

土 木 研 究 所 資 料

利根川河口処理に関する水理的検討

昭和 53 年 3 月

建設省土木研究所
鹿 島 試 験 所

は じ め に

利根川下流における計画高水流量は、昭和 22 年に来襲したキャサリン台風時の実測流量に基づいて策定されたものであるが、それ以来 30 年を経過し、流域の開発、改修工事の進捗は洪水流量の集中増大化の傾向をもたらし、新たな新河道計画の必要性が生じてきた。新計画によると河口での流量は $5,500 \text{ m}^3/\text{s}$ から $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ に改訂することが検討されている。これに伴う河口部の河道計画として、河口幅の拡幅および河床掘削によって流積を増加し、現計画高水位内に新計画高水流量を流す計画となっている。この新河口計画が実施された場合、波浪の侵入高が高くなることが予想され、利根川河口に位置する銚子港、波崎港に重大な影響をあたえる恐れがある。

土木研究所鹿島試験所では上述の問題の検討を依頼され、模型実験や水理計算によって新河口計画が河道および河岸におよぼす影響、洪水時の河口現象について検討を行った。本報告はそれらの検討結果について述べたものである。

なお利根川河口の自然的特性については、すでに土木研究所資料第 651³⁾、925⁴⁾号および利根川河道計画調査(中間)¹⁾報告書に詳しいので、ここでは模型実験および、河口現象解析に必要なことのみ述べることにする。

目 次

は じ め に	
1 章 利根川新河道計画とその河口処理上の問題点	1
1-1 利根川新河口計画	1
1-2 利根川河口処理の問題点	2
2 章 問題点の検討方法と模型実験	3
2-1 模型実験によって分ることは何か	3
2-2 模型実験の相似律	3
2-3 利根川河口模型実験における模型縮尺について	6
3 章 実験ケースと実験方法	7
3-1 実験施設	7
3-2 実験の概要	7
3-3 実験ケース	10
3-4 セイシュの影響について	13
3-5 Wave Set Up について	13
3-6 模型における消波工について	18
3-7 密度流効果について	20
4 章 河口部の法線形, 河口水位に関する検討	22
4-1 は じ め に	22
4-2 昭和47年9月洪水時の河口部の状況	22
4-3 模型の粗度に関する検討	36
4-4 現状河道における洪水時の流況	37
4-5 計画河道での洪水時の流況, 水位	42
4-6 河口幅を計画河口幅とし, 河床を現況高とした場合の 洪水時の流況, 水位	42
4-7 河口部の粗度について	56
4-8 結 論	59

5 章	波浪の侵入高に関する検討	6 0
5-1	はじめに	6 0
5-2	現況河道における波浪侵入高	6 0
5-3	計画河道における波浪侵入高	6 1
5-4	計画法線，河床現状の場合の波浪侵入高	6 3
5-5	結 論	6 4
6 章	河口の維持に関する検討	1 4 5
6-1	はじめに	1 4 5
6-2	導流堤建設に伴う利根川河口地形の変化	1 4 5
6-3	導流堤建設による利根川河口地形の変化	1 4 5
6-4	洪水による河口地形の変化とその後の波による変化	1 4 5
6-5	将来の河床変動についての考察	1 4 6
7 章	今後の検討課題	1 5 4
7-1	今後の検討課題	1 5 4
あ と が き		1 5 6

1 章 利根川新河道計画とその河口処理上の問題点

1-1 利根川新河口計画¹⁾

現利根川の河道計画は、昭和22年洪水（キャサリン台風）の実測流量をもとに策定されたものであり、上流基準地点八斗島（約180Km）において、基本高水流量 $17,000\text{m}^3/\text{s}$ ；利根川河口地点 $5,500\text{m}^3/\text{s}$ となっている。この計画の策定以来20数年たったが、その間、流域の開発、改修工事の進捗は洪水流の集中増大化の傾向をもたらし、また水文資料の充実整備や解析手法の進歩等により、現計画の改訂が検討されている。この結果をみると、八斗島において計画高水流量は $26,000\text{m}^3/\text{s}$ に改訂される予定である。それに伴うダム建設計画や利根川放水路計画の内、利根川放水路（ $3,000\text{m}^3/\text{s}$ ）計画は諸般の情勢から早急に実施することが不可能と思われ、今回の計画では、江戸川の計画高水流量を $1,000\text{m}^3/\text{s}$ 増し、利根川下流に $2,000\text{m}^3/\text{s}$ 増および支川小見川の合流分 $500\text{m}^3/\text{s}$ を合わせ、利根川河口の計画高水量は $5,500\text{m}^3/\text{s}$ から $8,000\text{m}^3/\text{s}$ に変更する計画となっている。

これに伴う利根川河口部の河道計画を策定する必要にせまれ、次のような河口処理が計画されている。

○利根川河口の河口処理

利根川下流部の計画高水位は変更しない。従って流量の増加分は河道浚渫および河口部の川幅の増加で対処する。

河口部の河道平面形および、河床高は、土木研究所における模型実験および工事事務所による水理計算等によって検討され、現在、図1-1に示す河道放線形および河床高となっている。

なお利根川河口左岸側に波崎漁港の外港建設が現在始まっている。この外港の防波堤配置は、利根川河口の新計画に合わせて建設されている。

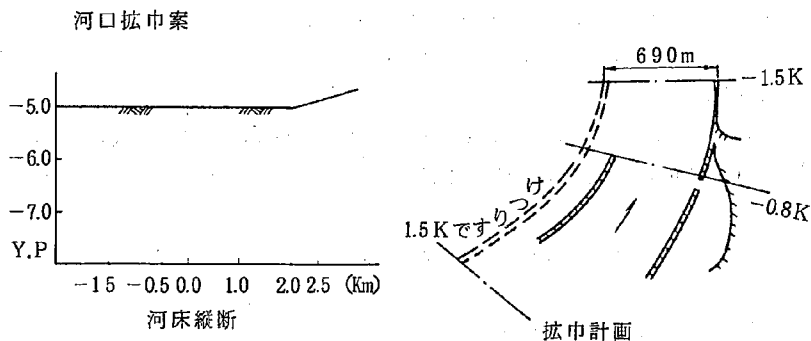


図1-1 利根川新河口計画

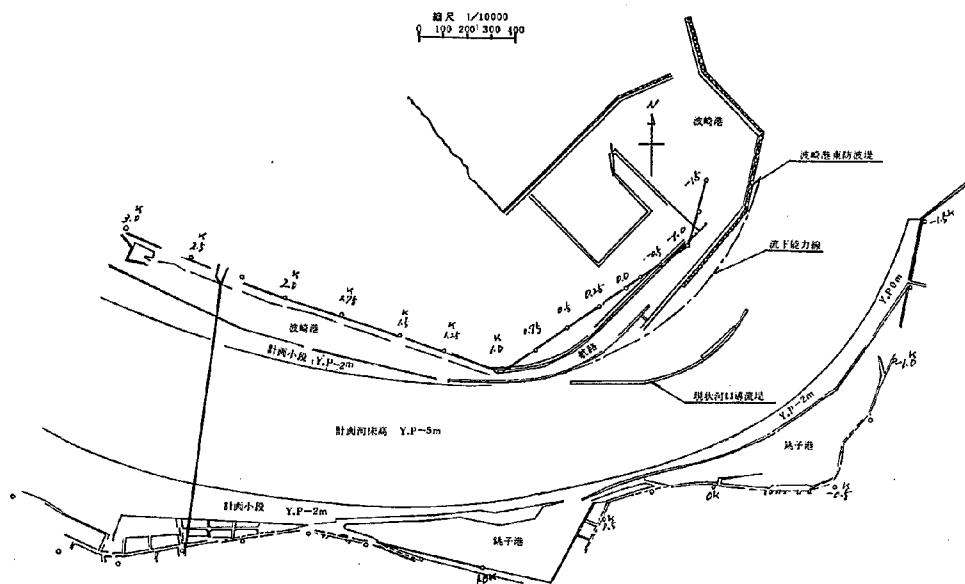


図 1 - 2 現状と計画の平面形状

計画高潮位はY.P.2.3 m, 計画河口水位はY.P.1.8 mである。

1 - 2 利根川河口処理の問題点

前述のように利根川の新河口計画は、河口部の拡幅および河床低下によって河積を増加させる計画となっているが、この計画には次のような問題点、検討課題点が残されている。

イ) 河口部の法線形

河口部の導流堤法線形は、水理計算、模型実験での流況を観察することによって決められたが、この模型は水平縮尺1/100、垂直縮尺1/20の歪模型であった。歪模型の流況は、無歪の流況と等しいかどうか。

ロ) 利根川河口部の粗度係数は上流部の粗度より大きく、この原因は湾曲および縮流による形状損失によるとされてきたが正しいか。

ハ) 拡幅、掘削した河道は将来維持しうるのどうか、河床は上昇しないか、河口砂州が発生しないか。

ニ) 拡幅、掘削は波浪の河道内侵入状況を変える。新河口計画どおりの河口になった場合、波浪の侵入状況、銚子および波崎漁港に及ぼす影響はどうか。

ホ) 拡幅、掘削は、海水の河道内侵入状況を変える。漁業、取水等に影響をあたえないか。

2章 問題点の検討方法と模型実験

2-1 模型実験によって分ることは何か

1-2で述べた問題点の内、特にイ)、ロ)、ハ)、ニ)の問題点を模型実験によって検討することを利根川下流工事事務所より依頼されたが、模型実験には種々の限界があり、それらのすべてを一つの模型で検討することは不可能である。ニ)の問題点が重要性が強いので、縮尺1/50の固定床無歪模型で実験を行うことにした。

この模型によって次のようなことが明確になるう。

イ) 河口部の法線形

無歪の模型実験を行うので、現地の河口の形状が、模型上の形状とほぼ同一なら、流況(流向、死水域)は現地に近いものとなるう。ただし導流堤先端より先の流況は、実際の河口は、密度流的性格が強いので同一とはならない。

ロ) 河口部の粗度および洪水時の水位

固定床の実験の場合、模型床に粗度付けをして、模型の粗度を実河川の粗度に合わせることを行うが、利根川河道のように河床の粗度が小さい場合には、模型に粗度付けを行わなくても、模型の方が粗度が大きすぎ、洪水時の水位を合わせることとは不可能である。従って今回の実験では、河床はモルタル河床のままとし、洪水時の流況のみを把握することにした。なお河口部の偏流および曲りによる形状損失の把握は可能である。したがって洪水時の水位の把握は不等流計算によるべきであろう。

ハ) 河床の維持

新河口計画に対応する河床は、洪水、波、潮流流によって変形を受ける。これを予測することは重要な問題であり、移動床の模型実験によって把握しえないかとの依頼が工事事務所よりあったが、利根川河口のように底質の粒径が、0.015cmから1cm位に変化するような場所での移動床模型実験は現実には不可能なこと、また実河川の0.015cmに相当する移動床材料はなく、相似性を合わせることができないこと、また潮流流を発生させることができないことより、移動床実験は行わないことにした。したがって将来河床がどう動くかは、利根川河口現地観測資料や他河川の例、河床変動計算等より類推するしか方法はない。

ニ) 波浪の侵入状況

模型の河床高が、実河川と一致していれば、ほぼ波浪の侵入状況、波浪の高さ等を把握することは可能である。ただし底面まさつによる、波エネルギーの損失割合は模型と実河川では異なっている。この影響を把握するためには、実河川の波エネルギー損失割合が分かっていることが必要であるが、現在これが明確で無い。また利根川河口のように反射波による波の干渉があるような場合にはまさつ損失の評価法が複雑となること、波の侵入距離もそれほど長くないことを考慮して、まさつ損失の影響は考慮しないことにした。

ホ) 塩水の侵入

本報告では、この問題については検討は行わなかった。別途検討が必要であろう。

2-2 模型実験の相似律

模型実験は、現象を支配している基礎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。したがって、現地の現象を支配している基礎方程式が模型のそれと同一であるかどうかを検討しなければならない。現地と模型の対応する基礎方程式が同値であるためには、諸物理量の縮尺に一定の条件が必要で、これは基礎方程式より求めることができる。

○河川を流れる流水に関する相似律

現地と模型の流れを支配している基礎方程式は、現象を一次元的なものとしなせば、

$$\frac{1}{g} \frac{\partial V_p}{\partial t_p} + \frac{\partial h_p}{\partial x_p} - i_p + \frac{\partial}{\partial x_p} \left(\frac{V_p^2}{2g} \right) + \frac{V_p^2}{g \varphi_p^2 h_p} = 0 \quad (2-1)$$

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

$$\frac{1}{g} \frac{\partial V_m}{\partial t_m} + \frac{\partial h_m}{\partial x_m} - i_m + \frac{\partial}{\partial x_m} \left(\frac{V_m^2}{2g} \right) + \frac{V_m^2}{g \varphi_m^2 h_m} = 0 \quad (2-3)$$

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

ここでサフィックス p, m はそれぞれ現地、模型を示し、 V は流速、 h は水深、 x は距離、 i は河床勾配、 g は重力加速度、 φ は流速係数、 Q は流量、 A は河積、 t は時間である。なお $\varphi = V/\sqrt{ghTe} = V/U_*$ である。

現地の流れと模型の流れが相似であるためには、上式の現地と模型に対応する各項の比が一定でなければならない。

$$\frac{\frac{1}{g} \frac{\partial V_p}{\partial t_p}}{\frac{1}{g} \frac{\partial V_m}{\partial t_m}} = \frac{\frac{\partial h_p}{\partial x_p}}{\frac{\partial h_m}{\partial x_m}} = \frac{-i_p/i_m}{\frac{\partial}{\partial x_m} \left(\frac{V_m^2}{2g} \right)} = \frac{\frac{V_p^2}{g \varphi_p^2 h_p}}{\frac{V_m^2}{g \varphi_m^2 h_m}} = \text{const.} \quad (2-5)$$

ここで $V_p/V_m = V_r$, $t_p/t_m = t_r$, $h_p/h_r = h_r$, $x_p/x_m = x_r$, $\varphi_p/\varphi_m = \varphi_r$, $i_p/i_m = i_r$

とおくと、

(2-5) 式より

$$\frac{V_r}{t_r} = \frac{h_r}{x_r} = i_r = \frac{V_r^2}{x_r} = \frac{V_r^2}{\varphi_r^2 h_r} = \text{const.} \quad (2-6)$$

となる。(2-6) 式において物理量は6個あり、関係式は4個である。よって2つを選べば、あとはおのずから決まる。水平縮尺 x_r 、鉛直縮尺 h_r を選べば、

$$V_r = h_r^{1/2} \quad (2-7)$$

$$t_r = x_r \cdot h_r \quad (2-8)$$

$$i_r = h_r \cdot x_r^{-1} \quad (2-9)$$

$$\varphi_r = x_r^{1/2} \cdot h_r^{-1/2} \quad (2-10)$$

となる。なお断面積と流量の縮尺はそれぞれ、

$$A_r = x_r \cdot h_r \quad \dots\dots\dots (2-11)$$

$$Q_r = V_r \cdot A_r = x_r \cdot h_r^{3/2} \quad \dots\dots\dots (2-12)$$

となる。

○波の変形に対する相似性

波による水粒子の運動が長さスケールの異なった場で相似な運動をするための条件は、エネルギーの消散と表面張力の影響を無視すれば、良く知られているように、無歪のフルード相似が条件として必要である。つまり現地と模型とのスケールの比をサフィックス r で表わすと、

$$x_r = h_r \quad \dots\dots\dots (2-13)$$

$$(H_o/L_o)_r = 1 \quad \dots\dots\dots (2-14)$$

$$(H_o/h_o)_r = 1 \quad \dots\dots\dots (2-15)$$

が必要で、波型勾配を現地と模型で同一、幾何学的スケールと波のスケールの比を同一としなければならない。

○反射の相似性

模型と現地の反射率は同一にしなければならない。反射率は、壁面の勾配によって異なる。それゆえ現地と模型は幾何学的相似(無歪)をたもたなければならない。

○表面張力の影響

海岸波の場合、波長が5cm程度に短くなると、波速が深水重力波のそれに比べて約5%程増加する。したがって模型をあまり小さくして、模型上の波の波長を短くすると表面張力波の影響を受けるので模型の縮尺をあまり小さくしてはならない。

○碎波条件に対する相似性について

沿岸近く海底地形は、碎波によるエネルギーによるところが大きい。ゆえに、碎波点が模型と現地で同一地点でなければ、海浜地形の変化の相似性を満足することができない。

碎波水深と沖波波高の比 hb/H_o は波長が2秒より大きいときは沖波の波形勾配 H_o/L_o の関数であり、模型を幾何学的相似、フルード相似とすれば、碎波点の位置、碎波波高はほぼ相似になる。しかし模型が小さく、周期の短い波を使用すると碎波水深に周期の効果が入りDiephuisの実験によると図2-1のごとくである。これによれば H_o/L_o の値が0.02の場合 $T \geq 0.7$ secであれば模型の縮尺の影響はないが、 $H_o/L_o = 0.08$ にもなると $T \geq 2$ secでないと縮尺の効果が入ってくることを示している。

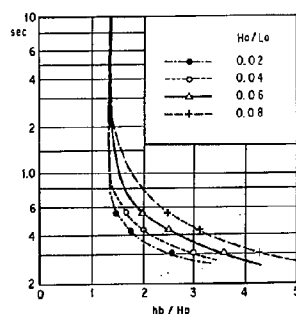


図2-1 碎波水深におよぼす周期の效果

○移動床における抵抗則と流砂量

移動床流れにおける相似則は次元解析より

$$\pi_\lambda = f(u_* d/\nu, u_*^2/sgd, H/d, B/H, S, d/\sigma) \quad \dots\dots\dots (2-16)$$

で表わせる。抵抗則として流速係数 φ と取れば $\pi_\lambda = \varphi$ であり、流砂量を取れば $\pi_\lambda = qs/u_* d$ となる。

ここで, u_* : 摩擦速度, d : 平均粒径, S : 底質の水中相対密度 ($\rho_s/\rho-1$), H : 水深, g : 重力加速度, B : 川幅, σ : 底質の標準偏差,

均一粒径の場合 $d > 0.02\text{ cm}$ 以上であれば $\frac{u_* d}{\nu}$ の影響は小さく,

$$\pi_\lambda = f(u_*^2/gd, H/d, B/H, S) \dots\dots\dots (2-17)$$

となることが分っている。⁶⁾

(2-17)式によれば, 無歪の模型で粒径を長さスケールの縮尺によって縮めた材料を移動床材料とすれば, 粗度, 河床変動, 流れの相似性が成立することを示している。河床材料が混合粒径の場合には粒度分布を模型と現地で同一とすれば良い。なお時間スケールは長さ÷速度であるから, フルードの相似則より求まる時間と等しい。

2-3 利根川河口模型実験における模型縮尺について

模型実験は, 河川流(洪水)と波の実験を同一模型で行うため無歪とした。縮尺は $1/50$ である。よって, フルード則より,

$$x_r = h_r = 50, \quad V_r = 50^{1/2} = 7.07$$

$$A_r = 50^2 = 2,500, \quad I_r = 1$$

$$Q_r = 50^{5/2} = 17,678, \quad T_r = 50^{1/2} = 7.07$$

$$n_r = 50^{1/6} = 2.09, \quad H_{or} = L_{or} = 7.07$$

となる。

3章 実験ケースと実験方法

3-1 実験施設

模型実験を行う場合、実験目的の解が得られるように模型範囲を選ばなければならない。模型実験は、現地のある範囲を取り出して行うのであり、境界条件（模型の周辺）の考察が特に必要である。

利根川模型は河道口上流 3.0 Km、外海は沖合 1.5 Km 程度まで入った縮尺 1/50 の無歪模型である。

模型上流部には量水槽および整流装置を設け、定ヘッド水槽から所定の流量を与えることができる。一方模型下流端には、下流端水位調節用のフラップゲートを 3 門取り付け有る。造波機は幅 7 m の造波機を 2 基接続できるタイプで、模型内をほぼ任意に移動することが可能である。

3-2 実験の概要

洪水時の河口部の流況観測のための実験の場合は、図 3-1、3-2 に示す位置で水位を測定した。ケース A-1～A-5 の場合は図 3-1 の潮位測定位置、ケース C-1～C-6 は図 3-2 の潮位測定位置の水位が所定の水位になるまで模型内に湛水したのち、所定の流量を上流から流し、潮位が所定水位になるようにゲートを調節した後、水位流向、流況を測定した。ただしケース B-1～B-3 は潮位の設定は行っており、-1.5 Km の水位がほぼ所定の水位になった後に水位等を測定している。流向は水溶性ペイントを流し、それを観測塔および気球につるした写真機で撮影して調べた。また横断方向の流速分布を調べるために、水

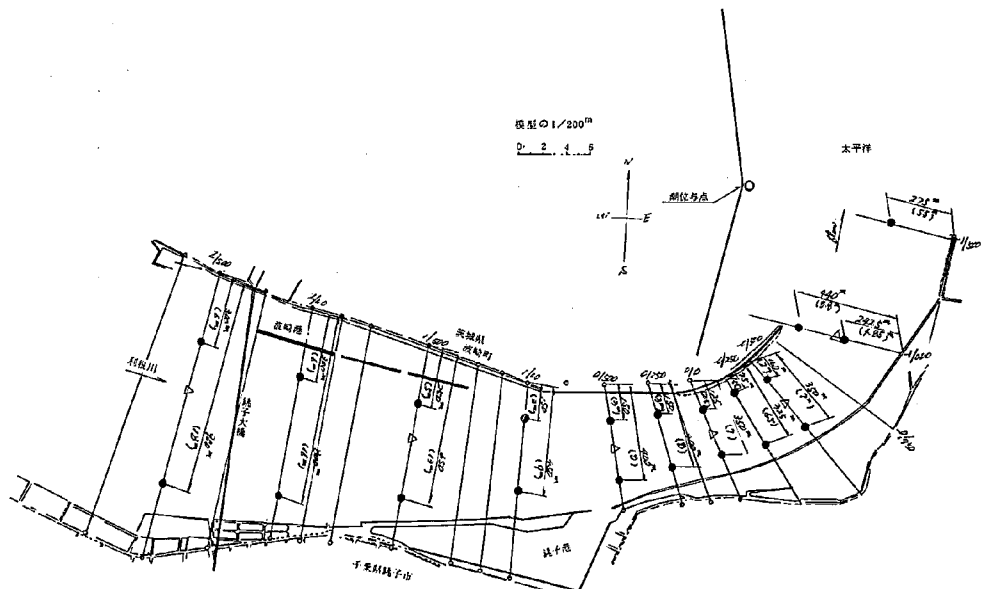


図 3-1 現状洪水水位観測位置

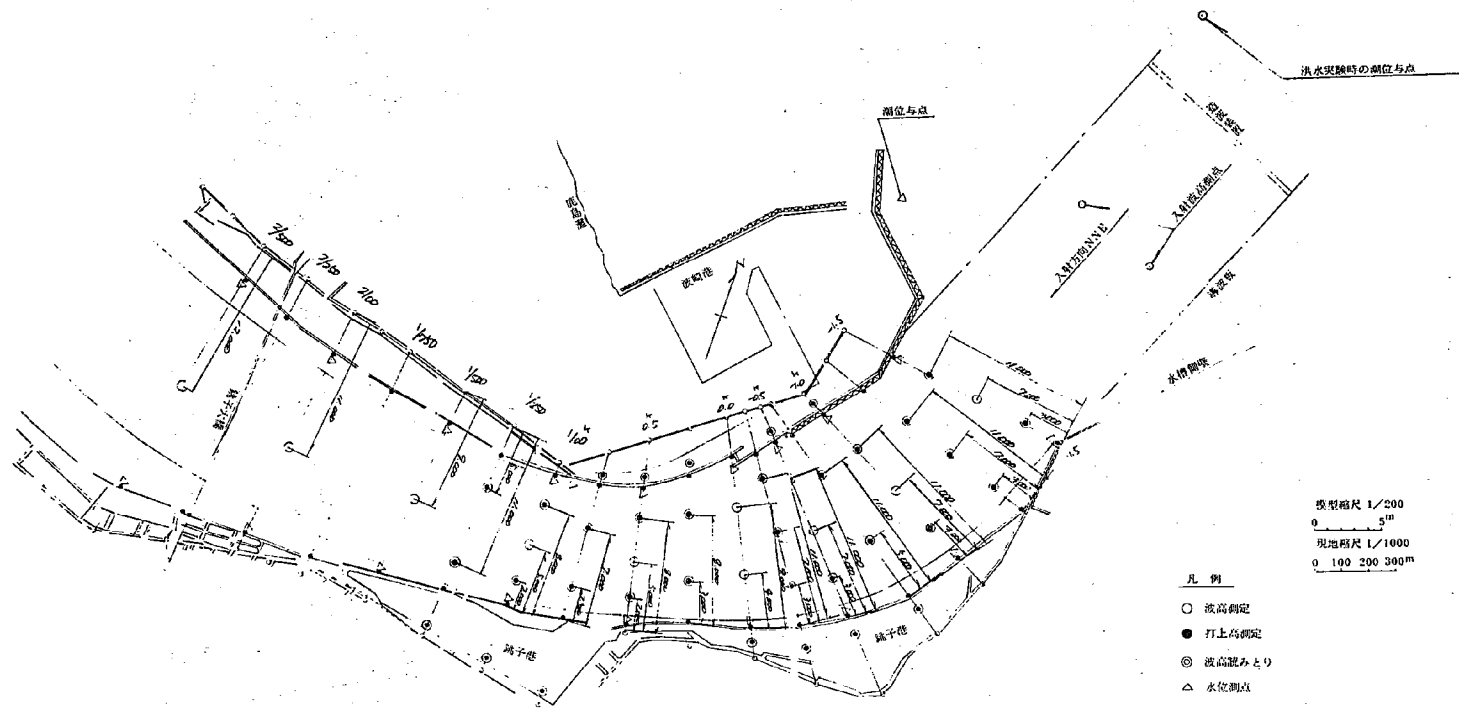


图 3-2 模型平面图

圖 3-3 現狀波高測方位置 模型平面圖

溶性ペイントを横断方向にまき、その色素位置を気球につるした写真機で撮影し、ケースA-3, A-4は3秒後、それ以外は4~5秒後に再度撮影し、その移動量より横断方向流速分布を調べた。なお3秒の場合は移動量が小さくあまり正確に分布形を調べられなかったためその結果は参考程度にとどめるべきものである。

波浪の侵入状況は、所定の水位に湛水後、図3-2, 図3-3に示す位置で波高の測定を行った。波高は階段抵抗式波高計および容量式波高計と、1mm目盛のスケールを用いて波高の読み取り測定を行った。なおケースI-1~II-17までは約10~20波を読み取り、その平均値を波高とした。

なおケースII-18以後は、セイシュの影響を取り除くため、波高の測定を10分間行い、それを30秒間づつ20区分し、その各平均を更に平均した値とした。したがってケースI-1~II-17の打ち上げ高にはセイシュの影響が入ったものとなっている。

波向きの変化は、観測塔および気球につるした写真機によって撮影した写真上より調べた。なお同時に色素を流し、波による質量輸送方向についても調べた。

3-3 実験ケース

この河口模型実験で行った実験ケースを表3-1, 表3-2に示す。

表3-1 実験条件一覧表 洪水実験

実験番号	流量 m^3/s	潮位 Y.P	断面形状	その他
A-1	4,000	0.75	S 47年測量断面	検証実験, 粗度の把握
A-2	5,000	0.97		
A-3	5,500	1.65	"	
A-4	8,000	1.65		
A-5	8,000	2.30		
B-1	8,000	1.80	新河口計画断面	
B-2	8,000	2.30		
B-3	9,000	1.80		
C-1	5,500	1.80	-0.5 km より下流の河床整形(現状) $d = 0.27 mm$ の石灰粉	
C-2	8,000	1.80		
C-3	5,500	1.8	0 km より下流を現状断面にて整形 $d = 3 mm$ の砂	
C-4	8,000	1.75		
C-5	5,500	1.80	全範囲をS 47年度の河床に整形 $d = 3 mm$ の砂	
C-6	8,000	1.80		

表 3 - 2 実験条件一覧表 (波浪侵入実験)

実験番号	入射波高 <i>m</i>	沖波波高 <i>m</i>	周 期	H_o/L_o	潮 位 Y.P <i>m</i>	波 向	河 床 状 態
I - 1	2.10	2.26	12	0.010	1.65	N10°E	0 kmより上流は, S 47年 2月測量断面, 下流は S 47年 6月断面
I - 2	2.96	3.19	12	0.014	1.65	"	
I - 3	1.11	1.20	12	0.005	1.65	"	
I - 4	3.58	3.74	14	0.012	1.65	"	
I - 5	2.25	2.43	12	0.011	2.30	"	
I - 6	2.30	2.48	12	0.011	1.65	NE	
I - 7	2.80	3.02	12	0.013	1.65	NE	
I - 8	1.98	2.13	12	0.009	1.65	NNE	
I - 9	2.87	3.09	12	0.014	1.65	NNE	
I - 10	2.29	2.47	12	0.011	1.65	N	
I - 11	2.22	2.40	12	0.011	2.30	N	
II - 1	2.39	2.54	12	0.011	2.30	N35°E	拡巾案, 計画河床 堤防高は現状
II - 2	3.16	3.29	13	0.013	2.30	"	
II - 3	4.28	4.31	14	0.014	2.30	"	
II - 4	3.21	3.34	13	0.013	2.30	NE	
II - 5	2.92	3.04	13	0.012	2.30	NNE	
II - 6	2.92	3.04	13	0.012	2.30	NNE	
II - 7	4.06	4.15	14	0.014	1.60	NE	右岸 0.5K ~ -1.5kmの 堤防越波を許さない高 さとする。
II - 8	3.97	4.04	14	0.013	1.60	NNE	
II - 9	3.84	3.91	14	0.013	1.60	"	右岸 銚子内港口 ~ -1.5 を計画堤防高 (Y.P 4.8 m) とする。
II - 10	3.84	3.91	14	0.013	2.30	"	
II - 11	3.85	3.91	14	0.013	1.60	NE	
II - 12	3.88	3.95	14	0.013	1.60	"	銚子内港口 ~ -1.5km に棚状消波工を入れ る。
II - 13	4.07	4.15	14	0.014	1.60	NNE	
II - 14	3.93	4.00	14	0.013	2.47	"	
II - 15	4.13	4.38	12	0.019	1.60	"	
II - 16	4.07	4.44	10	0.028	1.60	"	
II - 17	2.78	2.92	13	0.011	2.30	"	
II - 18	3.10	3.26	13	0.012	2.42	NNE	
II - 19	3.09	3.22	13	0.012	1.6	NNE	小段, 消波工を -1.5k ~ 0.5k 右岸撤去
II - 20	3.89	4.05	14	0.015	2.3	"	
III - 1	2.99	3.11	13	0.012	1.6	"	0 kmより下流現状断面 とする。0 kmより上流 は計画断面, -1.5k ~ 0.5kは小段を製作 dm=0.3mmの砂
III - 2	2.87	2.99	13	0.011	2.3	"	
III - 3	3.92	3.99	14	0.013	1.6	"	
III - 4	3.72	3.79	14	0.012	2.3	"	
III - 5	3.21	3.39	13	0.013	1.6	"	全範囲を S 47年河床高 とする。dm=0.3mmの砂
III - 6	3.16	3.29	13	0.013	2.3	"	

ケースA-1, A-2は、洪水時の流況および、粗度が現地の河口における観測とどれくらい似ているかを調べるために行った実験である。比較の洪水として航空写真測量が行われた昭和47年9月洪水(台風20号)を選んだ。水位は図3-1に示される点において測定を行った。河床は0 Kmより上流河道は昭和47年2月測量の断面, 0 Kmより下流および外海は昭和47年6月測量の形状を使ってモルタルによって整形されている。図3-4は模型の河床高を示したものである。

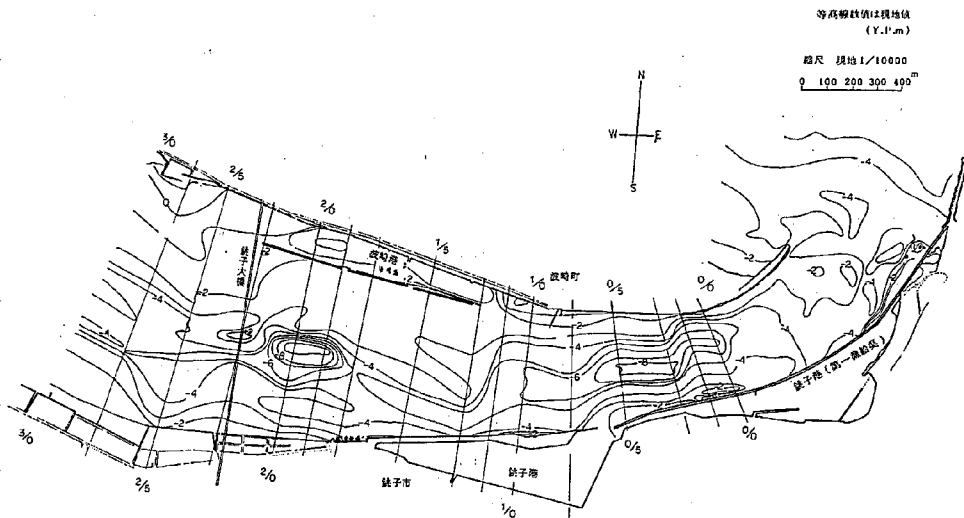


図 3-4 模型等高線図

ケースA-3~A-5は、この現状河道に $5,500, 8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の洪水が来襲した場合の流況, 水位等を把握するために行った実験である。

ケースB-1~B-3は利根川新河道計画による河床高および導流堤形状とした場合の洪水時の状況を調べたものであり、水位は図3-3に示す地点で測定を行った。

ケースC-1, C-2は利根川新河道計画断面上に、-0.5 Km下流の法線形は計画形状とし、河床高を $\text{dm}=0.27 \text{ m}$ の石炭粉(現地で4 mm相当)にて現状断面に整形し、洪水時どこが浸食されるかを調べたものである。

ケースC-3, C-4は0 Kmより下流の法線形は計画形状とし、河床高を砂($\text{dm}=3 \text{ mm}$)にて現状断面に整形し、0 Kmより上流を計画断面(Y.P.-5 m)とした場合の洪水時の流況, 水位を調べたものである。なお砂はほとんど動かず固定床実験と考えて良い。

ケースC-5, C-6は、法線形は計画法線形とし、河床高を昭和47年度測量地形に $\text{dm}=3 \text{ mm}$ の砂にて整形し、洪水時の流況を見たものである。なお砂はほとんど動かない。

I-1からI-1 iは、図3-4に示した模型断面(現状河道)に種々の波を河口に侵入させ、現河口の波浪侵入状況を把握したものである。

II-1からII-6は河口部の河道を新河道計画断面とし、波浪の侵入状況を把握したものである。なお波崎、銚子漁港の防波堤高は現状の防波堤高とした。

II-7, II-8は、銚子漁港側防波堤を高くし、この防波堤では越波しないようにした場合の、波浪の侵

入高を調べたものである。

Ⅱ-9からⅡ-11は、防波堤高を計画の高さにした場合の波浪侵入高を、Ⅱ-12からⅡ-18は防波堤前面に消波工を設置した場合の波浪侵入高を調べたものである。

Ⅱ-19、Ⅱ-20は堤防前面の小段の影響を調べた実験であり、Ⅲ-1～Ⅲ-6は河床の一部および全部を現状河床のままとした場合の波浪の侵入状況を把握したものである。

3-4 セイシュの影響について

実験ケースⅡ-17までの波高縦断図や、堤防前面の波高分布図を描くと、縦断方向の波高変化は凹凸が激しく、またほぼ同一波浪条件にもかかわらず、同一位置の波高にかなりの差が見られるものがあった。この差が河口地形による特性なのか、この模型特有の現象なのかははっきりさせる必要にせられた。

本模型は海側は導波板により、河道内は堤防に囲まれた水路になっている。したがって波を作用させた場合、奥へ細長い港湾や湖沼等に観測されるセイシュが発生することが予測された。そこでケースⅡ-18において、図3-5に示す位置に波高計を設置し、波を50分間作用させ、波高の時間的変動を測定し、セイシュの有るかどうかを調べてみた。

図3-6に河道中央における波高の時間変化図、図3-7に0.0 Km地点の横断方向の波高時間変化図を示した。この図によると波作用後15分位たつと-1.5 Km地点の波高は時間的変動が少ないが、他の断面では測定の誤差によるばらつき以外に各種の周期を持った変動が見られる。特に-1.0から0 Kmにかけては時間的変動が激しい。0 Km地点の波高の時間的変化をみると、約150～200 secの周期成分があり、右岸側の波高が大きい時は左岸側の波高が小さいというように、位相がずれている。

模型水路の長さ（造波機から模型上流端）が約100 mであり、水深が約15 cmであるので、模型上の長波の波速は、約1.2 m/s、したがってセイシュが単振動であるとその振動周期は約170 secとなる。したがって模型上で生じている卓越長周期成分は、水路縦断方向の単振動ねじれ型のセイシュに起因すると考えられる。

したがって前ケースまでに生じた、異常に高い波高等は、本模型特有の現象と考えられ本実験結果の考察にあたっては、これに対する配慮が必要となろう。なお本ケース以後の波高測定は約10分間位のデータを平均して波高とした。

3-5 Wave set up について

図3-8、図3-9は、ケースⅡ-1～Ⅱ-6の場合の右岸および左岸の堤防前面波高 H_F と堤防の打ち上がり高さの関係を示したものである。もし波高測定点の平均水位がY.P. 2.3 mであり、前面の水深が深ければ、打上げ高Y.P.Rは

$$R = 2.3 + \frac{1}{2} H_F$$

となるはずである。もちろん堤防前面の水深が浅いため波が浅水波となるため、打上げ高はこれより大きくなるが、 $R = 2.3 + \frac{1}{2} H_F$ と大きくなれば無いはずである。ところが河道上流部（1～2 Km）の打上げ高は、 $R = 2.3 + H_F$ に近い。この原因として波高変化に伴う波による運動量輸送変化に起因する。Wave set upの影響が考えられる。事実ケースⅡ-8、およびケースⅡ-11における観測によると2.5 Km水位と潮位の差は、20～30 cmあった。このような外海潮位より河道内や港内の水位が波によって上昇することは、酒田港、三国港等で観測されており、その結果によると、波による水位上昇量は波高の1割程度と

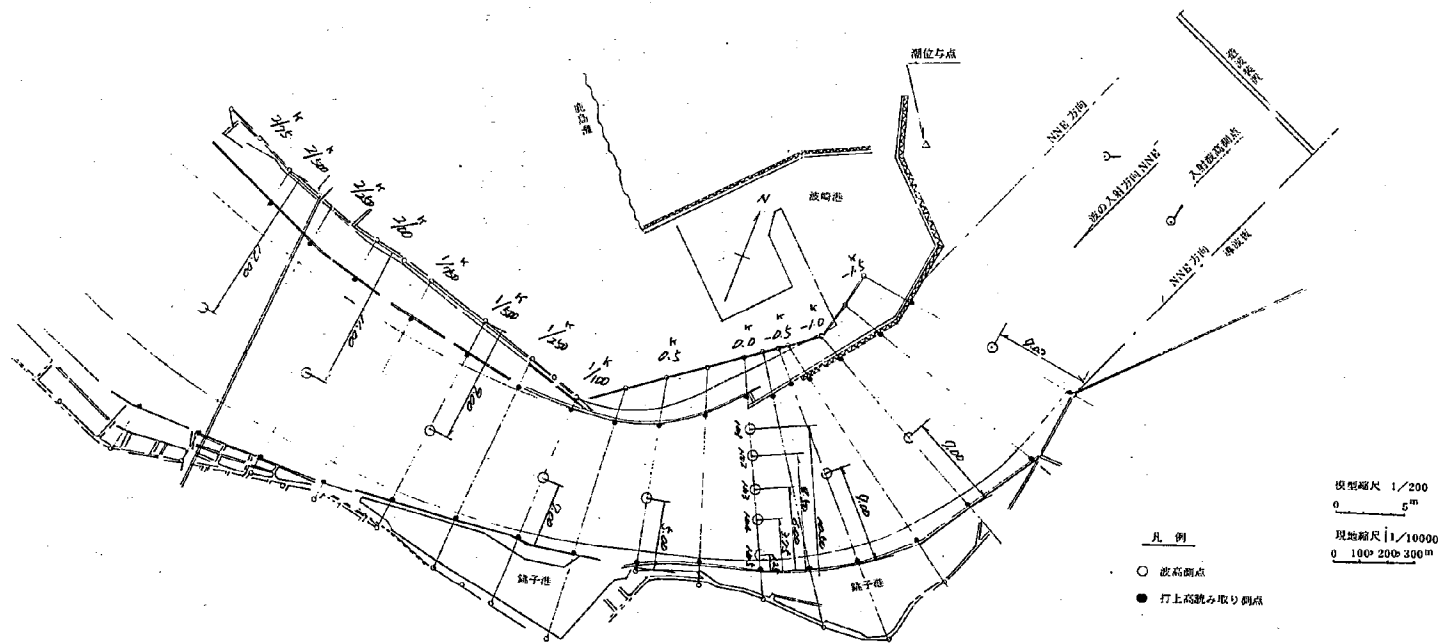


図 3-5 実験Ⅱ-18 波高測定位置図

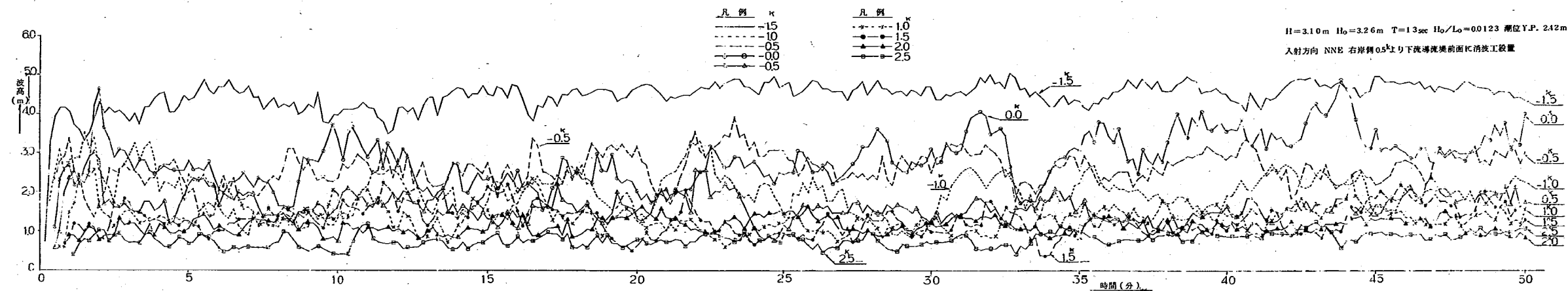


図 3-6 波高縦断時間変化図 (実験 II-18)

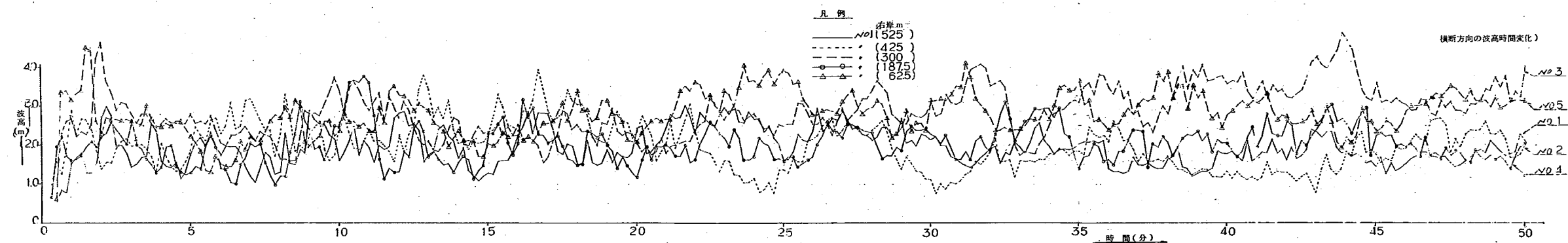


図 3-7 波高横断時間変化図

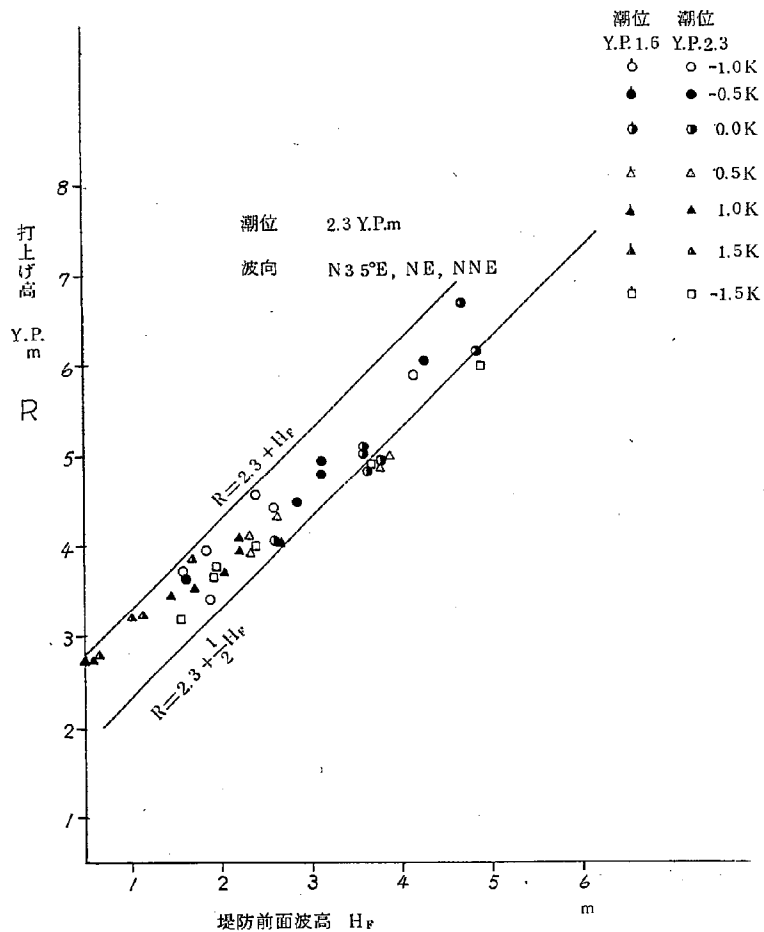


図 3-8 ケースⅡ-1～Ⅱ-6 の堤防打上げ高と前面波高の関係

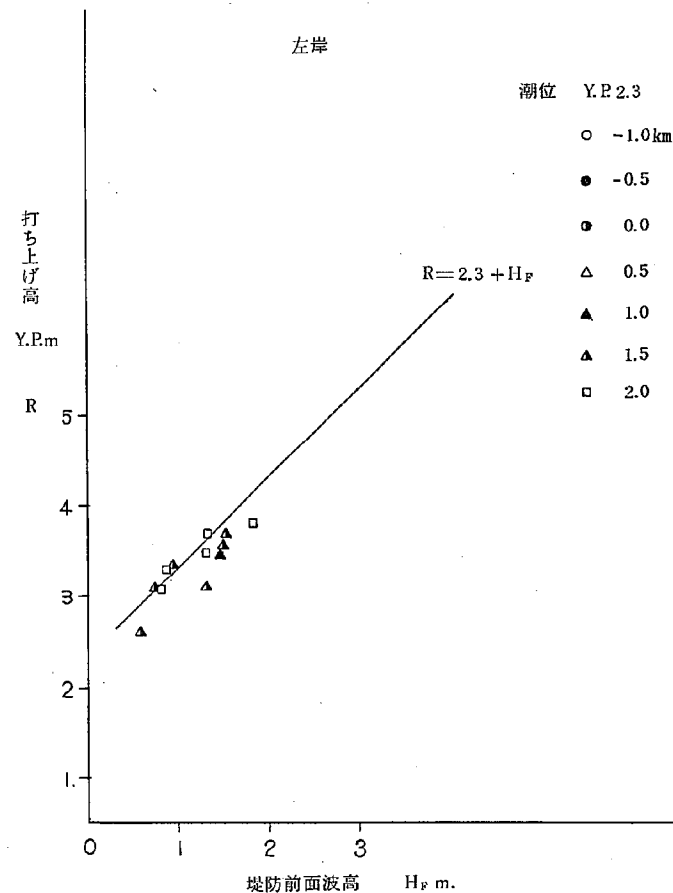


図 3-9 ケースⅡ-1～Ⅱ-6 の堤防打上げ高と前面波高の関係

なっている¹⁵⁾。本実験でも河口で砕波する場合には、河道内水位は、沖波波高の1割程度上昇している。
今後高潮計画におけるWave set upの位置づけが必要となろう。

3-6 模型における消波工について

ケースⅡ-12～Ⅱ-18において、堤防への打上げ高、および反射率を低下させるために消波工を設置した。

現地に設置する消波工としては、河口河積を減少させないような直立消波構造体（SWAC、クロスフローブロック等）が考えられた。この直立消波工は、反射率を0.5位にすることができると言われている⁵⁾。模型においてはこの消波工の1/50のモデルを使えば良いが、その形が複雑なこと、1/50の消波工模型を手に入れることができないことから、反射率が同程度のスリット状消波工を模型に入れることにした。

この模型の消波特性を調べるために次のような実験を行った。

図3-10に示す造波水路にスリット状消波工を入れ、その反射率をHealyの方法で求めた。実験条件を表3-3に示す。

消波工の空隙率に対する反射率の変化は、図3-11に示される。

この実験結果より消波工として空隙率25%のスリット状消波工を模型に設置した。なおその天端高位置は計画堤防高とした。

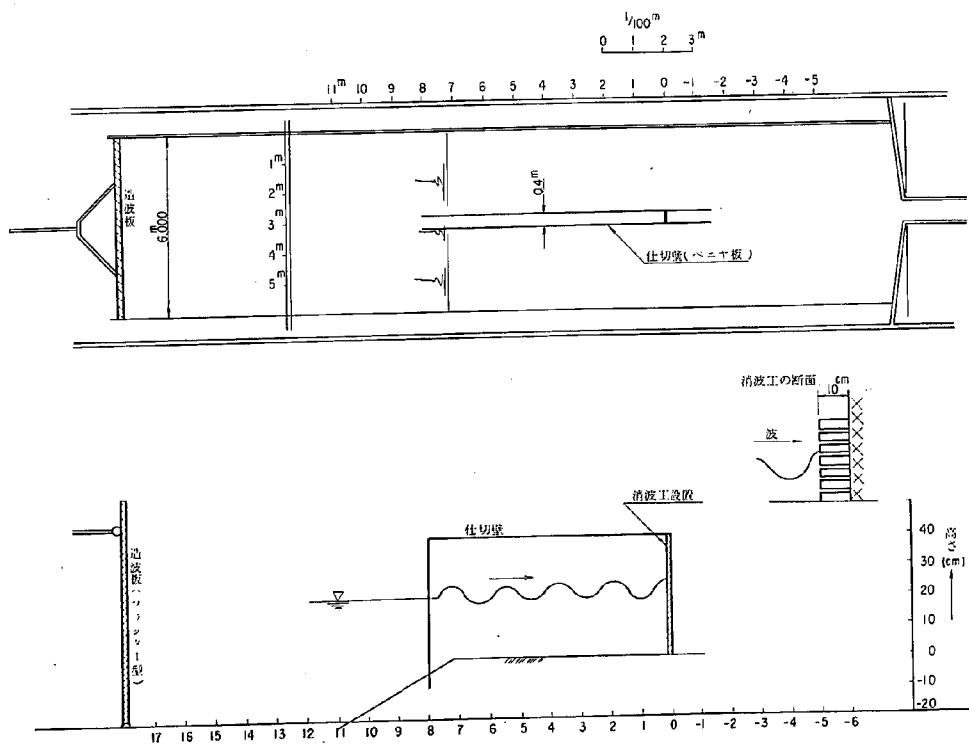


図3-10 柵状消波工の反射率測定装置

圖 3 - 3 反射率計算數值表 (予備實驗)

實驗番号	T	h	H _{max}	f _{min}	入射波高 $H_I = \frac{1}{2}(H_{max} + H_{min})$	反射波高 $H_R = \frac{1}{2}(H_{max} + H_{min})$	反射率 R	L _o	h / L _o	H _o	H _o / L _o	空隙率
實驗 I - 1	2.11	18.5	8.2	2.35	5.28	2.93	0.554	6.945	0.0266	4.59	0.007	10 %
" I - 2	1.98	17.5	5.45	0.68	3.07	2.39	0.777	6.116	0.0286	2.71	0.004	
" I - 3	1.72	16.0	5.70	1.00	3.35	2.35	0.702	4.615	0.0347	3.07	0.007	
" I - 4	1.5	18.5	11.00	2.30	6.65	4.35	0.654	3.510	0.0527	6.56	0.019	
" II - 1	2.12	18.0	11.40	2.25	6.83	4.58	0.670	7.011	0.0257	5.89	0.008	20 %
" II - 2	1.98	18.0	10.80	3.00	6.90	3.90	0.565	6.116	0.0294	6.09	0.010	
" II - 3	1.70	17.0	12.00	2.40	7.20	4.80	0.667	4.508	0.0377	6.70	0.015	
" II - 4	1.50	17.0	8.70	1.80	5.25	3.45	0.657	3.510	0.0484	5.20	0.015	
" III - 1	1.40	18.0	8.00	2.50	5.25	2.75	0.524	3.058	0.0589	5.27	0.017	30 %
" III - 2	1.98	18.0	11.70	5.75	8.73	2.98	0.341	6.116	0.0294	7.71	0.013	
" III - 3	1.72	18.0	12.90	5.40	9.15	3.75	0.410	4.615	0.0390	8.56	0.019	
" III - 4	1.52	17.0	10.10	3.20	6.65	3.45	0.519	3.604	0.0477	6.43	0.018	

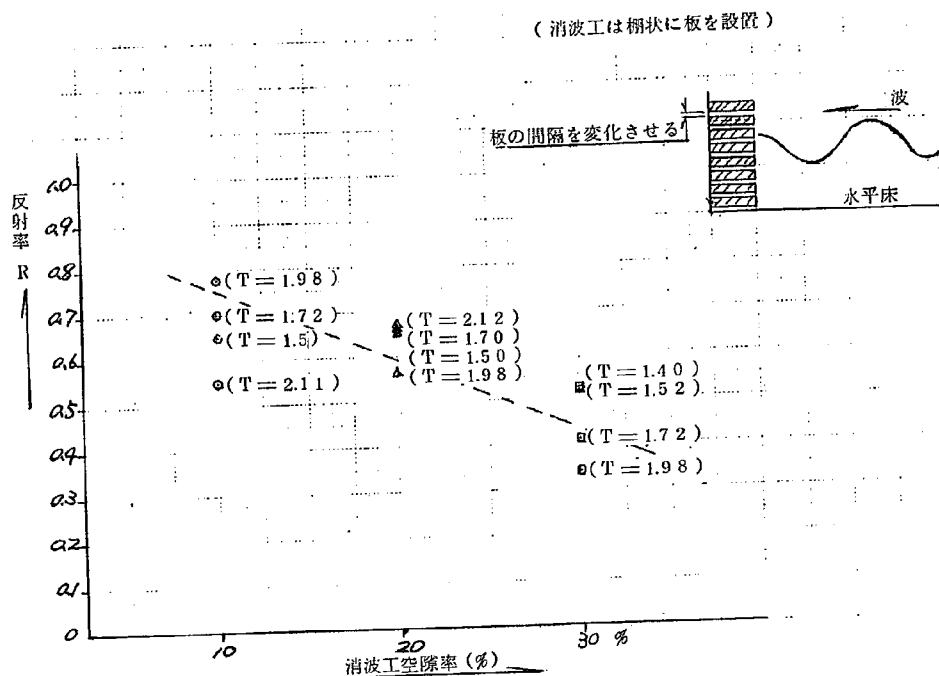


図 3-11 消波工空隙率と反射率

3-7 密度流効果について

洪水時河口から出た河水は、河水と海水との密度差にもとずいて、表層を流れる。したがって模型上の海部の流況や拡散幅は、現地とまったく異なったものとなる。したがって本実験では海部の現象を模型から判断することはできない。なお河口先端で海水が河口から出てしまう条件は、内部フルード数が1より大きくなければならない。海水が河口から出る河川流量は上述の条件より、

$$Q \geq \sqrt{\epsilon g} B \cdot h^{3/2}$$

となる。ここで ϵ は海水と淡水の相対密度差、 B は河口幅、 h は水深である。

計画断面の場合 $B = 650 \text{ m}$ $h = 6.8 \text{ m}$ $\epsilon = 0.025$ であるので、 $Q = 5,705 \text{ m}^3/\text{s}$ で河口から海水がでることになる。よって $Q = 8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の洪水実験の場合は、河口先端までの現象は、判断材料として使えることになる。

密度差に原因する他の問題は、密度差にもとづく河口先端水位の上昇の問題である。密度差が無く、海床がほぼ flat なら潮位と河口先端水位はほぼ一致するが、密度差があると、静圧の場合により潮位より

$$\Delta h \approx \epsilon h$$

上昇すると考えられる。¹⁹⁾ $h = 6.8 \text{ m}$ $\epsilon = 0.025$ とすると $\Delta h = 17 \text{ cm}$ となる。事実利根川昭和47年9月洪水時の河口先端水位 (-1.5 km 右岸) と、黒生町潮位観測所の水位との差は10~15 cm となっている。(図4-5参照)

このことは河口出発水位の位置をどこに考えるかで、河道内の水位に影響をあたえることになる。本報告

では河口出発水位位置は、導流堤先端部として解析したが、今後密度流による水位上昇を考慮した河口出発水位の決定に関する計画論的検討が必要と思われる。

4章 河口部の法線形，河口水位に関する検討

4-1 はじめに

本章では，利根川河口部の洪水時の挙動，平水時の挙動の現象解析，模型実験，不等流計算による河口部の法線形，計画河床高の妥当性を論ずる。

4-2 昭和47年9月洪水時の河口部の状況

現利根川河口は，次のような特異な性質を持っている。

- イ) 河口部2.0 Kmより下流で，急激な弯曲を示している。
- ロ) 0.25 Km地点が河口部で川幅が狭く，狭さく部を形成しており，河道中央付近に非常に深い部分(Y.P. -1.0 m)がある。
- ハ) 1.0 Km左岸(波崎魚港入口付近)に砂州があり，また相対的に左岸側沿いに浅瀬がみられる。また河口では左岸導流堤端(-0.8 Km)付近から河道中央にはり出すような砂州がある。
- ニ) 河口部の平均流径の分布を見ると，図4-1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，下流にいくに従って小さくなってゆき，ほぼ-1.5 Kmより下流では一定となる。

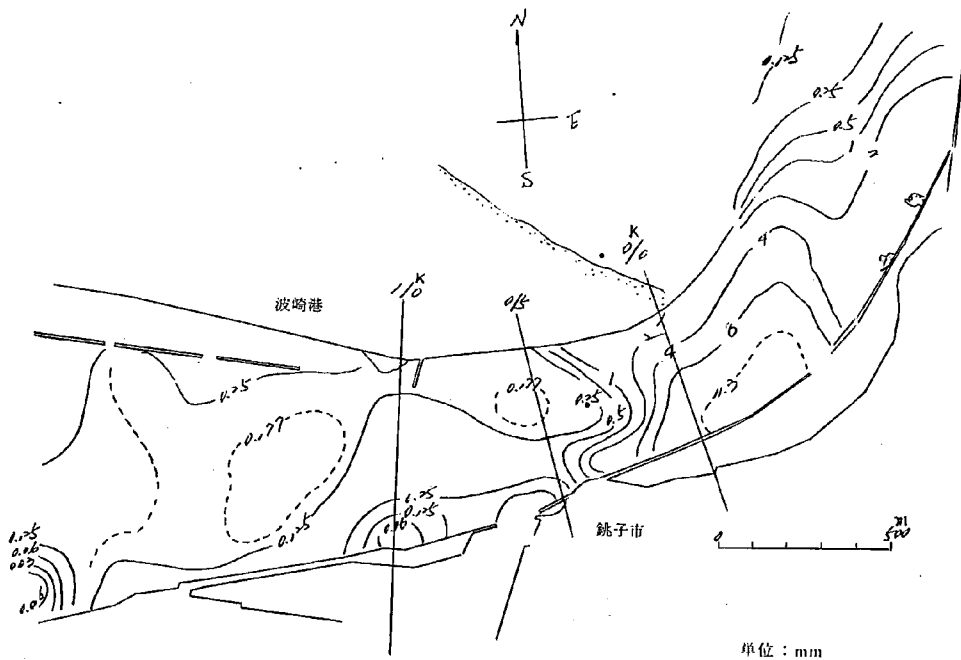


図4-1 現地における中央粒径の平面分布図



写真 4 - 1 昭和 47 年 9 月洪水時の航空写真



図 4 - 2 - 1 昭和 47 年 9 月洪水時表面流速分布

昭和47年9月(台風20号)洪水
利根川河口部 等流速線図その2

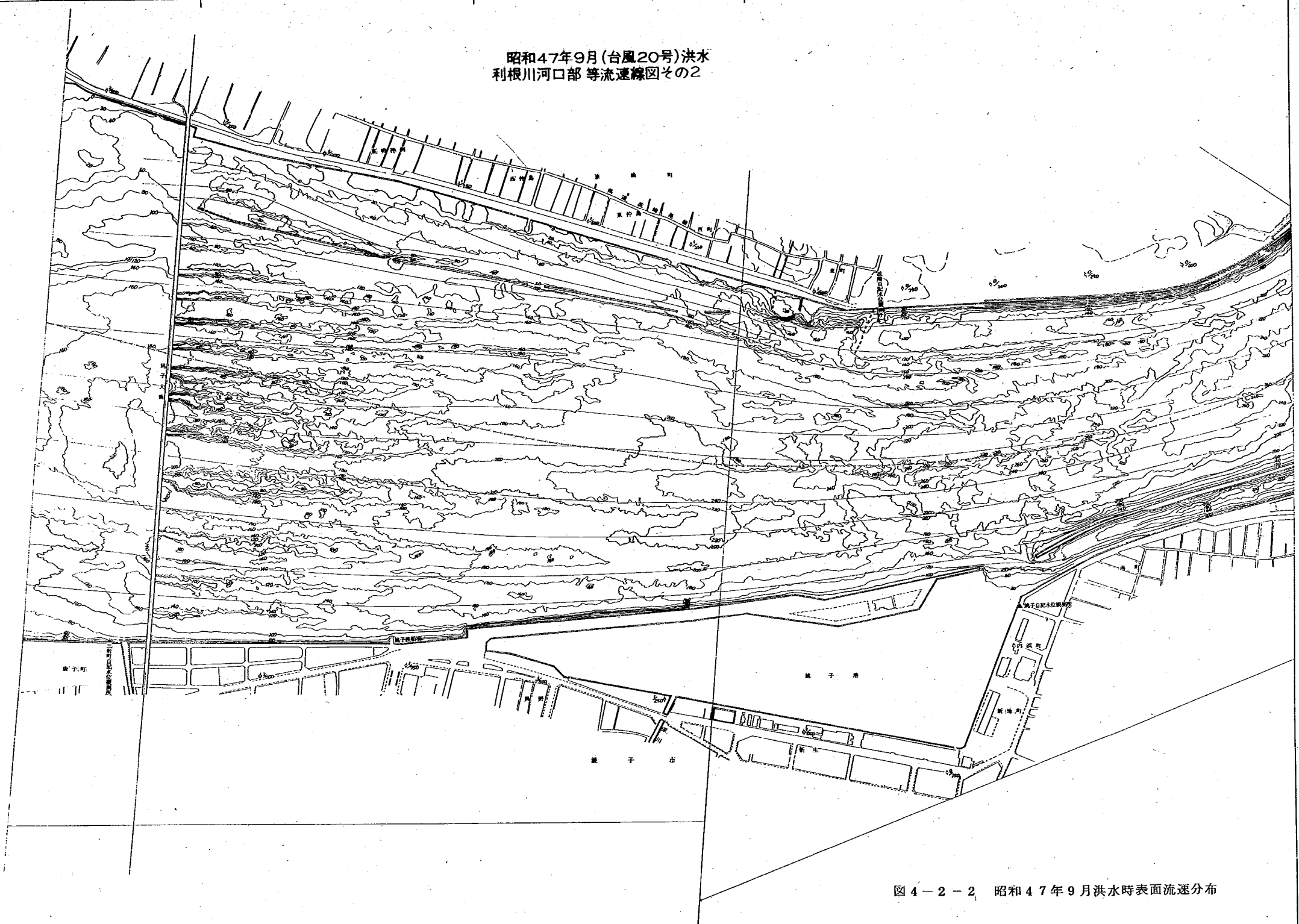


図4-2-2 昭和47年9月洪水時表面流速分布

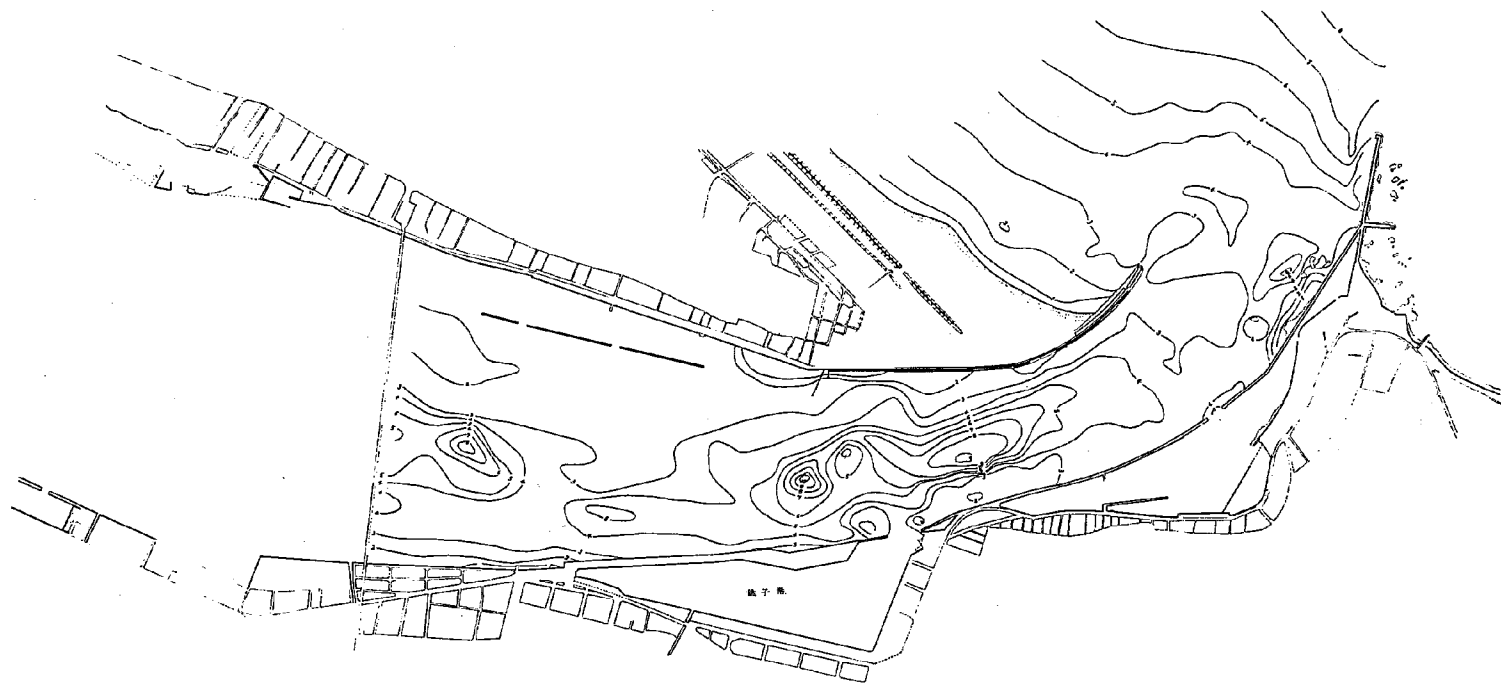


图 4-3 昭和 47 年 6 月河床高

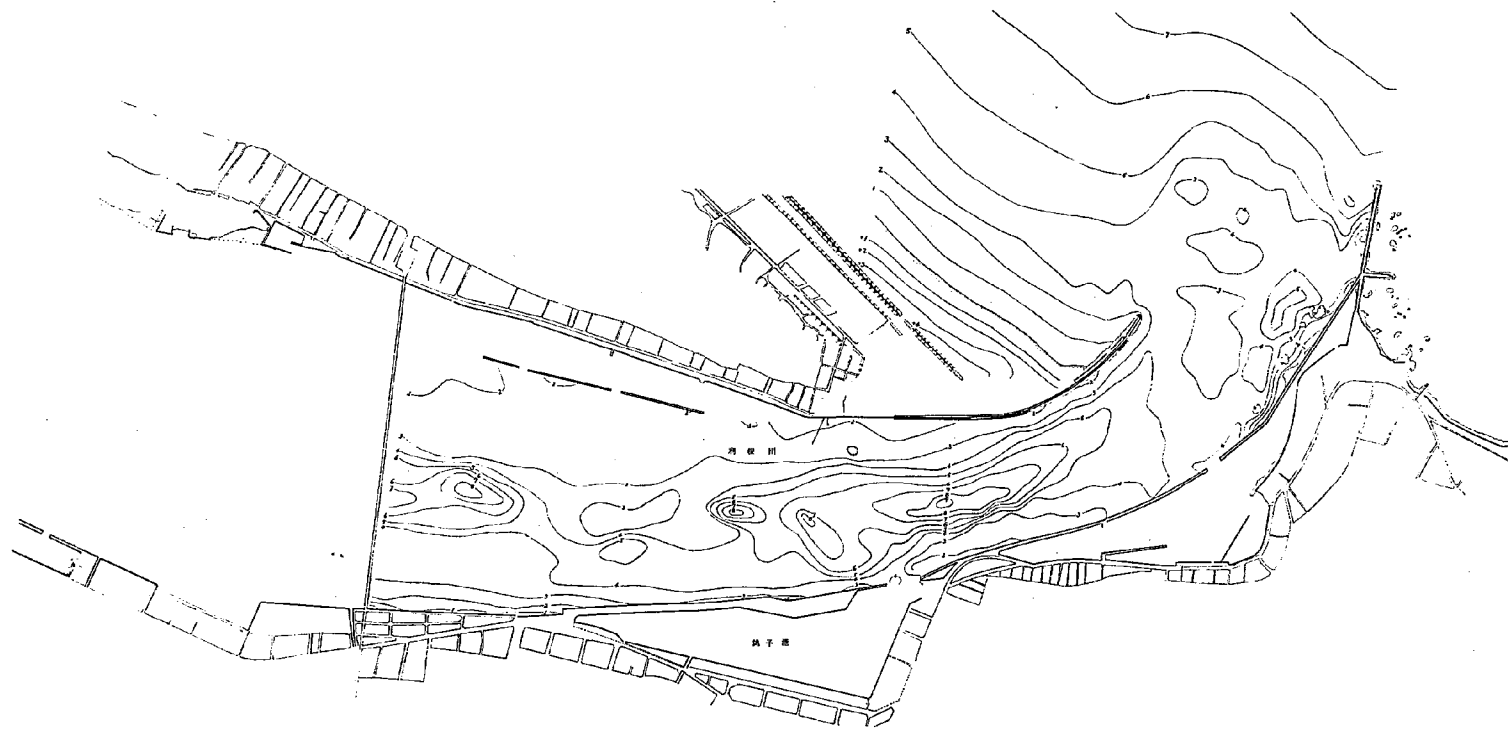


图 4-4 昭和 47 年 10 月河床高

このように河口部は川幅、水深、底質材料の変化点となっており、河口部の水位・流況把握のためには、これらがおよぼす効果を十分に把握しておかなければならない。特に0.5 Kmより下流の粗度増加の原因を明らかにすることは新河口計画にとって重要な問題点となっている。

