

河口二成層の流れ構造の解析

吉田 静男*・柏村 正和**

はじめに

本論文においては、従来、課題として残されてきた、野外における河口流出流況と実験結果との、相互の関連の問題、および野外での界面抵抗係数の散乱の問題を検討するとともに、常呂川における連続観測の結果についても述べる。

1. 河口流出流況の解析

筆者らは、これまで、水理実験と野外観測を通じて、河口から流出する淡水の流況を支配する要因を調べてきた^{1),2)}。その結果、主として、淡水流量に、また二次的な効果として、地形構造、潮汐の影響、密度差が、流出流況を支配する事、および流況は、概ね、A, B, C, D, Eの5種類に分類される事が明らかにされた。そしてさらに、この5種類の流況の互いに隣り合う境界は、無次元量 θ ($\equiv \varepsilon g \nu)^{1/3} / U_0$) と R_b ($\equiv U_0 b_0 / \nu$) を使用して、次のごとく表わせる事も明らかになった³⁾。

$$OR_b^{0.137} = \text{const.} \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに U_0 は河口での淡水平均流速、 b_0 は河口幅、 g は重力加速度、 ν は動粘性係数、 $\varepsilon = (\rho_2 - \rho_1) / \rho_2$ 、 ρ_1, ρ_2 はそれぞれ、上・下層の密度である。

一方、潮差の小さい、石狩川の河口流出流況を調べてみると、C型の流況が多く見出され、式(1)から予想される流況とは相異なる事も分かった。式(1)が、野外の現象を説明し得ない理由としては、潮汐効果や、スケールがあまりに違いすぎるといった点が、まず思いつくが、実際に野外の結果から発して、式(1)で表わされる結果に漸近させるとしても、不自然なほどに急変させねばならない事が分かる。そこで、ここでは、実験結果を θ, R_b で整理せずに、より広範な規模にわたって説明し得るパラメーターを探索し直す事にする。

河口流出パターンが、河口における水理条件によって規定されるという立場は、従来通り保持するものとすれば、すでに示した様に、次式を基礎方程式としなければならない⁴⁾。

$$(V_{1*} \cdot \nabla_*) V_{1*} = -\alpha \nabla_* h_{1*} + \beta (\Delta_* V_{1*} - \Delta_* V_{2*}) \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに V_1, V_2 は上・下層の流速ベクトル、 h_1 は上層の厚さ、 $*$ は、代表速度 U および代表長さ L とを使用して無次元化した量を示す。また、 $\alpha = \varepsilon g L / U^2$ 、 $\beta = \nu / UL$ であるが、従来は、 $U = U_0$ 、 $L = b_0$ としてきた。

今、河口幅 b_0 と河口における淡水水深 h_{10} の両者からなる $\sqrt{b_0 h_{10}}$ を代表長さ、 U_0 を代表速度に選ぶと、式(2)の α, β は次式で与えられる。

$$\alpha = \frac{\varepsilon g \sqrt{b_0 h_{10}}}{U_0^2} = \frac{\varepsilon g b_0}{U_0^2} \sqrt{\frac{h_{10}}{b_0}} = \frac{1}{F_{i0}} \frac{\sqrt{\varepsilon g b_0}}{U_0} \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$\beta = \frac{\nu}{U_0 \sqrt{b_0 h_{10}}} = \frac{\nu}{U_0 b_0} \sqrt{\frac{b_0}{h_{10}}} = \frac{\nu F_{i0}}{U_0 b_0} \frac{\sqrt{\varepsilon g b_0}}{U_0} \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここに F_{i0} は河口における内部フルード数 ($\equiv U_0 / \sqrt{\varepsilon g h_{10}}$) である。ここで $F_{i0} = 1$ とおけば、 α, β を構成する基本の無次元量は、 $\nu / U_0 b_0$ 、及び、 $\sqrt{\varepsilon g b_0} / U_0$ の2つである事が分かるが、 $\sqrt{\varepsilon g b_0} / U_0 = \sqrt{\theta^3 \cdot R_b}$ と書けるから、結局、これまで筆者らが考察してきた様に、 θ と R_b で流況をまとめられるであろうという予想が立つ。この事はさらに、代表長さを h_{10} に選ぶ場合にも言え、 $F_{i0} = 1$ を認める限り L として、 $h_{10}, b_0, \sqrt{b_0 h_{10}}$ のいずれを選んでも、本質的な差は生じない事が分かる。

