



土木研究所資料

第 925 号

利根川河口拡巾検討模型実験報告書

昭和 49 年 3 月

建設省 土木研究所

鹿島試験所

須賀 堯 三

浜谷 武治

序 章

利根川はその源を群馬県利根郡水上町丹後山に発し、渡良瀬川・鬼怒川・小貝川等多くの支川を合流させながら関東平野を流れ、銚子より太平洋に注ぐ、流域面積15832km²を有する大河川である。

現在、利根川下流の流量改訂に伴う河道計画は、その厳密な吟味の時期であると思われるが、まだ未調整や不確定要素が少なくないとされている。特に、利根川下流部に顕著な深掘れ部の取扱いと、河口部の洪水疎通能力の問題は、下流部の河道計画に大きな影響力を持っているので、さらに厳密な検討が必要とされた。

このうち、河口部の疎通能力増大の検討は河口を掘削する方向で昭和45年度に行なわれ一応の結論をみた。しかし、その後利根川河口左岸に波崎漁港の建設計画がおこり、そのため河口掘削案が河口処理案として注目されはじめた。

河口掘削に伴う問題は、洪水時の疎通能力もさることながら平水時の河口維持が大きな問題点となろう。そして、平水時の河口維持について詳細な検討を行なうためには、河川流・密度流・入退潮流・波などの効果を検討することが必要である。しかし、今回は模型の制約上重要な項目についての検討は行なえず、わずかに河川流による影響についてのみ実験的に検討を行ない、他の項目については文献や基礎実験の結果から考察してみた。

本報告書は昭和47・48年度に行なったこれらの検討結果について報告するものである。

昭和49年3月

河川研究室長 須賀 堯 三
鹿島試験所研究員 浜 谷 武 治

目 次

第 1 章	実験目的	1
第 2 章	模型実験の相似律	1
2・1	固定床実験の相似律	1
2・2	歪模型について	6
2・3	利根川河口部模型の縮尺	8
第 3 章	実験経過	9
3・1	昭和 47 年度	9
3・2	昭和 48 年度	9
第 4 章	実験結果の考察	13
4・1	利根川河口部の特性	13
4・2	河口掘削案の検討結果	13
4・3	河口拡巾案の検討	23
4・4	河口拡巾と波崎漁港との関係	25
第 5 章	実験結果の結論	28
第 6 章	河口維持の問題	29
6・1	河口付近の土砂の挙動	29
6・2	河口付近の密度流効果	30
第 7 章	あとがき	33

図・表 目 次

図一 1・1	利根川河口部平面図	3
3・1	利根川模型平面図	10
3・2	実験条件示図	11
4・1～4	60%粒経分布	14
4・5	河口部中央粒経分布	15
4・6～8	河口付近潮位別流況	16
4・9	河口付近恒流	19
4・10～11	鹿島・銚子港波向別出現回数	20
4・12～13	河口掘削計画図	21
4・14	河道条件別水位比較	22
4・15	河道条件別水位差	22
4・16	河口条件別水位比較	23
図一 4・17～21	流速ベクトル線図 (S 47)	35
4・22	流速分布測定位置	40
4・23～28	流速分布図	40
4・29	流速分布縦断変化	43
4・30～33	流況図	44
4・34～35	河口部単位巾流量分布	48
4・36～37	河口部流量分布	49
4・38	現計画法線と防波堤法線の比較	50
4・39～40	水位縦断図 (S 48・実験1～3)	51
4・41～42	流速ベクトル線図 (S 48)	52
4・43	流況図 (S 48)	54
4・44	河口部波進入経路	55
4・45	河口条件別流速分布比較	56
表一 1・1	河口部粗度係数	1
3・1	実験ケース一覧表	12
4・1	水位数値表	27

第1章 実験目的

利根川下流の流量改訂 ($5500\text{m}^3/\text{sec} \rightarrow 8000\text{m}^3/\text{sec}$) に伴う諸問題のうち、河口部疎通能力増加の問題は現在では利根川下流河道計画の中のもっとも検討を要する問題となってきた。

現在の利根川河口は最も川巾の狭い所で0.0 k付近の約360 mであり上流の川巾(約1000 m)に対し、 $1/3$ 程度に縮小されている。しかも、河口は急激なわん曲部となっており洪水疎通の障害となっている。現在、河口部の粗度係数は表1・1に示すように上流に比し非常に大きな値となっているが、筆者らが昭和45年度以前に検討したところ形状 loss がその大部分を占めていることがわかった。そこで、河口形状を是正してやることも河口部の疎通能力増加の有力な手段であることがわかっていった。

河口部の疎通能力増加の方法としては、次の二つの方法が考えられる。その一つは河口部を掘削して河積を増す方法であり、もう一つは河口巾を広げて河口形状を是正し同時に河積を増す方法である。

河口部掘削については昭和45年度以前に検討が行なわれ、一応満足する結果を得ている。そこで昭和47年度にはもう一つの方法である河口部の拡巾について検討を行なった。

利根川河口部の拡巾計画は、左岸波崎漁港の新設計画の具体化と共により実現性の濃い計画となっており、早急により詳細な検討が必要とされていたのであるが、模型実験の制約もあり今回は洪水疎通の検討のみを行なうこととした。

表-1・1 河口部粗度係数

河 道 距 離	n
- 1.5 ~ 0.5 k	0.035
0.5 ~ 18.0 k	0.016

第2章 模型実験の相似律

2・1 固定床実験の相似率

模型実験は、現象を支配している運動方程式を模型で解くことによって、現地の現象を知ろうとするものである。従って、現地の現象を支配している運動方程式が、模型のそれと同一であるかどうかについて検討しなければならない。又、現地と模型の対応する運動方程式が同値になるために、諸物理量の縮尺について一定の条件が必要になる。

現地の流れを支配している運動方程式は、現象を一次元的なものに見なせば、次式が成り立つ。

$$\frac{1}{g} \cdot \frac{\partial V_p}{\partial t_p} + \frac{\partial h_p}{\partial X_p} - i_p + \frac{\partial}{\partial X_p} \left(\frac{V_p^2}{2g} \right) + \frac{n_p^2 \cdot V_p^2}{h_p^{4/3}} = 0 \quad (2-1)$$

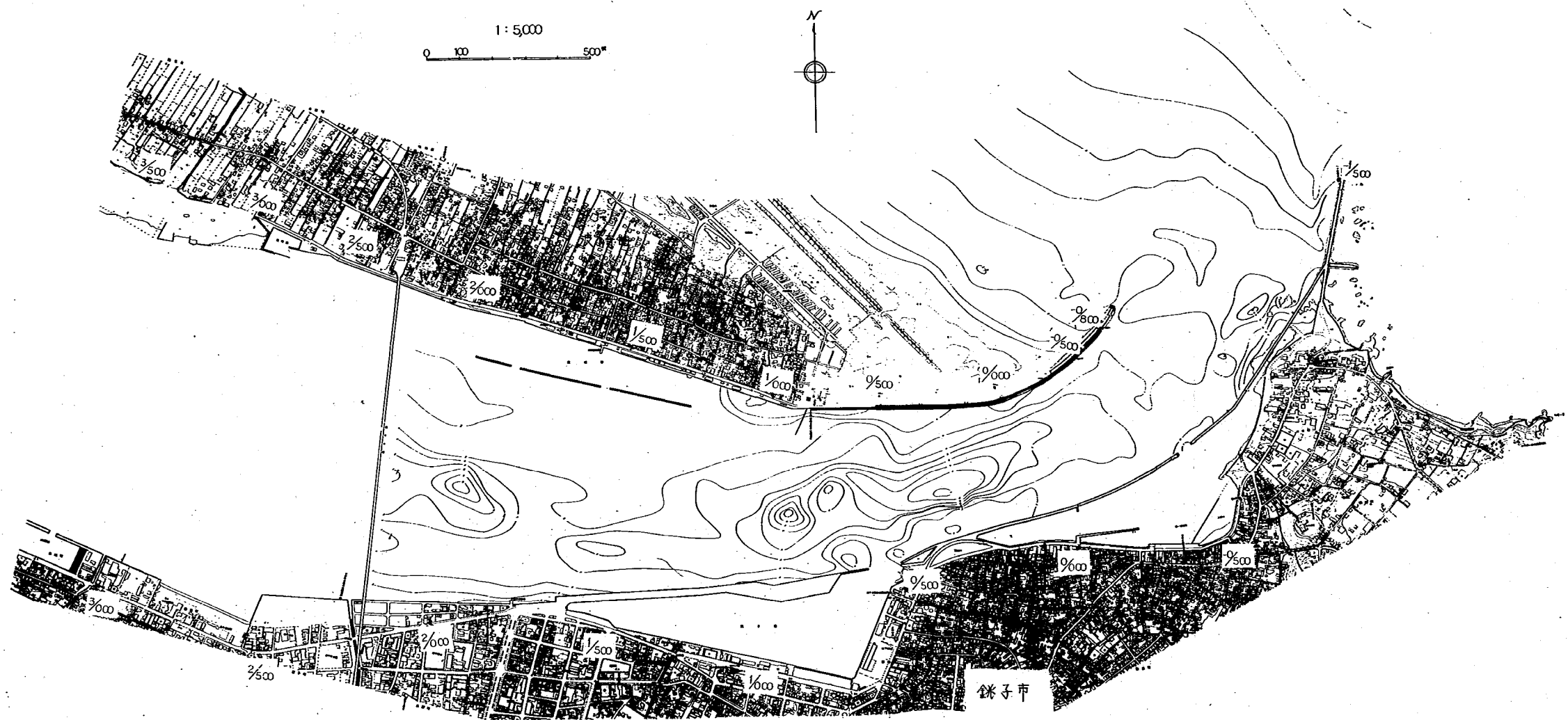


图 1 · 1 利根川河口部平面图

$$\frac{\partial Q_p}{\partial X_p} + \frac{\partial A_p}{\partial t_p} = 0 \quad (2-2)$$

(2-1)式が流れの運動方程式, (2-2)式は連続式である。

模型でも同様な式が成り立つ。つまり

$$\frac{1}{g} \cdot \frac{\partial V_m}{\partial t_m} + \frac{\partial h_m}{\partial X_m} - i_m + \frac{\partial}{\partial X_m} \left(\frac{V_m^2}{2g} \right) + \frac{n_m^2 \cdot V_m^2}{h_m^{4/3}} = 0 \quad (2-3)$$

$$\frac{\partial Q_m}{\partial X_m} + \frac{\partial A_m}{\partial t_m} = 0 \quad (2-4)$$

ここで, 記号は慣用記号を使っているので説明を省略する。ただし, 添字のPは prototype (現地), mは model (模型)を示す。

現地の流れと模型の流れが相似であるためには, 上式(2-1), (2-3)式の対応する各項同志の比が一定でなければならない。すなわち,

$$\frac{\frac{1}{g} \cdot \frac{\partial V_p}{\partial t_p}}{\frac{1}{g} \cdot \frac{\partial V_m}{\partial t_m}} = \frac{\frac{\partial h_p}{\partial X_p}}{\frac{\partial h_m}{\partial X_m}} = \frac{-i_p}{-i_m} = \frac{\frac{\partial}{\partial X_p} \left(\frac{V_p^2}{2g} \right)}{\frac{\partial}{\partial X_m} \left(\frac{V_m^2}{2g} \right)} = \frac{\frac{n_p^2 \cdot V_p^2}{h_p^{4/3}}}{\frac{n_m^2 \cdot V_m^2}{h_m^{4/3}}} = \text{const} \quad (2-5)$$

ここで, $V = \frac{V_p}{V_m}$, $t = \frac{t_p}{t_m}$, $h = \frac{h_p}{h_m}$, $X = \frac{X_p}{X_m}$, $n = \frac{n_p}{n_m}$, $i = \frac{-i_p}{-i_m}$ とおくと,

(2-5)式は,

$$\frac{V}{t} = \frac{h}{X} = i = \frac{V^2}{X} = \frac{n^2 \cdot V^2}{h^{4/3}} = \text{const} \quad (2-6)$$

となり, 各辺に X/h を乗すると次のようになる。

$$\frac{VX}{t \cdot h} = 1 = \frac{i \cdot X}{h} = \frac{V^2}{h} = \frac{n^2 \cdot V^2 \cdot X}{h^{7/3}} = \text{const} \quad (2-7)$$

今, (2-7)式中, 水平縮尺 X , 鉛直縮尺 h が与えられるとすれば, (2), (4)項より流速縮尺は,

$$V = h^{1/4} \quad (2-8)$$

で与えられ、さらに(1), (2)項より時間縮尺は,

$$t = \frac{V \cdot X}{h} = X \cdot h^{-\frac{1}{2}} \quad (2-9)$$

で与えられる。又(2), (3)項よりエネルギー勾配の縮尺が

$$i = \frac{h}{X} \quad (2-10)$$

で求め、(2), (5)項より粗度係数の縮尺は次の様になる。

$$n = \frac{\sqrt{h^{2/3}}}{V \cdot \sqrt{X}} = \frac{\sqrt{h^{4/3}}}{\sqrt{X}} = h^{\frac{2}{3}} \cdot X^{-\frac{1}{2}} \quad (2-11)$$

なお、断面積、流量の縮尺はそれぞれ

$$A = X \cdot h \quad (2-12)$$

$$Q = V \cdot A = X \cdot h^{3/2} \quad (2-13)$$

で表わされることは明らかである。

以上、水平・鉛直縮尺 X , h を知って諸物理量の縮尺を求める式をまとめて記すと、以下の通りである。

$$A = X \cdot h \quad (2-14)$$

$$Q = X \cdot h^{3/2} \quad (2-15)$$

$$V = h^{1/2} \quad (2-16)$$

$$t = X \cdot h^{-1/2} \quad (2-17)$$

$$i = h \cdot X^{-1} \quad (2-18)$$

$$n = h^{2/3} \cdot X^{-1/2} \quad (2-19)$$

2・2 歪模型について

現地現象をなるべく誤りなく再現するために、模型を歪めないのが理想であるが、場所・流量・水深・河床材料等いろいろの制約のため、模型を歪めざるを得ない場合がおこってくる。

模型を歪めるとは、模型を実物に対して全く幾何学的に相似に製作しない事を言い、その方法としては、O. Brien と Hickox⁸ が述べているように、

1) 模型を移動河床とする場合、模型用砂および粗度を変える。

2) 模型の全体又は一部を傾けて勾配を変える。

3) 流量・時間等加減のできる水理学的量を歪める。

4) 水平と垂直の模型縮尺を変える。

5) 縦方向と横方向と垂直方向とにおいて模型縮尺を変える。

等があるが、この中で4)が一番多く用いられる。

このようにして、歪められた模型についての問題点としては、一番多く用いられる4)の方法について述べると、

1) 流体は等方性のものであるから、歪めた模型に対しては、歪めた通りの形の水路に特有な流れ方をする。従って、模型を歪めるといふ事は、流体運動の相似性から言つて、厳密な物理的意義を失なつたものである。

2) 水平・垂直の模型縮尺を変えた場合、流速分布が異なり、最大流速の位置も変つてくる。

3) 河床勾配が大となり、断面也大となるので、従つて流速が大となり、流水のもつ運動エネルギーは丁度歪めた度合だけ大となる。

運動エネルギー増加の割合を求めてみると、流速式としてmanning式を使用すれば、運動エネルギーKは、

$$K = \frac{1}{2} M \cdot v^2 = \frac{M}{2} \cdot \frac{1}{n^2} R^{4/3} \cdot I \quad (2-20)$$

で表わされるから、実物にP、模型にmの添字をつけると、各運動エネルギー、 K_p 、 K_m は、

$$K_p = \frac{M_p}{2} \cdot \frac{1}{n_p^2} \cdot R_p^{4/3} \cdot I_p \quad (2-21)$$

$$K_m = \frac{M_m}{2} \cdot \frac{1}{n_m^2} \cdot R_m^{4/3} \cdot I_m \quad (2-22)$$

で表わされ、その比は次のようになる。

$$\frac{K_p}{K_m} = \frac{M_p}{M_m} \cdot \frac{n_m^2}{n_p^2} \cdot \frac{R_p^{4/3}}{R_m^{4/3}} \cdot \frac{I_p}{I_m} \quad (2-23)$$

ここで、

$$K = \frac{K_p}{K_m}, \quad m = \frac{M_p}{M_m}, \quad n = \frac{n_p}{n_m}, \quad r = \frac{R_p}{R_m}, \quad i = \frac{I_p}{I_m}, \quad \ell = \frac{L_p}{L_m} = \frac{B_p}{B_m},$$

$$h = \frac{H_p}{H_m}$$

とおくと(2-23)式は

$$k = m \cdot n^{-2} \cdot r^{4/3} \cdot i \quad (2-24)$$

と表わされ、今、模型においても流体が水であるとするとき $m=1$ であり、水深 H に対し川巾 B が $B \gg H$ であれば $r=h$ とみなすことができる。そして、 $i=h/l$ で表わされるから、結局 k は、

$$k = n^{-2} \cdot h^{4/3} \cdot \left(\frac{h}{l}\right) = \frac{1}{n^2} \cdot \frac{h^{7/3}}{l} = \frac{l^{4/3}}{n^2} \cdot \frac{1}{d^{1/3}} \quad (2-25)$$

で表わされる。ここで、 $d=\text{歪度}=l/h$

つまり、模型の運動エネルギーは、歪度の $7/3$ 乗に比例して増加する事がわかる。

従って、河川水が静止している海に流出し、渦を生じながらその運動エネルギーを減少してゆく場合、歪めない模型に対し、歪めた模型の運動エネルギーの方が大であるので、海に生ずる渦の中心位置・大きさ、形状、強さが異なってくるものと思われる。

4) 海の渦のみならず、湾曲部の渦も歪の影響を受ける。

5) 移動床実験での砂や石炭粉の安息角は常に一定であるが、歪めることにより、法勾配が急になって、実際の場合よりくずれやすくなる。

以上の問題点が考えられ、歪めた模型で実験を行なう場合には、これらのことを十分考慮した上で実験結果を考察する必要があると思われる。

2・2 利根川河口部模型の縮尺

1節で求めた式を使って、利根川河口部模型の各物理量に関する縮尺を求めてみると次のようになる。

ただし、水平縮尺 $X=100$ 、鉛直縮尺 $h=20$ である。

$$\text{断 面 積} \quad A = X \cdot h = 2,000$$

$$\text{流 量} \quad Q = X \cdot h^{3/2} = 8,944$$

$$\text{流 速} \quad V = h^{1/2} = 4.472$$

$$\text{エネルギー勾配} \quad i = h \cdot X^{-1} = 0.2$$

$$\text{粗 度 係 数} \quad n = h^{2/3} \cdot X^{-1/2} = 0.737$$

$$\text{時 間} \quad t = X \cdot h^{-1/2} = 2.2360$$

この模型は歪度 5 の歪模型であるので、前節で述べたような問題点を含んでおり、特に湾局部の流れ、外海への拡散、運動エネルギーの損失過程に歪の効果を考慮する必要があると思う。

第3章 実験経過

利根川河口拡巾案に対する検討は、昭和47・48年度の2年間に行なわれたが、実験に使用した模型および付属施設は図-3・1に示され、実験ケースは表-3・1に示す。

3・1 昭和47年度

47年度には、まず45年度の実験結果と比較し河口拡巾による相対的な水位変化量をつかみ、河口拡巾による効果をみつけ出す実験(実験-1)を行なった。実験は流量と潮位の組合わせを変えて4ケース行なった。この場合、河道断面は $5500\text{ m}^2/\text{sec}$ の計画断面である。

実験2では河道断面を $8000\text{ m}^2/\text{sec}$ 計画断面として、実験1と同じ流量・潮位の組合わせで実験を行なった。この場合も、河口拡巾は実験1と同じ拡巾第1案とした。

実験1・2では現在左岸に設置されている導流堤を全部撤去した場合を想定して行なったが、次の実験3では、図-3・2に示すように現導流堤の大部分をのこし、上流側一部を撤去した場合のケースについて検討を行なった。

次に実験4では、今まで現河口状態で $8000\text{ m}^2/\text{sec}$ の計画河道にした場合の洪水水位についての検討がなされていないことがわかり、実験4でこれを行なった。流量・潮位・河道断面ともに改訂計画の値(流量： $8000\text{ m}^2/\text{sec}$ 、潮位：Y.P. 1.80 m、河道断面： $8000\text{ m}^2/\text{sec}$ 計画断面)で行なわれた。

実験5は、拡巾計画第2案として考えられた案(第1案に対し、-1.5 kで河口巾を150 m狭めた案)について計画洪水の場合の検討を行なった。

3・2 昭和48年度

48年度には波崎漁港建設計画に関連した検討を行なった。すなわち、まず実験1では河道法線形のうち1.0 k付近の法線変更にもなう影響について検討を行なった。これは、波崎漁港計画の河道側の防波堤法線と、利根川の河道法線とにズレが生じたため、その是正・影響について検討をしようとしたものである。

