



土木研究所資料 第651号

利根川河口部模型実験報告書

昭和46年3月

建設省土木研究所

序

章

利根川河道計画に共なる各種模型実験は、関東地方建設局・利根川下流工事々務所より依頼され、当鹿島試験所にて、数年来継続実施され、着々と成果をあげてきた。

又、計画も、種々な計画案の発生と、その厳密な吟味の時期であると思われ、特に、

- 1) 計画高水堤防高を高めるか、最大河道掘削断面とするか。
- 2) 布川水位の決定（上流遊水池との関係）。
- 3) 計画高水位と各種管理施設の構造の問題の発生（常陸川水門、利根川河口堰との関連。）
- 4) 霞ヶ浦

などに関連する問題が吟味の対象とされる。

現在は、河道計画中、細部の調整やつめの段階であるが、未調整や不確定要素が少なくないとされている。

本報告書は、昭和44年度、利根川下流工事々務所より依頼され、44、45年度の2年間に
行なった河口部の模型実験結果を整理し、報告するものである。

昭和46年3月

鹿島試験所長	須賀 堯 三
河川研究室・研究員	馬場 洋 二
鹿島試験所研究員	浜谷 武 治
文 責	浜谷 武 治

目 次

第1章 実 験 目 的	1
第2章 相 似 率	2
第1節 固定床実験の相似率	2
第2節 歪模型について	4
第3節 利根川河口部模型の縮尺	5
第3章 実 験 経 過	6
第1節 昭和44年度実験	6
第2節 昭和45年度実験	6
第4章 実験結果とその考察	10
第1節 利根川河口部の特性	10
第2節 河口湾曲部の流れについて	27
第3節 外海への拡散について	32
第4節 河口密度流効果の考察	40
第5節 河口付近のエネルギー損失特性	42
5-1 流れのエネルギー損失	42
5-2 エネルギー損失分離計算	43
5-3 計算結果と考察	44
第6節 河口部掘削の効果と左岸導流堤(- 0.8 ~ - 1.5 K) の効果	61
第7節 河口掘削断面の維持	66
第8節 利根川河口出発水位の設定について	70
第5章 結 論	75
第6章 結 語	76

図 ・ 表 目 次

図 - 3.1	利根川模型平面図	7
図 - 3.2	掘削河床縦断	9
図 - 3.3	計画導流堤	9
図 - 3.4	潮位波形	10
図 - 4.1 ~ 4	60% 粒径縦断分布	11
図 - 4.5	利根川河口部中央粒径分布	13
図 - 4.6 ~ 9	利根川河口付近流況	14
図 - 4.10	銚子港付近波向別出現回数	18
図 - 4.11	鹿島港波向別出現回数	18
図 - 4.12	利根川河口付近砂洲消長図	19
図 - 4.13 ~ 15	利根川河口砂洲変動図	20
図 - 4.16	砂礫移動模式図	23
図 - 4.17	波形諸符号	25
図 - 4.18	周期別波高出現回数	25
図 - 4.19	利根川河口外河床高	25
図 - 4.20	波による移動限界粒径	26
図 - 4.21	粒子移動形式	27
図 - 4.22	水深・波高比	27
図 - 4.23	利根川河口部波進入経路	28
図 - 4.24	利根川河口部移動限界粒径	29
図 - 4.25	渦領域分布	29
図 - 4.26 ~ 30	拡散巾平面図	32
図 - 4.31 ~ 35	河口外拡散巾	35
図 - 4.36	拡散方向	37
図 - 4.37 ~ 39	断面流速分布	37
図 - 4.40 ~ 41	年度別拡散傾向	38
図 - 4.42	利根川模型ゲート配置図	39
図 - 4.43	河口外二層流	41
図 - 4.44	エネルギー水頭模式図	44
図 - 4.45 ~ 52	エネルギー損失分離	45
図 - 4.53 ~ 54	Na の 変 化	50

図-4.55~56	Nf の 変 化	51
図-4.57	Na の平均的变化	52
図-4.58~60	エネルギー曲線	53
図-4.61	水 位 縦 断 図	56
図-4.62~64	実験・計算水位比較	56
図-4.65	利根川河口付近エネルギー勾配	58
図-4.66	エネルギー損失縦断分布	59
図-4.67	粗度分離模式図	59
図-4.68	Na の 変 化	60
図-4.69	利根川河口水位	61
図-4.70~71	断面別水位比較	62
図-4.72	断面別水位差	63
図-4.73~74	堆 砂 平 面 図	64
図-4.75	左岸導流堤の方向別水位変化	66
図-4.76	水位・時間曲線	67
図-4.77~78	河 口 流 況 図	68
図-4.79~80	河口外付近水位	73
図-4.81~82	利根川河床変動量	74
表-1.1	現計画粗度係数	1
表-3.1	実 験 ケ ー ス	8
表-3.2	水位・流速測定点	9
表-4.1	jet 拡散の巾と流速	40
表-4.2	限 界 流 量	41
表-4.3	ピークエネルギー損失量順	52
表-4.4	実験および現地換算粗度係数	60
写真4.1~2	河 口 存 在 跡	23

第1章 実験目的

利根川河口部模型実験は、流量改定に共なる河口部の疎通能力の有無を知り、それに対する対策を立てようとするものである。

現在、利根川下流の粗度係数は、表-1.1に示すように河口部で非常に大きな値となっている。

この粗度係数は、過去の出水の水位記録をもとに、不定流、不等流計算および簡単な模型実験の結果により推算されたものであるが、河口部で粗度係数が急増する理由が明確でない。又、河口部の粗度係数の多少は、上流水位に多大の影響をおよぼす。たとえば上流遊水池越流堤との関係、河川構造物（常陸川・利根川河口堰）の安全性等から、上流水位をおさえられている現計画においては、河口部の粗度係数の決定は、さらにその重要性を増してくると思われ、慎重に検討する必要がある。

利根川河口部の粗度係数の解明は、流水のエネルギー損失特性の解明であり、その要素としては、

- 1) 流量、2) 外海潮位、3) 河口部の平面形状
- 4) 河口部の河道断面、5) 不定流特性、6) 河口密度流、7) 海底地形、8) 河床材料等が考えられる。

表-1.1

河道距離	粗度係数
-1.5 ~ 0.5 K	0.035
0.5 ~ 1.8 K	0.016

流量の多少、外海潮位は、流れの径深や海にはいつてからの拡散巾に関係するから、当然考えねばならぬことであり、河口部の平面形状は、曲り・急縮・急拡その他エネルギー損失に大きなウェートを占める。河口部の河道断面は、流れの直接的な境界である。潮位変動・流量変動は、河口部の流れを不定流状態とし、その波動性は各断面の平均エネルギーをより複雑なものにする。河口密度流は、塩水楔・深所での塩水の下よみおよび海の部分での表面淡水のjet状拡散等の点で淡水の流れに影響を与える。海底地形は、河口を噴出したjetのエネルギー損失に影響を与えよう。

以上の要素は、河口部の粗度係数の調査に、1つ1つ確認されなければならぬものばかりであるが、実験上の都合から、

- 1) 河口部の平面形・断面形不変
- 2) 上流からの流量一定。
- 3) 淡塩水の別ない。

といった仮定を含んだ上で実験を行ない、河口部の粗度係数について、

- 1) 大きい粗度の出現する理由
- 2) 適切な粗度係数をいくらにすればよいか。

などの問題を実験的に解明しようと試みた。

さらに、疎通能力を増す一方法として河道掘削があり、河口部を掘削した場合の流れに与える影響、掘削河道の維持等についても実験的な考察を加えてみた。

第2章 相 似 率

第1節 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。

$$\frac{1}{g} \cdot \frac{\partial V_P}{\partial t_P} + \frac{\partial h_P}{\partial X_P} - i_P + \frac{\partial}{\partial X_P} \left(\frac{V_P^2}{2g} \right) + \frac{n_P^2 \cdot V_P^2}{h_P^{4/3}} = 0 \quad (2-1)$$

$$\frac{\partial Q_P}{\partial X_P} + \frac{\partial A_P}{\partial t_P} = 0 \quad (2-2)$$

(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 を乗ず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,

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

で与えられ, さらに (1), (2) 項より時間縮尺は,

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

で与えられる。又 (2), (3) 項よりエネルギー勾配の縮尺が

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

で求まり, (2), (5) 項より粗度係数の縮尺は次の様になる。

$$n = \frac{\sqrt{h^{7/3}}}{V \cdot \sqrt{X}} = \frac{\sqrt{h^{4/3}}}{\sqrt{X}} = h^{2/3} \cdot X^{-1/2} \quad (2-11)$$

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。

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

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

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

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

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

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

第2節 歪模型について

現地の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Hickox¹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変える。
- 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、模型を歪めるという事は、流体運動の相似性から言って、厳密な物理的意義を失なったものである。
- 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ってくる。
- 3) 河床勾配が大となり、断面も大となるので、従って流速が大となり、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。

$$\frac{K_P}{K_m} = \frac{M_P}{M_m} \cdot \frac{n_P^2}{n_m^2} \cdot \frac{R_P^{1/2}}{R_m^{1/2}} \cdot \frac{I_P}{I_m} \quad (2-23)$$

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,

$$k = m \cdot n^{-2} \cdot r^{1/2} \cdot i \quad (2-24)$$

と表わされ、今、模型においても流体が水であるとする $m=1$ 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、 $i=h/\ell$ で表わされるから、結局 k は,

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

で表わされる。ここで、 $d = \text{歪度} = \ell/h$

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。

第3節 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。

$$\text{断面積} \quad A = X \cdot h = 2,000$$

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

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

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

$$\text{粗度係数 } n = h^{2/3} \cdot X^{-1/2} = 0.737$$

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

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、特に湾曲部の流れ、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

利根川河口部模型実験は、昭和44・45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、実験ケースを表-3.1に示す。

第1節 昭和44年度実験

44年度は、総体計画断面で、河口部の平面形状・断面不変（固定床）とし、流量も $8.000 m^3/sec$ の大流量を主とし、外海潮位一定という条件のもとに実験を行なった。

粗度石の配置は、昭和38年度実験結果の低水流量に対する粗度石配置をおおかたの目やすとしたが、必ずしもこれにこだわらなかった。

水位・流速の測定点は表-3.2に示す。水位はポイントゲージにて、又流速はプロベラ型流速計にて計測した。

№3の死水域測定は、フルオレッセン液にて測定したもので、不等流計算の場合、歪の影響はあるが、真に近い流積を知るための測定である。

№5～7は、外海に相当する部分にあるゲートの操作法による拡散巾の相違を調べたものである。

第2節 昭和45年度実験

45年度は、総体計画断面および最大掘削断面、固定床および移動床、潮位一定および潮位変動等の条件のもとに実験を行なった。

№1～4は、総体計画断面、固定床、潮位一定の条件で、流量は $5.500 m^3/sec$ を主とした。粗度石は、№1のケースを除く他の3ケースに、前年度と同じ配置で付けた。水位・流速・拡散巾の測定は、若干の相違はあるがほぼ前年と同じ方法とした。

№5～7は、断面を最大掘削断面としたもので、その河床縦断を図-3.2に示す。

又この場合、左岸にある現導流堤（-0.8 Kmまで）を、さらに-1.5 Kmまで延長した。

表 - 3. 1 利根川河口部模型実験 Case 一覧表

注: 左岸導流堤とは、- 0.8 Km ~ - 1.5 Km の計画導流堤をさす。

実験 No	断面形	河床別	流量	潮位	粗度石の有無	左岸導流堤の有無	水位	流速	拡散巾	死水域	堆砂	河床高	- 1.5 Km 地点における Fr 数
S 4.4. No. 1	総体計画断面	固定床	8,000 m ³ /sec	1.650 m	○		○	○	○				0.277
No. 2	"	"	"	"			○	○	○				0.287
No. 3	"	"	"	"	○		○	○	○	○			0.265
No. 4	"	"	"	"	○		○	○	○				0.282
No. 5	"	"	"	1.00					○				
No. 6	"	"	"	"					○				
No. 7	"	"	"	"					○				
No. 8	"	"	5,500	1.650			○		○				
No. 9	"	"	8,000	0.832			○		○				
S 4.5. No. 1	"	"	5,500	"			○	○	○	○	○		0.192
No. 2	"	"	"	"	○		○	○	○				0.209
No. 3	"	"	"	1.650	○		○	○	○	○			0.177
No. 4	"	"	8,000	0.832	○		○	○	○	○			0.296
No. 5	最大掘削断面	"	"	1.650		○	○	○	○		○		0.191
No. 6	"	"	"	0.832	○	○	○	○	○				0.201
No. 7	"	"	"	1.650	○	○	○	○	○				0.175
No. 8	"	"	"	0.832	○	○	○		○				
No. 9	"	"	"	"	○	○	○		○				
No. 10	"	"	210	変動		○	○	○					
No. 11	"	"	"	"		○	○	○					
No. 12	"	"	"	"		○	○	○					
No. 13	"	"	"	"			○	○					
No. 14	"	"	2,000	"		○	○	○					
No. 15	総体計画断面	移動床	210	"		○	○	○				○	
No. 16	"	"	"	"			○	○				○	
No. 17	"	"	2,000	"			○	○				○	
No. 18	"	"	"	"		○	○	○				○	

表-3.2 水位・流速測定点

流 速	2.0 , 0.25 , -0.8 , -1.5 , -2.0 , -2.75 ,
水 位	8.0 , 7.0 , 6.0 , 5.0 , 4.0 , 3.5 , 3.0
	2.5 , 2.25 , 2.0 , 1.75 , 1.5 , 1.25 , 1.0
	0.75 , 0.5 , 0.25 , 0 , -0.4 , -0.8 , -1.1
	-1.5 , -2.0 , -2.5 , -2.75 ,

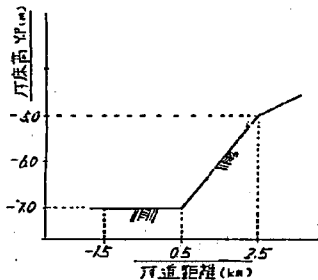


図-3.2 掘削河床縦断

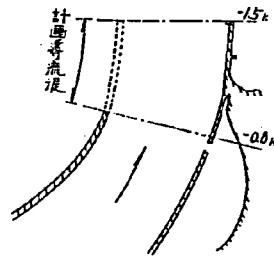


図-3.3 計画導流堤

図-3.3 参照。

その他の条件は、上記とほぼ同じ。

№8, 9は、最大掘削断面、固定床で、前記実験でとりつけた左岸導流堤の位置を移動させた実験ケースであり、位置の移動は、-1.5 Kmの開口巾・Bが前記実験の545m(事務所案)に対し、河口狭サク部の川巾・395mのケースと、前二者の中間で470mのケースを行なった。これは、水位と拡散巾のみ測定した。

№10~14は、潮位変化を与えて、河口入退潮流の特性を調べた。与えた潮位波形は、図-3.4に示すようなsinカーブである。左岸導流堤位置の移動は前述に同じ。又上流からの流量としては、利根川平水流量として $210\text{ m}^3/\text{sec}$ 、中小洪水程度の流量として $2,000\text{ m}^3/\text{sec}$ をもちいた。

№15~18は、最大掘削断面の河床に石炭粉を総体計画断面までしきならし、潮位波形を与えた移動床実験を試みた。左岸導流堤有りのケースでは、前記№8, 9その他の実験の流況を観察して中間的な位置($B=470\text{ m}$)とした。流量は、 $210\text{ m}^3/\text{sec}$ 、 $2,000\text{ m}^3/\text{sec}$ をもちいた。

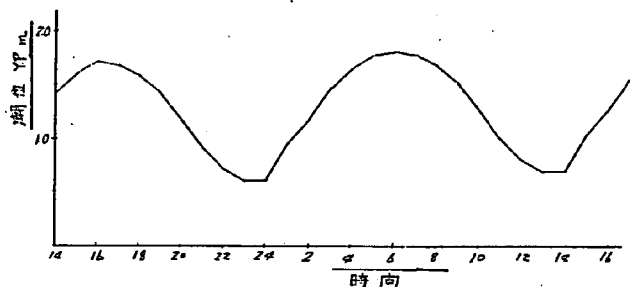


図 - 3. 4 潮 位 波 形

第 4 章 実験結果とその考察

第 1 節 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、特異な性質と思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、急激な湾曲をしている。
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. -1.0 m) がある。
3. 1.0 Km 左岸 (波崎漁港入口付近) に砂洲があり、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 Km 右岸付近を最大にし、上流 0.25 Km 付近まではほぼ半階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

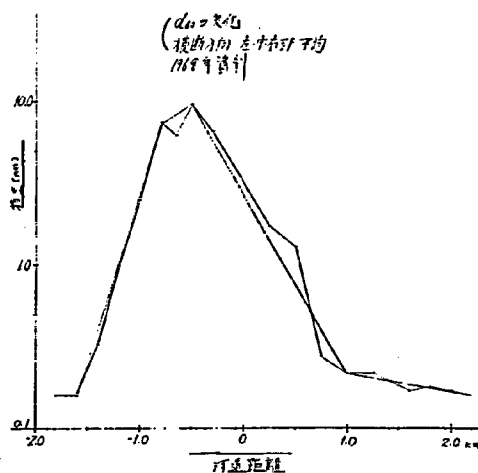


图-4.1 利根川, 粒径变化

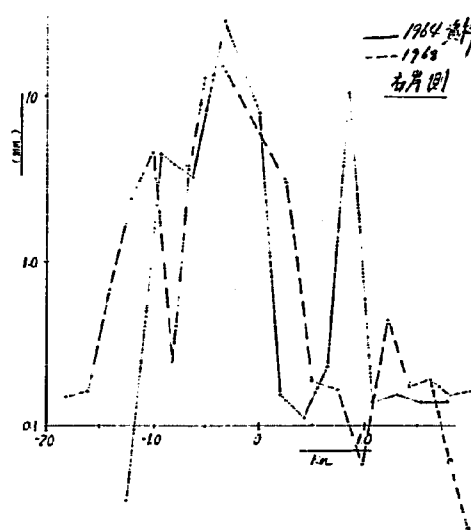


图-4.2 d_{60} 粒度縦断分布

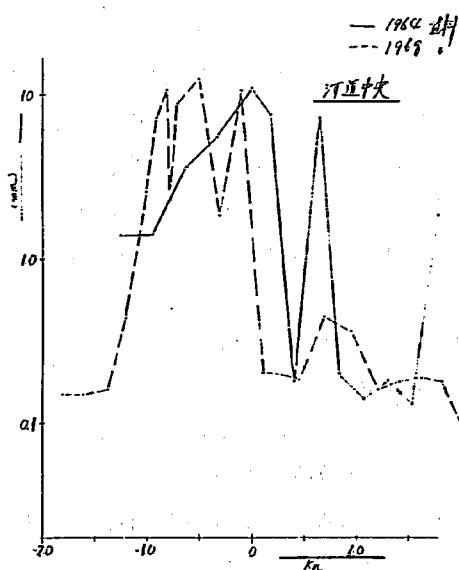


图-4.3 d_{80} 粒度縦断分布

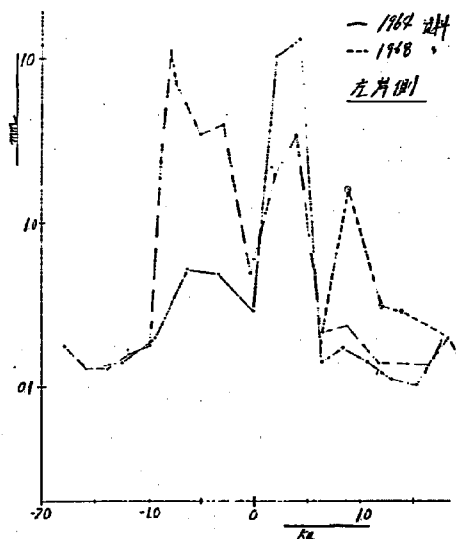


图-4.4 d_{90} 粒度縦断分布

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²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。

このうち、特に注目される現象として3, 4, 6があげられるが、これらについて今少し考察を加えてみる。

-0.8 Km (左岸導流堤先端) 沖合に、左岸から河道中央にはり出している洲の成因として、1) 豊ヶ浜に沿う外洋の沿岸流、2) 河川流、3) 入退潮流、4) NNE~ENEの卓越波の4つの主因があり、これらがもたらした土砂が堆積するからであろうと考えられる。

そして、この砂洲は洪水時には河川流によりフラッシュされるようで、その例を昭和33年8月、最大 $3,130 m^3/sec$ 流れた洪水前後、翌年8月、最大 $6,090 m^3/sec$ 流れた洪水前後のY.P.-3.0mの等深線で表わした図-4.13に示す。この図から、洪水前河道中央まで張出していた洲が、洪水時フラッシュされたことが判断される。又、33年11月の観測と34年7月の観測等深線を比較してみると、洪水のない時期には、再び洲が河道中央まで張出していることがわかる。そこで、31年8月から32年6月までの1年間の砂洲変動を、Y.P.-3.0m等深線で表わしてみたのが図-4.14であり、これのみから結論を出すのは早計かもしれぬが、冬に欠けこみ夏にのびているようである。

次に、左岸側沿いの浅瀬は、図-4.15に示すY.P.-1.0mの等深線を見ると、34年以後上流におし上げられているが、図-4.13, 4.14に示すY.P.-3.0mの等深線を見ると、その位置、規模がほとんどかわっていない。この浅瀬を型作っている成分としては、1) 左岸導流堤設置(24年~)前の洲のなごり、2) 導流堤が十分沖合までのびていない時、導流堤端をまわってはいりこんだ土砂、3) 風により導流堤をこえた土砂、4) 河川流・入退潮流・波によりもちこまれた土砂、等が考えられるが、現在導流堤は-0.8 Kmまでのび、従って1), 2)の成因はだいぶ少なくなっていることが考えられる。

次に、河口部の一部に、付近の粒径に比し非常に大きな粒径の礫が存在するということ、およびその上下流でほぼ同じような粒度の砂が存在するということは、非常に興味ある現象であると思う。

