに境界を自動的に設定する。また、この境界の移動、および水位変動に応じて、河川流入地点・タイダルプリズムによる流入流量の変化を決定しなければならない。さらに、干潟上では平均水深に対する水位変動量が大きいので式(2.10)で計算される Chezy の係数 C についても同様に毎ステップの水深に応じた値を必要とする。

2.4 移動境界の取扱い

海底地形と水位に応じて境界（てい線）位置を決定する問題は、一種のパターン認識問題であり、これをあまり得意としない電子計算機で実施するためのプログラム

は複雑で長たらしいものにならざるを得ない。

図-5は、計算フロー（図-4）のなかの移動境界の設定についてさらに詳しくその手順を示したものである。以下にこの図にしたがって説明する。

a) 水位の外そう

下げ潮時は、時間とともに水位が下がり干潟部が露出するにつれ計算対象海域が狭くなるため、対象海域内の水位に応じて新たに境界を設定すればよい。ところが上潮時は、水位上昇にともない対象海域が広がるので、この現象を忠実に再現するためには、上げ潮時に境界を通じて外側の海水の流出をシミュレートしなければならない。すなわち、すべての境界を開境界として取扱う必要がある。これは、潮流計算のまったく新しい試みとなる。

本潮流計算モデルでは、これに替わる簡便な方法として、まず上げ潮時の各計算ステップ内では、境界を非透過性とみなして領域内の水位・流速を計算する。次の計算ステップに入る前に計算された水位を領域外に外そうし、新たな境界を決定する。

外そうの方法は、図-6に実線の矢印で示すように、隣接する数地点から外そうさせる水位の単純平均とする。ただし、外そうされる地点に到る矢印が1つの場合は、

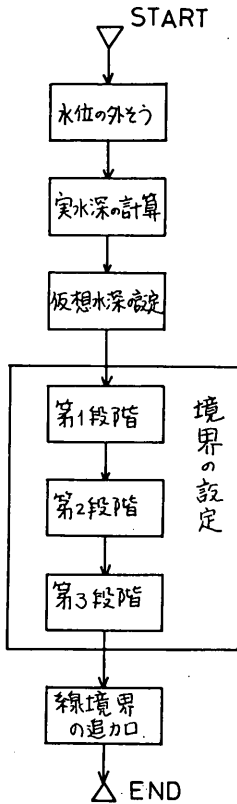


図-5 移動境界決定のフロー

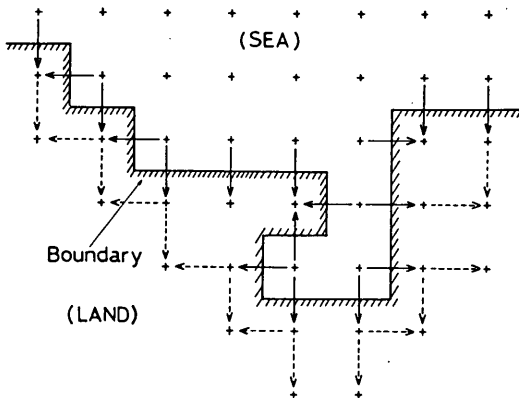


図-6 水位の外そう方法 (平面図)

水位をそのまま外そうする。計算の1ステップの間に境界が数メッシュにわたり移動することはないと考えられるので、この外そうは2回くり返すのにとどめる。2回目の外そうは1回目に外そうされた水位を用いて同様の

計算をおこなうものであり図中点線の矢印で示されている。

水位の外そうに伴って、他の物理量(この場合は流速)も外そうしなければならない。ところが、水位の外そうが、先述したように水面こう配を考慮したものでないので流速の外そう値は0とみなした。すなわち一番単純な一点からの外そうの断面図を模式的に 図-7 に示すと、

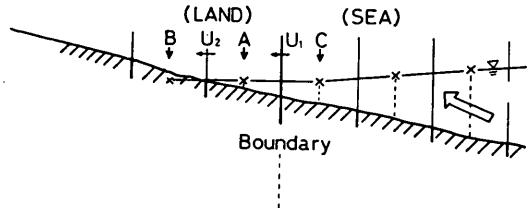


図-7 水位の外そう方法 (断面図)

C点より右側の計算領域で水面勾配が生じているのに対し、C点の水位を用いて単純に外そうしたA,B地点側の水面は水平である。したがって、CA間、AB間の流速 u_1, u_2 を0とすることは水位の外そうの精度と同程度のものとみなすことができる。

b) 水深定義点における実水深の計算

ADI法では、各物理量の定義点が 図-2 に示すようにそれぞれ異なる。ここでは、境界位置が水深定義点を結ぶように与えられることを考慮して、領域内の実水深は水深定義点において求める。すなわち、水深定義点の周囲の水位を単純平均して水深値に加え実水深とする。

c) 境界決定のための仮想水深

実水深を用いて境界の設定を行うと、下げ潮時の1計算ステップ内の水位低下量の程度によっては、境界内の計算領域に干潟が露出することがある。その例を図示したものが 図-8 である。もし実水深に従って境界格子番号Nを設定したとき、1ステップの計算においてNの地点は陸上になる。このことを避けるため、実水深より

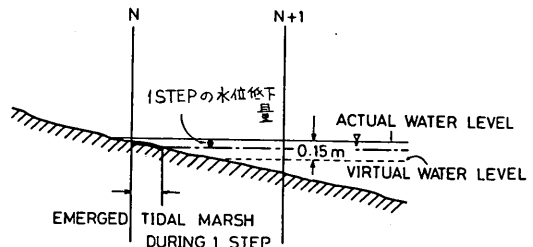


図-8 境界決定のための仮想水深

さらに浅い仮想水深を用いて境界の判別計算をしたほうがよい。その程度は、1ステップ間の最大潮位変化を基準に決定されるものであるが、あまり水深が浅いと流れの特性がシートフローに近づき底面粗度の流れに与える影響が変化することも考えられるので、ここでは仮想水深として実水深よりさらに 15cm 低い水位を考える。このとき境界は $N+1$ に設定される。

d) 境界の設定

仮想水深に基づく境界の設定は 3 つの段階にわかれる。まず第 1 段階では格子点（水深定義点）のうち、上下あるいは左右に相隣接する 2 点の一方が陸上部にあり、他方が海の中にあるとき、海の中の点に識別の情報を与えておく。言い換えると、一方の仮想水深が負（陸上）で他方が正（海中）のとき、仮想水深が正の点に情報（例えば * 印）を与える。そうすると、一つの正方形格子に現われる * 印の位置と個数の組合せにより、図-9 の 16 種類のパターンに分類される。各パターンには、後の説明の都合で ①~⑯ の番号を記してある。これらのパター

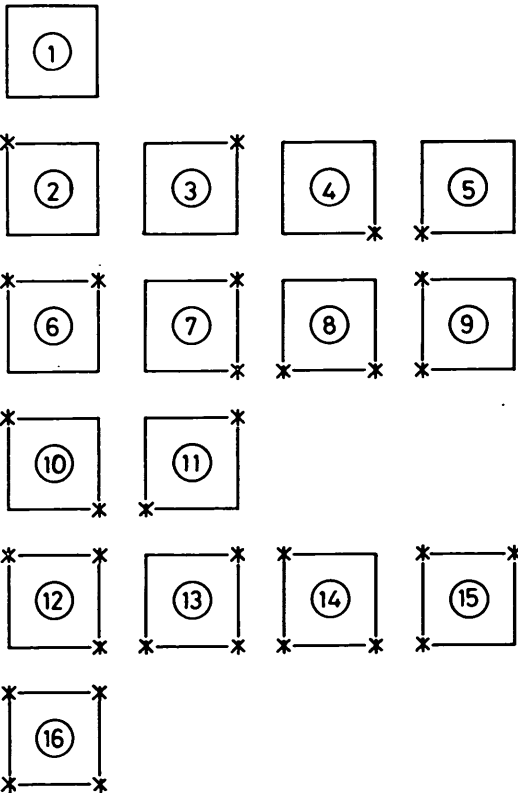


図-9 境界決定の格子パターン I

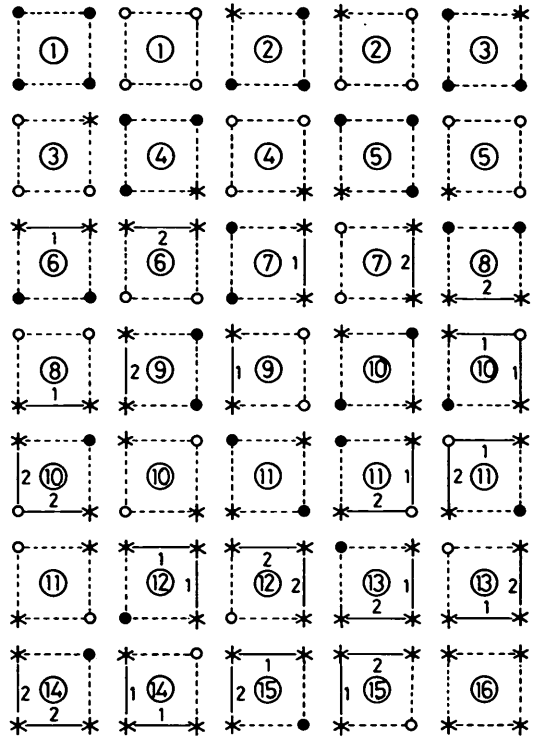


図-10 境界決定の格子パターン II

ンは、さらに * 印以外の格子点における仮想水深 (= 実水深 - 0.15 m) の値が正 (境界内-海) か負 (境界外-陸) によってさらに細かく分類され、図-10 の 35 種類となる。図中において黒丸は仮想水深が負、白丸は正または零であることを示し、格子中の番号は 図-9 の格子中の番号と対応している。なお、* 印の定義から明らかなように、黒丸と白丸が接して存在することはない。

第 2 段階は、格子辺に境界の情報を与えるものである。本プログラムの境界の情報は、従来の ADI 法で行われているものと同様に^{9), 6)}、設定格子番号の増大する方向に格子辺を横切るとき、それが陸から海に変わる境界ならば「1」、逆に海から陸に変わる境界ならば「2」とするものである。この原則に従い、各パターンの仮想水深の正負の判別をもとに設定された格子辺の境界が同図-10 に示されている。図中の格子辺のうち、実線で示されたものが設定された境界を示し、境界の情報は 1, 2 の番号で明記してある。また点線で示された格子辺は、それぞれの格子単独では境界として断定できないことを意味している。一つの格子の辺すべてが点線になるのは、①~⑤, ⑯ および ⑩・⑪ の一部のパターンである。

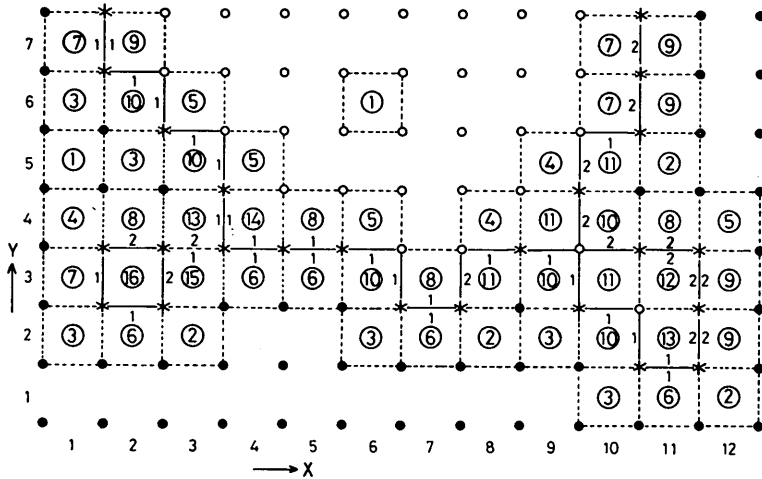


図-11 境界設定例

このうちの ① パターンは、* 印が全然含まれないことから、境界から離れた陸上部あるいは海の中のいずれかに位置するものである。4 辺すべてが点線になる残りのパターンには * 印が 1 個以上含まれており、したがって境界に接した位置にありながら境界の断定ができない。しかしながら、このような格子に接する格子のパターンから境界およびその情報が決定される。

このことを、図-11 によって例示する。図-11 は、境界を含む計算対象海域の一部を示すものであり、図-9 に示されるパターンがすべて含まれている。決定される境界は図中実線で示した格子辺であり、境界の情報はそれが決定された格子の中に明記してある。図において、格子座標 $(X, Y) = (4, 5)$ と $(3, 5)$ の接辺は前者の ⑤ のパターンからは境界を決定することができないけれども後者の ⑩ のパターンから決定でき境界の情報として 1 が与えられる。このように、境界の決定できない ①~⑥、⑩ のすべておよび ⑩・⑪ の一部のパターンには必ず境界の決定できるパターンが接するという厳密な証明はおこなっていないけれども、何回もくり返し計算をおこなった現時点では、これに反する例に出合っていない。

また、図-11 の格子座標 $(X, Y) = (3, 3)$ および $(3, 4)$ の接辺は、境界の情報として前者から 1、後者から 2 が与えられる。このように、同じ辺に対して異なる情報が与えられる場合は、境界の情報を与えない。

第 3 段階は、最後の仕上げに相当するもので特に下げ潮時に問題となる。図-11 を用いて説明すると、前述の過程で決定された境界を実線で結ぶと、陸上部に孤立し

た計算対象領域が現われることがある。図中では格子座標 $(X, Y) = (2, 3)$ および $(10, 3)$, $(11, 2)$, $(11, 3)$ の 2 つの領域がこれに相当する。海底こう配が一樣で等深線が平行となるような地形では、この様なことはないけれども、本計算で対象としている干潟においては、海底こう配が非常に小さくかつ等深線も乱れており、さらに、河川から海域までみお（滞）筋が形成されているため、特にみお筋に沿っていわば水たまりの様な地形が残されることになる。この場合、計算に支障はないが、次の計算ステップに移るときに水位を外そうする際に問題となる。すなわち、この水たまりは四方が閉境界で囲まれているため、水位は変化せず、それを外そうすると地形が低下している方向に計算対象領域がどんどん広がってしまうことになる。

そこで、第 2 段階までで、境界が設定されたなら、この様な水たまりが存在するかどうかを検討し、もし存在するときは、水たまりをクリアーする、この際、逆に計算領域内に孤立した陸上部、言い換えると島の様に干潟が出現することもあるが、これについてはそのままにしておく。

e) 線境界の追加

最終決定された境界に対し、初期データとして与えられている開境界および突堤・防波堤の線境界のうち計算領域内にあるものについてだけ、さらに境界の情報を追加する。

2.5 感潮河川の取り扱い

干潟は一般に河口前面に形成されていることが多く、

干潟上の潮流計算および干潟変形予測の手法

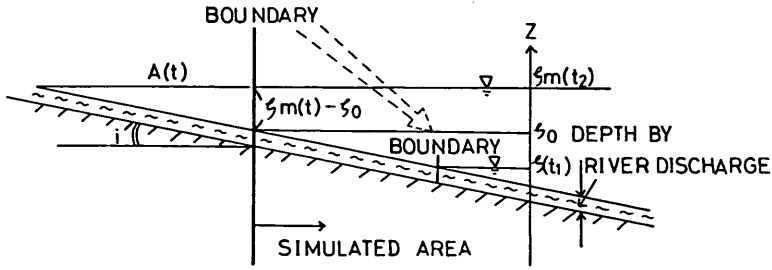


図-12 感潮河川の取り扱い

干潟上には河川によるみお筋が発達しているので干潟地形にとって河川の影響は重要である。また全体に水深が浅いため、その流入流量は流況に大きな影響を及ぼす。特に潮差が大きいときは、河川流量にさらに河川の感潮の効果も加わる。

このため、本モデルでは河川流量とともに河川の感潮の効果も合わせて考慮する。すなわち、ある時刻における河川からの流入量 $Q(t)$ を、河川の流出流量 Q_{riv} と感潮による流量 $Q_T(t)$ の和

$$Q(t) = Q_{riv} + Q_T(t) \quad (2.22)$$

とし、連続方程式 (2.7) に加えるという最も簡単な手法を採用する。このとき、河川の流出流量 Q_{riv} は潮流シミュレーションを行う期間中変化しないものと考え、

$$Q_{riv} = \text{const.} \quad (2.23)$$

とした。

一方、流量 $Q_T(t)$ は時間とともに変動し、計算領域への流入を正とすれば、近似的に

$$Q_T(t) = -A(t) \cdot \frac{d\zeta_m(t)}{dt} \quad (2.24)$$

で表現される。ここに、 $A(t)$: 時刻 t における感潮河川流域面積、 $\zeta_m(t)$: 河口における潮位である。これは、感潮部における水位変動が全域にわたって同時に生じるという仮定に基づくものである。さらに感潮部の川幅 B を一定とみなし、河川の縦断面を河床こう配一定 i で近似すると流域面積は、

$$A(t) = B \cdot \frac{(\zeta_m(t) - \zeta_0)}{i} \quad (2.25)$$

となる。ここに、 ζ_0 は 図-12 に示すように計算のために設定した格子の最も端の境界位置において、河川の流出流量によって生じる水面のレベルである。ただし、計算対象海域の潮位が低下してこの ζ_0 より低くなると、てい線は、図-12 において右方向に移動し、 $Q_T(t)$ は 0 になる。したがって式 (2.25) は、

$$\zeta_m(t) - \zeta_0 \geq 0 \quad (2.26)$$

において定義される。

今、河口の水位変動特性として

$$\zeta_m(t) = a \sin(\omega t - \theta) + b \quad (2.27)$$

の正弦振動を考えると、式 (2.24) は

$$Q_T(t) = -\frac{B}{i} (\zeta_m(t) - \zeta_0) \cdot a \cdot \omega \cdot \cos(\omega t - \theta) \quad (2.28)$$

となる。ここで、 a は潮せき (汐) の振幅、 b は平均潮位である。上記仮定から河道内のタイダルプリズムを P_i と定義すると、これと B/i との間には

$$P_i = \frac{1}{2} \cdot \frac{B}{i} \cdot (a + b - \zeta_0)^2 \quad (2.29)$$

の関係が成立する。 $\theta = 0$ 、 $a = \omega = -B/i = 1$ としたとき式 (2.28) で計算される $Q_T(t)$ と潮位の時間変動の一例を 図-13 に示す。

なお、図-12 において、潮位が低くなり、てい線が右方向に移動する際は、河川流入地点も同様に移動する。

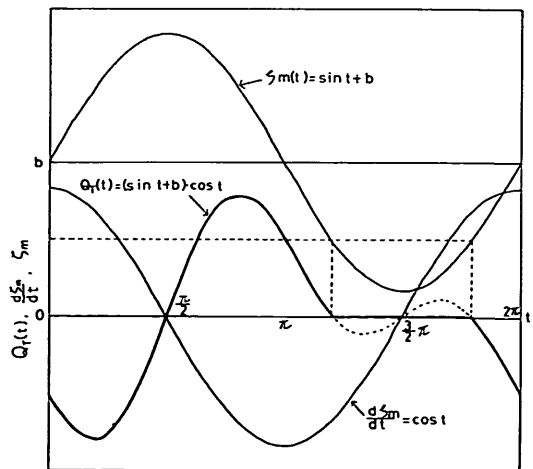


図-13 タイダルプリズムによる流量変化例

これをシミュレートするため、潮流計算をスタートするに先だち、河川流入地点は常に地盤の低い方向に移動すると仮定し、干潟地形データだけに基ついで移動する格子を決定しておき、そのうちで最も境界に近い計算領域内の格子を流入地点とした。

3. 潮流計算モデルの有明海への適用

2.において述べた、移動境界のもとでの潮流計算モデルを、有明海の一部(図-14)の干潟上の流れのシミュレーションに適用する。有明海は、我が国の海湾で最も大きな潮せき振動を持ち、湾奥での潮差は大潮時には5mを超える。この大きな潮せきに影響されて、鉛直方向の混合が極めて活発であると言われている⁹⁾。したがって、河川が流入している地域においても、淡水・海水の二層流は発達しにくいと考えられ、単層モデルである本潮流計算モデルが河口前面の干潟上の流れに適用できると考えられる。

3.1 計算条件

計算対象とする海域は、図-15に示す東経130°30'の子午線より東側の陸地に囲まれた南北約23km、東西約10kmの海域である。図中には、1976年3月の実測結果から読み取った入力データを基にした等深線がD.L.(工事用基準面)を基準に描かれている。満潮時の海域面積($1.74 \times 10^2 \text{ km}^2$)に対し、D.L. ±0以浅の干潟の面積($0.40 \times 10^2 \text{ km}^2$)は約23%をしめる。緑川河口前面の干潟のさらに詳しい地形は、図-78(後述)を参照されたい。計算の座標軸は、 x 軸・ y 軸をそれぞれ経線(北

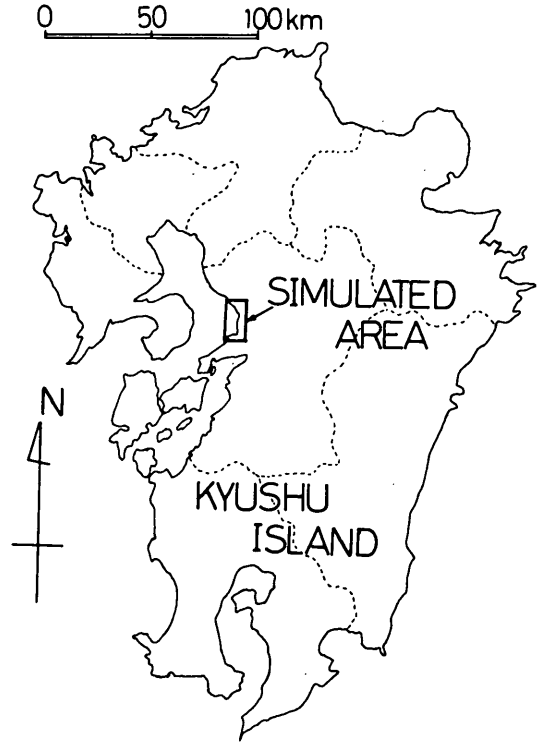


図-14 計算対象海域の位置

方向正)・緯線方向(西方向正)にとり、格子間隔(ds)は300mとした。 $ds=300\text{m}$ は、河川流によって干潟上に形成されているみお筋の幅よりいくぶん大きい。地形デ

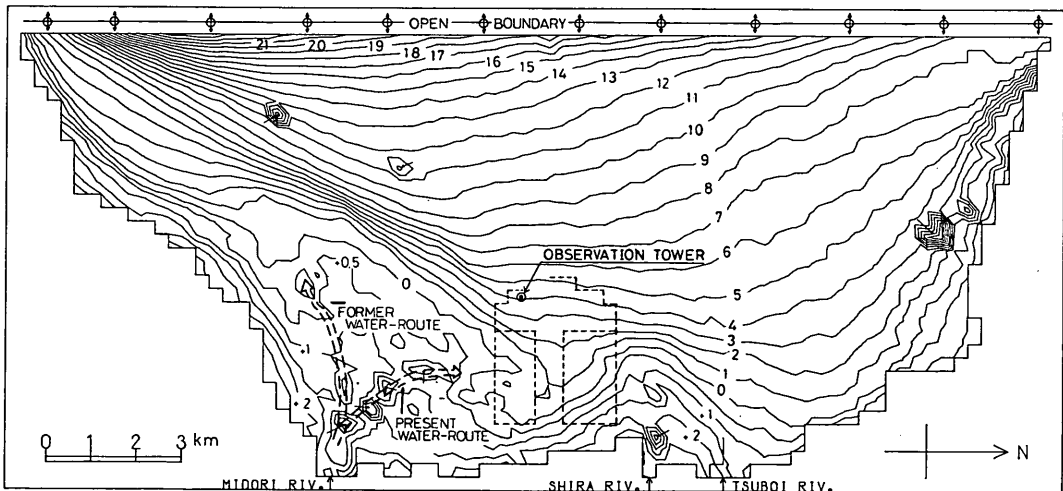


図-15 計算対象海域

干潟上の潮流計算および干潟変形予測の手法

ータは、D.L. ±0 を基準に上方を負とし、0.1 m のオーダーで入力した。本モデルでは、境界をプログラムの中で自動的に設定するため、陸上部についても地形データを入力しておく必要があり、ここでは防潮堤背後の陸上部のレベルを高潮位よりさらに高い -10.0 m 一律とした。計算タイムステップ ($\Delta t/2$) は、計算の安定性、収束性を支配し、一般に次の関係を満足すべきとされている。

$$\frac{\Delta t}{2} < \frac{\gamma ds}{\sqrt{gD_{\max}}} \quad (\gamma=1\sim 3) \quad (3.1)$$

ここに、 D_{\max} : 最大水深である。 D_{\max} として海域の最大水深 21 m + 満潮時水位 5 m を用いると、 $\Delta t/2 < 18.8 \sim 56.4$ s ($\gamma=1\sim 3$) となる。しかしながら、水深 21 m (D.L.) の海域は開境界近くのごく限られた地域であり、ここで問題としている干潟上は非常に浅いところであるので、上記制限を若干緩和して、

$$\Delta t/2 = 60 \text{ s}$$

とする。コリオリ係数は、

$$f = 2 \cdot \frac{2\pi}{24 \times 60 \times 60} \cdot \sin \varphi \quad (3.2)$$

とし、海域の中央における緯度 $\varphi = 32^\circ 45'$ を全域に用い

る。Chezy の係数 C は式 (2.10) における $n=0.026$ 、 $\alpha=1.0$ m を用いた。また、3.3 において C の評価式と潮流ホドグラフの関係を数例検討している。

強制外力として、開境界上の 12 点で実測した流速を用いる流速制御を採用した。この取り扱いについては、初期水位の設定とともに次節で詳述する。

流入河川は、緑川・白川・坪井川の 3 川を考慮し、それらの流下流量は年平均流量を用いる。また、タイダルブリズムおよび式 (2.28) の各係数は表-1 に明記してある。ただし式 (2.28) 中の $\zeta_m(t)$ については、計算モデル中で毎ステップ得られる観測塔位置 (図-15) の潮位を用いる。

なお、潮せきの半日周期を $T=12$ 時間 25 分とし、計算結果の磁気テープ出力は 20 分毎とする。

本計算に用いた上記入力条件を、とりまとめて表-1 に示す。

3.2 流速制御に関する実測データの取り扱い

本シミュレーションにおいては、対象海域の潮差が非常に大きいにもかかわらず、外力の強制条件として潮位制御を用いずに流速制御としている。それは、一つには対象海域が 図-14 を見てもわかるように有明海の彎曲部

表-1 潮流計算条件

諸 元	採 用 し た 値					
(1) 計算対象海域	図-14, 図-15, 東経 130°30' 以東の陸地で囲まれた海域					
(2) 座 標	図-15					
(3) 格子間格 (Δs)	300 m, 全体の格子数 37×79=2923					
(4) 水深, 地形データ	図-15, 昭和 51 年 3 月実施の深浅測量データ (D.L. 基準, 上方を負), 入力精度 0.1 m, 陸上部については一律 -10.0 m					
(5) タイムステップ ($\Delta t/2$)	60 秒					
(6) コリオリ係数 (f)	$f = 2 \cdot \omega \sin \varphi$, $\omega = 2\pi / (24 \times 60 \times 60)$, $\varphi = 32^\circ 45'$					
(7) 粗 度 係 数	$C = \frac{1}{n} (D - 1.0)^{1/6}$, $n = 0.026$					
(8) 強 制 流 速	開境界上 (東経 130°30') の 12 点で実測した流速を用いる。3.2 節参照 大潮時 (1976 年 10 月 8~9 日)					
(9) 初期水位および流速	初期水位 = 全域一定 (1.93 m D.L.), 初期流速 = 全域 0					
(10) 河川流量およびタイダルブリズム		年平均流量 (m^3/s)	タイダルブリズム (m^3)	$2a$ (実測) (m)	$B\omega a^3 i$ (m^2/s)	ζ_0 (m)
	緑 川	54.2	3.01×10^6	3.81 m	145.2	1.1
	白 川	23.5	1.37×10^6	3.81 m	251.6	2.73
	坪 井 川	7.8	0.41×10^6	3.81 m	26.1	1.53

にあり、したがって対象海域の沖を通過する流れが存在すると予想されたからであり、このような状況では一般に流速制御が優れていると言われている⁹⁾。もう一つには、計算領域を通過する流れを潮位制御で再現するためには、開境界の水位・位相に関する精度の高い入力データが必要であるのだが、この 20 km 余りの開境界上の数点でこのような高精度のレベルに関する渡海測量を実施することは技術的に困難なことである。

潮流の実測データは、図-15 に示す開境界に平行の測線上（東経 130°30'）の ⊙ 印で示す 12 点（間隔約 2 km）で 1976 年 10 月 8 日～9 日の大潮時 25 時間連続観測によって得られたものである⁹⁾。各測点では、海面下 0.5 m（上層）と海底上 0.5 m（下層）の 2 層において小野式流速計で測定したものであり、全測定点は 12×2=24 点である（図-16）。実測データの東西方向成

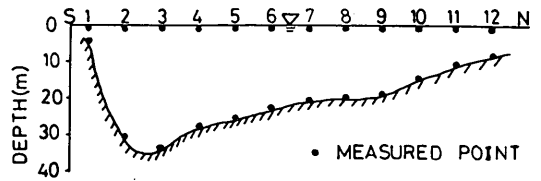


図-16 開境界における潮流測定点（断面図）

分（西方向を正として）のフーリエ分解の結果を、恒流・1・1/2・1/4 日周潮について表-2 に示し、これらの係数のうち恒流成分を除いて計算される開境界の最強上げ潮・下げ潮時の流速分布をそれぞれ図-17・18 に示す。各図とも上段が上層、下段が下層のものである。

潮流計算モデルは、単層モデルであるから流速制御の流速として鉛直方向の平均流速を用いる必要があり、したがって上層・下層の流速値を用いて各地点の鉛直方向

表-2 フーリエ解析で得られた係数

測点	恒流*	1 日 周 潮		1/2 日 周 潮		1/4 日 周 潮		
	m/s	振幅 (m/s)	位相 (度)	振幅 (m/s)	位相 (度)	振幅 (m/s)	位相 (度)	
上層	1	0.004	0.040	18.0	0.191	166.0	0.030	128.0
	2	0.033	0.047	111.0	0.291	187.0	0.040	199.0
	3	0.094	0.041	127.0	0.229	196.0	0.022	266.0
	4	0.091	0.108	151.0	0.206	185.0	0.028	292.0
	5	0.069	0.054	138.0	0.201	188.0	0.019	79.0
	6	0.020	0.081	156.0	0.168	187.0	0.022	15.0
	7	0.060	0.099	160.0	0.130	200.0	0.021	120.0
	8	0.078	0.024	152.0	0.089	202.0	0.058	211.0
	9	0.022	0.066	131.0	0.091	195.0	0.027	197.0
	10	0.084	0.027	166.0	0.084	250.0	0.056	183.0
	11	0.002	0.020	266.0	0.091	324.0	0.011	19.0
	12	0.119	0.027	308.0	0.233	330.0	0.035	290.0
下層	1	0.002	0.049	82.0	0.284	159.0	0.027	123.0
	2	-0.048	0.040	192.0	0.209	168.0	0.010	62.0
	3	-0.024	0.016	19.0	0.146	186.0	0.009	98.0
	4	-0.030	0.004	60.0	0.159	176.0	0.021	191.0
	5	-0.036	0.013	94.0	0.183	197.0	0.028	255.0
	6	-0.015	0.014	84.0	0.143	157.0	0.011	246.0
	7	-0.012	0.050	324.0	0.142	155.0	0.010	199.0
	8	-0.010	0.033	266.0	0.114	157.0	0.010	214.0
	9	-0.008	0.015	208.0	0.086	159.0	0.009	228.0
	10	-0.028	0.011	255.0	0.039	158.0	0.014	302.0
	11	-0.035	0.045	296.0	0.037	357.0	0.020	198.0
	12	-0.031	0.045	278.0	0.136	345.0	0.022	328.0

* 西向きを正とする。

干潟上の潮流計算および干潟変形予測の手法

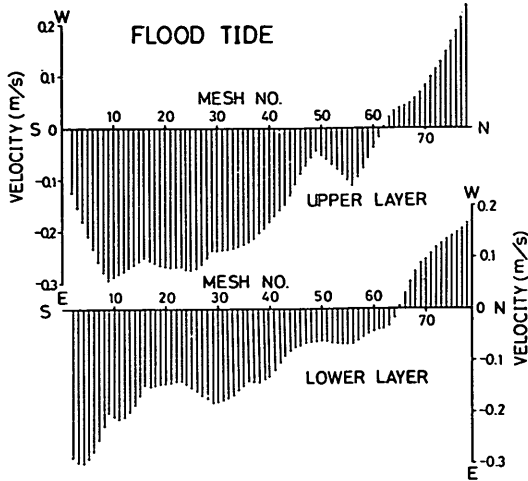


図-17 開境界流速分布 (最強上げ潮, 東西成分, 恒流成分は含まない)

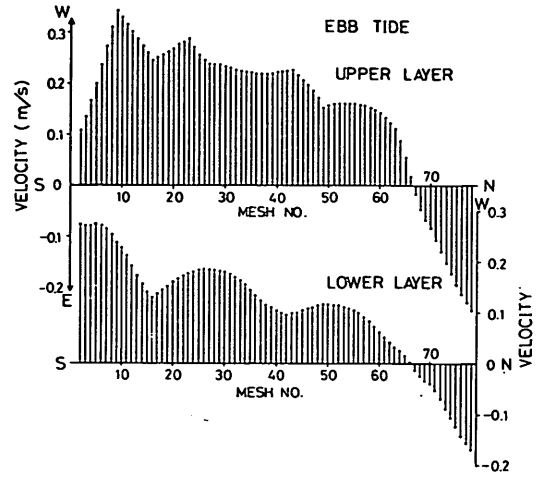


図-18 開境界流速分布 (最強下げ潮, 東西成分, 恒流成分は含まない)

平均流を算定しなければならない。しかし、このため必要となる鉛直方向の速度分布は不明であり、また 図-16 より明らかなように上・下層の測定点はそれぞれ海表面・海底に接近し、しかもそれぞれの測定点を含む鉛直方向の水深は場所により異なる。さらに上層では、流速計をフロートに取り付けている関係上、その測定点レベルが潮位とともに変動している。この様な状況にあるときの

鉛直方向平均流速の算定を以下のように行った。

まず、表-2 の各係数を用いて、開境界断面を通じて計算対象海域に流入してくる海水の時間累積容積の変化を計算した。この計算において、境界の潮位変動は無視し、水深データ (D.L. 基準) に一律 2.0 m を加えた一潮汐間の平均的な水深を用いた。図-19 にその結果を示す。図中、破線は平均流速として上層の実測流速だけを、ま