しかし、以上の結論は、 $F_{i0} = 1$ が成立するときのみ正しいのである。現実には F_{i0} がどのような値をとるかにについては、従来、十分に淡水流量が大きければ $F_{i0} > 1$ となり、塩水楔が河道に存在すれば $F_{i0} = 1$ が成立すると信じられてきた。ところが、筆者らの実験によると、流量が十分小さくなると、流量の減少につれて、 $F_{i0} = 1$ の成立する場所が沖合の一時加速領域に移動し、さらに流量の減少が続くと、一時加速領域においてさえ $F_{i0} < 1$ となり、 $F_{i0} = 1$ の達成される界面がどこにも見当らなくなる。この理由は、淡水の厚さが、流量の減少に伴って、限りなく薄くはなり得ないという事情によっている。

そこで、この様に $F_{i0} < 1$ となる原因が混合によるものなのか、力学的平衡のためであるかという議論は今

* 正会員 北海道大学助手 工学部
** 正会員 理博 北海道大学教授 工学部

後検討する事として、少なくとも水理実験においては $F_{i0}=1$ なる条件が成立するとは限らないという立場から、本節の問題を考察して見よう。

河口条件として、 $F_{i0}=1$ が使用できない場合には、代表長さを $\sqrt{b_0 h_{i0}}$ とするか、 b_0 、または h_{i0} とするかで差異を生ずるが、より多くの物理量を含むという意味から、 $\sqrt{b_0 h_{i0}}$ を L とするのが妥当と思われる。実際に $\sqrt{b_0 h_{i0}}$ を L のかわりに使用した場合、式 (3)、(4) から分かる様に、 $\sqrt{\epsilon g b_0}/U_0$ 、 $\nu/U_0 b_0$ 、 F_{i0} が支配パラメーターとなる。この場合、河口流出流況が、これら3つのパラメーターとどのような関係にあるかを見出すために、まず F_{i0} と $\sqrt{\epsilon g b_0}/U_0$ を使用して、従来の結果を分類し直してみると、図-1のごとくなる。この結果を見ると、各流況の境界は、ほぼ次式でまとめ得る事が分かる。

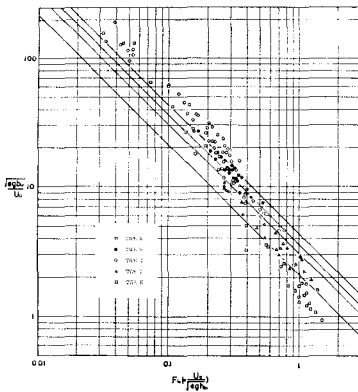


図-1 $\sqrt{\epsilon g b_0}/U_0 \sim F_{i0}$

$$(\sqrt{\epsilon g b_0}/U_0)F_{i0} = \sqrt{b_0/h_{i0}} = \text{const.} \quad \dots\dots\dots (5)$$

ここに const. は A-B, B-C, C-D, D-E の各流況の境界でそれぞれ 4.35, 3.60, 3.05, 2.12 の値をとる。また、図-1 からは、淡水流量が小さくなるにつれて、すべてのデータの F_{i0} が 1 より小さくなり、従来の実験においても、 $F_{i0}=1$ の成立しない場合のある事が分かる。ところで、図-1 において、野外の観測結果をプロットすると、実験結果とはかなり相異なる事が分かる。これは、流況が、もう一つのパラメーター、 $\nu/U_0 b_0$ の関数でもあるためと思われる。そこで、次に、 $\nu/U_0 b_0$ と流況の関係を見てみよう。

