



土木研究所資料

第 974 号

千代川河口付替に関する水理的検討

昭和 50 年 2 月

建設省 土木研究所

鹿島試験所

目

次

1章 序説	1
2章 千代川の自然条件	2
2-1 千代川の概要	2
2-2 河口の概要	2
2-3 千代川の縦断図と川幅	3
2-4 流量	3
2-5 河床材料および海部の底質材料	4
2-6 粗度	5
2-7 河床変動	5
2-8 風	7
2-9 飛砂	7
2-10 波浪	7
2-11 潮位	10
2-12 塩水くさび	10
2-13 汀線変化	11
2-14 洪水時および洪水後の現象	12
2-15 海床の変化	17
2-16 河口水深の変化	18
3章 千代川河口付替計画と下流河道計画	20
4章 模型実験の相似率	21
4-1 相似率	21
4-2 千代川河口模型実験における模型縮尺について	33
5章 実験ケースと実験方法	38
5-1 実験施設	38
5-2 実験の概要	38
5-3 実験ケース	39
6章 模型の相似性に関する検証実験	43
6-1 検証実験の意義	43

6-2 洪水時現象の相似性に関する検証	43
6-3 波による海床変化の相似性	59
7章 洪水時の河口水位，河道の安定性，河口維持に関する模型実験による検討	70
7-1 現況河道の洪水時の水位と河口状況	70
7-2 模型実験による導流堤および河道法線形の検討	80
8章 河口水深は維持できるか	134
9章 河口の水位は計画高水位以下におさえられるか	144
9-1 現況河道の場合	144
9-2 計画案の場合	144
10章 河口処理計画はどうすべきか	161
10-1 計画高水位，計画河床高，法線形	161
11章 河口付替時の問題点	162
12章 結論	168
あとがき	169

1 章 序 説

千代川の河口は鳥取県第二の漁港である賀露港がありその東西には数kmにわたり砂丘が発達しており、千代川はこうした大砂丘を貫流して日本海に注いでいる為、^漂砂に関する問題が昔から多く、その処理には多大の努力が払われてきた。千代川における河口処理は歴史も古く明治33年ごろより左右岸の導流堤に着手し、その後徐々に延長し昭和39年に至り、現在の姿となった。最近では中安博士による誘導水路方式により洪水流量を処理している。これは洪水期前にあらかじめ右岸側砂州に敷高T.P. 0 m、幅20 m程度の水路を2本開削し洪水流量を処理する方法である。過去における大洪水は昭和9年9月の $Q = 3300 \text{ m}^3/\text{s}$ （行徳地点）と昭和34年9月の $Q = 2700 \text{ m}^3/\text{s}$ であり、このうち昭和9年9月洪水では賀露町も浸水被害



千 代 川 河 口

害があり、東側導流堤の砂州が切断するとともに、本川背水の影響を受け旧袋川、湖山川の小支川に対する内水被害を生じている。又、最近大洪水はないが漂砂の移動にもなって、河口に砂が堆積し、治水上必要な水深および河積の維持が困難である。一方、賀露港は毎年港口が埋没して船舶の航行に支障をきたし、港湾の機能を減退せしめている。鳥取市は、海上輸送機関を完備して、市勢の発展、産業の開発をはかるため、千代川の河口にある賀露港を大改築する計画である。こうした現状にかんがみ河口を改修して、治水上ならびに港湾上の機能を充分に発揮できるようにしようと言う案が考えられる機運となってきた。

また千代川の基本高水流量は、現在、行徳地点で $4700 \text{ m}^3/\text{s}$ であるが、将来 $6000 \text{ m}^3/\text{s}$ に増大するため、この流量が河口で処理できるか問題になっている。そこで河口の抜本的な改良が問題となってきた。

本報告は上述の問題に答えるためになされた模型実験等の検討項目を述べるものである。

2章 千代川の自然条件

2-1 千代川の概要

千代川は鳥取県八頭郡智頭町の沖の山（標高1319m）にその源を発し、途中幾多の支流を合わせながら流下し、鳥取平野の中央を貫流し、鳥取市の西部、賀露において日本海に流入している。流域面積は1190.0km²

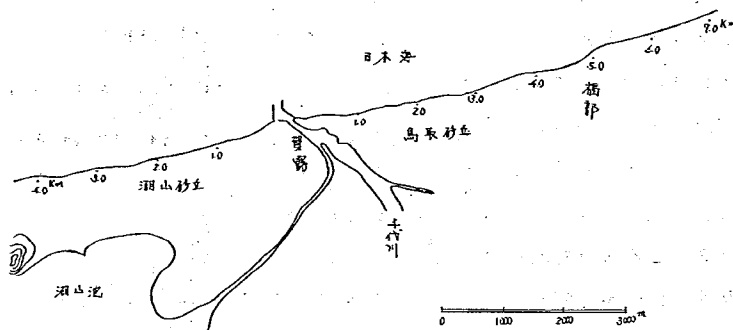


図2-1 千代川の位置図

で幹川流路延長56.8kmである。流域は、鳥取県東部に位置し、高山が東、南、西の三方より囲み、中央低地に向って急流している。その為、河川上流部は、山腹崩壊性に富み、縦横浸蝕によって土砂の流入がはなはだしい。主要な支川は、図2-2に示すように袋川28.4km、八束川32.5kmである。

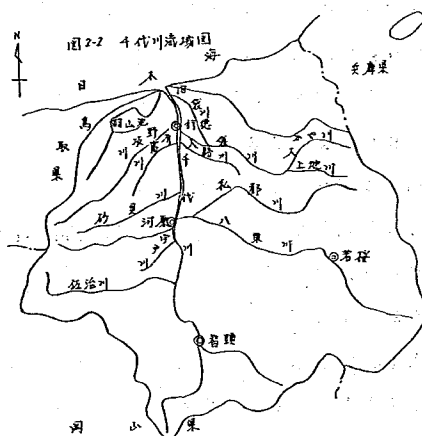


図2-2 千代川流域図

2-2 河口の概要

千代川河口は、東に鳥取砂丘、西に湖山砂丘の間をおよそ1/1500の緩勾配で貫通し日本海に流入している。この砂丘は非常に大きく表2-1のごとくである。

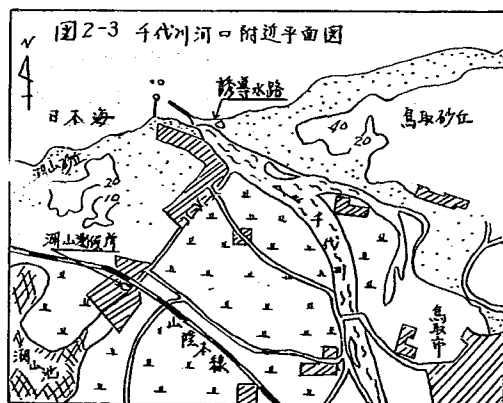


図2-3 千代川河口附近平面図

河口は鳥取港として利用され、その直上流右岸側に鳥取市を貫流する旧袋川があり、左岸側に湖山池より流下する湖山川が合流している。

なお河口0kmより1.0kmまでの左岸は賀露部落となり、その背後は高さ約30mの高地に松林が繁って居り、それより上流側は築堤（高さ約5米）に依って護られている。右岸は0.5km附近は砂洲を形成しそれより上流側は防砂林が完成して砂丘はかなり安定している。

河口は、鳥取港に入る舟の航路維持のため、幅約100～150mの導流堤によって維持されて

表 2-1 砂丘の諸元

名 称	延 長	最大巾	平均巾	高台地標高
浜坂砂丘	8.4 km	1.6 km	1.1 km	4 0 m
湖山砂丘	5.3	1.25	0.7	3 7

川合流点に至る湾を形成し、水深も充分あり明治年間までは 300 石積 500 石積帆船が出入し、明治末期に至り、400 ton, 500 ton 汽船が阪神地方と往来し、外港にて舁荷役をもって物資の積卸をしていた。

昭和初年 100 ton, 200 ton, 機帆船がこれに代り、年間延べ、400 隻程度の回漕船が出入し、港内荷役をし、石炭を移入し、木材、米を移出していた。近年に至り河口水深が浅くなり、20 ton 程度の機動力漁船がかろうじて出入し得る程度となり漁港として今回に至っている。

現在の河口は、江戸時代と異なって、ほぼ平衡の状態と考えられ、急激な河口の縮小も拡大もないと考えられる。図 2-4 は千代川河口改修の変遷を示したもので、現在ほぼ河口は安定したものとなっている。なお、現在、河口が浅くなった場合、浚渫を行なっていることを付記しておく。

いる。洪水時には導流堤の東側の砂州を越流し、河口での河幅减小による水位上昇を防いでいる。

この砂州は旧藩時代においては現在の砂州は発達しておらず、左岸 1.5 km 附近より湖山

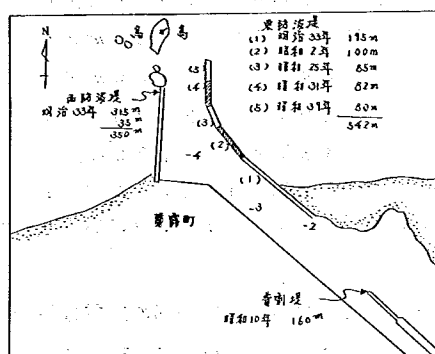


図 2-4 千代川河口改修の変遷

2-3 千代川の縦断形と川幅

図 2-5 に千代川の河床勾配を、図 2-6 に千代川の川幅変化図を示す。これによると河口部で 1/1500, 10 km 付近 1/500, 20 km 付近で 1/250 の勾配であり、川幅は 0~10 km 間は 300 m, 低水路幅は 200 m 前後である。この低水路内には、州の発生もなく、ほぼ安定していると考えて良い。

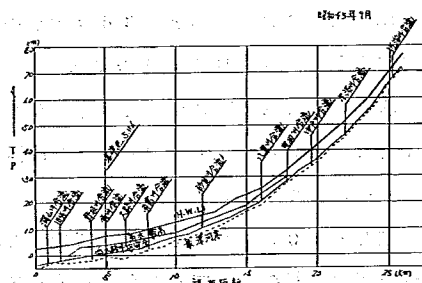


図 2-5 千代川縦断面図

2-4 流 量

流量は河口より 5.12 km 地点の行徳の流量観測所の資料によると、10 年の資料より

渴水量 21.2 m³/s 低水量 35.3 m³/s

平水量 53.5 m³/s 豊水量 84.0 m³/s

であり、年最大流量の平均は 124.6 m³/s である。

図 2-7 には月別平均流量を示した。これによると、

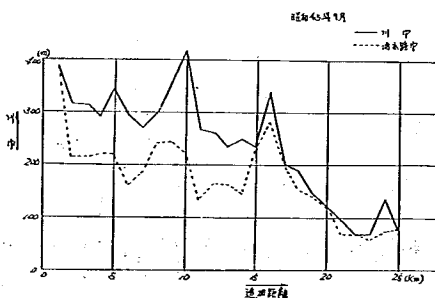


図 2-6 千代川の川巾と低水路巾縦断面図

3～4月に融雪による流量増が在ることがわかる。

千代川に於ける洪水の記録を見ると、天文以後400年間に大洪水が50回ぐらい有り、平均8年に1回の割合で災害をこうむっている。被害の程度は詳細に知ることができないが、天文13年秋、元禄8年8月、享保14年7月寛政7年等の洪水が記録されている。元禄8年の出水には、千代川河口が10町余に拡がり、鳥取市内に家屋が無かったと伝えられている。明治以降における洪水の内量的に記録されて居るものは次の通りである。(行徳地点)

大正12年9月	3,600 m^3/s	昭和9年9月	3,280 m^3/s
昭和20年9月	2,680 m^3/s	" 28年7月	1,532 m^3/s
" 34年9月	2,700 m^3/s	" 38年7月	1,299 m^3/s
" 40年	2,500 m^3/s	" 41年9月	1,310 m^3/s
" 45年8月	1,700 m^3/s	" 46年9月	1,200 m^3/s
" 47年7月	2,100 m^3/s		

これを見ると洪水は7～9月に集中し、春の融雪出水は400～500 m^3/s 止まりと考えられる。

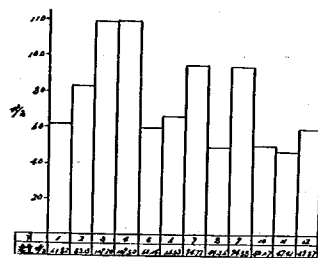


図2-7 月別平均流量図 (S37～S46)

2-5 河床材料および海部の底質材料

図2-8に河口付近の粒度分布、図2-9に平均粒径と $U.C = d_{60}/d_{10}$ の変化を示した。これによると、3.6k地点の秋里汐止堰(天端高 H_2O : 5.96m)までは感潮区間であり粒径が小さく平均0.5～1mmである。これより上流の3～5km区間20mm前後である。

図2-10、図2-11は千代川河口附近海床質材料の平均粒径と粗粒率(粗粒率とは80, 40, 20, 10, 5, 2.5, 1.2,

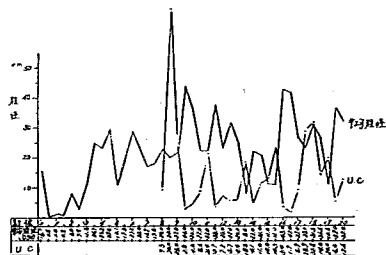


図2-9 平均粒径U.C

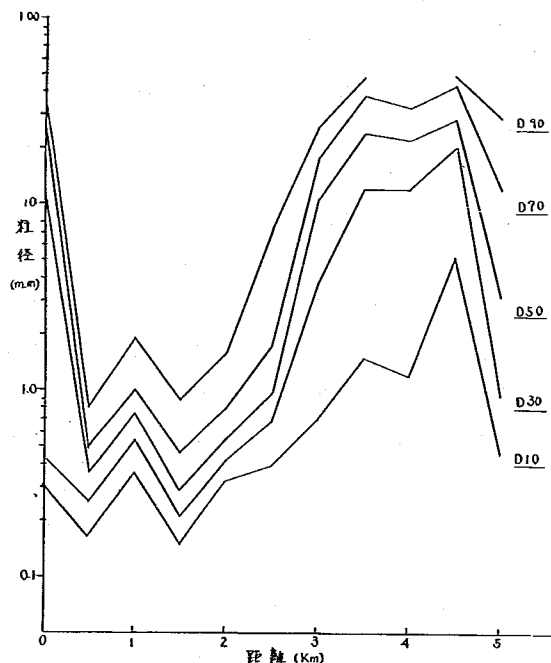


図2-8 千代川河口河床材料の粒度分布

0.6, 0.3, 0.15mm フライの1組を用いて、各フライにとどまる重量百分率の合計を100で割った値をいう。)の分布を示した。これによると、平均粒径は汀線付近で、

0.5 mm, 千代川河口西側沖合 1500 ~ 2000 m に 0.5 mm と粒径が大となり, 他の地点は, ほぼ 0.2 mm 前後である。粗粒率は, 粒径の大きい所が大であり, 粒度分布の均一性が小さいことがわかる。

河口西側沖合

1500 ~ 2000 m の地点は沿岸砂州の背後に当り, ここで粒径が大きくなっている理由は, はっきりしない。

砂州部の粒径は, 図 2-12 に示すごとく, 0.15 から 0.35 mm ぐらいである。

2-6 粗 度

図 2-13 に千代川下流部の粗度係数を示す, これによると下流部の粗度は 0.022 位であると思われる。

2-7 河床変動

図 2-14 に 0.4 km までの河床最深部の変化を, 図 2-15 には 14 km 地点までの値を示し

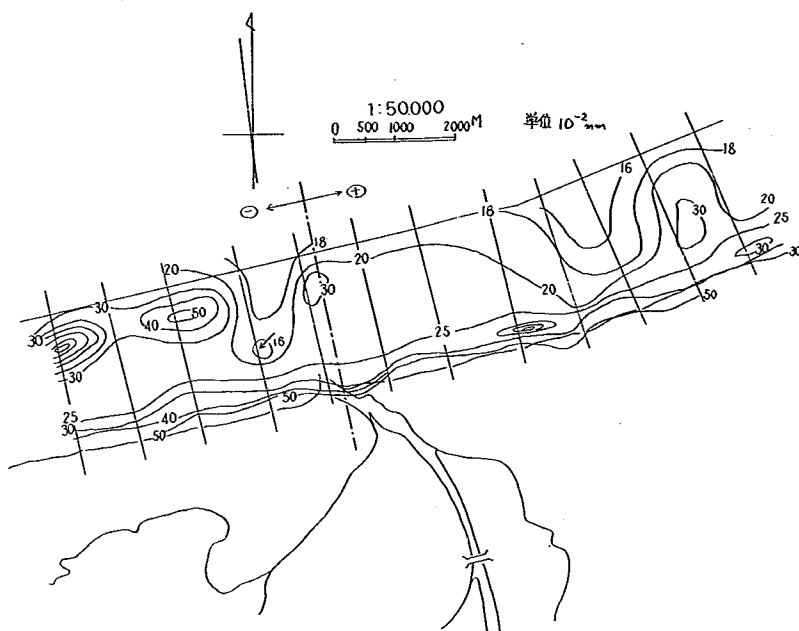


図 2-10 千代川河口堆積物等平均粒径分布曲線図

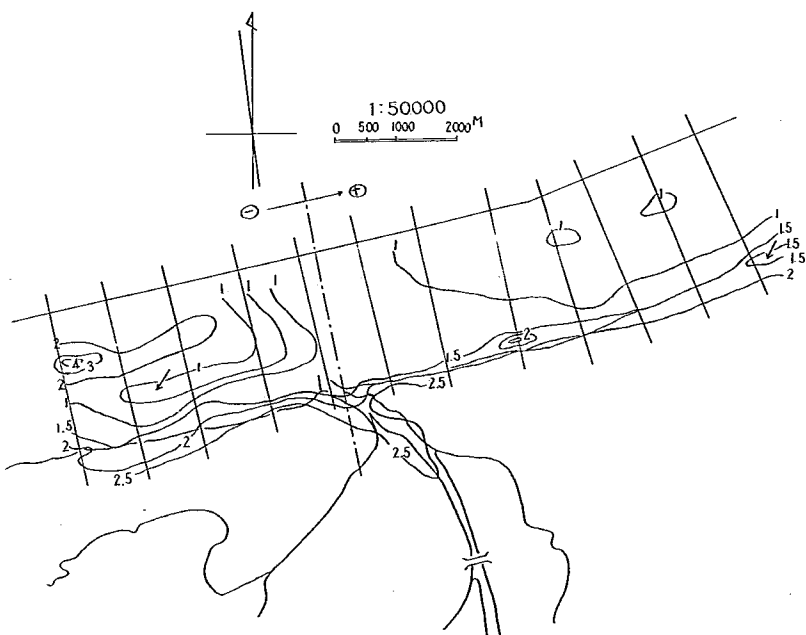


図 2-11 千代川河口底質等粗粒率曲線図

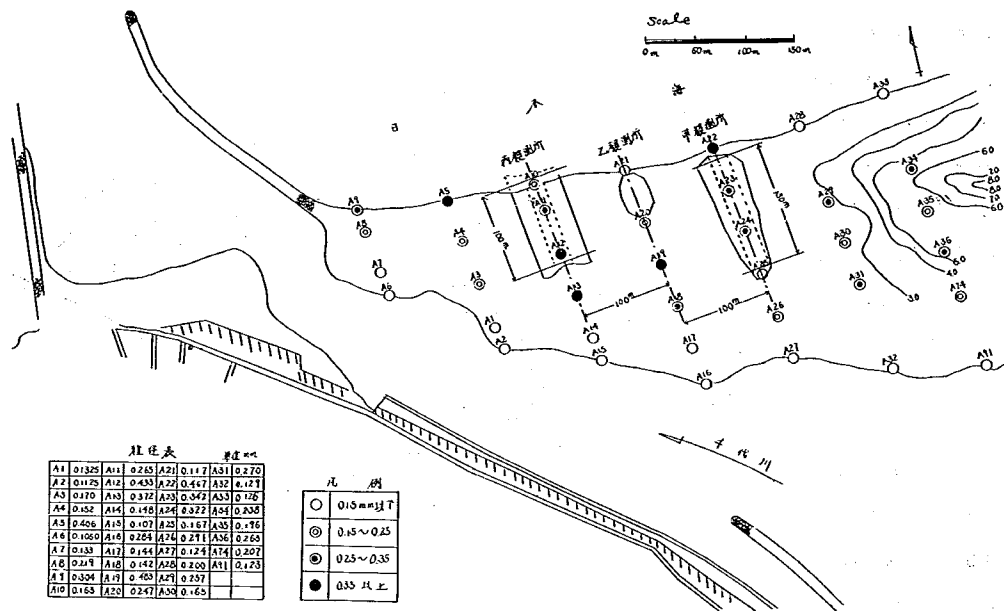


図 2-12 漂砂地帯に於ける粒経分布図

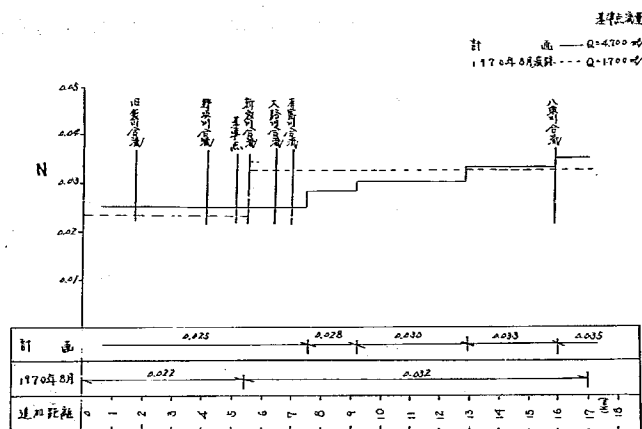


図 2-13 千代川粗度係数縦断面図

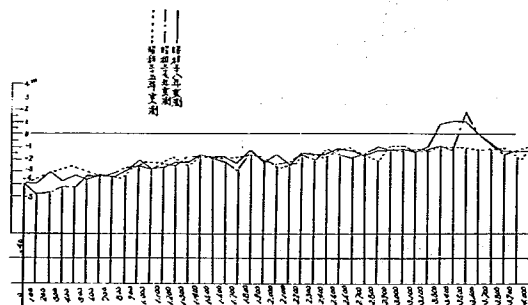


図 2-14 千代川河床縦断面図

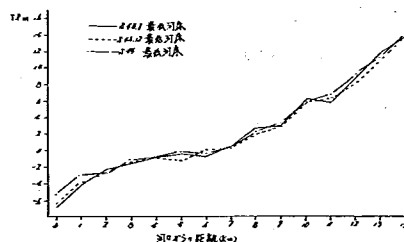


図 2-15 河床高変動図

た。3.6 km地点の汐止堰の完成（昭和37年）による影響は少なくほぼ安定している。なお河口部は多少の変動がみられる。これはしゅんせつ、飛砂、波による砂の持ちこみなどが影響していると思われるが、これについてはのちに詳しくのべてみたい。

2-8 風

風というものは地形の影響を受けることが多く、特に風向は影響は大きい。千代川河口は、湖山、浜坂砂丘が有り、地形の影響が大きい。

風によって波を推定するような場合、風の観測点をよほど注意して選ばないと、海上の風とはまるっきり異なった風を取ってしまうことになる。

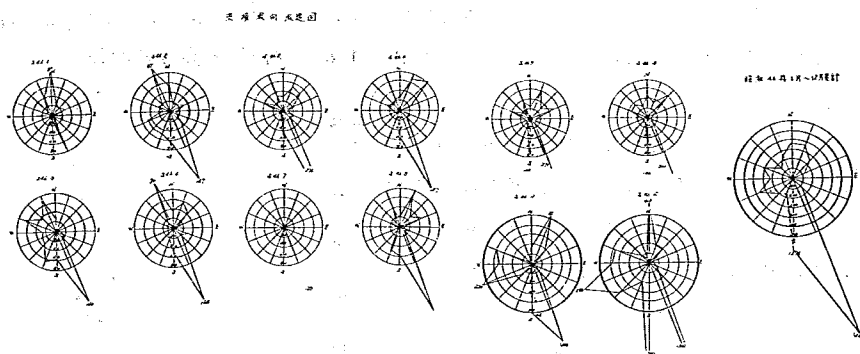


図2-16 浜坂風向風速図（S46.1~S41.12）

図2-16は浜坂における風向風速図（昭和46.1~S46.12）で風向、風速は10分間平均で5m/sec以上の風速の回数を1時間ごとに月計を出したものである。浜坂の風は一応河口での風の性質を代表しているものと考えて良い。

2-9 飛砂

千代川河口では浜坂で飛砂量の観測が行なわれている。飛砂採取器は図2-17に示すようなものであり、その観測データをまとめたものが、図2-18、図2-19である。

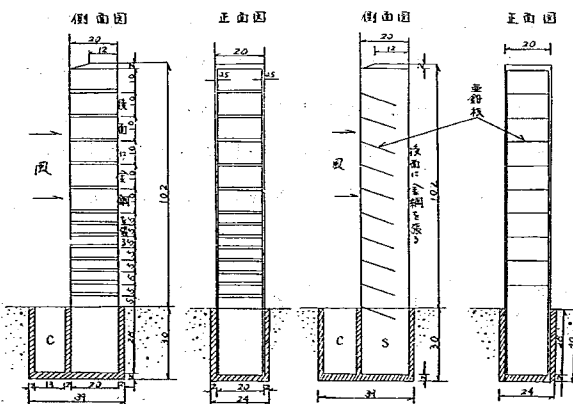


図2-17 飛砂採取器

2-10 波 浪

建設省においては千代川河口

右岸側の沖合約900m（水深10m）

に波高計を設置して観測を行なっているが、観測が思うようにいかず良い資料が得られていないので、ここでは目撃による観測結果と、千代川河口より東方約13kmに有る避難港田後港の記録を参

考にする。

図 2-20 は昭和 45~46 年の千代川河口付近の月別波向を示したものである。観測は目視により 1 日 2 回、9 時と 15 時に行なった。図の目盛り回数を示している。これによると、冬季は北および北西より卓越し、夏期には北および北東が多いが、平均的には汀線に直角と考えて良いようだ。漂砂の卓越方向がみられないことから、このことは言えるだろう。

次に波高であるが、河口近くでの良い資料が無いので田後港の資料を使う。図 2-21 は田後港での波高と周期の平均的な関係を示したもので、波高 2 m で周期 9.5 sec, 3 m で 10.7 sec であり、波高が高くなると周期が長くなる。

なお田後港においても、年間を通して、波高計による観測値は取れていない。波高計による読みとりとは別に、田後港工事施工上の資料として 1 日 3 回目測による波高、波向の記録が取られている。この目測値と同時に波高計で読み取った値があり、その相関の程度は図 2-22 のとおりである。ややばらついているが一応の相関があるものとして 3 年間の目測による波高、波向別の回数は表 2-2 のごとくである。

これらのことから波高が 4 m を越えることは少なく、波高の高い波は冬期に多く、NW, および N が多い。

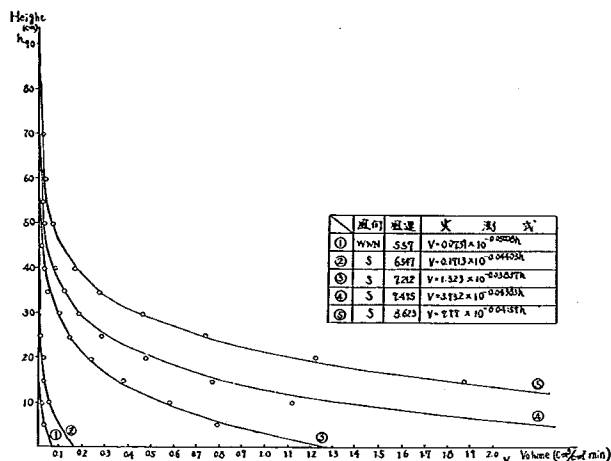


図 2-18 飛砂量と高さの関係

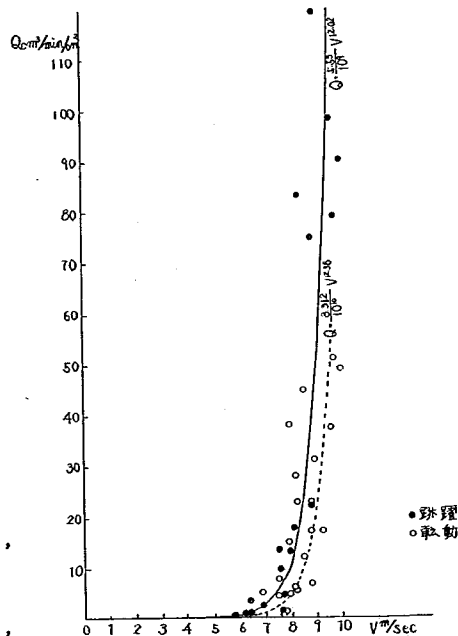


図 2-19 風速と飛砂量の関係

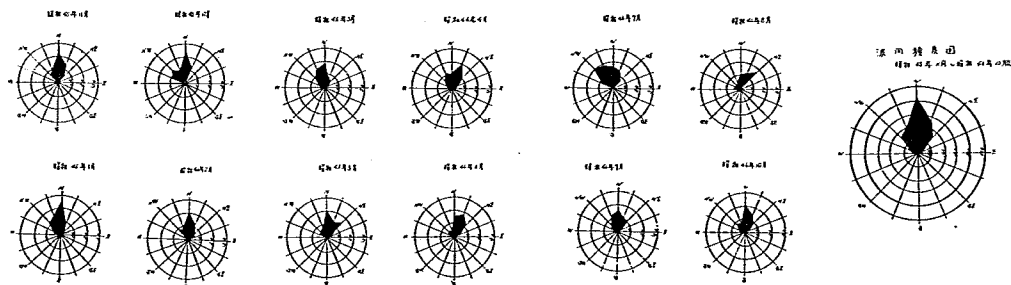


図 2-20 月別波向積算図 (昭和 43 年 11 月)

月	波高 方向	年度	静穏	0.5 m以下	0.51~ 1.00	1.01~ 1.50	1.51~ 2.00	2.01~ 2.50	2.51~ 3.00	3.01~ 3.50	3.51~ 4.00	4.01~ 4.50	4.51~ 5.00	5.01~ 5.50	5.51~ 6.00	欠測
1 月 3 月 10 月 12 月	W	36		1	1	2	1									
		37		5												
		38 計		6(2)	1(0)	2(1)	1(0)									
	WNW	36			1											
		37			1(0)											
		38 計			1(0)											
	NW	36		15	32	10	43	19	7	6	4	4	5		3	
		37		18	42	13	9	2								
		38 計		80	55	47	30	12	10	2	1					
	NNW	36			5	1	3	2	1						1	
		37			3	6	2	1	1							
		38 計			8(3)	7(2)	15(5)	4(1)	2(1)						1(0)	
	N	36		65	66	41	44	8	14	3	5	3				
		37		62	82	35	23	4	3	3	4		6			
		38 計		15	24	21	11	5	3	3	3			3		
	NNE	36		142(47)	172(57)	97(32)	78(26)	17(6)	20(7)	9(3)	12(4)	3(1)	6(2)	3(1)		
		37						1			1					
		38 計														
	NE	36		2		1										
		37				1(0)			1(0)		1(0)					
		38 計		2(1)		1(0)										
	ENE	36		14	47	16	35	12	6		1	3	2			
		37		55	64	25	17	2	2	1			1			
		38 計		101	69	10	2		1	3	2					
	E	36		170(57)	180(60)	51(17)	54(18)	14(5)	9(3)	4(1)	3(1)	3(1)	3(1)			
		37														
		38 計														
	計	36		2	1		1	1								
		37		2(1)	1(0)		1(0)	1(0)								
		38 計														
	計	36		12	12	1										
		37		12	12	1										
		38 計		24(8)	24(8)	1(0)										
	計	36		94	143	69	126	41	29	9	11	10	7		4	4
		37		153	201	85	64	11	6	4	4		7			7
		38 計		213	161	79	45	17	14	8	6			3		
	計	36		460(53)	507(162)	233(78)	235(78)	62(23)	49(16)	21(7)	21(7)	10(3)	14(5)	3(1)	4(1)	11(4)

月	波高 方向	年度	静穏	0.5 m以下	0.51~ 1.00	1.01~ 1.50	1.51~ 2.00	2.01~ 2.50	2.51~ 3.00	3.01~ 3.50	3.51~ 4.00	4.01~ 4.50	4.51~ 5.00	5.01~ 5.50	5.51~ 6.00	欠測
4 月 9 月	W	36		39	3											
		37		19	1											
		38 計		58(19)	4(1)											
	WNW	36		1												
		37														
		38 計		1(0)												
	NW	36		24	13	6		3	3							
		37		73	19	3										
		38 計		55	29	8	2									
	NNW	36		153(51)	61(20)	17(6)	2(1)	3(1)	3(1)							
		37			2		3									
		38 計														
	N	36		4												
		37			2(1)		3(1)									
		38 計		4(1)	2(1)											
	NNE	36		244	40	5	4	1	8		1		2	2	1	
		37		99	13	3										
		38 計		45	25		4									
	NE	36		388(129)	78(26)	8(3)	8(3)	1(0)	8(3)		1(0)		2(1)	2(1)	1(0)	
		37														
		38 計														
	ENE	36		3	1											
		37		4												
		38 計		7(2)	1(0)											
	E	36		70	43	21	12		1							
		37		103	14	2	2									
		38 計		218	55	15	1	4								
	計	36		391(130)	112(37)	38(13)	15(5)	4(1)	1(0)							
		37														
		38 計														
	計	36		2												
		37		126	15											
		38 計		53	20(7)											
	計	36		179(60)												
		37														
		38 計														
	計	36		2	343	110	32	19	4	14		1		2	2	19
		37		5	451	66	8	2								11
		38 計		8	390	115	26	4	4							2
	計	36		15(5)	1184(395)	292(94)	66(33)	25(8)	8(3)	14(5)		1(0)		2(1)	2(1)	1(0)
		37														
		38 計														32

表 2-2 目測による田後港での波高、波向別回数 (S. 36年~S. 38年)

2-1-1 潮位

日本海側における潮位差は、大潮時で0.1~0.2m、小潮で0.1m程度であるに比べ、大平洋側では大潮差0.7~1.7m、小潮差で0.3~0.7m、また有明海では4.6m

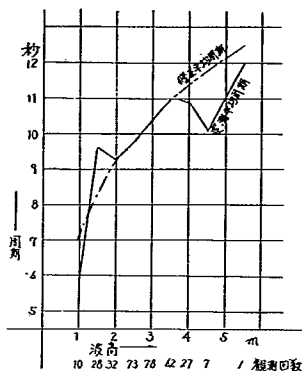


図2-21 田後港の波高と周期

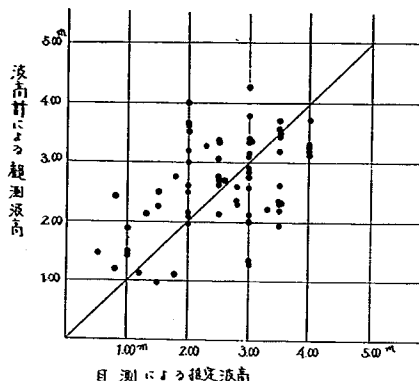


図2-22 波高相関図

このように日本海側では、潮差は他の海岸に比べて小さく、河口入退潮量の影響は少ないと思われるが低水量に比較して感潮面積が大きいのではつきりは言えない。

千代川河口近くの潮位観測によると望平均満潮位 T. P. +0.379 m, 望平均干潮位 T. P. T. 0.016 m, 既底最大潮位 +0.858 m である。

簡単に潮位流による河口流量を計算してみよう。

潮位をサインカーブでおきかえて

$$y = a \sin \left(\frac{2\pi}{T} \cdot t \right)$$

ここで a : 潮位差, T : 周期

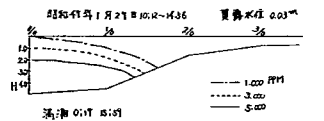
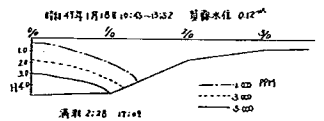
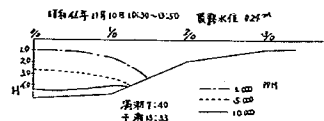
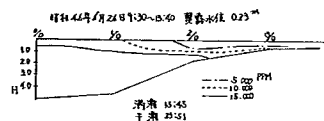
$$\frac{dy}{dt} = a \cdot \frac{2\pi}{T} \cos \left(\frac{2\pi}{T} \cdot t \right)$$

今上流からの流量を Q_0 , 河口の流量を Q , 感潮区域の面積 S とし、感潮域では水位がほとんど同時に潮位に一致するものとすれば

$$Q = S \cdot \frac{dy}{dt} + Q_0$$

$T = 12 \times 60 \times 60 \text{ sec}$, $S = 3000 \text{ m} \times 200 \text{ m}$, $a = 15 \text{ cm}$ とすると, $Q_{\max} = 13 \text{ m}^3/\text{s} + Q_0$ となる。

低水量 $35 \text{ m}^3/\text{s}$ の 40% に当たり、大潮時、流量が少ないとかなり潮汐の影響を受ける。



NO	採水月日	採水時刻	採水深度	採水位置
1	3.4.6. 6.26	0.27	0.53	22.17
2	3.4.6. 11.10	0.24	0.50	24.28
3	3.4.7. 1.10	0.00	1.14	02.50
4	3.4.7. 1.27	0.03	0.18	02.13

図2-23 塩分調査

2-1-2 塩水くさび

海水と淡水との密度差は河口部に密度差にもとづく密度流塩水くさびを生じせしめる。この塩水くさびの存在は、河口部での土砂の沈降状態を変えたり、河口部の流速分布を変えたりする。

千代川河口の塩水くさびは、日本海側の大河川、最上川、信濃川に比べ、成層性が弱く、弱混合というより緩混合に近い。これは河川流が最上川や信濃川に比べて小さく、潮汐による振動流によ

混合が強いと思われる塩水くさび長も、潮位変動に伴って動くものと思われる。図2-23は塩水濃度の調査例を示す。

これによると塩分の分布は河底に至る程、塩分濃度が大となりそれに伴って流速が減少している。塩分の多い満潮時、河川流量の少ない時には3 km附近迄浸入している。

2-13 汀線変化

地形図収集より汀線の長期間にわたる動向は、河口より西側は1947年～1964年の17年間にはそれほど大きな変化は見られないが、1947年～1970年の23年間に汀線が後退し、最大でほぼ50 m程度浸食されていることがわかる。これは1964年～1970年の6年間に大きく浸食された事を示している。一方河口東側では0～3.5 kmの区間において1947年～

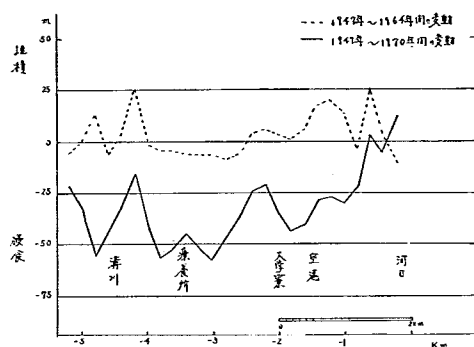


図2-24-1 鳥取海岸の汀線変化(石岸側)

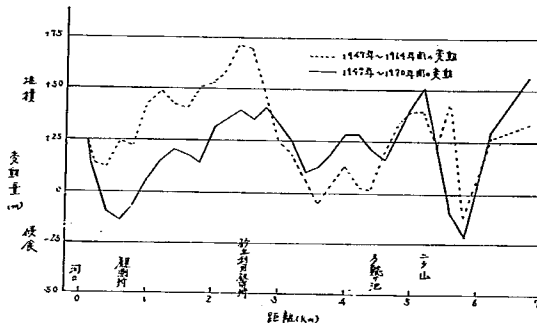


図2-24-2 鳥取海岸の汀線変化(左岸側)

1964年の17年間に汀線が最大、70 m程度前進しているが、1964年～1970年には20 m程度後退したことがわかる。しかし3.5 km～7.0 kmの区間において1947年～1970年の23年間の変化は0～3.5 km区間ほど大きくないが、平均的に20 m程度汀線が前進していることがわかる。以上の結果から左岸側のいわゆる湖山砂丘では浸食の傾向を、右岸側の鳥取砂丘では堆積の傾向を示している。

(図2-24-1-2)

図2-25は汀線の変化を地理院発行の地形図より、明治23年と昭和28年、昭和39年の汀線を調べたものである。この図より、千代川河口西側は河口附近

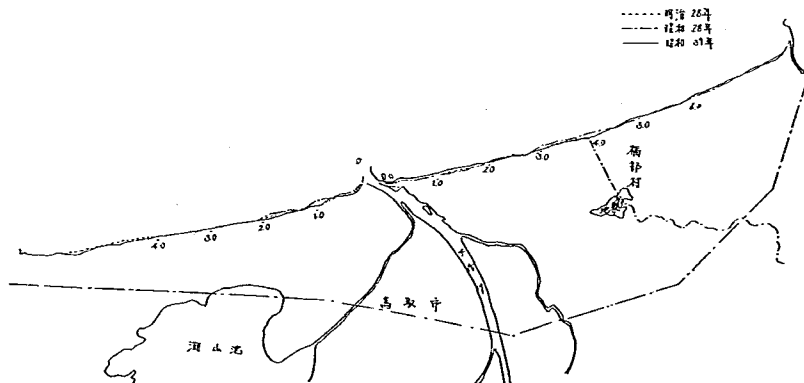


図2-25 地形図による汀線変化図

のみ後退し、ただし昭和28年～39年間、他はほとんど汀線の変化は見られない。東側は、河口近くが前進し、河口より3～4kmで後退している。なお昭和39年と明治28年の河口西側の汀線がほぼ同じである。

この図より局部的には汀線の前進、後退はあるが、この海岸線の形成過程等を考えると、漂砂の一方への卓越は無く、汀線の前進、後退は、局部的な沿岸流や、汀線に直角方向の土砂移動による影響が大きく、これぐらいの汀線の前進、後退は、平均汀線位置からの変動範囲とも考えられる。

2-14 洪水時および洪水後の現象

1) 昭和9年9月出水

昭和9年9月の洪水記録よりみると、洪水時右岸砂州の高さまで水位が上昇し流量が増加し2400 m^3/s で砂州を越流し(越流高、D.L. 2.15m前後)、砂州が欠壊し始め自らの掃流力で欠壊口を拡大しつつ水位は低下する。最高水位時は最大流量時ではなく、右岸の砂州高の高さが決定する。

この洪水水位によって賀露町の一部、旧袋川沿、鳥取市および湖山川下流が混乱した。

図2-26の9月20～21日の出水時における賀露水位曲線より洪水時の欠壊状況を推定すれば次の通りである。

この図で賀露水位は賀露自記量水標(千代川左岸0.5km)の実測水位で、賀露流量は上流行徳量水標で観測した水位を流量に換算し、流量到着時間を考慮した本川筋による賀露の流量に行徳より下流の野坂川、旧袋川、湖山川の各支川の流入量を加えて賀露の流量を推定したものである。

河口流量および砂州越流流量は、図2-27に示す河口における水位流量曲線の履歴図より次のごとく求めたものである。

すなわち20日19時から21、22、23、24時と水位および流量が増加し、流量最大となり、次に水位最高が起り、ここより水位、流量共下降する。水面勾配が水位上昇時より緩となり、同一

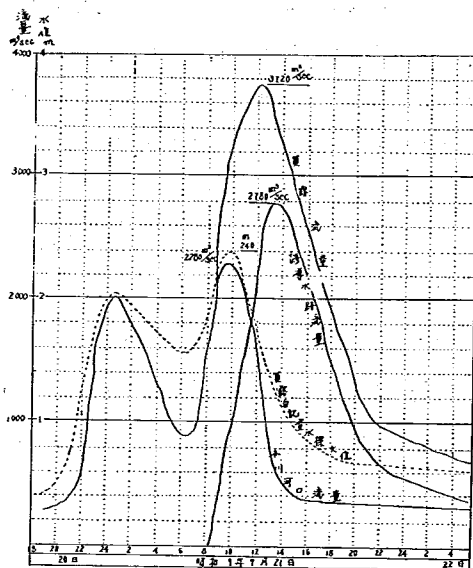


図2-26 時間—水位(流量)図

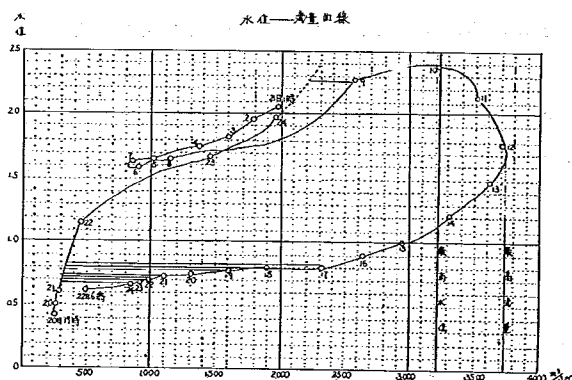


図2-27 昭和9年9月21日賀露量水標

水位において下降時は、上昇時に比し流量は小となる。

次に第2回目の降雨によって更に水位が上昇し、前の流量曲線を横切り、1回目より勾配が緩となる。これは河積が拡大したと解析できる。水位が+2.40となると砂州に自然欠壊口を作り(21日10時)、それより流量はなおも増加するが、欠壊口が流水の掃流力により次第に拡大される為に逆に水位が低下し、最大流量時(12時30分)より水位、流量共に減少する。

誘導水路流量は、図2-27より同一水位に対して後期流量と前期洪水流量との差を欠壊流量としたものである。この方法は、本川導流堤の洪水による河積増をみつもっていないため、本川流量を少なめ、誘導水路流量を大きめにみつもったことになる。前期洪水と、後期洪水の立上りの差は河積の変化によるものと考えられ、砂州越流時で約 $400\text{ m}^3/\text{s}$ の差があり、誘導水路ピーク流量は、 $2000\text{ m}^3/\text{s}$ 前後と考えた方がよさそうだ。

この洪水後の砂州の生成過程は図2-28のごとくである。砂州は欠壊後3ヶ月で東突堤まで連続しており、1年後には完全に原形に復している。

ロ) 昭和25年9月3日ジェーン台風洪水

○洪水前の誘導水路の状況

洪水時河口水位の上昇を防ぐために、砂州に前もって誘導水路を作っておく治水方式が、中安博士の発案によって行なわれている。

誘導水路は甲観測所(千代川右岸0.6kの附近)および内観測所(千代川右岸0.3k附近)の2つあり、

甲観測所 水路幅20m、敷高+1.00m

丙観測所 水路幅20m、敷高+1.00m

に、甲は130m、内は100m堀削にしたものである。

甲観測所には、水路の末端(海側)に波浪による漂砂の浸入を防止するために、敷幅40m、天端幅0.3m、高さ2.0m(水路敷より1.0m)の簡単な防砂堤を設けた。

また丙観測所の左右両岸には飛砂防止のため水路より1.0m離れた所に天端幅3mの高さ3.5m、法勾配1:4の防砂堤を設け、その上に高さ1.0mの防砂棚を取り付けた。これ等の工事は洪水の5日前の8月29日に完成し、洪水期には工事完了時の原形を止めている。

○洪水期における水路欠壊状況

9月3日15時ごろから河口における水位はしだいに上昇し18時には水位1.3m(千代川左岸0.5k)に達した。この時甲観測所は水路は全延長の大半は洪水が浸入したが末端の防波堤は欠壊するに至っていない。また丙観測所は本川筋の自然の防壁により完全に防がれていた。海上は北北西の強風により水路の真正面に波高(目視)2.5~3.0mのものが押しよせていた。18時半には水位は1.60mに上昇し甲観測所は水位上昇による圧力と、海から押し寄せる波浪のため前面の防波堤は破壊し、18時40分~19時頃には水路は完全に欠壊し、洪水は砂州を横断して日本海に流れ始め、その後水路は加速度的に流路断面を拡げて行った。一方丙観測所は水位が1.8mに達し、