どのようにしてこの地点に大きな粒径の礫が存在するようになったか、ということについて、考え得るルートは人為的・風による等無視し得る要因を除けば3つあると思う。

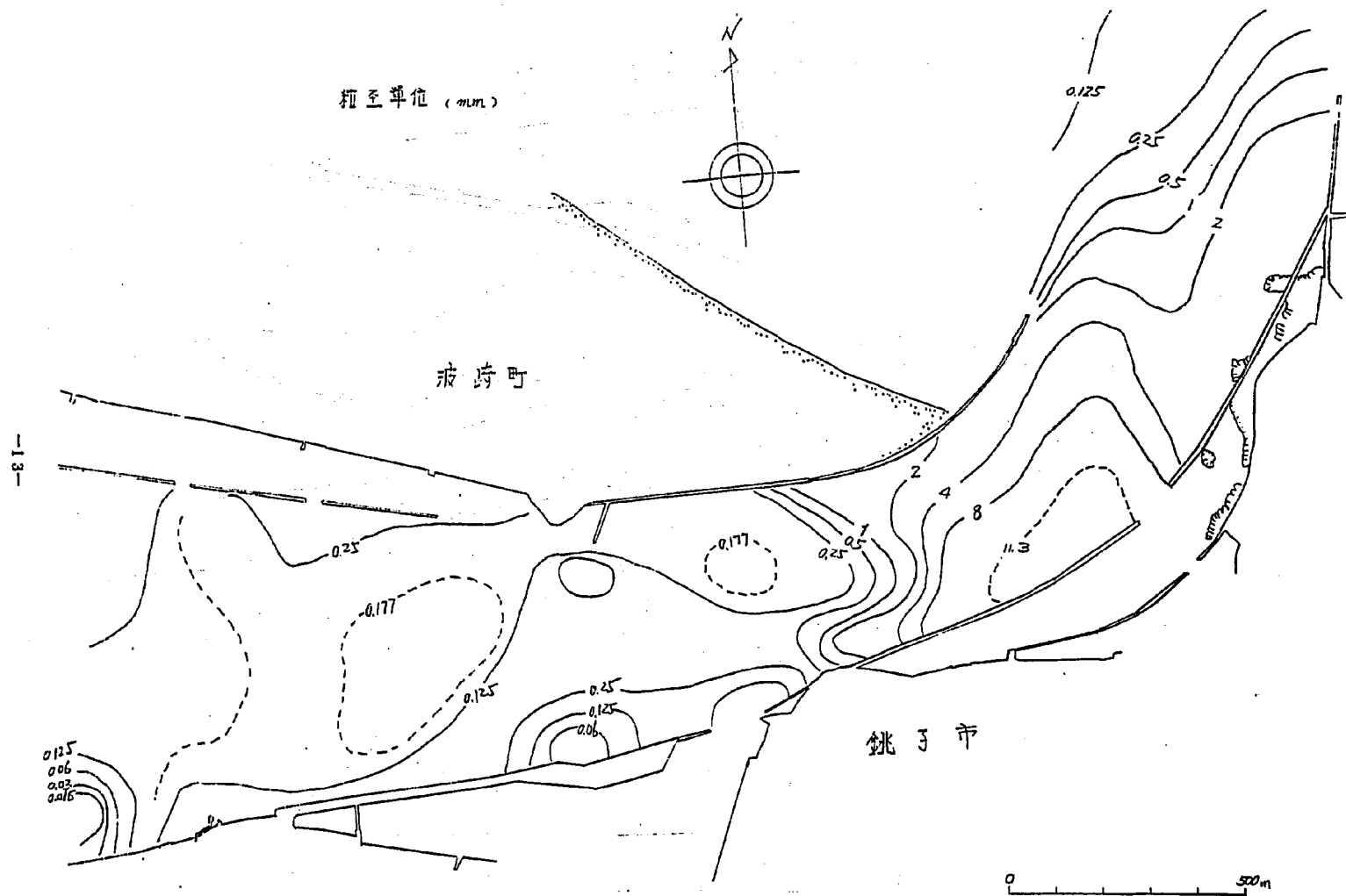


图-4.5 利根川河口部中央粒径分布

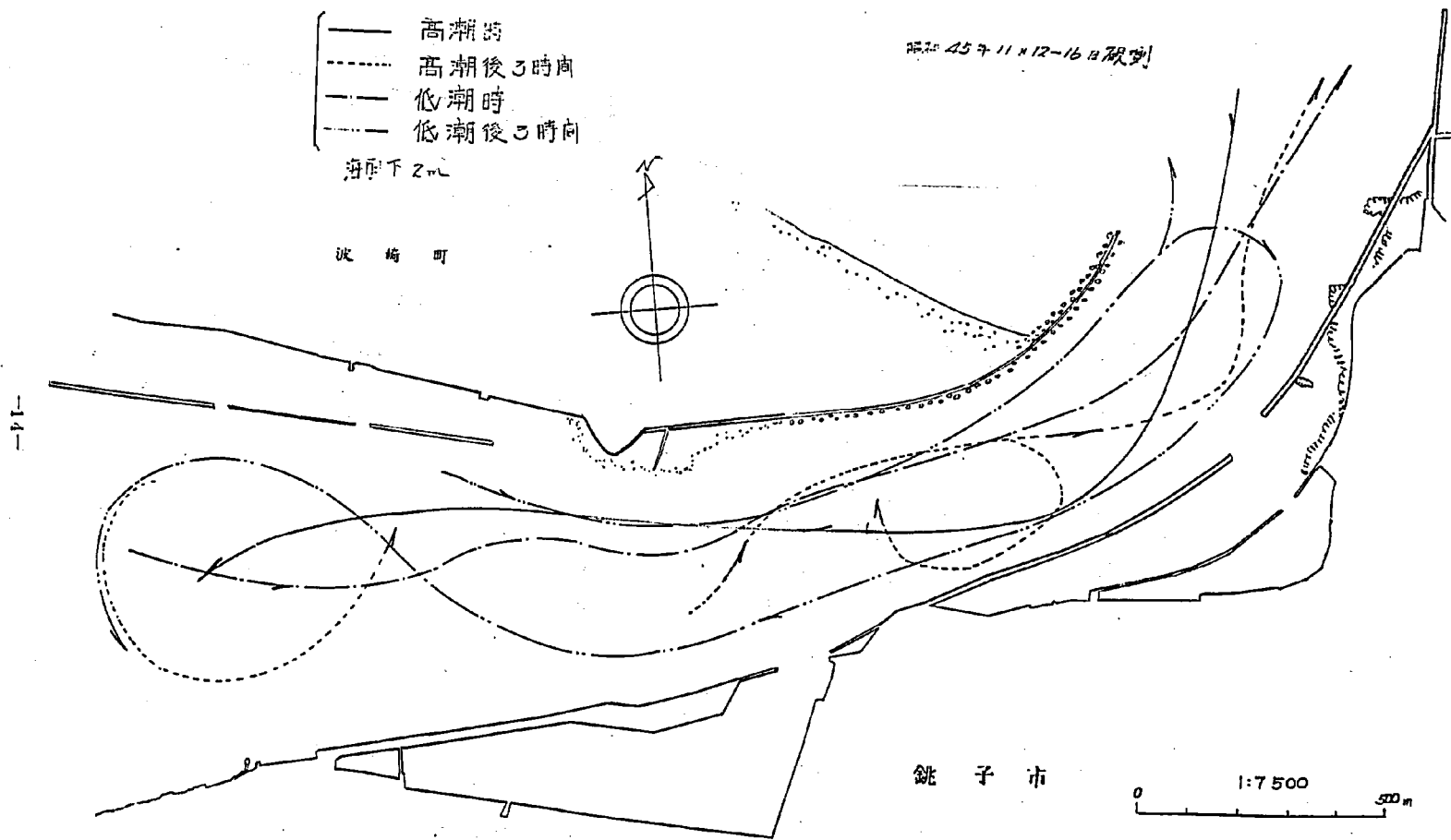


图-4.6 利根川河口付近潮位別流況

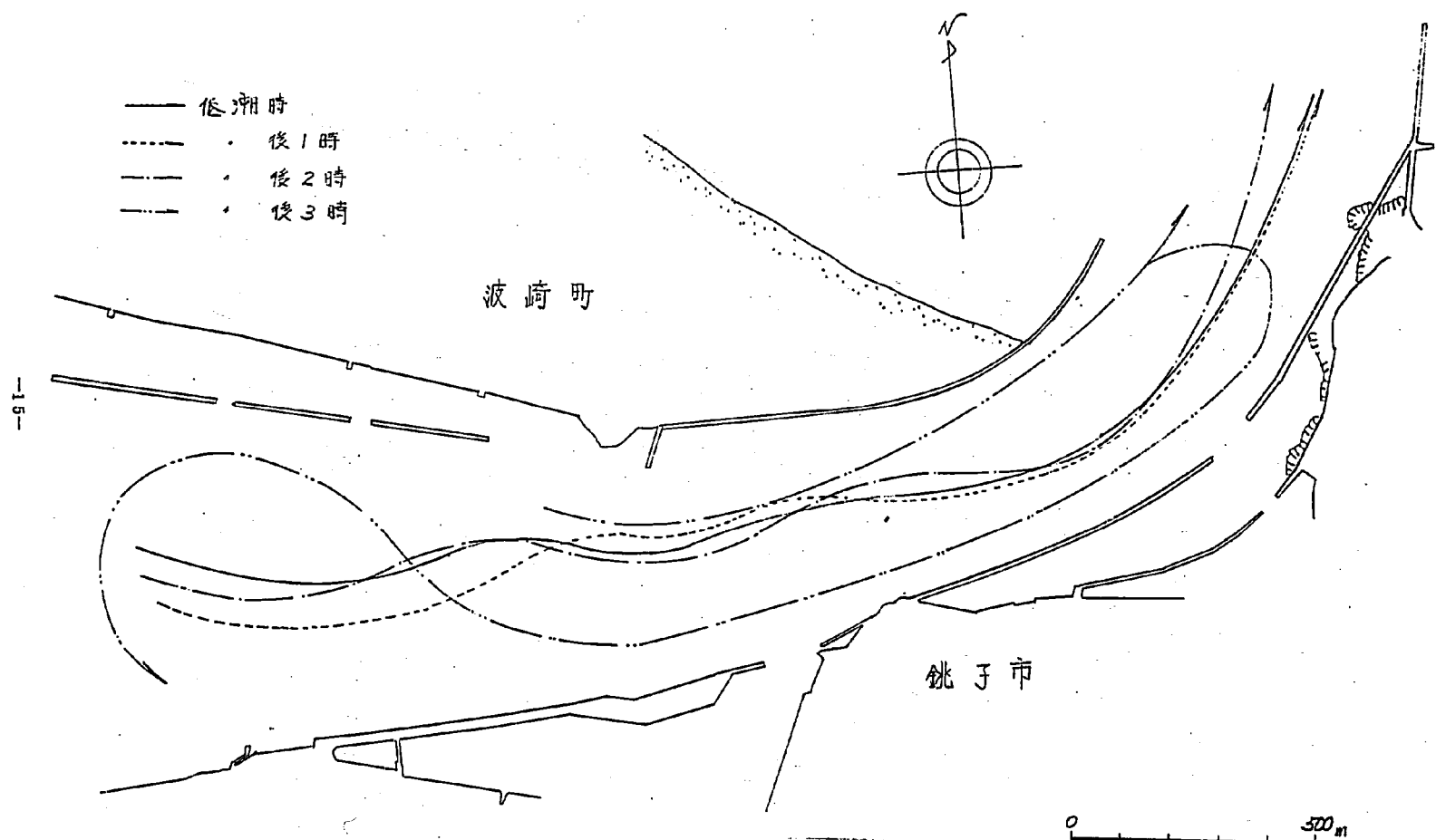


図 - 4. 7 利根川河口付近流況

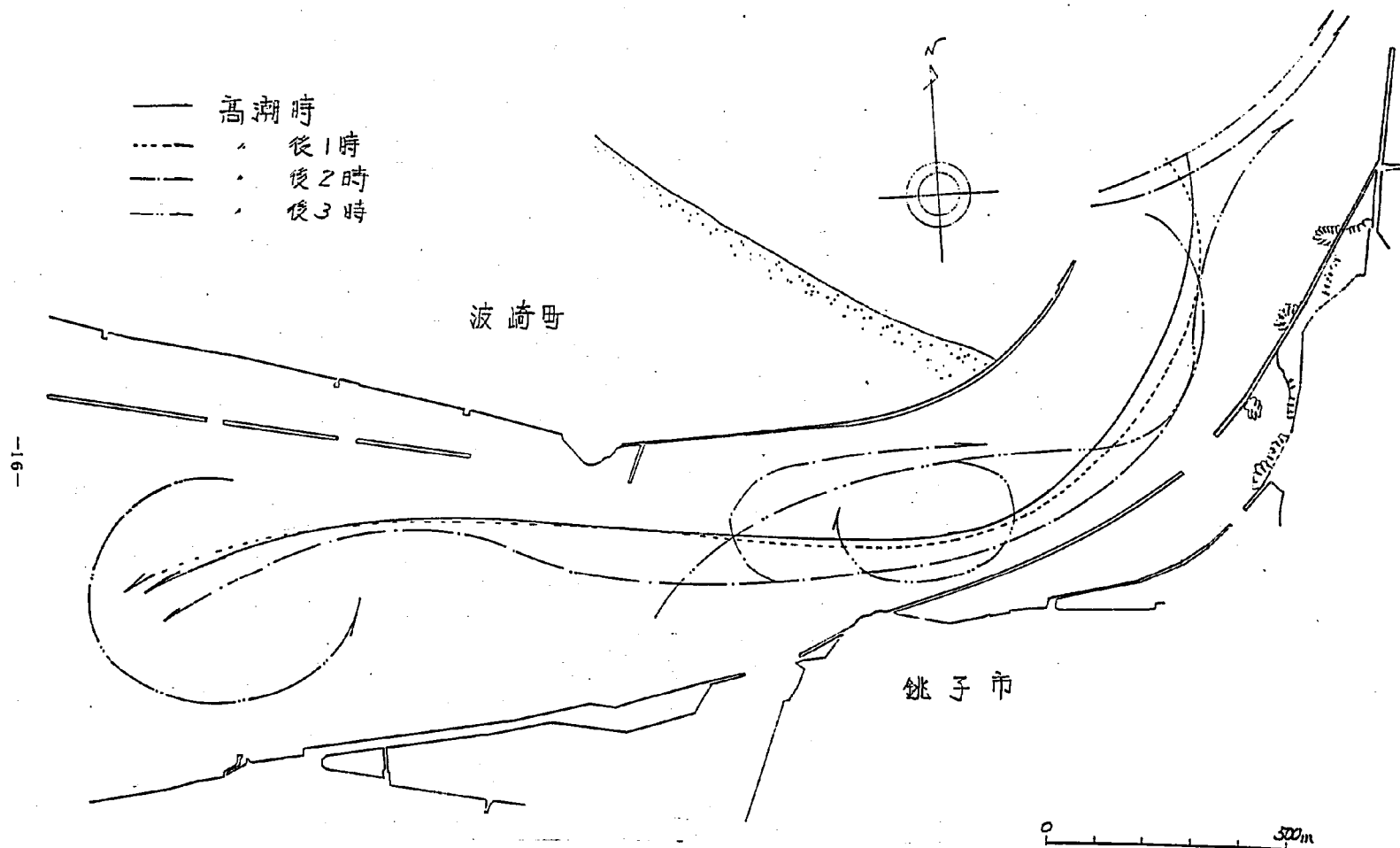
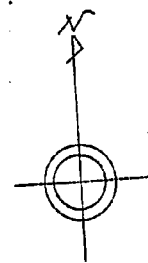


図 - 4. 8 利根川河口付近流況

恒流
海面下2m

昭和45年11月12~16日観測



波崎町

銚子市

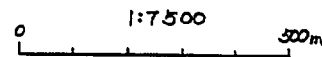


図-4.9 利根川河口付近流況

-17-

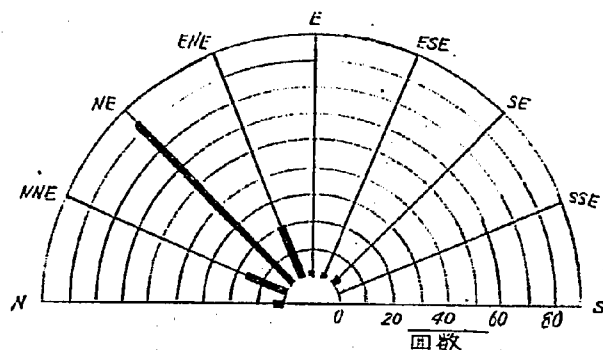


図-4.10 銚子港付近波向別出現回数 S24~5年頃実測

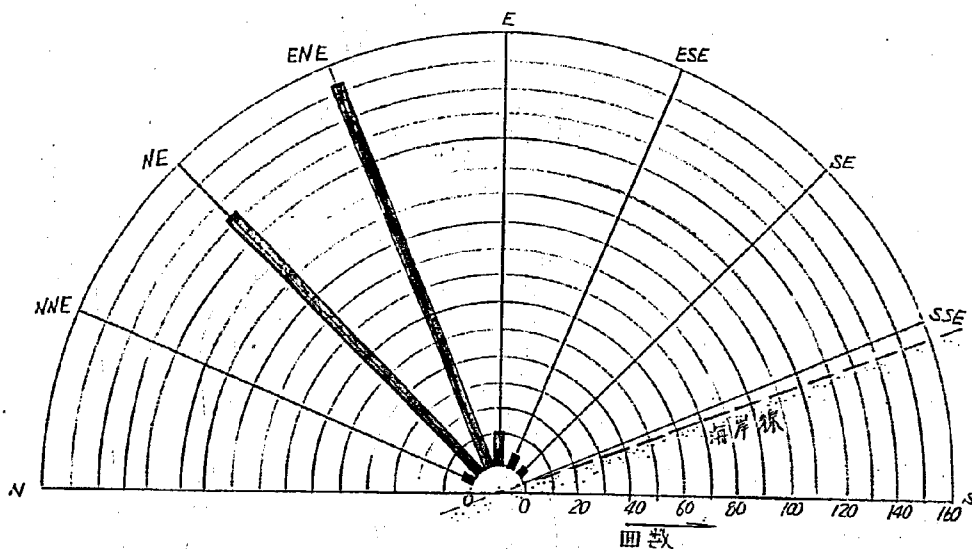


図-4.11 鹿島港波向別出現回数 S37.1~12 実測

1. 上流より掃流されこの地点に堆積した。
2. その地点にあった礫が、河川流・入退潮流によりふり分けられてのこった。
3. 河口外より波によって運ばれ、この地点に堆積し、河川流・入退潮流によりふり分けられて礫がのこった。

以上考えられる3つのルートのうち、1は、上流にこのように大きな粒径の礫が見当らぬこと、たとえ上流にあったとしても、掃流されてきたものが、この付近でもっとも掃流力の大きいこの地点に堆積するのはおかしい等考えれば、要因として考えるのはむづかしい。2

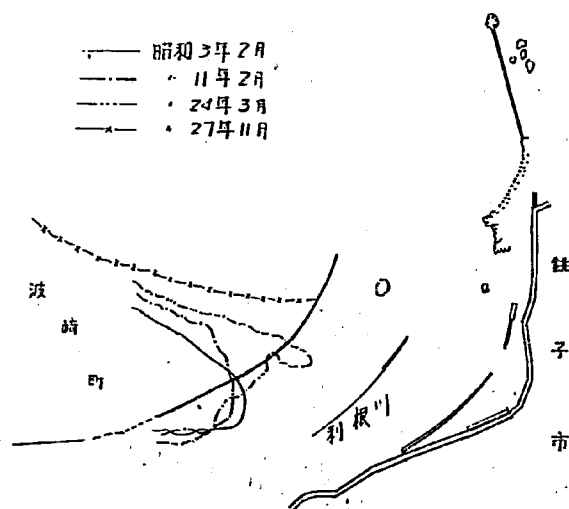


図-4.1.2 利根川河口付近砂洲消長図

のルートについては、十分考え得ることであるが、この地点の礫を調べてみるとほとんどが丸みをおび、相当の surface Creep (転動), saltation (跳動) を繰返しているとみなし得るような形状となっている。もちろん、この地点にとどまっても、掃流砂の抵抗により角のとれることは考えられるかもしれないが、surface creepや saltationにより丸くなった。つまり、この地点にある礫は、移動してきて堆積したものであると見なした方がより合っている。

と思われる。従って、2のルートがまったく否定されたわけではないが、一応要因より除く。

従って、考えられるのは3のルートである。以下これについて若干考えをすすめてみる。

3のルートにより、河口外から礫が運びこまれ、河道内のこの地点に堆積し、ふるいわけられてのこったという考えを明らかなものとするためには、次のような事項について考察を加えねばならない。すなわち、

- 1) 河口部にあるような粒径の礫が河口外に存在するか。
- 2) 河口付近の波による砂礫の移動。
- 3) 河道への波の進入とその減衰。
- 4) 河川流・入退潮流の掃流力・流心・流向。
 - 1) は河口外から礫が運びこまれたと仮定するなら、当然確かめねばならない。
 - 2) は運びこまれるなら波により移動することが必要であり、確認する必要がある。
 - 3) は河道内の上流ある地点以上に、大きい礫が存在しないことから、なぜ境界が存在するのか確かめねばならぬ。
 - 4) は礫といっしょに運ばれた小粒径の砂が、どのように掃流され、ふるい分けられるかを明らかにする必要がある。

以上の事項が考察の対象として考えられる。

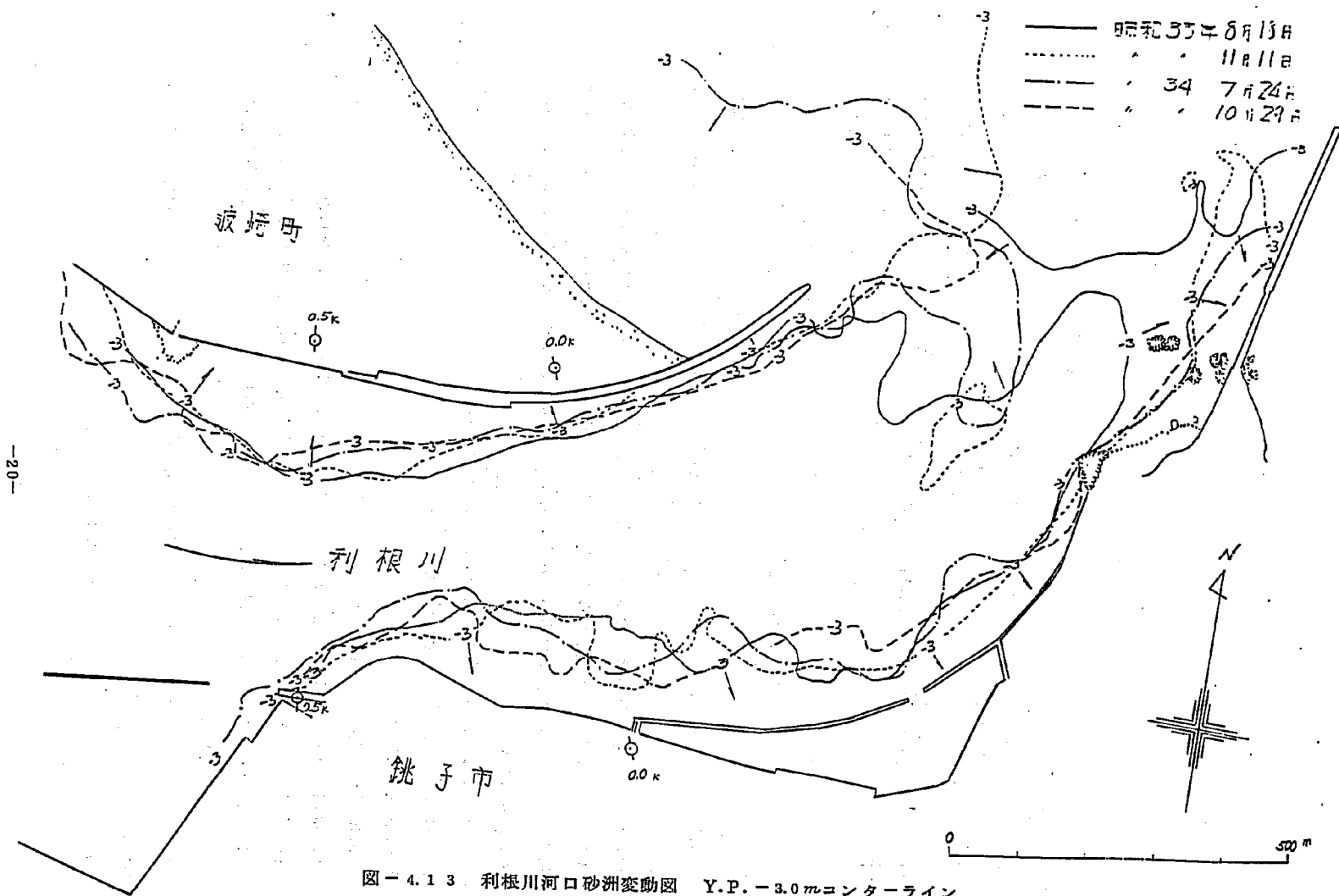
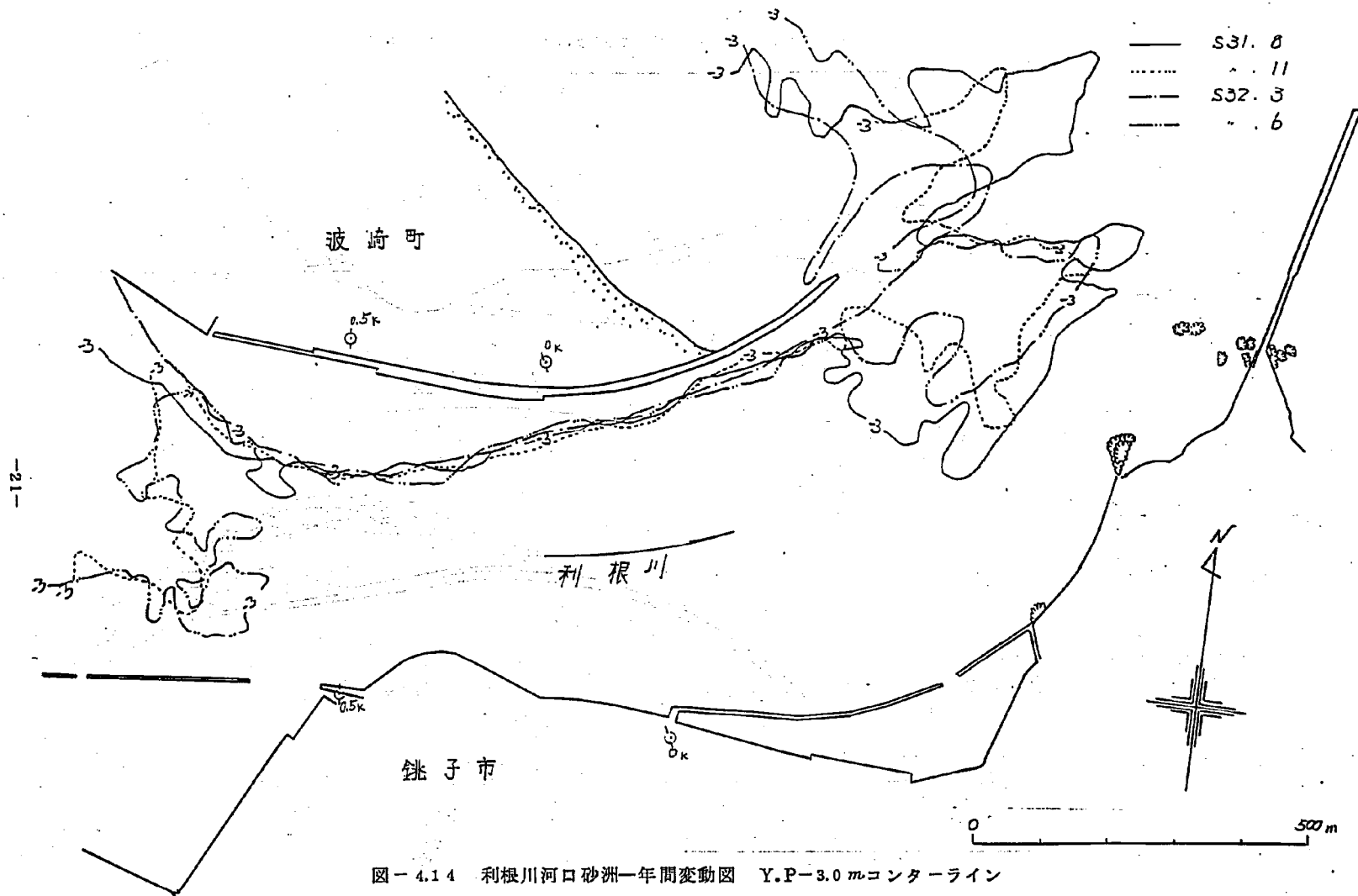


