

Estuary の水理

東京工業大学教授 吉 川 秀 夫

1 Estuary における問題点

自然の Estuary は種々の物理条件により支配されているので、Estuary を正しく定義することは容易ではない。

ここでは河口付近の水理学的な問題を取り扱うこととする。すなわち、河口付近の河川の影響および海の影響を共に受ける部分について考えることとする。

我々が河川下流部の種々の改修計画あるいは利用計画を樹てる場合、河口における条件が非常に重要な要素となることは計画高水位の決定、河川沿岸の排水、塩水侵入などの問題で明らかである。したがって、河口の状態を種々の条件に対して予測できることが要望される所である。

Estuary の種々の物理的性状については数多くの論文に記されており、特に密度流に関するものについては既に本講習会において過去 2 回に亘って取り上げられ、嶋教授¹⁾および岩崎教授²⁾がすぐれた講義をされており、また河口付近の土砂の問題については第14回水理講演会の課題³⁾に取り上げられているので、参照されることを希望する。

このように、実際の Estuary は種々の物理的性状を持つために、その分類をしておくことが実際現象を取り扱うのに便利であろう。

この目的のために Glenne⁴⁾ は図-1.1 のような分類を提案している。

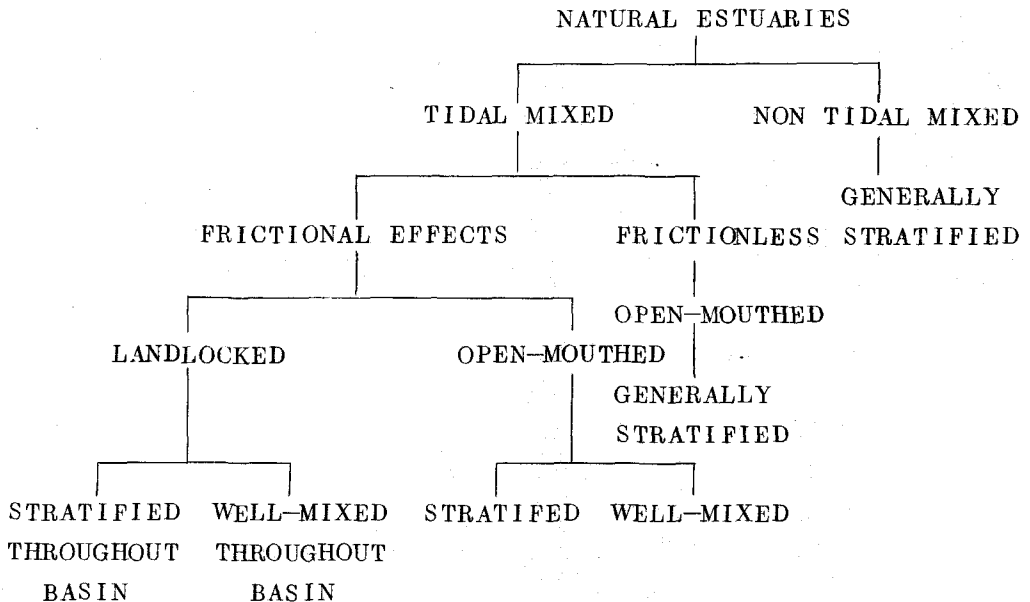


図-1.1 ESTUARY の分類図 (Glenne による)

この図より自然の Estuary においては潮汐の影響、流水抵抗、河口埋塞、塩水の侵入状況などにより物理的性状が支配されることが知られる。これを水理学的に考えてみれば、海の波浪、潮流、

潮汐などによる影響と河川内の流れの抵抗および流量の問題および Estuary における Sediment の問題が支配的であることが知られる。

次に実用的見地から Estuary の問題を整理してみよう。先に述べた如く河川下流部の改修計画に対しては河口における計画潮位および河道内の抵抗係数が重要な要素となる。河口における潮位は海における潮汐、暴風による高潮、および地震津浪などが主として考えられなければならないが、河口は一般に海洋の波浪あるいは潮流の影響を受け位置が移動したり、河口断面が堆砂により縮小されたりし、これによって海における水位よりも河川流量が縮小断面を通過することにより生ずる水位上昇があるので、これについても十分な知識を持つておくことが必要である。また、河道内の摩擦損失水頭を塩水が侵入している場合についても正しく知ること、および潮汐と河川固有流と組み合わせあった場合の水位、流量の計算法が問題となる。

また、近年水需要の急激な延びのため、従来無駄に海に放流されていた河川水を有効に利用することが計画され、この技術の開発のためには、Estuary に侵入する塩水の問題を明らかにすることが要求されるようになって来た。

一方、河川沿岸地域の開発が進むにつれて Estuary の水の汚染の問題が発生し、水の有効利用を阻害することが多くなって来ているし、また水需要の増加に伴い河川水の取水が増加し、このことが水質汚濁および海水侵入を助長している。このことを解決するためには Estuary 内の塩水および汚濁水の挙動を明らかにすることが要請されている。このためには Estuary における流水の運動の法則および流水による拡散現象などを明らかにすることが必要である。また Estuary の沿岸の発達に伴ない大型船舶の航行を必要とすることが起り、Estuary 内での堆砂の問題を一層明らかにすること、および河口部での土砂の堆積の機構を明らかにし、その対策を樹てることが必要となって、Estuary の Sediment の問題の解明が要求されている。また、Estuary の水深の増加に伴う塩水の侵入の助長も大きな問題となって来ている。

以上の如く種々の水理学的な問題が Estuary に関して明らかにされることが要請され、我が国は勿論諸外国においても調査、研究が活発に行われている。

ここでは、これらの多くの複雑な問題の中で塩水侵入の問題、河口断面の問題、Estuary における Sediment の問題について主として取り扱ってみる。しかし、これらの個々の問題について基礎的に深い研究が行われており、これらの理解が必要であるけれども、これらについては前述の文献^{①②③}および Ippen の著書^④を参照して頂くことにして、ここでは主に Practical な観点から調査、研究結果を概説することとする。

2 河道内への塩水侵入

2.1 概 説

一般に河口付近の河道においては海の影響のために塩水が侵入し、塩水と淡水とが共存しており、潮汐および河川流のために両者が混合し、次の三種の型に混合状態が分類されることが一般に知られている。すなわち、弱混合 (negligible mixing)、緩混合 (moderate mixing) および強混合 (strong mixing) の三種類であり^⑤、この状況は図 2.1 に示す如くである。

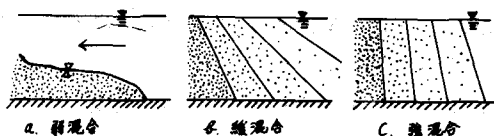


図 2.1 塩・淡水混合状況

感潮河川の場合にはこの混合状態が非定常となり、現象が複雑となるが、時間的に平均してみるとこの場合でもほぼこのように分類できる。ただし、感潮河川の場合には一つの河川でも時刻によっては上記の種々の状態が表われることがある。

潮差の大きい感潮河川では一潮汐サイクルの間で極く河口近くにおいて、極く短時間しか弱混合の状態は表われなく、潮汐の影響のために河川内の流れの乱れが比較的大きく、よく混合される。

Estuaryにおいては治水上あるいは航行上河床を低下させる必要が生じ、そのため従来より余計に塩水が侵入することになり、また水需要に応ずるための河川よりの取水あるいは河口堰の設置などのためにもEstuary内での塩分の変化が生ずる。これらの塩分変化は水利用に影響を及ぼすし、生物環境をも変化させることになるし、また塩水の影響によるSedimentationの変化も予想されるので、種々の計画に伴う塩分変化を前以って知ることは非常に重要なこととなって来ている。

河道内の塩分の存在状態については近年盛んに研究が行われ、多くの知識が集積されて来ているが、河道内の塩分濃度およびその分布状態に影響を与える要素は次に示すように数多くのものが考えられ、これらの要素が複雑に作用し合うので、現在までの理論を用いて直ちにそれぞれの河川で種々の条件の下で塩分状況を知ることは不可能な状態にあり、現地観測により支配的な要素およびその相互関係を明らかにすることが重要視されている。

先づ、河道内の塩分濃度を決定する要因につき列挙すれば次のように多数にのぼる。

- ① 平均海面高
- ② 海における潮汐（潮汐の振幅および周期など）
- ③ 河川流量
- ④ 河川形状（平面形状および縦、横断形状など）
- ⑤ 海水および河川水の塩分濃度
- ⑥ 海水および河川水の水温および含泥量
- ⑦ 気象要素（風速、風向、気圧など）
- ⑧ 波浪および沿岸潮流
- ⑨ 人工的な取水および排水
- ⑩ 地盤変動
- ⑪ 地球自転の影響

などであり、さらにこれらの要因の大部分はその履歴が塩分濃度に影響を与えることになり、非常に複雑である。

これらの要因それぞれに対しては多くの研究が行われているが、その重要度は河川毎に異なる。

次に、Estuary内での塩淡水の混合状況について、更に調べてみよう。これは塩水の侵入の計算についても一つの基準となるし、またEstuaryの中でのSedimentationにも関係する。

SimmonsとBrown²⁾によれば経験上、平均の潮汐サイクルの潮汐エネルギーの一部が乱流エネルギーに変換され、この一部が鉛直方向の塩分濃度の混合に使われる。実際には潮汐振幅が大

きくなれば、境界面での不安定性による混合よりもずっと大きな混合がこのために起ることが知られている。

図-1 に示した分類表で Glennie^① は tidal mixed と non tidal mixed とを

$$\frac{2Pt}{QT} = \frac{u'_m AT}{\bar{u} AT} = \frac{u'_m}{\bar{u}} \geq 0.1 \quad (2.1)$$

ここに Pt : タイダル・プリズム, T : 潮汐周期, A : Estuary の横断面積,

u'_m : 潮汐による流速の絶対値の平均値, Q : 平均河川固有流, $\bar{u}$: 平均河川流速の条件で分類されるとしている。すなわち, この比の値が 0.1 より大きければ潮汐の影響により混合が起るとしている。

Simmons と Brown^②によれば平均の潮汐サイクルの間に Estuary に上流より流れ込む河川総流量とタイダル・プリズムの比によって混合の型が決まるとしている。すなわち,

比の値が 0.7 あるいはそれ以上のとき 弱混合

(例: Mississippi 河の Southwest Pass では比が 1.25)

比の値が 0.2 ないし 0.5 のとき 緩混合

(例: Savannah Harbor では比が約 0.20)

比の値が 0.1 あるいはそれ以下のとき 強混合

(例: Delaware Estuary では比が約 0.01)

という標準を従来の経験から定めている。これらのことから, 上流よりの流量の変化あるいは Estuary の形状変更, 河川流量変化などに伴う混合形態のおおよその変化を知ることができよう。

2.2 河道内の塩分濃度分布

潮汐と河川固有の流れとの関連において河道内の塩・淡水の混合状態が分類されることが知られているが, 比較的水深が深く, 潮汐の影響が比較的小さい場合には弱混合となり, 所謂二層流の状況となることが知られている。二層流の場合については種々の研究が行われており, 前述した嶋, 岩崎両教授の講演を参照して頂くこととする。

一般に我が国の太平洋岸の河川では, 河川水深が比較的小さく, 潮汐による乱れが非常に強く, 強混合型の河川と見ることができる。ここでは強混合型の場合について調べてみる。

強混合型の河川での河道内の塩分濃度の時間的平均(この時間的平均という意味は潮汐の周期のような長い時間に対する平均という意味ではなく, もっと短い時間, すなわち乱流の時間的平均程度の意味である)を $\bar{c}$ とし, 河川の長軸に河口より上流に向かって x 軸を正にとり, これと直角に y, z 軸をとることにし, 各軸方向の平均速度を $\bar{u}, \bar{v}, \bar{w}$ とする。塩分は河口を基点として x, y, z 軸方向に輸送および拡散されていくものと見做すことができる。 x, y, z 方向の(乱れによる)拡散係数を E_x, E_y, E_z とすれば, つぎの拡散方程式が成り立つ。

$$\frac{\partial \bar{c}}{\partial t} + \bar{u} \frac{\partial \bar{c}}{\partial x} + \bar{v} \frac{\partial \bar{c}}{\partial y} + \bar{w} \frac{\partial \bar{c}}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial x} (E_x \frac{\partial \bar{c}}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (E_y \frac{\partial \bar{c}}{\partial y}) + \frac{\partial}{\partial z} (E_z \frac{\partial \bar{c}}{\partial z}) \quad (2.2)$$