そこで昭和47年9月洪水時の航測資料、水位観測資料、その他の洪水時の資料、および模型上の現象を通して利根川河口部の特性、模型上の現象の再現性について考察してみよう。

写真1に、昭和47年9月洪水時の航空写真、図4-2にこの航測にもとづく表面流速分布図、図4-3、図4-4に洪水前後の河床高図、図4-5にこの洪水時の右岸側水位の観測値を示す。

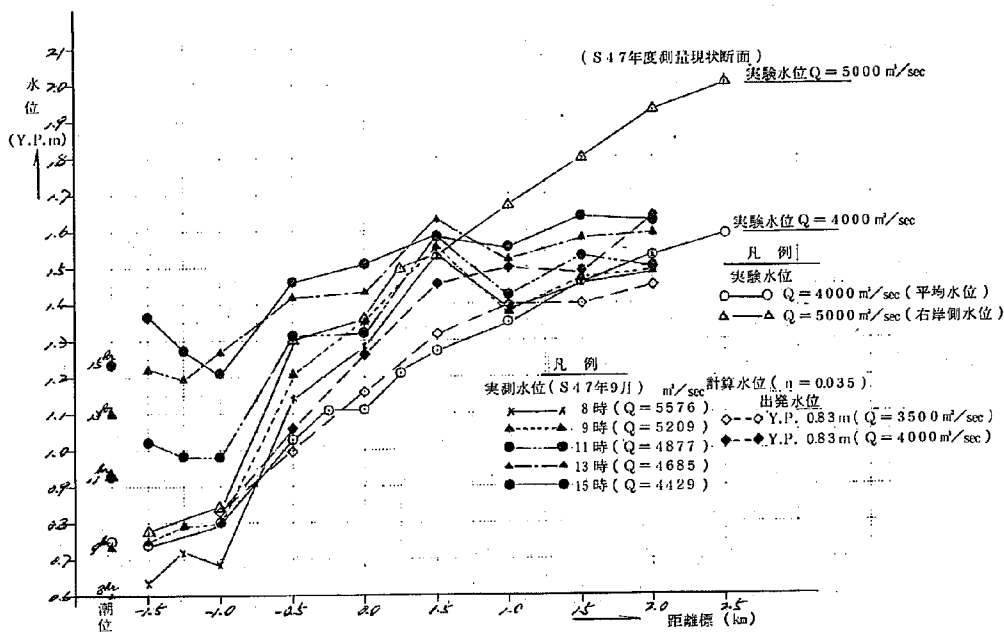


図4-5 水位縦断面図(右岸)

写真1撮影時の流量は $5000 \text{ m}^3/\text{S}$ 程度と推定され、この流量は、利根川河口で4年に1回程度の洪水規模である。この写真をみると表面に濃淡のもようがみえる。この河口部の流況、写真上の濃淡の解釈については、木下良作氏は次のように述べている。

銚子大橋にさしかかるところで、濁りが殊のほか多く上り出しているのがまた注目される。何故この付近に多発したのか、これもこんどの要注意の一つの事項であろう。この付近は h/B は約 $1/120$ ぐらいにうすい水流に変ってきた。(取手付近の $1/12$ ぐらいからくらべると、利根川下流では、低水路の h/B は大体下流ほど、うすくなっていると考えてよい) 他の河川で上流域では、 h/B が $1/120$ ぐらいでなお単列砂レキ堆と形成する河道は何処にでもあるが、利根川では河床が微細砂であって、既にみてきたとおり、5)、6) 区間では主流が幾条にもあり、この銚子付近も河床はこまかいいろいろな形態をていしているものと察せられる。この付近から濁りの湧き上がり方が多いのは、あるいはこの付近までは、河口の波浪の進入による河床変形量が大きくて、洪水時の河床変動量が、あるいは多いということでもあるのか、と考

えられるがこれも今後、詳細な河口調査の結果を見直して、それを専門に検討すべきことと思われるので、ここでは事実の指摘だけにとどめる。

なお2/5~0^{注3)}と海上への、図化機による詳細な実測成果があるので、次の^{注4)}区間もふくめて、流況図に簡単にしるした。ここでその詳細な流速分布図に関して一言すれば、そこには次のようなことにも注目される。すなわち等流速コンターが場所によって甚しく幅がひろがったり、せばまったりしている。これは撮影時間間隔が短い、いわば瞬間的流速分布に近い状態を測定した結果であるから、逆にこれから流速分布の大きい脈動性を描き出す手掛りが得られると考えられる。詳細な流速分布を描くと、その変動に対する最初の基本単位は、その場所の水深であり、いわば水深がその乱流の規模をきめるものとなるわけであるが実際の川の流れはそれよりも規模の大きいいくつかの乱れがあるように思われる。(実験水路でも同様であろうが)二つの流れが合流するときにもその境界面は大きくゆれ動きつづけるし、今までのべた渦と、その間けつ的な発生などは、それに関連する現象であるとも思われる。これからの河川水理学の進歩のためにもデータ提供として、今後一定点で長時間、連続的に航空写真を撮影して、その変動性の研究をする必要があると思われる。

1) 2/0~海の区間

河口における洪水流出の状況と、洪水期間中の変化については、まだわからないことが多く、それは河道における洪水流況以上である。河口では多くの河川で洪水時の最大流速があらわれ、また海からの波の影響も加わって、水面が波立ち、航空写真の立体視による流速測定が不可能になる場合が多い。利根川河口においてもこのことを事前に十分に予測して、今回は若干の浮標(発泡ポリスチレンペーパー0.5mm厚、一辺40cmの正方形)を銚子大橋から散布したのであったが、タイミングを合わせて飛行し、撮影したけれども、河口部の荒波が逆巻くところからは、浮標を見出すことが出来なかった。

古来、利根川河口は魔の河口といわれ、1,000人を越す遭難者の碑および塚が、河口を見下す位置にきづかれている。そして結果からいえば、昭和47年の洪水撮影でも、やはり魔の河口水域の流況を明かにすることは、ついに出来なかった。その波立つ部分を除くと、流れの濁り方の相違による表面のパターンから、浮標なしでも立体視がきいて、流速が測定できるわけであるが、その測定し得た範囲内で、次に驚かされることは、利根川河口が強く左方向にわん曲する形態をもつ関係上、偏流によって右岸側の深堀れと、流速増大が著しいであろうという予想が抱かれるのに反して、凸岸側に相当する、左岸導流堤前面に、最大流速があらわれたことである。しかもその最大流速をつらねる線は、表面流向とは若干斜交するという、複雑な状況下においてである。

この河口部分のひどい河道わん曲と、又、海面との水位の落差の存在という条件下にあって、またそのときの河床の状態がよくわからないということも加えて、もともとこの河口部分の水位を確実に知ることは、非常に難しい課題であると考えられる。幸い、昭和47年の出水において、左右岸水位を利根川下流工事事務所において実測した資料があり、その各料杭地点の毎時両岸水位から航空写真撮影時水位を推定して等水位線を描くと、流況図中、水深コンターを記入した、図4-6中のごとくになる。これによると左岸導流堤付近にあらわれた最急水面勾配は、約1/50にも達し、著しく左岸に向かって傾斜していたことになる。なお流況図における水深コンターは、洪水後の河床としては、波浪等の影響で、もっとも変形を受けやすい地域であり、これを洪水時の水深と考える妥当性は、非常にうすい。ただ参考として一応しるした程度のことになる。(水位は先にしるした如くに決め、また測体ごとに水面はフラットとして水深を出している。水位も左右岸、図にみられるように、1/0以下はとくに実測との違いが大きい)

写真撮影時

木下良作原図に説明を多少加えた

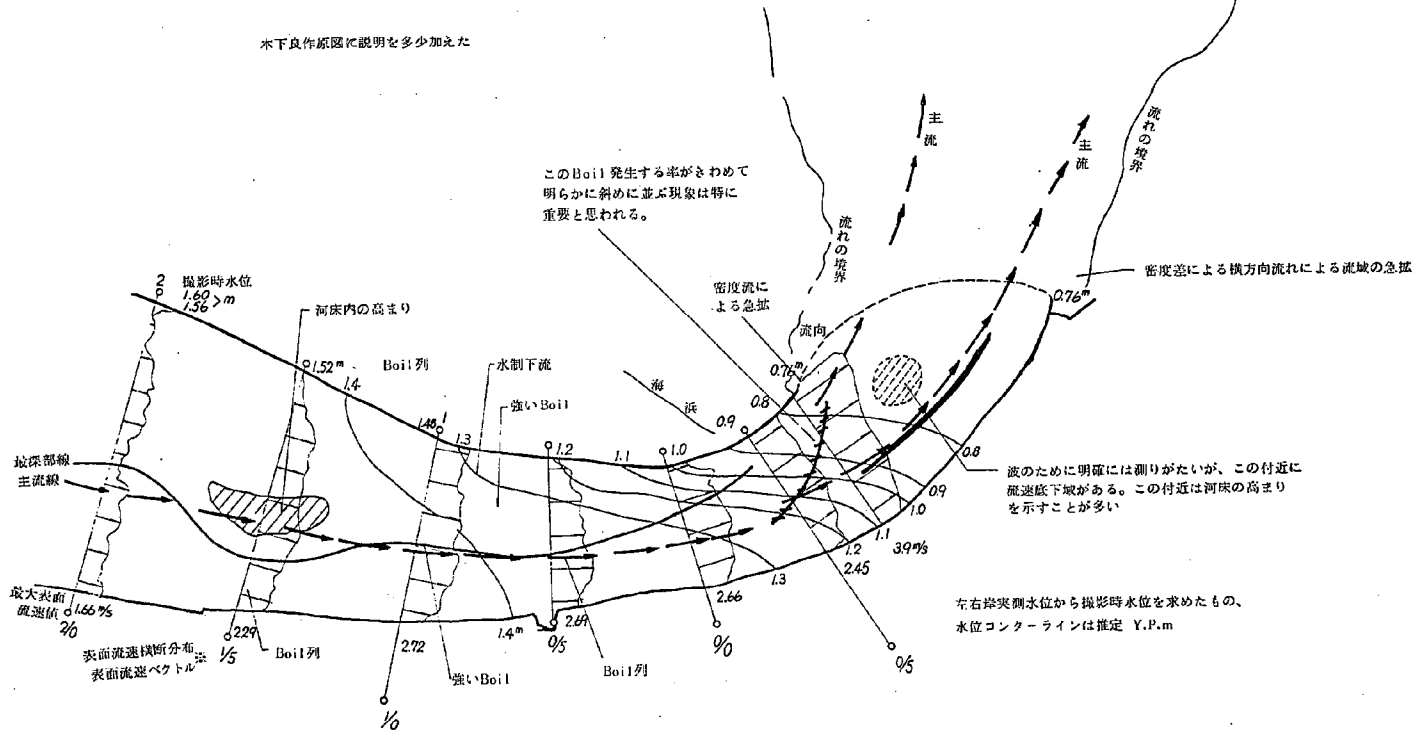


図 4-6 河口部流況図 (昭和 47 年洪水)

主流線の走り方をみると、まず大体において河道中央を終始流れているという姿をとっている。そして濁りのはげしい地域も、図のように方々にかなり複雑な状態が散在している。流向は1/0左岸付近における河岸付属工作物等によって、河心に向うように変化させられているが、それでも主流線はほぼ河心を流れつづける。そして-0/5付近から流況図にしめしたような、斜めに横切る列から発する、極めて顕著なBoil水域に入るのである。このBoil水域が何を意味するのか、これは河口の河床形と流れの立体的な状況を解明するために、最も重視すべき現象の一つであると考えられる。そしてこのBoil水域の発生は、昭和46年の出水でも、やはり同様に顕著に認められたものである。このBoil水域の下流側には、図化機で測定できるまでには、はっきりとは捉え難いけれども、流速低下域が存在するようであり、河床高も高まっているのではないかと考えられるところがある。事実河口の深淺図について、いろいろな時期に作成されたものを眺めると、ここに高まりが出来ている場合も見出すことが出来る。一方この「推定高まり地域」の右岸側は凹岸側であるが、岩礁地帯のようで、粗度抵抗も大きく複雑な流れ方を呈するようである。また左岸側は例の水面勾配の最もきついところであり、 3.9 m/s という利根川下流全域の最高表面流速値を、ここでしめているのである。しかし先述のように、表面流向は左岸導流堤にほとんど平行して走っているのに、最大流速の峯はそれを斜めに横切り、導流堤と先述のBoil発生列の、2等分線のような方向に存在しているのである。

図 4-7 河口部の流況総括図(昭和47年)

ようであるが、それに沖合からの風浪による表面の動きが加わって、流速分布の形は大分複雑なものとなる。(実測図参照)

河口の洪水流出はまだ不明な点が多く、また河口のBarのFlashが、どのようにいつ起るかによる変動の問題もあるので、今後河口の洪水航測は、集中的に一出水期間中に、何度もくりかえすといった計画を立てることが望ましいと考えられる。

以上のごとく河口部の流況について詳しく述べられている。なお補足的なことを述べると、通常写真上で色の濃い地点は浮遊砂濃度の高い地点と考えられ、またそこでは渦のために流速が遅い所である。銚子大橋の橋脚に起因するカルマンボルテックスの影響は、0.0 Km地点にまで達し、渦の保存性の良いことを示している。河口近くでの色調の変化は、河水の乱れの変化点を示していると考えられる。この原因としては、図4-1に示したごとく河床材料がこの近くで大きく変わることから、河床の抵抗係数つまり乱れの強さが、この付近で変わるからではないかと考えている。

注1) h/B 、水深川幅比

注2) 5) 3.3 Km ~ 1.8.5 Km, 6) 1.8.5 Km ~ 2.0 Km

注3) 2/5 ~ 0/0 2.5 Km ~ 0 Km

注4) 2.0 Km ~ 海部

次にこの洪水時の河口部の粗度について論じてみたい。

利根川下流工事々務所では、この洪水時の河口部の粗度を求めている。その結果を表約すると次のごとくである。

この洪水時の左右岸平均水位をそのまま使い、流量は実測がないため取手(8.5.5 Km) ~ 銚子(1.0 Km)間で不定流計算を行ない、その結果から得られた銚子の流量をそのまま河口の流量として、0.5 Kmごとの粗度係数を

$$n = \left(\frac{H_2 - H_1 - \frac{\alpha Q^2}{2g} \left(\frac{1}{A_1^2} - \frac{1}{A_2^2} \right)}{\frac{Q^2}{2} \left(\frac{1}{A_1^2 R_1^{4/3}} + \frac{1}{A_2^2 R_2^{4/3}} \right) \Delta x} \right)^{1/2}$$

より求めた結果が表4-1に示される。なおHは水位、Aは河積、Rは径深、Qは流量、 Δx は区間距離である。

表4-1 粗度係数逆算数値表

	流 量 (m^3/sec)	-1.0k~-0.5k区間		-0.5k~1.0k区間		1.0k~2.0k区間	
		水位差	n	水位差	n	水位差	n
8	5,576	0.46	00256	0.235	00062	0.11	00074
9	5,209	0.40	00273	0.165	00036	0.12	00130
10	5,022	0.30	00244	0.265	00012	0.11	00127
11	5,877	0.34	00290	0.105	00068	0.08	00068
12	5,673	0.27	00285	0.085	00190	0.06	00053
13	5,685	0.14	00216	0.105	00068	0.07	00062
14	5,487	0.23	00291	0.025	00147	0.15	00249
15	5,429	0.26	00312	0.085	00080	0.07	00100

表4-2 利根川河口部同時水位一覧表(昭和47年9月洪水)

単位 Y.P.m

日時	潮位	左岸						右岸						岸			
		-0.5 ^k	0.0 ^k	0.5 ^k	1.0 ^k	1.5 ^k	2.0 ^k	-1.5 ^k	-1.3 ^k	-1.0 ^k	-0.5 ^k	0.0 ^k	0.5 ^k	1.0 ^k	1.5 ^k	2.0 ^k	
9/8 7	—	—	—	—	1.321	1.464	1.471	—	—	—	—	—	1.516	1.376	1.501	1.516	
8	0.601	0.835	1.075	1.205	1.311	1.444	1.461	0.631	0.716	0.686	1.146	1.281	1.536	1.381	1.451	1.491	
9	0.731	0.855	1.115	1.225	1.321	1.434	1.461	0.751	0.796	0.906	1.206	1.351	1.556	1.371	1.471	1.491	
10	0.839	0.895	1.185	1.255	1.361	1.454	1.461	0.891	0.856	0.816	1.116	1.301	1.556	1.381	1.471	1.491	
11	0.929	0.925	1.225	1.285	1.371	1.474	1.501	1.021	0.986	0.976	1.316	1.311	1.586	1.421	1.531	1.501	
12	1.004	0.965	1.245	1.315	1.411	1.514	1.531	1.181	1.046	1.126	1.386	1.431	1.606	1.471	1.551	1.531	
13	1.099	1.105	1.315	1.375	1.431	1.534	1.561	1.221	1.196	1.276	1.416	1.431	1.636	1.521	1.581	1.591	
14	1.189	1.145	1.365	1.445	1.481	1.584	1.591	1.301	1.256	1.256	1.486	1.491	1.656	1.511	1.591	1.661	
15	1.234	1.120	1.415	1.465	1.511	1.614	1.621	1.361	1.266	1.206	1.466	1.501	1.626	1.551	1.631	1.621	

この結果によると距離程 - 1.0 K (導流堤先端より多少海側 - 0.5 K でマンギの粗度係数は 0.03, - 0.5 Km より上流で 0.01 程度で - 0.5 Km 付近で粗度係数が大きく変化することがわかった。なお上流部では時間によっては 0.002 と一般河川では考えられないような小さい値を生じた。この原因は区間距離が小さく、また水面勾配も小さいため実測水位の測定誤差、断面特性のとり方に問題があると考えられるが、河口付近で粗度係数が大きくなることは明らかになった。

利根川河口部で粗度が大きくなるのは、この洪水だけでなく、過去の出水の水位記録等をもとに、不定流不等流計算などから現在計画粗度係数は - 1.0 ~ 0.5 K で $n = 0.035$, 0.5 K ~ 1.8 K は 0.016 としている。

4-3 模型の粗度に関する検討

モルタル床上の流れに対するマンギの粗度は 0.01 ~ 0.015 と言われている。これは利根川河口模型の場合 0.0192 ~ 0.0288 に相当する。このことは、模型上に現地相当の流量を通水すると、現地 0.5 Km より上流の河床の粗度が 0.015 程度と言われていることにより、模型水位は現地水位より高くなることが予想される。そこで昭和47年9月洪水時の観測水位と模型の水位を比較し、模型の粗度、形状損失割合、流況の違いを把握することにした。

模型の河床は、図3-4に示したごとくであり、昭和47年9月洪水前の河床高と多少異なり、問題が残るが実験 A-1, A-2 の結果より次のようなことが把握された。

表4-1は模型上で観測された水位、図4-8は、この実験水位と実測水位および、計画粗度 (- 1.0 K ~ 0.5 K 間は $n = 0.035$) として不等流計算して求めた水位も併図した。

この図より $Q = 4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時の模型水位は、計算水位 ($4,000 \text{ m}^3/\text{s}$) と - 0.25 Km より下流は、多少水位が低い、ほぼ近い水位となっているが、- 0.25 ~ 1.5 Km では模型の方が小さく、1.5 ~ 2.0 K では再び差が小さくなっている。 $Q = 5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時の模型水位は、0.5 Km 地点ぐらいまでが合っているが、それより上流では模型の方が大きくなる。このことは - 1.0 K ~ 0 Km 地点位までは模型の粗度と現地の粗度が近い値となっているが、上流部では大きすぎることを示している。

なお、模型の粗度係数を求めたとして1.5 Kより上流の粗度（現地換算）に0.03～0.035程度0 K～1.5 Kは0.025～0.03，-1.0～0.0 Kは0.025～0.03程度であった。この結果は，現地の粗度の変化傾向と逆の傾向となっている。この原因については4-6で述べたい。

4-4 現状河道における洪水時の流況

実験A3，A4，A5は現状河道における洪水時の流況，水位を把握するために行った実験である。

図4-10，4-11に流況図，図4-9に水位縦断面図を示した。潮位は現計画出発水位Y.P.1.65 mで

表4-3 検証実験水位数値表

断 面	測 点 位 置	4 0 0 0 m ³ /sec		5 0 0 0 m ³ /sec	
		水 位	平均水位	水 位	平均水位
潮 位			Y.P. 0.75 m		Y.P. 0.93 m
-1.5 Km	右岸 右岸からの距離 (275 m)	Y.P. 0.74 m	0.74	Y.P. 0.78 m	0.85
	左岸 (440 m)	0.80		0.85	
-1.0	右岸 (242.5 m)	0.80	0.80	0.84	0.85
	左岸 右岸からの距離 (100 m)	0.94		1.11	
0.5	右岸 (350 m)	1.03	0.99	1.30	1.205
	左岸 (75 m)	1.08			
0.25	右岸 (235 m)	1.13	1.11		
	左岸 (125 m)	1.15		1.36	
0.0	右岸 (350 m)	1.08	1.11	1.36	1.36
	左岸 (150 m)	1.19		1.41	
0.25	右岸 (400 m)	1.22	1.21	1.50	1.46
	左岸 (150 m)	1.33		1.59	
0.5	右岸 (400 m)	1.20	1.27	1.53	1.56
	左岸 (150 m)	1.32		1.69	
1.0	右岸 (450 m)	1.38	1.35	1.67	1.68
	左岸 (250 m)	1.48		1.84	
1.5	右岸 (650 m)	1.44	1.46	1.80	1.82
	左岸 (300 m)	1.53		1.91	
2.0	右岸 (800 m)	1.52	1.53	1.93	1.92
	左岸 (300 m)	1.59		1.99	
2.5	右岸 (900 m)	1.59	1.59	2.00	2.00

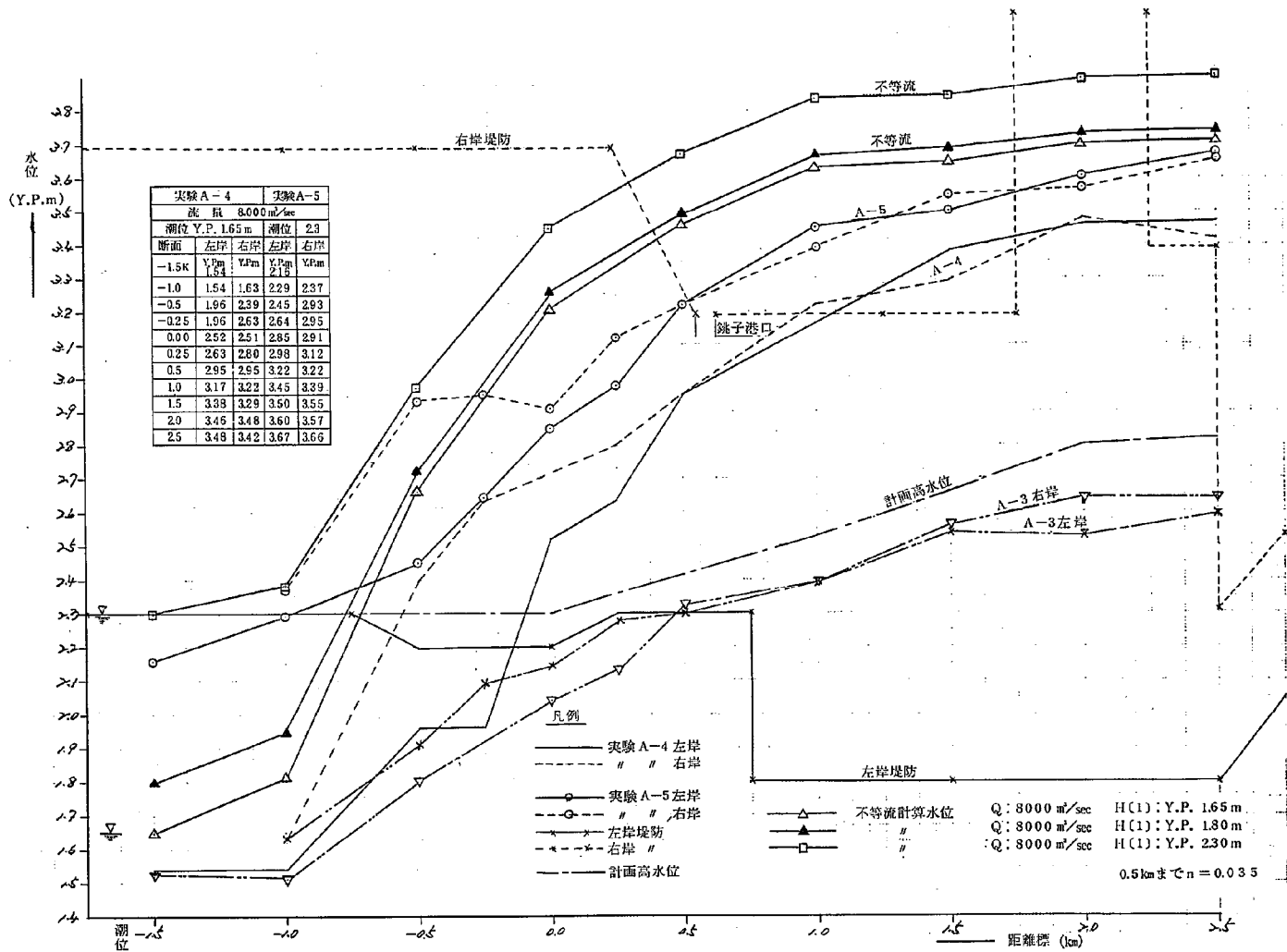


圖-4-9 水位縱斷圖

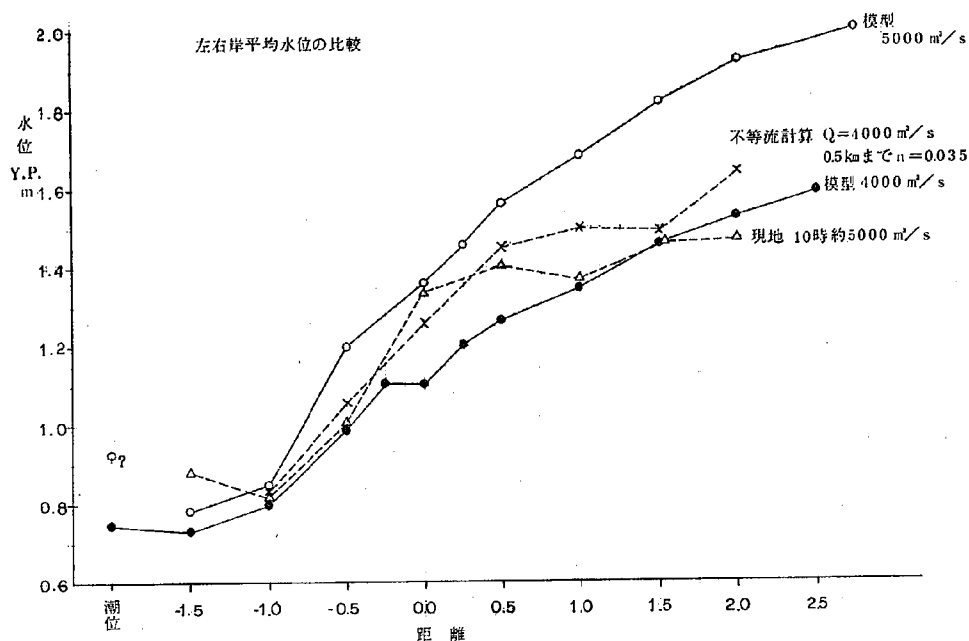


図4-8 模型・現地・計算

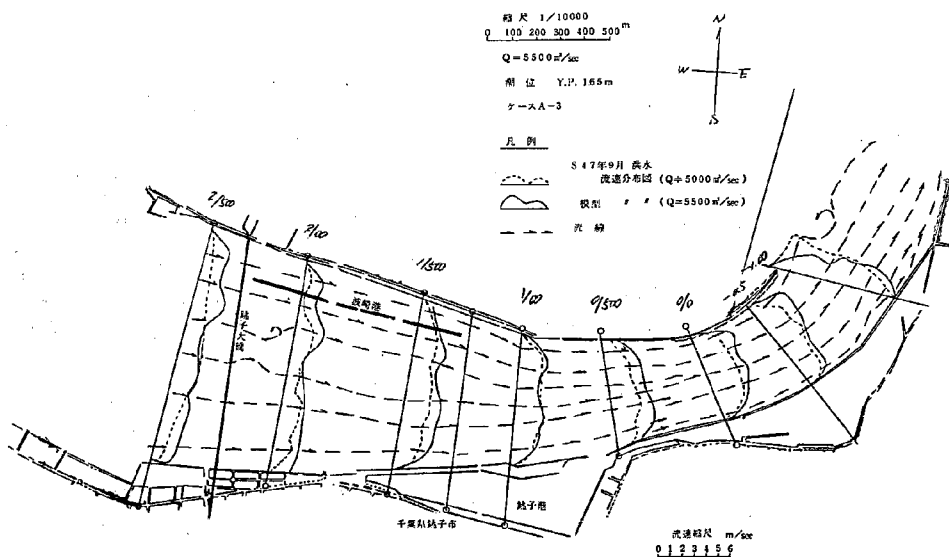


図4-10 流況図

ある。

図4-10には昭和47年9月洪水時約 $5200\text{ m}^3/\text{s}$ の航測より求めた流速分布と、染料を横断方向に投入し、その移動状況を模型上空の気球に取り付けたカメラによって撮影した結果から求めた流速分布が示してある。流速は全体に現地観測値より実験結果の方が大きくなって現われているが、横断方向の流速分布形は河口出口付近を除き割合似通った傾向を示している。ただし河口では全く逆な現象が現れており、現地では左岸導流堤沿いに流速が速くなっていたが、模型上では中央から右岸よりとなっていた。また航測結果(図4-2)によると導流堤先端で流速の早い領域が急激に拡がり、その後徐々に流速の早い領域が拡がっていくが、模型の場合には河口から出た河水は、導流堤の方向にそのまま直進し、その後巨大な垂直軸渦にまきこまれ、流れが乱れた。このように河口から出た河水の挙動が模型と異なるのは、現地においては、河水と海水の密度が異なるため、密度流として河水は海部に拡がっていくのかかわらず、模型では同一密度中に河水が流れこむためである。

同一密度中に河水が流れこむ場合には、導流堤先端地点における水位は、周囲の静水水位とほぼ同一であるが、密度差のある場合には、静圧の釣り合いより周囲の静水(潮位)より

$$\Delta h \approx \epsilon h_c$$

だけ高くなっているものと考えられる。ここで h_c は河口水位、 ϵ は相対密度差、利根川の場合 $h_c = 4\text{ m}$ 、 $\epsilon = 0.03$ であるから $\Delta h \approx 1.2\text{ cm}$ となる。この水位差によって現地では導流堤を出た河水は方向流れを生じ、表面の流域幅が広がったものと考えられる。また、左岸導流堤先端付近で流速が急激に速くなった一つの理由であろう。

模型上の水位は、粗度が現地に対応していないので参考資料にしかならないが、模型の粗度が現地換算で

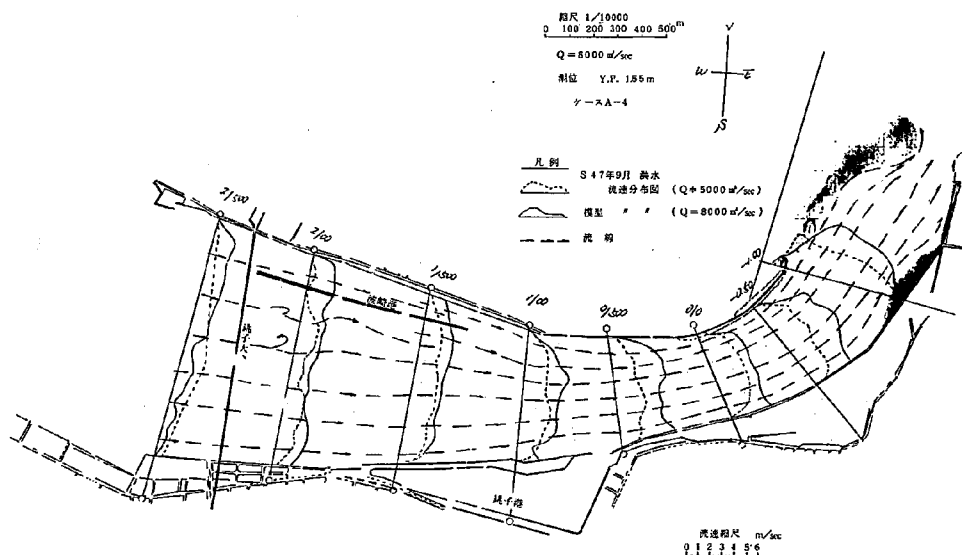


図4-11 流況図

写真1 流況撮影

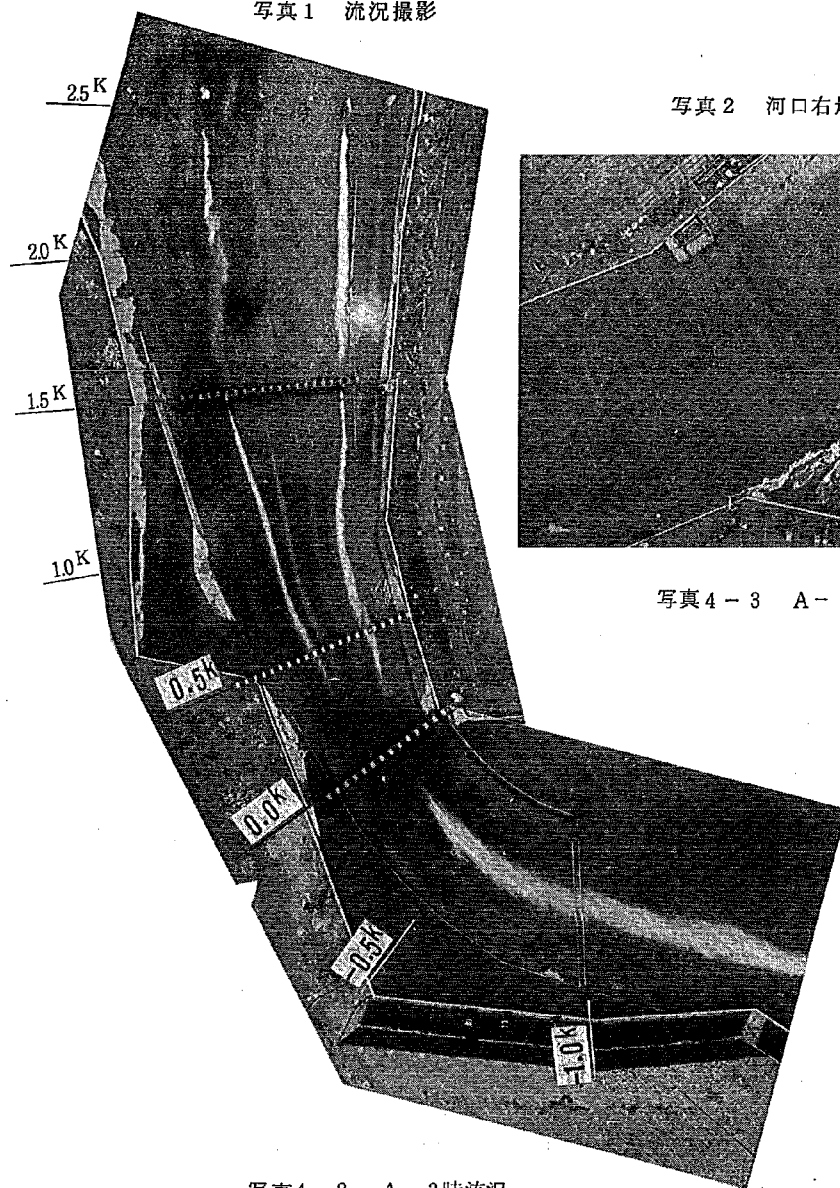


写真4-2 A-3時流況

写真2 河口右岸側を撮影

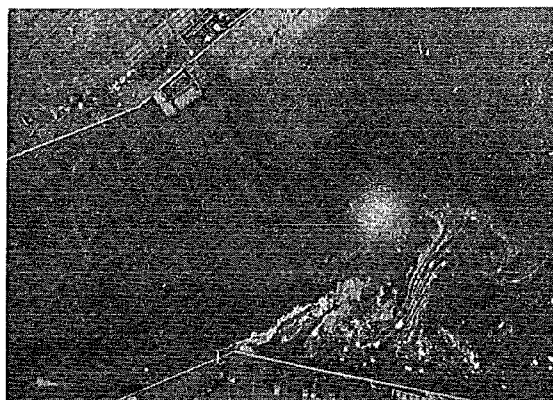


写真4-3 A-3時河口の渦

$n = 0.03$ 程度であるので、0 Km地点水位は参考になる。模型の結果によれば $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 潮位 Y.P.1.65 で Y.P.2.71 m, 潮位 2.3 m で Y.P.2.91 m となる。この水位は明らかに計画水位を越え、 $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を流すためには、何らかの河口に改良が必要であることを示している。

なおケース A-4 の -1.0 ~ 0 Km の模型粗度は現地換算で $n = 0.031$ であった。

4-5 計画河道での洪水時の状況、水位（ケース B-1 ~ B-3）

計画河道での洪水時の流況、水位を把握した実験結果を図 4-12 に流況図を、図 4-13 水位縦断面図を示した。

流況は図 4-12 に示すごとく 0.5 ~ -1.5 Km 左岸側に多少死水域が存在するが、河水はスムーズに流出している。流速分布形は、弯曲流入点では自由渦のため左岸側が多少速くなっているが極端な流れの片よりは生じていず法線形には問題が無いと思われる。

水位は -1.5 Km から 0 Km 地点までは水位の上昇が少なく、これより上流では、水面勾配が大きくなっている。これは河口部の河積の変化に対応していて、0.5 ~ -1.5 Km で水位変化が小さいのは断面が漸増となっているためであり、逆にこれより上流部で漸縮となっているためである。

なお河口 -1.5 Km 地点の水位と潮位と約 20 cm の水位差がある。これは、前ケースまでの実験より模型の粗度を現地で生じると考えられる粗度を合合わせることができなかつたと考えられたので、本実験では流況を主に観測し、水位の検討は不等流計算にたよることとしたため、河口の潮位を設定潮位に完全に一致させなかったためである。

不等流計算およびケース B-1 の結果を見ると計画河口水位を Y.P.1.8 m とすれば計画高水位を越えることはないと思われる。

なおケース B-1 の場合の -1.5 km ~ 0.5 Km の粗度は $n = 0.020$ 、B-2 の場合も 0.021 であった。現状河床の模型粗度 0.03 前後に比較して粗度が小さいのはモルタル打設状況の差、モルタル面上の堆積物（プランクトンの死がい等）形状損失の差による。

4-6 河口幅を計画河口幅とし、河床を現状とした場合の洪水時の流況、水位

実験 C-1、C-2 は -0.5 km より下流を $d_m = 0.27 \text{ mm}$ の石炭粉（現地 4 mm 相当）にて現状断面（昭和 47 年度測量）にて整形し、-0.5 Km より上流は $d_m = 3 \text{ mm}$ の砂にて昭和 47 年の河床高に整形し、 $5,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を通水し、河口部においてどこが掘れるかを調べたものである。

現地での河口付近の河床材料の平均粒径は 2 ~ 4 mm 位であり、その $1/50$ の粒径となると 0.04 ~ 0.08 mm と非常に微細なものとなる。そこで実験では比重の小さい石炭粉を河床材料として使用した。この石炭粉は現地に換算すると、約 4 mm と砂州部の粒径よりやや動きにくい。

流量として $5,500 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合（C-1）は、潮位が高く、水面勾配も緩く（約 $1/4000$ 位）掃流力が小さいため、通水後 3 時間経過後もわずかに、河床に一部 ripple のできている所も見られたが、ほとんどが flat bed で河床の変化は小さかった。現状の平面形状においては、約 $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 位の流量にて砂州のフラッシュの痕跡が見られるとの報告（土研資料 651 号）があるが、本実験の場合河口幅が広く、また模型材料が現地 4 mm に相当していたため、河床の変動が少なかったものと思われる。

流量 $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合（C-2）は、流量の増加により掃流力も大となり、主流部が弯曲の影響によって右岸側に流れが寄って、図 4-18、4-19 に示すように右岸側下段より、200 m 位河心寄りの河床

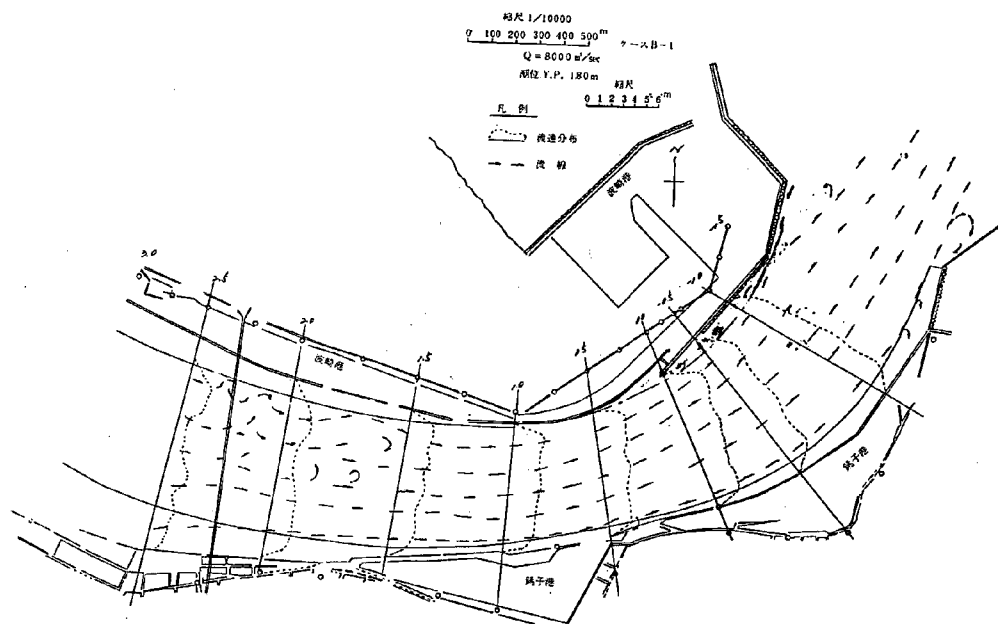


図 4-12 流況図 (実験 B-1)

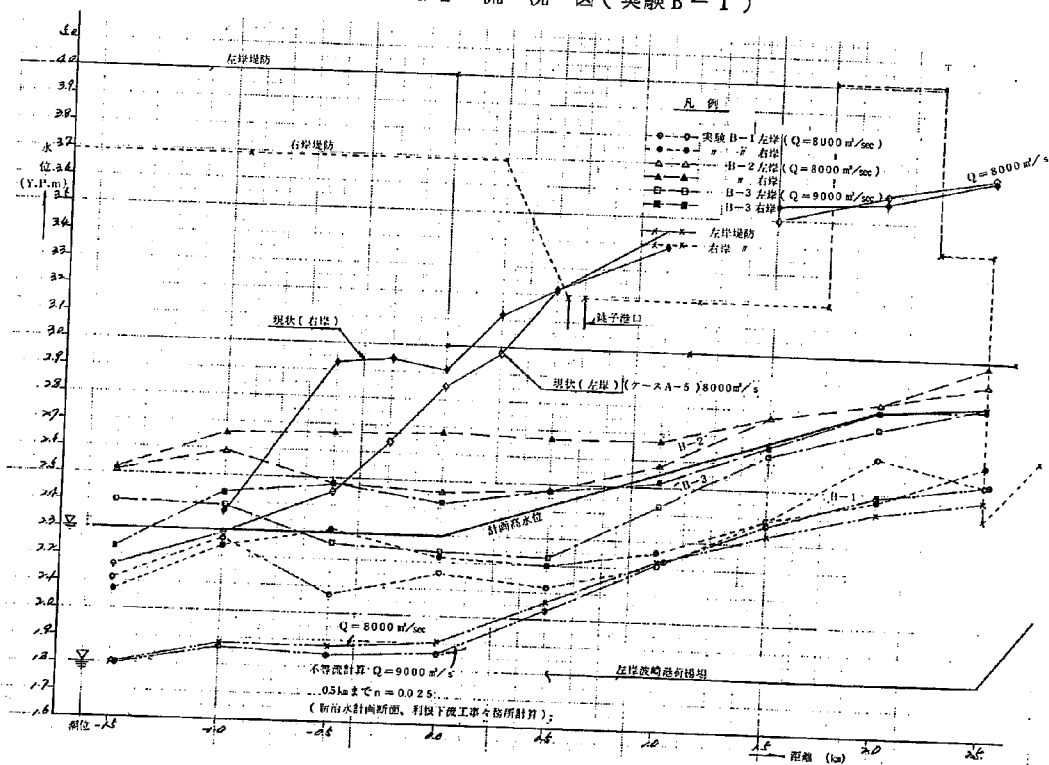


図 4-13 水位縦断面図

実験 B-1 (洪水実験)

$Q = 8000 \text{ m}^3/\text{sec}$ 潮位 Y.P. 1.8 m

流況を気球により撮影

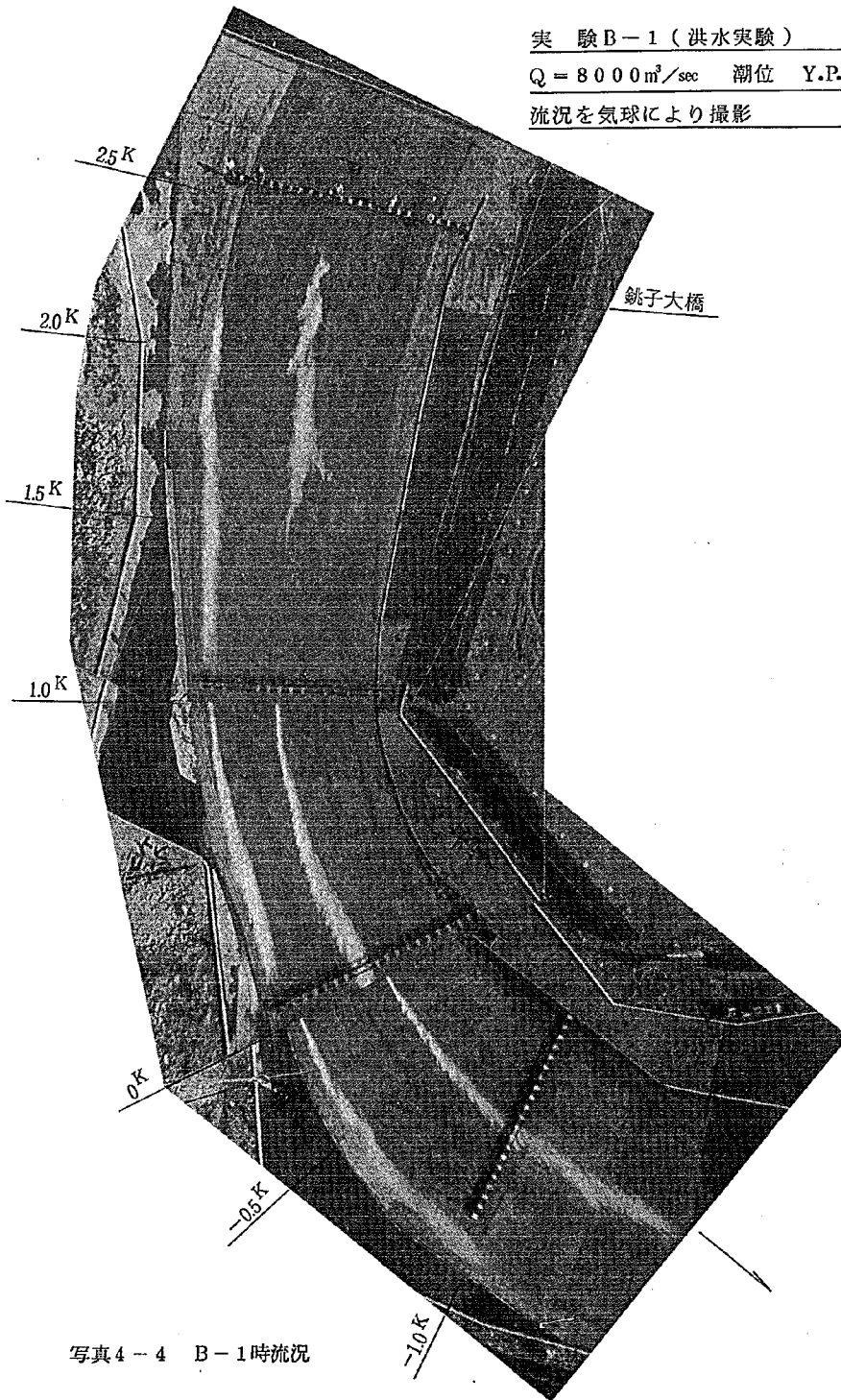


写真 4-4 B-1 時流況

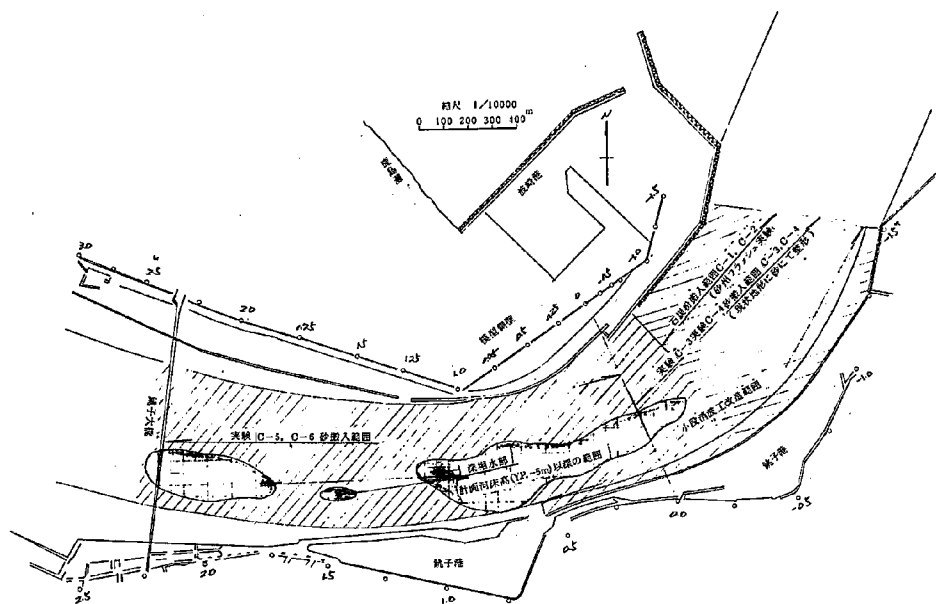


図 4-14 模型改造範囲平面図

が洗掘された。しかし河心より左岸側の砂州はほとんど変動が見られなかった。 $8000\text{ m}^3/\text{s}$ 通水後 2 時間 (現地換算 14 時間) に河床 (Y.P.-5 m) の露出が見られたので、2 時間目に河床高、水位、流速流況等の測定を行った。その結果を図 4-16, 図 4-17 に示す。

実験 C-3, C-4 は 0 Km より下流を砂 ($\text{dm}=3\text{ mm}$) にて河床高を現状高さ程度に整形し、0 Km より上流を計画断面 (Y.P.-5 m) とした場合に、河口の水位がどうなるかを示したものである。模型河床材料として $\text{dm}=3\text{ mm}$ の砂を使ったため、この実験の場合は河床変動は見られない。実験 C-5, C-6 は河床を模型の全範囲を現状河床高とし、河口幅を広げた場合の水位把握を行ったものである。

流況、流速分布形を見ると C-5, C-6 の方が C-3, C-4 に比較して弯曲流特有の 1.0 ~ 0 Km の左岸側流速の増大 - 0.5 ~ - 1.5 Km の右岸側流速の増大が小さくなっている。0.5 Km 地点の深堀れ部はむしろ弯曲による二次流の発生をおさえる作用があるようだ。実験によると 0.5 ~ 1.0 Km 地点の水位が C-5, C-6 の方が小さいがこれは C-3, C-4 が 0 Km 地点で断面積が急変するためによるせき上げ効果であろう。

なお、河口の法線形は計画形状とし、河口部の河床高を図 4-23-2 のように砂州を残した形状 (模型の形状と多少砂州位置が異なっている。) にした場合の不等流計算の結果が同図に示されている。これによると河口の河床が計画より高くても、2.0 Km 地点水位は計画高水位以下におさまっている。

実験 C-1 $Q = 5500 \text{ m}^3/\text{sec}$ 潮位 Y.P. 1.8 m

—0.5 kmより下流河口砂州を $dm = 0.027 \text{ cm}$ (現地 0.4 cm 相当)