実験2は、純然たる波崎漁港の河道側防波堤をつくって、将来この防波堤が利根川河口左岸導流堤となった場合の影響について検討してみた。

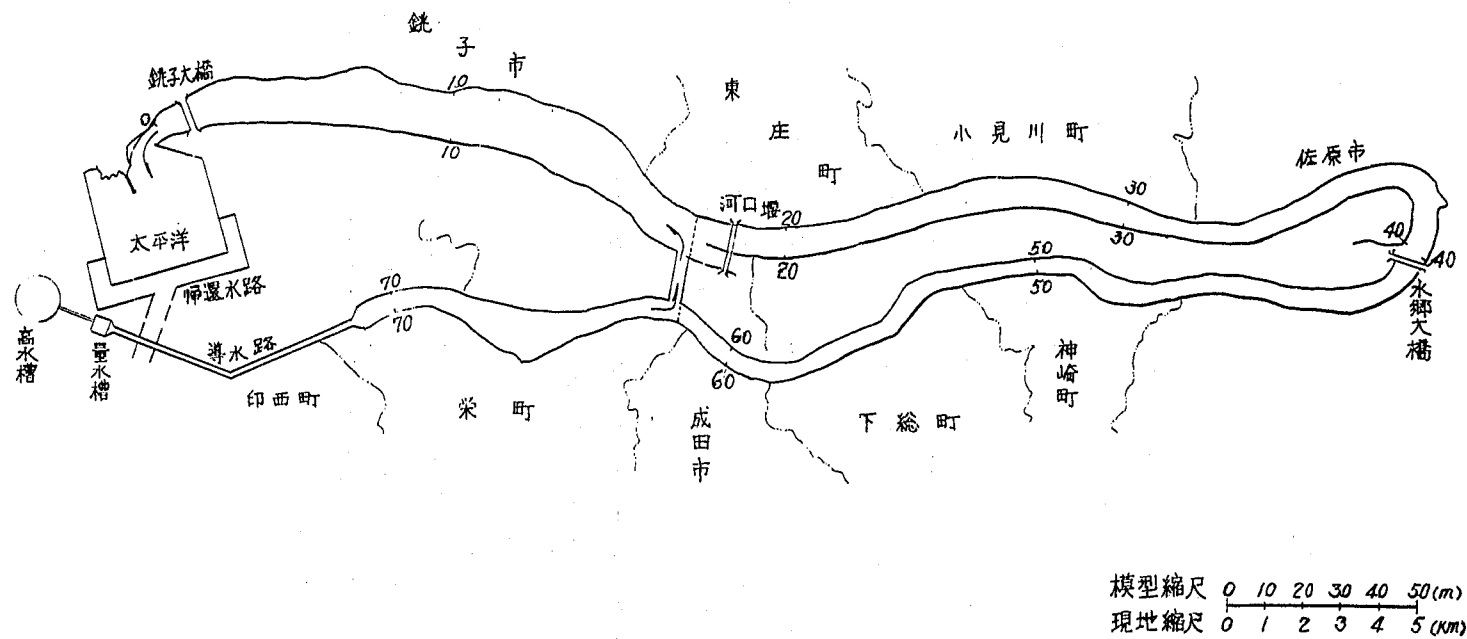


図 3・1 利根川模型平面図

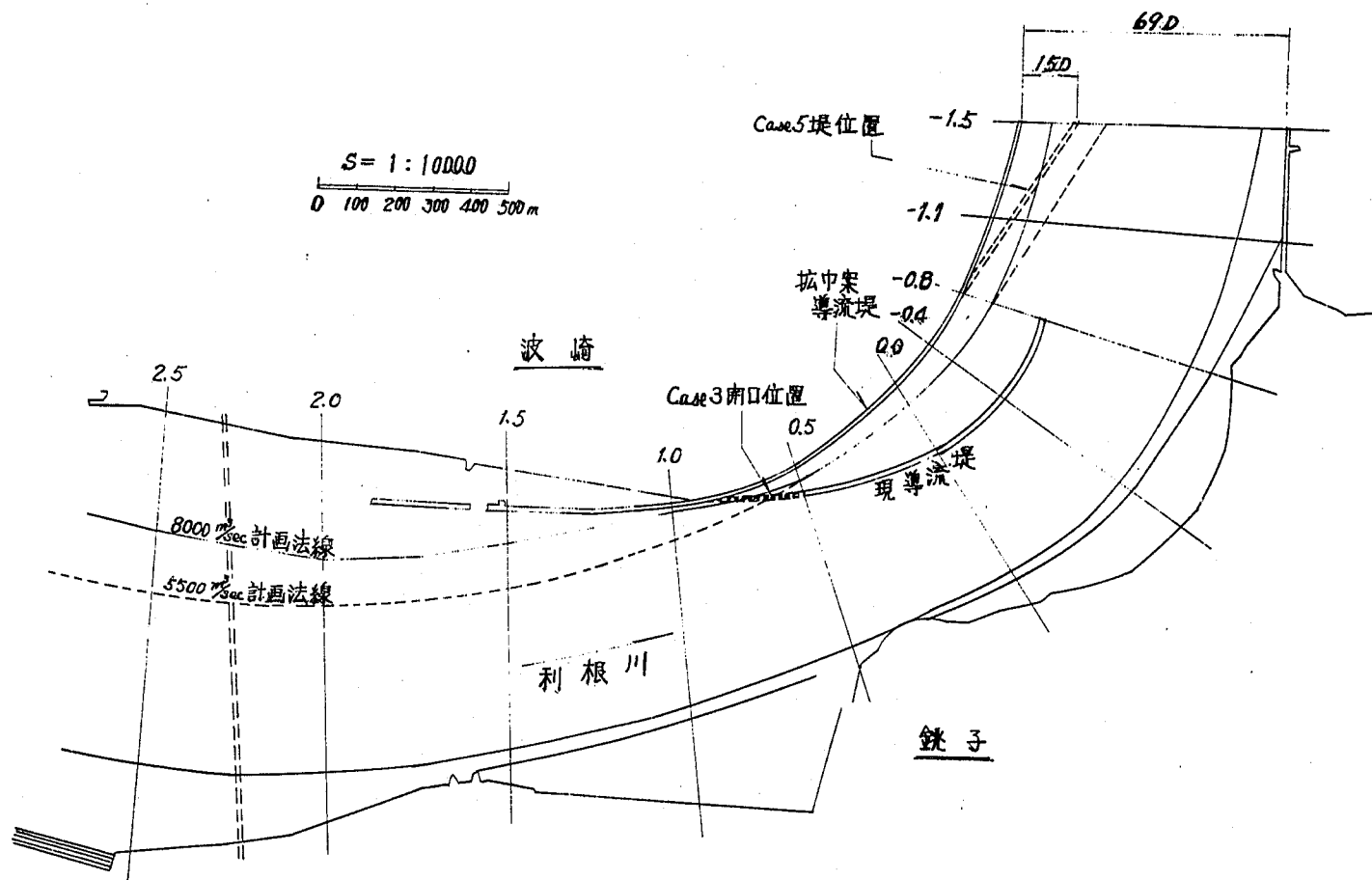


図 3・2 実験条件示図

表-3・1 実験条件一覧表

実験番号		流量 (l/s)	潮位 ($xp-m$)	模 型 条 件			測定項目 水位 流速 流況	備 考
				河道断面	河口部断面	現導流堤有無		
実験No.1	No.1-1	8,000	1.80	5500 m^3/s 計画	拡巾案第1案	無	○ ○	これまでに行なった実験との比較資料を得るための実験
	No.1-2	8000	1.65				○	
	No.1-3	5500	1.80				○ ○	
	No.1-4	5500	1.65				○	
実験No.2	No.2-1	8000	1.80	8000 m^3/s 計画	拡巾案第1案	無	○ ○ ○	拡巾案第1案法線の検討実験
	No.2-2	8000	1.65				○	
	No.2-3	5500	1.80				○ ○ ○	
	No.2-4	5500	1.65				○	
実験No.3		8000	1.80	8000 m^3/s 計画	拡巾案第1案	有 (一部撤去)	○ ○ ○	現導流堤を残した場合の影響を調べる実験
実験No.4		8000	1.80	8000 m^3/s 計画		有	○ ○ ○	河口部、現導流堤の状態で8000 m^3/s 計画河道の資料を得る実験
実験No.5		8000	1.80	8000 m^3/s 計画	拡巾案第2案	無	○ ○ ○	拡巾案法線形状の検討実験
実験No.1	No.1-1	8000	1.80	変 更 法 線	拡巾案第1案		○	
	No.1-2	8000	1.80	1.0k に 突 堤	拡巾案第1案		○	
	No.1-3	8000	1.80	8000計画法線	拡巾案第1案		○	
実験No.2	No.2-1	8000	1.80	変 更 法 線	拡巾案第1案		○ ○	
	No.2-2	8000	1.80	8000計画法線	拡巾案第1案		○ ○	
実験No.3		8000	1.80	8000計画法線	魚港防波堤案		○ ○	

第4章 実験結果の考察

4・1 利根川河口部の特性

ある対象物の是非を論じようとする場合、まず必要なことは、その対象物の性質・特性について検討することである。こういった意味からも、これから利根川河口部について検討して行こうとする場合、まず河口部の性質・特性を知ることが重要であろう。

そこで、利根川河口について、いろいろの視野にたって見た場合に、特異な性質と考えることを列挙してみると、次のような事がある。

1. 河口部 2.0 Kmより下流で、急激な彎曲をしている。
 2. 0.25 Km地点がこの付近でもっとも川巾が狭く、狭サク部を形成しており、河道中央付近に非常に深い部分 (Y.P. -10 m) がある。
 3. 1.0 Km左岸 (波崎漁港入口付近) 砂洲があり、又相対的に左岸側沿いに浅瀬がみられる。これは左岸導流堤端 -0.8 Km付近で顕著であり、この付近では、浅瀬が河道中央にはり出すようになっている。
 4. 平均粒径の縦断分布を見ると、図-4・1~4・4に示すように、1.0 Km付近から大きくなりはじめ、-0.5~-0.8 Km付近で最大を示し、以下小さくなってゆきほぼ-1.5 Kmより下流では一定となる。1.0 Kmより上流と-1.5 Kmより下流の粒径がほぼ同じである。
- 又平面的分布は図-4・5に見るように、-0.25 k右岸付近を最大にし、上流 0.25 Km付近まではほぼ半楕円形の広がり呈している。
5. 河川流は河口部が湾曲しているから、右岸に沿った流れをするであろうが、河床の掃流土砂は、湾曲内岸側即ち左岸導流堤方向にむかってゆくであろう。
 6. 入退潮流は、図-4・6~4・8に示すように、河口部で蛇行して流れている。又図-4・9に示すような恒流が河口部に存在するようである。
 7. 波の卓越方向は、昭和29年の文献による図-4・10と鹿島港での観測による図-4・11によってもわかるように、NNE~ENEである。

以上述べたようなことが、利根川河口について言えると思う。

4・2 河口掘削案の検討結果

河口掘削案に対する検討は昭和45年度に行なわれた。

河口掘削案とは図-4・12に示すように、上流 2.5 kで現計画河床高のY.P. -5.0mとし、0.5 kより下流をY.P. -7.0mとして、この間すりつけるといった縦断形状である。

図4・13~14に8000 m³/secの洪水流量を流した場合の水位を5500 m³/secの計画断面の場合と比較して示し、図-4・15にはこれらの水位差を示しておいた。これらの図からわかるように、

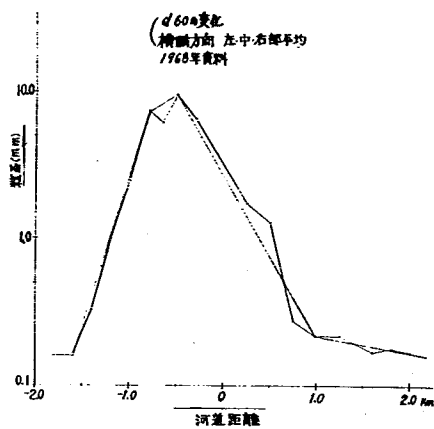


图 4 · 1 利根川粒徑变化

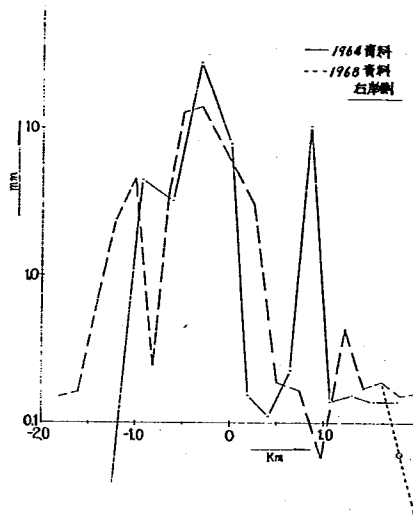


图 4 · 2 d_{60} 粒徑縱斷分布

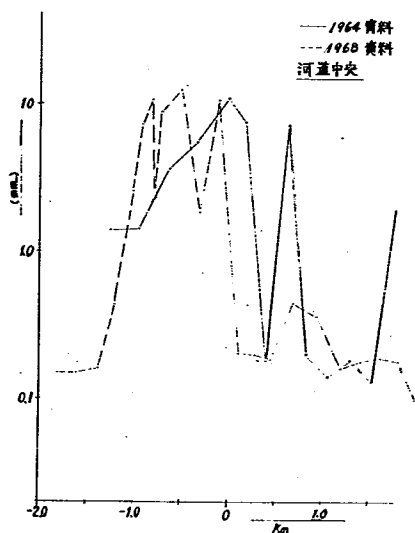


图 4 · 3 d_{60} 粒徑縱斷分布

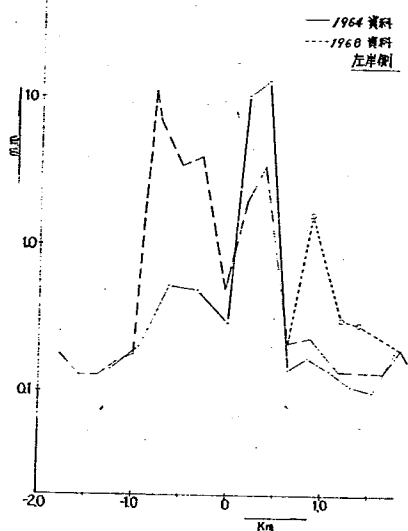
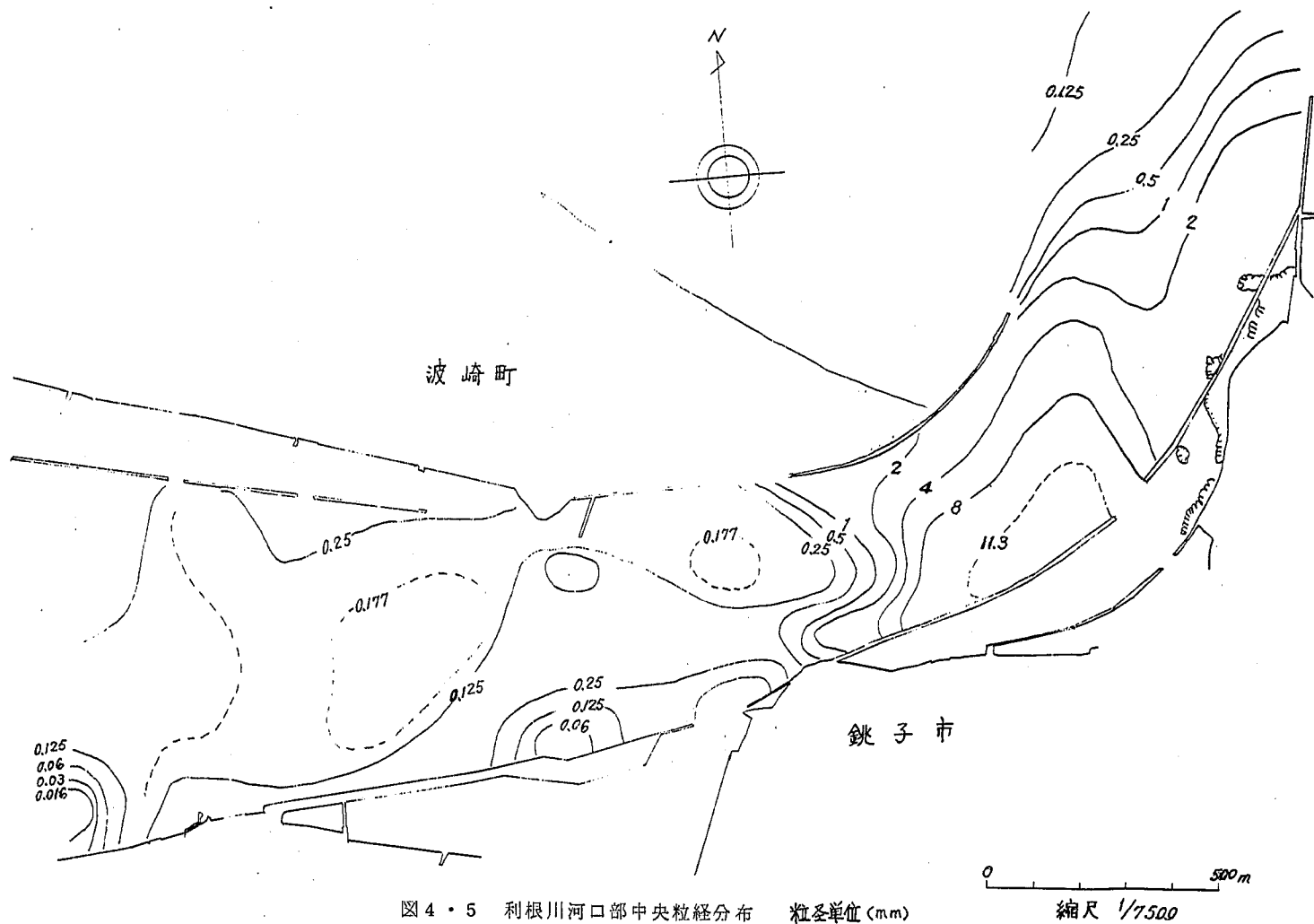


图 4 · 4 d_{60} 粒徑縱斷分布



昭和45年11月12~16日観測

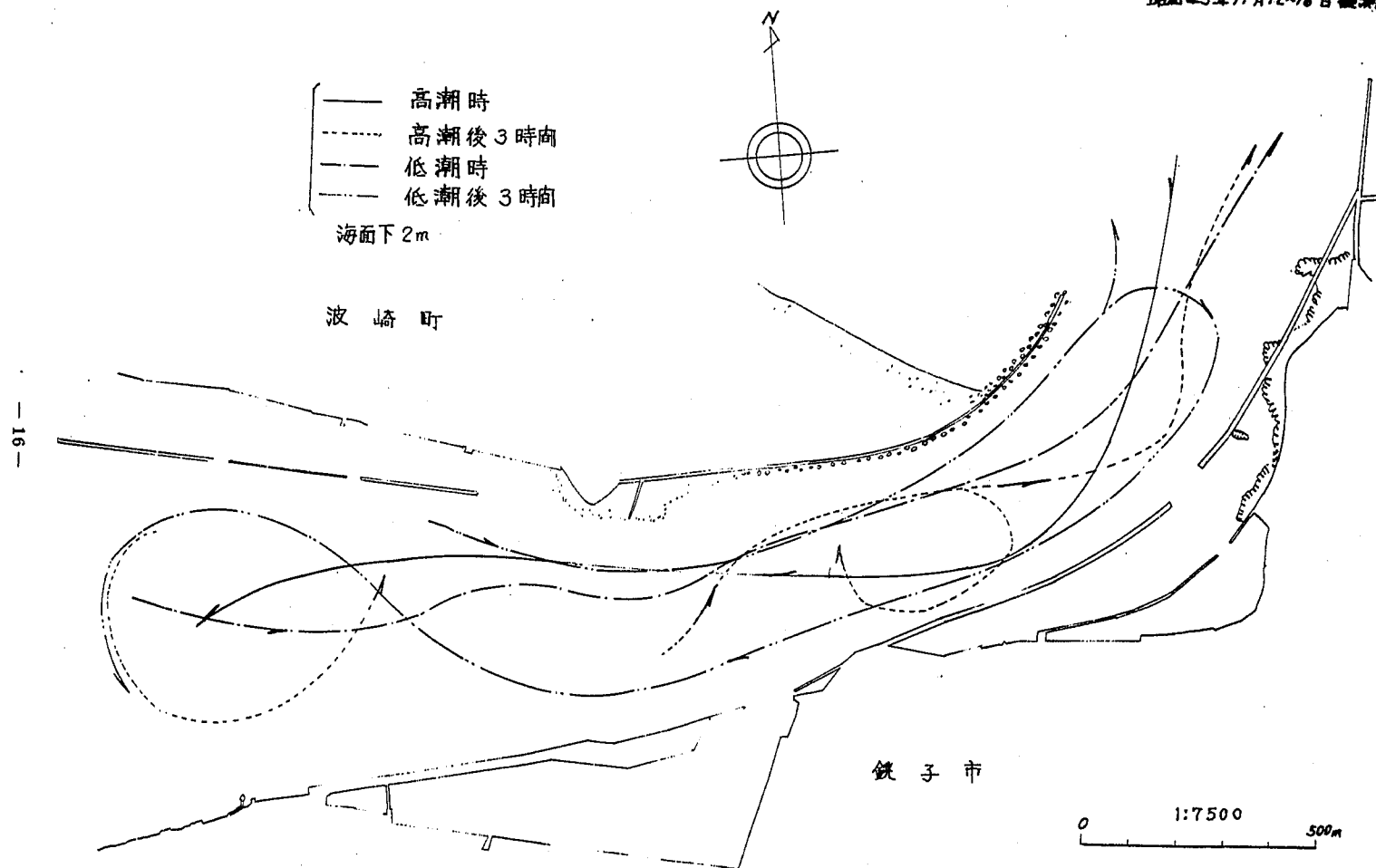
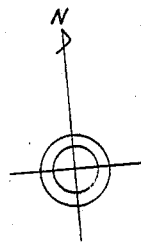