ここで, 一般には次のような仮定が成立するものと考えてよいであろう。

(1) 河川流の特性として, $\bar{v}, \bar{w}$ は $\bar{u}$ に比べて無視し得る。

(2) 塩・淡水の混合が強混合であるから, $\frac{\partial \bar{c}}{\partial x}$ に比べて $\frac{\partial \bar{c}}{\partial y}, \frac{\partial \bar{c}}{\partial z}$ は無視し得る。

したがって, 上式は簡単化されて, 次の如くなる。

$$\frac{\partial \bar{c}}{\partial t} + \bar{u} \frac{\partial \bar{c}}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} (E_x \frac{\partial \bar{c}}{\partial x}) \quad (2.3)$$

感潮河川の場合には、河道内で潮汐変動があるために、河川流量が一定である場合にも河道内の塩分の状況は定常的にならないで、常に変動するが、潮汐変動は比較的緩慢であるので、各時間毎に定常状態にあると考えて差しつかえない程度である。このことは拡散が定常状態に達したと見做して取り扱うことであり、あるいは拡散状態のそれぞれの潮汐状態に応じた時間的平均を取り扱うと考えてもよいであろう。

このように考えると、現象を定常的として取り扱うことができ、 $\partial c / \partial t = 0$ となり、また河道内の平均流速も符号を考慮して $\bar{u} = -U$ とすることができる。したがって、

$$-U \frac{\partial c}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} (E_x \frac{\partial c}{\partial x}) \quad (24)$$

となり、いま E_x は一定とし、上式を $\lim_{x \rightarrow \infty} c = 0$ の条件で解けば

$$\frac{c}{c_0} = e^{-\frac{U}{E_x} x} \quad (25)$$

となる。ここに、 c_0 は河口 ($x = 0$) における塩分濃度である。

これは定常状態に達したときの表現であるから、通常の場合にはこれより偏差があるのは当然であるが、偏差の点を注意すれば河道内の塩分拡散状態を知るのに有力な手掛りとなる。

ここで、拡散係数 E_x についてはその内容についての研究が行われているが⁹⁾、現段階では各河川の状態によって異なるものと考えられるので、各河川における実測より定めることが必要である。

すなわち、上式において E_x が常数であると考えれば、 c/c_0 は x について exponential 分布をする筈であり、 $\log \frac{c}{c_0}$ と x をプロットすれば直線関係になり、その直線の傾きにより E_x を定めることができる。

図-2.2 に利根川の例が示されている⁹⁾ 同図中には種々の条件のものがまとめて記入しており、比較的広い範囲の U/E_x に対してプロットされている。

また、建設省木曽川下流工事々務所¹⁰⁾ が揖斐川において上、中、下層について塩分観測を行っているが、その内の下層についての満潮時最高塩分濃度および干潮時最低塩分濃度の縦断分布を示せば、それぞれ図-2.3、2.4 のようである。上、中層についてもほぼ同様の分布が得られている。

基準地点の塩分濃度は便宜的に河口より 4 km 上流地点のものが用いられている。

図-2.3、2.4 から満潮時のものは干潮時のものに比べて比較的分散が少く、干潮時には特に上流地点で特に分散が甚だしいことが知られる。

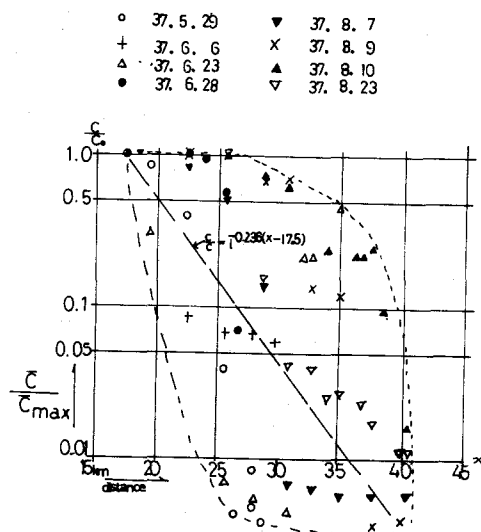


図-2.2

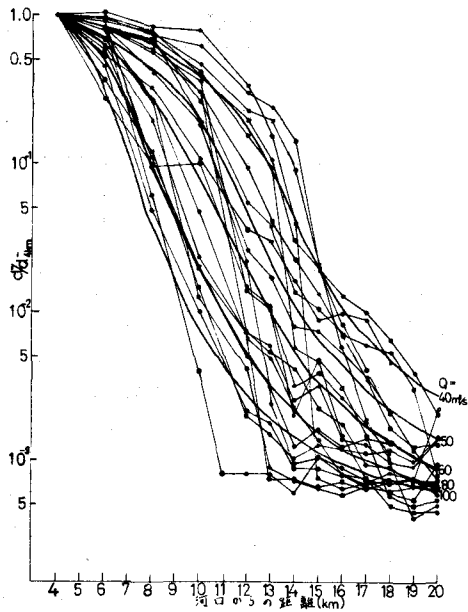


図-2.3

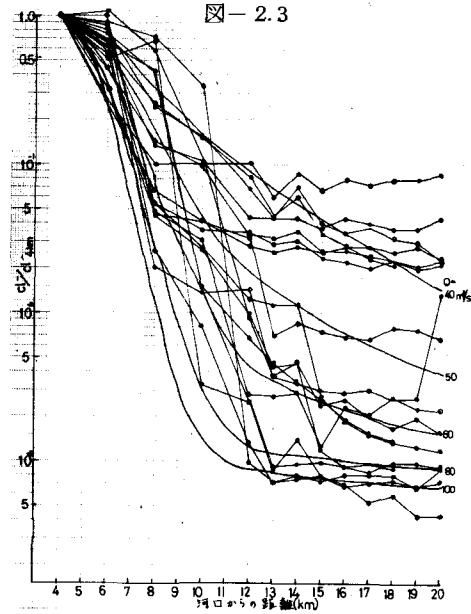


図-2.4

これは上流地点では4 km 地点の塩分が拡散したとは考えられないことによる。

しかし、全体としては(2.5)式で示されるように、塩分濃度の比は距離 x のほぼ指数関数的になっていることが知られ、 E_x をほぼ常数と見做してよいが、各ケース毎には若干 E_x の値は異なるように思われる。また(2.5)式より、塩分濃度の縦断分布に対しては河道内平均流速 U に関係するが、この影響を調べてみると、例えば図-2.5に12km地点の塩分比率と河川流量と間には相当よい相関があり、図中に示される代表的関係をそれぞれの地点で求めて、図-2.3に記入すれば図中の太線の如くなり、各農産物分布曲線は流量毎に分類され、上述の関係(2.5)式を実

証しており、この結果より河道内の大部分の領域において拡散係数 E_s は一定と見做してよいことが知られる。なお、干潮時最低塩分濃度（図-2.4）についても同様の手続きにより流量毎の線が記入されている。

以上のような方法で基準地点の塩分濃度が定まれば、河川流量変化に伴う Estuary 中の塩分変化を推定し得る。基準地点（河口）における塩分濃度については 2.4 に述べる。しかし、前述の如く干潮時最低塩分濃度は比較的精度がよくなく、また、数多くの実測を必要とするし、Estuary の地形変化などに伴う濃度変化などを予想するのには不便である欠点がある。地形変化に伴う濃度変化については 2.5 にその性質を述べるが、一般的にこのような問題を解決するために種々の方法が講ぜられている。

Ketchum¹¹⁾ はタイダル・プリズムの概念を改良し、実際河川に適用し、強混合の河川で割合によく適合することを確かめた。

この概念は一潮汐時の間で定常状態を考え、Estuary を区間に分け、その各々の長さを tidal excursion に等しくし、各区間の中では塩・淡水が完全な混合が起ると仮定する。

n 番目の区間の塩・淡水の交換比率 r_n は

$$r_n = \frac{P_n}{P_n + V_n} \quad (2.6)$$

P_n : 第 n 区間の満潮と干潮の間の体積

V_n : 第 n 区間の干潮時の体積

で表わされる。

いま、河水が第 n 区間で潮汐サイクルによって残る量と次の区間に除去される量を表わすと、

tidal cycle	除去された河水	残った河水
1	$r_n R_1$	$(1 - r_n) R_1$
2	$r_n (1 - r_n) R_2$	$(1 - r_n)^2 R_2$
3	$r_n (1 - r_n)^2 R_3$	$(1 - r_n)^3 R_3$
k	$r_n (1 - r_n)^{k-1} R_k$	$(1 - r_n)^k R_k$

ここに $R_1, R_2, R_3, \dots, R_k$ は考える時間より 1, 2, 3, $\dots, k$ 潮前に第 n 区間に入った河水の体積である。

河川の流量が一定であると、 k 潮時に累積した河水の量は

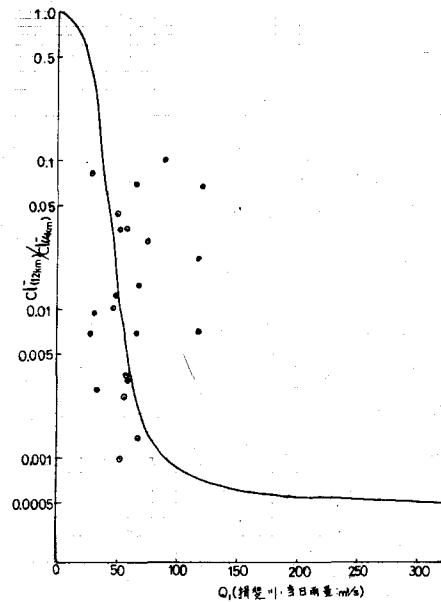


図- 2.5

$$Q_n = R \{ 1 + (1 - r_n) + (1 - r_n)^2 + \dots + (1 - r_n)^k \} \quad (27)$$

ここに Q_n : 第 n 区間に累積した河水の量

R : 1 潮時間の河水の流量

ここで, k が大きくなると上式は

$$Q_n = R \frac{1 - (1 - r_n)^k}{r_n} \quad (28)$$

となり, $0 < (1 - r) < 1$ であるから $k = \infty$ となると

$$Q_n = \frac{R}{r_n}$$

となる。この関係より, 各区間の塩分濃度を計算することができる。

若し, 混合が上層のみに限られているときは, 各区間の体積の上の部分のみに限って r_n を計算すればよい。Ketchum は British Columbia では混合層厚を 30 呎までとし, また Massachusetts では混合層を $\frac{1}{2}$ としてとっている。Ketchum らは 9 つの Estuary に適用してよく実測に合うことを知った。

このことは, これらの Estuary で各潮汐毎に各区間の中であるいは混合層の中で完全な混合が起っているという仮定が正しいことを示している。

一方, Arons と Stommel¹²⁾ は Ketchum の方法をより数学的な方法に改良した。一様巾 (巾 W) で, 水深 H , 長さ L の Estuary を考え, x 軸を流れに沿ってとり, Estuary の上流端を $x = 0$, 河口を $x = L$ とする。塩分濃度を c とし, 河口 ($x = L$) で $c = c_0$, $x = 0$ で $c = 0$ とし, Estuary の内では強混合型である場合を考える。Estuary 内の各点で断面内での平均的な現象を考えて, 塩分の連続方程式は次のようになる。

$$\frac{\partial c}{\partial t} + \bar{u} \frac{\partial c}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} (E_x \frac{\partial c}{\partial x}) \quad (27)$$

前述の如く準定常的な拡散状態を考えるものとすれば, $\frac{\partial c}{\partial t} = 0$, また $\bar{u}$ は河川流量による平均流速であるから, 河川流量 (Q) が一定の場合を考えるので, x 方向に一様であり, $\bar{u} = U_r$ とすれば,

$$U_r C = E_x \cdot \frac{dc}{dx} \quad (28)$$

となる。($x = 0$ で $c = 0$ および $x = 0$ で $E_x (dc/dx) = 0$ とする)。ここに, $U_r = \frac{Q}{WH}$ である。

塩水と淡水との混合が潮汐および河川流による“乱れ”によるものと考え, E_x は次の形で表わされるものとしてよいであろう。

$$E_x = 2 B \zeta_0 U_0 \quad (29)$$

ここに ζ_0 : 潮流による最大水平移動幅

U_0 : 潮流流速の最大値

水流の連続方程式は, 潮位を η , 潮流口速を u とすると

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} = -H \frac{\partial u}{\partial x} \quad (210)$$