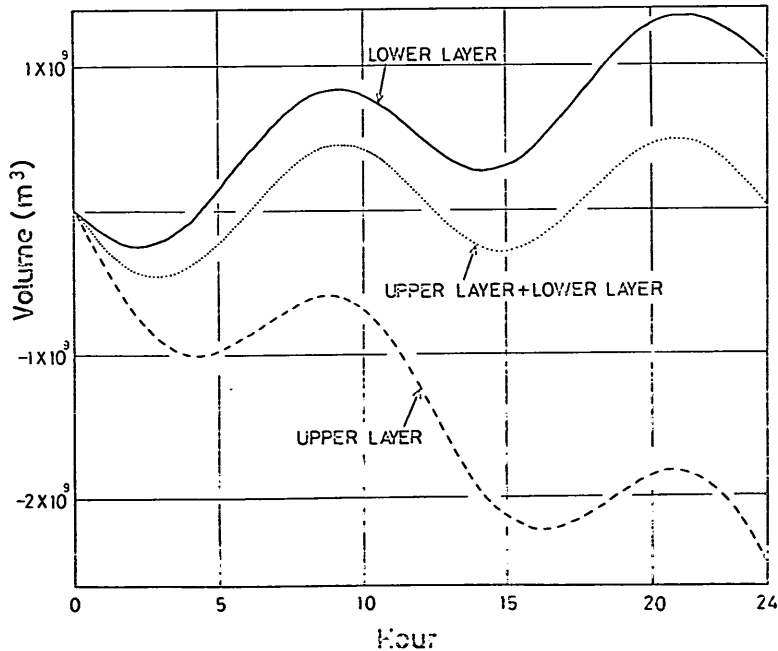


図-19 計算領域に流入する海水の累積容積

た実線は下層の実測流速だけをそれぞれ用いた結果である。上層の流速だけを用了(破線)場合、計算領域内の累積容積は時間とともに変動しながら、負の値で減少する。すなわち、計算対象海域から外へ海水が流出してしまい、対象海域の水位が低下することを意味している。また、逆に下層の流速だけを用了(実線)場合は、水位が時間とともにどんどん上昇することを意味している。実際には、24時間の累積容積が、河川からの流入流量分だけ負になるはずである。この場合河川流入流量は、表-1より

$$(54.2+23.5+7.8) \times 60 \times 60 \times 24 = 7.4 \times 10^6 \text{ m}^3$$

であり、図-17の容積と比較して無視してよい程度である。そこで、24時間後の累積容積が0になるように、上・下層の流速を全測点にわたって同一比率で配分して計算した結果を点線で示してある。このときの配分値は、

$$V_{\text{mean}} = 0.297V_{\text{Upper}} + 0.703V_{\text{Lower}} \quad (3.3)$$

であった。

図-20は、実測恒流の東西方向成分を示すものであり

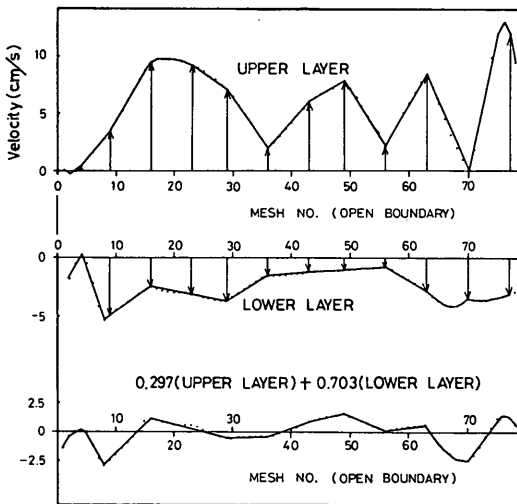


図-20 開境界の恒流東西成分(実測)

流速値が正は西方(計算対象海域から流出する方向)を意味する。上段は、上層の実測値に基づくものであり、すべての地点において、恒流は計算対象海域から外に向っている。また中段は下層のもので、すべての地点で内に向っていることが認められる。この特性により、図-19の累容積量の変化が生じたことになる。最下段には、上・下層の恒流成分を式(3.3)と同様に比例配分したと

きの鉛直方向平均恒流である。これによると、平均恒流流速は小さいものとなり、しかも場所による傾向は認められず0を中心に正負ほぼ均等に分布している。すなわち、各地点の上下層の恒流成分は常に逆方向であり、それらの流速比はほぼ一定であると見せる。そこで、開境界断面を横切る鉛直方向平均恒流は全断面において0であるとし、フーリエ分解で得られた各地点の上・下層の恒流成分すべてを省略した。

上記理由により、実測データから恒流成分を取り除いてしまうと、上・下流速のいかなる配分で平均流速を算定しようとも24時間後の累積容積が0でなくなる恐れはまったくなくなる。この状態で、改めて上下層流速の配分を検討する。すなわち、一般に日潮不等があるとき、潮位の正・負のピークとして高高潮位・低高潮位・低低潮位・高低潮位が存在する¹⁰⁾ので、上・下層の流速配分を調整してこれらの4つの水位のピークを実測値に一致させる。対象海域には干潟があり海域面積は時間とともに変化しているけれども、平均的には握すると図-19の累積容積の変動は潮位変動の特性を表わすとみなせるので、ここでは累積容積のピークについて調べる。

図-21は、上下層の配分比と累積容積のピーク値の関係を示し、上段横軸が下層流速に対する割合、下段横軸が上層流速に対する割合を示している。また、4本の曲線の意味として、下層0.35・上層0.65の場合の累積容積変化特性の概略図をあわせて示している。図より、高高潮位と低高潮位の関係は、上下層の配分の変化にあまり関係ない。一方、低潮位については、上層流速の配分割合が増加すると(図中右方向)低低潮位は徐々に低く、高低潮位は徐々に高くなり、それらの差は増大する。ここでは、この図を用いて、式(3.3)の関係に近くかつ流速測定日(1976年10月8日~9日)の潮位測定データともよく一致するように

$$V_{\text{mean}} = 0.15V_{\text{Upper}} + 0.85V_{\text{Lower}} \quad (3.4)$$

とした。ただし、ここにおける V_{Upper} 、 V_{Lower} には恒流成分が含まれていない。なお式(3.4)の配分割合を図中にBで示し、式(3.3)のそれをAで示している。

実測潮流データの取り扱いに関する以上の検討は、潮流計算とは別に作った簡単な計算機プログラムによって検討したものである。ところが、計算初期水位の設定および潮差の再現については、実際に潮流計算モデルを試行する必要がある。というのは、流速制御の場合計算対象海域の水位変動は流入する流量によって生じるものであるから、初期水位を高く設定すると大流量の流入流出

干潟上の潮流計算および干潟変形予測の手法

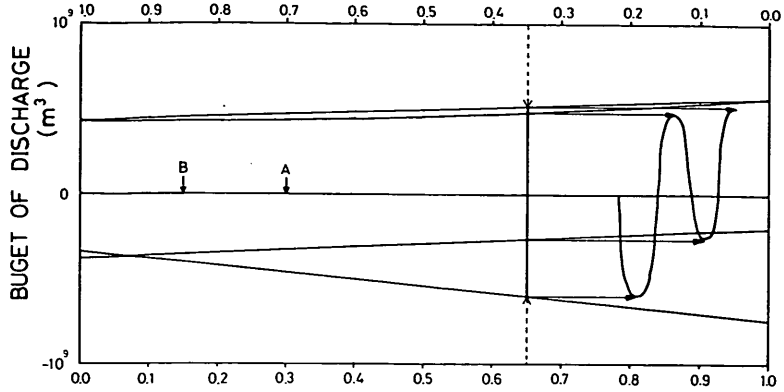


図-21 上下層の流速配分比と累積容積ピークの関係

を伴い、その結果潮差は大きくなるし、その逆においては、潮差が小さくなる。ただし、この試行は2潮せきすべてを行う必要はなく、1/4 潮せき程度でおおまかなところが予想できる。本ケースでは、5回にわたる試行計算のち、初期水位として +1.93 m を、またそのときの潮差を実測値と合せるため式 (3.4) にさらに係数をかけて、次式

$$V_{\text{mean}} = 0.845(0.15V_{\text{Upper}} + 0.85V_{\text{Lower}}) \quad (3.5)$$

によって、開境界の各地点の鉛直方向平均流速を算定した。

なお、流速制御の計算プログラム上の操作は、参考文献 5) に詳しい。

3.3 再現性の検討

(a) 潮位

図-22 に2潮せき間の計算された潮位変動と開境界で流速を実測した1976年10月8日~9日(大潮)の潮

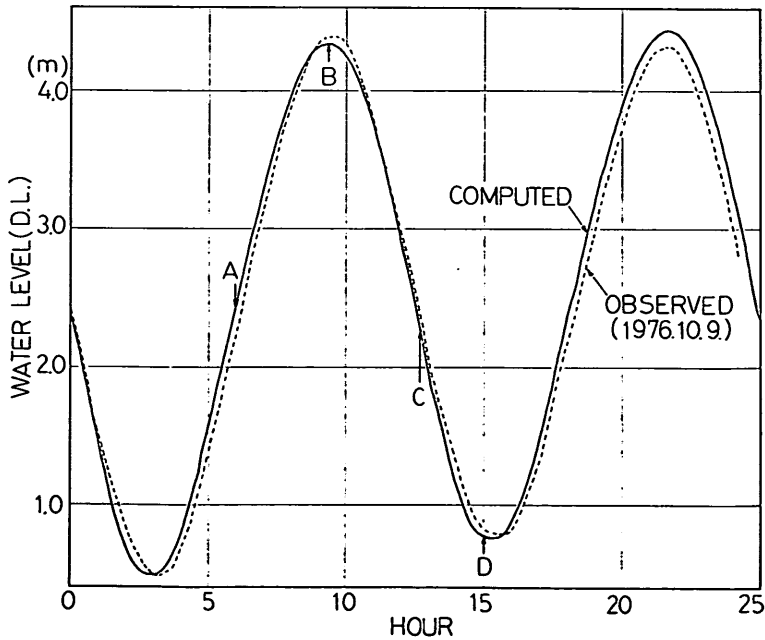


図-22 潮位変動

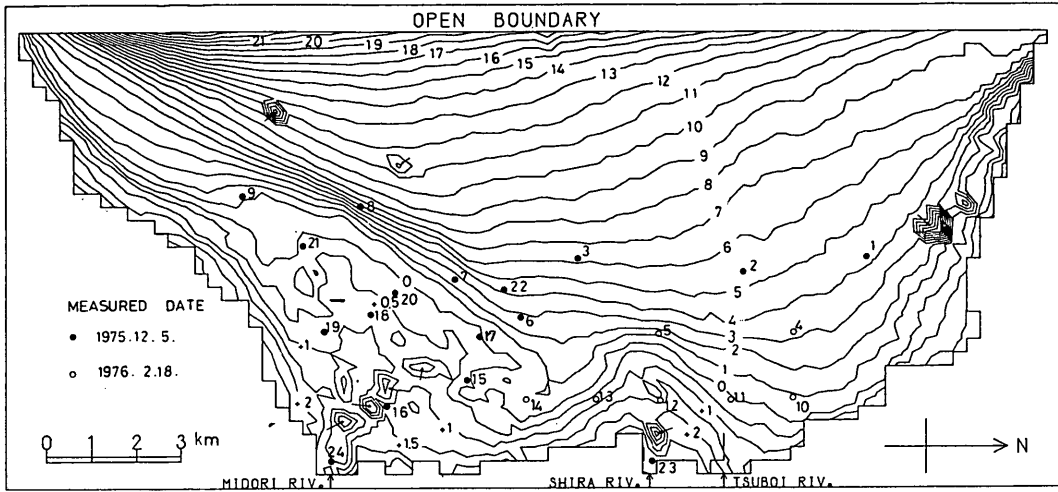


図-23 干潟周辺の潮流実測地点

位変動をそれぞれ実線と破線で示している。潮位の実測は、図-15 に示される計算対象海域のほぼ中央に設置している観測塔において行われたものである。

計算された潮位は、高高潮位・低高潮位の出現時刻が実測潮位と逆になっているけれども、もともと日潮不等がきわめて弱いためその誤差（各ピークの実測値と計算値の水位差を潮位で割ったもの）は2.5%と小さく、潮位の再現性はきわめて良好である。なお、位相についての誤差はほとんどない。

このように、強制外力として流速制御の操作をおこなない、十分に潮位の再現が出来ることは開境界における高密度の潮流実測データが利用できたためであり、しかもその実測データについて2.2に述べた特別の配慮を行ったことによると考えられる。

(b) 干潟周辺の潮流ホドグラフ

次に、図-23 の No. 1~No. 24 の干潟周辺位置において実測された潮流¹⁴⁾と計算された潮流についての検討をおこなう。潮流の実測は1975年12月4日~5日(図中黒丸)と1976年2月18日~19日(図中白丸)に実施されたものであり、ともに大潮である。したがって、これらの測定日が開境界の潮流実測日(入力データ)と異なるけれども、同じ大潮時であることからして諸条件は類似したものであると考えてよい。

各地点の2潮せき間の潮流ホドグラフを図-24~図-47に示す。各図の上段が実測値で、実線は海底上0.5m、点線は海面下0.5mの潮流であり、下段は計算値である。座標軸には流速とともに4方位が明記されている。

No. 15(図-38), No. 23(図-46), No. 24(図-47)を除いて、計算値は海底上0.5mの実測値と流速の大きさ・流れの主方向・ホドグラフのパターンともによく一致している。特にNo.7(図-30), No. 14(図-37), No.

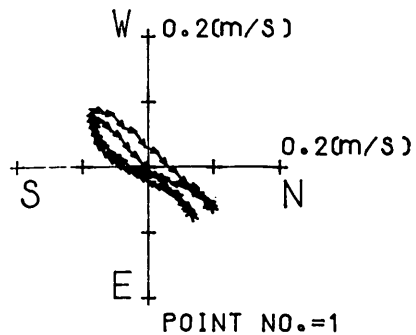
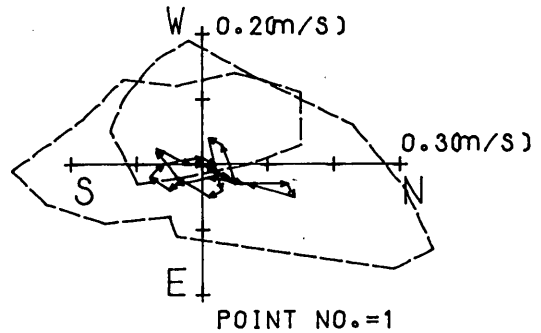


図-24 潮流ホドグラフ (No. 1)

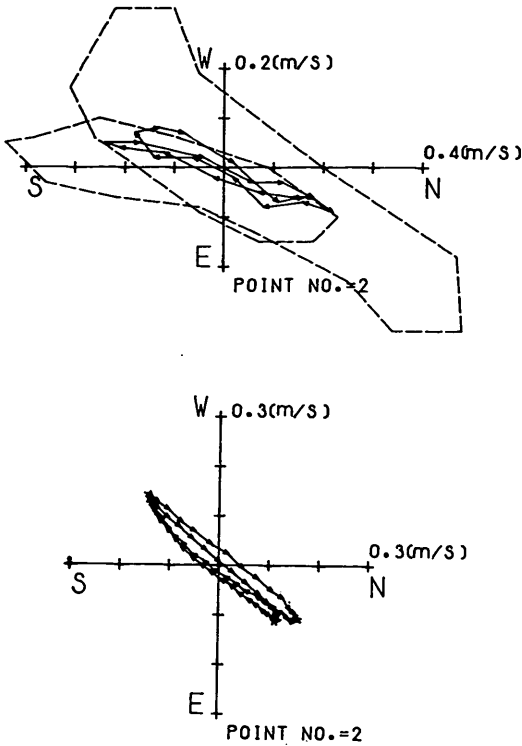


図-25 潮流ホドグラフ (No. 2)

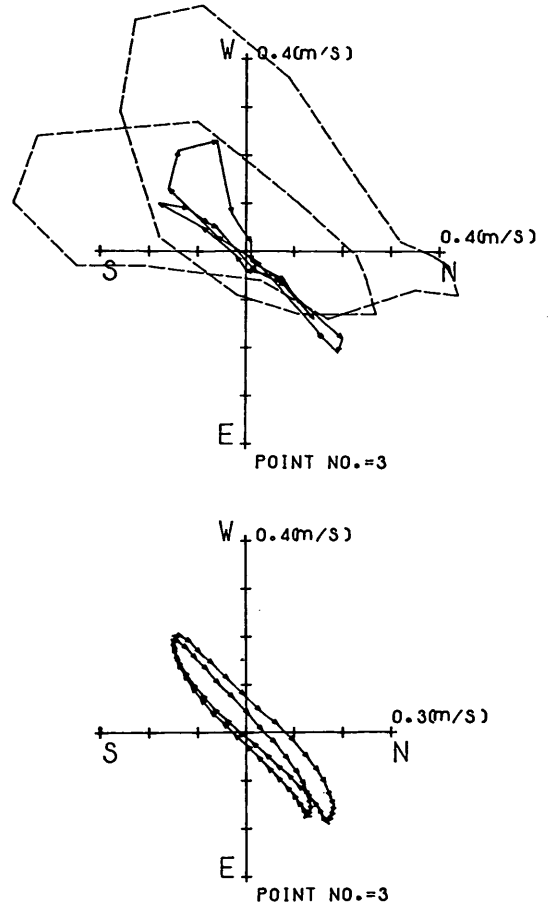


図-26 潮流ホドグラフ (No. 3)

17 (図-40), No. 20 (図-43) 地点で実測された特徴あるホドグラフのパターンを計算値はよく再現している。No. 15 (図-38) の実測値は、測定地点がちょうどみお(藩)筋の中に位置しているため付近に特異な流れが生じていることも十分考えられるけれども、それにしてみお筋内を流れる河川流の影響がほとんど認められない。むしろ、近くの No. 14, No. 17 の実測値と比較して、測定誤差 (ホドグラフのパターンから、小野式流速計に何らかの浮遊物が付着し十分に流向が測定されなかったことが考えられる) の含まれる可能性が高い。No. 23 (図-46), No. 24 (図-47) はそれぞれ白川・緑川の河口に位置しており、実測潮流の主方向はともに東西方向である。一方計算値は南東-北西方向に傾いている。これは、測点が計算上の境界に近いこと、河川流入地点であること、さらには、流速の定義点が u, v で異なること等に起因するものであり、本モデルの特性上しかたがないことである。ただし、流速の大きさはよく似ている。なお、No. 23 (図-46) の実測流速のうち第 I 象限のデータは潮位が低くなり流速計のプロペラが風で回転した

ものではないかと考えられる。

計算で得られた潮流ホドグラフが地点によって不連続になっているのは、実測データとのかねあいで水深が 0.5 m 以下になったときの流速を省略しているためである。

(c) 恒流 (潮せき残差流)

図-24~47 の潮流ホドグラフのように、沿岸浅海域においては、流向・流速が周期的に変動している。さらによくこれらの図を見ると、潮流ホドグラフの中心と座標の原点は一般に一致していない。これは、潮せき流とともに恒流と称する流向がほぼ一定の流れが混在しているためである。

実測データに含まれる恒流は、流体運動の非線型性・地形の特殊性に起因する流れおよび海浜流・吹送流・密

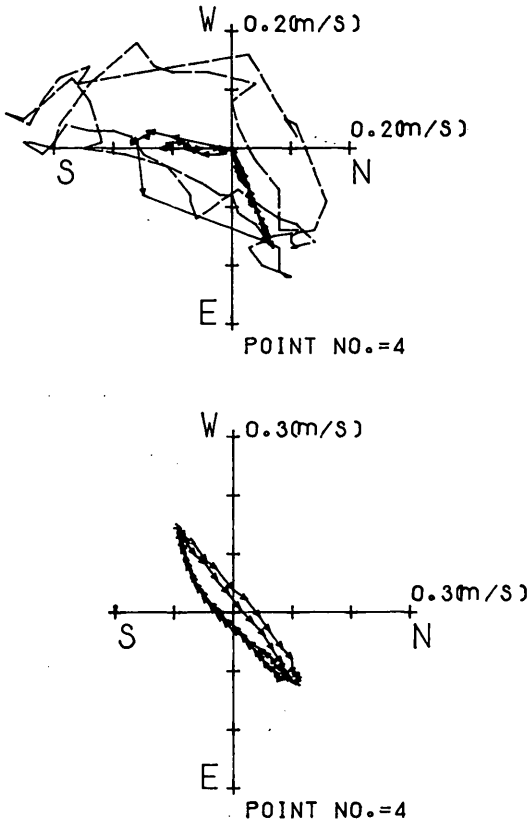


図-27 潮流ホドグラフ (No. 4)

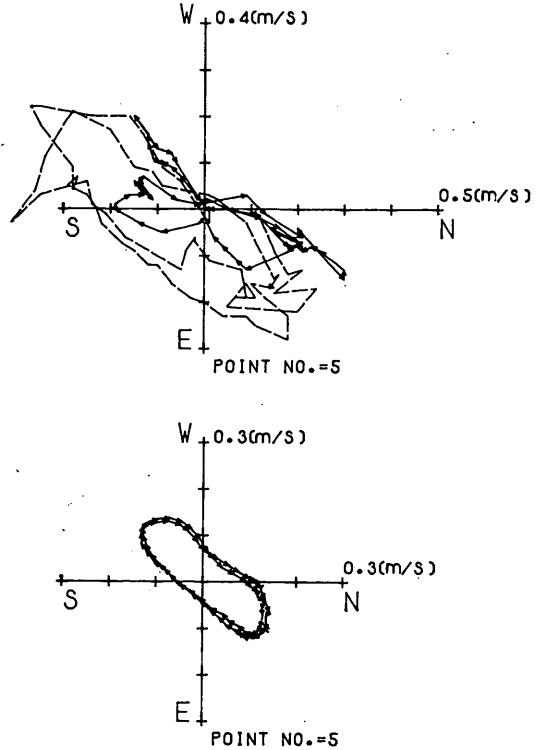


図-28 潮流ホドグラフ (No. 5)

度流等が重なり合ったものであり、それぞれの流れを分離することは不可能である。一方、潮流計算で得られる流速に含まれる恒流は、その計算条件から流体運動の非線型性と地形の特殊性のみに起因するものであり、特に潮せき残差流と称されている。

ここでは、実測データから得られた恒流と流潮計算で得られる潮せき残差流について比較する。実測恒流は、2 潮せき間の流速データを東西・南北成分に分解した後、それぞれについて調和解した結果得られた定数項を再合成して求める。また、潮せき残差流は、2 潮せき間の 20 分ごとに磁気テープに出力している流速の平均的操作を行うことによって求める。ただし、干潟上の干潮時に露出する地点の潮せき残差流は、露出時の流速を 0 として平均した。

図-48 は、その結果得られた恒流（潮せき残差流）であり、細い矢印が計算値、太い矢印が海底面上 0.5 m の

実測値でそれぞれの測点は 図-23 の No. 1~24 に対応している。流速ベクトルの表わす速度の大きさは、左下隅に凡例を示している。また図中の点線は D.L. ± 0 m の等深線位置と次章で述べる新しい港の建設位置である。

図によると、新しい港建設予定地点のすぐ南側 (No. 15) の実測恒流が非常に大きく 20 cm/s に達する。この地点の流速データは、潮流ホドグラフの再現性の検討においても唯一計算値と異なる地点であり、その測定上の精度が疑問視される。それ以外の地点における、実測恒流と潮せき残差流は、流向・流速ともきわめてよく一致している。すなわち、計算において干潟上の流れは白川から緑川に南下した後緑川前面で方向を 45° 変化し南西に向かう。この傾向は D.L. ± 0 m 以浅の地域全体に生じている。南西方向へ流れる恒流は干潟幅が急激に狭くなるあたりで一部沖へ流出し、 180° 方向転換して D.L. ± 0 m より沖のやや深い水深の海域を北西に向う。この北西流は、港建設予定地点あたりでほとんど消滅しごく一部が再び干潟上に流入してくる。したがって、緑川の

干潟上の潮流計算および干潟変形予測の手法

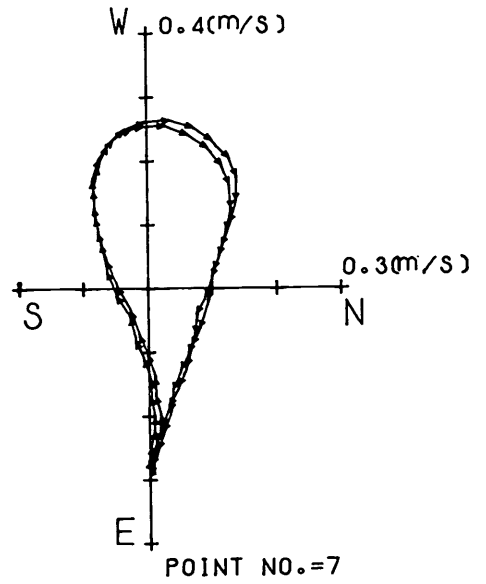
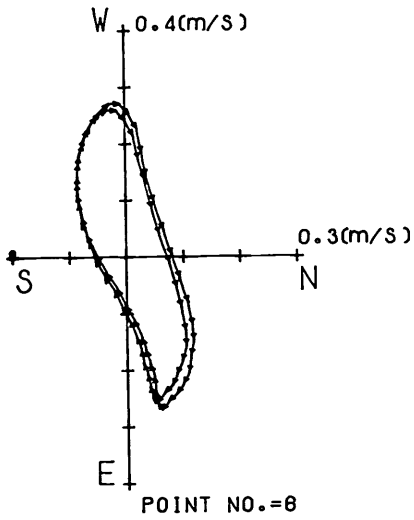
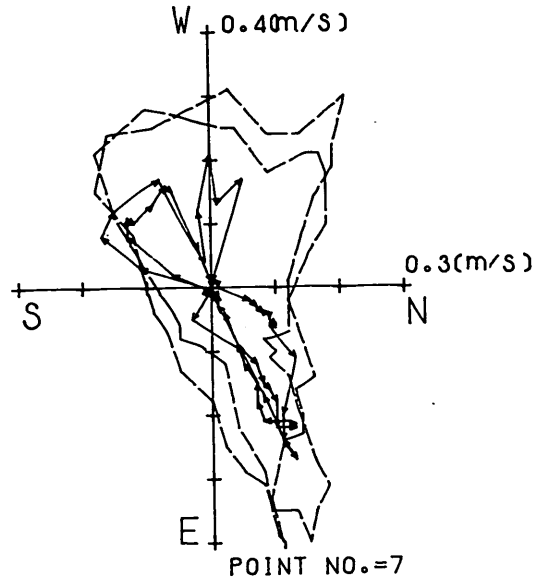
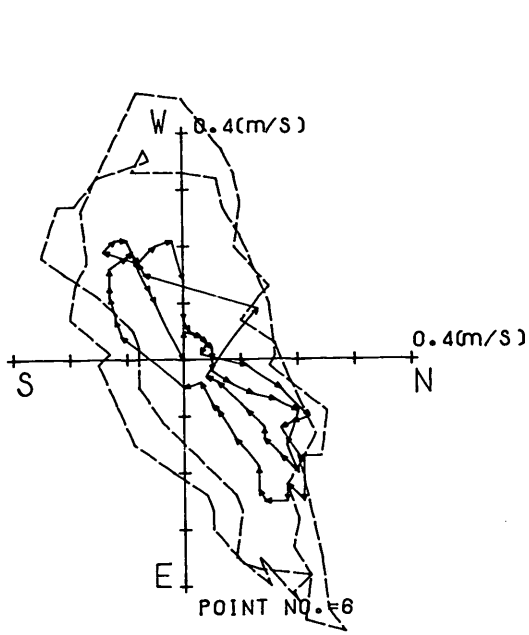


図-29 潮流ホドグラフ (No. 6)

図-30 潮流ホドグラフ (No. 7)

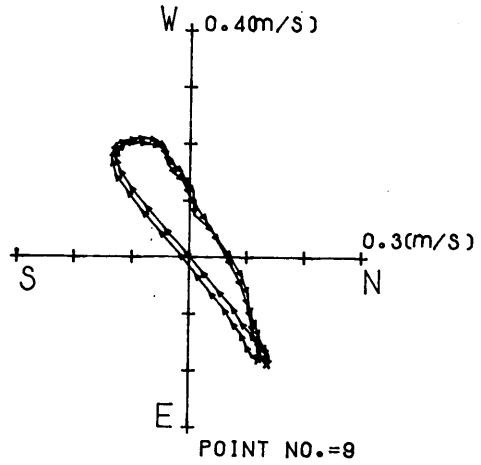
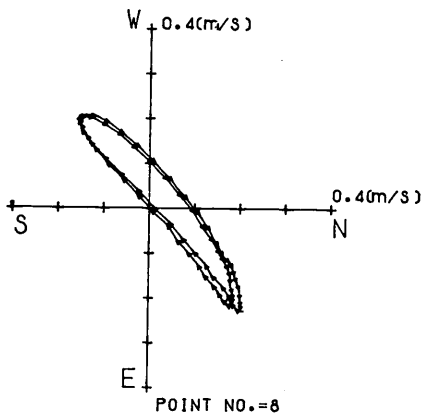
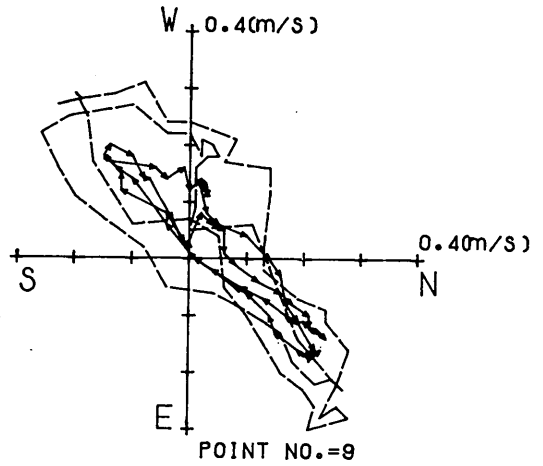
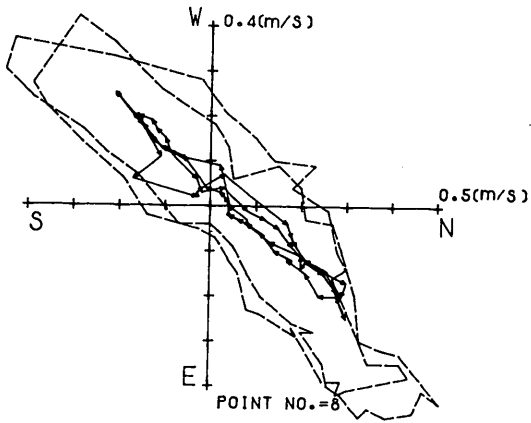


図-31 潮流ホドグラフ (No. 8)

図-32 潮流ホドグラフ (No. 9)

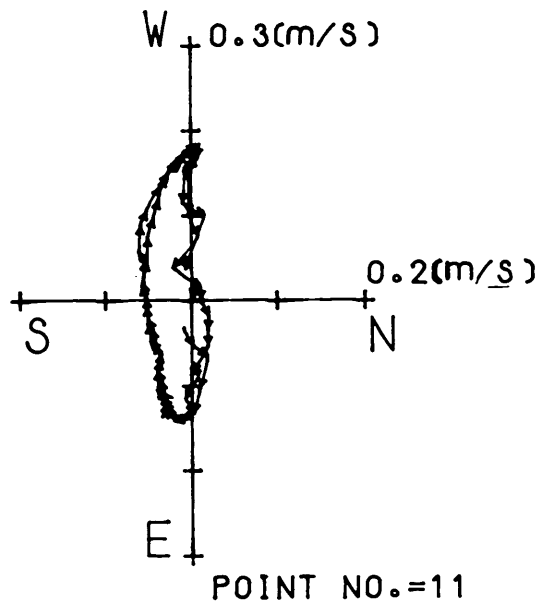
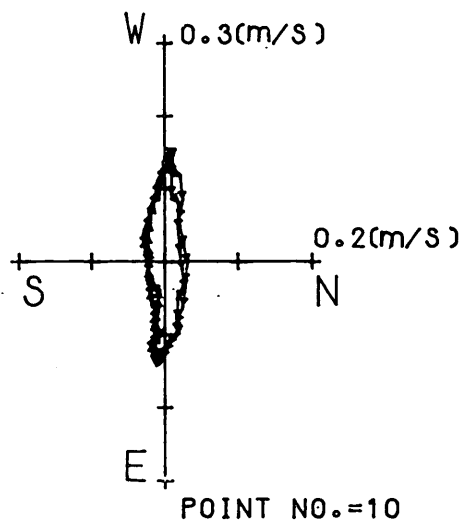
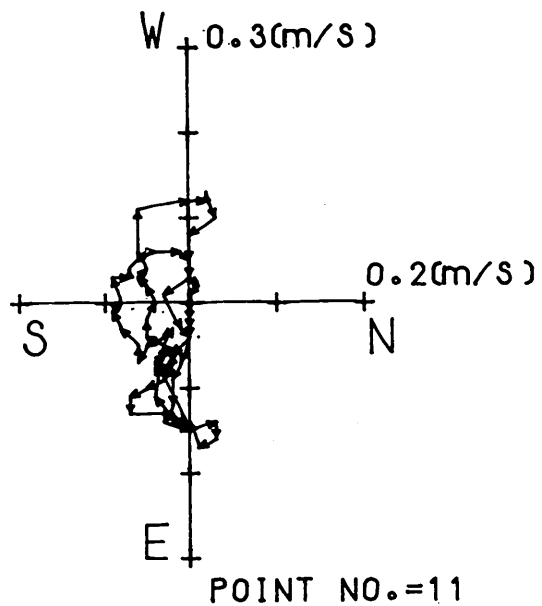
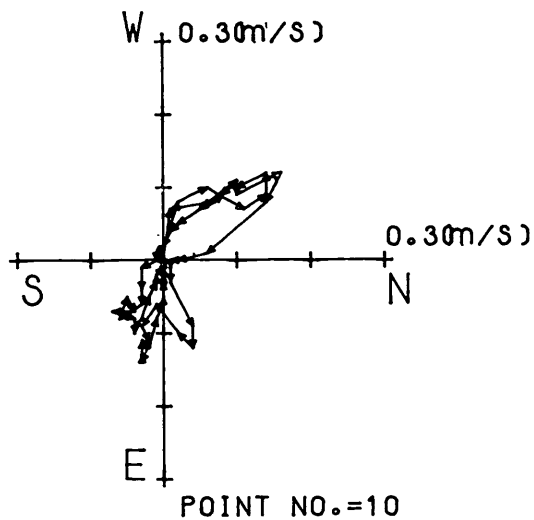


図-33 潮流ホドグラフ (No. 10)

図-34 潮流ホドグラフ (No. 11)

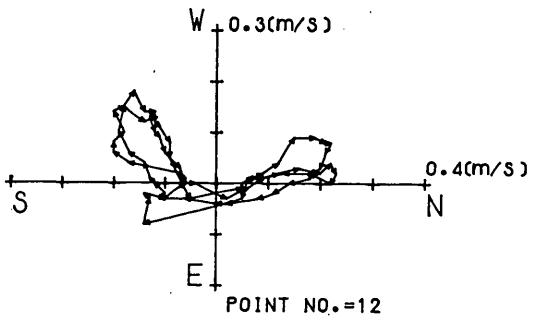


図-35 潮流ホドグラフ (No. 12)

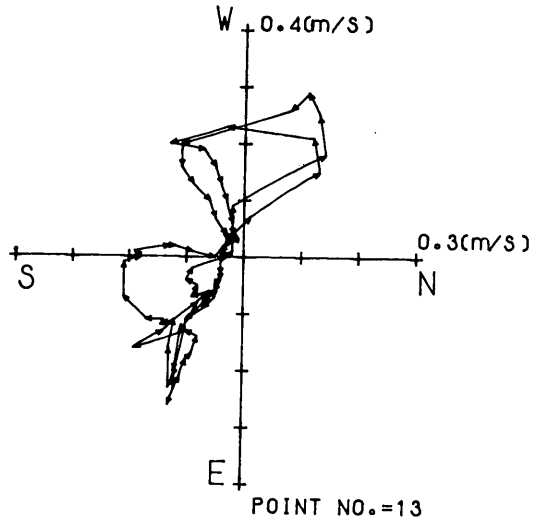
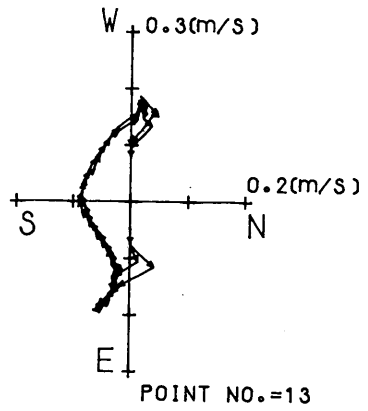
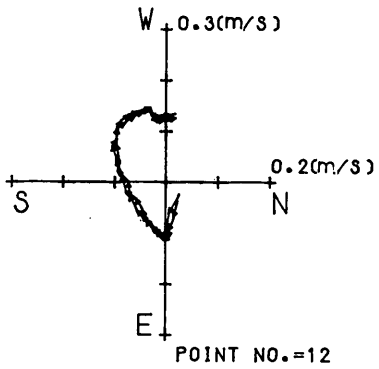