図4・6 利根川河口付近潮位別流況



- 低潮時
- - - 低潮後1時
- · - 低潮後2時
- · · 低潮後3時

波崎町

銚子市

0 500m
縮尺 1/7500

図4・7 利根川河口付近流況

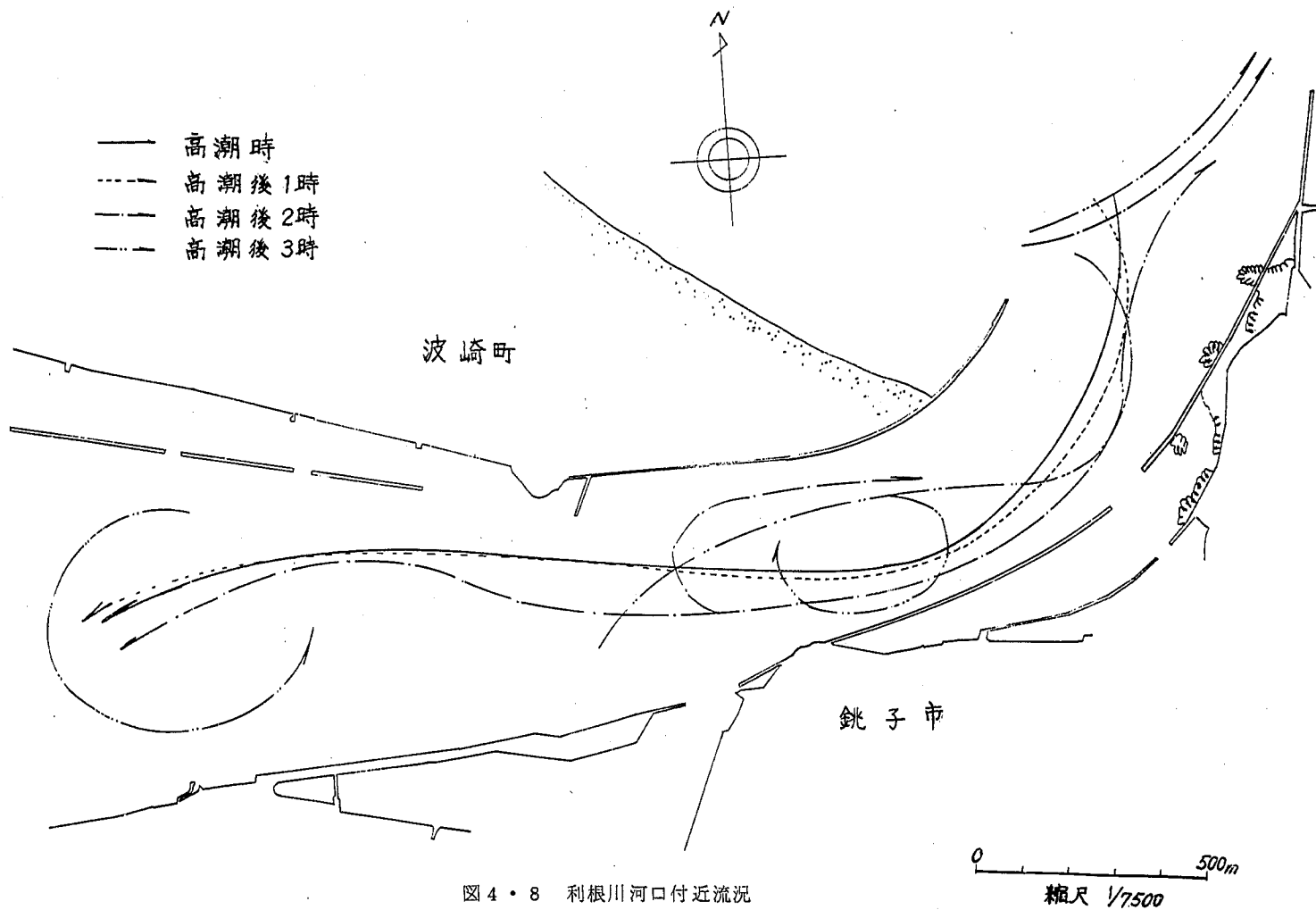
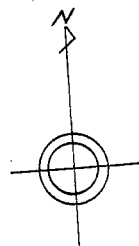


图 4 · 8 利根川河口付近流況

昭和45年11月12~16日観測

恒流
海面下2m



波崎町

銚子市

0 1:7500 500m

图4・9 利根川河口付近流況

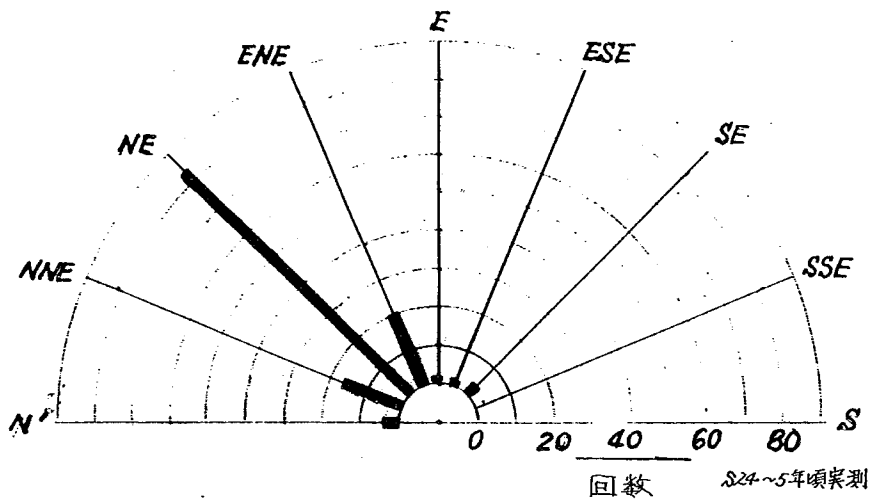


图 4 · 1 0 鈹子港付近波向別出現回数

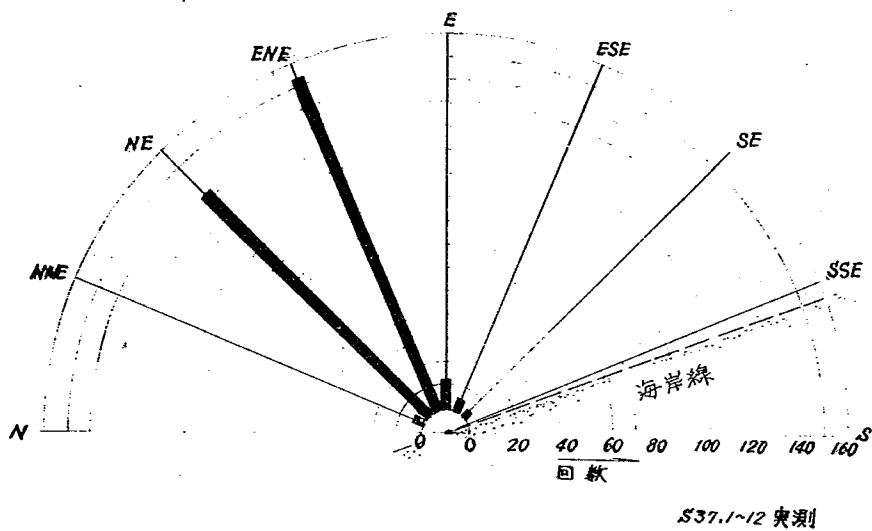


图 4 · 1 1 鹿島港波向別出現回数

当然の結果ではあるが、河道を掘削することにより、水位は著しい低下を示し、潮位 Y. P. 1.65m のケースでは最大 55cm Y. P. 0.832m のケースでは 70cm もの低下量が認められた。この Data が示すように、洪水時の水位だけからみると、河道を掘削することは非常に有効であると思われるが、平常時の河口維持に問題をのこしている。

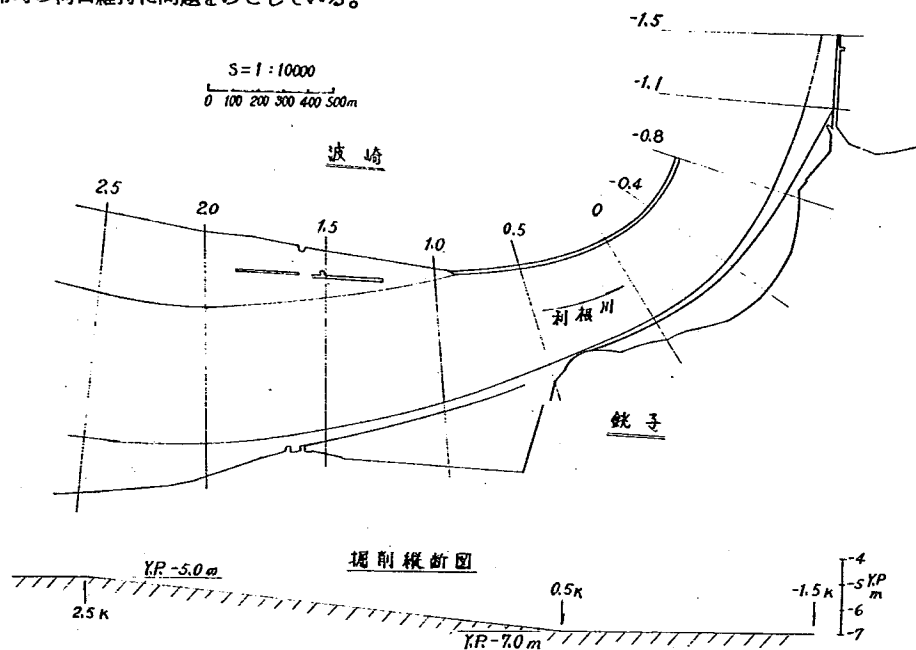


図 4・12 河口掘削計画図

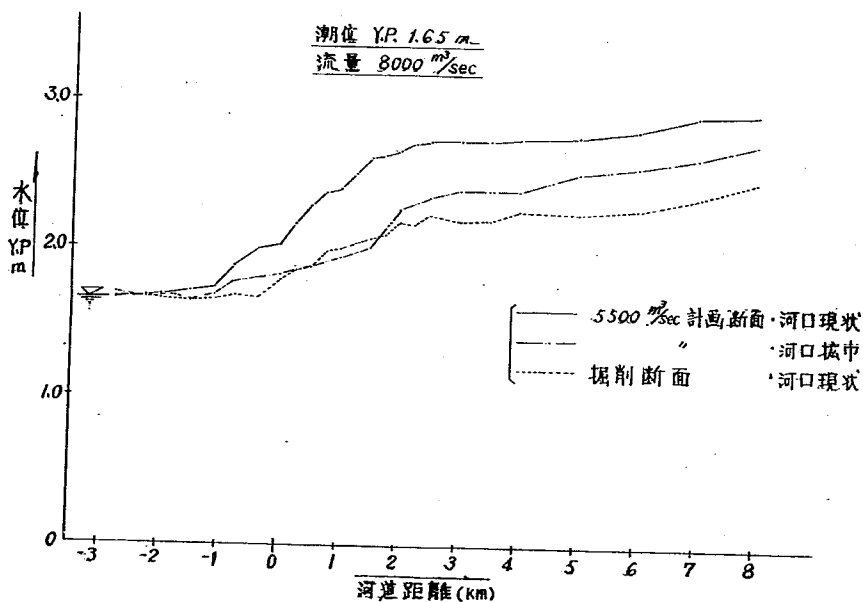


図 4・13 河道条件別水位比較その 1

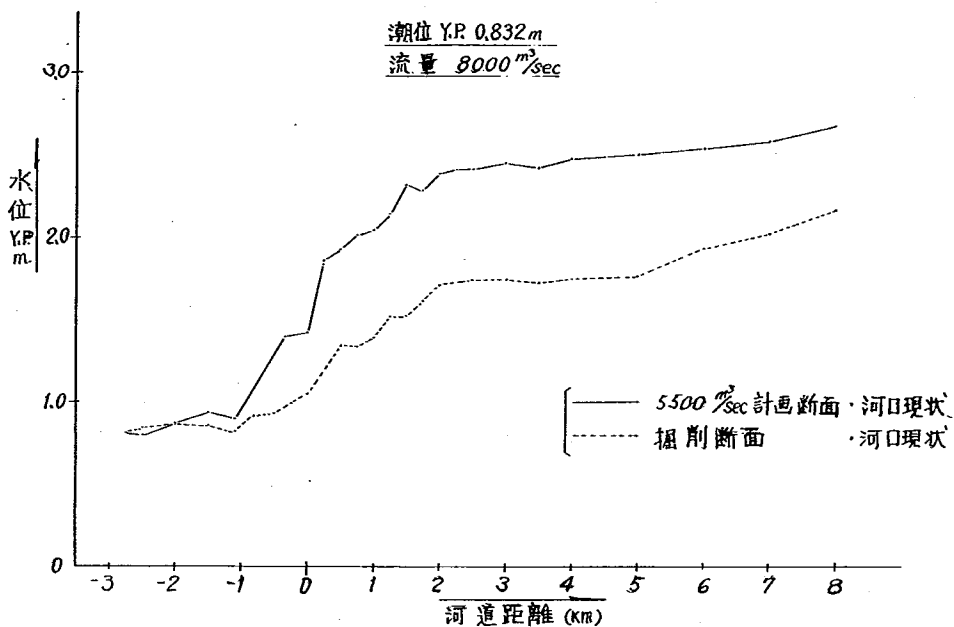


図 4・14 河道条件別水位比較その 2

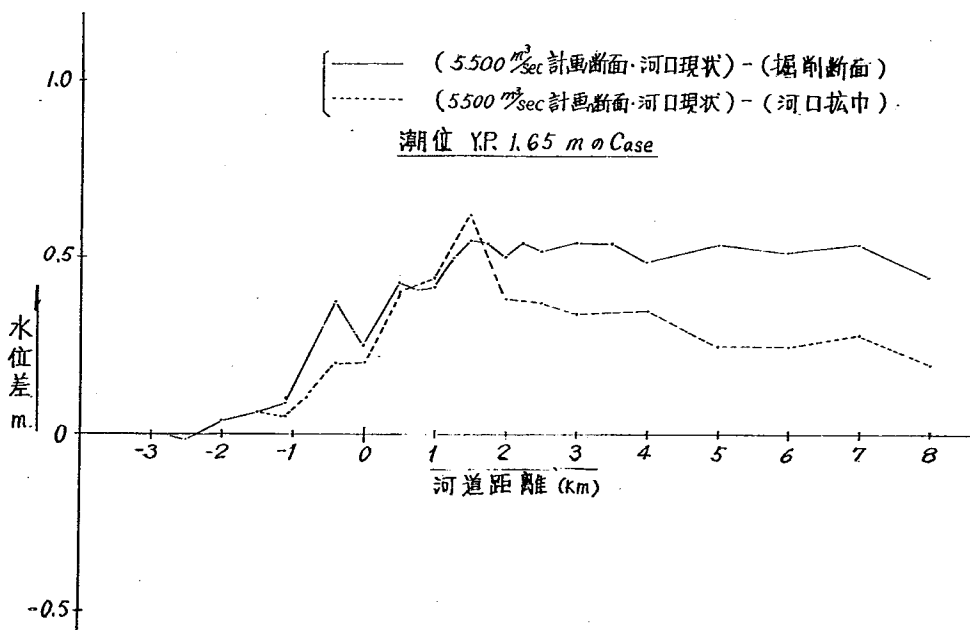


図 4・15 河道条件水位差

4・3 河口拡巾案の検討

利根川河口の洪水疎通能力増大の対策としての河口拡巾案は、河口左岸にある波崎漁港の新設計画の具体化と共に、より現実性をおびてきた。この実験はそういった時点で行なわれたものである。

河口拡巾案に対する検討実験を行ない得た Data を通覧しそれぞれを比較してみると次のようなことがわかる。

○ 実験2と4の比較

この2つの実験結果の比較から期待されることは、河口巾が現状の場合と拡巾した場合の直接的な影響である。

河口拡巾の効果は河道内水位の低下量として表わされる。そこで、2実験の河道水位を比較して表わすと図-4・16のようになる。これをみると、河口巾を現状とし河道を $8000 \text{ m}^3/\text{sec}$ の計画河道とした場合の水位(実験4)に対し、事務所計画の河口拡巾案(河口拡巾第1案)の場合の水位(実験2)の低下は大きいところで約 60 cm 認められる。そして、この案の水位は Ok 地点で許容限界の Y. P. 2.30 m に対し同地点で Y. P. 2.0 m となっており、十分許容し得る水位となっている。

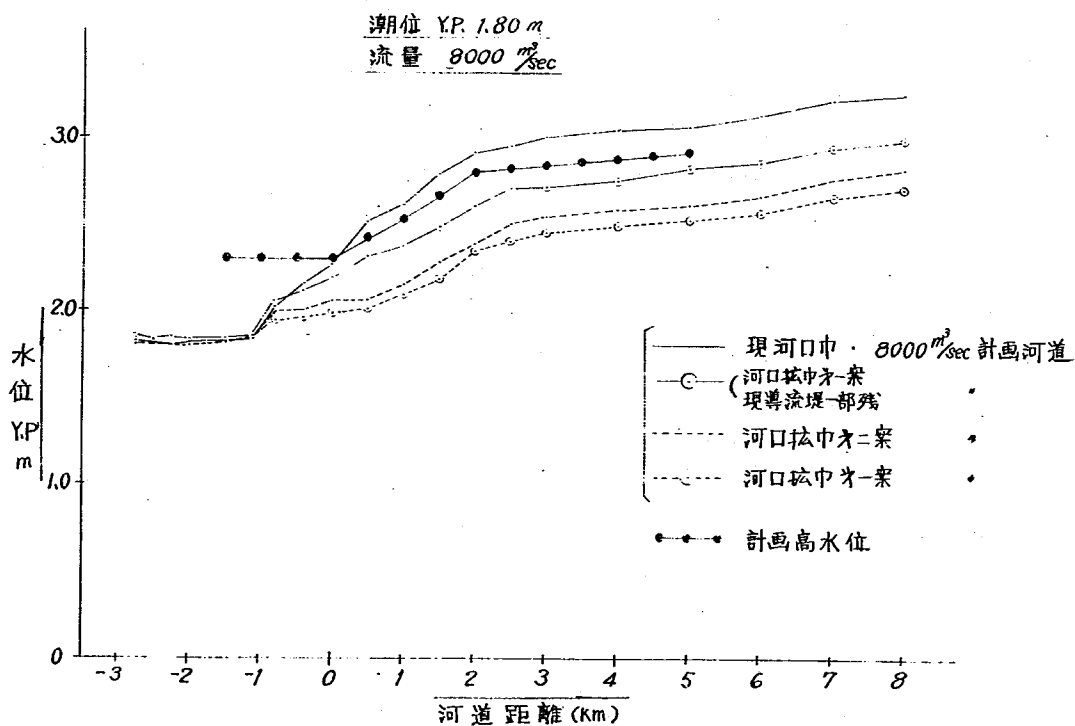


図4・16 河口条件別水位比較

なお、参考として河口拡巾案と掘削案の効果を比較してみると図-4・13に示すように、掘削案の方がより大きな効果のあることがわかう。そこで、河口(1.5 k地点)の河積を比較してみるとほぼ次のようになる。

$$\text{拡 巾 案} \quad \begin{array}{c} \text{川巾} \\ 690 \end{array} \times \left\{ \begin{array}{c} \text{水位} \\ 1.8 \end{array} - \begin{array}{c} \text{河床高} \\ (-6.0) \end{array} \right\} = 5382 m^2$$

$$\text{掘 削 案} \quad 550 \times \left\{ 1.8 - (-7.0) \right\} = 4840 m^2$$

これをみると、河口拡巾案の方が河積は約500 m^2 も広いことがわかる。しかし、この案の水位の方が高いというところは、拡巾された部分が全部有効河積として使われていないことを表わすと共に、河口のみを広げても疎通能力が増すというものではなく、河口を広げるには、その上流から流れを整流しなければならないことを示しているといえよう。