また、潮流による水平移動距離を ζ とすると

$$\zeta = \int_0^t u dt = \zeta_0 (1 - \cos \omega t) \quad (2.11)$$

となる。潮汐流に河川流が重畳された領域であるが、近似的に $y = y_0 \cos \omega t$ で表わされるものとしてよいから、(2.10)、(2.11)式から

$$U_0 = y_0 \frac{\omega x}{H}, \quad \zeta_0 = \frac{y_0 x}{H} \quad (2.12)$$

(2.12)式の関係をも(2.9)式に代入すると

$$E_x = \frac{2 B \eta_0^2 \omega x^2}{H^2} \quad (2.13)$$

ここで、 $\lambda = x/L$, $F = \frac{U_0 H^2}{2 B \eta_0^2 \omega L}$: flushing number

とすれば、(2.8)式は次の如くなる。

$$F \cdot C = \lambda^2 \frac{dc}{d\lambda} \quad (2.14)$$

(2.14)式を積分し、 $\lambda = 1$ で $c = c_0$ の条件を用いると

$$c = c_0 e^{F(1-\lambda^2)} \quad (2.15)$$

となる。Stommel らは Raritan 河に対して $F = 0.8$, Alberni 湾に対して $F = 0.3$ を与えており、実測とかなり一致した分布を得ている。

篠原、椿、栗屋、および福本¹³⁾ はこれと同様な方法を用い筑後川 Estuary の塩分濃度分布に適用して、よく適合することを示した。すなわち、塩分の連続方程式として(2.7)式と同様に

$$\frac{\partial c}{\partial t} + u \frac{\partial c}{\partial x} = \frac{1}{A} \cdot \frac{\partial}{\partial x} (A \cdot E_x \frac{\partial c}{\partial x}) \quad (2.16)$$

ここに、 A は Estuary の横断面積である。河道容積を V とすれば

$$V = \int_0^x A(x, t) dx \quad (2.17)$$

いま、河川流量を R とすれば、 u は次式で表わされる。

$$u = \frac{1}{A} \left(R - \frac{\partial V}{\partial t} \right) \quad (2.18)$$

ここで、変数 (x, t) を (V, t) に変換する。

$$\left. \begin{aligned} \left(\frac{\partial}{\partial x} \right)_t &= \frac{\partial V}{\partial x} \cdot \frac{\partial}{\partial V} = A \frac{\partial}{\partial V} \\ \left(\frac{\partial}{\partial t} \right)_x &= \frac{\partial V}{\partial t} \cdot \frac{\partial}{\partial V} = \frac{\partial}{\partial t} \end{aligned} \right\} \quad (2.19)$$

であるから、(2.18)、(2.19)式の関係をも(2.16)式に代入すると

$$\frac{\partial}{\partial t} + R \cdot \frac{\partial c}{\partial V} = \frac{\partial}{\partial V} (A^2 E_x \frac{\partial c}{\partial V}) \quad (2.20)$$

となるので、(220)式を差分方程式に直して数値計算をすれば、時間的に c の x 方向の分布を知ることができる。

篠原らは、Estuaryのタイダル・プリズムを三角錐状のものと仮定し、Harleman¹⁴⁾ の E_x が平均潮汐流速と径深の積に比例するという仮定から平均潮汐流速は V に無関係であるから、 E_x は径深のみに関係すると仮定した。すなわち、

$$E_x \propto V^{\frac{1}{3}} \quad (2.21)$$

となり、

$$K = A^2 E_x \propto V^{\frac{1}{3}} \cdot V^{\frac{1}{3}} = V^{\frac{2}{3}} \quad (2.22)$$

の関係を使って、(220)式を数値計算する方法を提案し、この方法による筑後川の塩分分布が実測値と図-2.6の示すようによく合うことを示した。

2.3 混合のある場合の塩水くさびとしての推定¹⁵⁾

一般にわが国の河川では純粋な塩水くさびが見られることは稀であり、特に潮差の大きい太平洋岸河川ではほとんどの場合緩混合あるいは強混合を示す。しかし、密度の鉛直勾配が河口付近で存在することも事実であり、このような場合は、ある濃度線が塩水くさび的な性質を示すことが一般にみとめられている。

このことは次のようにして定性的には知ることができる。

濃度の拡散の方程式は、二次元の場合に

$$\frac{\partial c}{\partial t} + u \frac{\partial c}{\partial x} + v \frac{\partial c}{\partial y} = \frac{\partial (E_x \frac{\partial c}{\partial y})}{\partial x} + \frac{\partial (E_y \frac{\partial c}{\partial y})}{\partial y} \quad (2.23)$$

であらわされることは前述のとおりである。ここでは簡単のために流れは巾一定として取り扱う。

(223)式はベクトル $V = (\frac{\partial}{\partial x}, \frac{\partial}{\partial y})$ を用いて書けば、

$$\frac{\partial c}{\partial t} + U \cdot V c = V \cdot (E_x \frac{\partial c}{\partial x}, E_y \frac{\partial c}{\partial y}) \quad (2.24)$$

となり、 U は速度ベクトルを表わす。

今近似的に準定常状態を考えると $\frac{\partial c}{\partial t} = 0$ である。

海水が河道内に侵入しているときは、一般に $\frac{\partial c}{\partial y} \gg \frac{\partial c}{\partial x}$ であり、 $E_y \simeq \text{const.}$ とすれば、

$$V \cdot (E_x \frac{\partial c}{\partial x}, E_y \frac{\partial c}{\partial y}) \simeq E_y \frac{\partial^2 c}{\partial y^2} \quad (2.25)$$

となる。

今各断面において $\frac{\partial^2 c}{\partial y^2} = 0$ なる点が存在するならば、この点を連ねた線に対しては

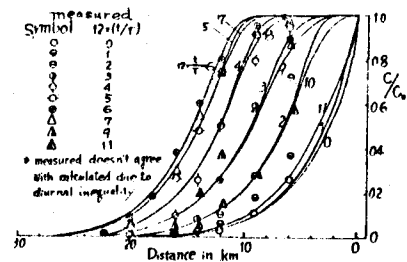


図-2.6

$$\mathbf{V} \cdot \left(E_x \frac{\partial c}{\partial x}, E_y \frac{\partial c}{\partial y} \right) = 0 \quad (2.26)$$

故に, $\mathbf{U} \cdot \mathbf{V} \cdot c = 0$

となり, このときには

$$\mathbf{U} \perp \mathbf{V} c$$

であり, さらに

$$\mathbf{V} c \perp c$$

であるから, 二次元で考える限り,

$$\mathbf{U} \parallel c$$

となり, 流線は $c = \text{一定}$ という曲線に平行となることがわかる。

すなわち, $\frac{\partial^2 c}{\partial y^2} = 0$ (濃度分布が鉛直方向について変曲点を有しているような場合) の条件があれば, 図-2.7 に示すように変曲点をつらねた線が塩水くさび的な運動をする線になると考えてよい。

一般には, このような条件は満たされることが実測より知られているので, 鉛直方向に混合のため濃度勾配がある場合でも, 塩水くさび的な運動をする部分のあ

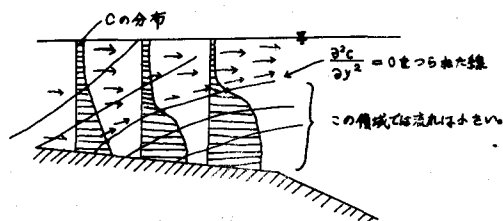


図-2.7

ることが知られ, これは真の塩水くさびではないから, その取り扱いには注意しなくてはならないが, 二層流の理論および実験結果を混合のある場合にも援用できることが判る。

2.4 河口における塩分条件

2.2 で述べた如く, 河口における塩分濃度あるいは塩水の水深が Estuary 内の塩分分布に重要な意味を持つ。

塩水くさびの存在する場合には, Stommel, Farmer¹⁶⁾ または Schijf, Schönfeld¹⁷⁾ が調べているように, 河口では淡水が薄層となって広がるために河口で限界水深をとるとしてよい。

Keulegan¹⁸⁾ は Lamb の二成層流の境界面での定常波に対する条件を用いて河口での塩水層の深さを求めた。

すなわち, 図-2.8 に示す如く上層密度を ρ' , 下層密度を ρ , 速度を上層 U' , 下層 U , 水深を上層 h' , 下層 h とすれば,

Lamb による条件は¹⁹⁾

$$\rho U'^2 \coth kh' + \rho U^2 \coth kh = \frac{g}{k} (\rho - \rho') \quad (2.27)$$

ここに k : 波数である。

下層の流速 U は満潮時には非常に小さく, $U = 0$ と仮定する。

また, 波長 $\lambda = \frac{2\pi}{k}$ が h' に比べて非常に大きいとすると,

(2.27) 式は次の如くなる。

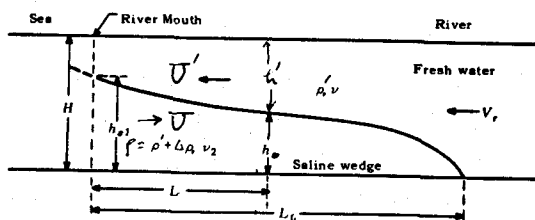


図-2.8

$$U'^2 = g \frac{\Delta \rho}{\rho} h' \quad (2.28)$$

この式は河口において限界水深をとる条件を表わす。

河口においては

$$h' = (H - h_{sl})$$

である。ここに、 H : 全水深、 h_{sl} : 河口におけるくさびの高さ、したがって、河口においては $U' = V_1$ とすれば

$$V_1^2 = \frac{\Delta \rho}{\rho} g (H - h_{sl}) \quad (2.29)$$

また、境界面での混合が小さいとして、連続の式より

$$V_1 (H - h_{sl}) = V_r H \quad (2.30)$$

ここに、 V_r : くさびを押している淡水の流速

(2.29) と (2.30) 式より V_1 を消去すれば

$$\frac{h_{sl}}{H} = 1 - \frac{1}{2^{2/3}} \left[\frac{2V_r}{V_{\Delta}} \right]^{2/3} \quad (2.31)$$

の関係が得られる。ここに $V_{\Delta} = \sqrt{\frac{\Delta \rho}{\rho} g H}$ である。

この関係を実測値と比較してみれば、図-2.9 に示すごとなり、実測値と比較的よく合うことが知られる。したがって、(2.31)

式を用いても河口における境界条件を決定することができよう。

Estuary 内には塩・淡水の混合がある場合には、前述の如く河口あるいは基準地点において境界条件として塩分濃度が与えられることが必要である。

このために、Van der Burgh²⁰⁾ はオランダの諸河川を調べて、水深 10m 程度の所の干潮時の塩分は河川流量とタイダル・プリズムのみに関係し、水深には無関係であることを知り、これを次式のような関係式で表わした。

$$\ln \frac{\bar{c}}{19000} = -1.655 \alpha \quad (2.32)$$

ここに、 $\bar{c}$: 干潮時の水深方向に平均された塩分濃度 (塩素イオン濃度 ppm)

$\alpha = (1 \text{ 潮汐間の河川流量}) / (1 \text{ 潮汐当りの河口における潮汐流量})$

19000 は海水の塩素イオン濃度 (ppm)

である。この関係はオランダの諸河川ではよく適合すると Burgh は云っているが、我が国の河川についても調べてみることは有用であろう。

次に長良川、揖斐川の基準地点塩分濃度 (4 km 地点) についての調査結果について説明しよう¹⁰⁾

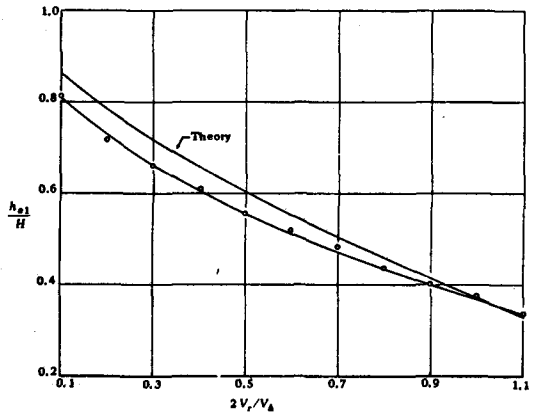


図-2.9

河口における塩分濃度は木曾川、長良川、揖斐川の三大河川が海に流入し、海と考えられる部分に淡水の流入の影響が認められ、外洋の塩分濃度より低い 20,000～18,000 ppm 程度の値を示している。