図-4.13 利根川河口砂洲変動図 Y.P.-3.0mコンターライン



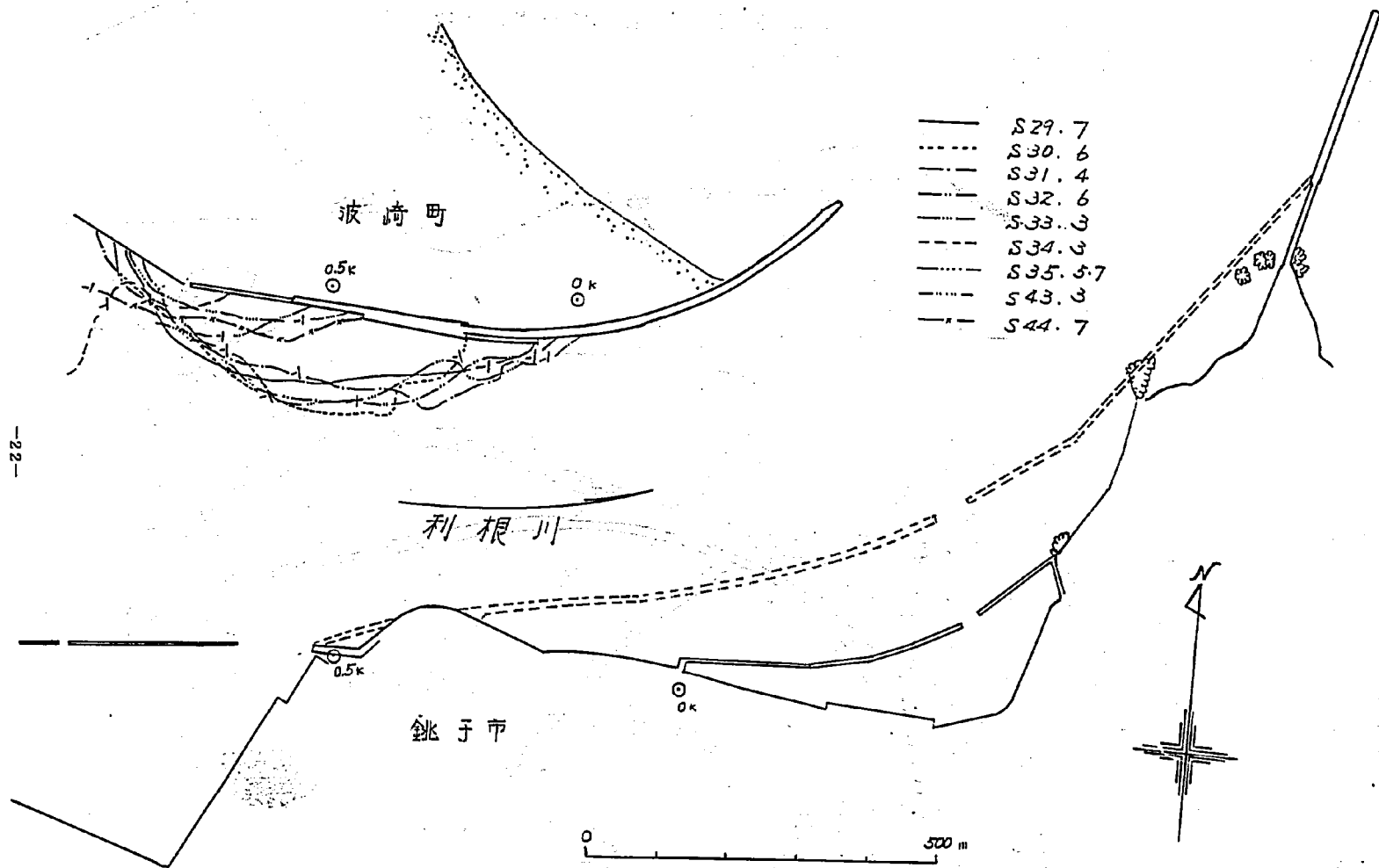


図-4.15 利根川河口砂洲変動図 Y.P-1.0mコンターライン

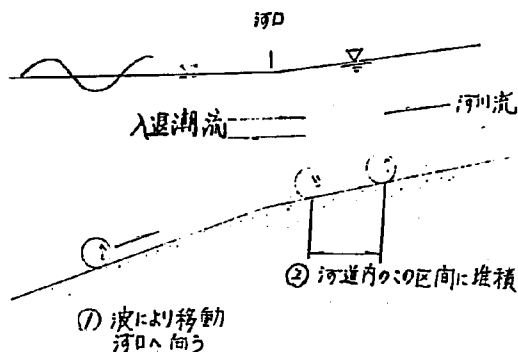


図-4.1.6 砂礫移動模式図

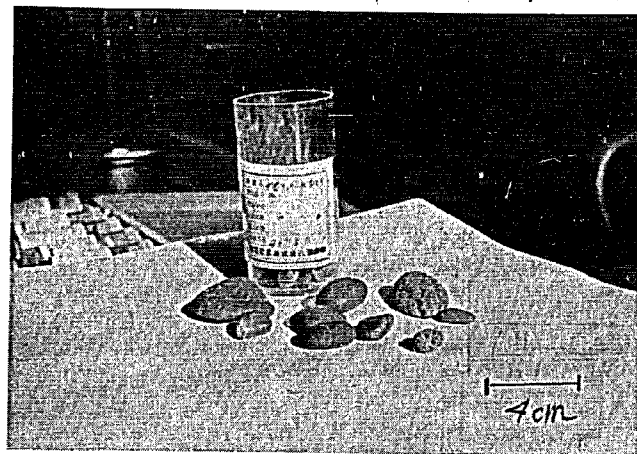


写真-4.1 河口-1.1 Km 右岸

より上流側に大きい粒径の礫が広く分布しているのは、現在この範囲内で礫の移動が行なわれていることを示している。

第2の事項について、波による砂礫が振動を開始する移動限界粒径は、次のように式を導いて求めた。

$$\frac{H_0}{L_0} = \alpha \left(\frac{d_{50}}{L_0} \right)^n \sinh \frac{2\pi h_1}{L} \left(\frac{H_0}{H} \right) \quad (4-1)$$

ここで、 H 、 H_0 、 L 、 L_0 、 h_1 は図-4.1.7 に示す通りであり、 d_{50} は50%粒径、 α 、 n は係数である。

まず第1の事項については、事務所の行なわれた底質材料調査を見ると、外海部では平均粒径0.1~0.3mmであり、最大粒径でも2~5mmである。だが、筆者らが河口左岸の鹿島灘に沿った干潮時の汀線付近の粒度分布を求めてみると、10mm以上の礫は多々見かけられた。

このことは、かつて海底に存在していた礫が波により汀線付近に打上げら

れ、小さい粒径の土砂がふるいわけられることにより、現在は、縦断的には水理公式集 p. 533 に示すように、干潮時の汀線付近に1つのピークをもつ粒径変化をしているものと思われる。

河口部において粒径変化の急激な地点は、左岸導流堤端と右岸防波堤端をむすぶ線であり、左岸汀線と一致しないのは他の要因(河川流、入退潮流等)があるからであろう。又、この線

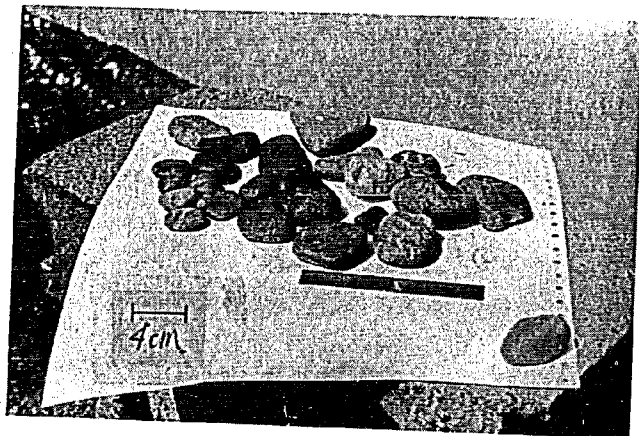


写真-4.2 左岸側汀線

この係数 α , n の値として, 移動形式が初期移動ということで求められた石原・樺木の $n = 1/4$, $\alpha = 0.171$ をもちいると, (4-1) 式は

$$\frac{H_0}{L_0} = 0.171 \frac{d_{50}}{L_0}^{1/4} \sinh \frac{2\pi h_1}{L} \cdot \frac{H_0}{H} \quad (4-2)$$

となり, さらにこれを, d_{50} を求める式にしてゆくと,

$$\frac{d_{50}}{L_0} = \left[\frac{\frac{H_0}{L_0}}{0.171 \times \sinh \frac{2\pi h_1}{L} \left(\frac{H_0}{H} \right)} \right]^4 \quad (4-3)$$

$$d_{50} = L_0 \left[\frac{1}{0.171 \times \sinh \frac{2\pi h_1}{L} \left(\frac{L_0}{H} \right)} \right]^4 \quad (4-4)$$

(4-4) 式により, 沖波々長 L_0 , 水深 h_1 地点の波長 L , 波高 H が与えられれば, 移動限界粒径 d_{50} が求められる。

与えたデータは, 利根川河口付近の実測値がないため, 鹿島港で 37, 38 年に観測された図-4.18 に示すデータを使った。河床高は, 図-4.19 に示すように直線上の河床高を一応使った。

こうして求めた移動限界粒径を与えデータごとに表わしたのが図-4.20 である。この移動限界粒径は, 碎波しない波について求まるもので, この状態では, 粒子は前後振動を繰り返すのみである。その振動は, 十分深い所では前後対称に振動するのみであるが, 浅い所では前後非対称な振動をするかと考えられ, 碎波しなくとも, わずかづつ粒子は移動するこ

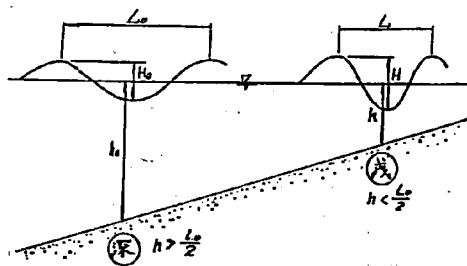


図-4.1.7 波形諸符号

とが想象される。図-4.2.1の①、②参照。

本格的に粒子が移動するのは碎波帯内である。図-4.1.2の③参照。今、碎波帯が水深／波高＝1.3以下の時であるとする、-0.8 Kまでは、それのあるのは図-4.2.2より No.6 (周期1 2.0 sec, 沖波々長2 2 4.7 m, 沖波々高3.3 2 m) の-1.1 Kより上流の場合のみである。

以上のことより、河道内にある際は、沖合で振動を繰り返しながら少しづつ河口にむかってすすみ、そのまま河道内に進入するか、途中から碎波により一挙に河道内にもちこまれるかするのであろう。

第3事項の河道への波の進入とその減衰については、多くの仮定、簡略化のもとに値を求められなくもないようであるが、模型実験にたよるのが最も確かである。しかるに、現在はその施設もなく実験はできなかった。したがって、波の河道内へ

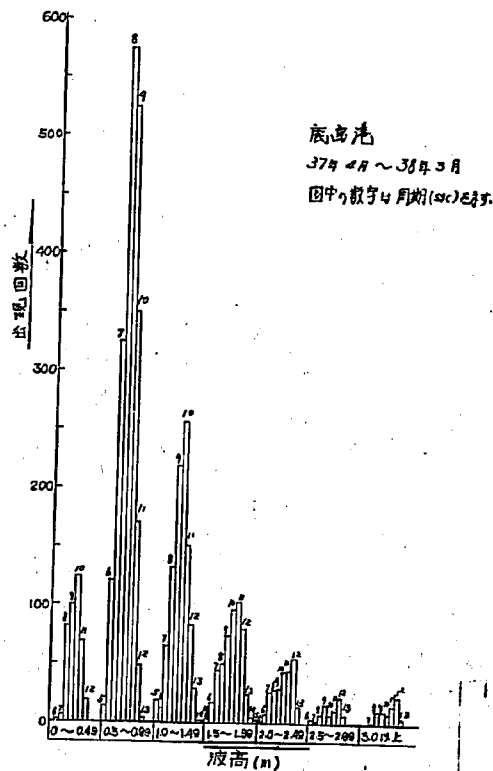


図-4.1.8 周期別波高出現回数

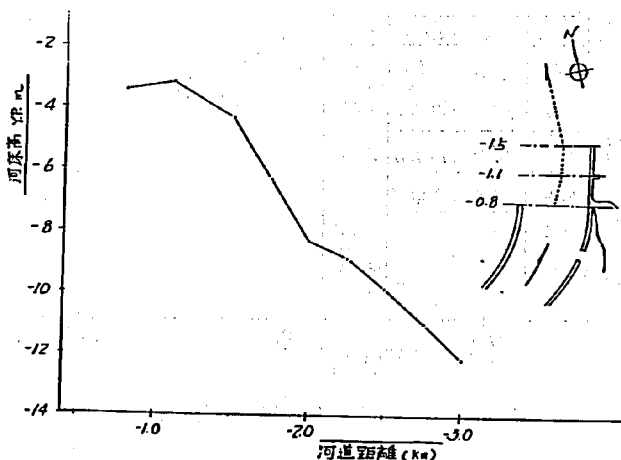


図-4.1.9 利根川河口外河床高

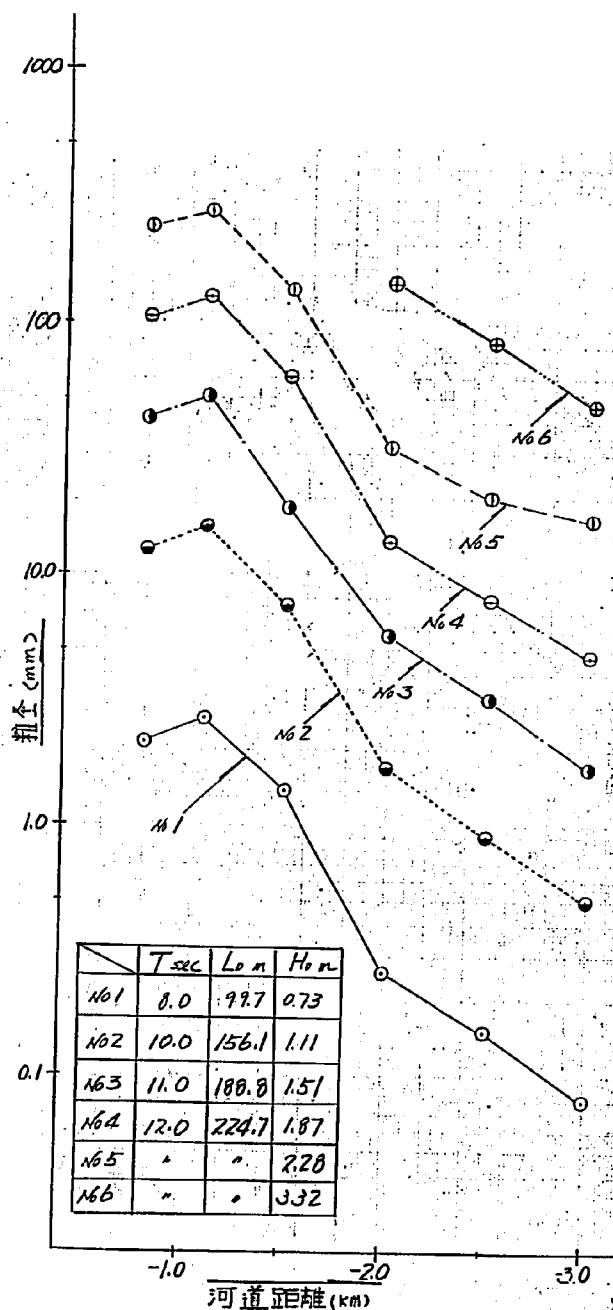


図-4.20 波による移動限界粒径

$= 2.5 \sim 6.4 (\text{cm/sec})^2$ となる。ただし $\rho = 1$ とした。岩垣式より、この掃流力を移動限界

の進入経路を屈折図により紙上で求めてみたのが図-4.23である。この図によれば、波の進入方向にもよるが、ほぼ $0.25 \sim 0.5 K$ 付近まで第1波(第1反射前の波)が進入してくることがわかる。

だが、波の進入・減衰については模型実験を待つしかないだろうと思う。

第4の事項について、本節のはじめに述べたように、河川流は河口部が湾曲しているから右岸に沿って流れ、防波堤端より外海に拡散してゆく流れであろうし、入退潮流は図-4.6に示すように、河口付近で蛇行して流れている。入退潮流の流速は、図-4.6に示す流向を観測する際に、水面下 $2m$ の地点で観測されたが、 $0 K$ 付近では、高低潮時 $50 \sim 80 \text{ cm/sec}$ あるようだ。 $0 K$ 付近では平均河床高がほぼ $Y.P-4.0m$ であり、高潮 $Y.P 1.60m$ 、低潮 $Y.P-0.20m$ くらいであるので、水面下 $2.0m$ の地点は水深 $5.60m$ or $3.80m$ のうち、河床から $0.64 \sim 0.47$ の位置となる。従って、この位置の流速はほぼ平均流速とみなし得る。そこで、 $u_s \approx u/10$ の関係があるので、この時の摩擦速度は $5 \sim 8 \text{ cm/sec}$ で、掃流力 $\tau = \rho u_s^2$

とする粒径を求めてみる

と 3 ~ 7 mm となり、これ

以下の粒径は入退潮流で

移動可能であることにな

る。この値から見ると、

河口部では入退潮流によ

る土砂移動がかなり活発

であると思われ、入退潮

流の蛇行がかなり重要性をおびてくる

ものと思われる。

又、河川流の掃流力について大かた

の推察をするため、41年6月洪水を

与えて河口部の掃流力を求め、その掃

流力を移動限界とする粒径を、岩垣式を

もちいて計算してみた結果が図-4.24

である。一部分を計算して示したにす

ぎないが、流量 $4,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ 程度流

れると、-1.0 K 付近で最大 30 mm の

粒径の礫が移動可能となる。その上下

流ではしだいに粒径は小さくなってい

る。このことは、41年以後大きな洪

水のなかったことと、波による礫の移

動とを考えると、43年の実測粒度分

布で -0.5 K 付近に最大粒径 40 ~ 50

mm の礫が存在し、下流 -1.0 ~ -1.5 K

付近では最大粒径 20 ~ 30 mm となっ

ていたことに、わりと関係があると思わ

れる。

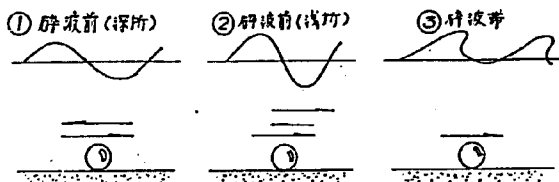


図-4.2.1 粒子移動形式

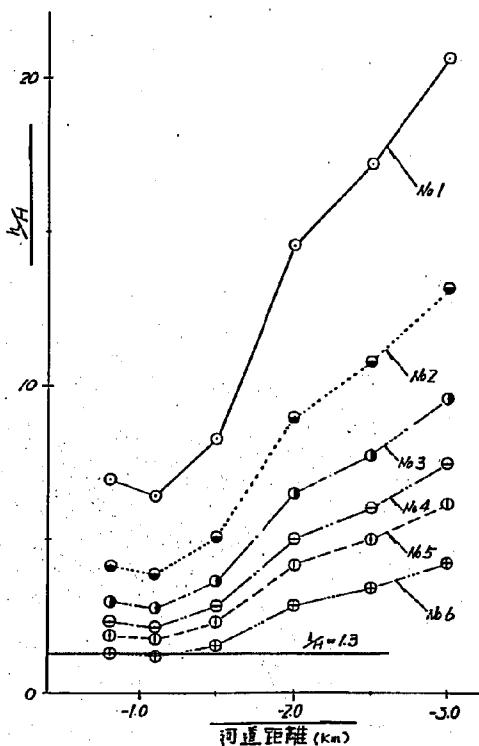
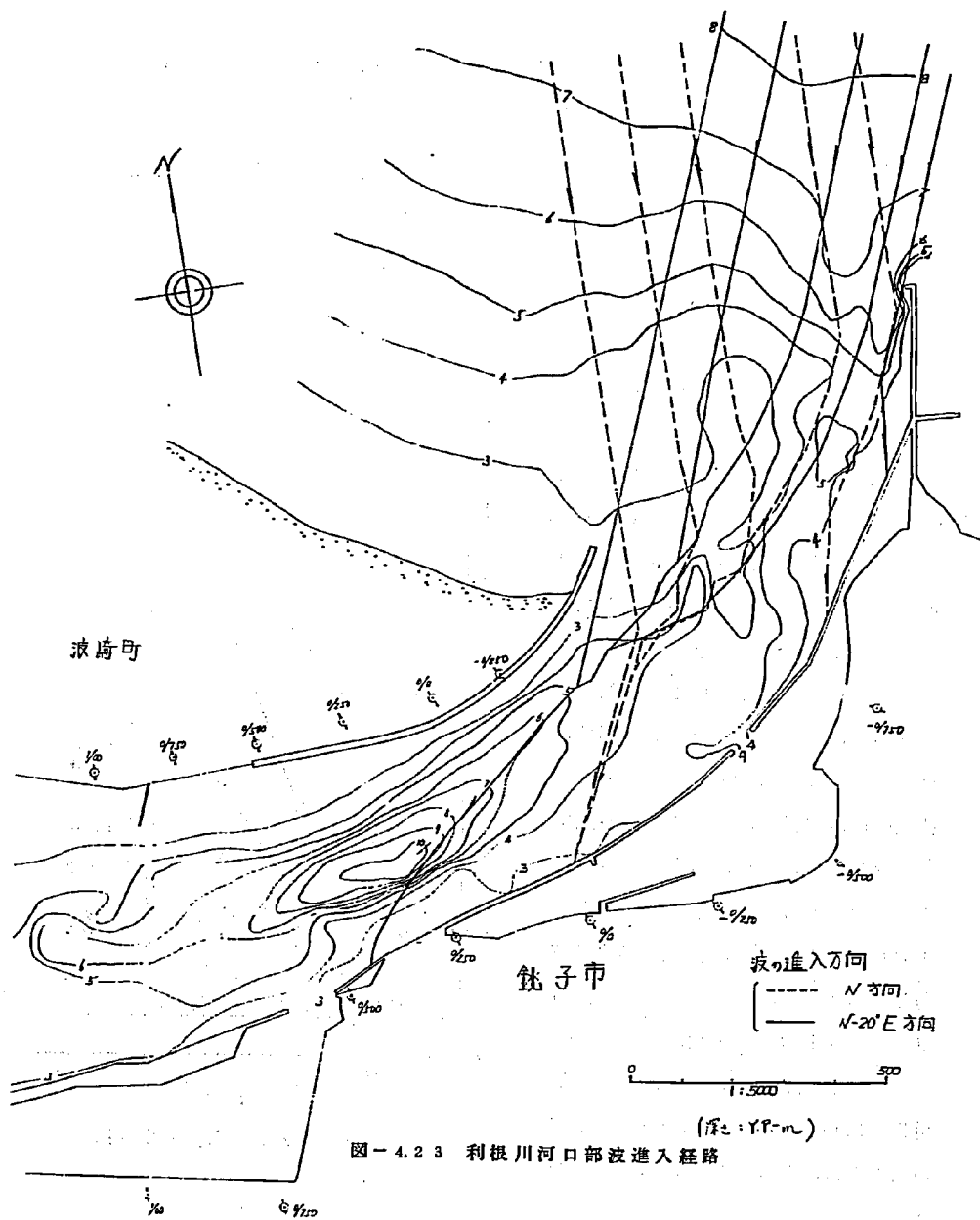


図-4.2.2 水深・波高比

第2節 河口湾曲部の流れについて

利根川は河口部で大きく左に曲っており、流れも湾曲のもつ諸要素を含んだ流れであると思われる。これが、河口部および外海における流れを複雑にする一因となっている。



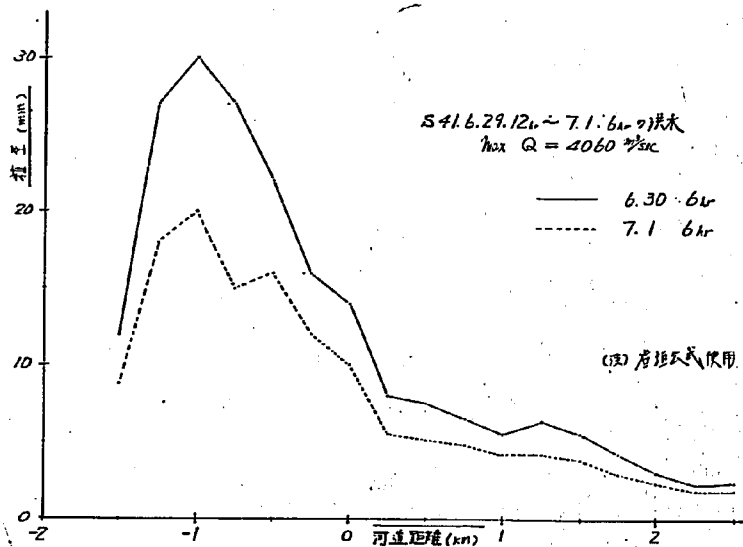


図-4.2.4 利根川河口部移動限界粒径

湾曲部における流れの特徴はうず流であることであり、うずの種類としては、全水頭がどの流線をとってみても等しくなるような自由渦と、流れのすべての部分で回転角速度 ω が等しくなるような強制渦の2種類が特徴的である。この2つの渦は湾

曲角が大きい場合には1湾曲流中に存在し、その存在領域は、湾曲上流端付近では自由渦で、以下遷移領域を経て強制渦へと変ってゆく。

以下に、各渦の流速分布、圧力水頭分布等を表わす式を記す。

1) 自由渦

すべての渦運動において近似的に次式が成り立つ。

$$\frac{dp}{dr} = \rho \frac{v^2}{r} \quad (4-5)$$

ここで、 p : 圧力、 v : 流速、 r : 湾曲半径

図-4.2.5 渦領域分布

次に、自由渦の場合は、すべての流線の全水頭が等しい。つまり、

$$\frac{v^2}{2g} + \frac{p}{\gamma} = H = \text{const} \quad (4-6)$$

自由渦であるゆえ、全水頭は半径方向に一定である。よって(4-6)式で r についての微係数は0となる。

$$\frac{d}{dr} \left(\frac{v^2}{2g} + \frac{p}{\gamma} \right) = 0 \quad (4-7)$$

これより dp/dr を求めると、

$$\frac{dp}{dr} = -\frac{r}{2g} \frac{dv^2}{dr} = -\frac{\rho}{2} \frac{dv^2}{dr} \quad (4-8)$$

ただし $r = \text{密度} = \rho/g$

(4-8) 式を (4-5) 式に代入すると、

$$-\frac{\rho}{2} \frac{dv^2}{dr} = \rho \frac{v^2}{r} \quad (4-9)$$

(4-9) 式は、 v^2 、 r に関する変数分離形の常微分方程式である。よって、

$$\frac{dv^2}{v^2} = -2 \frac{dr}{r} \quad (4-10)$$

$$\log v^2 = -2 \log r + 2 \log c$$

$$v \cdot r = K = \text{const} \quad (4-11)$$

(4-11) 式が速度分布を表わす式である。

次に (4-11) 式を (4-6) 式に代入すると、

$$\frac{p}{r} = H - \frac{v^2}{2g} = H - \frac{K^2}{2g} \cdot \frac{1}{r^2} \quad (4-12)$$