の石炭粉にて現状断面形状に整形

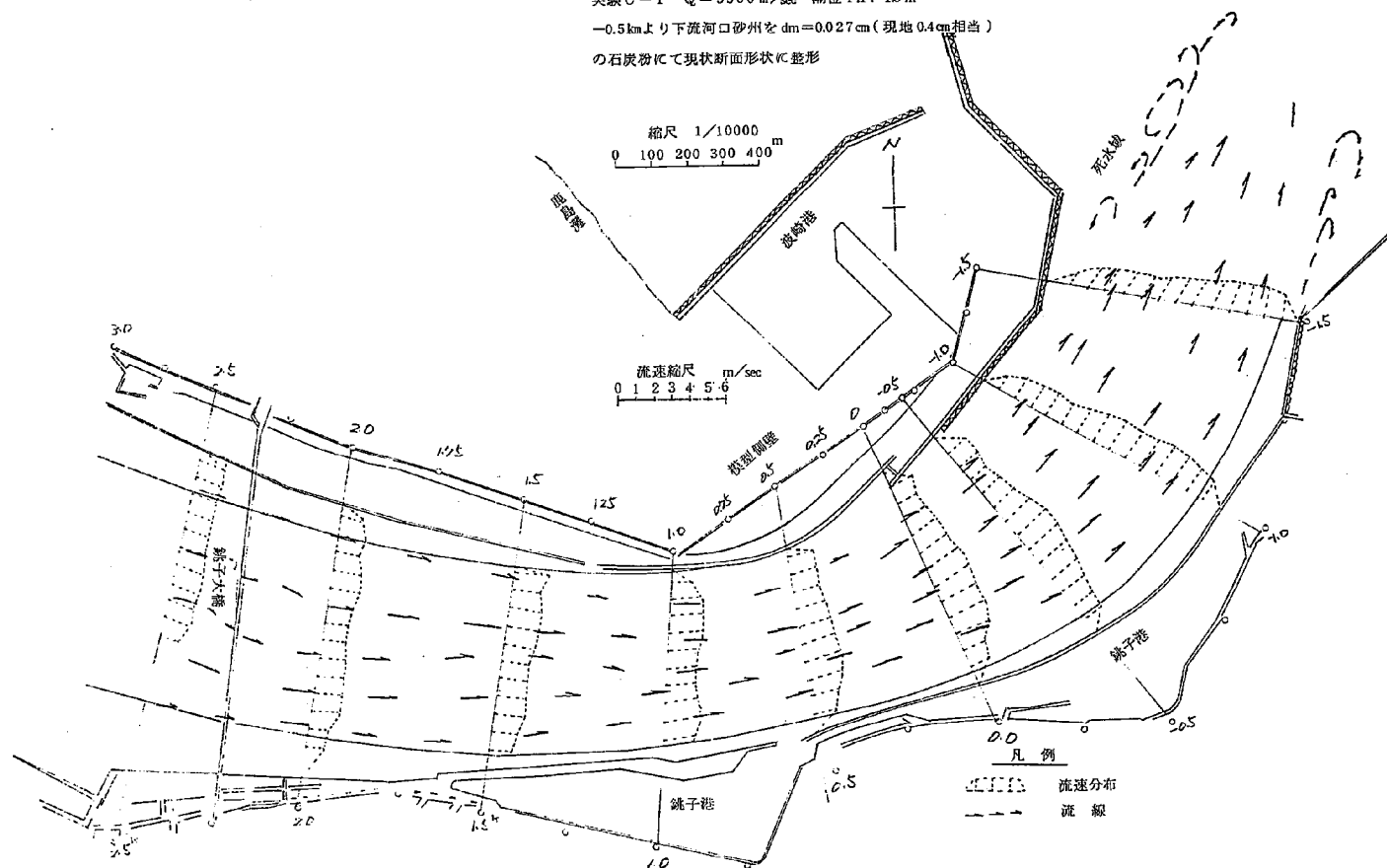


図 4-15 砂州フラッシュ実験流速流況図

実験 C-2 $Q = 8000 \text{ m}^3/\text{sec}$ 潮位 Y.P. 1.9 m

-0.5 km より下流河口砂州を $d_m = 0.027 \text{ cm}$ (現地 0.4 cm 相当) の

石炭粉にて現状断面形状に整形

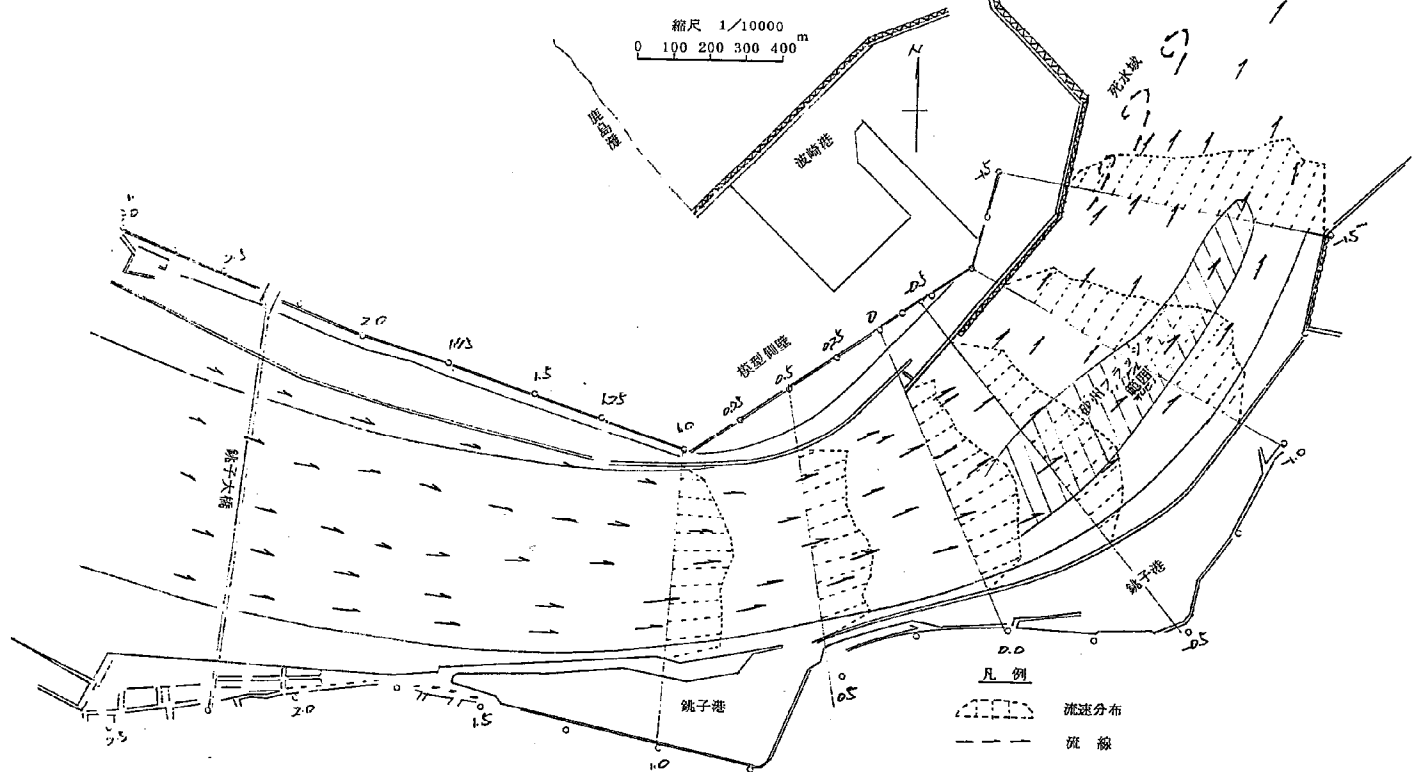


図 4-16 砂州フラッシュ実験流速・流況図

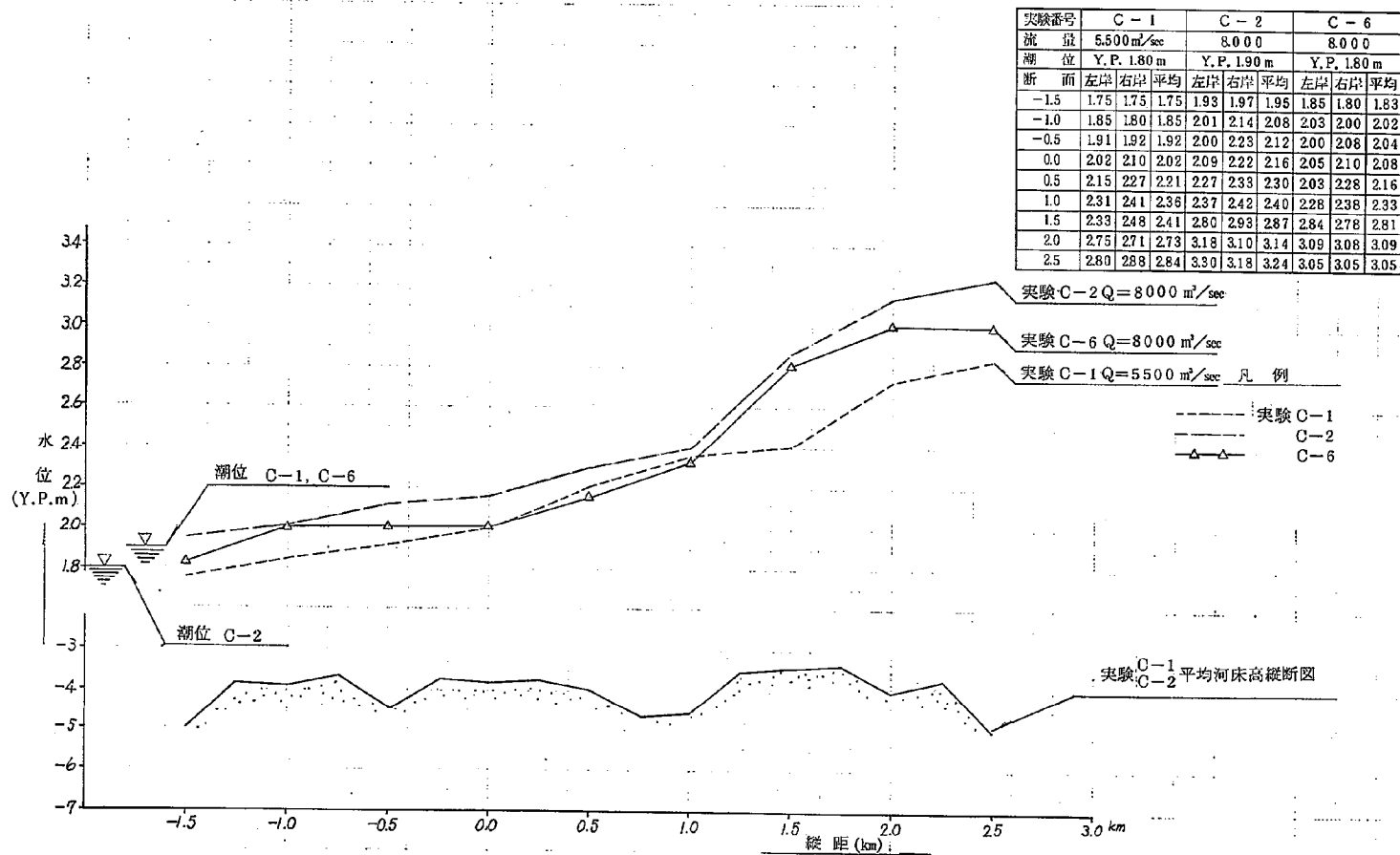


図 4-17 実験Ⅲ C-1～C-6 砂州フラッシュ実験水位縦断面図

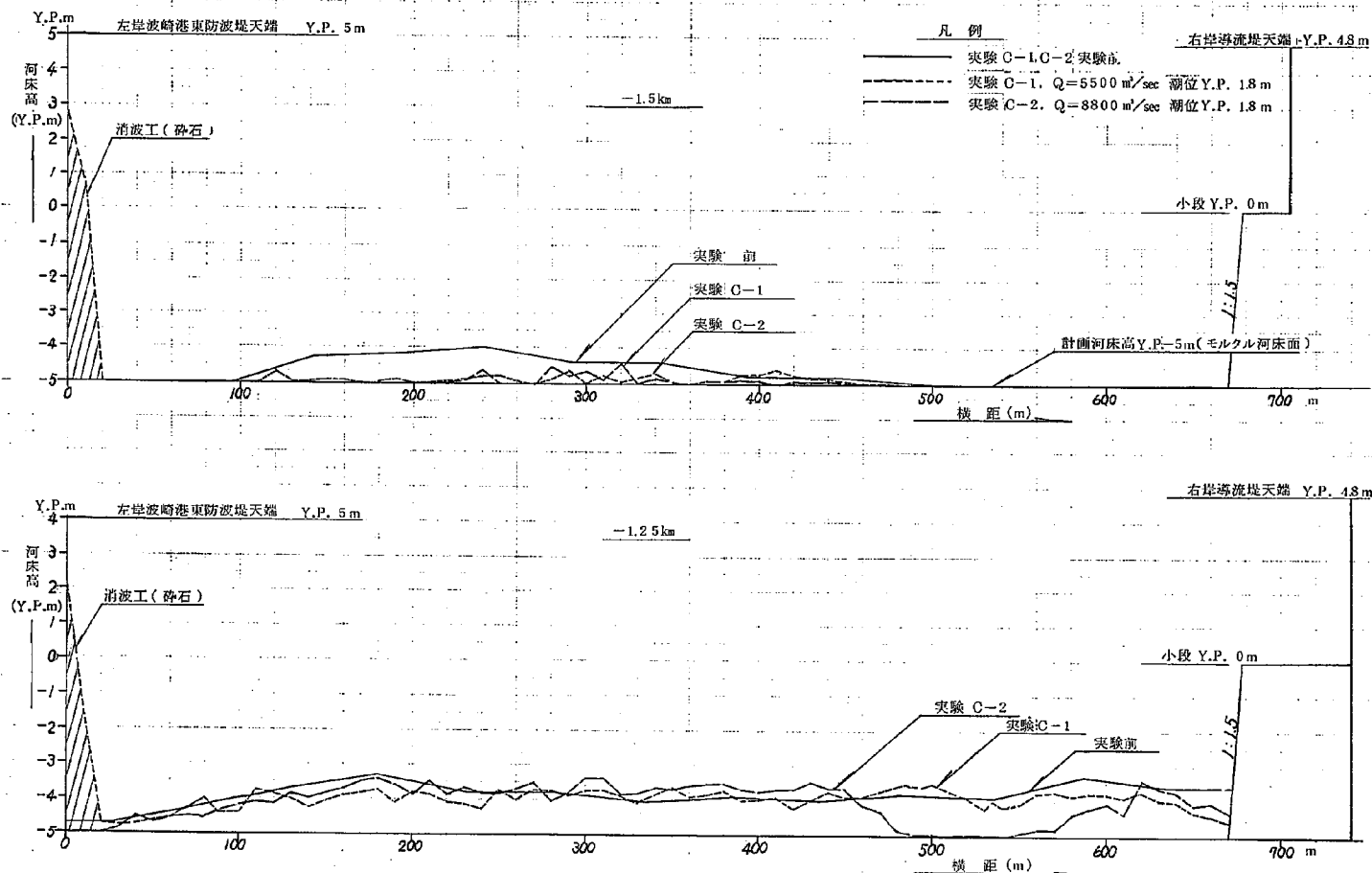


図 4-18 砂州フラッシュ実験河床変動図

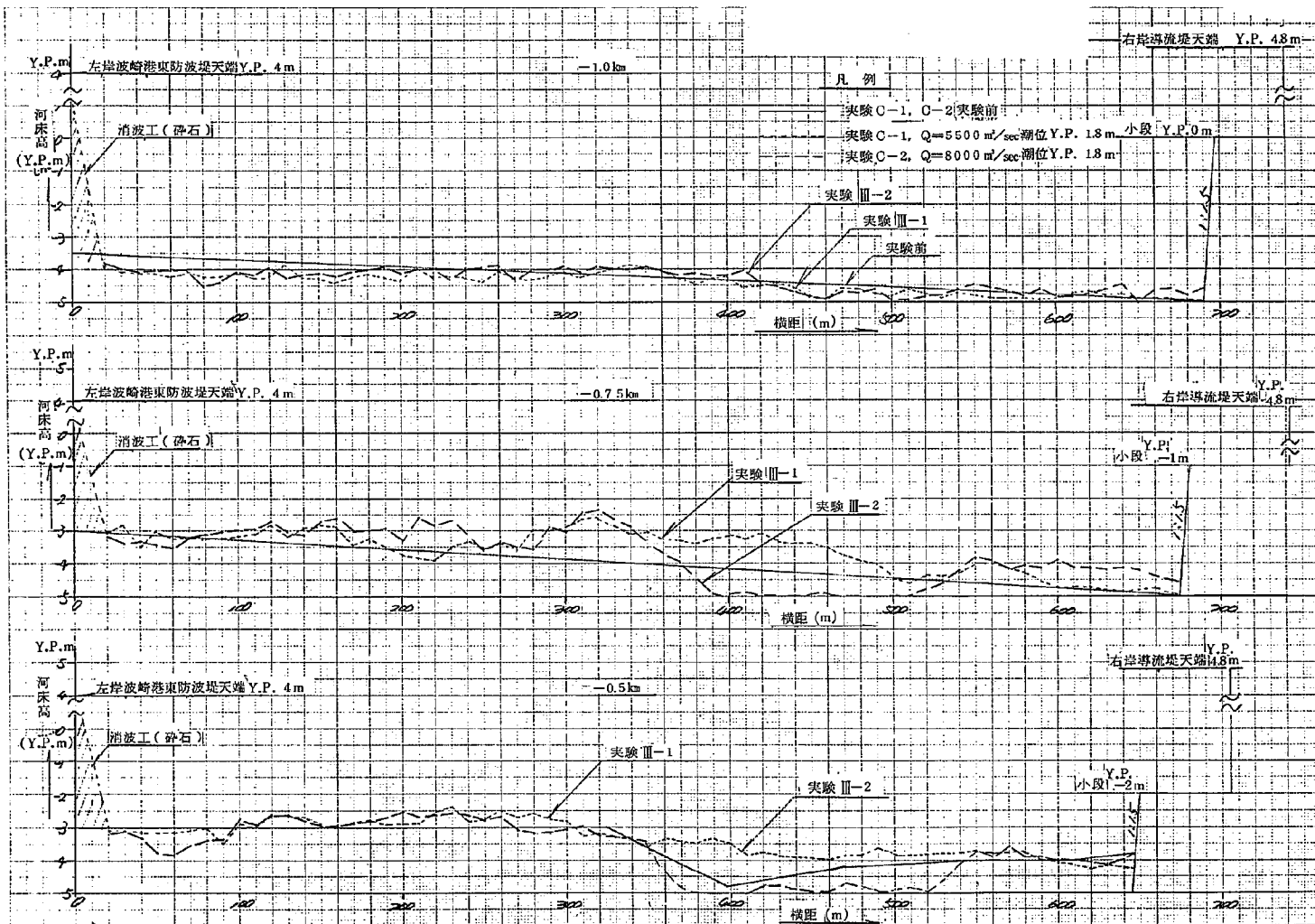


図 4-19 砂州フラッシュ実験河床変動図

実験C-4 $Q = 8000 \text{ m}^3/\text{sec}$ 潮位 Y.P. 1.75 m

0.0 kmより下流を現状断面形状とする。

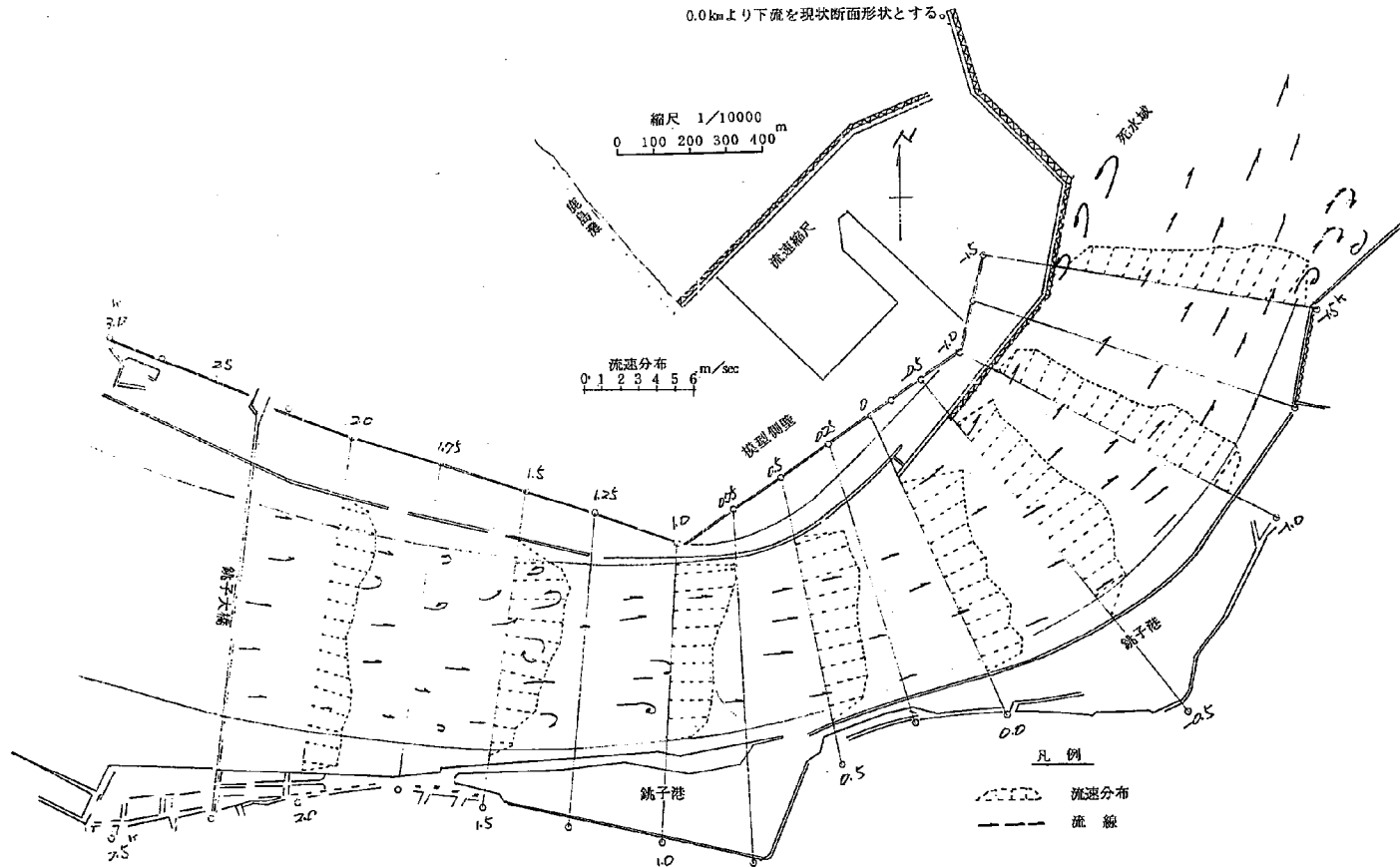


図4-20 定流実験流速流況図

実験 C-5 $Q = 5500 \text{ m}^3/\text{sec}$ 潮位 Y.P. 18 m

-1.5km~22.5km間模型の全範圍を現状断面形とする。

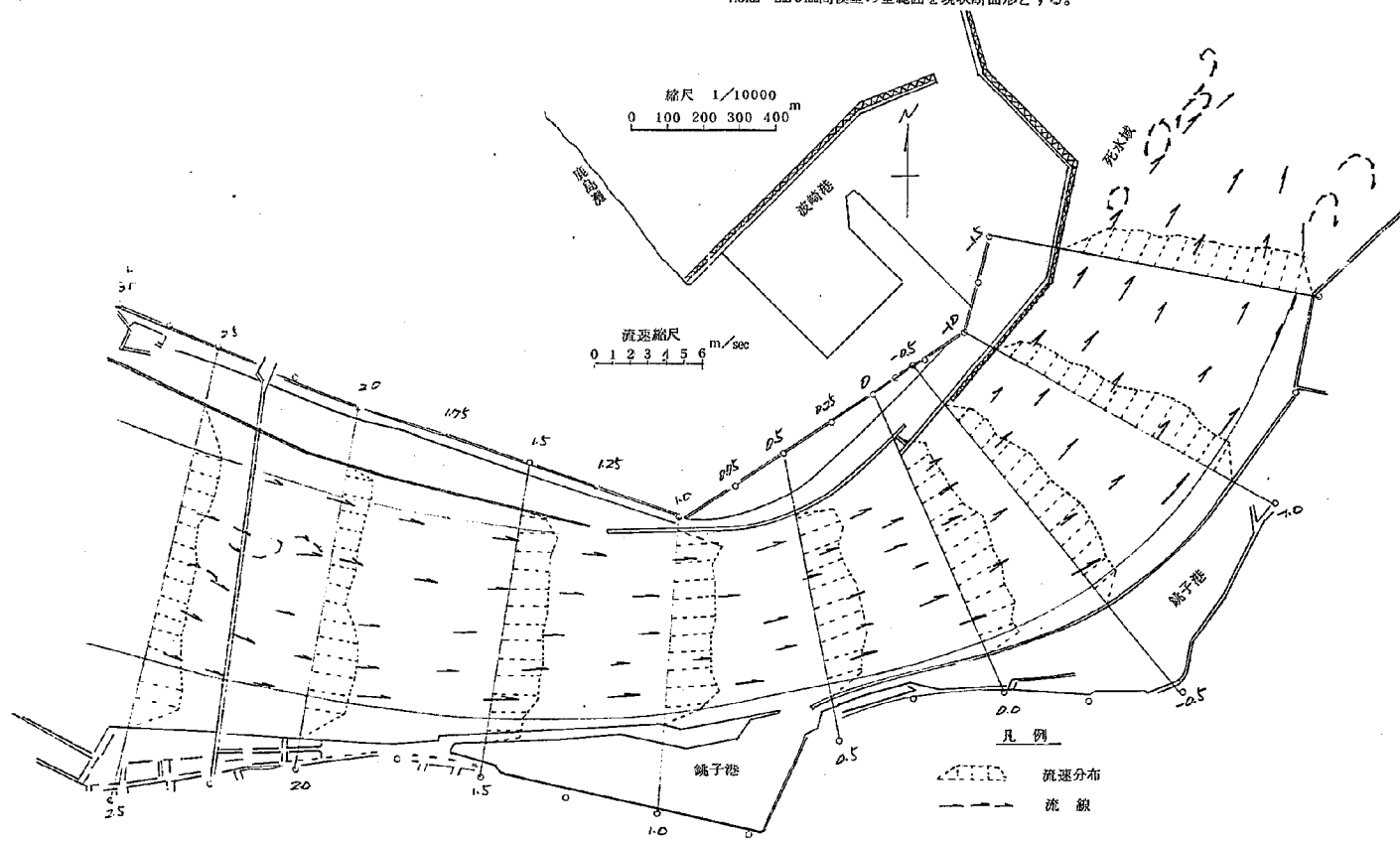


図 4-21 定流実験流速流況図

実験 C-6 $Q=8000 \text{ m}^3/\text{sec}$ 潮位 Y.P. 1.8 m

-1.5km~2.25km間模型の全範圍を現狀断面形とする。

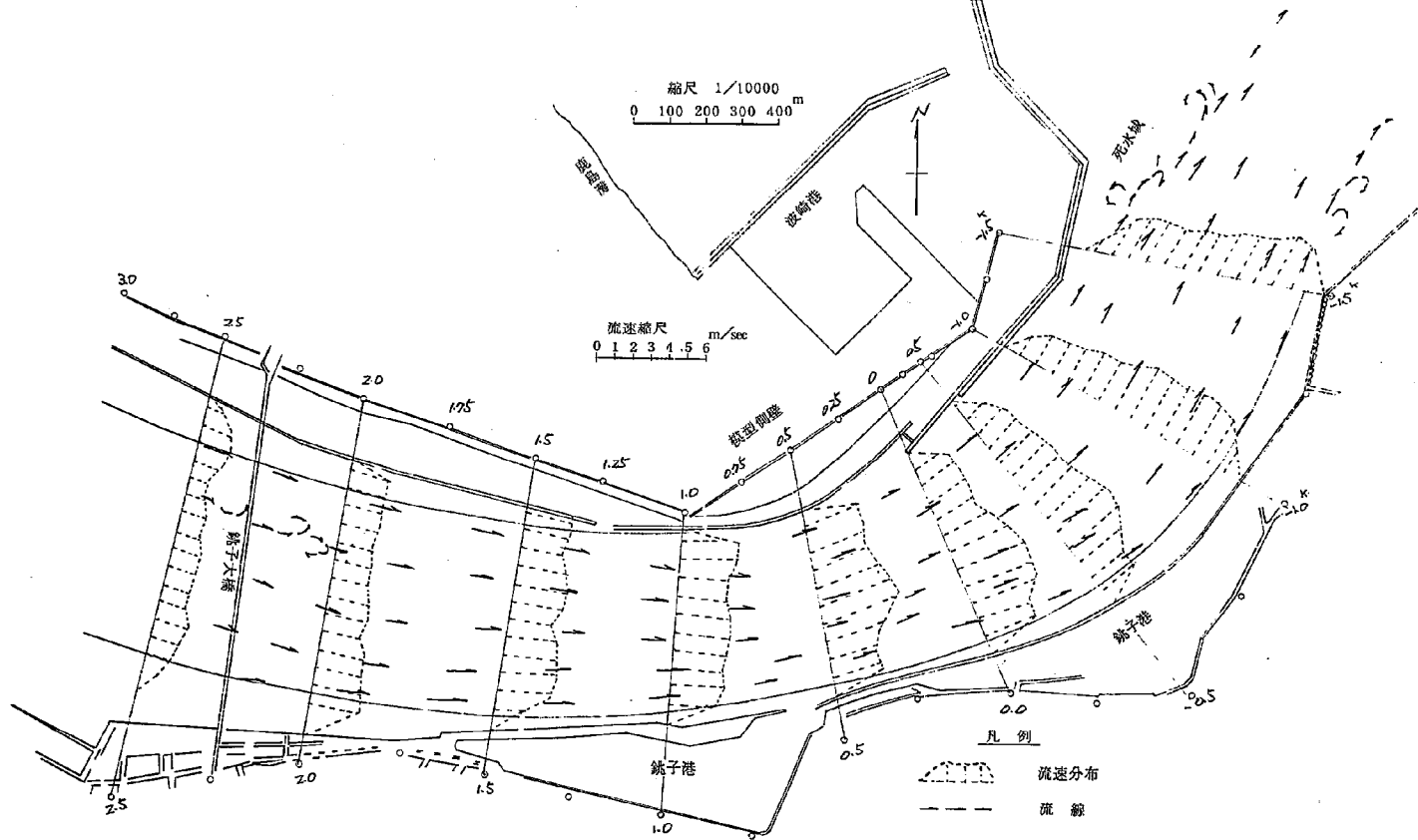


図 4-22 定流実験流速流況図

实验番号	C-3			C-4			C-5			C-6		
流量	5,500 m ³ /sec			8,000			5,500			8,000		
潮位	Y. P. 1.80m			1.75			1.80			1.80		
断面	左岸	右岸	平均	左岸	右岸	平均	左岸	右岸	平均	左岸	右岸	平均
-1.5	182	179	181	173	180	177	185	170	178	185	180	183
-1.0	199	197	198	180	195	188	193	180	187	203	208	202
-0.5	189	211	200	203	225	214	700	195	198	200	208	204
0.0	198	237	213	240	240	240	195	190	193	205	210	208
0.5	214	236	225	253	269	261	205	195	200	203	228	216
1.0	233	252	243	265	261	263	213	215	214	228	238	238
1.5	236	265	251	269	265	267	240	233	237	284	278	281
2.0	271	273	272	273	278	276	233	248	241	309	308	309
2.5	290	288	289	283	286	285	258	238	248	305	305	305

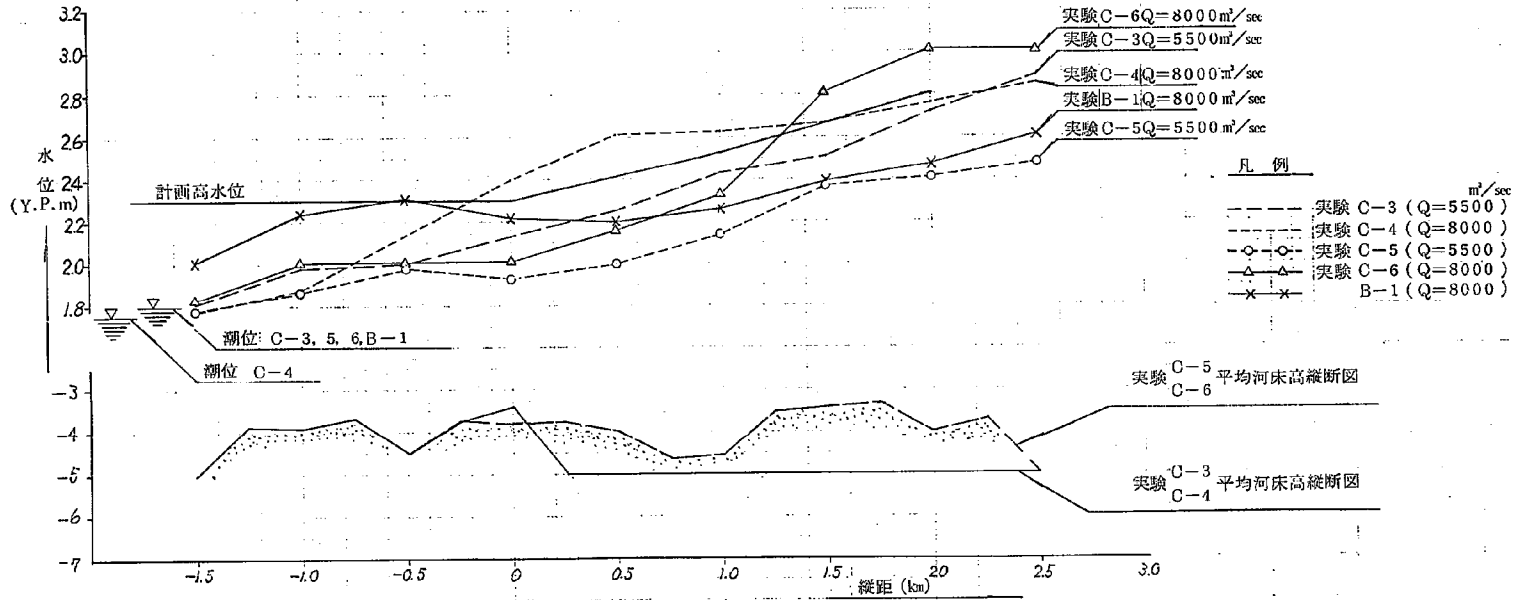
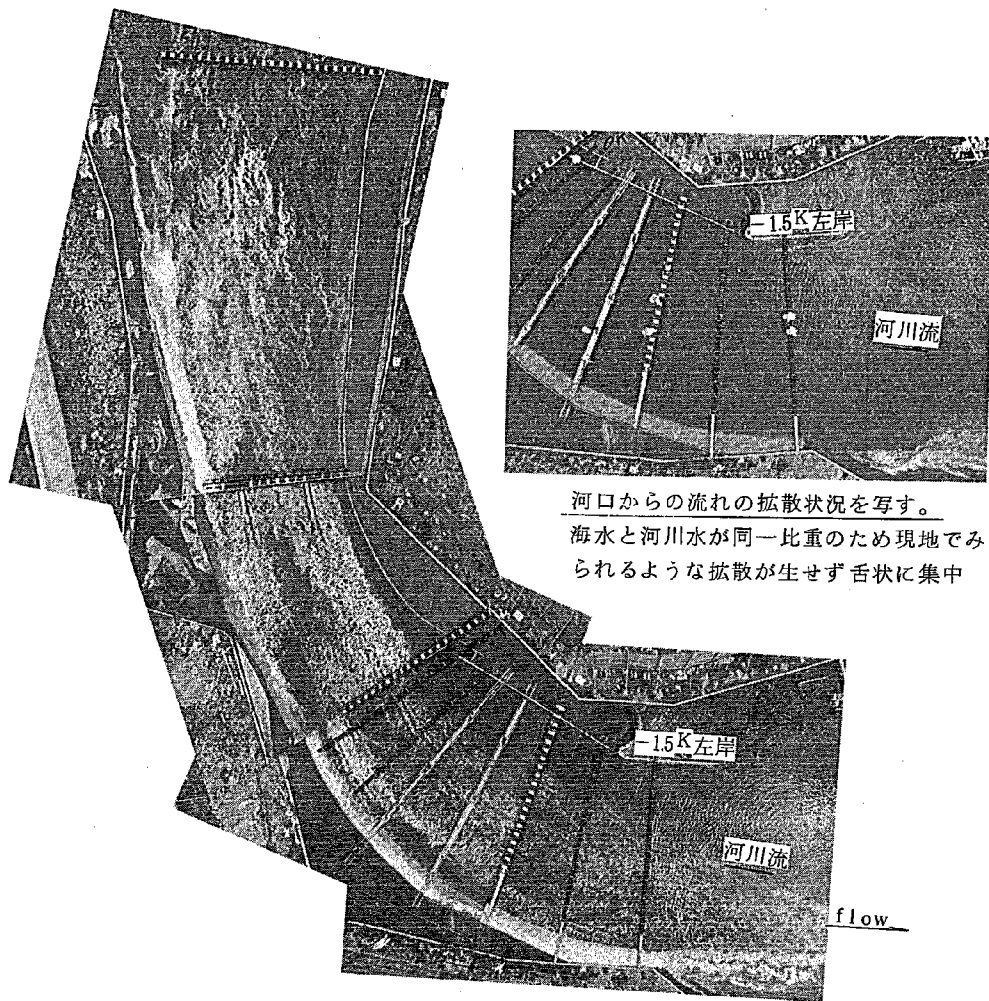


图 4-23 实验 C-3 ~ C-6 定流实验水位縦断面图



河口からの流れの拡散状況を写す。
海水と河川水が同一比重のため現地でみ
られるような拡散が生せず舌状に集中

アルミ粉を流下させる。流況の撮影

写真4-5 実験C-5流況撮影

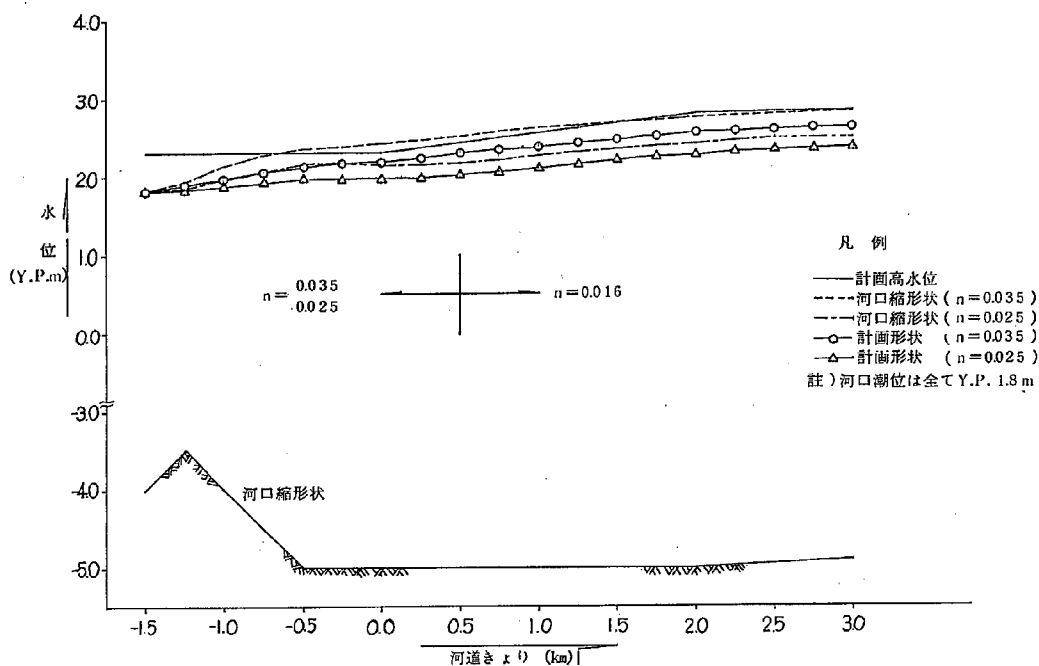


図 4-23-2 利根川河口不等流計算結果

4-7 河口部の粗度について

本節において利根川河口部の粗度係数について論じてみたい。特に 0 K ~ -1.0 Km 地点の粗度の増加原因について述べ、新河道計画での粗度係数をいくぐらいにするかを論じる。

河道の抵抗を表わすものとしてマンギの粗度係数 n が使われるが、ここでは流速係数 φ を使う。

$$\varphi = V_m / u_*$$

であり粗度係数 n と φ の関係

$$n = \frac{1}{\sqrt{g}} R^{1/6} / \varphi$$

である。ここでは V_m 平均流速、 u_* まさつ速度、 R は径深である。

今河床による表面抵抗（小規模河床波によるものを含む。）を φ_s 、縮流、曲りによる形状損失を φ_f とすると、全抵抗を表わす φ は

$$\frac{1}{\varphi^2} = \frac{1}{\varphi_f^2} + \frac{1}{\varphi_s^2}$$

となる。

利根川河口部の粗度増加の原因として、今まで縮流、曲りによる形状損失が大きな原因とされてきた。ところで模型実験結果によると、模型上で現われる河口部の粗度係数は、模型範囲で $n = 0.03$ 前後で 0.0 K ~ -1.0 Km で特別に粗度が大いということは無かった。このことは河口部の粗度は、ほぼ表面抵抗によって決まると考えられる。事実模型実験で生じる流況を見ると、弯曲による特別な渦の発生や死水域は生じる

ことはなく、流れはスムーズに河口から流出していた。

河川における彎曲による粗度増加量に関する研究は少なく、彎曲が抵抗におよぼす影響は明確でないが、管路の場合の研究結果は、一つの参考資料になるものと考えられる。

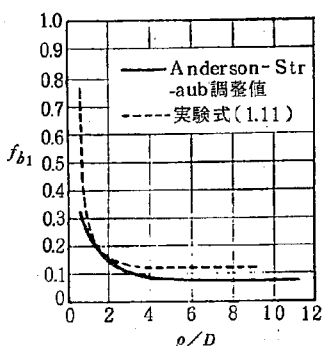
今一つの曲がりによる損失水頭を h_b とすると、管路の場合は

$$h_b = f_{b1} \times f_{b2} \times V_m^2 / 2g$$

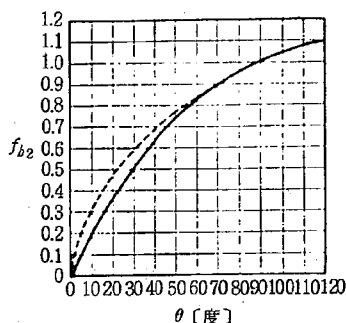
で評価され、 f_{b1} は図 4-24 に示すごとく曲がりの曲率半径 ρ と管径 D との比によって決まる損失係数、ただし曲がり角が 90° の場合、 f_{b2} は任意の曲がり中心角 θ の場合の損失と、中心角 90° の場合の損失の比で、図 4-24 に示される。今一つの曲りの距離を ℓ とし、その間の表面抵抗による損失を h_s とすると

$$\frac{1}{\varphi^2} = (h_b/\ell + h_s/\ell) g R / V_m^2 = \frac{1}{2} f_{b1} \cdot f_{b2} \frac{R}{\ell} + \frac{1}{\varphi_s^2}$$

となる。よって $\varphi^2 = 2\ell/R \cdot 1/f_{b1} \cdot 1/f_{b2}$



(a) f_{b1} の値 ($\theta=90^\circ$)



(b) f_{b2} の値

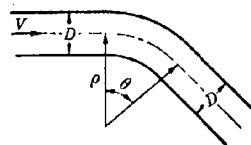


図 4-24

河川の場合も管路の場合と同様な損失係数を持つとし $D=B$ とすると、利根川河口の場合 $R=5\sim 6\text{ m}$ 、 $B=500\text{ m}$ 、 $\rho=1500\text{ m}$ 、 $\theta=60^\circ$ であるので、 $f_{b1}=0.1$ 、 $f_{b2}=0.8$ となる。よって $\varphi^2=7300$ となり、曲がりによる損失は無視してもいい位の値となる。

それではなぜ河口部で粗度が $n=0.015$ から $n=0.03\sim 0.035$ に増加するのであろうか。

移動床の河床の場合、流れによって種々の河床波が発生、それによって河床の抵抗係数が変化する。図 4-25、4-26 は、河床に生じる河床波が水理量の変化によってどのような河床波になるのか、また図 4-25、4-26 は φ が τ^* 、 H/dm によってどう変わるかを示したものである。利根川河口部の場合 0 Km より上流の河床材料は 0.2 Km 位で、洪水時の $\tau^*=2$ 前後、 $H/dm=2.0, 0.00\sim 3.0, 0.00$ であるので河床は flat bed となり、図 4-26 によると $\varphi=28\sim 30$ となる。従って $n=\sqrt[1/5]{5^{1/6}/29}=0.014$ となる。この値は実測値に近く、 0 Km より上流の河床は洪水時 flat bed となっていることは間違いない。ところで $0\text{ Km}\sim 1.0\text{ Km}$ 地点は河床材料は急変し 0.2 mm から $2\sim 4\text{ mm}$ 、大きい所で 11 mm もある。洪水時の流速は 2 m 前後であるので、 $\varphi=12$ とすると、 $dm=4\text{ mm}$ に対して $\tau\approx 0.4$ 前後となり、河床は dune になっているものと考えられる。従って河口部の粗度上昇の原因は模型上の粗度係数および前述の河床状態の予測より、この地点で河床波の状態が大きく変わるためと考えられる。

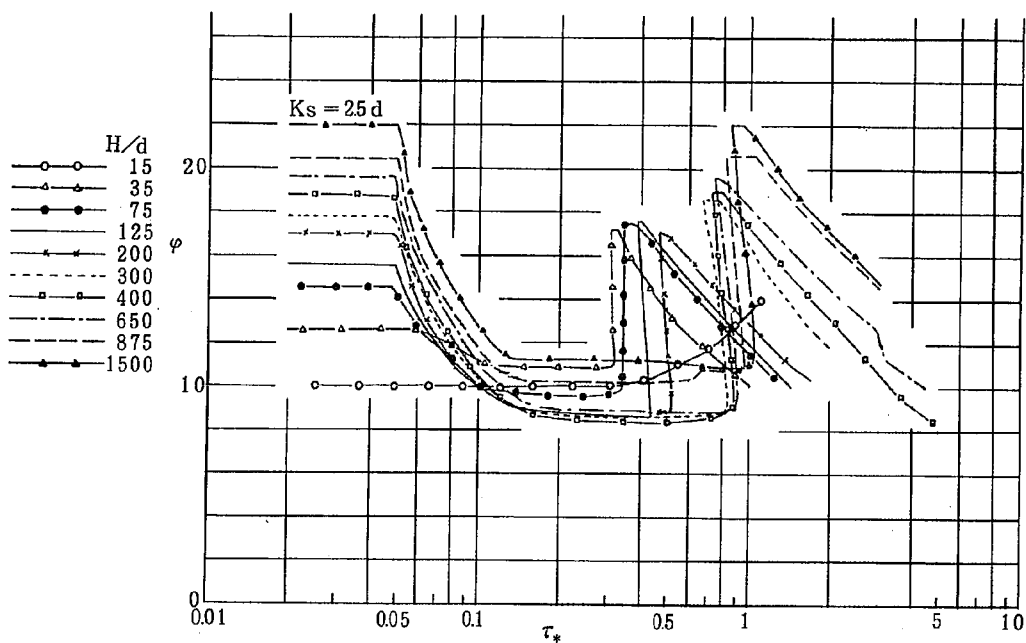


図-4-25 $\phi - \tau_* - H/d$ 関係図

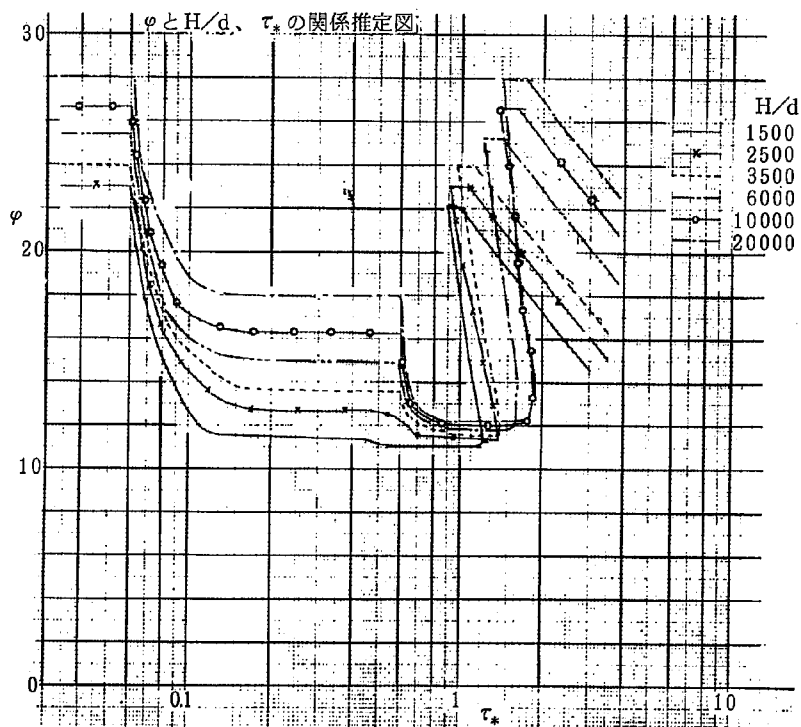


図-4-26 $\phi - \tau_* - H/d$ 関係図

なお文献7)によると利根川感潮部の粗度係数は $n = 0.025$ 程度としている。この値は洪水時の観測値より大きい。この原因は、文献7)の場合は平水時の感潮部の水理計算より求めたためであり、河床には ripple が発生しているからと考えられる。今水深が4~5 mであるから、ripple河床時の ϕ の測定値18を使うと $n = 0.023$ となる。

したがって新計画河道断面での粗度は、河口部の底質材料がどの程度であるかによって変化する。もし将来も現状程度の河床材料であるとすれば、利根川河口0.5~1.5 Kmの粗度係数は大出水時に $n = 0.03 \sim 0.035$ 程度となろう。もし底質が0.2~0.5 mm程度なら洪水時に河床はflatとなり $n = 0.015 \sim 0.02$ 程度と思われる。

4-9 結 論

- 1) 利根川河口部0.5~1.0 Kmの粗度係数は、昭和47年9月洪水や、他の洪水記録から $n = 0.025 \sim 0.030$ と考えられる。この地点は河床材料が急変する地点でもある。
- 2) 河口粗度の上昇の原因は、形状損失によると考えるよりも、河床の河床波の状態が、河口部でflatからduneに変化するためと考えられる。この地点で完全なduneが発生した場合の粗度は $n = 0.035$ 程度となるが、実測値はこれより小さい。この原因は粒径の大小および河床材料の混合度の影響によりduneの発達が完全でないこと、一部がflatのままであるからと考えられる。したがって計画河道でのこの地点の粗度は、河床材料が現状と変わらないとすると $n = 0.03$ 程度とするべきであろう。
- 3) 計画河道での洪水時の流況は、ほぼ満足のいくもので、極端な流れの片よりや、はり離れは生じない。
- 4) 計画河口幅とし、河床高を現状とした場合にも、洪水時の流況は満足のいく結果となる。
- 5) 現状河道で $8000 \text{ m}^3/\text{s}$ を通水すると明らかに水位は計画高水位を越える。計画河道では計画高水位内におさまる。
- 6) 河口幅を計画河口幅とし、河口の河床高を図4-23-1のごとく高くしても2 Km地点では、水位は計画高水位以内におさまる。

5章 波浪の侵入高に関する検討

5-1 はじめに

本章では、河口部の波浪の侵入状況、防波堤への打上げ高について論じ、河口部の処理による波浪の侵入状況の変化について考察する。

5-2 現状河道における波浪侵入高

・実験 I-1 ~ I-4 (図 5-1 ~ 図 5-6)

本実験は、潮位を Y.P. 1.65 m とし沖波の入射方向は N10°E とし、波高、周期を変え、波高の違いが、河道内の侵入波浪高にどのような違いが生じるかを確かめ、河道内侵入波浪として、どのような波高の波が危険かと確かめようとしたものである。

波が砕波する水深は h_b は波形勾配 0.01 前後の場合 $h_b/H_b = 1.5 \sim 1.7$ 位である。河口での水深が 3 ~ 4 m 位なので、砕波波高 H_b は 2 m 前後となる。4 ケースの波の入射状況を見ると、実験 I-3 の波高 $H_0 = 1.3$ m の場合は、左岸側に一部砕波がみられたがほとんど砕波せずに河道内へ侵入していた。実験 I-1 の波高 $H_0 = 2.26$ m の時、河口付近で開口幅の約 3/5 位の範囲で砕波現象が見られた。しかし砕波ぎりぎりのためか、等波高線図を見て分るように他のケースに比べ 0.5 K ~ 1.0 K 付近の波高が大きい。このことは河道内侵入波高としては、河口で砕波ぎりぎりの波が一番危険であることを示している。

4 ケースの共通した傾向として河口では河心から左岸側へかけて波高が大で、さらに河道内に遡上した波は、0.25 ~ 0 K の右岸導流堤沿いに波高 3 m 近くの出現となり、そこからの反射波により、0.5 Km 左岸側に 1 m 前後の波高の出現がみられた。

導流堤及び堤防への波の打上げであるが、左岸側は 2 Km 付近までは荷上げ場への波の打上がりが見られた。左岸側は 1.0 Km より上流は波崎港で荷上げ場となっており堤高が Y.P. 1.8 m しかなく波の打上げは当然であろう。なお実験 I-3 は他のケースに比較して 1.5 K ~ 2.5 K 間の堤防前面での波高値が 2 倍以上と高く、したがって打上げ高も高くなった。これは河口で砕波現象がみられなかったため、エネルギーの減衰も小さく、また右岸防波堤の反射率も波がみだれないので高くなったものと思われる。右岸側の導流堤、堤防への越波は 0.5 Km 付近までと、1.0 Km で一部見られたが、港湾機能をそこなうものでは無いと思われた。ただ漁船の港内での航行には支障を来さそう。なお実験 I-3 の時、銚子内港でセイシュが発生し、約 0.5 m の水面の上下動が見られた。

・実験 I-5 (図 5-7 ~ 図 5-8)

本ケースは前ケースと同様な波向きとし、潮位を Y.P. 2.3 m とし実験したものである。

この結果によると、波浪の侵入状況や港内の波高は前ケースとほぼ同程度であった。しかし左岸堤防等への打上げ高は潮位の差 65 cm の影響を受け、前ケースに比較して約 60 ~ 70 cm 高くなっていた。

・実験 I-6 ~ I-7 (図 5-9 ~ 図 5-11)

本ケースは波向きを NE とした場合の波浪の侵入状況を把握したものである。この方向は海上風の卓越する方向である。

等波向線図 (図 5-9 ~ 図 5-11)、波向変化図 (図 5-12、図 5-14) を見ると、右岸防波堤で反射された波は、左岸防波堤 0.5 ~ 1.0 Km 付近に入り 0.5 Km 左岸堤防付近に $H = 1.5$ m 前後の波が打上がっ

ていた。これは、この部分が浅瀬となっているため反射波がはい上がったためと考えられる。右岸導流沿いの波は河口に侵入後直進し、0.25 Km付近でわずかに屈折し、銚子港口付近(0.5~0.75 K右岸側)へ入射しており、実験6では港口で $H=2\text{ m}$ 位、港内で1.4 m、実験7でも港口では $H=1.5\text{ m}$ 位となっていた。入射波高が前者では約2 m、後者では3 mと波高を大きくしたにもかかわらず、この地点で波高が小さいのは、砕波による波エネルギー減衰の大きいことを示している。その傾向は堤防前面の打上げ高図にも現われている。

○実験 I-8, I-9 (図5-12~図5-14)

本ケースは波向きをNNEとした場合の波浪の侵入状況を見たものである。

入射方向を河口の開口方向に近い方向としたため、河道内の最大波高発現位置が前2ケースよりやや下流の右岸-0.25~-0.5 Km付近となった。また-0.25~-0.5 K右岸導流堤で反射された波は-0.25 m付近の深みによって屈折し、屈折した波と、右岸導流堤沿いに入ってきた波が合成され、前ケースと同様銚子港口で波高が高くなりケース8で約2.0 m近い波高が出現した。ケース8では右岸から反射した波は1.0 Km付近が浅瀬となっているため、そこで波高が大きくなった。しかしケース9では、この地点の波高は小さい。この原因は明確でないがセイシュの影響かも知れない。

○実験 I-10, I-11 (図5-15~図5-17)

本ケースは波向きをN方向とし、潮位を変えた場合の波浪の侵入状況の違いを見たものである。

N方向からの入射波は、河口の地形の影響でわずかに屈折現象はみられたが、直進し、右岸導流堤で反射され、反射波はN方向と直角のW方向に進行して、河道内に進行した。

潮位の変化に対する波高の違いはそれほど大きくはなく、ほぼ同様な値となっていた。従って打上げ高は実験I-10より、I-11は潮位差60~70 cmだけ高くなった。

○まとめ

- 1) 潮位Y.P.1.6 mの時の砕波波高は2 m前後である。
- 2) 潮位Y.P.1.6 mの場合、波高1 mでも4 mでも河口付近の波高は変わらない。そのため河道内の波高は大きくは変わらない。河道内に悪い影響をあたえる波としては、砕波ぎりぎりの波を考慮しておけば良いようだ。
- 3) 1 Kmより上流の波高は、どんな波に対しても0.5 m前後である。この波は導流堤、防波堤による2回反射の波である。河口の波が2.5~3 mであるから現防波堤の反射率は、平均すれば0.5前後と考えられる。この波による堤防、防波堤に対する悪影響は、ほとんど無いと考えられる。
- 4) 潮位Y.P.1.6 mの場合1.0 Kmより下流右岸導流堤からの越波が見られたが、堤体の裏側が港となっているため波浪による人家の被害は無い。また港の機能をそこなうほどの越波ではない。
- 5) 左岸側では漁港の荷上げ場となっており、堤高が低いので、波がはい上がる。現状では波に対する何らかの対策が必要である。
- 6) 潮位Y.P.2.3 mの場合は、潮位Y.P.1.65 mに比較して、波高そのものは大きく変わらないが、潮位が高い分だけ、波の堤防への打上がり高が高くなる。

5-3 計画河道における波浪侵入高

○ケース II-1~II-3 (図5-20~図5-23)

本ケースはN35°Eの方向から波高の異なる波を当て、河道内への影響が最も大きい波高を求めようとし

たものである。潮位は計画高潮位のY.P.2.3 mとした。河口の水深が7.3 mであるので、河道内へ侵入する波として危険な波は4 m前後と考えられる。

ケースⅡ-1 ($H_0 \approx 2.5$ m) では全然砕波は見られなかったがケースⅡ-2 ($H_0 \approx 3.3$ m) では-1.5 K付近で時々砕波が見られた。しかし砕波後の波高減衰はあまり大きくなく、ケースⅡ-1より河道内の波高は大きいようであった。ただし-0.5 Kより上流の波高は、各ケースの差は少ない。波高等高線図、および波向変化図を見ると、1.0 ~ 1.5 K付近に $H = 1$ mの等波高線が出現しており、現状と比較し河道奥でかなり高い値を示していた。

波の導流堤への打上がり状況を見ると、右岸導流堤では各ケースとも越波し、港内を写真5-1に見られるように港外と同一位相で波が進行していた。模型の堤防高が現状のままとなっているので。計画の段階では何らかの消波工法や堤防のかさ上げが必要と見られた。

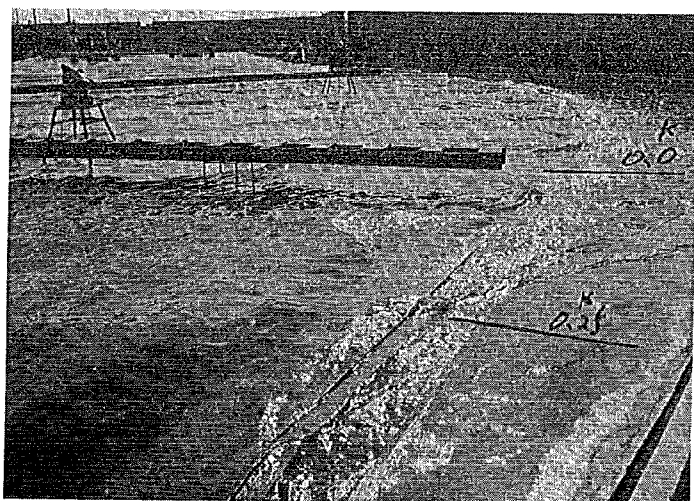


写真5-1 Ⅱ-2の場合の波浪の打上げ

○ケースⅡ-4 ~ Ⅱ-8 (図5-24 ~ 図5-32)

ケースⅡ-4はNE方向からの入射、ケースⅡ-5、Ⅱ-6はNNE方向から入射させ、潮位はY.P.2.3 mとした。

ケースⅡ-7、Ⅱ-8は入射方向をそれぞれNE、NNEとし、潮位をY.P.1.6 mとした。なおケースⅡ-6、Ⅱ-7、Ⅱ-8は右岸銚子港防波堤0.5 K ~ 1.5 Kmを波が越波しない高さとし、越波しなければ波はどこまではい上がるか、また左岸側への影響はどうかを調べた。NE方向は河道奥まで波が侵入する方向であり、NNEは右岸導流堤への打上げ高が最大となると考えられる方向である。

潮位Y.P.2.3 mの場合には、1.0 Kmより上流右岸堤防沿いの波高および銚子内港の波高は、ケースⅡ-4のNE方向からの場合が大きい。0 Kmより河口ではケースⅡ-6が最大の打上げ高となっていたが、これは導流堤を嵩上げし越波を許さなかったためである。左岸導流堤および波崎内港防波堤での越波状況を見るとNE、NNE両方向とも越波が見られた。この越波は右岸導流堤からの反射波によるものである。

潮位Y.P.1.6 mの場合の波浪の侵入状況は、潮位Y.P.2.3 mの場合とほぼ同様であるが、波高、堤防の打上げ高はケースⅡ-6、Ⅱ-8を比較すると多少小さくなった。

○ケースⅡ-9～Ⅱ-11(図5-33～図5-38)

本ケースは右岸銚子港口～1.5 Km間を計画堤防高(Y.P.4.8 m)とした場合の波浪の侵入状況をみたものである。

潮位がY.P.1.6 mの場合は、防波堤の越波も少なく問題は少ないと思われたがY.P.2.3 mの場合は、右岸、左岸堤とも越波が見られ、何らかの越波対策が必要と思われた。

○ケースⅡ-12～Ⅱ-18(図5-39～図5-48)

本ケースは右岸銚子口～1.25 Km間の前面に棚型の消波工を設置して、波の反射率を減少させ、波のはり上がり高がどれだけ小さくなるかを見たものである。

この結果によるとY.P.1.6 mの場合は、消波工の設置により、右岸の打上げ高がかなり小さくなったがY.P.2.3 mの場合は消波工の効果はそれほど大きくなく、左岸側では消波工の設置の効果はあまり大きいものとは言えなかった。

この原因は明確で無いがY.P.2.3 mの場合の右岸側の場合、波は防波堤を乗り越えており、このような状況では、堤防前面の打上げ高を小さくする効果が少ないものと考えられる。

○ケースⅡ-19, Ⅱ-20(図5-49～図5-52)

本ケースは～1.5 Km～0.5 Km右岸導流堤前面の小段(計画断面では、堤防前面は浅くなっており、丁度小段のような形となっている)によってある程度消波効果が生じていると考えられるので、この効果を見るために、小段を取り除き、堤防前面をY.P.-5 mとして波高等を調べたものである。

実験の結果によると右岸側0.0 Kmより下流では、打上げ高、越波量は、過去のどのケースよりも大きくなっているようであったが、河道中央での波高や、右岸からの反射波の影響を受ける0 Km～1.0 Km付近の左岸側の打上げが目立って大きくなるという現象は見受けられなかった。

○まとめ

- 1) 現状右岸導流堤高(Y.P.3.8 m)では潮位Y.P.2.3 mの場合には、越波量、打上げ高が高く、銚子港内を河道と同一位相で波が進み、港湾機能を維持しえない。潮位Y.P.1.6 mの場合の実験は行わなかったが、実験Ⅱ-7, Ⅱ-8, Ⅱ-11, Ⅱ-13, Ⅱ-15, Ⅱ-16の実験結果を見ると、越波量はそれほど大きいものとはならず、～1.0～0 Kmで越波水深は50 cm以下であろう。ただし現状の越波量よりは大きい。
- 2) 左右岸防波堤高を計画高(Y.P.2.3 mの場合には潮位1.6 mの場合には銚子港の港湾機能をそこなうことはないが、潮位Y.P.2.3 mの場合は、越波水深が1～1.5 mに達する所があり、港湾機能に障害を生じよう。なお左岸導流堤(0.0～2.5 Km)の高さY.P.3.0 mは、潮位Y.P.1.6 mの場合には十分であるがY.P.2.3 mの場合は越波量が多く波崎内港に障害が生じる。
- 3) 消波工の効果は、Y.P.1.6 mの潮位の場合は、波の打上がり高を小さくすることができたが、Y.P.2.3 mの潮位の場合には効果は小さかった。
- 4) 堤防前面の小段の影響ははっきりしないが、小段が無い場合に比較して、0.0 Kmより下流では打上げ高が小さくなる。しかし反射率の変化にはそれほど大きくないようである。
- 5) 現状の河口に比較して、波浪はより河道内まで侵入し、打上げ高、越波量も大きくなり、何らかの波浪対策が必要である。

5-4 計画法線、河床現状の場合の波浪侵入高

○ケースⅢ-1～Ⅲ-6(図5-66～図5-76)

ケースⅢ-1～Ⅲ-4は0.0 Km下流の河床高を現状河床高とし、0 Kmより上流は計画断面(Y.P.-5 m)とした。なお-1.5 K～0.5 K右岸側は小段をもうけた。

ケースⅢ-5～Ⅲ-6は、模型全範囲を昭和47年10月測量の現状河床とし、平面形状を計画としたものである。

本実験結果によると、河口で河床高が高くなったため-1.5～-1.25 Km付近で波は碎波し(波高3～4 m)、碎波した波は急激に小さくなり2 m前後となった。ただしⅢ-4はやや傾向が異なっており、碎波後波高が3 mと高く、右岸0 Km付近の波高が高くなっている。

河床高が高くなった効果は明らかに見られ、計画河床高の場合に比較して0.5 Kmより下流は約半分位の波高となった。しかし、導流堤幅が現状より拡がっていて、波がより河道内に入りやすくなっているため、現状導流堤の打上げ高より、打上げ高は高く、たとえ河床を現状のままにしても、河口の拡幅によって堤防への打上げ高は大きくなる。

5-5 結 論

1) 現状の導流堤、河床高で潮位Y.P.1.6 mの場合は、河口前面に存在する浅瀬のため波が碎波し、波高が波衰し、銚子内港の機能をそこなうほどではない。ただし1.0 Kmより下流では多少の越波が見られる。波崎漁港は波が40 cm程度左岸堤を越える。

潮位Y.P.2.3 mの場合は、右岸側1.0 Kmより上流、左岸側の堤防沿いの波はY.P.1.6 mより50～70 cm程度よけいにはい上がり、波崎漁港では堤防(荷上げ場)より80～100 cm波が打上げる。銚子港側では堤防が高いため、1.0 Kより上流では越波しないが、下流では越波する。

2) 計画の左岸導流堤、計画の河床高、右岸側の防波堤高を現状のままとした場合で、潮位Y.P.1.6 mの場合は、河口内侵入波高が増加するため河道内波高は大きくなる。右岸側では1.0 Kmより下流で越波するが、越波水深は50 cm以下であると考えられ、港湾機能を大幅にそこなうことはないと思われる。波崎港防波堤では、堤防高がY.P.3.2 mあるため越波量は少なく港湾機能をそこなうことはない。潮位Y.P.2.3 mの場合は、銚子港側では越波量が大きく、港内を港外の波と同一位相に波が進み、港の機能をほとんど発揮することができない。波崎港側でも越波水深が50～60 cmに越し、波崎内港は港湾機能をそこなうことになる。

3) 計画の左岸導流堤、計画の河床高、計画の右岸堤防高とした場合で、潮位Y.P.1.6 mの場合は、銚子港波崎港側共部分的には越波が見られるが港の機能をそこなうことはないと思われる。Y.P.2.3 mの場合は、銚子港側では越波水深が1～1.5 mに達する所があり、港湾機能に障害を生じる。波崎港側も越波水深が50～150 cmに達し、また波の入射方向が堤防に直角に近いため、港内により悪い影響をあたえている。

4) 右岸防波堤沿いに消波工を設置した場合で、潮位Y.P.1.6 mの場合は、消波工前面の波高は小さくすることができたが、Y.P.2.3 mの場合には消波効果は小さかった。

5) 河口部の河床高を現状のままとした場合には、河口部の浅瀬のため碎波後の波高は、計画河床高の場合より小さくなるが、河口が拡幅されているため、現状河口形状に比較すると波高は高い。

6) 計画河床の場合、港湾機能をそこなわないためには潮位Y.P.1.6 mの場合は、右岸側では計画の防波堤高で消波工を設置すれば、多少の越波があるが港湾機能をそれほどそこなわないものと思われる。左岸側は計画堤防高と同様に消波工を設置すれば十分であろう。