そこで、流速分布あるいは流況について比較してみると、流速分布は深さ方向に平均した流速の平面分布を示すと図-4・18(実験2)図-4・20(実験4)のようになる。また、深さ方向の横断分布、あるいは流れ方向の縦断分布を示すと図-4・23~24, 4・29のようになる。さらに流況を示すと図-4・30(実験2)図-4・32(実験4)のようになる。

まず、流速分布の測定結果から考察を行なってみると、河口巾が縮小されてその分が流速の増大になっている。したがって、実験2の流速分布はひらたく、実験4のそれはするどい平面分布となっている。

今、-0.4 k, -1.5 k, -1.75 kの断面を数sectionにわけて各sectionの受け持っている流量を求めてみると図-4・34~35のようになる。この図をみてもわかるように、河道の多くの流量を流しているのは河口でも右岸寄りであり、左岸をより大きく広げることは、河口巾増大の割合ほど疎通能力増大の効果は期待できないことを示しており、河口巾を左岸に広げる場合には、その上流から流れを整流してやる必要があることも示している。

このことは流況図を見てもわかる。すなわち、実験2の場合の流跡線を見ると、河口ではすべての流線は左岸から右岸方向にむいており、-1.5 k断面の左岸導流堤付近はかなり流速のおそい範囲となっている。

0 実験2と3の比較

この2つの実験結果の比較から期待されることは、河口拡巾河道と、この河道の中に左岸河口導流堤が残存した場合の影響について水位、流況が解明される。

まず水位を比較してみると図-4・16にみられるように約25~30 cmの水位差が認められる。

この差は現河口導流堤が残ったための影響として当然の結果であろう。なお実験3の水位は河口導流堤残存にもかかわらず許容限界水位以下である。

次に、流速および流況について考えてみる。図-4・19に実験3の場合の流速分布を示したが、現導流堤と左岸新設導流堤の間の流速分布が興味深く、新設導流堤側が早く、現導流堤側がおそいという分布になっている。したがって流況図(図-4・31)をみるとこの部分が死水域となり、さらに河口部においても左岸導流堤端付近が大きな死水域となっている。この規模は実験2の場合に比しかなり大きい。

このように、現在の左岸導流堤を残存しておくことは水位上は許容限界以下ということでそれほど問題はないと考えてよいが、流れの点で多くの問題をのこしている。さらに、現導流堤を残存しておくことは、死水域を増す作用をするようで、河口を拡巾して河積を増すという方針に反する。

なお、これらは上流側の現導流堤をさらにCutしてやればよくなる傾向にはなるが、導流堤の両側に流れを持ち、維持がむづかしくなる。

○ 実験2と5の比較

この2つの実験結果の比較から期待されることは、河口拡巾幅を変化させた場合の影響である。河口巾(-1.5k地点)は実験2の690mに対し、実験5は左岸側を狭めて540mとした。河積をみると、実験2の河積に対し実験5の河積は約1200 m^3 狭めたケースであるといえる。

まず水位を比較してみると、図-4・16に示すように2ケースの水位差は10cm程度である。また、いずれの水位も許容限界水位以下である。水位差の10cmは河積を約1200 m^3 (全体河積の2割強)増した結果であるが、この点かなり非効率でないかと思われる。それは、前にも述べたが流れの水裏部ともいえる河口左岸側を拡巾しているため、拡巾規模に見合った十分な効果をあげていないものと思われる。

このことから、平常時の河口維持を考えるならば、事務所計画の河口拡巾幅に対しさらに狭めた案でもよいといえよう。

4・4 河口拡巾と波崎魚港との関係

波崎魚港計画に関連した実験は昭和48年度に行なわれた。実験はまず河道法線と波崎魚港東防波堤の法線が、1.0km地点で図-4・38に示すように20mズレていることの影響について検討を行なった。

実験では、河道法線に対し影響を顕著にみるため1.0km左岸に水制を出してみたケースと、1.0kmで最大20m(模型で20cm)河道法線から河道内にはみ出した法線のケースとを行なった。その結果、水位関係をみると図-4・39に示すようになった。それによると、法線変更による上流水位の

変化は微少である。すなわち、現計画法線の場合と変更法線の場合では、3～5km付近で2～4cmの水位差が認められる。つまり、他の条件はまったく同じであるゆえ、現計画法線に対し1.0km地点を20m河道内に出したため、上流で2～3cmの水位上昇がおこったものと考えてよい。

このように法線形の変化は河道全体に比べればわずかであり（1.0kmの川巾500mに対し20mは4.0%にあたる）、それによる影響も水位変化をみればわずかであることがわかる。しかし、現計画の河道法線はすでにオーソライズされたものであり、それに対し変更を加えたものが、現計画に対し悪影響を及ぼすものであれば、現計画が指示されるべきであろうと思う。

流速分布は図-4・41に示すようにあまり変化は認められない。

次に河口左岸を、計画の波崎漁港東防波堤の形に改造し、その付近の流れを観測した。その結果の流況図を示すと図-4・38に示すようになり、左岸防波堤の付近でかなり渦が発生していた。特に、消波護岸が設置されている防波堤法線の不連続線より下流側でその傾向が顕著であった。

表-4.1 水位縦断数值表

単位: Y. P. m

実験番号	実験No 1-1	実験No 1-2	実験No 1-3	実験No 2-1	実験No 2-3	実験No 3
実験条件 測定断面	変更法線	突堤	現計画法線	変更法線	現計画法線	魚港防波堤
	Y. P. m	Y. P. m	Y. P. m	Y. P. m	Y. P. m	Y. P. m
8. ^k 0						2.744
7. ^k 0						2.644
6. ^k 0	2.684	2.704	2.688	2.692	2.670	2.560
5. ^k 0	2.594	2.604	2.554	2.598	2.542	2.490
4. ^k 0	2.524	2.556	2.508	2.530	2.516	2.420
3. ^k 0	2.514	2.546	2.498	2.510	2.492	2.404
2. ^k 5	2.484	2.540	2.484	2.482	2.472	2.438
2. ^k 0	1	2.424	2.420	2.414		
	2	2.428	2.468	2.442		
	3	2.454	2.506	2.464		
	平均	2.435	2.465	2.440	2.432	2.426
1. ^k 5	1	2.174	2.208	2.186		
	2	2.294	2.308	2.296		
	4	2.322	2.364	2.370		
	平均	2.263	2.293	2.284	2.268	2.268
1. ^k 0	1	2.066	2.080	2.088		
	2	2.162	2.126	2.122		
	4	2.146	2.114	2.164	2.120	2.118
	平均	2.124	2.106	2.124		2.070
0. ^k 5		2.044	2.040	2.046	2.042	2.032
0. ^k 0	1					1.916
	2	2.042	2.024	2.028	2.038	2.026
	平均					1.961
-0. ^k 4		1.950	1.960	1.956	1.958	1.952
-0. ^k 8	1					1.840
	2	1.924	1.924	1.924	1.936	1.918
	平均					1.903
-1. ^k 1						1.826
-1. ^k 5	1					1.796
	2	1.784	1.802	1.778	1.792	1.972
	平均					1.815
-1. ^k 75	1					1.834
	2					1.826
	3					1.826
	4					1.826
	5					1.832
	平均					1.829
-2. ^k 0	1					1.832
	2	1.834	1.800	1.816	1.826	1.822
	平均					1.776
-2. ^k 25						1.824
-2. ^k 5	1					1.796
	2	1.824	1.816	1.818	1.820	1.824
	平均					1.834
-2. ^k 75						1.836
潮位		1.80	1.80	1.80	1.80	1.80
						1.835
						1.820
						1.80

第5章 実験結果の結論

以上の考察結果を要約して示すと次のようになる。

- 河口拡巾の効果は水位に現われ、拡巾1案(河口巾690m)、2案(河口巾540m)共に現在検討が行なわれている計画上は許容水位となっている。
- しかしながら、河口がわん曲している利根川においては、河口の左岸側のみを拡巾することは、わん曲部の水裏部にあたる部分を拡巾することになり、死水域の範囲を増すことも考えられ、拡巾の規模ほど疎通能力の増大は期待できない。
- したがって、河口を拡巾する場合には、河口のみの拡巾を考察するのではなく、その上流部分の拡巾も行なって、わん曲部の緩和をはかった計画を考えることが必要である。
- 現導流堤を一部残しておくことは、水位は現在検討が行なわれている計画($Q=8000\text{ m}^3/\text{sec}$)上は許容限界以下ということで問題はないと考えてよいが、河口の流れに与える影響や河口左岸の死水域を増す作用をするなどに問題がのこっている。
- 1.0Km左岸の法線を現計画法線に対し20m出した変更法線の場合、水位は上流で2~3cm上昇が認められ、一応オーバーライズされた法線に対し悪影響が出ていることは認められた。
- 現計画の波崎漁港東防波堤を河道左岸導流堤とした場合、水位はむしろ低下の方向にあるが流れはかなり渦を含んだ流れとなっていた。

第6章 河口維持の問題

6・1 河口付近の土砂の挙動

河口維持の問題は、河口付近の土砂の挙動が主とした問題となる。河口付近の土砂の挙動は1) 河川流(入退潮も含めて考える) 2) 波 3) 沿岸流・風などの力によることが考えられる。これらの力により運搬された土砂が河口に堆積し、砂洲を形成し、その砂洲が河口の疎通能力を減じる作用をしてきた時、河口維持の問題が出てくる。

現在の利根川河口の特性について、持ちあわせのDataで解析を試みた結果を土木研究所資料、第651号「利根川河口部模型実験報告書」にまとめた。

今回、河口を拡巾した場合、現状より維持に問題をのこす(つまり河口の土砂堆積を増す)と思われる事項をあげてみると次の二つが考えられる。

- 1) 波の進入が容易となり土砂挿込が増大
- 2) 掃流力低下による砂洲フラッシュ効果の減少

また、土砂の堆積を減少させる作用をする事項としては次の二つが考えられる。

- 1) 左岸導流堤を延長する。(−0.8k→−1.5k)ことにより左岸鹿島灘からの漂砂のまわりこみを止める
- 2) 左岸を波崎港とすることにより飛砂の浸入も防げる。

河口維持について論じるには今回の場合には、これらの事項について考えなければならない。

まず、波の進入についてであるが、波の卓越方向は実測によると図−4・10~11に示すように、NE~ENE方向である。その方向の波に対し屈折図を描いてみると図−4・44のようになるが同図に示すように、河口を左岸に拡巾するとさらに波の浸入は容易となる。波の浸入が容易になることは土砂の挿込みも問題となるが、波の遡上がより上流へうつことも問題となる。

次に掃流力の低下による砂洲フラッシュ効果の減少であるが、現状にくらべ、河口を拡巾すればそれだけ掃流力が低下することが考えられ、今までフラッシュされていた砂洲規模が拡巾の後は期待できないことも考えられる。たとえば、実験2(河口拡巾)と実験4(河口現状)の場合の河口付近の流速分布を比較してみると図−4・45のようになり拡巾河口の流速が現状のそれに比し、大きいところで1/1.8程度となっている。今、掃流力と流速との関係を簡単に表わすと次のようになる。

$$\tau = \rho g h I_e \quad (6-1)$$

I_e がマニング式で表わされるとし、水深に比し、川巾が非常に大きいとすると

$$I_e = \frac{n^2 \cdot v^2}{R^{4/3}} = \frac{n^2 \cdot v^2}{h^{4/3}} \quad (6-2)$$

(6-2)式を(6-1)式に代入すると

$$\tau = \rho g h \frac{n^2 \cdot v^2}{h^{4/3}} = \rho g \frac{n^2}{h^{1/3}} \cdot v^2 \quad (6-3)$$

したがって、(6-3)式より、流速の変化は掃流力変化に二乗できいてくることがわかる。つまり流速が1/1.8 になるということは掃流力は1/3.2 になるということである。もちろん他の条件は一定とする。

このようにして、波あるいは河川流により運搬され堆積すると現在よりもフラッシュされにくくなるのではないかと思われる。

次に、現在は図 - 4・4 4にみられるように左岸導流堤先端付近や堤に沿って洲がみられるがこの主因は、左岸からの沿岸流による漂砂と飛砂であろうと考えられる。しかし、河口挾巾の後は導流堤を-1.5 kまでのばすとして、堤端の水深が潮位、Y. P. 1.0 mとして現在の4.0 mから6.0 mとなり、漂砂の移動量は相当に減少されるものと思う。また、左岸に波崎港を築造することにより、飛砂の浸入も防がれ、この付近の洲はその規模がかなり減じるのではないかと思われる。

ただし、砂洲形成には波の影響あるいは入退潮流(図-4・6~8に示すように河口で蛇行して流れていることが観測されている)の影響もあることは見のがせず、これらの事項も考慮することが必要であろう。たとえば、波は前述のように河道に浸入しやすくなる。

また、入退潮流がどのように変化するかは明らかではないが、もし蛇行流となっており、これが砂洲形成に影響しているとする川巾の変化(河口挾巾)に伴って蛇行のビッチがズレ砂洲位置が異なってくるかもしれない。

6・2 河口付近の密度流効果

河口では、川から流出する淡水と海水の接触によって密度流を形成し、その実態は非常に複雑である。淡水と海水の境界は、水中の乱流状態によって明瞭に識別される場合の、弱混合型といわれる、塩水がくさび状に河道内へ侵入する状態もあれば、二層の混合が発達し、不明瞭な場合の緩混合ないし、強混合型といわれる塩水侵入形態の場合もある。このような塩水遡上の形成は、水理条件によって変化する。これは潮位、流量、河床勾配と形状、月令などに起因するものと考えられる。わが国では、潮位変動の小さい日本海に流入する河川の河口では、弱混合型塩水くさびが形成され、潮差の比較的大きい大平洋に流入する利根川などの河口では、緩混合ないし、強混合型が多く見られる。さらに同一河川でも、月令によってその混合型式が、周期的に変化する場合もある。一般に潮位変動量、すなわち入退潮量、あるいは強風などの二層内に、内部波の発達を促すような現象が混合型式に大きな影響力を有し、塩水の侵入距離は、河川流のレイノルズ数、淡塩密度差、内部フルード数あるいは

河床勾配等が影響する。また河口部に発生する河口砂州も、塩水の侵入に少なからず影響をおよぼし、塩水侵入防止のうえから平水時の、水質維持に功献している。その他波浪は、間接的には砂州の形成等に大きな影響を有するが、場合によっては直接の影響をも考慮する必要が生ずることもあろう。河口部を含む河道掘削計画は、入退潮量の増加のため河口部における塩分の変化をもたらす。

1) 塩水遡上と拡散現象

一般に純粋な塩水くさびは、ほとんど存在しない。しかし河口付近で塩水密度の鉛直勾配が存在する例は多い。このような場合にある濃度線に注目すると、塩水くさび的な性質がみとめられる。この鉛直方向の濃度分布が、変曲点を有している場合には、変曲点を連らねた曲線が境界面となる塩水くさび的な、運動をすると考えてよいと思われる。これは真の塩水くさびではないが、このような条件の満たさえる実測例も数あり、二層流の理論および実験結果を、これら混合のある場合にも準用することもきるであろう。塩水くさびでは、淡水の流下にとまって、わずかず下層塩水が淡水中に拡散して行く。このため淡水は河口に向かって徐々に塩分濃度を増し、その結果密度の平衡を保つために下層塩水は、わずかながら上流に向かって流れることになる。この二層境界面から、上層淡水中への塩分混入速度 E については、鹿島試験所の大型水路による、実験結果より (6・5) 式を導き、 E が内部フルード数 Fr_1 のほぼ 4.5 乗に比例して増大し塩分混入が Fr_1 の増大とともに、急増することを報告している。(1),(2)

$$E/U_1 = 6 \times 10^{-3} Fr_1^{10/3} \quad (Fr_1 = U_1 / \sqrt{\epsilon gh_1}) \quad (6-5)$$

またこのような場合の二層境界面の損失勾配、すなわち境界面抵抗係数についても同様、次式を得ている。(3)

$$f_1 = 1.29 \Psi^{-1/4} \quad (\Psi = Re \cdot Fr_1^2, Re = U_1 h_1 / \nu) \quad (6-6)$$

(6-5)(6-6)式は、最上川河口の例で検証している。これは複断面水路の定常流の場合について、一定塩分濃度の下層から、上層への塩分混入があり、上層では縦断的に、塩分濃度変化のある状態をとりあげて考察している。(4)(5) これによれば上層淡水層の平均塩分濃度は、計画河道にした場合、河口付近で現状形の 2~4 倍の、濃度になることが計算されている。またこのような混合がすすんでいる場合には、河口でジャンプは見られなく、塩水遡上範囲はもちろん、現状に比して増大している。河道形状の変化にともなう塩水遡上の影響については、定性的傾向として、河床や側壁からのなだらかな突起は、塩水くさびの遡上を妨害し、みおすじは遡上を促進する。また水路の蛇行や水路底の起伏は、淡塩水の混合を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、もとずくものであることが知られている。他に河口部に狭作部が存在する場合は、いちじるしく塩水の遡上を妨

げる。我々の実験では、結果の考察と定量的な詳細は現在検討中であるが、川幅を局部的に河口部で半分に狭めた場合は狭作部の川幅と同じ、一様水路の場合より塩水の遡上範囲が 少ない結果が得られている。したがって利根川のように河口部を拡幅した場合、より塩水の遡上が多くなることも考えられ、河口部の土砂堆積が増える要素となる。また最上川河口模型実験結果では、河口砂州の形成等に塩水くさびの存在が大きな影響を与え、波と河川流だけでは現地と相似な砂州ができず、むしろ河口を拡げるようなことがあった。そこで河口部に塩水が遡上している状態を考え、表層流速が一致するような流量を与えて実験を行なったところ、ほぼ現地と同様な砂州を作ることができたことを述べている。⁽⁴⁾⁽⁶⁾したがって河口部の拡幅を含めて、塩水と淡水の存在は、河口部の土砂の堆積場所、砂州の形成等に大きな影響を与えることも考えられるであろう。

2) 高水時の密度 流効果

平水時の塩水の存在する場合、淡水の表層流速は河口を出てもすぐには減衰せず、むしろ一時加速され、川幅の約 0.8 倍程度沖でその最大値を示し、やがて減速していくといわれている。⁽⁷⁾ また出水時には塩水は後退し、ある流量以上になれば河口内に塩水が認められなくなる。このときの流量は、河口で内部フルード数が 1 になるという条件から導かれる。洪水時は海水が河口外に押しやられ、淡水は河口外で海水と接触し、急激にその厚さを減じ、海水の上を四方へ拡がって行くと考えられる。またこの接触点では底層海水による循環流と、河口から押し出される土砂によって浅瀬が生じ、その位置は河口から河口幅の 4~5 倍の所といわれている。⁽⁷⁾ しかし利根川の場合、上流域からの掃流砂も少ないためか、浅瀬は見られず、昭和 47 年 9 月洪水の航測写真によると、河口幅の 3.1 倍付近で流速が急激に減速しており、河口外の流速低下が著しいことが明らかにされている。さらに利根川河口のように河口付近で湾曲している場合は、淡塩水の接触点およびその形状も横断方向に異なるのではないかと考えられる。これら洪水時の河口外のジャンプ位置、および塩水侵入形状、拡散状況等については、現在実験検討中であり、これを計算あるいは、洪水流航測写真等で検証できれば、利根川の高水時における塩水侵入と拡散現象について、ある程度把握できるであろう。

第7章 あとがき

本報告書は、昭和47・48年度に土木研究所・鹿島試験所において行なわれた実験結果をとりまとめ報告したものである。

利根川河口についての検討は、以前（昭和44・45年度）に河口掘削案についての検討が行なわれ、今回河口拡巾案についての検討がなされた。しかし、いずれの案についても検討がなされたのは洪水流量に対してであり、今回拡巾案についても、平水時の処理については考察を行ない問題点を指摘したにとどまった。

だが、利根川河口のように、洪水時のみならず平水時におこる現象が河口をかなり支配している場合、平水時におこる波・入退潮流量などによる変化を確かめることが必要であろう。

この必要性を感じながらも、こういった種の実験を行なうには現在の模型が小さすぎ（現在の模型は $x = 1/100$ ， $h = 1/20$ ），行なっても信頼性は薄いと思われた。しかしながら、その後現地での資料集収もかなり活発に行なわれており、土木研究所においても、来年度からさらに大きいScaleの河口模型を製作して河口模型実験を行なう予定であり、今後さらに詳細な検討が行なわれると期待される。

最後に、このような問題点を提起され、実験の支援、各種Dataの提示をなされた利根川下流工事々務所の方々、幾多の困難な問題を解決されながら実験を完遂していただいた建設技術研究所（株）・大迫蕃郎氏、ならびに河口密度流についての考察に全面的援助をいただいた鹿島試験所・高橋晃技官、その他資料整理に労を煩わせた鹿島試験所職員の方々に深く感謝の意を表します。