(4-12) 式が圧力水頭分布を表わす式である。

以上 (4-11)、(4-12) 式でもって、自由渦の速度分布、圧力水頭分布を求め得る。

2) 強制渦

自由渦と同様、強制渦においても次式が成り立つ。

$$\frac{dp}{dr} = \rho \frac{v^2}{r} \quad (4-5)$$

又強制渦の特徴として、半径方向すべての部分で角速度 ω が等しくなるような流れであり、流速分布としては、

$$v = \omega \cdot r \quad (4-13)$$

が成り立つ。

(4-13) 式を (4-5) 式に代入して、

$$\frac{dp}{dr} = \rho \cdot \omega^2 \cdot r \quad (4-14)$$

この式を積分すると

$$\int dp = \rho \omega^2 \int r \cdot dr$$

$$p = \rho \omega^2 \frac{r^2}{2} + p_0 \quad (4-15)$$

ここで p_0 は渦中心での圧力を表わす。よって

$$\frac{p}{r} = \frac{\omega^2 \cdot r^2}{2g} + \frac{p_0}{r} \quad (4-16)$$

(4-16) 式が圧力水頭分布式である。

以上の式をまとめて記すと、

1) 自由渦

$$\text{流速分布} \quad v = \frac{K}{r} \quad (4-17)$$

$$\text{圧力水頭分布} \quad \frac{p}{r} = H - \frac{K^2}{2g} \cdot \frac{1}{r^2} \quad (4-18)$$

2) 強制渦

$$\text{流速分布} \quad v = \omega \cdot r \quad (4-19)$$

$$\text{圧力水頭分布} \quad \frac{p}{r} = \frac{\omega^2 r^2}{2g} + \frac{p_0}{r} \quad (4-20)$$

使用した符号は、

v : 流速, r : 湾曲半径, p : 圧力, g : 重力, p_0 : 湾曲中心の圧力,

r : 流体の単位体積重量, ρ : 水の比重, ω : 角速度, K : 常数

以上の式からもわかるように、自由渦では $v \propto r^{-1}$, $p \propto r^2$, 強制渦では $v \propto r$, $p \propto r^2$ となる。

つまり、自由渦領域では湾曲外岸側ほど流速おそく、水位が高い。又、強制渦領域では外岸側ほど流速早く、水位が高い流況となる。

これを利根川河口部の流れに適用してみるに、実験上の制約から、上流は 2.0 K までしか流速は測定しなかったが、2.0 K, 0.25 K では顕著な傾向は見られず、どちらともいえない流況である。しかし、それより下流に行くに従い、強制渦の傾向が著しくなり、それは -1.5 K でもっとも顕著である。-1.5 K は右岸防波堤端であり、それより下流では、海水との間に生じる摩擦、それによって生じる渦のため右岸側の流速は著しい減少を示し、その結果として、-2.0 K では左右対称な流速分布を示すようになっている。

湾曲の影響のもっとも激しいのが -0.8 ~ -1.5 K 区間であり、左右岸で流速は最大約 2.0 m, 水位は約 4.0 cm もの差が見られる。ただし、この値は歪模型の結果であり、湾曲の流れには歪の影響がはいりやすいことを考えると、実験結果を見るのも歪の影響のあるのを考えて見なければならない。

このような結果からも考えられることは、湾曲部における水位観測のむづかしさであり、その水位結果から河道の粗度を逆算するとなれば、いくらかの誤差を共なうことが十分考えられると思われる。

第3節 外海への拡散について

これは、河道内の河川水が外海へ流出した場合、どのように拡散してゆくかを見て、不等流計算の模擬河道の設定資料にすると共に、外海での摩擦によるエネルギー損失を明らかにしようとするものである。

拡散巾は、前述のように、フルオレッセン液を -1.5 K （右岸）、 -0.8 K （左岸）から滴下し求めたものであり、それを平面図に表わしたものが図-4.2.6~4.3.0である。又横軸に河道距離、縦軸に拡散巾をとってグラフに表わしてみたものが図-4.3.1~4.3.5である。

まず平面図に示した拡散巾に注目してみるに、拡散の方向はほぼすべての実験結果から -1.1 K 線に対する垂線に対し、約 10° 右によった方向であることがわかる。これは、流出口としての河口部が湾曲しているため、丁度この方向に、右岸側が速く左岸側がおそいという傾いた流速分布をもって流出するからであろうと思われる。

又動水と静水との摩擦によるエネルギー損失は、二層流のせん断力を求める式（4-2.1）を単純に使ってみる。

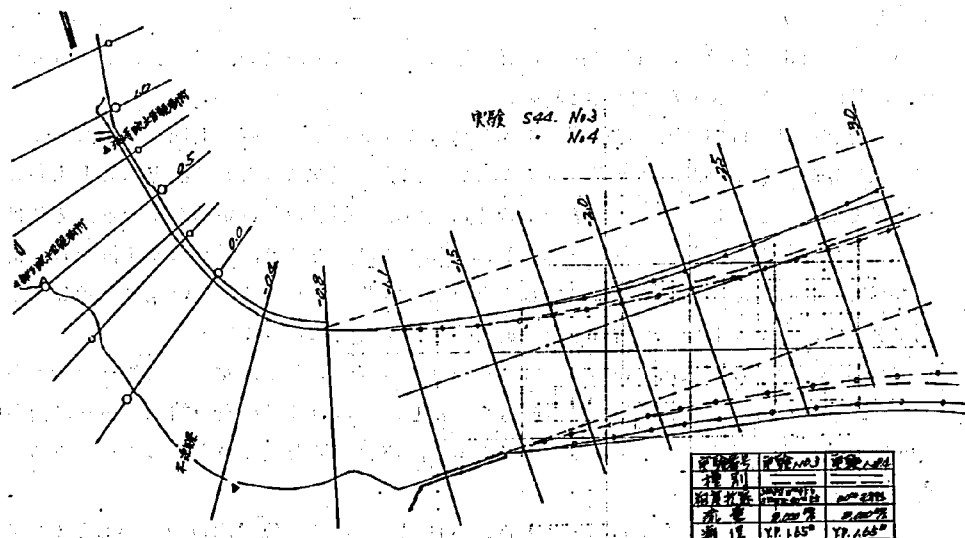


図-4.2.6 拡散巾平面図

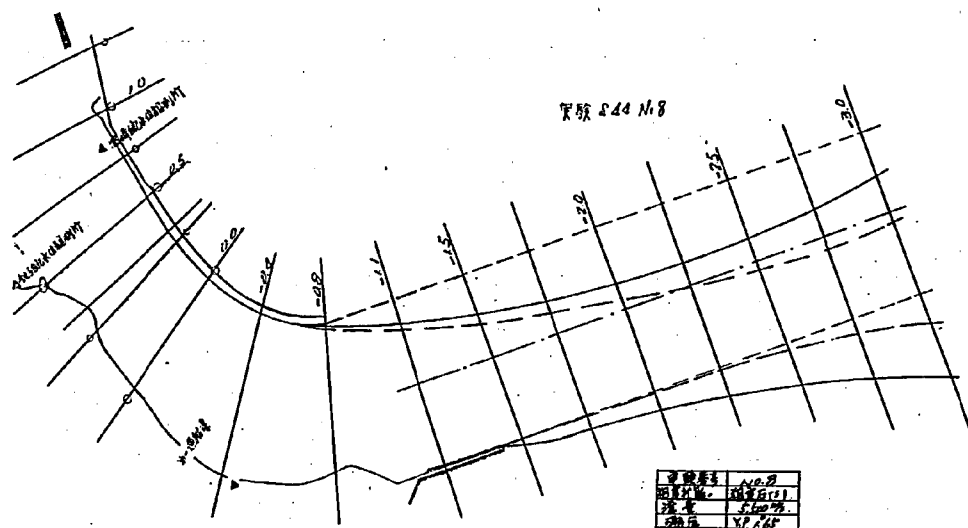


图-4.27 拉散巾平面图

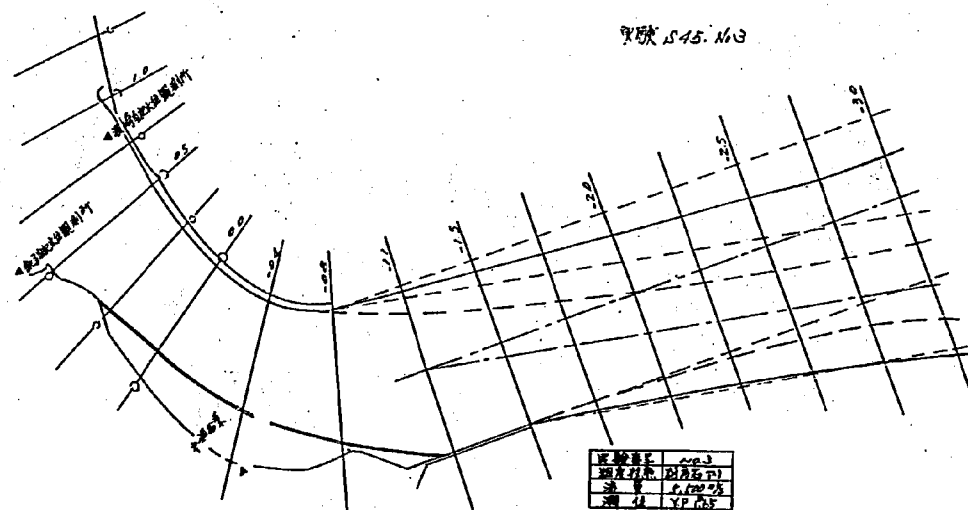


图-4.28 拉散巾平面图

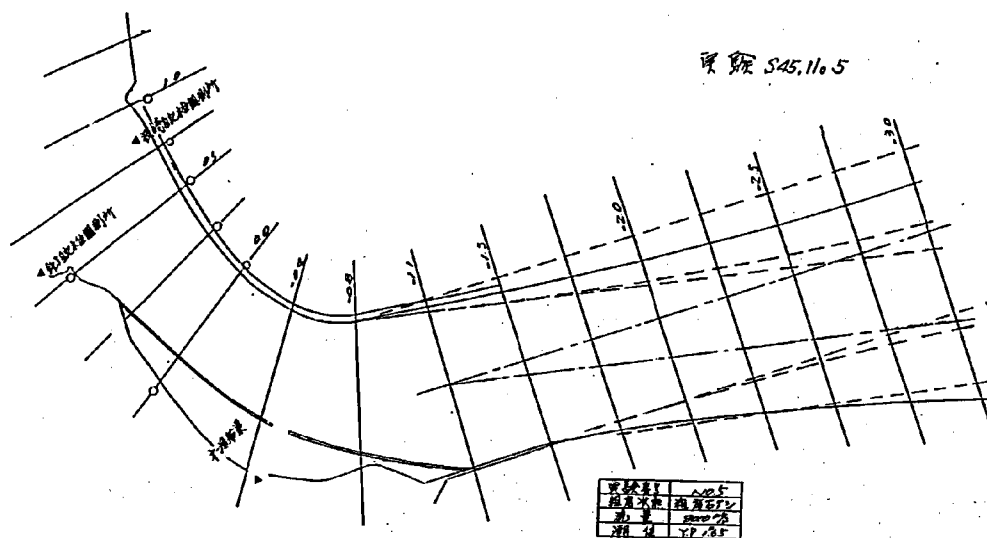


图-4.29 拉散巾平面图

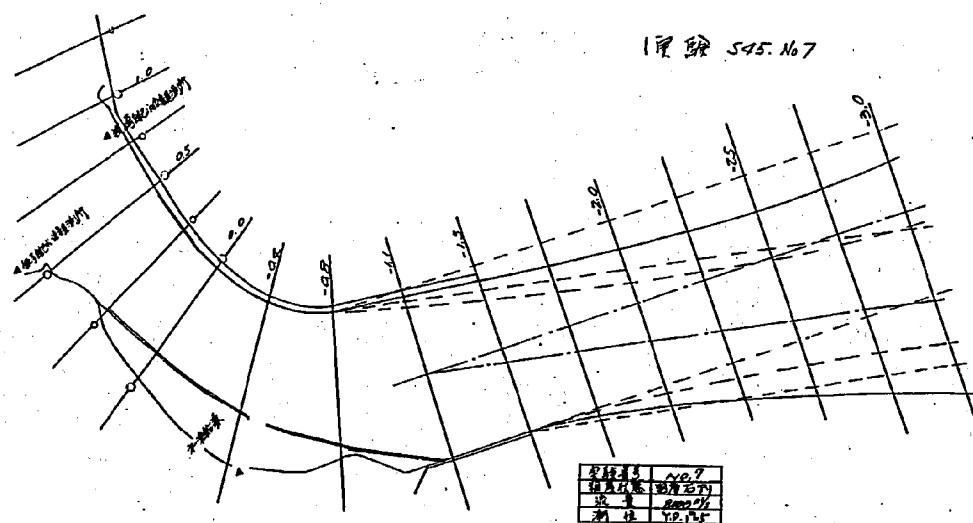


图-4.30 拉散巾平面图

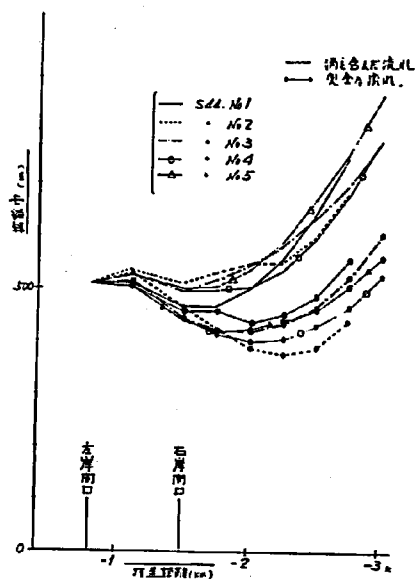


图-4.3.1 河口拉散巾

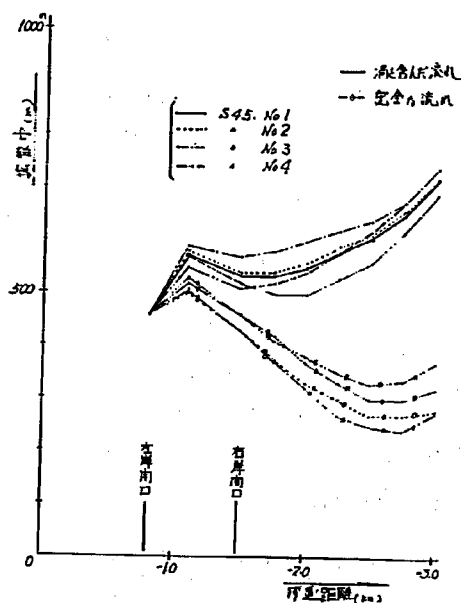


图-4.3.2 河口拉散巾

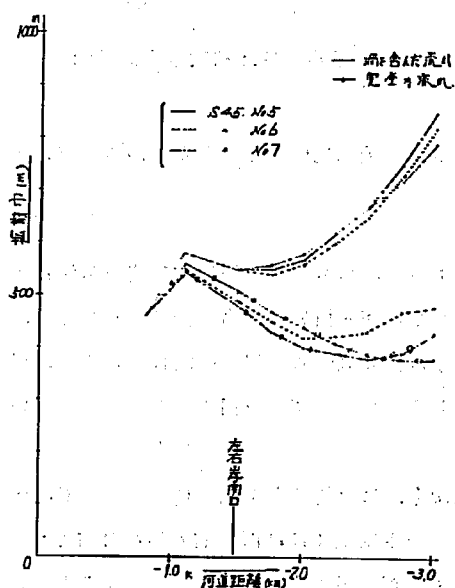


图-4.3.3 河口拉散巾

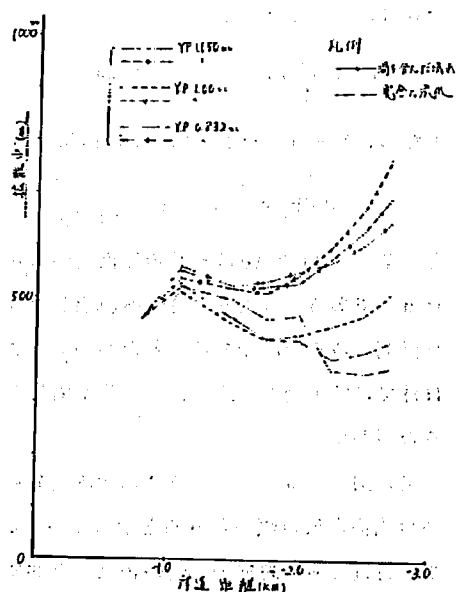


图-4.3.4 平均河口外拉散巾(潮位别)

$$\tau_i = f_i \frac{\rho}{q} |u_1 - u_2| (u_1 - u_2) \quad (4-21)$$

ここで、 τ_i : 二層間せん断応力

f_i : 境界面抵抗係数

$$\rho = \frac{\rho_1 + \rho_2}{2}$$

$\frac{\rho_1}{\rho_2}$: 二層なす各流
体の密度

u_1, u_2 : 二層なす各流
体の密度

今、海水は静止しているとみなしたので $u_2 = 0$ とおける。すると
(4-21) 式は

$$\tau_i = f_i \frac{\rho}{q} |u_1| \cdot u_1 \quad (4-22)$$

そして、河川水が下流に流れている状態とし、流速も下流向きを正とすれば、(4-22) 式は

$$\tau_i = f_i \frac{\rho}{q} u_1^2 \quad (4-23)$$

となる。つまり、せん断力 τ_i は河川水の流速 u_1 の 2 乗に比例することがわかる。又、

$$\tau_i = \rho g h I_e, \quad I_e = \frac{\tau_i}{\rho g h} \quad (4-24)$$

とすると、 τ_i と I_e は一乗の比例関係にある。よって、エネルギー勾配と流速の関係は $I_e \propto u_1^2$ である。つまり、外海へ流出した場合のエネルギー損失は、右岸側がより激しく、左岸側でゆるやかであることがわかる。この現象は、実験時に流況を観測していると、河口外では静・動水の摩擦による渦が右岸側で激しく、エネルギーの損失をより大にしているのがわかる。

又、図-4.3.7~4.3.9に示す流速分布(水深方向は平均値)を見るに、-1.5 K断面では右高左低の傾いた分布を示しているが、-2.0 K断面ではほぼ左右対称な分布となり、この付近で河口湾曲の影響が消えると共に、エネルギー損失も対称的なものになると思われる。

次に拡散巾について考察を試みる。図-4.3.1~4.3.5が拡散巾の縦断変化を表わした

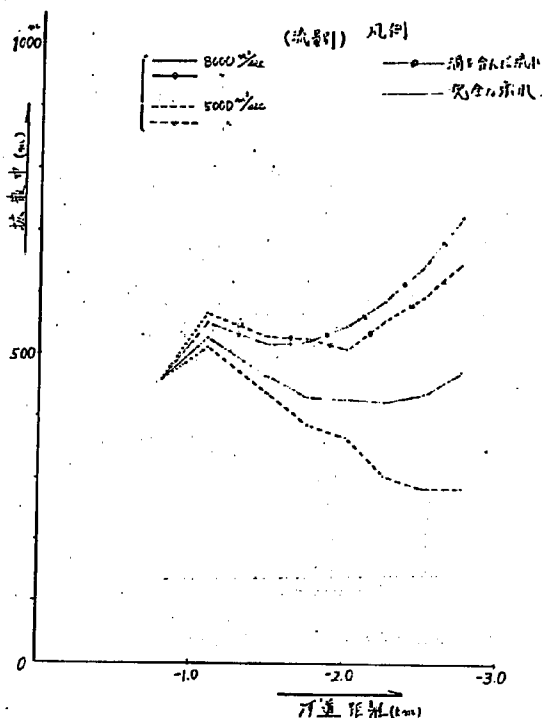


図-4.35 平均河口外拡散巾(流量別)

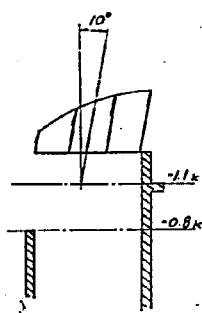


図-4.36
拡散方向

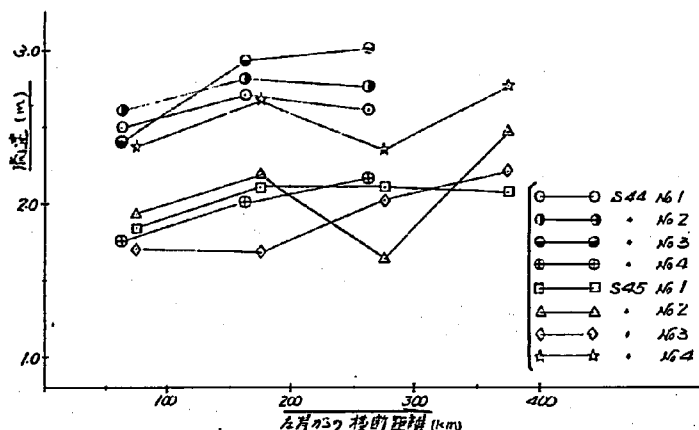


図-4.37 -0.8 K断面平均流速

ものであるが、44年度実験のデータと45年度実験のデータに若干の相違があるので以下に述べる。

図-4.31, 4.32から44, 45年度の総体計画断面での渦領域を含んだ拡散巾を比較してみると、河口から-2.5 K付近までは、45年度データの方が44年度データより拡散巾は広くなっているが、それより下流では逆転している。

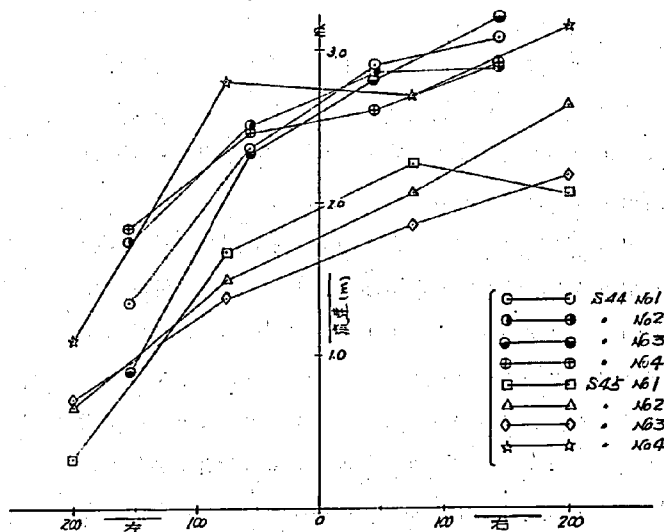


図-4.38 -1.5 K断面平均流速

又完全な流れ領域に注目してみると、-1.5 K付近まではほぼ同じ傾向にあるが、それより下流では、44年度のデータが増加傾向を示すのに対して、45年度データはなお減少傾向を示し、-2.5 K付近をすぎてやっと増加傾向を示すようになる。つまり図-4.40のように、渦領域を含んだ拡散巾は45年度のデータは44年度データに比

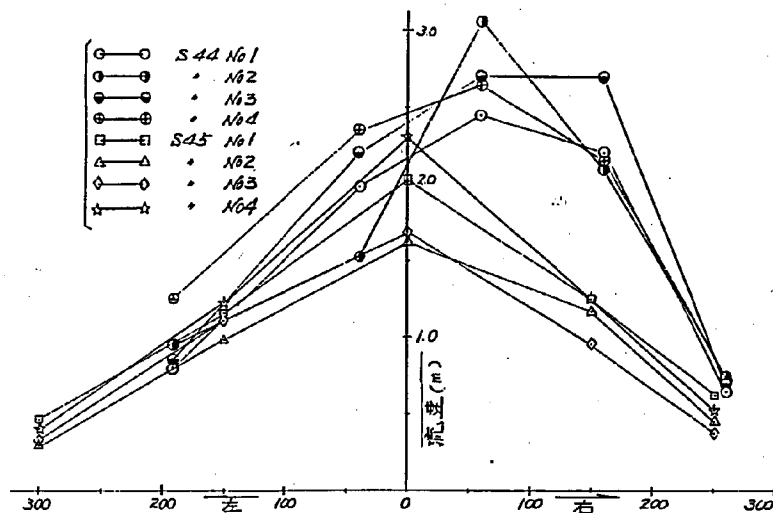


図-4.39 -2.0 K断面流速分布

べ、河口付近では広がり大きく、外海に出るに従って小さくなっているが、渦領域のみを見ると、45年度データの方が常に大きくなっており、45年度データは渦領域の多い拡散であることがわかる。

又45年度に実施した最大掘削断面のデータも比較してみると、渦領域を含んだ流れは、-2.0 K付近までは45年度データとわりとよく似ているが、以後44年度データに似た拡がり巾を示すようになっていく。又完全な流れ領域では、45年度データよりすべて大きく、44年度データとは-2.0 K付近で逆転し、以後増加傾向は示すものの44年度データほどではない。

すなわち図-4.41に示すように、最大掘削断面の渦領域を含んだ拡散巾は、河口付近で44年度データより大きく、以後同程度の広がりとなってきており、渦領域のみに注目すると、河口付近では44年度データとほぼ等しい広がりであるが、以後大きく渦領域が増加している。

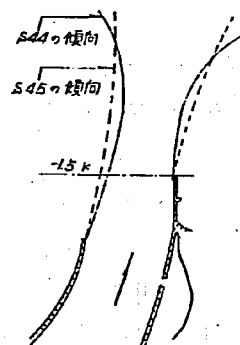


図-4.40 年度別拡散傾向

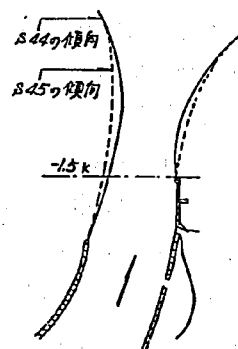


図-4.41 年度別拡散傾向

ここで、44年度データ（総体計画断面）と45年度データ-1（総体計画断面）、データ-2（最大掘削断面）の各実験条件の相違を列挙してみると、

- 1) 44年度データおよび45年度データ-2は、主として流量 $8000 \text{ m}^3/\text{sec}$ をとっているのに対し、45年度データ-1は $5500 \text{ m}^3/\text{sec}$ が主である。
- 2) 右岸第1漁船渠の導流堤が、44年度にはなく、45年度に取り付けた。これは河口彎曲部の外岸側に位置し、流れに大きな影響をおよぼしていると思われる構造物であるので、外海への拡散にも、特に河口付近では少なからぬ影響を与えていることであろう。