図-36 潮流ホドグラフ (No. 13)



干潟上の潮流計算および干潟変形予測の手法

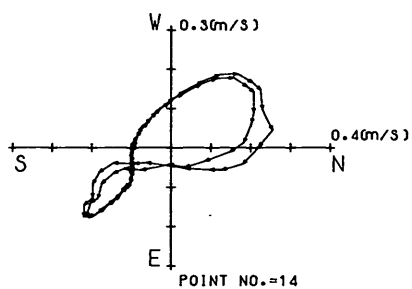
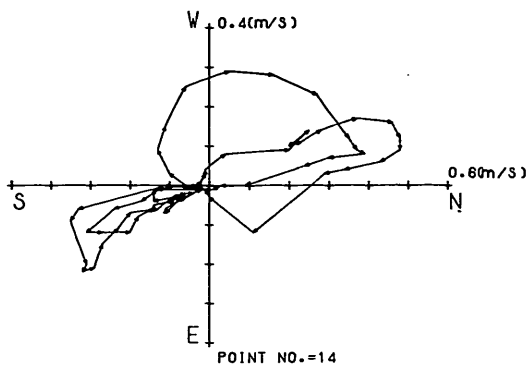


図-37 潮流ホドグラフ (No. 14)

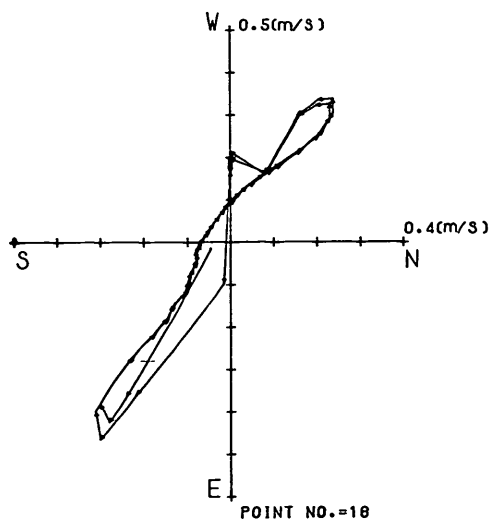
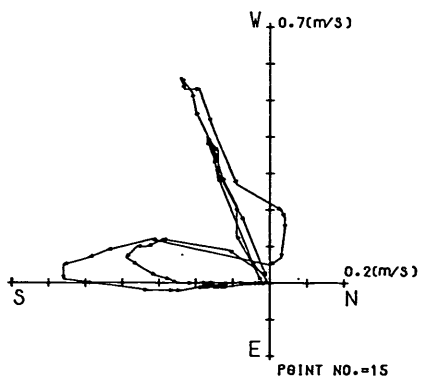
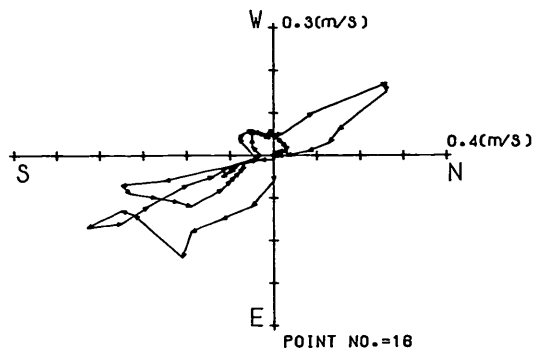


図-39 潮流ホドグラフ (No. 16)

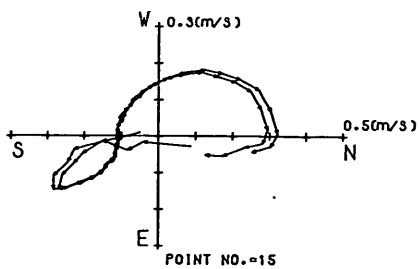


図-38 潮流ホドグラフ (No. 15)

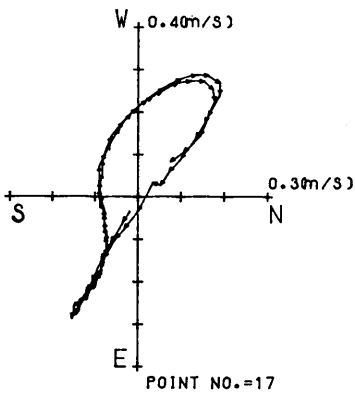
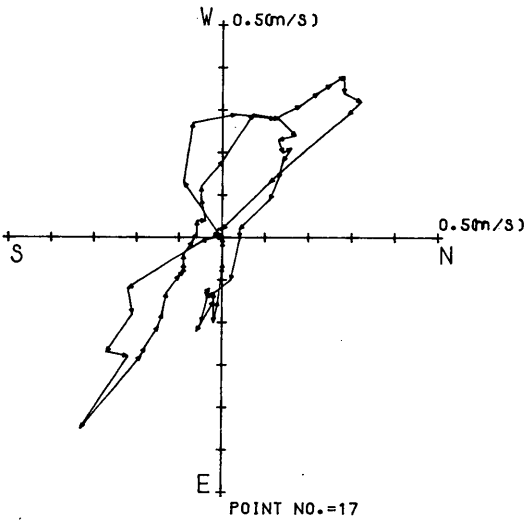


図-40 潮流ホドグラフ (No. 17)

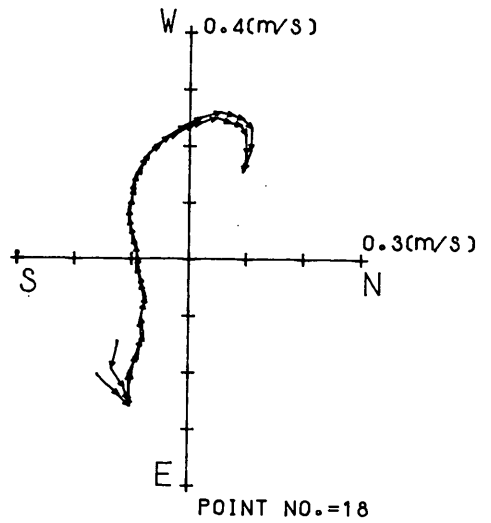
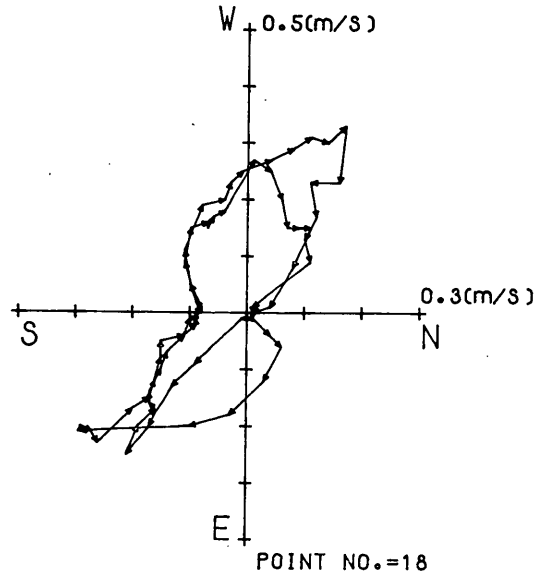


図-41 潮流ホドグラフ (No. 18)

干潟上の潮流計算および干潟変形予測の手法

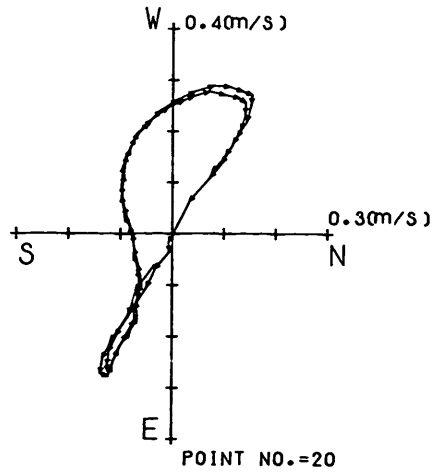
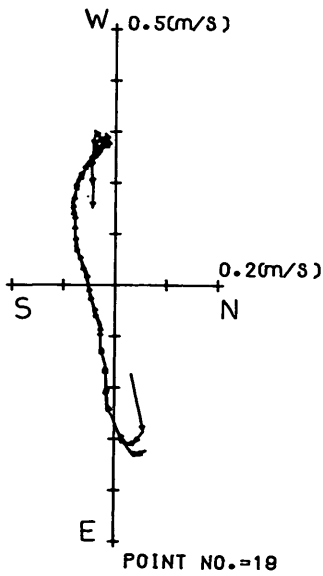
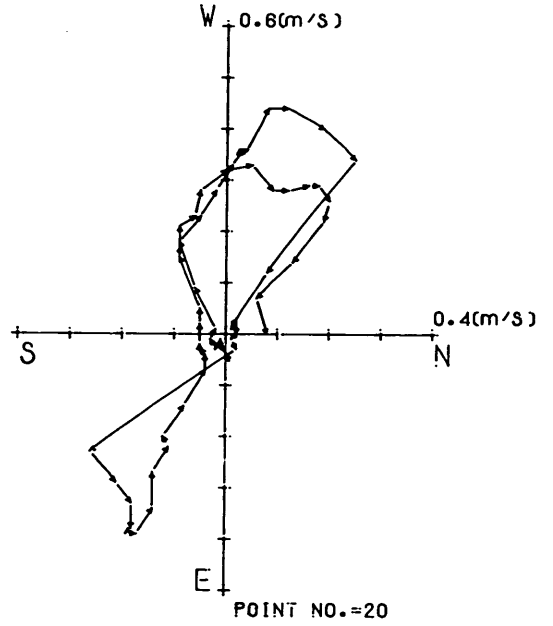
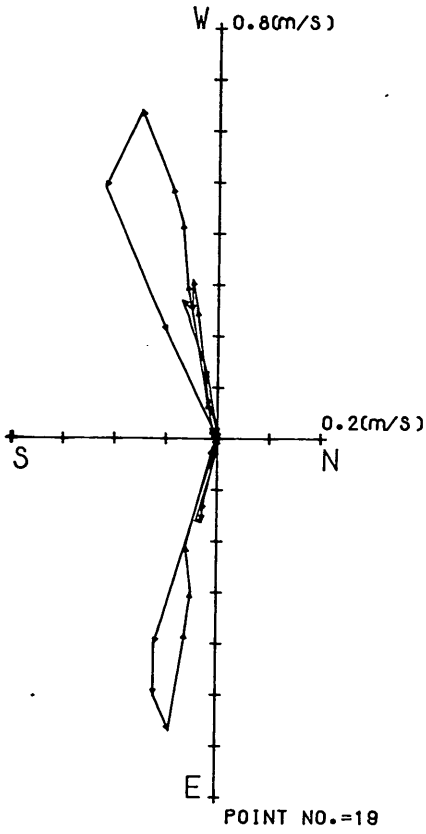


図-42 潮流ホドグラフ (No. 19)

図-43 潮流ホドグラフ (No. 20)

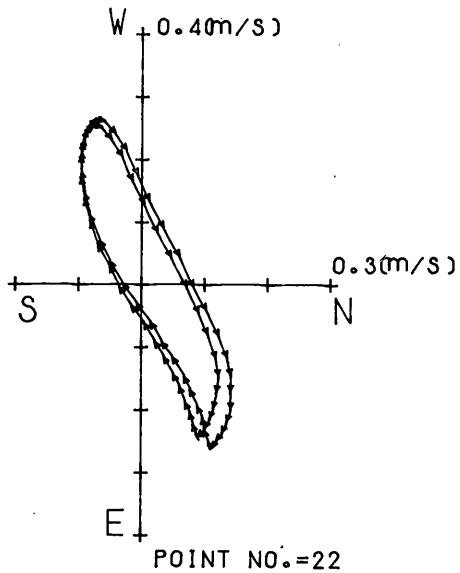
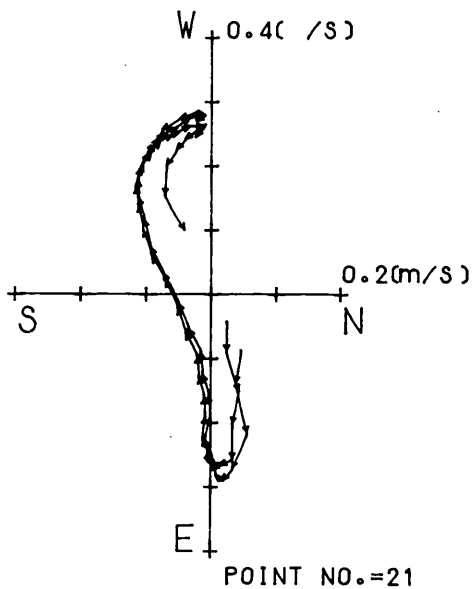
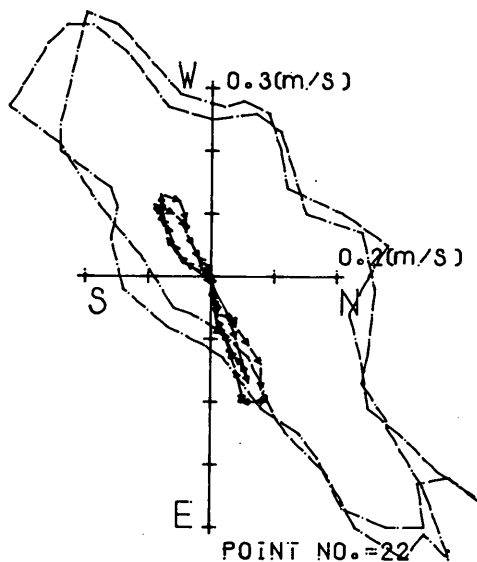
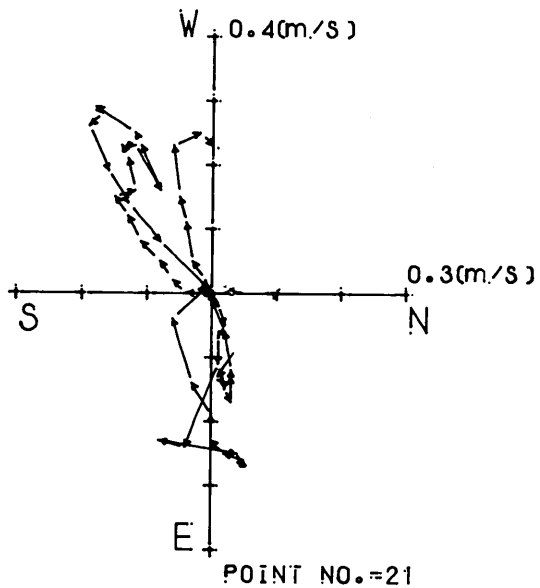


図-44 潮流ホドグラフ (No. 21)

図-45 潮流ホドグラフ (No. 22)

干潟上の潮流計算および干潟変形予測の手法

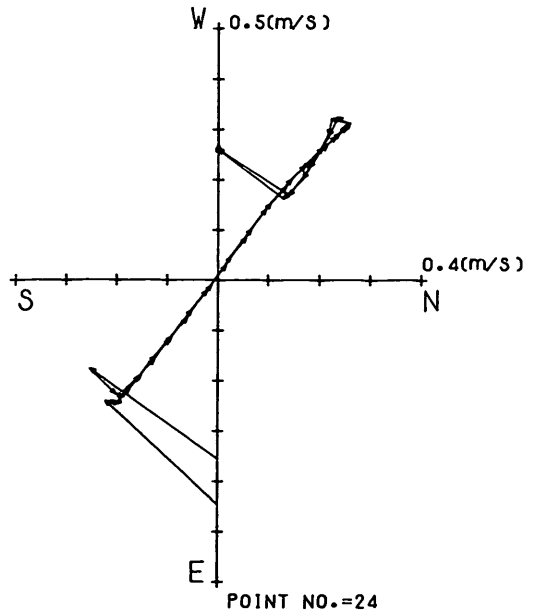
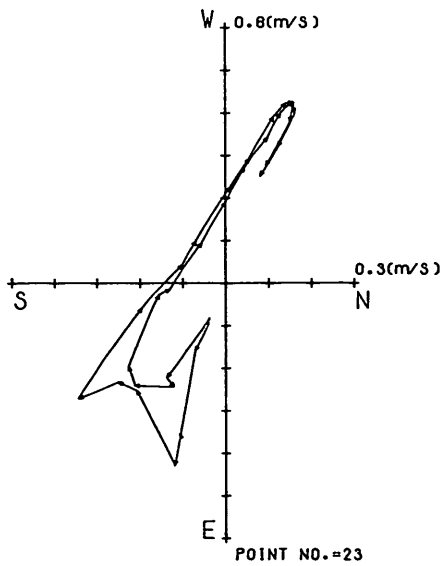
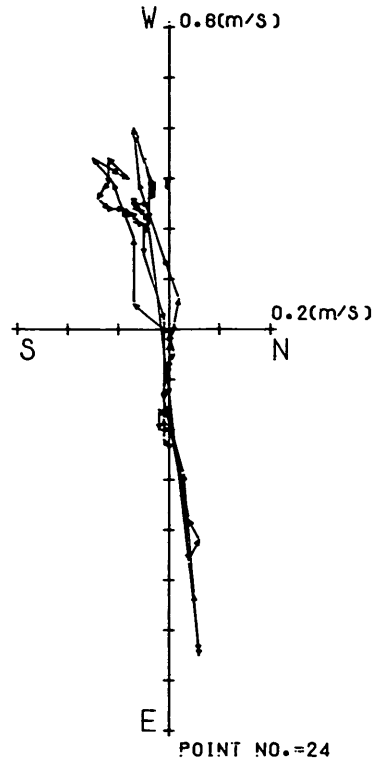
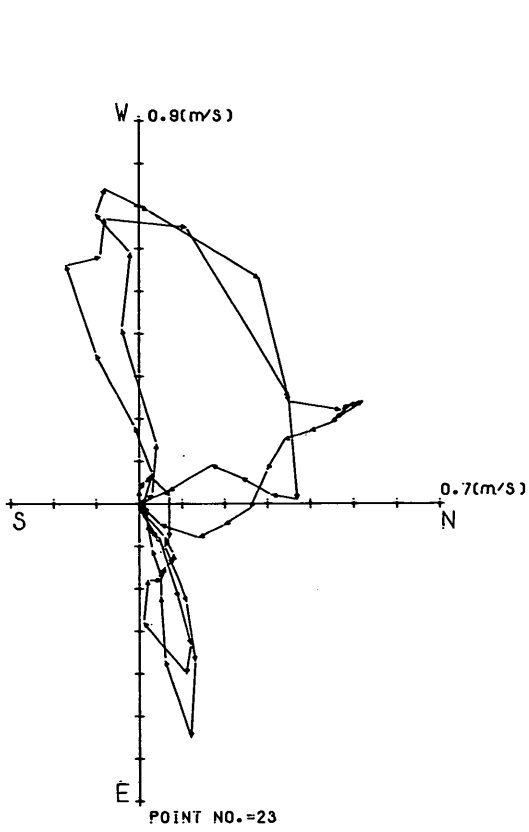


図-46 潮流ホドグラフ (No. 23)

図-47 潮流ホドグラフ (No. 24)

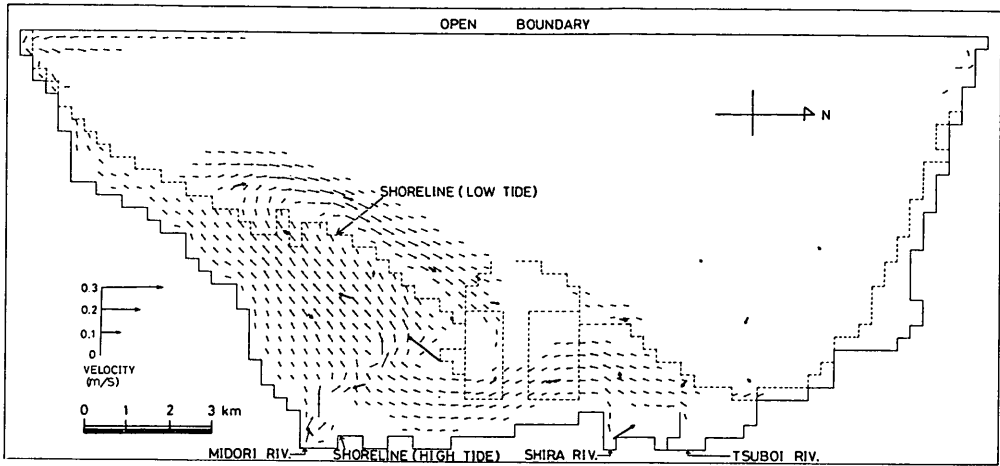


図-48 干潟上の恒流 (潮せき残差流)

干潟周辺には南西 - 北東方向に引き延ばされた時計回りの循環が形成されており、D.L. $\pm 0\text{ m}$ の等深線に沿って循環内の死水域が存在する。これらの流速は全体におおむね 5 cm/s 以下である。この傾向を実測値もよく示している。また干潟上には、循環の輪を切るようにみお筋 (図-78) に沿って、緑川の影響が現われている。

開境界の南の海域で、開境界に沿って南下する潮せき残差流が認められるが、これは制御に用いた流速データの不適性によるものと考えられる。

なお、図-48 において、計算値は流速 2 cm/s 以下の表示を省略している。

(d) 流 況

ここでは、計算の結果得られた流況に基づく 2, 3 の

検討と流況の特徴について述べる。

図-49, 50, 51, 52 は、それぞれ上げ潮最強流速時・満潮時・下げ潮最強流速時・干潮時の流況を示す図であり 図-22 中に A, B, C, D で示した潮位に対応している。各図とも、流速ベクトルを表わす矢印のスケールは図面中左下隅に示されている。

図-49 (最強上げ潮時) では、大きな潮差に伴って流速 30 cm/s 強の海域が大部分をしめている。このとき開境界では海水の流入している箇所が開境界南側の大勢をしめ、流出している箇所はわずかに北約 4 km の範囲においてである。この流入と流出の境界付近では、開境界に平行の北向きの流れが生じている。このことは、流速制御が開境界に対し直角方向 (東西方向) の潮流成分によ

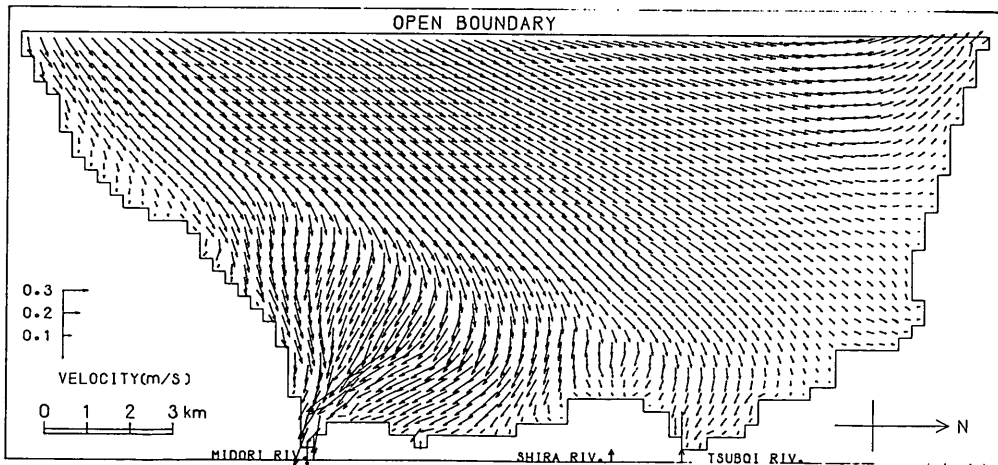


図-49 上げ潮最強時流況

干潟上の潮流計算および干潟変形予測の手法

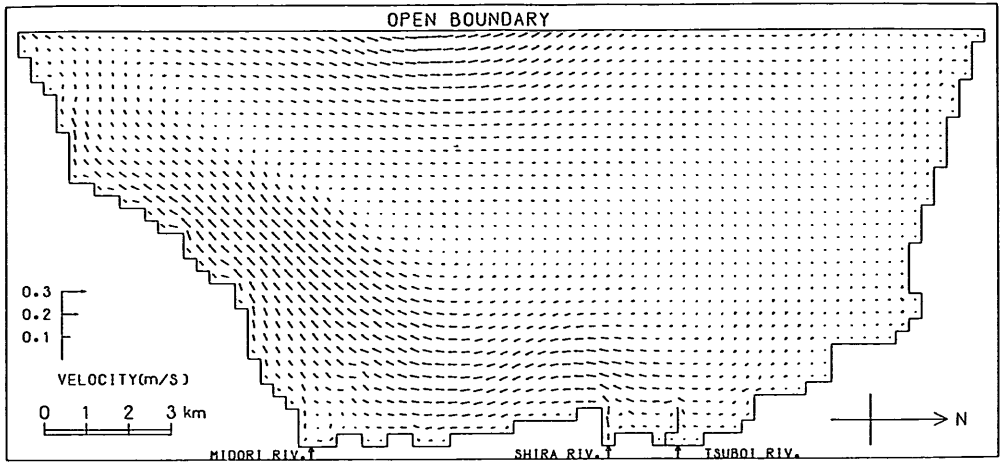


図-50 満潮時流況

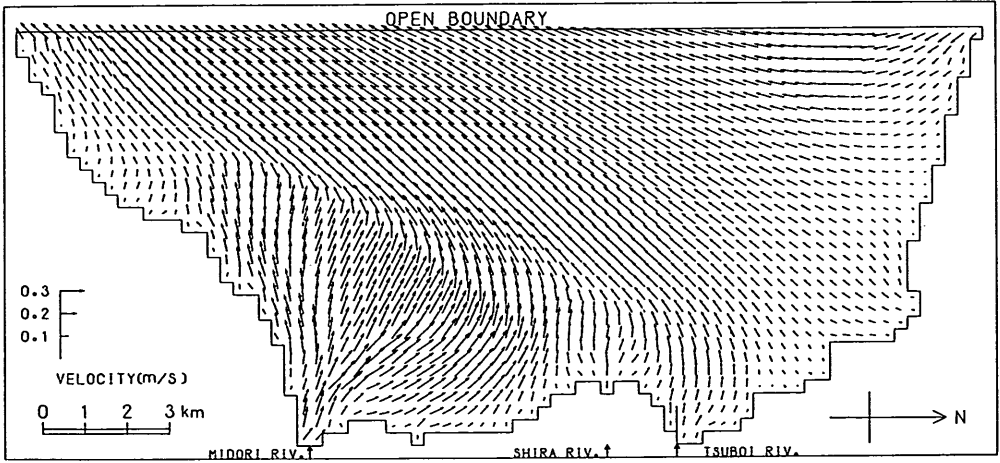


図-51 下げ潮最強時流況

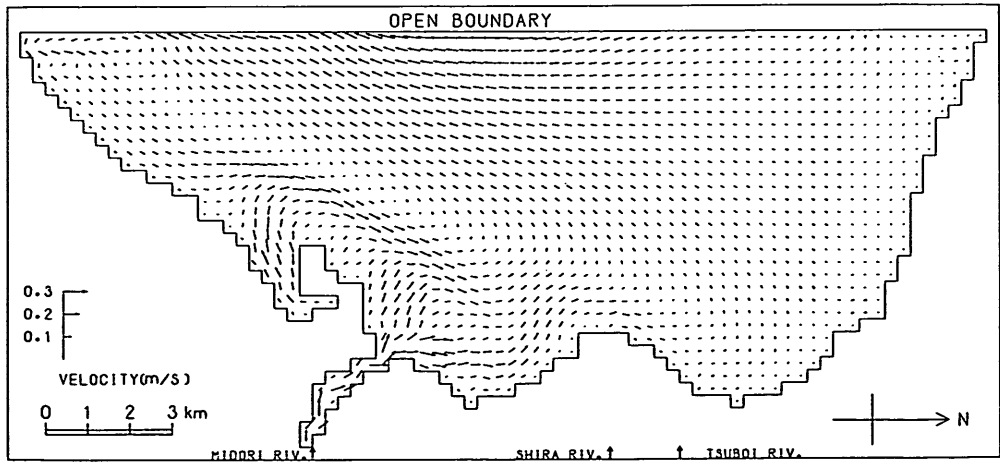


図-52 干潮時流況

っているにもかかわらず、境界のすぐ近傍において境界に平行な流れが再現されており、興味深い。開境界から流入する流れは北東向きで、この流向は計算領域内の干潟地形に達するまで変化しない。干潟端の水深が急に浅くなる地域(図-15 参照)で、流向は変化し、干潟の最大傾斜方向に沿って流れ、緑川・白川・坪井川の河口に集中している。このうち、緑川前面干潟上では、南側の境界に沿った流れ(旧みお筋)と、干潟の中央を南東に向う流れ(現在のみお筋)が顕著である。後述するように、後者の流れは反流的な要素も考えられる。このことから、干潟上の流れはみお筋の存在に強く依存すると言えるし、また、みお筋の幅より大きな計算格子間隔(300 m)でもみお筋の効果を再現することが可能であることを示している。なお、緑川河口では、海から河川へ逆上する流れが認められるが、これは上げ潮時にこの河口で観測される浮草の速い逆上と一致している。

図-50(満潮時)では、境界が移動して最も計算対象海域が広がっている。流速は水深の深い海域において弱い(図中には流向を明かにするため、流速の小さな流速を凡例のスケールより長く描いている)のに対し、干潟上では図-48に示す恒流図と同じ流向の約15 cm/s程度の流れが存在する。これは上げ潮時に生じる逆流の影響が残されているものと解釈できる。タイダルプリズムによる流量はほぼ0に近くまた干潟上の水深も最大となっているため河川流の影響はごくわずかである。

図-51(最強下げ潮時)では、流向が図-49(最強上げ潮時)と反対である。やや、緑川前面干潟上の流速が遅いのが認められる程度である。

図-52(干潮時)では、潮位が最も低い(D.L. 0.76 m)ため境界が前進して干潟が露出しているが、緑川河口前面のみお筋に沿う流れは残されている。また、緑川河口の干潟前面の細長い海域では図-48に示す恒流と同じ北東方向への20 cm/s強の流れが存在する。

これらのすべての状況において、坪井川前面北側海域の流速は小さい。なお、一潮せき間の1時間毎の流況を付録に示してあるので移動境界の状況についてはそれらを参照されたい。

図-53, 54, 55, 56 は、それぞれ上げ潮最強時・満潮時・下げ潮最強時・干潮時の計算された水位を等高線で表現したものであり、各等高線は1 cm 間隔である。図-53(上げ潮最強時)には、緑川河口で最も水位が低くなっており、等高線は河口を中心とする同心円状に広がっている。開境界の南端と北端のレベル差は約8 cm程度である。図-54(満潮時)では、干潟上に南西方向に向う流れが逆流として残されている(図-50)けれども、そのときの水面こう配はあまりついていない。これは、この流れが水面こう配よりも慣性の効果によるためであろう。開境界南北端の水位差は約7 cm程度である。図-55(最強下げ潮時)では、図-53と等高線のパターンはよく似ているけれども、水面こう配はまったく逆で緑川河口の水位が最も高い、干潟上の等高線間隔は下げ潮時が広く、河口を中心とする同心円状の広がり、その曲率半径が大きい。開境界南北端の水位差は約7 cm程度である。図-56(干潮時)では、緑川前面干潟の端で地形の影響を受けて局地的に水面こう配が急になっているのを除けば、南から北に向ってほぼ一様こう配である。

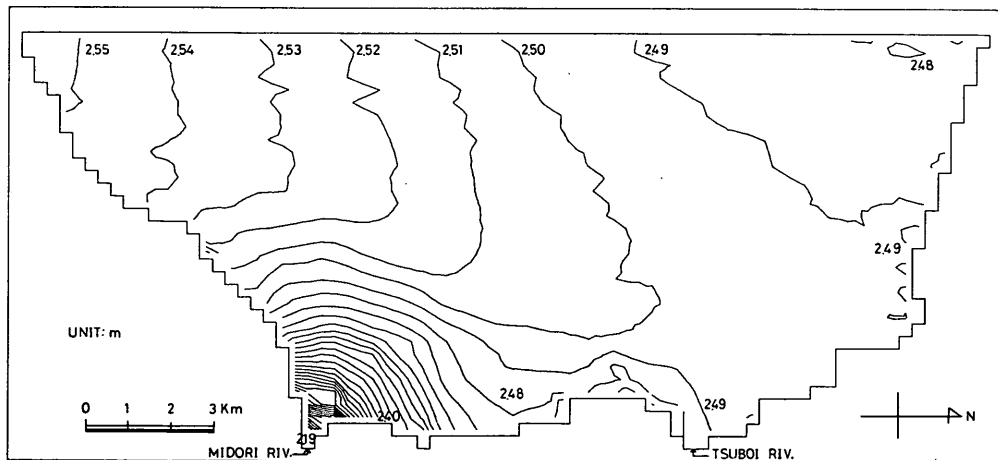


図-53 上げ潮最強時の水位等高線

干潟上の潮流計算および干潟変形予測の手法

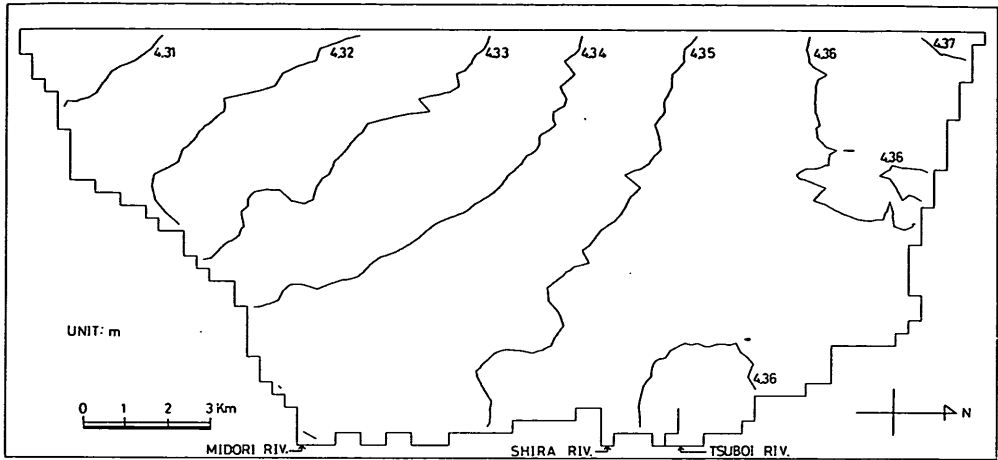


図-54 満潮時の水位等高線

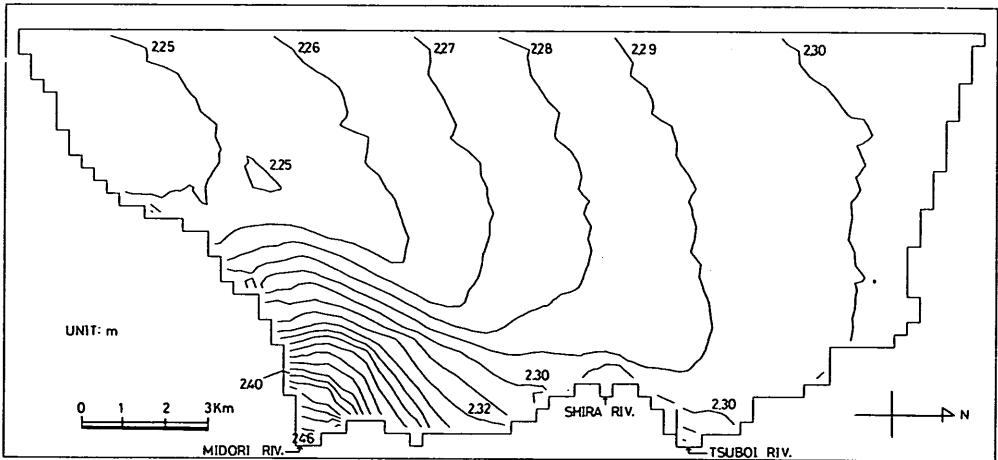


図-55 下げ潮最強時の水位等高線

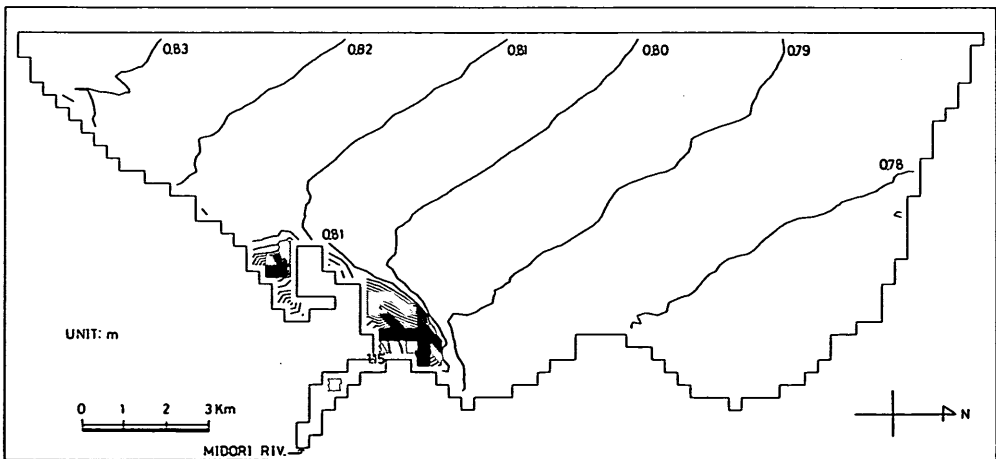


図-56 干潮時の水位等高線

開境界の南北端の水位差は約 6 cm である。なお、みお筋内の水位等高線は図化プログラムの特性により、描かれていない。

図-53~55 の水面こう配と流れはよく対応しており、水位の高いところから低い海域に向って流れているのに対し、図-56 においては特に開境界中央付近で水位の低い海域から高い海域に向って流れている。これは、上げ潮に転流するきざしがすでに水面こう配に現われながらも、流れは十分水面こう配に追随していないことを示す。一方干潟前方の北東に流れる海域では、流れの方向に水位が低下している。水深が比較的浅くなってくると、水面こう配に流れは短い time lag で応答すると考えられる。