今の場合には河口より 4 km 上流に遡った地点を観測の関係より基準地点と考えているので、4 km 地点の塩分濃度は河川流量および潮汐に影響されることが実測より知られた。この関係を明らかにするために、4 km 地点の満潮時（最高）塩分濃度および干潮時（最低）塩分濃度の上層、中層、下層の各々について長良、揖斐川の合流量、潮位差との相関をとって回帰式を求めた。この計算の結果は表-2.1 に示す如くであった。同表より見ると塩分濃度は河川流量（ Q ）と潮差（ ΔH ）とを同時に考えた方が河川流量のみを考えた場合よりも相関がよくなることが知られる。すなわち、関係式としては

$$\log Cl = aQ + b\Delta H + c \quad (2.33)$$

の形になり、ここに Cl は前述の c と同じく塩素イオン濃度（ppm）である。この関係は（2.32）式の関係とはほぼ同様の関係を示すと考えてよいであろう。

表-2.1 相関係数及び回帰式定数一覧表

		満潮時最高塩分濃度			干潮時最低塩分濃度		
		上層($\log Cl_1$)	中層($\log Cl_2$)	下層($\log Cl_3$)	上層($\log Cl_1$)	中層($\log Cl_2$)	下層($\log Cl_3$)
Q 揖斐川	R	0.7579	0.6899	0.55838	0.6231	0.6912	0.6838
	σ	38.382	38.382	38.382	31.286	34.3493	34.3493
	A	-0.005474	-0.003114	-0.002008	-0.012540	-0.015622	-0.016734
	B	4.2122	4.1989	4.1652	3.4764	3.8811	4.1051
Q (揖斐川+長良川)	R	0.7868	0.6621	0.5583	0.7660	0.8012	0.7951
	σ	76.7072	76.7072	76.7072	52.2565	56.2138	56.2138
	A	-0.002843	-0.001495	-0.001013	-0.009230	-0.011065	-0.011889
	B	4.2486	4.2005	4.1738	3.8873	4.3388	4.6004
Q (揖斐+長良) ΔH	R	0.8391	0.7255	0.6685	0.7981	0.8438	0.8488
	a	-0.003185	-0.001712	-0.001229	-0.007679	-0.009081	-0.009465
	b	0.189288	0.120386	0.119827	-0.385936	-0.564583	-0.689987
	c	4.015839	4.052431	4.026459	4.194860	4.819782	5.188186

R : 相関係数

σ : 分散

$$\text{回帰式} \begin{pmatrix} \log Cl = AQ + B \\ \log Cl = aQ + b\Delta H + c \end{pmatrix}$$

また、この関係を上層の干潮時最低塩分濃度について図示すれば図-2.10の如くである。

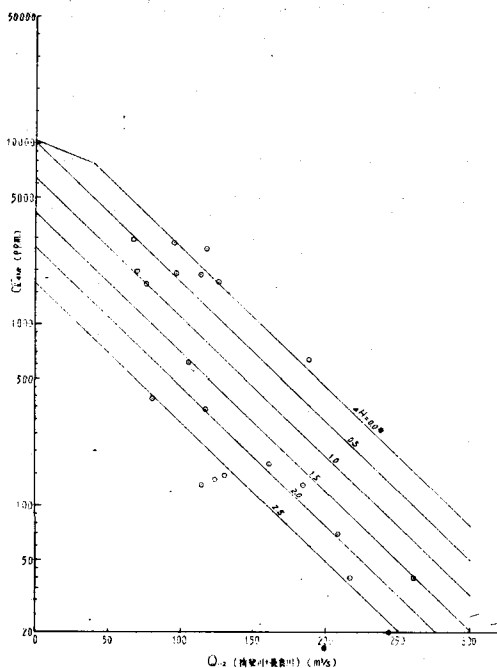


図-2.10 基準地点(4km)における
塩分-流量・潮位差関係図
(4km 地点干潮時最低塩
分濃度・上層)

2.5 河道変化に伴う塩分濃度変化

前述した如く、河道改修によりある場合には河床低下が必要となり、それに伴い Estuary 内の塩分濃度が濃くなり、あるいはより上流まで塩水が侵入し、沿岸地下水が塩水で汚染されたり、各種用水の取水に困難を来すことが、利根川、長良川などで報告されている。このような傾向は数多くの河川で砂利採取あるいは地盤沈下等に伴っても発生し、水資源開発と相反する問題となって来ている。ここでは主として水深変化の塩分濃度に及ぼす影響について調べてみる。

Keulegan によれば²⁰⁾ 塩水楔の侵入長 ℓ は

$$\frac{\ell}{H_0} = A \cdot Re^{0.5} \cdot Fr^{-3} \quad (2.34)$$

$$\text{ここに } Re = \frac{V_r \cdot H_0}{\nu},$$

$$Fr = \frac{V_r}{\sqrt{H_0 \cdot g \cdot (\Delta\rho/\rho)}}$$

である。 Re 、 Fr の関係を上式に代入すれば

$$\ell = V_r^{-2.5} \cdot d^3 \cdot f(A, \nu, \Delta\rho, \rho) \quad (2.35)$$

ここに、

H_0 : 水深, A : 地形によるパラメーター,

V_r : 上流の河川流速, ν : 動粘性係数, $\Delta\rho$: 河川水と海水との密度差

となる。この式より見れば、河道内の塩水楔の侵入長は水深の3乗に比例し、河川流速の2.5乗に逆比例することが知られる。

すなわち、水深の僅かな変化も塩水楔の侵入に対しては非常に大きい影響を持つことが知られる。

また、この関係を Schijf - Schönfeld の式²⁰⁾についてみると

$$\ell = \frac{C_1}{g} H_0 \left\{ \frac{1}{5 Fr^2} - 2 + 3 Fr^{\frac{2}{3}} - \frac{6}{5} Fr^{\frac{4}{3}} \right\} \quad (2.36)$$

ここに $C_1 = \sqrt{2g/f_1}$: Chezy 型抵抗係数

であるから、 ℓ はほぼ H_0^2 に比例することになる。

また、Keulegan が理論的に検討した塩水楔の侵入長の式²⁰⁾につき調べてみると ℓ は H_0 の2.5~2.0乗程度に比例することが知られる。

オランダの Rotterdamse Waterweg では航行のため1908 年以来度々渚浚が行われ、それによって塩水侵入がはげしくなっているが、Burgh²⁰⁾はこの記録を調べ侵入長 ℓ が H_0^3 に比例す

ることを確めている。また Burgh はこの関係は salt wedge type のときのみならず, mixing のある場合にも適用できることを現地 data の解析により述べている。(上記関係式は二層流の場合の実験を基にしている)

なお Burgh は上記の資料を基にして, 河床状況が平衡状態にある期間の種々の水深を持つ水路における観測結果を整理して, Estuary の縦断方向の塩分濃度勾配は平均的なフラッシュ流量に比例し, 水深 H_0 の -3 乗に比例することを知った。

すなわち,

$$\frac{1}{v_t} \frac{\Delta \bar{c}}{\Delta x} \propto \frac{1}{H_0^3} \quad (2.37)$$

の関係があることを知った。ここに,

$\Delta \bar{c} / \Delta x$: x 軸 (Estuary の軸方向を x 軸とし, 上流方向を正とする) 方向の断面平均塩分濃度 $\bar{c}$ の勾配 (ppm/km)

v_t : 1 潮汐周期 ($T = 44,700$ 秒) の流れの総量を断面積で除した平均流速 (m/sec) である。(2.37) 式の関係は落潮時に対してのみ用いられ

$$\frac{\Delta \bar{c}}{\Delta x} = - \bar{v}_{ebb} \frac{f(\bar{c})}{H_0^3} \quad (2.38)$$

の関係が導かれる。

ここに, $\bar{v}_{ebb}$: 1 潮汐周期中の落潮流量の合計を平均潮位に対応する横断面積で除して求めた平均落潮流速 (m/sec)

$f(\bar{c})$: 塩分濃度 $\bar{c}$ の関数で, 実測より求められる。なお $\bar{c} = 0$ および $\bar{c} = 19,000$ ppm (海水) の場合には $f(\bar{c}) = 0$ である。

(2.38) 式の関係はオランダの諸河川に適用した結果は図-2.11 の如くであり, 実測値と比較的よい対応を示めている。したがって, $f(\bar{c})$ が他の条件の異った所においても明らかにすることができれば, (2.38) 式の関係から水深変化に伴う塩分濃度変化を強混合型の Estuary において知ることができよう。

なお, 満潮時の塩分濃度分布はこの方法で知られる干潮時濃度分布を tidal excursion の距離だけ x 軸上流方向に移動させればよいとしている。

次に, 河道の形態などの変化が塩分濃度に及ぼす影響についてみる。水路の狭窄の影響については Stommel と Farmer²²⁾ が理論的検討を行っているが, ここでは河道形態の変化の影響を定性的に述べる。

奥田, 金成²³⁾ は簡単な模型実験を行ってその影響を調べている。その結果によれば, 水路断面に色々な形状変化を与えると塩水遡上の模様はかなり異って来る。その典型的な二, 三の例が図-2.12 に示されているが, これによれば, 一様な矩形断面をもった水路に比べて, 他の条件が同じであれば水底に波状起伏をもった水路, 側方からのなだらかな突起による狭窄部をもった水路はいずれも塩水くさびの遡上が妨害され, 中央を掘り下げた「おおすち」のある水路では遡上が促進されることが明らかに認められる。また, 水路の蛇行, 水路底の起伏について塩淡水の混合に及ぼす影響を実験水路で観察し, このような水路の形状は塩・淡水の混合をいちじるしく促進するが, その作用は剝離現象による大きな渦の発生によるものであることを知った。

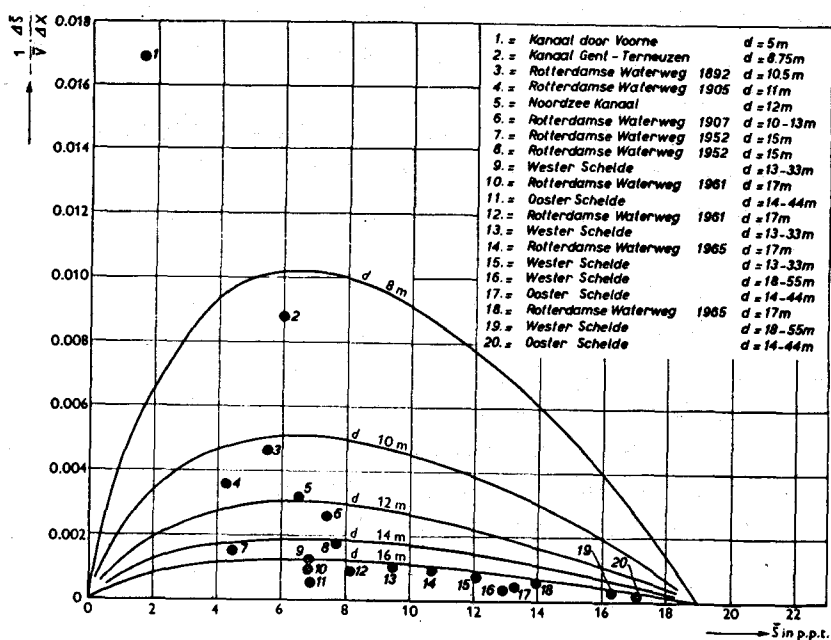


図-2.1.1

Values of $-(1/v_{ebb}) \cdot (\Delta s / \Delta x)$ as a function of s and the depth d . s and Δs in p.p.t. chloride, d and Δx in meters; v in m per second

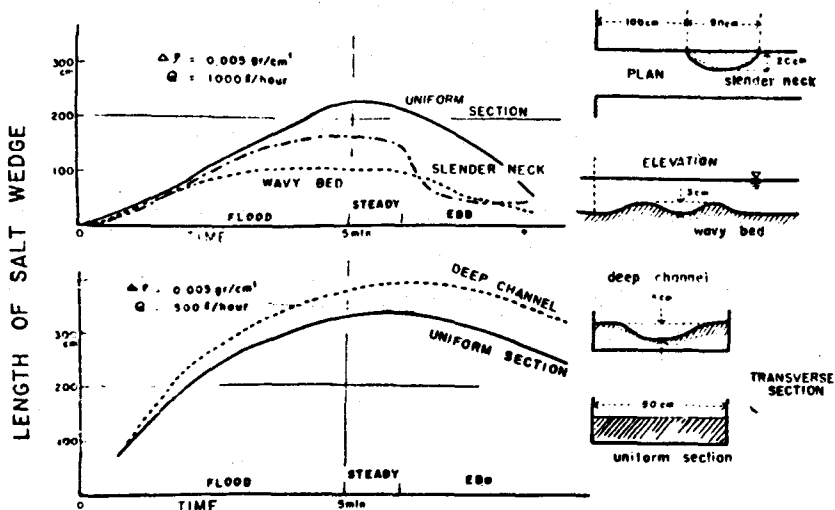


図-2.1.2

Effects of special bed forms on rising velocity of salt wedge.