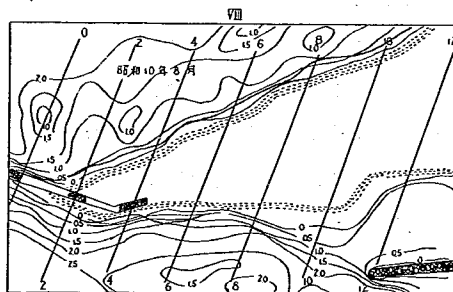
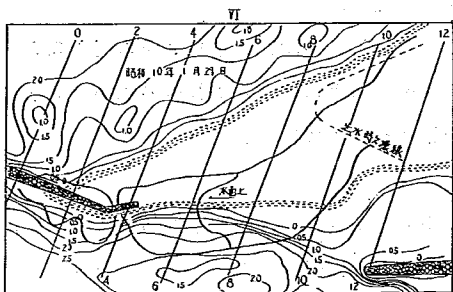
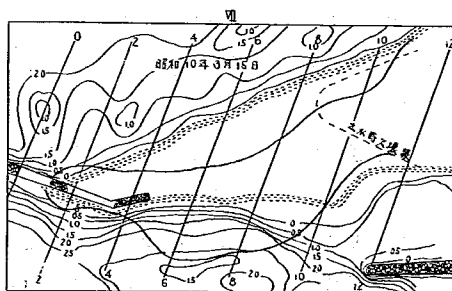
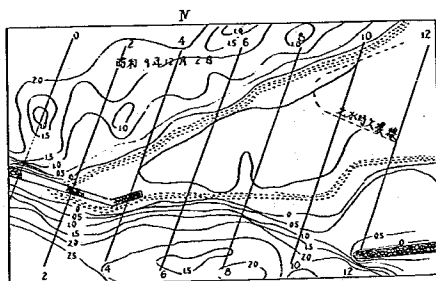
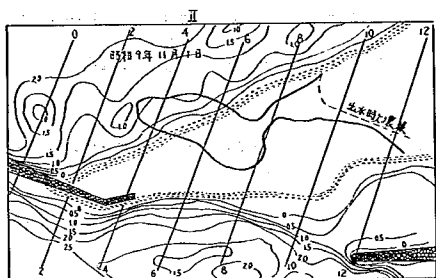
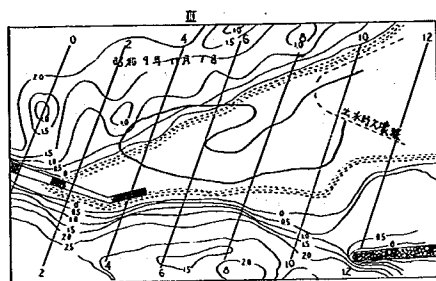
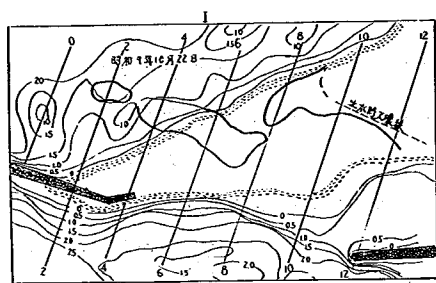


图 2-28 河口砂洲生成經過圖

本川筋の高地が浸水と共に砂州は除々に欠壊し、水路の完全通過は22時30分以降の様に推定される。

翌9月4日3時頃には流路は甲丙とも完全に欠壊しており、水位は1.07mまで下がり、水路における流量は減少し、欠壊活動も弱り、漸次水位が下つて6時30分頃には0.86mとなり水路を流れる流量は極めて少なくなった。7時頃には日本海の波浪によって浸入する海水と交互に出入する状態になって来た。

○誘導水路の欠壊状況

翌9月4日、欠壊後の水路の地形測量の結果は、図2-30～図2-34である。甲丙観測所とも流入口付近は左側が欠壊しており、吐出口は右側が欠壊している。この時の流出土砂量は次の様であった。

甲観測所	4,610 m^3
乙 "	3,040 m^3
計	7,650 m^3

○誘導水路欠壊に依る水理的吟味

誘導水路流量を求めるため、今回と同じような洪

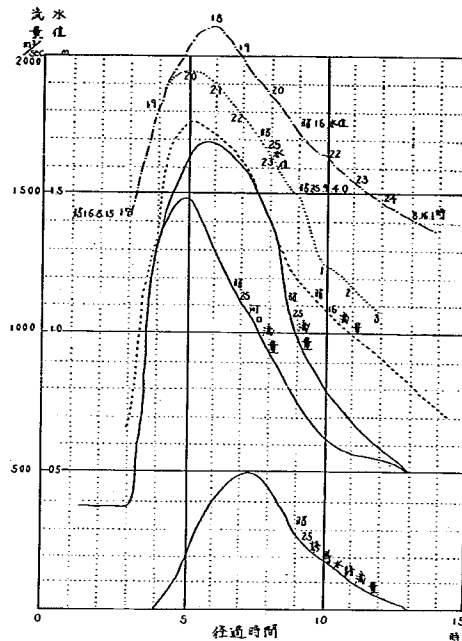


図2-29 時間一水位(流量)図

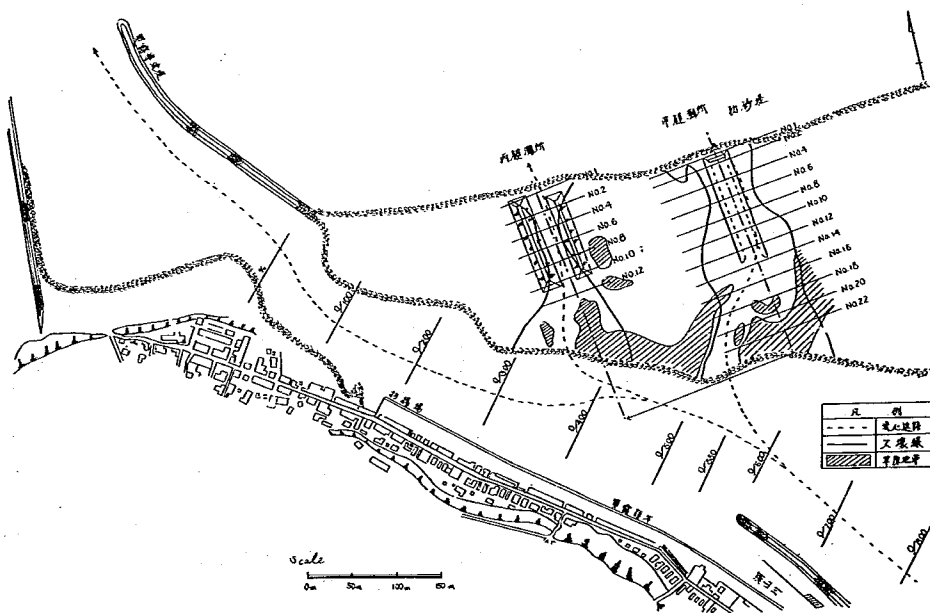


図2-30 河口誘導水路欠壊平面図(昭和25年9月3日)

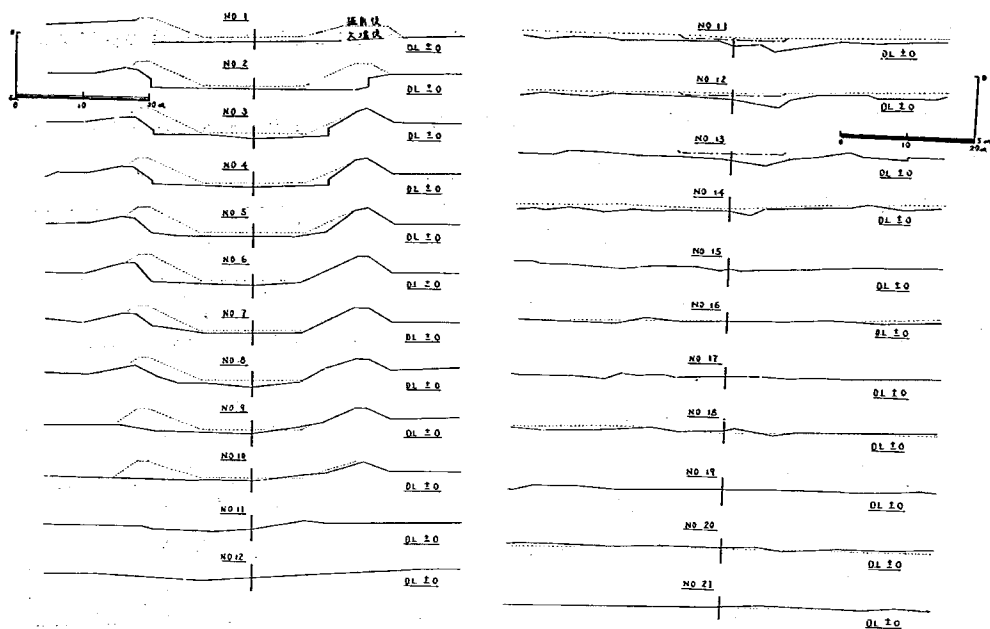


図 2-31 昭和25.9.3出水による丙誘導水路欠壊後横断面図

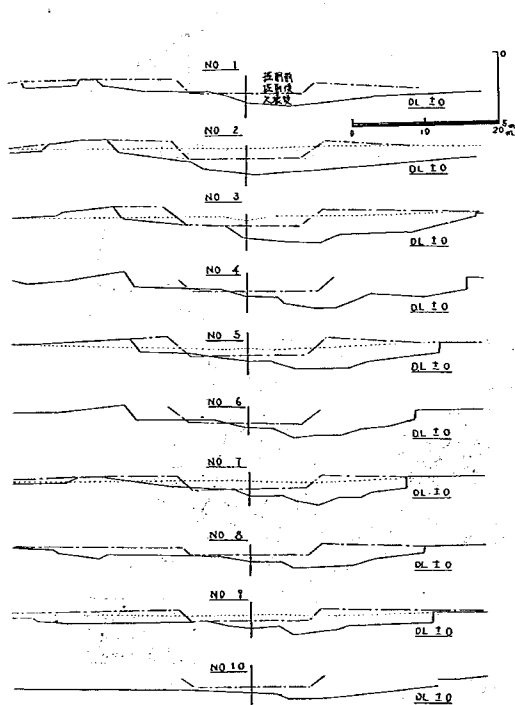


図 2-32 昭和25.9.3出水による甲誘導水路欠壊後横断面図

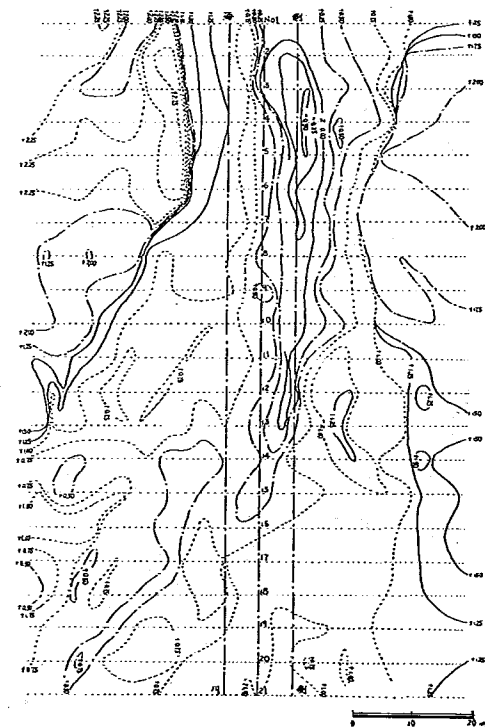


図 2-33 昭和25.9.3出水による誘導水路欠壊後平面図

水で砂州欠壊の起らなかった昭和16年8月15日の出水状況と比較する。

図 2-35 でもレジエン台風時に誘導水路がなく、越流せず河口方面へだけ流下するものと考

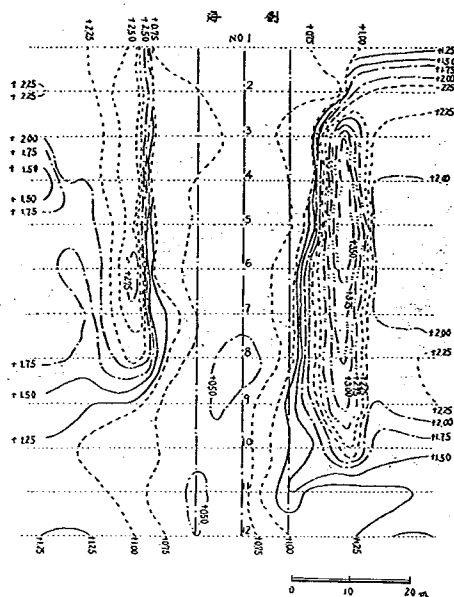


図2-34 昭和25.9.3出水による丙誘導水路欠壊後平面図

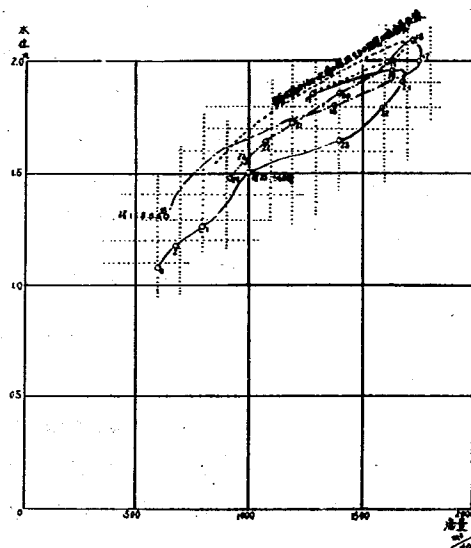


図2-35 水位—流量図

えた場合には鎖線のように推定される。これは昭和16年8月15日の出水時の水位—流量曲線を約9 cm上方に平行に移したもので、昭和16年8月15日出水時の河口断面は平均河床がジェーン台風時の河床より約9 cm高かったと推定したものである。またこの時以外の数多くの中波水の水位—流量曲線の下降曲線部は大略これに平行であるので大きい誤差はないと思われる。ただ最高水位時における部分を幾分修正したがこれは流量の推定に影響を与えない。

次にこの仮想の水位流量曲線と実例の同一水位における流量の差は誘導水路流量を示すことになる。この結果を図2-29に示す。誘導水路の最大流量は500 m³/sで22時30分ごろに起っている。

2-15 海床の変化

図2-36,

図2-37に昭和38年10月,

39年10月の千代川河口近くの深

浅図, および図2

-38に海岸勾配

図を示した。これ

によると汀線より

300~500 mに

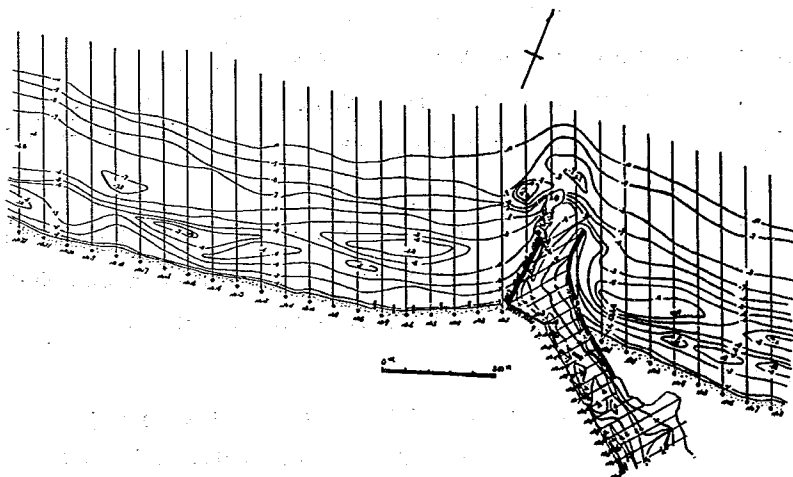


図2-36 鳥取港深浅測量図(昭和38年10月)

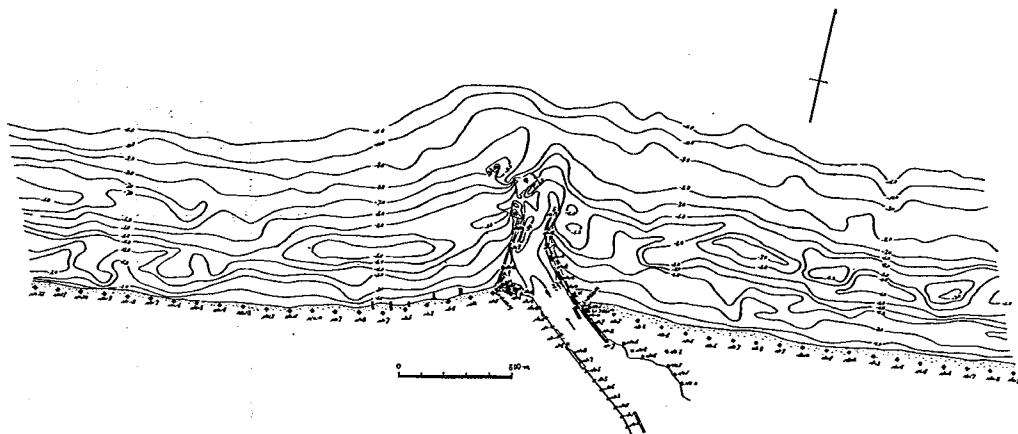


図2-37 鳥取港深浅測量図(昭和39年10月)

沿岸砂州があり、これが季節によって変動している。なお水深6~7mより深い所はほとんど動かない。

2-16 河口水深の変化

図2-39に昭和36年から39年にかけての河口部の横断面図の変化、図2-40に昭和45年および46年の横断面図、図2-41に昭和39年1月10日と3月5日の等深线图を示す。なお図2-39の底は図2-36に位置が示されている。なお図2-39と図2-40は右岸と左岸が逆になっている。

これによると1.5kmから0kmにかけては、飛砂が右岸沿いに沈積するためか沈積するのがよく分る。1.5km以上は飛砂の供給もなくほぼ河床は安定しているようだ。なお導流堤内は水深-3~-4mは維持できるようだ。

図2-41によると昭和39年右岸導流堤80m延長の前は、冬期風浪によって、導流堤先端付近に-2.0m前後の沿岸砂州が発生している。これが春の雪どけ出水によって-3.0mぐらいまで深くなっている。

参考文献

- 1) 鳥取工事事務所；千代川河口処理について，昭和38年12月
- 2) 運輸省第三港湾局；鳥取港調査報告書(I),(II),昭和39年，40年
- 3) 鳥取工事事務所；千代川河口処理計画(案)，昭和47年10月

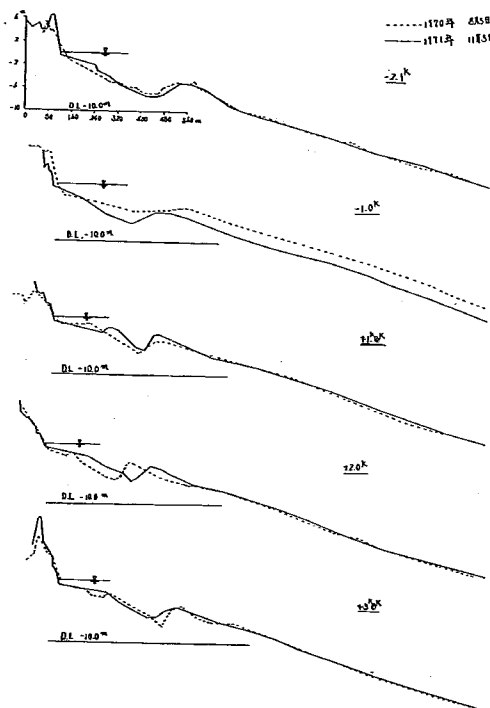


図2-38 深浅図(海底断面図)

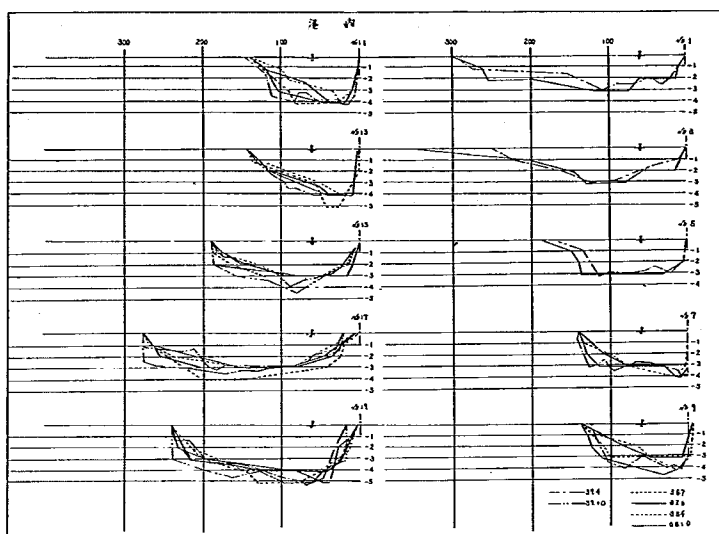


图 2-39 河口部横断变化

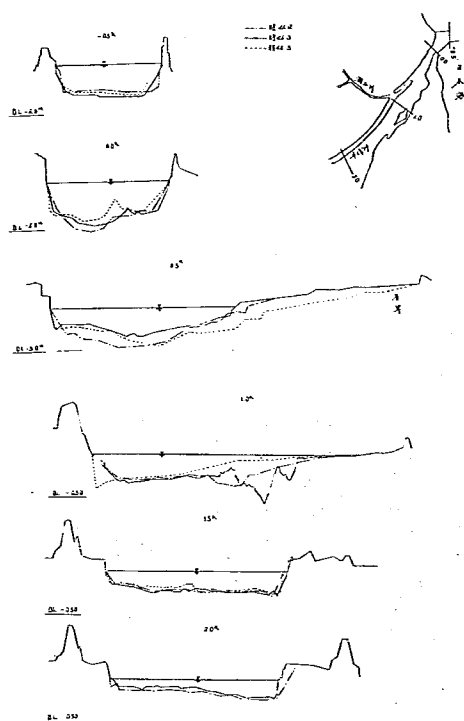


图 2-40 河口部横断面

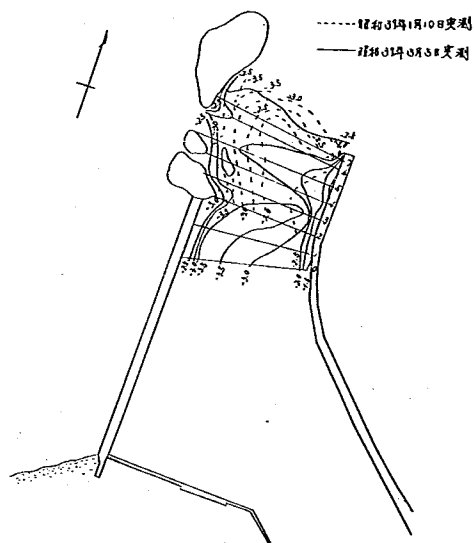


图 2-41 河口部分等深线图

3 章 千代川河口付替計画と下流河道計画

千代川水系の流域面積は 1173.5 km^2 、基本高水は基準地点が行徳（ 5.1 km ）であり、計画高水流量は $4700 \text{ m}^3/\text{s}$ である。河口における計画高水流量は図 3-1 に示すように旧袋川 $100 \text{ m}^3/\text{s}$ および野坂川 $200 \text{ m}^3/\text{s}$ を加え $5000 \text{ m}^3/\text{s}$ となっている。この洪水に対して河口部は誘導水路方式（洪水の一部を砂州部から流出させ、水位の上昇をおさえるという方法）が採用されている。しかし背水の影響を受ける旧袋川を中心に発展してきた鳥取市の内水被害は年々増加し、合わせて近年計画高水流量を確率 $1/100$ 年程度（河口で $6000 \text{ m}^3/\text{s}$ ）に改訂する機運となっており、

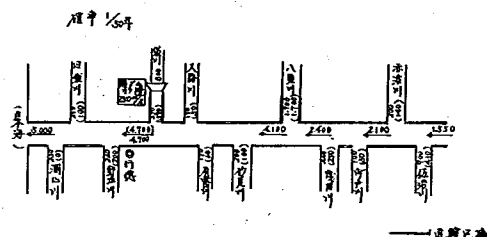


図3-1 千代川計画流量配分図

ますます鳥取市内及び、賀露町の内水処理対策が 図3-1 千代川計画流量配
問題となり、1/100 年確率流量に対処すべく、河口付替案が立案されるに至っている。

一方千代川河口賀露港の改修計画があり、河口の付替と鳥取港（賀露港）の配置が問題となっている。図3-2に鳥取港の原案を示しておく。

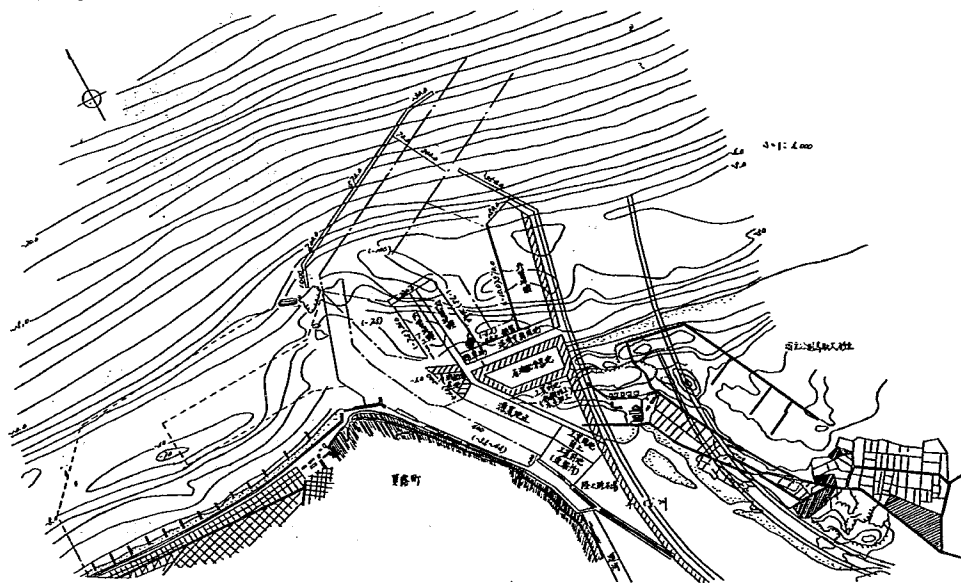


図 3-2 鳥取港計画図(案1)

なお河道においては、砂州の発生を導流堤工法によって防ぎ、計画高水量増による河道河積の不足は河道掘削によって増加させ、計画高水位は変えないという計画がなされている。

参考文献

- 1) 日本港湾協会；鳥取港港湾整備計画調査報告書，昭和48年3月

4 章 模型実験の相似率

4-1 相似律

模型実験は、現象を支配している基礎方程式と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性

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みなせば、

$$1/g \frac{\partial v_p}{\partial t_p} + \frac{\partial h_p}{\partial x_p} - i_p + \frac{\partial}{\partial x_p} \left(\frac{U_p}{2g} \right)^2 + \frac{n_p^2 U_p^2}{h_p^{4/3}} = 0 \quad \dots\dots (4-1)$$

$$\frac{\partial Q_p}{\partial x_p} + \frac{\partial A_p}{\partial t_p} = 0 \quad \dots\dots (4-2)$$

が現地現象を支配する基礎方程式である。(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ち、

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

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

現地の流れと模型の流れが相似であるためには、上式(4-1)、(4-2)の対応する各項の比が一定でなければならない。

$$\frac{1/g \frac{\partial v_p}{\partial t_p}}{1/g \frac{\partial v_m}{\partial t_m}} = \frac{\frac{\partial h_p}{\partial x_p}}{\frac{\partial h_m}{\partial x_m}} = \frac{-i_p}{-i_m} = \frac{\frac{\partial}{\partial x_p} \left(\frac{U_p}{2g} \right)^2}{\frac{\partial}{\partial x_m} \left(\frac{U_m}{2g} \right)^2} = \frac{\frac{n_p^2 \cdot V_p^2}{h_p^{4/3}}}{\frac{n_m^2 \cdot V_m^2}{h_m^{4/3}}} = \text{const} \quad \dots\dots (4-5)$$

ここで $V_p/V_m = V_r$, $t_p/t_m = t_r$, $h_p/h_m = h_r$, $X_p/x_m = X_r$, $n_p/n_m = n_r$, $-i_p/-i_m = i_r$

とおくと

(4-5)式は

$$\frac{V_r}{t_r} = \frac{h_r}{X_r} = i_r = \frac{V_r^2}{X_r} = \frac{n_r^2 V_r^2}{h_r^{4/3}} = \text{const} \quad \dots\dots\dots (2-6)$$

(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,

(2-6)式より

$$V_r = h_r^{1/2} \quad \dots\dots\dots (4-7)$$

$$t_r = X_r \cdot h_r^{-1/2} \quad \dots\dots\dots (4-8)$$

$$i_r = h_r \cdot X_r^{-1} \quad \dots\dots\dots (4-9)$$

$$n_r = h_r^{2/3} \cdot X_r^{-1/2} \quad \dots\dots\dots (4-10)$$

となる。なお断面積と流量の縮尺はそれぞれ

$$A_r = X_r \cdot h_r \quad \dots\dots\dots (4-11)$$

$$Q_r = V_r \cdot A_r = X_r \cdot h_r^{3/2} \quad \dots\dots\dots (4-12)$$

となることは明らかである。

○河床面の相似性について

固定床の模型の場合、河床面を幾可学的相似に形づくっておけば問題は無いが、移動床の場合、河床面の形が時間経過につれて変形していく。よってこの変形の形や、速度が、模型と現地で同一でなければならない。この河床変化の時間縮尺は、一般に(4-8)式で求めたものと異なり、両方を同時に満足できないのが普通である。しかし流れの不定流効果があまり大きくなければ、河床変化の相似性より求めた時間縮尺を模型に使った方が、より現地現象にあった結果を得ることが期待できる。

河床変化の時間縮尺は次のようにして求まる。河床流砂の連続式は

$$\frac{\partial Z}{\partial t_s} + \frac{1}{(1-\lambda)} \frac{1}{B} \frac{\partial Q_s}{\partial x} = 0 \quad \dots\dots\dots (4-13)$$

ここに λ : 空隙率, Q_s : 流砂量, t_s : 流砂に対応する時間である。(4-13)式より流水に関する相似性を求めたのと同様な方法で

$$t_{sr} = (1-\lambda)_r \cdot X_r \cdot h_r \cdot q_{sr}^{-1} \quad \dots\dots\dots (4-14)$$

となる。これは模型の1時間分の河床変動が現地の何時間分にあたるかを示す式である。

t_{sr} を求めるには q_{sr} を知らなくてはならない。数ある流砂量式の中で、佐藤・古川・芦田公式と浮遊砂を含んで考えられたBrown式を対象にして検討してみよう。

佐藤・古川・芦田公式(土研式)は

$$Q_B = B \cdot q_B = B \cdot \frac{\varphi \cdot F(\tau_0/\tau_c)}{(\sigma/\rho - 1)g} U_*^3 \quad \dots\dots\dots (4-15)$$

ここで U_* :摩擦速度, σ :粒子の比重, ρ :水の比重, g :重力の加速度, φ : n の関数, F : τ_0/τ_c の関数, 前と同様な模型の物理量に対する現地の比にサフィクス r とつけると

$$Q_{Br} = B_r \cdot \frac{\varphi_r \cdot F(\tau_0/\tau_c)_r}{(\sigma/\rho - 1)_r \cdot g_r} U_{*r}^3 \quad \dots\dots\dots (4-16)$$

また, 摩擦速度 U_* は $U_* = \sqrt{ghI_e}$ で求まり, 摩擦速度の比 $U_{*r} = \sqrt{h_r \cdot I_{er}}$ となる。
ここで $g_r = 1$, $I_{er} = h_r/X_r$ であるので, 結局 U_{*r} は次のようになる。

$$U_{*r} = \sqrt{h_r \cdot I_{er}} = \sqrt{h_r} \cdot \sqrt{h_r/X_r} = h_r \cdot X_r^{-1/2} \quad \dots\dots\dots (4-17)$$

よって(4-16)式は

$$Q_{Br} = X_r \cdot \frac{\varphi_r \cdot F(\tau_0/\tau_c)_r}{(\sigma/\rho - 1)} \left(\frac{h_r}{\sqrt{X_r}}\right)^3 = \frac{\varphi_r \cdot F(\tau_0/\tau_c)_r h_r^3}{(\sigma/\rho - 1)_r \cdot X_r^{1/2}} \quad \dots\dots\dots (4-18)$$

Brown 式の場合

$$Q_B = B \cdot q_B = B \cdot 10 \cdot \frac{U_*^5}{g^2 (\sigma/\rho - 1)^2 \cdot d} \quad \dots\dots\dots (4-19)$$

ここで d は粒径

$$Q_{Br} = B_r \cdot q_{Br} = B_r \cdot \frac{U_{*r}^5}{g_r^2 (\sigma/\rho - 1)_r^2 d_r} \quad \dots\dots\dots (4-20)$$

この式に $B_r = X_r$, $U_{*r} = h_r/\sqrt{X_r}$, $g_r = 1$ と代入して

$$Q_{Br} = X_r \cdot \frac{1}{(\sigma/\rho - 1)_r^2 \cdot d_r} \cdot \frac{h_r^5}{X_r^{5/2}} = \frac{1}{(\sigma/\rho - 1)_r^2 \cdot d_r} \cdot \frac{h_r^5}{X_r^{3/2}} \quad \dots\dots\dots (4-21)$$

(4-18)式と(4-21)式を(4-14)式に代入して河床面の変化速度より求まる時間縮尺は,

$$t_{sr} = (1-\lambda)_r \cdot X_r^2 \cdot h_r \cdot \left\{ \frac{\varphi_r \cdot F(\tau_0/\tau_c)_r}{(\sigma/\rho-1)_r} \cdot \frac{h_r^3}{x_r^{1/2}} \right\}^{-1} = \frac{(1-\lambda)_r (\sigma/\rho-1)_r}{\varphi_r \cdot F(\tau_0/\tau_c)_r}$$

$$\frac{x_r^{5/2}}{h_r^2} \quad (\text{土研式}) \cdots \cdots (4-22)$$

$$t_{sr} (1-\lambda)_r \cdot X_r^2 \cdot h_r \cdot \left\{ \frac{1}{(\sigma/\rho-1)_r^2 \cdot d_r} \cdot \frac{h_r^5}{x_r^{3/2}} \right\}^{-1}$$

$$= \frac{(1-\lambda)_r \cdot (\sigma/\rho-1)_r^2 \cdot d_r}{h_r^4} \cdot x_r^{1/2} \quad \text{Brown式} \cdots \cdots (4-23)$$

となる。

○ n_r について

n_r は (4-10) 式によって水平、鉛直縮尺が決まると固定される。固定床膜型実験の場合 n_r は河床面に粗度石等をあてて合わせることができる。しかし移動床の場合、流れによって河床形態を変化させ、一般に粗度の相似が成り立たない。それではどのような条件下で粗度の相似性が成立するか考えてみよう。

河床の低抗を表わす n の代りに摩擦損失係数 f の相似性を考えてみる。 f は

$$f = \frac{1}{2} (U_m/U_*)^2$$

$$= \frac{2gn^2}{R^{1/3}} \quad \cdots \cdots (4-24)$$

である。今 f_r を求めると

$$f_r = \frac{g_r n_r^2}{R_r^{1/3}} = \frac{h_r^{4/3} \cdot X_r^{-1}}{h_r^{1/3}} = h_r \cdot X_r^{-1} \quad \cdots \cdots (4-25)$$

となる。これより $h_r = X_r$ の場合には $f_r = 1$ つまり $(U_m/U_*)_r = 1$ となり、模型と現地において、平均流速と摩擦速度の比が同一なら粗度の相似が成立していることになる。(模型と現地の粗度が知れている場合には、 n_r と X_r を決め、模型をひずませて水位を相似にすることができるが、河口模型実験ではあとで述べるように模型を歪ませることができない。)

平均流速公式として対数公式を使えば

$$U_m/U_* = (6.25 + 5.75 \log_{10} R/k_s) \quad \cdots \cdots (4-26)$$

であり、(4-26) 式より $(U_m/U_*)_r = 1$ であるには $(R/k_s)_r = 1$ つまり、 $k_s = h_r$

でなければならない。ここで R は径深 k_s は相当粗度

河床が flat Bed なら $k_s \propto d$ であり $d_r = h_r$ とすれば粗度を合わせることができる。しかし、河床は流れの強さ等によって、砂漣、砂堆、反砂堆など河床形態を変化させ、flat Bed のように粒砂によるまさつ抵抗以外に、形の抵抗を含む。よって、河床形態を決める無次元量を、模型と現地で同一とすることが必要であろう。

Engelund は、同一の河床形態を持つ流れでは粒子せん断力（有効せん断力） τ'_* は、河床せん断力 τ_* のみの関数になり、

$$\tau_* = f(\tau'_*) \quad \dots\dots\dots (4-27)$$

が成立すると主張している。ただし、 τ_* は無次元化された河床せん断力で

$$\tau_* = \frac{U_*^2}{(\rho_s/\rho - 1)gd} = \frac{RI}{Sd} \quad \dots\dots\dots (4-28)$$

で表わされる。また τ'_* は

$$\tau'_* = RI'/Sd = R'I/Sd \quad \dots\dots\dots (4-29)$$

$$U_m = \sqrt{gRI} [6.0 + 5.75 \log(R'/2d)] \quad \dots\dots\dots (4-30)$$

よって $(\tau_*)_r = 1, (\tau'_*)_r = 1$ になるためには、

$$d_r = h_r \quad S_r = 1 \quad \text{が必要である。}$$

同様に Garde や 椿の方法による河床形態の領域区分を決める無次元量からも $d_r = h_r, S_r = 1$ が必要である。ただ、この河床形態の領域区分において砂漣と砂堆を同一領域にしている。砂漣は砂の粒径が 0.6 mm 以上の場合にはほとんど形成されないといわれ、砂漣と砂堆の区分は、他の物理量 U_*d/ν に支配に関係すると考えられているが明確で無い。砂漣の発生する領域では $d_r = h_r, S_r = 1$ としても粗度の相似性は成立していないと考えて良い。

ところで実際の問題として、現地の河床砂の粒径 1 mm 模型縮率 $X_r = 50$ とすると、限界掃流力、流砂量の相似条件より、おおよそ模型の砂は 0.02 mm としなければならない。このような砂は入手困難であり、シルト的性質をおび、粒子の運動機構も異なってくるので比重の軽く、粒径の大きいものを河床材料として使い無次元掃流力 $(\tau_*)_r = 1$ だけでも成立させようとするのが普通である。

○河口からの流水の拡散に関する相似性

河口からの流水拡散現象は二次現象であり、

$$u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = -g \frac{\partial h}{\partial x} + E_x \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + E_y \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \quad \dots\dots\dots (4-31)$$

$$u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = -g \frac{\partial h}{\partial y} + E_x \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + E_y \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \quad \dots\dots\dots (4-32)$$

が基礎方程式であり、今代表的なスケールにサフィクス0を付け、 $V_* = v/v_0$, $h_* = h/h_0$, $y_* = y/x_0$, $x_* = x/x_0$, $U_* = U/v_0$ なる無次元量を(4-31)に代入すると、

$$U_* \frac{\partial U_*}{\partial x_*} + V_* \frac{\partial U_*}{\partial y_*} = -\frac{g h_0}{U_0^2} \frac{\partial h_*}{\partial x_*} + \frac{E_x U_0}{x_0^2} \left(\frac{\partial^2 U_*}{\partial x_*^2} \right) + \frac{E_y U_0}{x_0^2} \left(\frac{\partial^2 U_*}{\partial y_*^2} \right) \quad \dots\dots\dots (4-33)$$

(4-32)式も同様な式が求まり、模型と現地が同一の基礎方程式であるためには

$$(F_r)_r = \left(\frac{v_0}{\sqrt{g_0 h_0}} \right)_r = 1 \quad \text{つまり } v_r = \sqrt{h_r} \quad \dots\dots\dots (4-44)$$

$$(Re_x)_r = \left(\frac{U_0 x_0}{E_x} \right)_r = 1 \quad \text{つまり } E_{xr} = U_r x_r \quad \dots\dots\dots (4-45)$$

$$(Re_y)_r = \left(\frac{U_0 x_0}{E_y} \right)_r = 1 \quad \text{つまり } E_{yr} = U_r x_r \quad \dots\dots\dots (4-46)$$

であれば良い。ところで、Free Jet の場合

$$E_y = K \cdot b \cdot U_{\max} \quad \text{と考えられ}$$

$$E_{yr} = K_r \cdot b_r \cdot U_{\max r} \quad \text{となる。}$$

ところで $K_r = 1$, $b_r = 1$, $U_{\max r} = U_r$ であるので、(4-45)式は成立する。また(4-33)式の右辺第2項は第3項に比べ影響が小さいので無視すれば、フルード数が現地と模型で同一であれば、流出の拡散巾、流速分布はほぼ相似すると考えられる。

○河口から出た土砂の堆積の相似性について

河口から出た土砂は海部に堆積するが、掃流砂は別として浮遊砂の堆積には、砂粒の沈降速度 w と流れの速度 v の比が重要な要因となる。 w/v が大きいほど河口近くに沈積し、小さいほど河口からはなれたところで沈積する。それゆえに、模型と現地で、 w/v の比が同一であることが望ましい。また掃流砂量と浮遊砂量の比が同一であることも望ましい。

○波の変形に対する相似性について

摩擦による波の変形を無視すれば、Navier - Stokes の方程式より、前述した方法と同様な求め方で

$$\left. \begin{aligned} X_r &= y_r = h_r = \ell_r \\ U_r &= u_r = w_r = h_r^{1/2} \\ t_r &= h_r^{1/2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4-47)$$

となり、水平縮尺と垂直縮尺とを等しくしなければならない。ここで ℓ_r は長さの縮尺

○反射に対する相似性

模型と現地の波の反射率は同一にしなければならない。反射率は、壁面の勾配や波形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5 cm 程度に短くなると、波速が深水重力のそれに比べて約5%程度増加する。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。

○砕波条件に対する相似性について

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

砕波水深と沖波波高の比 h_r/H_0 は波長が2秒より大きいときは、沖波の波形勾配 H_0/L_0 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、砕波点の位置、砕波波高は、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、砕波水深に周期の効果が入り、

Diephuisの実験によると図-4-1のごとくである。これによれば H_0/L_0 の値が0.02の場合 $T \geq 0.7 \text{ sec}$ であれば模型の縮尺の影響はないが、 $H_0/L_0 = 0.08$ にもなると $T \geq 2 \text{ sec}$ でないと縮尺の効果が入ってくることを示している。

○海底部移動床の相似性について

いま、x軸を海岸に沿って取り、これと直方向にy軸、点(x・y)における水深をh、単位幅単位時間に波や流れによって輸送される漂砂量のxおよびy方向の成分をそれぞれ q_{sx} 、 q_{sy} とすると、流砂の連続式は

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{1}{(1-\lambda)} \left(\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} \right) \dots\dots\dots (4-48)$$

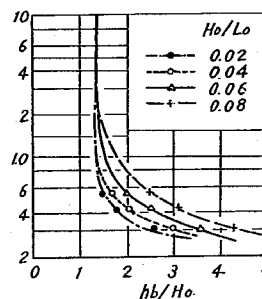


図4-1 砕波水深におよぼす周期の効果

となる。

これより“河床面の相似性について”で述べたと同様な方法で

$$t_{sr} = (1-\lambda)_r \cdot X_r \cdot h_r \cdot q_{sxr}^{-1} = (1-\lambda)_r \cdot Y_r \cdot h_r \cdot q_{syr}^{-1} \quad \dots\dots (4-49)$$

ここで t_{sr} は模型の1時間が現地の何時間分の河床変動に当るかを示す縮尺である。地形変化に対する水平縮尺 X_r と Y_r および鉛直縮尺 h_r は、水の運動のそれに対する ℓ_r と同一でなければならない。 $\lambda_r = 1$ として、(4-49)は

$$t_{sr} = \ell_r^2 \cdot q_{sxr}^{-1} = \ell_r^2 \cdot q_{syr}^{-1} \quad \dots\dots\dots (4-50)$$

となる。(4-50)式より $q_{sxr} = q_{syr}$ であり、方向に無関係な漂砂量 q_s は、

$$t_{sr} = \ell_r^2 \cdot q_{sr}^{-1} \quad \dots\dots\dots (4-51)$$

でなくてはならない。つまりどの方向にも地形変化の時間縮尺は同一でなければならないことを示している。(4-51)式は(4-14)式と似ている。もし漂砂の運動機構が河床流砂と同じなら、同一の時間縮尺を取ることができる。しかし波による漂砂の運動機構は、河床流砂より複雑で、場所的にもその運動機構が異なる。(たとえば汀線付近と碎波点付近では、その運動は異なる。)

また、一般には $q_{sxr} \neq q_{syr}$ であるのが普通であり、相似性は正確には成立しない。

次に t_{sr} がその運動機構の違いによってどう異なるか調べてみよう。

a) 汀線方向の漂砂に関する相似性

岩垣・榎木は、Kalinske - Brown 型の流砂量公式を用いて沿岸漂砂量を求め

$$\frac{Q_s}{\psi} = 31.7 \left(\frac{E_i \cdot i^{2/3}}{\phi} \right)^{3/2} \quad \dots\dots\dots (4-52)$$

ここに $\psi = g^{1/2} (H'_0/L_0)^{1/6} \cdot H_0'^{3/2} \cdot i^{1/3} d (\sin 2\alpha b)^{1/3} \cos \alpha b$

$$\phi = (\sigma - \rho) g^{3/2} d H_0'^{1/2} L_b (H'_0/L_0)^{1/6} (\sin 2\alpha b)^{1/3}$$

$$E_i = (1/16) \rho g (L_b \cdot H_b^2 / T) \sin 2\alpha b$$

Q_s : 沿岸漂砂量, H'_0 : 相当沖波波高, d : 底質の平均粒径, σ, ρ : 底質および碎波点の条件。

模型を歪ませることなく、重力場, $\rho_r = 1$ フルード則で実験を行なうとすると

$$\psi_r = \ell_r^{3/2} \cdot d_r \quad \dots\dots\dots (4-53)$$

$$\left. \begin{aligned} \varphi_r &= (\sigma - \rho)_r \cdot d_r \cdot \ell_r^{\frac{3}{2}} \\ E_{ir} &= \ell_r^{\frac{5}{2}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4-53)$$

$$\begin{aligned} \text{ゆえに, } Q_{sr} &= (\ell_r^{\frac{5}{2}} / (\sigma - \rho)_r \cdot d_r \cdot \ell_r^{\frac{3}{2}})^{\frac{3}{2}} \cdot \ell_r^{\frac{3}{2}} \cdot d_r \\ &= \ell_r^3 (\sigma - \rho)_r^{-\frac{3}{2}} d_r^{-\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (4-54) \end{aligned}$$

$q_{sxr} = Q_{sr} \cdot B_r^{-1}$ であるから

$$\begin{aligned} t_{sr} &= \ell_r^2 \cdot q_{sr}^{-1} = \ell_r^2 \cdot \ell_r^{-3} (\sigma - \rho)_r^{\frac{3}{2}} d_r^{\frac{1}{2}} \cdot B_r^{-1} \\ &= (\sigma - \rho)_r^{\frac{3}{2}} d_r^{1/2} \cdot \ell_r^{-1} \cdot B_r \dots\dots\dots (4-55) \end{aligned}$$

となる。ここでBは汀線から漂砂帯までの距離である。(4-55)式より粒径dと、模型縮尺を選べば、底質の移動に関する時間縮尺は決定される。

b) Bについて

現地と模型の漂砂帯までの距離が同じでなければ、地形変化は相似とならない。また平衡海浜においてもBの影響が入ると言われている。Bを決める要因としては移動限界水深が考えられ、移動限界水深の相似性が成立しなければならない。

移動限界水深については多くの人の研究があるが、ここでは佐藤が放射性ガラス砂の現地における実測結果より、工学的に底質の移動限界を求めたものを示そう。

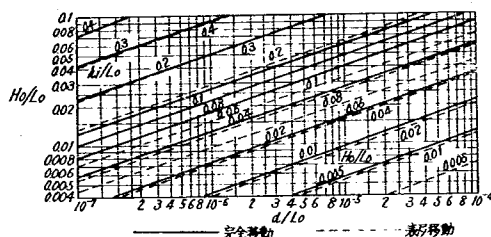


図4-2 移動限界水深

佐藤はその移動限界水深を表層移動および完全移動と二つの場合について求めて図-4-2の表層移動および完全移動の限界水深の結果をえている。表層移動の限界水深とは表層の砂が波向の方向に集団的に掃流される場合で工学的に底質移動が問題となる場合であり、完全移動とは水深変化が明瞭に現われるほどに顕著な移動を示す場合である。図によれば、移動水深 h_i は、

$$h_i / L_o = f (H_o / L_o, d / L_o) \dots\dots\dots (4-56)$$

となり、フールド模型では、粒径を距離の縮尺でちぢめれば良い。しかし、これでは模型の粒径

が小さくなり、 n_T について述べたように問題が多い。またこの図には σ/ρ の効果が入っていない。

堀川らは、砂の移動限界状態、水底の表層の第一層のほとんどすべての粒子が動きだす状態における諸量を力学的な面からとらえ、それらの関係を実験的に求めている。それらの実験式を $\tan \varphi = 1$ (φ : 水中における底質の内部摩擦角)として整理してみると次式のように表わされる。

① 境界層が層流および底面が滑面状態で境界層が乱流の場合

$$H_0/L_0 \cdot \left(\sinh \frac{2\pi h_i}{L} \right)^{-1} \cdot \left(\frac{H}{H_0} \right) = \left(\frac{2S}{\pi B} \right)^{1/(2+A)} \cdot \left(\frac{d}{L_0} \right)^{(1+A)/(2+A)} \cdot \left(d/\delta \right)^{-A/(2+A)}$$

② 底面が粗面状態で境界層が乱流の場合

$$\left(H_0/L_0 \right) \cdot \left(\sinh \frac{2\pi h_i}{L} \right)^{-1} \cdot (H/H_0) = \left[\frac{2^{(1+A)} \cdot S}{\pi B} \right]^{1/(2+A)} \cdot (d/L_0)^{1/A}$$