干潟周辺に存在する細長く伸びた時計回りの循環(図-48)は、上述した流況パターンと水面こう配の特徴から、干潟上の南西方向の流れは上げ潮時に形成される逆流の影響が強く、また干潟前方のやや深い海域に形成される北東に向う恒流はその逆流の一部であると同時に干潮から上げ潮に向う際に水面こう配に敏感に応答する流れが生じることによるものと推察される。

(e) Chezy の係数の検討

流体と海底地形とのかかわりあいは、底面に作用する流体の摩擦応力を通じて行われる。すなわち、この摩擦応力によって海底地形の影響が流況に現われ、また流体の運動は海底地形を変える。したがって、海底摩擦応力の見積りに使用される Chezy の係数 C の評価は重要である。

金子ら⁴⁾は C の評価式として数例検討した後、水深変化を考慮した

$$C_0 = \frac{1}{n} D^{1/6} \quad (3.6)$$

を採用している。ここに n : マニングの粗度係数、 D : 実水深である。なお、このときの係数を C_0 とし、本論文中で使用する補正した係数 C と区別する。その後佐藤ら⁷⁾は同じ ADI 法による潮流プログラムを用いて模型平面水槽実験における水深の浅い流況パターンと一致させるため、式(3.6)を水深の浅いところで補正を強くするように

$$C = \frac{1}{n} (D - \alpha)^{1/6} \quad (3.7)$$

とおき、 $n=0.026$ 、 $\alpha=0.5$ m を採用し実験との一致がきわめて良好であったことを報告している。

本シミュレーション計算では、 Manning の粗度係数 n

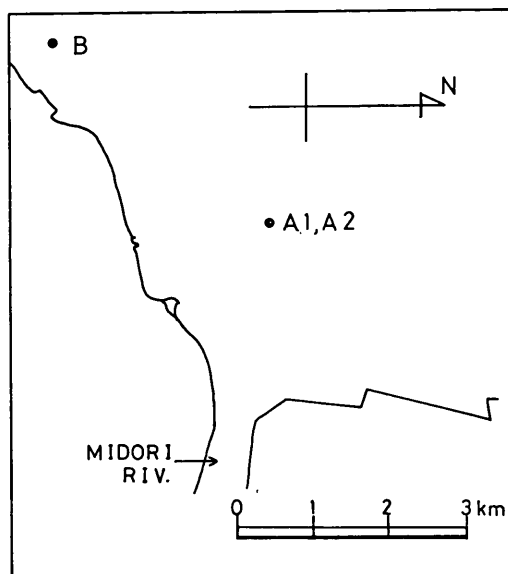


図-57 流速鉛直分布測定地点

$=0.026$ 、 $\alpha=1.0$ を採用している。これらの値を採用するに到った経過を以下に簡単に述べておく。

マンシングの粗度係数は、図-57 に示す A, B 地点で 1978 年 8 月 17 日, 18 日に実測した鉛直方向の速度分布に基づき決定した。それぞれの地点の流速分布を図-58 に示し、各分布を対数分布と仮定したときの近似式 (CGS) をあわせて描いている。

開水路の流速分布式 (粗面)

$$\frac{u}{U_*} = 8.5 + 5.75 \log_{10} \frac{z}{k_s} \quad (3.8)$$

を変形して、

$$\log_{10} z = \frac{u}{5.75 U_*} - \frac{8.5 U_* - \log_{10} k_s}{5.75 U_*} \quad (3.9)$$

とおき、各地点の実測流速分布式 (図-58) を

$$\log z = au - b \quad (3.10)$$

とすれば、式 (3.9), (3.10) を対応させることにより

$$U_* = \frac{1}{5.75a} \quad (3.11)$$

で U_* が計算される。また、図-58 中の各式を $u=0$ の水深から水面まで積分することにより平均流速 U_m を得る。これらの値を用い、粗度係数の推定式¹²⁾

$$n = \frac{D^{1/6}}{\sqrt{g(U_m/U_*)}} \quad (3.12)$$

により n を MKS 系で計算すると

干潟上の潮流計算および干潟変形予測の手法

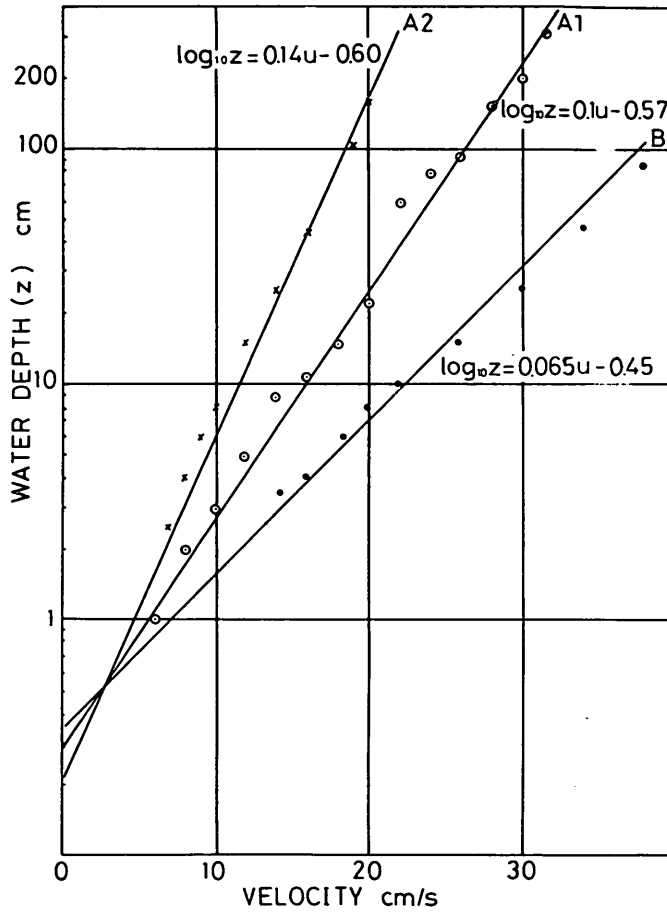
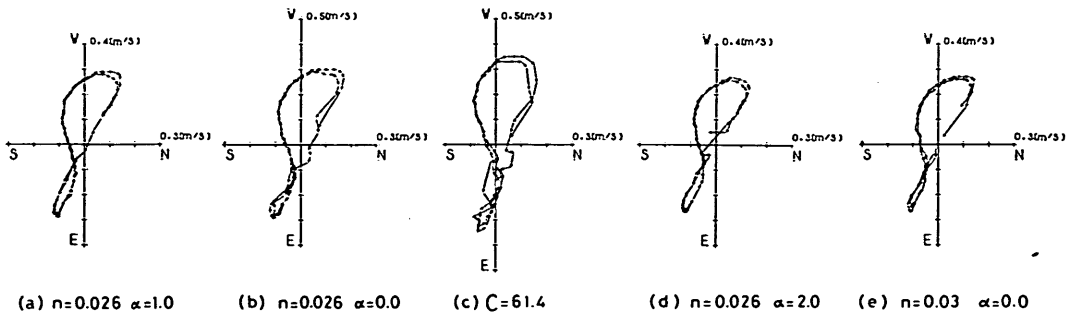


図-58 流速の鉛直分布

A1:	0.0255
A2:	0.0253
B :	0.0267
平均	0.0258

となるので、 $n=0.026$ とした。

次に、 C の評価式をいろいろ変えて得られる No. 20 (図-23, 43) の潮流ホドグラフを 図-59 (a)(b)(c)(d)(e) に示す。(a)(b)(d) は式 (3.7) において、 $n=0.026$ を用い $\alpha=0.0, 1.0, 2.0$ m としたときの C であり、(c) は水深に関係なく $C=61.4$ としたケース、(e) は n



(a) $n=0.026$ $\alpha=1.0$

(b) $n=0.026$ $\alpha=0.0$

(c) $C=61.4$

(d) $n=0.026$ $\alpha=2.0$

(e) $n=0.03$ $\alpha=0.0$

図-59 C の評価式と潮流ホドグラフの変化

$=0.03$, $\alpha=1.0$ m (図中の $\alpha=0.0$ を 1.0 に訂正) を用いたものである。ただし式(3.7)は $D < \alpha$ では不都合になるため、計算式の中では $D - \alpha < 0.1$ m の範囲を直線式でおき替えた。これらの潮流ホドグラフのうち(c)では、他の4ケースと大きく異なり、実測値(図-43)とも一致しなく全体に流速が大きい。また特に図中第Ⅲ象現の再現性が悪い。一方、(a)(b)(d)(e)のホドグラフは、それぞれよく似ておりいずれの評価式が最も再現性がよいかの判断は難しい。しいて言うならば、(a)のケースの曲線が比較的なめらかに結ばれていることと、原点近くの特性がやや実測データに近いようである。

Chezyの係数は水深の1/6乗に比例するので、 α をさし引くということは、水深の浅いほどCの値が小さいほうに顕著に変化する。したがって、このような補正は干潟上の流況と密接に関連すると考えられるが、潮流計算に関する限りにおいてこの補正の効果はあまりないようである。

(f) 計算時間

本計算におけるその他の諸元は、格子数が $37 \times 79 = 2923$, 計算機容量 55 kW であり、 $\Delta t/2=60$ s で 37 時間計算するのに要する CPU 時間は TOSBAC-ACOS-800II において約2時間である。これは通常の潮流計算の2倍強となっており、毎ステップ Chezy の係数を計算しかつ移動境界を設定するルーチンで計算時間が相当消費されているためである。また、全プログラムステップのうち約半数が移動境界に関するものである。なお、定常に達するのに必要な初期試行は 0.22 潮せきであった。

4. 流砂量計算モデルによる海底地形変化量の計算

4.1 地形変化の連続式およびその差分式

地形変化の基礎方程式は、潮流計算と同様に運動方程式(流砂量式)と底質の連続式よりなり立っている。

まず、連続式は、直交座標系において、

$$(1-\epsilon) \frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = 0 \quad (4.1)$$

となる¹³⁾。ここに、 η : ある基準面からの海底地形、 ϵ : 底質の間隙率、 $q_x \cdot q_y$: 底質移動量(実質体積)のそれぞれ x 軸・ y 軸方向成分の単位幅単位時間当りの量である。

一辺 Δs の長さの正方形格子を設定したとき、式(4.1)を差分化して

$$\eta_{i,j}^{(t+1)} = \eta_{i,j}^{(t)} + \frac{1}{(1-\epsilon)} \cdot \frac{\Delta T}{\Delta s} (q_{x,i,j} - q_{x,i-1,j} + q_{y,i,j} - q_{y,i,j-1}) \quad (4.2)$$

を得る。ここに、 (i, j) : 格子座標を表わす添字であり、これらの位置を 図-60 に示す。なお、 Δs は潮流計算に

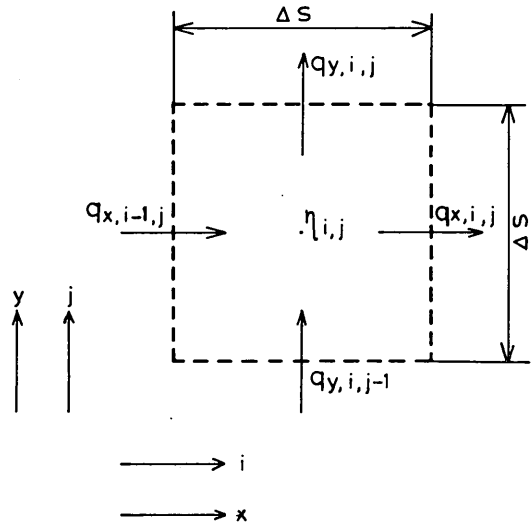


図-60 変数の定義位置(流砂量計算)

における格子の長さと同じであり、 ΔT は潮流計算のそれと同じかあるいは整数倍でなければならない。

4.2 流砂量計算

潮流計算の基礎方程式がナビエ・ストークス式に基づく流体力学的にしっかりした基盤に立脚したものであるのに対し、流水中の底質の移動についての運動方程式(例えば式(4.1)の中の q の評価式)は、理論的に導かれたものではなく、一般に『流砂量公式』と総称される何らかの形で経験的要素が含まれるものである。それは、底質の輸送形式が流水の乱れによる拡散現象に起因する浮遊状態と、流水が砂粒に及ぼす流れ方向の抗抵抗力による掃流状態のまったく異なる力学的機構に依存し、古くから河川工学の分野で行われて来たそれらの研究では、理論的な検討は浮遊砂と掃流砂を個別に取り扱っているものが多い。しかしながら、実際の測定は両者を分けて行うことが困難であるため、提案されている流砂量公式が十分に検証されている訳ではない。

本モデルでは、従来の研究成果のうち特に掃流砂と浮遊砂の効果をととも含む公式を式(4.1)の q の評価に用いている。以下にその説明をおこなう。

流水が底面に作用する力を剪断力あるいは掃流力と称

し、この値がある限界を越えると、底質は移動を始める。このときの掃流力を限界掃流力という。Shields¹⁴⁾は、限界掃流力を底質のつり合いから考察し、数多くの実験値を用いて、無次元化した限界掃流力 $U_{*c}^2/[(\sigma/\rho-1)gd$ と摩擦速度・底質粒径を用いた Reynolds 数 $U_{*c}d/\nu$ との関係を確認し図示した。一方岩垣¹⁵⁾は、Shields の関数関係を理論的に導びき、実験結果も合せて考慮して限界掃流力に関する次式を提案している。

$$\left\{ \begin{array}{ll} R_* \geq 671 & U_{*c}^2 = 0.05(\sigma/\rho - 1)gd \\ 162.7 \leq R_* \leq 671 & U_{*c}^2 = \{0.01505(\sigma/\rho - 1)gd\}^{25/22} \cdot \nu^{-3/11} \cdot d^{31/22} \\ 54.2 \leq R_* \leq 162.7 & U_{*c}^2 = 0.034(\sigma/\rho - 1)gd \\ 2.14 \leq R_* \leq 54.2 & U_{*c}^2 = \{0.1235(\sigma/\rho - 1)gd\}^{25/32} \cdot \nu^{7/16} \cdot d^{1/32} \\ R_* \leq 2.14 & U_{*c}^2 = 0.14(\sigma/\rho - 1)gd \end{array} \right. \quad (4.3)$$

ここに、 $R_* = [(\sigma/\rho - 1)gd]^{1/2}d$ である。ただし、しばしば指摘されている^{16), 17)}ように Shields の二つのパラメータには、重要な物理量である摩擦速度 U_{*c} がともに含まれているので、ここで整理しなおす。すなわち底質の幾何学的特性を表わすパラメータ

$$S_* = \frac{d}{4\nu} \sqrt{(s-1)gd} \quad (4.4)$$

$$s = \sigma/\rho$$

と、流水の運動の特性を表わすパラメータ

$$\psi = \frac{\tau_0}{(s-1)\rho gd} \quad (4.5)$$

を用いる。これらのパラメータを用いると岩垣の式は、

$$\left\{ \begin{array}{ll} S_* \geq 167.75 & \phi_c = 0.05 \\ 40.675 \leq S_* \leq 167.75 & \phi_c = 0.0123941 S_*^{3/11} \\ 13.55 \leq S_* \leq 40.675 & \phi_c = 0.034 \\ 0.535 \leq S_* \leq 13.55 & \phi_c = 0.106453 S_*^{-7/16} \\ S_* \leq 0.535 & \phi_c = 0.14 \end{array} \right. \quad (4.6)$$

となる。

新しいパラメータを用いた、Shields の修正曲線と式 (4.6) を 図-61 に示す。横軸が底質の幾何学的特性パラメータであることから、 $\nu = 0.01 \text{ cm}^2/\text{s}$, $s = 2.598$ ($= 2.65/1.02$) としたときの粒径の値を上段横軸に記してある。両者の適用は、ほぼ $S_* > 0.45$ の範囲であり、ここにおいてはともによく似た限界値を与えるものである。もっとも、実際にこれらの関係を数値計算に取り入れるには、図示されている Shields のものより、関数関係で表示された岩垣の式が便利である。

ところが、 $S_* < 0.45$ においては、Shields の曲線を外そうした値と式 (4.6) の $\phi_c = 0.14$ は大きく異なり、前者が大きな限界値を与えることになる。Vanoni¹⁸⁾ がガラス粒子 (径 0.037 mm, 比重 2.49) を用いて行った開水路の実験によると、このような粒径の小さい領域においては、Shields の曲線を外そうした方の適用度がよいようである (図-61)。実際、粒径が小さくなると粒子間に粘着力 (岩垣の理論解析には含まれていない) が作用し、底質は移動しにくくなると考えられる。

流水による掃流力が限界掃流力を越えたときの、流砂

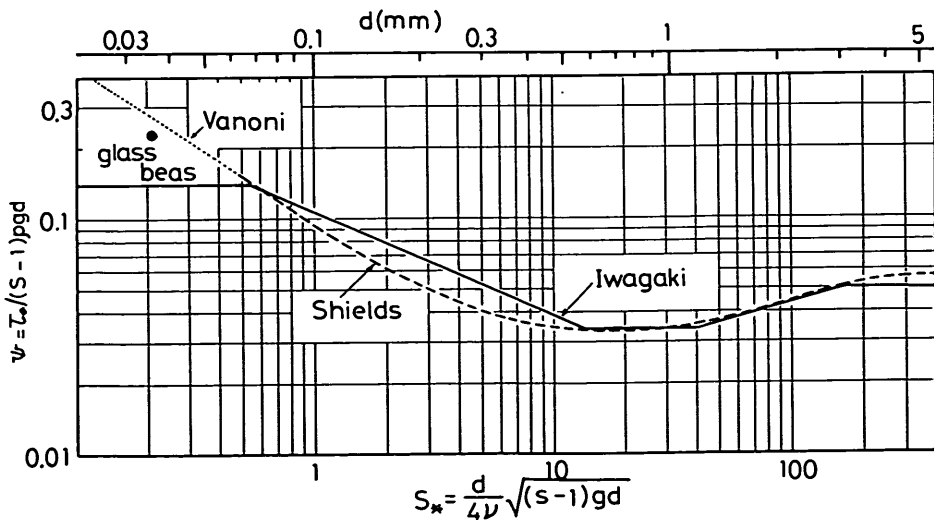


図-61 限界掃流力

量公式は数多くの研究者によって提案されている。各流砂量公式は、パラメータのとり方がそれぞれ少しずつ異なっているけれども、そのうち代表的なパラメータを用いると一つのグラフ上で比較できる。これについては参考文献 14) に詳しい。それぞれの公式には固有の特徴があるが、ここでは浮遊砂量も含むと言われている¹⁴⁾ Brown 式¹⁹⁾を用いることにする。Brown の式を海底地形変化数値予測モデルに組み込んだ例として Madsen²⁰⁾ のものがあり、波による振動流を取扱っている。

Brown の公式は、式 (4.5) で定義される ψ に対し

$$q = \begin{cases} 0 & \psi \leq \psi_c \\ 40\omega d \psi^3 & \psi > \psi_c \end{cases} \quad (4.7)$$

で与えられる。ここに、 q : 単位幅単位時間当りの流砂実質体積、 d : 底質粒径である。また ω は粒径 d の粒子の静水中における沈降速度で、Rubey の式によれば、

$$\omega = \sqrt{g(s-1)d} \left\{ \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36\nu^2}{gd^3(s-1)}} - \sqrt{\frac{36\nu^2}{gd^3(s-1)}} \right\} \quad (4.8)$$

である。

Gilbert²¹⁾ が開水路で行った掃流砂に関する実験データを上記パラメータにしたがってプロットしたものが、図-62 であり、Brown の式も合せて示してある。Gilbert が実験に用いた砂の粒径は 0.31 mm~6.1 mm の範囲の 11 種類であり、図中に示したものは均一粒径のデータで

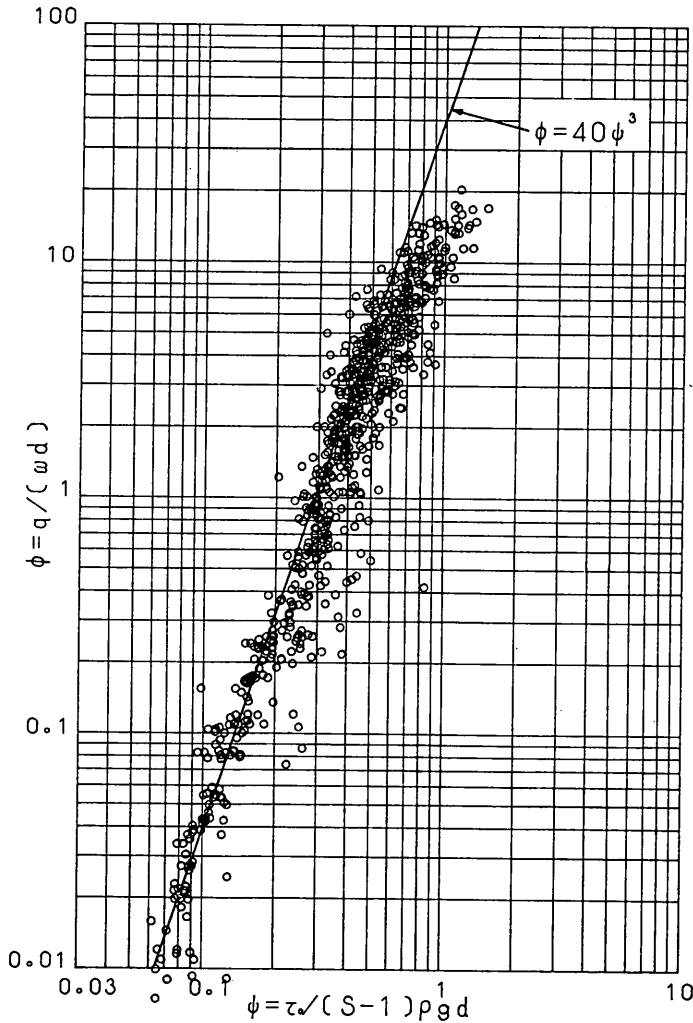


図-62 Brown の流砂量公式と Gilbert の実験値

ある。ただし、実験データのうち水路幅に対し相対的に水深が深くなると流れが3次的になる傾向が強くなると考えられるので、ここでは、水深/水路幅 >0.5 のケースは除いてある。また、データ整理に際して底面摩擦応力は、実測した平均水面こう配あるいは河床こう配 (i) を用いて、次式

$$\tau_0 = \rho g D i \quad (4.9)$$

より計算した。 D は実水深である。

図-62より、Brownの式は均一粒径の掃流砂量を十分に評価していると言える。しかし、 ϕ が1より大きくなると、実測値より過大に見積る傾向がある。これは、先述したようにBrownの式に浮遊砂の効果も含まれているためと考えられる。

Brownの式において、流水の運動の条件は式(4.5)に含まれる底面摩擦応力 τ_0 で考慮されており、それ以外の諸量は幾何学的なものである。 τ_0 については、種々の因子を用いての表現が可能であり、最も基本的なものは

$$\tau_0 = \mu \left(\frac{\partial u}{\partial z} \right)_{z=0} \quad (4.10)$$

μ : 粘性係数

u : 流速

であるけれども、潮流計算が水深方向に平均化した一層モデルであるため、この定義に従う計算はできない。ここでは、潮流計算モデルの底面摩擦応力の考え方(式(2.10))と整合させるため、

$$\tau_0 = \rho g U^2 / C^2 = \rho g U^2 n^2 (h + \zeta - \alpha)^{-1/3} \quad (4.11)$$

を用いる。ここに、 n : マニングの粗度係数、 U : 鉛直方向平均流速、 α : 正の定数、 C : Chezyの係数、 $h + \zeta$: 実水深である。

4.3 混合粒径の取り扱い

Brownの式が、均一粒径の流砂量をよく評価することが図-62によって明らかになった。しかしながら、自然の状態ではさまざまな粒径の粒子がほどよく混合していて、流水に対し粒子間の相互干渉すなわち被覆効果が生じるため、流砂の機構はさらに複雑なものになる。このような混合粒径の流砂に関する研究もさかんに行われている¹⁴⁾けれども、現時点においては混合粒径に関する流砂量公式は未だ十分には確立されていない。

そこで、本モデルにおいては前節で述べたBrownの式を用いて以下のように取り扱う。

まず底質の粒度特性を、Krumbeinの提案した ϕ 値を用いて

$$\phi = -\log_2 d \quad (4.12)$$

d : 粒径 (mm)

と表現すると、 ϕ に関する確率密度関数を正規確率密度関数で十分近似され得る。次に、粒径について n 分割し、各粒径階級においては粒径が d_i の均一分布をしているものと見なす。この d_i に対応して ϕ_i が式(4.12)で定義されるので、代表粒径 d_i で表現される粒子の全体に対する重量割合 P_i が次式で計算される。

$$P_i = \int_{a_{i-1}}^{a_i} P(\phi) d\phi$$

$$P(\phi) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_\phi} \exp\left[-\frac{(\phi - \bar{\phi})^2}{2\sigma_\phi^2}\right]$$

$$\begin{cases} a_0 = -\infty \\ a_i = \frac{1}{2}(\phi_i + \phi_{i+1}) & (i=1 \sim n-1) \\ a_n = +\infty \end{cases} \quad (4.13)$$

$n=3$ について、図-63 に例示する。

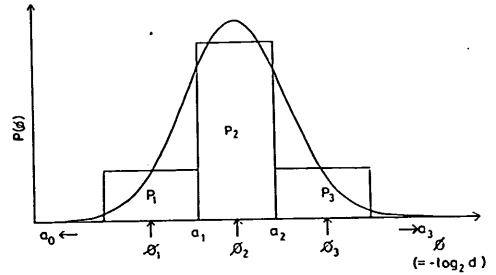


図-63 粒度分布の階級分割例 ($n=3$)

ある階級の流砂量は代表粒径 d_i に対してBrownの式(4.7)を適用して流砂量(実質体積) q_i を求めた後、式(4.13)で計算される重量割合 P_i をかけて計算する。混合粒径の全流砂量は、このようにして計算される各階級の流砂量の単純和とし、粒子相互間の相互干渉は考慮しない。

混合粒径の全流砂量を、各階級毎の単一粒径とみなし、各階級の流砂量の線型重ね合わせとして取り扱う妥当性をGilbertの実験データ²¹⁾で検討したものが図-64である。Gilbertの実験データは、図-62と同様な0.31~6.1mmの粒径の砂をある一定の比で2~5種類混合したものについて得られたものである。図-64の横軸は単位時間単位幅当りの掃流砂量(実験値が重量なので、比重 $=2.65$ で割った実質体積)であり、また縦軸はそのときの実験諸元を用いて、上記仮定よりBrownの式に従い計算される流砂量を示す。ただし、Gilbertの実験諸

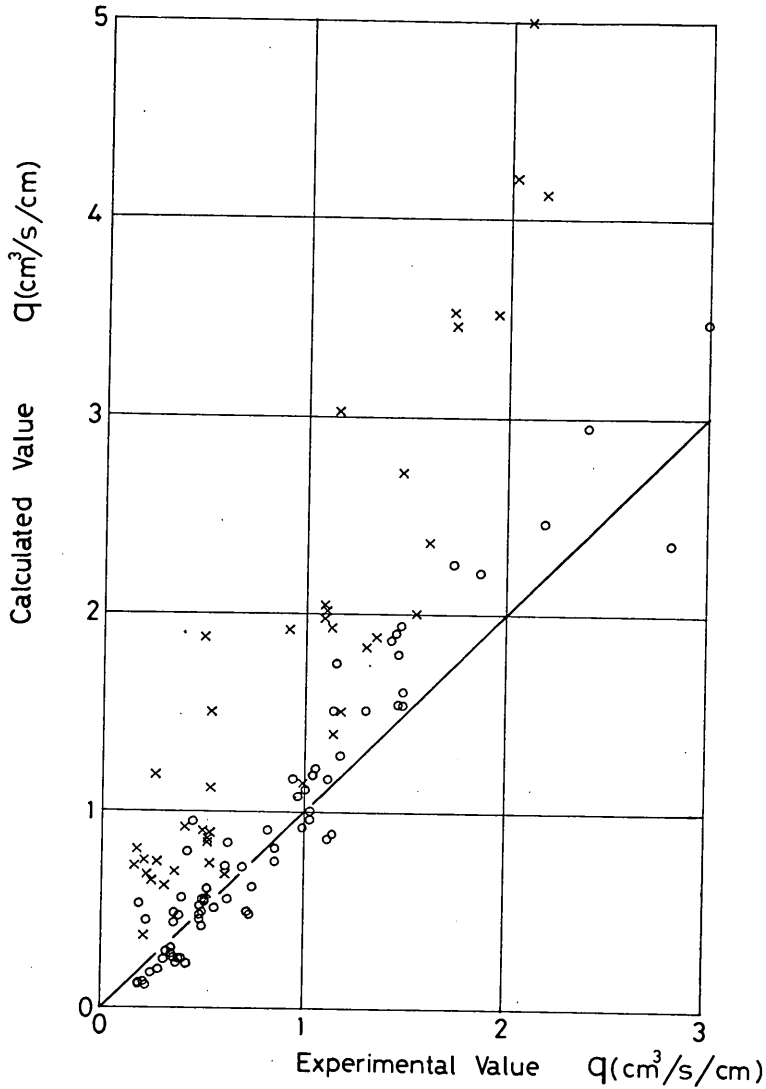


図-64 混合粒径の流砂量，計算値と Gilbert の実験値

元に水深データが明記されていないので，単一粒径のデータ(図-62)より推定した値を用いた。また，水路のこの配が0.015より大きいときは，水深の推定が十分精度よく行われないと考え，プロットからは除いてある。図中×印は，混合砂の中に小さな粒子(0.31mm, 0.375mmであり，彼が使用した11種類の粒径の中では，一番小さいほうの2種類である)が含まれる実験データを示す。図中の直線は，実験値と計算値が同じであることを示し，全体にこの直線より上にデータがプロットされている。したがって，計算で得られる流砂量が実際より過

大に評価されており，特に小さな粒径の粒子が含まれるときには2~3倍程度になることがある。これは，粒子の被覆効果を計算で無視していることに起因するものと考えられる。

このような仮定を，連続式に反映させると式(4.1)は

$$(1-\varepsilon)\frac{\partial \eta}{\partial t} + \sum_i^n \left(\frac{\partial P_i q_{xi}}{\partial x} + \frac{\partial P_i q_{yi}}{\partial y} \right) = 0 \quad (4.14)$$

となる。

混合粒径の取り扱いをすると任意の地点の初期粒度分布は，現地における実測値を用いることになるけれど

も、時間とともに干潟地形が変形するにつれ、粒度分布特性も変化する。すなわち、ある領域にある粒度分布特性を有する底質が流入しそこに堆積する場合を考えると、その領域の粒度分布特性は、もともとそこにある底質と新しく流入して来た底質が混合した結果のものとなるはずである。したがって、新しく流入した底質が、どの程度の深さまで混じり合うか（混合深さ）についての情報が必要となる。しかしながら、この種の研究例を、著者らは知らないで、ここでは一応海底面上に形成されるリップルの波高程度と考え、混合深さは、水深・流速に関係なく 1 cm とした。この結果得られる新しい粒度分布特性を、次の計算ステップでは使用する。

4.4 流速・水深・粒度分布特性の計算上の取り扱い

本モデルにおいて、流砂量 q は潮流計算モデルで得られる流速・水深・水位から計算されるものであるが、ADI 法におけるこれら各物理量の定義点が異なる（図-2）ためと、地形変化は q を x 軸方向・ y 軸方向の 2 成分 q_x, q_y に分けて考えるため、ここでは特別の配慮がされている。

すなわち、掃流砂の実態はこのように成分に分けて移動するものではなく、これは計算の都合上分けて取り扱うにすぎない。したがって、 q_x, q_y を計算するにはまず流砂量 q を計算し、それを成分に分ける手順となる。ここでは、粒度分布を各階級に分割したときの 1 つの階級における取り扱いを述べる。

図-65 に一つの格子と ADI 法における各物理量の定義点を示す。単位幅当りの流砂量の成分 q_x, q_y はこの格子における辺を横切るものとして定義されているので、まず図中 A・B 点の水深を次式で計算する。

$$D_A \text{ (A 点の実水深)} = \frac{1}{2}(h_{i-1,j} + h_{i,j}) + \frac{1}{2}(\zeta_{i,j} + \zeta_{i,j-1}) \quad (4.15)$$

$$D_B \text{ (B 点の実水深)} = \frac{1}{2}(h_{i,j-1} + h_{i,j}) + \frac{1}{2}(\zeta_{i,j} + \zeta_{i+1,j}) \quad (4.16)$$