又45年度データ-2は、左岸 $-0.8 \text{ K} \sim -1.5 \text{ K}$ にも導流堤をもうけてある。

- 3) 利根川模型の海部にとりつけられている潮位調節用ゲートの配置を図-4.4.2に示すが、この開き方の相違がある。即ち、44

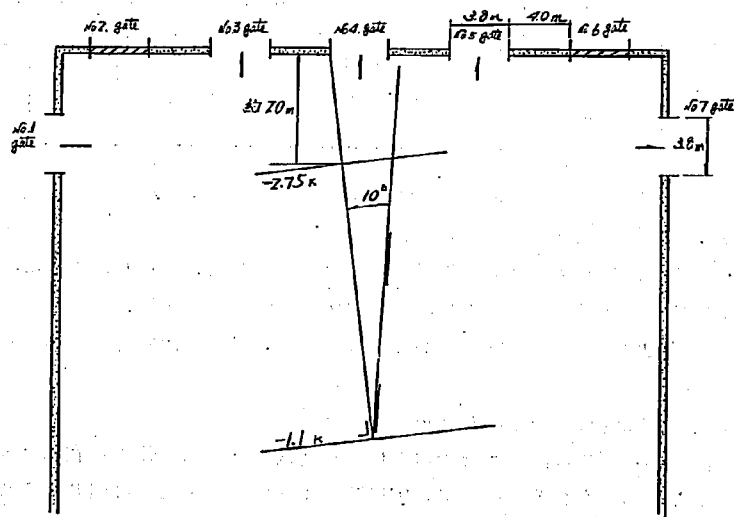


図-4.4.2 利根川模型ゲート配置図

- 年度は、図中①⑤⑦のゲ-

ートを平均的に開き、45年度には、これに④のゲートも加えて開いた。なお、44年度には①⑦のゲートを他のゲートより大きく開き、ゲート操作による拡散の影響を調べてみたものがあるが、この場合には顕著な差は見られなかった。

従って考えられるのは④ゲートの開閉である。このゲートは図-4.4.2に示すように、丁度流出水のむかってゆく地点にあげ、 -2.75 K 地点（ゲートより約 7 m の地点）で約 $1.0 \text{ m}/\text{sec}$ （現地尺度に換算）もの流速があることを考えると、④ゲートの開閉は、この付近の流出水の拡散に、少なからぬ影響を与えていると思われる。

なお、観測者は44・45年度共に同一人で行っており、個人誤差はわりと少ないと思われるが、拡散の領域を一線で行き届けることは非常に困難であり、これといった定量的判断をくだす資料もないため、個人の勘にたよることがすべてであった。従って、この誤差

も加味して考えねばならぬことは言うまでもない。

以上のような実験データの考察および実験条件を述べてみたのであるが、これはあくまで模型実験を通してのものであり、現地ではいかなる拡散状況を呈しているかの考察を行なう段階になると、現地観測値の不足および河口外での密度流効果の不明等が大きな障害となり、満足なものにならない。

理論的に噴流として解を求めたものがあるが、それによると、流れ方向の距離 x に対し、拡散巾、流速は次のようになる。³⁾しかしながら、今回の実験では、拡散巾を見ると下記表のいずれにもはいつて

表-4.1 jet 拡散の巾と流速

いるとはみなしたが

く、むしろ、福島等⁴⁾

の述べているように

指数関数的広がりを

していると見なした

方がよりあたってい

る。すなわち、河口巾 b_0 、河口からの距離 x 、係数 k とすると、河口から x の地点の拡散巾 b は、 $b = b_0 \cdot e^{kx}$ で表わされる。

福島等はこの関係を石狩川河口の実測によって求めており、これには密度流効果も当然含まれていると考えられるので、より現地に近いものと思われる。

密度流効果については実験ができなかったので、次節で考察するのみにとどめる。

第4節 河口密度流効果の考察

河口部付近では、海水と淡水という密度差のある二流体の存在により、二層流となることが考えられる。従って、実験時のように、河・海共に同じ密度の流体である場合とは、多少異なった河口外流況となるであろうことが懸念される。

ただし、大流量の場合には、海水が完全に河口外におしやられて、河口付近では淡水だけの流れとなることが考えられるが、海水が河口外におしやられる限界の流量は、塩水楔の存在する限界流量として

$$q_0 = \sqrt{\epsilon \cdot g} A \sqrt{H} \quad (4-2.4)$$

で求められる。

ここで、 q_0 : 塩水楔が河口内に存在し得る限界淡水流量

A : 河口断面積

H : 河口の淡水水深

$$\epsilon = \frac{\text{塩水比重} - \text{淡水比重}}{\text{塩水比重}} = \frac{\rho_s - \rho_0}{\rho_s}$$

これを利根川河口に適用して限界流量を求めてみる。

河口 - 1.5 K を河口と見なし、この地点の河床高を $Y.P - 6.0 m$ 、河口巾 $500 m$ の矩形断面に近似すると、水位 $Y.P 1.65 m$ 、 $0.83 m$ の2ケースの限界流量は表-4.2 のようになる。ここで、塩水比重として、海水 $= \rho_s = 1.03$ と河川逆上塩水 $\rho_s = 1.01$ の二値をもちいて求めてみた。

実験流量として、 $8000\text{ m}^3/\text{sec}$ ・ $5500\text{ m}^3/\text{sec}$ の二種類をもちいたが、表-4.2から $8000\text{ m}^3/\text{sec}$ の場合は、河口付近での密度流効果はないものと見なし得る。又、 $5500\text{ m}^3/\text{sec}$ の場合には、いろいろのケースが考えられるが、河口部に塩水の存在可能なケースは、河口水深 7.65 m 、塩水比重 1.03 とみなした場合のみで、他はすべて河口部では塩水の存在しない淡水のみの流れとなっていると考えられる。

表-4.2 限界流量

河口巾 (m)	水深 (m)	ρ_s	q_c m^3/sec
500	7.63	1.03	5700
		1.01	3300
"	6.80	1.03	4800
		1.01	2800

しかしながら、今見てきたのは河口付近においてであり、エネルギーの減少して行く外海においては、どの地点かで塩水の効果を受けることになるが、これについて、柏村等⁵⁾は次のように述べている。

「洪水時には、洪水は河口を噴流形式でふき出し、遠くはなれた沖で海水と接し、この地点では直接連行型の強い循環流を生ずる。そこで、この地点に土砂が堆積する。この堆積地点は、河口から河口巾の4~5倍の地点といわれている。」

すなわち、図示すると図-4.43のようである。

そこで、この現象が利根川でも認められるかどうか、利根川下流工事事務所の好意により深淺測量をしていたのだが、測量前に長い間大きな洪水がなかったためか、上記のように河口巾の4~5倍地点に堆積した跡を認めることはできなかった。従って、これでは、塩水の洪水流に対する影響を推定することはできない。

以上述べたように、エネルギー減少の著しい-1.5 K地点まででは、実験にもちいた洪水流量 $8000\text{ m}^3/\text{sec}$ 、 $5500\text{ m}^3/\text{sec}$ ではほぼ河川水のみの流れと見なし得る。それより下流、つまり外海での密度流効果が推定できない。しかしながら、前節で述べたように、実験で求めた外海への拡散形態と、石狩川で実測された拡散形態が共に指数関数的広がりを示し似ていること、等を考慮すれば、実験でもちいた $8000\text{ m}^3/\text{sec}$ 、 $5500\text{ m}^3/\text{sec}$ の洪水流量の時の河口付近の解析には、密度流の効果をそれほど考慮しなくてよいと考え得る。

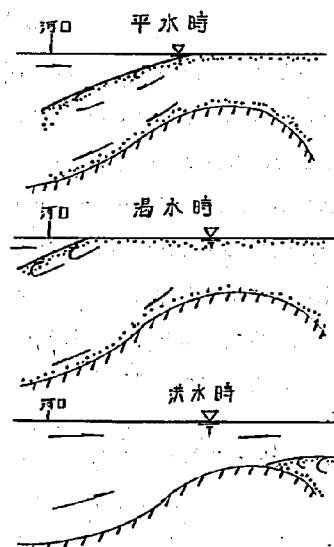


図-4.43 河口外二層流

第5節 河口付近のエネルギー損失特性

5-1 流れのエネルギー損失

一般に、流れのエネルギー損失には次のようなものがあるといわれている。

- 1) 摩擦損失 Δh_f
- 2) 漸拡による損失 Δh_{ge}
- 3) 漸縮による損失 Δh_{gc}
- 4) 急拡による損失 Δh_{se}
- 5) 急縮による損失 Δh_{sc}
- 6) 曲りによる損失 Δh_b

河道内においては、常にこれらのうち、1～3個の損失があわさって全損失として現われているものと思われる。

従って、河口附近のエネルギー損失特性を把握するためには、まずエネルギー損失の成分を求めてみる必要があるように思う。

そこでまず各損失を求めてみると、

- 1) 摩擦損失は、Manning の式形が当てはまるとして、

$$\begin{aligned}\Delta h_f &= I_c \cdot \Delta x = \frac{n^2 \cdot v^2}{R^{4/3}} \cdot \Delta x \\ &= \frac{n^2}{2} \left(\frac{v_1^2}{R_1^{4/3}} + \frac{v_2^2}{R_2^{4/3}} \right) \cdot \Delta x \quad (4-25)\end{aligned}$$

で表わされる。添字の 1, 2 は断面を表わし、 Δx は 1, 2 断面の区間距離を表わす。他の記号は慣用記号であるので説明を略す。

ここで、水流と摩擦を生ずる境界面を考えてみると、河床および護岸等がそれとえられるが、河床巾が 400～800 m あるのに対して、護岸付近の水深は 5～6 m であるので、水流におよぼす境界面の摩擦を考える場合には、護岸等側壁の影響を無視して、河床のみの摩擦と考えてかまわない。そして河床の摩擦は、その地点の河床材料、河床の砂堆の規模により与えられる。

- 2) 漸拡による損失は

$$\Delta h_{ge} = f_{ge} \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g} \quad (4-26)$$

f_{ge} : 漸拡損失係数

3) 漸縮による損失は

$$\Delta h_{gc} = f_{gc} \frac{V_2^2}{2g} \quad (4-27)$$

f_{gc} : 漸縮損失係数

4) 急拉による損失は

$$\Delta h_{se} = \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g} \quad (4-28)$$

5) 急縮による損失は

$$\Delta h_{sc} = f_{sc} \frac{V_2^2}{2g} \quad (4-29)$$

7) 曲りによる損失は

$$\Delta h_b = f_{b1} \cdot f_{b2} \frac{V_2^2}{2g} \quad (4-30)$$

f_{b1} : 曲りの曲率半径と管径の比 (ρ/D) によってきまる損失係数

f_{b2} : 任意の曲り中心角の場合の損失と、中心角 90° の場合の損失との比

以上 (4-25) ~ (4-30) 式で流れのエネルギー損失が求められる。

このうち、(4-25) の摩擦損失を除いた 5 個の損失を形状損失と考え、全損失が 2 つの損失から成り立っているとすると、全損失 Δh_e は、

$$\Delta h_e = \Delta h_f + \Delta h_l \quad (4-31)$$

で表わされる。ここで Δh_l は形状損失を表わすもので、

$$\Delta h_l = \Delta h_{gc} + \Delta h_{se} + \Delta h_{sc} + \Delta h_b \quad (4-32)$$

従って、全損失および摩擦損失がいくつかの仮定を加え、何らかの方法 (実測・計算) で求まれば、(4-31) 式で形状損失を求めることができ、全損失を摩擦損失と形状損失に分離して表わすことが可能である。

5-2 エネルギー損失分離計算

式 (4-31) を使って、全エネルギー損失を摩擦損失と形状損失に分離する計算法を以下に述べる。

今、図-4.4.4 に示すような断面 1, 2 を考え、その間の全エネルギー損失を Δh_e は次のように表わされる。

$$\Delta h_e = \left(H_1 + \frac{V_1^2}{2g} \right) - \left(H_2 + \frac{V_2^2}{2g} \right) \quad (4-33)$$

従って、全エネルギー損失を粗度係数に換算した全粗度 n_e は次式で求められる。

$$n_a = \frac{2}{Q^2} \cdot \frac{dh_e}{dx} \left(\frac{1}{\frac{1}{R_1^{4/3} \cdot A_1^2} + \frac{1}{R_2^{4/3} \cdot A_2^2}} \right) \quad (4-34)$$

次に、摩擦損失は摩擦による粗度 n_c を仮定すれば、

$$\Delta h_f = \frac{n_c^2 \cdot Q^2 \cdot \Delta x}{2}$$

$$\left(\frac{1}{R_1^{4/3} \cdot A_1^2} + \frac{1}{R_2^{4/3} \cdot A_2^2} \right)$$

で表わされる。

形状損失 Δh_f は、前項の式 (4-31) から

$$\Delta h_f = \Delta h_g - \Delta h_r \quad (4-36)$$

で求まるので、この形状損失を粗度係数に換算した形状粗度 n_f は、

$$n_f^2 = \frac{2}{Q^2} \cdot \frac{\Delta h_f}{dx} \left(\frac{1}{R_1^{4/3} \cdot A_1^2} + \frac{1}{R_2^{4/3} \cdot A_2^2} \right) \quad (4-37)$$

によって表わされることがわかる。

従って、上記計算を行なって、式 (4-37) より n_f を求めようとすれば、この場合、各断面の水位・流速および河道の摩擦粗度 n_c の値がわかればよいわけで、実測あるいは計算により水位・流速を求め、摩擦粗度 n_c は、河床材料あるいは形状損失の微小と思われる区間の粗度等から仮定すれば、エネルギー損失の分離は可能であると思われる。

5-3 計算結果と考察

利根川模型実験のエネルギー損失分離計算を行なった結果を図-4.4.5～4.5.2 (エネルギー損失の分離)、図-4.5.3～4.5.6 (粗度係数の分離) に示す。

昭和44年度と昭和45年度では、データーを与える手法に若干の相違があるためか、図中에서도その相違が現われている。すなわち、前項 (4-37) 式を計算する場合、実測の水位・流速 (流速は Q/A により求まる平均流速) を使うと、実測誤差が加わるためエネルギー勾配が負になることが生じ、以下の計算が不能となる。従って、エネルギー勾配が負にならないように修正して、前項に述べた計算をする必要があり、その手法として、昭和44年度には、実測水位より求めたエネルギー曲線 (この場合は負になることもある。)

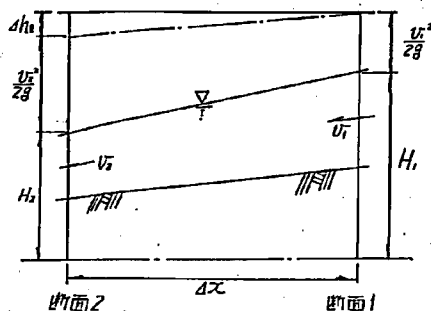


図-4.4.4 エネルギー水頭模式図

(4-35)

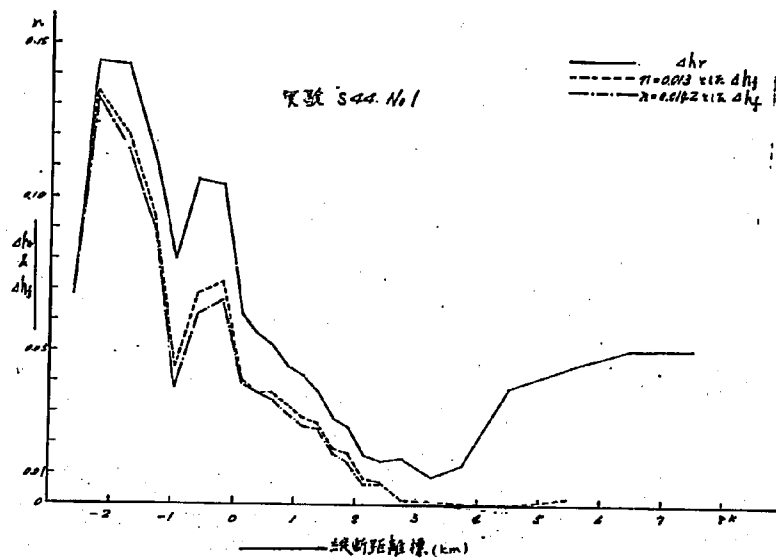


図-4.4.5 エネルギー損失分離 その1

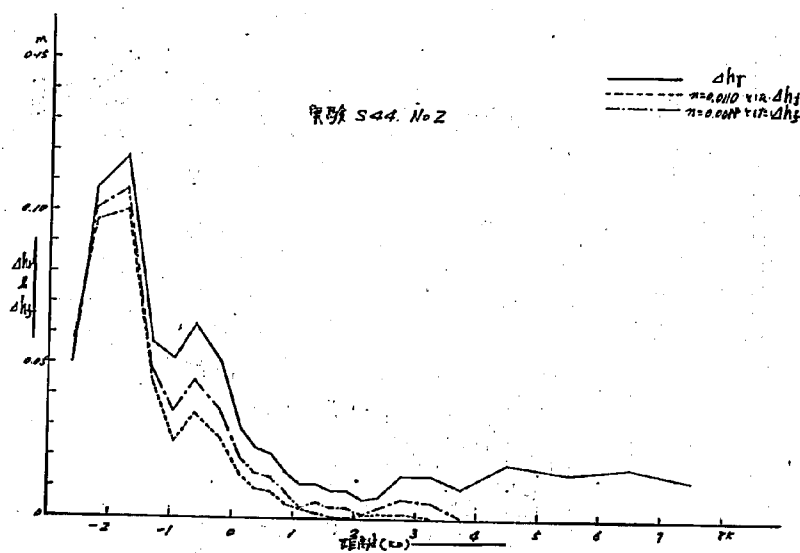


図-4.4.6 エネルギー損失分離 その2

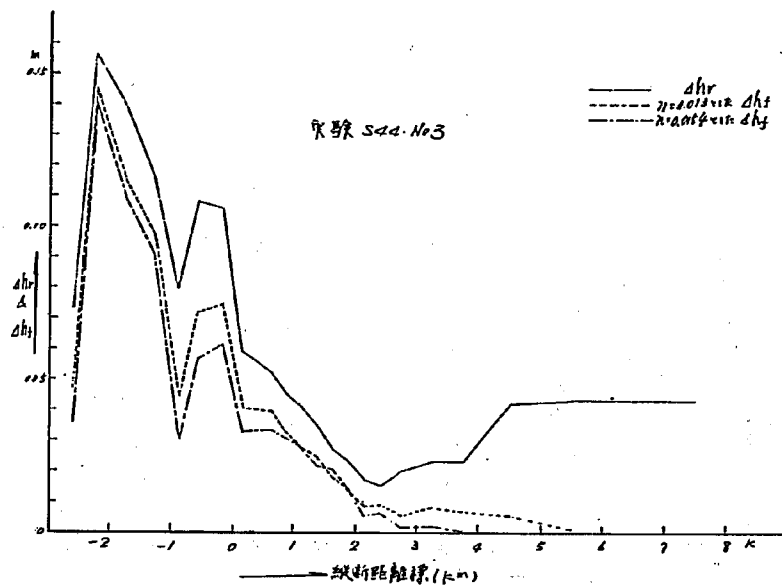


図-4.4.7 エネルギー損失分離 その3

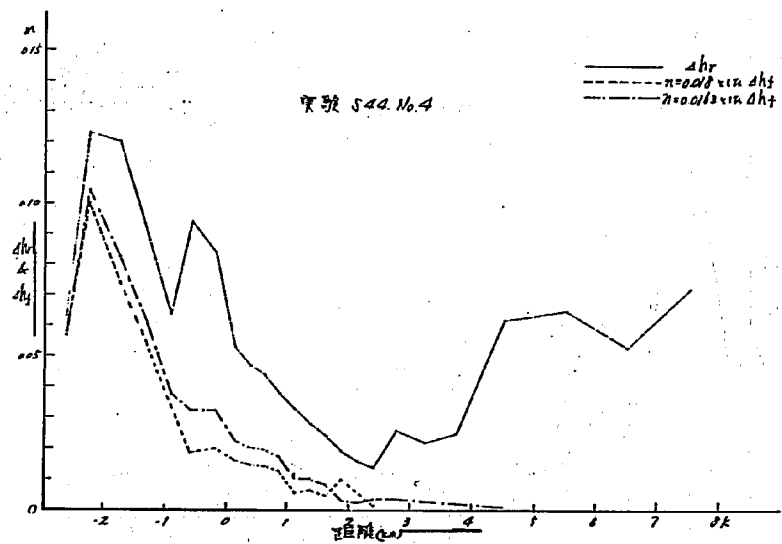


図-4.4.8 エネルギー損失分離 その4

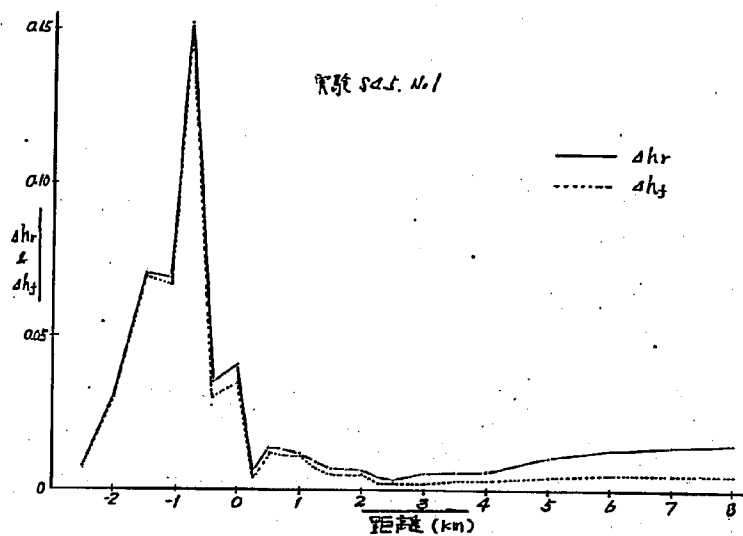


図 - 4.49 利根川河口エネルギー損失分離 その6

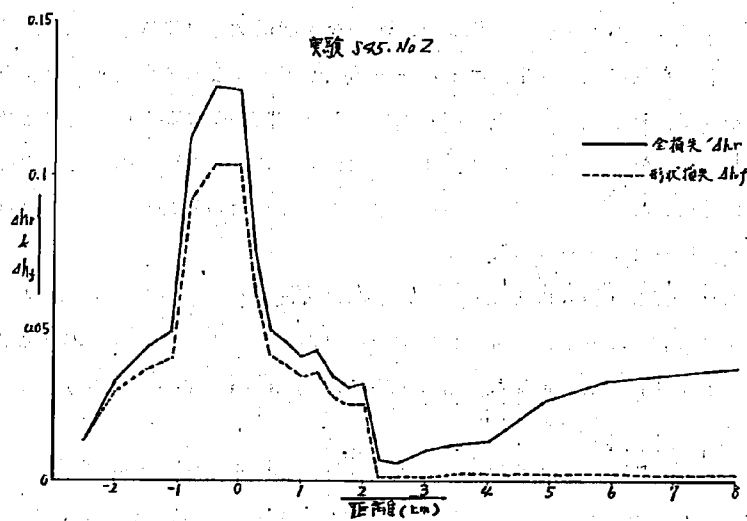


図 - 4.50 利根川河口エネルギー損失分離 その7

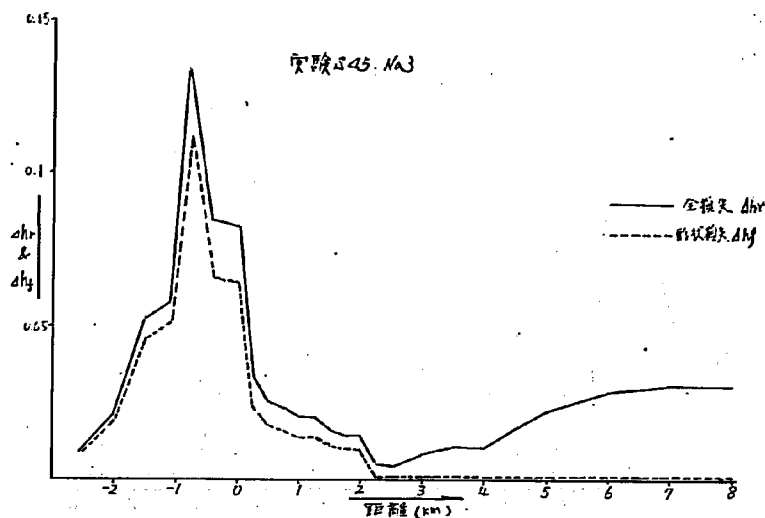


図-4.51 利根川河口エネルギー損失分離 その8

に、スムーズな曲線を内挿（正のみとなる。）することにより、それをエネルギー曲線とした。45年度には、不等流計算を行ない、適切な粗度係数（全粗度 n_a にほぼ等しい）を与えながら実測水位に一致させ、エネルギー曲線（正のみとなる）を求めた。以上とりまとめて手法の相違を述べると、いずれもエネルギー曲線が負になるのを防ぐため、エネルギー曲線を実測水位より計算したエネルギー曲線（負になるヶ所もある）に内挿したのであるが、内挿法として、44年度は内挿者の判断によったのに対し、45年度は不等流計算によった。図-4.58～4.64参照

従って、考察を行なう場合にも、異なった手法により求めたデータをまとめて行なったのでは非常に繁雑になるし、一致した傾向を認めがたい。よって、45年度に計算を行なってみた実験ケース（S44.Na3, S45.Na1, 2, 3, 4）についてのみ考察を行なってみる。

河道を通してのエネルギー損失形態は、図-4.49～4.52に示すように、ほぼ-0.8 K附近をピークした山形分布となり、2.0 K附近から上流は、ほぼおちついたエネルギー損失量をもった流れを示すものと思われる。（グラフで増加しているのは、計算区間距離が2.5 K上流では大きくなったためであり、単位区間距離のエネルギー損失 $\Delta E/\Delta x$ 、つまりエネルギー勾配を表わした図-4.65を見れば、2.0 K附近より上流のエネルギー損