ここで h_i : 移動限界水深, $S = (\sigma/\rho - 1)$, A および B は定数で境界層の状態に次表の値をとる。

表-4-1 AおよびBの値²⁹⁾

底面および境界層の状態	-A	$\log 10^B$	備 考
層 流	1.00	1.075	$\left(\frac{H_0}{L_0} \right) \left(\sinh \frac{2\pi h_i}{L} \right)^{-1} \left(\frac{H}{H_0} \right) \leq 160 \left(\frac{d}{L_0} \right) \left(\frac{d}{\delta} \right)^{-1}$
滑 面 ・ 乱 流	0.74	0.508	$\left(\frac{H_0}{L_0} \right) \left(\sinh \frac{2\pi h_i}{L} \right)^{-1} \left(\frac{H}{H_0} \right) > 160 \left(\frac{d}{L_0} \right) \left(\frac{d}{\delta} \right)^{-1}$
粗 面 ・ 乱 流	0.53	0.322	$\left(\frac{H_0}{L_0} \right) \left(\sinh \frac{2\pi h_i}{L} \right)^{-1} \left(\frac{H}{H_0} \right) \leq 120 \left(\frac{d}{L_0} \right)$
	0.45	0.176	$\left(\frac{H_0}{L_0} \right) \left(\sinh \frac{2\pi h_i}{L} \right)^{-1} \left(\frac{H}{H_0} \right) > 120 \left(\frac{d}{L_0} \right)$

なお、底面および境界層の状態は次式で表わされる。

1) 滑面領域 $d/\delta < 0.153$

$$\text{層流: } \left(\frac{H_0}{L_0} \right) \left(\sinh \frac{2\pi h_i}{L} \right)^{-1} \left(\frac{H}{H_0} \right) < 566 \left(\frac{d}{L_0} \right) \left(\frac{d}{\delta} \right)^{-1}$$

$$\text{乱流: } \left(\frac{H_0}{L_0} \right) \left(\sinh \frac{2\pi h_i}{L} \right)^{-1} \left(\frac{H}{H_0} \right) > 566 \left(\frac{d}{L_0} \right) \left(\frac{d}{\delta} \right)^{-1}$$

2) 粗面領域 $d/\delta > 0.153$

$$\text{層流: } \left(\frac{H_0}{L_0} \right) \left(\sinh \frac{2\pi h_i}{L} \right)^{-1} \left(\frac{H}{H_0} \right) < 104 \left(\frac{d}{L_0} \right) \left(\frac{d}{\delta} \right)^{-1}$$

$$\text{乱流: } \left(\frac{H_0}{L_0} \right) \left(\sinh \frac{2\pi h_i}{L} \right)^{-1} \left(\frac{H}{H_0} \right) > 104 \left(\frac{d}{L_0} \right) \left(\frac{d}{\delta} \right)^{-1}$$

ここに, H_0, L_0 は沖波の波高, 波長,
 H, L : 水深 h における波高, 波長, d :
 底質粒径, $\delta = (2\nu/\omega)^{1/2}$: 層流境
 界層の厚さを規定する量, $\omega = 2\pi/T$,
 ν : 水の動粘性係数, T : 波の周期, な
 お図-4-3は $\sigma/\rho = 2.65$ として上述
 の関係式を求めたものである。

上述の式より, 全面移動の限界水深を,
 模型と現地で述べ, 同一地点で移動限界
 となれば, 相似性がたもたれたことになる。

c) 汀線に直角方向の漂砂に関する相似性

汀線に直角方向の漂砂移動は, 海浜勾配が波によって変形するため, 時々刻々移動量が変化し,
 非平衡条件での移動量は明確でない。

二次元水路において波を長時間あてると, 海浜形状は平衡条件におちつき, 砂は動くが, 往復
 の移動量は零になる。よって直角方向の漂砂に関す
 る相似性の換りに, 平衡状態が現地と模型が相似に
 なる条件より, 直角方向の漂砂に関する相似性の代
 用としよう。

今図-4-4のように勾配 i_0 を持ち, 水深 h_r
 で平行な河床に波をあてた時の海浜の変形について
 考える。野田によれば, 海浜の変形は, 次元解析に
 より,

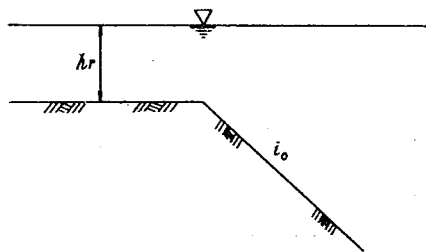


図 4-4 初期海浜

$$f(Z/L_0, x/L_0, h_r/H_0, H_0/L_0,$$

$$H_0/d, d\sqrt{gH_0}/\nu, \sigma/\rho, i_0, t/T) = 0 \quad \dots\dots\dots (4-57)$$

なる関係をあたえている。ここで t は波の作用時間, T は周期である。

平衡形状は $t \rightarrow \infty$ で

$$f(Z/L_0, x/L_0, h_r/H_0, H_0/L_0, H_0/d, d\sqrt{gH_0}/\nu, \sigma/\rho, i_0) = 0 \quad \dots\dots\dots (4-58)$$

模型が無歪のフルード模型ならおのずから $(h_r/H_0)_r = 1$, $(H_0/L_0)_r = 1$, $(i_0)_r = 1$
 が成立し, 模型において $(H_0/d)_r = 1$, $(\sigma/\rho)_r = 1$, $(d\sqrt{gH_0}/\nu)_r = 1$ なる関係を
 成立させれば, 相似形にたもつことができる。今上述より粒径の縮尺を求めると

$$(H_0/d)_r = 1 \text{ より}$$

$$d_r = \ell_r$$

$$(d\sqrt{gH_0}/\nu) = 1 \text{ より}$$

$$d_r = \ell_r^{-1/2}$$

$$\dots\dots\dots (4-59)$$

となり, (4-59) 式を両方とも満足することができない。

野田によれば H_0/d の効果に較べ $d\sqrt{gH_0}/\nu$ の効果は小さく、よって $dr = L_r$ の関係より模型の粒径を求めた方がよい。

このことは岩垣が、沿岸砂州の限界が、 H_0/L_0 と d/H_0 の関係で表わすことができるという実験結果からも、 $dr = L_r$ にした方がよいと思われる。

しかし $(\sigma/\rho)_r \approx 1$ の場合には、平衡海浜に σ/ρ の効果が入り、相似性の条件は、より成立しなくなる。もし σ/ρ の影響が他の項より小さく無視しえるか、 σ/ρ が他の項と積の形で(59)式に入れば、模型の粒径を変えることによって相似性を満足させることができるが、今までの実験によれば σ/ρ は一つの独立の変数であるようで、平衡海浜を相似にするためには $(\sigma/\rho)_r = 1$ としなければならないようである。

○塩水くさびが相似性におよぼす影響について

先に2章千代川の自然、塩水くさびで述べたように河口には弱混合の塩水くさびが存在する。この塩水くさびは模型実験の相似性に種々やっかいな問題を発生させる。塩水くさびによる模型と実物の違いは次のようなことである。

- イ) 塩水くさびの存在によって上層の流速が速くなり、砂州に対して侵食力が実物の方が強い。
- ロ) 上層の流速が速いこと、二層流であることによって波の変形が実物と模型で異なること。
- ハ) 浮遊土砂の海部での堆積が密度流によって異なること。
- ニ) 掃流砂の動きが二層流のため異なること。

などが在る。洪水の実験の場合には、河水が海水を河道から押しだし、砂州のフラッシュ、河道の河床変動には影響は受けないが、海部での堆積の仕方には違いを生じるであろう。波による砂州の発生の実験には、河水の影響が小さめになる恐れがある。

これらの問題を解決するためには、海部に塩水をためて実験する手もあるが、実験施設等から困難である。

○相似則の検討からの結論

波と河川流の実験を同時に行なうためには、相似則の検討から、次のようなことを考慮に入れておかなければならない。

- イ) 模型は歪ますことはできない。
- ロ) 模型の波の周期は、1.0秒以上になるように大縮尺の模型を必要とする。
- ハ) 模型上の波高をあまり小さくすることができない。波長5cm以上が良い。
- ニ) 沿岸漂砂と汀線と直角方向の漂砂とを同時に相似せしめることは困難である。
- ホ) 砂州フラッシュ実験において、水位を相似にたもつことは一般に困難である。
- ヘ) 塩水くさびの影響を再現するには不可能であり、河口部の波の変形を相似にたもつことはできない。
- ト) 沿岸砂州等、汀線に直角方向の地形を相似にたもつには現地と模型の底質材料の比重は同一にした方がよい。
- チ) すべての相似性を同時には満足させることはできず、河口模型実験の再現性には疑問が残

る。この場合、汀線方向の現象、河床の変形は時間縮尺を変えることによって、再現性を良くすることができるが、汀線に直角方向は、疑問が多い。

4-2 千代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なうため無歪とした。縮尺は水平、縮直とも $1/60$ である。よって

○力学的相似はフルードの相似則より

$$X_r = h_r = 60$$

$$V_r = 60^{1/2} = 7.75$$

$$A_r = 60^2 = 3600$$

$$I_r = 1$$

$$Q_r = 60^{5/2} = 27886$$

$$t_r = 60^{1/2} = 7.75$$

$$n_r = 60^{1/6} = 1.98$$

となる。これによって力学的相似にするための、流量、時間、粗度等の模型上の値は決まる。ただし粗度は移動床模型実験の場合、模型に使う河床材料に従属であり自由に变化させることはできないので、完全な力学的相似は望めない。

○流砂量および河床変化より求まる Q_{sr} , t_{sr}

実験に使用した河床材料は図-4-5に示したごとく粒径

$d_{60} = 0.21 \text{ mm}$, 比重 1.5 の石炭粉であるので、

$$(\sigma/\rho - 1)_r = \frac{1.65}{0.5} = 3.3$$

河床材料の粒径比 d_r は、現地が砂州部、河道部 0.75 mm として

$$d_r = \frac{0.75}{0.21} = 3.57$$

さらに空隙比 $(1-\lambda)_r$ は、現地・模型共に空隙率は等しいとして $(1-\lambda)_r = 1$ とする。以上の結果より(4-18) (4-21), (4-22), (4-23)より時間縮尺, を求めてみると流砂量として Brown 式を使った時,

$$Q_{sr} = \frac{1}{3.3^2 \times 3.57} \times 60^{7/2} = 43036$$

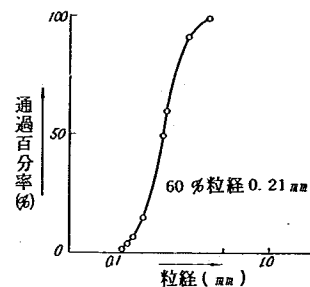


図4-5 石炭粉の粒度分布

$$T_{sr} = 3.3^2 \times 3.57 \times 60^{-1/2} = 5.06$$

流砂量として土研式を使った時、但し $\phi_r \cdot F_r = 1$ とする、

$$Q_{Br} = 1/3.3 \times 60^{\frac{5}{2}} = 8450$$

$$t_{sr} = 3.3 \times 60^{1/2} = 25.6$$

このように流砂量式の選び方によって、時間縮尺がかなり異なる。流砂量式と実際現地の流砂量とオーダーの違いがあることが今までの経験からも知られていて、この時間縮尺は模型の時間を決める目安とすべきであり、検証実験によってトライアンドエラーによって求める必要がある。

○粗度について

フルードの相似則によれば $n_r = 1.98$ としなければならない。しかし前節で述べたように、 n_r を希望するようにすることは一般にできない。

石炭粉の砂澱が生じている時の粗度は、いままでの模型実験から求めた結果によると、

$$\text{長良川模型実験} \quad n = 0.0152$$

$$\text{大淀川模型実験} \quad n = 0.0182$$

で約 $n = 0.017$ 位である。最上川の現地粗度は 0.022 位であり、模型と現地の粗度比 $n_r = 1.29$ であり 1.58 に比較して小さく、模型の粗度が幾分大きすぎる。また、この粗度の計算は洪水ピーク時の粗度であり、流量の小さい時でも粗度が相似であるか明確ではない。検証実験によってそれは明らかになる。

○無次元掃流力比の相似性について

$$\tau_{*r} = (IR/Sd)_r \text{ であるので}$$

$$\tau_{*r} = I_r R_r S_r^{-1} d_r^{-1} = 1 \times 60 / 3.3 / 3.57 = 5.1$$

となる。この流砂の移動限界に関する無次元掃流力が現地の方が5倍ほど大きい。このことは、現地の方の河床材料が動きやすいことを示し、模型上での現地同一流量に対する流量（フルード則より求まる。）に対して、現地では、砂が動いているが、模型では動いていないというようなことが生じる。なお、前述の流砂量の相似性は河床砂が全面的に動いている所で成立するのであり、移動限界付近では、流砂の相似が成立しないことになる。ただ砂州のフラッシュのような問題では、砂が全面的に動いているような所が問題となるから、移動限界付近の現象の相似性の不成立は無視しえんと考えて良いだろう。

○河口から出た土砂の堆積の相似性

$$\text{模型の砂の沈降速度は } W_m = 1.0 \text{ cm/sec}$$

$$\text{現地の砂の沈降速度は } W_p = 8 \text{ cm/sec (d=0.75mm } \sigma=2.65 \text{ 水温 } 25^\circ\text{C)}$$

$$\text{よって } (W/U)_r = W_r \cdot U_r^{-1} = 8 / 1.0 \times 60^{-1/2} = 1.03$$

ここで U_r はフルード則より求まる。

よって現地と模型はほぼ同一に沈降する。また $(W/U)_r = (W/KU_*)_r$ であり、これは、Rouse が示した浮遊砂の濃度分布

$$C/C_a = \left(\frac{h-Z}{Z} \cdot \frac{a}{h-a} \right)^z$$

を決める無次元量 $Z = w_0/ku_*$ の Z_r でもある。ここで C_a は a 点における浮遊砂の濃度、 h は水深、 K はカルマンの定数。よって浮遊砂の分布は現地と模型は水深方向に分布がほぼ相似となる。ただし、粗度の相似性が正しくないとこの論議も正しくない。

○表面張力の影響

この実験では波長が 5 cm 以上であるので、表面張力波の影響はほとんど無い。

○反射に対する相似性

模型は幾何学的に相似に作ってあるので反射の相似はほぼ成立していると思われるが、導流堤、護岸を完全には幾何学的に相似には作らず、簡略化してあるので多少の反射率の増加があると思われる。

○碎波点に関する相似

実験は波長 1 sec 以上で行なわれた。碎波点に関する相似は、ほぼ満足するものと思われる。

○汀線方向の漂砂に関する相似性

(4-54), (4-55) 式によって汀線方向の漂砂移動より求まる Q_{sr} , t_{sr} は粒径が現地が 0.5 mm 位いであるので、

$$Q_{sr} = 60^3 \times (3.3)^{-\frac{3}{2}} \times (0.5/0.21)^{-1/2} = 26868$$

$$t_{sr} = (3.3)^{\frac{3}{2}} \times (0.5/0.21) \times 60^{-1} \times B_r = 0.134 \times B_r$$

となる。ところで B_r はいくらに取れば良いのだろうか。 B_r は一般に移動限界水深と関連があると言われているが砂州を形成する漂砂は主として汀線付近を移動する浜漂砂が大部分を占め、浜漂砂帯は現地と模型とが相似だとすると $B_r = 60$ よって $t_{sr} = 8.05$ と成る。これによると模型時間は現地時間の 8 倍の速さに当る。しかしながら河川の流砂量式と同様に、漂砂量式にはオーダー式誤差があること、砂州のように、急激に地形が変化する実験には、再現性の検討には、検証実験を行なって決めるべきものである。なお、浜漂砂の運動機構は、河川流砂の運動と近いものと考えられ、流砂の運動から求まる時間縮尺とかなり近いものと考えられる。

○漂砂の移動限界水深に関する相似性

現地において $H_0 = 2$ m, 周期 9 sec 波の移動限界水深を図-4-2 より求めよう。

まず $L_0 = gT^2/2\pi = 126.4$ m, $d = 0.02$ m, 水温 20℃, $\nu = 0.01$ cm²/S とすると、

$$\omega = 2\pi/T = 0.70$$

$$\delta = (0.02/0.70)^{1/2} = 0.169 \text{ cm}$$

$$d/\delta = 0.02/0.169 = 0.118$$

よって底面は滑面領域となる

$$L_0/\delta = 12640/0.169 = 7.48 \times 10^4$$

$$d/L_0 = 0.020/12640 = 1.58 \times 10^{-6}$$

$$H_0/L_0 = 2/126.4 = 0.0158$$

今限界水深が 20 m とすると,

$$\sinh\left(\frac{2\pi h}{L}\right) = 1.498, \quad H/H_0 = 0.9130$$

となる。

$$\begin{aligned} \text{よって } H_0/L_0 \left(\sinh \frac{2\pi h}{L} \right)^{-1} H/H_0 &= 0.0158 \times \frac{1}{1.498} \times 0.9130 \\ &= 9.63 \times 10^{-3} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 160(d/L_0)(d/\delta)^{-1} &= 160 \times 1.58 \times 10^{-6} \times \frac{1}{0.018} \\ &= 2.14 \times 10^{-3} \end{aligned}$$

となる。これより境界層の状態は滑面乱流域となる。

$$\text{図-4-2より } H_0/L_0 \left(\sinh 2\pi h_i/L \right)^{-1} (H_0/H)^{-1} \approx 7 \times 10^{-3}$$

$$\left(\sinh 2\pi h_i/L \right) \left(\frac{H_0}{H} \right) = 2.26 \quad \text{となる。これを wiegel の表より求}$$

めて $h_i/L_0 = 0.021$ ゆえに $h_i = 26.54 \text{ m}$ となる。なお $h_i = 26.54 \text{ m}$ に対して境界層の状態は滑面乱流域である。

$$\text{模型については周期 } T = 8/\sqrt{60} = 1.16 \text{ sec} \quad d = 0.021 \text{ cm}$$

$$L_0 = gT^2/2\pi = 210 \text{ cm}$$

$$\omega = 2\pi/1.16 = 5.413$$

$$\delta = (0.02/5.413)^{1/2} = 0.0608$$

$$d/\delta = 0.021/0.0608 = 0.345$$

よって粗面領域

$$L_0/\delta = 210/0.0608 = 3.45 \times 10^3$$

$$d/L_0 = 0.00010 = 10^{-4}$$

$$H_0/L_0 = 0.0158$$

境界層の状態を粗面乱流と仮定する。図-4-2は、 $S = 1.65$ の場合の図であり、これを石炭粉の場合 $S = 0.5$ の場合に換算するには、

縦軸を $(1.65/0.5)^{1/2.1A} (H_0/L_0) \cdot (\sinh \frac{2\pi h_i}{L})^{-1} \cdot (H/H_0)$ とみなせば良い。

これより $A = -0.45$ であるから

$$(1.65/0.5)^{1/1.55} (H_0/L_0) \cdot (\sinh \frac{2\pi h_i}{L})^{-1} (H_0/H)^{-1} = 2.3 \times 10^{-4}$$

$$\text{よって } (\sinh 2\pi h_i/L)^{-1} (\frac{H}{H_0}) = 2.3 \times 10^{-4} \times \frac{1}{1.0158} \times 0.4575$$

$$= 0.673$$

これを Wiegel の表より求めて

$$h_i/L_0 = 0.142 \quad \text{故に } h_i = 29.82 \text{ cm}$$

これは現地で $29.82 \text{ cm} \times 60 = 1.789 \text{ m}$ に当る。なお底層の領域区分の仮定は正しい。これより、模型上では移動限界水深が現地に比較して浅くなる。

○汀線に直角方向の地形変化の相似性

4) に述べたごとく、模型の底質材料が $d_{60} = 0.21 \text{ mm}$ 、比重 1.5 であるので、相似性、再現性には種々の疑問が残る、この方向の地形変化は、定性的判断にとどめるべきであり、現地資料を参考にした方がよい。

以上のことをまとめると、模型で使われた石炭粉 ($d_{60} = 0.21 \text{ mm}$, $\sigma = 1.5$) は、現地と比較して、移動の限界状態では動きにくい、一度浮き上がったならば現地と同程度運ばれる。河川流による地型変化の相似性は比較的現地と適合するだろうが、波による地型変化は $S (= \sigma/\rho - 1)$ の効果もあり、相似性は良くなく定性的な判断を実験から読みとるべきであり、定量的な判断はするべきでないと思われる。

5 章 実験ケースと実験方法

5-1 実験施設

模型実験を行なう場合、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なうのであり、境界条件（模型の周辺）の考案が特に必要である。河口模型実験では特に、海部の訂線をどこまで模型に取るかを考えておかなければならない。

千代川模型は水平鉛直縮尺とも $1/60$ ，モルタル製で，その上に河床材料の石炭粉を敷き，現地の地形と幾何学的相似にすることができる。模型の範囲は図 5-1，図 5-2 に示すように，河道は上流 5.1 km まで，外海部は 2 km 程度沖合まで入るようにした。

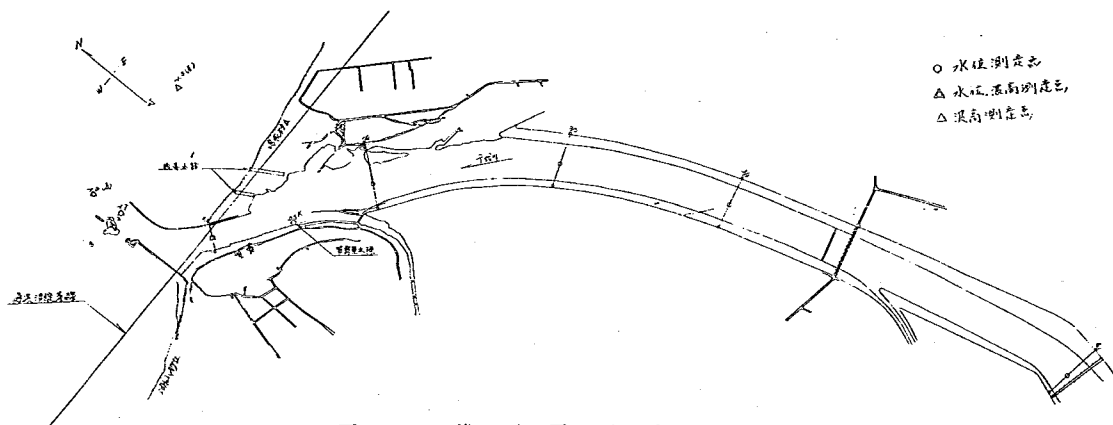


図 5-1 模型平面図

模型上流端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 6 門取り付けられている。

造波機は，幅 6 m，造波板高 90 cm の造波機を 4 基接続できるタイプで，ヒンジのベンジラム型式で，模型内をほぼ任意に移動することが可能である。造波能力は波高 H 0 ~ 20 cm，周期 0.9 ~ 2.5 sec の波を発生させることができる。

5-2 実験の概要

実験は先ず河床整形から始まる。実験準備で作製した横断指示書に従って約 0.2 km（現地）間隔に基準帯を作製する。次に基準帯と基準帯をつないで，帯間を整形する。帯と帯との間には原則として直線変化するものとしたが，特に変化のある個所については平面図を参考にして修正を加え出来るかぎり現地の状態に近ずけるように心掛ける。河床整形完了後，整形した河床が通水の初期に崩壊しないように模型の上下流から模型内にゆつくりと注水する。一定量の注水が完了したところで，所定の下流端水位，流量，波をあたえて実験を始める。実験中は所定の位置，所定の時間に

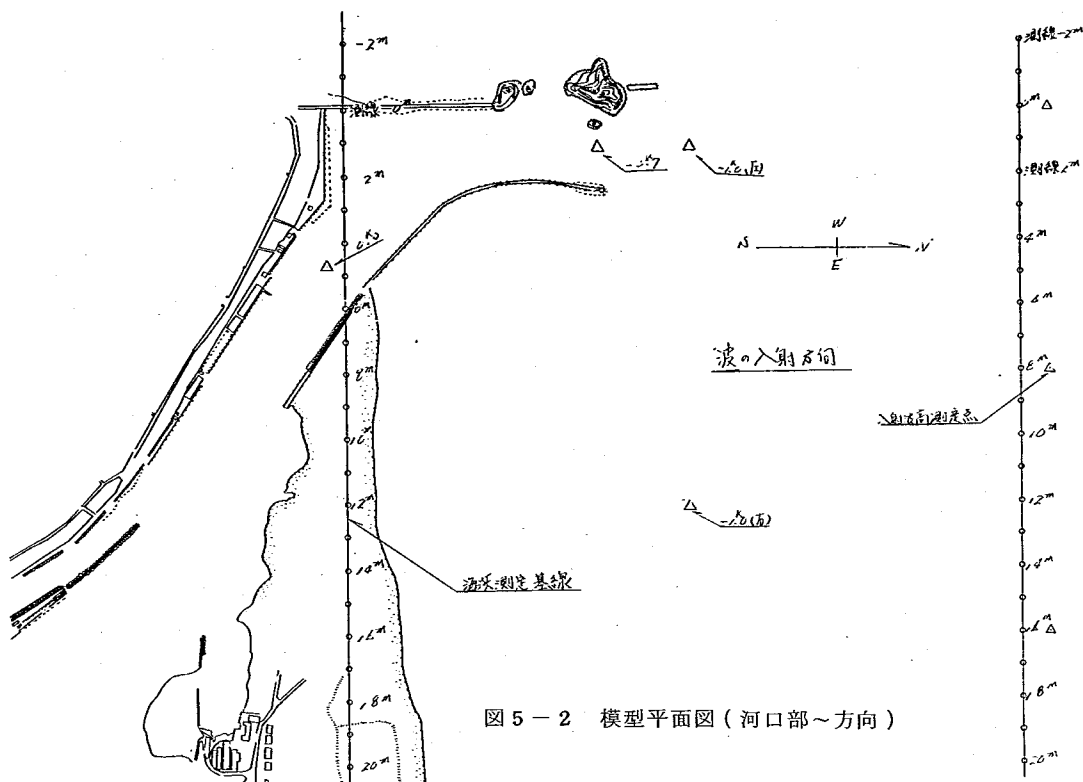


図5-2 模型平面図(河口部~方向)

水位、流速、波高、河床高を測定する。また流況を見るためにフルオレッセン溶液を投下し、流況を写真撮影する。実験後、模型内の水をゆっくり排水し、河床横断測量を実施する。また海部は写真撮影によっても河床高を把握する。これによって河床の変化を調べる。水位はポイントゲージによって、波高は容量式波高計によって計り、ペンがきオシログラフに記録され、波高、周期を知ることができる。

5-3 実験ケース

千代川河口模型実験で行なった実験ケースを表5-1に示す。

ケース1からケース8までは、洪水時における河口現象の相似性に関する検証実験、および波による海浜、海床変化の相似性に関する検証実験を行なったものである。これは現地現象と模型上の現象がどれほどの相似であるかを把握するために行なったもので、粗度の相似性、時間縮尺が適切であるかなどを調べた。

ケース9は現河道に、計画洪水が来た時の水位、流況、砂州の越流状況、河床の変化状況を調べたものである。

ケース10からケース12は図5-3に示す原計画案計画断面Iに従って導流堤を作り、波、洪水と河口の対応を調べたものである。ケース13からケース17は、鳥取工事事務所より、旧袋川の背割堤計画は取りやめることになったとの連絡があったので、そこを修正し、また計画断面Iに

ケース	実験	断面形状	流量	入射方向	波高	周期	潮位	その他	ケース	実験	断面形状	流量	入射方向	波高	周期	潮位	その他
1	検証	河道 S.46.8 S.46.9 後断面	Q=1260				T.P. 0.36	フルード則による時間縮尺	16	波	ケース15 S.46.8 後断面	Q=52	N	2	9.3	T.P. 0.30	計画断面I 10hr波を当てる
2	"	河道 S.46.8 S.46.9 後断面	Q=1260				T.P. 0.36	ESR=10	17	計画	ケース16 S.46.8 後断面	Q=1600				T.P. 0.30	ESR=10
3	"	河道 S.46.8 S.46.9 後断面	Q=1260				"	ESR=5	18	波	ケース17 S.46.8 後断面	Q=52	N	2	9.3	T.P. 0.30	10hr波を当てる
4	"	河道 S.46.8 S.46.9 後断面	Q=1260				"	ESR=1:20	19	"	ケース18 S.46.8 後断面	"	"	4	11.4	"	"
5	"	ケース4 S.46.8 後断面	Q=52	N	1	7.3	"	10hr波を当てる	20	計画	ケース19 S.46.8 後断面	Q=2000				T.P. 0.30	ESR=10 15hr波を当てる
6	"	河道 S.46.11 後断面	"	"	2	9.1	"	"	21	波	ケース20 S.46.11 後断面	Q=52	N	2	9.3	T.P. 0.30	10hr波を当てる
7	"	河道 S.46.11 後断面	"	"	4	11.4	"	"	22	"	ケース21 S.46.11 後断面	"	"	4	11.4	"	"
8	"	河道 S.46.11 後断面	Q=52	NNW	2	9.1	"	16hr波を当てる	23	計画	ケース22 S.46.11 後断面	Q=2000				T.P. 0.30	ESR=10
9	"	河道 S.46.11 後断面	Q=6100				T.P. 0.30	ESR=10	24	波	ケース23 S.46.11 後断面	Q=52	N10E	2	9.3	T.P. 0.30	10hr波を当てる
10	検証	計画断面I 河道 S.46.11 後断面	Q=52	N	2	9.3	T.P. 0.30	10hr波を当てる	25	計画	ケース24 S.46.11 後断面	Q=6100				T.P. 0.30	ESR=10
11	波	ケース10 S.46.11 後断面	"	"	4	11.4	"	8hr波を当てる	26	計画	ケース25 S.46.11 後断面	Q=1000				T.P. 0.30	"
12	計画	ケース11 S.46.11 後断面	Q=2000				"	ESR=10	27	"	ケース26 S.46.11 後断面	Q=2000				T.P. 0.30	"
13	波	計画断面II 河道 S.46.11 後断面	Q=52	N	2	9.3	"	10hr波を当てる	28	波	ケース27 S.46.11 後断面	Q=52	N10E	2	9.3	T.P. 0.30	10hr波を当てる
14	"	河道 S.46.11 後断面	"	"	4	11.4	"	"	29	"	ケース28 S.46.11 後断面	"	"	4	11.4	"	15hr波を当てる
15	計画	ケース14 S.46.11 後断面	Q=2000				"	ESR=10	30	計画	ケース29 S.46.11 後断面	Q=6100				T.P. 0.30	計画断面IV 15hr波を当てる

表5-1 実験ケース一覧表

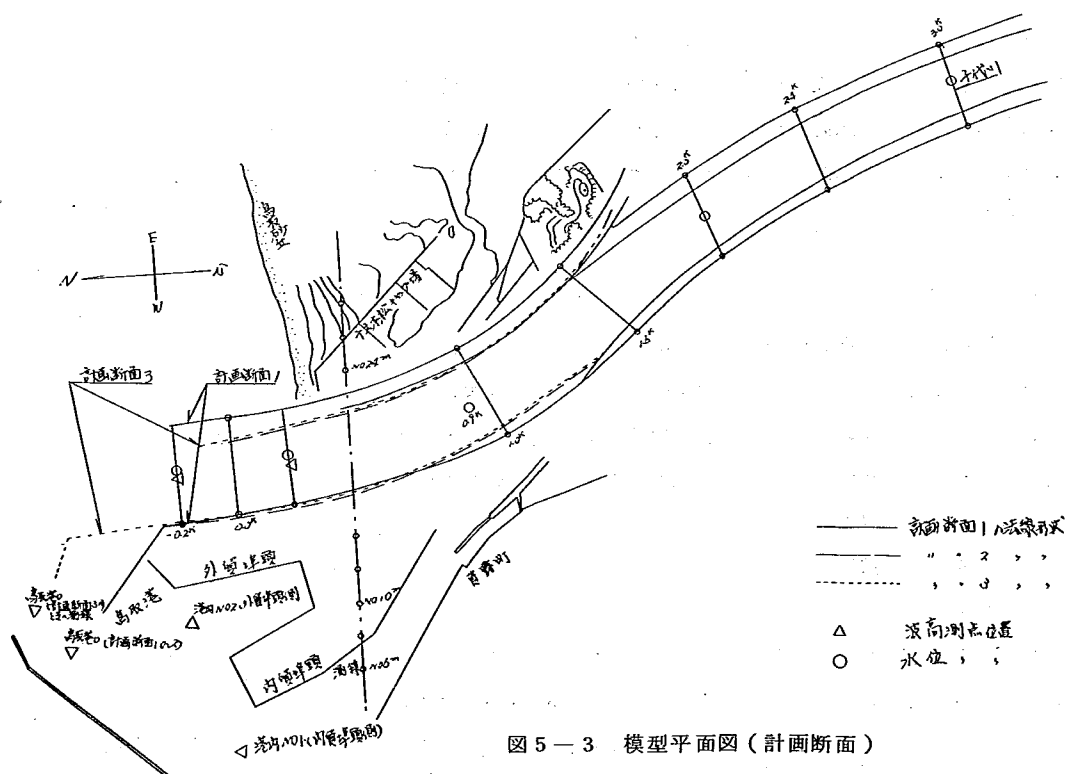


図5-3 模型平面図(計画断面)

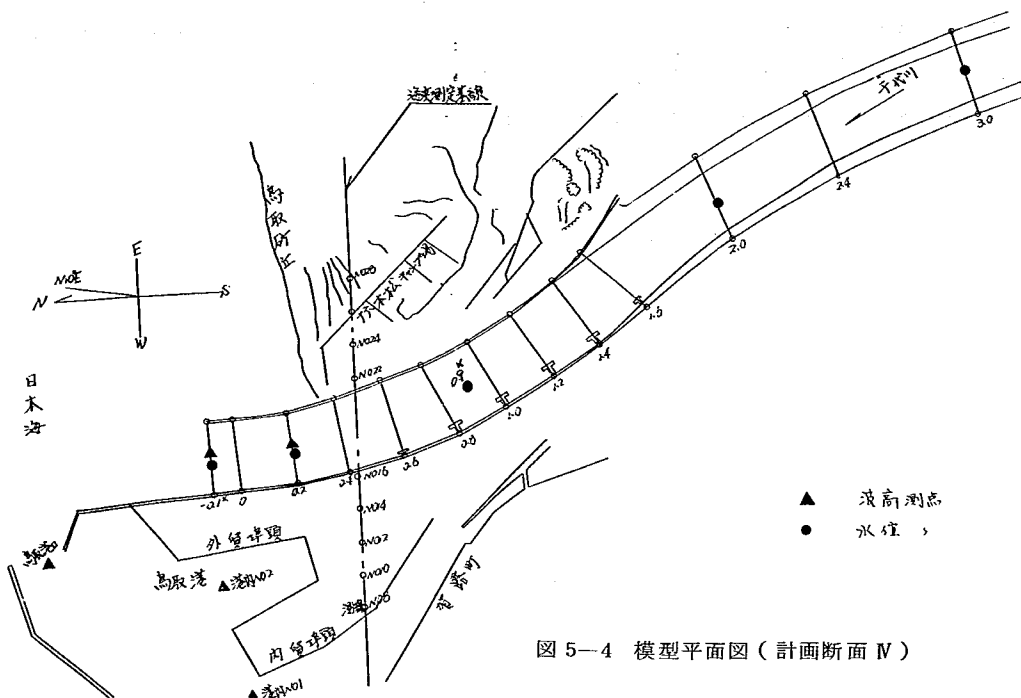


图 5-4 模型平面图 (计画断面 IV)

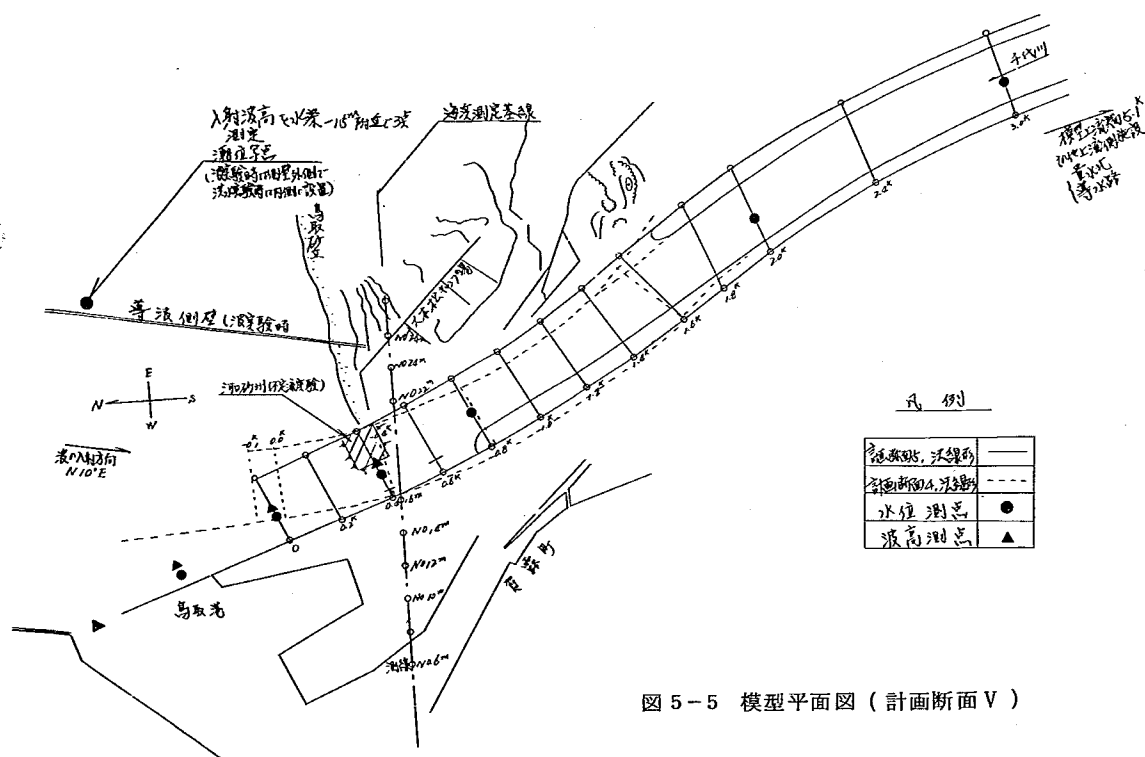


图 5-5 模型平面图 (计画断面 V)

よって土砂の 1.0 k から 1.5 k にかけて左岸にたまるのを防ぐため、法線形型を修正したものである。ケース 18 からケース 20 は、計画案Ⅱの実験後の改良案である。ケース 21 からケース 25 は、計画案Ⅲによっても望ましい河口状況が現われなかったため改良案としたものである。ケース 26 からケース 30 はより良い河口状況をめざして改良を加えたものである。

6章 模型の相似性に関する検証実験

6-1 検証実験の意義

前々章で述べたように模型実験には種々の相似性に関する問題点が残っている。模型の縮尺を決め、河床材料を一種に選んでしまうと、現地と模型での現象は完全に相似に保つことはできない。それゆえ検証実験によって模型上でおこる現象がはたして現地で起る現象とどれだけ相似しているかを確かめ、相似性の程度を明らかにしておかなければならない。

相似性を確かめるには、水面と河床の時間的変動が現地とどういう対応関係になっているかを確かめれば良い。ここでの検証は、洪水時の現象の相似性と波による河床変化の相似性の二つに分けて検証してみる。

6-2 洪水時の現象の相似性に関する検証

洪水時における砂州のフラッシュ、水位、河床変動の相似性を確かめるために行なった実験である。

まず始めに水位の相似性（粗度の相似性）を確かめるために、S46年9月出水（ $1260\text{ m}^3/\text{s}$ ）を選んで、模型で再現してみた。この洪水は河口右岸砂州を越流せず、導流堤内だけを河水が流れた。それゆえ粗度の相似性を調べるのに都合良い。模型の状態は河道部は昭和46年12月の横断測量結果を用い、海部は昭和46年8月測量結果を使った。整形断面としては、洪水前の測量結果を使うことが良いが、測料資料が無かったため、河道部は洪水後断面を使った。ピーク流量が $1260\text{ m}^3/\text{s}$ であったため洪水による河床変動は少ないと判断したからである。時間縮尺としては河床変動が少なく考えフルード則によって求まる $tr = 7.75$ を使った。河口潮位、河口近くで潮位が測定されていないので境港の洪水時の平均潮位T.P.O. 3.6 m をあたえた。これは潮差が小さく、現地に於て約 20 cm （模型で 3 mm 強）で、しかも模型海側の貯留面積が大きいため、潮位操作（ゲート操作）の反応がおそく、うまく潮位操作できないために一定潮位したものである。実験は最初 $600\text{ m}^3/\text{s}$ の定流を流し、河床に砂れんを発生させ粗度が発達した後、図6-1に示す洪水ハイドロを流した。模型区間中現地での水位観測所は 5.1 km （行徳）と 0.5 km （加露）の二ヶ所あり、実験はこれら二地点の水位を比較し、粗度の相似（水位の相似）の検証を行なう。図6-1は模型水位の結果と現地水位の比較を示した。

行徳水位を見ると模型の方が現地より 1.2 m 賀露で 0.3 m 高い。賀露の方が差が小さいのは、川幅が広く、また図6-2を見てわかるように潮位の影響を受けたためと考えられる。このように水位が高いのは模型の粗度が大きすぎるためである。そこで実験終了後ピーク流量 $1230\text{ m}^3/\text{s}$ を定流で流し、その水位測定結果より模型の粗度係数を計算した所 $n = 0.044$ （現地換算）となり、現地の粗度 0.025 より倍近く大きい。実験中の河床形態は水の濁りにより河床の観測は困難であるが、通水後の河床波の規模は大きく（模型で目視観測によると波長約 20 cm 、高さ 5 cm 位のrippleである。）、このrippleの波高に対して、河道内の平均水深がピーク時でさえ 10 cm た

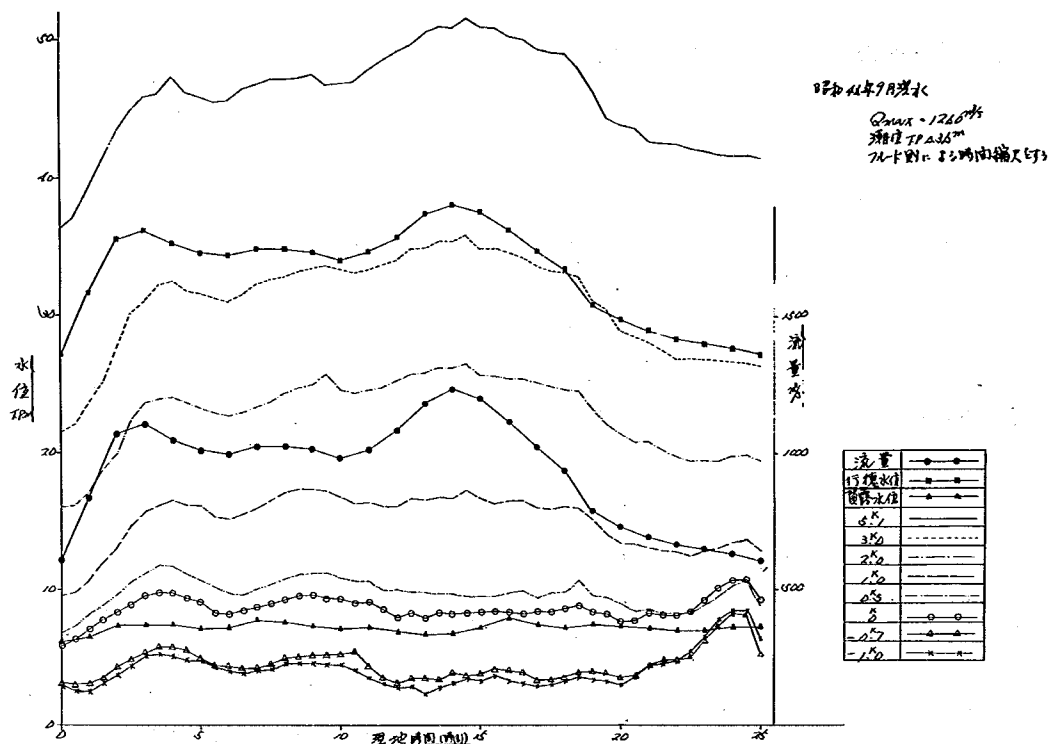


图 6-1 時間—水位曲線 (實驗 1)

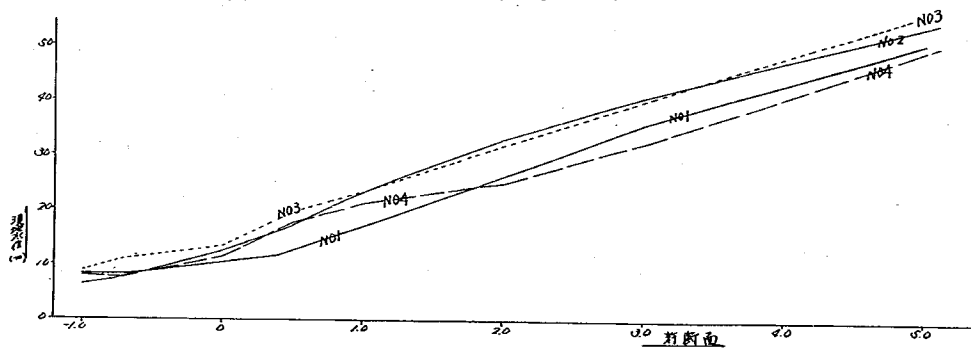


图 6-2 水位縱断面 (實驗 1)

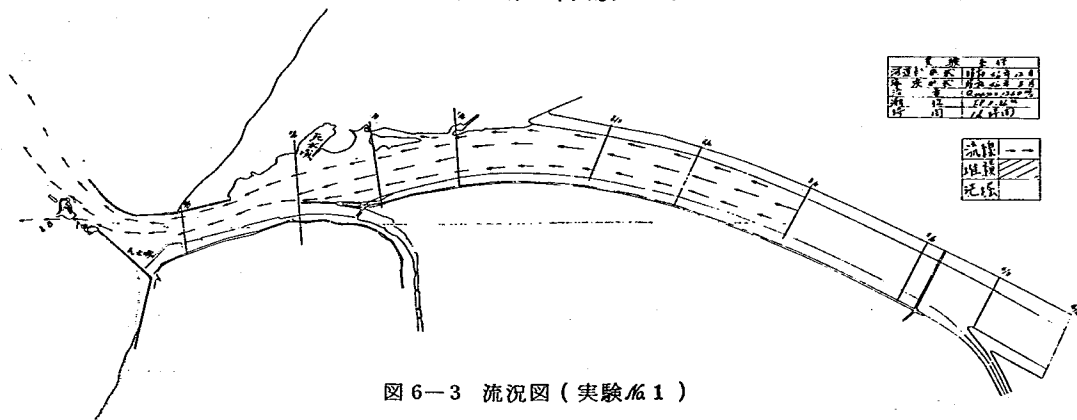


图 6-3 流況圖 (實驗 1)

图 6-4-1 河床变动图 (实验 1)



图 6-4-1 河床变动图 (实验 1)

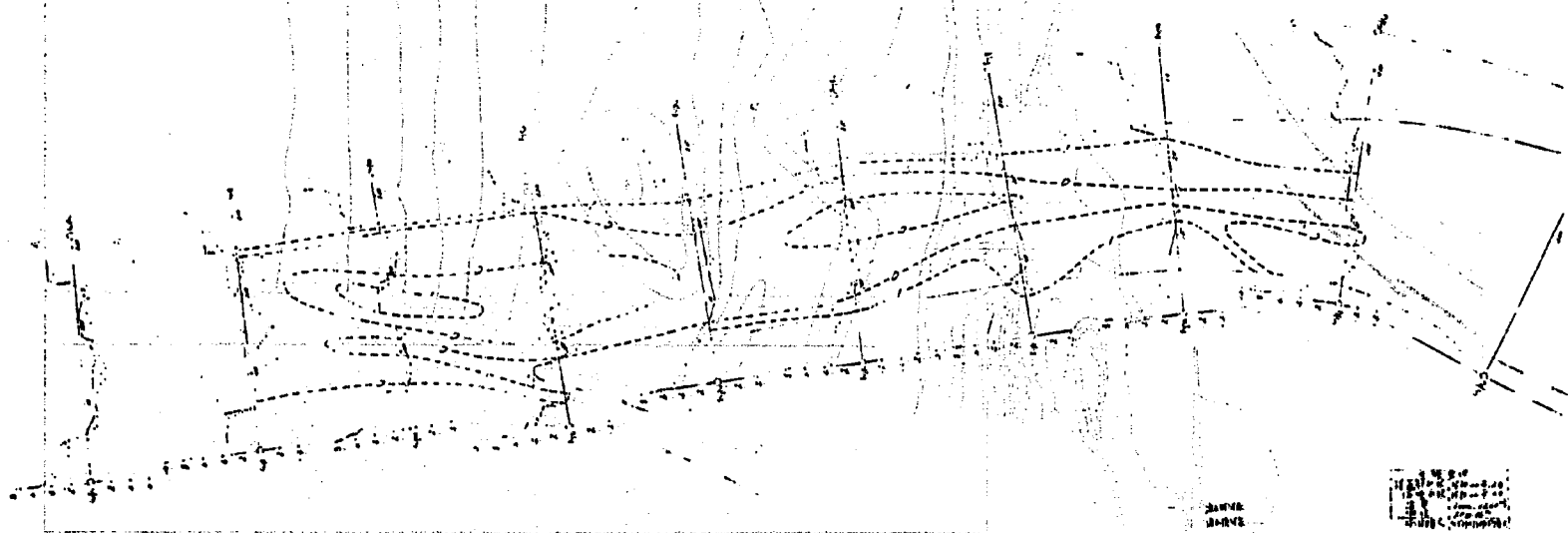


图 6-4-1 河床变动图 (实验 1)