昭和49年3月

須 賀 堯 三
浜 谷 武 治

参考文献

- (1) 土木研究所資料, 第834号 : 小川原湖炭水化調査報告書(2) 昭和48年3月
- (2) 須賀堯三, 高橋 晃 : 炭塩境界面からの塩水の混入速度, 第27回土木学会年次学術講演会講演集(1972)
- (3) 須賀堯三, 高橋 晃 : 塩水くさびに関する大型水路実験による二, 三の考察
第26回土木学会年次学術講演会講演集(1971)
- (4) 須賀, 山本, 高橋ほか : 最上川河口模型実験報告書, 土木研究所資料, 887号 昭和49年2月
- (5) 須賀堯三, 高橋 晃 : 混合を考慮した河口からの塩水くさびの遡上
第18回水理講演会講演集(1974年2月)
- (6) 須賀堯三, 山本晃一 : 河口部水理模型実験の問題点, 第18回水理講演会講演集(1974年2月)
- (7) 柏村正和, 吉田静男 : 河口の流れの構造(1) 第15回海岸工学講演会講演集(1968)
- (8) O. Brien & Hikox : Applied Fluid Mechanics
- (9) 佐藤清一 : 水理模型実験の意義ならびにその相似律と相似限界について
土木研究所報告第60号(1941)
- (10) 岸 栄 : 利根川河口に於ける漂砂及び飛砂に関する中間報告
- (11) 須賀堯三, 浜谷武治 : 利根川河口部模型実験報告書 土木研究所資料, 第651号(1971)

図 4・17 流速ベクトル線図 $S = 1/10,000$

実験 NO. 1-1, NO. 1-3

実験No.	NO. 1-1	NO. 1-3
流速	0.000 m/s	0.000 m/s
水位	Y.R. 20	Y.F. 20
測定条件	500円筒 500円筒 500円筒	500円筒 500円筒 500円筒

流速線図
0 1 2 3 %

○ 水位測定点
△ 流速測定点

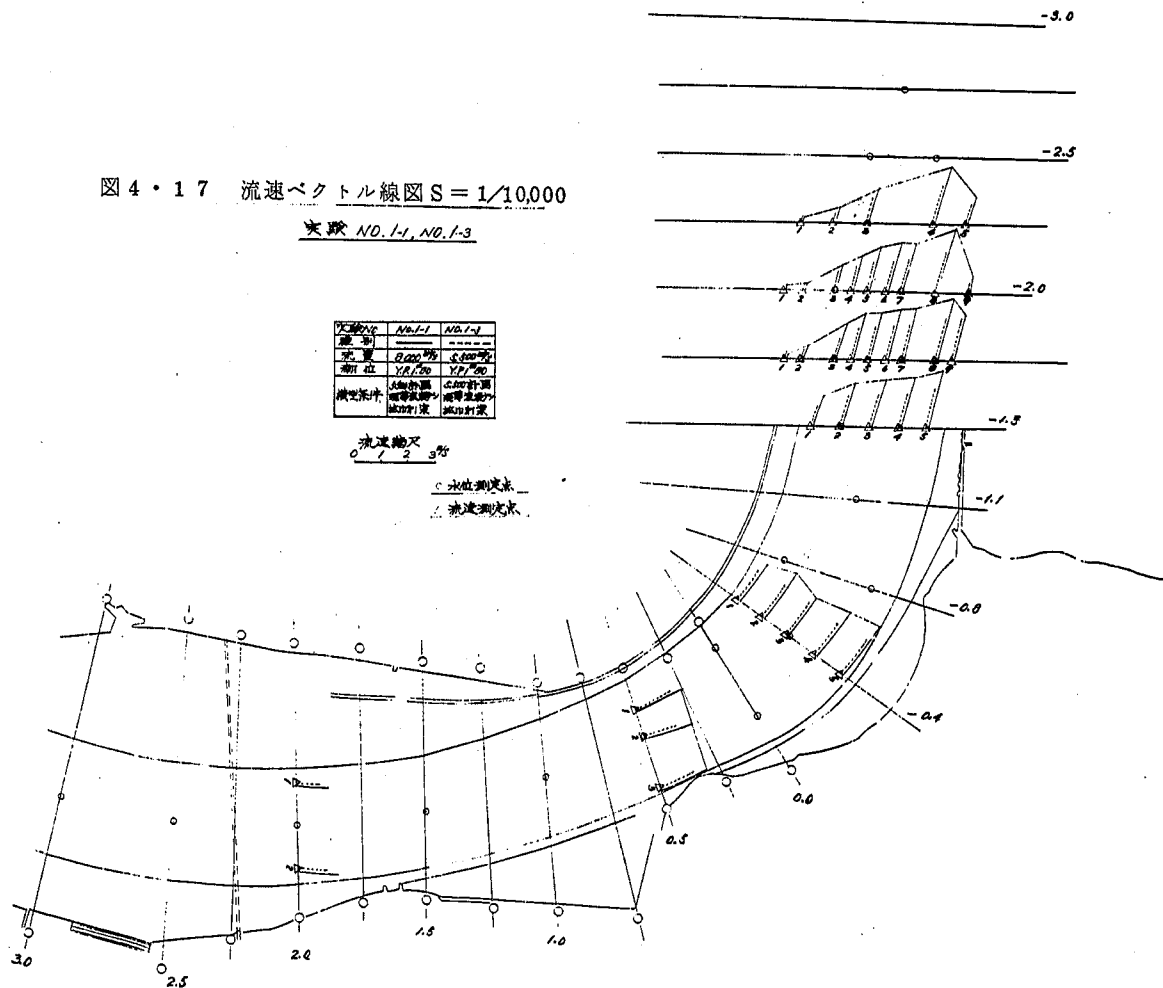


図 4・18 流速ベクトル線図 $S = 1/10,000$

実験 NO 2-1 NO 2-3

実験 NO	NO 2-1	NO 2-3
模型	1/100 模型	1/100 模型
流量	5000 m^3/s	5000 m^3/s
水位	500 cm	500 cm
模型条件	模型条件	模型条件
模型材料	模型材料	模型材料

流速測定
0.5 2.5

○ 水位測定点
△ 流速測定点

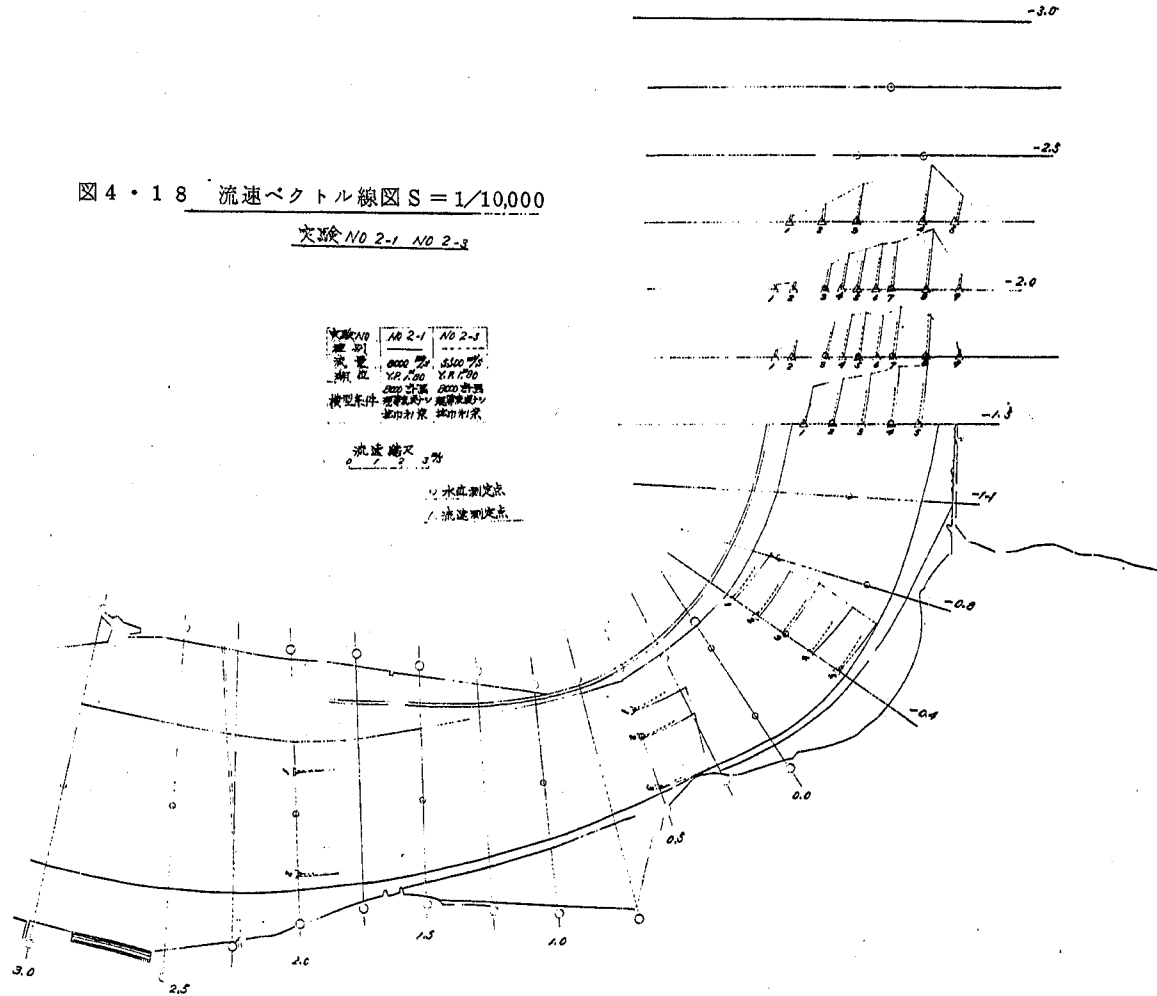


図 4・19 流速ベクトル線図 $S = 1/10,000$

実験 No. 3

実験No.	No. 3
流型	2D 流
流量	$Q = 1.0 \text{ m}^3/\text{s}$
流速	$V = 1.0 \text{ m/s}$
観測条件	水深 1.0m 流速計 1台

流速ベクトル

○ 水位観測点
△ 流速観測点

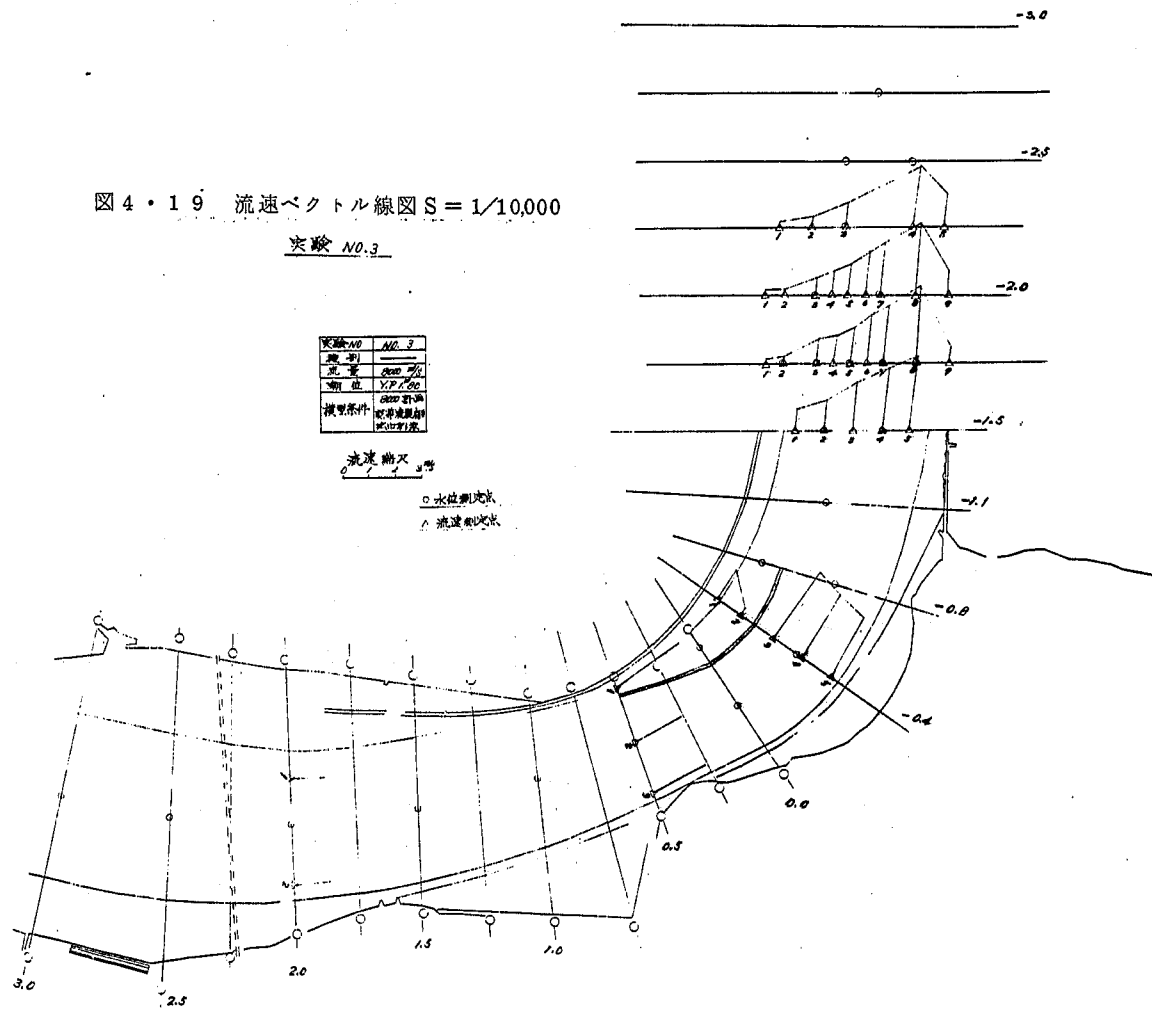


図4・20 流速ベクトル線図 $S = 1/10,000$

実験 No. 4

実験No.	40.4
施設	
施設者	2000/00
施設年	1911/00
施設場所	2000/00
施設内容	2000/00

流速ベクトル線図

○ 水位測定点
△ 流速測定点

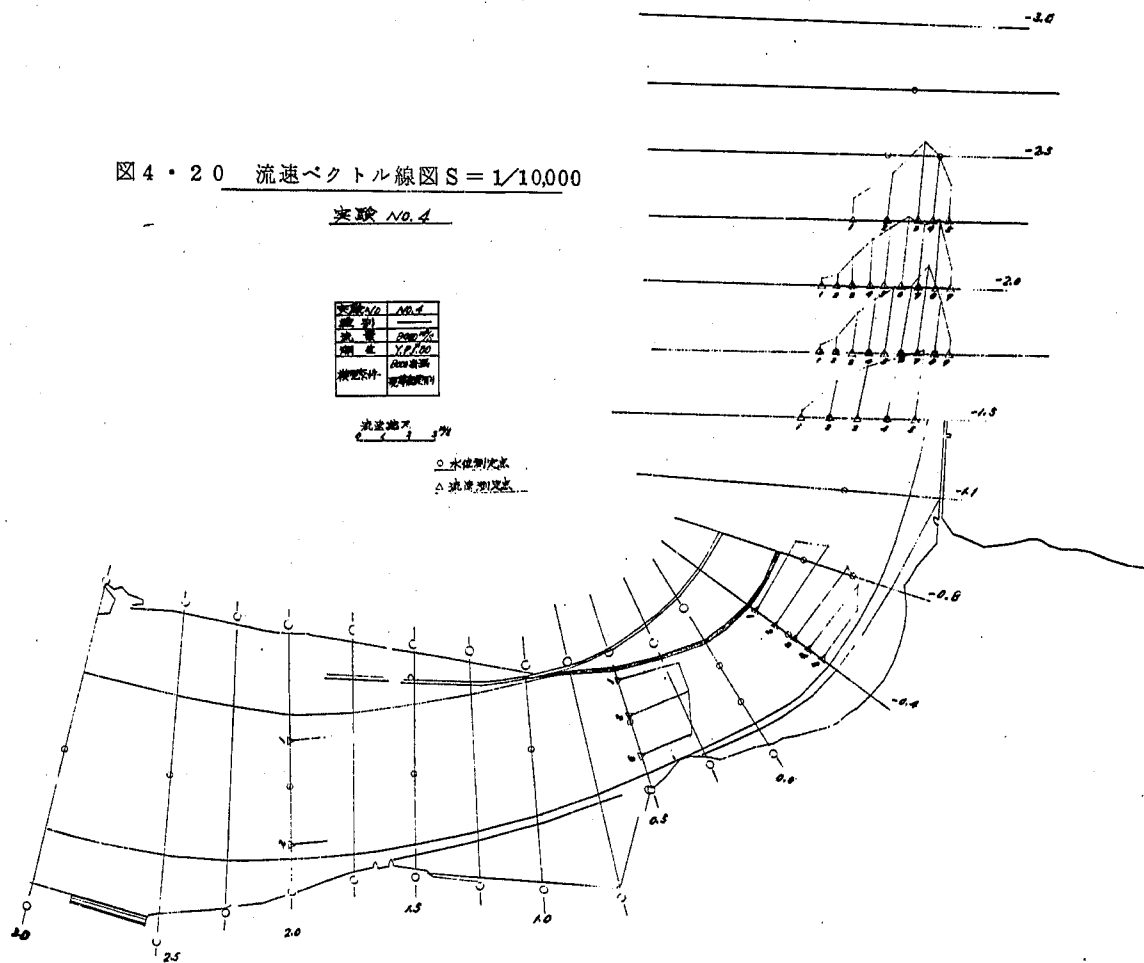


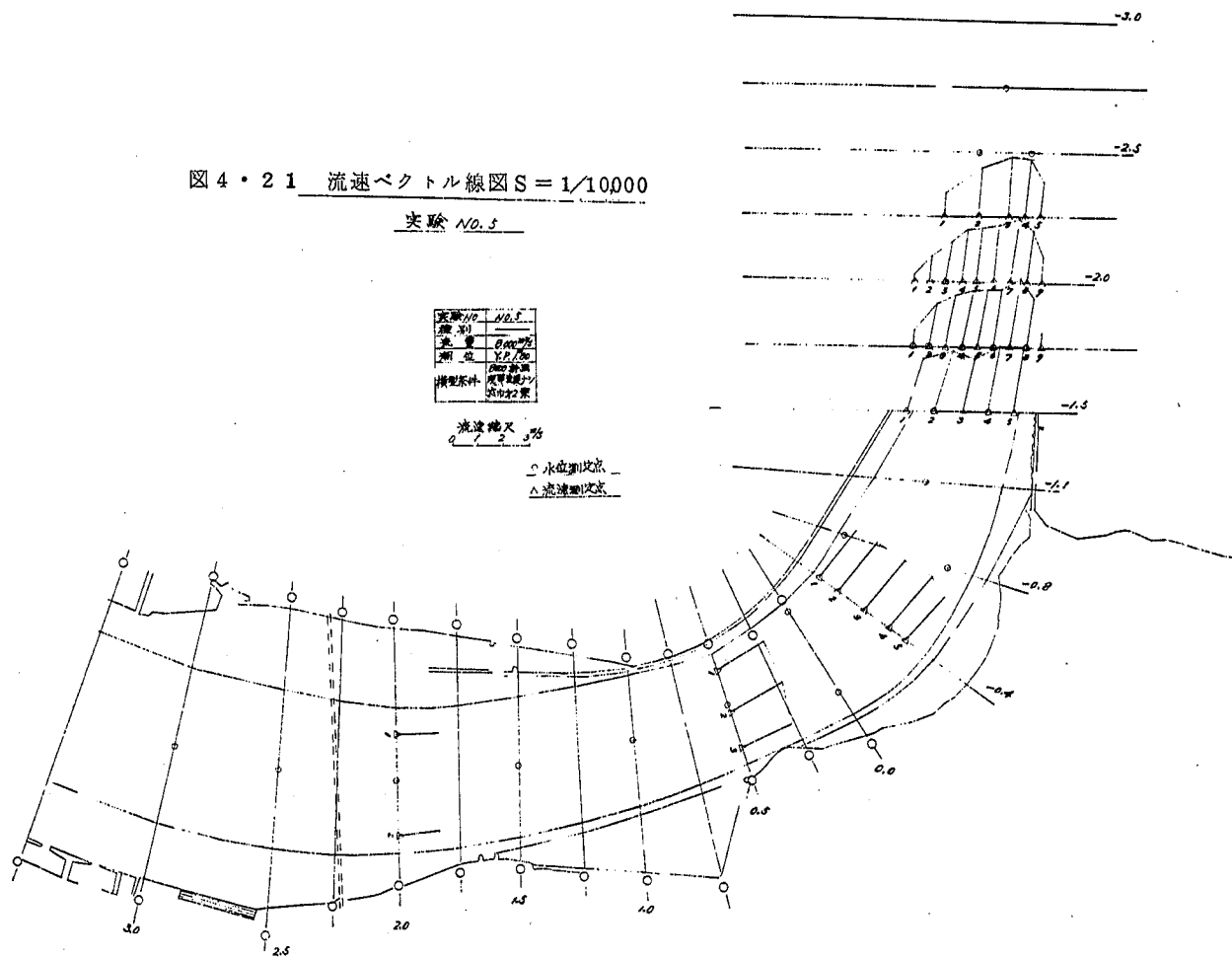
図 4・2 1 流速ベクトル線図 $S = 1/10000$

実験 NO. 5

実験 NO.	NO. 5
実験 日	—
実 験 者	吉田 芳
所 在 地	Y.P. 20
調査 区画	第 2 区画
調査 区画	第 2 区画

流速 単位
cm/sec

○ 水位観測点
△ 流速観測点



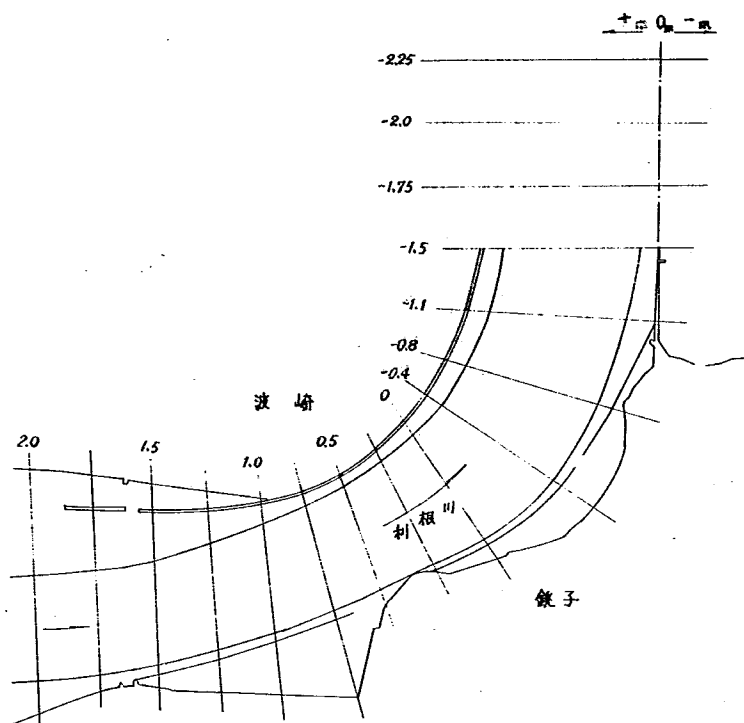


图 4 · 2 2 流速分布测定位置 (横断方向)