以上の結果は定性的であるが、実用的には有益な知識を与えるものであり、実際河川の現象の把握に伴って、定量的にも知る得るように研究が推進されることが期待される。

3 Estuary における sediment の問題

3.1 概 説

2.において述べた如く、Estuary内の塩分濃度は河口の条件は勿論であるが、Estuaryの地形、形状に非常に影響される。Estuaryの形状を支配する因子の重要なものの一つとして上流あるいは海よりもたらされる sediment がある。

また、実用的には治水上、舟航などのEstuaryの利用上、あるいはEstuaryの干拓あるいは埋立等についてもEstuaryにおける sediment の挙動は重要な意味を持つ。

しかし、Estuaryにおける sediment の水理学的な問題は塩分の存在、流れが二層流あるいは二層流的な性質を持つこと、潮汐あるいは波浪の影響を受けることなどのために非常に複雑であり、数多くの実測あるいは理論的な研究が行われているにも拘わらず、未だ充分なる知識を持つに至っていない。

ここではEstuary内の水位および塩分の基準を与える河口の問題とEstuary内での sediment の運動とについて述べてみたい。これらの問題については更に研究が必要であることは勿論であるが、現在までに知られていることを整理しておくことは、実用的には有用な指針を与える手助けになるし、また将来の発展の基礎を与えるものであると考えるからである。

なお、河口処理の問題については既に本講習会で富永氏²⁰⁾が講義をされているので、それを参照されたい。

3.2 河口の埋塞

河口に土砂が堆積して、流路をふさぎ、Estuaryの水位が上昇し、平時には内水の排除が困難になり、洪水時に水位上昇に伴う被害が発生することがある。また完全に閉塞はしなくても土砂堆積のために充分な河口断面を維持し、あるいは定った位置に河口を確保することが困難な河川が数多くある。

河口における堆積は一般に河川により上流から運搬されてきた土砂が河口付近における流送力の減少のために沈殿、堆積したもの、海岸の漂砂が潮汐流および波浪のために河口に侵入したものの、風による飛砂が堆積したものなどが主なものである。

河口は河川の流水のエネルギーと波および沿岸潮流のエネルギーのつりあい状態で維持されていると考えることができる。波のエネルギーに対して、河川の流水のエネルギーの方が非常に小さい場合には河口は閉塞する。

したがって、流水のエネルギーが比較的小さいような中小河川では河口が閉塞しやすく、治水上、あるいは舟航上困難をきたしている所が少くない。とくに日本海沿岸は太平洋岸に比べて潮汐の干満の差が少なく、それに伴って生ずる河川の流水のエネルギーが小さいため、河口閉塞を生じやすいと云われている。

さきに述べたGlenne の分類²¹⁾では河口の開口の程度を知るためには海における潮差と河口内側の潮差との比をとって考えることを述べている。

Braun と Gerritsen²²⁾ によれば河口の安定条件としては次の三つが考えられるとしている。

1. Bypassing stability : 漂砂を上手から下手に河口がバイパスする能力。
2. Location stability : 河口位置の移動の程度。
3. Cross - sectional stability : 河口断面を維持する能力。

彼等は実際河川の実測に基づいて、河口の安定度を

$P/M > 300$ 高安定

$P/M < 100$ 低安定

のような基準で考えることができるといっている。

ここに P : タイダル・プリズム

M : 平均の年間漂砂量

この関係は上述の事柄を裏付けるものであり、これにより一応の河口の安定度を知ることができる。

また、このような事から沿岸漂砂量を知ることが必要であるが、数多くの研究がなされているが²⁰⁾、未だ一般的に使用できる結果は得られていない。そこで、現状では現地における実測がアイソトープ、フローレンセン等を用いた追跡法や直接 sampling による方法などにより行われている。

我が国では沿岸漂砂は主として波浪により生ずることが明らかにされ、沿岸潮流によるものは比較的小さいと考えられているので、河口状況に関する研究では主として河口に及ぼす波の影響、河川固有流量、および潮汐による入、退潮量などが支配的因子であると考えて一般に行われている。

河口に及ぼす波の影響については、波の大きさ、方向が支配的な因子と考えられる。波高および波向については現地観測を行って、その海岸における特性を知ることが必要であるが、十分な観測資料がない場合には、風の資料から沖波の波高および方向を計算することができるから、これを基にして海岸近くの波の屈折図を画くことにより、河口付近の海岸への波の入射方向および波のエネルギーの集中程度を知ることができるので、海岸漂砂の方向、程度のおおよそを知ることができる。

このような考え方で島根県の神戸川の河口の移動状況を調べた結果は図-3.1に示す²¹⁾如くで、風の資料としては付近の日御崎における観測値を用い、風速5 m/sec 以上のものにつき調べら

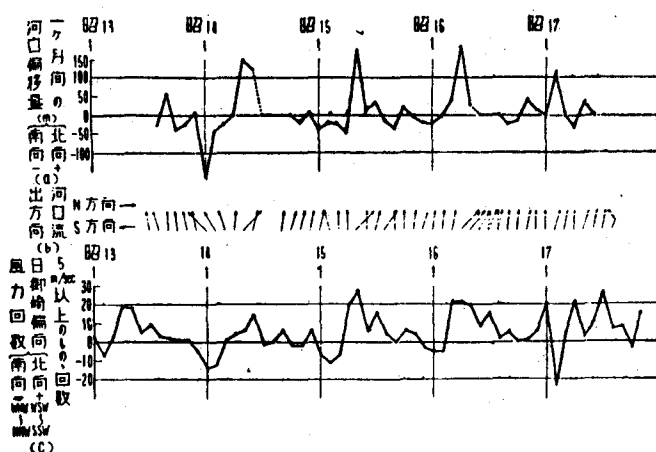


図-3.1

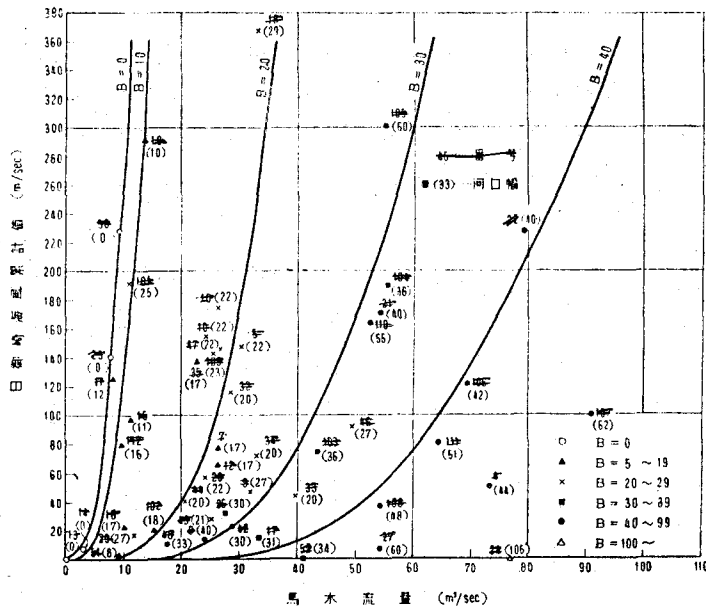


図-3.2

れた。図より河口の偏移量と風の方向別回数との間には相当よい相関が認められ、また移動の方向も風の方向によく一致していることが知られる。また、河口の流れが出て行く方向に関しても、風の方向により説明が付き、漂砂が風による波により支配されていることが認められる。

また、河口幅あるいは河口断面積は沿岸漂砂のある海岸では河口における河川流量の作用と河口漂砂とがつり合っているものと考えてよいから、同様に神戸川で調べてみると図-3.2に示す如くである。ここで、河口幅は河口幅の実測の行われた日またはそれ以前に生じた極大流量（これを最大河口幅を決定する河口幅支配流量という）と支配流量発生時以後の海風の風速累計値とで河幅が決まるものと考えている。

同図より、前述の考え方が実際に適用できることを示している。ただし、この場合には神戸川が日本海に流出しているため、潮汐の影響を考えていないが、潮汐の影響の大きい場合には河川固有流量の代りに tidal prism などを考える必要が生じよう。

なお、河口断面維持にとって潮汐の影響の大きいことは利根川下流部での観測結果からも知られる²⁹⁾。すなわち、利根川の河川固有流量が約 $110 \text{ m}^3/\text{sec}$ のとき図-3.3に示すごとく、河口流量の実測値は潮汐のため順流量は最大 $1,750 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、逆流量は最大 $1,130 \text{ m}^3/\text{sec}$ に達する。また、利根川河口では一潮汐サイクルの大部分の時刻（流れの停滞時を除く）において

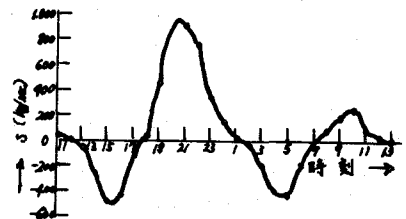
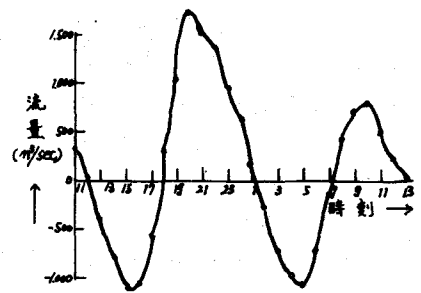


図3.3

は強混合状態であり、このときには流砂量は観測結果によれば、図-3.4に示す如くほぼ流量の二乗に比例するから、この関係を利用して、流砂量を計算してみれば、図-3.3に示す如くなり、これより1日の間にEstuaryより海に河口を通じて運び出される量は6500ton/dayとなることが知られる。この例より、感潮河川では河口の維持が無潮河川よりも容易である事が考えられる。

なお、感潮河川の河口維持について水理学的な検討を吉川、佐藤が行っているが、これについては参考文献29)を参照されたい。

次に安定な河口断面について調べてみる。
漂砂が多く河口が完全に閉塞するような場合には河川の出水により河口砂洲が十分にフラッシュされる以前にEstuary内の水位は最高に達し、出水の最大流量時にわたって水位が低くなることがある。また、完全に閉塞しない場合でも洪水の出水速度が大きい河川では、このようなことが発生し、治水上の障害となる。このような例として図-3.5に五ヶ瀬川の出水時の記録を示す³⁰⁾なお図中に模型実験により導流堤を設けて河口断面維持を図った場合の同一洪水に対する水位を示してあるが(XEP)、河口横断面が比較的広く維持されている場合にはEstuaryの水位を相当下げる事ができることが判る。