また、A・B 点の x 方向・ y 方向流速はそれぞれ、潮流計算モデルにおいて u_A, v_B として計算されている。これらの定義位置は異なるが、近似的に

$$V = \sqrt{u_A^2 + v_B^2} \quad (4.17)$$

で流速を定義し、式 (4.15)・(4.16) を用いて

$$\bar{D} = \frac{1}{2}(D_A + D_B) \quad (4.18)$$

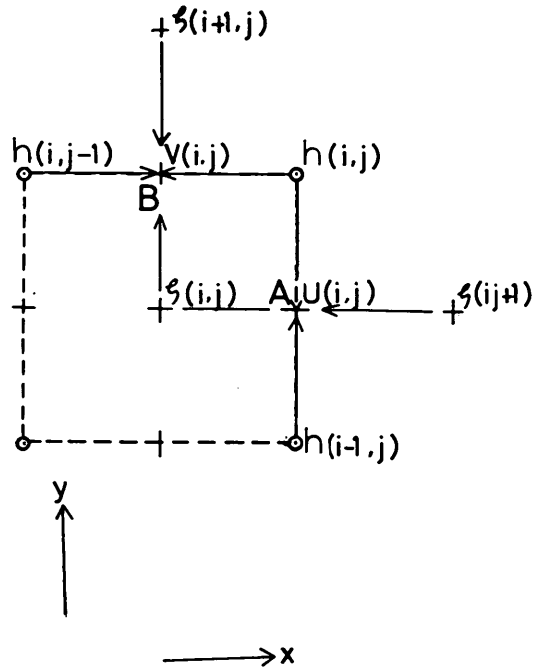


図-65 流砂量計算における流速の取り扱い

から計算される平均水深とともに、式 (4.5)・(4.11)・(4.7)・(4.8) で流砂量 q を求める。さらに、得られた流砂量 q を

$$q_x = q \cdot \frac{u_A}{V} \quad (4.19)$$

$$q_y = q \cdot \frac{v_B}{V} \quad (4.20)$$

によって成分に分け、それぞれ A・B 点を含む格子辺を横切る流砂量とする。また格子の残り 2 辺を横切る流砂量成分は、同様にして隣接する他の格子において計算される。

また、このようにして得られる各階級毎の流砂量を連続式に代入する際必要になる重量割合 P_i (式 (4.13)) は

$$q_x \text{ に対して } \begin{cases} u_A \geq 0: & \text{図-65 の格子内の } P_i \\ u_A < 0: & \text{図-65 の格子の右側の格子内の } P_i \end{cases}$$

$$q_y \text{ に対して } \begin{cases} v_B \geq 0: & \text{図-65 の格子内の } P_i \\ v_B < 0: & \text{図-65 の格子の上側の格子内の } P_i \end{cases}$$

をそれぞれ使用する。

潮流計算モデルにおいては、境界に接する格子内の取

り扱いが複雑であるけれども、その結果得られる流速は、境界および防波堤等の線境界を横切る方向に0となっているため、流砂量計算モデルでは上記計算過程に特別の配慮をする必要はなく、自動的に流速0で考慮されることになる。

ただし、唯一の例外として河川流入地点においては、その格子から流出する、あるいは格子へ流入する流砂と同じ量の土砂を加える。すなわち、河川流入地点においては河川流下土砂量による地形変化は生じないものとした。

5. 干潟変形予測モデルの有明海への適用

5.1 干潟変形予測の方法

2., 4. で述べた潮流計算モデル・流砂量計算モデルを併用して、有明海の干潟変形の予測を試みる。

もともと流況と地形の変化は密接に関連しており、流れによって生じる地形変化は逆に流況の変化を誘引し、それがさらに地形変化を促進させる。したがって、地形変化を予測する際には、流れと地形変化を同時に計算する必要がある。しかしながら、流れの変化に要する時間スケールに対し地形変化の時間スケールは、きわめて長いのが普通であり、従来より地形変化を考えるにあたり別々に取り扱っていることが多い²²⁾。ここでも同様に、潮流計算と干潟変形を別々に取り扱う。

したがって、干潟変形予測の方法は、まず対象とする

干潟周辺の流況を潮流モデルで2潮せきにわたり再現する。このとき干潟地形は固定して計算する。その結果得られた水位・流速・移動境界データを用いて、流砂量計算モデルに基づく干潟変形予測を2潮せきおこなう。このとき地形変化が生じているならば、その変化量を外そうして干潟地形を修正し、改めて潮流計算をくり返す。地形変化がなくなったところで終了する。図-66 に、構造物建設後の干潟変形予測フローを示す。

以下に、現況と構造物設置後のそれぞれの干潟変形の予測結果について述べる。

5.2 現況の干潟変形予測結果

(a) 計算条件

計算対象海域は 3. と同じであり(図-15)、また潮流計算条件もすべて 3. と同じである。したがって、干潟変形予測で考慮される地形変化の外力は、大潮時に限られる。

流砂量計算では、潮流計算で得られる流速・水位・移動境界を使用する関係上、計算対象海域・座標(図-15)・格子間隔($4s=300\text{ m}$)ともに潮流計算と同じとする。ただし、計算時間ステップは、基礎方程式(連続式)が簡単であり、計算の収束・安定に関する制限がないので、潮流計算結果の磁気テープへの出力間隔を20分とする。

底質粒度分布特性は対象海域をほぼ1 km メッシュの137点でサンプリングした実測データ²³⁾から内そうして、それぞれの格子の入力とする。図-67は、実測に基づく底質分布図である。これによると、緑川前面の干潟上はおおむね中砂となっており、一方白川・坪井川前面の小規模な干潟は細砂である。D.L. $\pm 0\text{ m}$ 以深は狭い細砂の地帯をへて全域シルトになっている。

図-68は、底質サンプル(137地点)の中央粒径頻度分布を示し、図中黒く塗ってあるものは、D.L. $\pm 0\text{ m}$ 以浅で採取したものを示す。ひん度のピークは三つの粒径にあり、それぞれ0.01 mm, 0.035 mm, 0.3 mm となっているので、ここでは底質分布の階級分割を3とし、それぞれの代表粒径を0.01 mm, 0.035 mm, 0.3 mm とする。また、図-68からも干潟はおおむね砂質であることがわかる。

図-69は、粒度分布の1例を示す粒径加積曲線であり中央粒径がそれぞれ、0.01 mm, 0.035 mm, 0.3 mm の地点のものである。M-5の地点は干潟上に位置し、底質はRank 3にすべて含まれてしまう。したがって、掃流砂モデルでは混合粒径の取り扱いとして、Brownの掃流砂公式を用いた線型重ね合せ法を用いているけれど

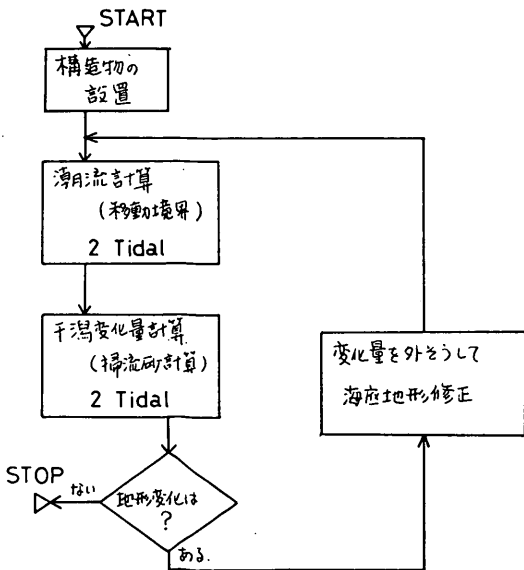


図-66 干潟変形予測のフロー

干潟上の潮流計算および干潟変形予測の手法

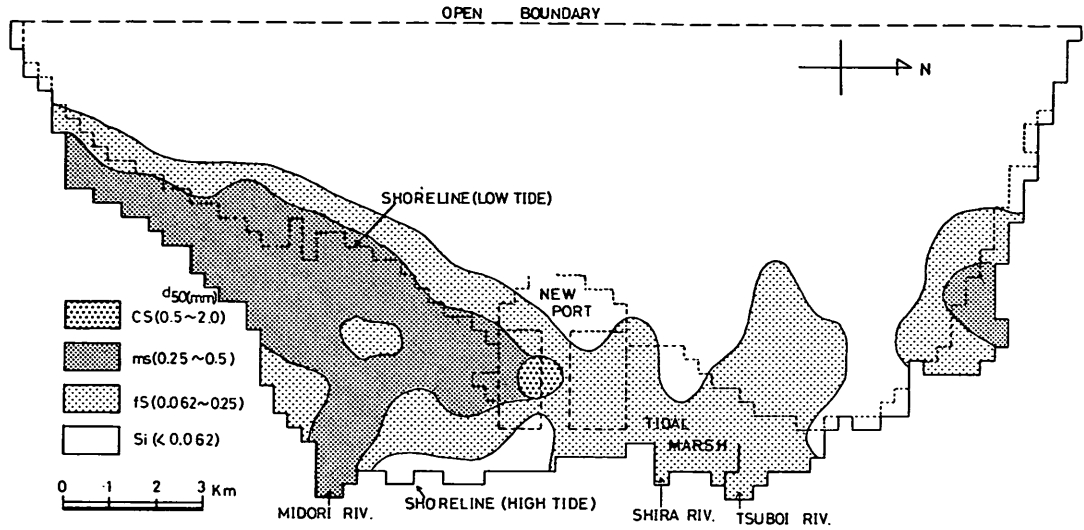


図-67 底質分布図

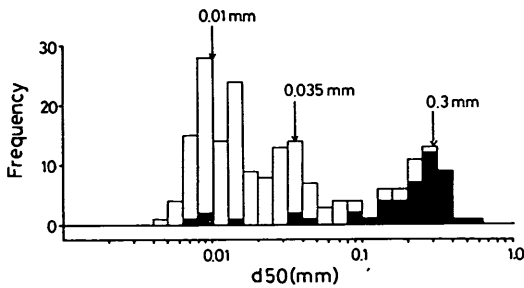


図-68 底質中央粒径ひん度分布

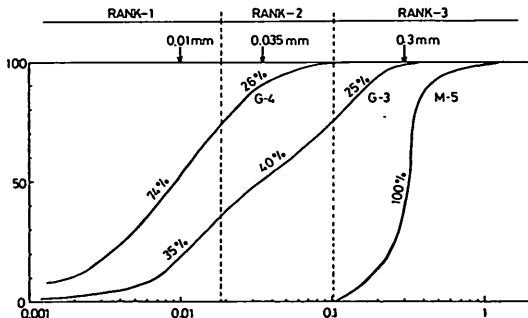


図-69 粒度加積曲線の一例

も、全域の粒度分布が粒径について広範囲にわたっているので、干潟上については 0.3 mm の均一粒径とみなして計算することになる。

なお、Rank 1 (代表粒径 0.01 mm)・Rank 2 (0.035

mm) の粒径は細かく、岩垣・Shields の限界掃流方式および Brown の掃流砂公式の適用外にある。4. の説明からこの細かな粒径についての本モデル中の取り扱いが安全側、すなわち限界掃流力を小さく、流砂量は大きく見積るようになっている。

底質の他の特性は、比重・空隙率とも全域一定のそれぞれ 2.65, 0.4 とし、また混合深さは 1 cm とする。

(b) 計算結果

図-70 に、2 潮せき (約 1 日) 間の地形変化量を示す (これを以下に 1 回目と称する)。地形の変化は主に緑川前面干潟上で生じており、潮せき残差流の生じている地域 (図-48) と対応している。干潟上の 2 潮せき間 (以下 1 日と称する) の変化量はおおむね 1 cm 以下であるが、現在のみお筋 (図-15 あるいは 78 参照) に沿って 1 cm 以上の侵食・堆積が交互に生じており、しかもそれぞれの変化は南西 - 北東方向に延びた地域で生じている。全体にみても侵食・堆積地域が交互に細長くしま模様である。そのしまの方向は、干潟上の等高線のパターン (図-15) および潮せき残差流の方向 (図-48) と一致している。なお、循環流のほぼ中心の位置の残差流が弱くなっている地域は広範囲に堆積が認められる。

図-71 は、予測のフローに従い、1 回目の地形変化量を 5 倍して海底地形を修正し、改めて潮流計算を実施して得られた流速・水位・境界データから地形変化量を計算したものである (2 回目)。ただし、5 倍したときの侵食・堆積量が 20 cm を越えるときは 20 cm とした。

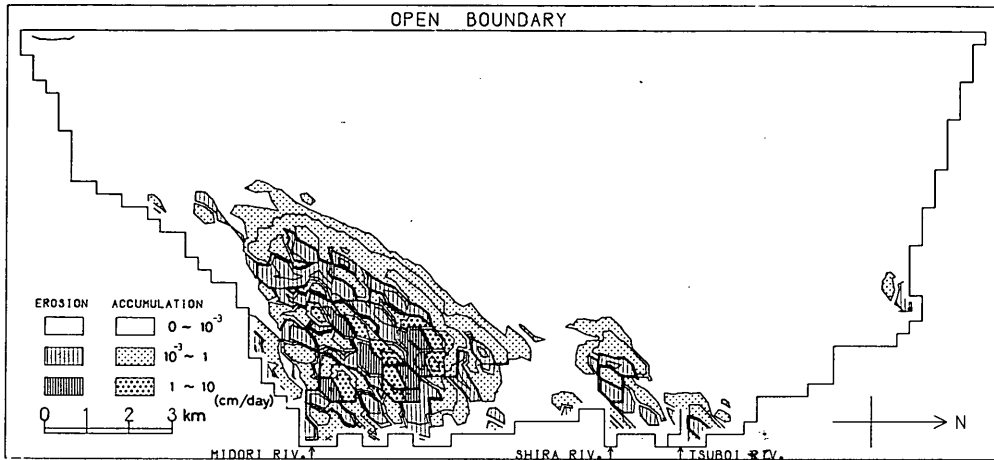


図-70 現況干潟地形の2潮せき間の変化量 (1 回目)

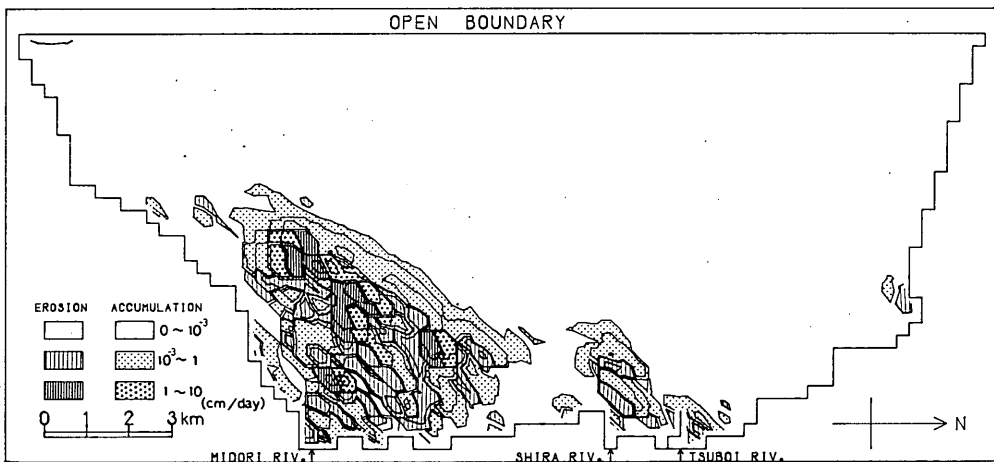


図-71 現況干潟地形の2潮せき間の変化量 (2 回目)

全体の侵食・堆積パターンは1回目(図-70)とよく似ており、1日の変化量はおおむね1cm以下である。しかし、1cm以上の侵食・堆積地域の一部は沖に移動し、また1回目で生じた細長いしま模様は侵食地域・堆積地域がそれぞれまとまって生じる傾向にある。

図-72は、2回目の変化量を10倍して潮流計算にフィードバックして計算を繰り返した結果である(3回目)。ただし、変化量を10倍したとき10cmを越えるものについては10cmとした(以下同様)。全体の傾向は図-70, 71と同様であるが、1cm以上の変化地域の面積は狭くなっている。

図-73は、3回目の変化量をさらに10倍して得られ

た結果である(4回目)。1cm以上の変化地域はさらに南西の方向へ約1.5km移動している。

図-74は、4回目の変化量を10倍して、フィードバックし得られた結果である(5回目)。1cm以上の変化地域の面積はいくぶん狭くなっている。

図-70~74を通じて、1日の変化量が10⁻³cm以上の地域は常に同じであり、緑川・白川・坪井川河口前面の干潟上に限られている。このうち、緑川前面の干潟は規模が最も大きくかつ変化の生じる地域の面積も最大である。しかし、1cm以上の変化地域は緑川前面干潟上にだけ認められ、しかもその位置・広さともに計算ごとに変化する。すなわち、1回目(図-70)で認められる現在の

干潟上の潮流計算および干潟変形予測の手法

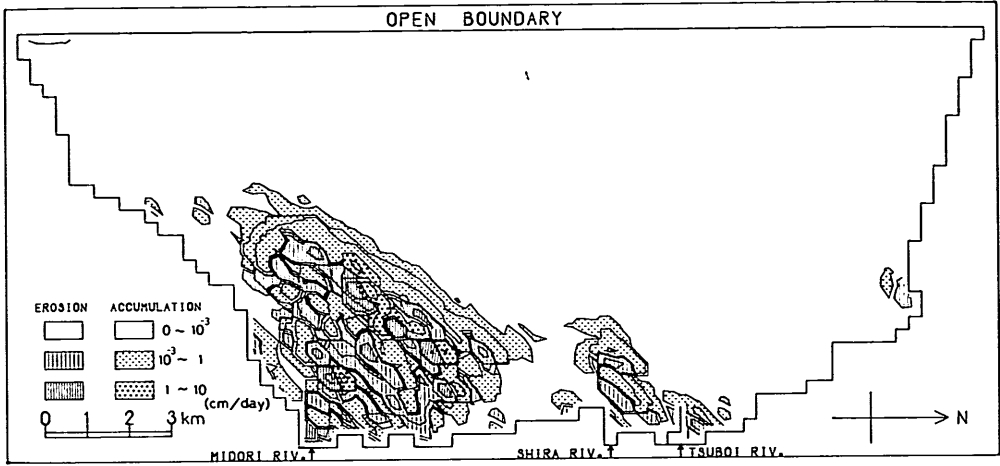


図-72 現況干潟地形の2潮せき間の変化量 (3 回目)

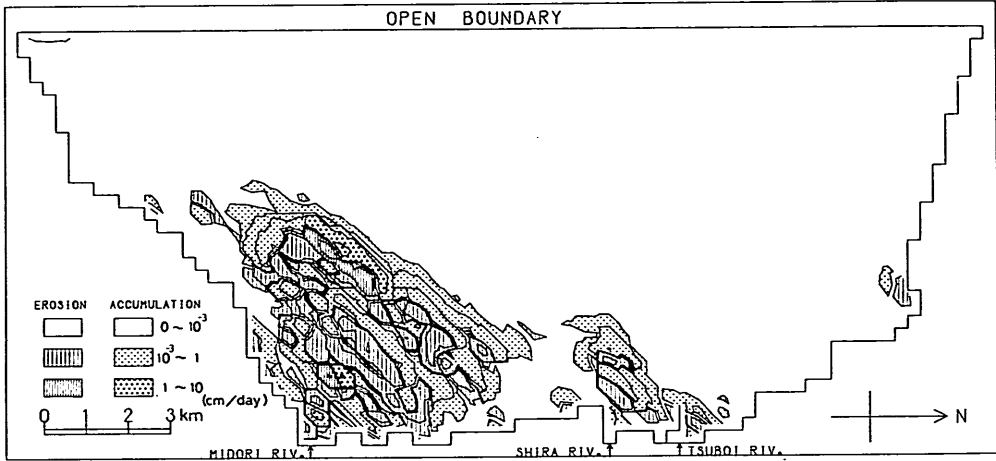


図-73 現況干潟地形の2潮せき間の変化量 (4 回目)

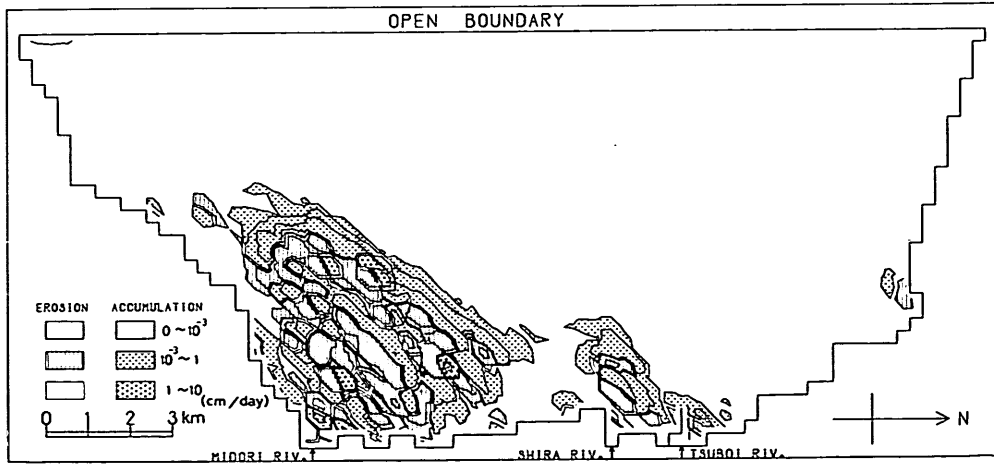


図-74 現況干潟地形の2潮せき間の変化量 (5 回目)

みお筋に沿った 1 cm 以上の変化は 2 回目以後消失し、沖へ移動しながらその広さは狭くなっている。ただし、緑川のすぐ前面にある侵食と堆積が隣接した地域は変化せず固定している。

なお、1 回目～5 回目を通じて 1 cm 以上の侵食・堆積地域は接してそれぞれ一つの組となっており、一般に堆積地域が沖側、あるいは北側（ともに水深の深い側）に認められる。このことから、本モデルにおいて大きな変化が生じる地域の流砂の収支は非常に狭い隣接した地域内で成立していると考えられる。したがって、フィードバックの途中で、変化量を外そうとしたとき 20 cm (1 回目) あるいは 10 cm (2 回目以降) を越えるものをそれぞれ 20 cm, 10 cm におさえたことは、厳密には土砂の保存が満たされていないけれども、大きな誤差を引き起こすものではない。

また、侵食・堆積の地域が交互にしま模様に見える原因として次の二つのことが考えられる。

その第 1 は、入力データと関連したものである。ここで地形初期入力データとして用いたのは昭和 51 年 3 月の深淺図である。深淺測量データの潮位補正は 図-15 に示されている計算対象海域のほぼ中央に位置する観測塔で記録した潮位データに基づき、対象海域が水平であるとして補正したものである。ところが、 図-53～56 の潮流計算モデルで得られた対象海域の水位等高線を見ても明らかのように、満潮時の水面こう配が小さいときでさえ、干潟上と観測塔の間には数 cm の水位差があるし、さらに最強下げ潮時・最強上げ潮時にいたっては、水位差は 10 cm 以上になるので、もともと深淺図にはレベルについて 10 cm 程度の誤差が含まれていることは十分考えられる。

この深淺図から、入力データとして格子交点上の水深を読み取る際に新たな誤差が生じる、すなわち、一交点の水深は必ずしもその周囲の地形を代表する水深にはなっていないことである。例えば、格子交点上の入力水深データを基に計算機で描いた等深線図(図-15) では、現

在のみお筋に沿って、くぼ地が 4 地点にあるけれどももとの深淺図(後述、 図-78)にはない。

したがって、干潟地形を忠実に入力しているとは言いがたく、この誤差は干潟上の水深が浅いため流況に及ぼす効果を見えにくいことが考えられる。そして、 図-70～74 の 1 日の地形変化量のほとんどは数 cm 以下であり、入力データの誤差の範囲以内とみなせるので、ここで示した地形変化はまずこの様な初期入力データを現況に近い状態にならず変化をしていると考え得る。この考えを裏づけることとして、地形変化量をフィードバックして潮流計算を 5 回にわたって試みた 図-70～74 を見ると、1 回目(図-70) で見られた南東-北西方向に細長く伸びた侵食・堆積地域は、フィードバックを繰り返すにつれて侵食地域および堆積地域の地域が徐々に一まとまりになる傾向がうかがえる。

第 2 の原因として考えられることは、本モデル自身の問題である。すなわち、ここでは 1 日の地形変化量は流況に影響を及ぼさないという考えに立ち、潮流計算と流砂量計算を別々に取り扱っているけれども、1 日の変化量が 1 cm 以上になる地域が存在することは、干潟上の平均水深が浅いため、流況に有意な影響を及ぼすと考えられる。

ところが、初期の地形がある地域において流況の条件から侵食傾向にあるとき、本モデルでは格子内の収支で地形変化を取り扱っているので、侵食格子に接する格子に土砂が流入して堆積が生じる。この傾向が 2 潮せき間続くので、侵食・堆積の影響は、極端に言うと 1 格子分しか伝わらない。1 回目から 5 回目までの地形変化で徐々に侵食・堆積が一まとまりになるのは、フィードバックのたびごとに地形変化の及ぶ影響範囲が広がっていくためと考えることもできる。

これらの地形変化量のフィードバックについて、とりまとめて 図-75 に示す。この図より、例えば 5 回目(図-74) は、大潮時の潮流が連続して 35 日作用した後の 1 日当りの干潟の変化量とみなせる。

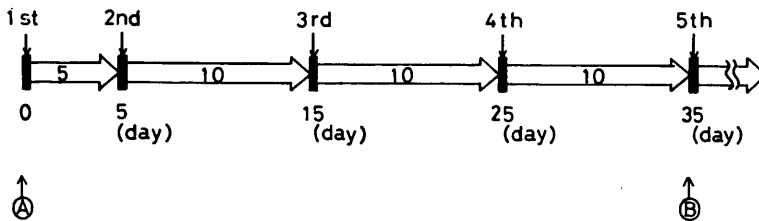


図-75 フィードバックのとりまとめ

干潟上の潮流計算および干潟変形予測の手法

(c) 深浅図の比較

図-76 は、大潮 35 日後と初期の地形 (図-75 において ㊸ と ㊹) の深浅図を比較したものであり、実線が大潮 35 日後、点線が初期の地形をそれぞれ表わす。実線は図-70~73 の変化をいわば総計したようなものである。

図によると、侵食は主に旧みお筋に沿った部分と、現在のみお筋の一部で生じている。このうち前者では、格子点の情報として地形データを入力したことによって生じたみお筋内のくぼ地とくぼ地の間の背が侵食されてつながる傾向にある。一方、堆積傾向は現在のみお筋と旧みお筋の分岐点近くのくぼ地に認められると同時に、現

在のみお筋のレベルが +1.0 m 付近とその沖西側の水深 +0.5 m, ±0 m の付近である。分岐点付近の地形変化の特性から、みお筋の位置が旧みお筋の方向に変化する傾向があると言えよう。

図-77 は、初期地形と大潮 35 日後の地形の差を D.L. 0.5 m (D.L. ±0 m より深い) 以浅について計算し、10 cm 間隔の等差線で表示したものであり、斑点部が堆積を示す。

図-78 は、1976 年 3 月と 1978 年 10 月の実測干潟地形であり、また、図-79 はこれらの地形の差を 図-77 と同様に表示したものである。これらの実測の結果は上述し

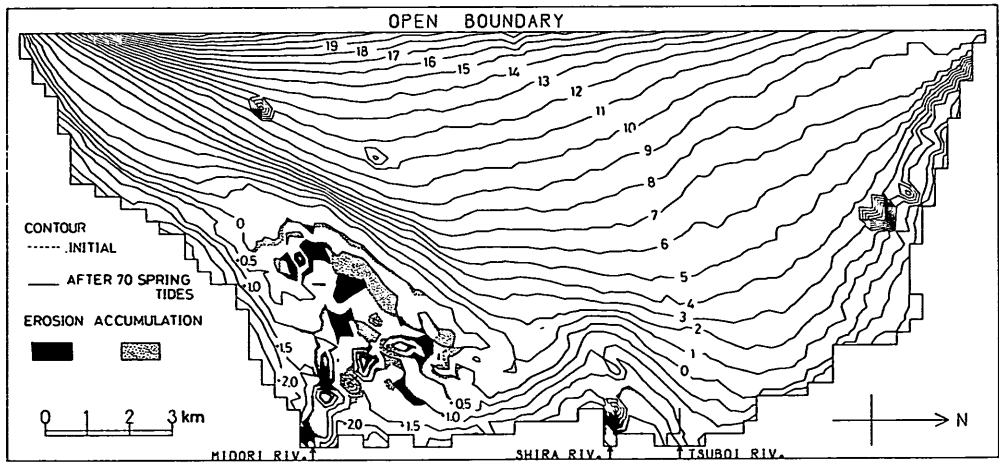


図-76 初期と大潮 35 日後の等深浅の比較 (現況)

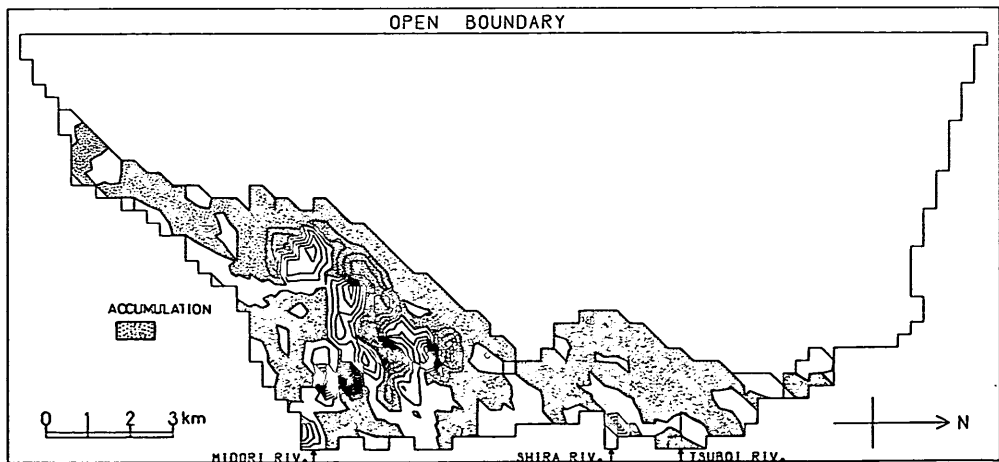


図-77 初期と大潮 35 日後の地形の差分図 (D.L. 0.5 m 以浅)

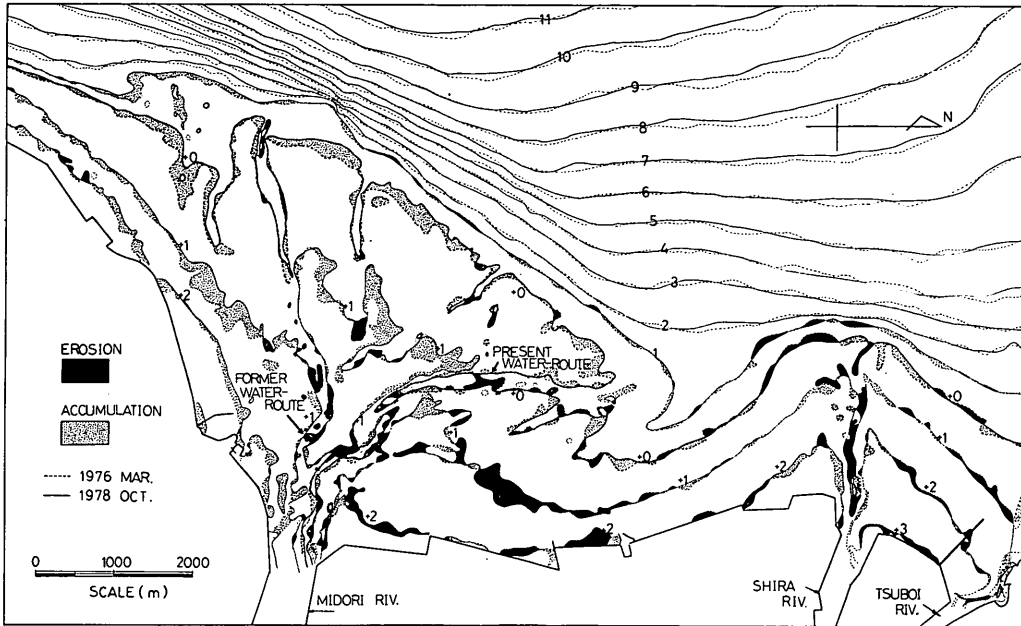


図-78 1976年3月と1978年10月の深浅図

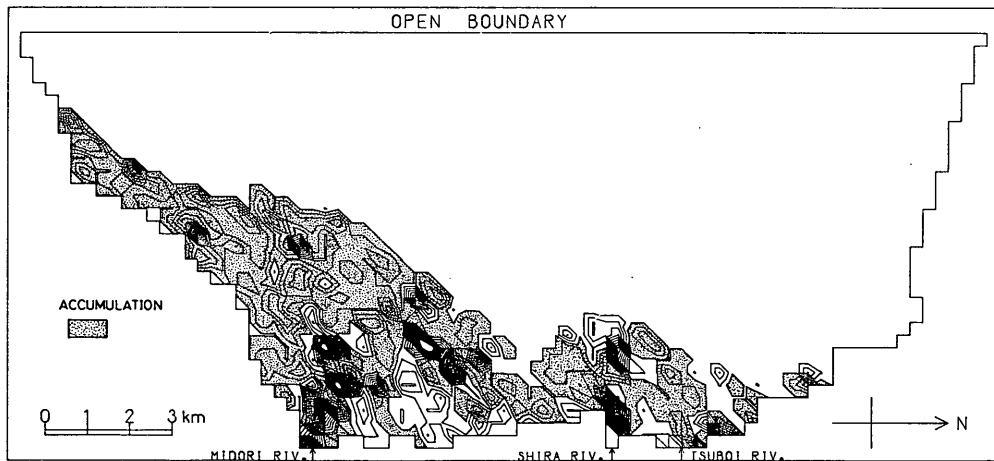


図-79 1976年3月と1978年10月の地形の差分図 (D.L. 0.5m 以浅)

た計算の傾向(図-76, 77)とおおむね一致する。しかし、計算結果は大潮 35 日後、実測値は約 2 年間半の変化であるので、これらの時間スケールの間には大きな相違があると言える。それは、一つには計算が大潮時の流況が連続して 35 日間作用したものであること、および底面摩擦係数である Chezy の係数の評価を水深が浅くなる

ほど補正を強くする式 (2.10), (4.11) を用いたことによる。この評価式では後述するように流砂量が大きくなる。

計算上の時間スケールと現地の時間スケールの対応は、地形変化を定量的に予測する際にきわめて重要なことであるので、章を改めて議論したい。

(d) 粒度分布の変化

図-80, 81 はそれぞれ現況, 繰り返し5回後の底質分布図を示す。これらの図は, Rank 3 の底質 ($d=0.3$ mm) の全体に対する割合を百分率表示の等値線で表わしている。例えば, 図中“20”は Rank 3 の全体に対する割合が 20% であることを意味する。

両図を比較すると, 全体にはほぼ同じ分布を示しており, 有意な変化は生じていない。また, 4. で述べた粒度特性の取り扱いに関する仮定は, 十分検証されている訳ではないので, この結果から結論を導くことはできない。

(e) 計算の収束性

本計算モデルのフィードバックシステムの収束性を検

討するために, 5回にわたる繰り返し計算のおおのの結果について, 1日当りの地形変化量 ($\Delta\eta$) の自乗平均を求める。図-70~74 より, 有意な地形変化はほぼ干潟上で生じているので, ここでの計算は初期水深が D.L. ± 0 m 以浅の地形変化量のみを考慮する。すなわち,

$$Q = -\sqrt{\frac{1}{N} \sum \Delta\eta_i^2} \quad (5.1)$$

による計算をおこなう。なお, 水深 ± 0 m 以浅の格子点数 N は, すべてについて 534 である。

計算の結果を図-82中に黒丸でプロットし実線で結んで示す。図中横軸の上段に何回目の計算であるかを明示し, 下段は大潮換算日数である。また, Q の値は左側の縦軸である。これによると, 1日当りの地形変化量は 2