Y.P.2.3 mの場合は、右岸側は-1.5 Km～1.0 Km間の堤防高を計画より100 cm程度嵩上げし消波工を設置する必要がある。左岸側も同様である。

実験 I - 1 $H_o=2.26\text{ m}$ $T=1.2\text{ sec}$ $L_o=224.64\text{ m}$

$H_o/L_o=0.010$ 潮位 Y.P. 1.65 m 現状断面形

単位: m

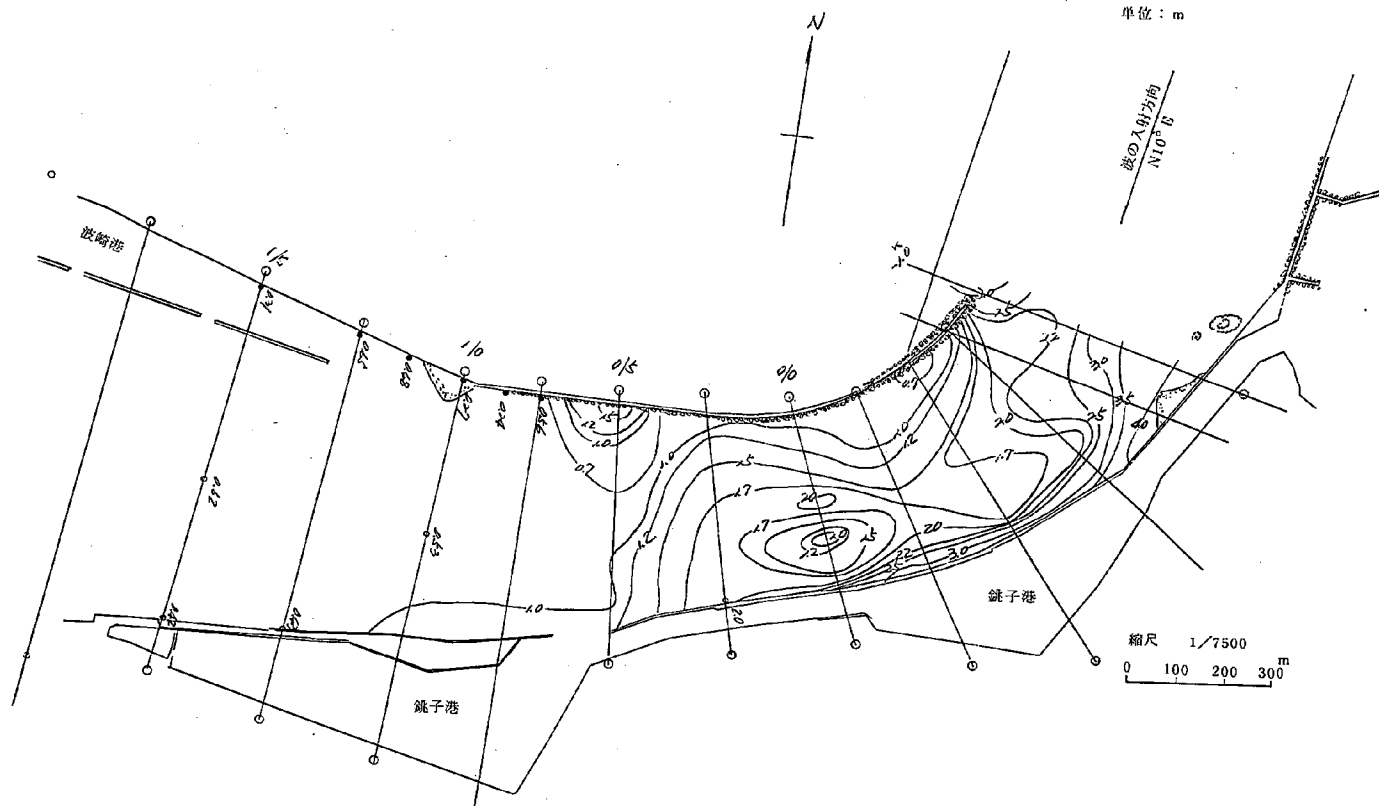


図 5 - 1 等 波 高 線 図

実験 I-1 $H_0=2.26\text{m}$ $T=12\text{sec}$ $L_0=224.64\text{m}$

$H_0/L_0=0.010$ 潮位 Y.P.1.65m 現状断面形

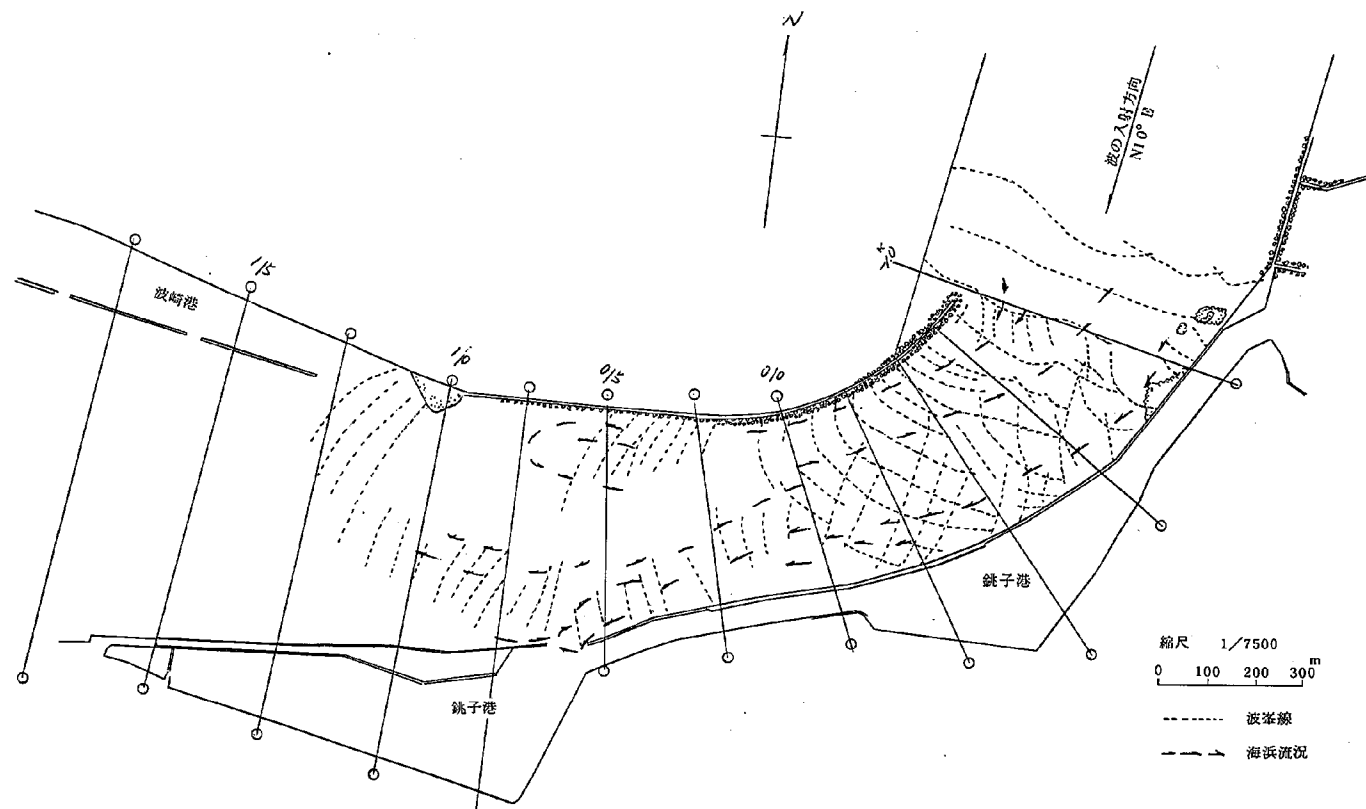


図 5-2 波峯線及び流況図

実験 1-2 $H_0=3.19\text{m}$ $T=12\text{sec}$ $L_0=224.64\text{m}$

$H_0/L_0=0.014$ 潮位 Y.P.1.65m 现状断面形

単位: m

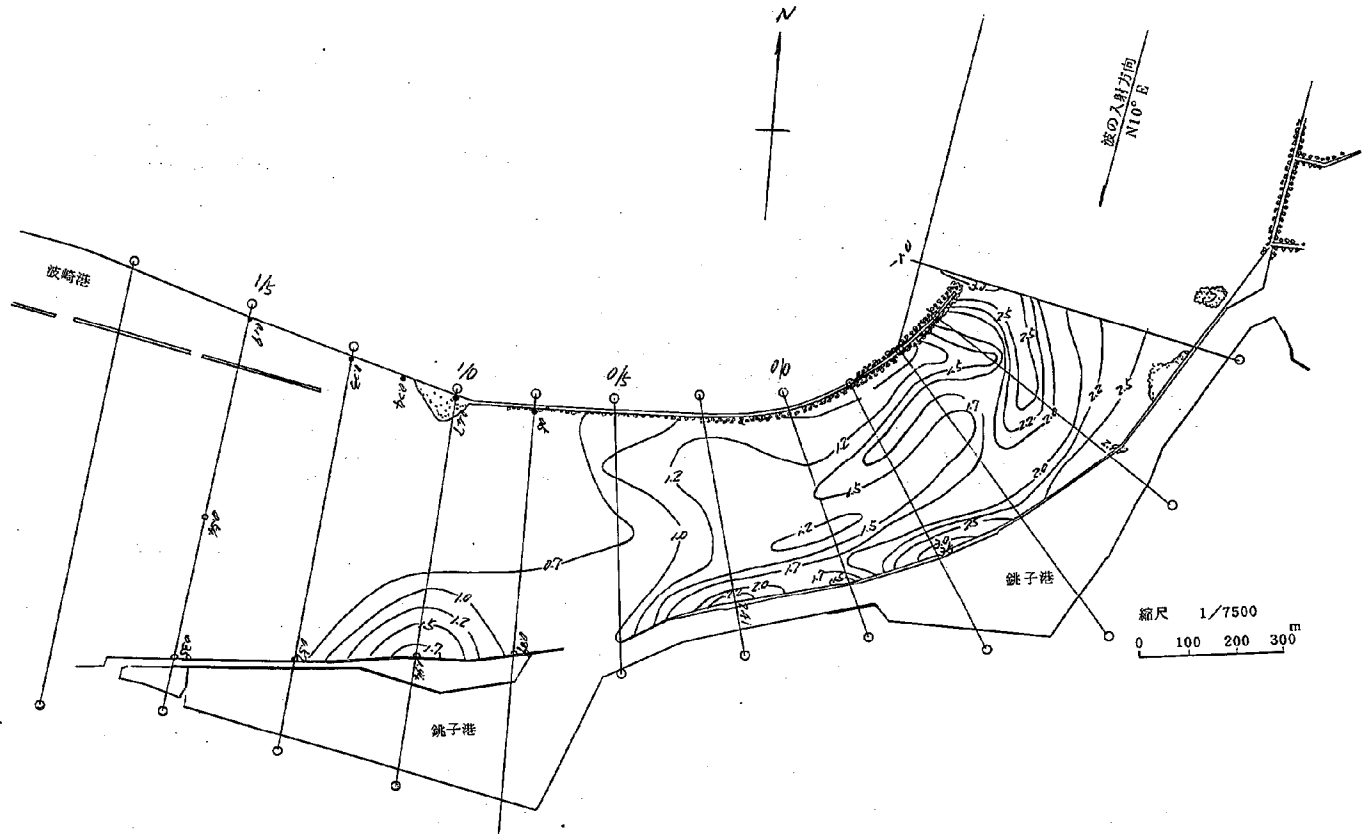


図 5-3 等波高线图

実験 1-4 $H_0=3.74\text{m}$ $T=1.4\text{sec}$ $L_0=305.76\text{m}$

$H_0/L_0=0.012$ 潮位 Y.P.1.65m 現状断面形

単位: m

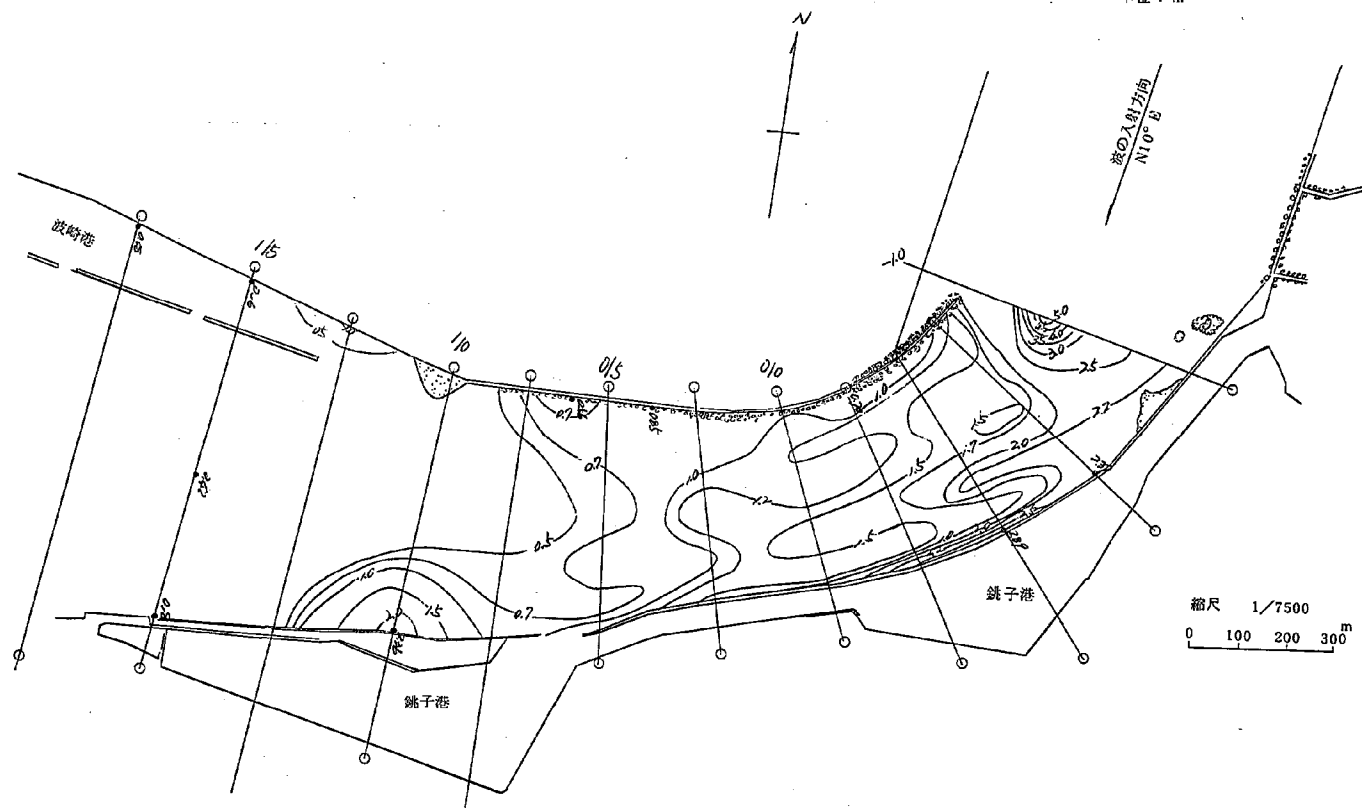


図 5-5 等波高線図

実験 I-4 $H_0=3.74\text{m}$ $T=14\text{sec}$ $L_0=305.76\text{m}$

$H_0/L_0=0.012$ 潮位 Y.P.1.65m 現状断面形

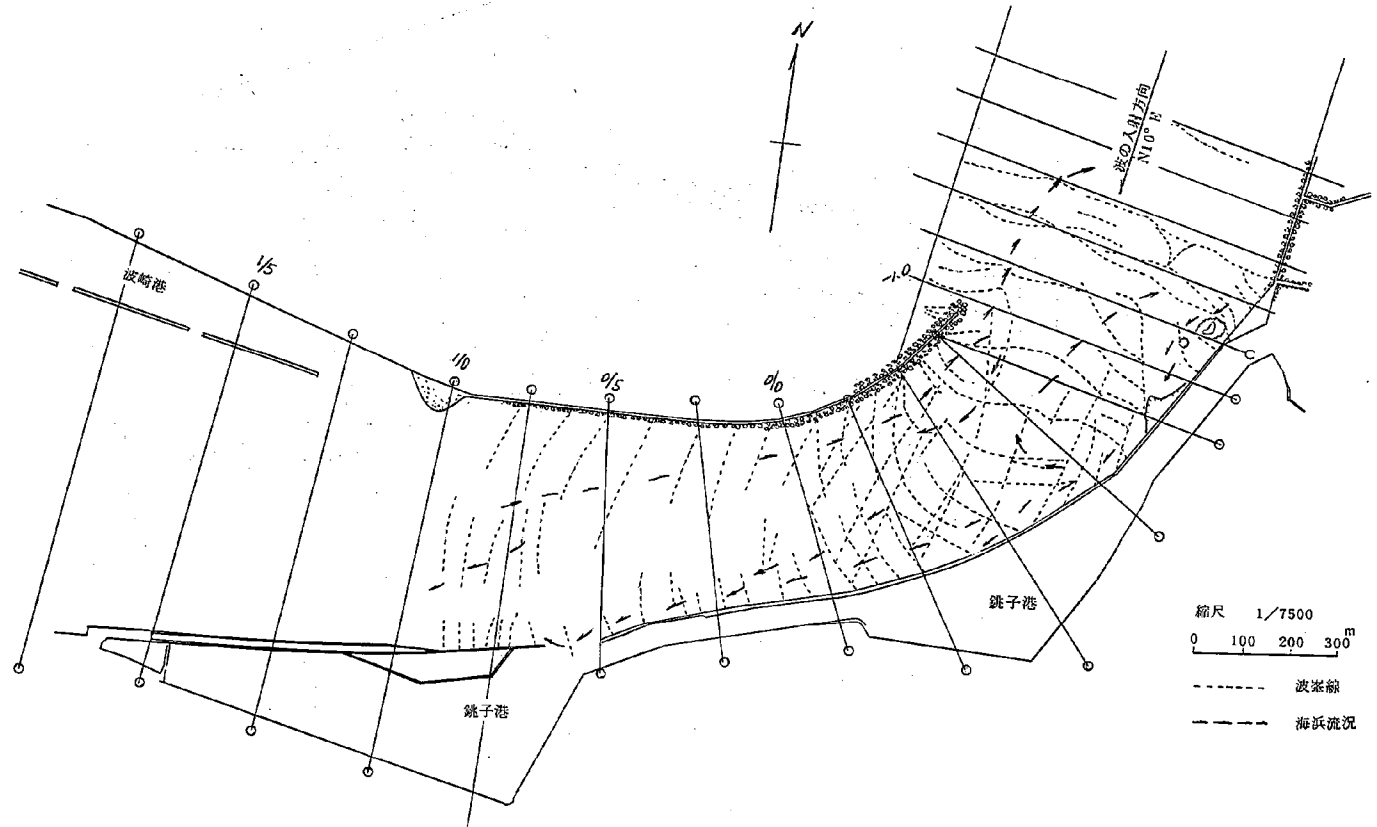


図 5-6 波峯線及び流況図

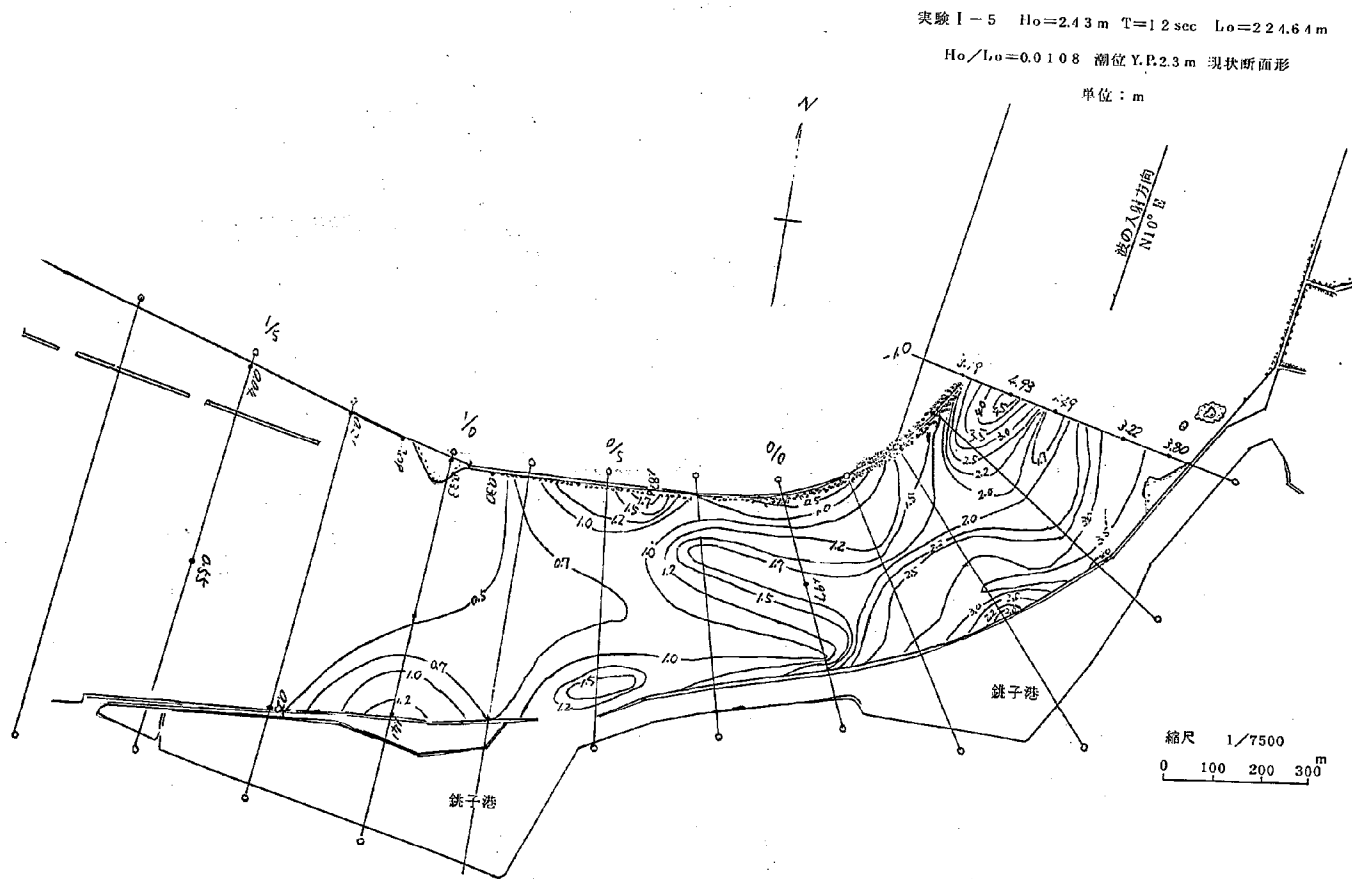


図 5-7 等波高線図

実験 1-5 $H_0=2.43\text{ m}$ $T=12\text{ sec}$ $L_0=224.64\text{ m}$

$H_0/L_0=0.0108$ 潮位 Y.R.2.3m 現状断面形

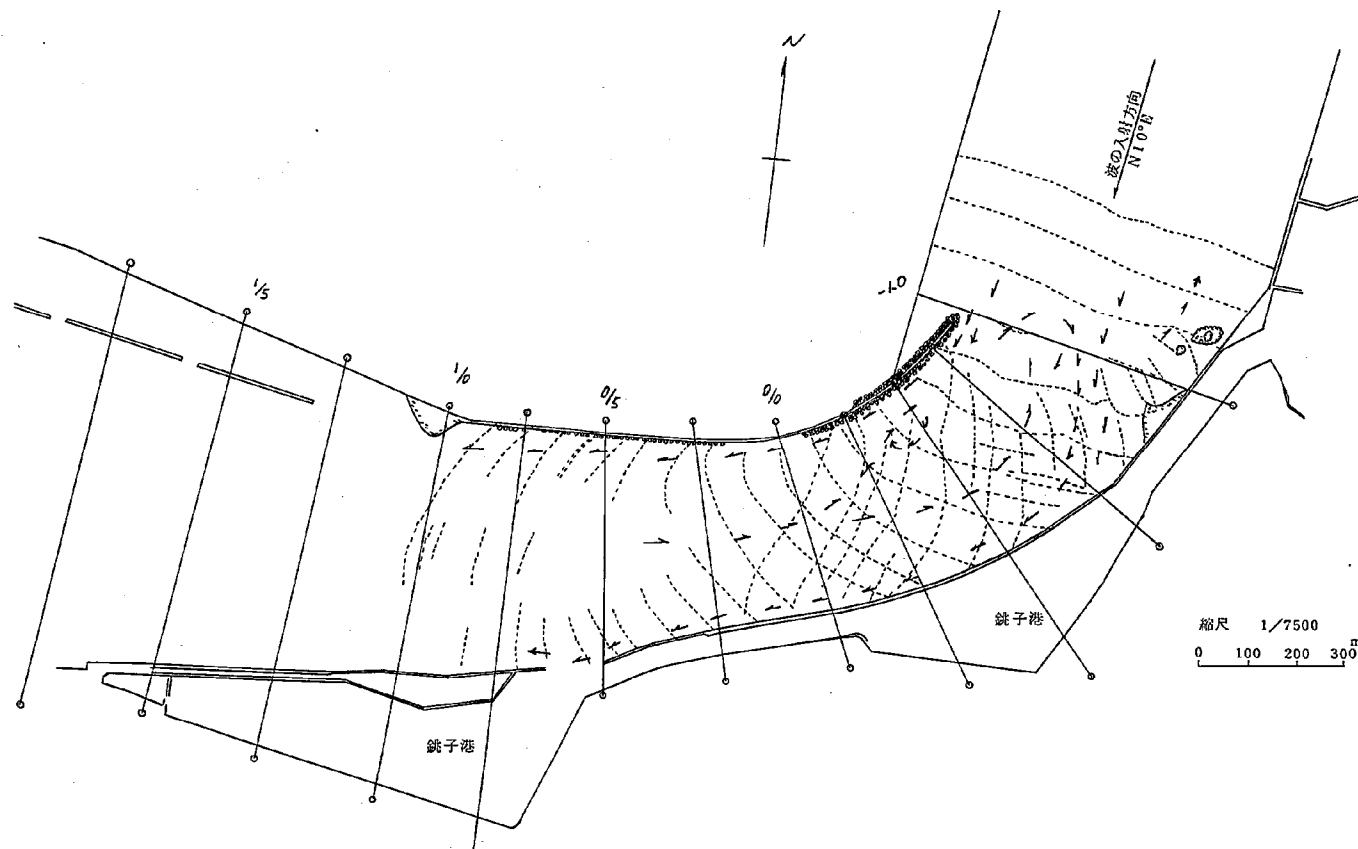
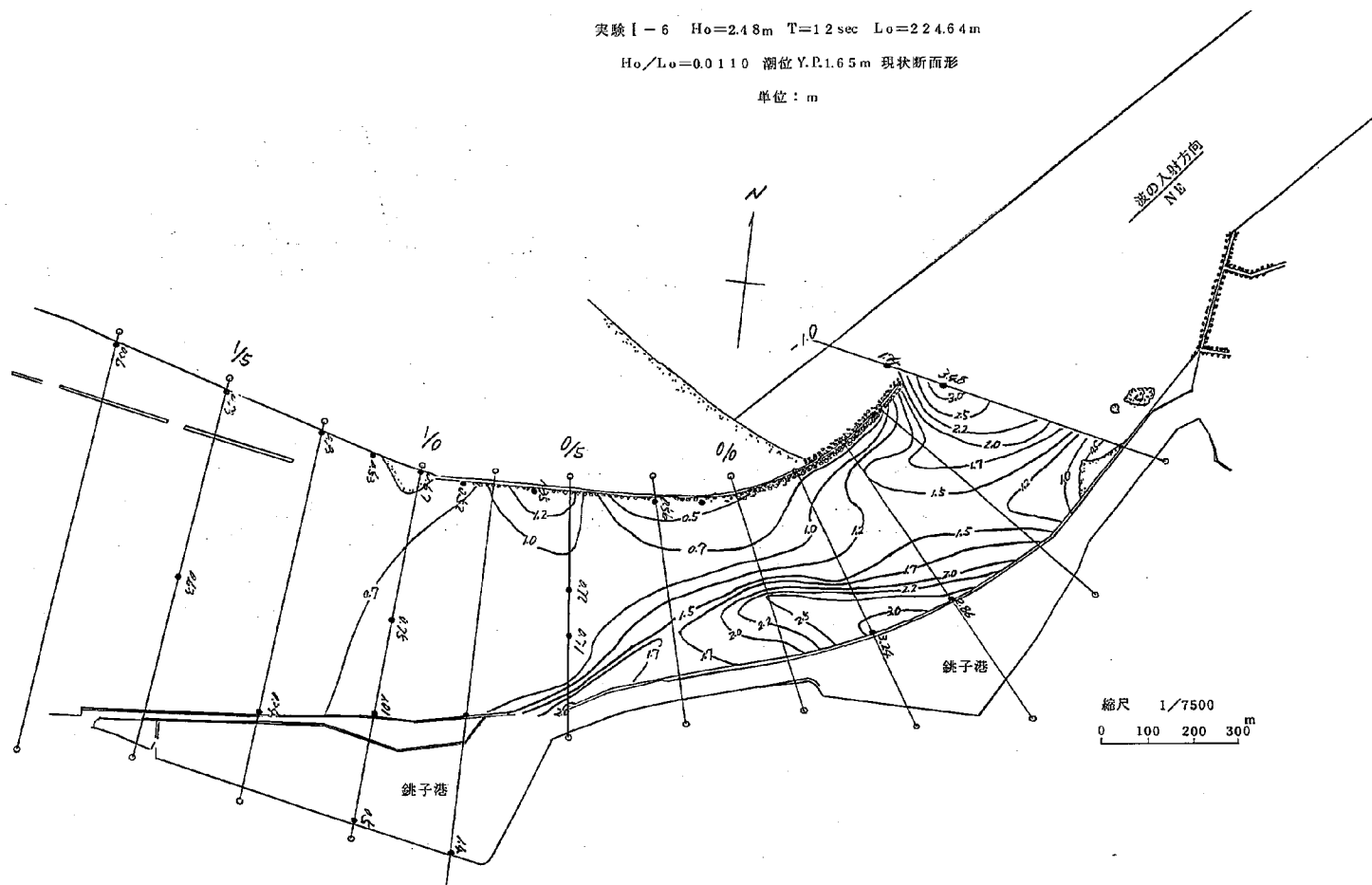