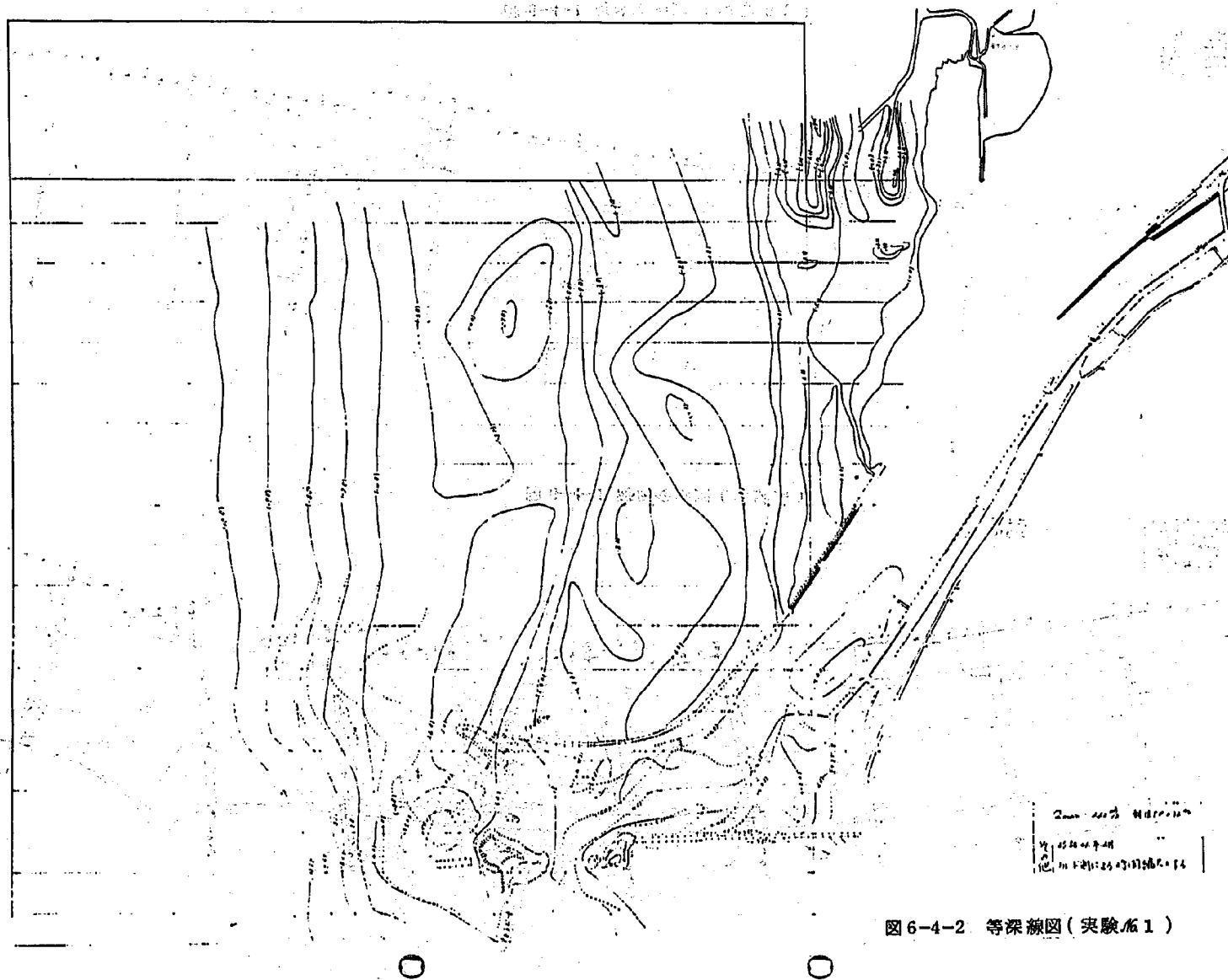


图 6-4-2 等深线图 (实验系 1)

らずで、粗度が大きくなった。この過大な粗度はピーク流量の大なる実験の場合水深が深くなるため、ある程度より小さくなると思われるが（過去の模型実験では $n = 0.03$ （現地換算）の場合があった。）現地に近い値を示すことはあまり期待できない。

洪水前後の河床変動を見ると、河道部は流量が小さかったためか、大きな変動は無い。ただ 1.0 km で多少上昇している。 0 km 下流の海部は、右岸導流堤沿いに土砂の堆積を見た。これは鳥ヶ島間の A（図 6-3）を石炭粉のままで模型を作ったこと、B のテトラポットを作らなかったことにより A 部分からかなりの河水が流れ出たことによる。

次に流砂量の相似性について調べてみよう。洪水としては昭和 25 年 9 月洪水を使った。2-16 で述べたようにこの洪水は砂州部を越流した。この越流現象の相似性を見ることによって時間縮尺 t_{sr} を求めようとしたものである。ケース 2 は $t_{sr} = 10$ 、ケース 3 は $t_{sr} = 5$ 、ケース 4 は $t_{sr} = 20$ とした。洪水前河道は昭和 25 年 8 月の測量結果、海部は昭和 25 年 8 月の測量結果を使った。潮位は洪水時の境港の平均潮位 T.P 0.30 m を使った。

実験ケース 1 で最初定流 $600\text{ m}^3/\text{s}$ を流したが、この結果河床砂の移動が多すぎたので、今回は $Q = 380\text{ m}^3/\text{s}$ に変更し、砂澱を十分に生成させた後、不定流を流下させた。ケ

ース 2 ($T_{sr} = 10$) の場合賀露量水標地点の水位が現地と比較して、模型の水位が低く、誘導水路への浸水がみられなかった。そこで人為的に欠壊させたが、水路の拡巾、欠壊現象は見られなかった。実験中の流況観察結果をみると流量増大に従って流心が 0.5 km 付近で左岸側に寄り、 $0.5\text{ km} \sim 0\text{ km}$ で左岸側が堀れた。これが水位低下の一因をなしているようであった。

実験 3 では $t_{sr} = 5$ として砂州部を流れる時間を多くしてやった。その結果ピーク時賀露水位は現地観測水位と同じになったが（下流せき操作が正しく行なわれなかったため水位が上昇した可能生大）、模型で通水時間が長くなったため河口左岸側の洗堀が大きくなり河積が増大

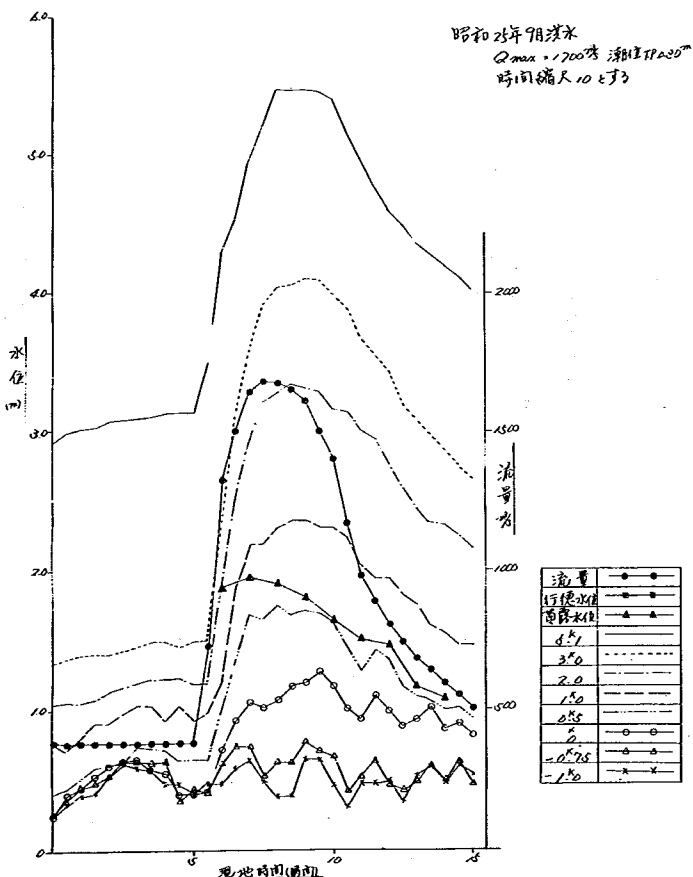


図 6-5-1 時間—水位曲線（実験 No. 2）

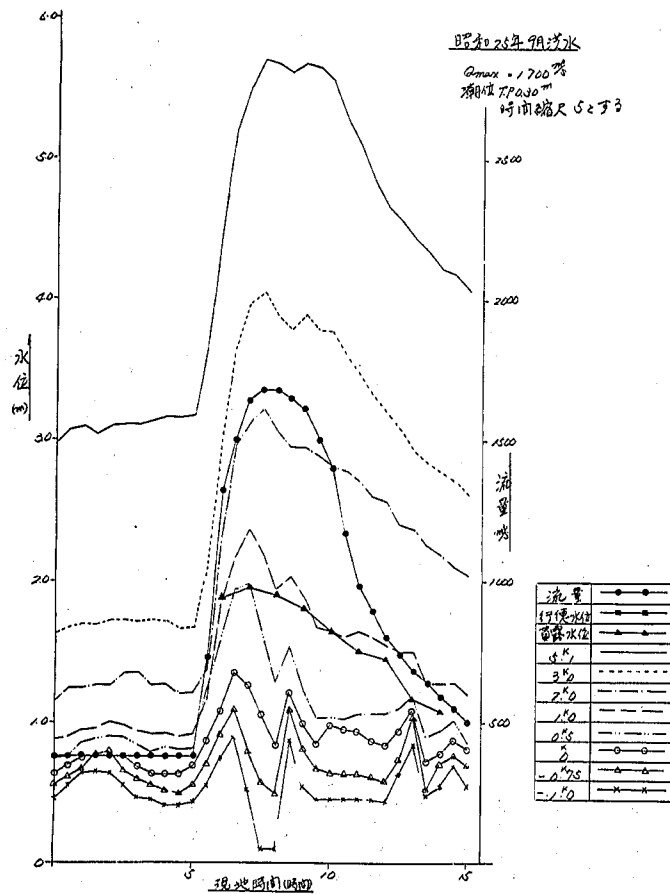


図 6-5-2 時間—水位曲線 (実験 No. 3)

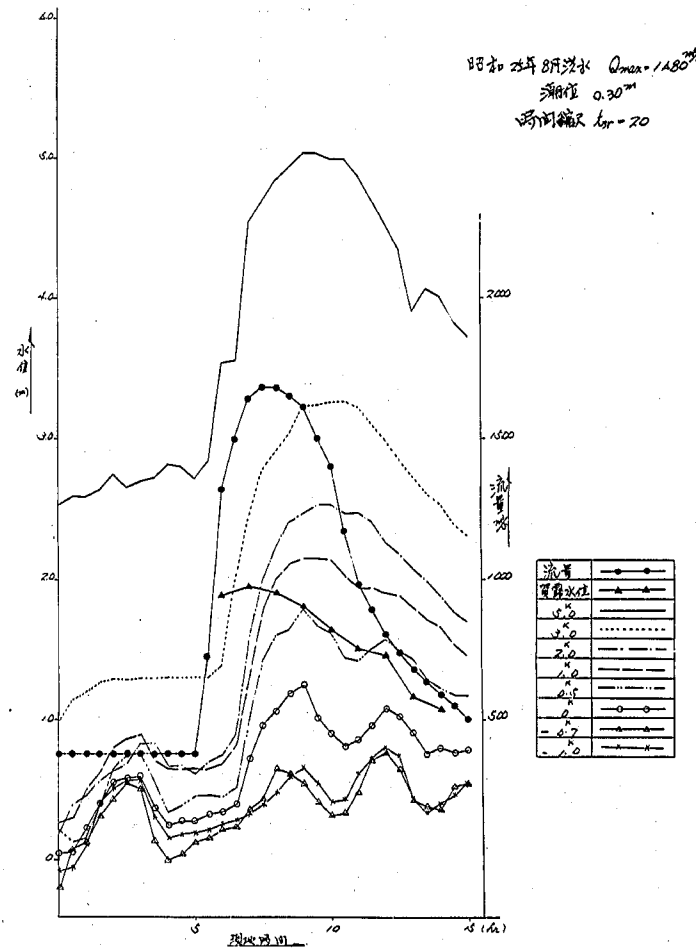


図 6-5-3 時間—水位曲線 (実験 No. 4)

実験 No. 2 (10-7時)

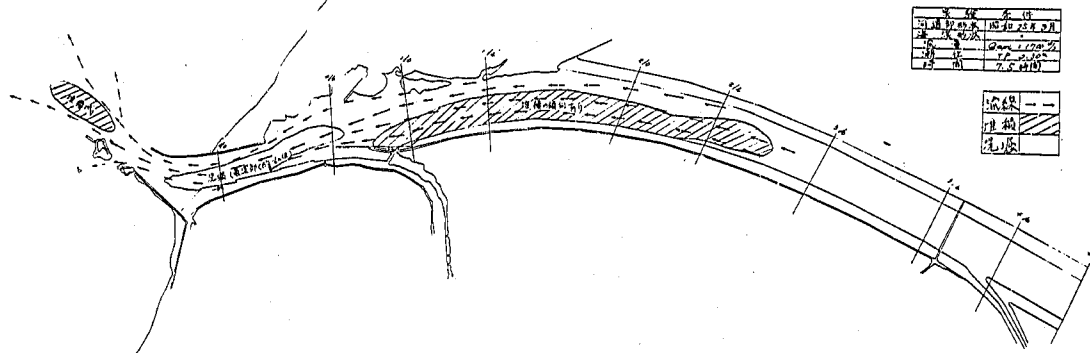


図 6-6-1 流況図

実験 No. 3 (10-7時)

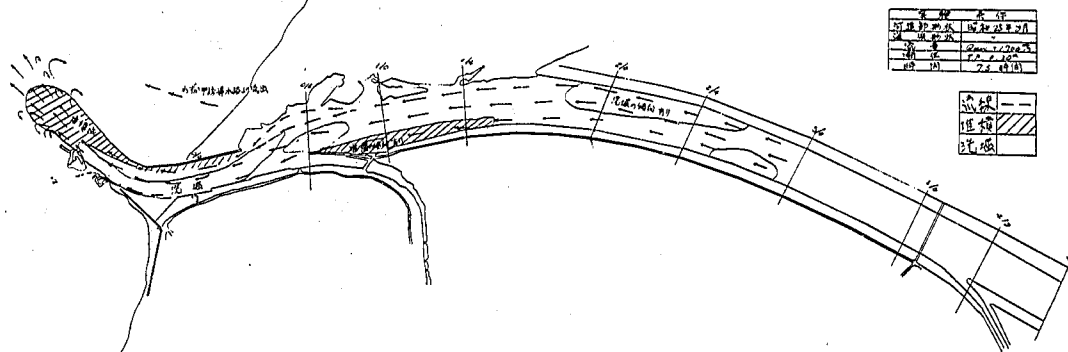


図 6-6-2 流況図

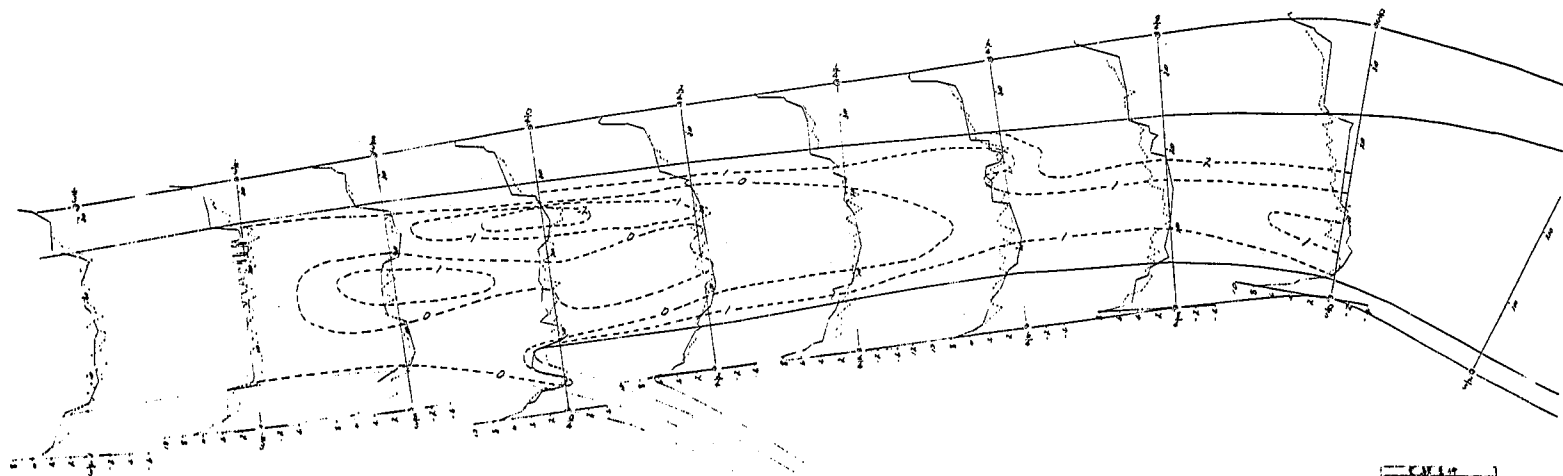


图 6-7-1 河床变动图 (实验 № 2)

—— 通水前河床
- - - - 通水后河床

实验名称	河床变动实验
实验日期	1954.10.15
实验地点	水利部水利研究所
实验人员	王德胜、李德胜、张德胜

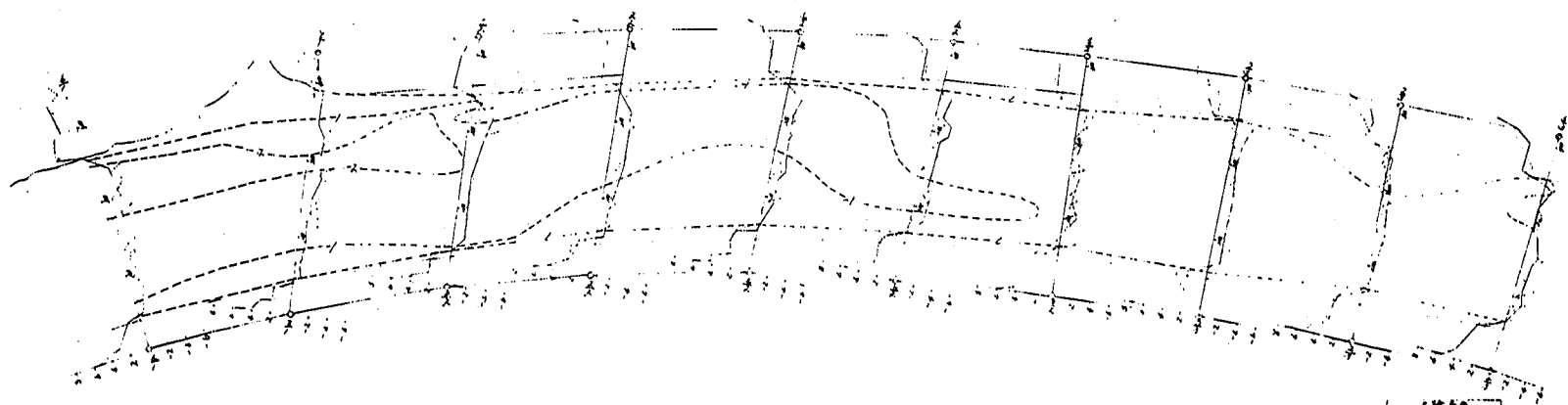


图 6-7-2 河床变动图 (实验 № 2)

—— 通水前河床
- - - - 通水后河床

实验名称	河床变动实验
实验日期	1954.10.15
实验地点	水利部水利研究所
实验人员	王德胜、李德胜、张德胜

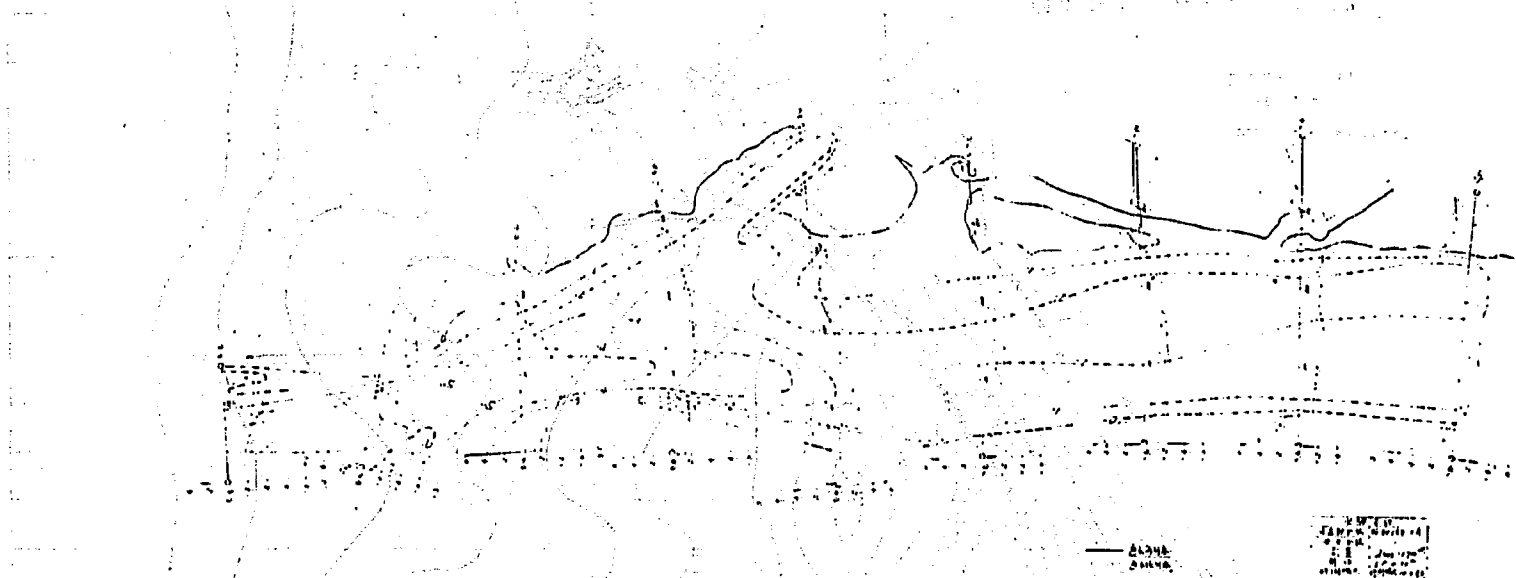


図 6-7-3 河床変動図 (実験 No. 2)

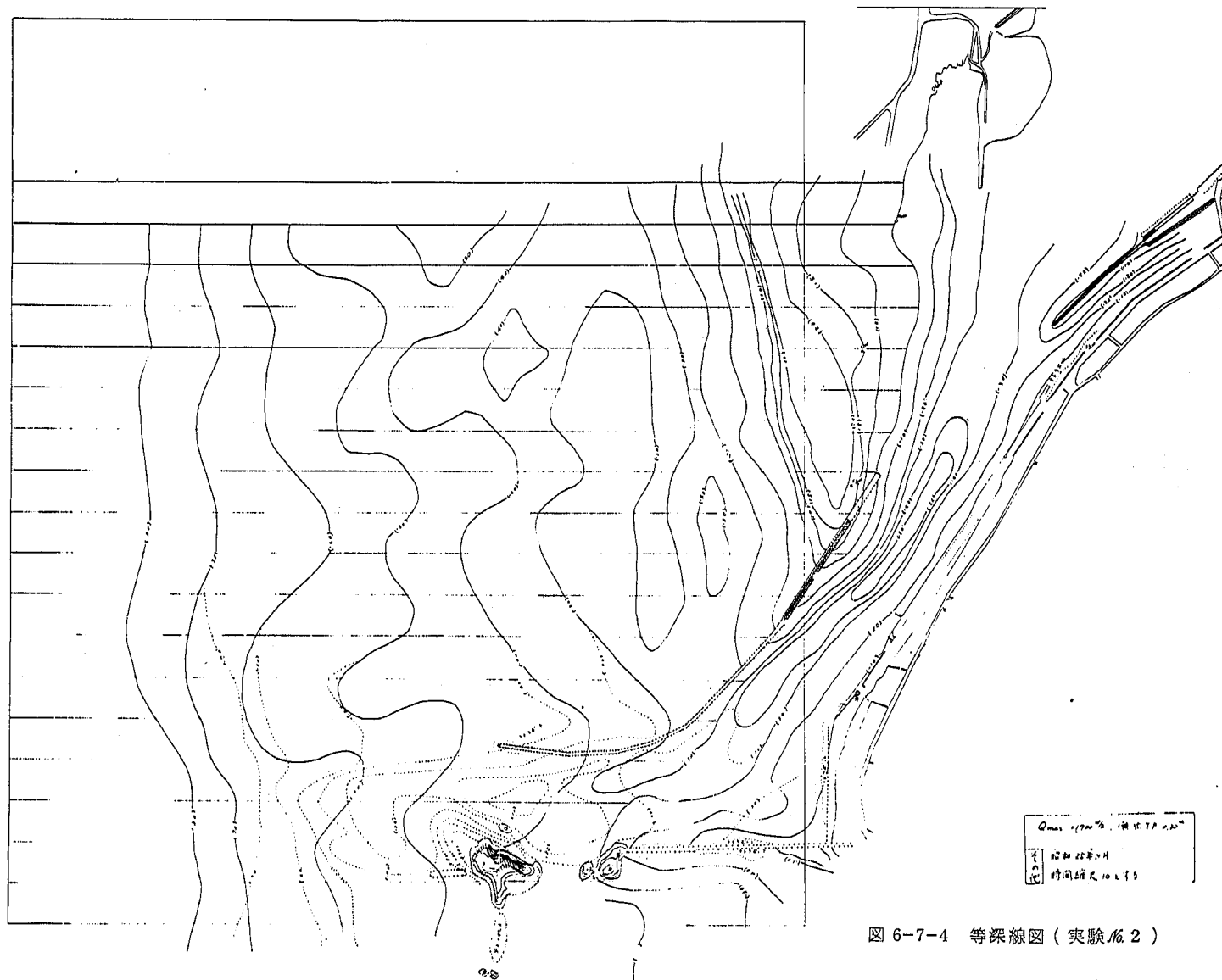


图 6-7-4 等深线图 (实验 16.2)

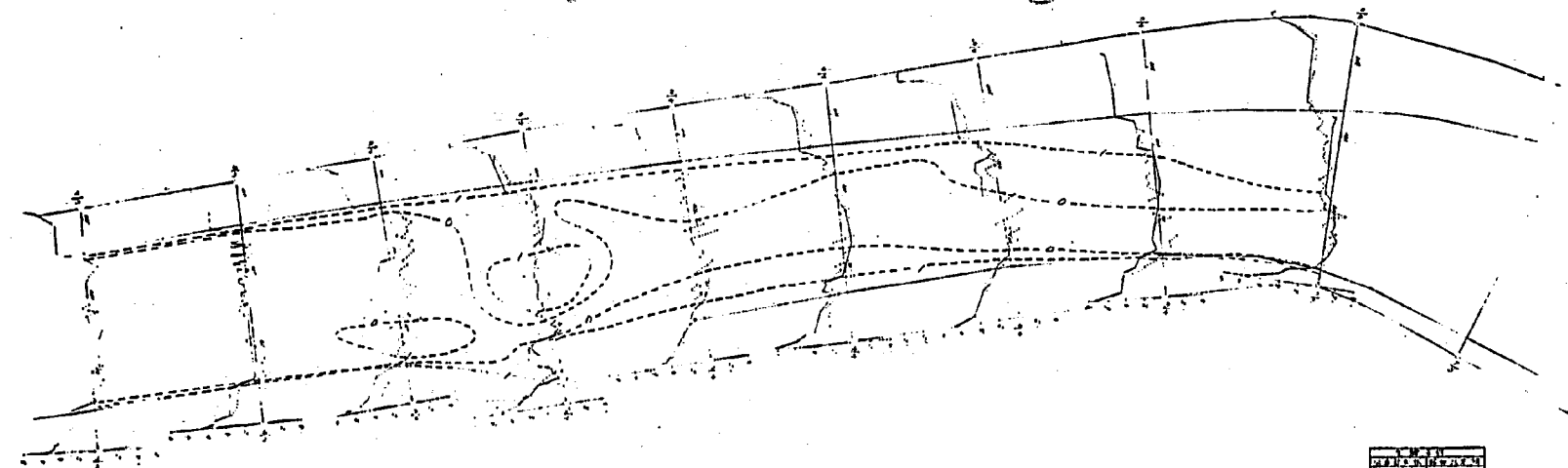


圖 6-8-1 河床變動圖 (實驗 3)

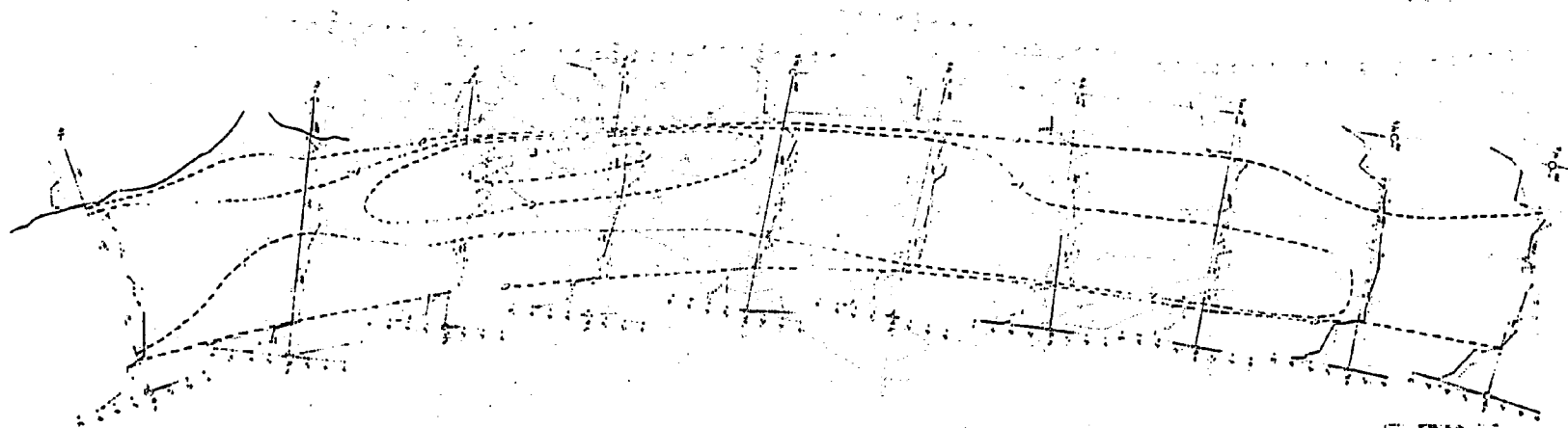


圖 6-8-2 河床變動圖 (實驗 3)

图 6-8-3 河床变动图 (实验 3)

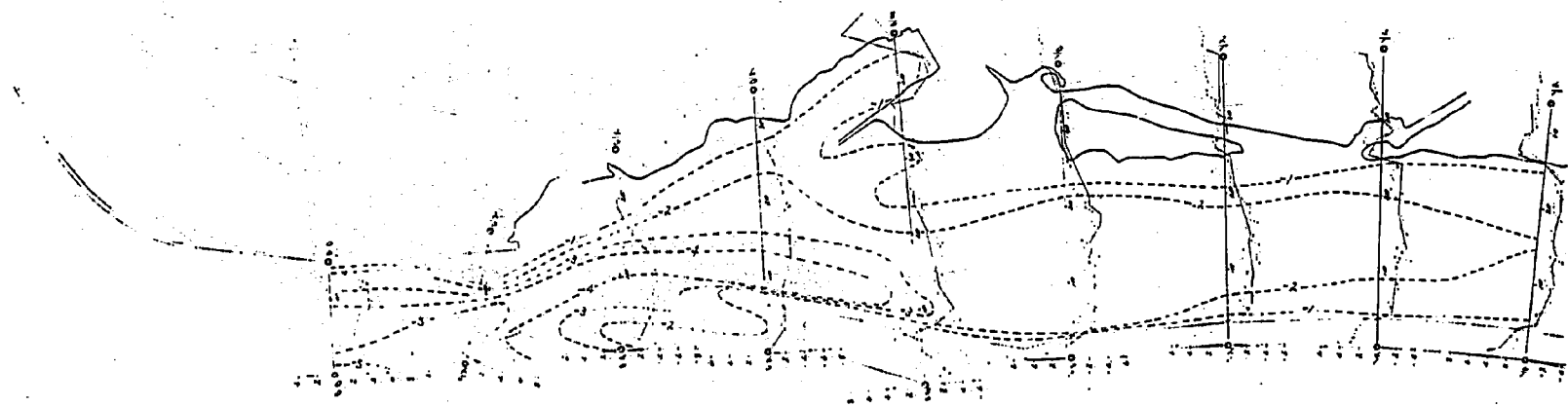


图 6-8-3 河床变动图 (实验 3)

图 6-8-3 河床变动图 (实验 3)

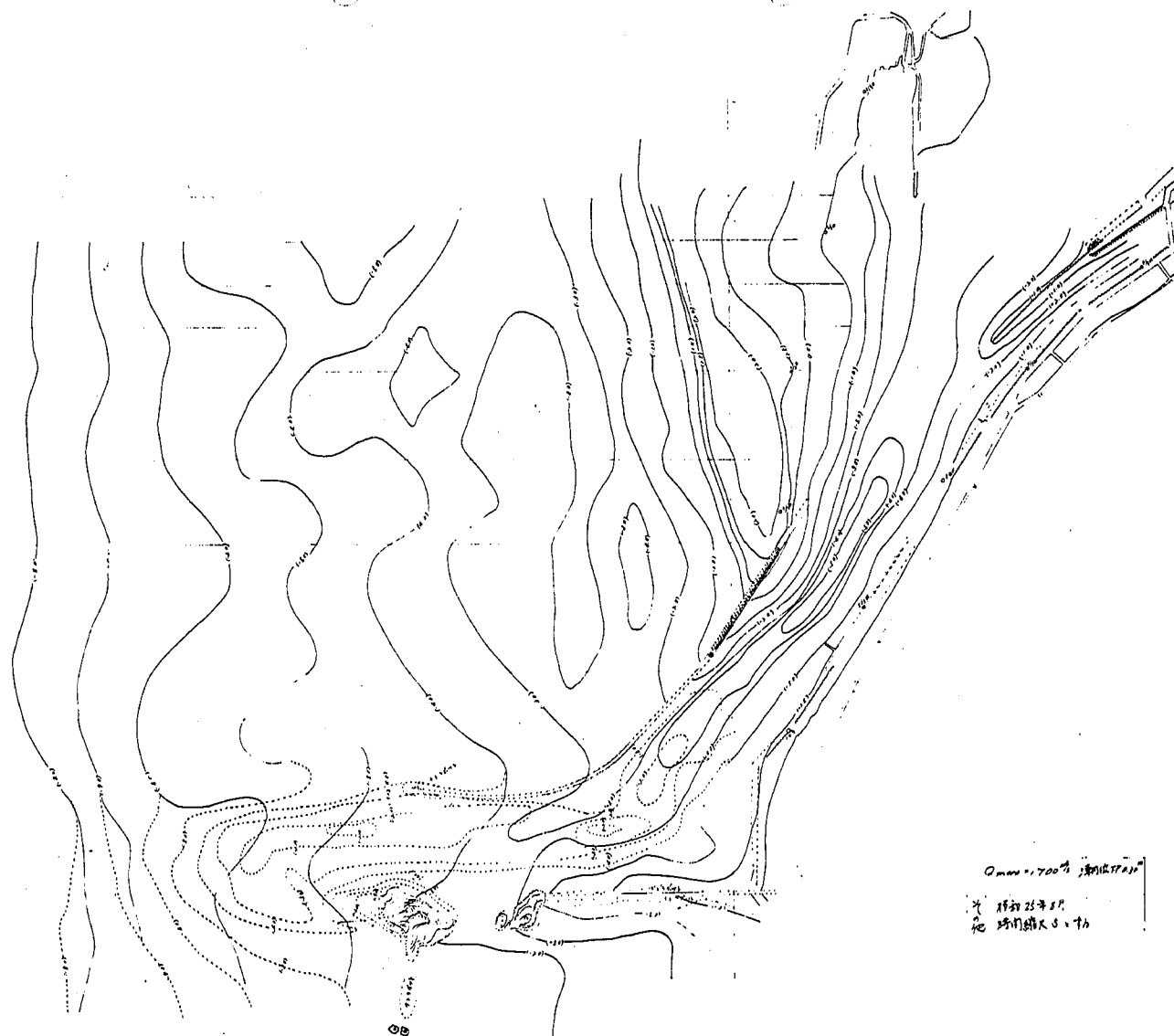


图 6-8-4 等深线图 (实验 № 3)

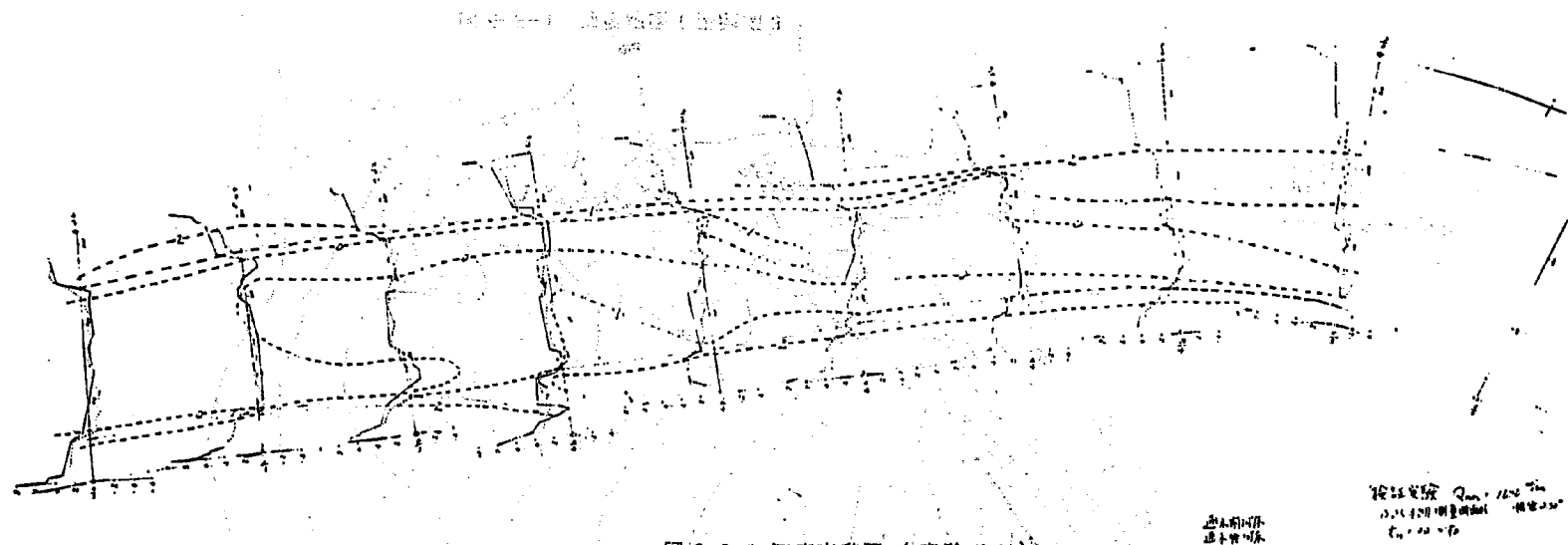


图 6-9-1 河床变动图 (实验 4)

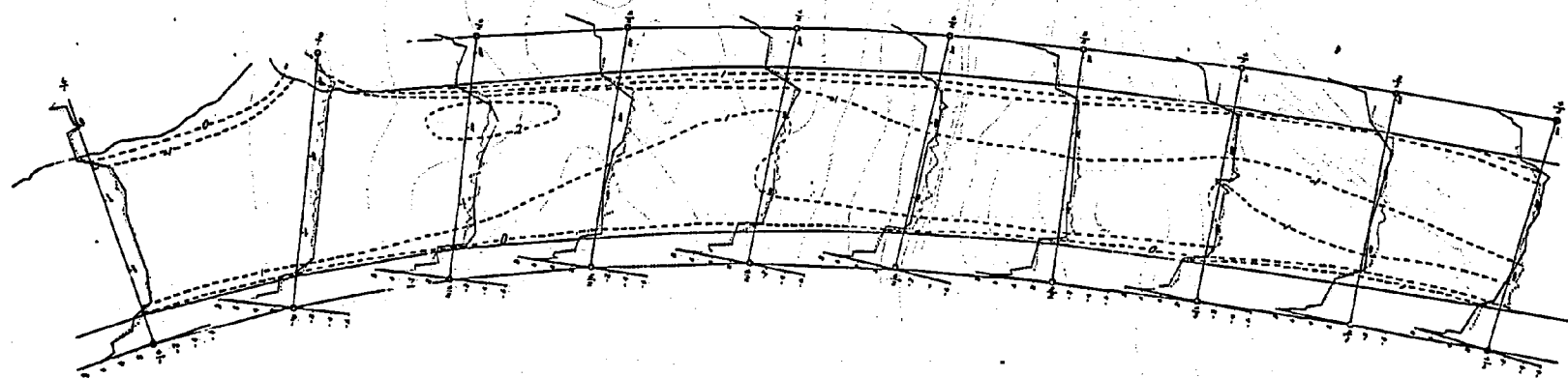


图 6-9-2 河床变动图 (实验 4)

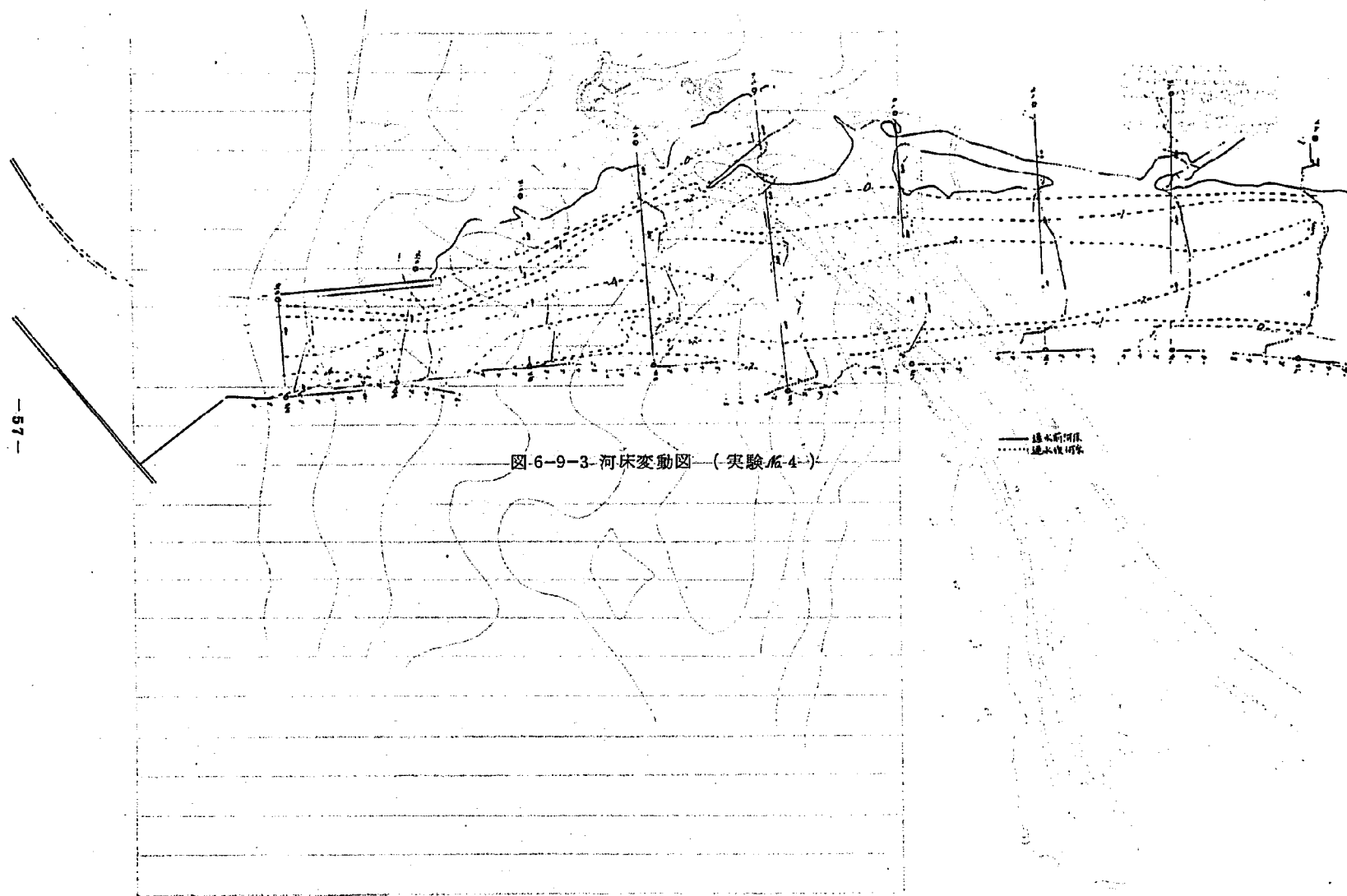


图 6-9-3 河床变动图 (实验 4)

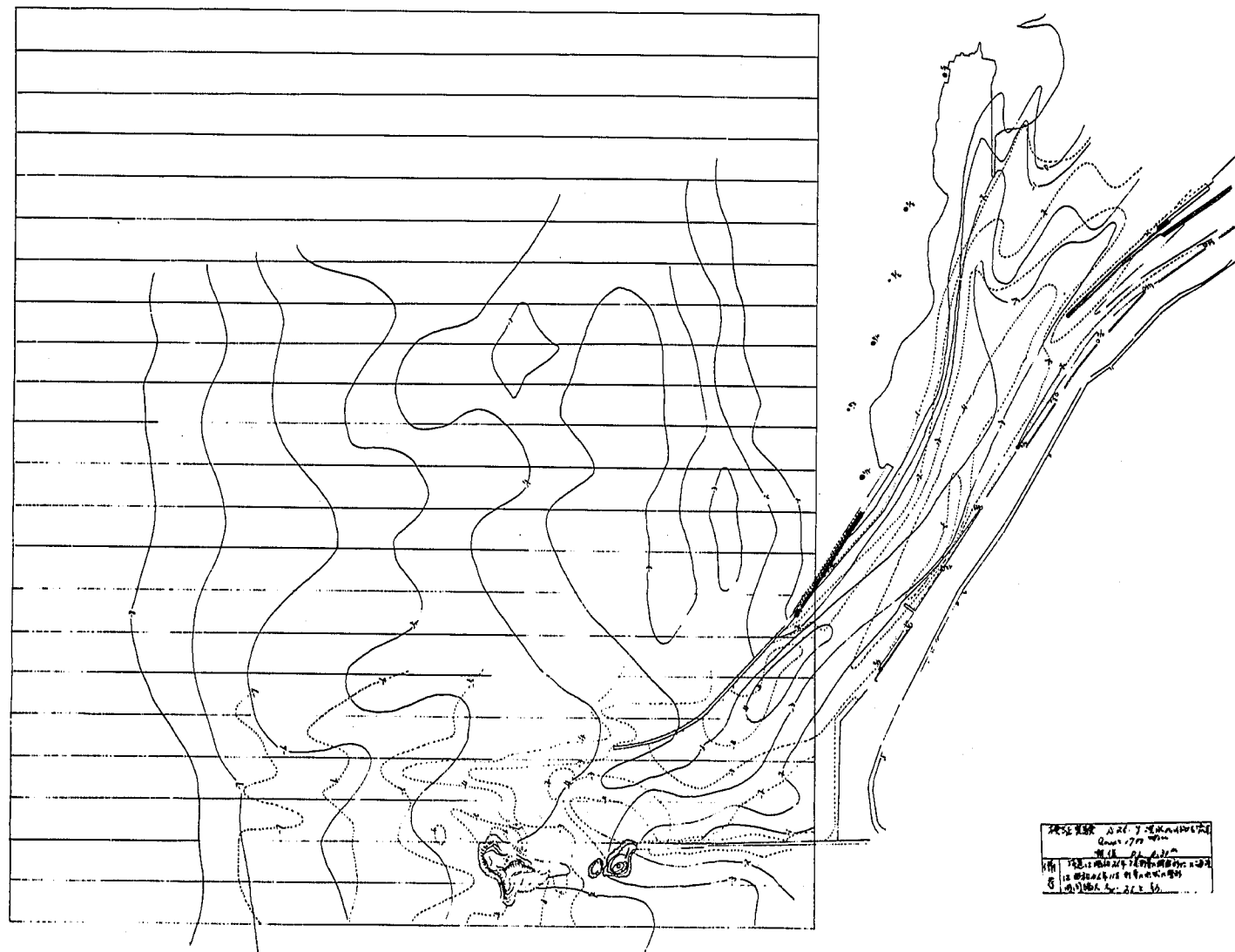


圖 6-9-4 等深線圖 (實驗 № 4)