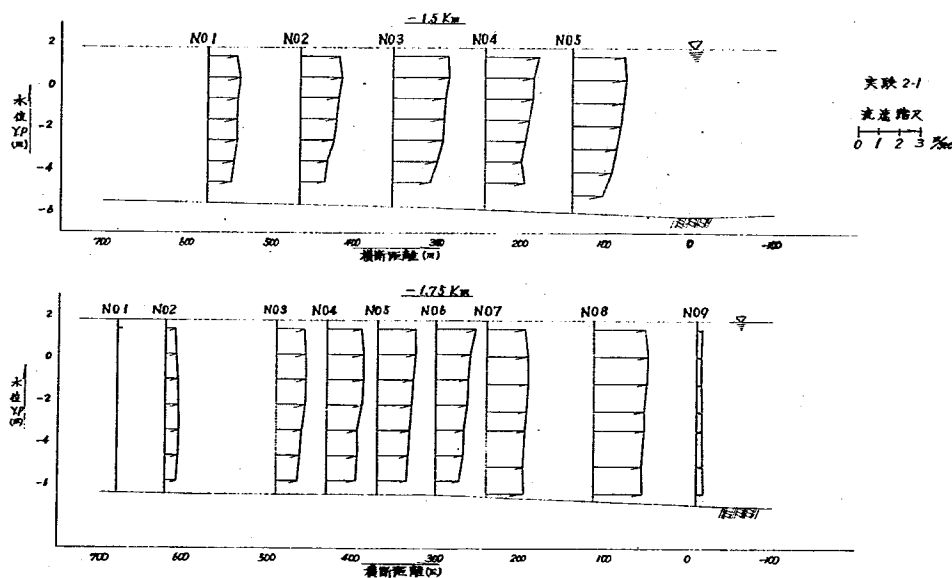


图 4 · 2 3 流速分布图

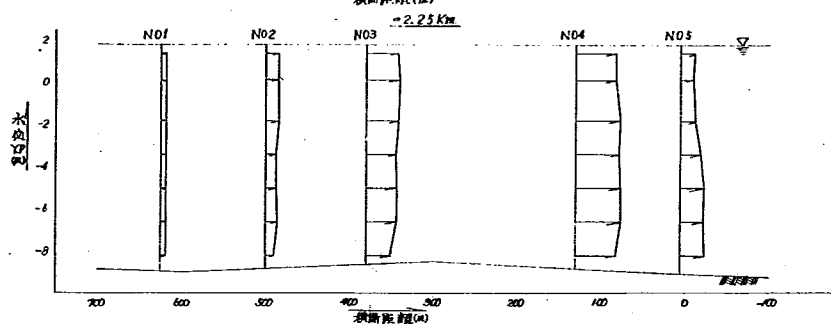
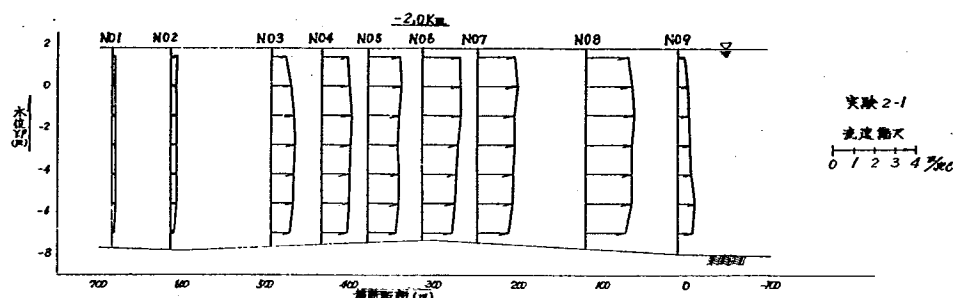


图 4 · 2 4 流速分布图

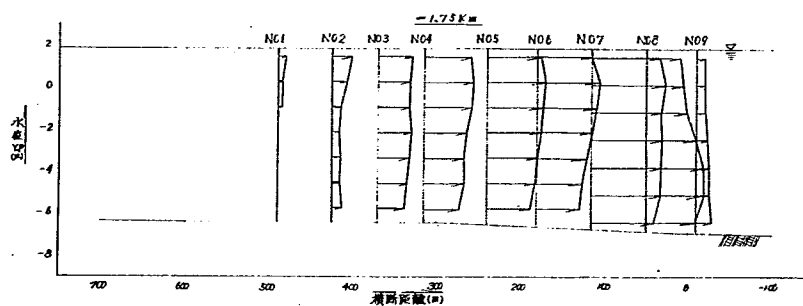
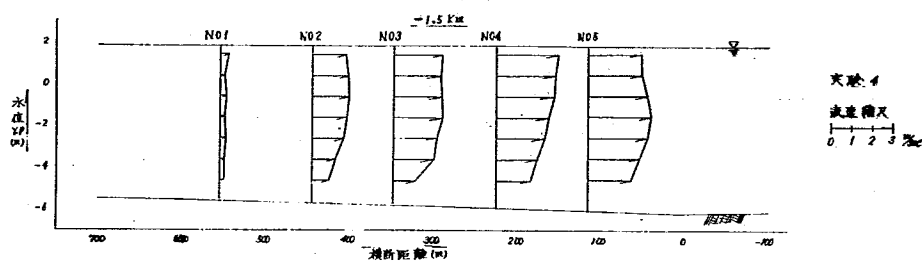


图 4 · 2 5 流速分布图

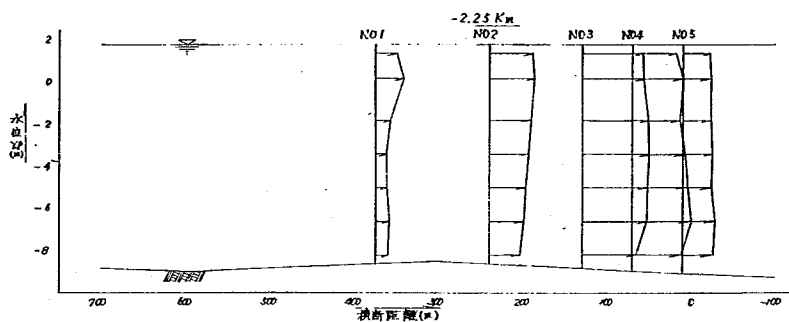
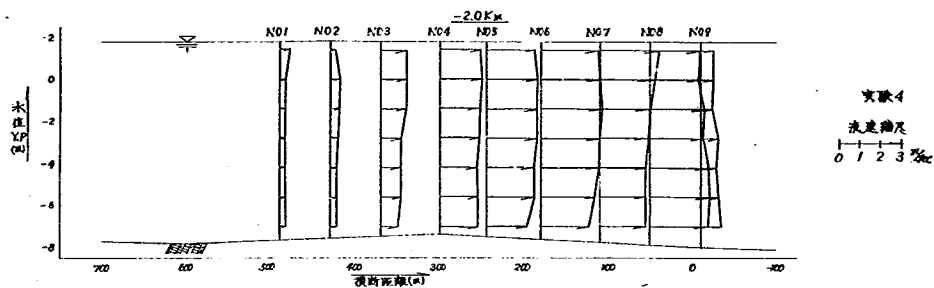


图 4 · 2 6 流速分布图

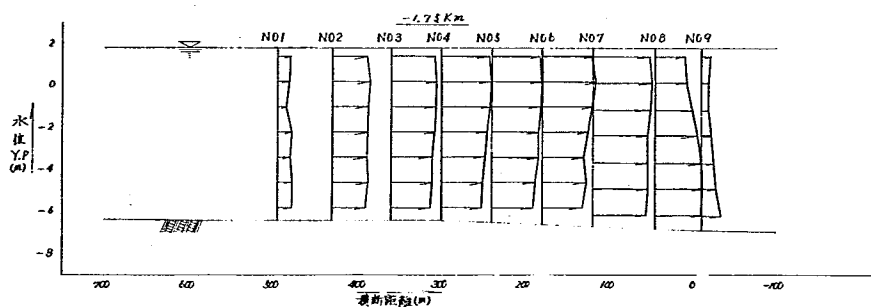
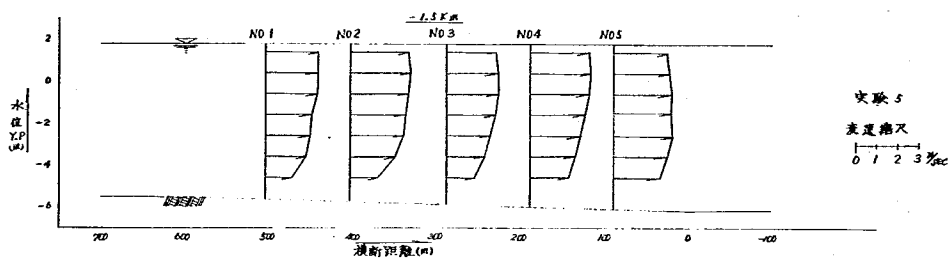


图 4 · 2 7 流速分布图

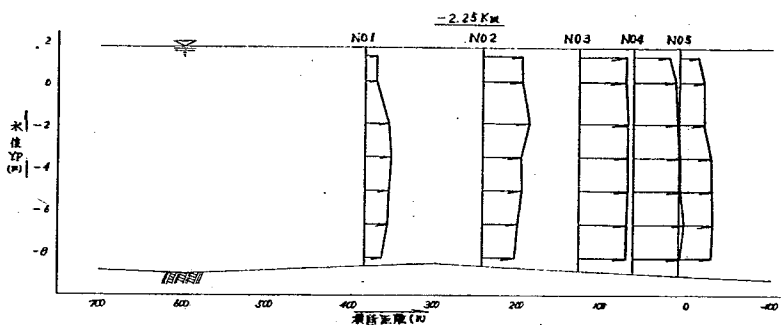
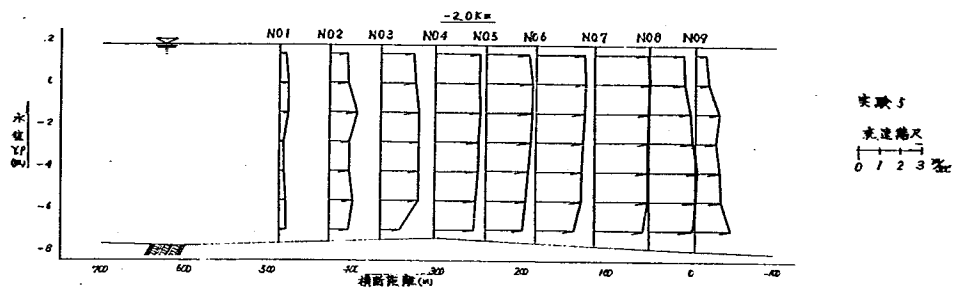


图 4 · 2 8 流速分布图

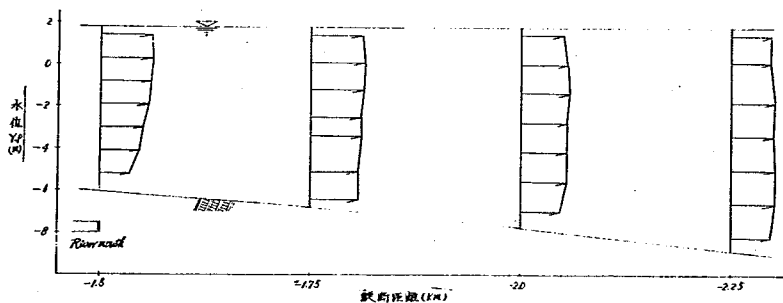
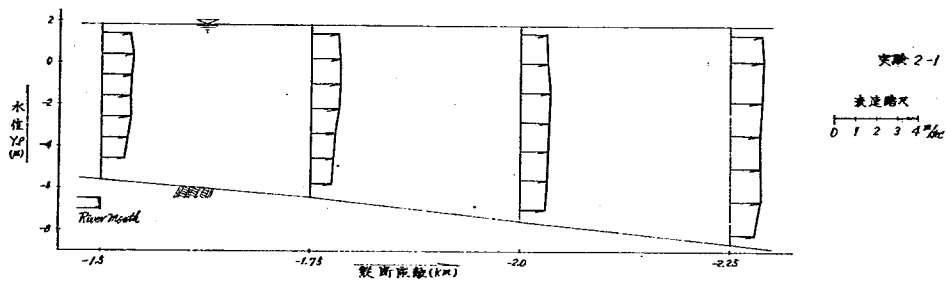


图 4 · 2 9 流速分布纵断变化

图 4 · 3 0 流況图 S = 1/1 0,000

実験 No. 2-1

流重 000079

價值 Y.P. 1.00

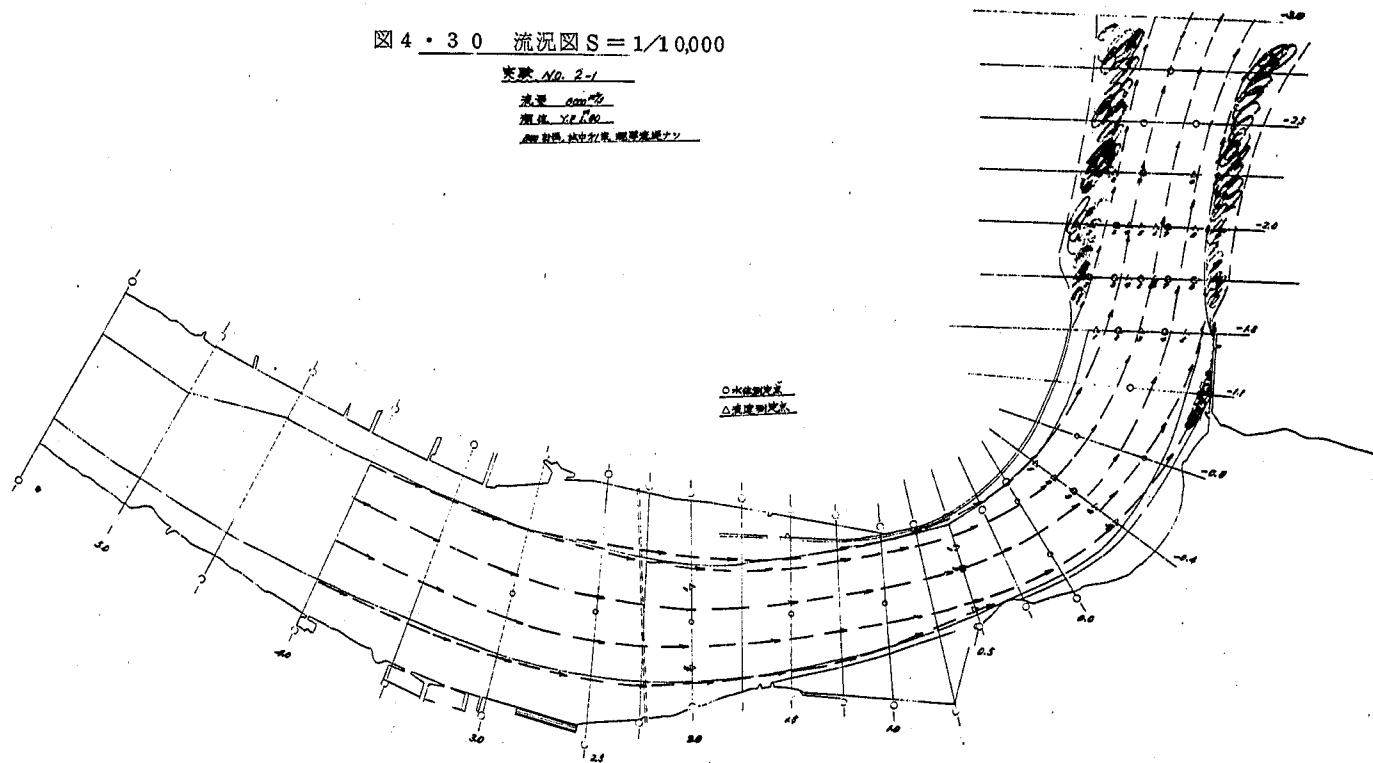
[illegible]

图 4 · 3 1 流況图 S = 1/10,000

支線 NO.3

流量 800 m^3/s

相模 Y.P. 1.00

观测点 括弧内数字, 距断面距离

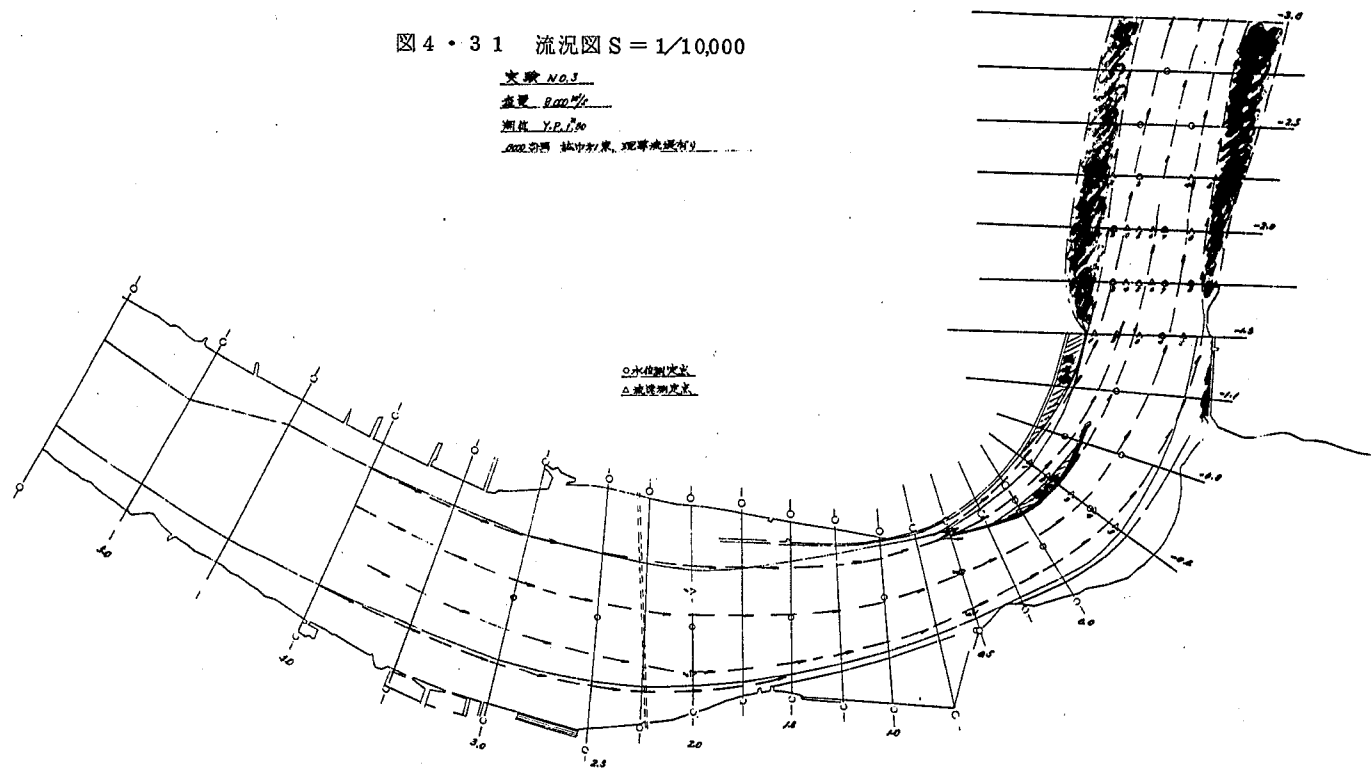


图 4·3 2 流況図 $S = 1/10,000$

実験 No. 1

流量 0.02 m³/s

水位 1.6 m

断面 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 33, 34, 35, 36, 37, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 44, 45, 46, 47, 48, 49, 50, 51, 52, 53, 54, 55, 56, 57, 58, 59, 60, 61, 62, 63, 64, 65, 66, 67, 68, 69, 70, 71, 72, 73, 74, 75, 76, 77, 78, 79, 80, 81, 82, 83, 84, 85, 86, 87, 88, 89, 90, 91, 92, 93, 94, 95, 96, 97, 98, 99, 100