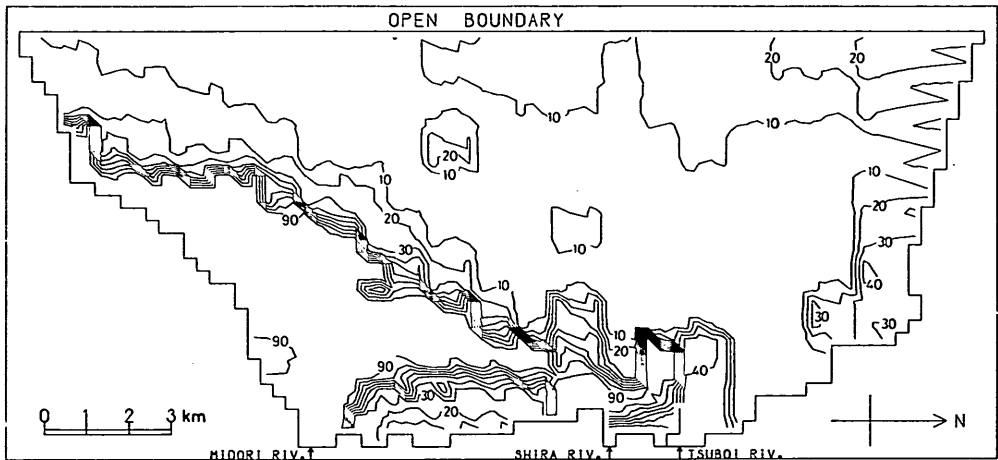


図-80 初期底質粒度分布 (Rank 3)

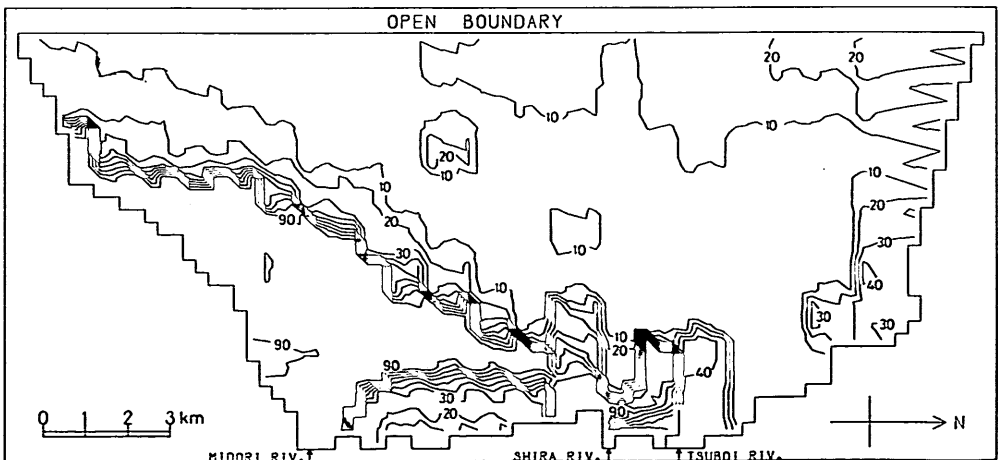


図-81 繰り返し5回後の底質粒度分布 (Rank 3)

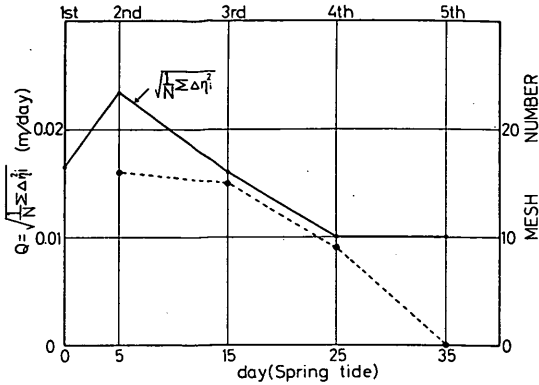


図-82 計算の収束性 (現況)

回目で最大となった後、計算を繰り返すたびに減少していることが認められる。すなわち、地形変化を予測する本モデルの変化量を外そうして潮流計算にフィードバックする計算システムは収束するものであると言える。

本予測モデルでは、流れと地形の相互干渉は1日程度の時間スケールでは無視できるものとして流れと地形変化を別々に取り扱っている。さらにその結果を単純に外そうする際には、暗に干渉の生じる時間スケールを延長している。したがって、もし1日当りの変化量が大きくかつ外そうの割合も大きくしすぎると、侵食地域は侵食しすぎるし、堆積地域は堆積しすぎる結果になるであろう。繰り返し計算の過程で、変化量を外そうしたとき20 cm あるいは10 cm を越えるものをそれぞれ20 cm (1回目)、10 cm (2回目)におさえたことは、上記の不合理を避けるためであった。この操作にもかかわらず侵

食・堆積しすぎた地域では、次回の繰り返し計算において、反対の傾向となるであろう。言い換えると、外そうしたとき侵食(堆積)しすぎる結果を用いて海底地形を修正して計算を繰り返すと、その地域では次の計算結果が堆積(侵食)傾向になる。

図-82中の白丸を点線で結んだものは、このように繰り返し計算の過程で地形変化の傾向が逆転する格子数を示したものである。例えば、3回目の位置にプロットしている白丸=15は2回目で侵食あるいは堆積地域が3回目の計算では逆転して堆積あるいは侵食となった格子の総数を意味する。ただし、ここでの地形変化は1mm/日以上のもものだけに限っている。図によると、地形変化傾向の逆転は繰り返しを行うごとに減少し、5回目では零になっている。これは、繰り返しの際に地形変化量が減少しているのに対し、外そう日数を一定の10日としているため、徐々に計算が安定して来たものと考えられる。

(f) 異常出水時の干潟の変化

洪水のような異常出水は、年間を通してみるときわめて短時間の現象であるけれども、河口前面の流速の増大、多量の河川流下土砂のため、干潟地形に大きな影響を与えたと考えられる。

そこで、ここでは緑川・白川・坪井川各河川の年平均流下流量(表-1)を10倍して、それぞれ542, 235, 78 m³/sとしたときの結果について述べる。

図-83は、2潮せき間の潮せき残差流である。平水時のもの(図-48)と比較すると、緑川・白川・坪井川前面の干潟上ではそれぞれの河口を中心とする放射線状の流

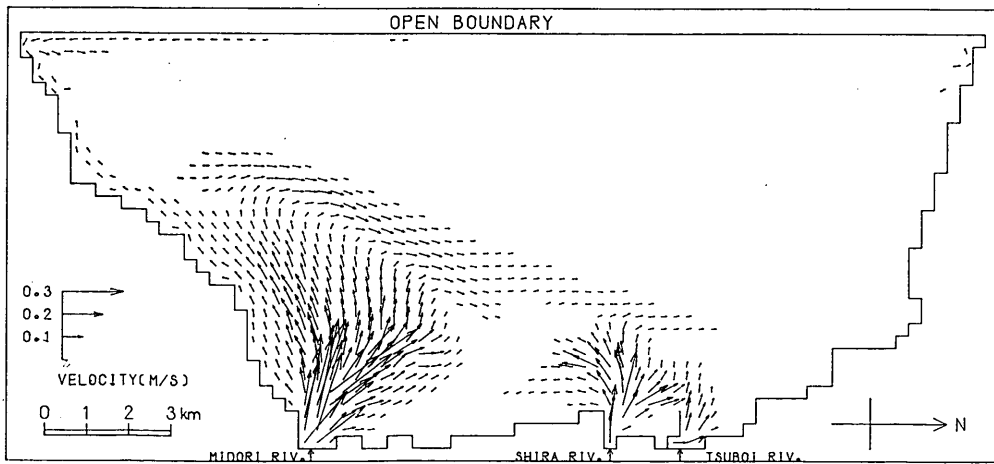


図-83 異常出水時の潮せき残差流

干潟上の潮流計算および干潟変形予測の手法

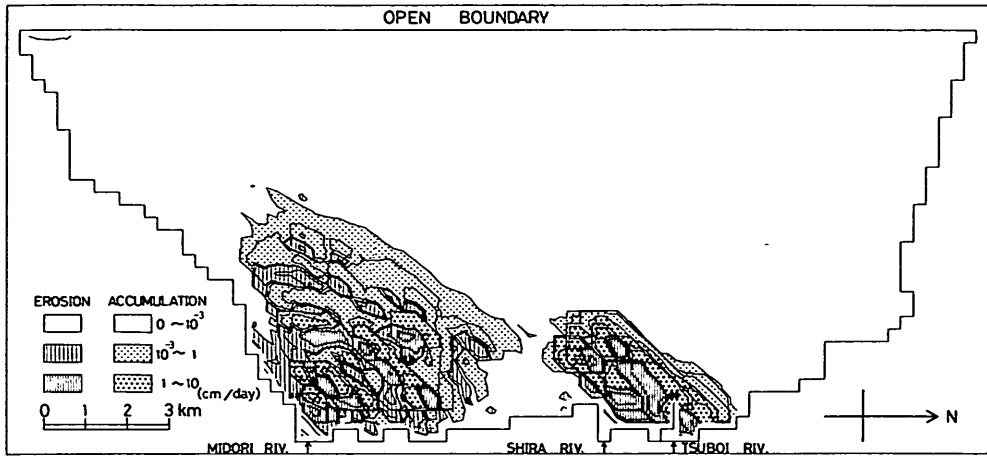


図-84 異常出水時の干潟地形変化量

れが顕著である。このため、白川前面から緑川方向に南下した後、満潮時てい線に沿って南西方向に向う流れの大部分は消滅している。一方、沖の D.L. ±0 m の等深線に沿った北東向きの流れが増長されている。

図-84 は、2 潮せき間の地形間変化量を示す。河川流量を 10 倍したことに伴う河川流下土砂の増大は、河口部（河川流入地点）の地形は変化させず一定に保つことにより、河口部の流砂量と同量の土砂を加えた形で考慮されている。平水時の 1 回目の変化量（図-70）と比較すると、まず緑川前面干潟では河口近くに 1 cm/日以上 の侵食・堆積が認められる。それらの位置は 図-70 とほぼ同じであるが領域は広い。沖では 1 cm/日以下の堆積地域が広範囲に生じている。一方、白川・坪井川前面干潟では、河口直前において 図-70 には見られない 1

cm/日以上の侵食が生じておりそれを包み込むように沖側に 1 cm/日以上 の堆積地域がある。一般に、堆積の地域が侵食地域より広がっているのは、河川流下土砂の増加によると考えられ、しかもそれは比較的沖に堆積するものと推察される。なお、河川流下土砂の粒度特性は河川流入地点のそれと同じにした。

洪水流量は、比較的短時間で変化すると考えられるがここでは、2 潮せき間一定とした。実測データさえあれば洪水流量を変動させて入力させることにプログラム上の問題は何らない。また、洪水時を前後して、干潟地形を実測した資料がないので 図-84 の検証はできていない。

5.3 構造物建設後の干潟変形予測結果

(a) 計算条件

図-85 に示す位置にポートアイランド型の新しい港

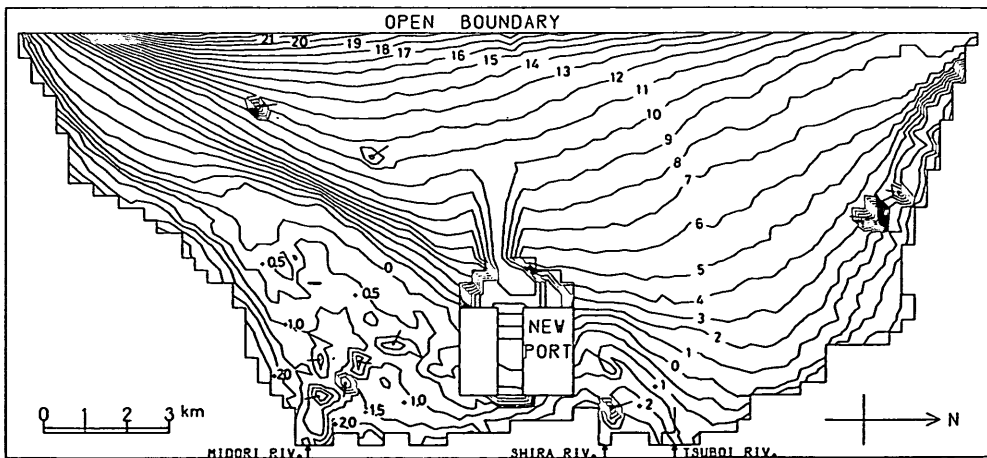


図-85 新しい港の設置位置

(以下新港と称す)を建設し、その前面に西方向に延びる水深 -11m の航路をしゅんせつ(浚渫)したときの干潟変形予測を行う。その他諸々の計算条件は 5.2 と同じである。

(b) 新港建設後の流況

新港建設後の流況変化の代表例として、上げ潮最強時・満潮時・下げ潮最強時・干潮時のものを 図-86, 87, 88, 89 に示す(図-22 の A, B, C, D の潮位および 図-49, 50, 51, 52 の流況に対応する)。各図の矢印は、図-86 の凡例に示すように、新港建設後の流速ベクトルから建設前(現況)の流速ベクトルをさし引いた差ベクトルである。したがって、各図は新港建設の潮流に及ぼす影響

の大きさ・範囲を示す。なお差ベクトルが 5 cm/s 以下については矢印を省略した。流速差ベクトルの定義から、新港建設後の流況は 図-49, 50, 51, 52 に 図-86, 87, 88, 89 をたし合せることによって得られるので、ここでは示さず、付録(一潮せき間の1時間毎の流況図)に収録した。

図-86(上げ潮最強時)では、新港建設の影響が緑川前面干潟上に強く現われている。新港の効果はこのとき、流れに対して反時計回りの強制循環を与えるようなものである。

図-87(満潮時)では、新港の影響が南側・北側ともに同じ程度・同じ範囲に及んでいるが全体に弱くかつ狭い

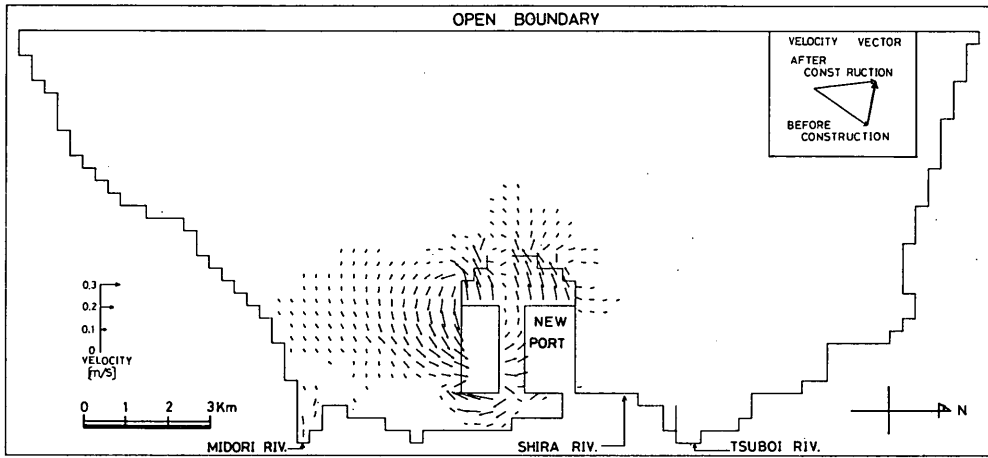


図-86 上げ潮最強時の流速差ベクトル

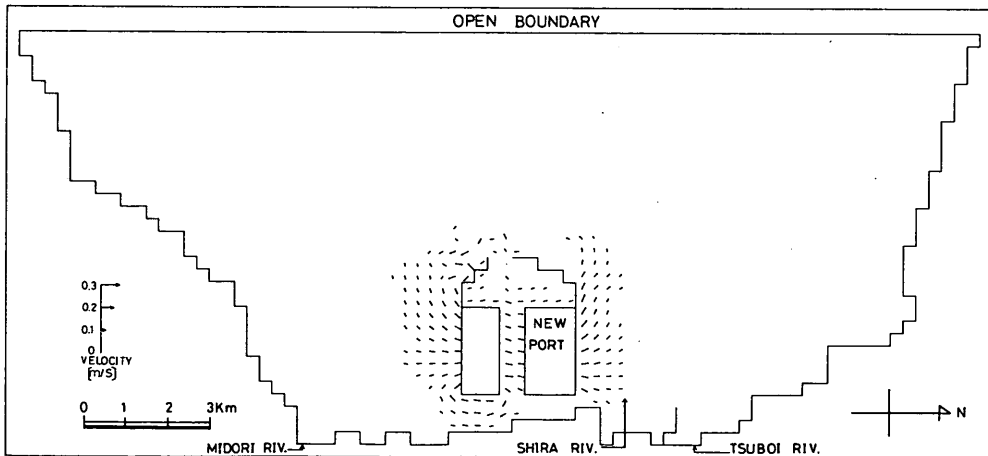


図-87 満潮時の流速差ベクトル

干潟上の潮流計算および干潟変形予測の手法

範囲である。

図-88 (下げ潮最強時) では、緑川前面干潟上に新港の影響が現われているが、図-86 と比較して狭い範囲である。このとき、新港は現況流況に対し時計回りの強制循環を与えるような動きをしている。また、この図では新港前面海底のしゅんせつ航路の影響も認められる。

図-89 (干潮時) でも、やはり南側海域に新港の影響が現われている。これまでの3図のようなきわだった強制循環は認められない。

以上より、新港建設による流況の変化は特に南側の緑川前面干潟上に生じており、したがって新港建設による干潟変形は、新港の南側において生じると推察される。

図-90 は、新港建設後の2潮せき間に生じる潮せき残

差流である。現況の潮せき残差流 (図-48) と比較すると、干潟上の流向・流速ともよく似ており、新港建設の影響は局部的にしか現われていない。その一つは、恒流が新港の南防波堤に衝突する付近で乱れが生じているのと、もう一つは緑川延長上にあるみお筋に沿った流れが新港の南側に衝突した後、新港に沿って沖へ流出している地域である。またしゅんせつ航路近くでも若干その影響が現われている。なお港内には東方向に向う流れがある。

このように新港建設の影響が局部的にしか現われないことの最も大きな理由は、新港の設置位置が、循環流を乱さないようにきわめて適切に配置されているためである。

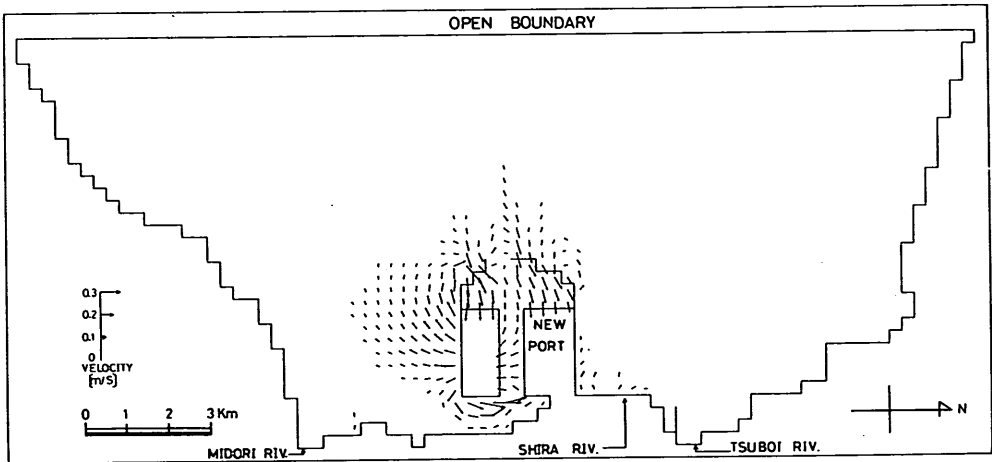


図-88 下げ潮最強時の流速差ベクトル

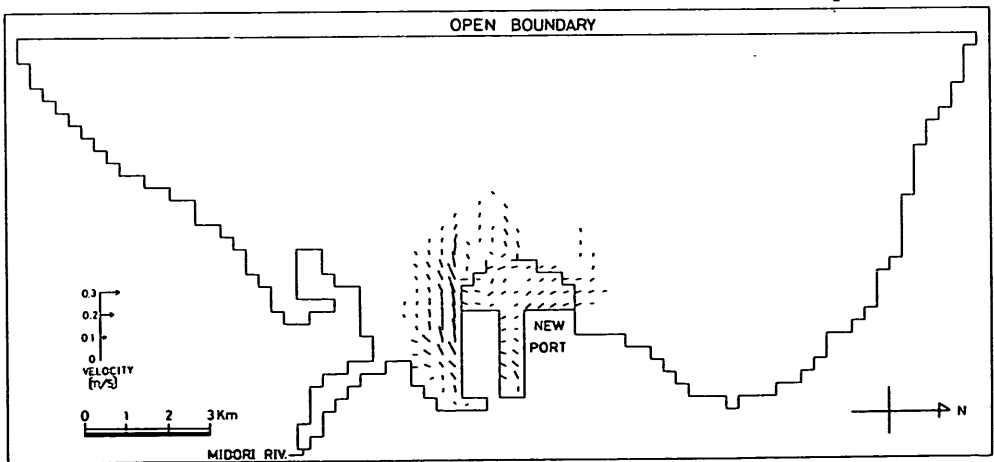


図-89 干潮時の流速差ベクトル

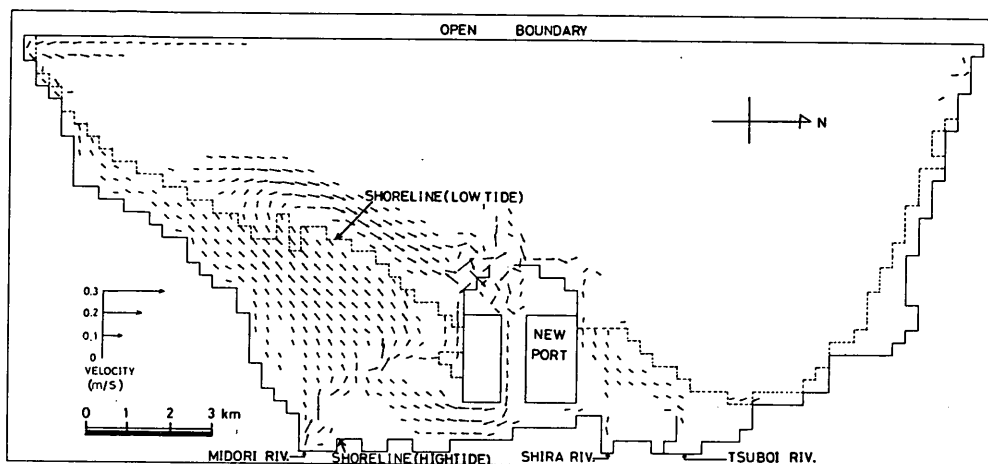


図-90 新港建設後の潮せき残差流 (1 潮せき)

(c) 計算結果

新港建設後の干潟変形予測でも、現況干潟変形予測と同様に5回のフィードバック計算を実施する。1日当りの地形変化量を外そうして、海底地形を修正するやり方もまったく同様に行う。すなわち、フィードバックのとりまとめ(図-75)に示すように、1回目の変化量を5倍して海底地形を修正し2回目の計算を行い、3回目以降は常に前回の結果を10倍して計算を繰り返す。

図-91は、1回目の計算結果であり2潮せき(約1日)の地形変化量を示す。新港は、現況の地形変化がほとんど無い位置(図-76参照)に潮せき残差流をほとんど乱さないように設置されているため、新港建設による極端な干潟変形の傾向は認められない。しかし、新港の南に

隣接する地域では、1cm/日以上の侵食・堆積が生じているのと、東および北に隣接する地域では1cm/日以下の変化量であるが新たに侵食・堆積が生じている。これらの変化は、新港に沿う流れ(付録図参照)が作用したものと考えられる。また、オーダー的には少ない量(2×10^{-3} cm/日程度)であるけれども、新港防波堤開口部において東西に延びる航路の埋没が認められる。その他、緑川前面干潟上のみお筋に沿った1cm/日以上の侵食・堆積および干潟全体の変化傾向は現況のもの(図-70)と類似している。

図-92は2回目の計算結果である。全体の侵食・堆積パターンは1回目(図-91)とよく似ているけれども、中央の一番領域の広い1cm/日以上の侵食・堆積地域が沖

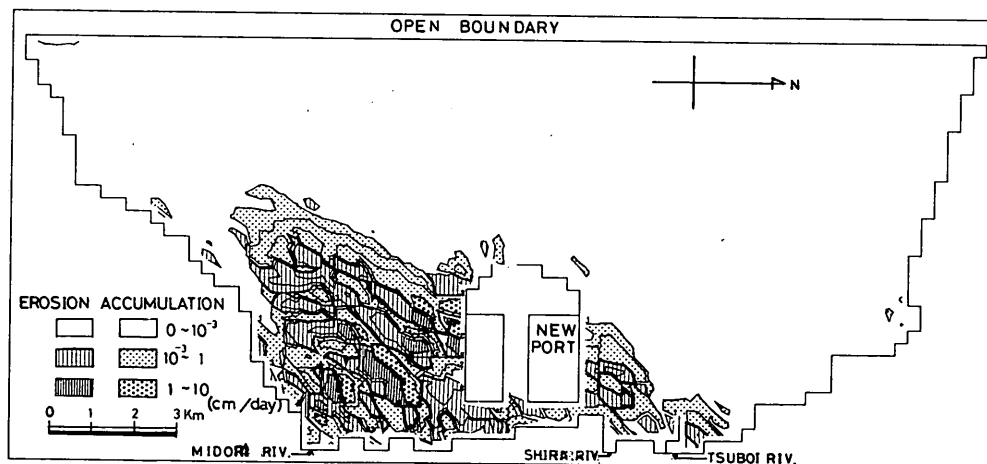


図-91 新港建設後の干潟地形変化量 (2 潮せき間, 1 回目)

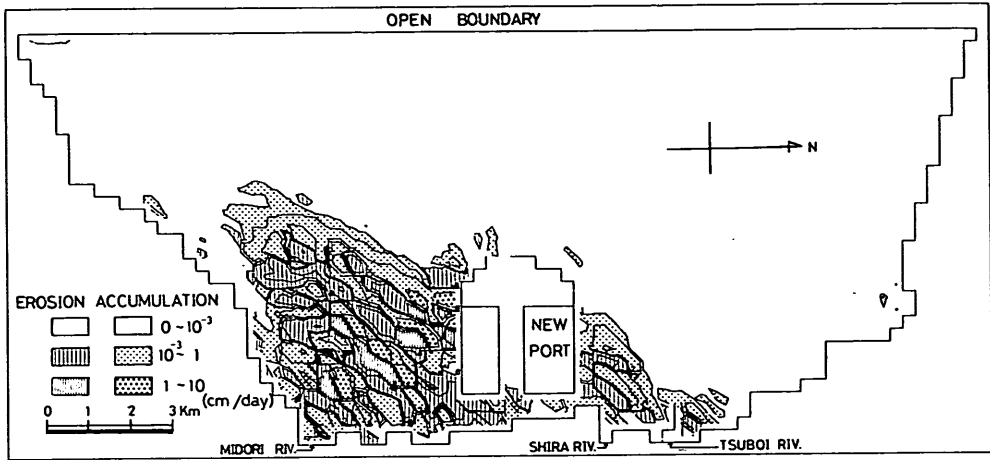


図-92 新港建設後の干潟地形変化量 (2 潮せき間, 2 回目)

へ 300 m 程度 (格子 1 辺) 移動している (新港との相対位置を参照されたい)。

図-93 は 3 回目の計算結果である。侵食・堆積のパターンは全体にこれまでとよく似ているが、新港から南東方向に細長く延びた侵食・堆積のしま模様は一つにまとまる傾向にあり、現況 (図-70~74) と同様である。1 cm/日以上の変化地域のうち中央の最も広い侵食・堆積地域は、南東の方向へさらに約 1.2 km 移動した。

図-94 は 4 回目の計算結果である。もともと中央にあった 1 cm/日以上の変化地域は 3 回目より約 600 m 程度沖へ移動したとともに、新港に接する南側の侵食・堆積地域はそれぞれ 1 つにまとまっている。

図-95 は 5 回目の計算結果である。4 回目と比較して

1 cm/日以上の変化が生じた地域の面積は少なくなっている。この図と 図-91 (1 回目) を比較すると、みお筋に沿って生じていた 1 cm/日以上の変化地域は、緑川河口前面の地域を除いて一様に沖に移動している。一方、もともと変化量の少ない地域、例えば航路埋没の地域では、1 回~5 回を通じた外そう、すなわち 1 回目の変化量を 35 倍したところでせいぜい 1 mm 程度の堆積量であり、平均水深 (約 13 m) に比べてきわめて小さい。したがって 図-91~95 では、常に同じ量の堆積となっている。

(d) 深浅図の比較

図-96 は、大潮 35 日後と初期の地形 (図-75 において ㊸ と ㊹) の深浅図を比較したものであり、実線が大

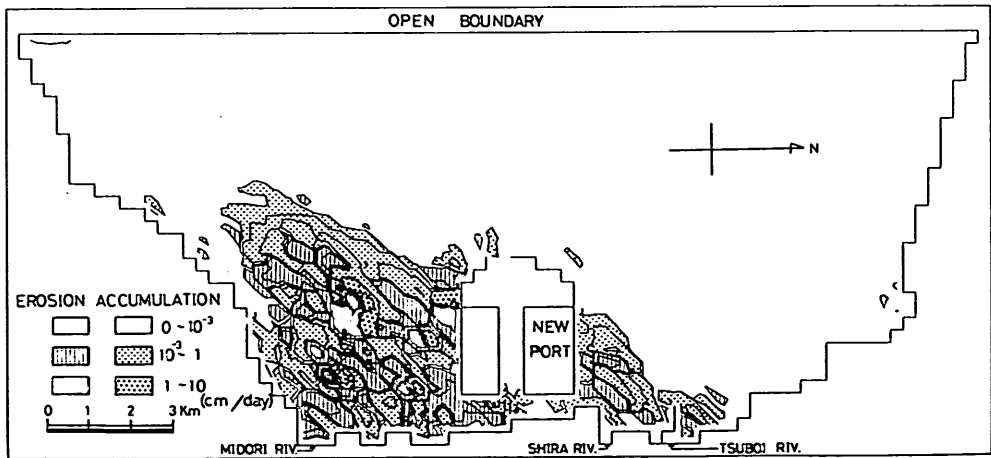


図-93 新港建設後の干潟地形変化量 (2 潮せき間, 3 回目)

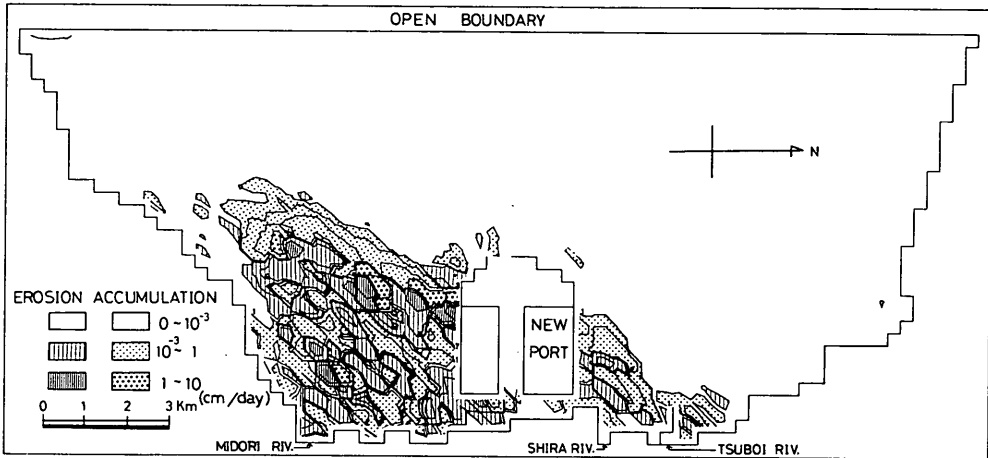


図-94 新港建設後の干潟地形変化量 (2 潮せき間, 4 回目)

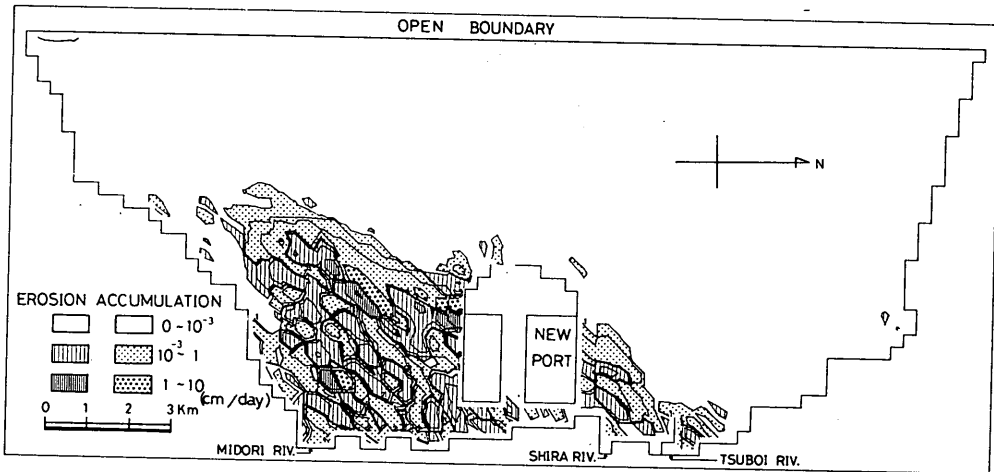


図-95 新港建設後の干潟地形変化量 (2 潮せき間, 5 回目)

潮 35 日後, 点線が初期の地形をそれぞれ表わす。この深浅図の比較は, 現況干潟変形予測計算結果 (図-76) と同様なものである。

図-96 と 図-76 を比較して異なる点は, まず, 新港に接する南側の部分に侵食が生じていることである。もともこの地域は浅瀬のようなところであったのが, 新港に沿った流れにより侵食され, その沖側ではやや等深線の前進が見られる。また, 新港の東側南寄りの地域においても侵食が新たに生じている。

その他, 図-76 と同じ変化傾向を示す地域としては, 緑川から流出した流れはまっすぐ進み, みお筋の変曲点を侵食する。侵食された土砂は, みお筋の中央部に堆積

する傾向にある。さらに, 緑川前面干潟端のレベル $\pm 0, +0.5 \text{ m}$ 付近はわずかに堆積傾向がある。

(e) 粒度分布の変化

図-97, 98 はそれぞれ初期, 繰り返して 5 回後の底質分布図を示す。これらの図は, 図-80, 81 と同様に Rank 3 の底質 ($d=0.3 \text{ mm}$) の全体に対する割合を百分率表示の等値線で表わしている。

図-97, 98 を比較すると, 新港に接する南側の堆積地域で, Rank 3 の底質の割合が増加しているのと, 新港の東側の陸との間の地域では, 洗われて砂質になる傾向があることが分る。このような局所的な相違が認められるものの, 全体的にはほぼ同じ分布を示している。