実験結果と野外の結果を同一次元で比較しようとするれば、3つのパラメーターのうち、いずれか一つを固定する必要があるが、今このパラメータを F_{i0} とし、 $F_{i0}=1$ のもとでの $\nu/U_0 b_0$ 、 $\sqrt{\epsilon g b_0}/U_0$ 、および流況の関係を調べて見よう。実験結果から $\sqrt{\epsilon g b_0}/U_0$ を得るには、式 (5) において $F_{i0}=1$ とすればよく、 $\nu/U_0 b_0$ については、式 (5) と $F_{i0}=1$ から、 U_0 を得る事によって計算できる。ただ、 $\nu/U_0 b_0$ は ϵ の関数でもある故、ここで

は野外の河口流にあわせて、 $\epsilon=0.027$ としておく。図-2 は、この様にして得られた結果である。図中横軸には $\nu/U_0 b_0$ をも含む β がとられており、プロット 1~8 は石狩川、9~11 は天塩川、12 には利根川 (須賀・高橋⁵⁾)、13, 14 は常呂川、15 は堀株川で観測されたものである。なお流況は、実験結果同様、河道が汀線に直交している場合には (天塩川) 図-3、ほぼ 45° で斜交している場合には (その他) 図-4 に従って分類されている。図中の破線 a は $\epsilon=0.027$ としたときに、式 (5) から得られる流況が見出される位置を、破線 b は $\epsilon=0.00027$ とした場合の位置を示している。これによると、 ϵ を $1/n$ 倍すると β は $\sqrt{n}$ 倍される事が分かる (この際縦座標には変化がない)。

図-2 の実線は、実験における各流況の境界を通過し、野外のデータを勘案して描かれたもので、これによっ

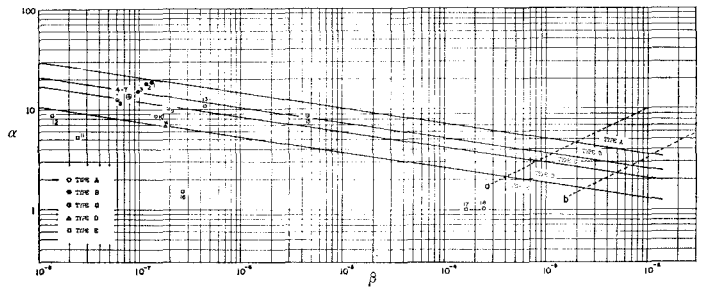


図-2 $\alpha \sim \beta$

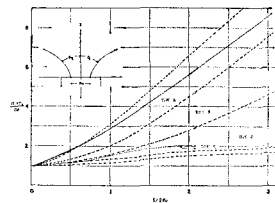


図-3 $(n_1+n_2)/n_0 \sim s/2n_0$
(実線はポテンシャル流の場合を示す)

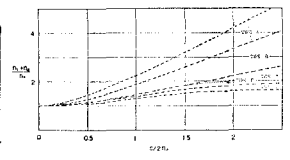


図-4 $(n_1+n_2)/n_0 \sim s/2n_0$

て、我々が必要とする、規模によらない流況の分類が可能となる。なお、各流況の境界は次式で与えられる。

$$\alpha \beta^{0.147} = \text{const.} \quad \dots\dots\dots (6)$$

ここで const. は type A-B, B-C, C-D, D-E 間で、それぞれ、1.87, 1.32, 1.07, 0.668 の値をとる (ただし $F_{i0}=1$)。このほか、図-2 には、温排水の結果として、Paddock⁶⁾ (プロット 16)、林・有田⁷⁾ (プロット 17) および筆者らのもの (プロット 18) も同時にのせてあるが、この結果を見ると、いずれも完全に E 型の流況になっている (この場合についても $F_{i0}=1$ に相当する $\sqrt{\epsilon g b_0}/U_0$ を得るため、まず図-1 にプロットし、そこから -1 の勾配の直線を引いて $F_{i0}=1$ と交わる縦座標を求めて、図-2 の α としている。実際には、さらに、 ϵ が 0.027 より小さい事により β 値が多少右にず