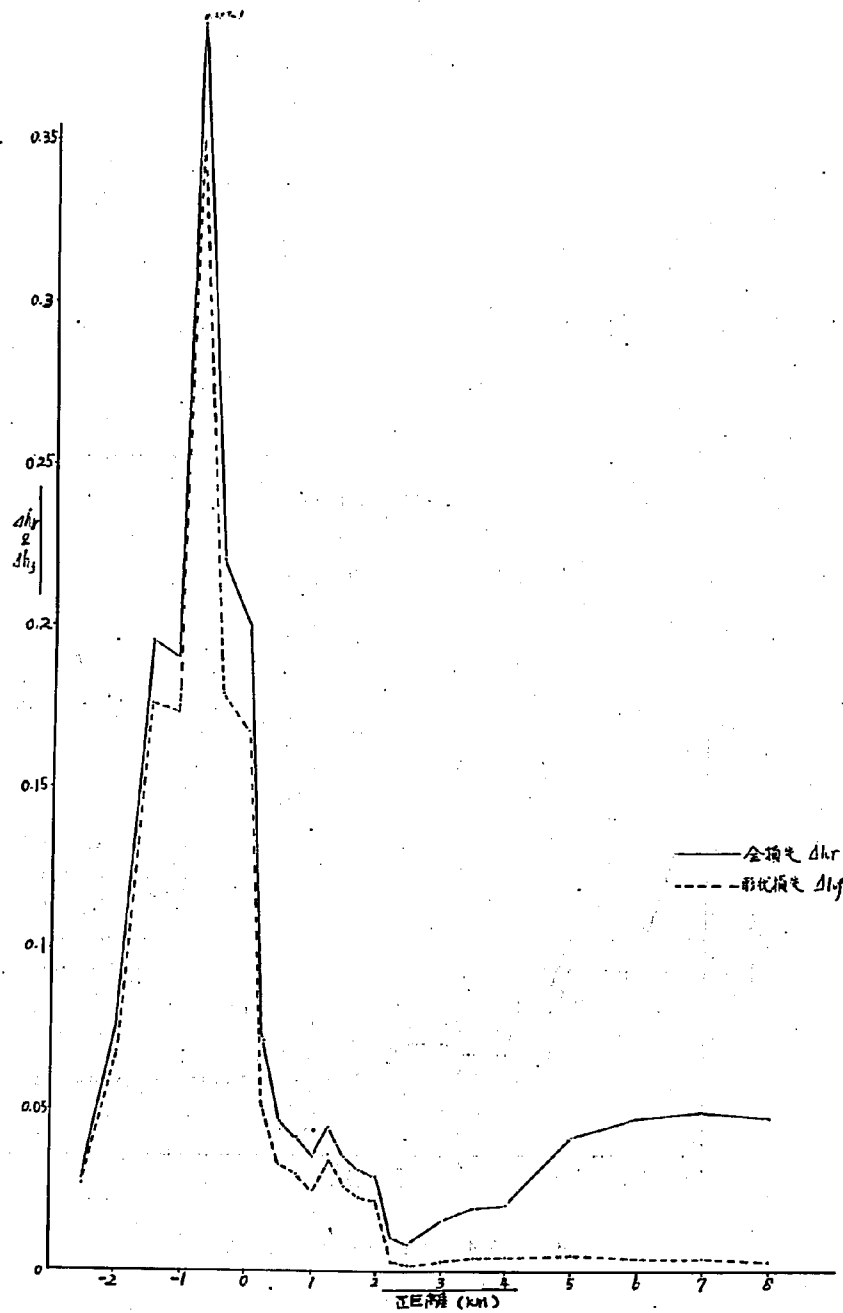


図 - 4.5 2 利根川河口エネルギー損失分離

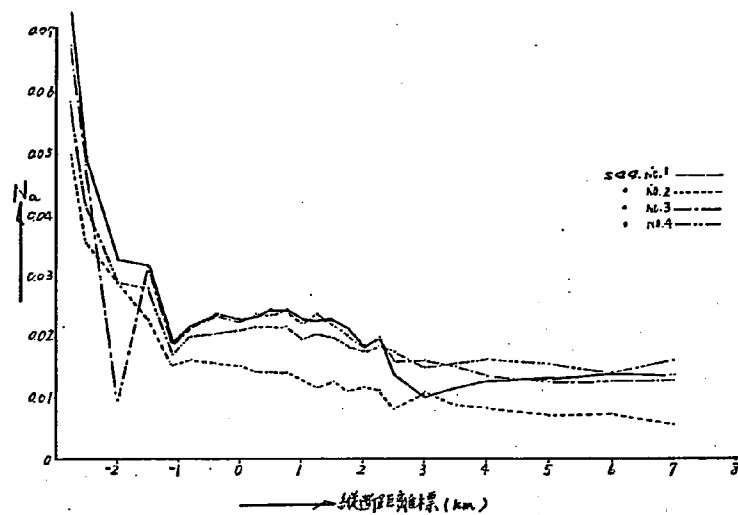


図-4.53 N_a の変化 1

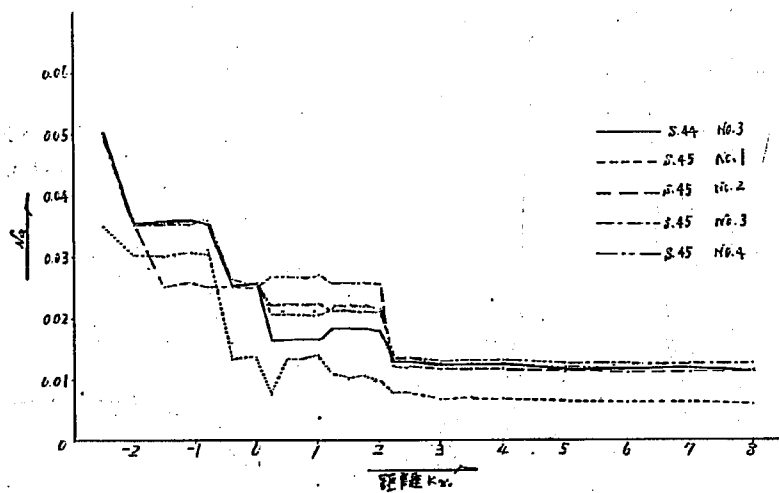


図-4.54 N_a の変化 2

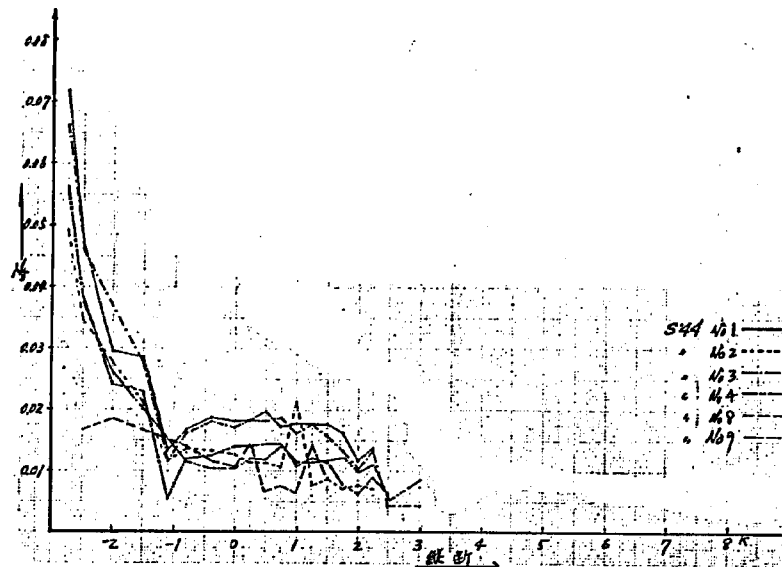


図-4.5.5 N_f の変化 1

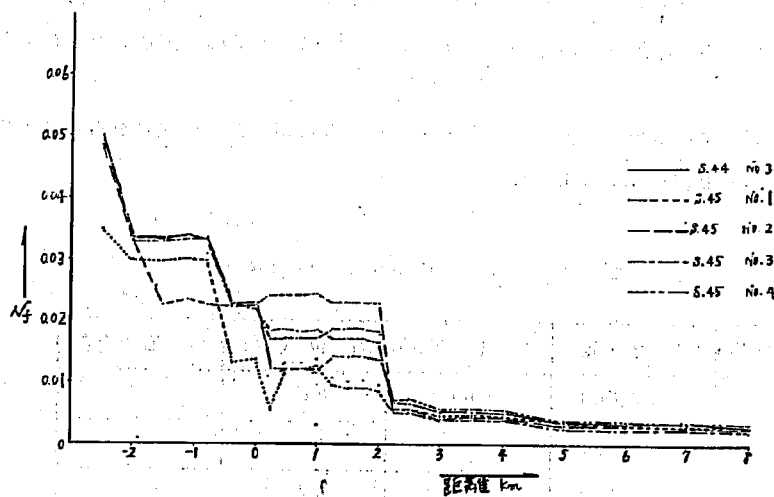


図-4.5.6 N_f の変化 2

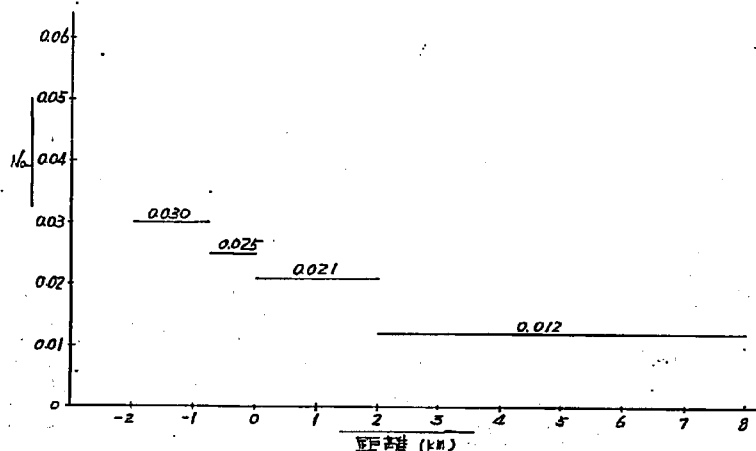


図-4.5.7 N_s の平均的变化

失が、ほぼ一定になっていることがわかる。))

図中実線で示したのが全エネルギー損失であり、破線で示したのが形状損失である。従って、実線と破線とでかこまれた縦軸部分が摩擦損失ということになる。これをみると、河口外では全損失中形状損失の占める割合が多いが、上流に行くに従ってその割合は小さくなってゆき、摩擦損失の割合が多くなってゆくようである。河口部・外海部での形状損失の増大は、河口部では彎曲の影響、外海部では海水との接触、拡散等の理由が考えられよう。

次に、ピークエネルギー損失量だけに注目してみるが、大きい順にならべその実験条件を記してみると表-4.3のようになる。

図-4.3 ピークエネルギー損失量順

順位	実験 No	流量 (m^3/sec)	潮位 (m)	粗度石の有無
1	S 45. Na 4	8,000	0.832	有
2	S 44. Na 3	"	1.650	"
3	S 45. Na 1	5,500	0.832	無
4	" Na 3	"	1.650	有
5	" Na 2	"	0.832	"

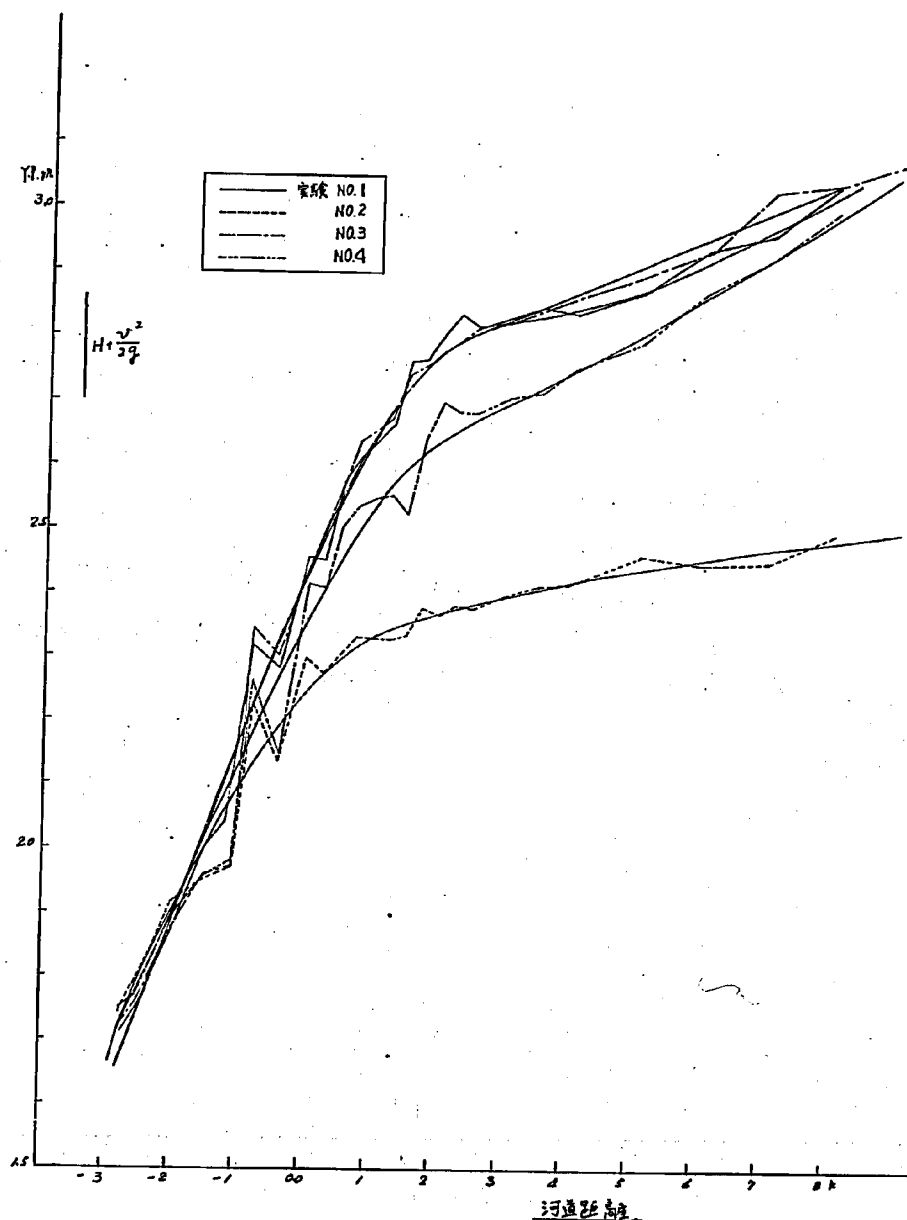


図 - 4.58 エネルギー曲線

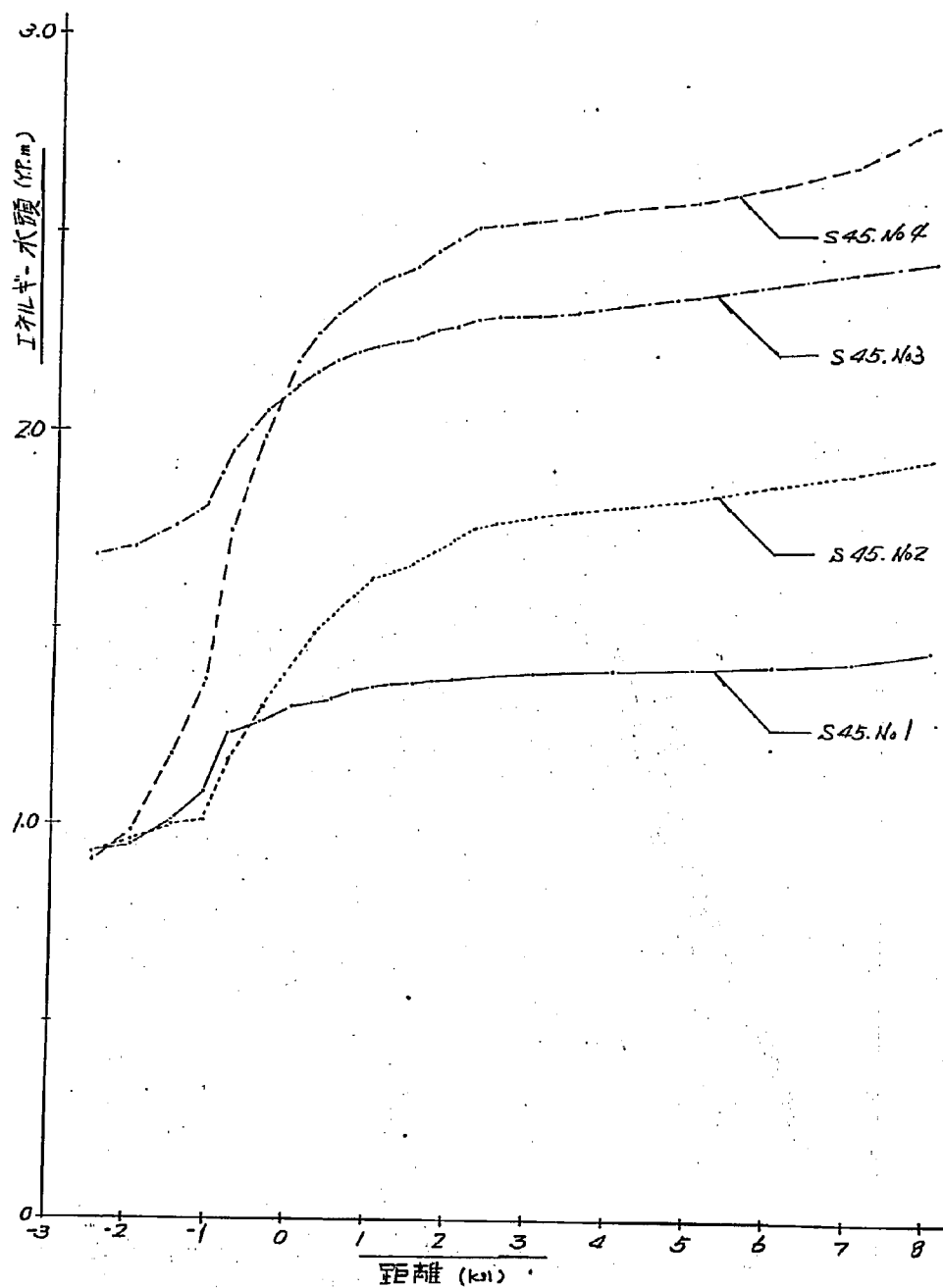


図-4.59 エネルギー曲線 (計算値, 渦を含んだ流れ巾)

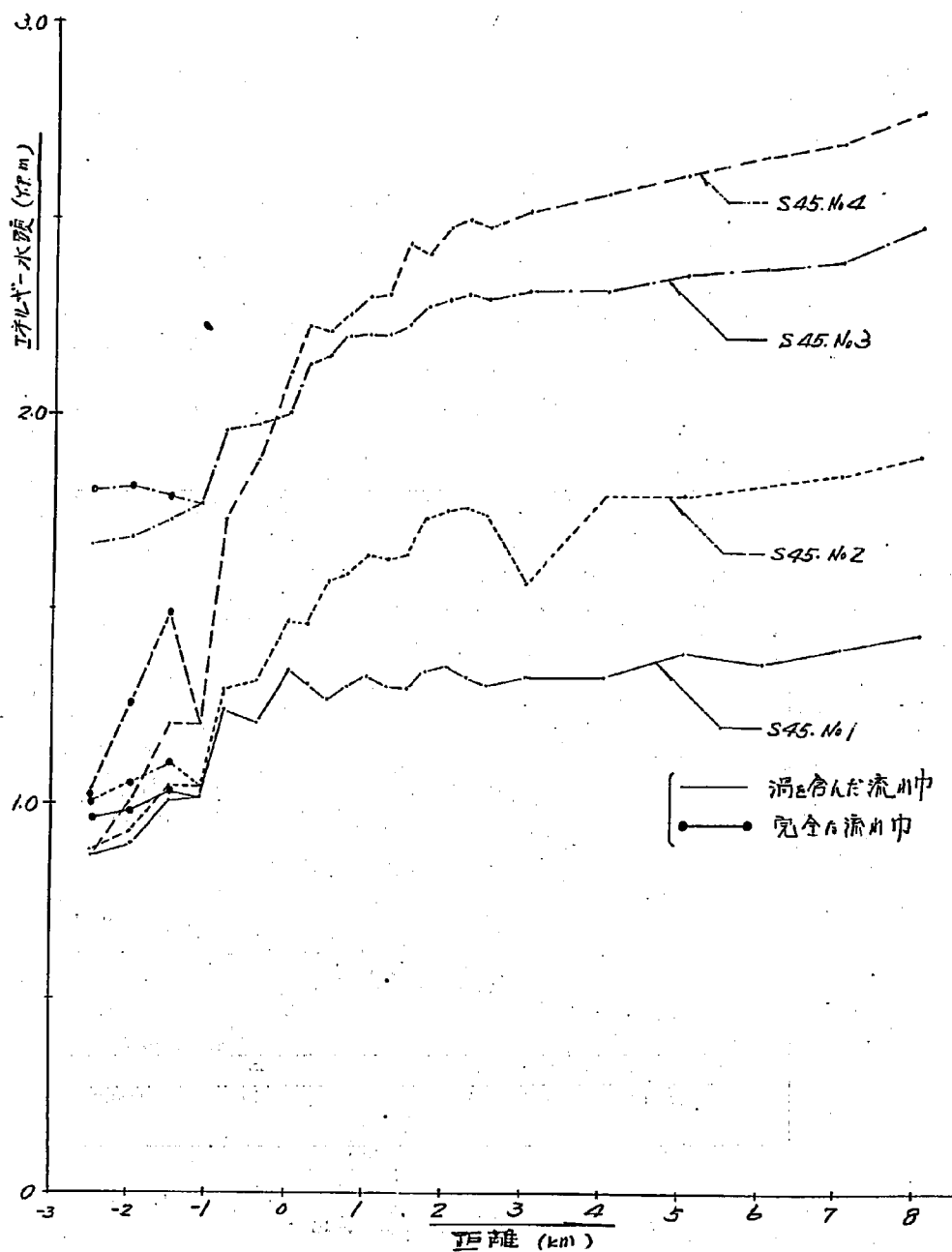


図-4.60 エネルギー曲線 (実験値)