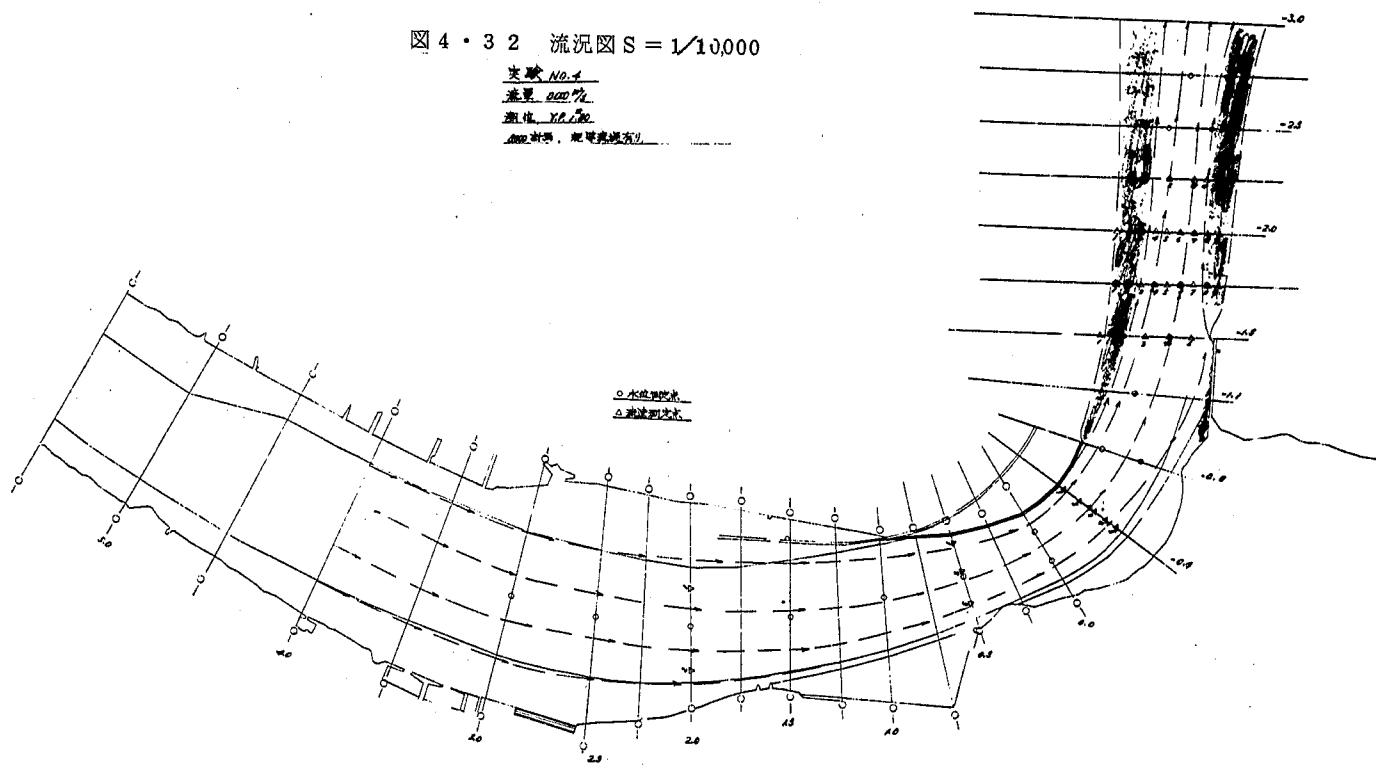
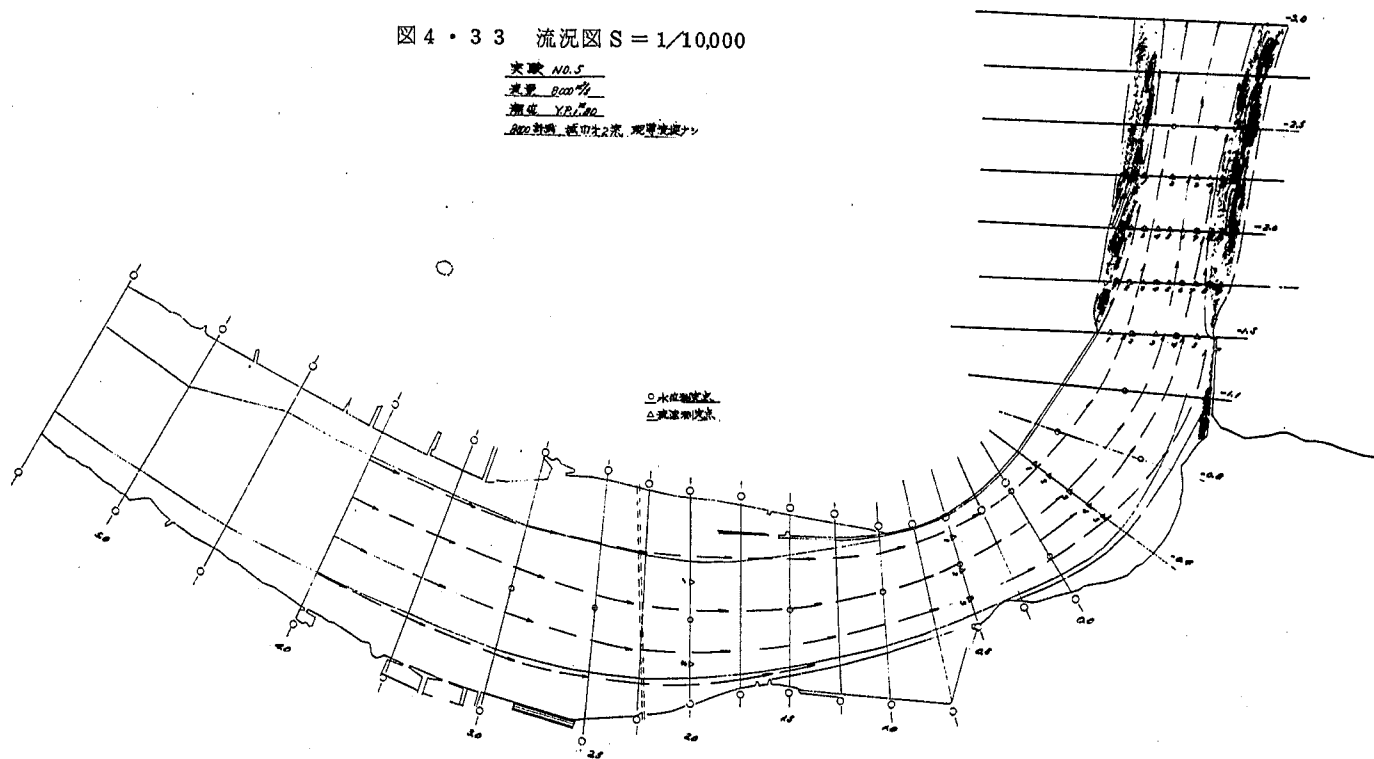
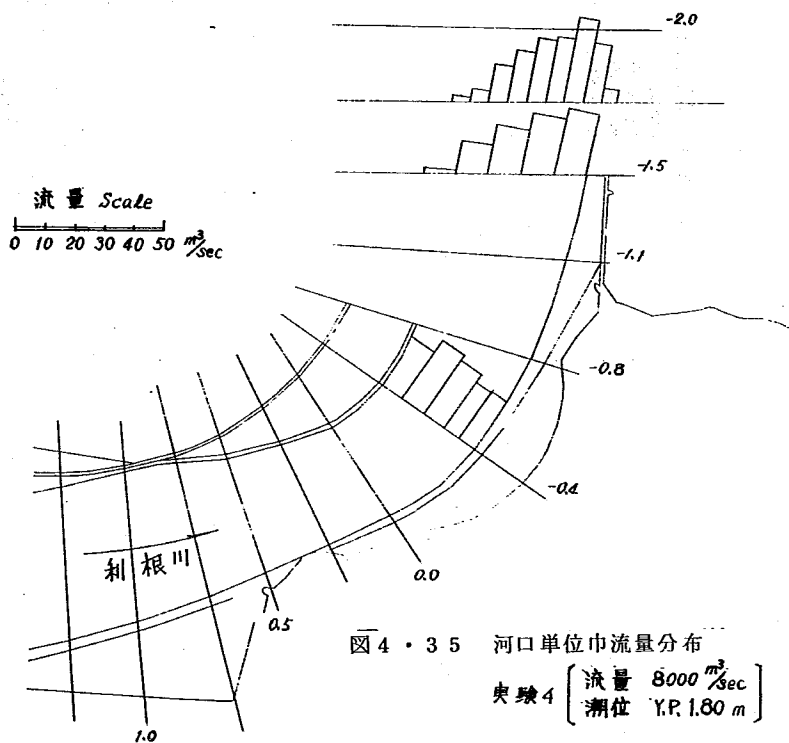
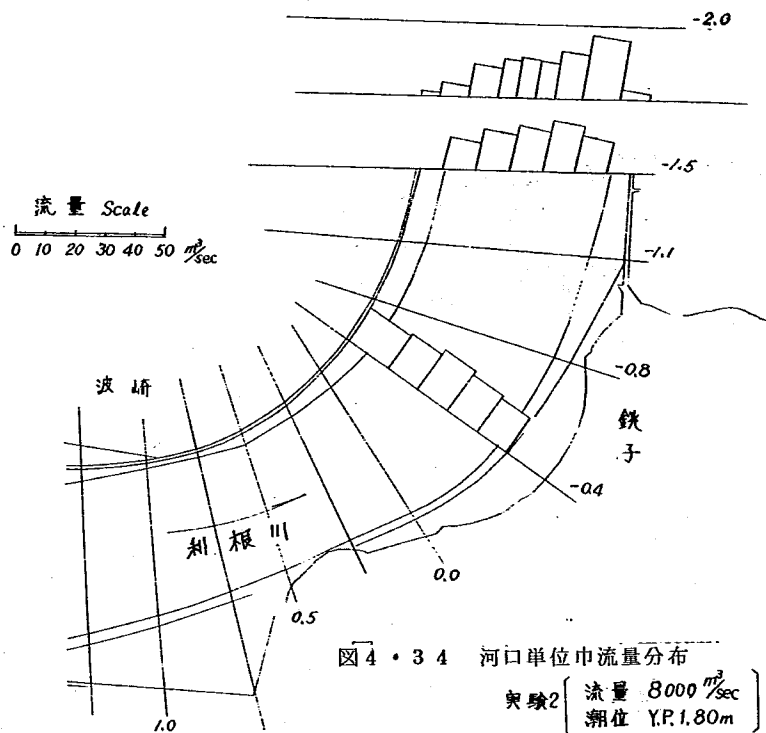


図 4・33 流況図 $S = 1/10,000$

実験 NO. 5
 流量 800 m^3/s
 水位 Y.R. 40
 800 流量、紙面より読み、実測水位より





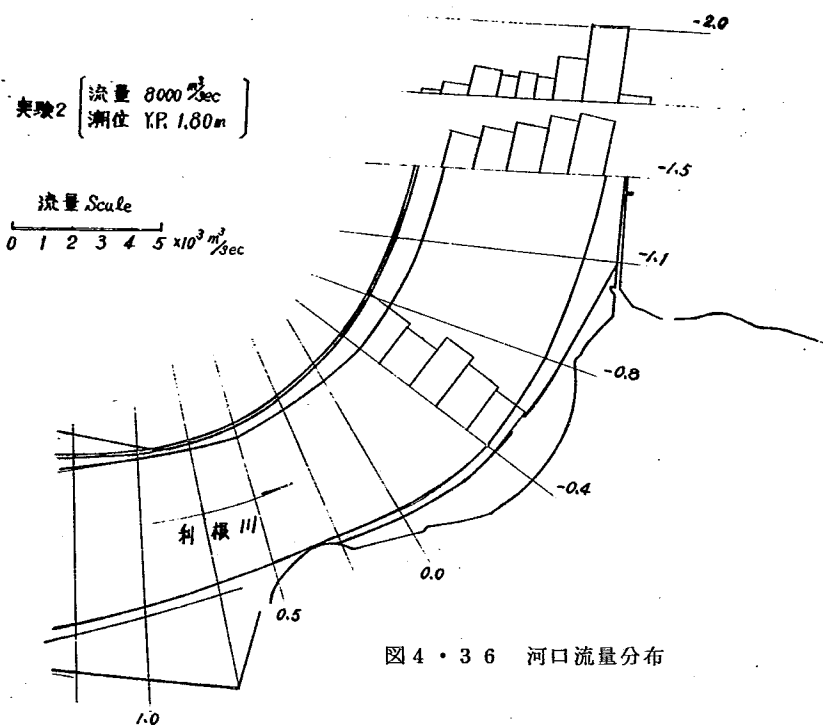


図 4・3 6 河口流量分布

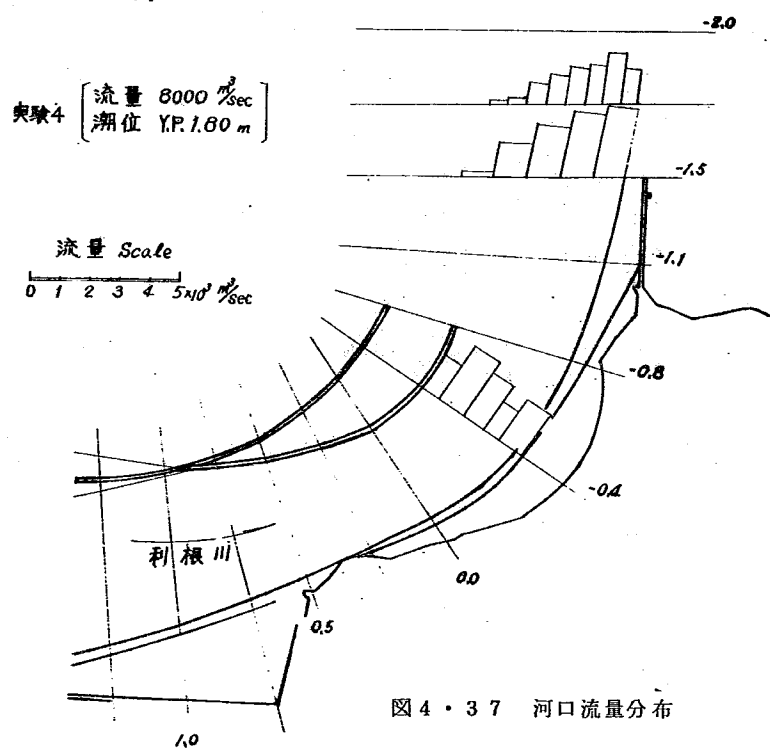
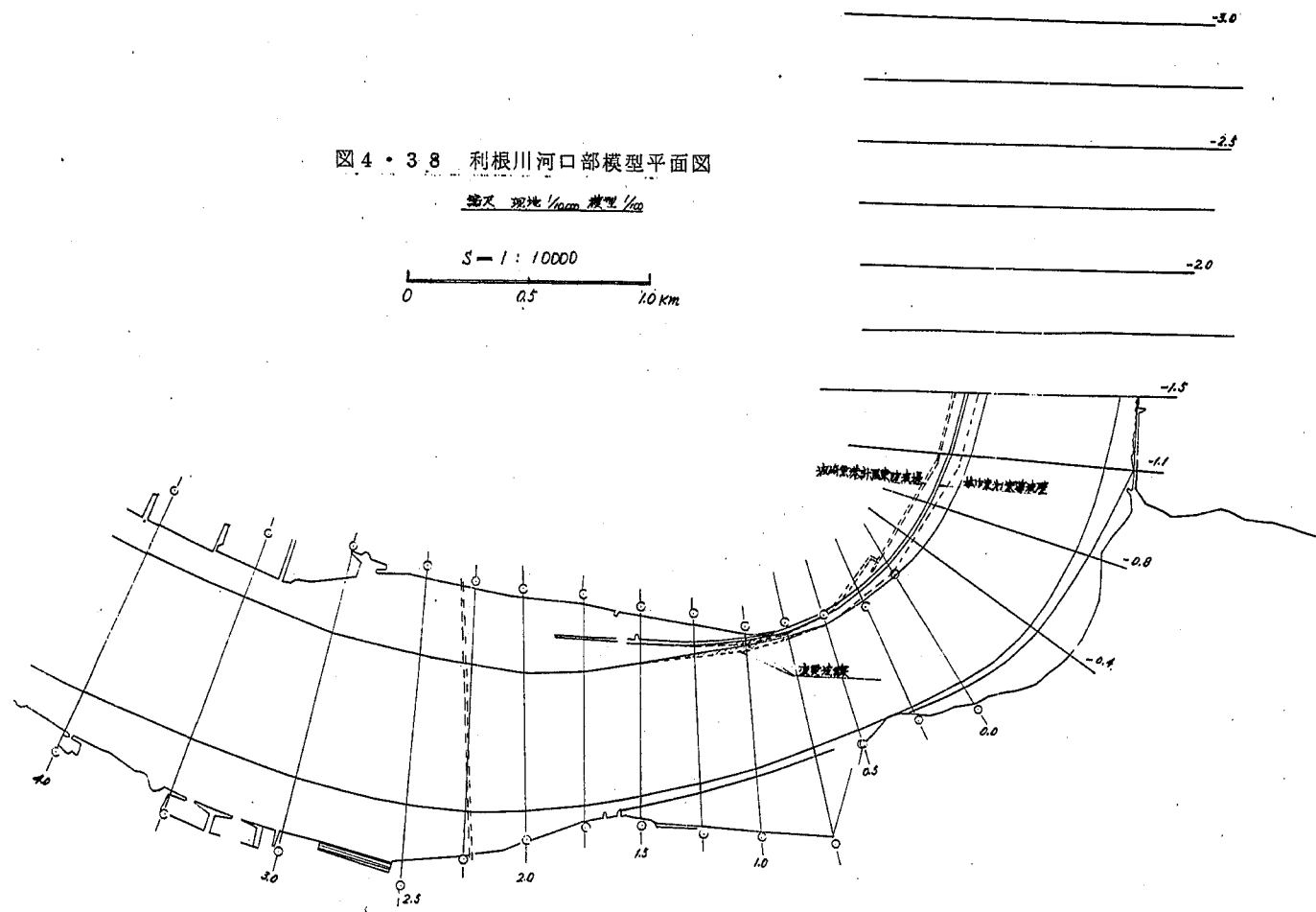