図 5-8 波峯線及び流況図

実験 I-6 $H_0=2.48\text{m}$ $T=12\text{sec}$ $L_0=224.64\text{m}$

$H_0/L_0=0.0110$ 潮位 Y.R.1.65m 現状断面形

単位: m



実験 I - 6 $H_0=2.48\text{m}$ $T=12\text{sec}$ $L_0=224.64\text{m}$

$H_0/L_0=0.0110$ 潮位 Y.P.1.65m 現状断面形

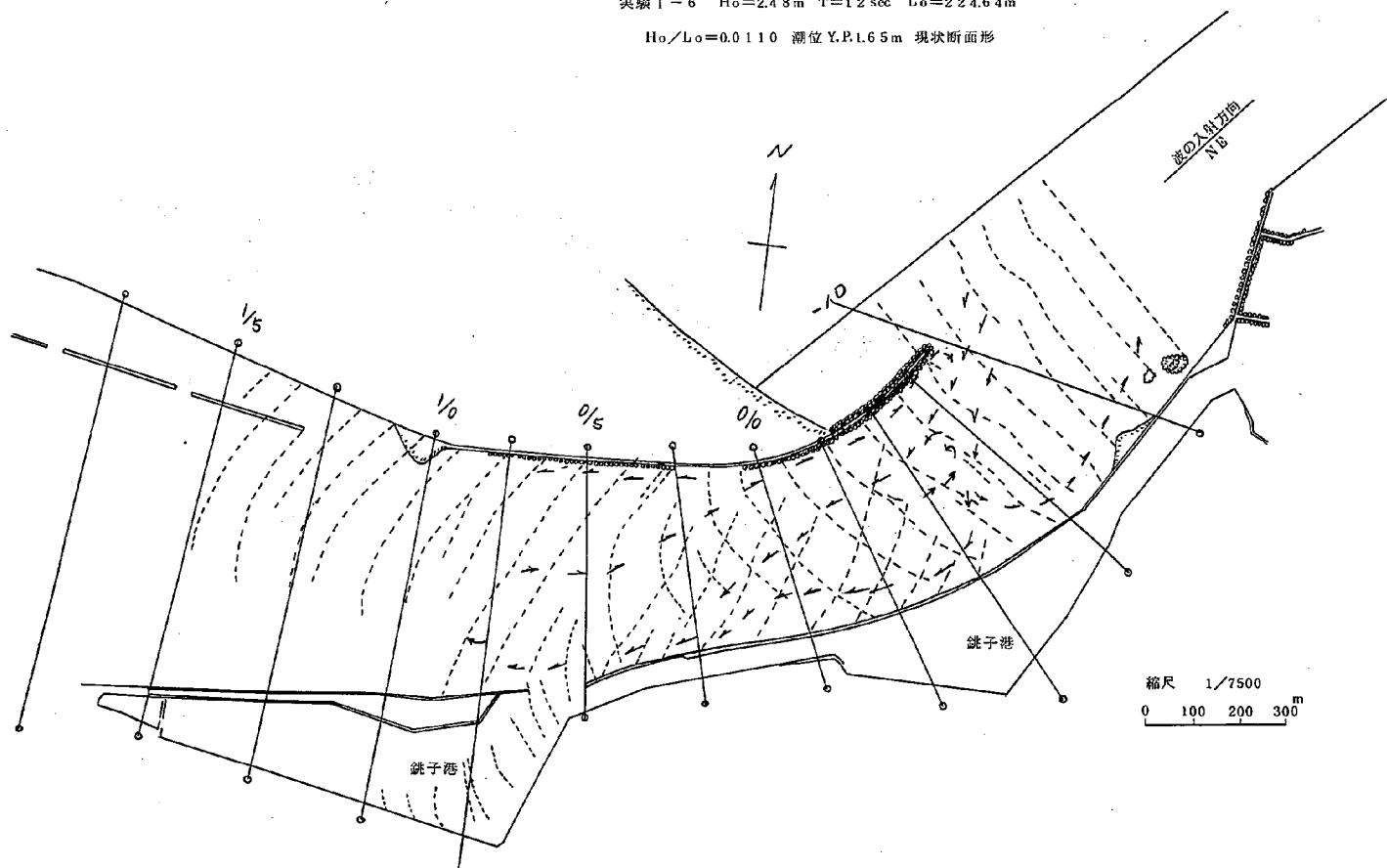


図 5 - 1 0 波 峯 線 及 び 流 況 図

実験 1-7 $H_0=3.02\text{ m}$ $T=12\text{ sec}$ $L_0=224.64\text{ m}$

$H_0/L_0=0.013$ 潮位 Y.P.1.65 m 現状断面形

単位: m

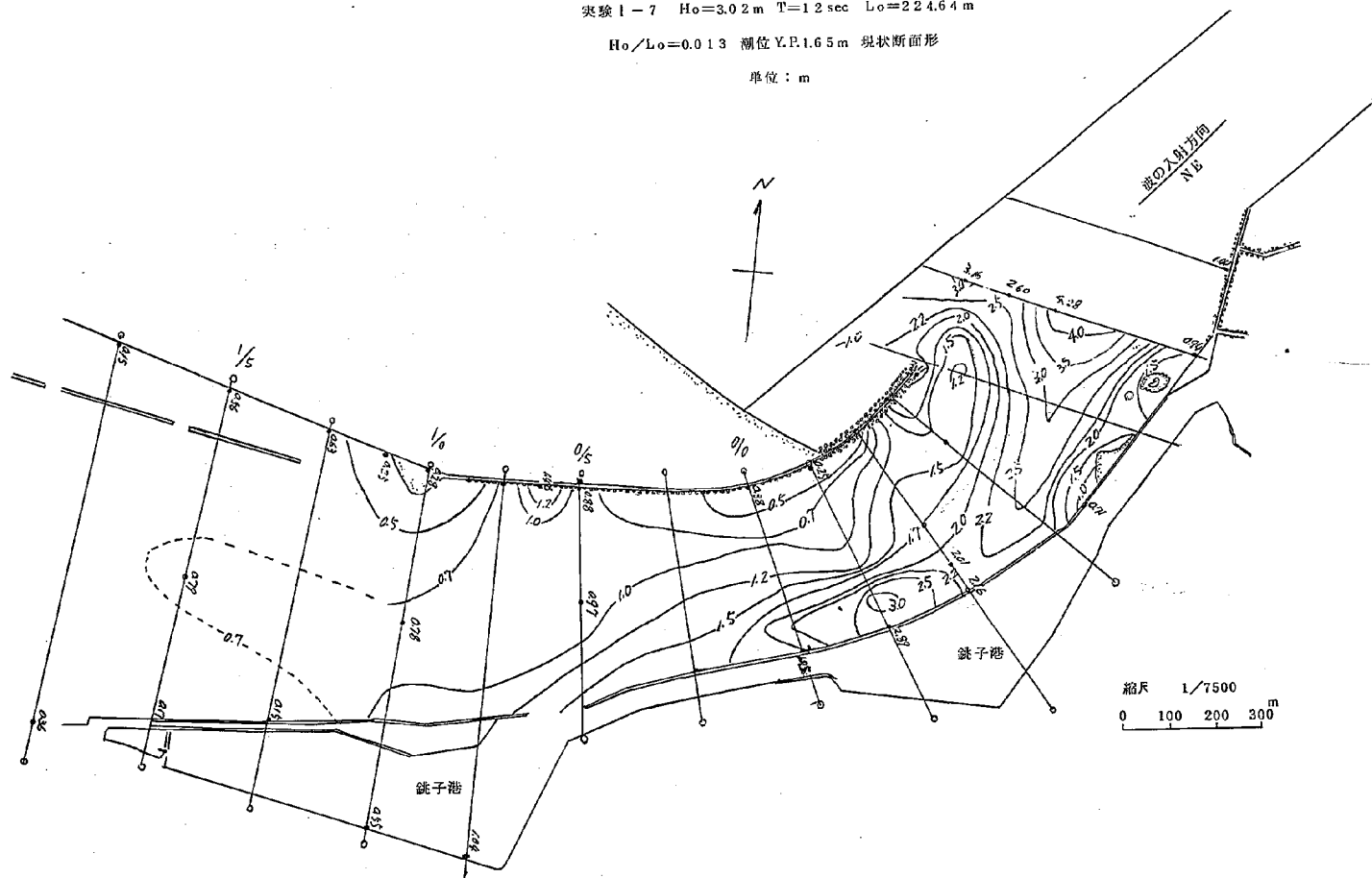


図 5-11 等波高線図

実験 I-8 $H_0=2.13\text{m}$ $T=12\text{sec}$ $L_0=224.64\text{m}$

$H_0/L_0=0.009$ 潮位 Y.P.1.65m 现状断面形

单位: m

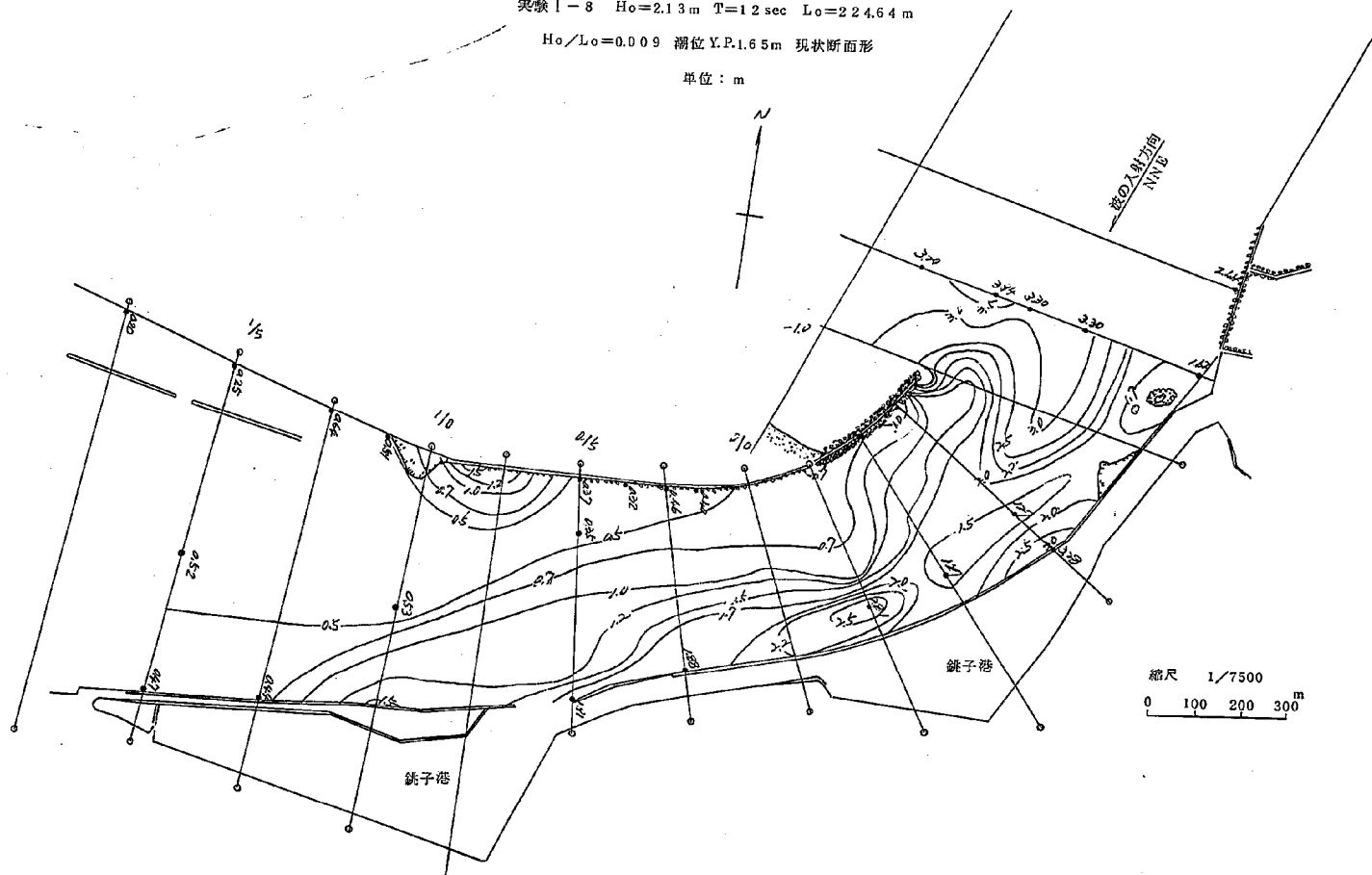


图 5-12 等波高线图

実験 1-8 $H_0=2.15\text{ m}$ $T=12\text{ sec}$ $L_0=224.64\text{ m}$

$H_0/L_0=0.009$ 潮位 Y.R.1.65 m 現状断面形

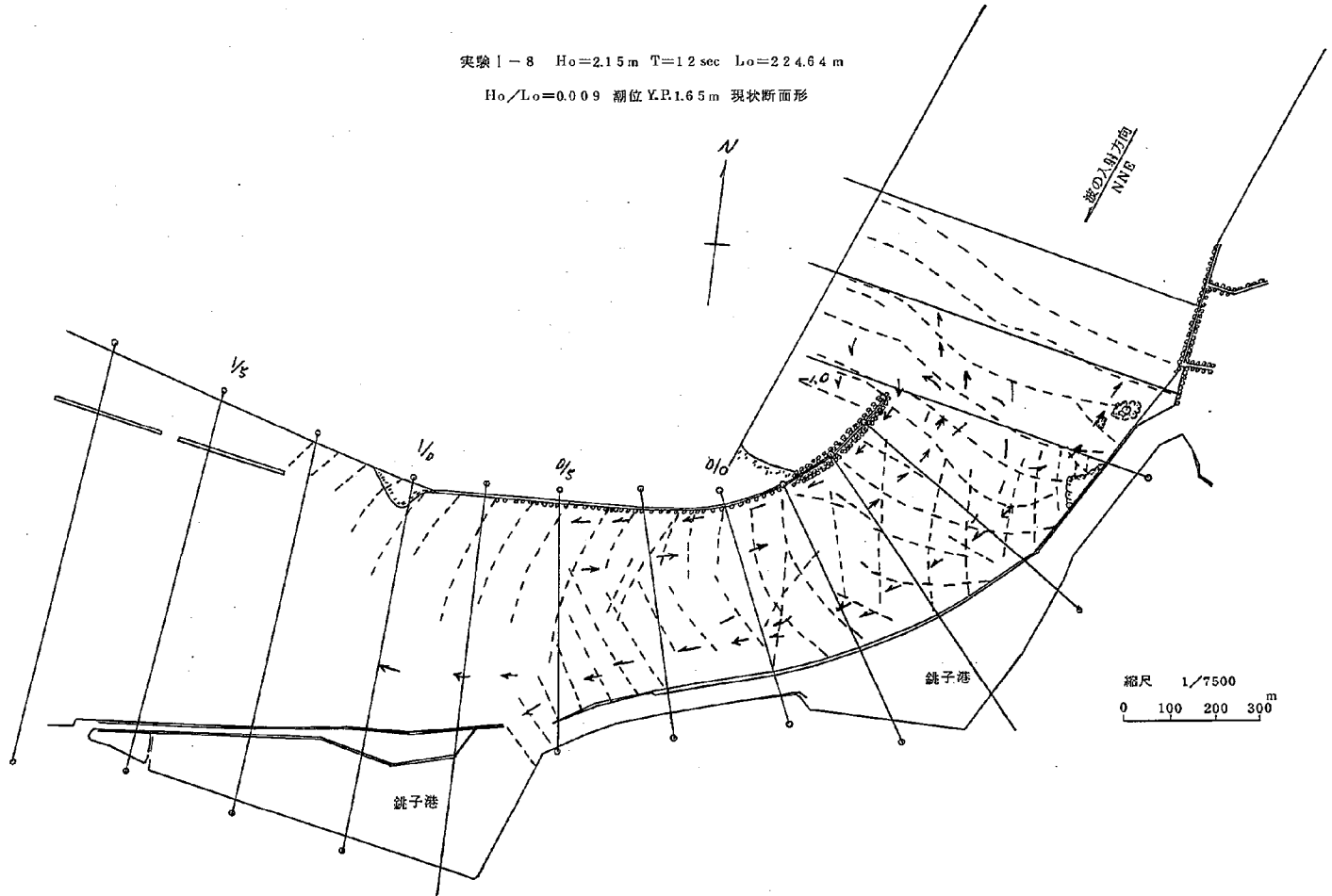


図 5-13 波峯線及び流況図

実験 1-9 $H_0=3.09\text{m}$ $T=12\text{sec}$ $L_0=224.64\text{m}$

$H_0/L_0=0.014$ 潮位 Y.P.1.65m 现状断面形

単位: m

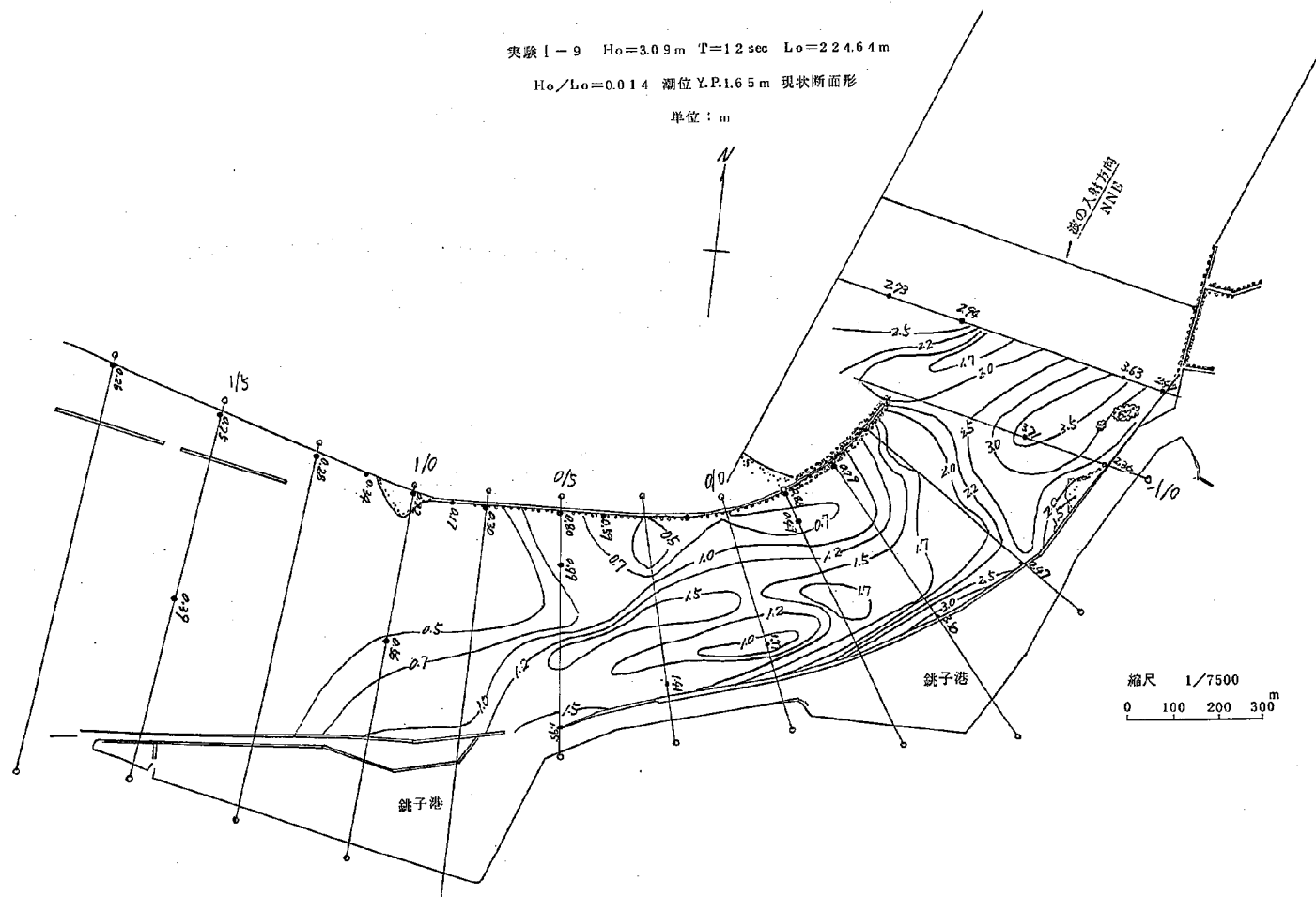


図 5-14 等波高线图

Ho/Lo=0.011 潮位 Y.P.1.65m 现状断面形

单位：m

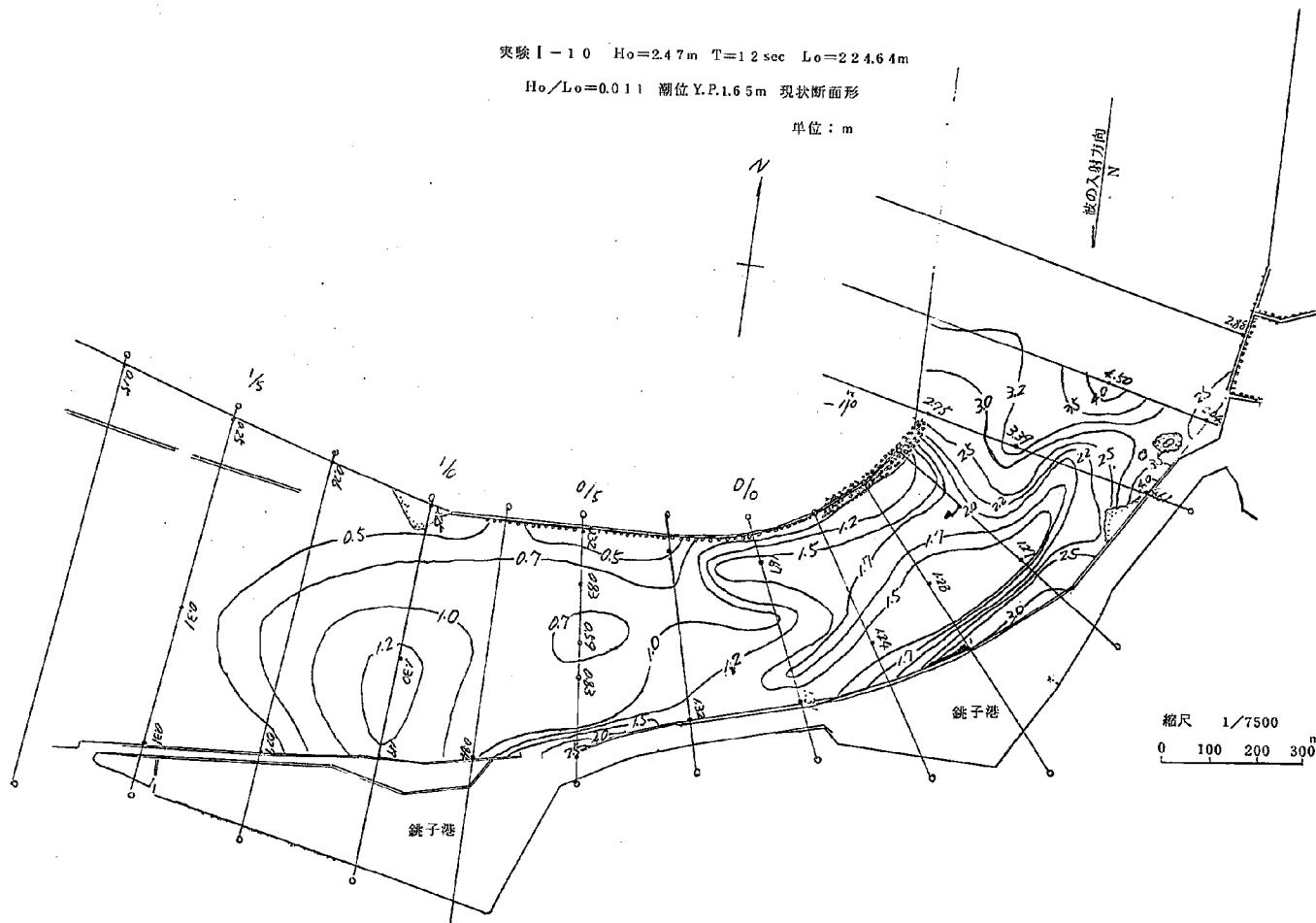


圖 5-15 等波高線圖

実験 1-10 $H_0=2.47\text{m}$ $T=1.2\text{sec}$ $L_0=224.64\text{m}$

$H_0/L_0=0.011$ 潮位 Y.P.1.65m 現状断面形

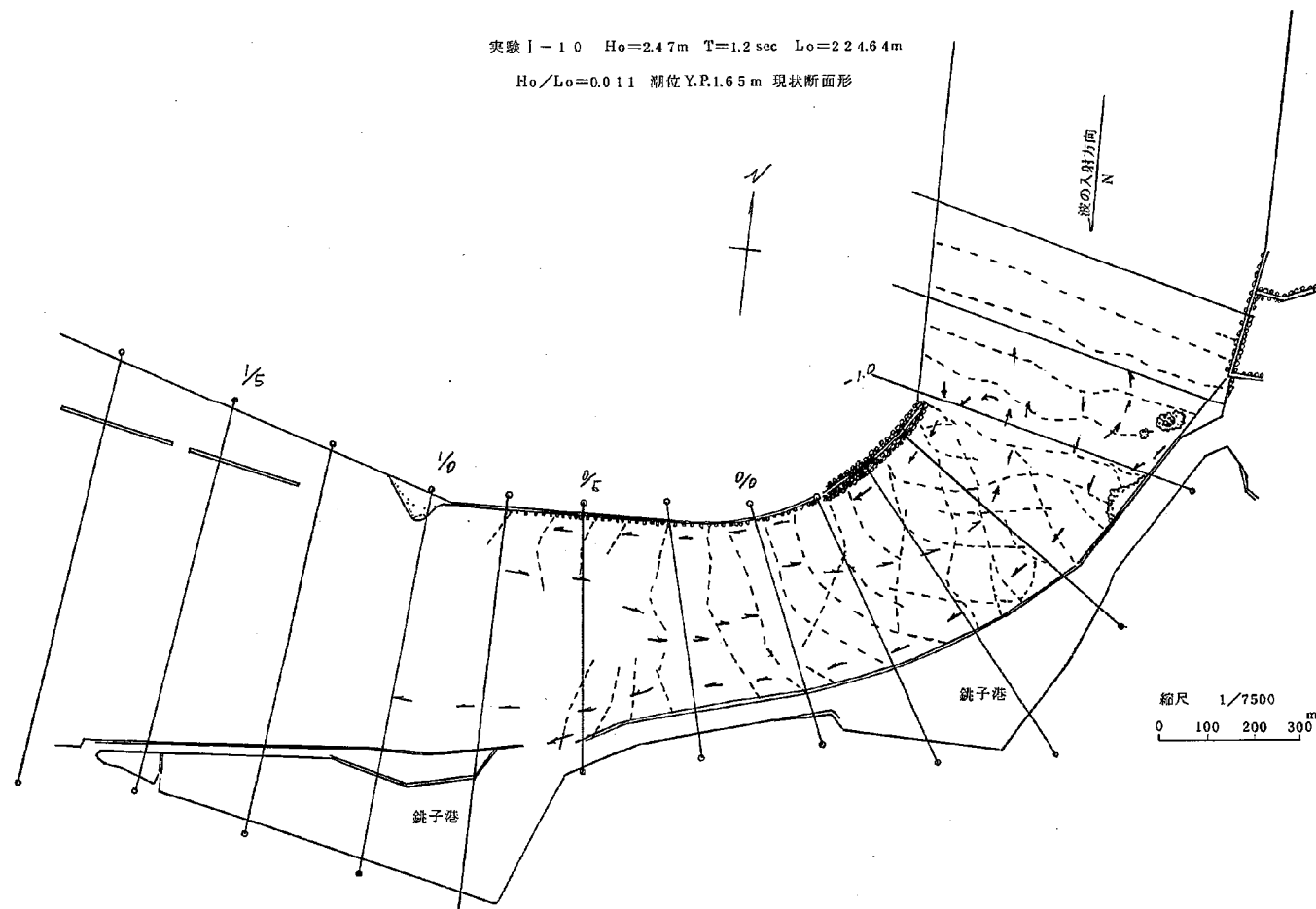


図 5-16 波峯線及び流況図

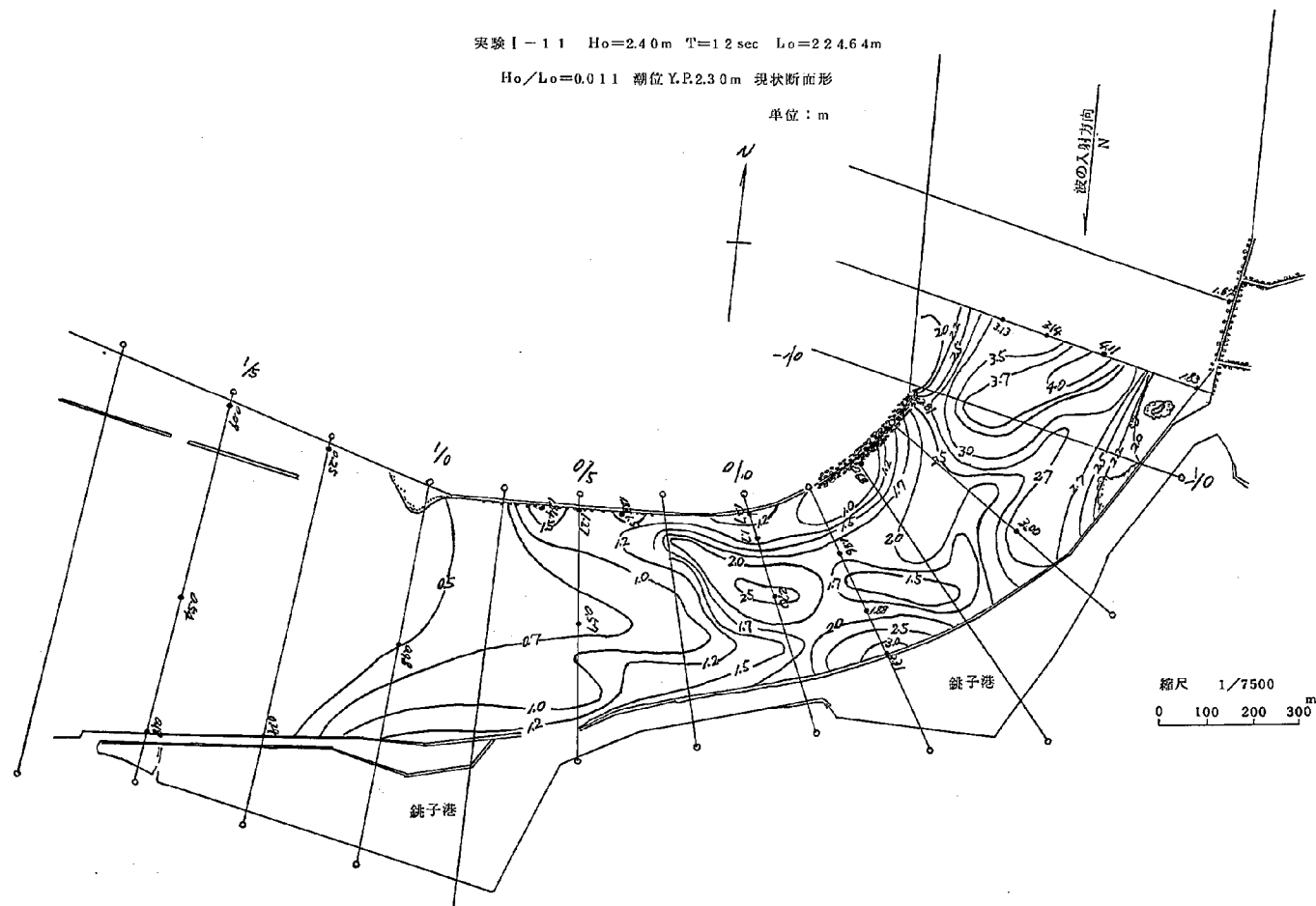


図 5-17 等波高線図

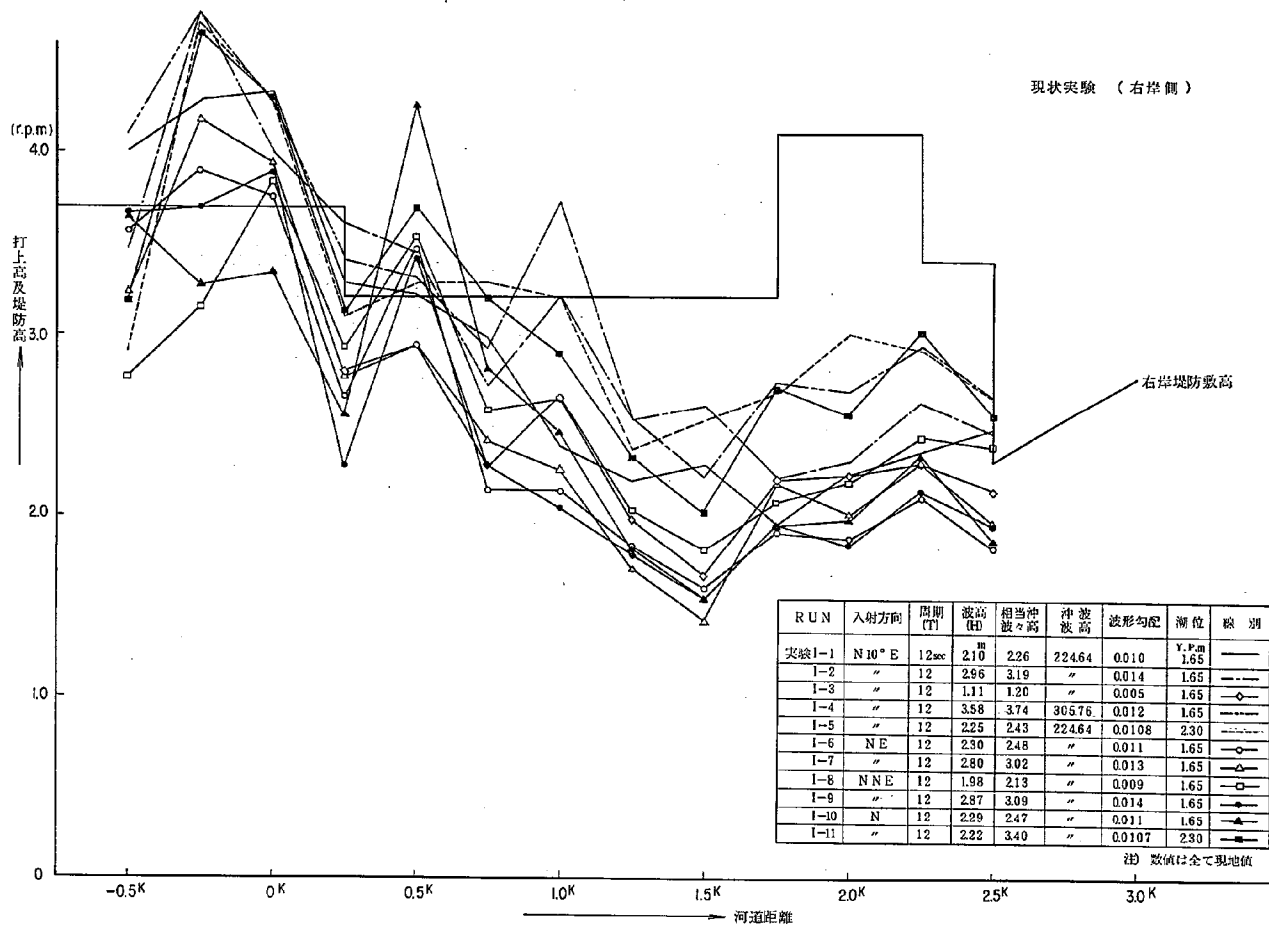


図 5 - 1 8 堤防への打上高比較図

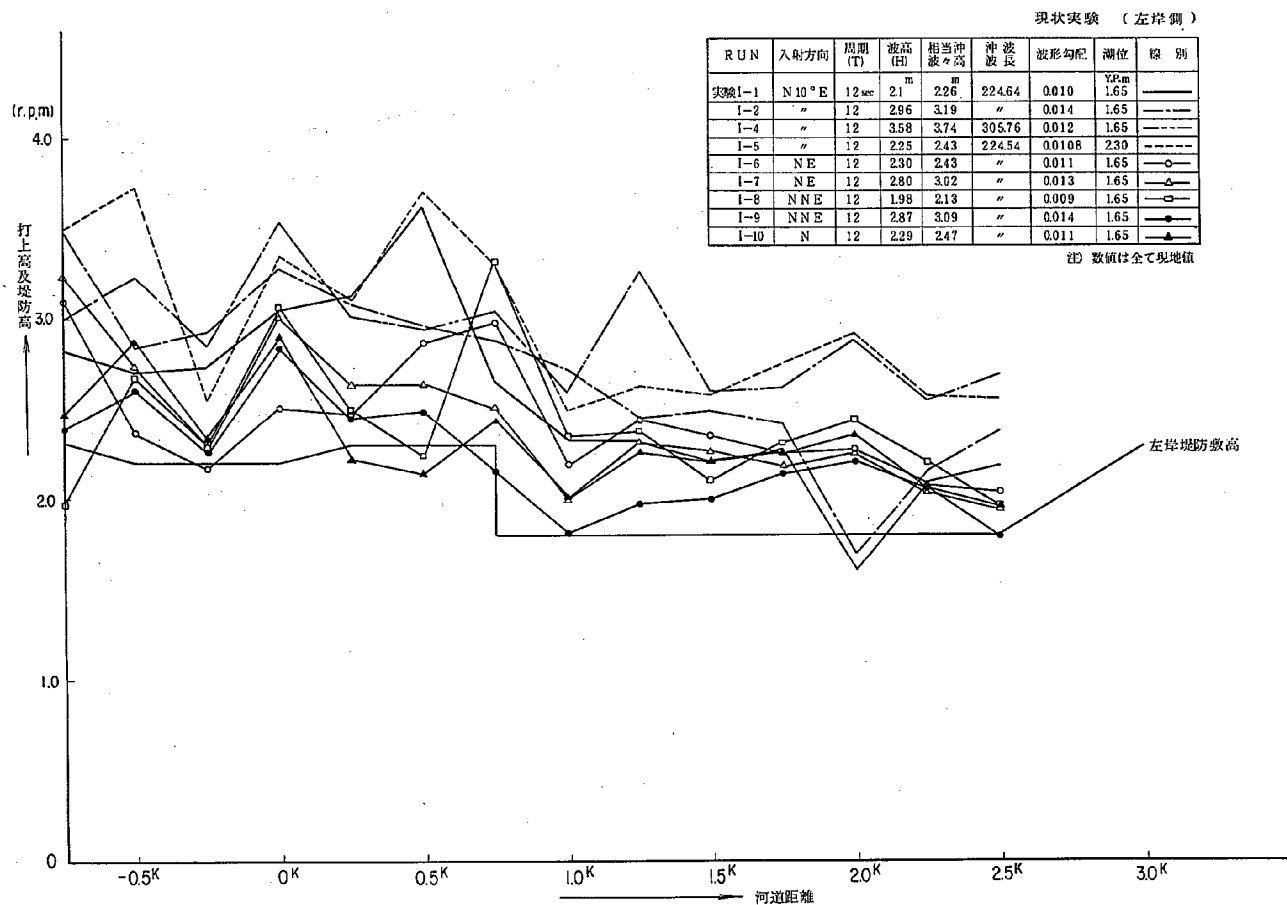


図 5-19 堤防への打上高比較図

实验 II-1 $H_0=2.54\text{m}$ $T=12\text{sec}$ $L_0=224.64\text{m}$

$H_0/L_0=0.0113$ 潮位 Y.P.2.3m

縮尺 1/10000
0 100 200 300 400 m

单位: m

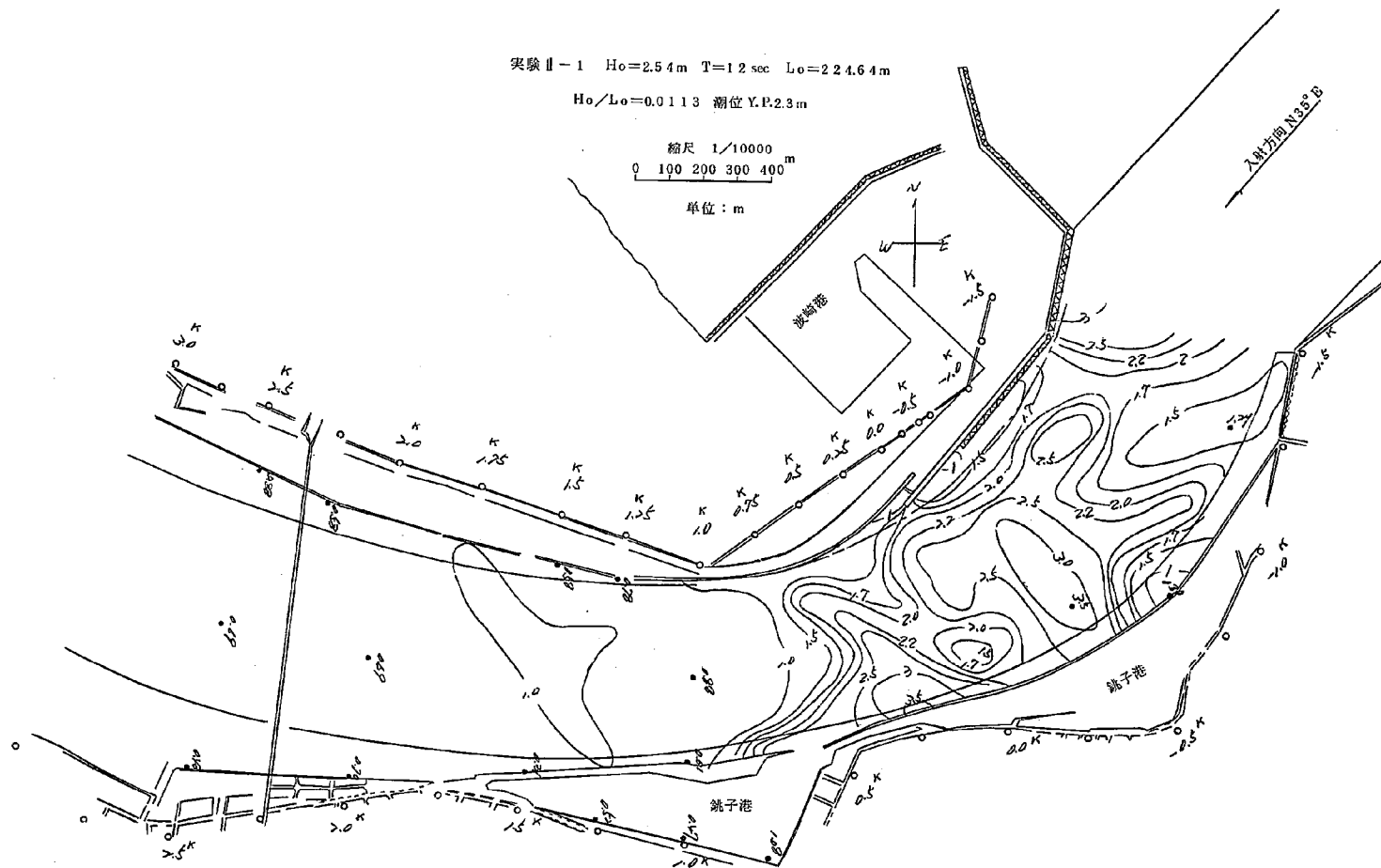


图 5-20 等波高线图

実験Ⅱ-1 $H_0=2.54\text{m}$ $T=12\text{sec}$ $L_0=224.64\text{m}$

$H_0/L_0=0.0113$ 潮位 Y.P.2.3m

縮尺 1/10000
0 100 200 300 400 m

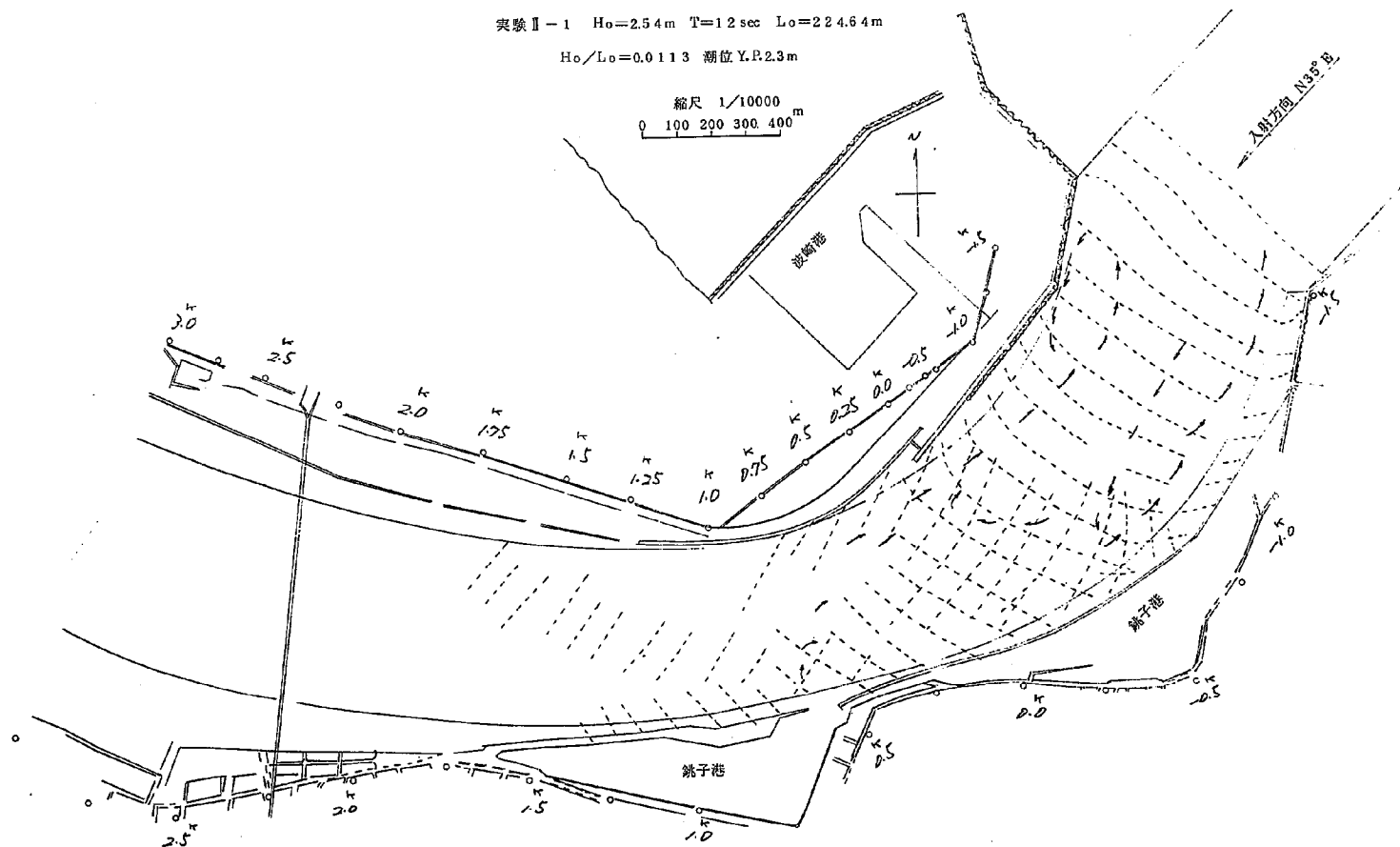


図5-21 波峯線及び流況図

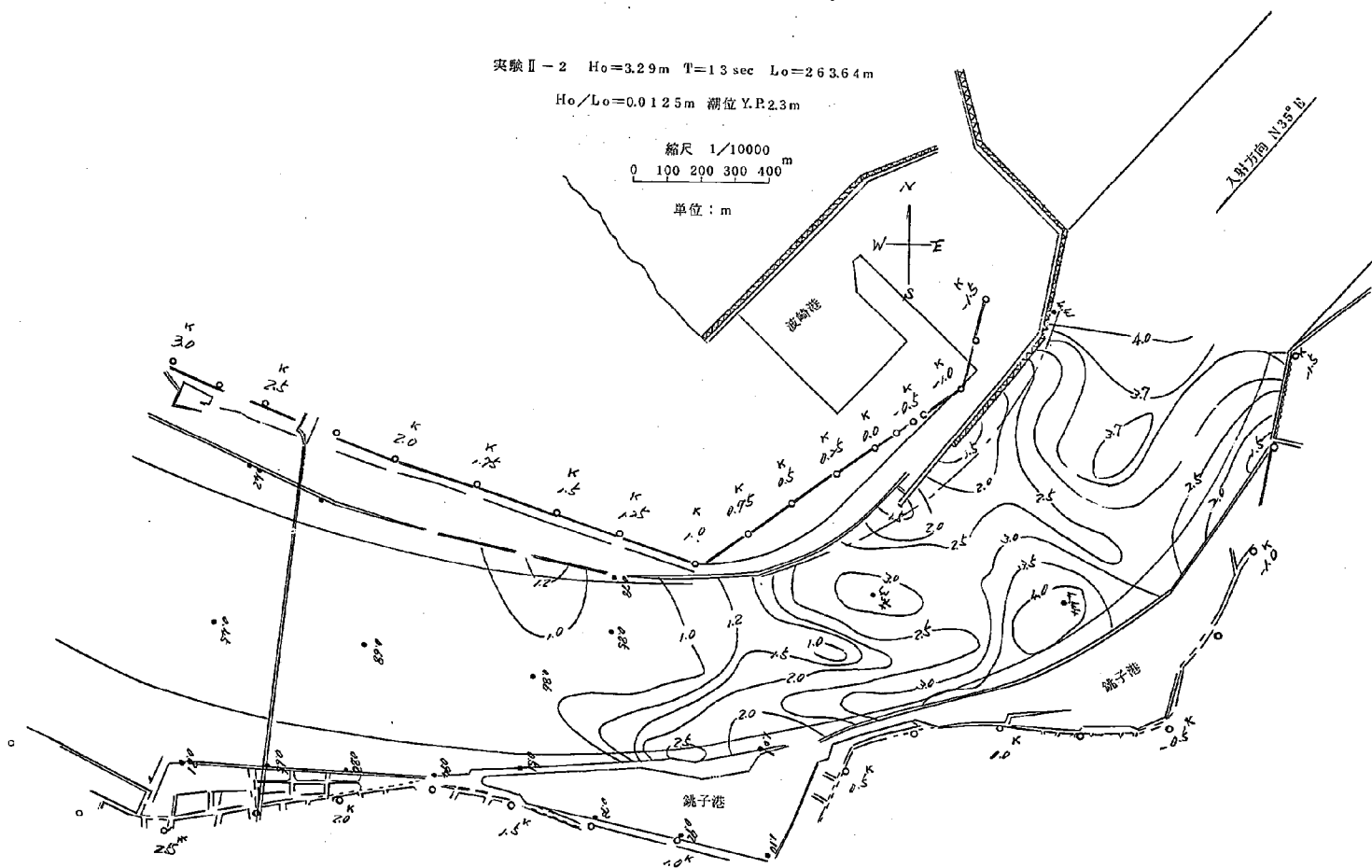


图 5-22 等波高线图

实验 II-3 $H_0=4.36\text{m}$ $T=14\text{sec}$ $L_0=305.76\text{m}$

$H_0/L_0=0.0143$ 潮位 Y.R.2.3m

縮尺 1/10000
0 100 200 300 400 m
单位: m

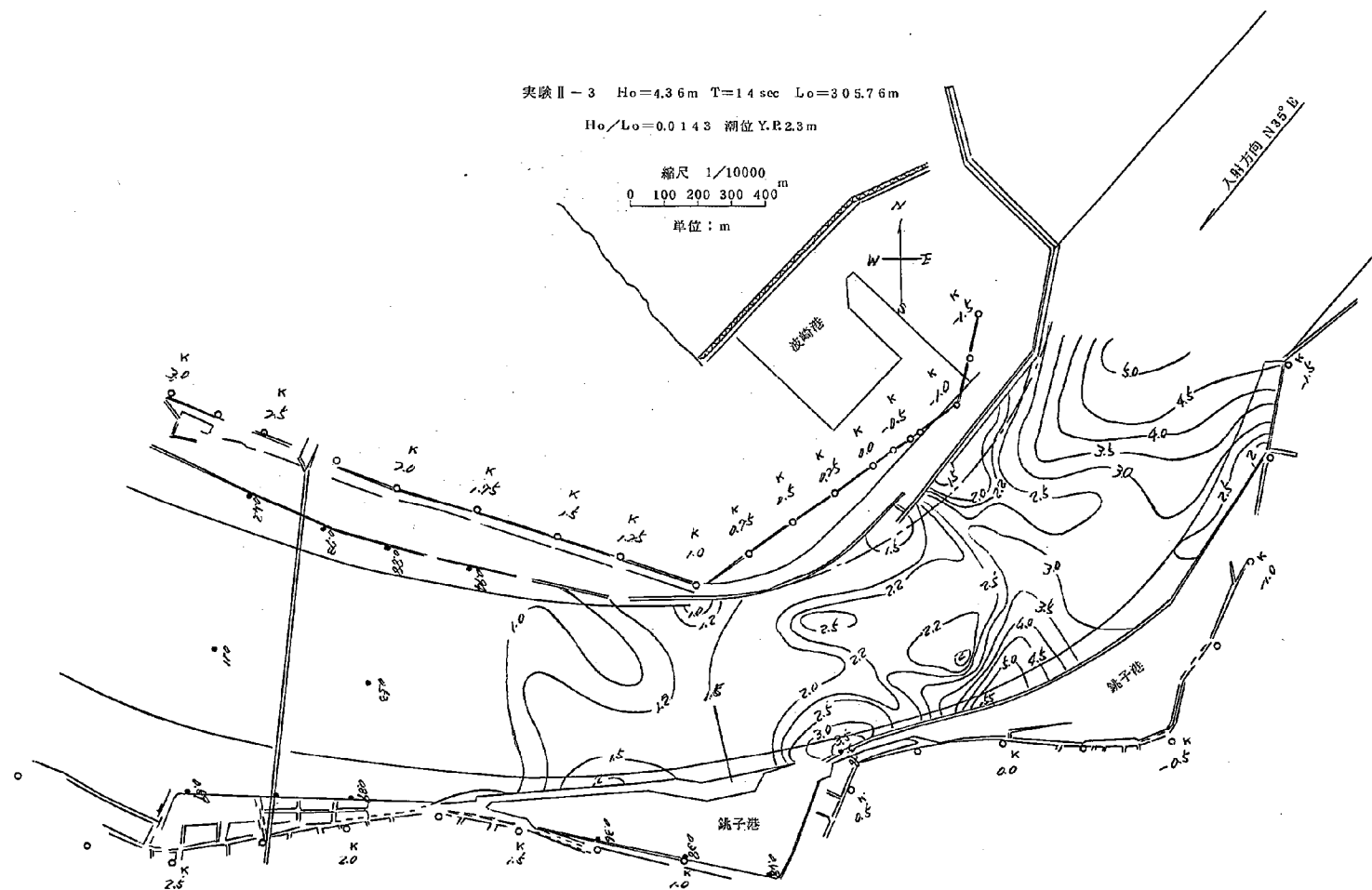


图 5-23 等波高线图

実験Ⅱ-4 $H_0=3.34\text{m}$ $T=1.3\text{sec}$ $L_0=263.64\text{m}$

$H_0/L_0=0.0130$ 潮位 Y.P.2.3m

縮尺 1/10000
0 100 200 300 400 m

単位: m

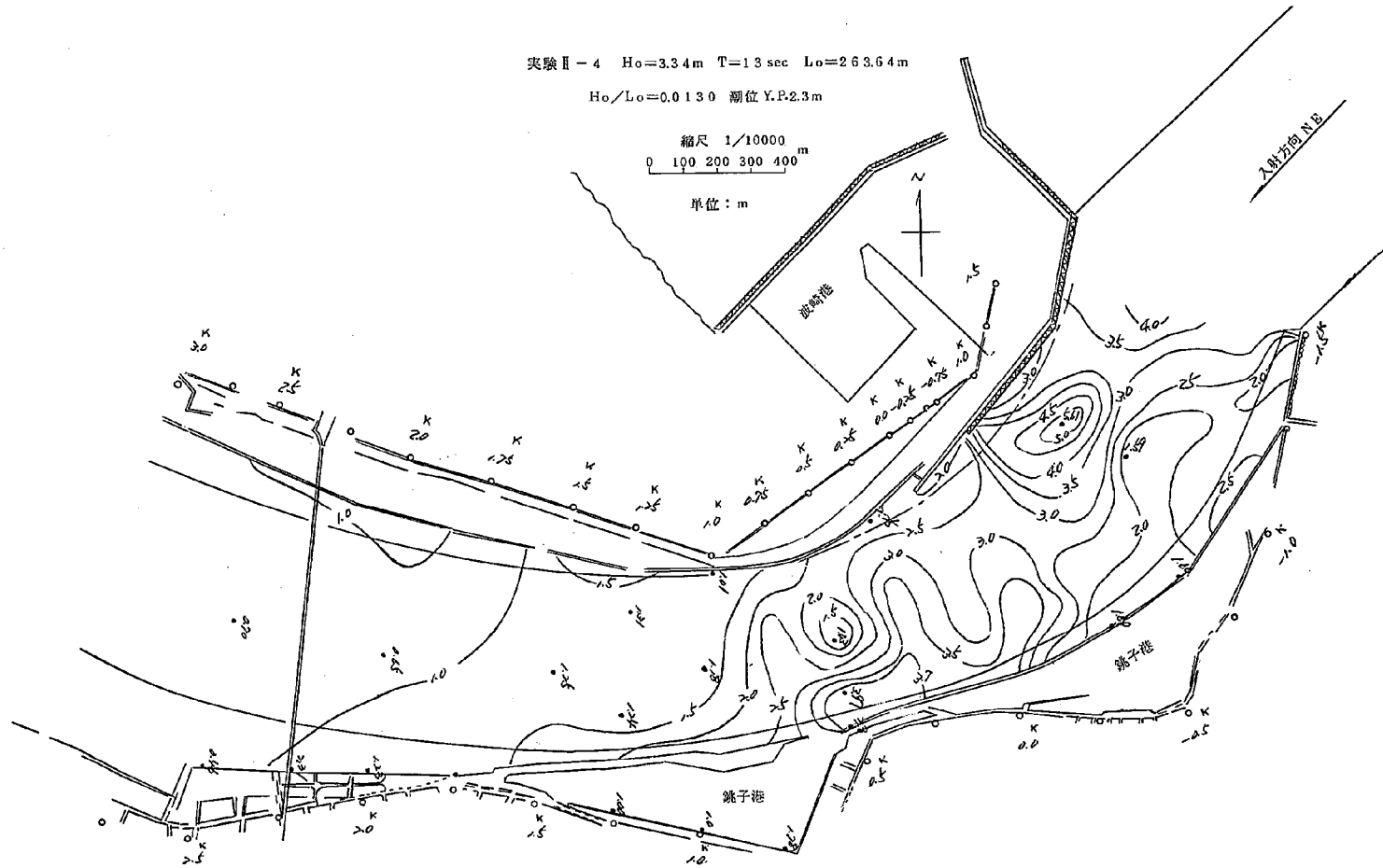


図5-24 等波高線図

実験Ⅱ-4 $H_0=3.34$ $T=13$ sec $L_0=263.64$ m

$H_0/L_0=0.0130$ 潮位 Y.R.2.3 m

縮尺 1/10000
0 100 200 300 400 m

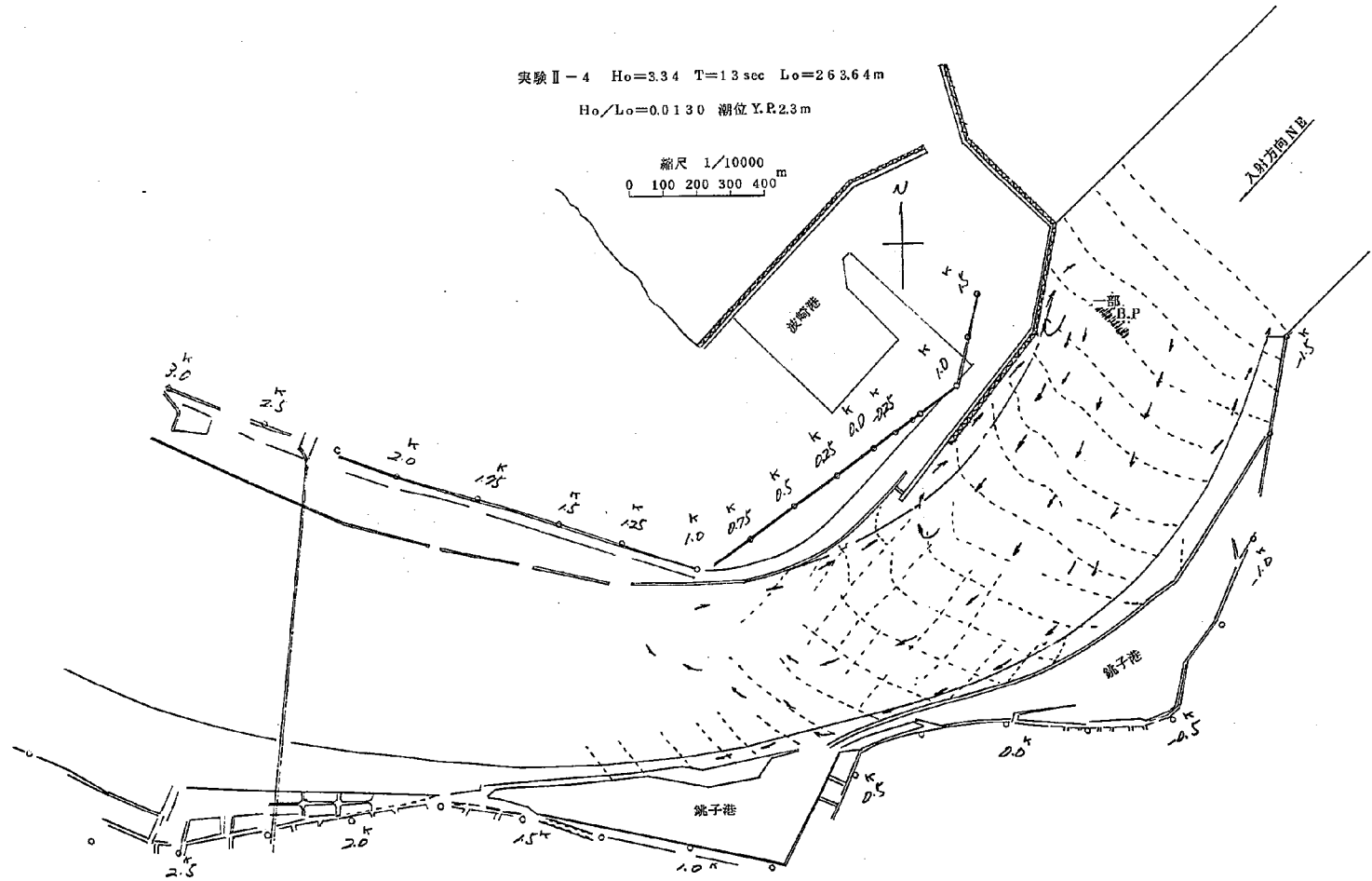


図5-25 波峯線及び流況図

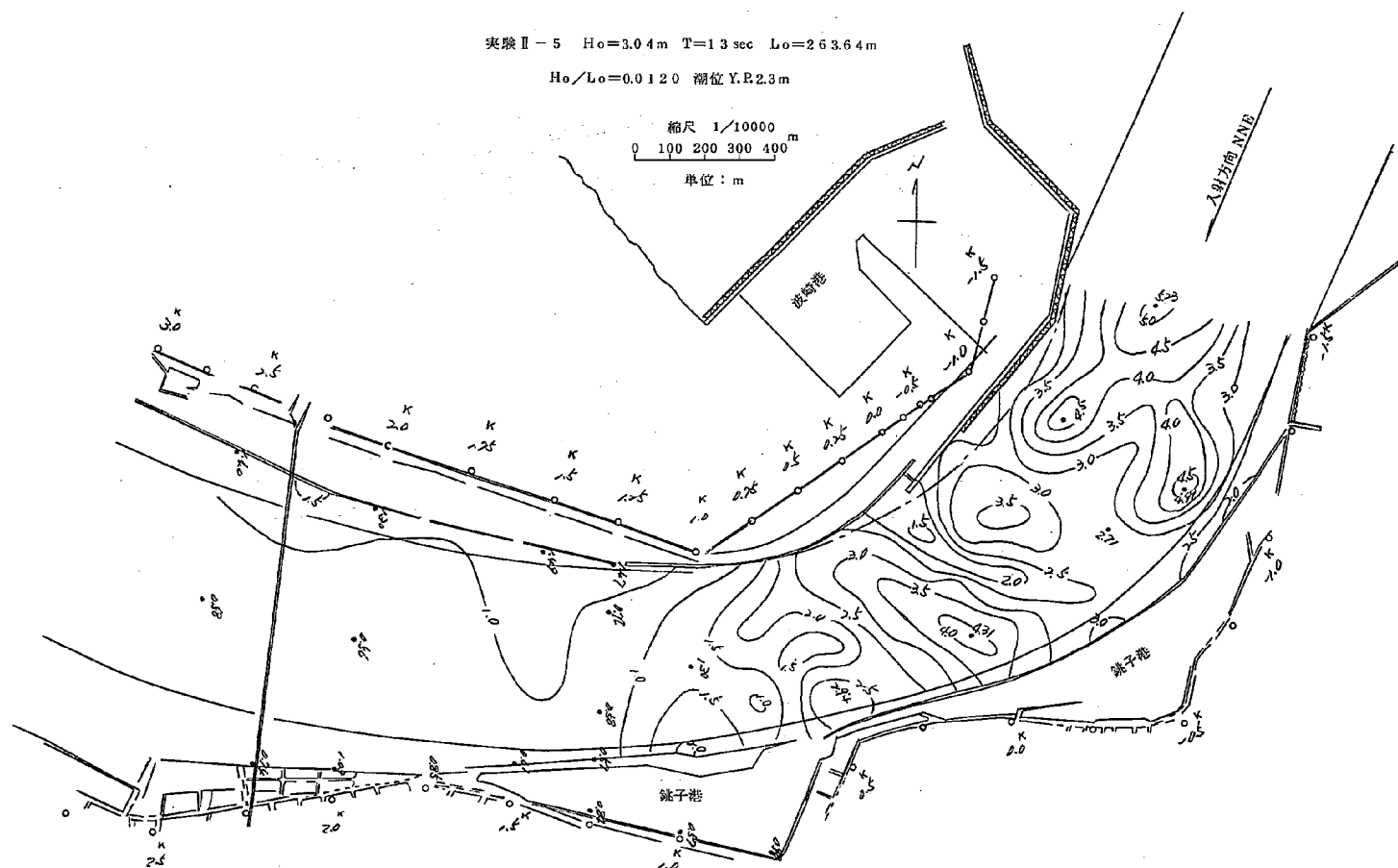


図 5-26 等波高線図

実験Ⅱ-5 $H_0=3.04\text{m}$ $T=13\text{sec}$ $L_0=263.64\text{m}$

$H_0/L_0=0.0120$ 潮位 Y.R.2.3m

縮尺 1/10000
0 100 200 300 400 m

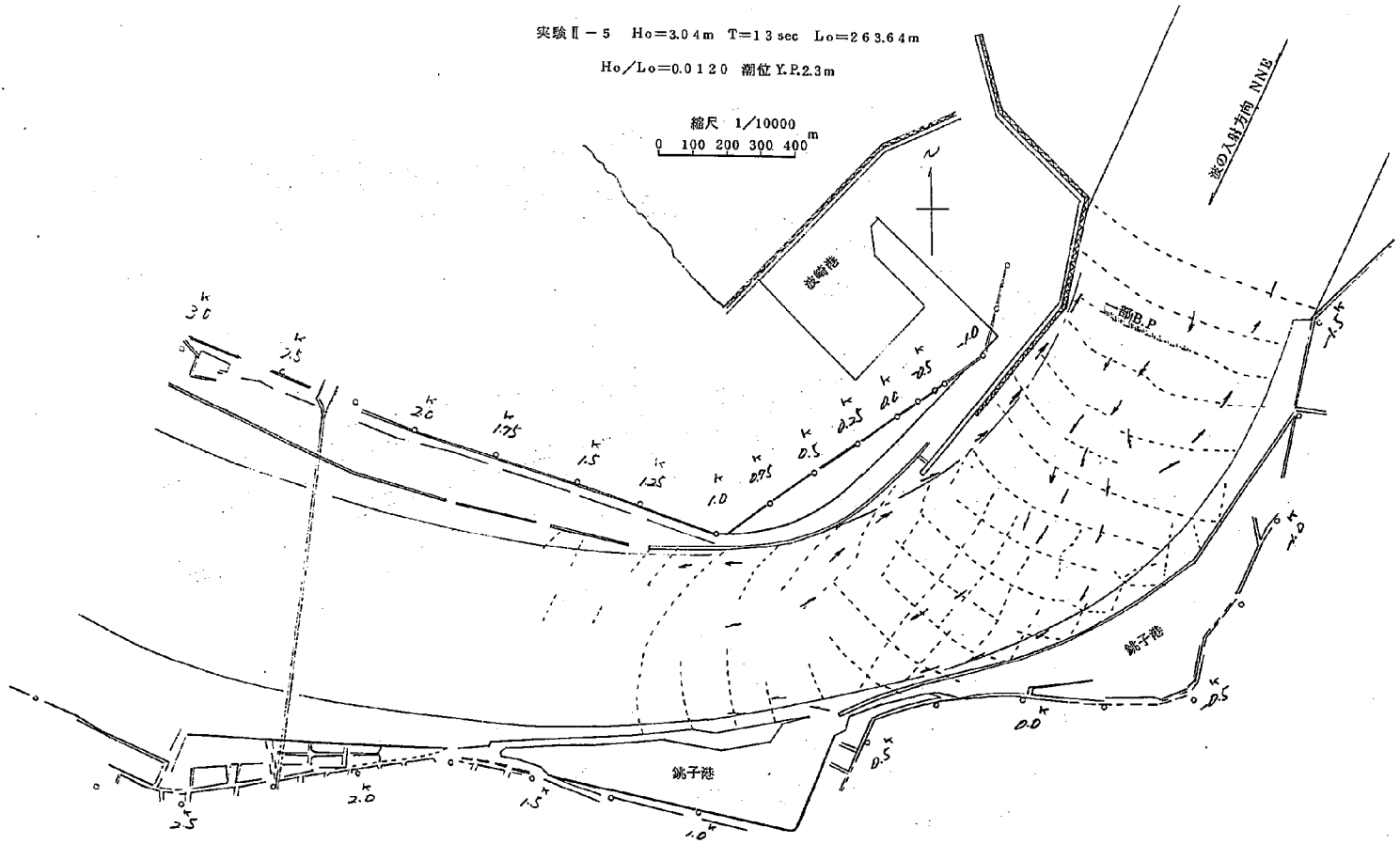


図5-27 波峯線及び流況図

実験Ⅱ-6 $H_0=3.04\text{m}$ $T=13\text{sec}$ $L_0=263.64\text{m}$

$H_0/L_0=0.0120$ 潮位 Y.P.2.3m

縮尺 1/10000
0 100 200 300 400 m

単位: m

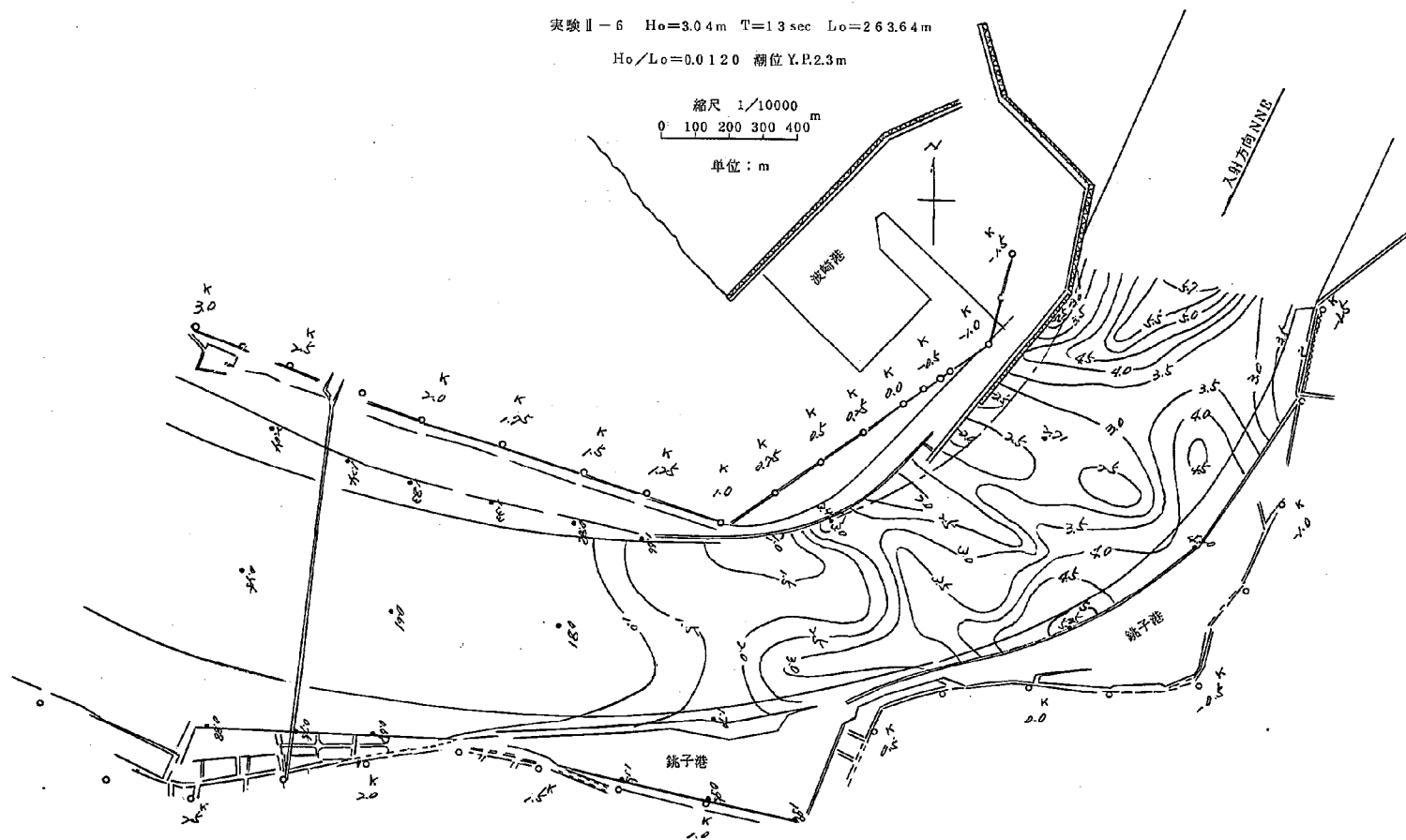


図 5-28 等波高線図

$$H_o/L_o=0.014 \quad \text{潮位 Y.P. 1.6 m}$$

入射方向 N E 完全反射の堤防高とする

縮尺 1/10000 m

单位: m

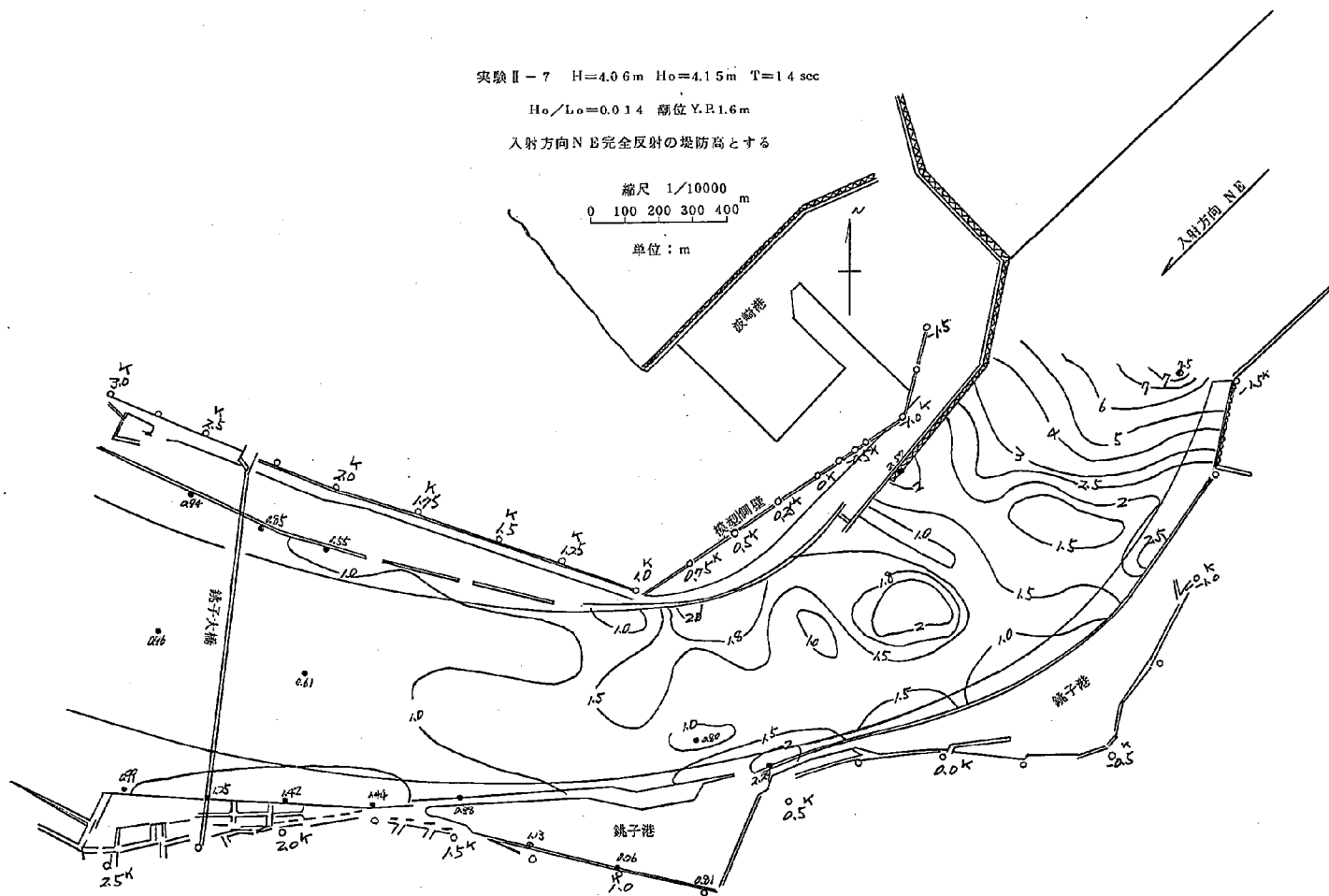


圖 5-29 等波高線圖

波の入射方向 N E 完全反射の堤防高とする

縮尺 1/10000

0 100 200 300 400 m

单位: m

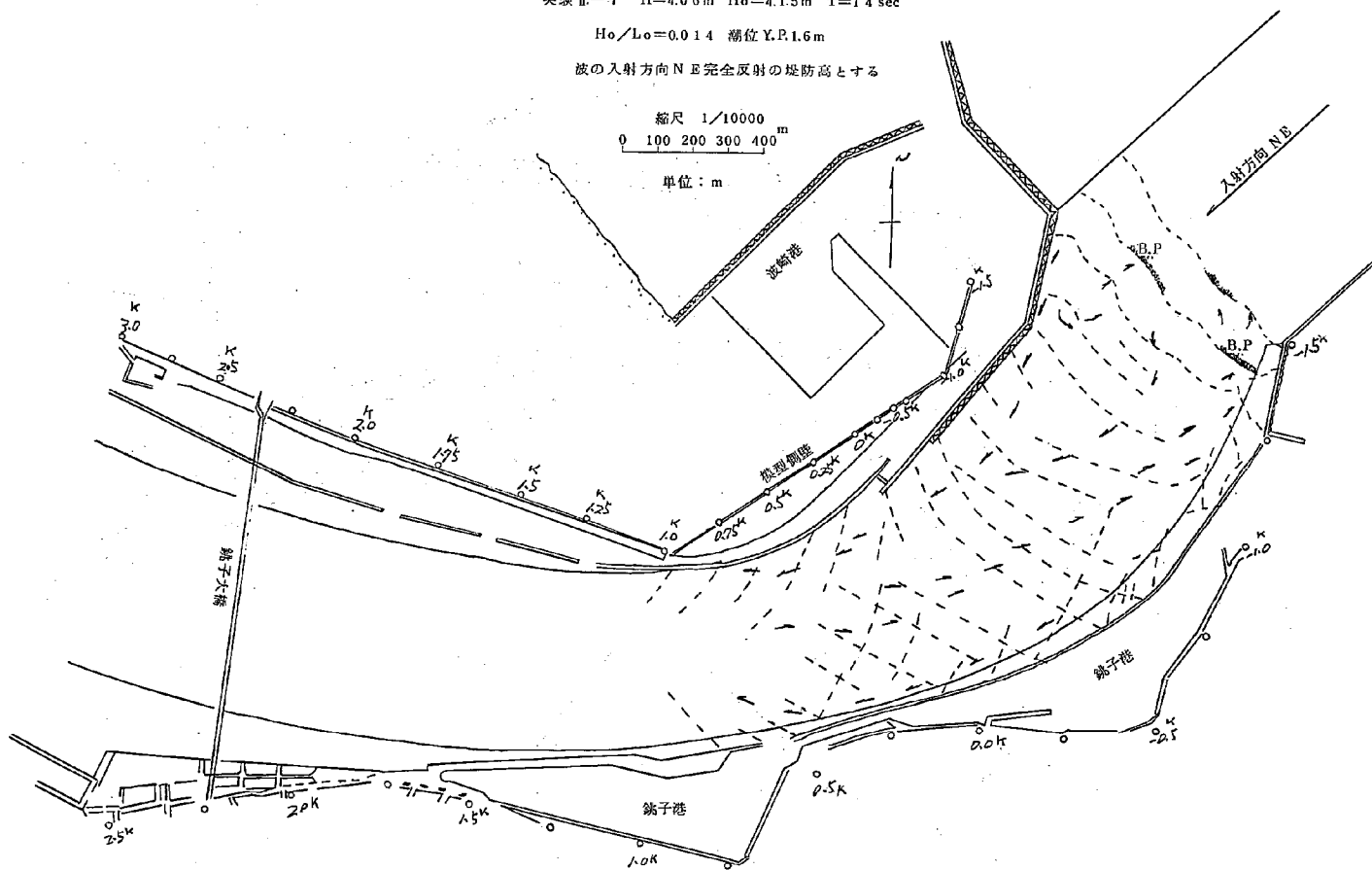


図 5-30 波峯線及び流況図

実験Ⅱ-8 $H=3.97\text{m}$ $H_0=4.04\text{m}$ $T=14\text{sec}$

$H_0/L_0=0.013$ 潮位 Y.R.1.6m

入射方向 NNE 完全反射の堤防高とする

縮尺 1/10000

0 100 200 300 400 m

単位: m

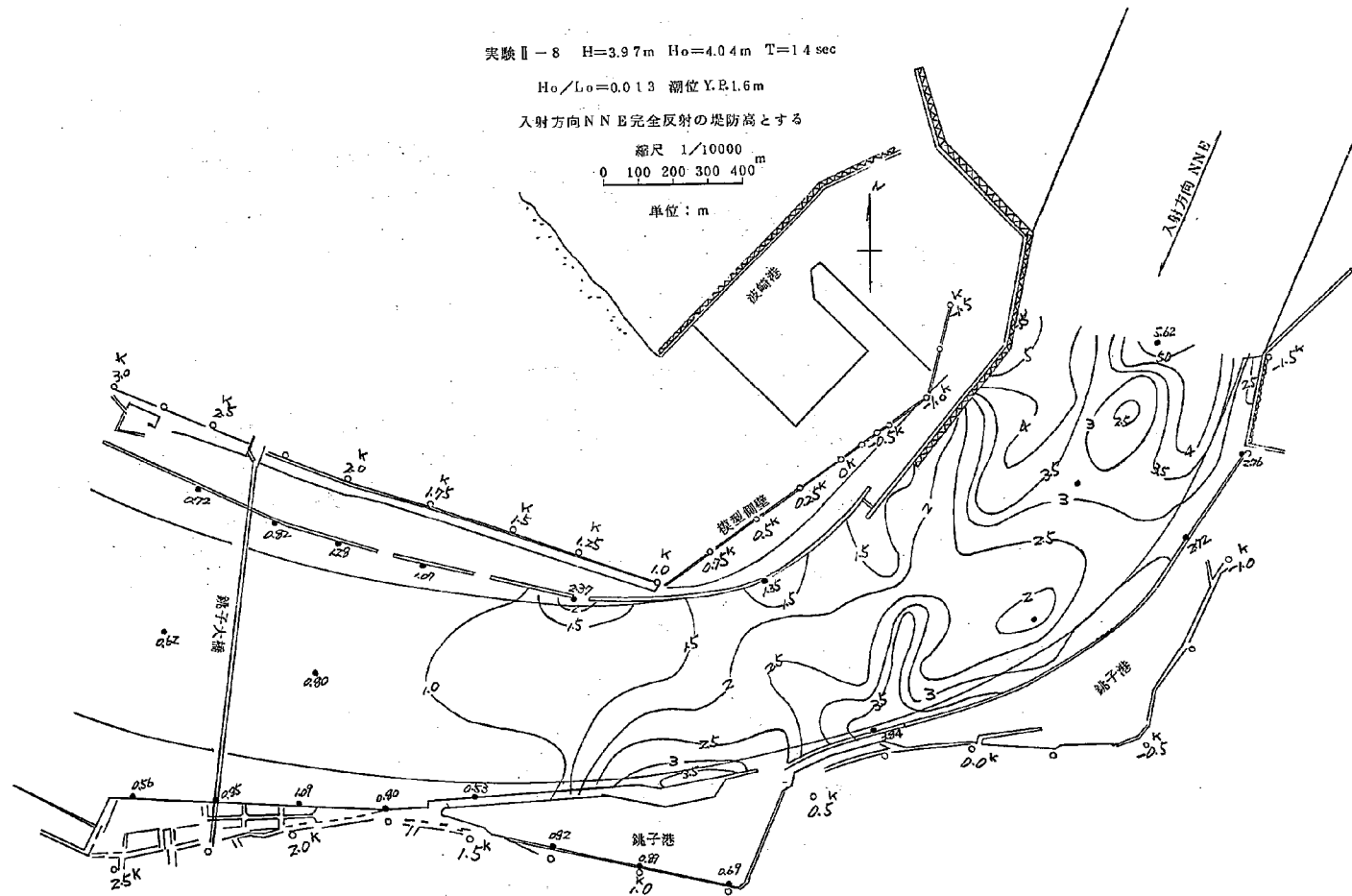


図 5-31 等波高線図

実験Ⅱ-8 $H=3.97\text{m}$ $H_0=4.04\text{m}$ $T=14\text{sec}$

$H_0/L_0=0.013$ 潮位 $\gamma.P.1.6\text{m}$

波の入射方向 NNE 完全反射の堤防高とする

縮尺 $1/10000$

0 100 200 300 400 m

単位: m

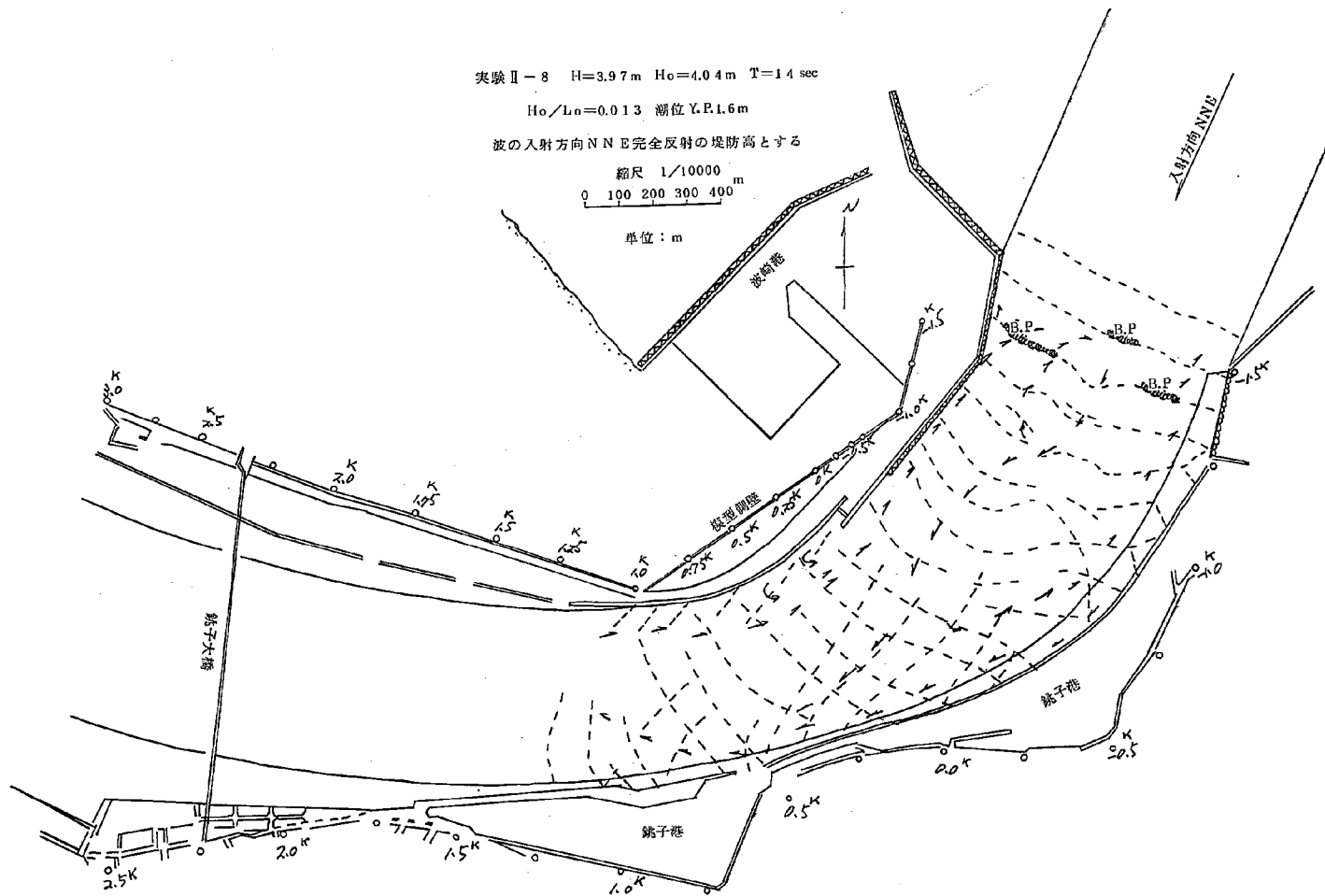


図5-32 波峯線及び流況図

实验 II - 9 $H=3.84\text{ m}$ $H_0=3.91\text{ m}$ $T=1.4\text{ sec}$

$$H_o/L_o=0.013 \quad \text{潮位 Y.P. 1.6 m}$$

入射方向 N N E 計画堤防高とする

縮尺 1/10000 四

A horizontal scale bar with markings at 0, 100, 200, 300, and 400 meters.