また、同じく五ヶ瀬川の模型実験による河口水位の1例が図-3.6に示してあるが、同図より実際に生ずる現象を類推し、理解することができよう。

一方、河川水の利用率が高くなり、このために河川の固有流量が減少し、河口維持に影響を及ぼす場合がある。

このような河口断面の変化は治水上、利水上に重大な結果を及ぼすことになるので、先ず平衡断面積について従来の研究を調べてみると、O'Brien³¹⁾が米国の諸河川について調べ次の関係式を提案している。

$$A = 4.69 \times 10^{-4} P^{0.85} \quad (3.1)$$

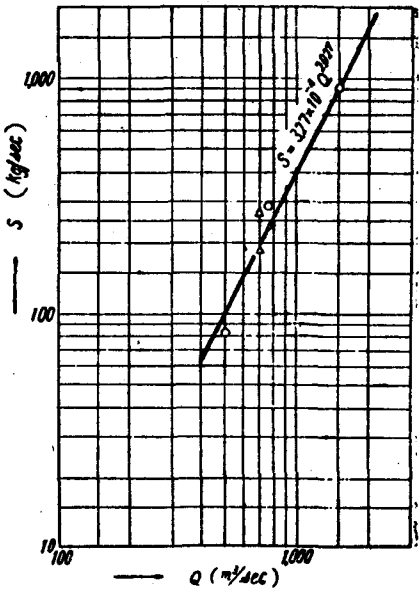


図-3.4

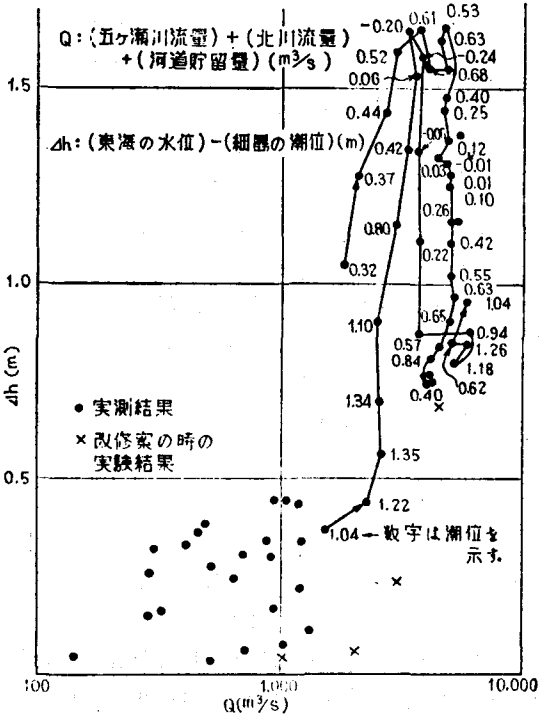


図-6.5 河川流量と河口水位差との関係

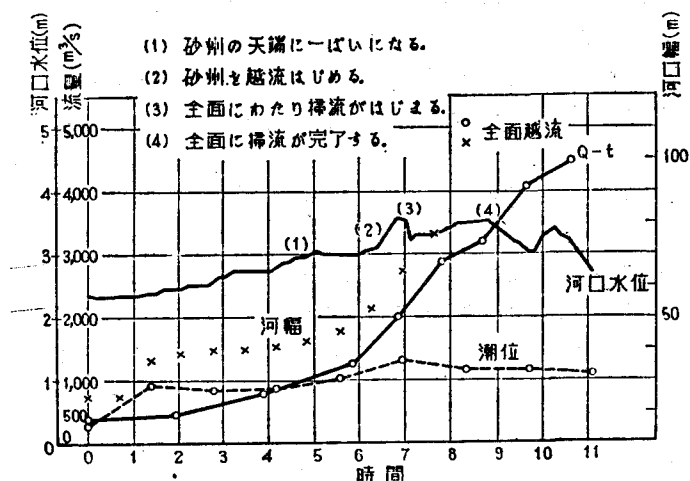


図-3.6 河口水位実験結果

ここに、 A : 平均海面以下の最小流積 (ft^2)

P : タイダル・プリズム (ft^3)

O'BrienによればJettyのある場合もない場合も A に関してはそれほど違いはなく、また河床材料の径や漂砂量もあまり平衡河口断面には影響しないと云っている。この関係は図-3.7に示す如くであり、また彼によればJettyのない場合には次式の方が若干適合度がよいようであるといっている。

$$A = 2.0 \times 10^{-3} P \quad (3.2)$$

なお、上記の関係は河口における流速を v とすれば、Tidal volume P は近似的に

$$P = \int_0^T AV dt$$

であり、かつ河口における潮流の最大速度を V_{max} とすれば

$$V = V_{max} \cdot \sin \frac{2\pi t}{T}$$

としてよいから、 $T = 44,700$ 秒と仮定すれば(3.2)式の関係は

$$V_{max} = 3.5 \text{ ft/sec}$$

ということになる。この値はは妥当であろうと思われるが、種々の条件の下では必ずしもこのような簡単な関係では定まらないように思われる。

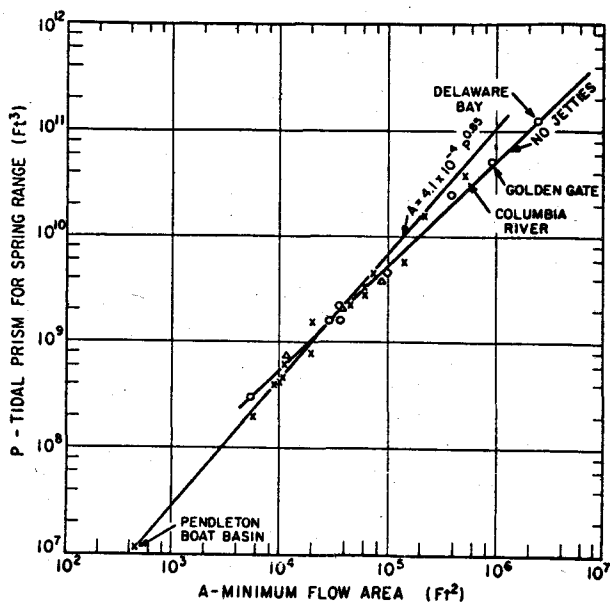


図-3.7

O' Brien の調査の結論として彼は次の如く述べている。

- (1) jetty のある、なしに拘わらず、河口の平衡最小断面は tidal prism に支配される。
- (2) 河口が二つ以上ある場合には他の口を閉じることにより断面を大きくすることができる。
- (3) jetty は河口の位置を固定するのに役立つだけでなく、波による河口閉塞を防止するのに役立つ。
- (4) 強い surf や沿岸漂砂から河口が守られているならば、極端に小さい河口でも潮汐流のために閉塞することはない。
- (5) 平衡断面積は河床材料の径には殆んど無関係である。
- (6) 掃流力は河口の平衡条件として有意な規準とはならないようだ。

次に我が国の河川について調べてみよう。吉高、島田³²⁾は宮崎県海岸および四国南岸に河口が位置する河川について現地調査資料を基にして調べ、図-3.8 に示す結果を得ている。なお、図中には O' Brien の data も記入されており、O' Brien の (3.1) 式の関係も示されている。この図より、全体としては (3.1) 式の関係が適用できることが知られる。

次に河口部に堆積する土砂についてみると、広田³³⁾は相模川河口における観測資料をもとにして堆積土砂量を推定する経験式を導いている。相模川河口には二本の導流突堤があり、突出長さ約 150 m、導流堤間隔 80 m の突堤間に堆積、洗掘した土砂量を約 15 日間隔に測定し、かつ海岸の波高および河川固有流量を実測して土砂堆積量との関係を調べた。その結果

$$\bar{h} = \alpha \bar{W}^{1.47} - \beta \bar{Q} + r \quad (3.3)$$

ここに、 α 、 β は係数、 r は定数であり、

$\bar{h}$: 河口の導流堤間の幅 80 m、延長 280 m の区間に約 15 日間に堆積する土砂量の 1 日平均値 (m/day)

$\bar{W}$: 上記期間の単位時間あたり、単位峯幅 (1 m) を通して輸送された波の平均エネルギー (ton/sec)

$\bar{Q}$: 上記期間中の河川の平均淡水流量

となり、相模川の場合には比較的良好に観測資料を整理することができると判った。

係数などは勿論他の河川で異なるであろうが、波のエネルギーおよび河川流量が堆積量に密接に関係していることが判り、同様な取り扱いが他の河川でも適用し得るであろうと考えられる。なお、野田³⁴⁾は河口に土砂量が堆積する条件について波の面より実験的研究を行っている。

(3.3) 式の関係から河口における洗掘、堆積土砂量は流量の二乗に関係していることが知られるが、このことは一般河川の如く流送土砂量が流量の二乗に比例する (図-3.4 参照) ことと関連しており、O' Brien の説の如く平衡河口断面積が河床材料に殆んど関係なく、また掃流力

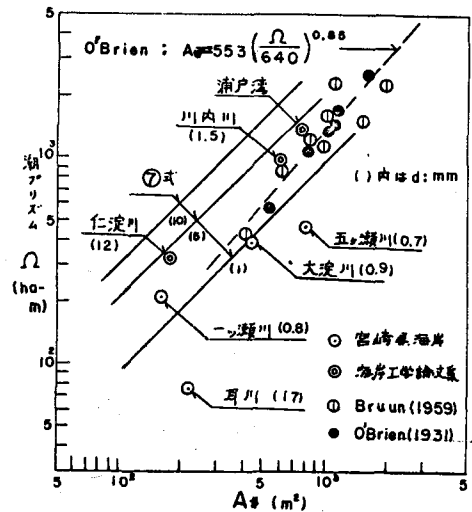


図 3.8 入退潮による河口平衡断面積

とも無関係であるということとは矛盾するが、O'Brien の調査資料ではこの点を充分検討できるだけの資料範囲があったかどうか、判断できないが、山口の実験³⁹や吉川、塚本の模型実験³⁹などから判断される限りではO'Brien の説は正しくなく、平衡河口断面は流送される土砂量に關係することが正しいと考えられる。

前述した実測を基にした経験的な法則より河口平衡断面積を知ることが出来るが、更に一般的に平衡断面を知る必要があり、また図-3.6 に示した如く洪水中に河口断面がどのようになっていくかを定量的に知ることが必要となる。このためには河口付近の水理量を不定流計算により知り、それを用いて河口における流砂量を計算して、土砂の連続式を用いて河口断面の変化を知る方法がとられなければならない。

この例として、中村、佐々木³⁹の河北潟放水路河口での計算を説明しよう。

河北潟放水路において昭和43年8月28～29日の出水の際に、出水前後の堆砂状況の測量、河口をはさんでの上、下流水位、流量等の観測を行い、その観測結果を用いて流砂量公式を用いて出水前の断面より、出水後の断面を逐次計算により求め、実測されたものと一致するように流砂量公式の係数を修正している。

なお、計算を簡略化するために河口断面形は実測より知られた放物線断面としている。流砂量公式としては

$$q_T^* = K \cdot (\tau^*)^m$$

の Brown 公式を使用している。ここに q_T^* は掃流砂量を摩擦速度と砂の粒径で無次元化した量であり、 τ^* は潤辺に働く摩擦応力を砂の粒径と密度で無次元化した量である。Brown 公式では $m = 2.0$ 、 $K = 10.0$ であるが、実測値と計算値とが一致するためには、 $m = 2.0$ とした時、 $K = 1.2$ 程度となり、定常状態の場合の約 $1/10$ であることを知った。

また、この場合の流出部の Manning の粗度係数は $0.05 \sim 0.06$ 程度となり、河口砂洲掃流過程におけるエネルギー消去が一般の場合に比べて著しく大きいことを示している。このことは実験による観測では砂洲の溢流あるいは狭窄部を通過する場合 anti-dune のような形態をとることが多く、射流-跳水の現象が生ずるため、流水のエネルギー損失が大きいと考えられる。

なお、河口の断面の計算を同様な方法で他の多くの河川で行われているが、公表されている例が少く、各研究者により種々工夫がこらされて現実によく適合するよう努力されているが、或る場合には中村の例と逆に一般に使用されている流砂量公式による流砂量の約10倍程度の値を用いると、現実によく合うということが報告されている。

このように、現状では方法そのものについては模型実験などにより正当さが立証されているが、局所的な流砂量公式については更に研究を要するものと思われる。

なお、河口付近の河道の変化の水理現象を明らかにするために前述した山口³⁹、あるいは吉川、塚本³⁹らの実験が行われ、有効な手段を与えているが、特定の目的のために河道を改修しようとする場合に模型実験が有力な手段となる。このような実験は数多く行われているが、その中で著名なものとして Seine 河口の実験³⁹を挙げることができよう。仏の Sogreah 社がセーヌ川河口部に於て水平縮尺 $1/800$ 、垂直縮尺 $1/1000$ の模型を用い、河床材料としては細い鋸屑を用いて実験した。1864 年以来毎年現地で水路測量が行われており、実験は 1875～1953 年の間を研究の対象とし、水路の動態を実験により検討した。この模型実験では技術的な、また経済的な理由のためかなりの簡易化を行ったにも拘わらず、河床地形の変化に対して実測とよい精度で一致させることができ、河口付近の自然法則を研究するのに非常に有効な手段であることが判った。

3.3 Estuary 内の sediment

Estuaryの中では塩水の存在のために上流より運ばれた微細粒子はフロッキュレーションを起し、沈降し易くなってくることが一般によく知られている。その他、前述した如く二層流をなしているため、鉛直断面内で通常の開水路流れと異った土砂濃度分布をすることもよく知られている。例えば浜田³⁰⁾は信濃川河口部での土砂濃度分布を測定し、塩水くさびとの関連で、その現象を説明している。また、Mersey Estuary では一般の流水中の suspended sedimentの分布と異り、塩水密度のために上層で不連続性が発生し、ある場合には上層の方が sediment が多くなると報告されている。