れるが、その量は小さい)。

2. 界面抵抗係数の算定結果に与える潮汐の影響

従来、内部フルード数が1以下の界面形状から界面抵抗係数が算定され、 Ψ ($\equiv F_i^2 R$) に対する、一つの経験則を得ようという努力がなされてきた。その界面抵抗係数 f_i と Ψ の実験結果をまとめると、図-5 に示されるごとくであって、実験結果のみに注目すれば、次の経験則が成立する様に見える。

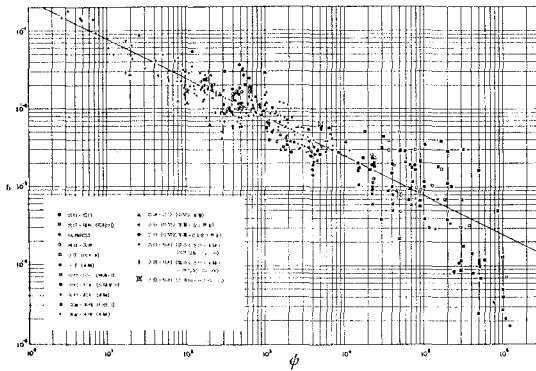


図-5 $f_i \sim \Psi$

$$f_i = c\Psi^{-0.5} \dots\dots\dots (7)$$

なお定数 c については、金子⁸⁾ は 0.2 を提案し、筆者の一人は 0.25 を提案⁹⁾ したが、結果の散乱の程度から、0.2~0.3 の値であれば、何を採用してもよい状態にある。これに対し、野外のデータは、著しく散乱し、 f_i と Ψ の間の関係が不明確である。ここでは、この原因について考えてみる。

界面抵抗係数は、淡水厚さの流れ方向の変化率に強く依存する故、淡水厚さの測定は、特に慎重に行う必要がある。また、その変化率を調べるために選定される、二観測点間の距離は、変化率自体が相当小さいため、十分長くとる必要がある。この様な注意は、恐らく従来の観測に際しても守られてきたと考えられ、1オーダーを越す現実のデータの散乱が、測定誤差のみに基づくとは、とうてい考えられない。そこで、ここでは、 f_i の散乱原因は、より本質的な潮汐によって誘発される界面波¹⁰⁾ によるものと予想し、考察を進めて見よう。

潮汐によって河口に誘発される界面波は、内部波速で上流に向かって伝播するが、その周期は潮汐周期に等しく、全振幅は、潮差の 4~8 倍の大きさを有している。この波が、潮差の比較的小さく、かつ、塩水楔の十分長い界面に生ずるときは、数 km はなれた2点間で界面水位を同時観測した場合に、ときとして、上流点での淡水厚さが、下流点でのそれに比して小さい場合も生ずる。

したがって、適当に離れた二点間の、いわば局所的な f_i を求める場合には、たとえ河川流量の変化はなくても、時刻によって異なる値を得る可能性が強い。実際に f_i の算定結果を示すと表-1, 2 のごとくである(なお表-1, 2 を得た観測の状況については文献 10), 11) に示されている)。

この結果を見ると、 f_i は負になる場合さえあって、散乱の著しさは一目瞭然である。こうしたことから、適当な時刻の観測結果から得られている従来の f_i 値の散乱原因としては、まず第一に、潮汐による影響を考えねばならない事が分かり、今後は、非定常運動下での f_i の取扱いをしてゆかねばならないと言えよう。これを実行するには、多少厳密さに欠けるとは思われるが、少なくとも日平均的な諸量を使って f_i を算出する必要がある。