单位：m

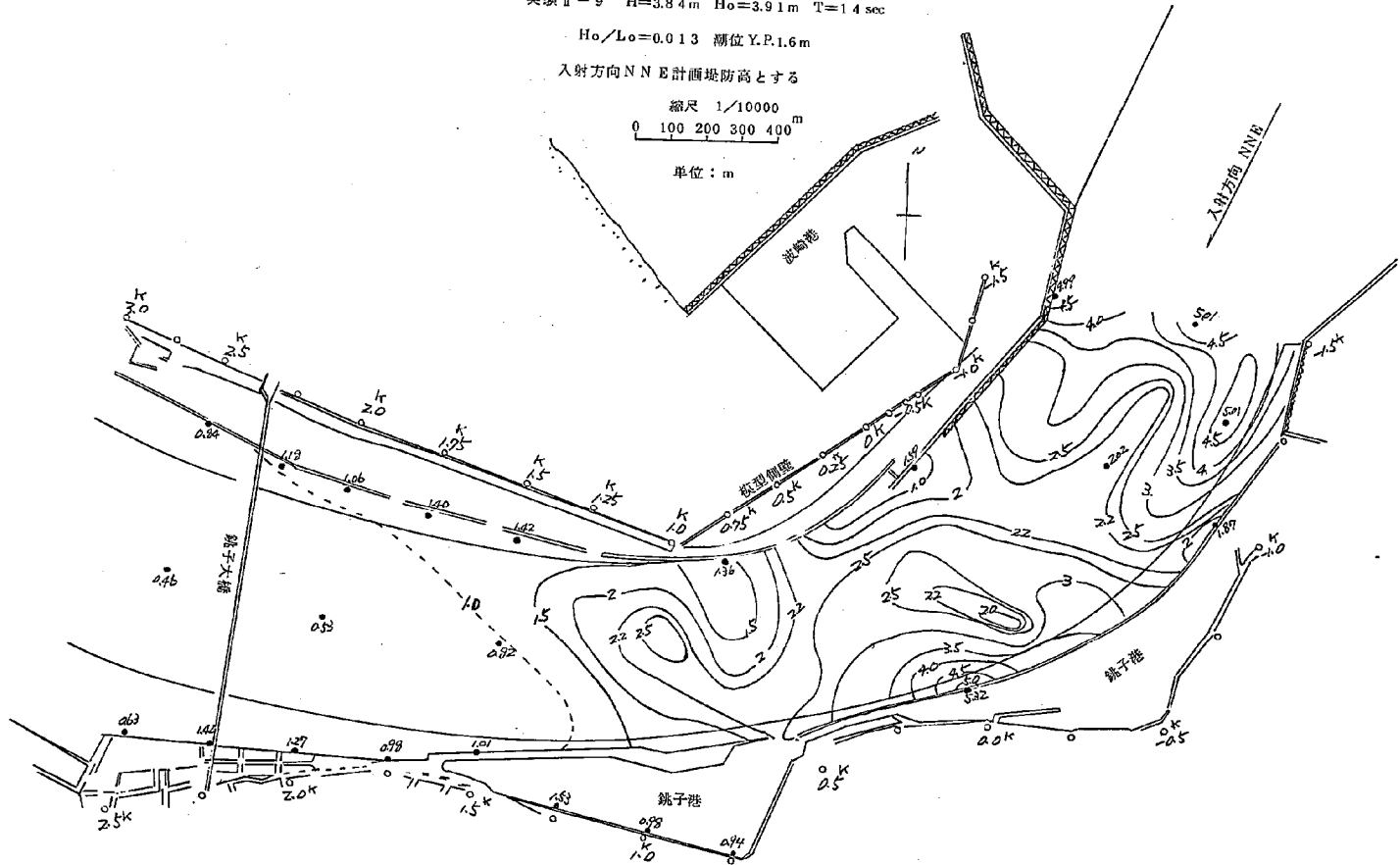


図 5-33 等波高線図

実験Ⅱ-9 $H=3.84\text{m}$ $H_0=3.91\text{m}$ $T=14\text{sec}$

$H_0/L_0=0.013$ 潮位 Y.R.1.6m

入射方向 NNE 計面堤防高とする

縮尺 1/10000
0 100 200 300 400 m

単位: m

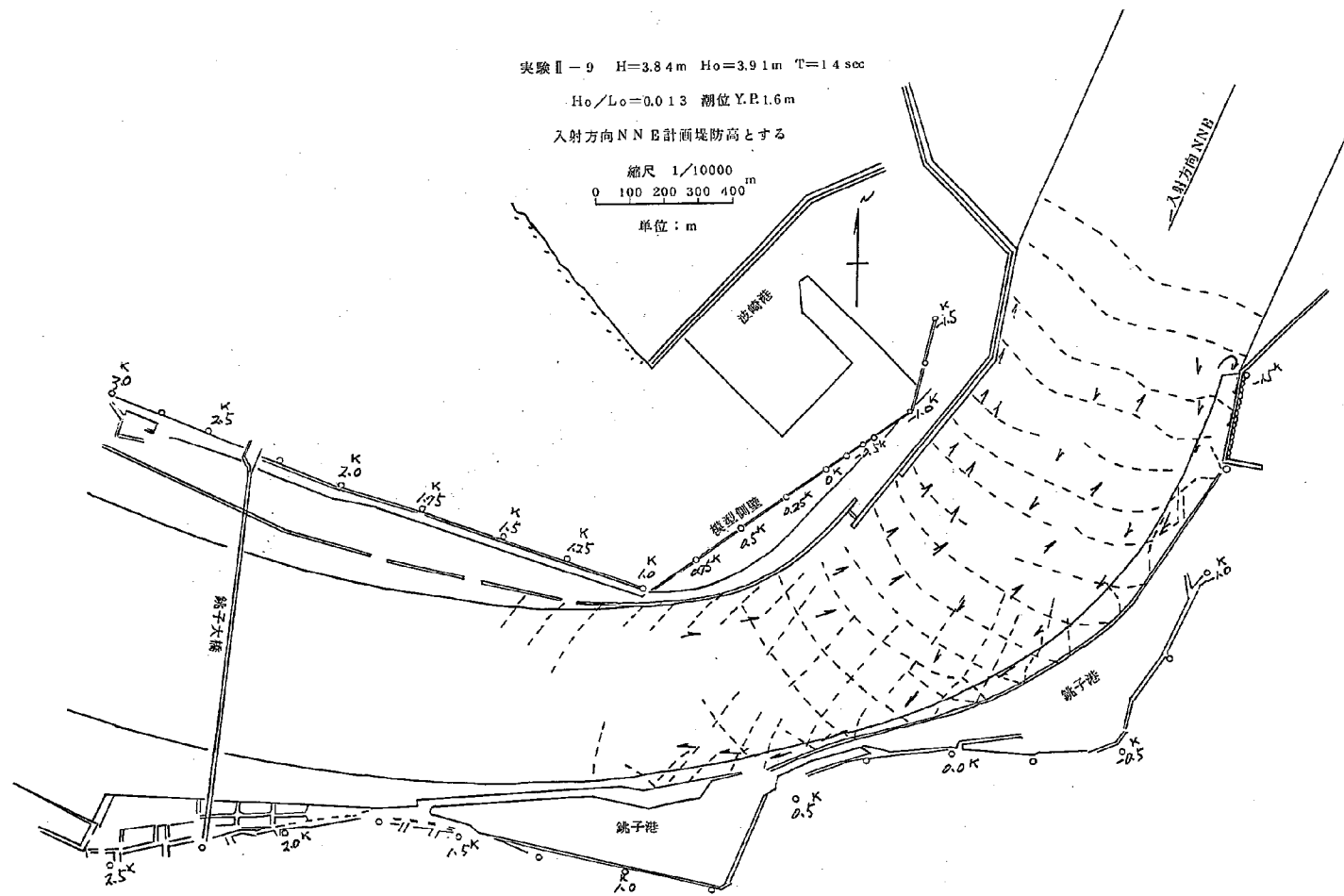


図5-34 波峯線及び流況図

実験Ⅱ-10 $H=3.84\text{m}$ $H_0=3.91\text{m}$ $T=1.4\text{sec}$

$H_0/L_0=0.013$ 潮位 Y.P.2.3m

入射方向NNB計画堤防高とする

縮尺 1/10000
0 100 200 300 400 m

単位: m

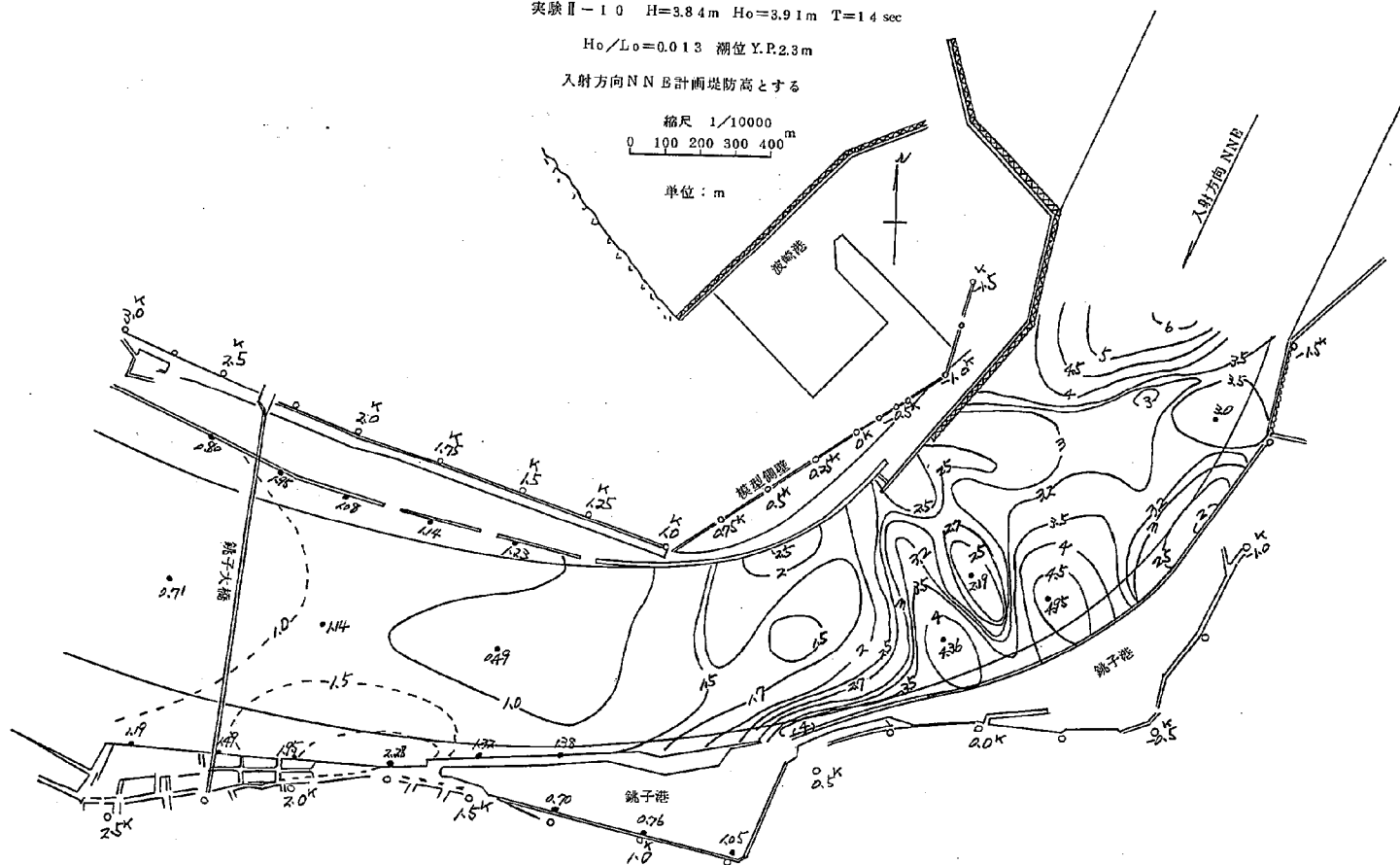


図5-35 等波高線図

実験Ⅱ-10 $H=3.84\text{m}$ $H_0=3.91\text{m}$ $T=14\text{sec}$

$H_0/L_0=0.0130$ 潮位 Y.R.2.3m

入射方向 NNE 計画堤防高とする

縮尺 1/10000
0 100 200 300 400 m

単位: m

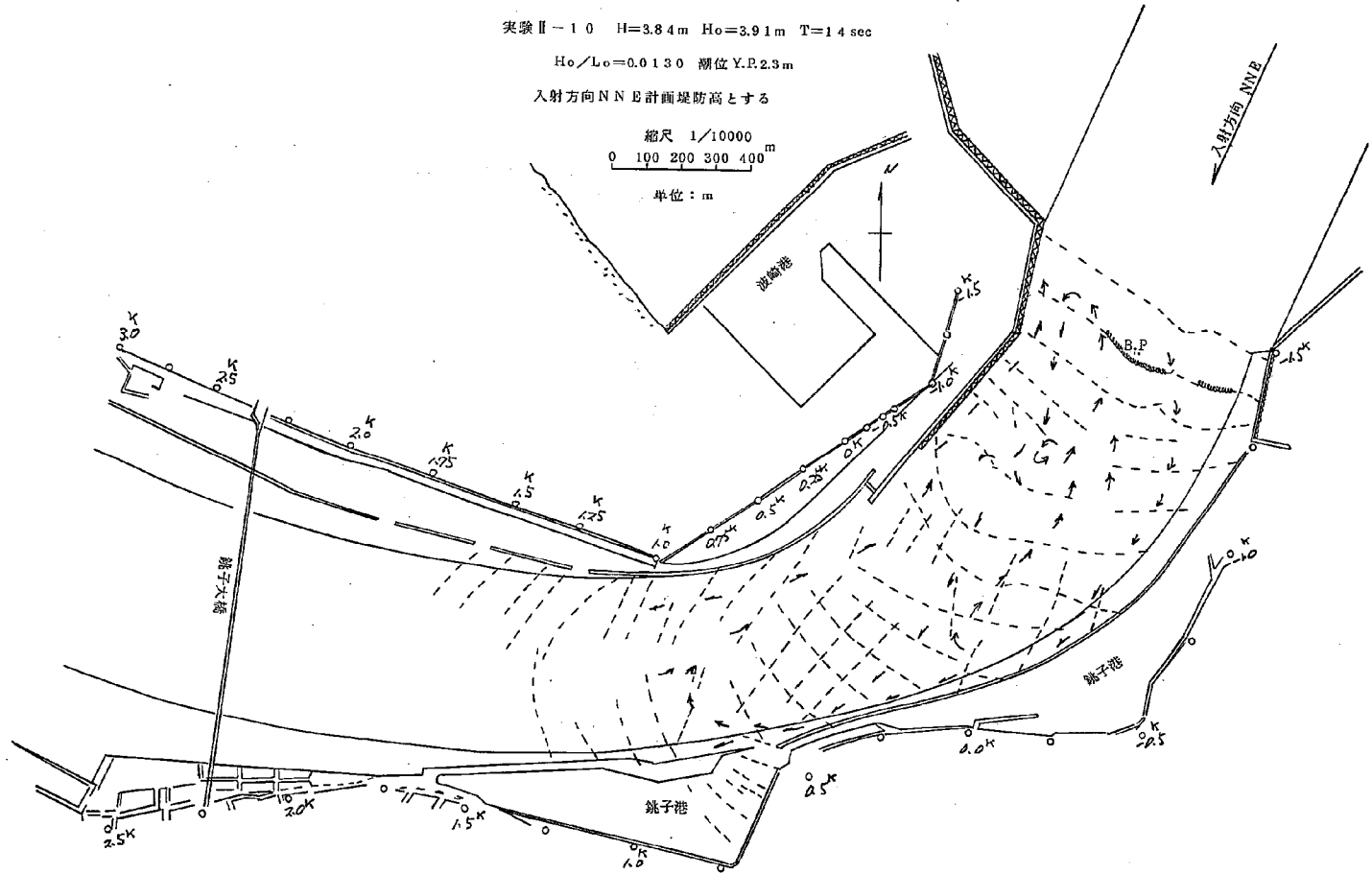


図 5-36 波峯線及び流況図

実験Ⅱ-11 $H=3.85m$ $H_0=3.91m$ $T=14sec$

$H_0/L_0=0.013$ 潮位 Y.R.1.6m

入射方向 NE 計画堤防高とする

縮尺 1/10000
0 100 200 300 400 m
単位: m

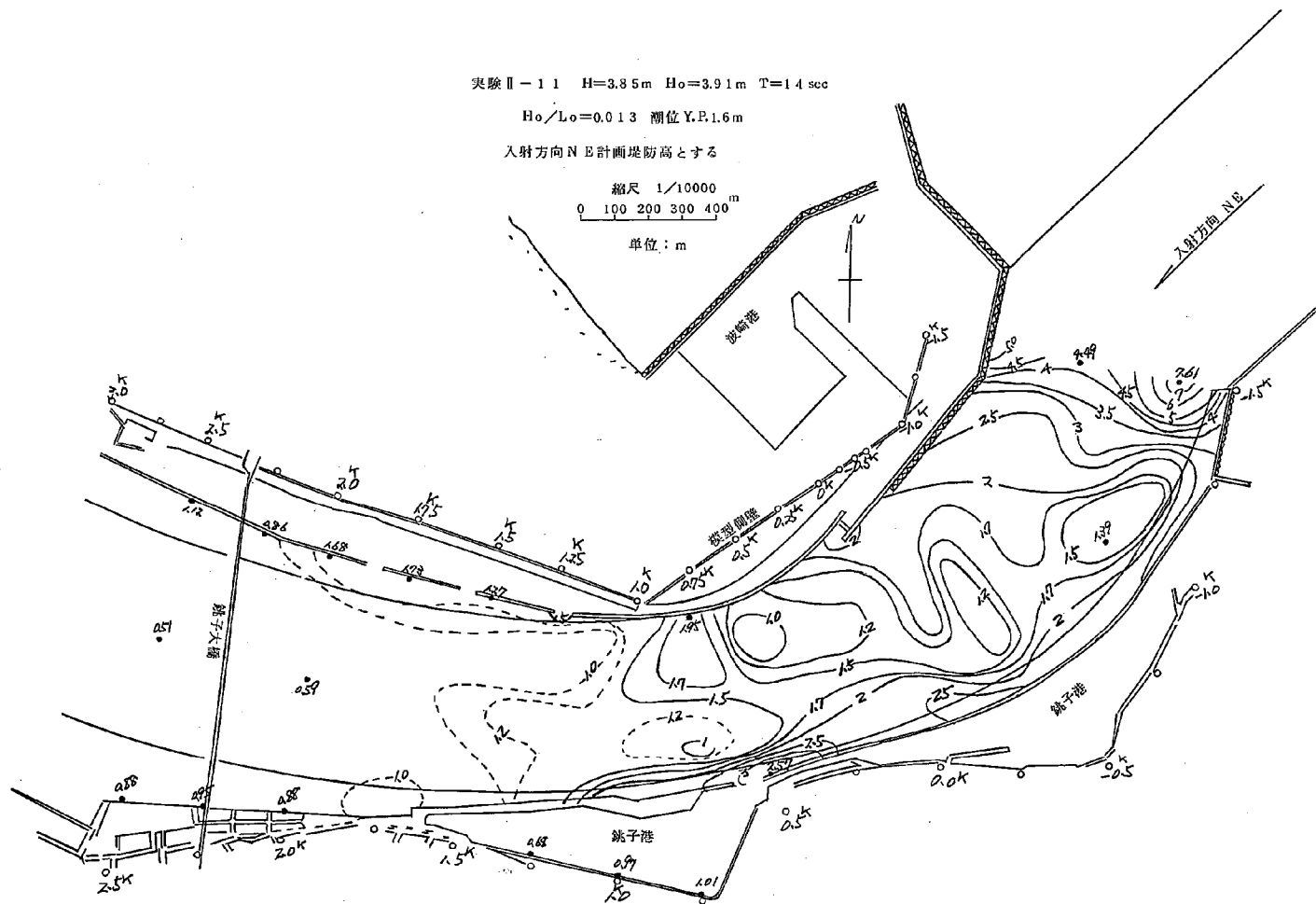


図5-37 等波高線図

実験Ⅱ-11 $H=3.85\text{m}$ $H_0=3.91\text{m}$ $T=1.4\text{sec}$

$H_0/L_0=0.013$ 潮位 Y.P. 1.6m

入射方向 N E 計画堤防高とする

縮尺 1/10000
0 100 200 300 400 m

単位: m

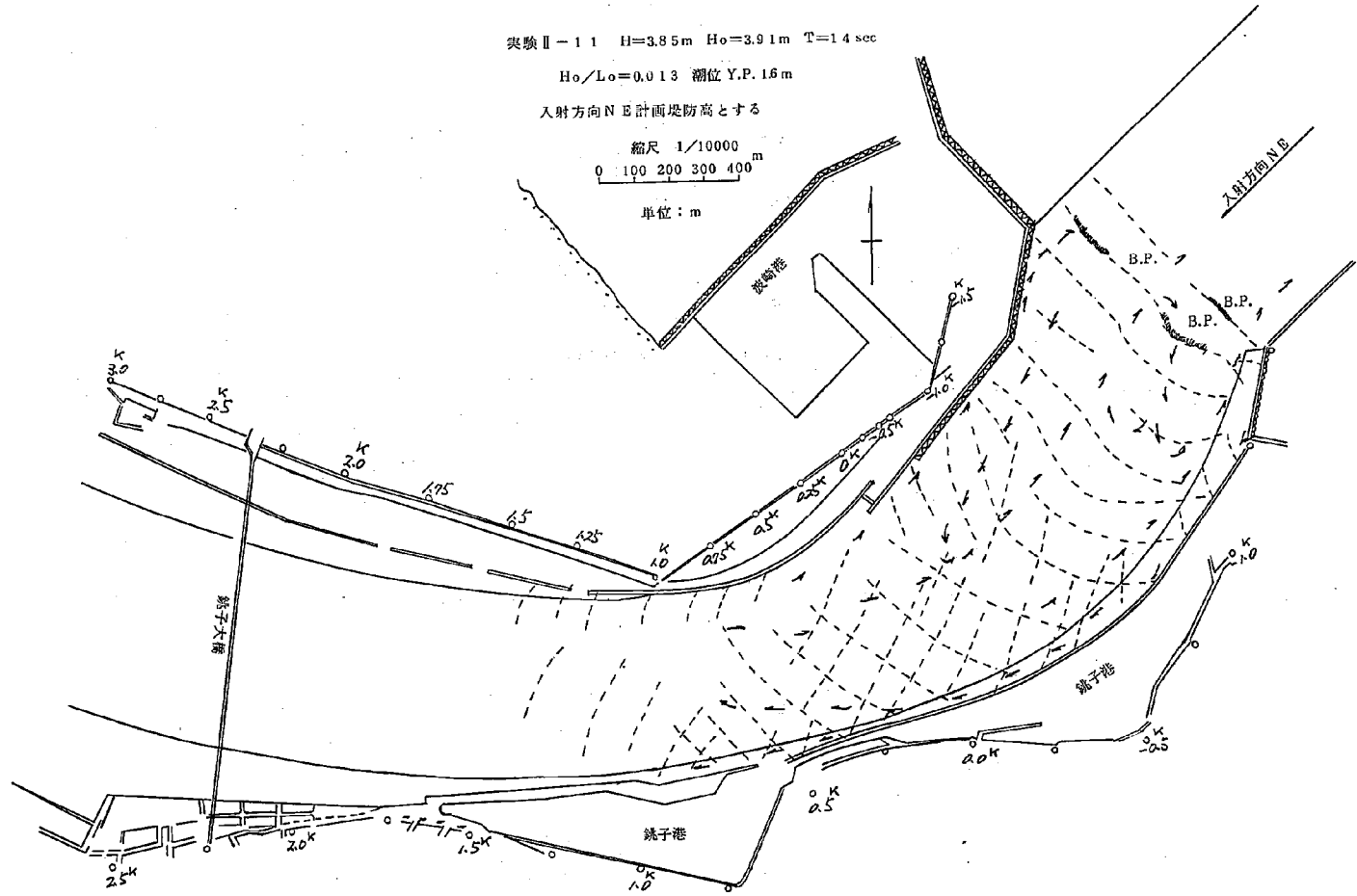


図 5-38 波峯線及び流況図

実験Ⅱ-12 $H=3.88\text{m}$ $H_0=3.95\text{m}$ $T=1.4\text{sec}$

$H_0/L_0=0.013$ 潮位 Y.P.1.6m

入射方向 N E 消波工設置

縮尺 1/10000
0 100 200 300 400 m

単位：m

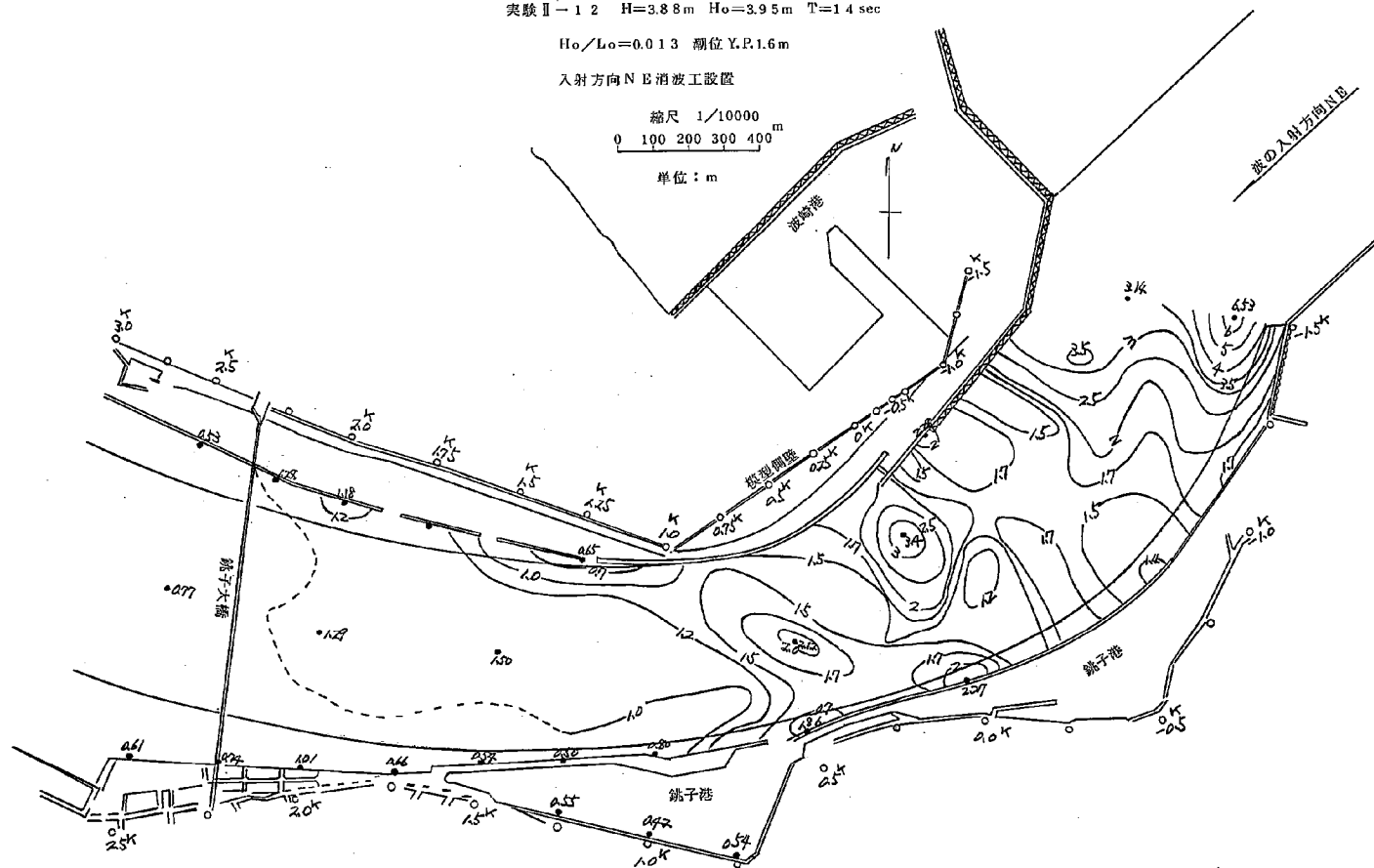


図5-39 等波高線図

実験Ⅱ-12 $H=3.88\text{m}$ $H_0=3.95\text{m}$ $T=14\text{sec}$

$H_0/L_0=0.013$ 潮位 $\nabla P.1.60\text{m}$

入射方向 N 右岸に消波工設置

縮尺 1/10000
0 100 200 300 400 m
単位: m

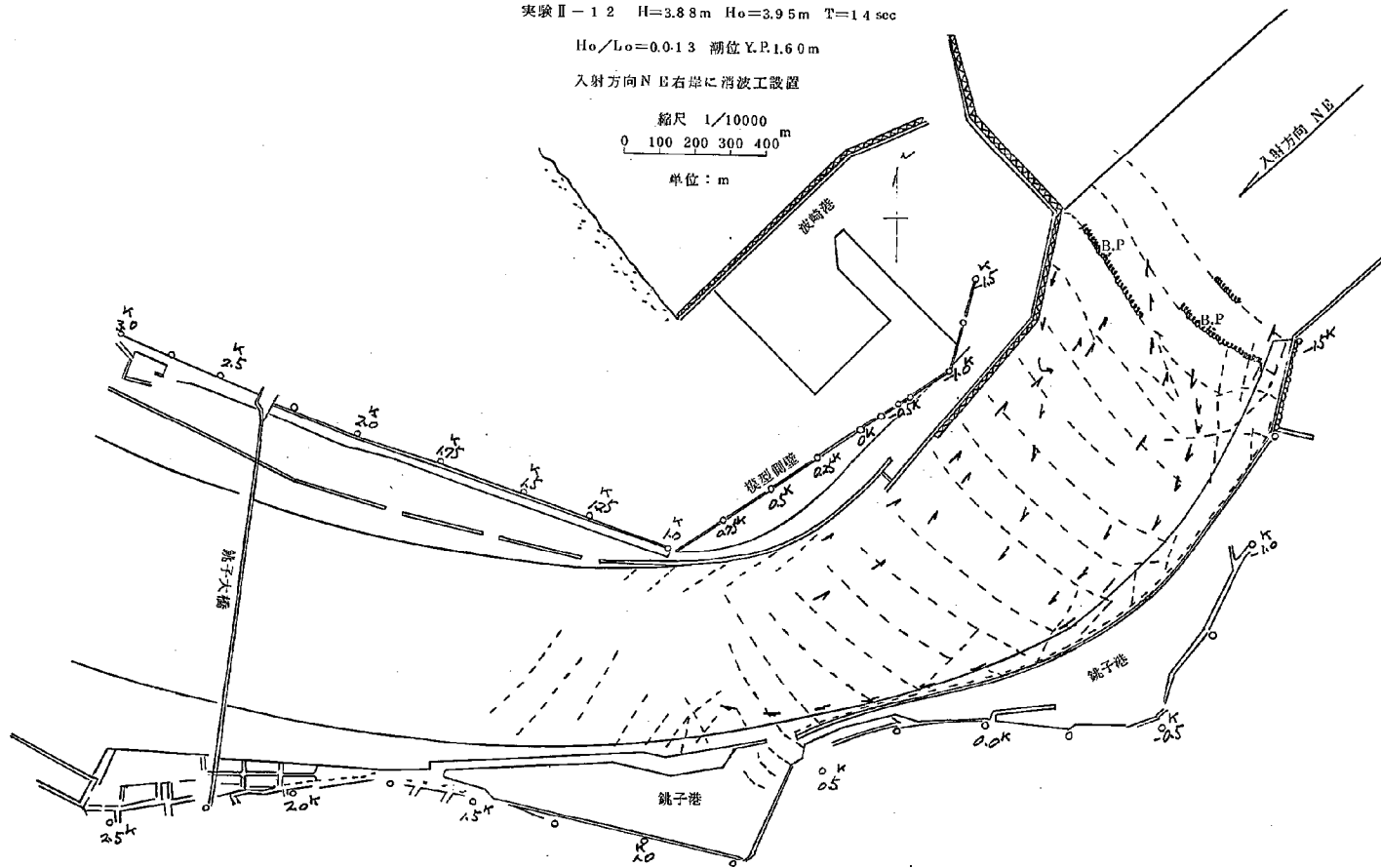


図5-40 波峯線及び流況図

縮尺 1/10000

0 100 200 300 400 m

單位：m

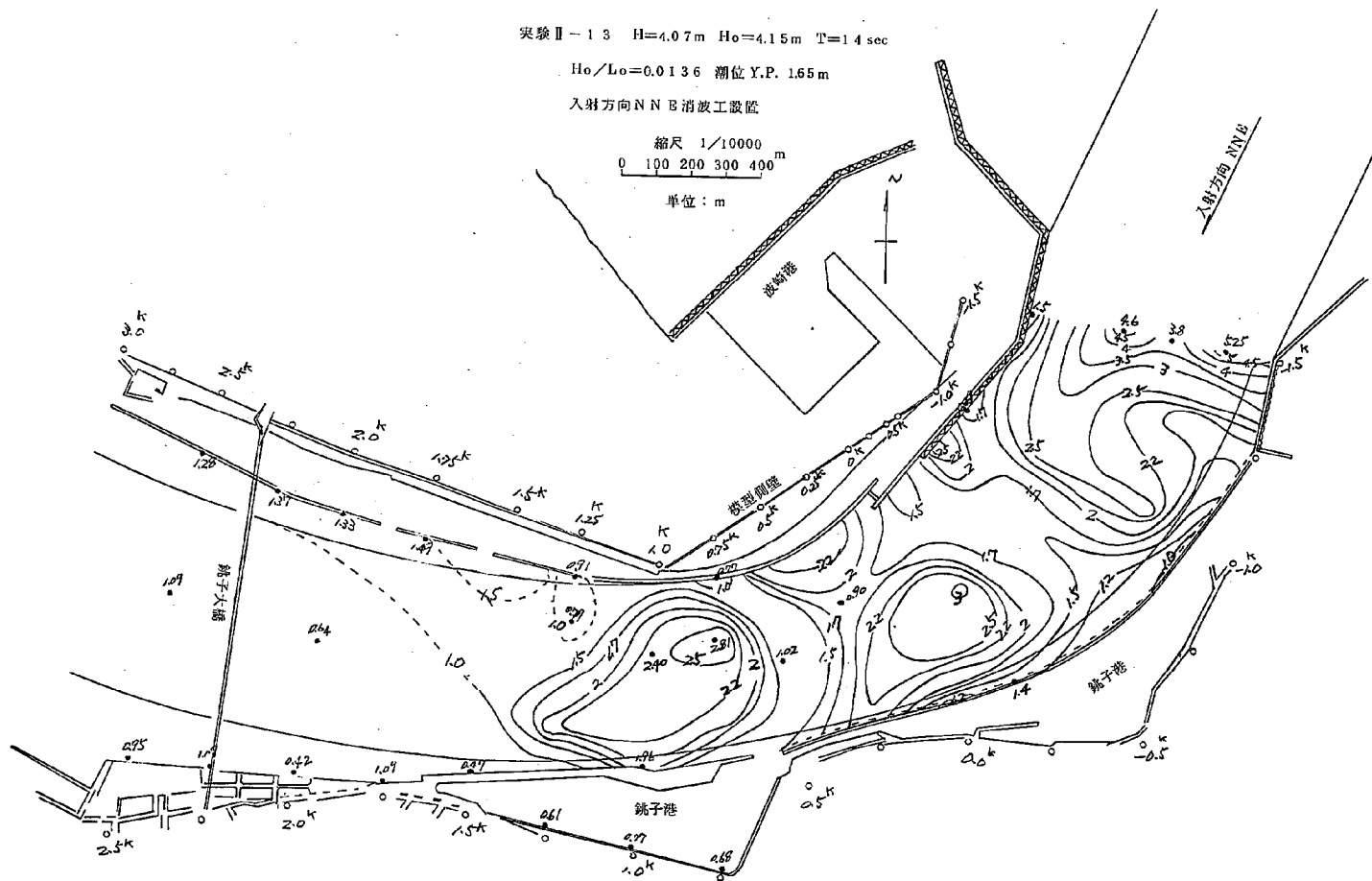


圖 5-41 等波高線圖

实验 II-14 $H=3.93m$ $H_0=4.00m$ $T=14sec$

$H_0/L_0=0.0130$ 潮位 Y.R.2.30m

入射方向 NNE 消波工設置

縮尺 1/10000
0 100 200 300 400 m

单位: m

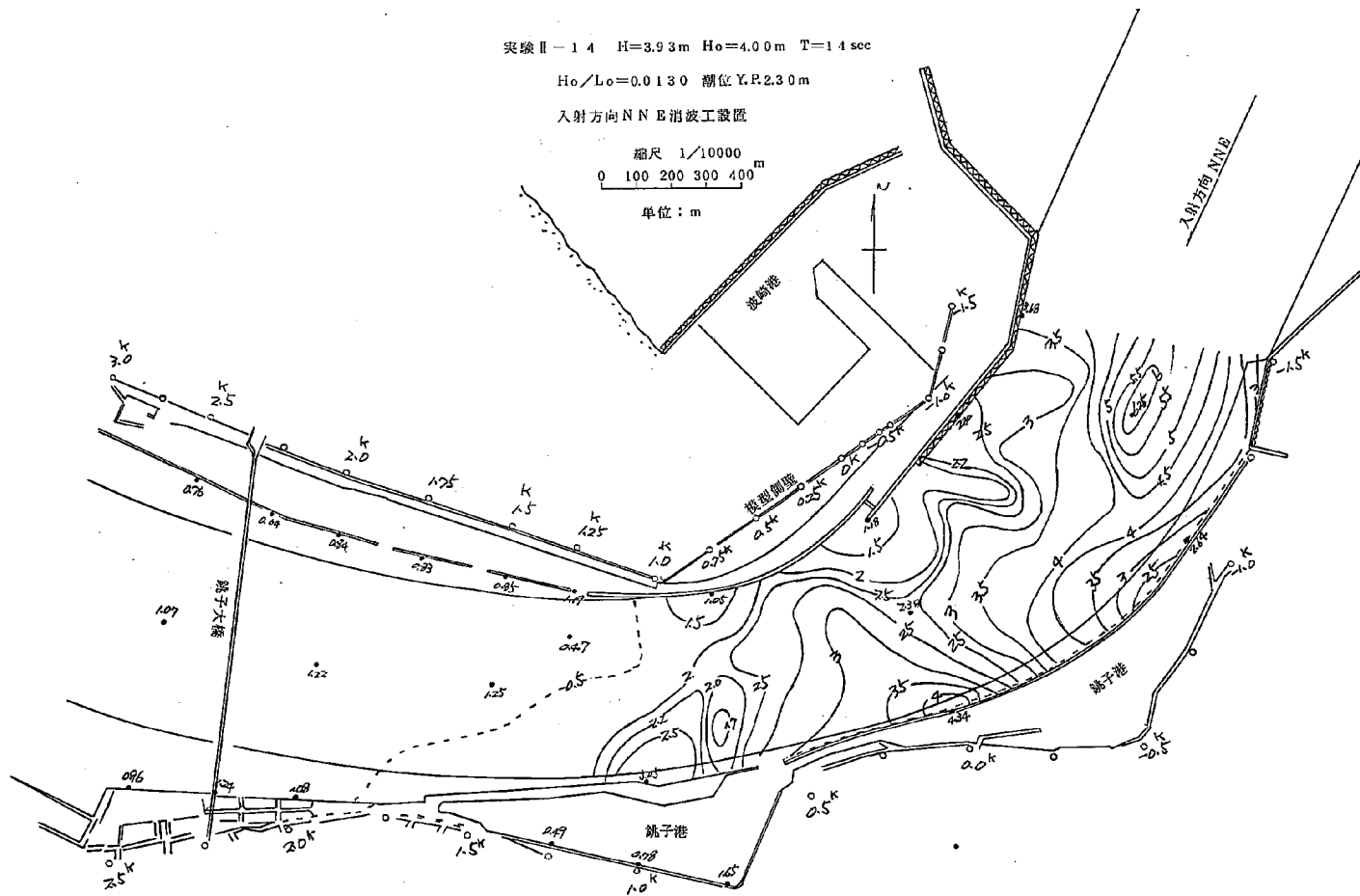


图 5-43 等波高线图

実験Ⅱ-14 $H=3.93\text{m}$ $H_0=4.00\text{m}$ $T=14\text{sec}$

$H_0/L_0=0.013$ 潮位 Y.P.2.47m

入射方向 NNE 消波工設置

縮尺 1/10000
0 100 200 300 400 m

単位: m

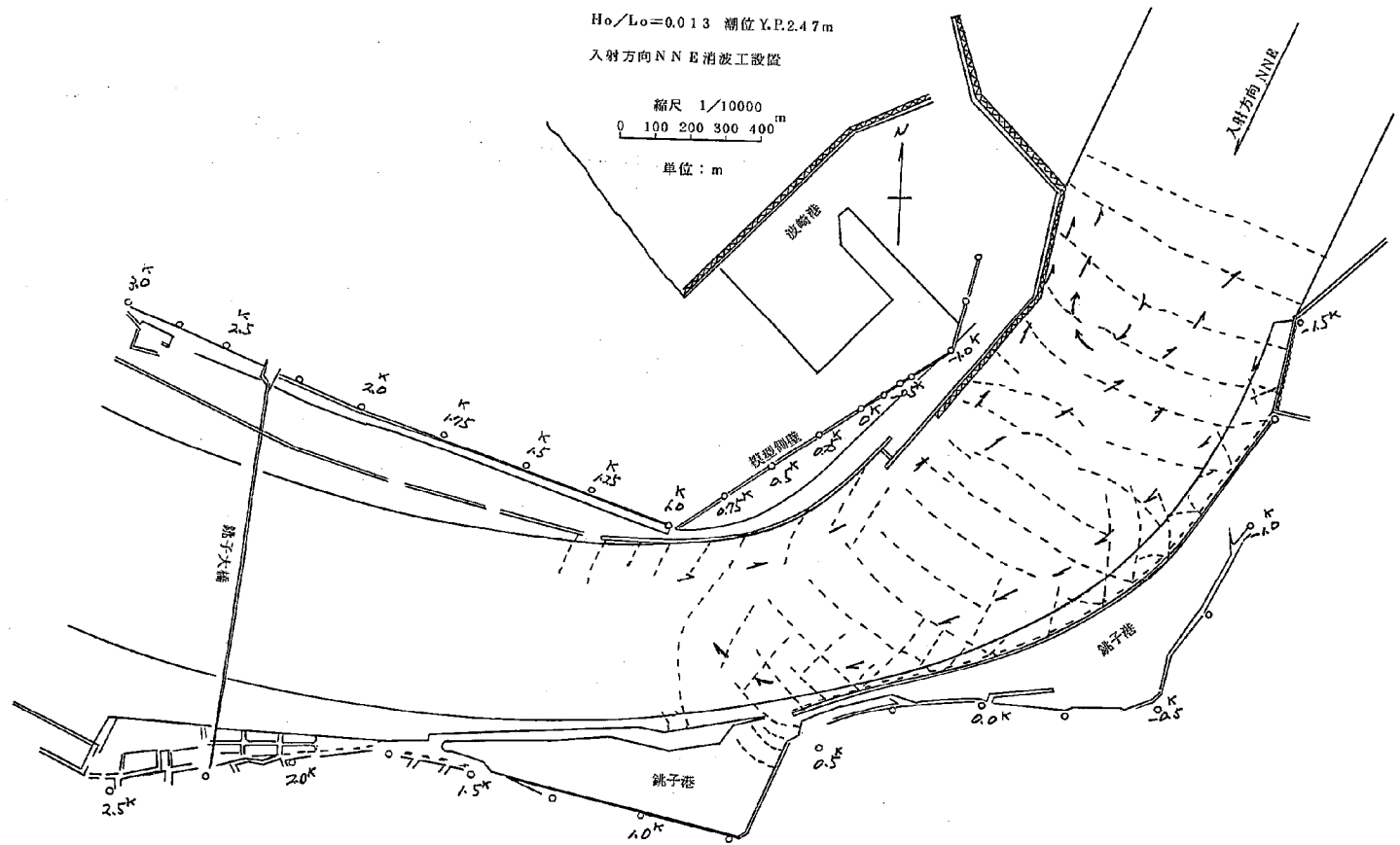


図5-44 波峯線及び流況図

$$H_o/L_o = 0.0194 \quad \text{潮位 Y.P. 1.60 m}$$

入射方向 N N E 消波工設置

縮尺 1/10000
0 100 200 300 400 m
單位：m

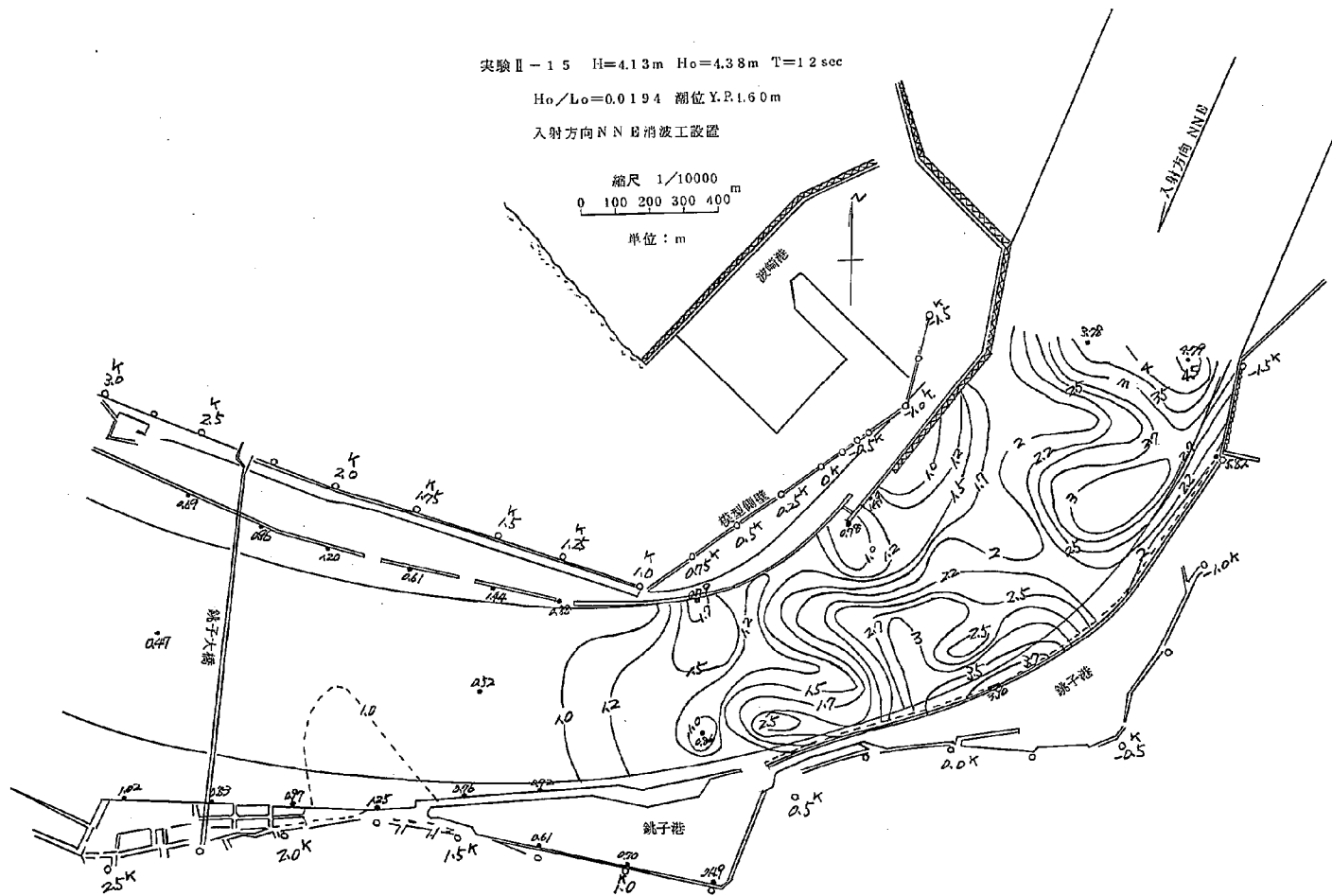


圖 5-45 等波高線圖

実験Ⅱ-15 $H=4.13\text{m}$ $H_0=4.38\text{m}$ $T=12\text{sec}$

$H_0/L_0=0.019$ 潮位 Y.P.1.6m

入射方向 NN E 消波工設置

縮尺 1/10000
0 100 200 300 400 m

単位: m

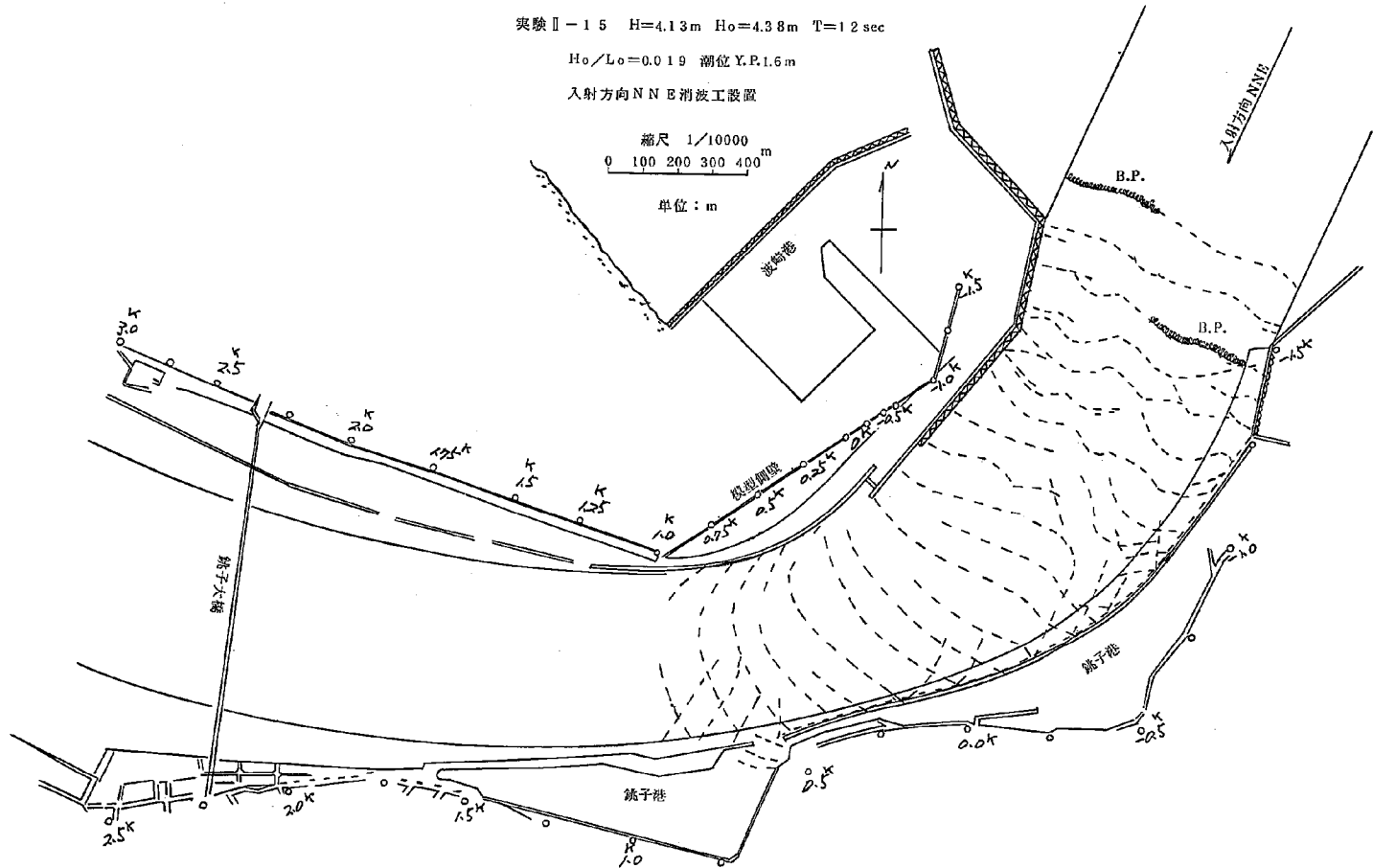


図 5-46 波峰線及び流況図

実験Ⅱ-16 $H=4.07\text{m}$ $H_0=4.44\text{m}$ $T=10\text{sec}$

$H_0/L_0=0.0234$ 潮位 Y.R.1.6m

入射方向 NNE 消波工設置

縮尺 1/10000
0 100 200 300 400 m
単位: m

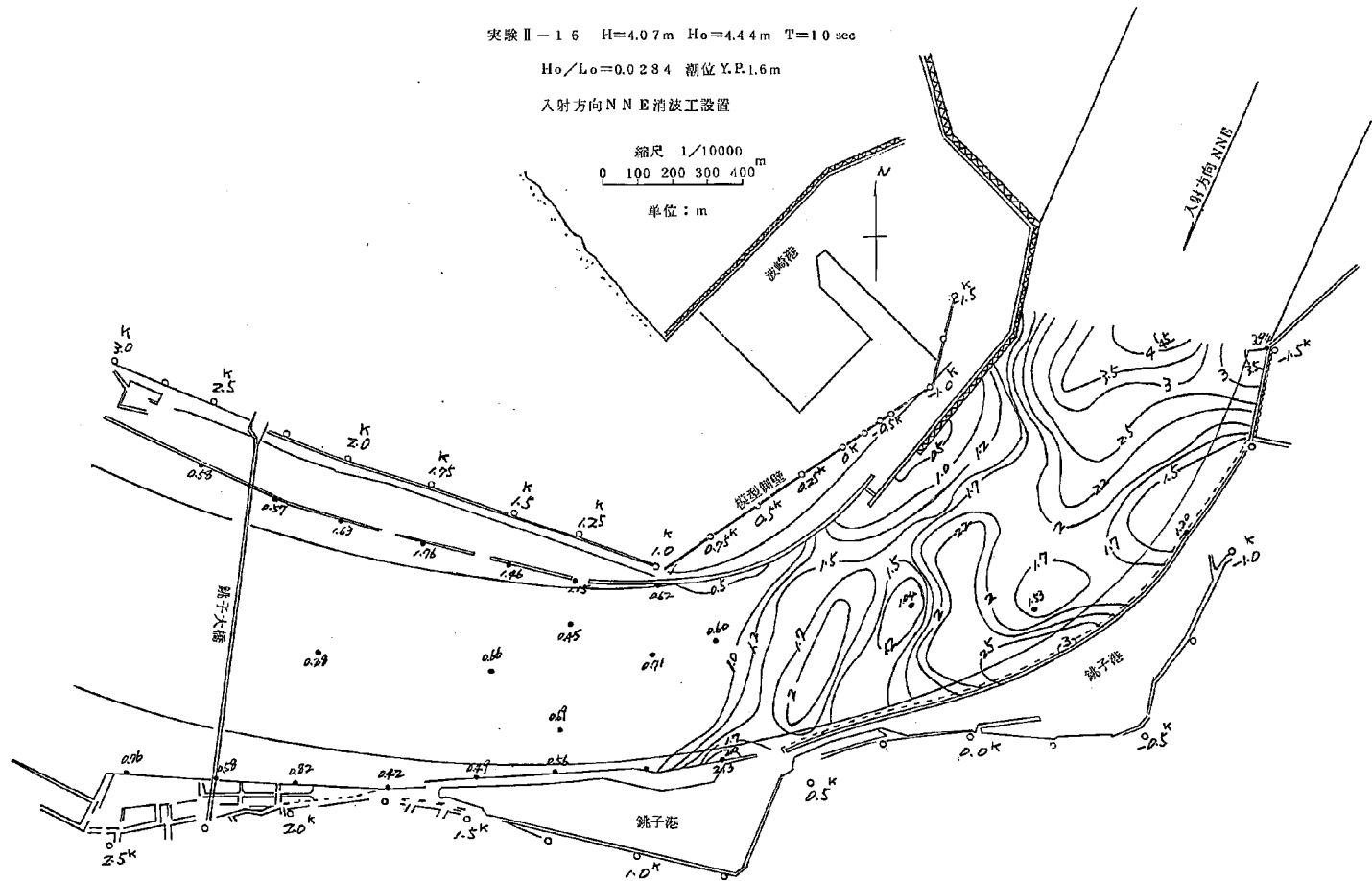


図5-47 等波高線図

実験Ⅱ-17 $H=2.78m$ $H_0=2.92m$ $T=1.3sec$

$H_0/L_0=0.0111$ 潮位 Y.P.2.3m

入射方向 NNE 消波工設置

縮尺 1/10000 m
0 100 200 300 400

単位: m

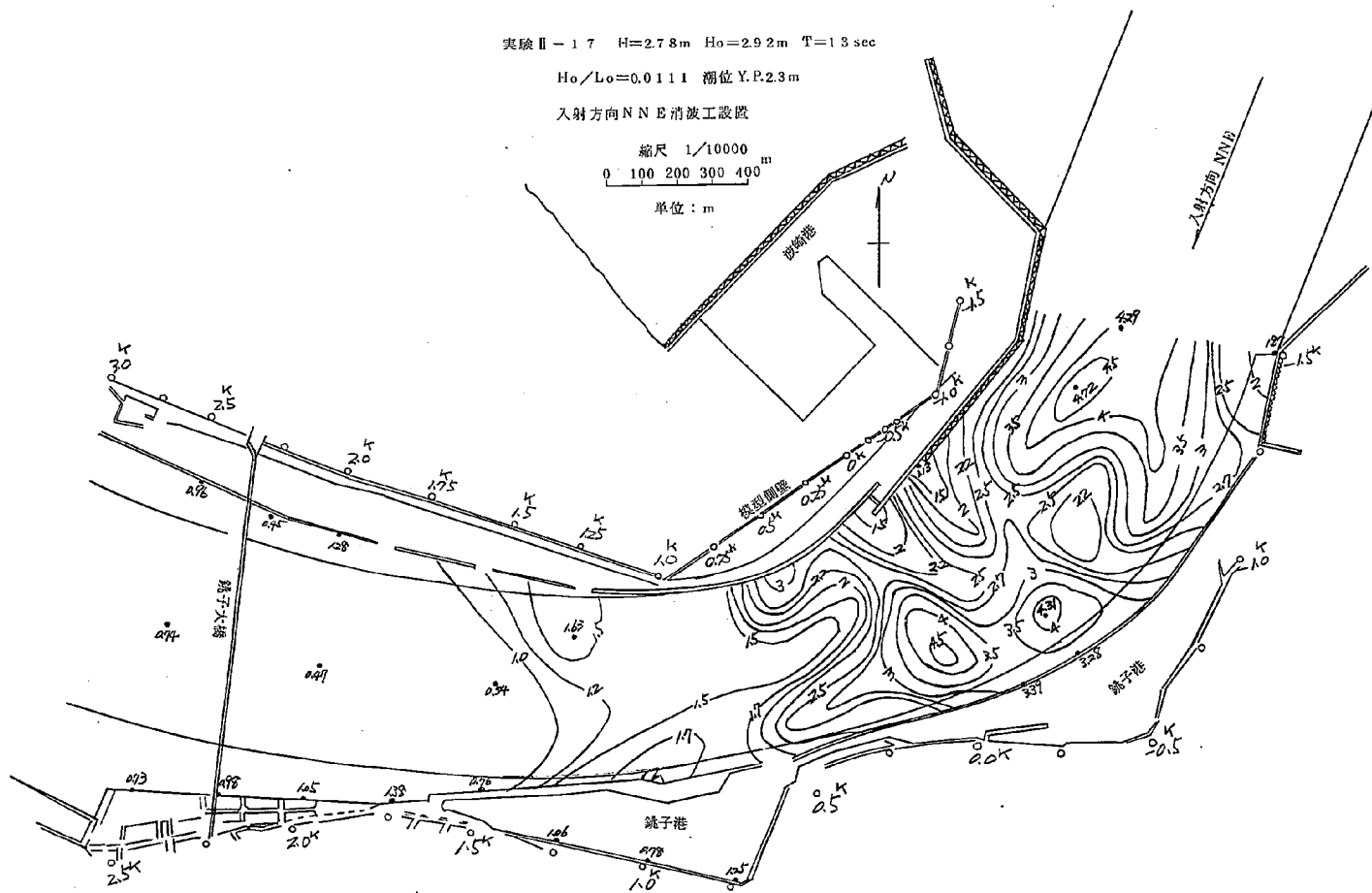


図 5-48 等波高線図

入射方向NNE河口右岸側(-1.5K~0.5K)小段無し計画断面

縮尺 1/10000
0 100 200 300 400 m

波高單位：m

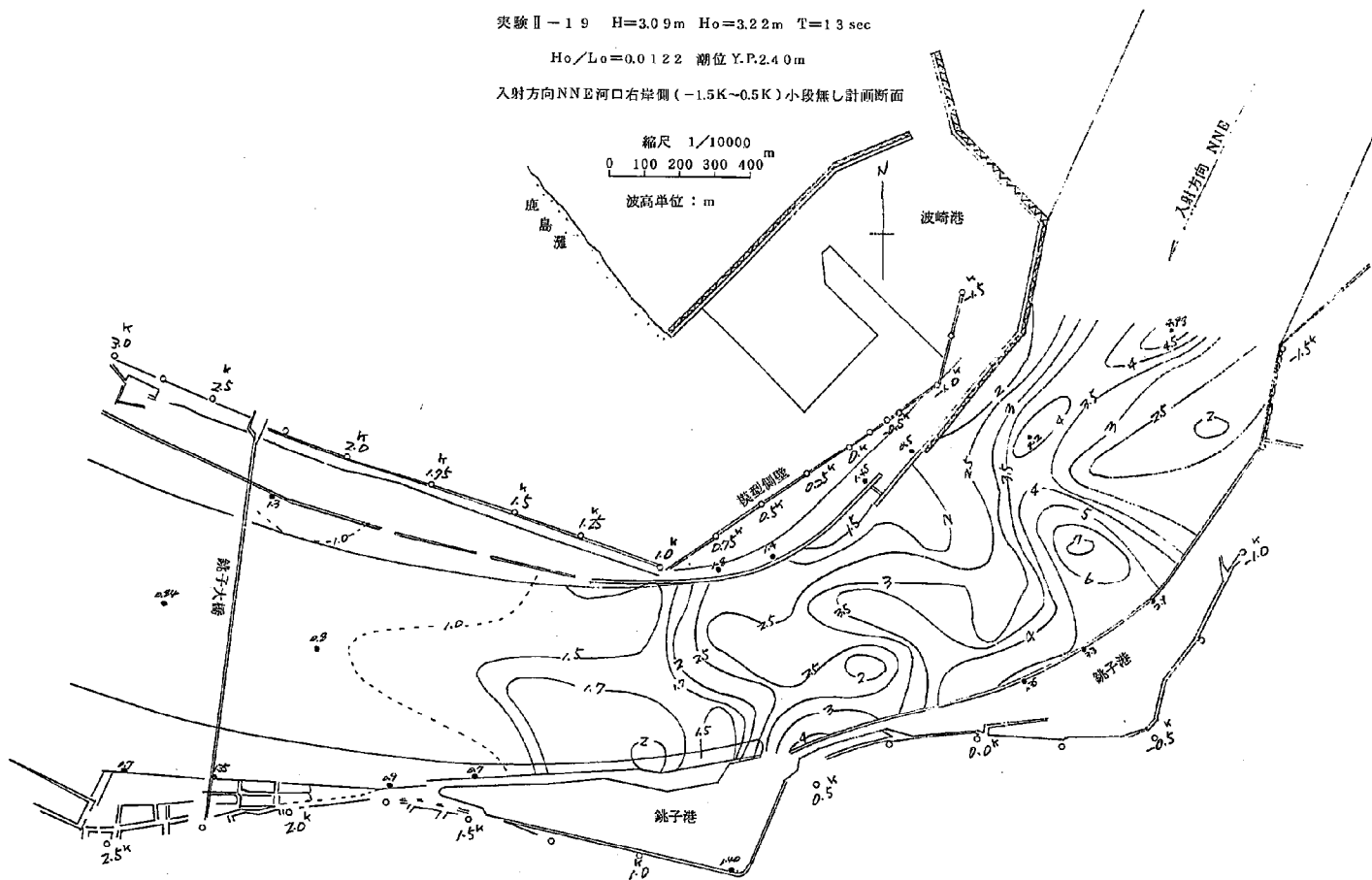


圖 5-49 等波高線圖

実験Ⅱ-19 $H=3.09\text{m}$ $H_0=3.22$ $T=13\text{sec}$

$H_0/L_0=0.0122$ 潮位 Y.P. 2.3m

入射方向 NNE 河口右岸側 (-1.5K~0.5K) 小段無し計断面

縮尺 1/10000 m
0 100 200 300 400

単位: m

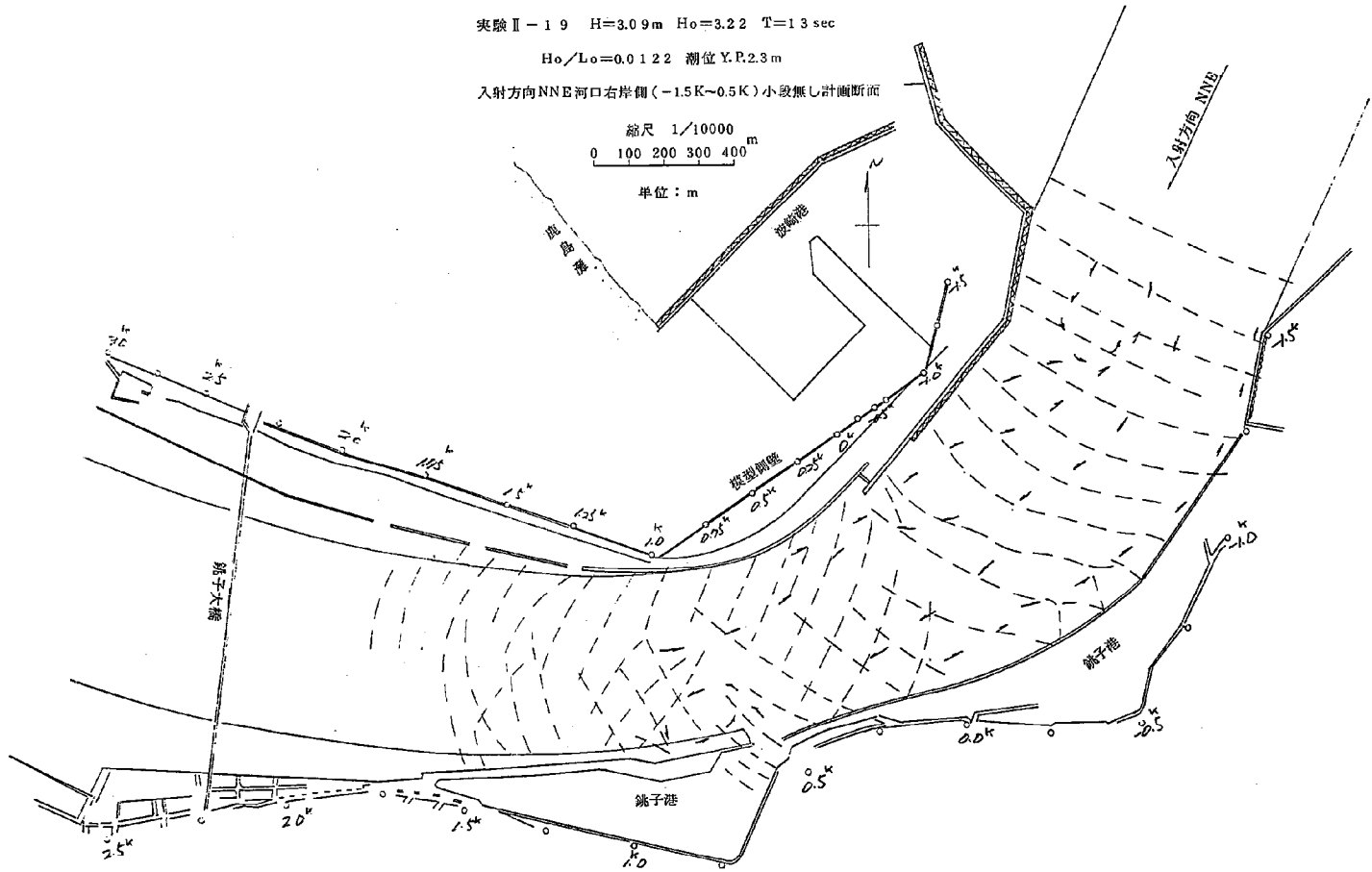


図5-50 波峯線及び流況図

実験Ⅱ-20 $H=3.89\text{m}$ $H_0=4.05\text{m}$ $T=1.4\text{sec}$

$H_0/L_0=0.0153$ 潮位 Y.P.2.3m

入射方向 NNE 河口右岸側 (-1.5K~0.5K) 小段無し計画断面

縮尺 1/10000
0 100 200 300 400 m

波高単位: m

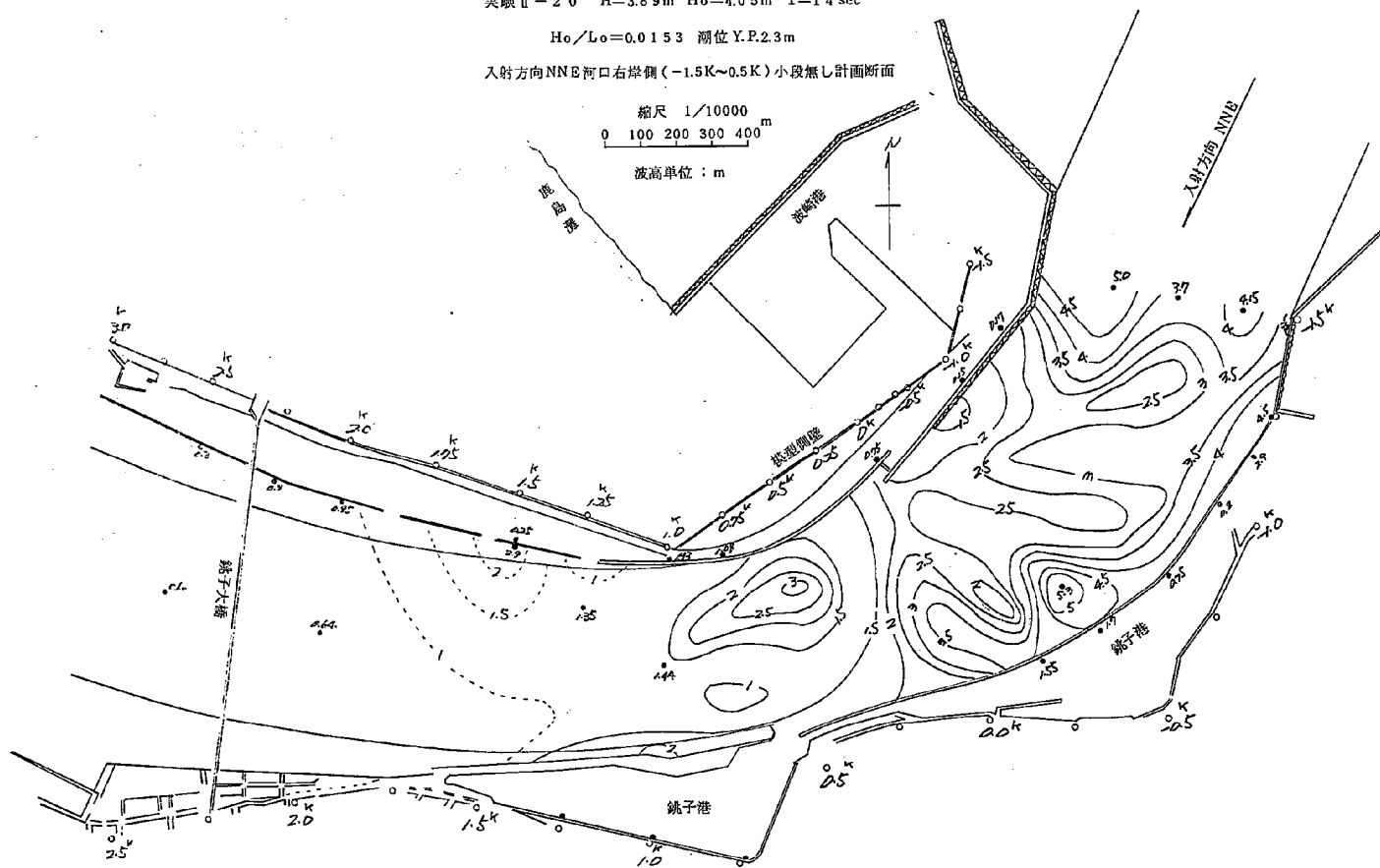


図 5-51 等波高線図

実験Ⅱ-20 $H=3.89m$ $H_0=4.05m$ $T=1.4sec$

$H_0/L_0=0.0153$ 潮位 Y.R.2.3m

入射方向 NNE 河口右岸側 (-1.5K~0.5K) 小段無し計画断面

縮尺 1/10000
0 100 200 300 400 m
単位: m

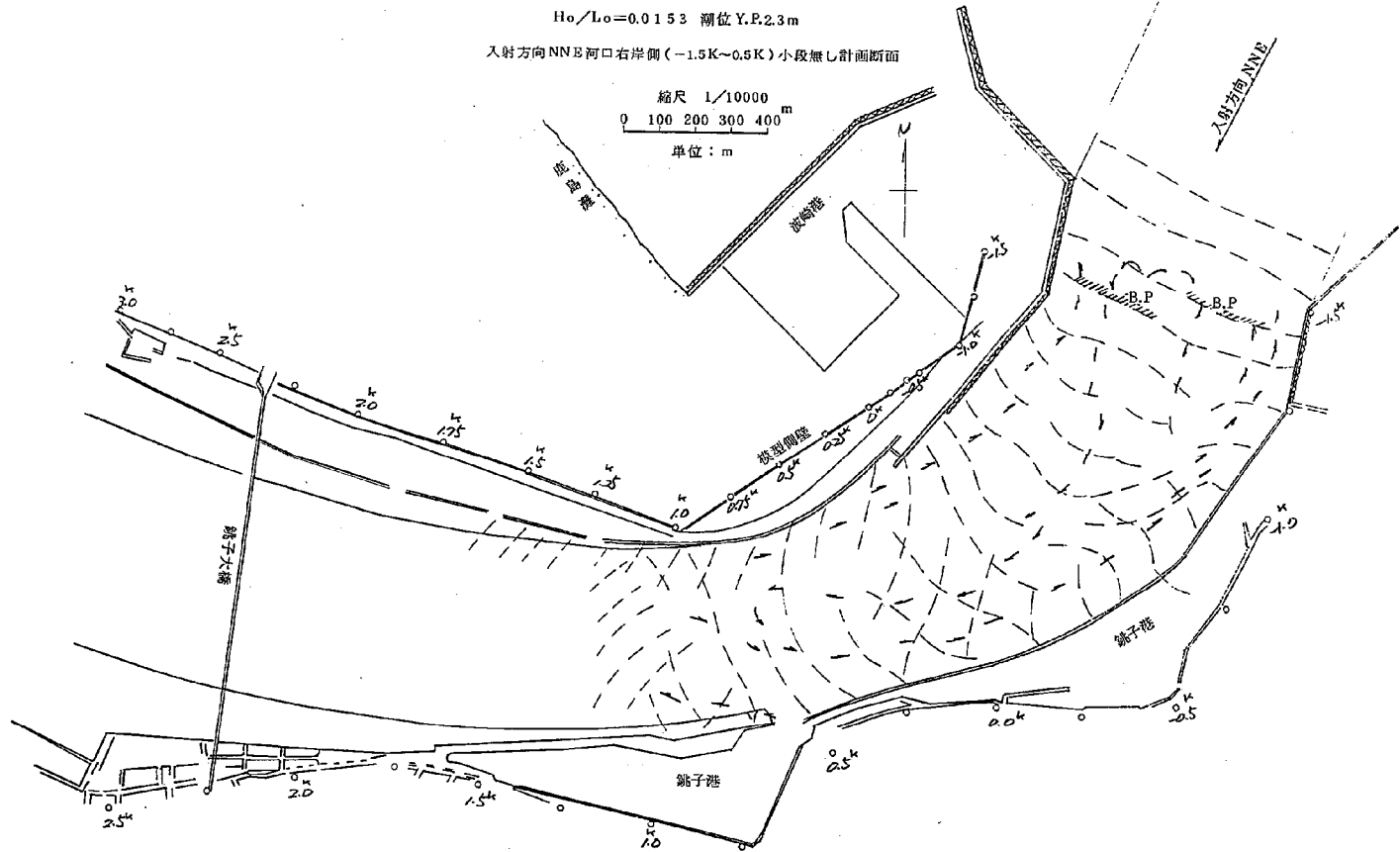


図5-52 波峯線及び流況図

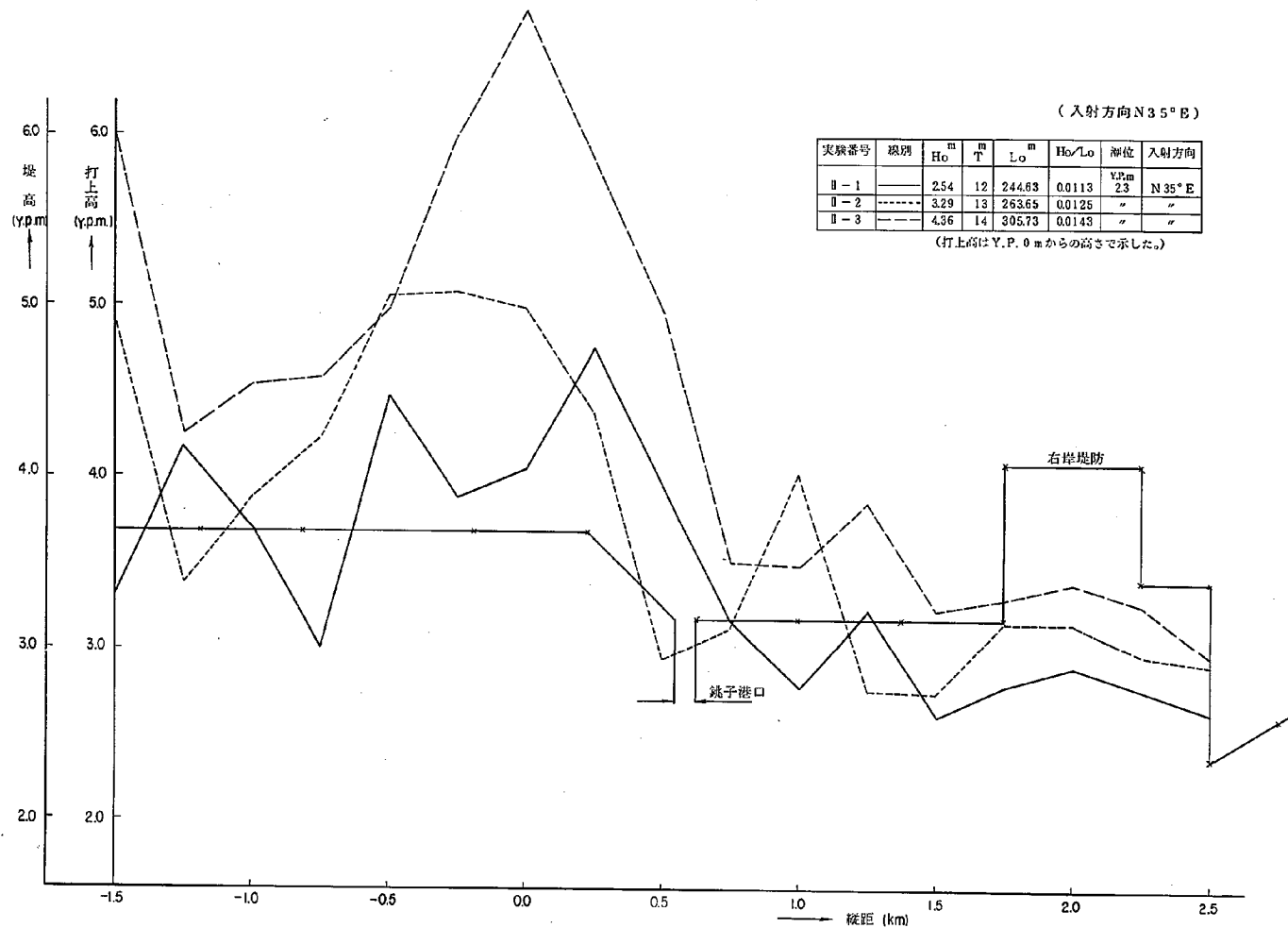


図 5-53 導流堤及び堤防への打上高比較図 (右岸)