また、Estuaryでは潮汐の影響のために流れが非定常であるため、浮遊あるいは掃流土砂を適確に量的に表現することは非常に困難である。

以上の如く、Estuaryにおいて sediment を量的に把握することは困難で、一般的にこの量を計算する方法は現在の所ないと云ってよい。ただし、強混合型の Estuary では極く微細な粒子につき考えなければ、前述した如く、一般と開水路の流砂量公式を準定常的に使用することにより、概略は求め得る。

したがって、この問題を解決するためには今後更に観測を行うと共に、理論的な研究を必要とするが、ここでは従来知られている定性的な性質について述べて、参考に供したい。

Estuaryの上流端付近、すなわち塩水侵入の上流端付近に bar が形成されることが多く、塩水のさらに上流への侵入を防止している Estuary が見られる。すなわち、利根川、五ヶ瀬川などで見受けられる。この bar の形成については Van Veen³¹⁾は図-3.9 に示すような説明を与えている。上流より運ばれた土砂は塩水くさびの上を流れる淡水層の流れが乱れの減少に伴い塩水層の中に沈降し、この土砂が塩水の上流向きの流れに運ばれて塩水くさびの末端付近に堆積する。この現象は簡単な水路実験により、認めることができるし、また塩水くさび的な状況(2.3 参照)を示している緩若しくは強混合の場合にも定性的にはこの現象が生ずるので、実際河川の説明になるであろう。この場合、塩分のためのフロッキュレーションが大した役割をするという説とあまり関係がないという説とがあり、現在の所よく判っていない。この現象のために図-3.10、3.11に示す如く塩水侵入の末端付近で土

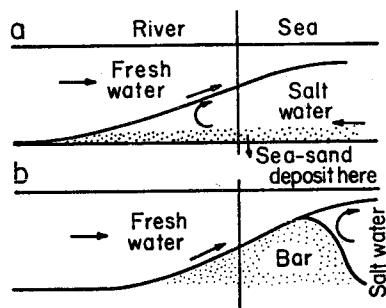


図-3.9 Formation of a bar in a salt wedge (Van Veen, 1950)

YORK RIVER TURBIDITY DISTRIBUTION

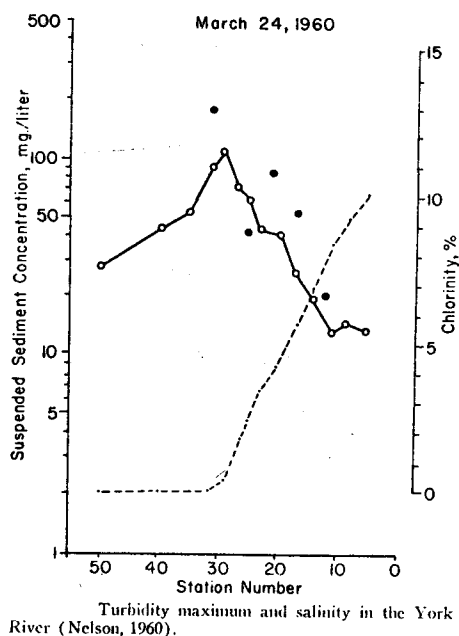
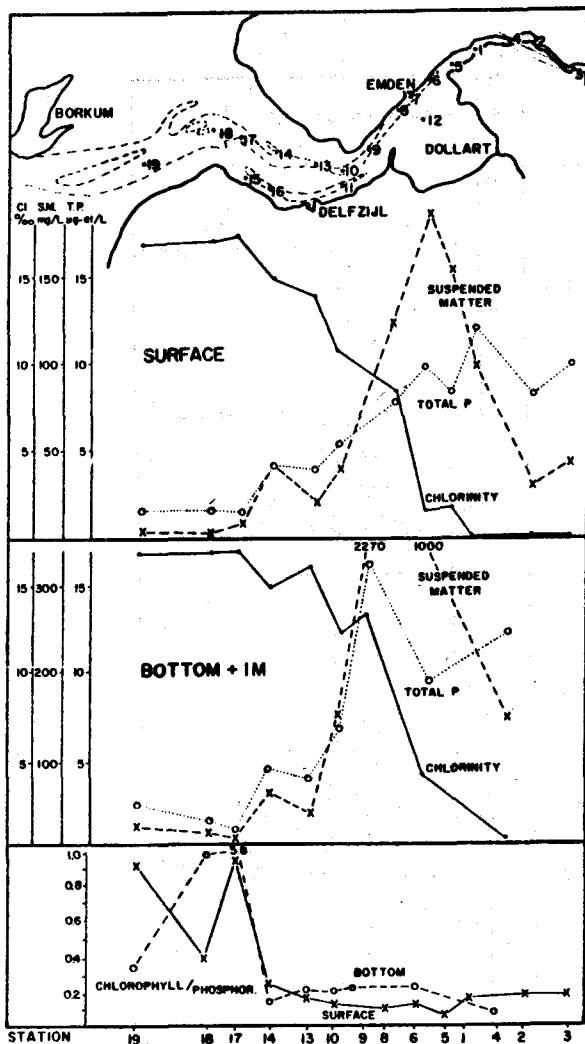


図-3.10



Turbidity maximum in the Ems Estuary. Suspended matter in mg/l; chlorinity in ‰; total phosphorous in $\mu\text{g-at/l}$. Observations at the surface and near the bottom (bottom + 1 m). The phosphorus distribution shows that mainly inorganic matter is accumulated in the turbidity maximum; the chlorophyll-phosphorus relation indicates the boundary between organic marine matter (high values) and organic matter of the fresh water (low values) (Postma, 1960).

この time lag は Estuary の silt up の説明になる。すなわち、上げ潮と下げ潮ではシルトについては同じようにならないために Estuary に次第に堆積が生ずる。

この現象を Postma³⁰⁾ の説明により述べてみる。Postma はこれを説明するために次のような仮定をおいた。

- (1) Estuary の各断面内では流速は一樣である。

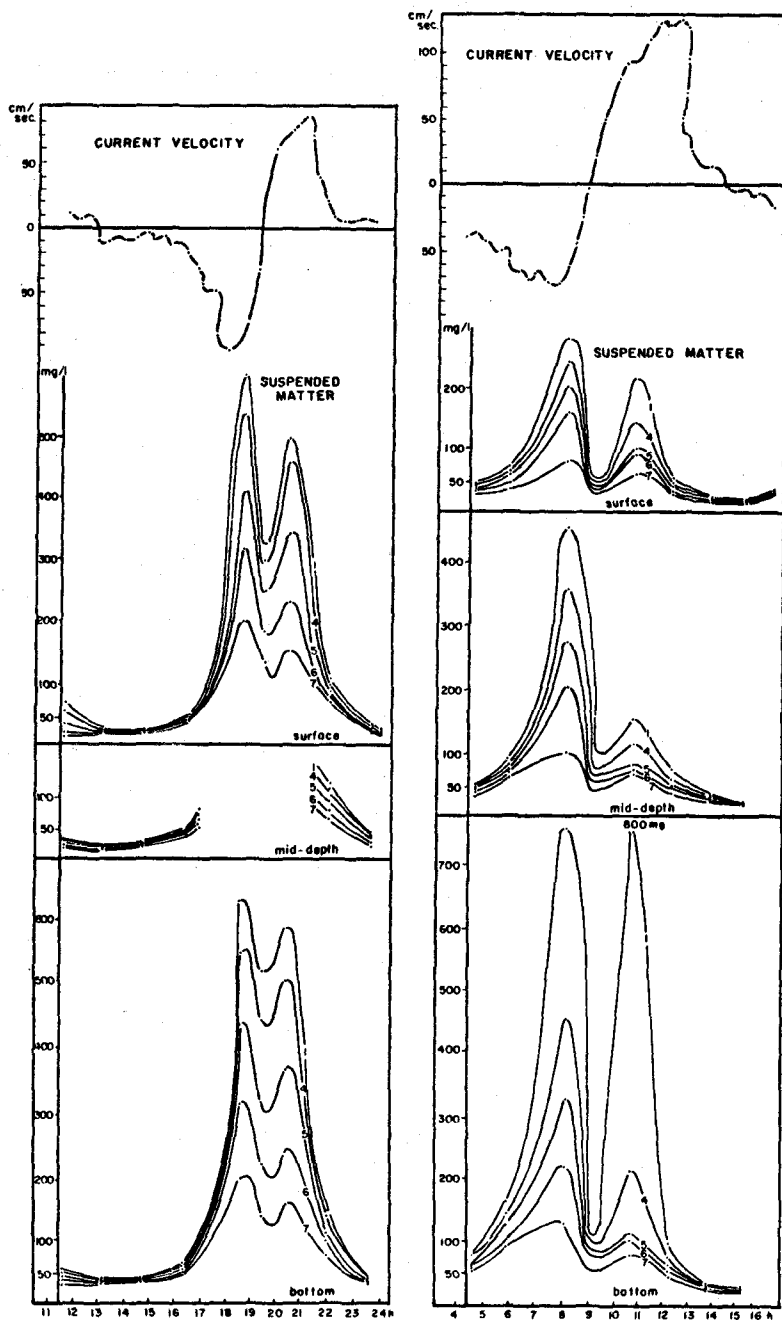
砂濃度最大を示す。

sediment の動きは潮汐流により支配されるが、水路の流水断面積は干潮時には満潮時よりも小さい。したがって比較的狭い断面の場合には最大落潮流速は干潮時のすこし前に生じ、最大満潮流速は干潮時の少し後に発生することが Postma³⁰⁾ によって述べられている。したがって落潮と満潮との流速曲線は図-3.12 に示されるように対称的な形からはずれる。

この潮汐流は強い turbulence を持ち、渦拡散係数は Gry により Wattenmer で観測された例では $500 \text{ cm}^2/\text{sec}$ になっていた。

潮汐流はかなり速く、かつ強い turbulence を持っているので浮遊土砂がかなりの量輸送される。このことは図-3.12, 3.13, 3.14 に示されている例からも知られる。

また、浮遊土砂の一潮汐期間の変化状況を知るために砂とシルトとに別けて調べてみる。図-3.13 には約 50μ を境にして別けてあるが、砂とシルトとでは顕著な傾向の差があることが知られる。細かい粒子は流速が減少するときには、沈降するのに時間がかかり、また流速が増加する場合にも浮遊するのに時間がかかる。すなわち、非定常流れでは細い粒子は浮遊量としては time lag を生ずる。このことは図-3.10 でも認められる。

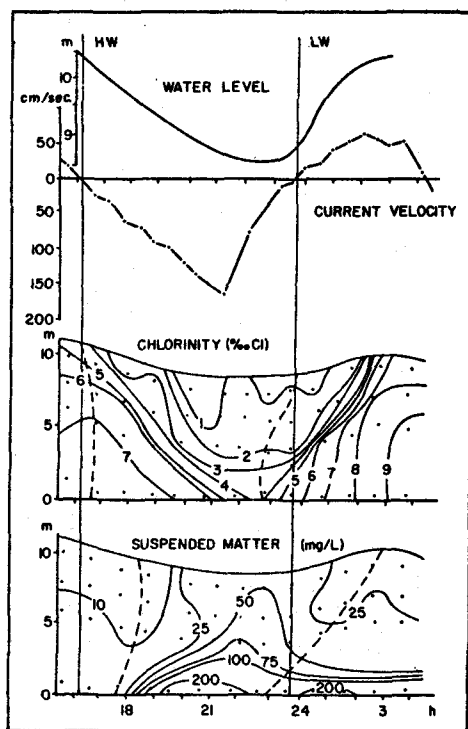


Current velocities at mid-depth and contents of suspended matter at three depths. Observations at two fixed points in the Wadden Zee (Ameland area). Flood currents above and ebb currents below the horizontal line. The curves for suspended matter refer to the following grain-size fractions: 1, total suspended matter; 4, fraction below 64μ ; 5, below 32μ ; 6, below 16μ ; and 7, below 8μ . Depth at high water in Station A, 4.5 m; in Station B, 7.3 m (Postma, 1961).