図 4・3 7 河口流量分布

图 4 · 3 8 利根川河口部模型平面图



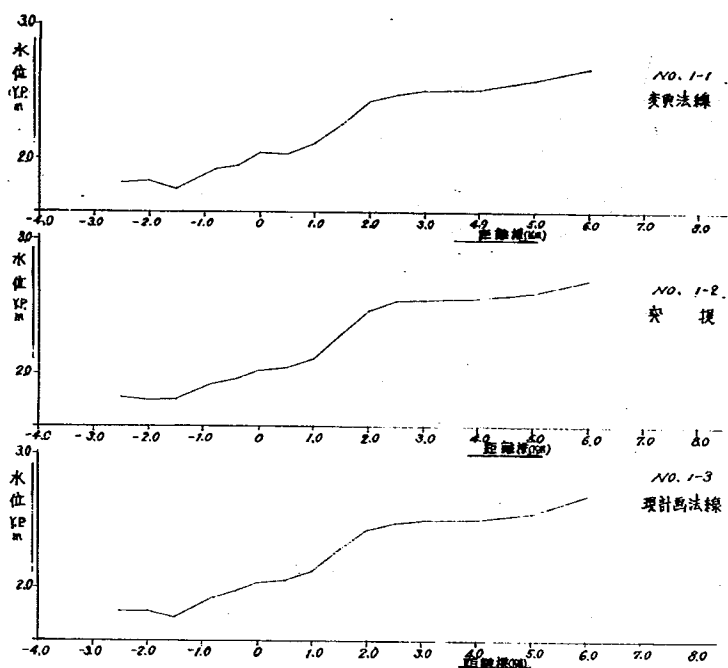


圖 4 · 3 9 水位縱斷圖

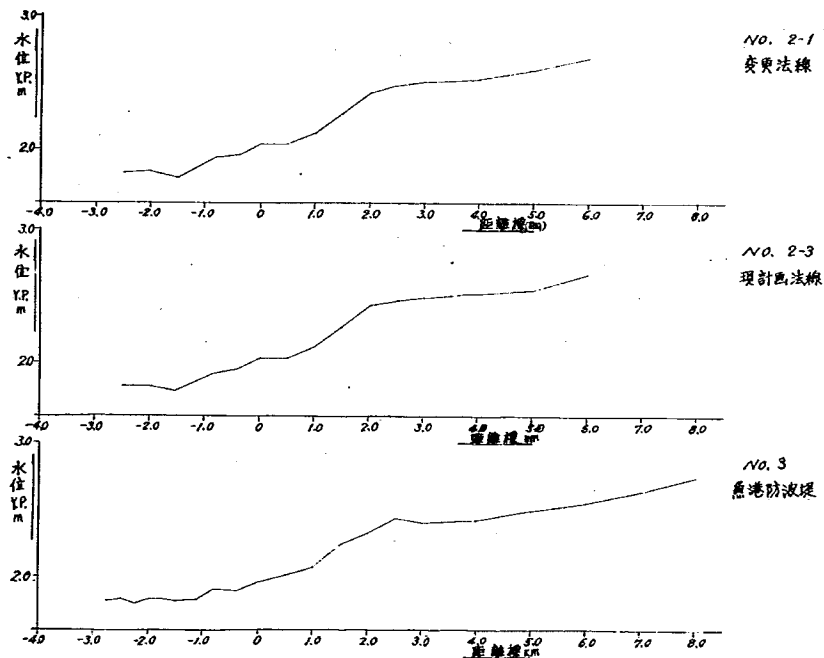


圖 4 · 4 0 水位縱斷圖

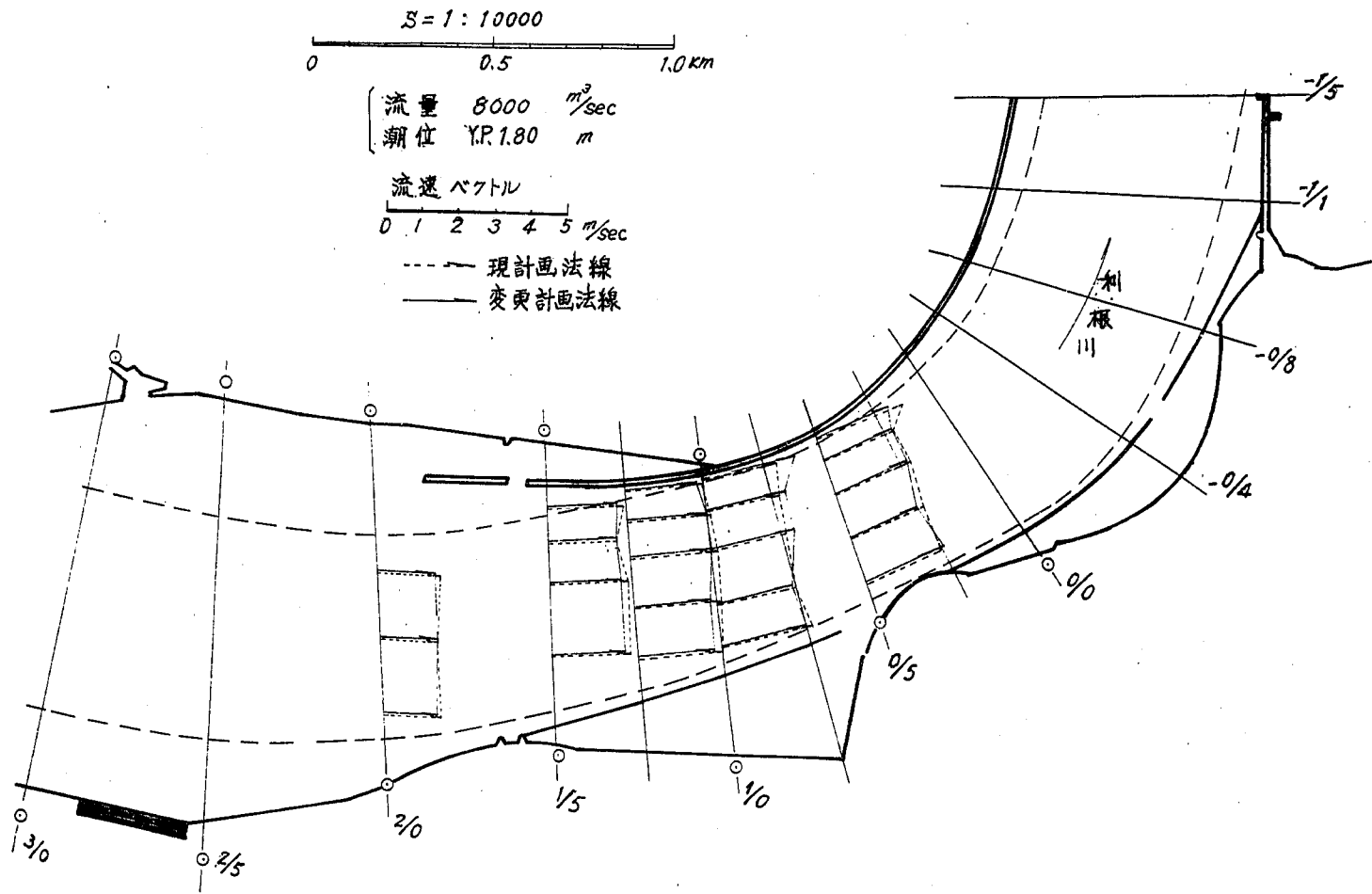


図 4・41 流速分布図

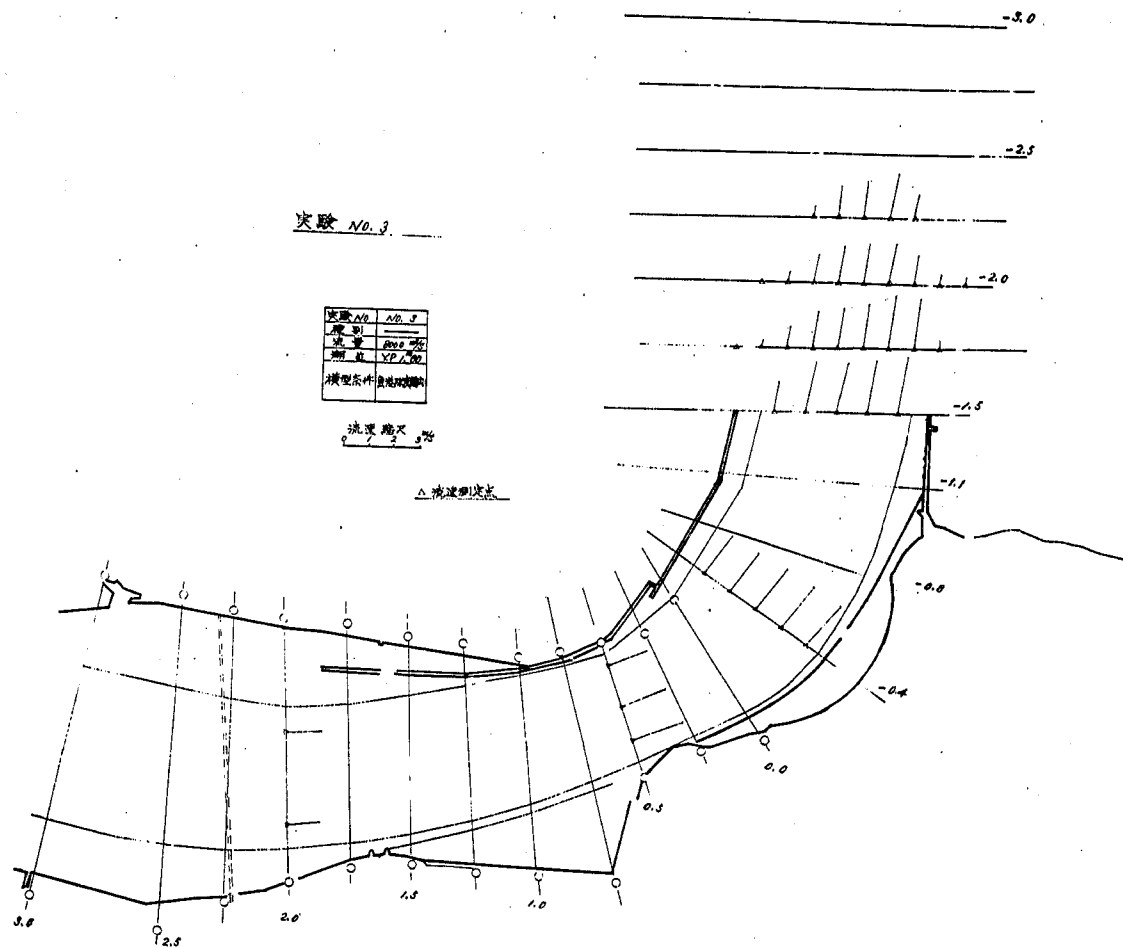


図4・42 流速ベクトル線図 $S = 1/10,000$

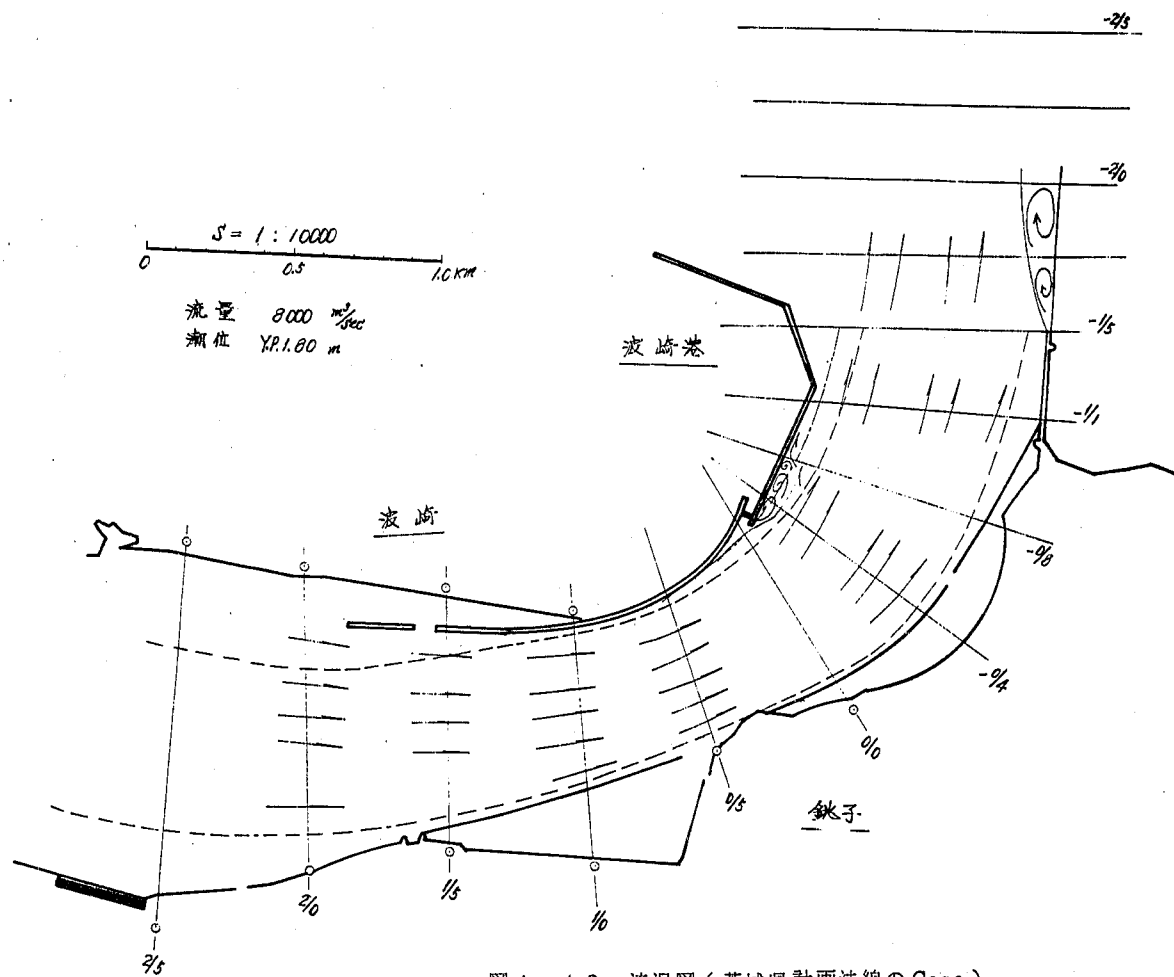


図 4・4 3 流況図（茨城県計画法線の Case）

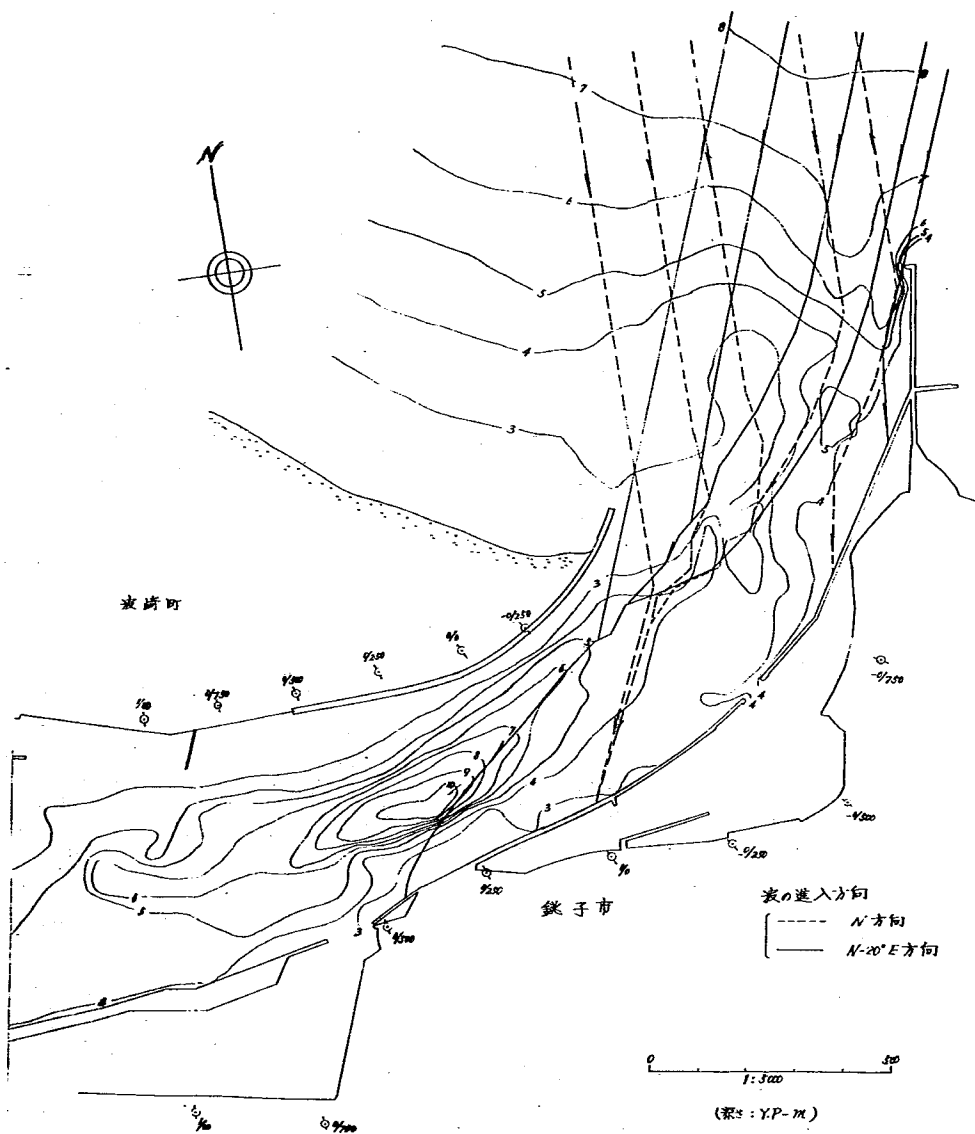


図 4・4 4 利根川河口部波進入経路

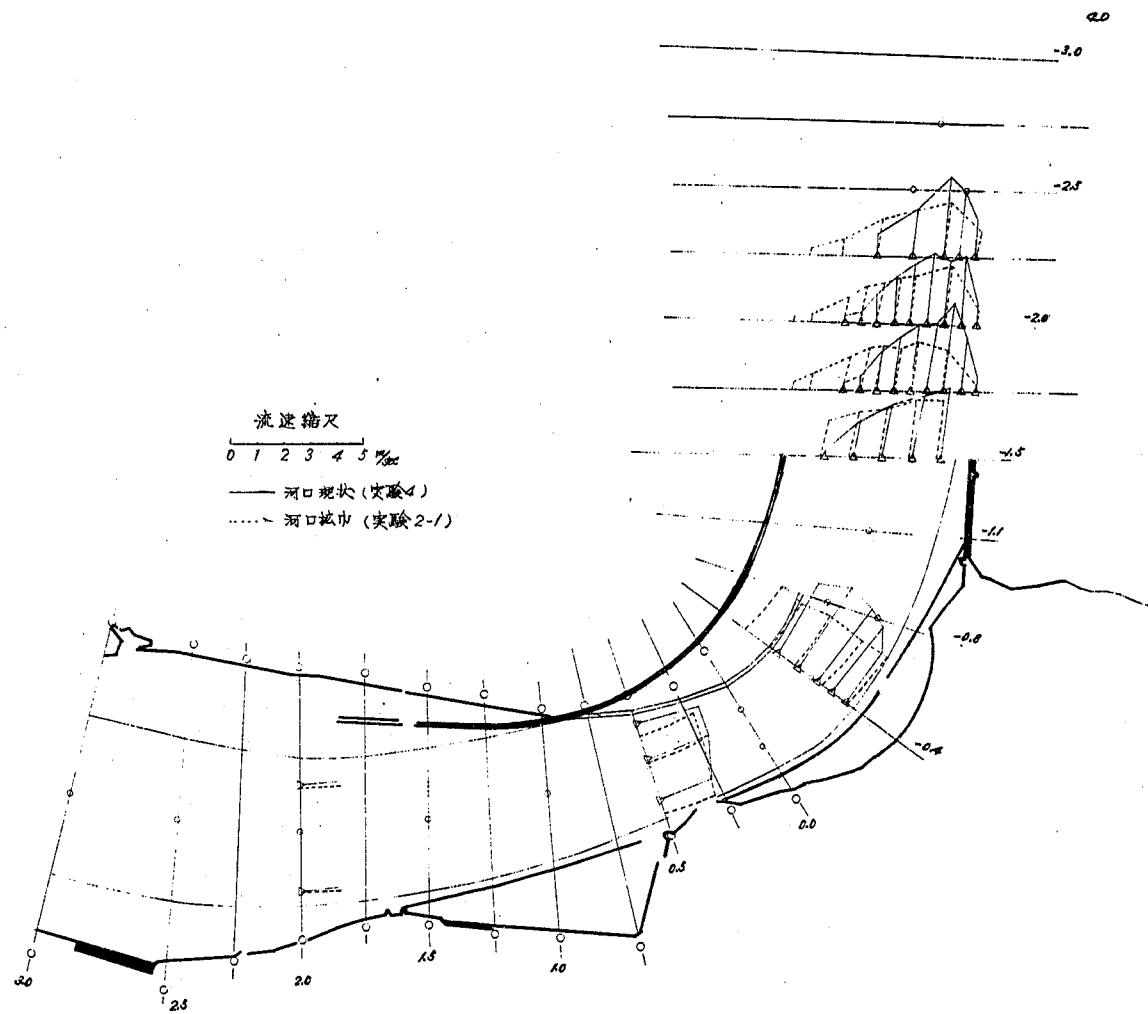


圖 4 · 4 5 河口條件別流速分布比較