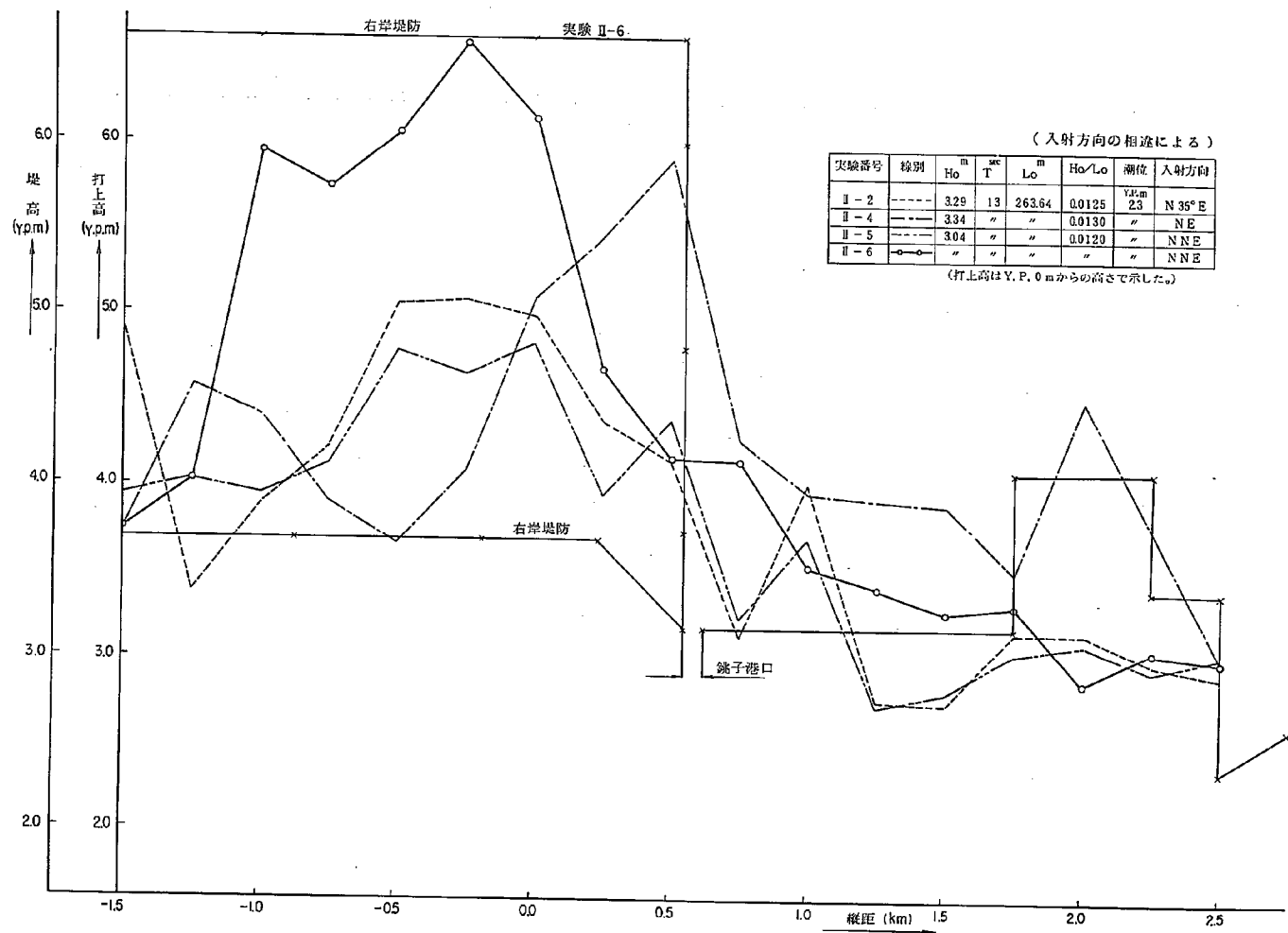


図 5-5-4 導流堤及び堤防への打上高比較図 (右岸)

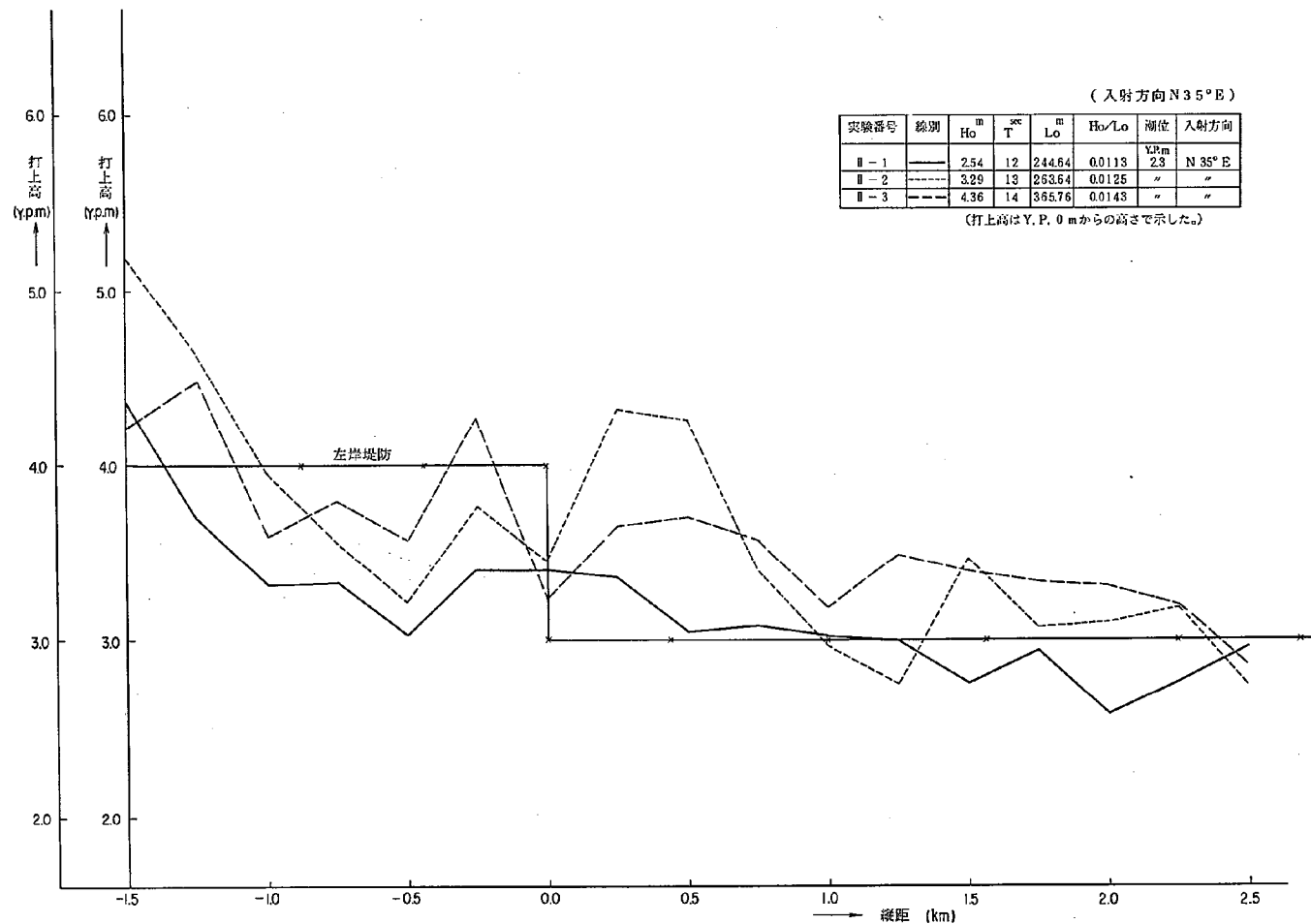


図 5-55 導流堤及び堤防への打上高比較図 (左岸)

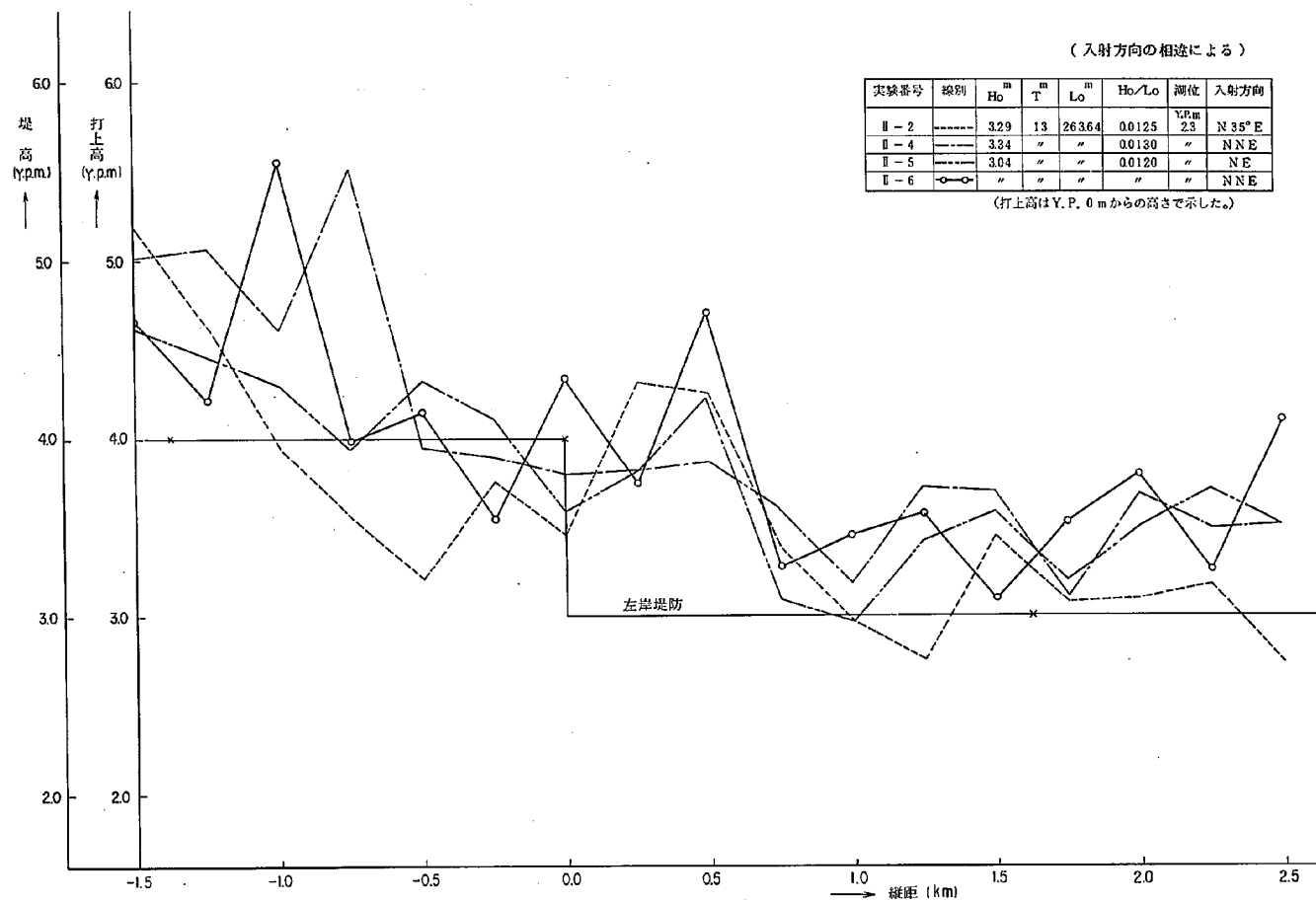


図 5-56 導流堤及び堤防への打上高比較図 (左岸)

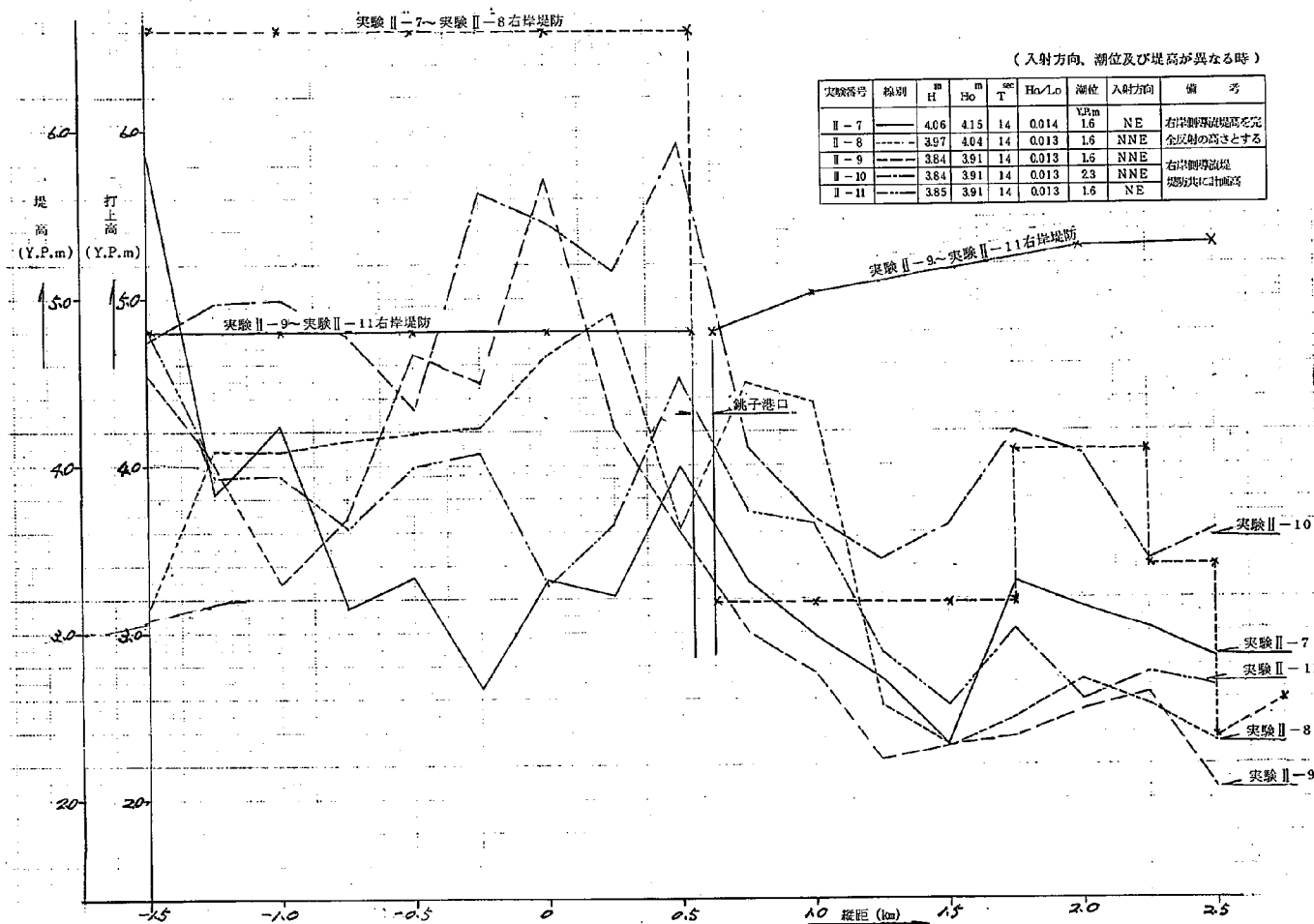


図 5-57 導流堤及び堤防への打上高比較図 (右岸)

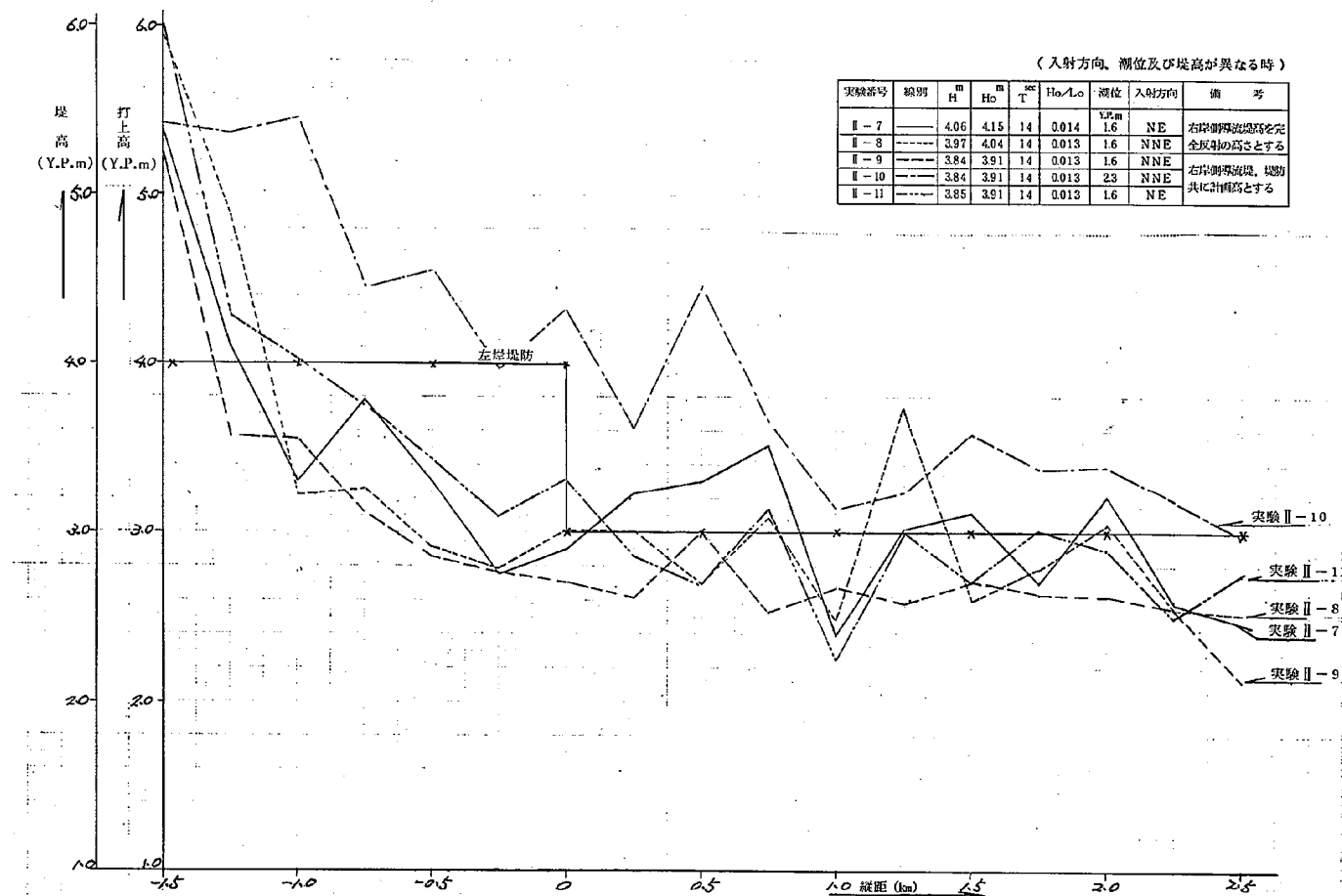


図 5-58 導流堤及び堤防への打上高比較図 (左岸)

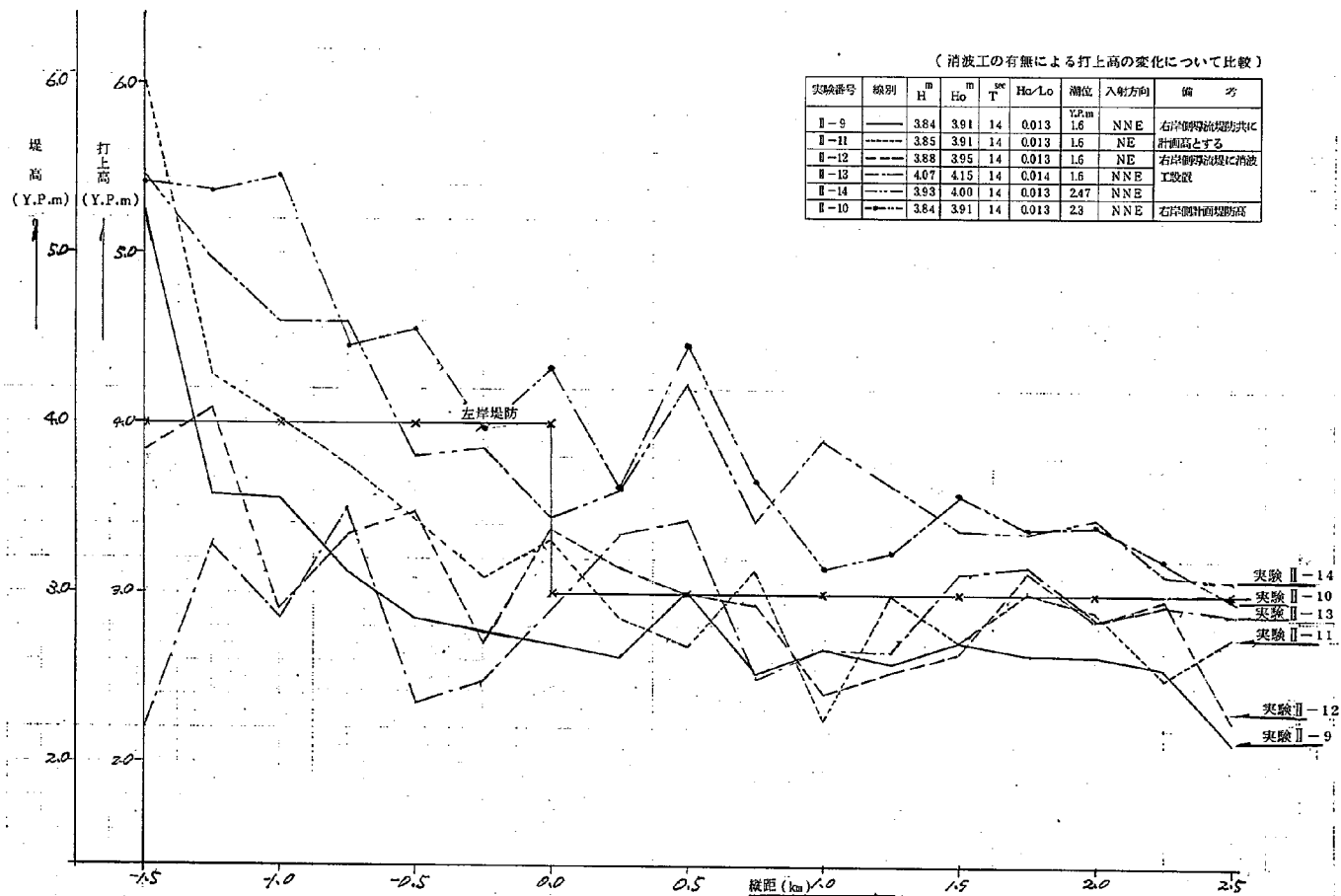


図 5-59 導流堤及び堤防への打上高比較図 (左岸)

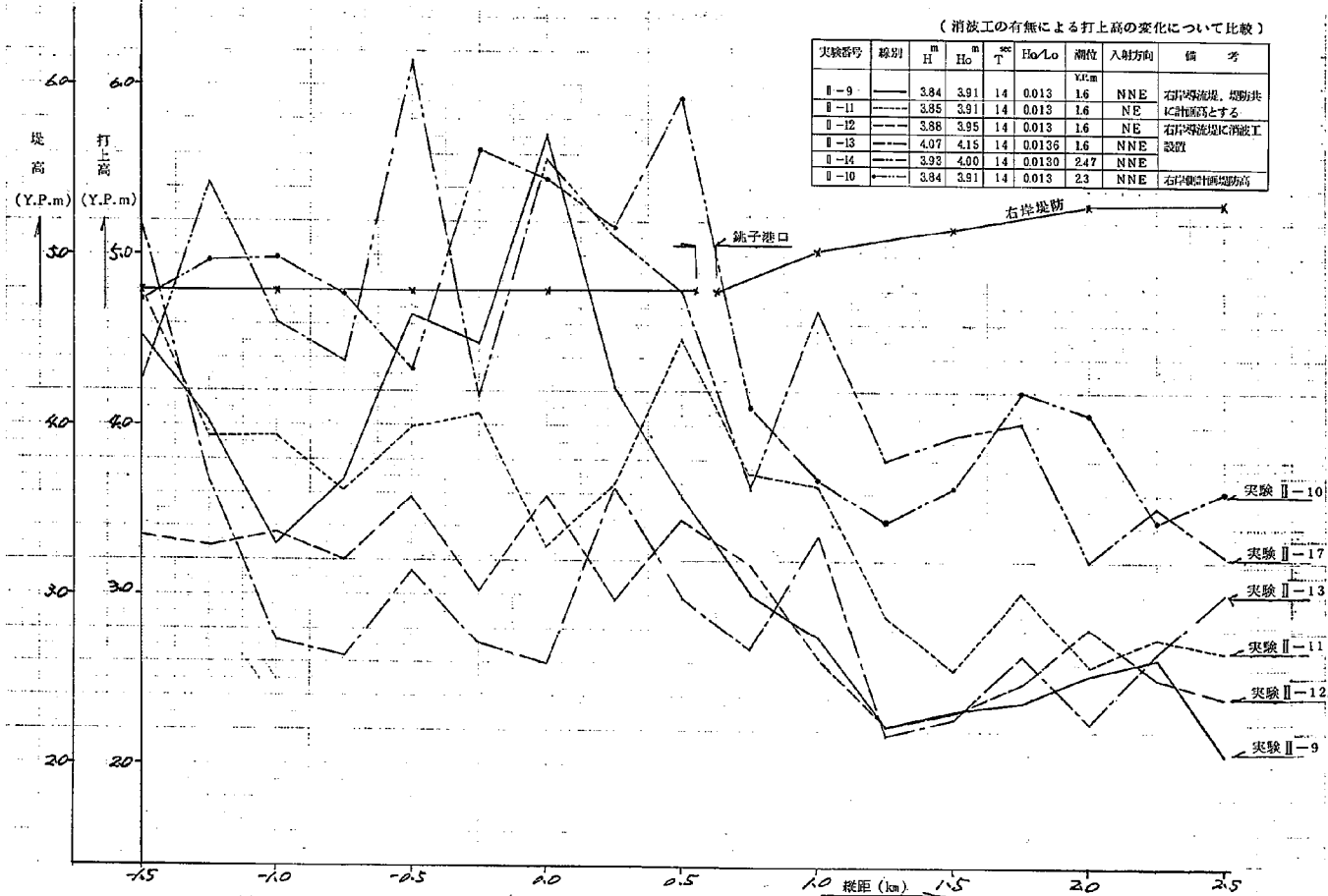


図 5-60 導流堤及び堤防への打上高比較図 (右岸)

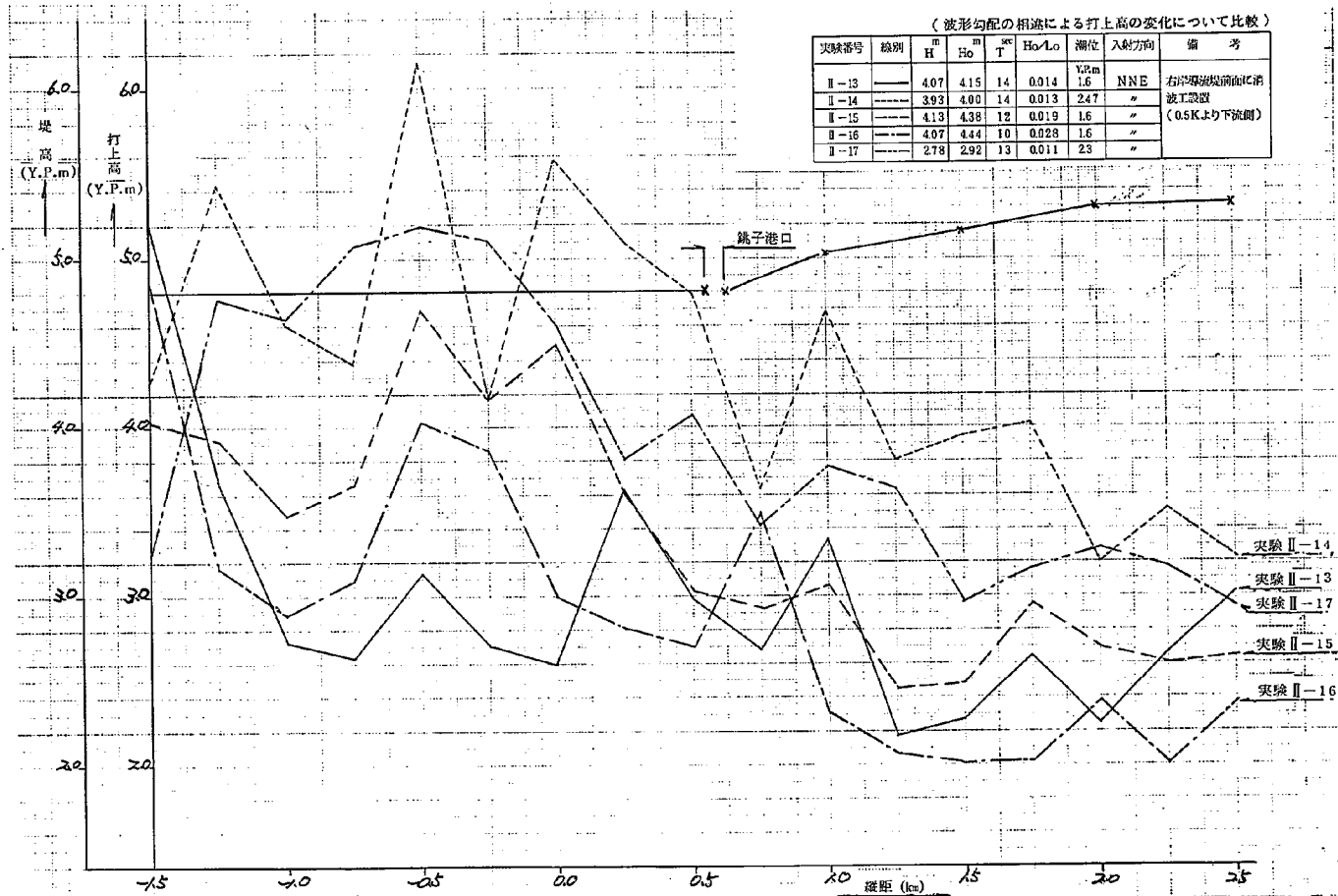


図 5 - 6 1 導流堤及び堤防への打上高比較図 (右岸)

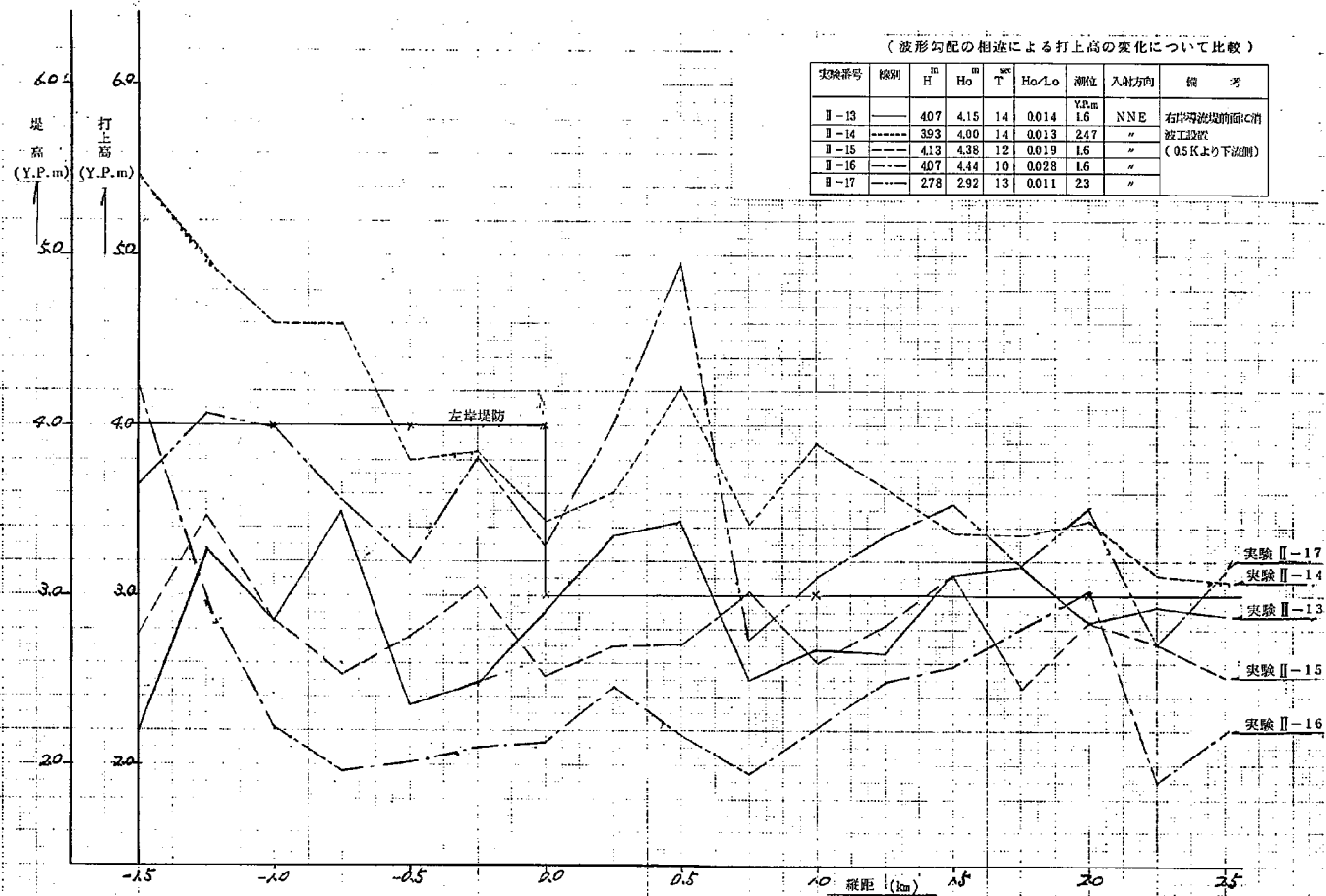


図 5 - 6 2 導流堤及び堤防への打上高比較図 (左岸)

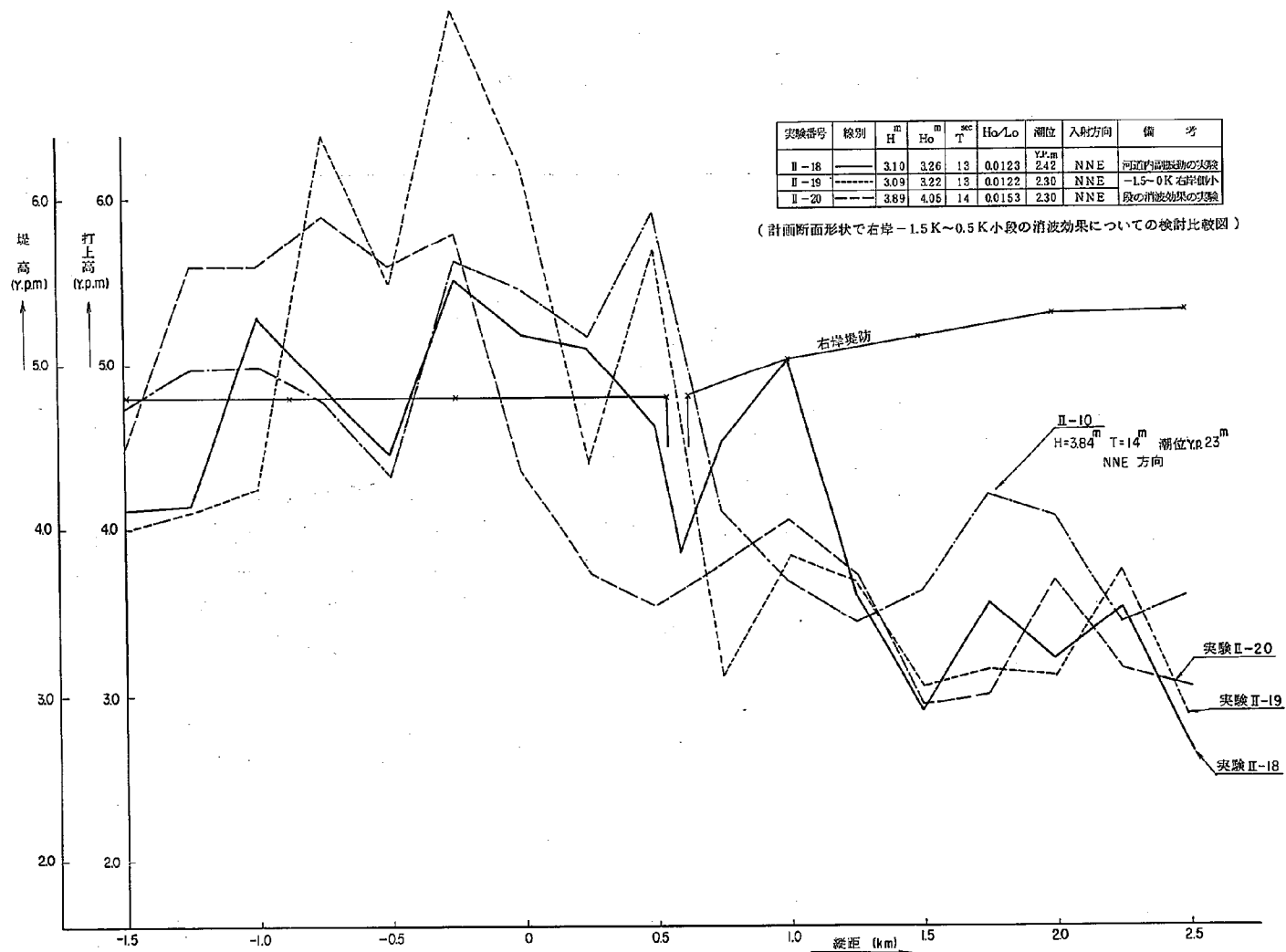


図 5 - 6 3 導流堤及び堤防への打上高比較図 (右岸)

実験番号	線別	H ^m	H ₀ ^m	T ^{sec}	H ₀ /L ₀	潮位	入射方向	備 考
Ⅱ-18	——	3.10	3.26	13	0.0123	242	NNE	河内内海堤防の実験
Ⅱ-19	-----	3.09	3.22	13	0.0122	230	NNE	15K~2K 左岸側小
Ⅱ-20	----	3.89	4.05	14	0.0153	230	NNE	段の消波効果の実験

(計画断面形状で右岸-1.5K~0.5K小段の消波効果についての検討比較図)

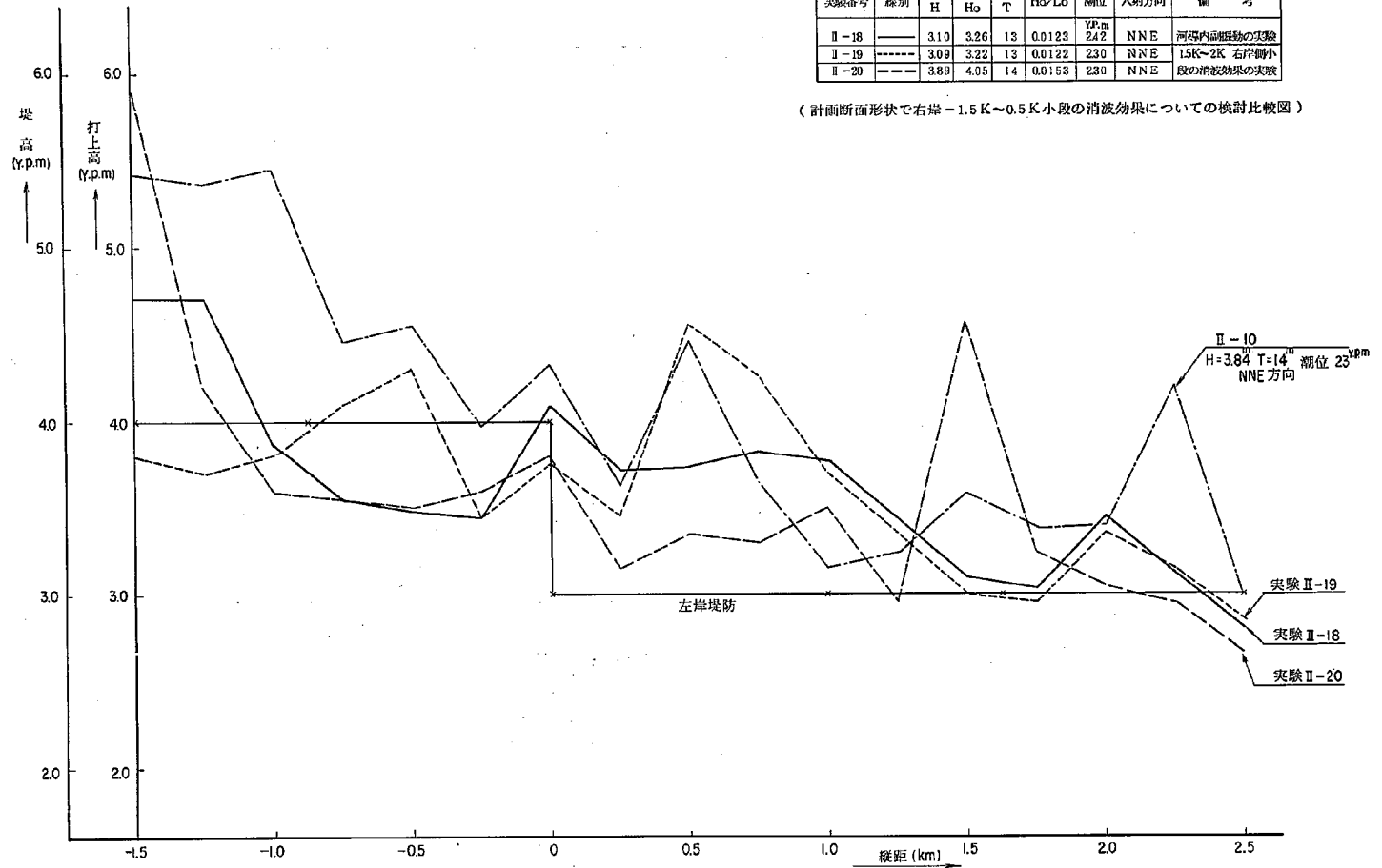


図 5 - 6 4 導流堤及び堤防への打上高比較図(左岸)

実験Ⅲ-1 $H=2.99\text{m}$ $H_0=2.11\text{m}$ $T=1.3\text{sec}$

$H_0/L_0=0.0118$ 潮位 Y.P. 1.6m

入射方向 NNE 河口右岸 (-1.5k~0.5k) 小段を復元

0 kmより下流現状断面

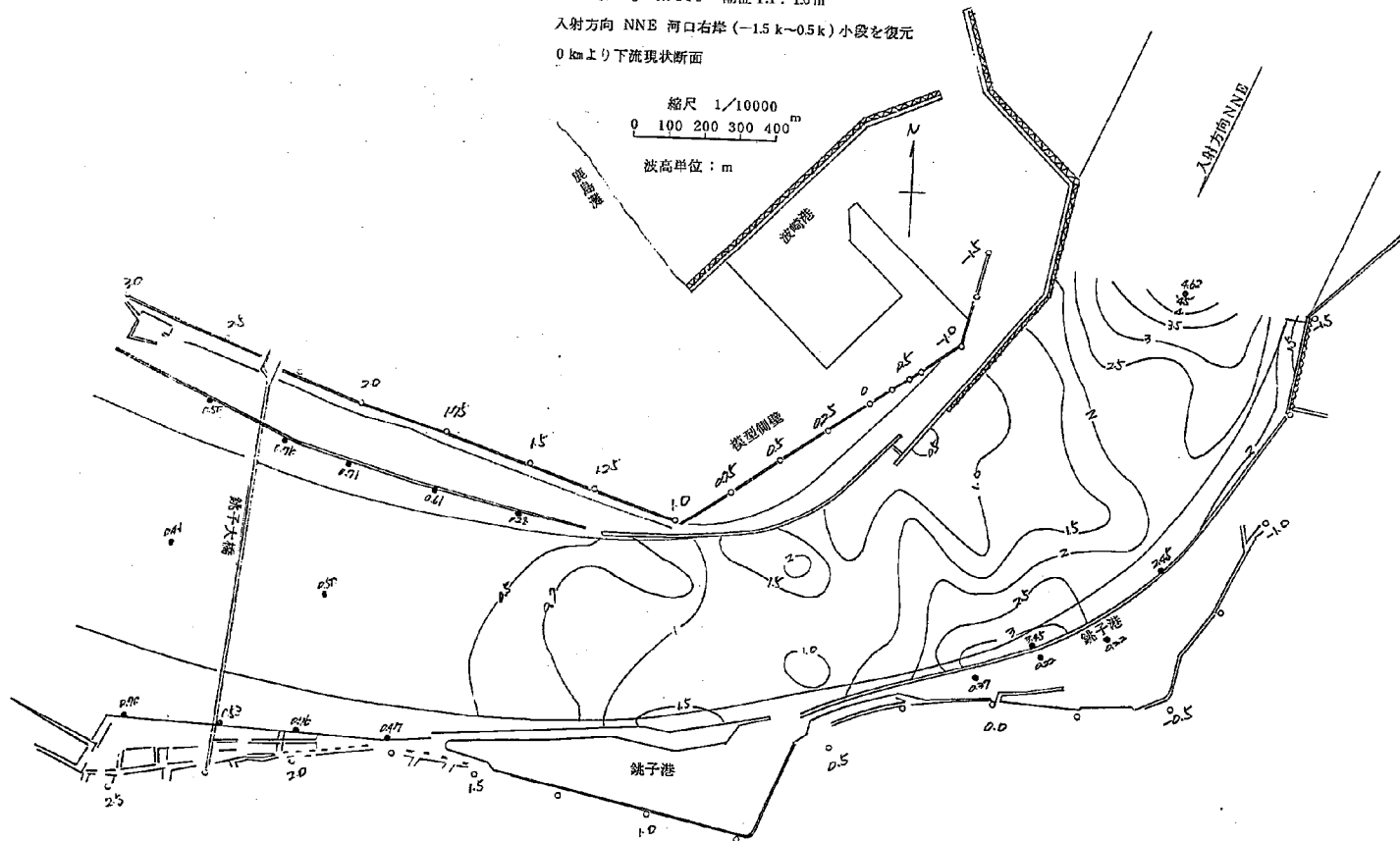


図5-65 等波高線図

実験Ⅲ-1 $H=2.99\text{ m}$ $H_0=2.11\text{ m}$ $T=1.3\text{ sec}$

$$H_o/L_o = 0.0118 \quad \text{潮位 Y.P. } 1.6 \text{ m}$$

入射方向 NNE 河口右岸(-1.5 k~0.5 k)小段を復元

0 kmより下流を現状断面とする。(一部現状)

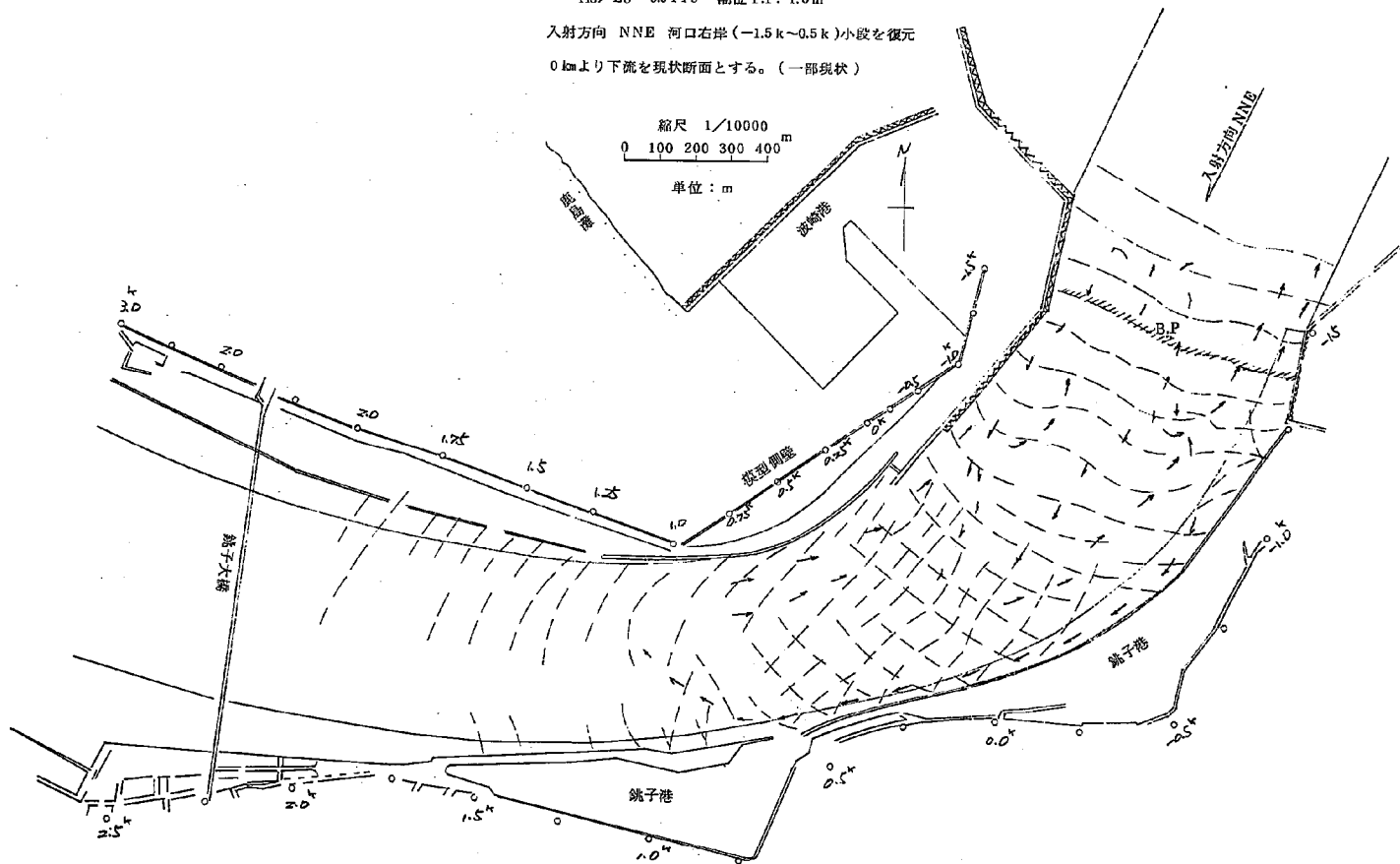


図 5-66 波峯線及び流況図

実験Ⅲ-2 $H=2.87\text{m}$ $H_0=2.99\text{m}$ $T=1.3\text{sec}$

$H_0/L_0=0.0113$ 潮位 Y.P. 2.3m

入射方向 NNB 河口右岸 (-1.5k ~ 0.5k) 小段を復元

0 kmより下流を現状断面とする。

縮尺 1/10000
0 100 200 300 400 m
波高単位 : m

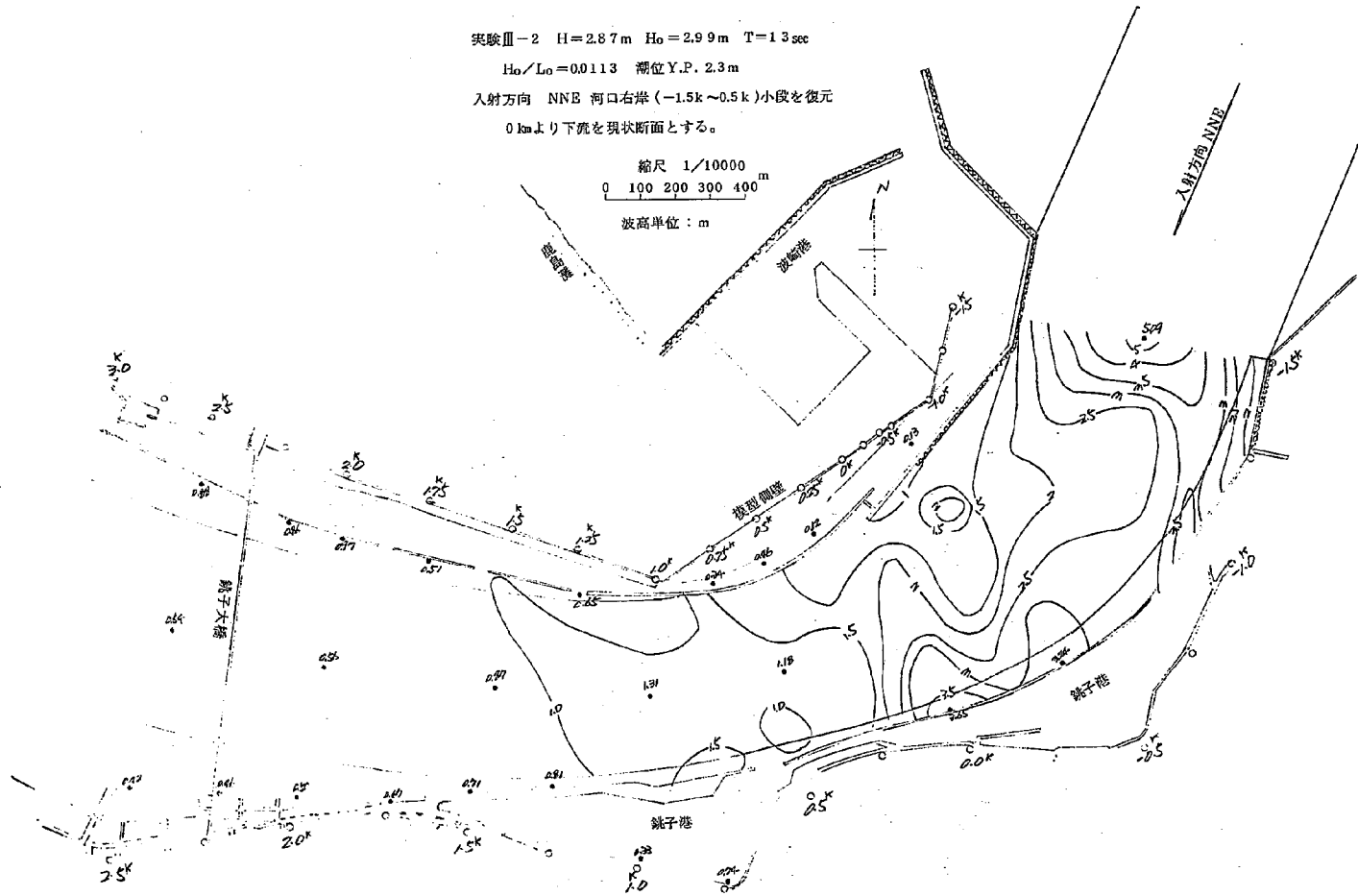


図 5-67 等波高線図

実験Ⅲ-2 $H=2.87\text{m}$ $H_0=2.99\text{m}$ $T=13\text{sec}$

$H_0/L_0=0.0113$ 潮位 Y.P. 2.3m

入射方向 NNE 河口右岸 (-1.5k~0.5k) 小段を復元
0kmより下流を現状断面とする。(一部現状)

縮尺 1/10000
0 100 200 300 400 m

単位: m

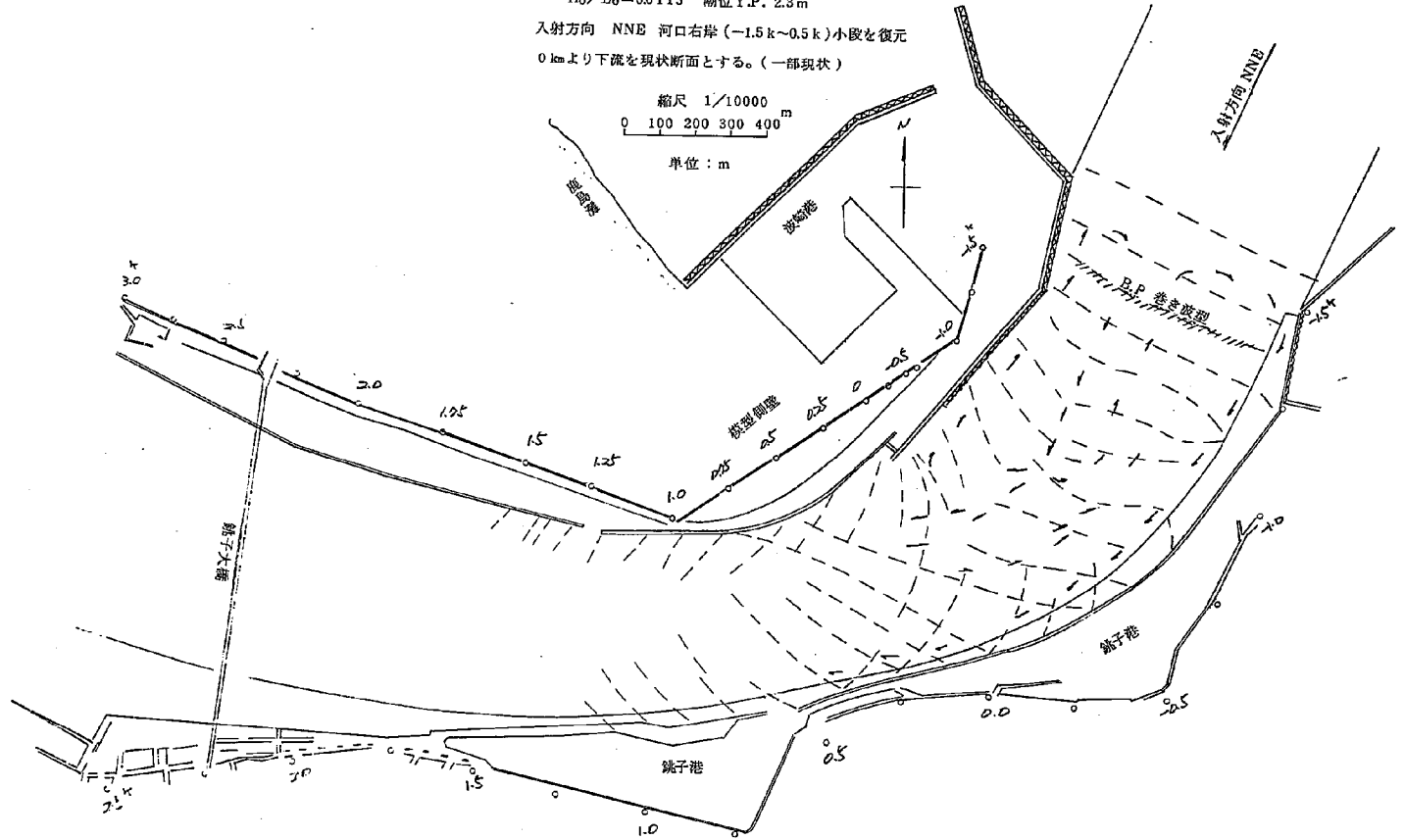


図 5-68 波峯線及び流況図

0 kmより下流を現状断面とする。

縮尺 1/10000 m

波高单位：m

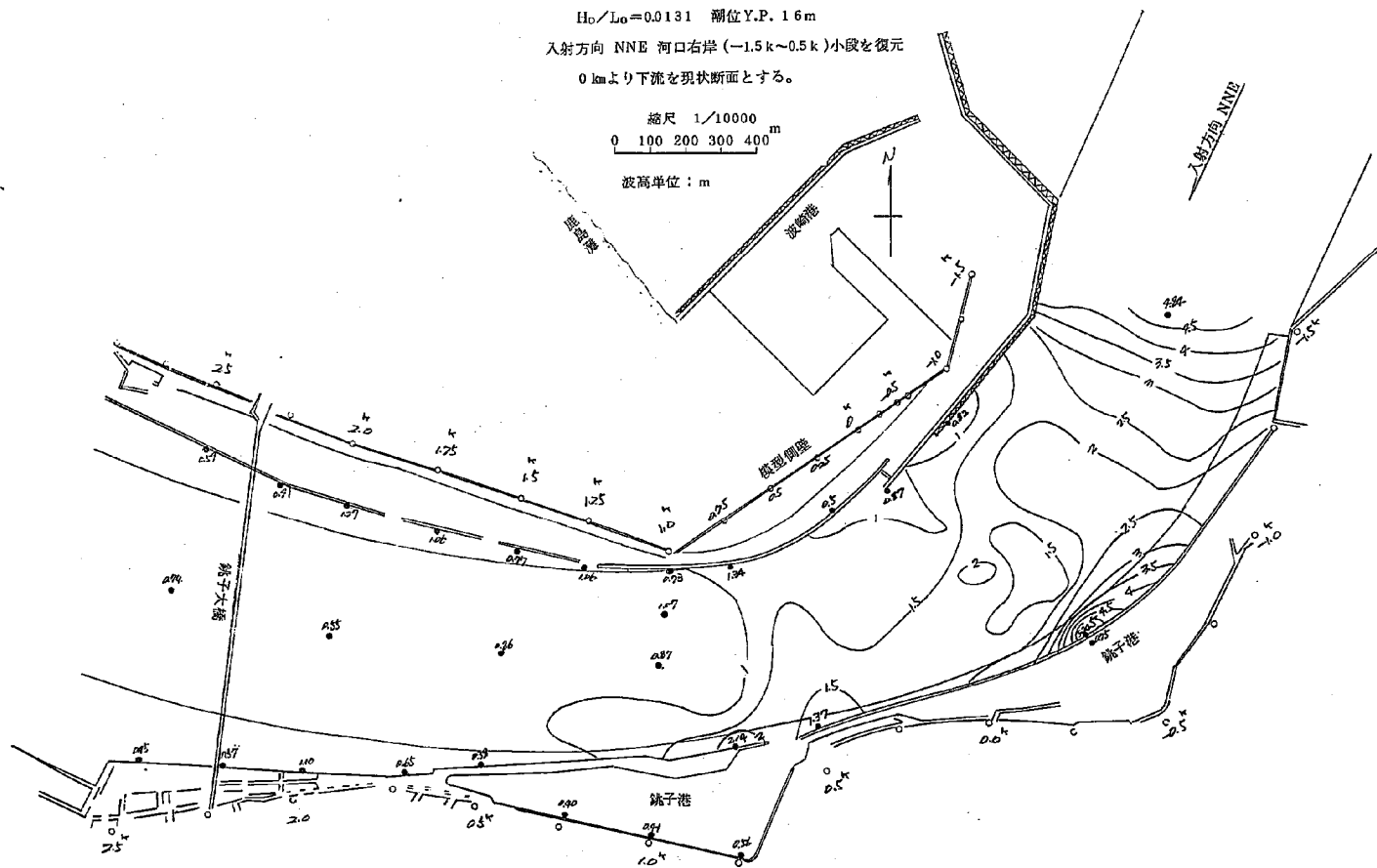


圖 5-69 等波高線圖

$$H_0/L_0 = 0.0131 \quad \text{潮位 Y.P. 1.6 m}$$

0 kmより下流を現状断面とする。(一部現状)

縮尺 1/10000

0 100 200 300 400 m

單位：m

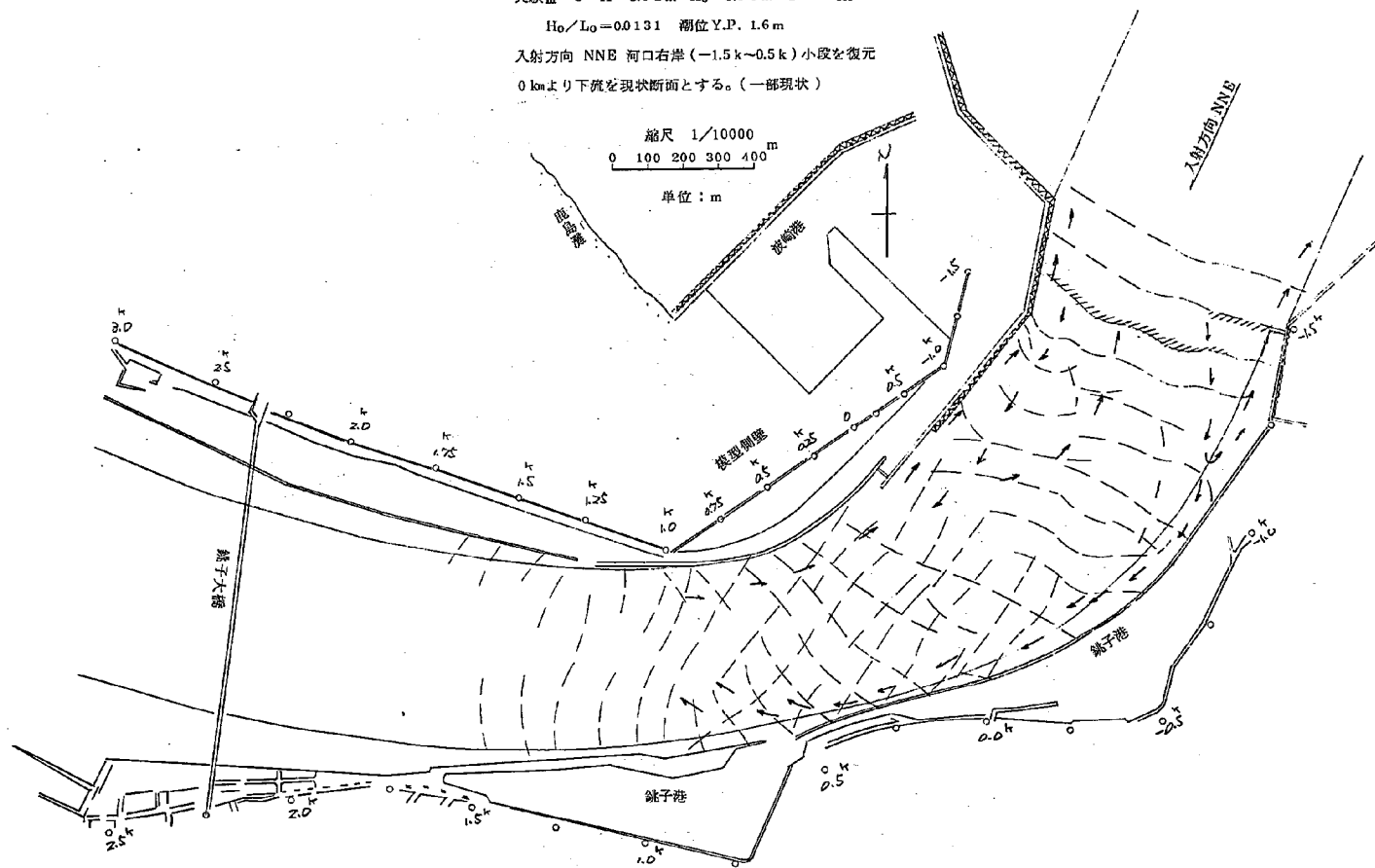


図 5-70 波峯線及び流況図

実験Ⅲ-4 $H=3.72\text{m}$ $H_0=3.79\text{m}$ $T=14\text{sec}$

$H_0/L_0=0.0124$ 潮位 Y.P. 2.3m

入射方向 NNE 河口右岸(-1.5k~0.5k)小段を復元

0 kmより下流を現状断面とする。

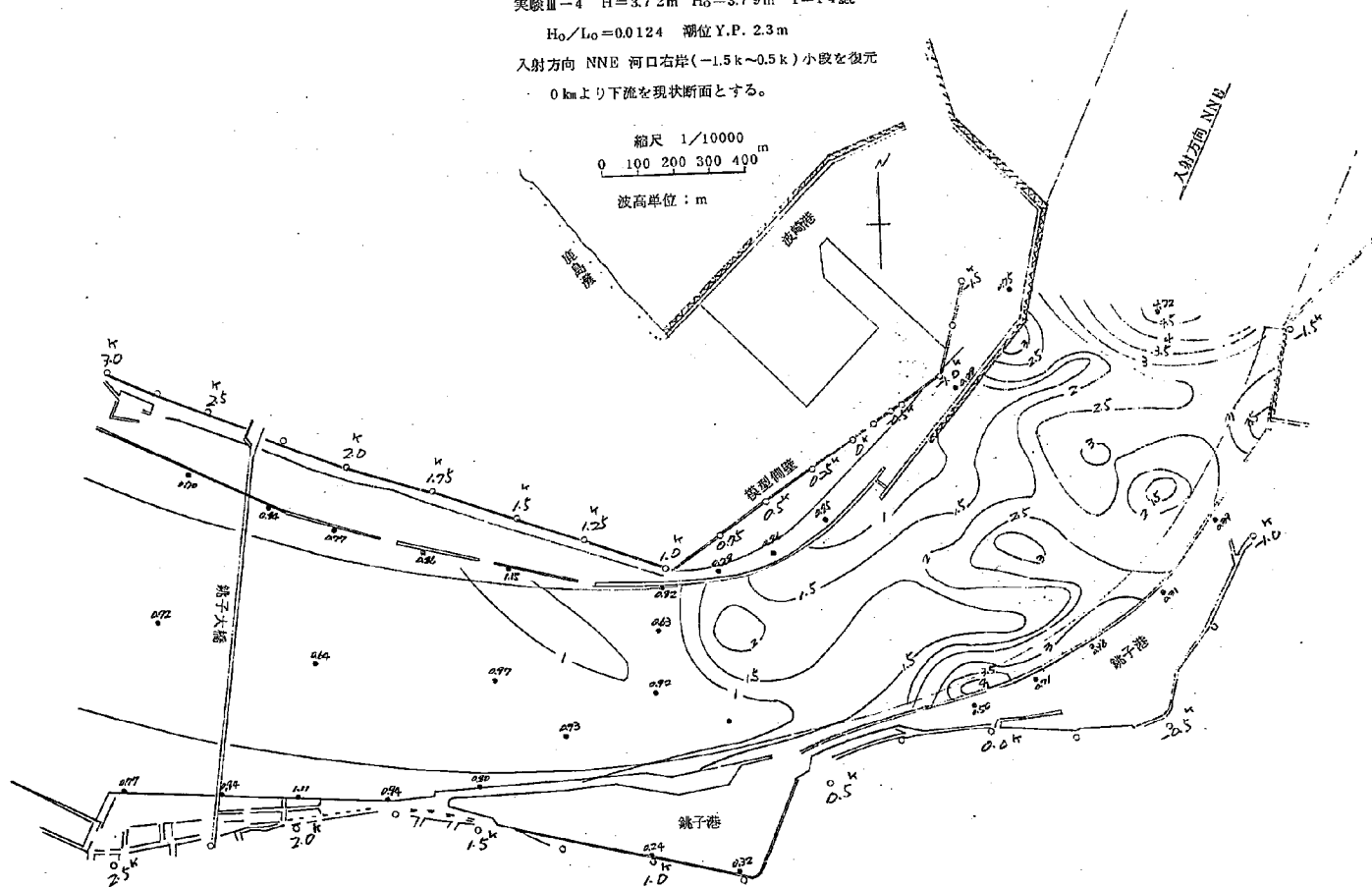


図 5-71 等波高線図

実験Ⅲ-4 $H=3.72\text{ m}$ $H_0=3.79\text{ m}$ $T=1.4\text{ sec}$

$H_0/L_0=0.0124$ 潮位 Y.P. 2.3 m

入射方向 NNE 河口右岸 (-1.5 k ~ -0.5 k) 小段を復元
0 kmより下流を現状断面とする。(一部現状)