干潟上の潮流計算および干潟変形予測の手法

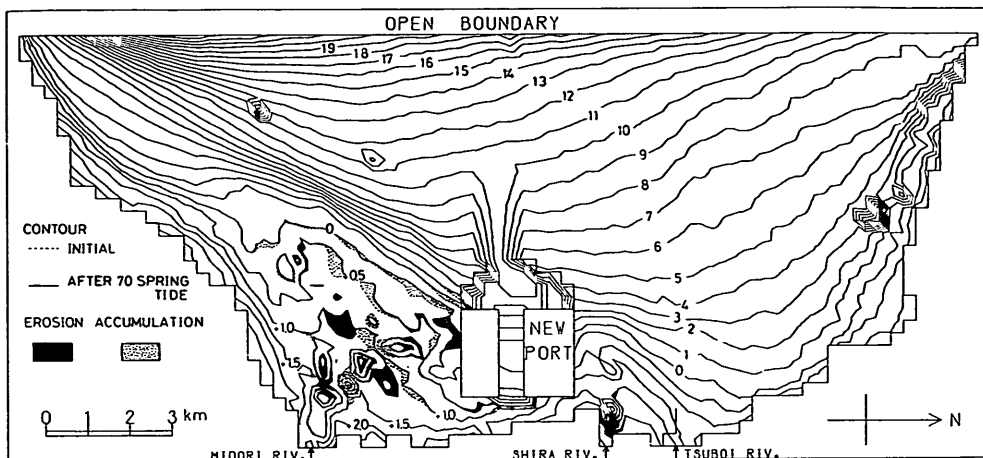


図-96 初期と大潮 35 日後の等深線の比較 (新港設置後)

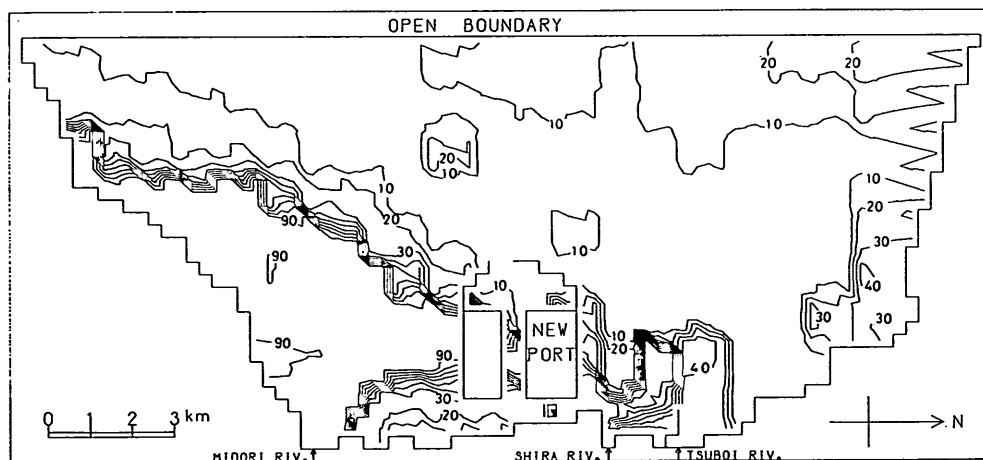


図-97 初期底質粒度分布 (Rank 3)

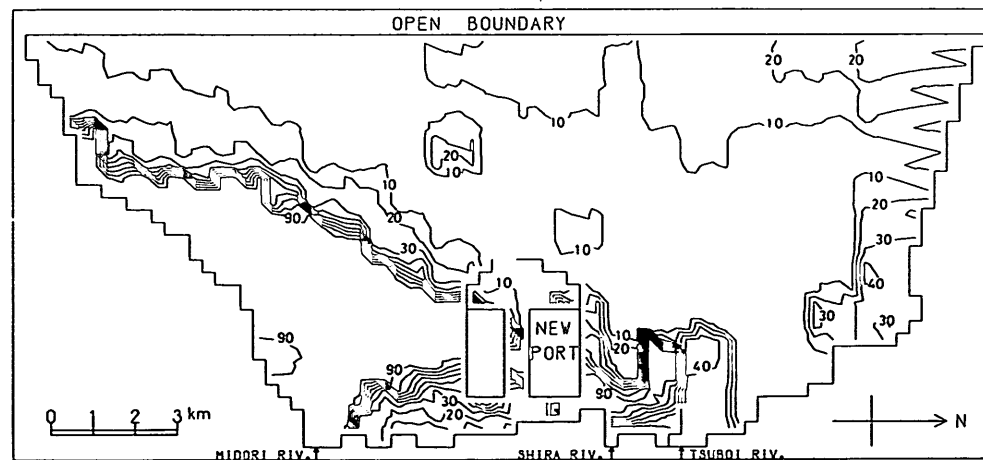


図-98 繰り返し 5 回後の底質粒度分布 (Rank 3)

(f) 計算の収束性

新港設置後の干潟変形予測フィードバック計算の収束性を検討するため、5.2 (e) と同様の計算を行い 図-99

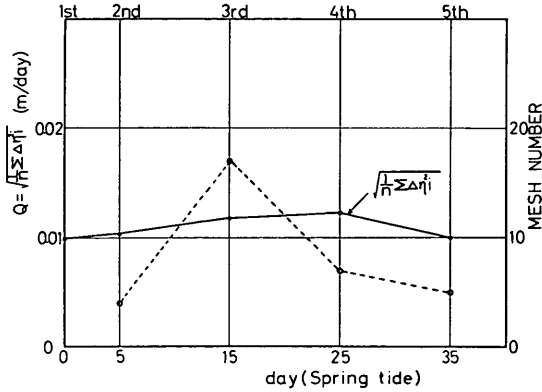


図-99 計算の収束性 (新港設置後)

に示す。すなわち、図中黒丸を実線で結んだものは、初期水深が D.L. ±0m 以浅の地域の1日当りの地形変化量 (Δh_i) を用いて式 (5.1) により毎回の Q を計算したものであり、白丸を点線で結んだものは、繰り返し計算の過程で地形変化の傾向が逆転する格子数である。

まず、地形の変化量は、1回目から4回目までわずかず単調に増加した後、5回目ではほとんど1回目と同程度の変化まで減少している。この傾向からは、フィードバック計算が収束しているとは言えないけれども、現況の収束性 (図-82) と比較すると、新港設置後のほうが干潟の全体的な変化量は少ない。また、変化傾向の逆転する格子数は3回目の結果で最大になった後減少している。これらのことから、新港設置後の干潟変化量は全体的に見て現況の変化より少ないが、計算の収束速度はやや遅いようである。

6. 地形変化の時間スケールの検討

6.1 Chezy の係数について

流砂量計算モデルでは、底面摩擦応力を評価する際、式 (4.11) のように水深が浅くなるほど補正を強くする式を用いた。この補正を行うと、従来の Chezy の係数 (式 (2.10) で $\alpha=0.0$) を用いて計算される流砂量より大きな流砂量となる。

すなわち、 $\alpha=0.0$ のときの Chezy の係数を C_0 で表わし、補正を行った Chezy の係数

$$C = \frac{1}{n} (D-1.0)^{1/6} \quad (6.1)$$

を C で表すと、それぞれに対する流砂量 q_0, q は式 (4.5), (4.7), (4.11) より

$$q_0 = 40\omega d \left\{ \frac{U^2}{(s-1)d} \cdot \frac{1}{C_0^2} \right\}^3 \quad (6.2)$$

$$q = 40\omega d \left\{ \frac{U^2}{(s-1)d} \cdot \frac{1}{C^2} \right\}^3 \quad (6.3)$$

となり、これらの比は

$$\frac{q}{q_0} = \left(\frac{C_0}{C} \right)^6 = \left(\frac{D}{D-1.0} \right)^6 \quad (6.4)$$

となる。ただし式 (6.1) は、 $D \leq 1.0$ m で物理的におかしくなるので、 $D \leq 1.1$ m の範囲は直線式を用いて C を計算しており、この範囲の q/q_0 も同様に計算すること

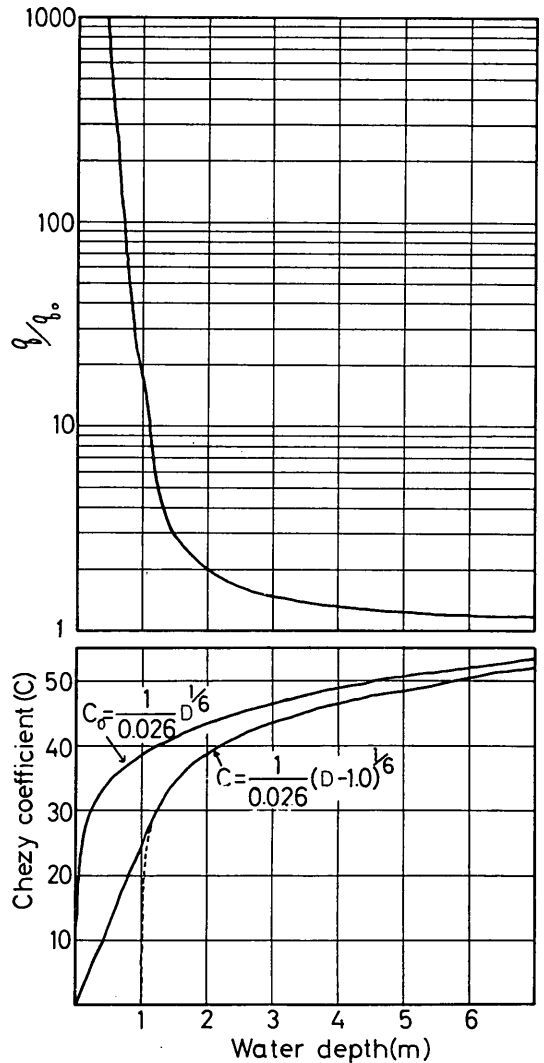


図-100 $C_0, C, q/q_0$ と水深との関係

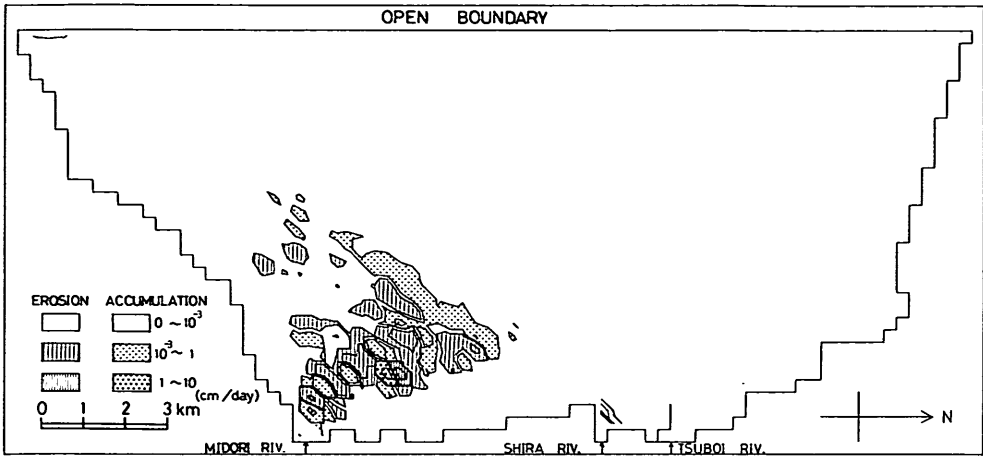


図-101 現況干潟地形変化量 (2 潮せき間, $C=D^{1/6}/n$, 1 回目)

ができる。

図-100 に、水深 7 m 以浅の C_0, C の値と q/q_0 の値を示している。これによると、水深が大きくなるにつれ q/q_0 の値は 1 に漸近しまた水深が 0 に近づくとき非常に大きな値となることが明らかである。厳密には、流砂量を計算する過程で式 (4.7) の判別がはいるので q/q_0 の値は図-100 の値よりさらにいくぶんか大きなものとなるであろう。

干潟上の平均的な水深は 1 m~2 m 程度と考えられるので、結局流砂量は式 (6.1) の Chezy の係数を用いて計算すると 1 オーダー程度大きく評価することになる。したがって、その結果生じる地形変化量も同様に 1 オーダー程度大きくなる。なお、水深がさらに浅い地域では、流速値も小さいと考えられるので実際には底質はあまり移動せず q/q_0 の値が数オーダー大きくなることはきわめてまれである。

図-101 は、Chezy の係数として C_0 を用いて計算した現況干潟地形の 2 潮せき間の変化量である。ただし、潮流計算においてはこれまで述べて来た C を用いている。計算条件は C_0 を用いたこと以外はすべて現況干潟地形変化 1 回目 (図-70) と同じである。図-101 と 図-70 を比較すると、 C_0 を用いて計算した結果 (図-101) が全体に変化地域が狭くなっておりかつ変化量も 1 オーダー程度小さくなっていることが認められ、先述した q/q_0 の傾向と一致する。

6.2 変化の時間スケール

本干潟変形予測モデルの計算結果は、約 2 年半の間隔で実施された実測データから明らかにされた干潟の変化

傾向とよく一致していることは、すでに 5.2 で述べた。ここでは、変化の時間スケールを検討するため、実測値と計算値のそれぞれについて変化量の自乗平均に注目する。すなわち、図-76 と 78 の深浅図を描いた基礎データである格子点の水深値を用いて

$$Q = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_i \Delta \eta_i^2} \quad (6.5)$$

を計算する。ここに N : 格子点数, $\Delta \eta_i$: i 格子の地形変化量である。ここでは、初期地形 (D.L.) 0.5 m~+0.5 m と +0.5 m~+1.5 m のそれぞれの地域に対して、実測値と計算値に基づき計算した結果を表-3 に示す。

表-3 干潟地形変化量の自乗平均値 (Q)

	実測値 (約 970 日) 1976.3-1978.10	計算値 (大潮 35 日間)
初期水深 0.5 m~+0.5 m (格子数 192)	Q_{01} 0.252 m (2.60×10^{-4} m/日)	Q_{c1} 0.133 m (3.8×10^{-3} m/日)
初期水深 +0.5 m~+1.5 m (格子数 202)	Q_{02} 0.308 m (3.18×10^{-4} m/日)	Q_{c2} 0.143 m (4.09×10^{-3} m/日)

実測値は約 970 日間の、また計算値は大潮が連続して 35 日継続したときの変化量である。現況の干潟変形の速度は、ほぼ一定とみなしてもあまり不自然ではないので、1 日当りの変化量をそれぞれについて計算し、表-3 中のカッコ内にあわせて示す。これによると、計算値の 1 日

変化量が実測値より1オーダー大きく、0.5 m～+0.5 mの地域で14.6倍、+0.5 m～+1.5 mの地域で12.9倍となっており、平均的には13.8倍程度となっている。言い換えると、計算値の1日当りの変化量は現地換算して約14日程度の変化に相当する。

このように、計算値の変化量が実際より1オーダー大きくなる傾向は、前節で述べたChezyの係数の評価式を変化させたときの地形変化量の増加の傾向とよく一致する。したがって、式(6.1)でChezyの係数を計算すると、1オーダー程度大きな干潟地形の変化を得ると言えるし、また逆に従来のChezyの係数(C_0)を用いて計算すると現地の変化量とほぼ同程度の結果を得ると期待できる。このようなことから、計算で得られた大潮35日の地形変化は、現地490日(35日×14)程度に相当すると見なせるであろう。

7. まとめ

干潟上の移動境界を考慮した潮流計算モデルおよび潮流を外力とする流砂量計算モデルをまとめると以下のとおりである。

〔潮流計算モデル〕

(1) 基礎方程式において、流体は粘性非圧縮性、圧力は静水圧分布とし、水平混合項は無視した。基礎方程式の差分はADI法である(2.1, 2.2, 2.3)。

(2) 干潟上の境界は、てい線の移動を考慮して移動境界とした。移動境界は、計算された水位と干潟地形を考慮して、実水深0.15 mを基準に計算ステップごとに決定し、次の計算ステップの境界とした。ただし、上げ潮時の境界決定に使用した水位は、近傍計算領域内の計算された水位を外そうしたものである(2.4)。

(3) 感潮河川の流量は、河川自身の流量と河川の感潮に伴う流量の和とみなし、連続式で考慮した。このとき後者の流量変化は、感潮部の河川幅一定・河道縦断面を三角形・河口の潮位変動を正弦波と仮定すれば入力条件として河川部のタイダルプリズムと潮差だけを考慮することで計算できる(2.5)。

(4) 強制外力は、実測の潮流を用いる流速制御としてあたえた。このとき、前もって行う実測データの検討方法を事例で示した(3.2)。すなわち、開境界における恒流成分を無視した上・下層流速を、実測値のピーク潮位と合せるように配分し、しかも潮差を一致させるために全体に係数をかけて平均流速とした(式(3.5))。

(5) 底面粗度を評価するChezyの係数 C として、

水深の浅いほどの C 値が小さいほうに顕著に変化する式(2.10)を用いた(3.3, (e))。

〔流砂量計算モデル〕

(6) 底質の移動は、流れだけによって生じるとし、波による移動および砕波の効果は考慮していない。

(7) 流れによる底質の移動は、まず岩垣の式(式(4.6))によって移動限界を決定し、これを超える流体力に対しBrownの式(式(4.7))で流砂量を計算した。この際、底面せん断応力は、潮流計算と同じChezyの係数 C の評価式(4.11)を用いて計算した(4.2)。

(8) 混合粒径の取り扱いには、まず底質粒度分布をある階級数に分割し、それぞれの階級では代表粒径で表わされる均一粒径とした。各階級の流砂量は、各階級の代表粒径に岩垣の式、Brownの式を適用して流砂量を求め、これに各階級の重量割合をかけて計算した。混合粒径の全流砂量は、各階級の流砂量の単純和とし、粒子相互間の干渉は考慮していない(4.3)。

(9) 流砂による地形変化は、流砂量に関する連続式(4.1)に基づき計算した。このとき流砂量の $x \cdot y$ 方向成分は、 $x \cdot y$ 方向流速のベクトル合成流速から計算される流砂量(方向を持つ)を成分に分解したものである(4.4)。

(10) 河川流下土砂は、河川流入地点(計算上の流入地点)では地形変化が生じないという仮定で、間接的に考慮した(4.4)。

潮流計算モデルと流砂量計算モデルを併用した干潟変形予測手法は次のとおりである。

〔干潟変形予測手法〕

(11) 潮流の変化に要する時間スケールに対し、地形変化に要する時間スケールがきわめて長いことを考慮して、流況の計算と地形変化の計算を別々に取り扱った(5.1)。

(12) まず、干潟地形を固定して潮流計算モデルにより流況の再現を2潮せき計算し、その結果得られた水位・流速・移動境界データを用いて、流砂量計算モデルによる干潟変形計算を2潮せき行った。このときの地形変化量を外そうして干潟地形を修正し、改めて潮流計算にフィードバックした(5.1, 図-66)。

上記モデルを有明海の干潟に適用した結果は次のとおりである。

〔有明海の干潟に適用した結果〕

(13) 大潮時の干潟上の流れは、流況・恒流ともに実測データときわめてよく一致した。すなわち、干潟上お

よび干潟周辺の計 24 地点で実測した潮流ホドグラフと計算された同一地点の潮流ホドグラフは、流速・パターンともよく一致し (図-24~47)、また同一地点の実測恒流と計算恒流は流向・流速ともよく一致した (図-48)。また、感潮河川の効果の再現性は良好である。

(14) 開境界に直角方向の流速成分による流速制御で、潮位変動をよく再現でき (図-22)、また開境界近くの開境界に平行な流れも再現された (図-52)。

(15) 流況パターンは、底面粗度の評価に関連した Chezy の係数 C の精度 (式 (2.10) の α 変化) に、敏感には応答しない (図-59)。

(16) 潮流計算モデルと流砂量計算モデルを別々に取り扱い、地形の変化量を外そうして潮流計算モデルにフィードバックする繰り返し計算は安定している (図-82, 99)。ただし、本例では大潮時だけを計算対象にした。

(17) 予測された干潟変形は定性的によく一致する。すなわち、大潮が連続して 35 日作用したとき生じる地形変化傾向は、現地 970 日間の変化傾向と定性的によく一致し、ともに D.L. ± 0 m 付近が堆積、旧みお筋が侵食傾向にある (図-76, 78)。

(18) 現地資料に恵まれなかったために、定量的再現性の検討を十分に行うことは出来なかった。しかし、試みに現地 970 日間の干潟変化量 (各格子点の自乗平均の平方根) の一日平均に対し、大潮 1 日当りの干潟変化量を計算した結果では、計算値が 1 オーダー大きかった。

(19) 流砂量は Chezy の係数の -6 乗に比例するため、係数 C の評価式の選択によって流砂量が大きく異なる (図-100)。したがって、地形変化予測のためには Chezy の係数のとり方が大切である。

(20) 本モデルの計算対象とした格子数は $37 \times 79 = 2923$ であり、計算機容量は、潮流計算モデルが 55 kW、流砂量計算モデルが 75 kW である。計算時間 (CPU) は、前者が 3 潮せき計算するのに約 120 分、後者が 2 潮せき計算するのに 4 分程度をそれぞれ要した。また、後者の計算結果をドラフターに出力させるための計算には約 1 分要した。

以上、干潟変形を予測する数値計算モデルとして、移動境界の潮流計算モデルと Brown の式による流砂量計算モデルを開発し、有明海の干潟に適用した例を示した。潮流モデルの再現性は良好であり、また流砂量計算モデルを併用した干潟変形予測は定性的に十分納得いく結果となっている。

干潟変形の外力としては、潮流以外に波による底質移

動、碎波による底質のまき上げ、河川の異常出水、河川流下土砂の変動等が考えられ、これらも合せてモデルに取り入れていくことが予測精度を高めるために必要であるけれども、現時点では未知の要素が多いので直接モデル化することはきわめて困難な状況にある。また、潮流計算においては、日々の微妙な潮せき変動のすべてを考慮した計算は計算時間がかかりすぎるので実用上不可能と言ってよく、その代りにある代表的な潮せき (例えば、大潮とか中潮) を用いざるを得ない。

このような状況下で、さらに定量的予測を目差すためには、当面潮流以外の外力の効果ならびに代表潮せきで計算するために派生する新たな問題すべてを、Chezy の係数に含めてしまうことが考えられる。すなわち、本論文では実施できなかったが、過去における現地の干潟変形あるいは底質移動量に関する十分な実測資料の収集につとめ、これらの検討結果に基づいて、何回かの試行的な数値計算を経て、これらを再現し得るように Chezy の係数を決定することである。

なお、対象海域を格子に分割し各格子内の底質移動に関する連続式を満足させる方法は、沿岸部の波と流れによる地形変化数値予測モデルの開発においても根本的に変わるものではないと考える。

最後にあたり、ADI 法による潮流計算方法について当所海洋水理部海水浄化研究室堀江室長、村上拡散水理主任研究官より、多くの情報を教授いただいた。また、有明海に本モデルを適用するに際して、資料の収集調査には、運輸省第四港湾建設局下関調査設計事務所・八代港工事事務所の方々の熱心な協力を得た。Gilbert の古い論文は電力中央研究所尾崎幸男氏が心よく貸して下さったものである。さらに、本研究の遂行に当っては当所次長佐藤昭二博士から終始有益な助言をいただき、海洋水理部長合田良実博士から助言ならびに本論文のとりまとめについて貴重な意見をいただいた。図面の整理は、赤石正廣技官および佐々木利美、大古和彦両君の献身的な協力によるものである。これらの諸氏に厚く感謝する次第である。なお、本計算には、当所所有の電子計算機 (TOSBAC-5600 昭和 53 年 3 月まで、TOSBAC-ACOS-800II) および一部の図面作成には同ドラフター (HI-PLOTTER S-912) を使用したことを付記する。

参考文献

- 1) 遠藤泰司: 海浜変形の水理模型実験による予測, 第 25 回海岸工学講演会——海浜変形予測に関するシンポジウム——, 1978, pp. 17~26.

- 2) 日野幹雄: 数値シミュレーションと海岸工学, 1974年度(第10回)水工学に関する夏期研修会講義集, B-2, 1974.
- 3) Leendertse, J. J.: A Water-quality Simulation Model for Well-mixed Estuaries and Coastal Sea, Vol. 2, Rand Corporation, 1971.
- 4) 金子安雄・堀江毅・村上和男: ADI法による潮流と汚染拡散の数値計算——大阪湾に適用した場合について——, 港湾技術研究所報告, 第14巻, 第1号, 1975, pp. 1~61.
- 5) 堀江毅・金子安雄・村上和男・細川恭史・亀山豊: 潮流計算における境界等の取扱い——特にADI法による検討——, 港湾技術研究所報告, 第15巻, 第2号, 1976, pp. 251~287.
- 6) 堀江毅・金子安雄・村上和男: 潮流の数値シミュレーションについて——特に境界条件と支配因子の取扱い——, 港湾技術研究所講演会講演集, 1975, pp. 53~90.
- 7) 佐藤昭二・木村久雄・高松恭文: レクリエーション海浜における突堤・離岸堤の汚濁拡散に対する影響, 港湾技術研究所報告, 第16巻, 第2号, 1977, pp. 27~62.
- 8) 磯崎一郎・北原栄子: 有明海の海況の特徴, 沿岸海洋研究ノート, Vol. 14, No. 1, 2 合併, 1977, pp. 25~35.
- 9) 第四港湾建設局: 昭和51年度熊本潮流観測報告書, 1976, 211 p.
- 10) 中野猿人: 潮汐学(復刻版), 生産技術センター, 1975, 528 p.
- 11) 第四港湾建設局: 昭和50年度熊本港潮流調査・浮砂量調査報告書(1/3), 1976, 296 p.
- 12) 土木学会: 水理公式集(昭和46年改訂版), 1971, p. 156, 616 p.
- 13) 岩垣雄一: 海岸侵蝕論, 水工学に関する夏期研修会講義集, 土木学会, 1966, 66-B-17.
- 14) 土木学会編: 水理公式集(昭和46年改訂版), 1971, p. 200, 図-5.3, 616 p.
- 15) 岩垣雄一: 限界掃流力に関する基礎的研究, 限界掃流力の流体力学的研究(1), 土木学会論文集, 第41号, 1956, pp. 1~21.
- 16) Madsen, O. S. and W. D. Grant: Sediment Transport in the Coastal Environment, M.I.T., No. 209, 1976, 105 p.
- 17) 林泰造・尾崎幸男: 掃流砂に関する基礎的研究, 第23回水理講演会論文集, 1979, pp. 157~167.
- 18) Vanoni, V. A.: Measurements of Critical Shear Stress for Entraining Fine Sediments in a Boundary Layer, California Institute of Technology, Rep. No. KH-R-7, 1964, 47 p.
- 19) Brown, C. B.: "Sediment Transportation," in: Rouse H., Ed., Engineering Hydraulics, John Wiley and Sons, Inc., N.Y., 1039 p., 1950, pp. 769~857.

- 20) 前出16).
- 21) Gilbert, G. K.: The Transportation of Débris by Running Water, U.S. Geol. Surv., Prof. Paper, 86, 1914, 263 p.
- 22) 日野幹雄・林直樹: リップカレントの発生理論, 第19回海岸工学講演会論文集, 1972, pp. 93~96.
- 23) 第四港湾建設局: 熊本港底質調査報告書, 1976, 12 p.

記号一覧表

(x, y, z) :	直交座標系
(u, v, w) :	x, y, z 軸方向への流速
$A(t)$:	感潮河川の流域面積
B :	河川幅
C_0 :	Chezy の係数 ($=D^{1/6}/n$)
C :	補正した Chezy の係数 ($=(D-\alpha)^{1/6}/n$)
D :	実水深 ($=h+\zeta$)
d :	底質粒径
f :	コリオリ係数
g :	重力加速度
h :	D.L. 基準の地形レベル(下方が正)
i :	河床こう配・海底こう配
(i, j) :	格子座標番号
n :	マンギングの粗度係数
P_i :	代表粒径 d_i で表現される粒子の全体に対する重量割合
P_t :	タイダルプリズム
P :	圧力
Q_{riv} :	河川流下流量
$Q_T(t)$:	河川の感潮による流量
$Q(t)$:	河川からの流入流量 ($=Q_{riv}+Q_T(t)$)
q :	流砂量
q_x :	流砂量の x 方向成分
q_y :	流砂量の y 方向成分
q_i :	代表粒径 d_i で表現される粒子の流砂量
S_* :	$=d\sqrt{(s-1)gd}/4\nu$
s :	$=\sigma/\rho$
U :	平均流速
U_* :	摩擦速度
U_{*c} :	限界摩擦速度
V_{mean} :	開境界平均流速
V_{Upper} :	開境界上層流速
V_{Lower} :	開境界下層流速
α :	Chezy の係数の補正定数

干潟上の潮流計算および干潟変形予測の手法

- | | |
|------------------------------------|--|
| ds : 格子一辺の長さ | τ_0 : 底面せん断応力 |
| ΔT : 流砂量計算タイムステップ (=20 分) | τ_x : z 軸に垂直な面で x 軸方向に働くせん断応力 |
| $\Delta t/2$: 潮流計算タイムステップ (=60 秒) | τ_y : z 軸に垂直な面で y 軸方向に働くせん断応力 |
| ε : 底質の間隙率 | φ : 緯度 |
| ζ : D.L. 基準の水面レベル (上方が正) | ϕ : Shields のパラメータ |
| $\zeta_m(t)$: 河口における潮位 | ϕ_c : 移動限界を示す Shields のパラメータ |
| η : ある基準面からの海底地形 | ω : 底質の静水中における最終沈降速度 |
| μ : 流体の粘性係数 | |
| ν : 流体の動粘性係数 | |
| $P(\phi)$: 正規確率密度関数 | |
| ρ : 流体の密度 | |
| σ : 底質の密度 | |

付 録 A.

以下に示す、現況流況、新しい港設置後の流況はともに 図-A.1 の中に記された番号と一致している。

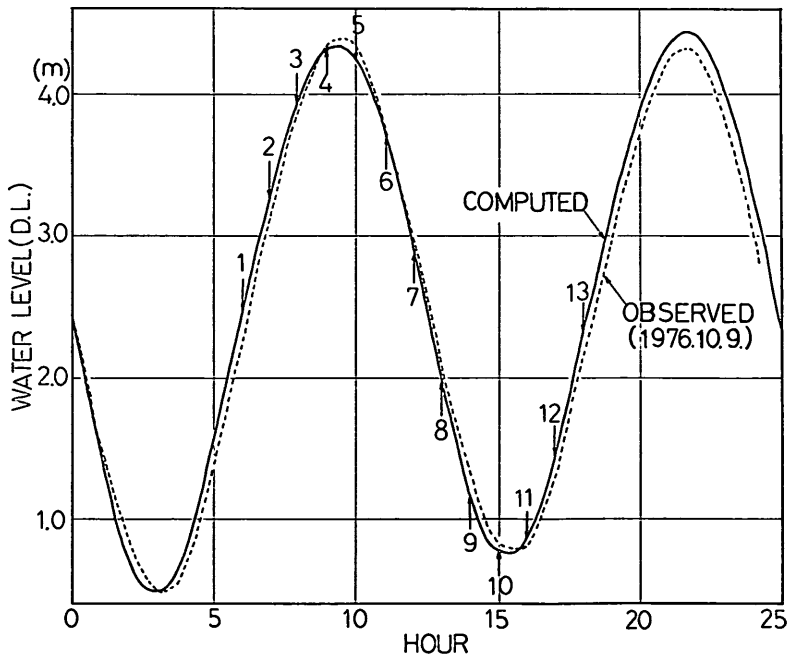


図-A.1 潮位変動

付録 B. 現況流況

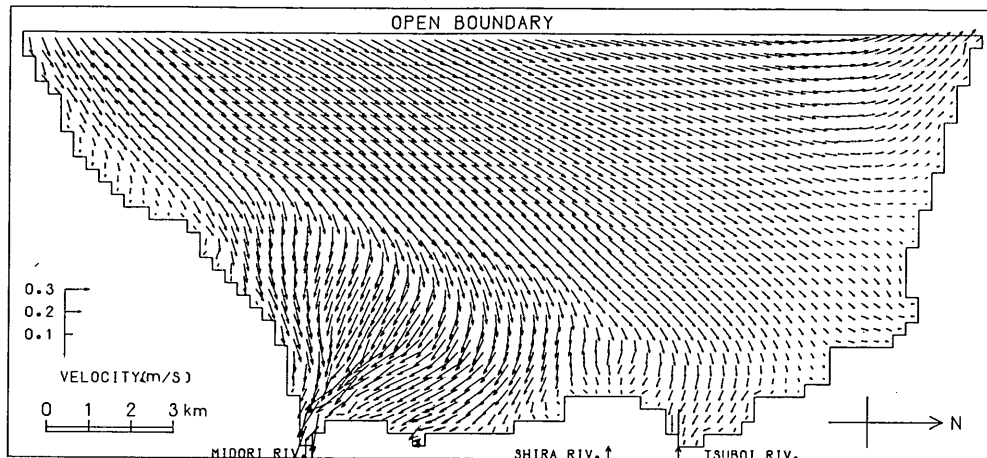


図-B.1 潮流図 (現況-1)

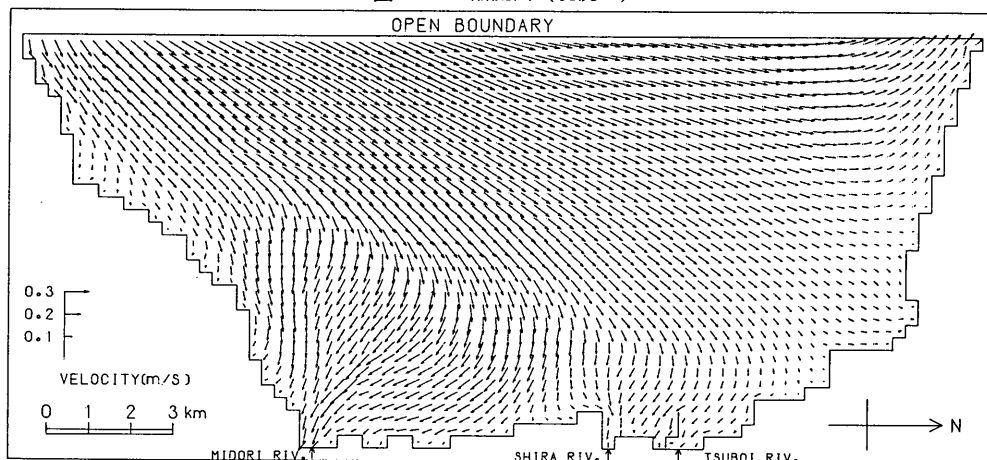


図-B.2 潮流図 (現況-2)

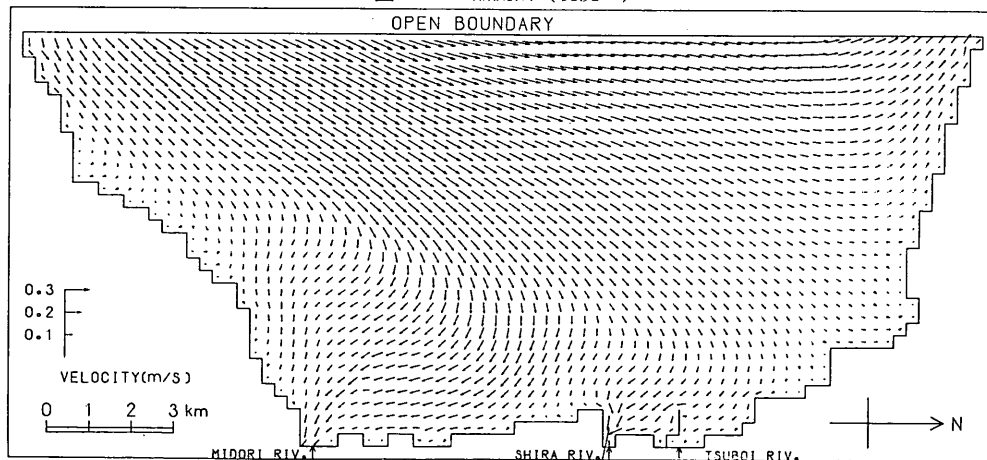


図-B.3 潮流図 (現況-3)