した結果ピーク後の急激な水位低下をまねいた。潮位を下げすぎたことも一因である。また導流堤の左岸沿いに深ぼれが発生し、右岸側堆積を見た。

実験4では $tsr = 20$ とし、模型での実験時間を短くし、導流堤間の河床が下らない内に、洪水ピークが来て水位が上昇するように目論んだが、水位は上昇しなかった。なおピーク時間が、模型と現地でずれているが、これは、洪水の伝播は Froud 相似による時間縮尺で決まるにもかかわらず、 $tsr = 20$ として模型の洪水の伝達が見かけ上遅くなったもので、現地水位ピークと模型水位ピークが合うようにずらして考えれば良い。その結果誘導水路の欠壊はなく、浸水はしたが流出はほとんどなかった。通水後の河口からの流出土砂の堆積範囲は、実験2、実験3に比べて小さく、 0.5 km より下流河口部での局所的な洗堀深も小で、平均的な河床高も高いようである。これは通水時間が少なく、全流砂量が小さかったことによる。

なお図1において粗度の相似性が悪く、賀露水位は、現地水位より高くなると予想されたにもかかわらず、低かったのは、模型整形河床が現地洪水前河床高でなかったこと、この洪水時には波高が 2 m 近くあり、誘導水路欠壊を促進させたにもかかわらず模型では波をあてていないこと、波と流れによる wave set up による河口水位の上昇などが考えられる。また誘導水路の欠壊が進まなかったのは、石炭粉と現地砂の掃流力比 $U_*^2 / (\rho_s / \rho - 1) g d$ が異なり、石炭粉の方が、相対的に動きにくいことによる。

以上のように砂州フラッシュ現象は、水位の相似現象とも同一に満足させなければ、相似な運動をしてくれないことから、模型と現地の現象を合わせることはうまくゆかなかった。現地における洪水前後の河床変化の資料も無いので河道の河床変動の相似性も、はっきりつかむことができなかった。結局正確な tsr をつかむことができなかったが $tsr = 5$ は、河口前面に土砂がたまりすぎると考えられるので $tsr = 10$ と以後の実験では使うことにする。

6-3 波による海床変化の相似性

海床変化の相似性を調べるには、ある時からある時間後の地形変化を、模型上で現地で外力を相似にたもち、模型の変化との対応を調べることによって明確になる。しかし現地には、このような資料が無いので、現地の海床地形は、模型上でどのような波をあてたら生ずるかを調べてみる。

ケース5は、ケース4実験終了後、波高 1 m 、周期 7.3 sec 、ケース6は昭和46年11月の海床測量結果に整形したのち波高 4 m 、ケース7はケース6終了後 4 m の波をあてたものである。相似率の検討によって現地の方が移動限界水深は深く、また $(gH_0/w_0)_r = 3.1$ ($d = 0.02\text{ cm}$) で現地の方が浮遊砂の濃度分布が上下方向に均一になる。

波高と周期の関係は田後港の相関図より求め、河川流量は平水流量の $5.2\text{ m}^3/\text{sec}$ とした。

各ケースの状況を示すと

・実験5

実験ケース4終了後の断面に、波高 1 m 、周期 7.3 sec の波を与え洪水後断面の波による変化を

見たものである。右岸導流堤より東側、鳥取砂丘側はケース4で洪水による砂州欠損がほとんどみられなかったため、砂州側の波の入射はほぼ汀線に対して直角方向であったが、時間の経過と共に測線8m～12m間が遅くなっていた。右側導波沿いに岸向き向岸流が発生し、波によって浮遊した土砂を、岸向きに運び、そこが深くなったためである。河口延長上の海浜は実験4により流出土砂が堆積し、その附近が浅く、図6-12のように堆積域で波速が遅く、屈折波により、右岸導流堤より、左岸導流堤への波向が見られたが、河口内の波高は河口で砕波してエネルギーが減衰されて小さかった。しかし3時間目位より流出土砂が波によって動かされたため、波のおくれは小さくなり、波は河道内に侵入し、-0.2km附近より0kmにかけて回折波により0km右岸側の波高が左岸側より大きくなっていた。また河川流は0.5km付近より左岸沿いに流出しているため、0km左岸側に波高の小なる原因となっていた。河川流は左岸導流堤沿いに、鳥が島間の航路および、鳥ヶ島に沿って流出していた。

・実験6～7

昭和46年11月測量の深淺図をもとに海浜を整形し、実験6は $H=2m$ 、 $T=9.3\text{ sec}$ の波を作用させ、6終了後の断面形状にて $H=4m$ 、 $T=11.4\text{ sec}$ の波を与え実験7を行なった。波の入射方向はNで河川流は $5.2\text{ m}^3/\text{sec}$ である。6開始頭初はたいした汀線の変化は見られなかったが時間の経過と共に、沖合400m地点で一次砕波により浮遊された土砂が汀線附近に堆積し、汀線の前進が見られた。7ではより汀線は前進した。

砕波形式については実験6が崩れ波型、7は巻き波型であった。

河口右岸導流堤先端部附近の河口側では両ケース共堆積していた。特に実験7は顕著で実験頭初は河口内に波の浸入が見られたが、土砂の堆積と共に、河口内への浸入量は減少していた。6、7共、離岸流の位置はほぼ同位置^{に近}われていた。実験6では鳥ヶ島附近にやや堆積しているのが見られたが、7では右岸導流堤先端附近の堆積が著しかったため、河川流が左岸側に押しこまれ、また堆積の過程で河口内に生じた右岸側より左岸側への右回りの循環流（波によって生じた流れ）と合いまって鳥ヶ島周辺にやや局所的な洗掘がみられた。

・実験8

実験6と同形状に海浜を整形し、NNW方向の波を入射させ、波浪条件は $H=2m$ 、 $T=9.3\text{ sec}$ の波を作用させた。この方向は等深線に対して約 20° 位の角度で入射させるため、実験開始早々汀線附近で東向沿岸流が発生したが、時間の経過と共に、ケース6と同様な状況になり、砕波点、離岸流の位置等は、ほぼ同一となった。

しかし河口で右岸導流堤先端河口側で局所洗掘がみられ、そのため河川流は右岸導流堤沿いに流出しているのがみられた。この局所洗掘は、波の入射方向が導流堤に対して斜めに入射するため導流堤沿いに走る波によるものと思われた。

なお14時間実験終了後、波型勾配を急にして、通常侵食波と言われる波にて2時間ほど実験を行なったが、汀線の後退は見られなかった。

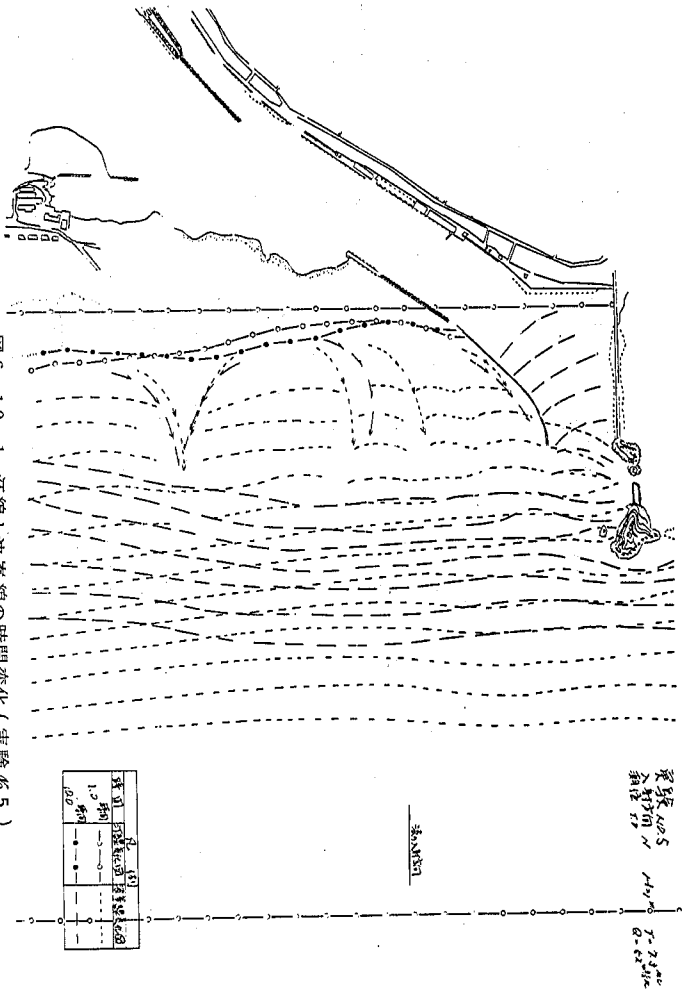


図 6-10-1 汀線と波峯線の時間変化 (実験 No. 5)

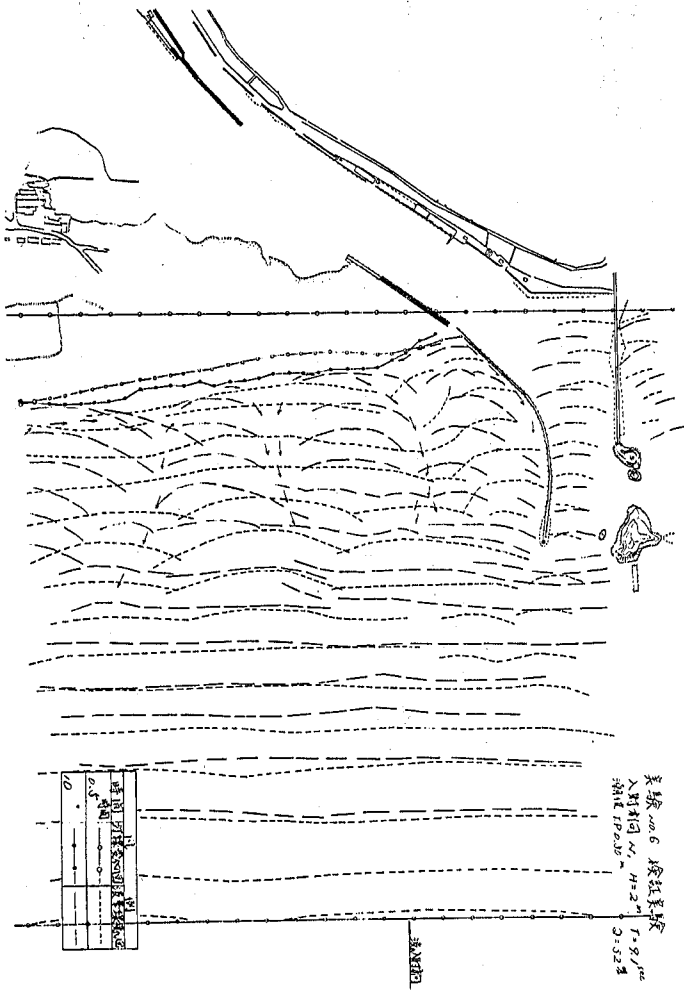


図 6-10-2 汀線と波峯線の時間変化図 (実験 No. 6)

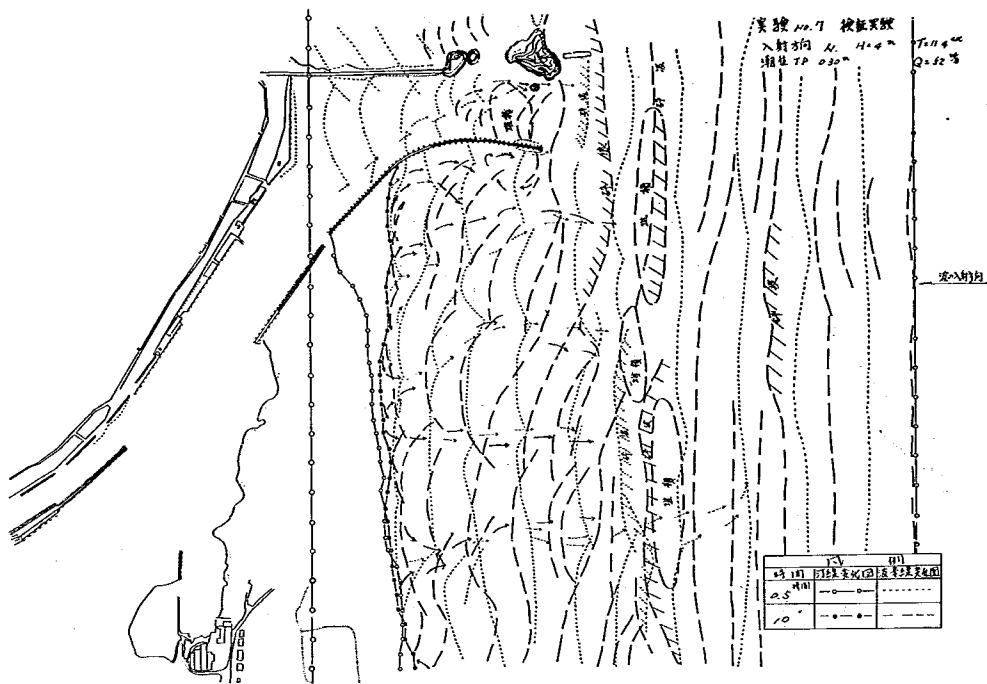


図 6-10-3 汀線と波峯線の時間変化図 (実験 7)

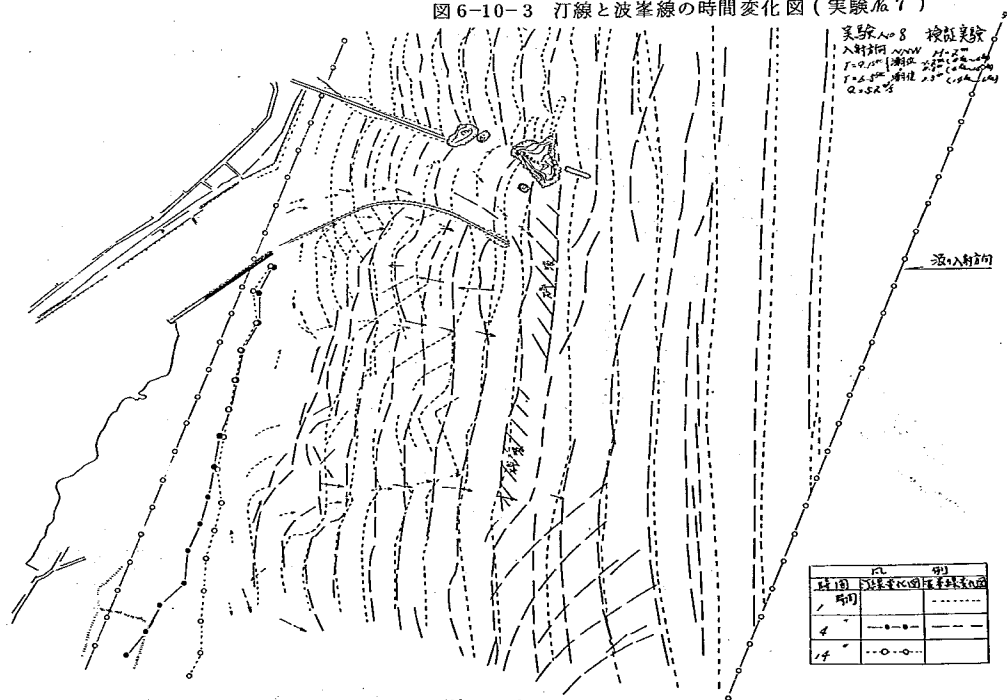


図 6-10-4 汀線と波峯線の時間変化図 (実験 8)

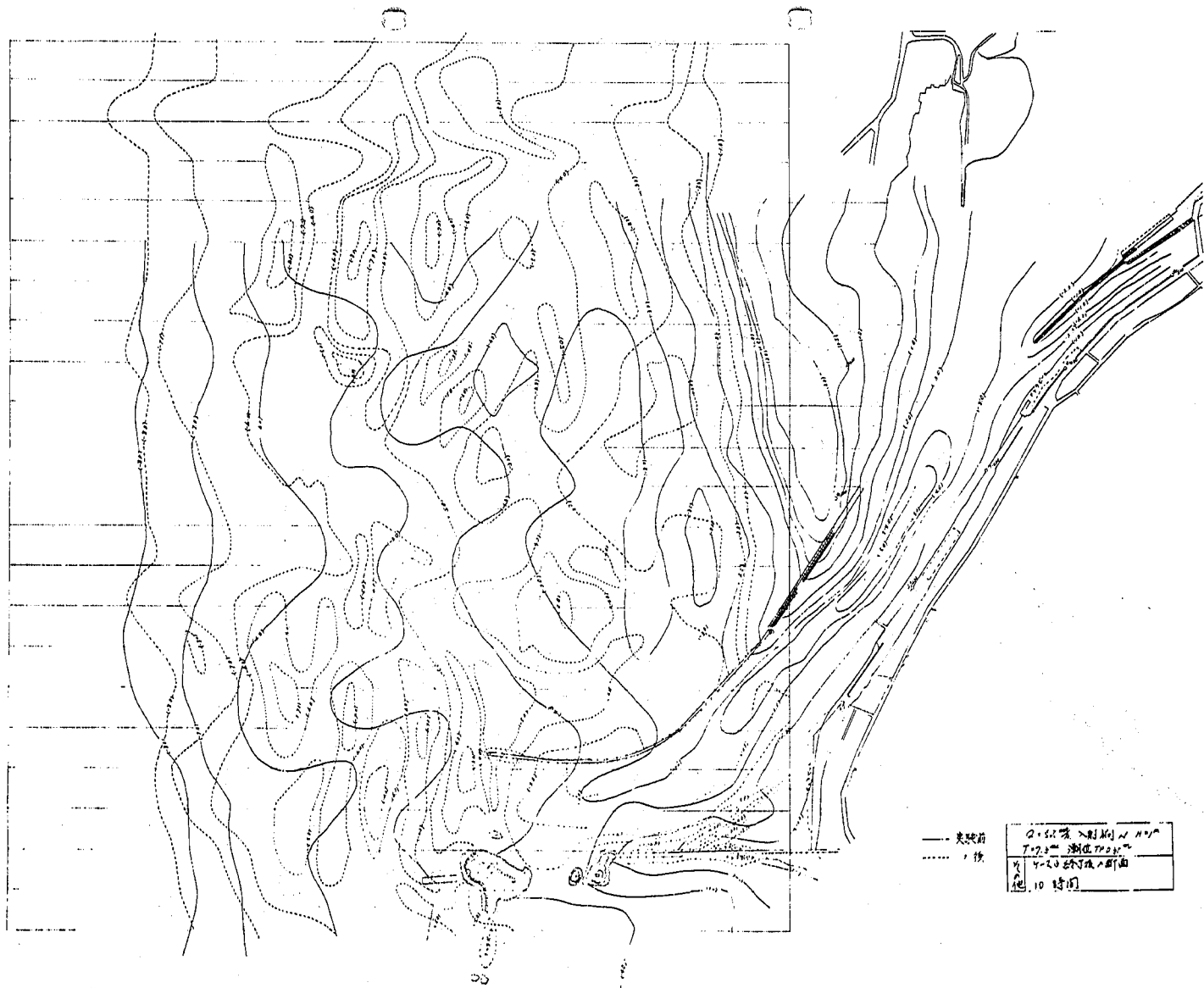


図 6-11-1 等深線図 (実験 No. 5)

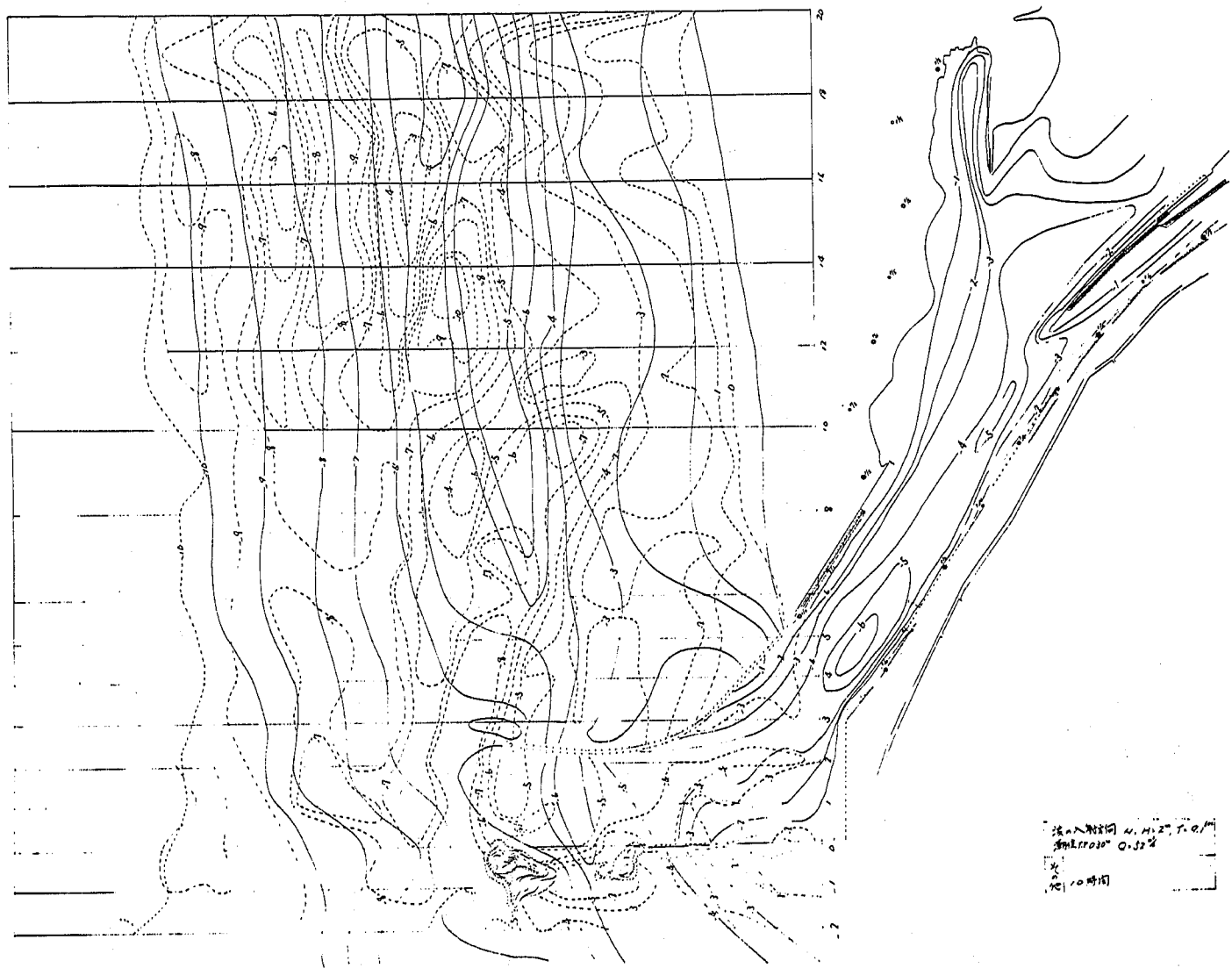


图 6-11-2 等深线图 (实验 № 6)

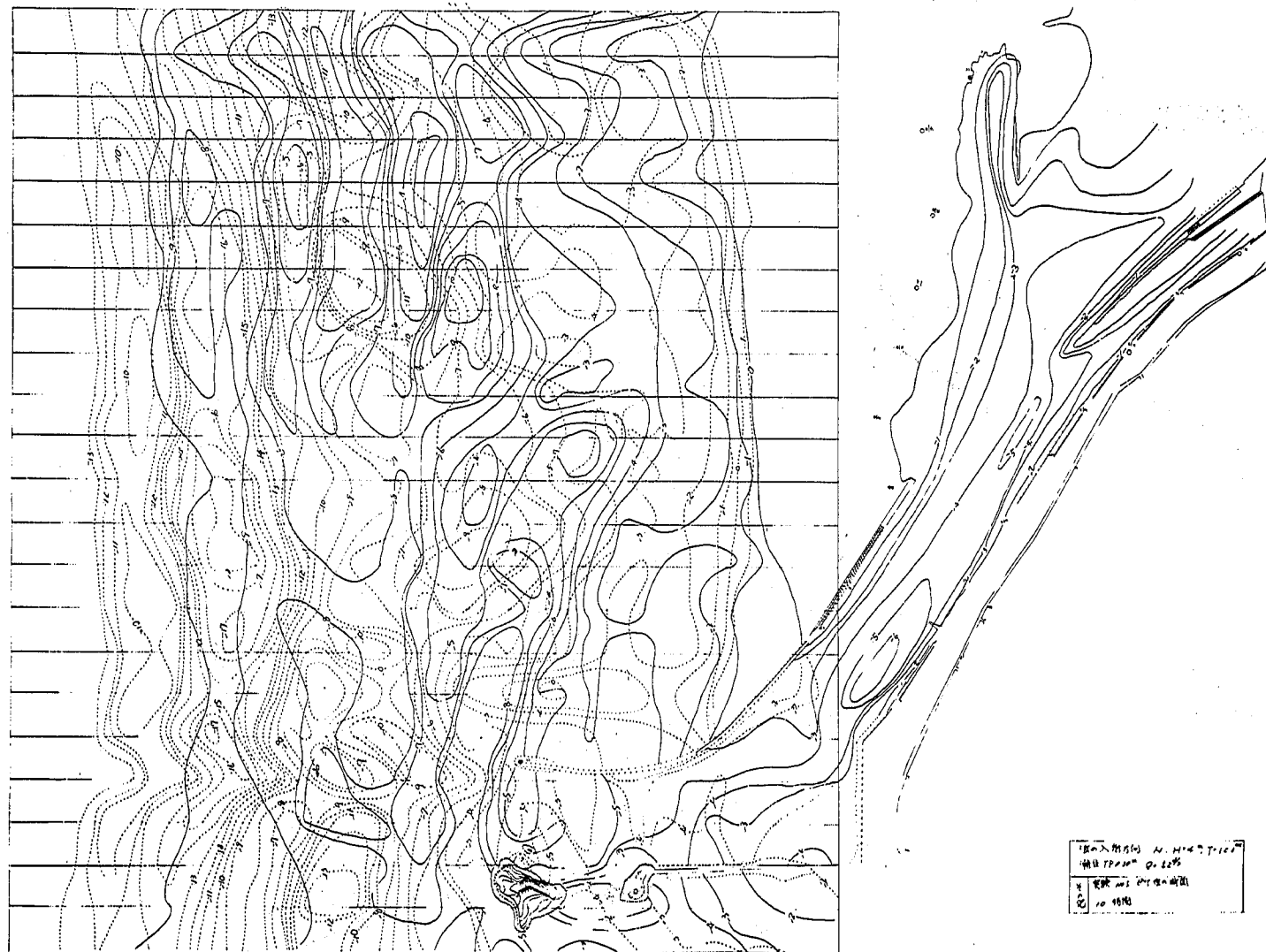


图 6-11-3 等深线图 (实验 7)

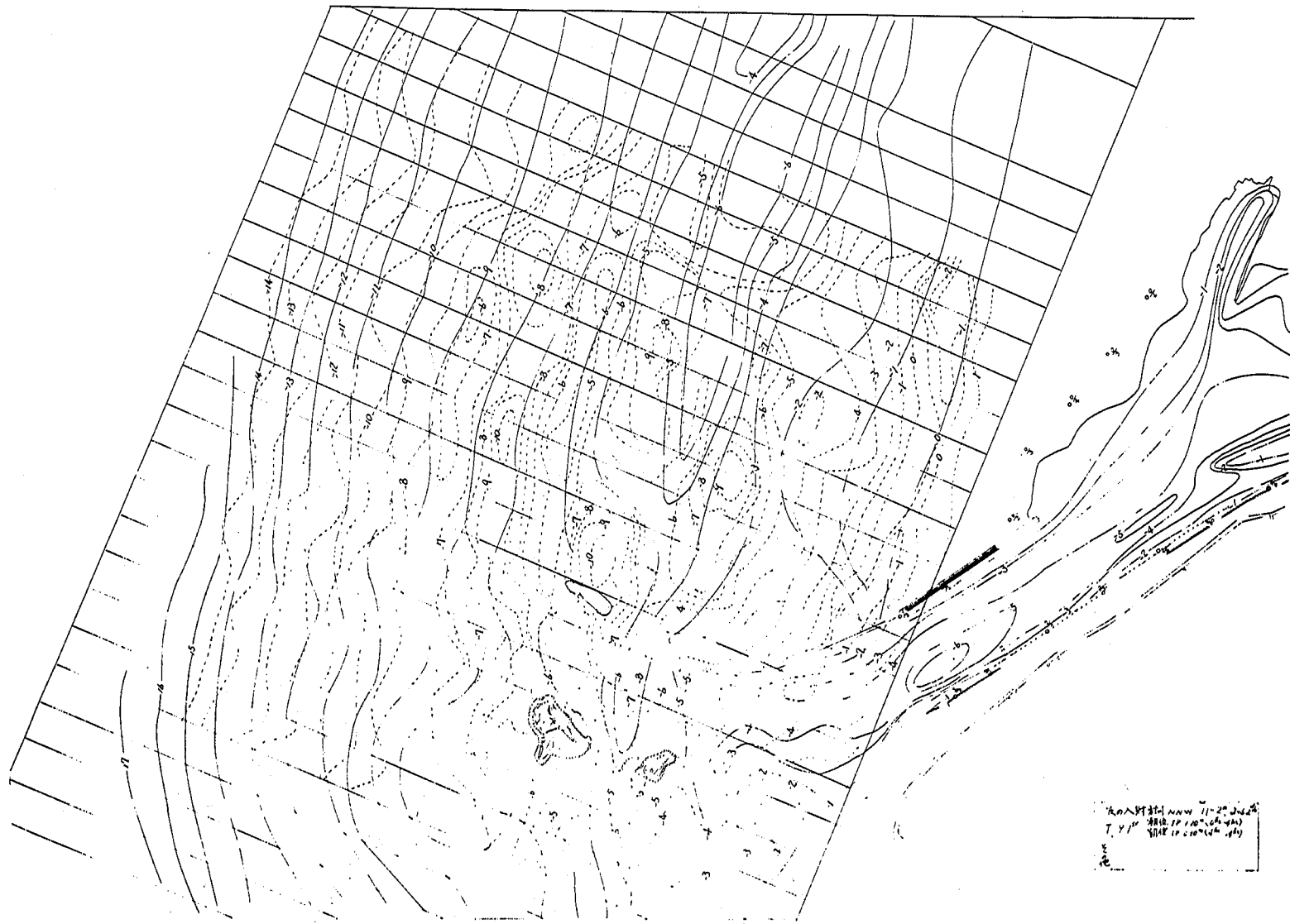


図 6-11-4 等深線圖 (実験 № 8-1)

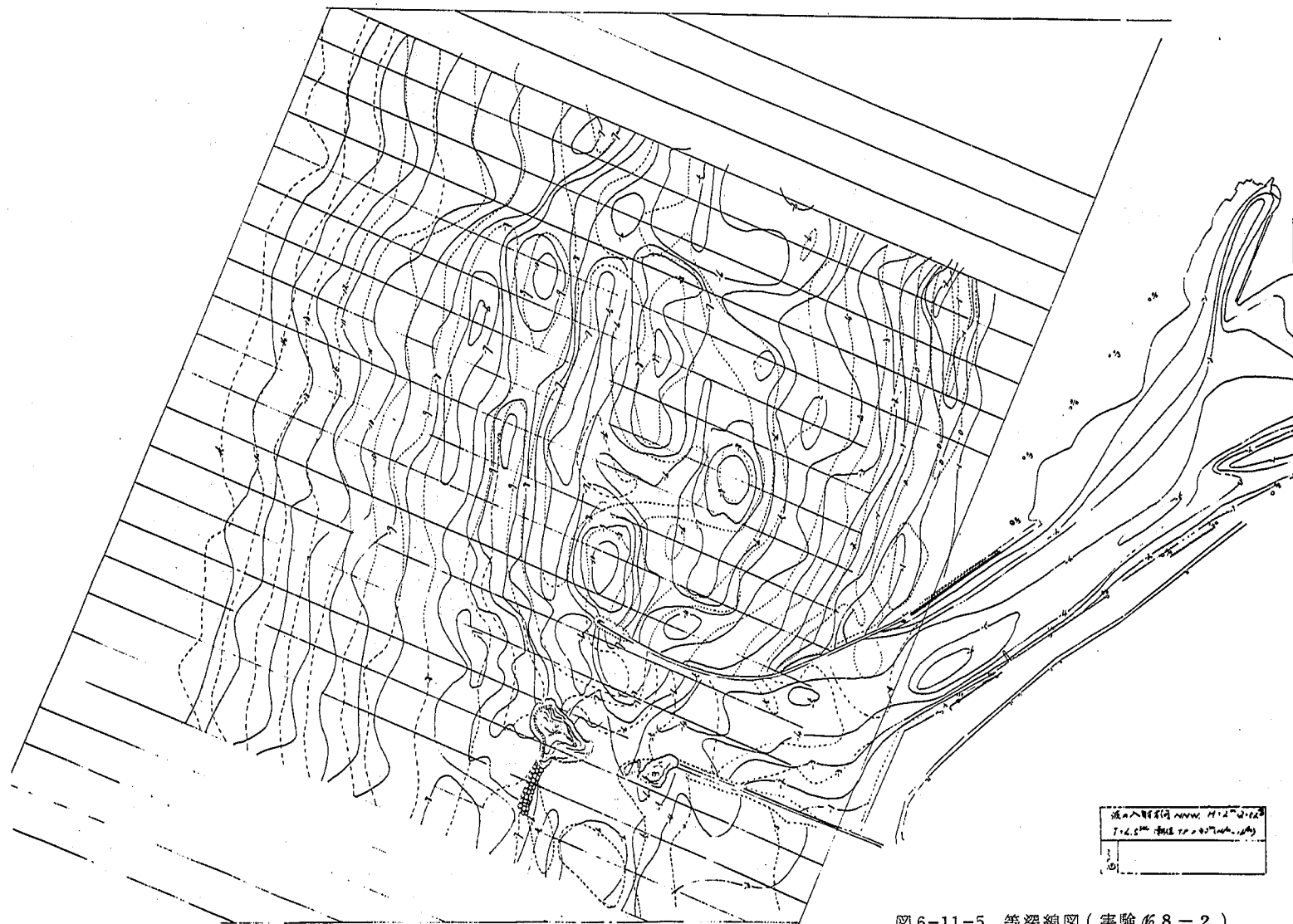


图 6-11-5 等深线图 (实验 8-2)

以上の結果より判断すると、模型上に現われる海床は現地海床より非常に複雑であり、あまり相似であるとは言えない。波高1mのケース5の場合には河口前面および模型測線14mの所に $\frac{1}{2}$ L波長の海床波が現われている。これは反射波にもとづくもので、現地に見られないのは海岸に打ちよせる波は種々の周期をもった不規則波であるにもかかわらず、模型では規則波をあたえていることによる。ケース5の場合には比較的現地河床高をそのまま残している。ケース6および8の場合には模型で、三段および三段のBarが見られる。現地においても二段のBarが見られることがあるが、汀線より沖合700m以上では海床はほとんど動いていず、模型のBar位置とはかなり異なっている。

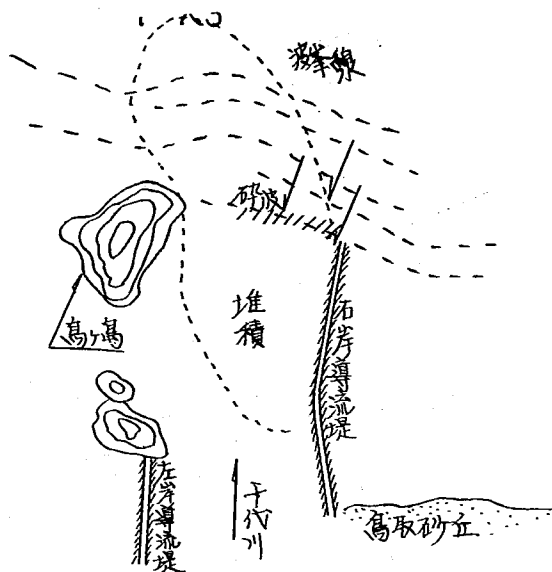


図6-12 ケース5

以上のことより海床変化の相似性は悪い。これは規則波を模型にあたえていることも原因しよう。(なお昭和46年11月の海床は沿岸砂州高等から判断すると波高2~3mの波によって作られたものと判断される。) 模型で生ずる現象をそのままのみにせず参考程度にとどめるべきだと考える。

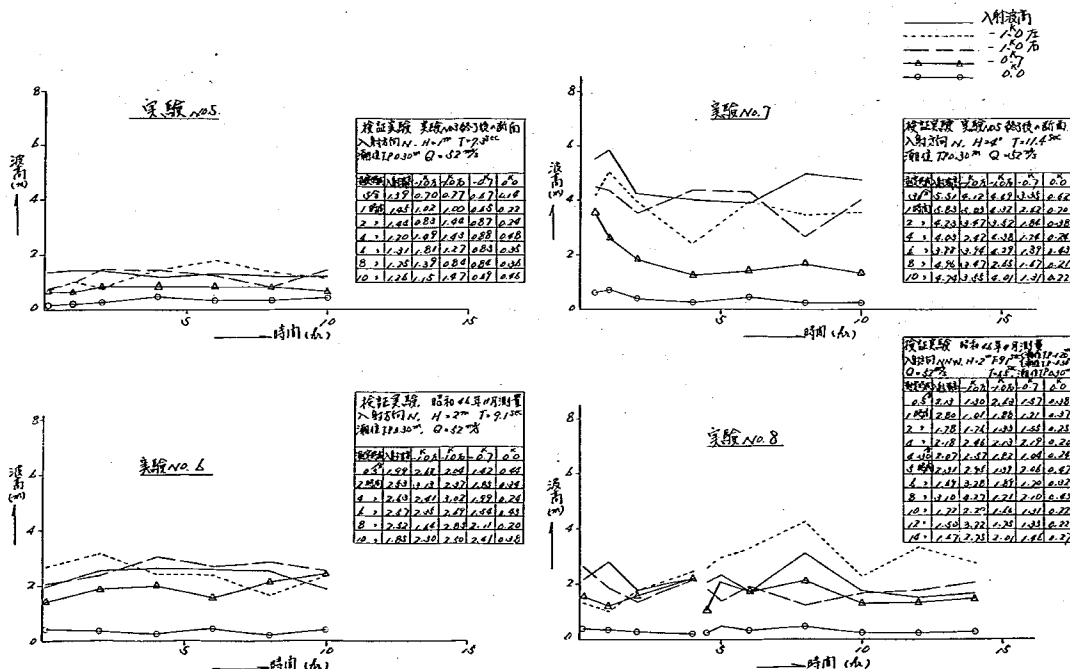
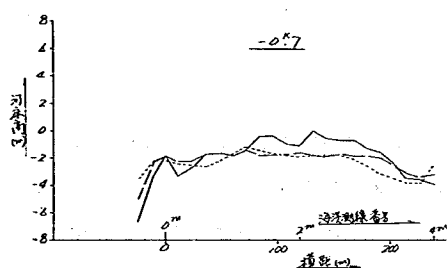
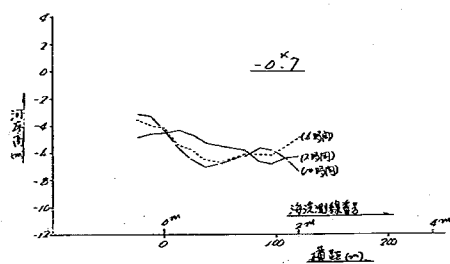
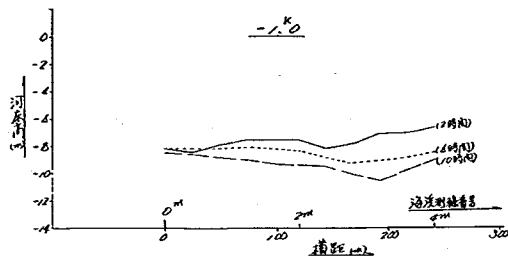


図6-13 波高の時間的变化図(実験No.5~No.8)

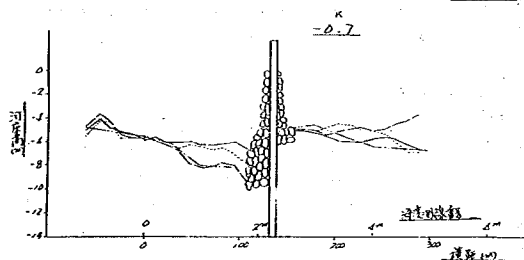
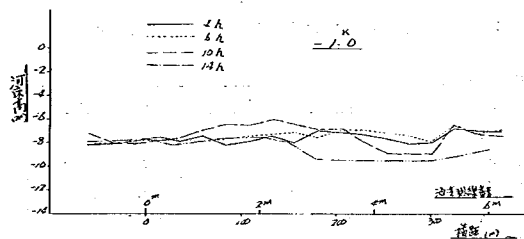
实验 N05 实验3秒波断面
入射波向 N $H=1m$ $T=2.5s$
 $Q=52\%$ 潮位 11.030m



实验 N06 3.46.11 测量
入射波向 N $H=2m$ $T=9.1s$ $Q=52\%$
潮位 11.030m



实验 N08



实验 N07 实验5秒3线断面
入射波向 N $H=4m$ $T=11.4s$
 $Q=52\%$ 潮位 11.030m

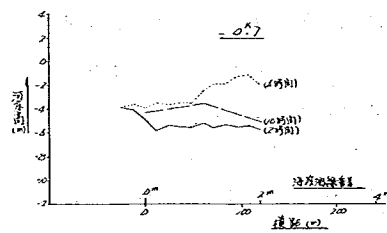
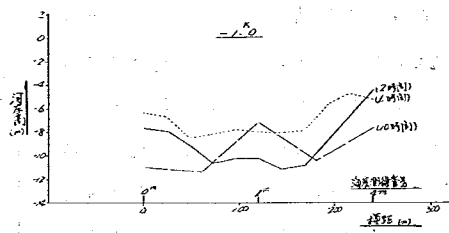


图 6-14 河口横断变化图 (实验 N05 ~ N08)

7章 洪水時の河口水位、河道の安定性、河口維持に関する模型実験による検討

7-1 現況河道の洪水時の水位と河口の状況

現況河道は、流量が $1500\text{ m}^3/\text{s}$ 前後で導流堤右側の砂州部を越流して洪水の一部が砂州を流れる。このような現象を計算で求めることは困難なので、模型実験によって計画高水流量時の水位を把握することにする。

あたえた洪水は、地建から提出された計画ハイドログラフの内、立上りの一急なものを選んだ。潮位はT.P 0.858mとした。河床は昭和46年12月測量結果に整形し、海部は昭和46年11月に整形した。また $\text{tsr}=10$ とした。

○流況

実験中の状況を報告すると、通水して8時間30分後（時間は現地に換算、図7-1の時間）甲観測所（東側水路）に浸水し、9時間目には両水路とも越流、9時間30分には甲水路東側の砂州上を越流し、10時間目に丙水路西側の砂州の越流が見られた。流量の増大とともに砂州の浸食も大となり11時間30分でほぼピーク時と同状況を呈していた。

実験 $\#1\sim\#3$ では増水期よりピークにかけて0.8k右岸側より0.5k左岸側への偏流が見られたが、今ケースは流量が大きいため、流れの直線性が増し、右岸沿いに流れが集中し砂州部の流れが強くなり、砂州の浸食を強めている。

図7-2に流況を示したが、7時間目位には、ケース1～3と同様な流れ方をしているが、13時間目になると流量が大きく流れが速くなるため、流れの直線性が増し、2.0kから0.6k左岸にかけての流速の低下と、右岸の流速の増加を強めている。また導流堤内では、流れが左岸導流堤に突き当たり、激しいBoilを生じていた。

○越流量と導流堤内流量

砂州部を流れる流量と導流堤内流量の比を把握するために次のことを行なった。

導流堤の0.2kmと0.0kmで表面流速をパンチくずを流し写真撮影により求めた。その結果を表7-1に示す。この表では $Q=4000\text{ m}^3/\text{s}$ の時、砂州

表7-1 河道からの流出量計算表（実験 $\#9$ ）

$Q=4000\text{ m}^3/\text{s}$, 10時間

断面	測線	1	3	5	7	9	流量
0.2	断面積	116	208	205	211	278	4099
	流速	3.60	4.32	4.44	4.20	3.40	
	流量	418	899	951	886	945	
0.0	断面積	130	203	215	207	216	4156
	流速	3.73	4.00	4.67	5.33	3.60	
	流量	485	812	1004	1077	778	

$Q=6100\text{ m}^3/\text{s}$ (ピーク時), 13時間

断面	測線	1	3	5	7	9	流量
0.2	断面積	106	149	155	226	396	3821
	流速	2.24	3.92	4.56	4.56	3.20	
	流量	237	584	707	1031	1262	
0.0	断面積	151	185	204	206	235	4741
	流速	3.00	4.20	6.20	5.20	5.00	
	流量	453	777	1265	1071	1175	

$Q=4100\text{ m}^3/\text{s}$, 17時間

断面	測線	1	3	5	7	9	流量
0.2	断面積	77	111	112	195	345	2171
	流速	1.60	2.80	2.96	2.96	2.40	
	流量	123	311	332	577	828	
0.0	断面積	140	136	136	137	187	2241
	流速	2.86	2.63	3.31	3.26	3.14	
	流量	400	357	450	447	587	

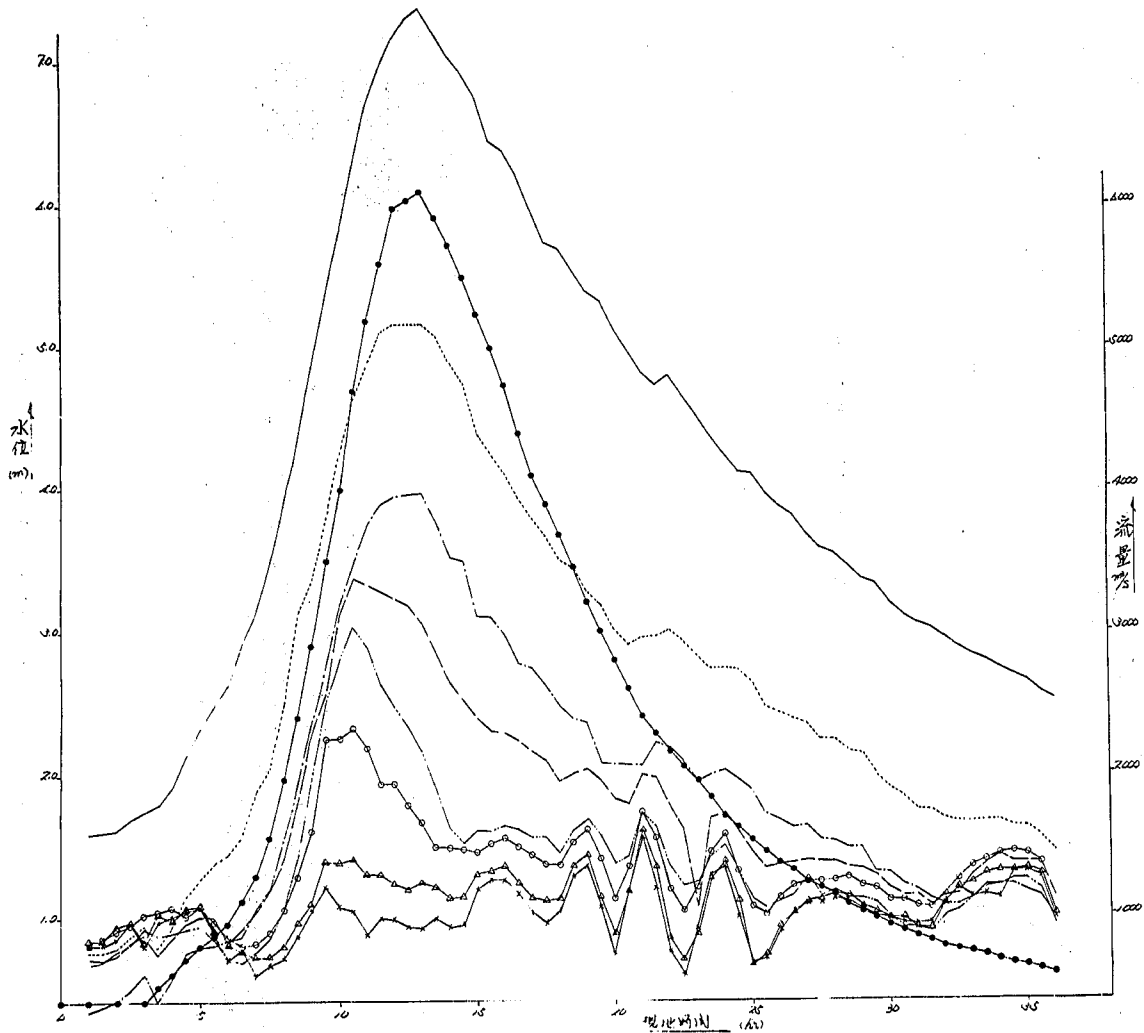


圖 7—1 時間—水位曲線 (實驗 № 9)