表-1 1974年8月23日~24日、天塩川、 $\varepsilon = 0.02265$, $u_{1m} = 0.231$ m/sec, $h_{1m} = 2.04$ m, $h_{2m} = 2.37$ m, $\Psi = 4.829 \times 10^4$ (添字 m は時間平均値を示す)

時刻	上流淡水厚さ (m)	上流塩水厚さ (m)	下流淡水厚さ (m)	下流塩水厚さ (m)	f_i ($\times 10^{-4}$)
10	2.30	2.05	2.50	1.55	-2.49
11	2.30	1.85	2.00	2.65	6.47
12	2.25	2.05	1.70	2.91	10.91
13	2.05	2.20	1.60	2.75	8.66
14	2.40	1.85	1.70	2.25	12.47
15	2.40	1.85	1.90	2.10	9.24
16	2.50	1.65	1.95	2.00	9.77
17	2.50	1.75	1.85	2.60	12.51
18	2.60	1.65	1.70	2.75	16.88
19	2.50	1.75	1.50	3.15	18.83
20	2.50	1.70	1.60	2.95	16.88
21	2.50	1.75	1.90	2.65	11.79
22	2.20	2.03	1.80	2.85	8.27
23	2.05	2.20	1.80	2.85	5.62
0	2.00	2.28	1.70	3.00	6.49
1	2.00	2.30	1.90	2.85	3.10
2	2.10	2.21	2.00	2.60	3.02
3	2.15	2.03	2.00	2.55	3.79
4	2.10	2.20	2.00	2.65	3.04
5	2.07	2.18	2.00	2.95	2.63
6	2.20	2.08	1.90	2.75	6.58
7	2.10	2.17	1.80	2.90	6.56
8	2.10	2.19	1.75	3.00	7.48
9	2.00	2.25	1.80	2.20	4.31
10	2.10	2.10	1.80	2.65	6.30
11	2.10	2.05	1.90	2.55	4.57
m	2.24	2.01	1.83	2.72	8.38

表—2 1975 年 10 月 2 日～3 日, 天塩川, $\varepsilon=0.02265$, $u_{1m}=0.109$ m/sec, $h_{1m}=1.96$ m, $h_{2m}=2.29$ m, $\Psi=5.073 \times 10^3$ (添字 m は時間平均値を示す)

時刻	上流淡水厚さ (m)	上流塩水厚さ (m)	下流淡水厚さ (m)	下流塩水厚さ (m)	f_i ($\times 10^{-3}$)
12	2.40	1.66	1.50	3.11	8.18
13	2.20	3.31	1.50	3.11	7.29
14	2.00	2.33	1.55	3.06	4.41
15	1.80	2.48	1.65	2.94	1.85
16	1.80	2.39	1.80	2.76	0.576
17	1.73	2.45	1.90	2.64	-0.856
18	1.90	2.27	1.95	2.61	0.126
19	1.78	2.35	2.00	2.49	-1.307
20	2.09	2.06	2.05	2.48	0.85
21	2.08	2.04	2.00	2.46	1.18
22	2.34	1.79	1.60	2.91	6.81
23	2.60	1.58	1.80	2.74	7.42
0	2.50	1.72	1.75	2.84	7.07
1	2.37	1.91	1.60	2.96	7.23
2	2.37	1.94	1.70	2.89	6.43
3	2.10	2.19	1.65	2.96	4.45
4	2.25	2.03	1.75	2.89	4.94
5	2.55	1.78	1.50	3.06	9.84
6	2.00	2.32	1.30	3.34	6.37
7	2.50	1.81	1.50	3.09	9.29
8	2.40	1.88	1.30	3.31	9.98
9	2.45	1.76	1.20	3.36	11.10
10	2.57	1.69	1.20	3.44	12.36
11	3.00	1.31	1.10	3.61	17.42
12	3.00	1.35	1.30	3.39	15.78
m	2.30	1.95	1.62	2.93	6.41

実際に, 今回の観測結果から時間平均の f_i を算出すると, 表—1, 2 の最下段のごとくなる. この f_i は, 図—5 にも示されており, ほぼ式 (7) を支持する形になっている.