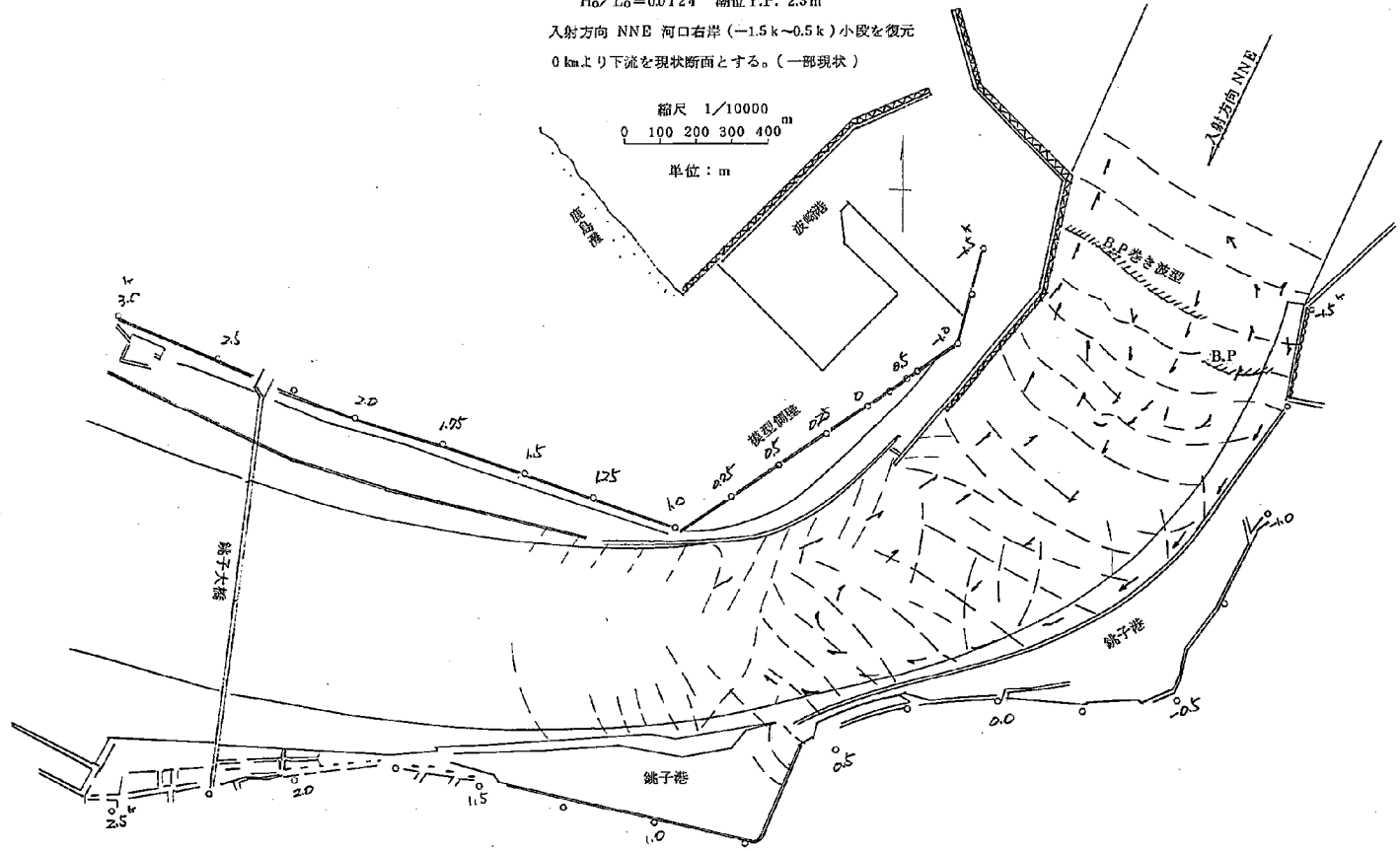


図 5-72 波峯線及び流況図

入射方向 NNE 現状断面形状とする。(模型全範囲)

縮尺 1/10000

0 100 200 300 400^m

波高单位：m

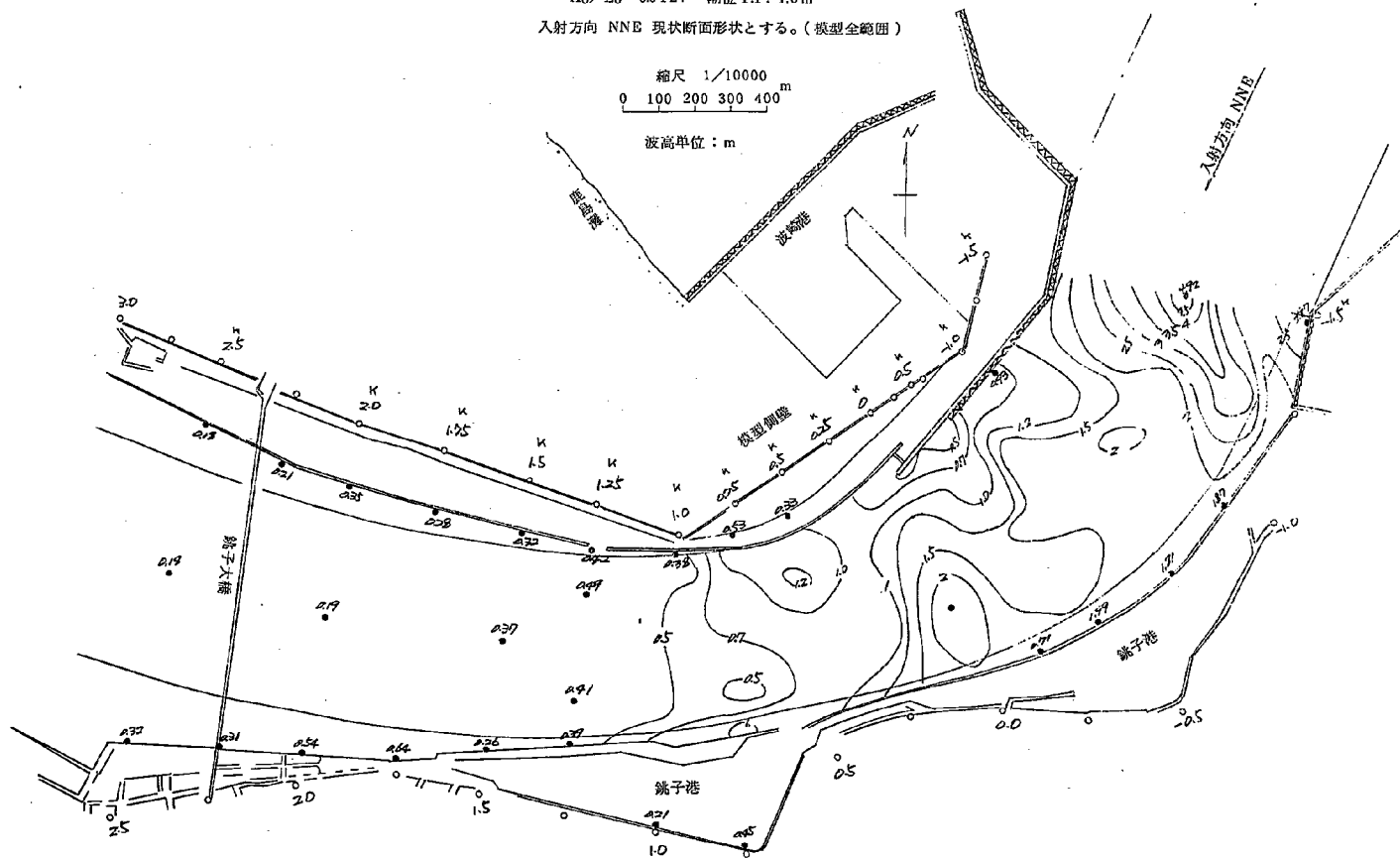


圖 5-73 等波高線圖

実験Ⅲ-5 $H=3.21\text{m}$ $H_0=3.39\text{m}$ $T=13\text{sec}$

$H_0/L_0=0.0127$ 潮位 Y.P. 1.6m

入射方向 NNE 現状断面形状とする。

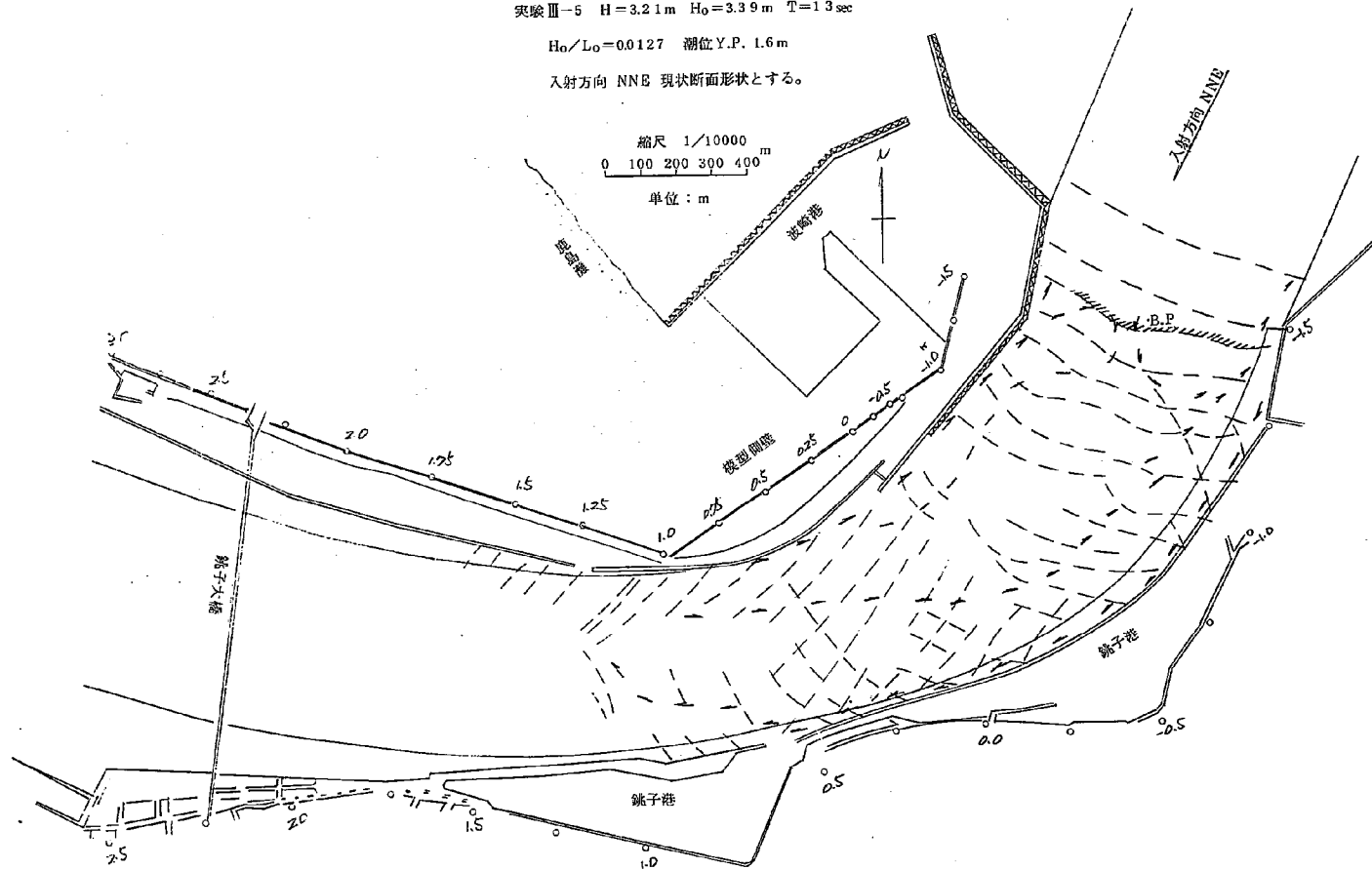


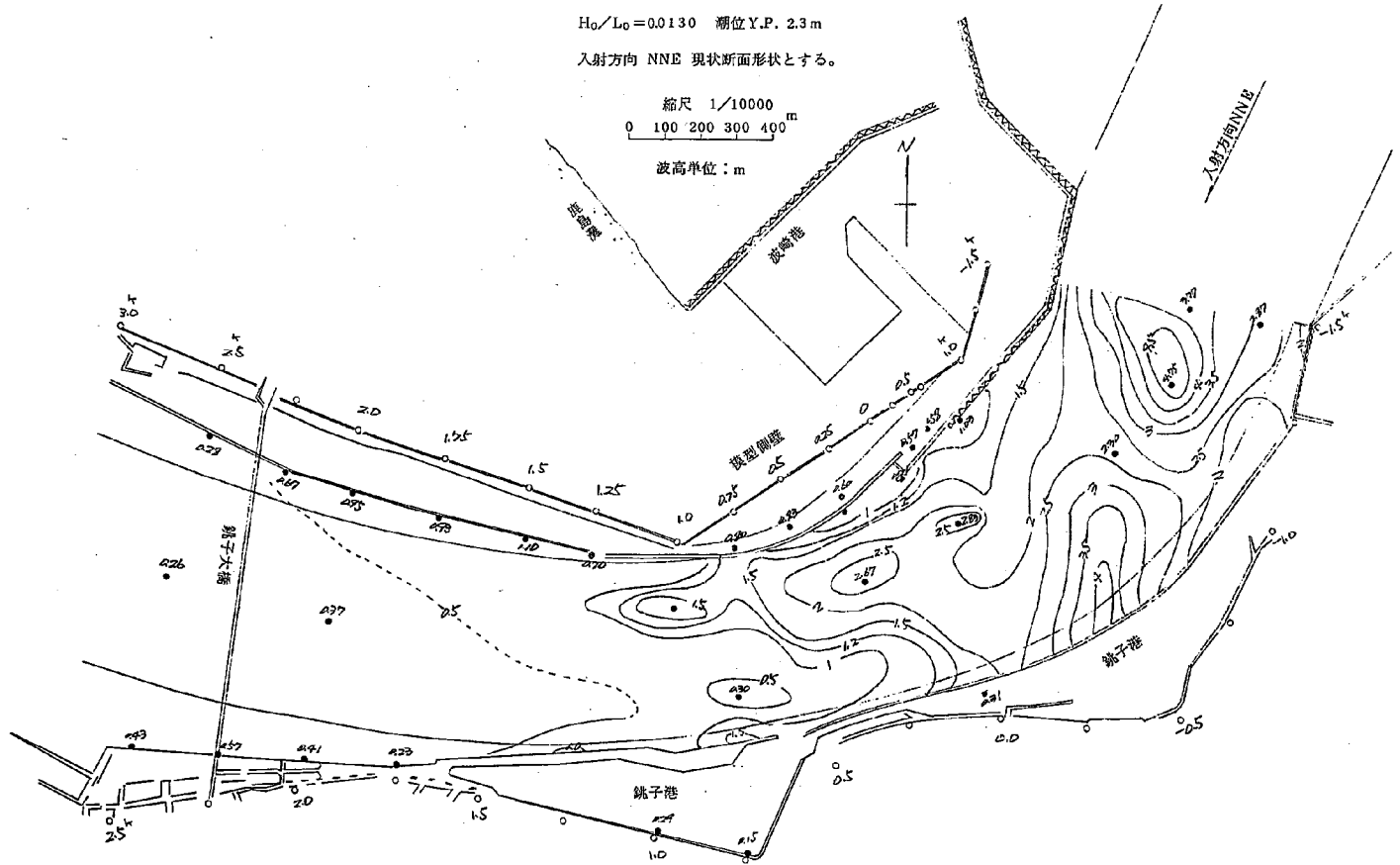
図 5-74 波峯線及び流況図

実験Ⅲ-6 $H=3.16\text{m}$ $H_0=3.29\text{m}$ $T=13\text{sec}$

$H_0/L_0=0.0130$ 潮位 Y.P. 2.3m

入射方向 NNE 現状断面形状とする。

縮尺 1/10000
0 100 200 300 400 m
波高単位: m



実験Ⅲ-6 $H=3.16\text{m}$ $H_0=3.29\text{m}$ $T=13\text{sec}$

$H_0/L_0=0.0130$ 潮位 Y.P. 2.3m

入射方向 NNE 現状断面形状とする。

縮尺 1/10000
0 100 200 300 400 m

単位: m

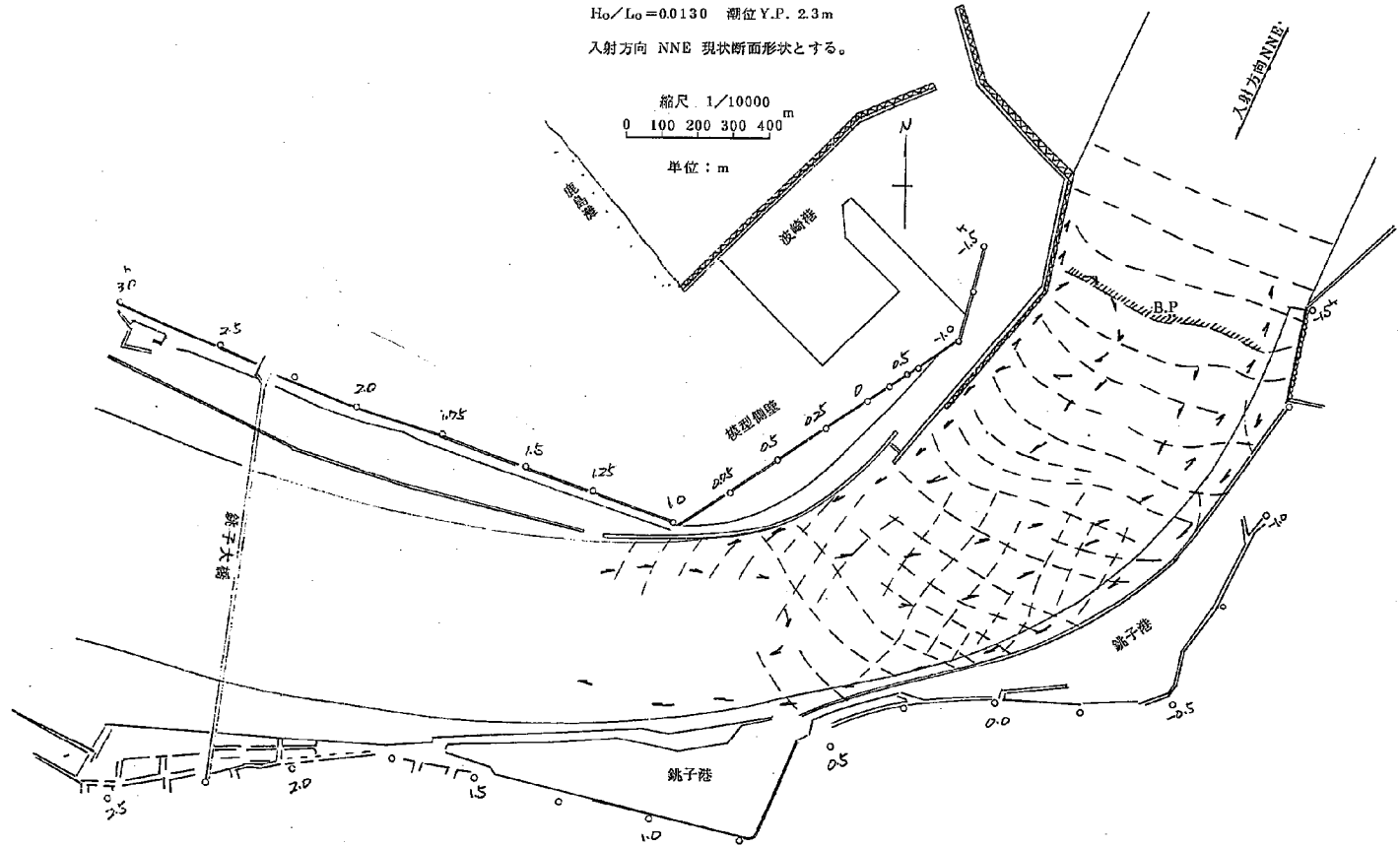


図 5-76 波峯線及び流況図

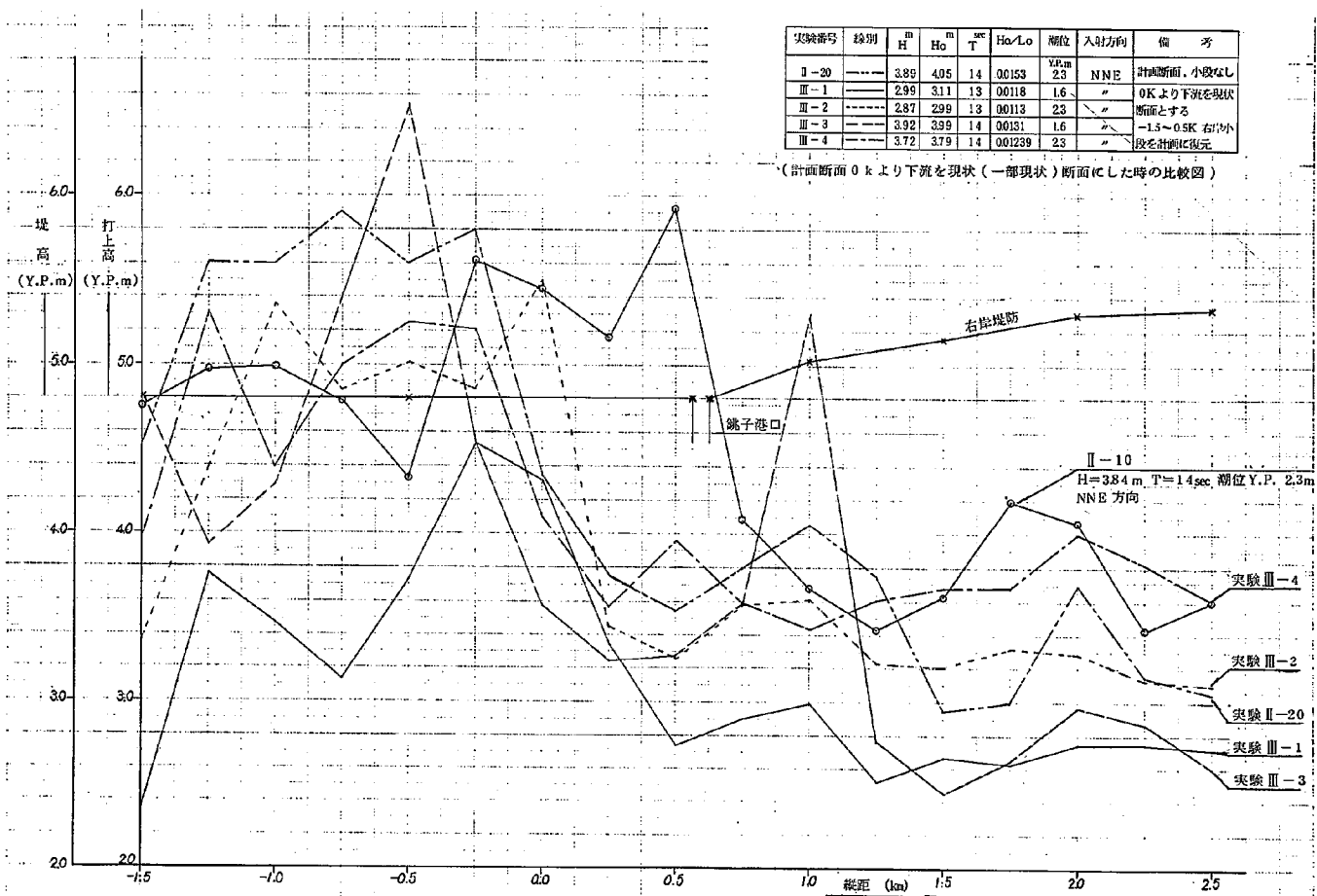


図 5-77 導流堤及び堤防への打上高比較図 (右岸)

実験番号	級別	H m	H_0 m	T sec	H_0/L_0	潮位	入射方向	備 考
Ⅱ-20	---	3.88	4.05	14	0.0153	Y.P.m 23	NNE	計画断面, 小段なし
Ⅲ-1	---	2.98	3.11	13	0.0118	1.6	"	0Kより下流を現状
Ⅲ-2	---	2.87	2.99	13	0.0113	2.3	"	断面とする
Ⅲ-3	---	3.92	3.99	14	0.0131	1.6	"	-1.5K~0.5K 右岸
Ⅲ-4	---	3.72	3.79	14	0.0124	2.3	"	小段を復元

(計画断面と0kより下流を現状(一部現状)断面にした時の比較図)

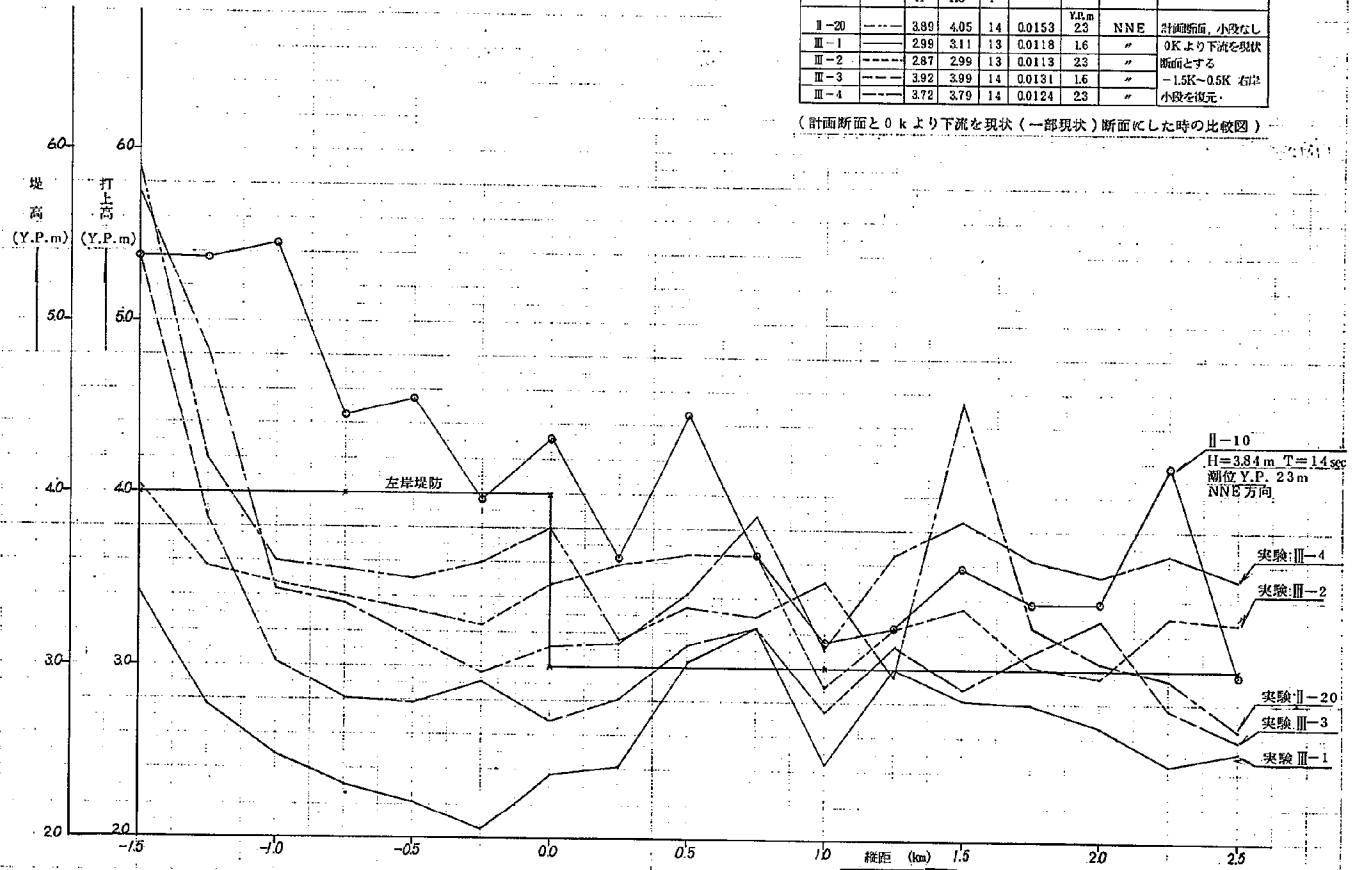


図 5-78 導流堤及び堤防への打上高比較図(左岸)

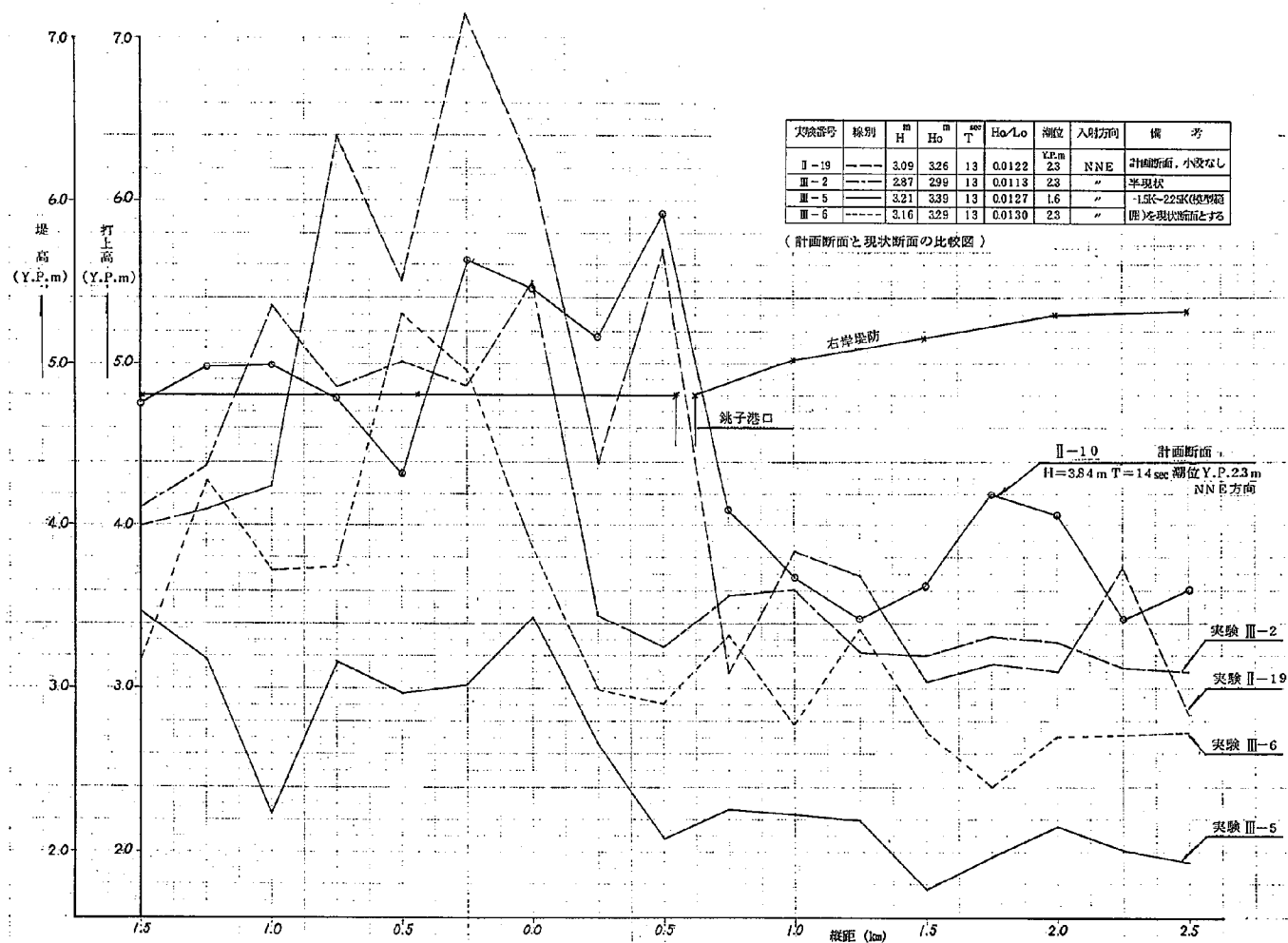


図 5-79 導流堤及び堤防への打上高比較図 (右岸)

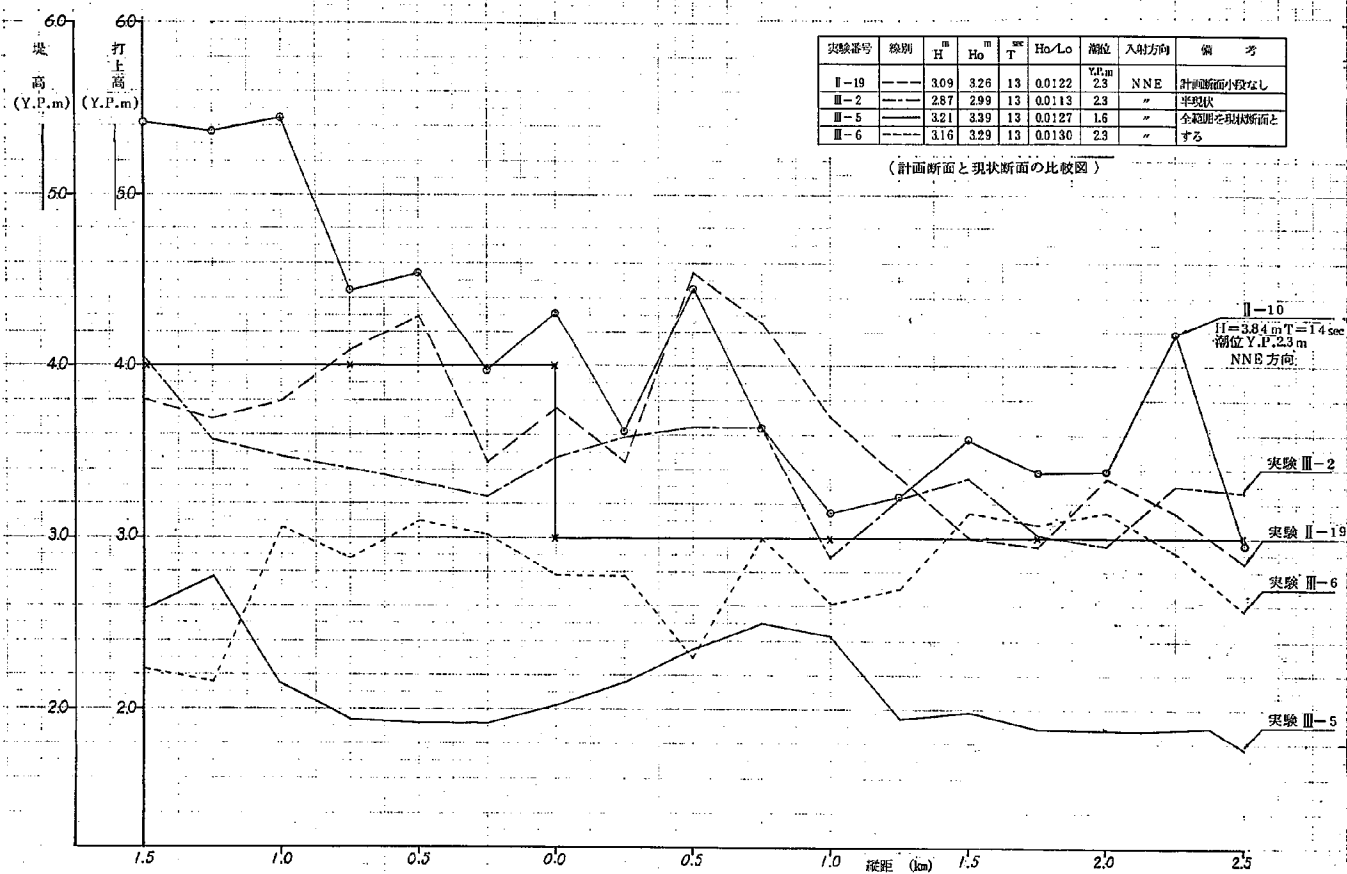


図 5-80 導流堤及び堤防への打上高比較図 (左岸)

6章 河口の維持に関する検討

6-1 はじめに

本章においては、利根川河口処理に伴って河口地形がどのように変化してきたのか、洪水時河床はどのように動くかを論じ、新河道計画の河口処理の妥当性、河口処理に伴う河口地形の変化について論じる。

6-2 導流堤建設に伴う利根川河口地形の変化

現左岸導流堤は昭和24年以来徐々にその長さが延び現在にいたったものである。この導流堤建設に伴う河口地形の変化を調べ、その変化特性を把握することは、新河道計画に伴う河口地形の変化を予測することに役立つと思われる。

1) 導流堤建設前の河口地形

現左岸導流堤建設前の河口地形に関する資料は少なく、詳しいことは分らないが、ここでは文献9)によって導流堤建設前の河口地形の特性について論じてみよう。

図6-1は昭和11年の河口付近の平面図であり、図6-2には汀線の変化図、図6-3に砂州面積変化図を示した。

これによると、砂州の消長はかなり激しいが、次のようなことがいえるようだ。

利根川の洪水記録を見ると、明治18年、23年、27年、29年、31年、43年、昭和に入ってから昭和10年、13年、16年、22年、23年、24年、25年に洪水があった。この中では、明治43年洪水、昭和10年洪水、昭和22年洪水が大ききものであった。利根川砂州の消長を見ると、大出水時に河口砂州はフラッシュされ、その後徐々に砂州が大きくなるということを繰り返している。このことは大出水によって河口地形が大きく変わると、それが元にもどるのに数年以上の年月がかかることを示している。

・距離標0.5Kmより上流は河口幅の変化は少なく、0.5Km地点が最狭部となっている。この所の平常時の最深部水深は9~10mとなり、幅200~250m河積約1000~1100 m^2 となっている。また退潮時の河口部の流量は1300 m^3/s 前後である。⁹⁾このことは最狭部の河積は入退潮量によって支配されると考えて良いことを示している。なぜなら多くのTidal inletおよび潮汐流によって決まると考えられる河川の最狭断面での最大流量時流速は100 cm/s 前後であるからである。¹⁰⁾

6-3 導流堤建設による利根川河口地形の変化

導流堤建設による利根川河口部の汀線変化については文献11)に詳しいので、ここでは詳しく述べないが、図6-4に示すように導流堤建設によって、左岸側汀線は徐々に沖に出て、昭和26年以降はほぼ落ちつき、現在の汀線形状と近くなっている。

6-4 洪水による河口地形の変化とその後の波による変化

昭和33年9月台風21号による出水(取手5831 m^3/s)続いて台風22号による出水(取手6169 m^3/s)があった。この洪水前後の河口部の等深線図を示すと図6-5、図6-6のごとくである。これによると0.5Km地点の深堀水部は1mぐらい深くなり、0~0.5Km地点の浅瀬が多少沖に移動し、-1.0Km地

点右岸よりの深みが前進しその範囲が大きくなっている。

この資料や、他の洪水前後の資料および河床変動計算等²⁾により洪水時の河床変動は、次のごとくであろう。

- 0.0 Kmより上流の河床高は、洪水 $5,000 \sim 6,000 m^3/s$ では、大きく変動せず流砂量の連続という動的平衡河床に近い。

- 0.25 Km地点の最深部は、流量 $5,000 m^3/s$ 前後で $1 \sim 2 m$ 深くなる。

- 0 Kmから - 1.0 Km地点の浅瀬は、洪水 $5,000 m^3/s$ 前後で多少沖に移動するが、河床材料が大きいためか、大きくは動かない。

- 0 Km地点の深ぼれは、洪水時には左岸側の方に深ぼれ位置を前進させる。これは粒径が左岸側の方が小さく河床材料が移動しやすいためと考えられる。この現象は洪水時河口の左岸側で流速が早くなる一つの理由となろう。

- - 0.8 ~ - 1.5 Km地点の右岸側は洪水時に深くなる。 - 0.5 Km地点の浅瀬（河床材料は大きい。）を乗り越えた河水は、弯曲流のためこの地点に集中し、また河床材料も $1 \sim 2 m$ 前後で動きやすいためである。○ このように利根川河口の洪水時の河床変化、流況は底質材料の変化と密接に結びついている。

洪水時の河口変形を見ると、0.5 ~ 1.0 Km地点の深みは $1 \sim 2 m$ 程度埋めもどされるようだが0.5 Km地点より上流は、それほど変動は無く、洪水時の河床高を平水時も維持している。0.0 ~ 0.5 Km地点の右岸側は、河口から侵入した波が導流堤に斜めに入射し、粗砂を河道内に移動させ、ここに堆積する。この地点は、丁度入射波の侵入限界点であり、波高も小さくなる所である。0.5 ~ 1.0 Km地点左岸では、右岸側からの反射が斜めに侵入し、左岸導流堤を越波した波による砂、飛砂による砂を堆積する。この地点もまた反射波の波高が小さくなる所である。また河口0 ~ - 1.0 Kmの浅瀬は波によって洪水後多少河床高が上昇し、また0 ~ 0.5 Kmの深みを徐々にうめていく。また - 1.0 ~ 1.5 Km右岸側の深堀れも波によって徐々に埋まっていく。

このように粗砂は波によって河道内に移動する傾向があるが、0.2 m前後の細砂は波、および潮流によって沖方向に運ばれるようだ。¹³⁾

潮汐流による河口地形の変形は、はっきりしないが、導流堤設置前の河口最狭部の河積と現在の河口の河積を比較すると、現河口の方が河積が大きい。つまり現河口は、潮汐流による河口の平衡断面より大きいことは、潮汐流が現河口河積を支配していると考えるべきではなく、 $4,000 m^3/s$ 前後の洪水が河積を支配していると考えるべきであろう。

6-5 将来の河床変動についての考察

利根川河口の河床高が現導流堤の撤去等に伴ってどのように変化するかを正確に予測することは不可能だが、ここでは、今までの河口に関する知識、本模型実験結果等を参照しながら、将来の河床変動について予測してみたい。もちろんこの予測は筆者等の河口に関する知識、経験の上で述べるものであり、理論的に予測するものではなく、その結果は参考程度に考えるべきものである。

まず初めに現状河口導流堤を取り除き、波崎港防波堤と現状河口導流堤の間を河床高 $Y.P. - 3 m$ 程度に堀削し、残りは現河床のままにした場合について述べよう。

この場合、堀削した部分の河床材料によって、その後の河床変動は大きく変わろう。もしこの部分の河床材料が0.15 ~ 0.2 m位であるとすると、洪水によってこの部分が容易に侵食されるので堀削直後は、深ぼ

れ部が波崎港防波堤沿いに走ることになる。ただし波によって粗砂が徐々にこの掘削部分をおおうようになり、将来はこの深ぼれは埋まっていくであろう。河口拡張によって波浪はより河道内に入りやすくなるため、現河口部の粗砂はより河道内に入りやすくなり、右岸導流堤沿いは粗砂が1.0 Km付近まで波によって持ちこまれ、銚子内港出入口水深は浅くなる。また左岸側も将来は反射波および入射波によって1.0 Km付近まで導流堤沿いに粗砂が侵入し河床高が浅くなる。したがって現河床の深ぼれ部は、河口拡張によってもそれほど浅くなることは無く、最深部はY.P.-1.0 m位のままであろう。0 Kmより上流の河床高はそれほど変化は無いと考えられるが、河口拡張によって1.0 Km地点水位が低下するため、多少低下傾向となる。

掘削部の河床材料が2 mmより大きければ、波崎港防波堤沿いに洪水が走る程度が小さくなるため、洪水による深ぼれはそれほど大きなものではあるまい。将来の傾向は前述したものと同じような傾向を示そう。なお現河口前面にある浅瀬は河口拡張によってもそれほど移動することは無いと思われる。むしろこの部分の粗砂は、洪水によって沖に移動される機会が減ること、河道内侵入波高が河口拡張によって多少大きくなることを考えると、河道内により入りこむことになり、現河床の深ぼれ部は多少短くなる。

河床を計画のY.P.-5 mに掘削した場合（深掘れ部は残す）にも、掘削後の河床材料がどの程度であるかによって河口部の河床変動は異なったものになる。掘削後の河床材料も現状程度とすると、河口部の水深が深くなるので土砂の移動量は少なく、ある程度長い期間その河床は維持しえようが、右岸、左岸沿いに粗砂が河道内に侵入し、1.0 Km地点位にも達しよう。0.5～1.0 Kmの深ぼれは浅くなる。1 Kmより上流の河床は徐々に浅くなるが、その変動は急激なものではあるまい。

掘削後の河床材料が0.2 mm程度だとすると、波や洪水流に対する応答が非常に早いので、その変動を予測することは今のところ、分らないと言うしかないが洪水時には0 Kmより下流は右岸側に洪水が走ることであり、そこに深掘れが生じよう。波に対して河口かどう変化するかは筆者等には見当がつかない。

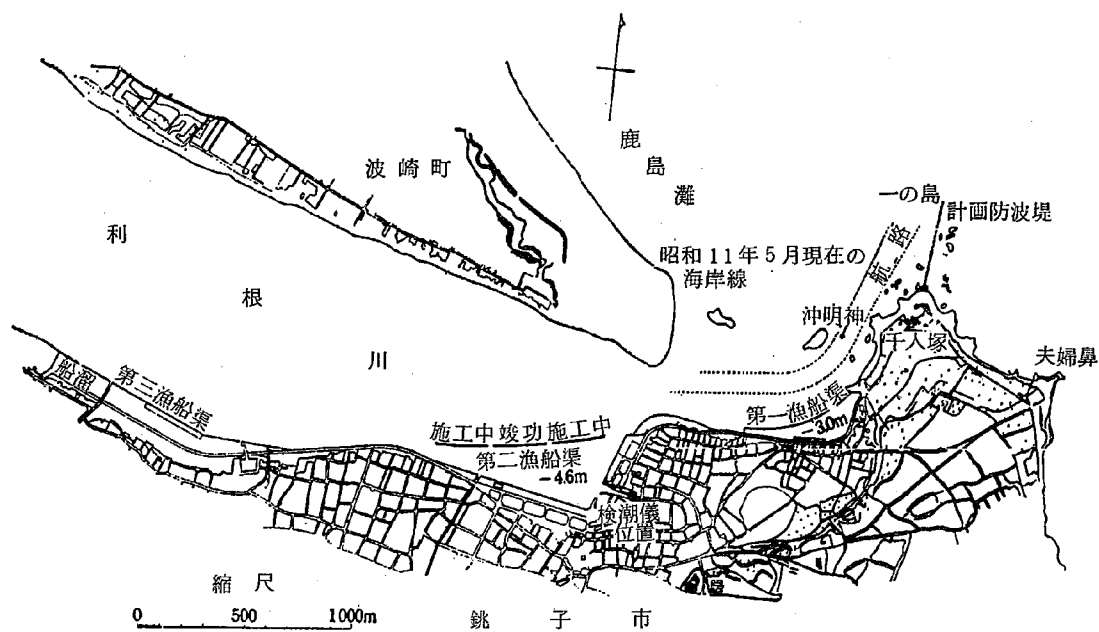


図-6-1 銚子漁港附近平面図

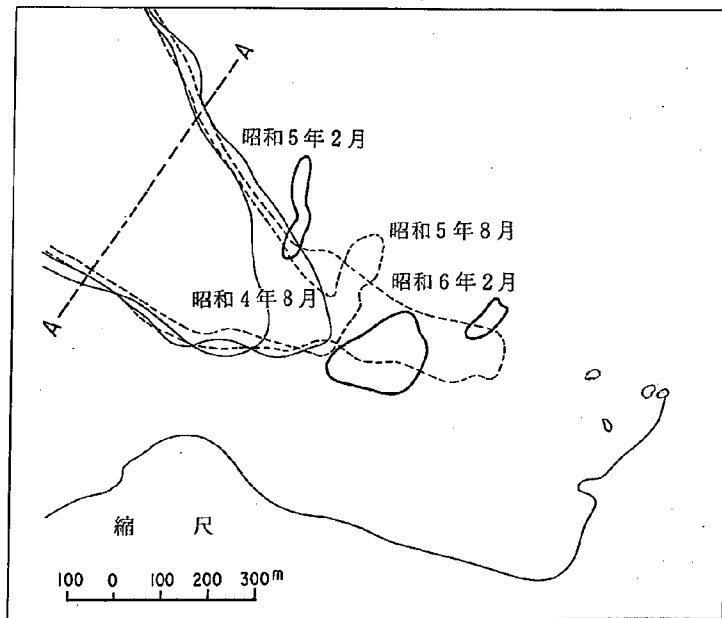


図-6-2 昭和4～6年の砂洲の消長

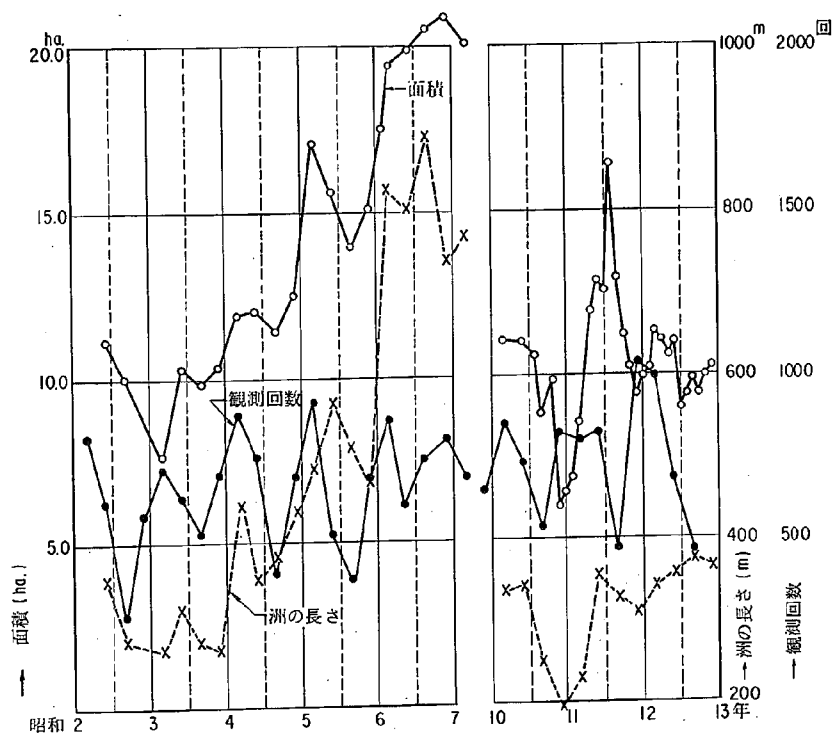


図-6-3 州の消長と風向との関係

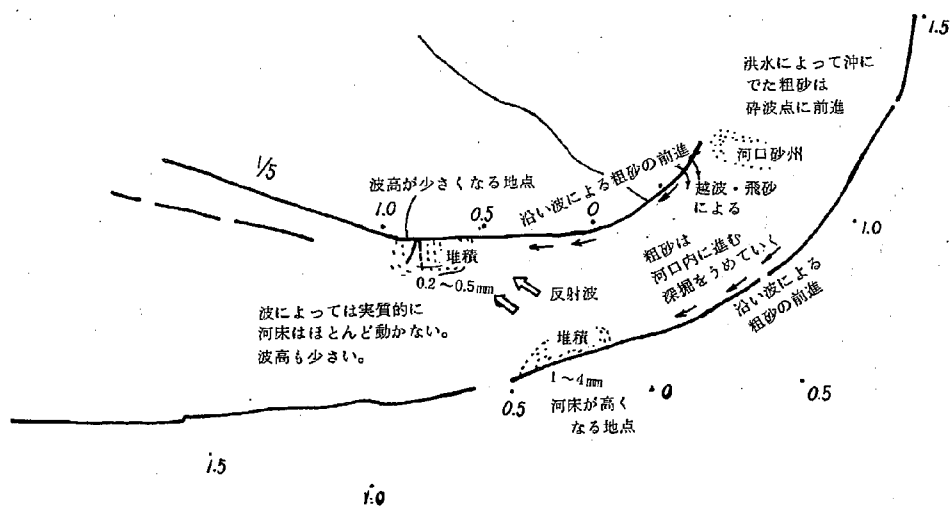
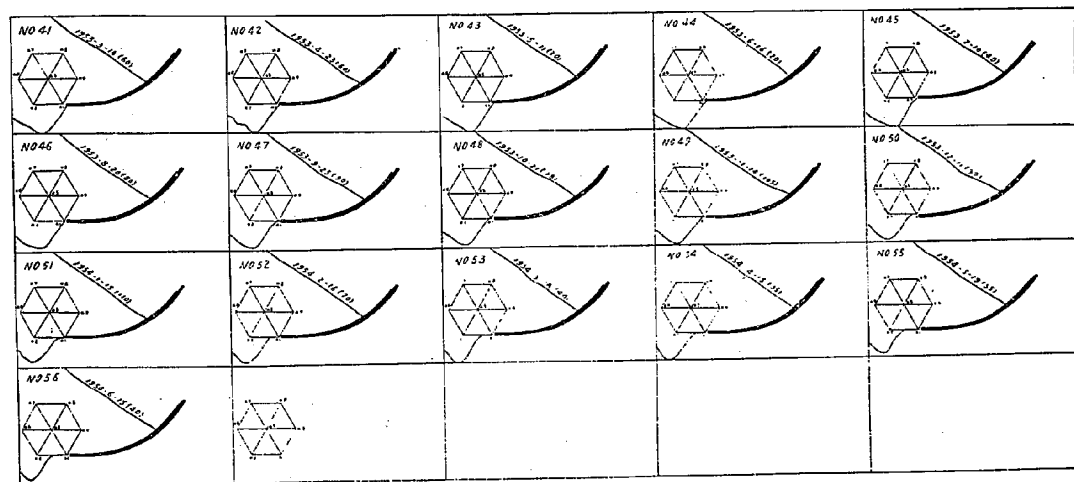
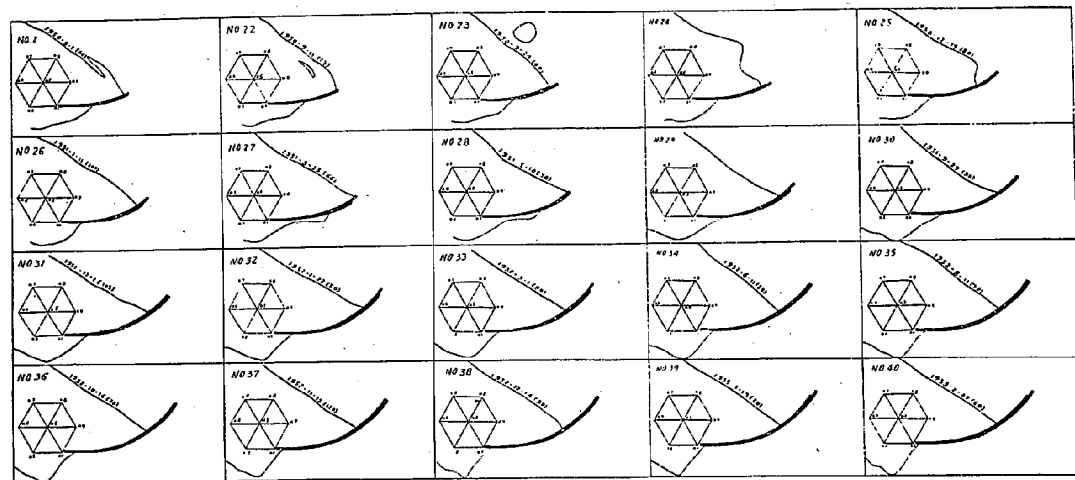


図-6-7 波による底質の移動状況総括図



図 6 - 4 導流堤の進歩と砂洲面積変化



利根川河口等深線図

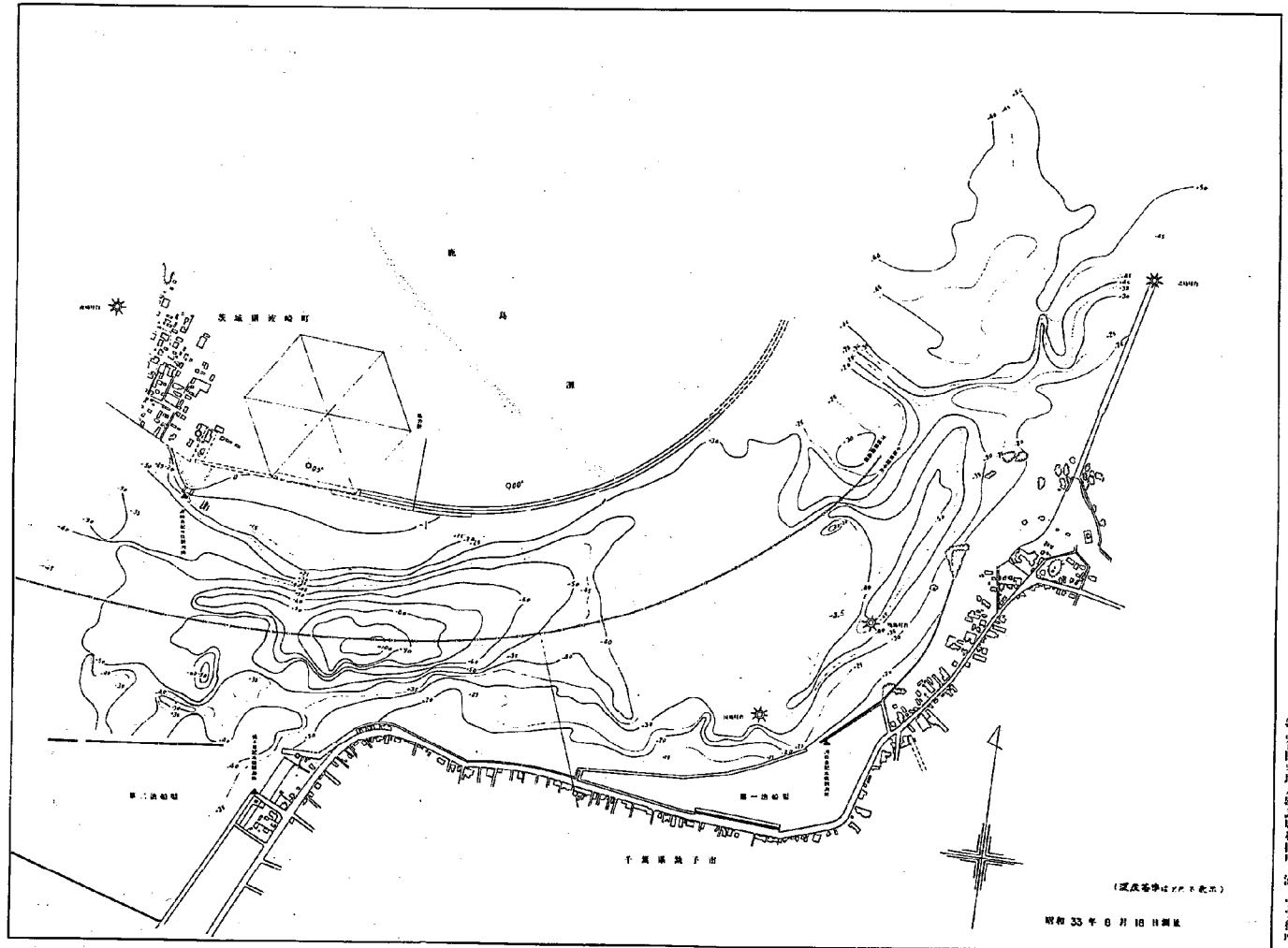


図-6-5 昭和33年8月18日等深線図

7章 今後の検討課題

7-1 今後の検討課題

利根川河口処理計画は、今後の利根川におけるダム計画、放水路計画の変更によって今後も変わっていくものと思われる。最終的な計画案策定までに次のようなことを検討する必要がある。

① 河口部の粗度

河口部の粗度増加の原因をより明確にするため、洪水時河口部河床波の観測を行うこと。超音波河床高計を使えば良いが、洪水時は水がにどるから、にどりに対する考慮をはらうこと。

② 河口付近の底質材料の測定

掘削後の底質材料把握のため河口部の柱状サンプリングを行うこと。また波崎港と現導流堤間の土質調査（柱状サンプリング）を行うこと。

③ 利根川河道計画の最終案が決まったら、再度波浪の侵入状況、削波工の効果等について水理模型実験を行うこと。その場合斜め入射に対する消波工の効果、反射率うち上げ高、消波工前面地形の影響等についての基礎的研究も行うべきであろう。また将来生じるであろう河口地形を予想しておくこと。

④ 高潮計画と波浪対策の関連性について、計画論的つめをより行うこと。またWave set upの影響を位置づけること。

⑤ 波による土砂のふるい分け作用に関する基礎的知識をよりふやしていくこと。

⑥ 河口河積増加による塩水の侵入状況の変化について検討しておくこと。またこの変化が魚貝類におよぼす影響評価をしておくこと。

⑦ 港湾計画と河道計画の斉合性について

港湾における堤防（防波堤）と河川における堤防は、同じ計画理念の下で計画されるものではない。利根川河口のように河川と港湾が一体となっている場合の計画理念をより明確にする必要がある。

⑧ 密度差にもとづく河口水位上昇量を、利根川河口計画の中でどう位置づけるか明らかにすること。

参 考 文 献

- 1) 建設省関東地方建設局利根川工事々務所, 利根川河道計画調査(中間)報告書
1973
- 2) 須賀堯三, 馬場洋二, 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
925号 1971
- 3) 須賀堯三, 浜谷武治, 利根川河口拡巾検討模型実験報告書, 土木研究所資料第925
号 1974
- 4) 木下良作, 利根川下流部洪水流解析報告書, 利根川下流工事々務所 1974
- 5) 橋本宏, 川村公一, 別大国道道路護岸水理模型実験報告書(Ⅲ), 土木研究所資料第
1124号 1976
- 6) 山本晃一, 相似律の観点から見た移動床の水理, 土木研究所資料第1059, 1075,
1154, 1975, 1976
- 7) 吉川秀夫, 松岡昂昭, 感潮河川に関する研究, 土木研究所報告第85号 1953
- 8) 佐藤清一, 岸力, 富永正昭, 利根川下流部の水理的特性に関する研究(1)
土木研究所報告95号 1957
- 9) 松尾春雄, 利根川河口の防波堤, 導流堤, 航路浚渫 砂州の消長に関する模型試験,
土木試験所報告第41号 1933
- 10) 山本晃一, 河口処理論(Ⅰ), 土木研究所資料第 号予定
- 11) 利根川下流工事々務所, 利根川河口に於ける標砂及び飛砂に関する中間報告
1954
- 12) 山本晃一, 河川の抵抗係数の予測法, 土木技術資料 Vol 19-7 1977
- 13) 山本晃一, 波による底質のふるい分け作用, 第24回海岸工学講演会 1977
- 14) 渡辺隆二, 利根川河口処理について, 第4回建設省技術研究会 1951
- 15) 西村一夫, 田中則男, 竹内秀哲, 日本海北部沿岸の異常気象時における潮位特性につ
いて, 第19回海岸工学講演会 1991

あ　と　が　き

本報告書は、土木研究所鹿島試験所において、昭和49年、50年、51年、52年の4ヶ年にわたる実験および水理的検討結果を取りまとめたものである。本報告書作成までには次の人達がかかわった。

現状模型の製作設計は林が、実験計画、指導は昭和51年10月までは山本、坂野がそれ以降は深見、坂野が当った。本報告書初稿の作成は山本が行った。実験に当っては建設技術研究所古賀興一氏には多くの労をかけた。

また本報告の検討に当っては、土木研究所河川研究室長須賀堯三、海岸研究室長橋本宏、前利根川下流工事々務所長富永正照および調査課の人達の多くの労があったことに深く感謝したい。

1978年2月

山　本　晃　一

林　　敏　夫

深　見　親　雄

坂　野　　章