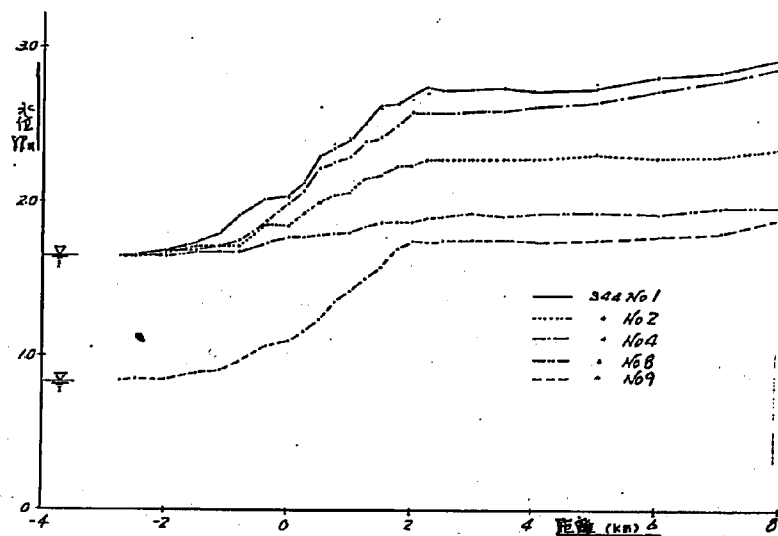


圖 - 4. 6 1 水位縱斷圖

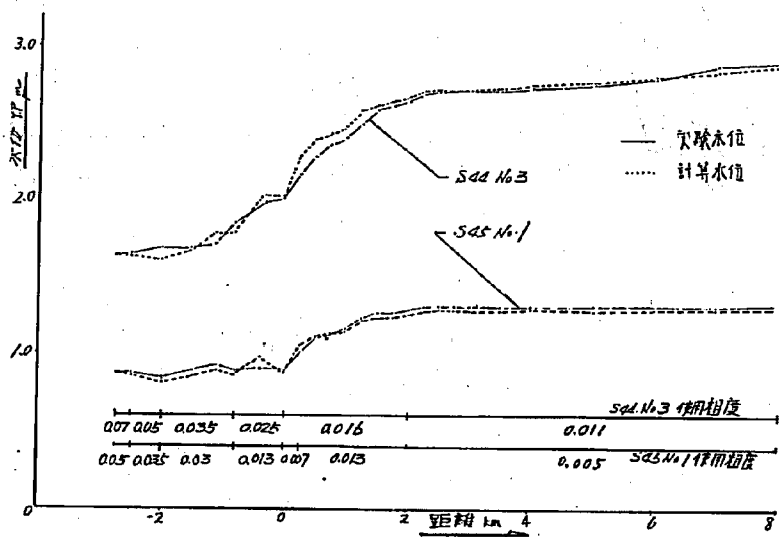


圖 - 4. 6 2 利根川 實驗計算水位比較

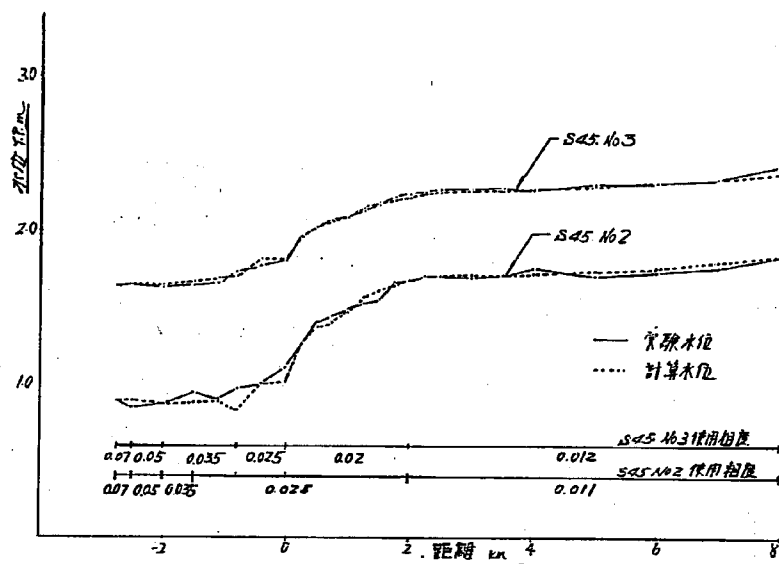


圖-4.6.3 利根川實驗水位比較
計算

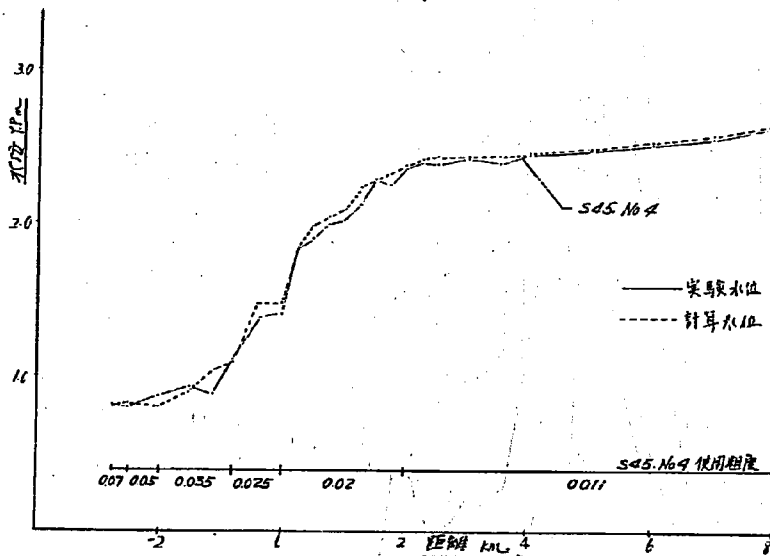


圖-4.6.4 利根川實驗水位比較
計算

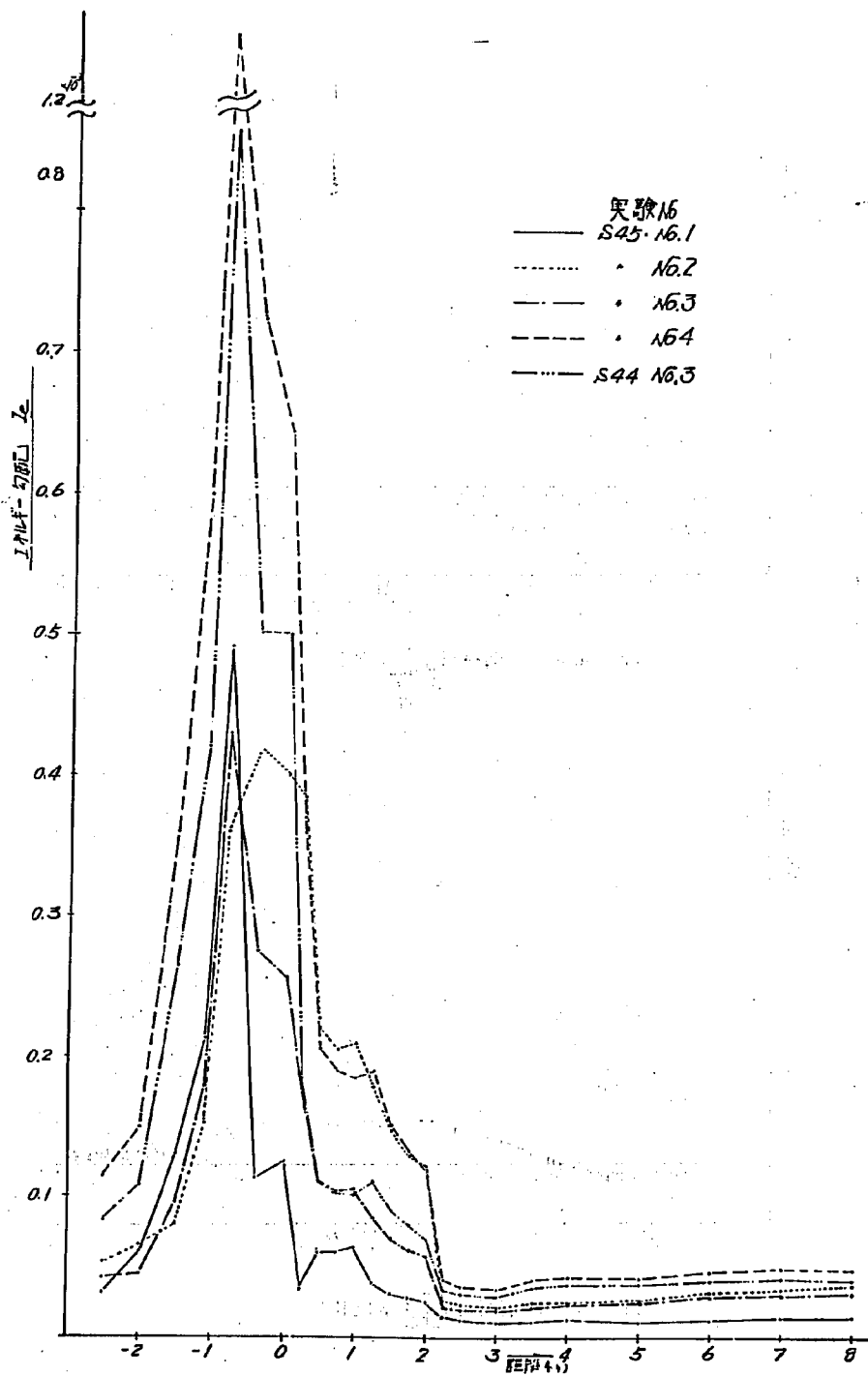


図 - 4.65 利根川河口付近エネルギー勾配

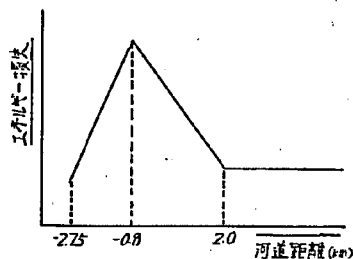


図-4.66 エネルギー損失縦断分布

①と②、④と⑤はいずれも条件で異なるのは潮位のみであるが、①と②で明確な差を見せているのに対し、④と⑤ではほとんど差らしいものは見当らない。又、①②のグループと④⑤のグループの異なる点といえば、流量が一方は $8,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、もう一方が $5,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ であるということであり、このことから、流量大の場合には潮位変動が河口付近のエネルギー損失に影響を与えるようであり、流量がある程度小さくなってくると、潮位変動は

エネルギー損失にあまり影響してこなくなると思われる。

次に、エネルギーを粗度係数に換算して、河口付近の粗度係数について述べる。全エネルギー損失を粗度係数に換算した値（以後全粗度 n_a と呼ぶ。）を図-4.53～54に、又形状損失を粗度係数に換算した値（以後形状粗度 n_f と呼ぶ）を図-4.55、56に示す。

前述のエネルギー損失のグラフと同様に、全粗度は 2.0 K 付近から上流ではほぼ一定値を示し、その値は模型実験では $n_a = 0.012$ である。（S45 No.1の実験ケースのみ小さいのは、河床に粗度石をおかなかったためである。実河川では、河床に砂堆を生じ、フラットと言いがたい状態であると思われるので、粗度係数決定の場合にはこの実験ケースをはぶく。）

今、河床材料、砂堆の成生分布が縦断的に一定であると仮定すれば、摩擦損失は河道を通して一定であると仮定し得る。その値を、実験では 2.0 K より上流の粗度係数 0.012 とし、現地では事務所の使っている 0.016 であるとする。

模型の粗度係数 0.012 を現地の粗度係数 0.016 とした場合、下流の模型粗度係数は現地でいくらとしたらよいであろうか。これを考えるため、河道内にまった粗度石を配置しない時と、粗度石を河道内均一にしきならした時の粗度係数変化を図-4.68にあわせて

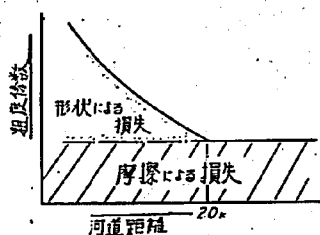


図-4.67

て記入してみた。そして、その変化傾向がほぼ等しいことをみつけた。このことは、粗度石の摩擦による粗度係数の増加分が、単純に、モルタル面の摩擦による粗度係数の上に上積みされることを示しており、さらに粗度係数を増しても、その傾向は変わらないだろうということが言える。従って、実験で得た上流の粗度係数 0.012 を現地の 0.016 にした

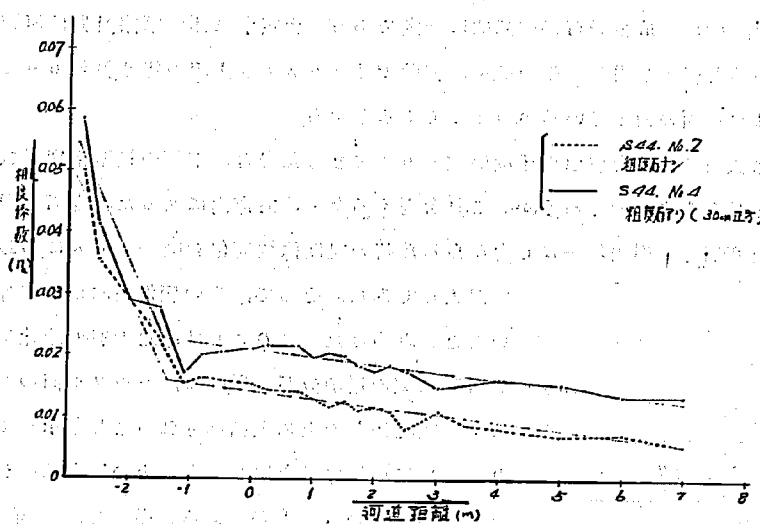
表—4.4 実験および現地換算粗度係数

	-2.75	-2.5	-2.0 ~-0.8	-0.4~0	0.25~2.0	2.25~8.0
実験粗度係数	0.07	0.05	0.03	0.025	0.021	0.012
現地換算粗度係数	0.074	0.054	0.034	0.029	0.025	0.016
現計画	0.035				0.016	

場合、下流の粗度係数はすべて 0.004 だけ増してよく、その値は表—4.4 のようになる。

この表を見るに、現計画の粗度係数は 0 K 付近まではまずまず妥当な値であるが、上流 0.5 K までエネルギー損失の程度が刻々変化しているのに、0.035 均一としているのはやや問題があり、上記表のように変化してゆくのが妥当であると思われる。しかし、河口付近の実測値の乏しい現在では、明確な値を確定することは困難であり、しかも歪模型であるので、エネルギー損失にも歪の影響がはいっていることが考えられ、多くの仮定の上に立った値のみしか出せない。

現計画の粗度を使用して求めた水位と、実験結果より求めた粗度係数を使用して求めた水位を示したのが図—4.69 であり、現計画粗度係数を使用した水位の方が若干大きくなっている。ただし、-1.5 K より下流の粗度係数は、実験結果より求めた値を共に使用した。



図—4.68 利根川河口粗度係数： n_s

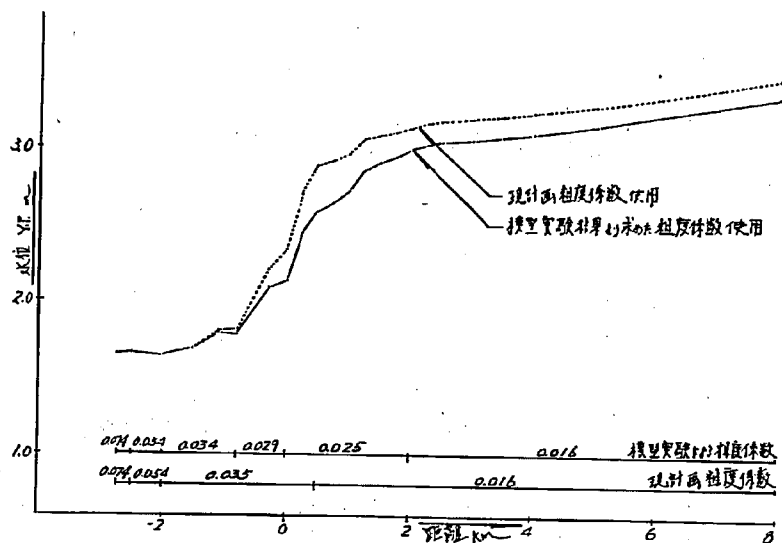


図 - 4. 6 9 利根川河口水位

第6節 河口部掘削の効果と左岸導流堤（-0.8 K～-1.5 K）の効果

河道の疎通能力を増す一手段として、河道を掘削し、流積を大きくする方法があるが、利根川河口部についてもその計画があるので検討してみた。

掘削は前掲の図-3.2に示すように、上流2.5 Kで現計画のY. P. -5.0 mとし、0.5 Kより下流をY. P. -7.0 mとして、この間すりつけるといった縦断形状である。

図-4.70, 4.71に8,000 m³/secの洪水流量を流した場合の総体計画断面、最大掘削断面の水位を示した。

又、図-4.72に二断面の水位差を示した。

これらの図からわかるように、当然のことではあるが、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. 1.65 mのケースでは最大55 cm, Y. P. 0.832 mのケースでは70 cmもの低下量が見られた。

これらのデータが示すように、水位だけから見ると、河道を掘削することは非常に有効であると思われる、むしろ問題点は、河道を掘削した場合これが維持されるか否か、ということの方にあるのではないと思われる。これについては後の節で述べる。

次に河口部を掘削した場合、その維持の目的で左岸導流堤を-0.8 Kから-1.5 Kまで延長する計画があり、この場合の流水に与える影響について検討してみた。

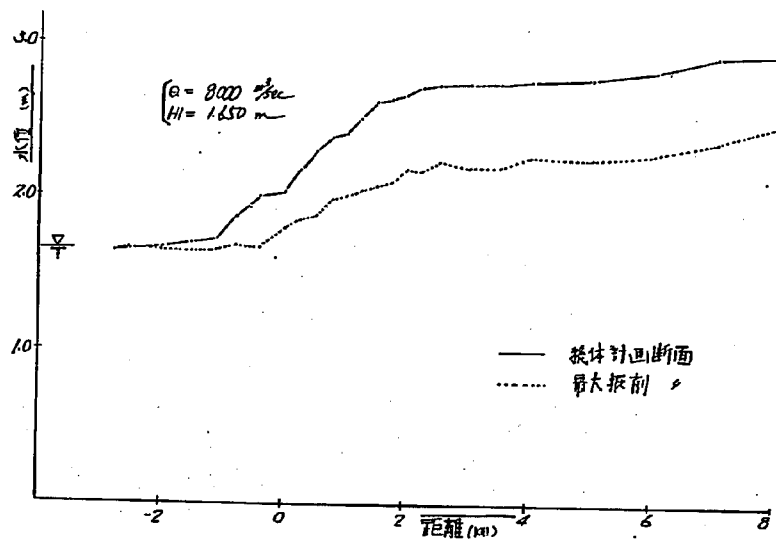


図 - 4.7.0 総体計画断面
最大掘削断面の水位比較

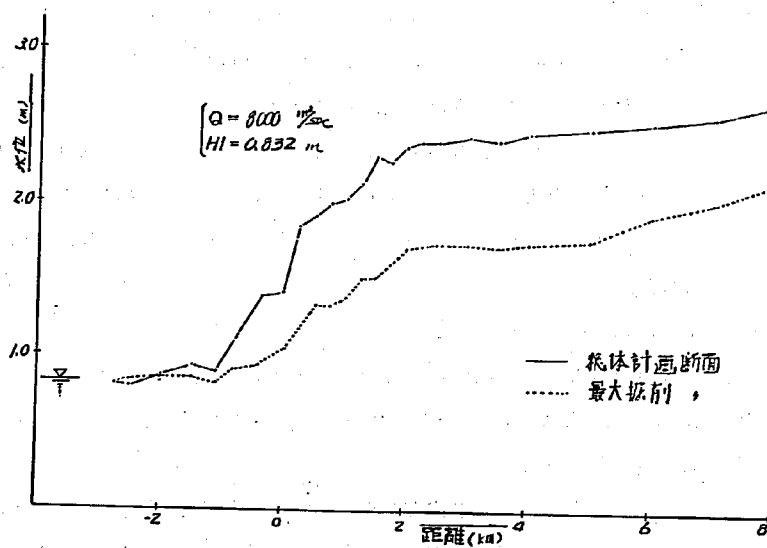


図 - 4.7.1 総体計画断面
最大掘削断面の水位比較

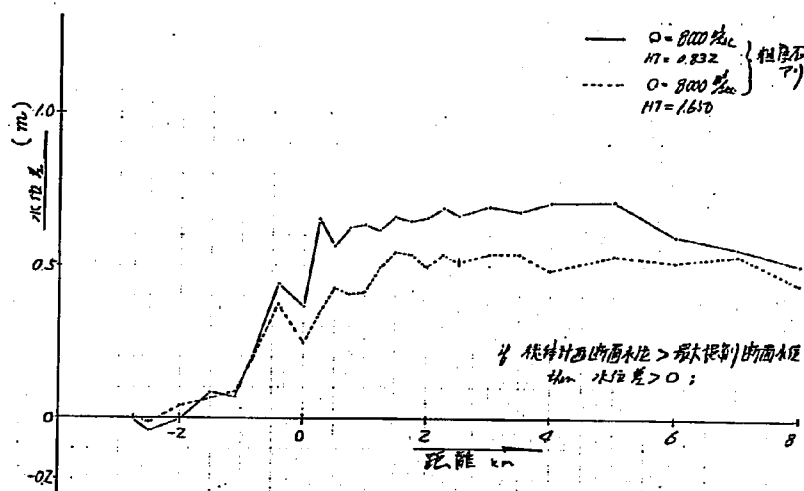


図-4.7.2 総体計画断面の水位差
最大掘削断面

図-4.7.3, 7.4は, 上流 2.0 Kから石炭粉を適当な間隔をおいて流し, その堆積および流跡を求めてみたもので, 両者共, ほぼ同じ傾向を示している。つまり, 左岸導流堤の設置に共なる流れの変化はないようで, 両ケース共に, 河口彎曲部の影響から -0.4 K以下下流左岸側に堆積しているが, このことから推察するに, この部分に流れのはく離域が生じているとも考えられる。

従って, 他の条件がゆるすなら, 河口部の維持上, さらに河口巾 (-1.5 K) をせばめる導流堤にしてもよいと思われた。

その考えを確かめる目的で, 河口巾 (-1.5 K) を現計画の 545 m に対し, 河口急縮部 0.25 K の川巾 395 m, 二者の中間巾 470 m にして, $8,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ の洪水流量に対する水位を比較してみたのが図-4.7.5である。この結果を見るに, 現計画の導流堤に対し, 470 m のケースでは最大 15 cm の水位上昇を見, 395 m のケースでは 25 cm の上昇を見た。又流況を観測すると, 流れとしては 470 m のケースが最もスムーズな流れを呈していた。

だが, 水位上昇をなるべく少なくしようと試みている現計画の段階で, あえて水位上昇をおこすような施工を試みることは, いろいろの点で矛盾を生じらると思うので, 他の条件がゆるすなら現計画の導流堤でよいと思われる。

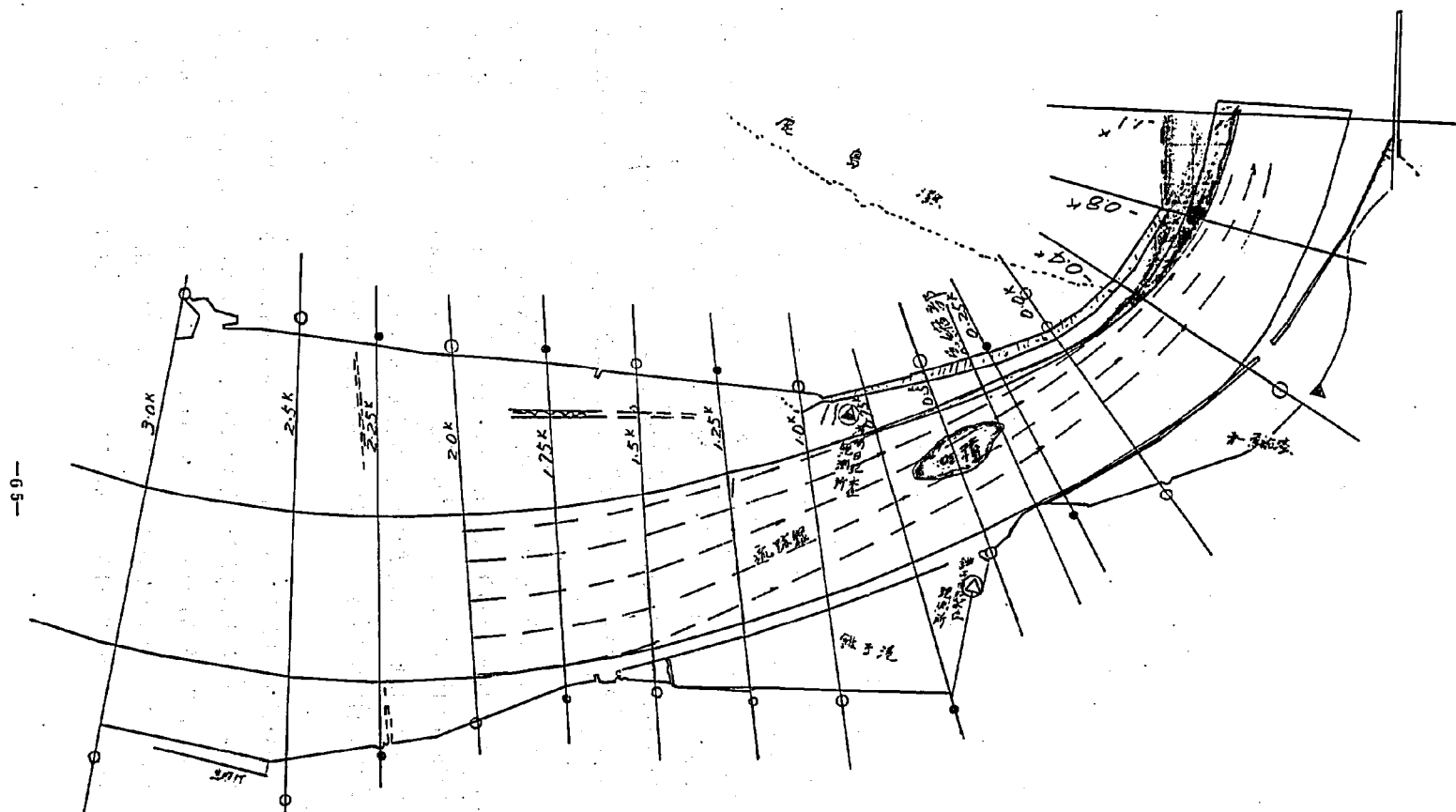


图-4.7.4 堆砂平面图 (实验 S 45, No. 1)

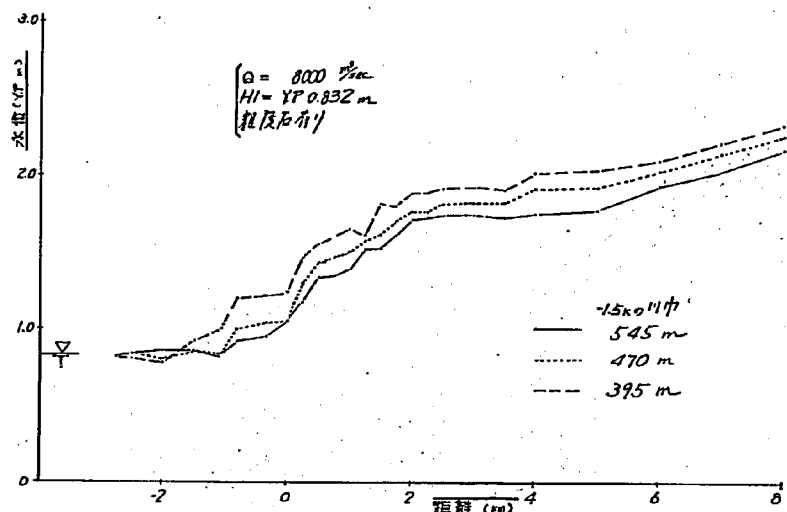


図-4.7.5 左岸導流堤の方向移動による水位変化

第7節 掘削河道の維持

利根川河口部を掘削した場合、その河道が維持できるかどうかを考察するには、左岸導流堤および導流堤端付近の浅瀬、砂洲について考える必要があろう。

まず、導流堤端の砂洲の成因については第1節に述べたが、この砂洲を生ぜしめないようにするには、左岸導流堤を不透過で、さらに延長し、沿岸漂砂をカットしてしまうのが一方法と考えられる。

現在事務所では、-1.5 K地点まで導流堤をのぼす計画があるようだが、このことは、現在の海底高でY. P -5.0 m付近までのぼすことになり、水深は6.60 ~ 4.80 mになる。現在の導流堤端-0.8 K付近では、海底高Y. P -2.0 mで水深は3.60 ~ 1.80 mであり、-1.5 Kまで導流堤をのぼすことにより、導流堤端の水深が約3.0 m増加する。

従って、沿岸漂砂は相当量減少されるものと思われる。ただその量については、今のところ考察し得ない。

左岸側の浅瀬についても第1節に述べたが、Y. P -3.0 mの等高線の位置、大きさが比較的安定しているのは、河川彎曲流と入退潮流が大きな要因として考えられる。入退潮流中、退潮流は蛇行をしながらも、比較的河道中央を流れているが、入潮流は河口平面形・沿岸流の影響を受けているのが、河口部でいったん右岸へひどくかたより、以後左右へと蛇行してゆく。図-4.8参照。このため、左岸導流堤付近に、入潮流によりもちこまれた土砂が堆積するのかと