檢証実験 昭和46年12月
河川及公海等
Qmax = 1100 m³/s 昭和46年11月測量
消水位下PaSS 汚泥計量, 1500
野間箱尺 10と33

流量	
门坎水位	
露露水	
W^K	
W^D	
2^D	
W^D	
0.5^D	
0^D	
-0.7^D	
-0^D	

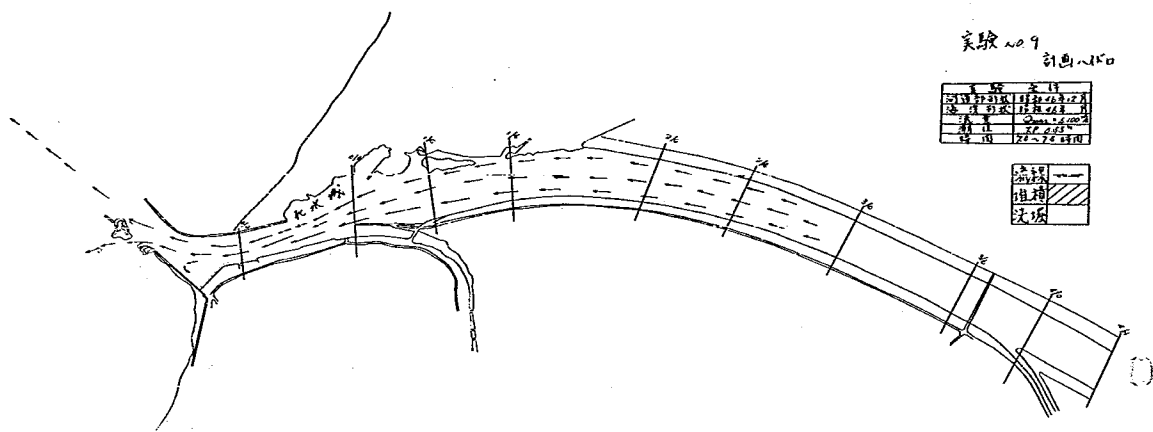


図 7-2-1 流況図 (実験 no. 9)

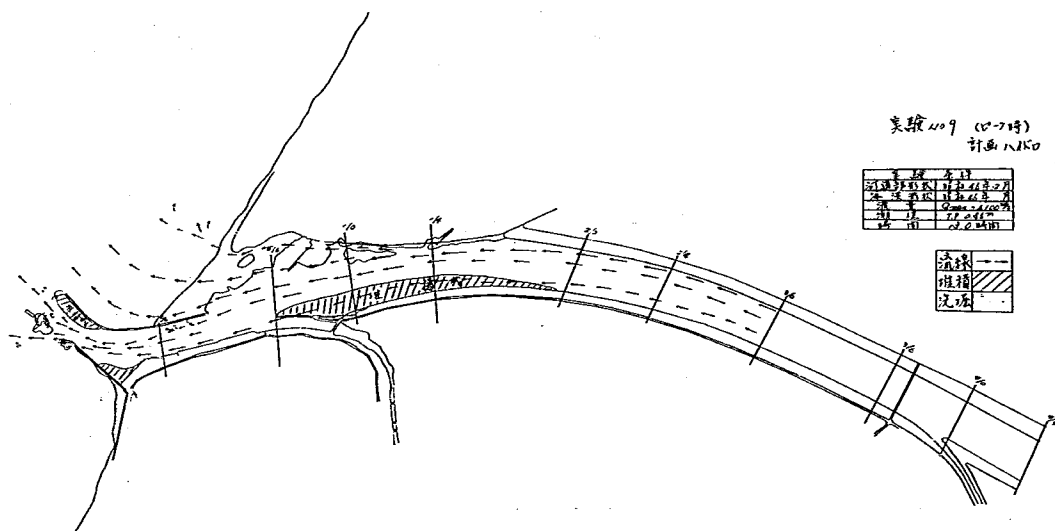


図 7-2-2 流況図 (実験 no. 9)

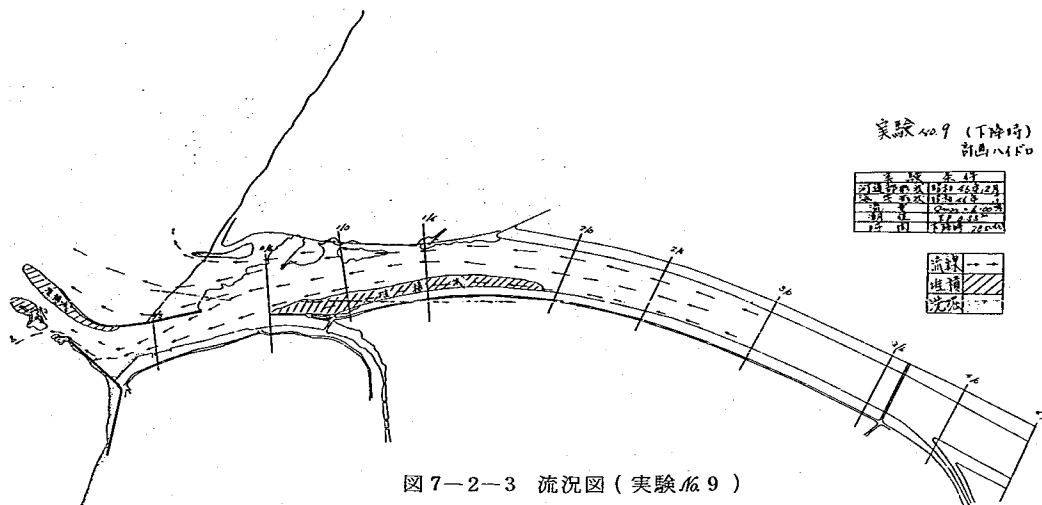


図 7-2-3 流況図 (実験 409)

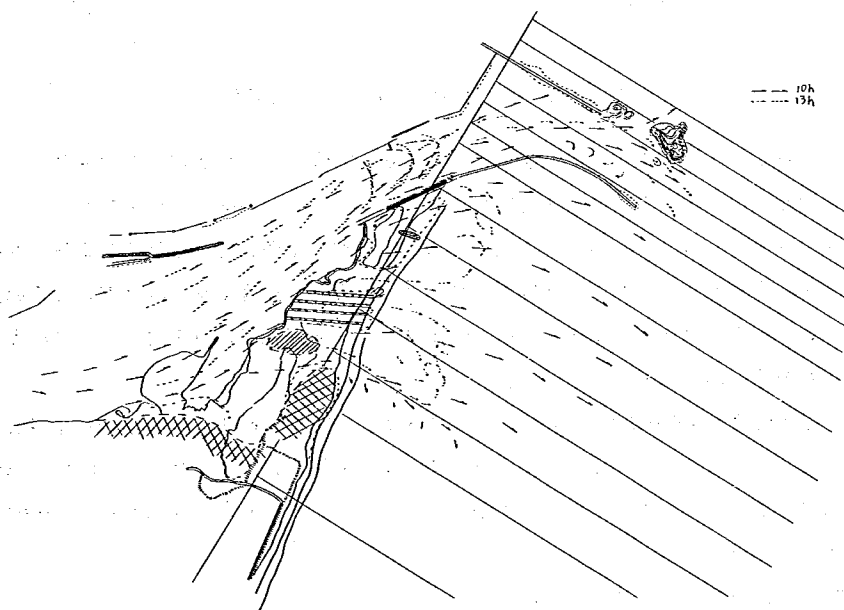


図 7-3-1 砂州附近の流況図 (実験 409)

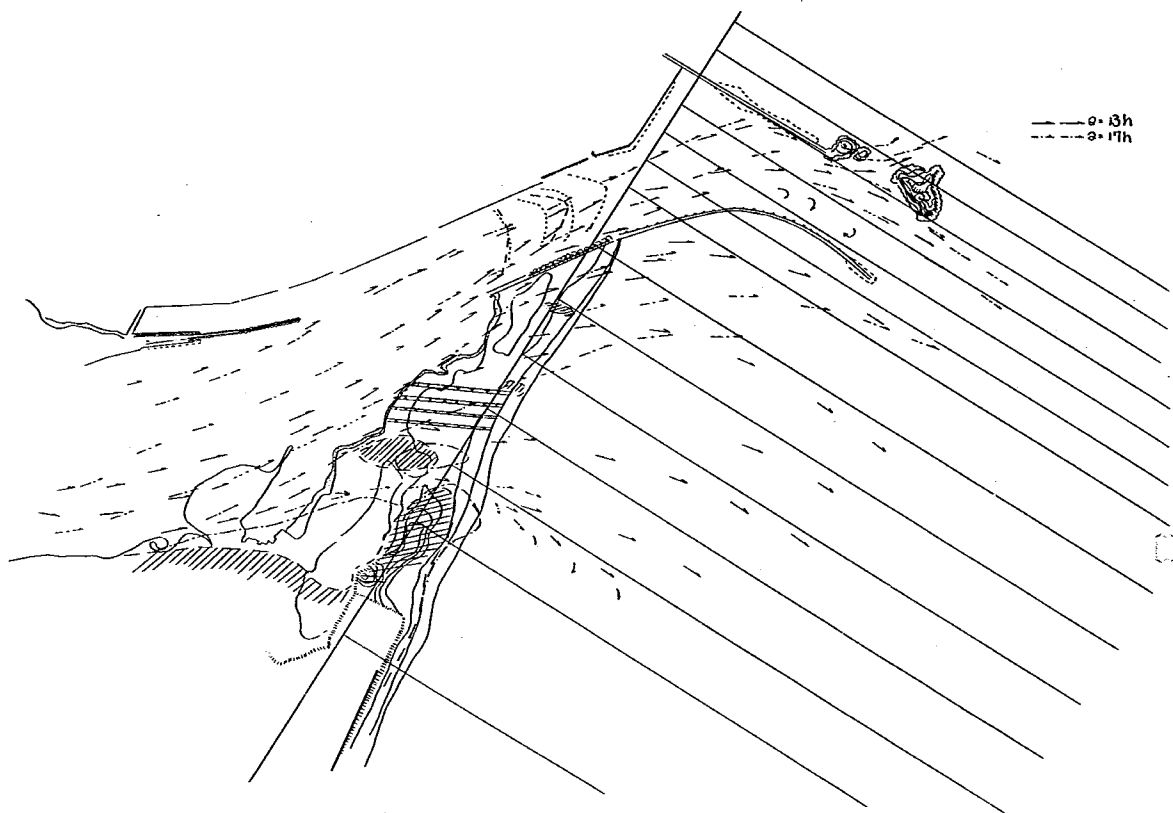


図 7-3-2 砂州附近の流況図 (実験 No. 9)

部からの越流量が有ったにもかかわらず河口より $4000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上の流出が算出されている。しかしこれは流速を表面流速値を用い、測定方法もカメラを固定し $\frac{1}{2}$ sec 間隔に撮影して、その流下距離より流速を求めたもので、この測定精度、河床測定の精度 (各流速測定時に 0.2 km , 0 km の 2 断面にて通水中河床測定を実施した。) 写真のひずみ、水理的な影響 (渦の取り方、上流流量が河口流量で無いこと等) を考えると表 7-1 の数値より、7~8 割程度の値を河口からの流出量と考えた方が妥当な数値と思われる。

すなわち増水時 $Q=4000 \text{ m}^3/\text{s}$ の時河口より $3200 \text{ m}^3/\text{s}$ 、砂州より $800 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度 (写真、目視等から判断しても流出量比は河口 : 砂州 = 4 : 1 位と思われた。) ピーク時河口砂州からのそれぞれの越流量が大体半分ずつ、減少時逆転して河口から $1500 \text{ m}^3/\text{s}$ 、砂州から $2400 \text{ m}^3/\text{s}$ 位流れているものと思われた。

○洪水時砂州部の変化、海床、河床の変化

図 7-5 の砂州欠壊状況の時間変化図をみると、8.5 時間で透導水路部のみを流れ、次に透導水路東側で越流はじめ次に西側が越流はじめ、ピーク時以後は、砂州幅がほとんど増加せず、縦浸食が激しくなったものと思われる。

図 7-6 は導流堤内 0.2 k と 0 k の河床高変化図を示したもののだが、 0.2 k を見ると 10 時間目

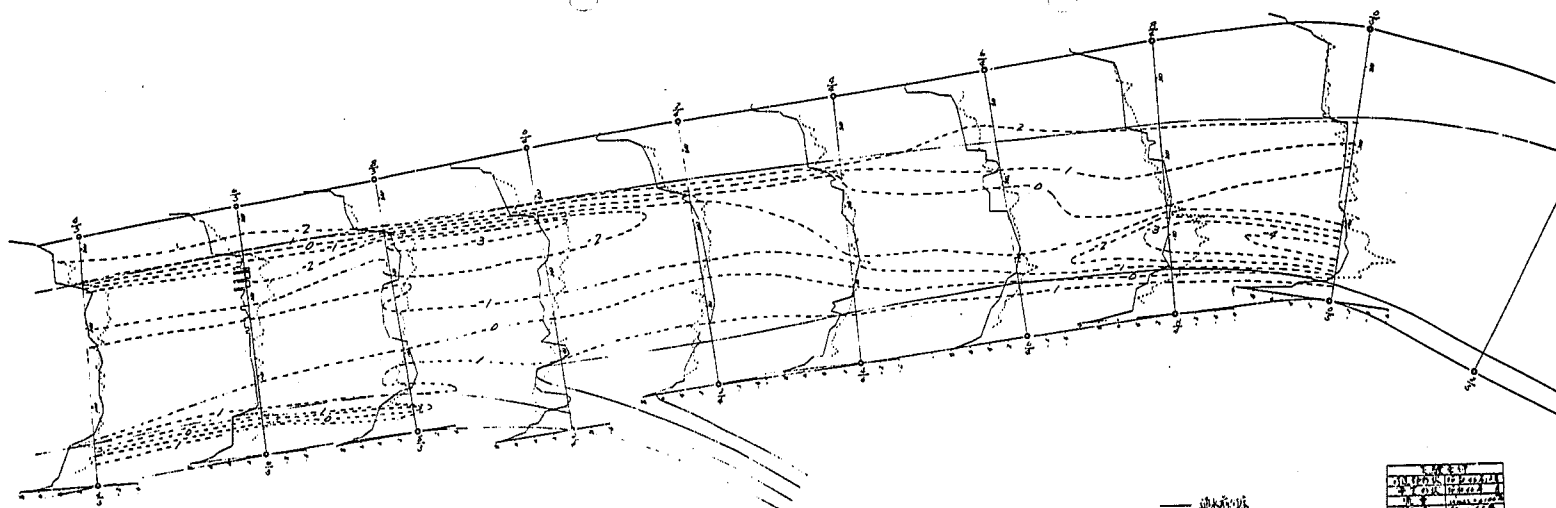


图 7-4-1 河床变动图 (实验 № 9)

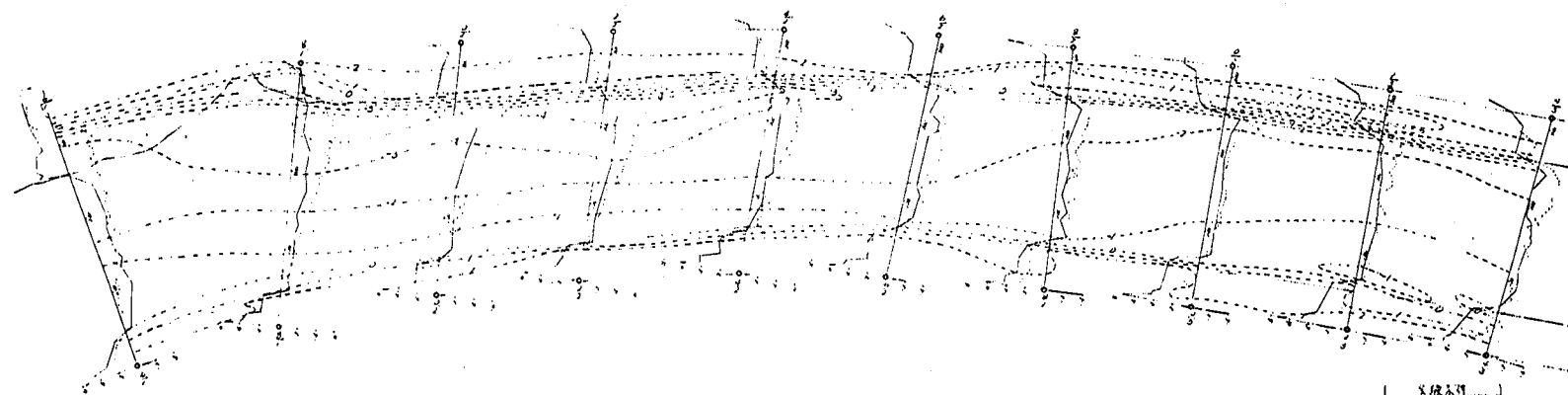
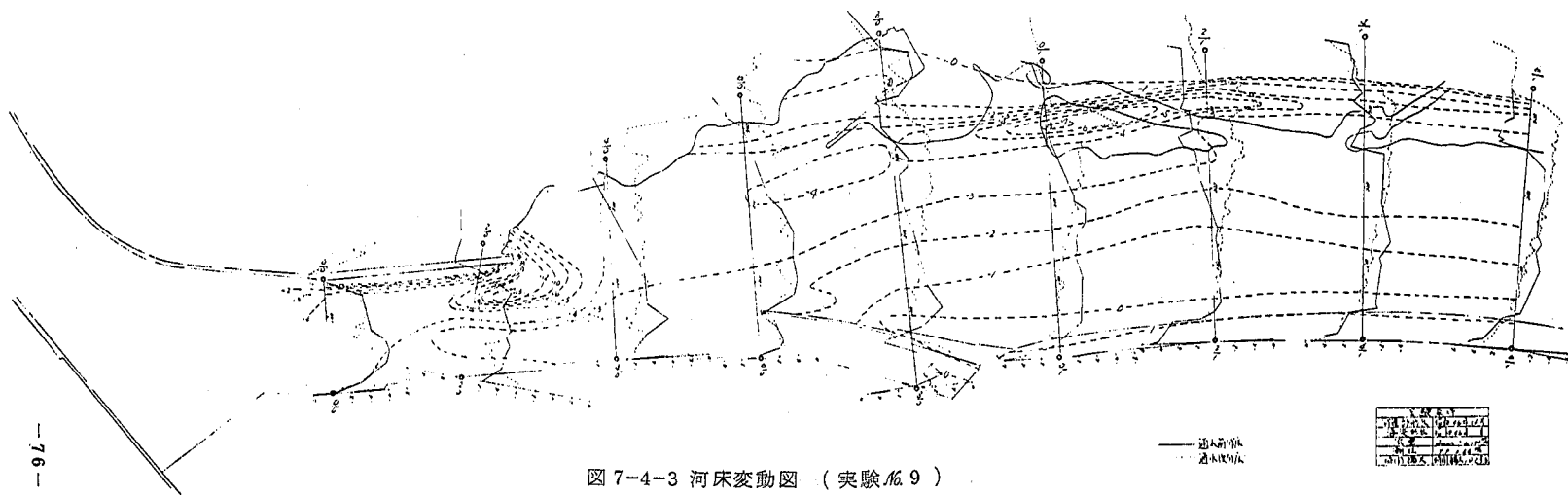


图 7-4-2 河床变动图 (实验 № 9)



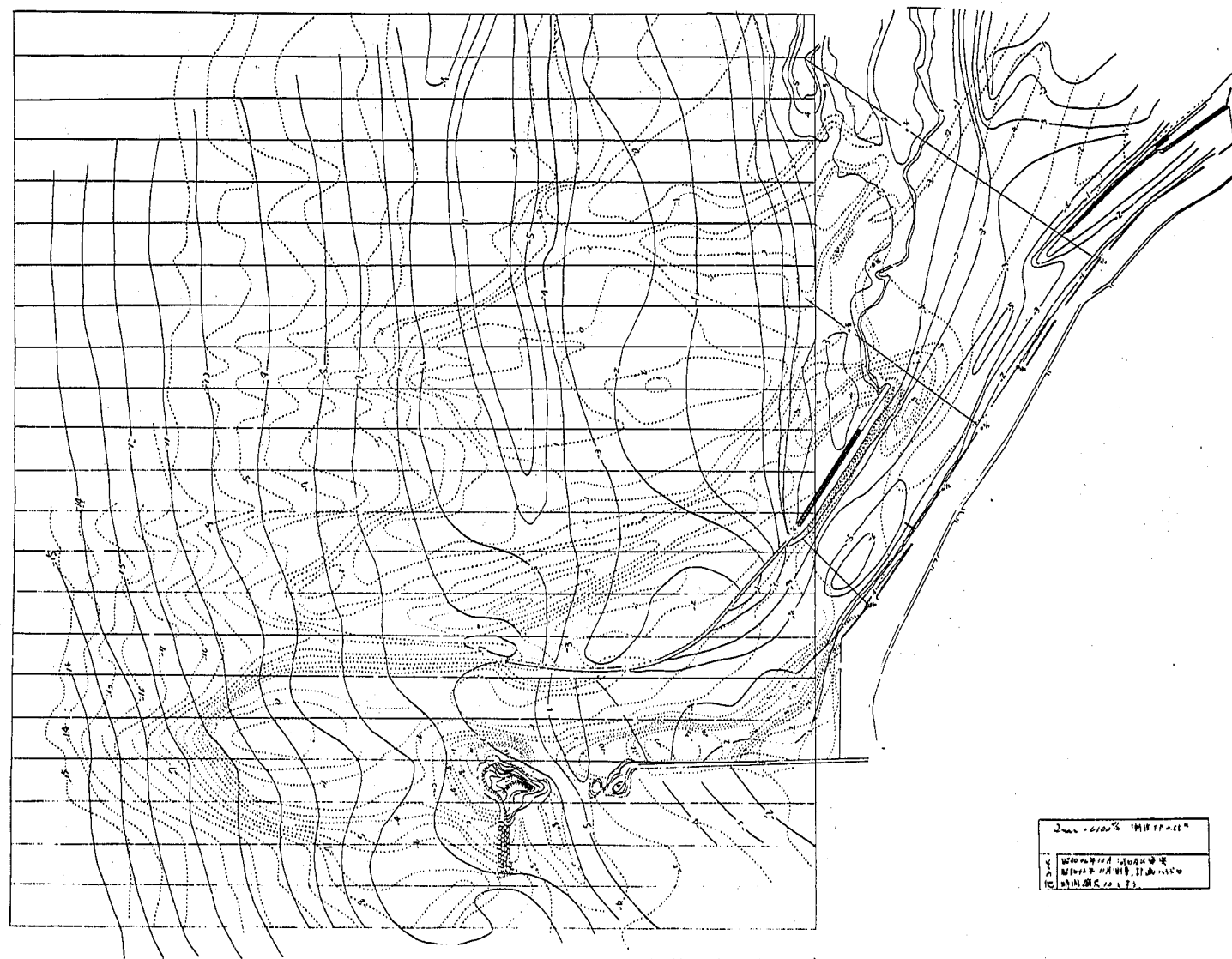


圖 7-4-4 等深線圖 (實驗 № 9)

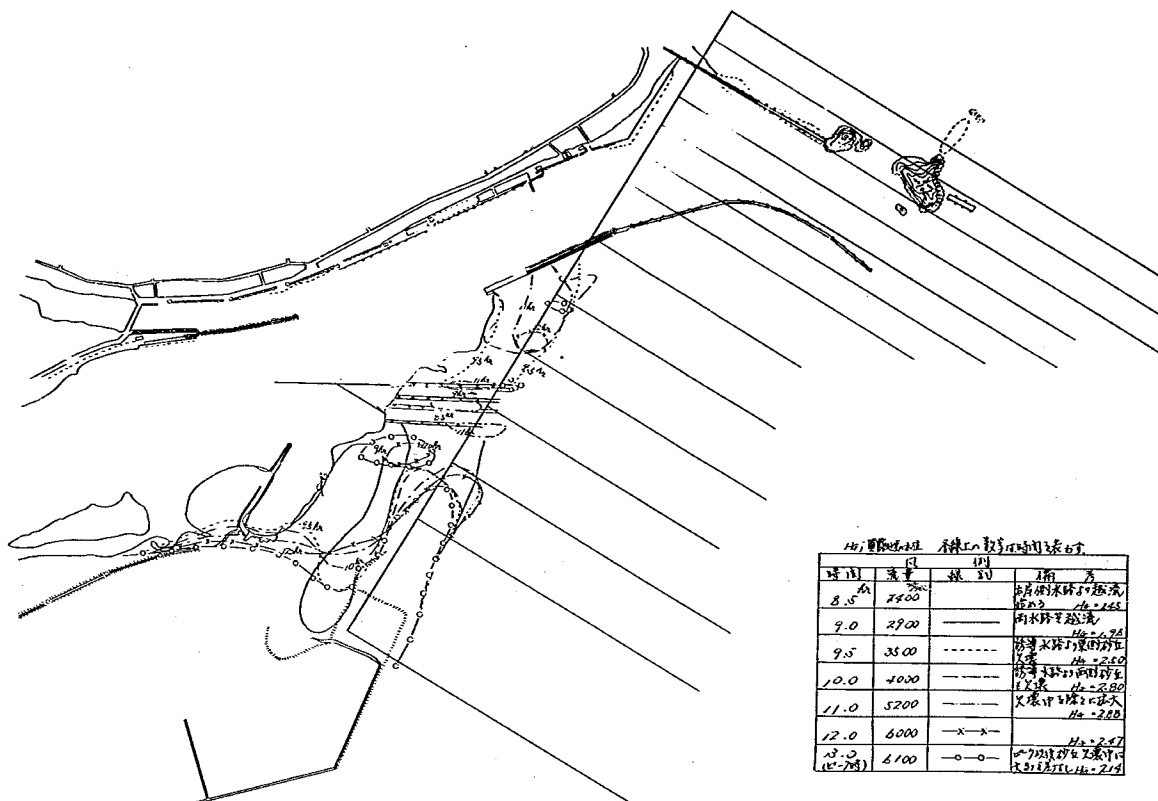


図 7-5 砂丘欠壊状況の時間変化図 (実験 No. 9)

で約河床が 2 m 下がり, 13, 17 時間では右岸側の局所的洗堀が激しい。これは, 右岸導流堤がちょうど流れの流心に当るようになり, 導流堤先端で流れが左右に流れ, そこに局所洗堀を見たものである。0 k を見ると 10 時間で約 2 m 下がり逆に 17 時間ではピーク時より 2 m 埋めもどされている。

これは洪水ピーク後は導流堤内流量が減少し, 流砂能力がなくなったことになる。

洪水後の河床の等深浅図を見ると, 4 k 附近から流れが右岸側によったと見えて, 右岸側が深くなっている。また 4 k から 3.6 k にかけて河床の洗堀が見られる。3.6 k に塩止ぎきによって小出水時には, 3.6 k から 4 k にかけて河床が上床しているが, $6000 \text{ m}^3/\text{s}$ のような大流量では, 河が持っている本来の河床高に近づくのだろうか。また 2.8 k 以下の河床はすべて洗堀きみで, 1.4 k から 0 k にかけて右岸側の洗堀が激しく, 左岸側は堆積きみである。右岸導流堤の先端部では洗堀が激しく -13 m にも達している。砂州部の河床高は -3 m から -4 m に達した部分が, 幅 150 m であり, これは上流の川幅 300 m と同じ幅になろうとしたためと思われる。

左岸導流堤の河道側は局所洗堀が激しく, -23 m にも達している。これは洪水ピーク時, 流速が速くなるため, 流れの直線性が増し, 河水が左岸導流堤に激しく突き当たり Boil 状の縦渦を生じたためである。

河口から出た土砂は導流堤前面約 400 m 沖合まで, 砂州部は汀線から 600 m 沖合まで運ばれ

ている。

○洪水時の水位

図7-1の水位時間変化図を見ると、河口近くでは水位一クが洪水ピーク前に現われ、0.5k地点では10時間30分であり、行徳の洪水ピーク13時より、2時間30分早い。

これは河口砂州の存在によるせき上げ作用と、砂州のフラッシュ作用による。0.5kmの最高水位は3.04mで計画高水位よりほんの少し高い。

図7-7には、最高水位縦断図を記した。これによると水位は計画高水位を越える所もあり、越えない所もある。検証実験によって模型の粗度の方が大きく、水位が高くなるにもかかわらず、6000m/sで計画高水位とあまり大きくずれていない理由は、河床低

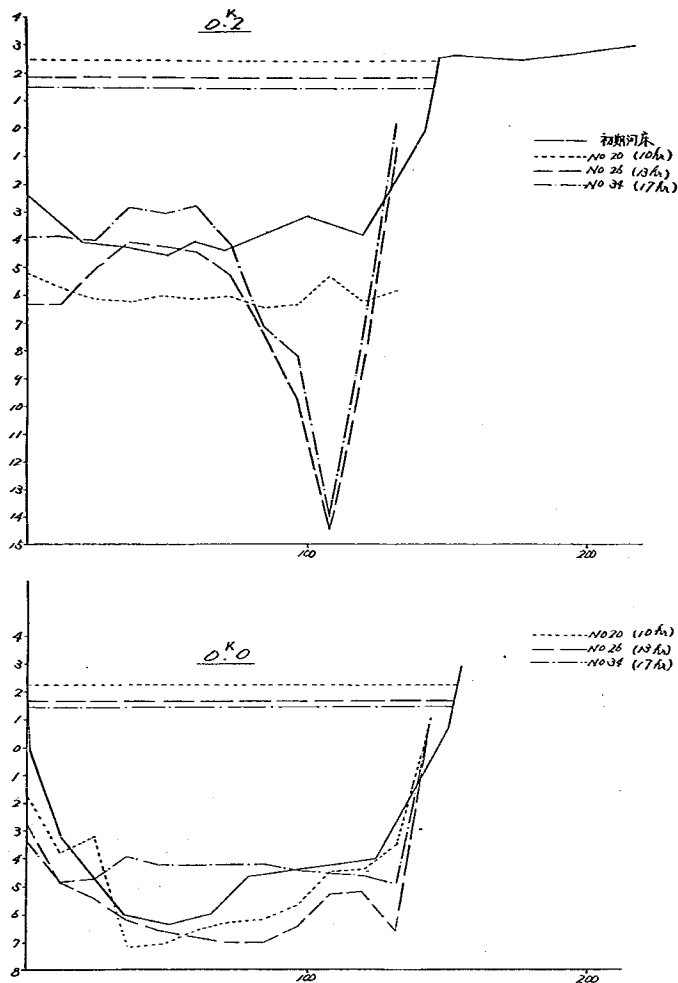


図7-6 計画洪水時の河口変化図 (実験No.9)

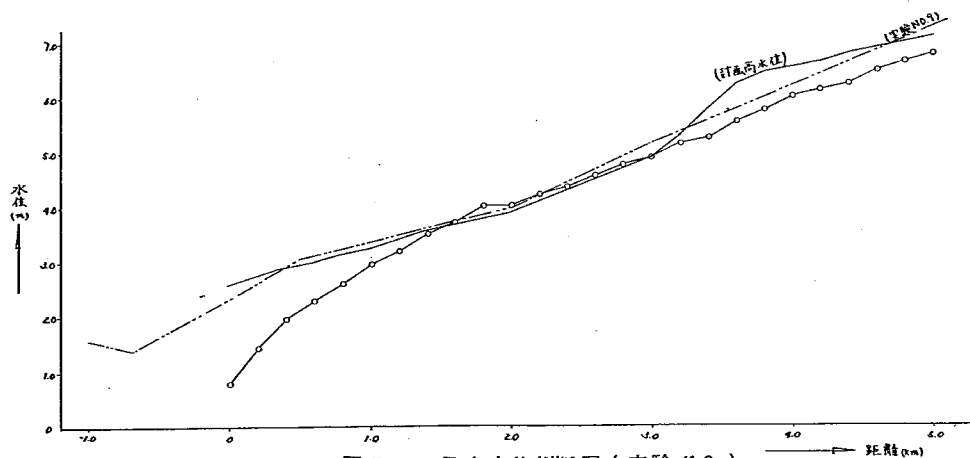


図7-7 最高水位縦断図 (実験No.9)

下が大きかったことと、流速が速く、水深が大きかったため、模型の粗度が、検証実験の時より小さかったことによる。実験後の河床を見ると一部 Flat Bed である所もあった。

○本実験結果をいかに解釈すべきか？

河道部の河床変動については、現地の河床材料が3km附近を境に粒径が大になる(約20mm)にもかかわらず模型は全模型範囲を石炭粉で整形している。このことは2kmより上流の流出土砂量は模型の方が流れすぎになる。Brown式を使えば $dr = 20mm / 0.21mm \div 100$

より $tsr = 3.3^2 \times 100 \times 60^{-1/2} = 94.2$ となる。模型は時間縮尺を10としたから、約9倍の時間模型で流したことに相当する。このことは河道の河床低下は、模型で強調されたことになり、現地ではこれほど河床は低下しないものと考えられる。砂州部のフラッシュ量は、Brown式では $tsr = 5.1$ であるにもかかわらず $tsr = 10$ で実験しているから、現地に対して相対的通水時間が短かく、現地ではよりフラッシュされるものと思われる。現地昭和9年9月の洪水($Q = 3790 m^3/s$)に対する砂州の飛び方は、模型の $4000 m^3/s$ に比較してもずっと大きかったことはこれを裏づけていよう。このことは河道部では水位はより高く、河口部ピーク水位はより小さくなることが考えられる。昭和9年出水によって賀露最高水位が2.4mであり、その後の流量増でも水位が上昇せず低下するという傾向は、 $6000 m^3/s$ の洪水でも現われ、最高水位は砂州によるせき上げによって決まると考えられ、 $6000 m^3/s$ でも0.5km計画高水位は2.6mで良いと考えられる。ただし1.5km以上の水位は計画高水位を越えるであろう。

海部の土砂のたまりぐあいや、砂州越流部の主流は、昭和9年洪水後の砂州形成図などを見ると、右岸導流堤東側に主流があり、土砂の堆積位置も似ていたようだ。ただ全流出土砂量には疑問が残り、上流からの浮遊砂量は模型の方が多いと考えられるので、模型の方が大いではなかろうか。

現況のままで $6000 m^3/s$ の洪水を処理しようとする場合には次の問題が生ずると考えられる。

- イ) 河道1kmより上流地点の計画高水位を上げなければならない。
- ロ) 右岸導流堤に対して深堀れ対策がいる。
- ハ) 導流堤の法線形が悪く、導流堤内に深堀れ、および堆積域ができ、舟航上問題がでるであろう。

7-2 模型実験による導流堤および河道法線形の検討

相似律で述べたように模型実験には疑問点が多いので、模型のみならず他の検討手段も考えなくてはならない。それらは次節で述べることとして、ここではまず模型実験結果のみ記したい。また検討範囲としては2kmまでとし、それ以上上流は、粒径変化等があり、疑問点が多いので、単に砂の補給区間と考えて、参考程度にとどめる。

○計画案I(Ⅱ10~Ⅱ12)

この案は河口付替(案1)(図3-2)によったもので、河道を1.6kmより右岸側に曲げ、河口部を約1.0km位東側に付替えた法線形である。河床は計画河床高としたが、導流堤内は-4.0mとした。

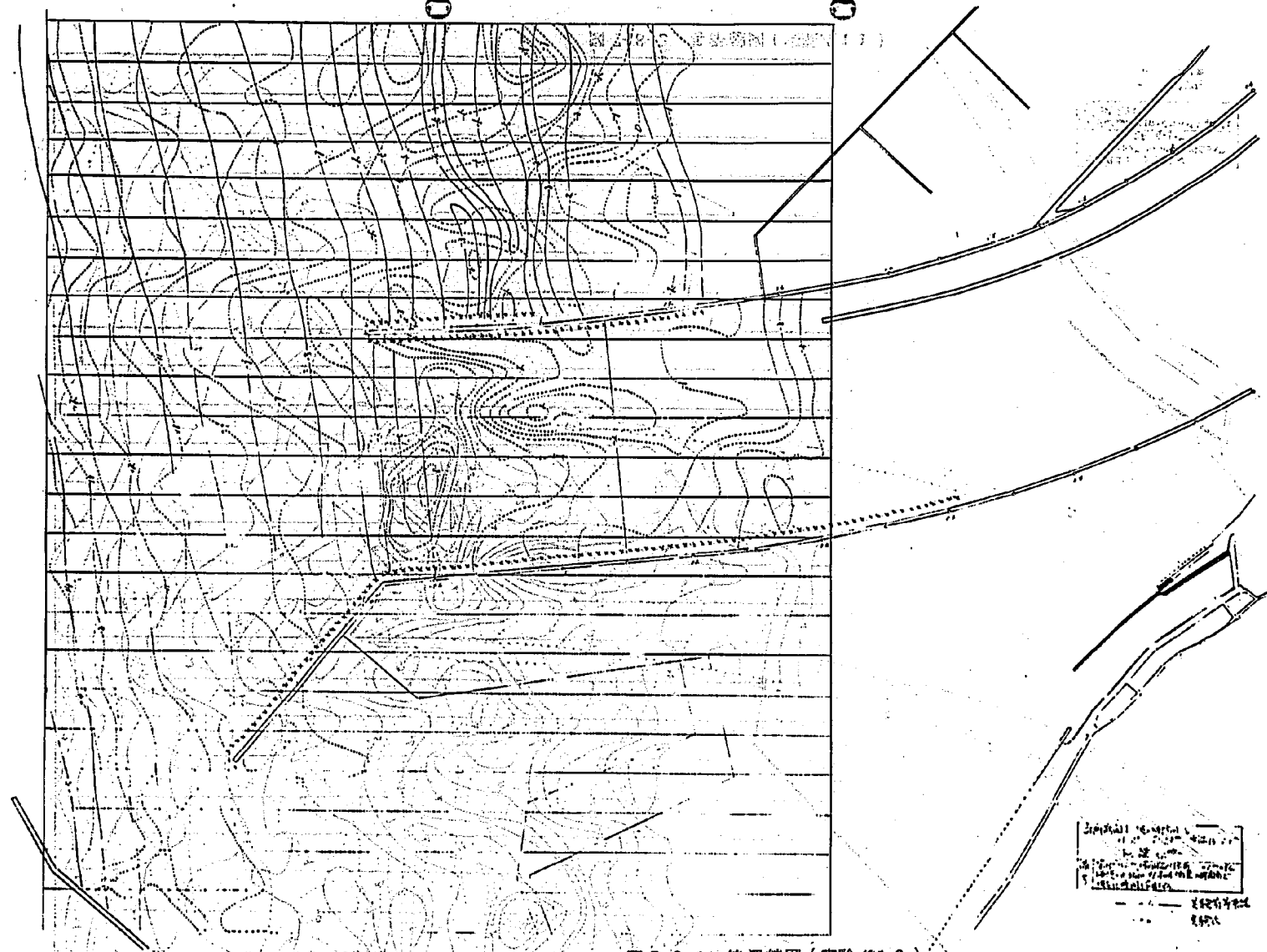


图 7-8-1 等深线图 (实验 10)

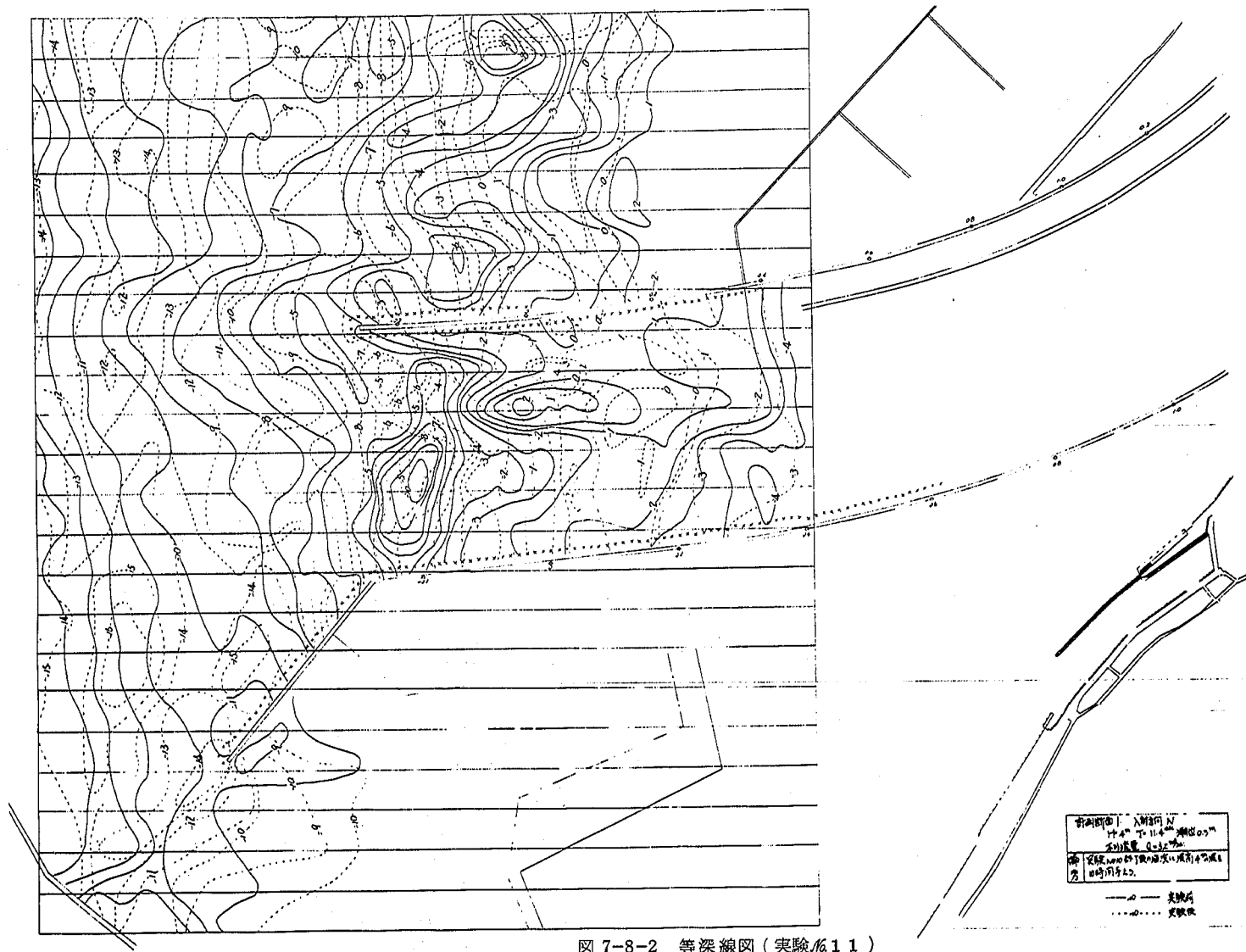


图 7-8-2 等深线图 (实验 111)

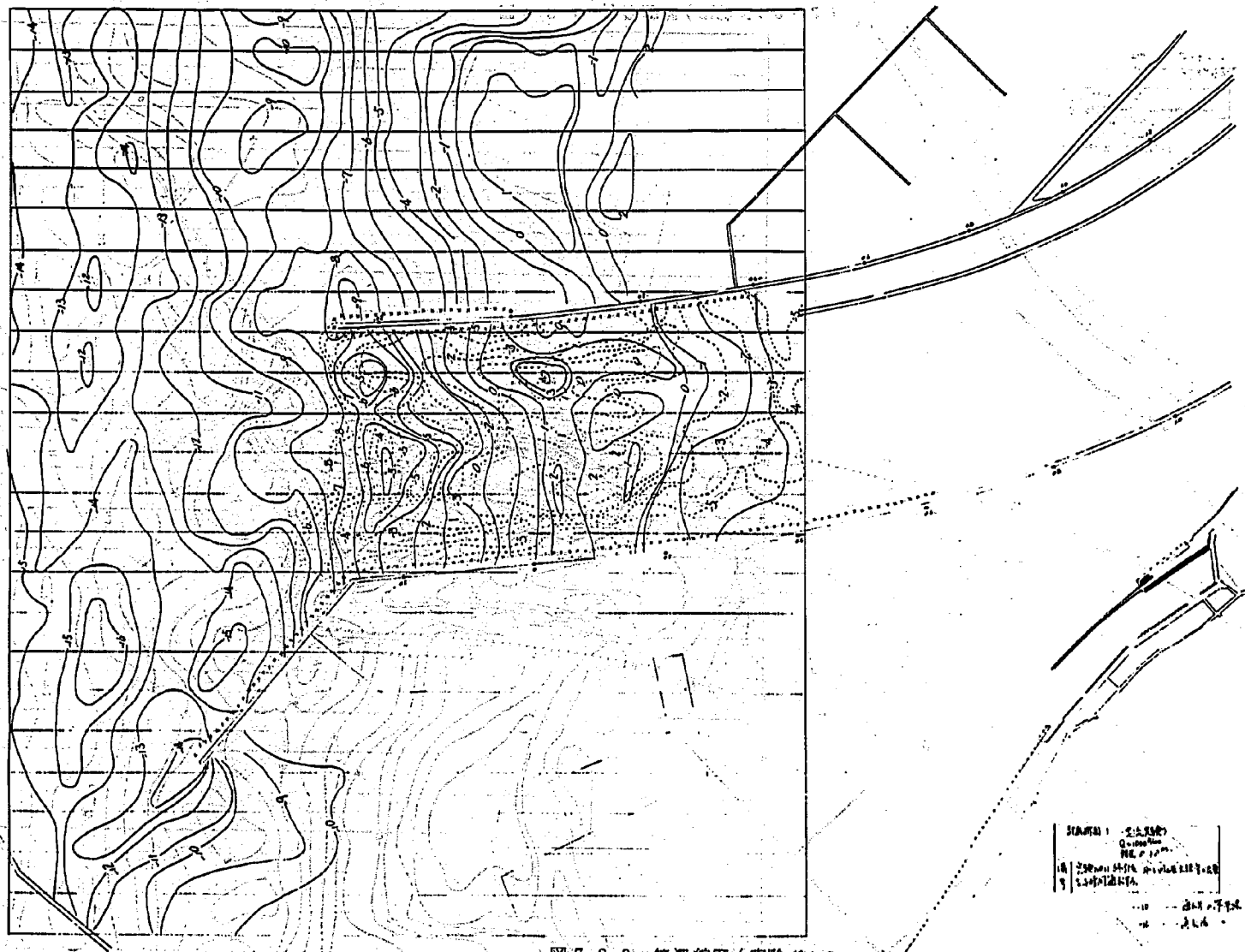


圖 7-8-3 等深線圖 (實驗 12-1)

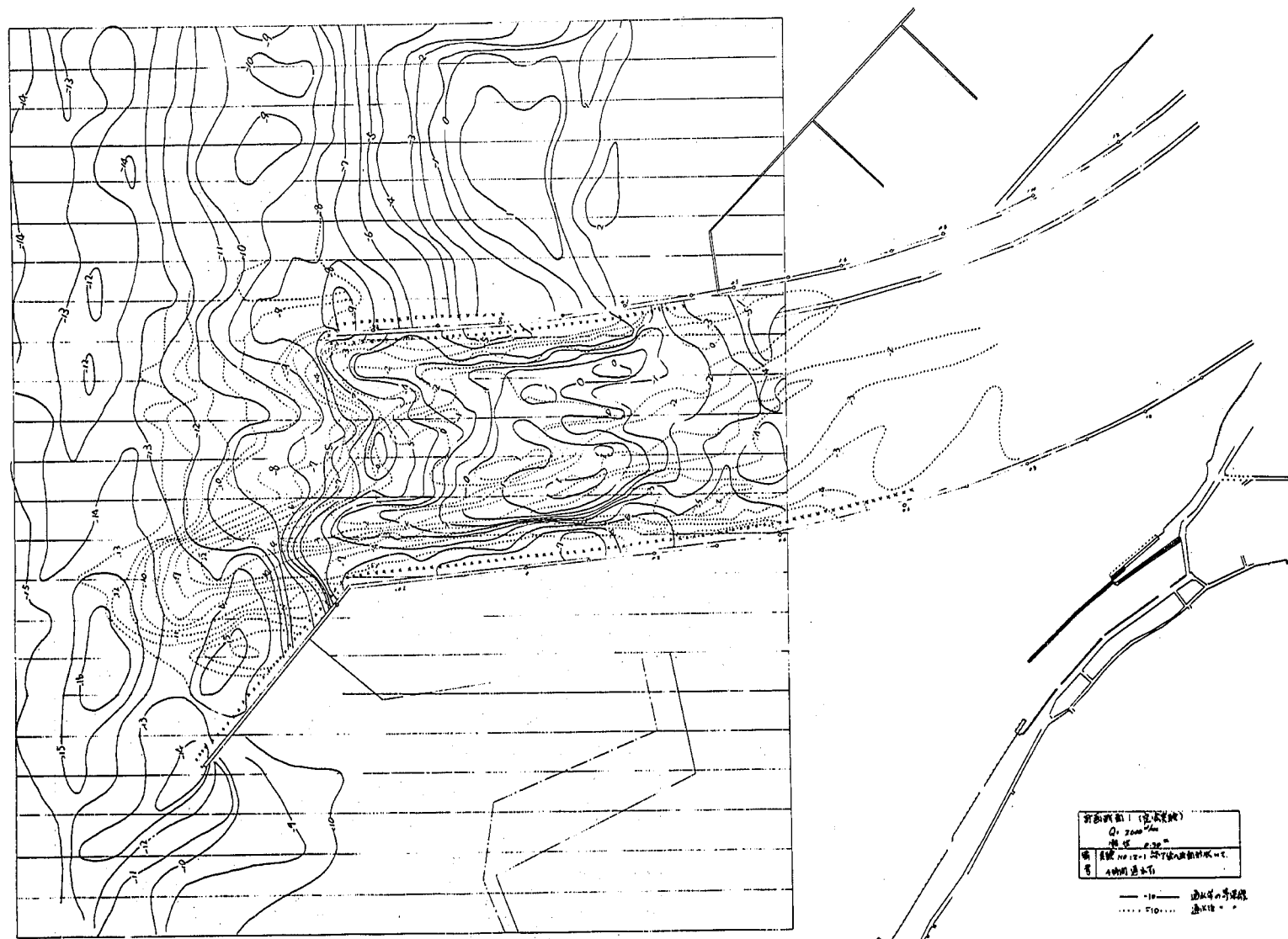


图 7-8-4 等深线图 (实验 № 12-2)