3. 常呂川の河口二層流と潮汐

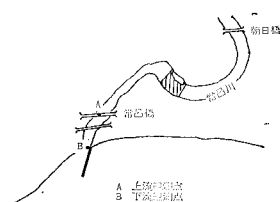
ここでは, 1977 年に常呂川において河口流を観測した結果について述べる. なお常呂川の規模や特徴等については, 前回の海岸工学講演会の論文集に記述されているので, ここでは述べない事にする.

常呂川の流路は, およそ 図—6 に示すごとくであって, 河口上流 0.7 km には, 浅瀬 (斜線部) があり, 表面波は確実にこれを越えるものの, 塩水楔がこれを越えることはほとんどないと思われる (1976 年の観測によれば, 浅瀬よりやや上流の朝日橋でも塩分が検出され

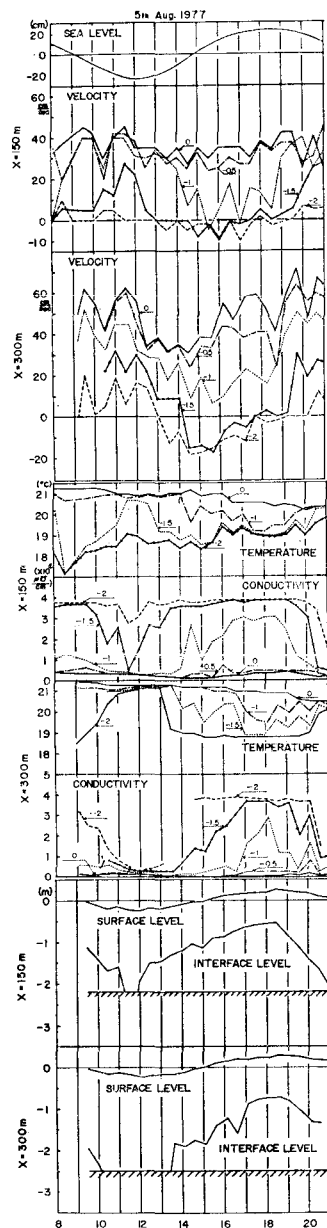
ていない. なお, この時の流量は, $10 \sim 15 \text{ m}^3/\text{s}$ であった). 1977 年の観測は, 河口上流 150 m に接岸した船と, それよりさらに 150 m 上流の常呂橋を利用して行われた.

一連の観測結果が 図—7 に示されているが, 当日の流量は, およそ $12 \text{ m}^3/\text{s}$ であった. このうち, 流速変動について検討すると, 天塩川の場合¹²⁾と違って, 潮汐より流速変動の位相がほぼ $\pi/2$ 程遅れ, 模型実験¹³⁾と定性的に同じ結果を得る事が分かる. これは, 河床の勾配が急で, 感潮域が 5 km 程度である事から, 定常波性が現われた結果と見る事ができよう. この様に, 実際の河口流が定常波性を有する例としては, 巴川¹⁴⁾があげられるが, この場合も感潮域は河口から 5 km と報告されている.

水温変動について見ると, 天候の関係で終日表面水温が一定で, 塩水楔の存在しない場合の淡水層内ではさらに, 鉛直方向の全域で一定にな



図—6



図—7

(図中の数字は水深, X は河口からの距離を示す)

っている事が分かる。しかし、塩水楔が存在する様になると、下方ほど低温の静的に安定な温度層が形成される。この事は、表面水温が一定であれば、淡水層内の水温分布の形成が、専ら、下層塩水の拡散に基づく事を示唆して注目される。