干潟上の潮流計算および干潟変形予測の手法

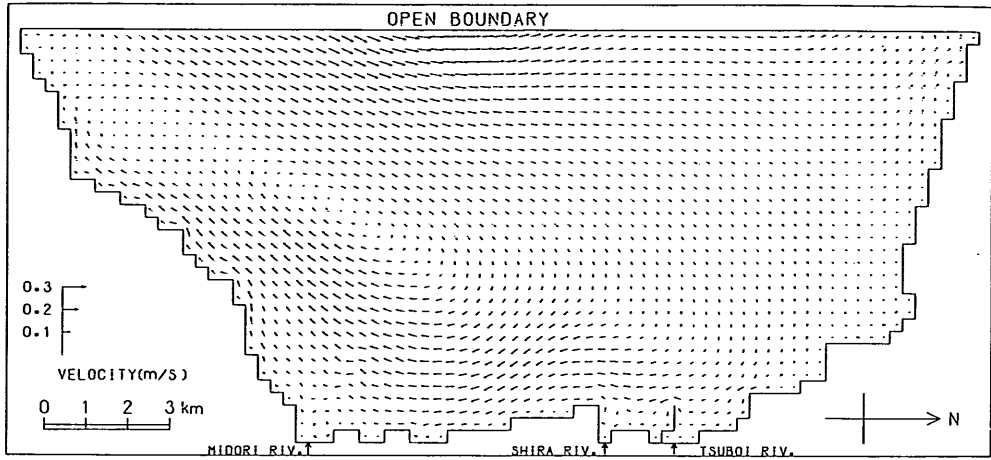


図-B.4 潮流図 (現況-4)

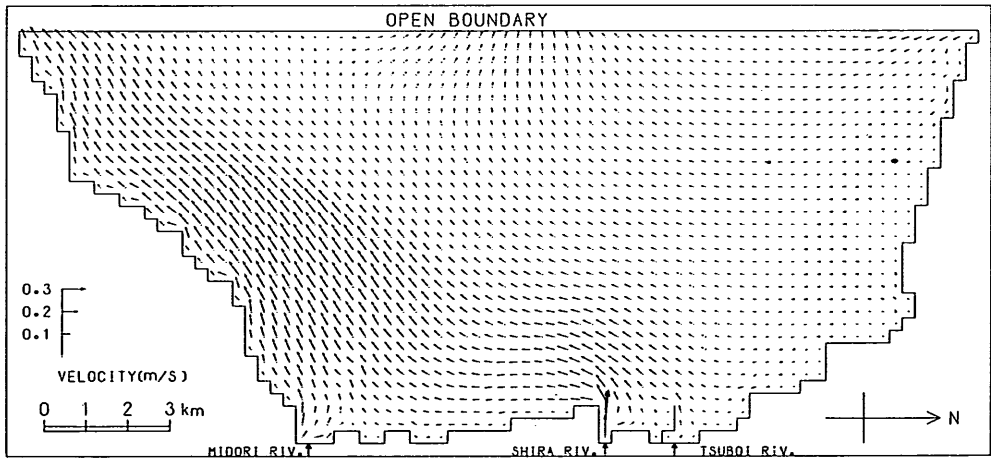


図-B.5 潮流図 (現況-5)

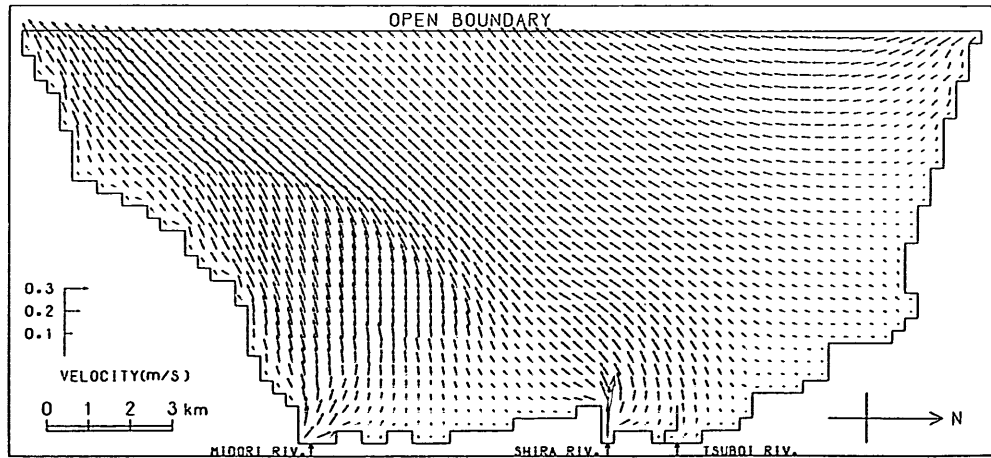


図-B.6 潮流図 (現況-6)

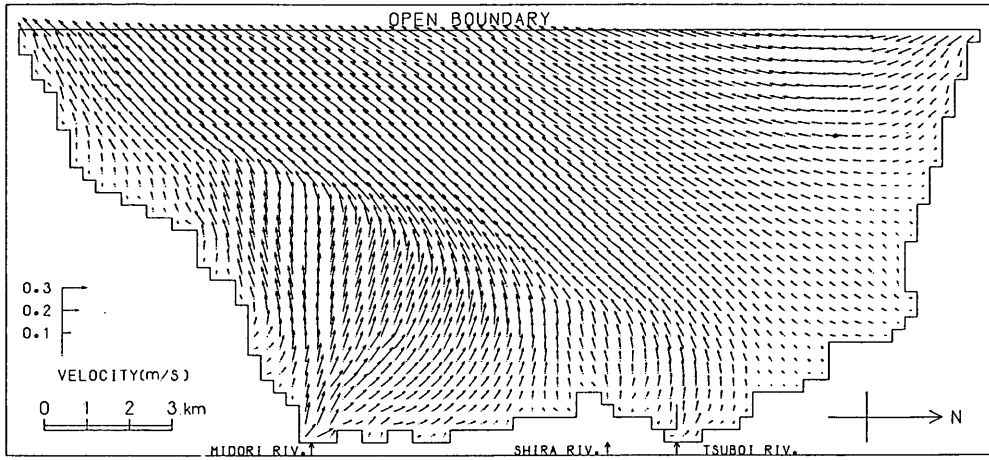


図-B.7 潮流図 (現況-7)

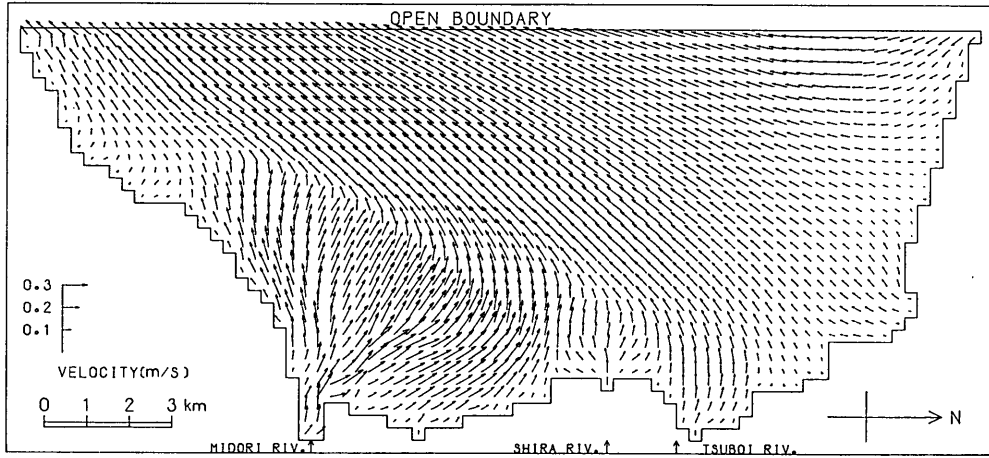


図-B.8 潮流図 (現況-8)

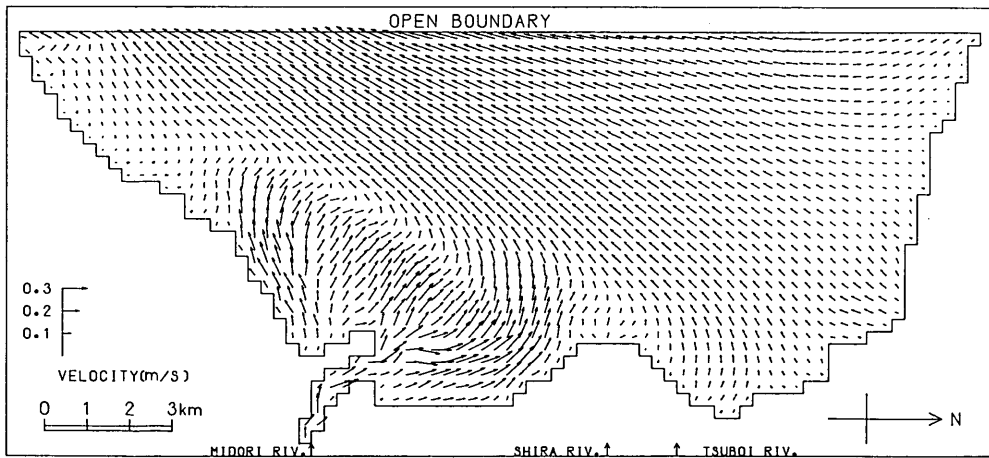


図-B.9 潮流図 (現況-9)

干潟上の潮流計算および干潟変形予測の手法

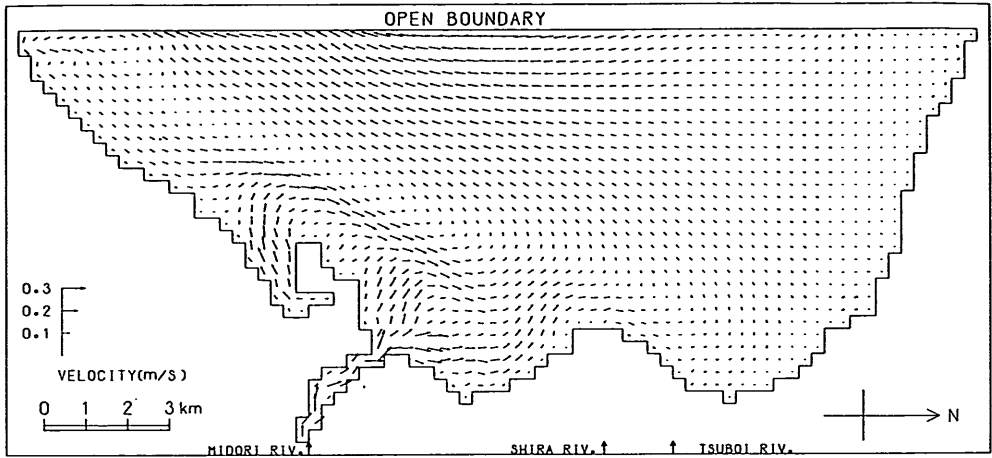


図-B.10 潮流図 (現況-10)

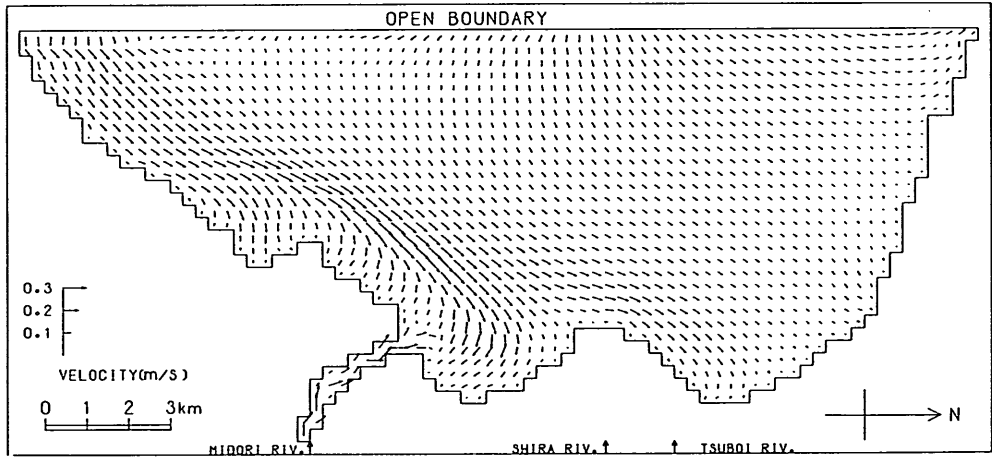


図-B.11 潮流図 (現況-11)

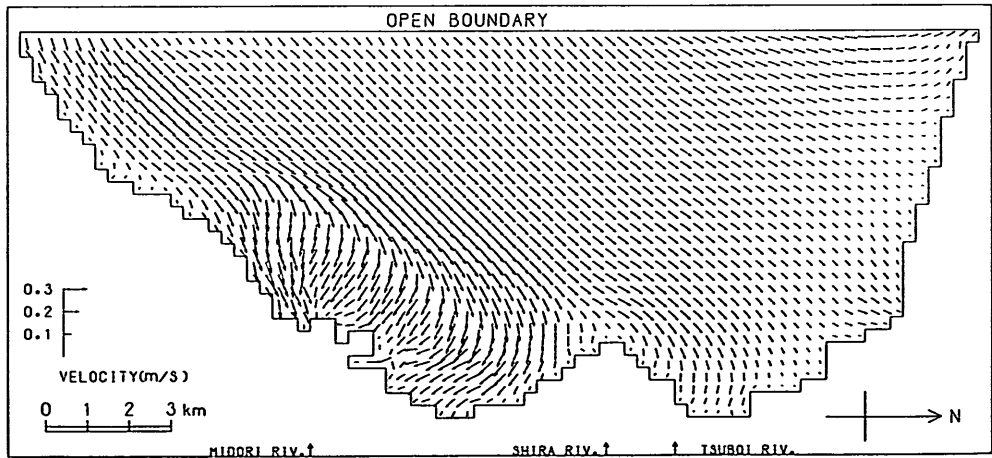


図-B.12 潮流図 (現況-12)

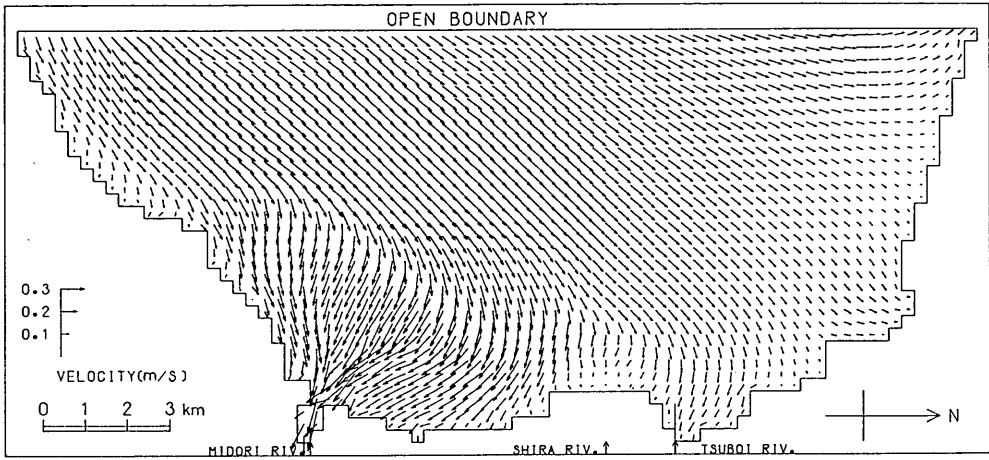


図-B.13 潮流図 (現況-13)

付 録 C. 構造物設置後の流況

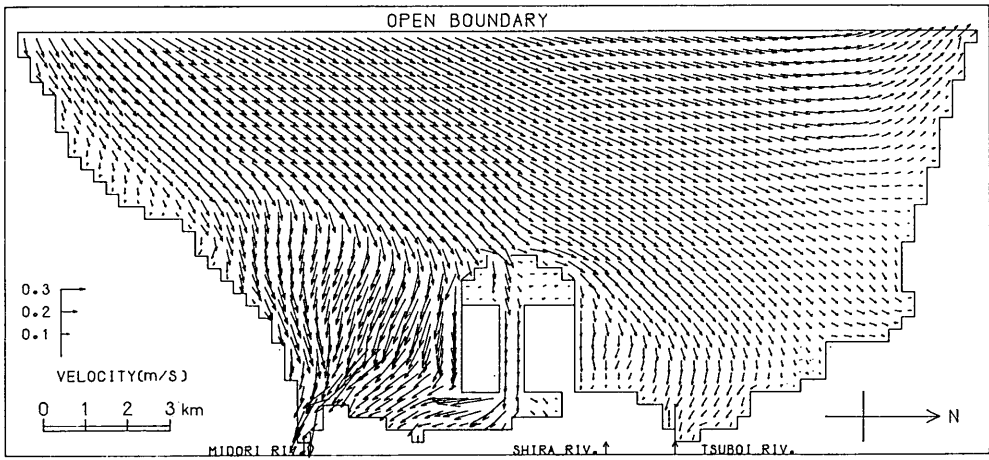


図-C.1 潮流図 (新港設置後-1)

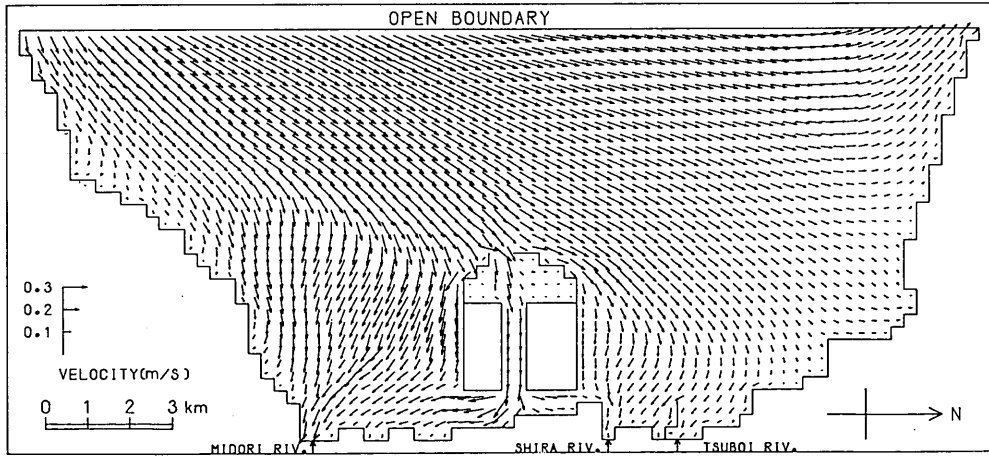


図-C.2 潮流図 (新港設置後-2)

干潟上の潮流計算および干潟変形予測の手法

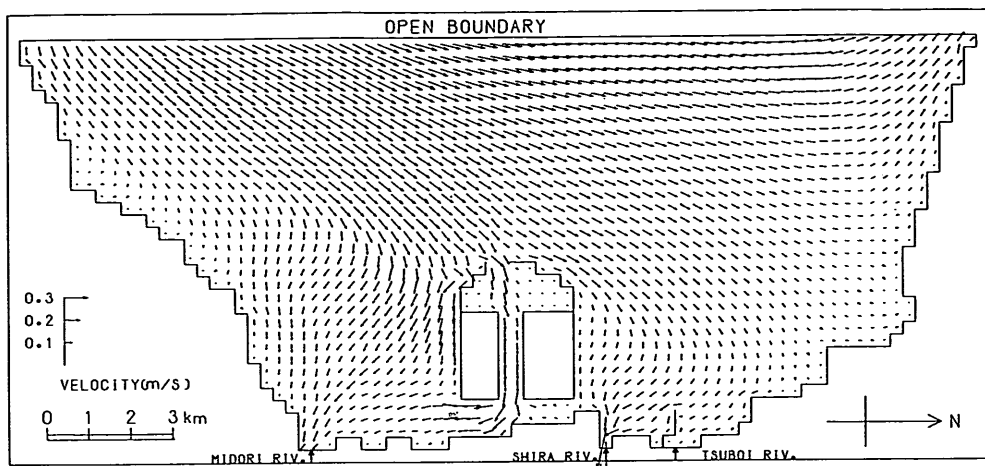


図-C.3 潮流図 (新港設置後-3)

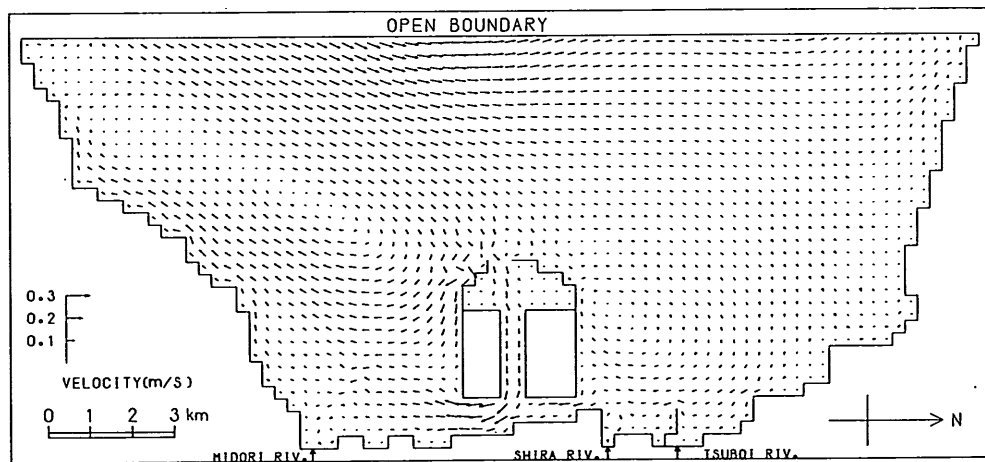


図-C.4 潮流図 (新港設置後-4)

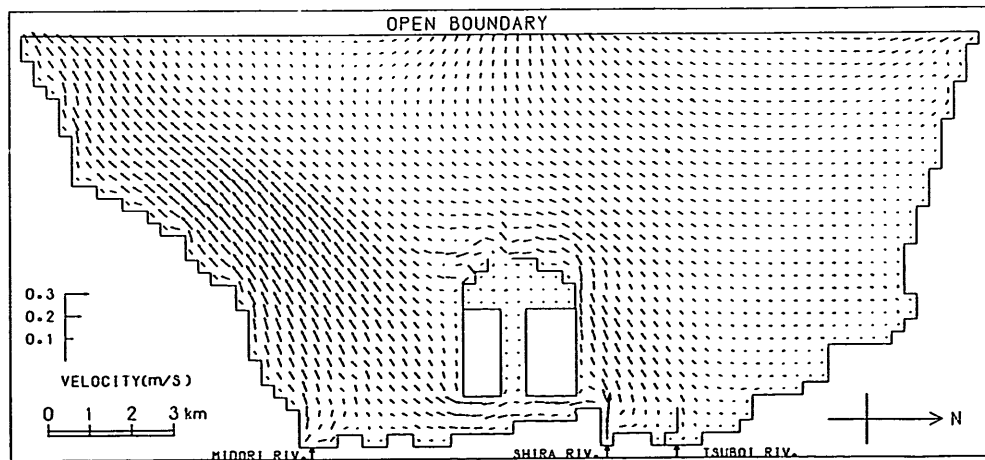


図-C.5 潮流図 (新港設置後-5)

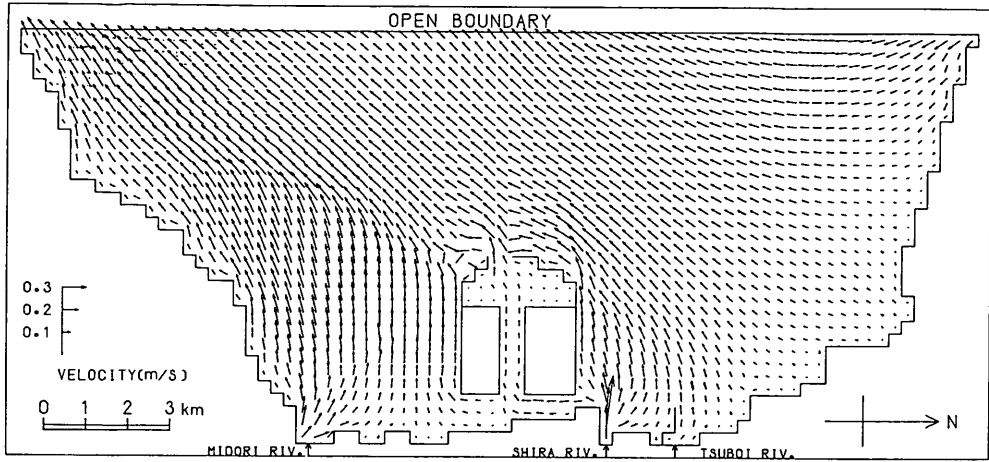


図-C.6 潮流図 (新港設置後-6)

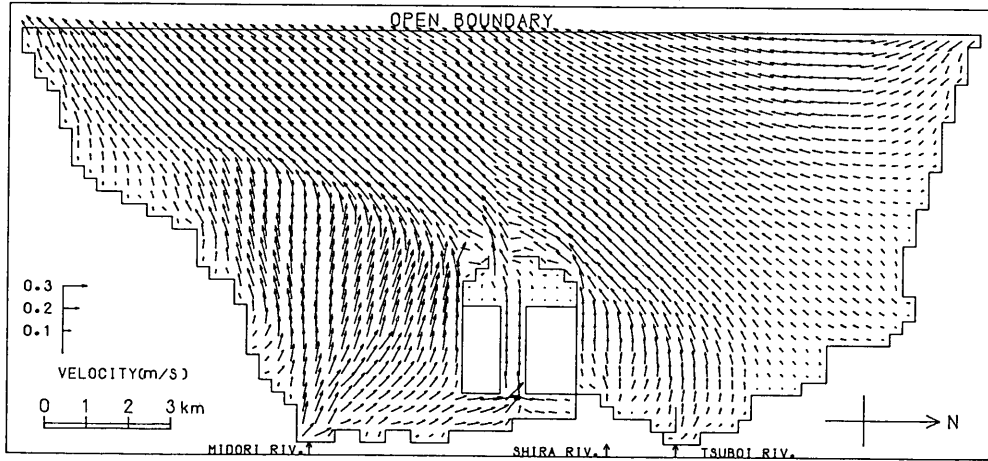


図-C.7 潮流図 (新港設置後-7)

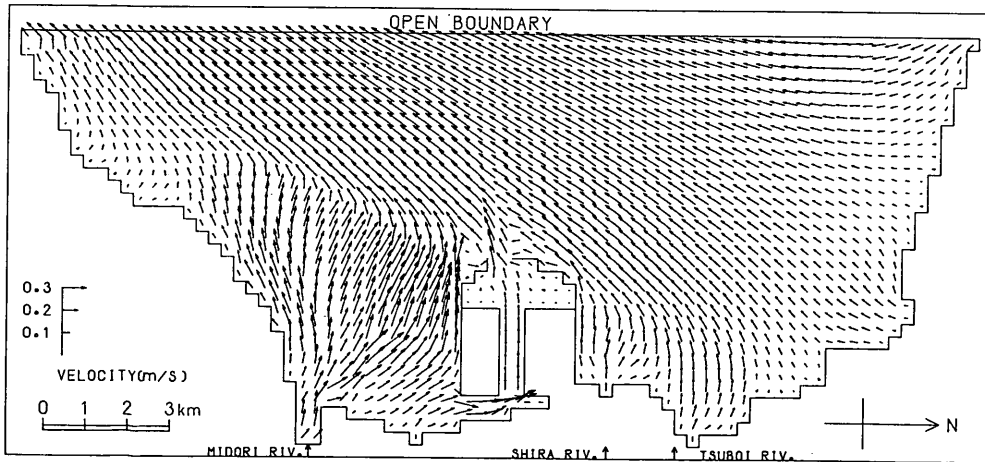


図-C.8 潮流図 (新港設置後-8)

干潟上の潮流計算および干潟変形予測の手法

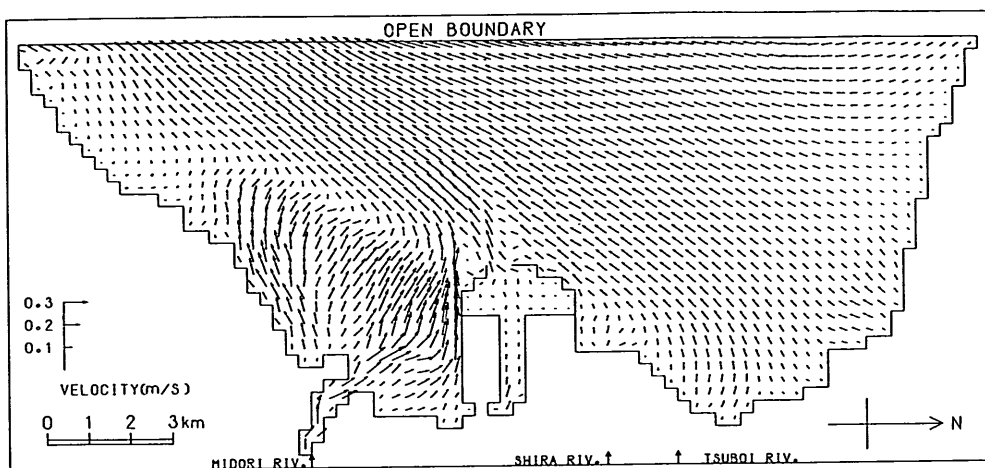


図-C.9 潮流図 (新港設置後-9)

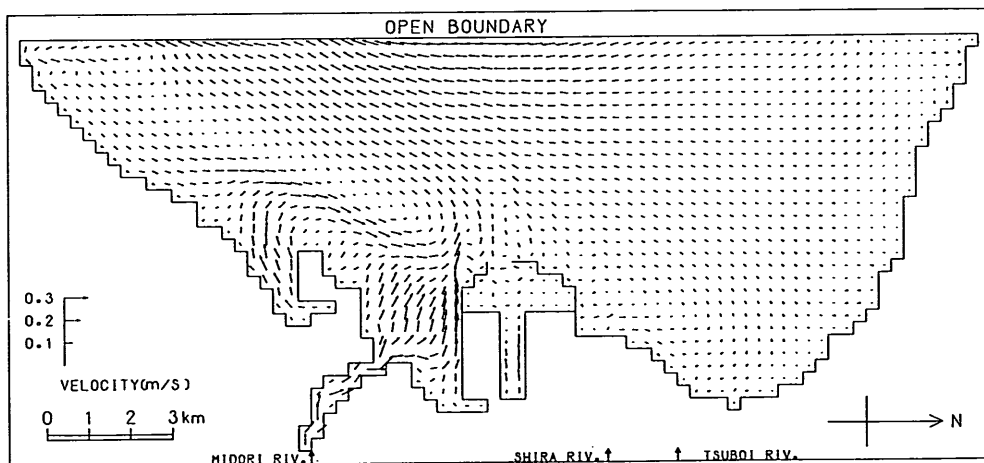


図-C.10 潮流図 (新港設置後-10)

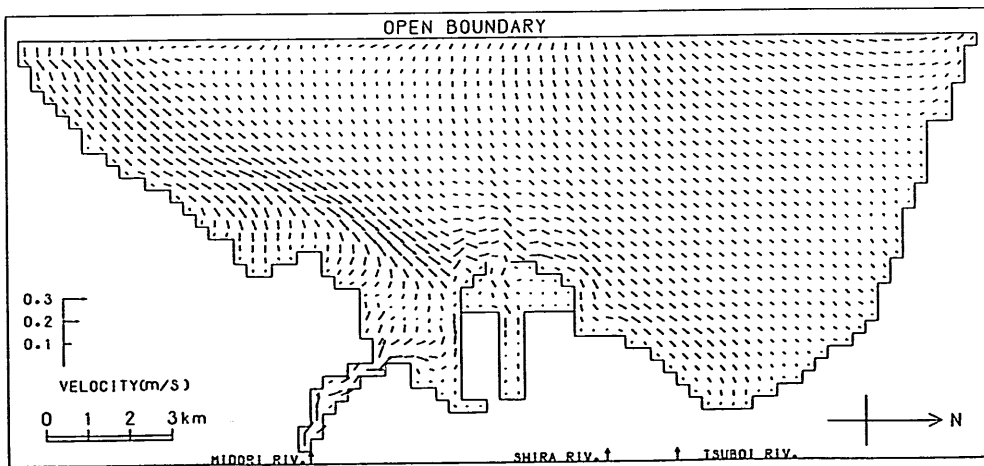


図-C.11 潮流図 (新港設置後-11)

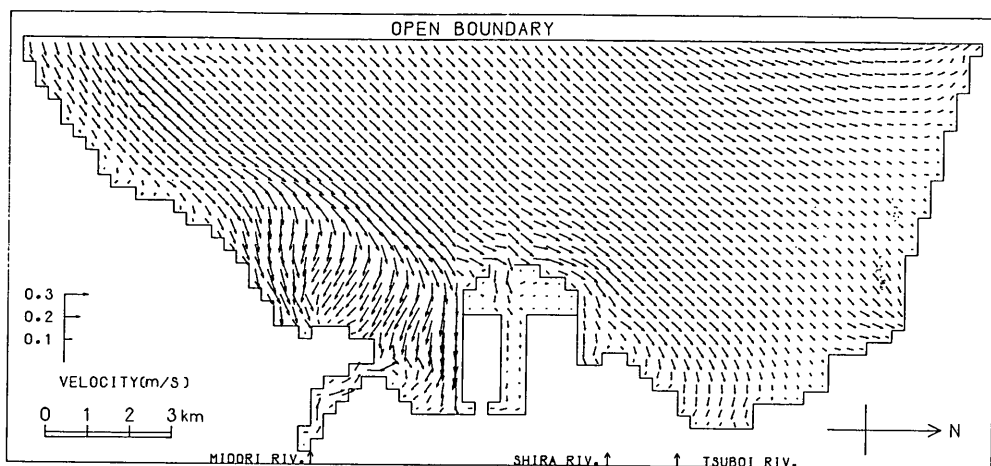


図-C.12 潮流図 (新港設置後-12)

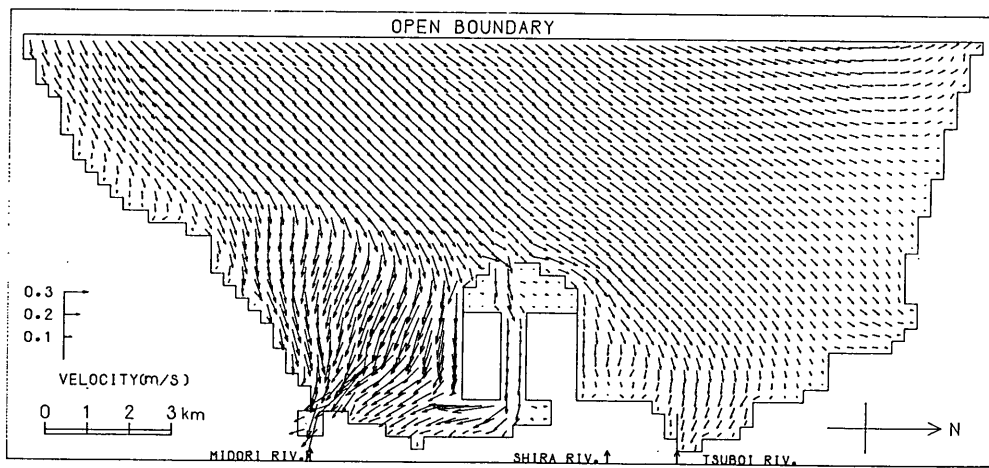


図-C.13 潮流図 (新港設置後-13)