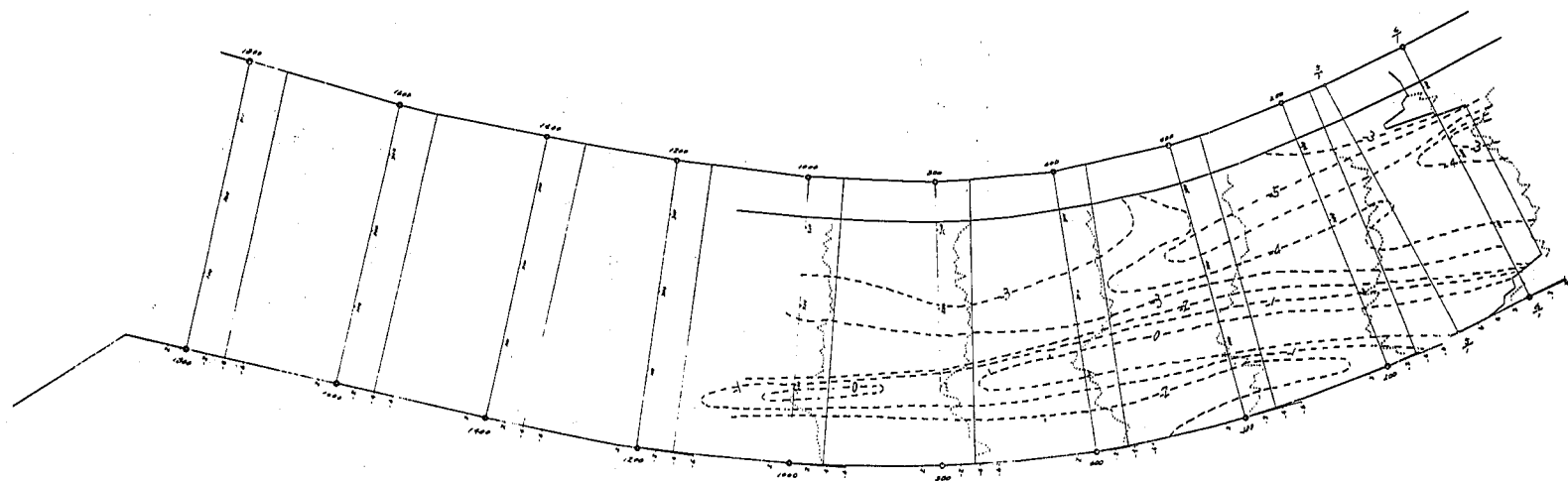


图 7-8-5 河床变动图 (实验 № 12-2)

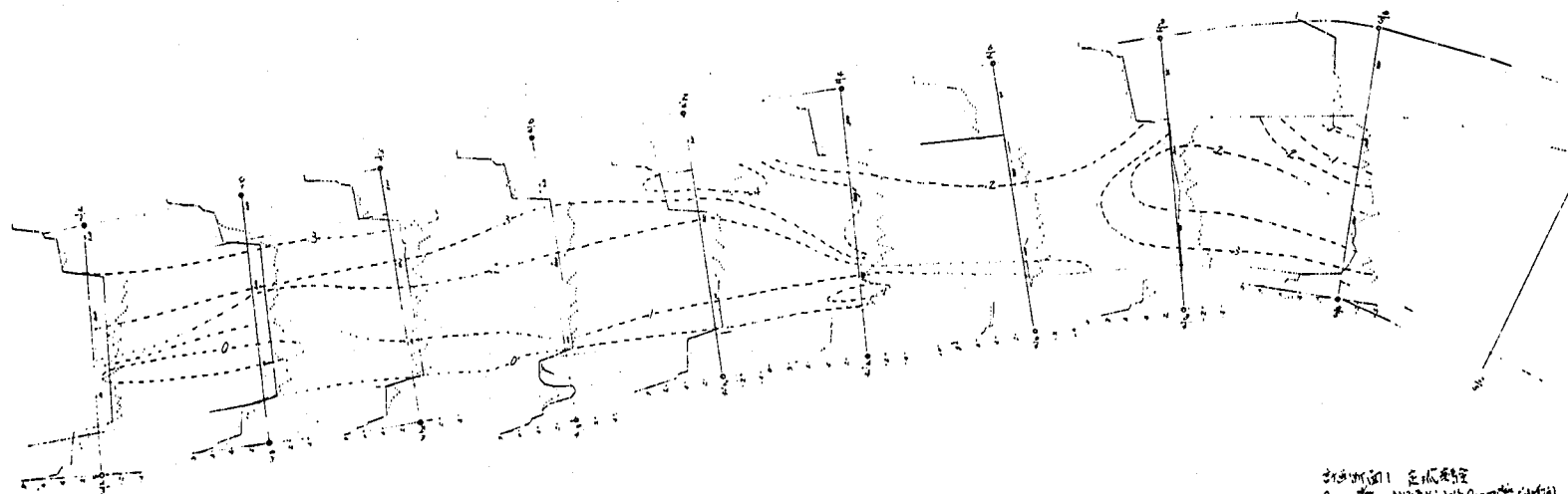


图 7-8-6 河床变动图 (实验 № 12-2)

实验 № 12-2 在城河桥
 $Q_{1000} = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$ 时的通水河床
 合计 1000 m³/s 时的通水河床
 比例 0.50"

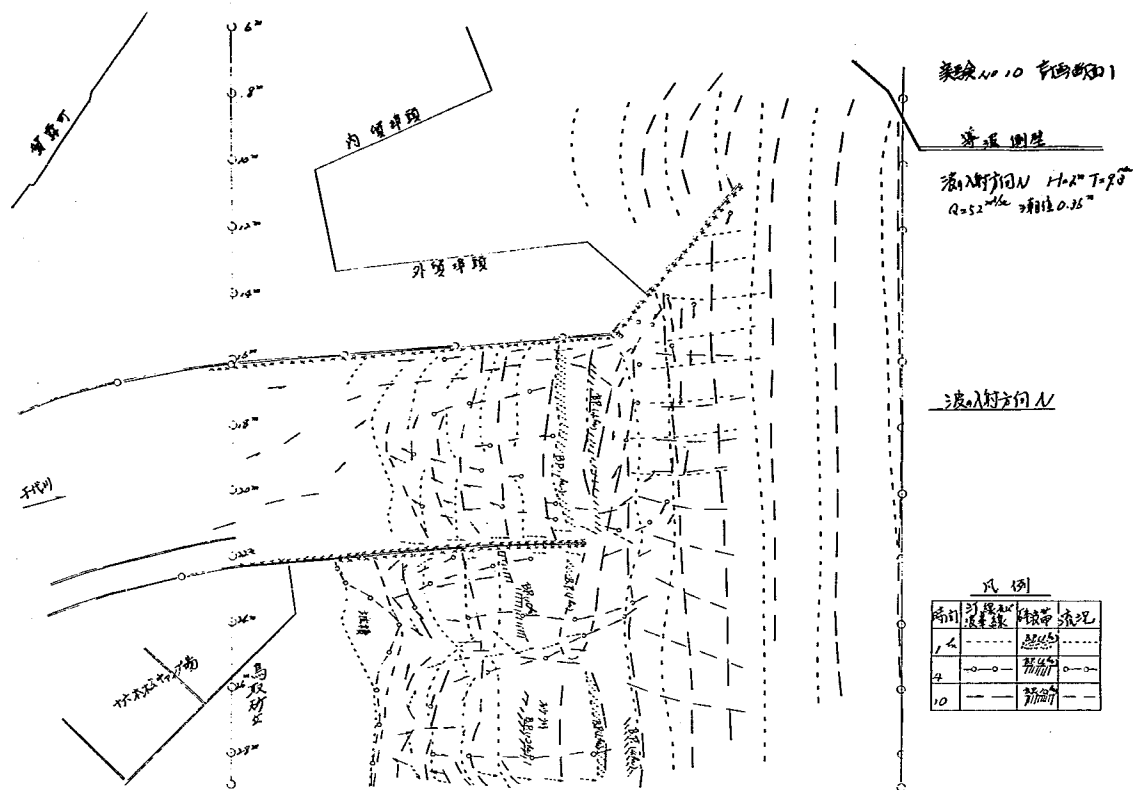


図7-9-1 汀線と波峰線の時間変化図（実験10）

実験10は、 $H = 2\text{ m}$ 、 $T = 9.3\text{ sec}$ 、の波を10時間与え、その実験後の形状に $H = 4\text{ m}$ 、 $T = 11.4\text{ sec}$ の波を与え、実験11を行なった。両ケース共上流から平水量（ $Q = 5.3\text{ m}^3/\text{s}$ ）の流量を流し、潮位はD.L. 0.36 m の一定潮位にて実験を行なった。

波高2mの実験開始頭初の碎波位置は、汀線に近い所に表われていたが、2時間目位より、右岸導流堤先端附近、即ち河口での碎波が見られ、導流堤右岸側より堆積が生じ、波高4mにして実験した時には河口砂州が上面に出現し、実験11では8時間目位で完全に砂州による閉塞現象が見られた。（砂州の発生にともない河道内水位が上昇し、河川水は左岸導流堤からもれ出してしまったので河川流量 $Q = 0\text{ m}^3/\text{s}$ の実験を行なったと考えた方がよいだろう。）

この砂州の発生には沿岸流が大きく影響し、図7-10のような海浜流が生じ、（河口外で左回り、導流堤内で右回りの循環流）この流れに乗った波による浮遊砂が、導流堤内の土砂堆積を助けていた。この海浜流の発生には、鳥取港防波堤が

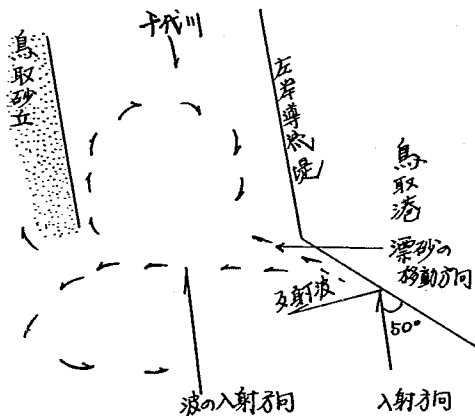


図7-10 海浜流

鳥取砂丘側は汀線の前進がみられた。昭和46年11月測量の等深線を見ると、汀線より沖合400mに沿岸砂州があり、汀線までの間のいそ浜帯(2mまでの距離が200数10m有る)。がflatで、このような海浜に波をあたえると石炭粉の場合汀線が前進するのが常で、相似性が合っていないことによる。

実験¹²は、 $\#11$ 終了後、流量 $1000\text{ m}^3/\text{s}$ を流し、年1回確率程度の流量によって、どれくらいの河口河積が生じるかを見たものである。 $\#11$ で河口に打ち上げられ形成された河口砂州高はD.L. 1 m 位であり高くなく砂州上は冠水していたが、砂州幅が大で広範囲に広がっているため洪水は左右岸の導流堤沿いに流出し、完全なフラッシュは見られなかった。河口砂州が流出しないため、その上流 $0.4 \sim 1.0\text{ km}$ 間で水位のせき上げが見られ、この間は砂れんの発達が皆無であった。左右岸導流堤沿いは河口と河道内の水位差による流速増のため洗堀が見られた。

計測断面1 定流実験 $Q=1000 \text{ m}^3/\text{s}$
 潮位 0.35 m
 実験 4月11日 実験流量 $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ 4時間定流・通水
 1秒間流量
 — + — 平均流量

図 7-11-1 流況図(実験No.12-1)

図 7-11-1 流況図 (実験 No. 12-1)

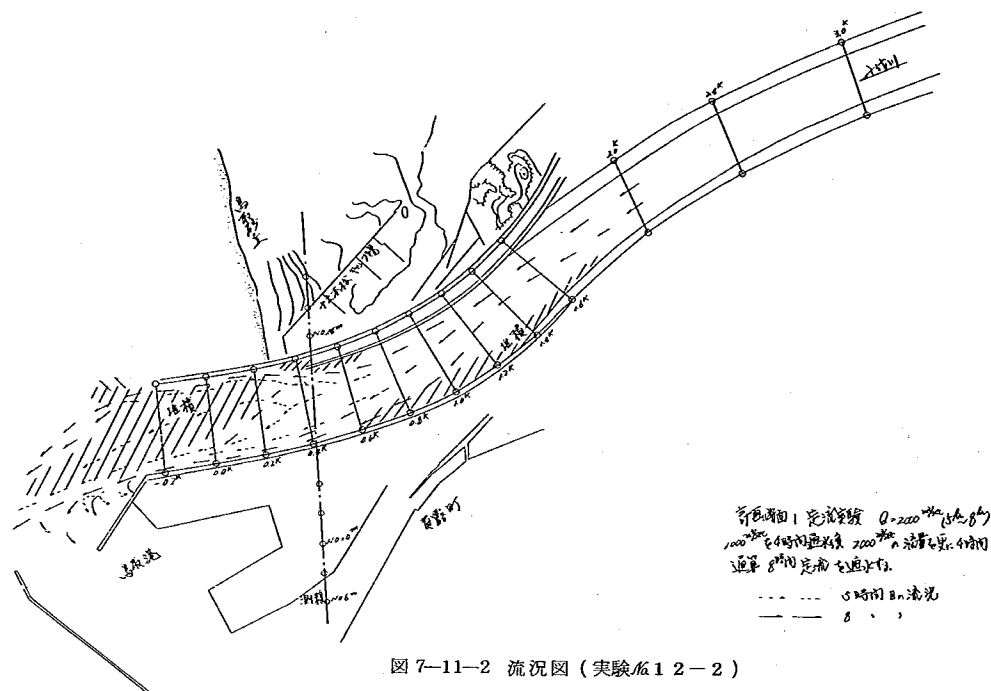


图 7-11-2 流况图 (实验 12-2)

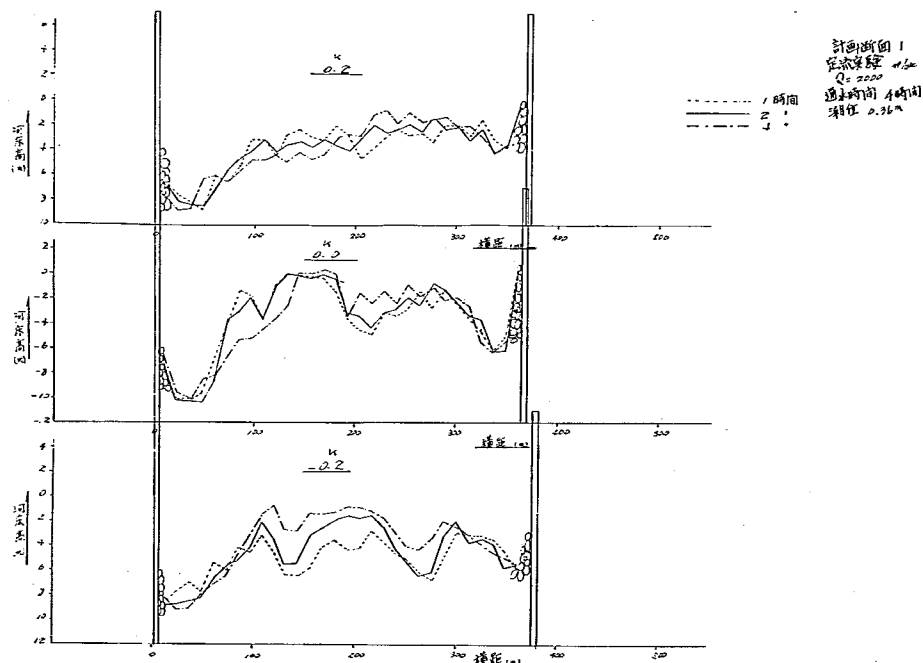


图 7-12 河口横断变化图 (实验 12-2)

にしてさらに4時間通水した。

1000 m^3/s を通水した時には左岸側導流堤沿いにもみお筋があったが、流量を2000 m^3/s にしたため、流れの直線性が増し、図7-11-2のように河口部で左岸に流れが集中するようになり、河口河積は左岸側を洗掘することによって増加し、右岸側の筋はむしろ堆積の傾向にあった。

図7-12を見ると0 kmの砂州の左岸側がけずれ、最深-10 m幅140 mの河積になり、-0.2 k では逆に土砂が堆積し、-2 m位と浅くなっている。

以上のことより、導流堤内に砂州がつけば1000 m^3/s の洪水で、川幅80~100 m、平均水深4~5 m、2000 m^3/s で川幅150 m、平均水深6~7 mの河積しか持つことができないと考えられる。

以上計画断面1の実験結果より、

- ①左岸防波堤による影響は大きく、河口方向への沿岸流を発生せしめていた。
- ②下流部の法線形状の曲率半径が小さく、それに比し河幅が広いため、流量が大きくなると流れの直線性により導流堤右岸側に土砂の堆積を生じせしめる。
- ③一部できた砂州は、1000 m^3/s 、2000 m^3/s の洪水ではフラッシュできず、2000 m^3/s で川幅150 m、平均水深6~7 mを持つにすぎない。

○計画案Ⅱ（No 13~No 17）

計画案Ⅱは、計画案Ⅰの施設後、旧袋川の本川との分離の導流堤は計画せず、直接、本川に合流させるとの連絡が有り、地建案で行なったものである。ただ、計画案Ⅰの実験によって1.0 k~1.5 kの左岸が死水域となって河積として有効となっていなかったため、堤防法線を少し東によせ

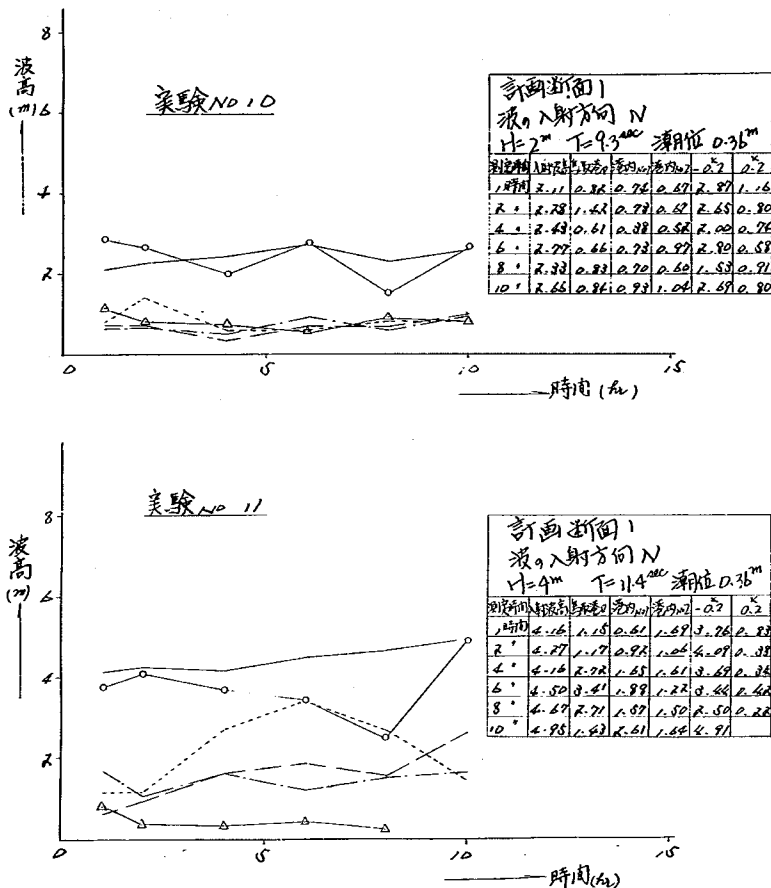


図7-13 波高変化図（実験No 10~11）

た。また鳥取港の東防波堤が反射波を発生せしめ、河口に悪い影響をあたえていたので、防波堤前面にブロックを置いて消波せしめることにした。(模型では碎石を置いた。また右岸導流堤の長さを200mほど短かくし、沿岸流が、河道内にまきこまれないように考えた。

実験13, 14は波高は2m, 4mの波をあて導流内の維持について検討したものである。(図7-14-1~2, 図7-15-1~2) 実験13の観測によると、左岸防波堤においた碎石の消波効果は大きく、実験10では直進波と反射波とによって出来ていた格子状の模様が殆ど10ほどではなくなった。しかし、波による流況はあまり変化がなく、導流堤内には左まわりの流れが発生していた。また実験10同様、実験開始頭初右岸導流堤沿いに河道内に侵入する漂砂の移動がみられた。

河川流は左岸導流堤沿いに流出していた。3時間目位に右岸導流堤先端附近に砕波帯がみられ、ここからの土砂の河道内への供給は大であった。河口内にこれらの流れにより0.5km附近より堆積を始め、波を作用して5時間目位より0.5km中央附近に著しく堆積し、計画断面Ⅱと同様な状況を呈し始めた。土砂の堆積と共に河道内に遡上する波高も減衰した。

実験14は13終了後の断面に波高4mをあてたものだが、その状況は次のとおりである。

一次砕波の位置は右岸導流堤先端より沖合約300m附近にみられた。波速は、右岸導流堤延長上附近が一番速く、波峰線は弓型となった。このため河道内に侵入する波は北よりやや東側へ寄った方向から進入する形となり土砂の河口内への移動を早めたようだ。河道内の砂州は6時間位まで砂州の発達もそれほど速くなかったが、6時間より7時間にかけて約河道の1/2, 8時間目に1/2, 9時間目に8割位、9時間半でほぼ完全閉塞し、鳥取砂丘側の汀線も、大体河口砂州のできた位置まで前進していた。

実験15は実験12と同様に河口砂州がどのくらいフラッシュされるかどうかなを見たものである。(図7-14-3, 図7-14-5~6, 図7-15-3~4)

年一回程度の洪水である1000 m^3/s を定流で流したところ、砂州上流側の水位上昇と共に、左右岸の導流堤沿いに越流し、ベルマウス形状に侵食した。通水して1時間目位までは侵食速度も速かったが、その後は侵食量は少なく、侵食によるせき上げが少なくなったので、流れが法線形に支配され、左岸側の流れが強くなり、右岸側は埋めもどされる傾向にあり、右岸側の流れが減少するにつれて、左岸側が徐々に拡大する傾向にあった。1000 m^3/s 位では砂州のフラッシュはあまり期待できないので、2時間目から2000 m^3/s で通水した。2000 m^3/s 通水後30分で、砂州は河口幅の1/2位にフラッシュされ、通算3時間目でほぼ砂州は水面上に見られなくなった。砂州が水面上にでている時は洪水流は左右岸沿いに流出していたが3時間で砂州が見えなくなつてからは、河口左岸側に流れは集中し、河口左岸側(0.4~0.5km)は洗掘され、右岸側は堆積の傾向にあった。7時間目には河口部で河口幅の右半分は死水域の状態となり、土砂の堆積を早めた。2000 m^3/s の動的開口幅は約120~150m水深6~7mと考えられ計画断面Ⅰとは変らない。

実験16は、実験15終了後の断面に波をあて、洪水によって流出した土砂が、どのような動きをするかを見たものである。(図7-14-7~8, 図7-15-6~7, 図7-17) 波高2mをあてた場合、上流より流出し舌状に堆積した部分は水深が浅く、周囲より波速が遅いため波は屈折している。右岸導流堤沿いには河道内に入る流れが存在し、鳥取砂丘側では導流堤沿いに離岸流が発生し、この流れの強い時には、導流堤先



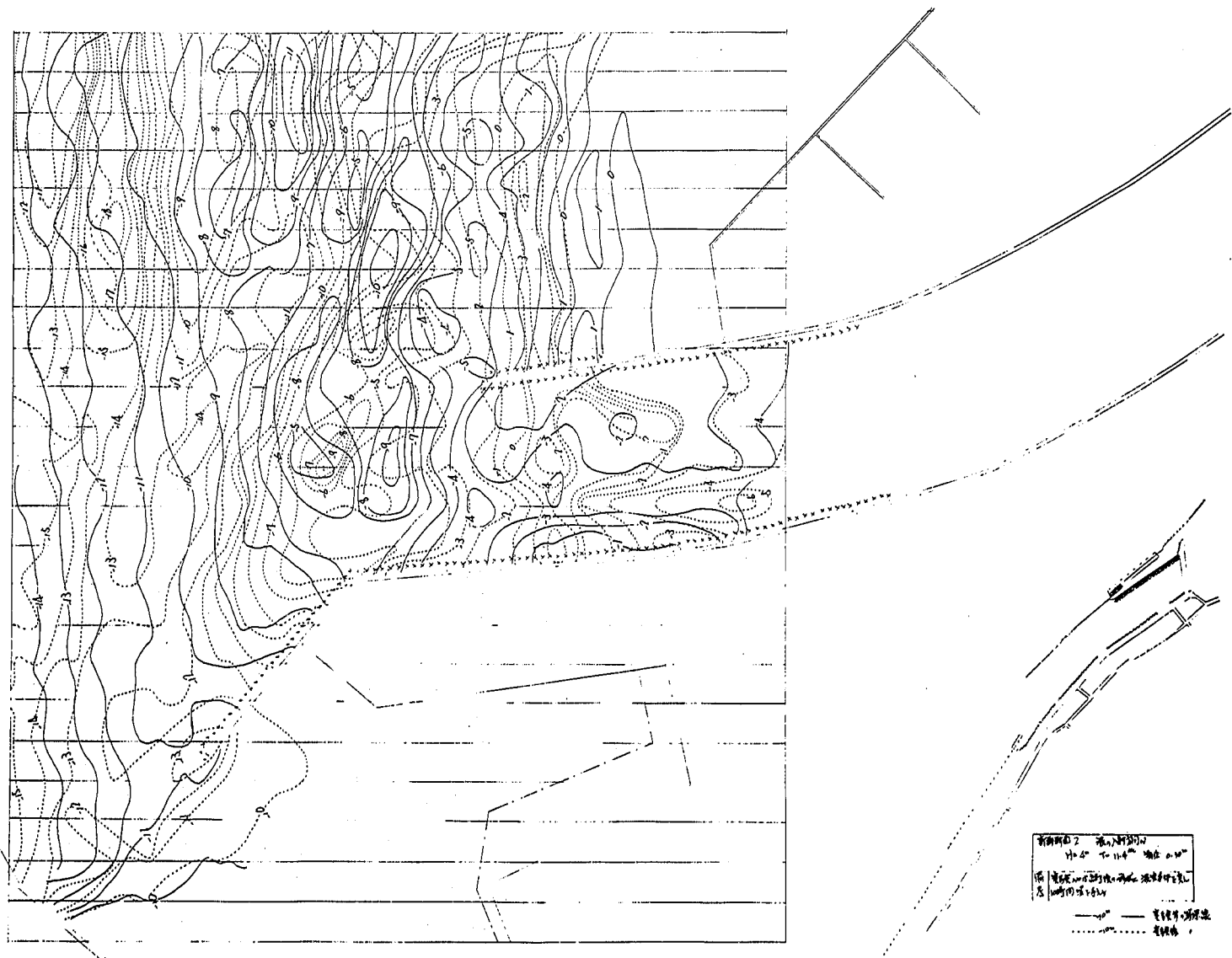


图 7-14-2 等深线图 (实验 14)



比例尺 1:1000
 2000m 等高线
 10m 等高线
 5m 等高线
 1m 等高线

10m 等高线
 5m 等高线
 1m 等高线

图 7-14-3 等深线图 (实验 15)

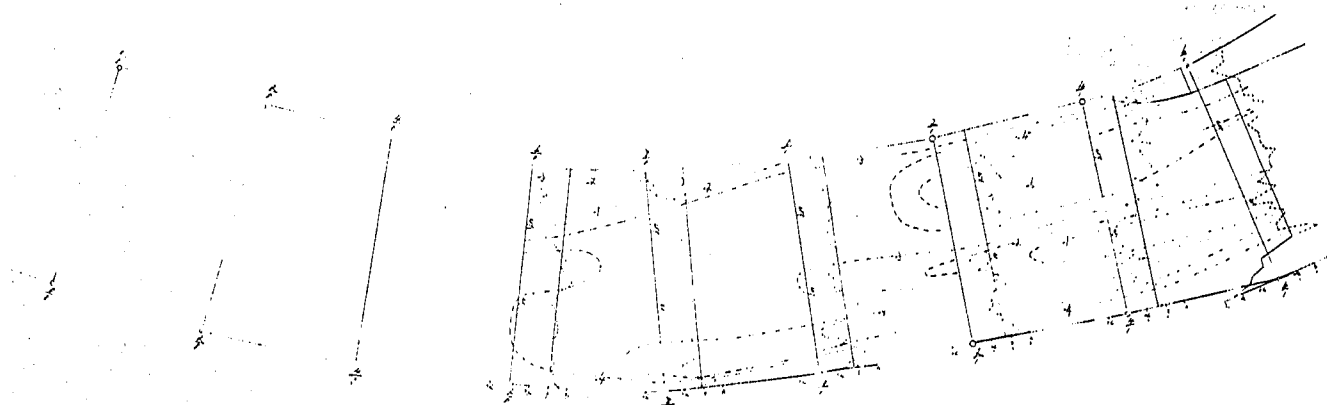


图 7-14-5 河床变动图 (实验 № 15)

—— 通水前河床
--- 通水后河床

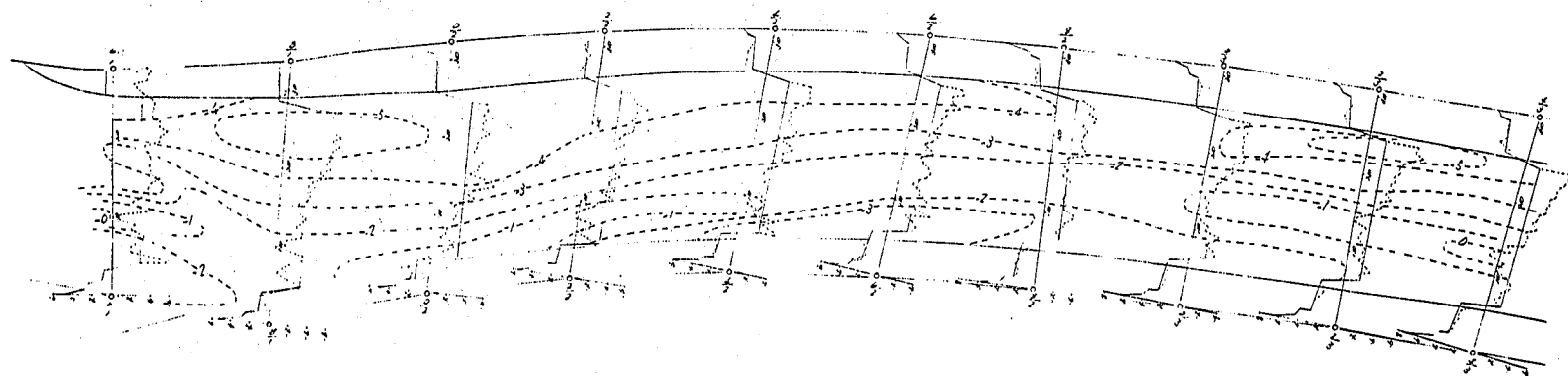


图 7-14-6 河床变动图 (实验 № 15)

—— 通水前河床
--- 通水后河床

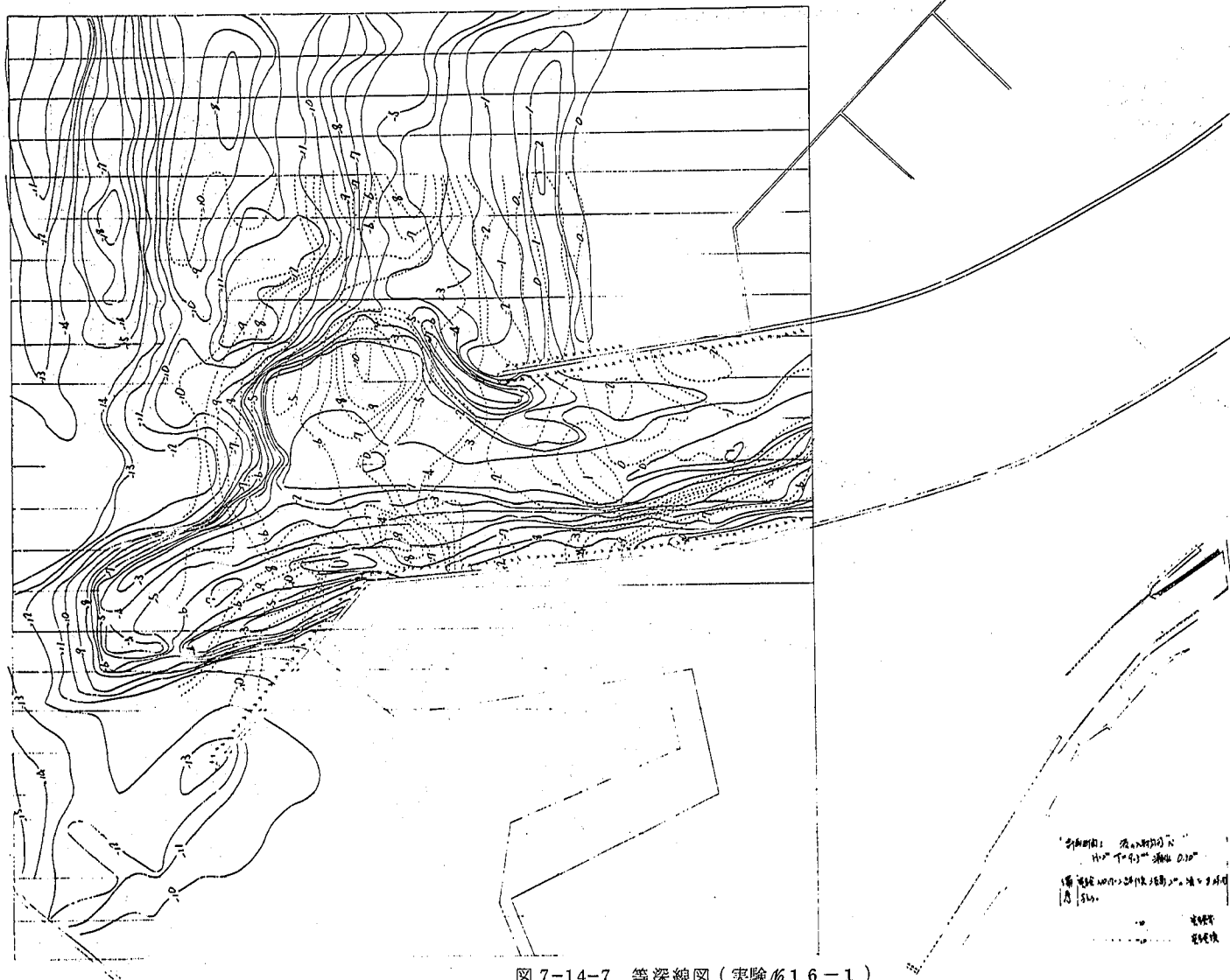




图 7-14-8 等深线图 (实验 16-2)

比例尺: 1:1000
图例: 1. 水深 0.5m 以上
2. 水深 0.5m 以下
3. 水深 0.5m 以下
4. 水深 0.5m 以下
5. 水深 0.5m 以下
6. 水深 0.5m 以下
7. 水深 0.5m 以下
8. 水深 0.5m 以下
9. 水深 0.5m 以下
10. 水深 0.5m 以下
11. 水深 0.5m 以下
12. 水深 0.5m 以下
13. 水深 0.5m 以下
14. 水深 0.5m 以下
15. 水深 0.5m 以下
16. 水深 0.5m 以下
17. 水深 0.5m 以下
18. 水深 0.5m 以下
19. 水深 0.5m 以下
20. 水深 0.5m 以下
21. 水深 0.5m 以下
22. 水深 0.5m 以下
23. 水深 0.5m 以下
24. 水深 0.5m 以下
25. 水深 0.5m 以下
26. 水深 0.5m 以下
27. 水深 0.5m 以下
28. 水深 0.5m 以下
29. 水深 0.5m 以下
30. 水深 0.5m 以下
31. 水深 0.5m 以下
32. 水深 0.5m 以下
33. 水深 0.5m 以下
34. 水深 0.5m 以下
35. 水深 0.5m 以下
36. 水深 0.5m 以下
37. 水深 0.5m 以下
38. 水深 0.5m 以下
39. 水深 0.5m 以下
40. 水深 0.5m 以下
41. 水深 0.5m 以下
42. 水深 0.5m 以下
43. 水深 0.5m 以下
44. 水深 0.5m 以下
45. 水深 0.5m 以下
46. 水深 0.5m 以下
47. 水深 0.5m 以下
48. 水深 0.5m 以下
49. 水深 0.5m 以下
50. 水深 0.5m 以下
51. 水深 0.5m 以下
52. 水深 0.5m 以下
53. 水深 0.5m 以下
54. 水深 0.5m 以下
55. 水深 0.5m 以下
56. 水深 0.5m 以下
57. 水深 0.5m 以下
58. 水深 0.5m 以下
59. 水深 0.5m 以下
60. 水深 0.5m 以下
61. 水深 0.5m 以下
62. 水深 0.5m 以下
63. 水深 0.5m 以下
64. 水深 0.5m 以下
65. 水深 0.5m 以下
66. 水深 0.5m 以下
67. 水深 0.5m 以下
68. 水深 0.5m 以下
69. 水深 0.5m 以下
70. 水深 0.5m 以下
71. 水深 0.5m 以下
72. 水深 0.5m 以下
73. 水深 0.5m 以下
74. 水深 0.5m 以下
75. 水深 0.5m 以下
76. 水深 0.5m 以下
77. 水深 0.5m 以下
78. 水深 0.5m 以下
79. 水深 0.5m 以下
80. 水深 0.5m 以下
81. 水深 0.5m 以下
82. 水深 0.5m 以下
83. 水深 0.5m 以下
84. 水深 0.5m 以下
85. 水深 0.5m 以下
86. 水深 0.5m 以下
87. 水深 0.5m 以下
88. 水深 0.5m 以下
89. 水深 0.5m 以下
90. 水深 0.5m 以下
91. 水深 0.5m 以下
92. 水深 0.5m 以下
93. 水深 0.5m 以下
94. 水深 0.5m 以下
95. 水深 0.5m 以下
96. 水深 0.5m 以下
97. 水深 0.5m 以下
98. 水深 0.5m 以下
99. 水深 0.5m 以下
100. 水深 0.5m 以下

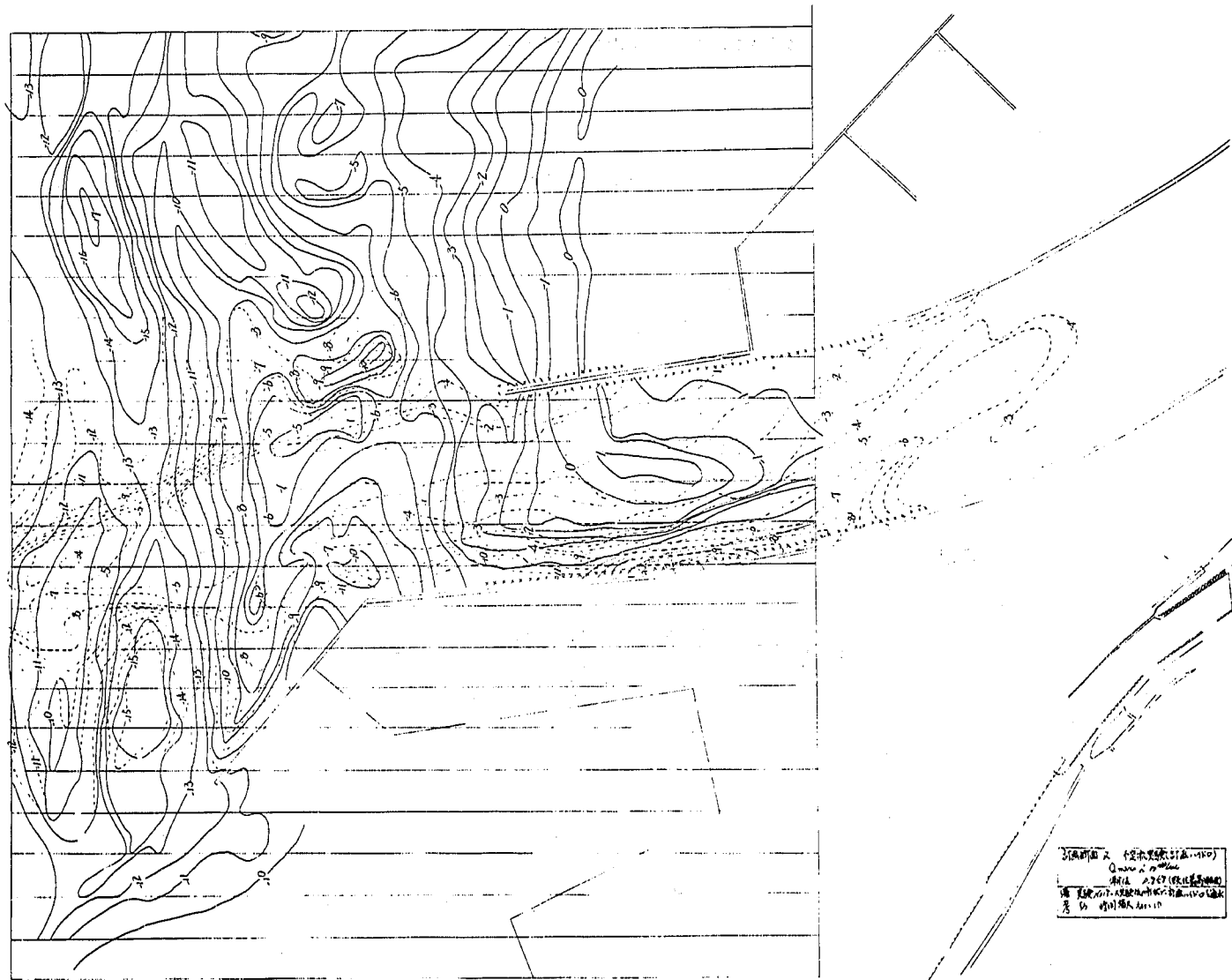


图 7-14-9 等深线图 (实验 17)

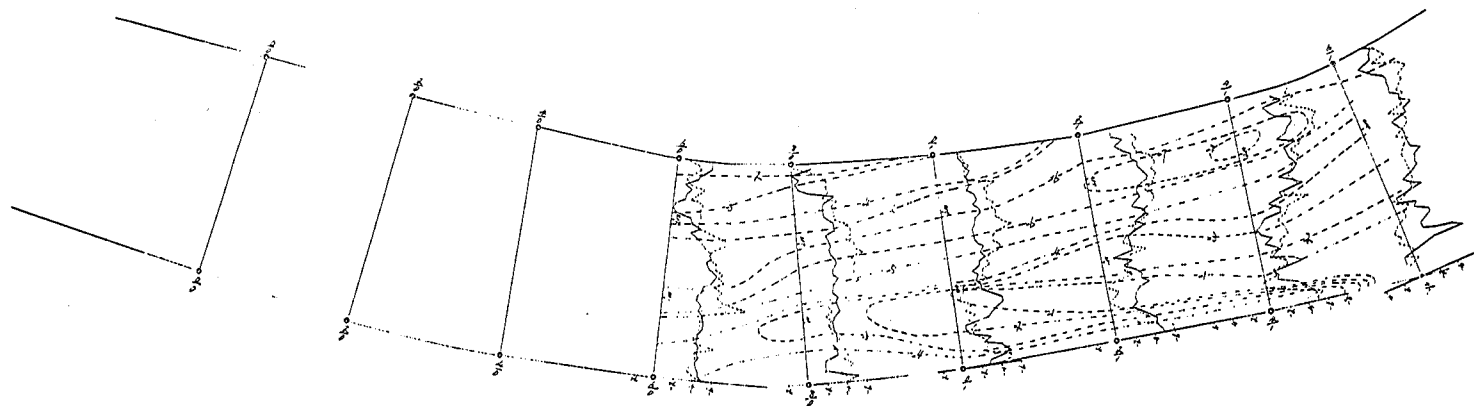


圖 7-14-10 河床變動圖 (實驗 17)

—— 河床線
—— 河床線

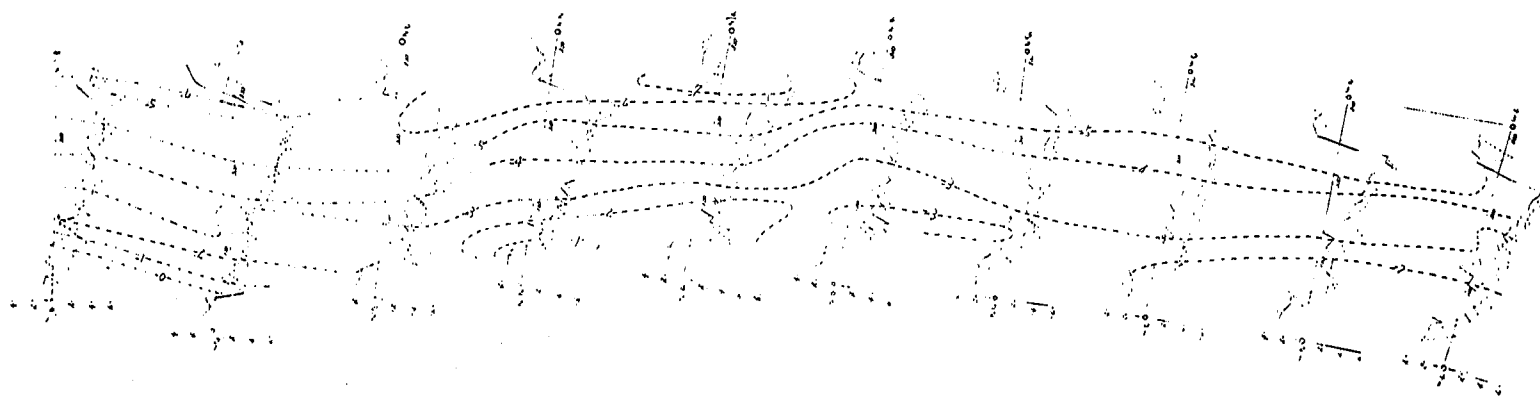


圖 7-14-11 河床變動圖 (實驗 17)

—— 河床線
—— 河床線

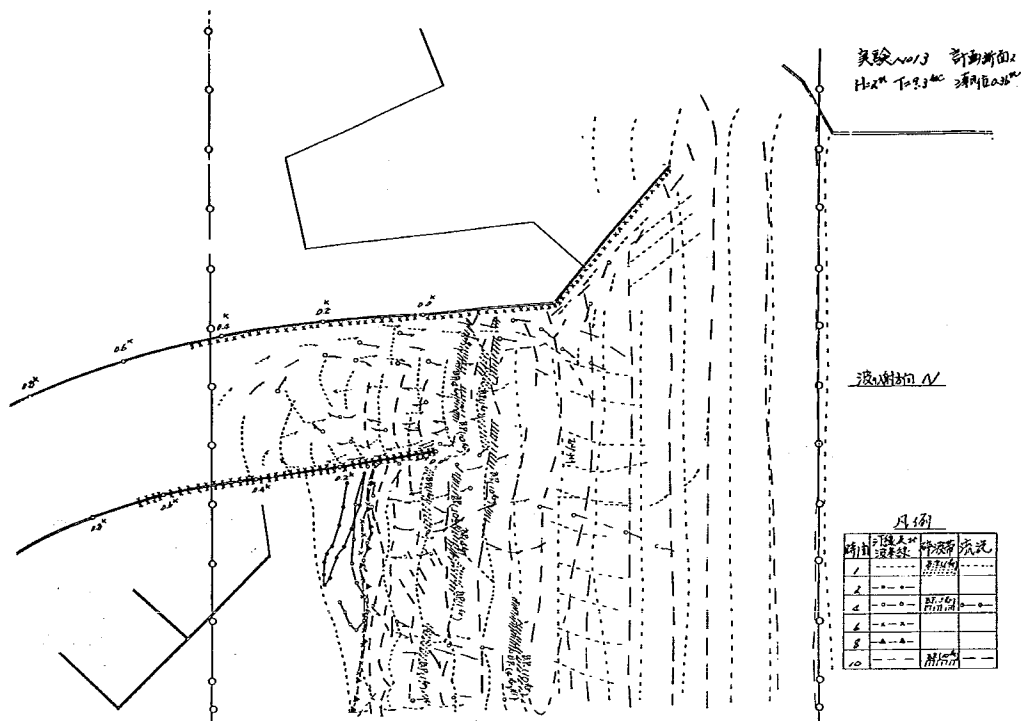


図 7-15-1 汀線と波峰線の時間変化図 (実験1013)