- (2) 潮位曲線は各地点で対称的な sine 曲線とする。
- (3) Estuaryの全域で満潮と干潮とは同時に起る。
- (4) 平均的な潮汐流速は海からEstuaryの上流端まで直線的に減少する。
- (5) 潮差は一定とする。

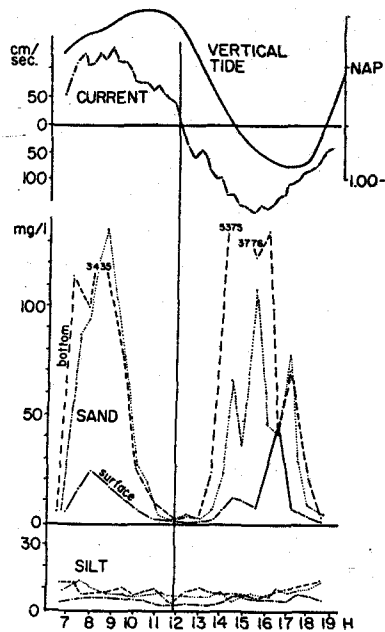
以上の仮定に基づいて、水塊の移動距離と流速との間の関係を描くと図-3.15の如くなる。前に述べた理由によって潮汐は対称でも距離-流速の関係曲線は図に示される如く非対称となる。(4)の仮定により接線 P は直線で表わされ、各流体塊の移動カーブはこれに接するようになる。したがって各流体塊の軌跡は図に示すようになる。

先ずA点の流体塊に着目すると、A点では静止状態にあるが時間の経過と共に潮汐のために流動し始めA-2-A'の軌跡を通る。尚図中の点線は河床材料粒子の移動限界状態を示す。点1における河床



Tidal variations of water level (m above bottom), current velocity (cm/sec), salinity (‰ Cl), and suspended matter (mg/l) in the Boca Vagre of the Orinoco Delta (Van Andel and Postma, 1954).

図-3.14



Vertical and horizontal tide and suspended matter. Sand and silt are separated at about 50 μ . Texel area, Wadden Zee (Postma, 1954).

図-3.13

粒子はA流体塊が2の点に到達したとき、この流体塊によって移動を始めA-A'の線に沿って流体と共に運ばれ点3に到着して、流体塊の速度が限界状態に達するので、元1の河床粒子は沈降を始め settling time lag を生じ4の点即ち5の場所に落ちつく。次に潮汐が下げ潮に転じ、B'点の流体塊が6の点の状態になった時、元1の河床粒子(現在は点5にある)は移動を開始しB'-Bの流体塊に運ばれ、点7で限界状態以下となり、沈降を始めtime lag のため点8即ち点9の位置に落ちつく。引き続き上げ潮では点10の状態を上流に運ばれ、元々1にあった河床粒子は潮汐周期を繰り返す毎にEstuaryの上流の方に移動させられる。今ここでは簡単のために河床から粒子が拾い上げられるのにはtime lagはないものとしたが、実際には洗掘して行くのにもやはりおくれがあり、こ

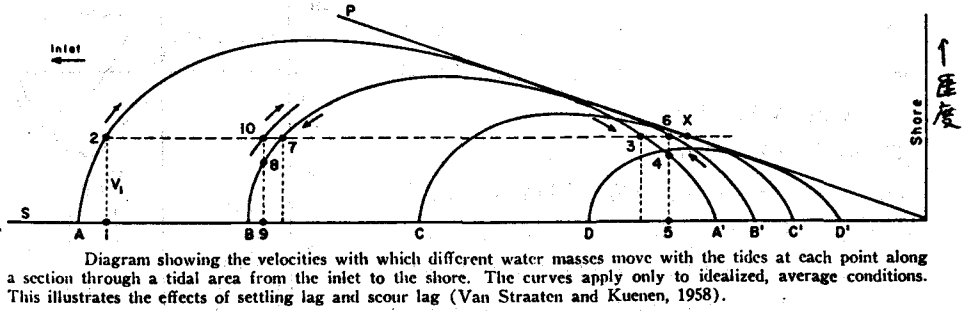


図- 3.15

れを scour time lag と呼んで居るが、この scour time lag を考えた場合にも同様にして sediment は次第に上流に遡ることが説明できる。

このことにより、Estuaryの浅い部分が次第に土砂が堆積していく現象を説明することができる。

Estuary内の土砂の輸送は平常時には主として潮汐流によるので、大潮の場合には一般に小潮のときよりも潮汐流が強いので、より多くの土砂が浮遊運搬される。このことは図- 3.16に British Guiana の例が示されているが、これより明らかである。したがって、小潮の期間に前述のように潮汐流による移動に加わらない土砂は1週間あるいは10日間ほど河床に停滞しており、その間に土砂は凝集して、次の大潮のときにこの停滞していた土砂を移動させるのをおくらせる結果となる。このことが scour time lag を起す一つの原因となる。このことが明瞭に見られる例としては British Guiana の観測例があり、図- 3.17に示すように、この場合には流速最大とシルト濃度の最大との間には約4日間の time lag が認められる。

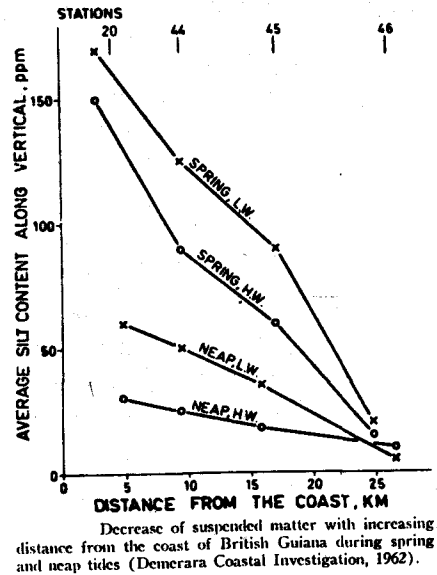
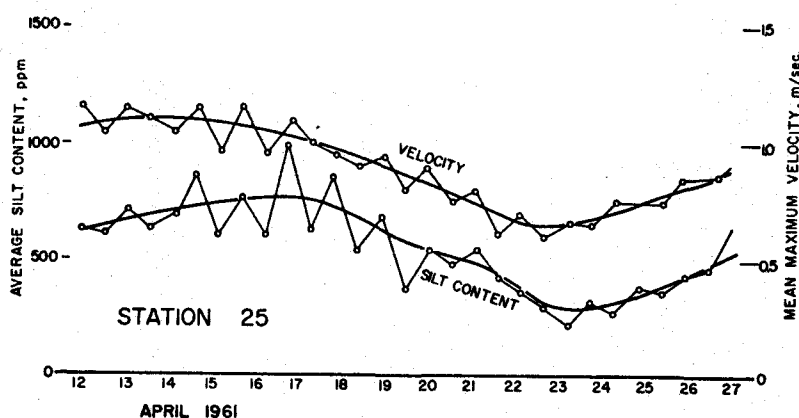


図- 3.16



Average daily silt content and mean maximum ebb and flood velocity, showing lag of silt maximum after the spring tide maximum. Station near the coast of British Guiana (Demerara Coastal Investigation, 1962).

図-3.17

参 考 文 献

- 1) 嶋祐之 : 密度流論(境界面の安定問題と抵抗係数), 水工学シリーズ 65-11, 1965 年 8 月
- 2) 岩崎敏夫 : 密度流の諸問題, 水工学シリーズ 66-16, 1966 年 8 月
- 3) 水理委員会編 : 第14回水理講演会講演集, 1970 年 2 月
- 4) Bård Glenne : Classification system for estuaries, Proc. ASCE. WWI, 1967 年 2 月 P. 55
- 5) A. Ippen : Estuary and Coastline Hydrodynamics, 1966
- 6) 土木学会 : 水理公式集 昭和38年度版, P. 566
- 7) H. S. Simmons & F. R. Brown : Salinity effects on estuarine hydraulics and sedimentation. Proc. 13th Congress of IAHR, 1969 C-34
- 8) 岩崎敏夫 : 密度流の諸問題, 水工学シリーズ 66-16, 1966 年 8 月, P. 24
- 9) 椎見博美 : 河道内への塩水侵入についての概説, 科学技術庁資源局, 昭和41年11月
- 10) 木曾川下流工事々務所 : 昭和44年度揖斐川塩分遡上検討報告書, 昭和45年1月
- 11) B. H. Ketchum : The exchanges of fresh and salt waters in tidal estuaries, Journal of Marine Research, vol. 10, P. 18, 1951
- 12) A. B. Arons and H. Stommel : A mixing length theory of tidal flushing, Trans. AGU, vol. 32, P. 419, 1951
- 13) K. Shinohara, T. Tsubaki, Y. Awaya and K. Fukumoto : Numerical analysis on the salinity intrusion in the tidal estuary of well-mixed type. Proc. 13th Congress of IAHR, P. B-168, 1970
- 14) D. Harleman, J. Jordaan and J. Lin : The diffusion of two fluids of different density in a homogeneous

turbulent fluid, Technical Report
No. 31, M. I. T. Hydrodynamics
Laboratory, 1959

- 15) 建設省延岡工事々務所 : 大瀬川塩分遡上解析報告書, 昭和43年3月
- 16) H. Stommel and H. G. Farmer : Abrupt change in width in two-layer open channel flow, Journal of Marine Research, vol. 11, P. 205, 1952
- 17) J. B. Schijf and J. C. Schönfeld : Theoretical considerations on the motion of salt and fresh water, Proc. Minnesota International Hydraulic Convention IAHR, P. 321, 1953
- 18) A. Ippen : Estuary and Coastline Hydrodynamics, P. 552, 1966
- 19) H. Lamb : Hydrodynamics 6th ed. P. 378, 1932
- 20) P. van der Burgh : Prediction of the extent of saltwater intrusion into estuaries and seas, Journal of Hydraulic Research, vol. 6, No. 4, 1968, P. 270
- 21) A. Ippen : Estuary and Coastline Hydrodynamics, 1966, P. 573
- 22) H. Stommel and H. G. Farmer : Abrupt change in width in two-layer open channel flow, 1952. P. 205
- 23) 奥田節夫, 金成 : 河口地形の海水遡上に及ぼす影響, 京大防災研究所年報第9号, P. 142, 昭和41年
- 24) 富永正照 : 河口処理について, 水工学シリーズ66-12, 1966年度水工学に関する夏期研修会講義集B, 1966
- 25) J. A. Battjes : Quantitative research on littoral drift and tidal inlets, "Estuaries" edited by G. H. Lauff, Publication No. 83, American Association for the Advancement of Science, 1967, P. 185
- 26) 佐藤昭二 : 漂砂, 水工学シリーズ66-19. 1966年度水工学に関する夏期研修会講義集B, 1966
- 27) 佐藤清一, 岸力 : 河口に関する研究, 土木研究所報告 No. 94, 1956
- 28) 吉川秀夫, 松岡昂昭 : 感潮河川に関する研究 — 利根川感潮部についての調査研究 — , 土木研究所報告 No. 85, 昭和27年
- 29) 吉川秀夫 : 河川工学, 朝倉書店, P. 157
- 30) 吉川秀夫, 塚本義昭 : 五ヶ瀬川改修計画に伴う水理学的諸問題の検討, 土木研究所報告 No. 122, 1964
- 31) M. P. O'Brien : Equilibrium flow areas of tidal inlets on sandy coasts, Proc. of Tenth Conference on Coastal Engineering, P. 676, 1966
- 32) 吉高益男, 島田米夫 : 河口の平衡断面積について, 土木学会水理委員会第14回水理講演会講演集, P. 1, 1970

- 33) 広田純也 : 相模川河口の堆積土砂量について, 第16回海岸工学講演会講演集, 昭和44年,
P. 117
- 34) 野田英明 : 河口閉塞に関する二, 三の実験, 京大防災研究所年報第10号 B, P. 223,
昭42
- 35) 山口高志 : 河口部の設計に関する水理実験, 土木技術資料 vol. 12, №5, P. 7, 1970
- 36) 中村充, 佐々木泰雄 : 河口滞砂における掃流砂関数の検討 — 現地観測とその検討 —,
第14回水理講演会講演集, 1970, P. 7
- 37) J. Chapon : Advantages of "Histrical" method in mobile - bed model
testing (Application to the Seine Estuary), The Dock and
Harbour Authority, vol. XLII, №489, 1961
- 38) 浜田徳一 : Density current problems in an estuary, Proc. Minnesota
International Hydraulics Convention, P. 313, 1953
- 39) H. Postma : Sediment transport and sedimentation in the estuarine
environment., "Estuaries" edited by G. H. Lauff, 1967, P. 158