次に、表面および界面の水位変動から、塩水楔の運動の様子を調べて見よう。

水位の記録からは、一時、両観測点で塩水楔が完全に消失する事が分かる。これは、落潮時に、河口に向かって塩水楔が押し出される事を示しているが、図7の伝導度の記録にも、この影響が明確に見出せる。また、二観測点での記録を調べると、河口に近い観測点では表面と界面の水位変動がほぼ同位相であるのに対し、上流観測点では、わずかではあるが、表面水位変動に対し、界面の変動が遅れている事、および、天塩川の場合と同様、界面の変動振幅が表面のそれよりかなり大きい事も見出す事ができる。実際に表面下2mまで界面が到達する時間を調べてみると、上流点では下流点より1.5時間遅れている事が分かる。これは、塩水楔が漲潮時に、約2.8 cm/sec の速度で遡上する事を示しているが、仮にこの割合で遡上し続けると、塩水楔が後退を開始する時刻までには、河口から750m上流に達する計算になる。また塩水楔の平均長さは400m、変動振幅は350mと計算する事ができるから、塩水楔は、一潮時にほぼ河口から、先に述べた浅瀬に至るまで往復する事が予想できる。

ところで、内部波速式¹⁵⁾に、一潮時にわたる平均値 $h_1=h_2=1$ m, $u_1=25$ cm/sec, $u_2=0$ cm/sec (h_1, h_2 は上・下層の厚さ, u_1, u_2 は上・下層の平均流速) を代入して内部波速を求めると、約22 cm/sec という結果が得られる。この値は、上に述べた塩水楔の進入速度に比して桁違いに大きく、楔の遡上速度については通常の内部波速式で説明できない事が分かるが、この結果は、同時に、塩水楔の遡上については、非定常運動をするポアーとしての取扱いをしなくてはならない事を示唆している。しかし、この問題は、潮汐によって誘発される界面波と密接な関係を有している事、および、この界面波の

発生機構が未だ不明確である事から、その解明には多くの時間を必要としよう。

参 考 文 献

- 1) Kashiwamura, M. and S. Yoshida: Out flow pattern of fresh water issued from a river mouth, Coastal Engineering in Japan, Vol. 10, pp. 109-115, 1967.
- 2) Kashiwamura, M. and S. Yoshida: Flow pattern at a river mouth, Proceedings of IAHR Symposium of Stratified flow, 1972.
- 3) 柏村正和・吉田静男: 河口密度流の解析, 第14回海岸工学講演会講演集, pp. 222-225, 1967.
- 4) 前出 1).
- 5) 須賀堯三・高橋 晃: 河口流出流に関する実測に基づく考察, 第24回海岸工学講演会論文集, pp. 539-543, 1977.
- 6) Paddock, R. A., A. J. Policastro, W. E. Dunn and J. M. Kyser: Application of prominent near-field models for heated surface discharges to prototype field data on lake michigan, Proceedings, U.S.-Japan Seminar on engineering and environmental aspects of waste heat disposal, 1974.
- 7) 林 泰造・有田正光: 表面放出温排水の拡がりに関する理論と実験, 第24回海岸工学講演会論文集, pp. 467-471, 1977.
- 8) 金子安雄: 二層流界面抵抗係数の一例, 第13回海岸工学講演会講演集, pp. 263-267, 1966.
- 9) 吉田静男: 二成層からの取水に伴う混合層の発生, 第29回土木学会年次学術講演会概要集, pp. 425-426, 1974.
- 10) Yoshida, S. and M. Kashiwamura: Tidal response of the two-layer flow at a river mouth, Proceedings of 15th International Conference on Coastal Engineering, Vol. 4, 1976.
- 11) 吉田静男・柏村正和: 潮汐による塩水楔の応答(2), 第22回海岸工学講演会論文集, pp. 167-171, 1975.
- 12), 13) 前出 10).
- 14) 宇野木早苗・上嶋英樹・山下皓一: 河川潮汐の研究(3), 第20回海岸工学講演会論文集, pp. 371-376, 1973.
- 15) 前出 10).