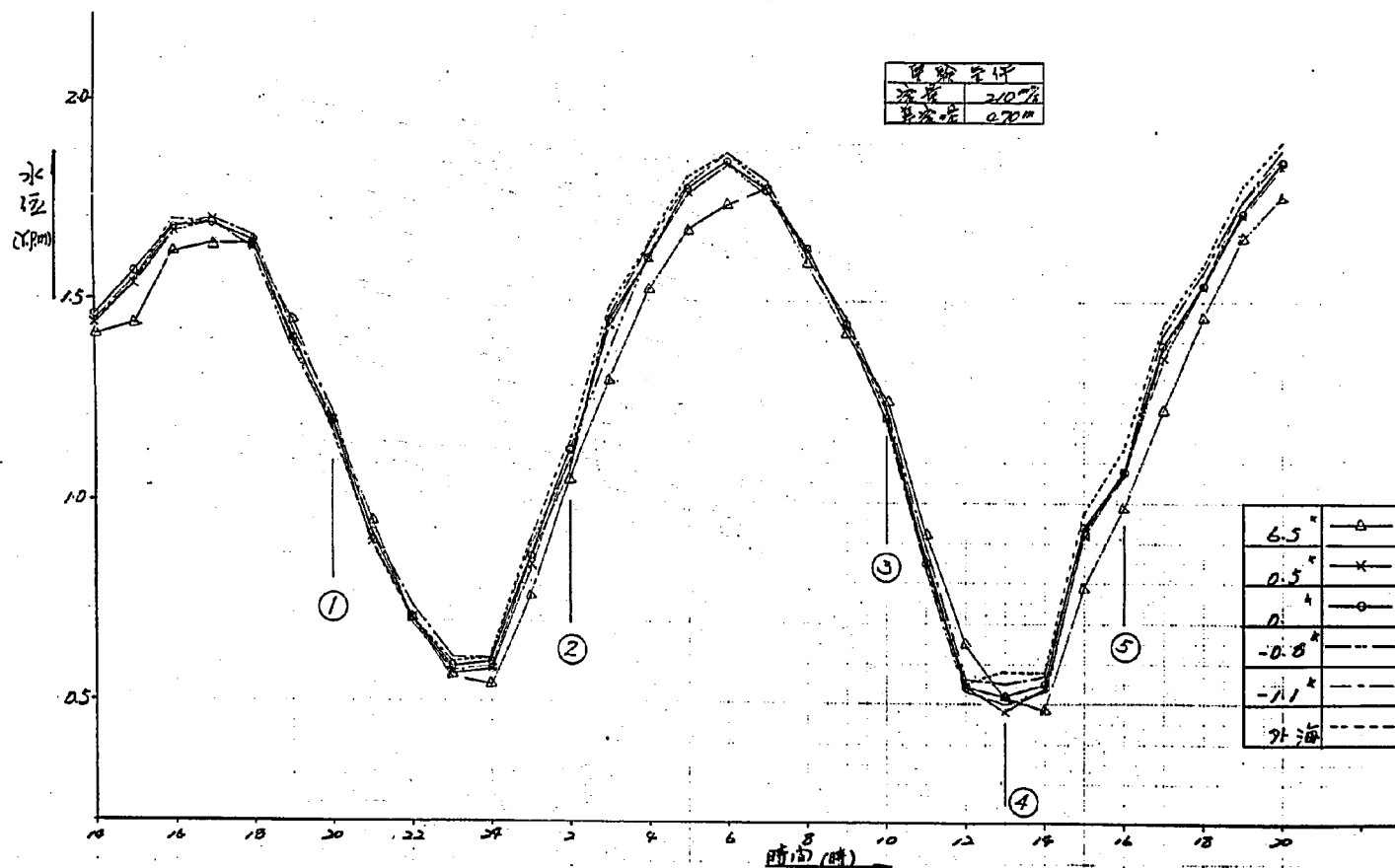
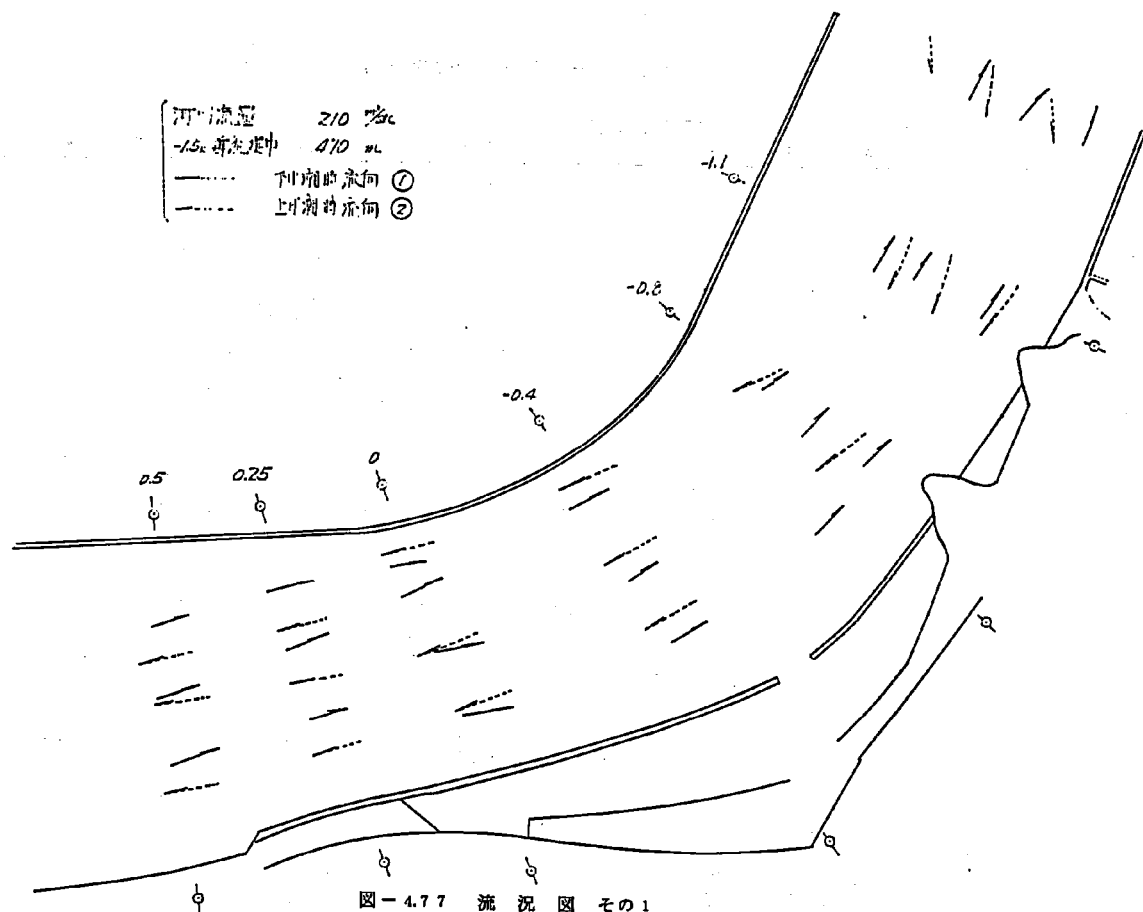


圖-4.76 水位-時間曲線



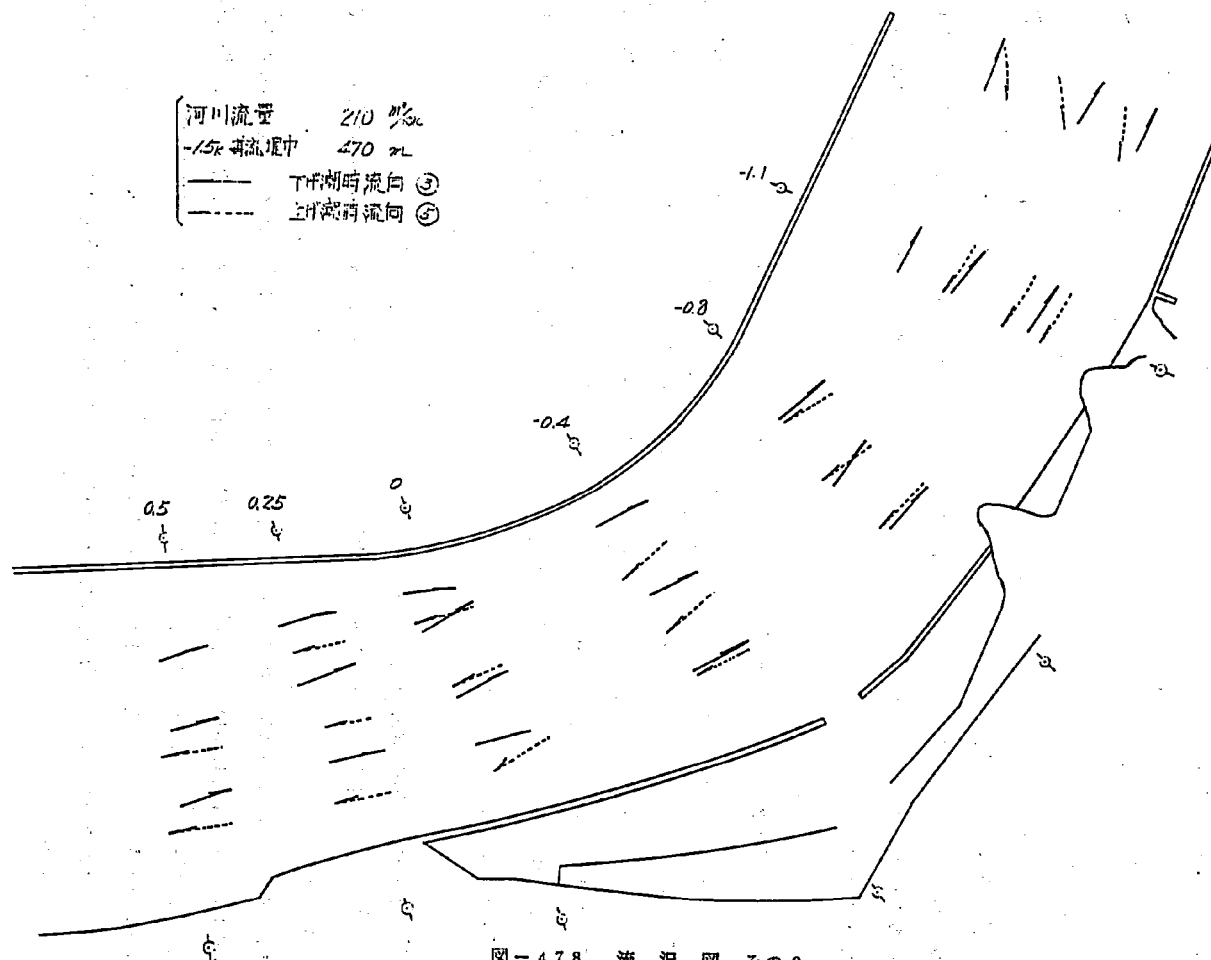


図-4.78 流況図 その2

考えられる。

この現象は、導流堤を-1.5 Kまで延長しても、入潮流の蛇行ピッチがずれるのみで、蛇行の型はかわらないものと思われる。それゆえ、現在の河口形なら、掘削しても再度左岸導流堤付近に洲のつくことは十分考えられ、掘削河道とする場合、この入退潮流の蛇行をうまく調節する方向で検討してゆくことが必要であろう。

しかし、今のところ残念ながら、総じて“こう考えられる。”といった程度の考察しかし得ず、以上述べたことを確かめるには、潮位変動を与えた大縮尺の移動床実験を試みる必要があらう。筆者らも、入退潮流の性質を明らかにしようとして、いくつかの実験を固定床、移動床で試みたのであるが、既設模型が固定床・歪模型であるし、模型縮尺が小さいため河床材料の相似ができず、現象が事務所観測の結果とかなり異なり、考察の対象にすることができなかった。

従って、この実験の一例を図-4.76~4.78にのせるにとどめる。

波の進入についても、実験を行なわないかぎり何とも言えず、河道を掘削して水深を増せば、碎波しない波が現在より奥まで進入してくることが考えられるといった程度しかわからない。

以上述べたことをまとめると、掘削河道とした場合、現在ついている左岸導流堤付近の洲の生成防止のためには、1) 左岸導流堤をのばす。2) 入退潮流の蛇行を調整する。等が考えられる。波については明らかなことがわからず、今後、現地データの収集・解析および模型実験の行なわれることが望ましい。

第8節 利根川河口出発水位の設定について

計算により上流水位を求めようとする場合、その計算の起点となる地点で出発水位を与えてやらねばならない。

利根川の場合、出発水位として-1.5 K地点で黒生潮位を与えているわけだが(現計画ではY.P.1.80 mを計画しているようだが、ここでは前計画のY.P.1.65 mを考える)、出発水位として潮位を与える場合、その地点では、エネルギー、流量等の条件(潮位変動のようにそれ自体が変動するものを除く。)により水位が変化しないことが1つの条件となる。

今、等流状態のエネルギー水頭と水位との関係を調べてみると、等流状態のエネルギー水頭と水位との関係は

$$E = H_m + Z_m + \frac{U_m^2}{2g} = H + \frac{U_m^2}{2g} \quad (4-38)$$

となるし、又

$$Q = H_m \cdot U_m = \text{const} \quad (4-39)$$

ここで、E : エネルギー水頭 H : 水位
 H_m : 平均水位 Z_m : 河床高
 U_m : 平均流速

(4-38) 式的全微分を考えると、

$$\begin{aligned} dE &= dH_m + dZ_m + \frac{1}{2g} dU_m^2 \\ &= dH_m + dZ_m + \frac{U_m}{g} dU_m \\ &= dH_m + dZ_m + \frac{1}{g} \left(-\frac{U_m^2}{H_m} \right) \cdot dH_m \\ &= dZ_m + (1 - F_r^2) \cdot dH_m \end{aligned} \quad (4-40)$$

なぜなら、(4-39) 式的全微分を考えると、

$$dQ = H_m \cdot dU_m + U_m \cdot dH_m = 0$$

$$dU_m = -\frac{U_m}{H_m} \cdot dH_m$$

$$\text{又} \quad F_r^2 = \frac{U_m^2}{g \cdot H_m} \quad (4-42)$$

(4-40) 式は、エネルギー損失が [位置エネルギー + 水深低下分 $\times (1 - F_r^2)$] で成り立っていることを表わしている。

上の関係は、一般的な断面形状の水路にも拡張できる。すなわち、

$$E = H + \frac{v^2}{2g} \quad (4-43)$$

$$Q = A \cdot v = \text{const} \quad (4-44)$$

$$\begin{aligned} dE &= dH + \frac{V}{g} dV = dH + \frac{V}{g} \left(-\frac{V}{A} dA \right) \\ &= dH - \frac{V^2}{gA} dA \end{aligned} \quad (4-45)$$

ところが、一般に断面積 A は水深 H の関数として、 $A = f(H)$ で表わされるから、

$$dA = \frac{\partial f(H)}{\partial H} \cdot dH, \quad \frac{\partial f(H)}{\partial H} > 0 \quad (4-46)$$

が得られる。よって、

$$\begin{aligned}
 dE &= dH - \frac{V^2}{g \cdot A} \cdot dA = dH - \frac{V^2}{gA} \frac{\partial f}{\partial H} \cdot dH \\
 &= \left(1 - \frac{V^2}{g \cdot A} \frac{\partial f}{\partial H} \right) dH \\
 &= (1 - F_r'^2) dH
 \end{aligned} \tag{4-47}$$

ここで

$$F_r'^2 = \frac{V^2}{gA} \frac{\partial f}{\partial H} \tag{4-48}$$

(4-48) 式で求められる F_r' が、一般断面におけるフルード数を表わしているとみなし得る。

そこで、(4-47) 式より、エネルギー変化と水位変化の関係は、

$$F_r' < 1 \text{ の時} \quad dE \gtrless 0 \Leftrightarrow dH \gtrless 0 \tag{複合同順}$$

$$F_r' > 1 \text{ の時} \quad dE \gtrless 0 \Leftrightarrow dH \lesseqgtr 0 \tag{複合同順}$$

の関係が得られる。

利根川河口部では、 F_r' はほとんど $F_r' < 1$ つまり常流の状態であると考えられるから、エネルギー損失と水位の関係は、

$$dE \gtrless 0 \Leftrightarrow dH \gtrless 0$$

が成り立つと考えられる。つまり、等流状態では、各断面で水位が低下すれば、その断面のエネルギーも減少する関係にある。

上記の関係は、等流という流況条件のもとに導かれたものであり、実河川の河口では洪水時の短時間をとっても不等流、その他では不定流であるので、上記関係をそのまま適用することは不可能である。下流にむかってエネルギーは減少しても、水位は増加を示すことさえある。

しかし、流況を把握する上では一つの指針となるものと思われ、もし利根川河口部も洪水時等流に近い状態で流れると仮定（あくまで仮定であるが）すれば、その時の出発水位を与える地点は、流速 $V = 0$ の地点、つまり無限遠点ということになる。

次に模型実験により、出発水位を与える妥当な地点を推定してみるが、河口付近の実測水位を拡大して潮位別に示したのが図-4.79, 80である。縦軸のスケールを非常に拡大してあるので、データはばらついているが、潮位が Y. P. 1.65 m のケースでは、流量により明らかに水位差が出ている。そして、平均水位に注目し、これと潮位 (Y. P. 0.832 m or Y. P. 1.65 m) を比較してみると、-1.5 K 地点では 8 cm or 4.5 cm 高い水位となっている。実験で水位測定に使用したのは、0.1 mm 読みポイントゲージであるから、完全な静水面を測定したとすれば、模型縮尺、鉛直 1/20 であるので、現地にして $0.1 \times 20 = 2$ mm 以内の誤差にお

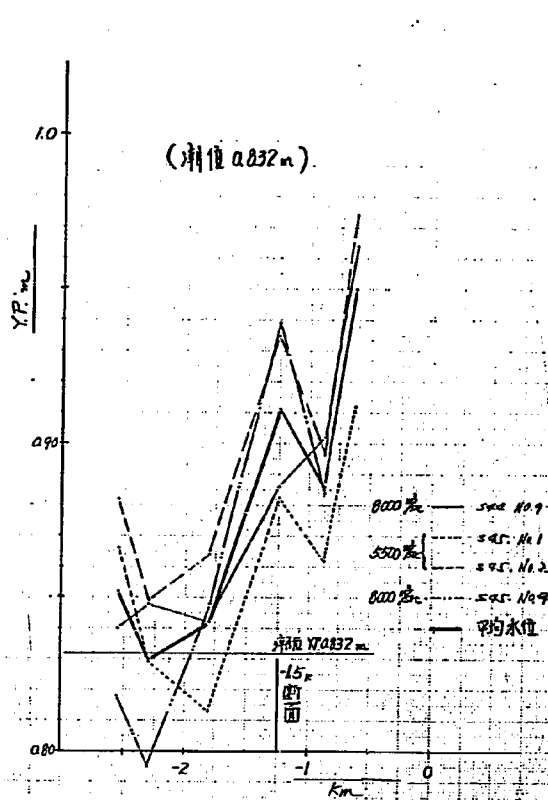


図-4.79 河口外付近水位
(潮位 0.832 m)

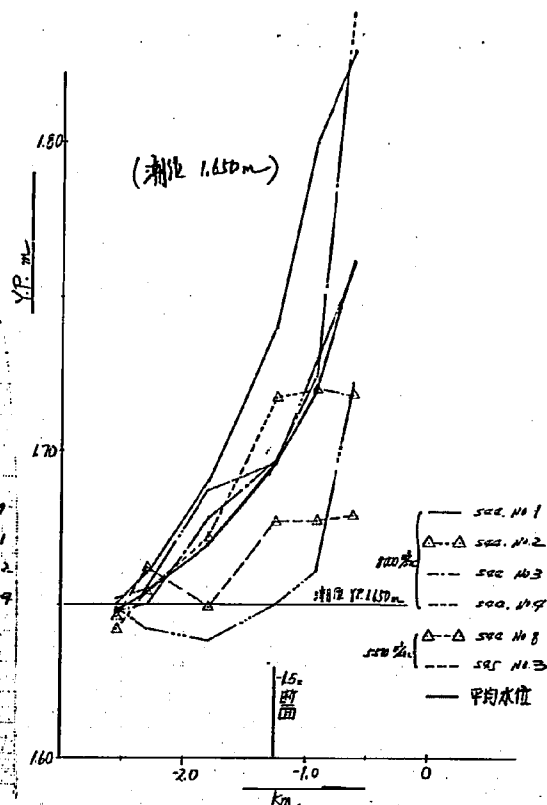


図-4.80 河口外付近水位
(潮位 1.650 m)

さめ得る。模型実験は外業であるし、流れのある部分を測定するのであるから、これ以上の読みとり誤差の加わることは考えられるが、それにしても現地量で 8 cm or 4.5 cm の誤差が加わるとは考えがたい。

さらに、前述の掘削断面にした場合の水位低下をみると、-1.5 K地点でも 6~8 cm の低下量が認められる。すなわちこの地点では、河床の変動に共ない水位も変動する区域であると思われる。

又、河口部の河床変動計算を、昭和 41 年 6 月洪水を使って行なってみた結果が図-4.81、82である。計算方法については他の文献に詳述してあるので略す。又両図を比較してもわかるように、流砂量公式のとり方によって、河床変動量が著しく違っているが、この考察も今は行なわないことにし、その傾向のみ見ると、-1.5 K地点は堆積傾向にある。

以上の理由より、-1.5 K地点で黒生潮位を与えることは危検例であって、若干問題がある

と思われ、実験を通じて適当と思われる地点は、さらに下流の - 2.0 K 付近であらうと思う。

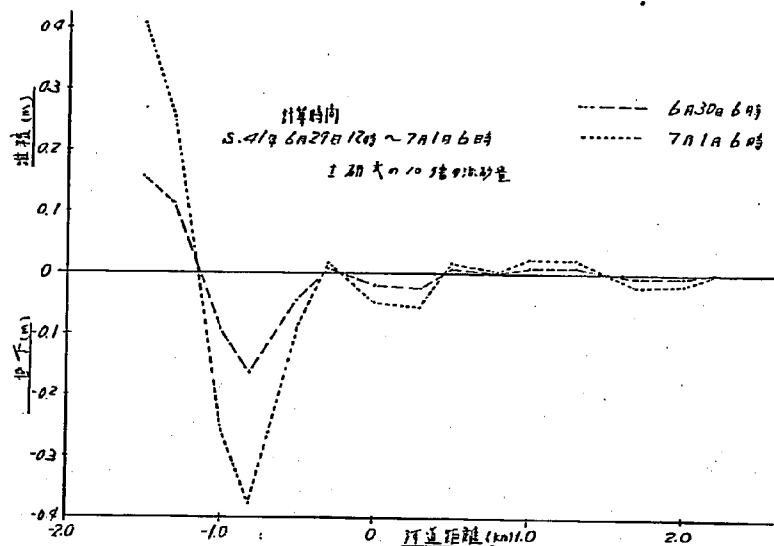


図 - 4.8.1 利根川河床変動量

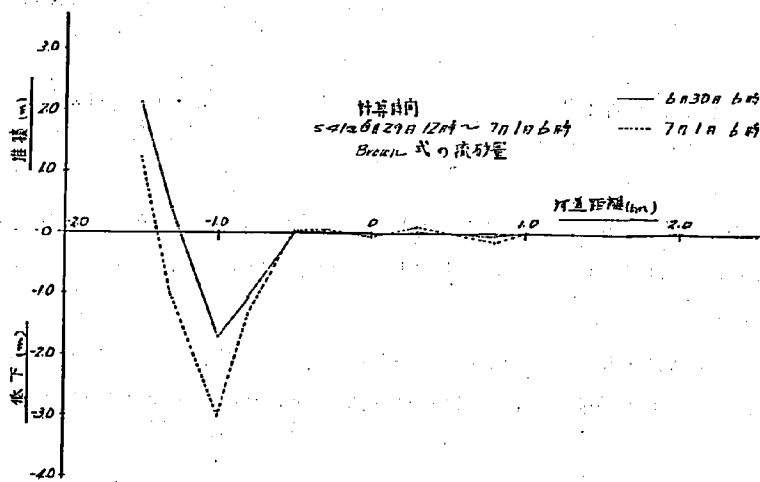


図 - 4.8.2 利根川河床変動量

第5章 結 論

1. 利根川河口部では、彎曲部の流れである強制渦型の流れが生じ、歪模型の実験結果であるが左右岸での流速差が最大 2.0 m/sec 、水位差が最大 40 cm にもなっている。

そして、 -1.5 K より外海に流出すると共に、右岸側で急激なエネルギー損失があり、 -2.0 K ではほぼ左右対称な流速分布にかえっている。

2. 河口外への河川水の拡散は、河口部が彎曲しているため、 -1.1 K 線の垂線に対し、約 10° 右によった方向に向って拡散している。

又その拡散形態は、一般に噴流として求められているいずれの式にもあてはまりがたく、むしろ指数関数的な広がりを示していると思なした方がより当っている。

3. 洪水時、河口部の塩水はほぼ外海におしやられ、河口部の密度流効果はないか、あっても非常に少ないのではないと思われる。

4. 河口部におけるエネルギー損失は、流量・潮位により異なるが、ピークエネルギー損失の発生するのは、ほぼ -0.8 K 付近である。

5. エネルギー損失より粗度係数を求めてみたのが表-4.4であり、現計画の粗度係数に対し、区間をこまかく区切って係数をかえてある。利根川河口のように彎曲した河口部では、いろいろの損失が組合わさり、河道にそって逐次変化していると考えられるので、現計画のように 0.5 K を境とし、上下流2つの値にのみ分離しているのはやや問題があり、やはり粗度係数も上述のように、エネルギー損失にそって変化させてゆくべきであると思われる。ただし、その値については、エネルギー損失に歪模型の影響が加わっていることが考えられるので、確定することはむづかしい。

6. 河口部を掘削断面とした場合、水位低下は最大 70 cm もあり、河道水位低下の手段としては有益であるが、問題はその維持にあると思われる。

7. 掘削河道の維持の方法として今言えることは、左岸導流堤をさらに延長すること、次に河道内における入退潮流の蛇行を調整すること、であるが、その適切な長さおよび方法、波の影響等については、さらに現地データの収集および模型実験が必要であらう。

8. 利根川の出発水位を与える地点としては、いろいろの事項を考慮し、安全側をとって、 -2.0 K 付近が適当と思われる。

昭和44・45年度の2年間に行なわれた実験のデータおよびその解析結果から、以上述べたようなことがわかった。

第 6 章 結 語

本報告書は、昭和 44・45 年度の 2 年間に、土木研究所・鹿島試験所においてなされた実験結果をとりまとめ報告したものである。

本実験のデータおよびその解析ならびに現地資料の解析により、利根川河口部の洪水時・平水時の流況、河口部におけるエネルギー損失、河口部の特性等が明らかにされたと信ずる。しかしながら、現地の実測値が乏しかったり、正確さを欠いたりしているため、現地と模型との接点をどこに求めるかで苦勞し、ややもすると模型実験のみから考えをすすめることになってしまいそうであった。しかも、模型が歪められているため、その影響もいろいろの点にあらわれていることが予想され、実験結果の解析に困難を感じる時もあった。さらに、問題が波の方にまでくいこんでいったため、河川の側からは考えられない面も出てきた。この点若干不安はのこるが、こういった点は再度実験が行なわれ明らかにされることが望ましいと思う。

最後に、このような問題を提起され、実験の支援、各種実測データの提示をなされた利根川下流工事々務所・調査課の方々、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・大迫蕃朗氏、ならびに資料整理その他に勞を煩わせた鹿島試験所職員に感謝の意を表する。

昭和 46 年 3 月

須 賀 堯 三

馬 場 洋 二

浜 谷 武 治

参 考 文 献

1. O'Brien & Hikox : Applied Fluid Mechanics
2. 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
3. J. Kestin : Boundary Layer Theory
4. 柏 田 ・ 吉 田 : 第 13 回海岸工学講演会
5. " : 第 15 回海岸工学講演会
6. 土 木 研 究 所 : 土木研究所資料第 563 号