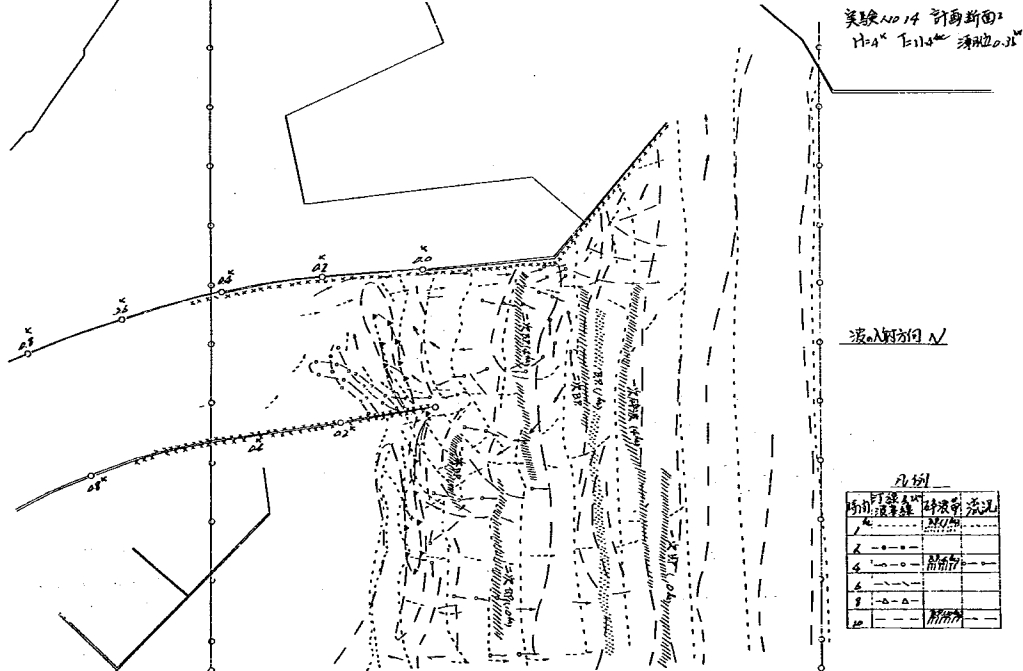


図 7-15-2 汀線と波峰線の時間変化図 (実験1014)

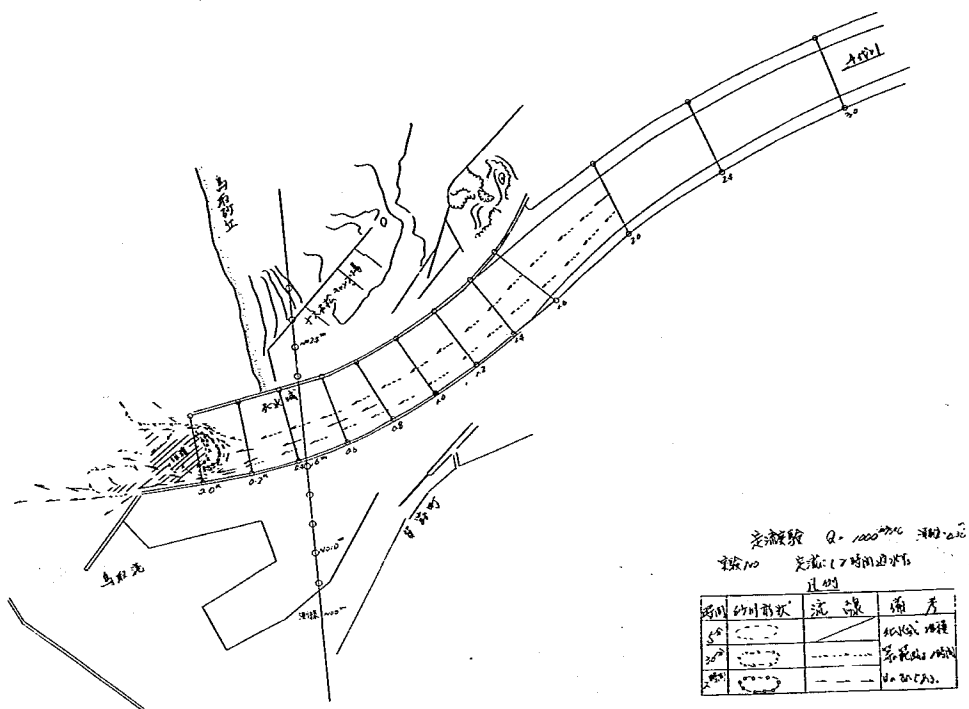


图 7-15-3 流况图 (实验 15-1)

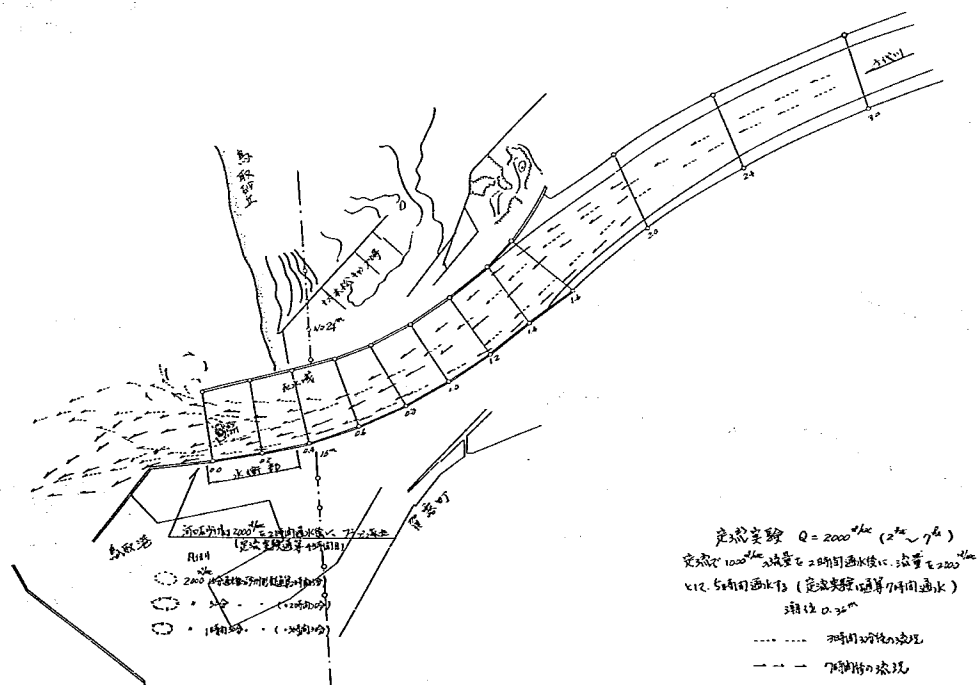


图 7-15-4 流况图 (实验 15-2)

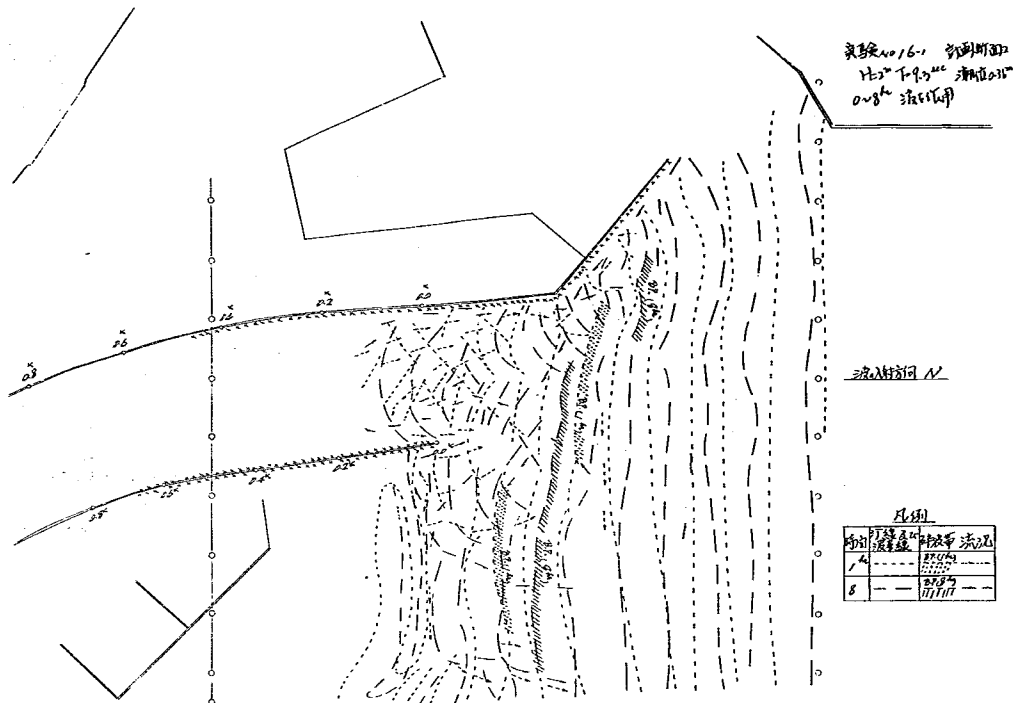


図 7-15-6 汀線と波峯線の時間変化図 (実験 No. 16-1)

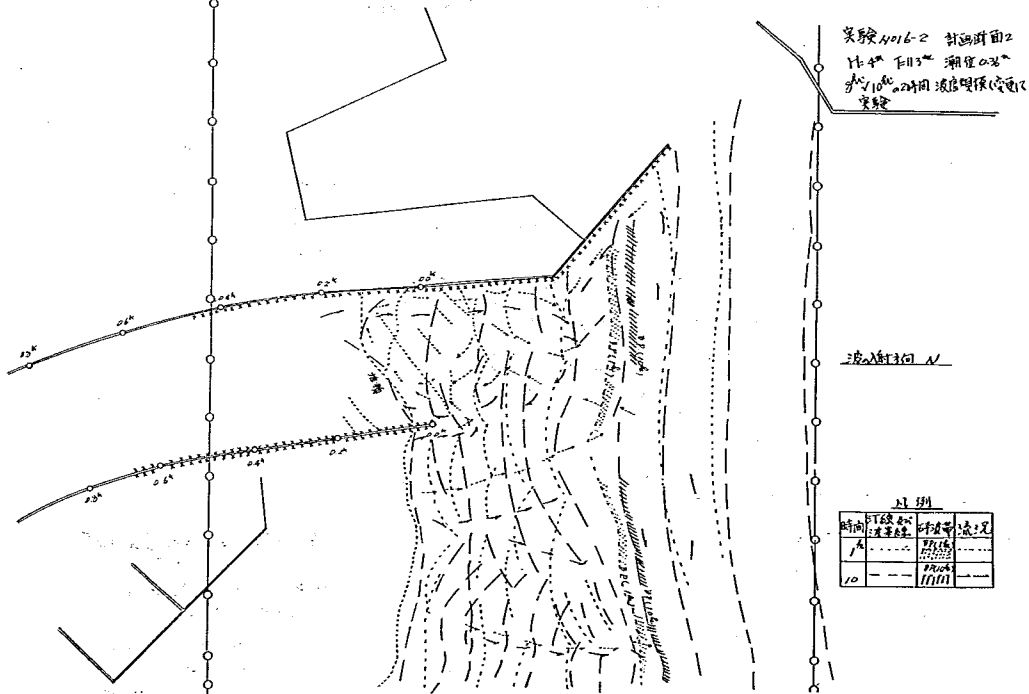


図 7-15-7 汀線と波峯線の時間変化図 (実験 No. 16-2)

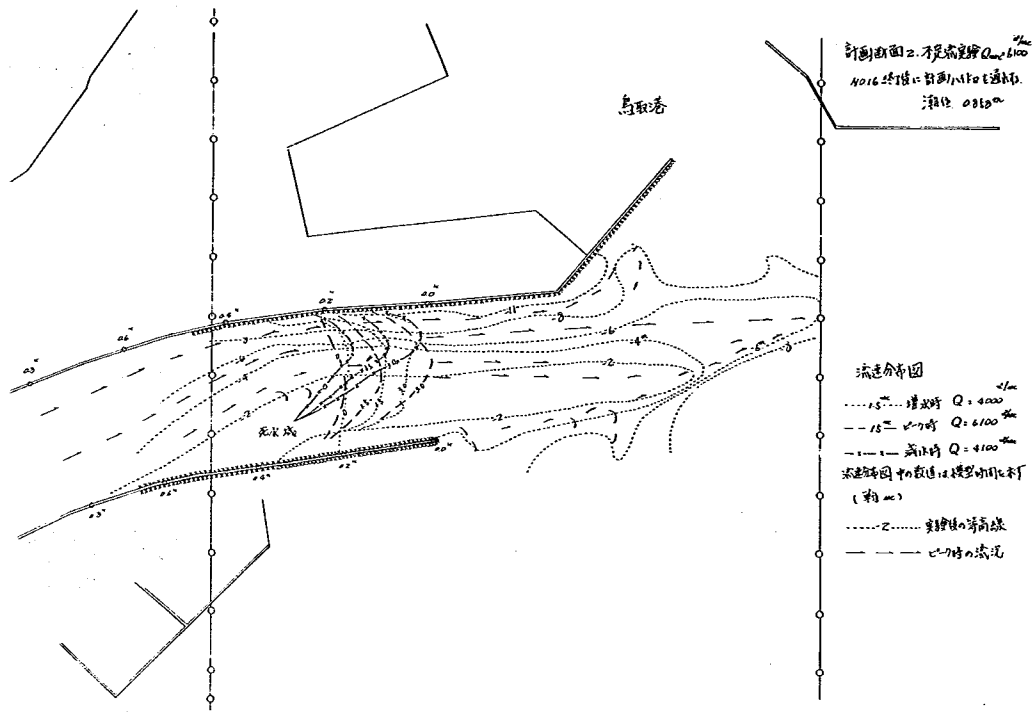


図 7-15-8 河口附近の流況図 (実験 No. 17)

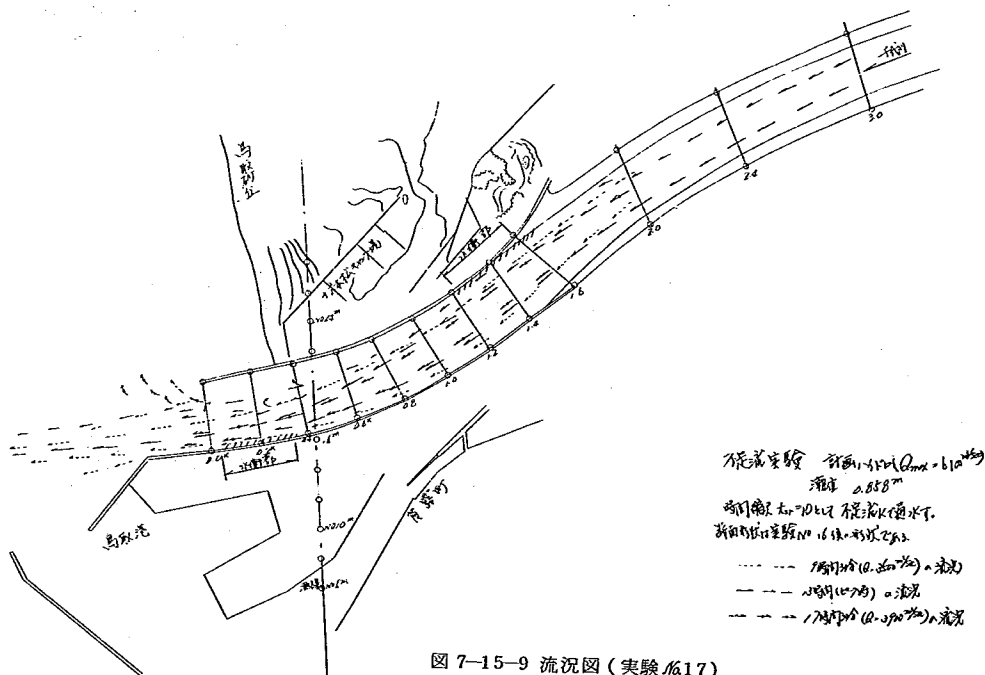


図 7-15-9 流況図 (実験 No. 17)

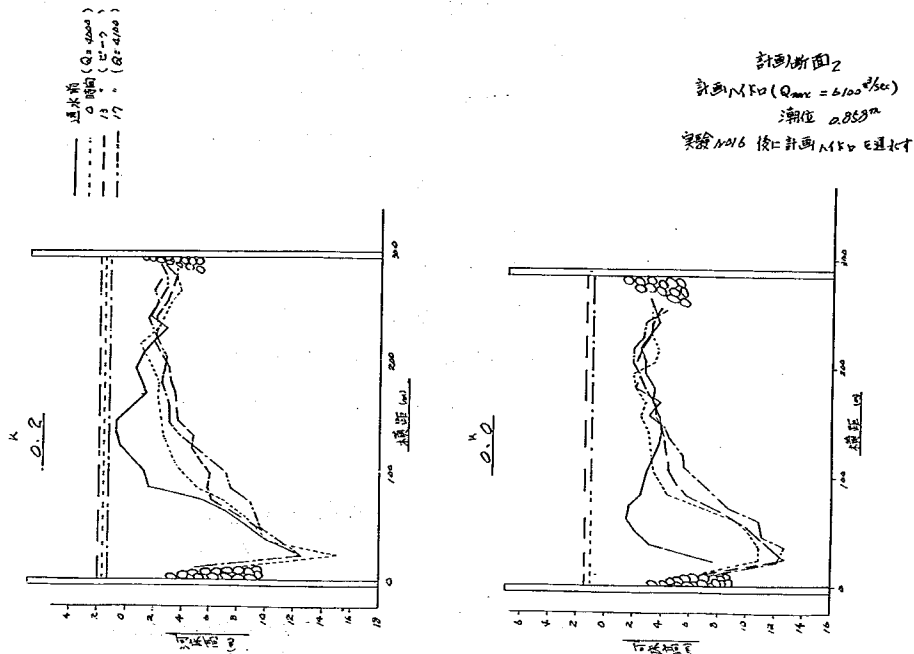


図 7-16 通水中の河口横断変化図 (実験 No.16)

端より河道内への土砂が補給されていた。
砕波点は、舌状の堆積土砂のため、かなり
沖合で発生し河口まで波が到達する間に
波高が減衰し、汀線に直角方向の土砂
移動を弱めていた。そのため河口砂州
の発生という状況はみられなかった。
そこで8時間目より $H = 4\text{ m}$, $T = 11.4$
sec の波をあててみた。その結果、
波のエネルギーが大きかったせいか、
鳥取砂丘側の汀線前進、河道内の砂州
の発生を見た。実験 17 は、実験 16 終了
後計画ハイドロを通水、水位がどうなるか、
流況がどうなるかを見たものである。(図
7-14-9~11, 図 7-15-8~9, 図 7-18) 実
験中の流況を増水中の流量 3500
m³/s (現地時間 9 時間 30 分) とピ
ーク流量時、減水時 ($Q = 3900\text{ m}^3/\text{s}$)

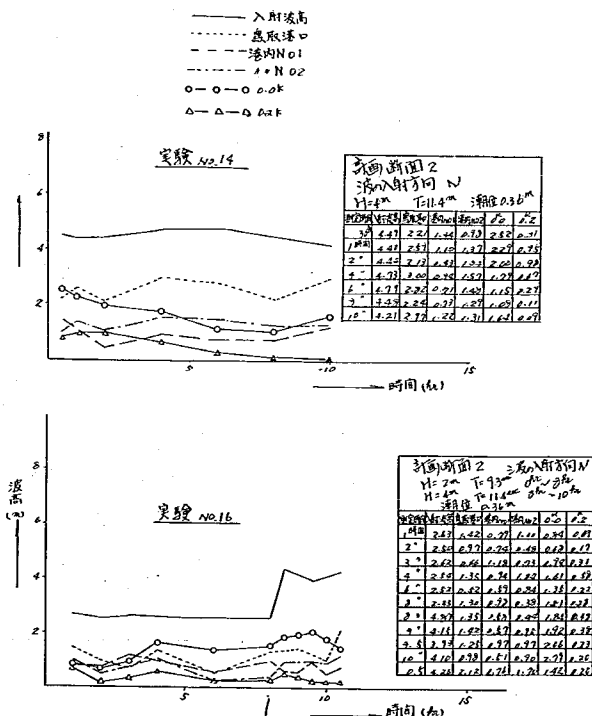


図 7-17 波高の時間変化図 (実験 No.14, No.16)

に染料を流して観測した。2.0 k より上流では時間の経過によって流況の変化はなかったが、2.0
km より下流では増水中は、2.0 k から 1.0 k の右岸側に沿った流れがピーク時から減水時にかけて

左偏し、河口部左岸側の洗堀が進むにつれて右岸側の流速が著しく小さく、河口部右半分は死水域となっていた。図7-15-8の流速分布をみると有効河積は左岸側150~200mと思われる。右岸側の水深は計画ハイドロ流出後も-2.0mにすぎない。0.9kmの水位は最高で2.56mであり、計画高水位より60cmの余裕があり河口幅をもう少し絞っても十分疎通能力があると思われる。

以上の結果より計画断面Ⅱは計画断面Ⅰと同様な問題点が残っている。

○計画断面Ⅲ(断面18~断面20)(図7-19-1~図7-21)

計画断面Ⅱの結果より、計画断面Ⅲは次の改良を行なった。

左岸導流堤を340m延長し、西側へ折り曲げ突き出た防波堤の折点角度を135°から115°とした。また港湾西側防波堤の先端折角も160°から150°に変更し、港湾の開口幅を200mとした。更に右岸導流堤も90m沖合に延長した。なお河道及び河床、海浜勾配等の断面形状は計画断面Ⅰ、Ⅱ、Ⅲとも共通である。

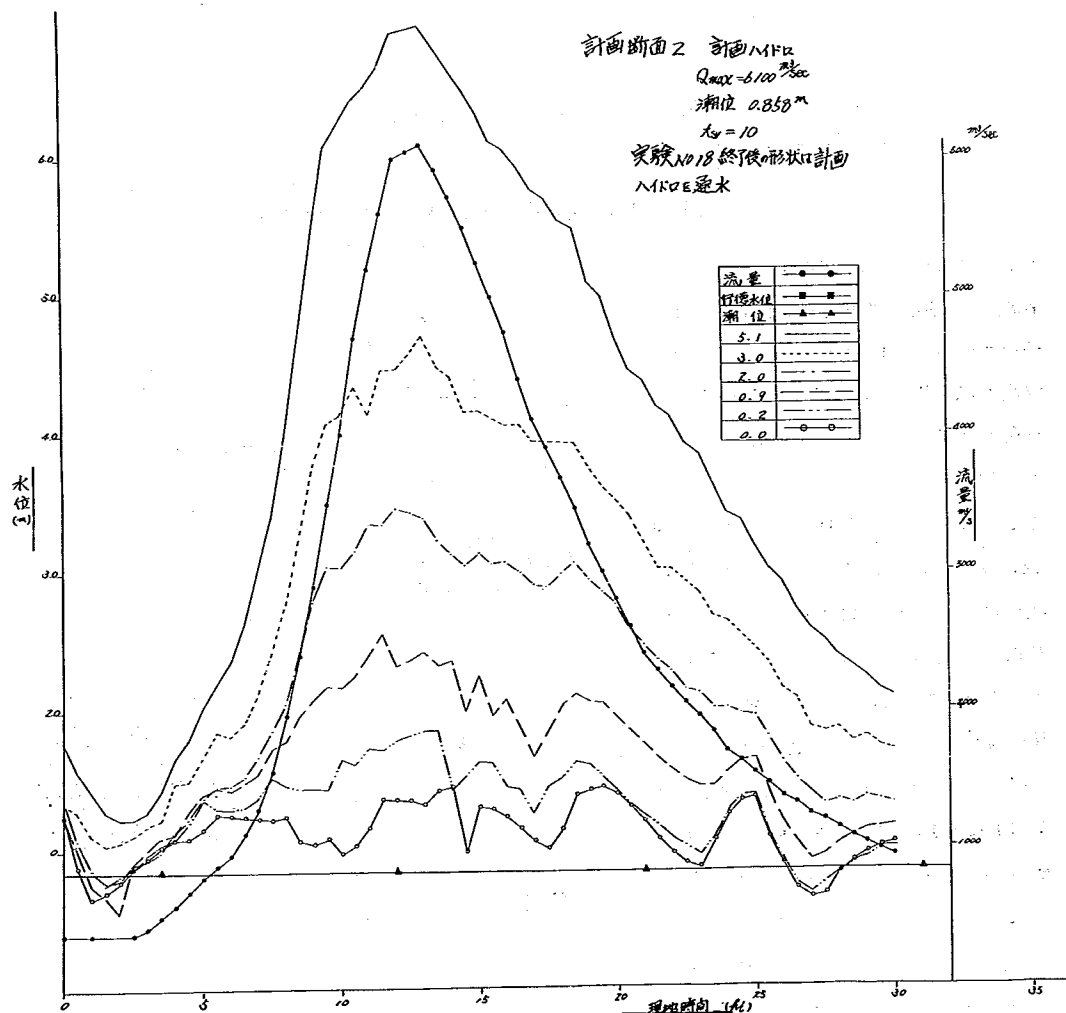


図7-18 時間—水位曲線(実験No.17)



图 7-19-1 等深线图 (实验 18)

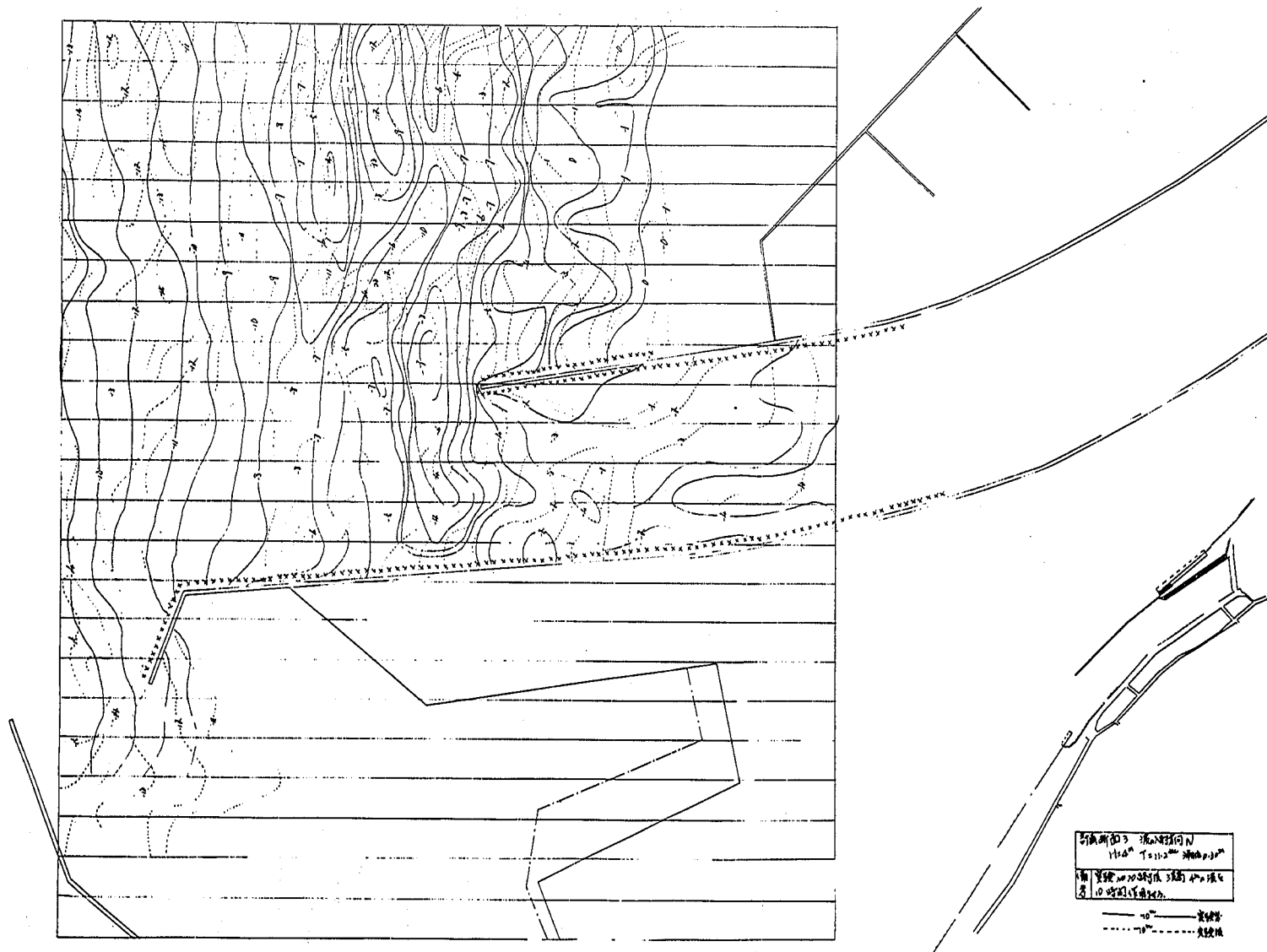


图 7-19-2 等深线图 (实验 19)

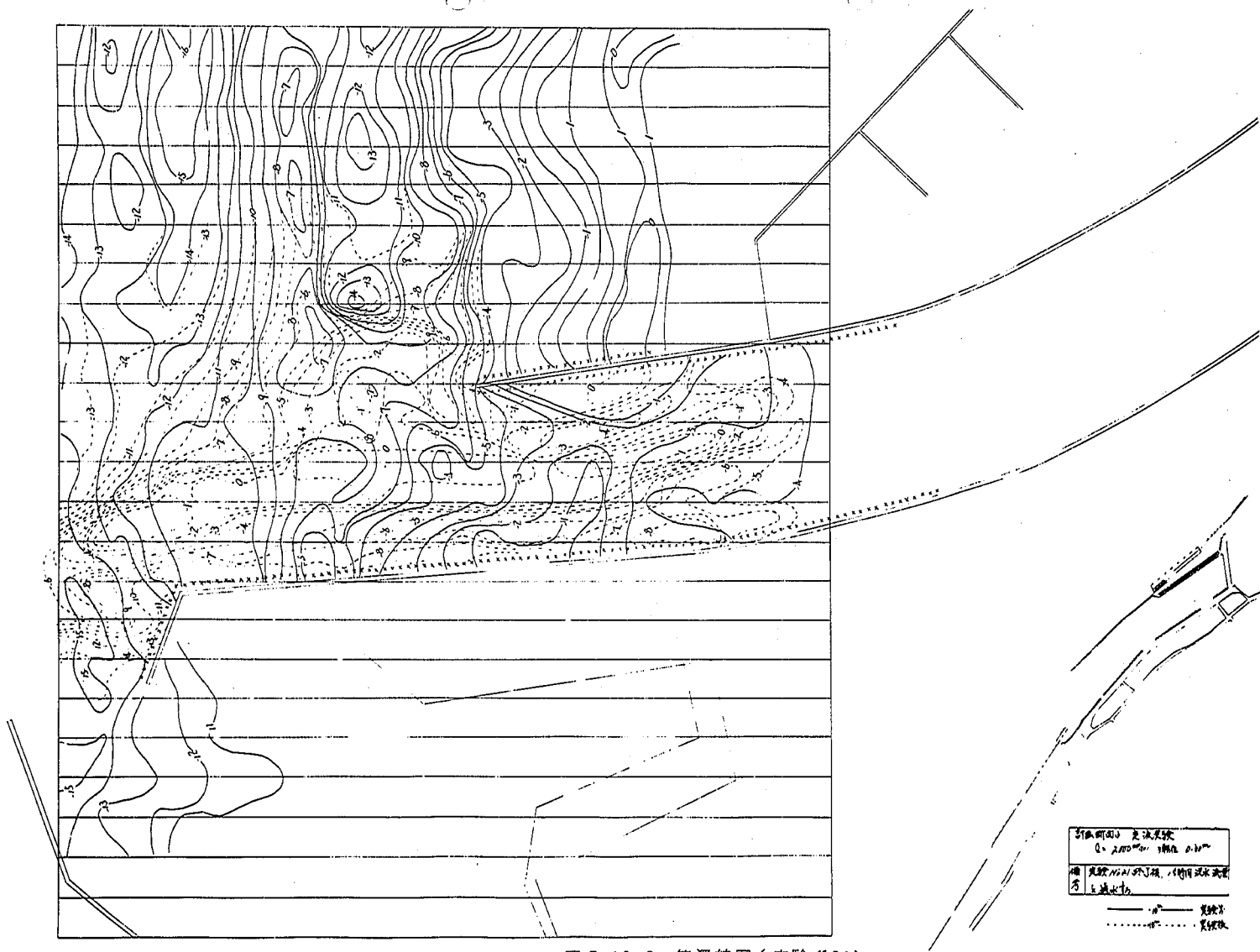


图 7-19-3 等深线图 (实验 20)

图 7-19-4 河床变动图 (实验 No. 20)

—— 通河时
----- 淤积时

图 7-19-5 河床变动图 (实验 No. 20)

—— 通河时
----- 淤积时

実験18, 19は計画断面Ⅲに2m, 4mの波を10時間づつあたえたものである。防波堤形状を変えたため、防波堤沿いに河道内に移動する漂砂が無くなったこと、右岸導流堤の延長により、導流堤に沿って生じていた離岸流が沖側に導びかれ、導流堤先端より河道内へ供給が半減したこと、河道内で生じた右回り循環流は存在したが弱かったことにより河道内の土砂堆積は計画断面Ⅱより小さく、水面まで砂州の出るようなことはなかった。ただ波高4mの場合0km断面の中央附近と右岸導流堤沿いに-1m位の堆積がみられた。

実験20は実験終了後2000m³/sを定流にて15時間流し、洪水による将来河道がどうなるかを把握しようとした。通水して8時間目位までは実験12, 実験15と同様な流況を示し、1.6km附近左岸側と河口部0.2km右岸側が水衡部となっていた。しかし10時間目位より2.0km附近で左岸側に局所的な洗堀がみられ、1.2km~0.6km間の河道中央附近に砂堆の発生が見られ、流れも1.4kmより左右岸に別かれ、0.4km附近で合流していた。本ケースも前計画断面同様河口部の右岸側半分に砂堆ができ、有効河積は左岸側の幅100m位の範囲と思われた。

○計画断面Ⅳ(No.21~No.25)

計画断面Ⅲによって左岸導流堤を延ばすことによって河口内の波による堆積を減少させることができたが、洪水流を流下させた時、洪水流は左岸を走り、右岸側は堆積域となり、洪水後断面に波がきたとき、そこに砂州の発生を除ぐことができないという欠点を持っていた。この欠点をなおす

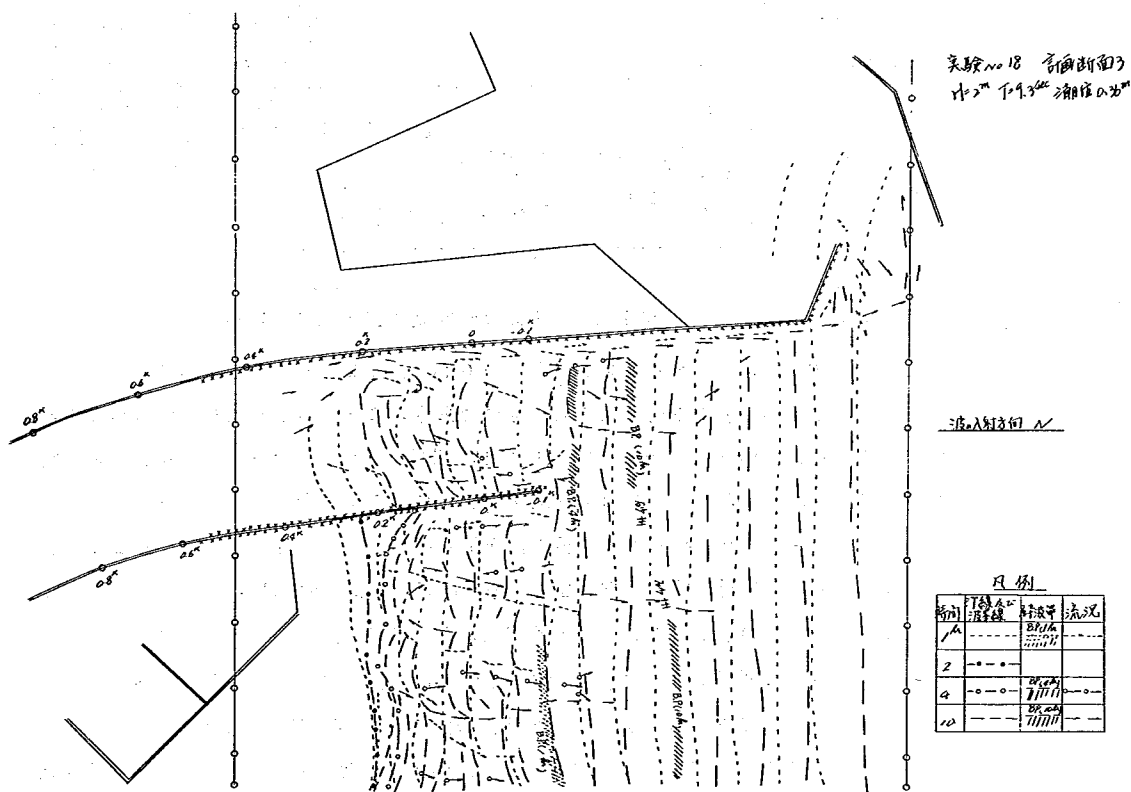


図7-20-1 汀線と波峯線の時間変化図(実験No.18)

には河道法線形を大幅に変えざるを得ないが、右岸側は六本木キャンプ場があり、観光資源として残しておきたいという要望があり法線をあまりいじるわけにはいかない。そこで今回は河口幅を250mとし、1.6k~0.6k左岸側に水利を設置し、流心を右岸側によせるように意図した。

実験21, および22は、波高2m, 4mの波をあてて河口が埋まるかどうかの把握を行なったものである。(図7-24-1~2, 図7-28) 実験18, 19と同様な結果がでたが、河口幅が少し狭くなっていたので、河口に土砂が打ち上げられるようなことはなかったが、

ただ河口部での右回り循環流によって0.2k右岸側と-0.1km左岸側にわずかに堆積していた。

実験23は定流で2000m³/sを5時間通水したもので洪水による土砂の堆積を見たものである。(図7-22-3~5, 図7-24-3) 実験を開始して2時間目位までは、実験22で0.2k右岸側と-0.1k左岸側に堆積域が有るため、河口では図7-25のように左岸から右岸寄りに流出していた。しかし2時間目以降は-0.1kにある堆積土砂が洪水によって飛ばされたため、0.2kより下流河口では左岸導流堤沿いに局所的な洗堀を生じ、最終的には、計画断面Ⅲと同様な形となった。

実験24は洪水流出後、河口前面に沈積した土砂が波によってどう動くかを見るために行なった実験で入射方向は、北より10°東に振った。(図7-22-6, 図7-24-4, 図7-28) 実験開始して0.5~1時間にかけては左岸導流堤に沿って波高の大きい波が河道内に侵入していた。この遡上波により前ケースと異なって河道内には左回り循環流が生じ、河川流は河道中央より右岸導流堤方向に流出した。なお河道内の水深が深かったためか(洪水2000m³/sを5時間しか流さず、

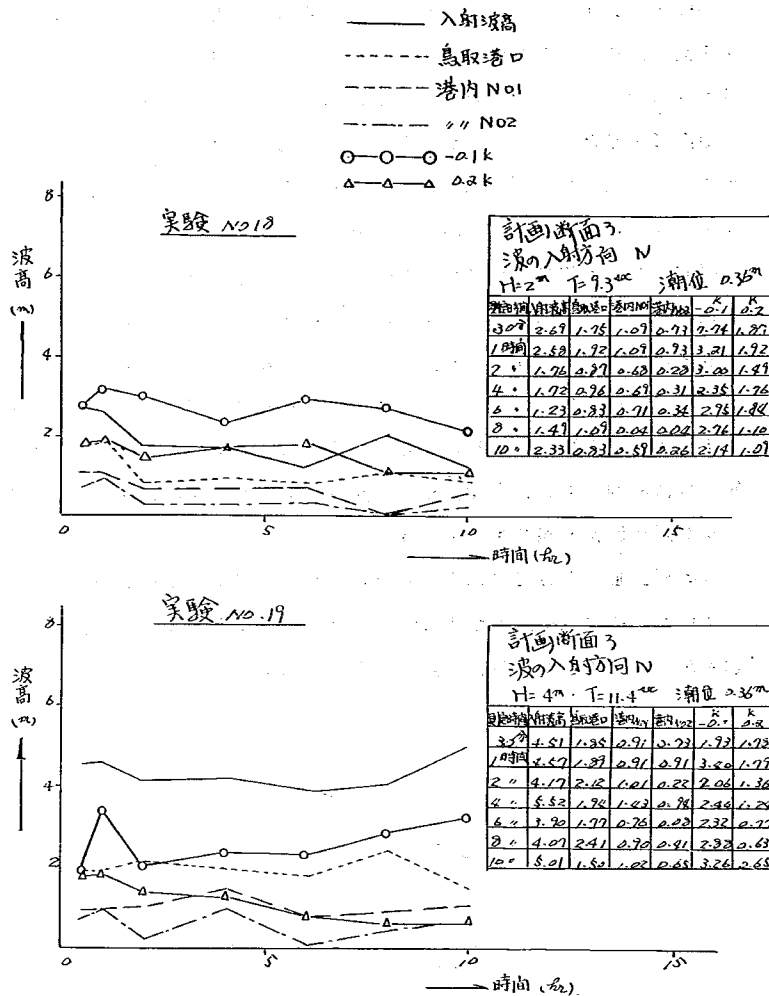


図7-21 波高の時間変化図(実験18, 19)

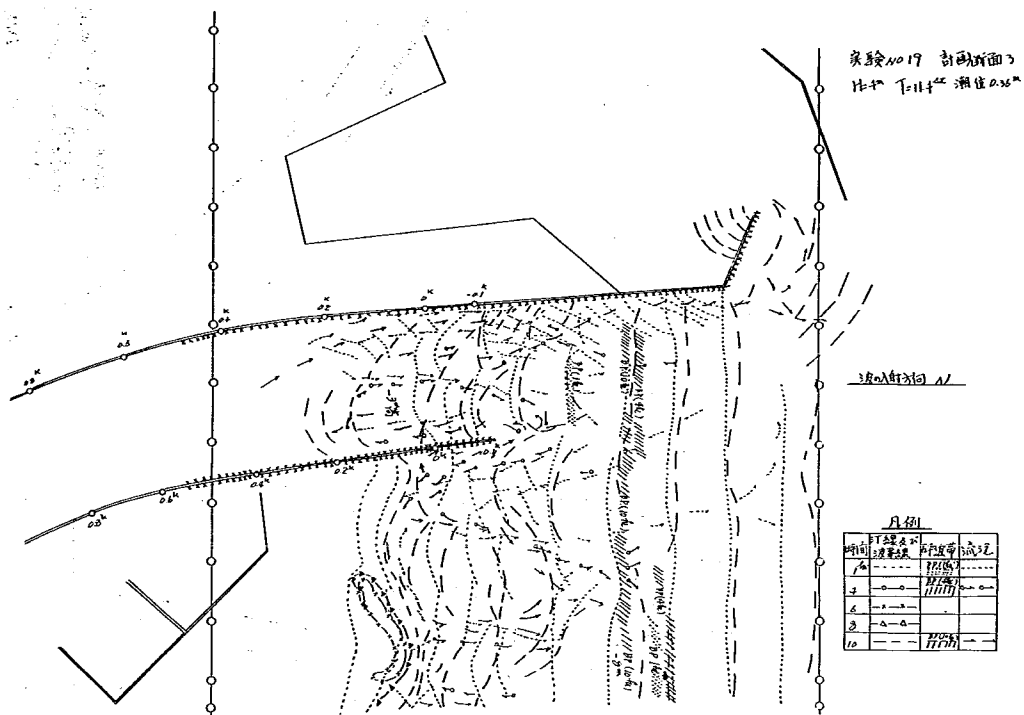


図 7-20-2 汀線と波峰線の時間変化図 (実験 No. 19)

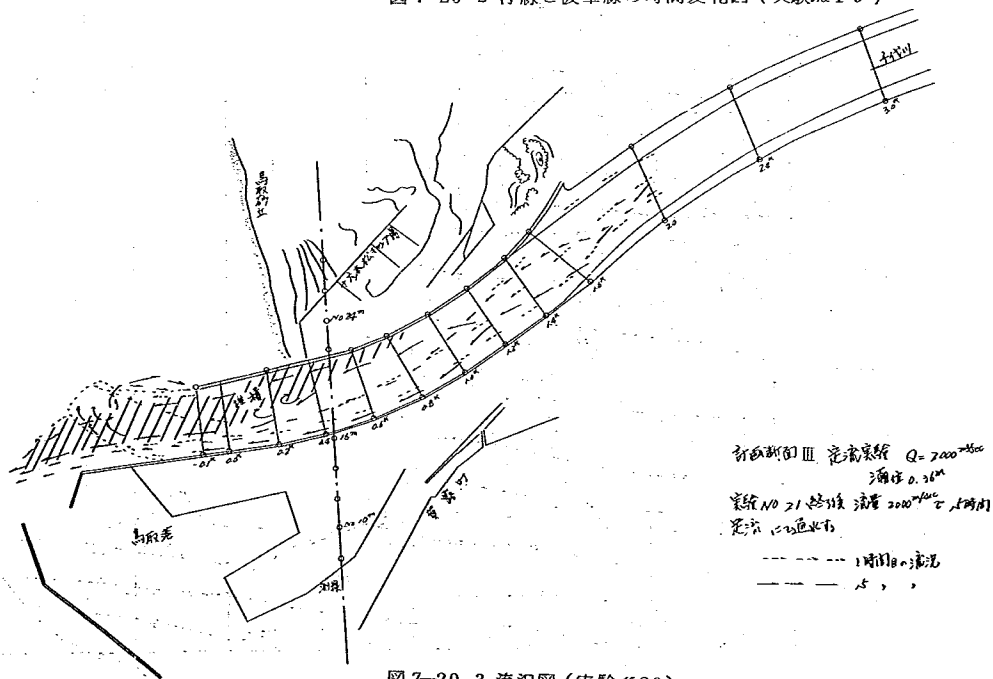


図 7-20-3 流況図 (実験 No. 20)



图 7-22-1 等深线图 (实验 №21)

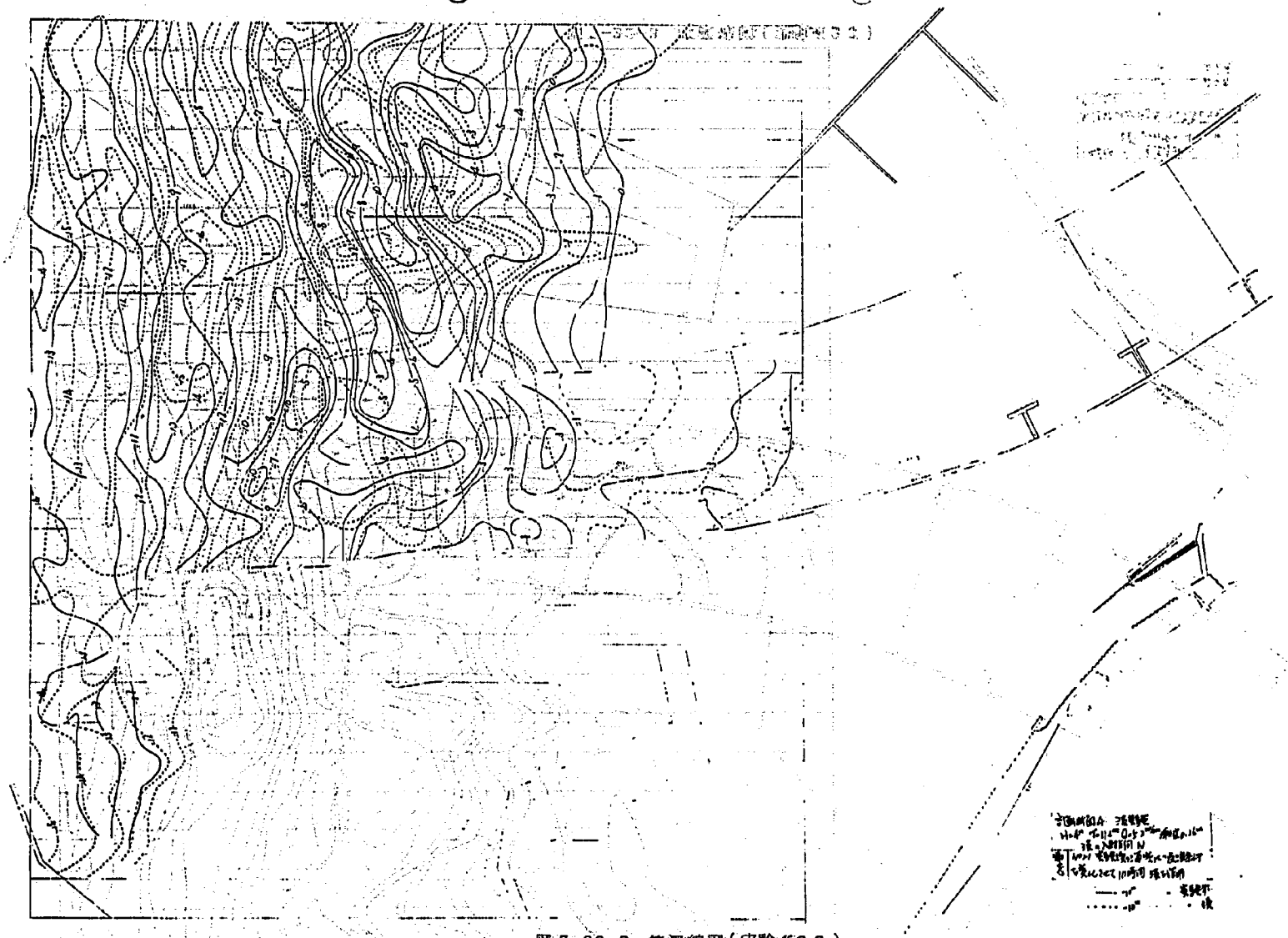


图 7-22-2 等深线图 (实验底 2.2)

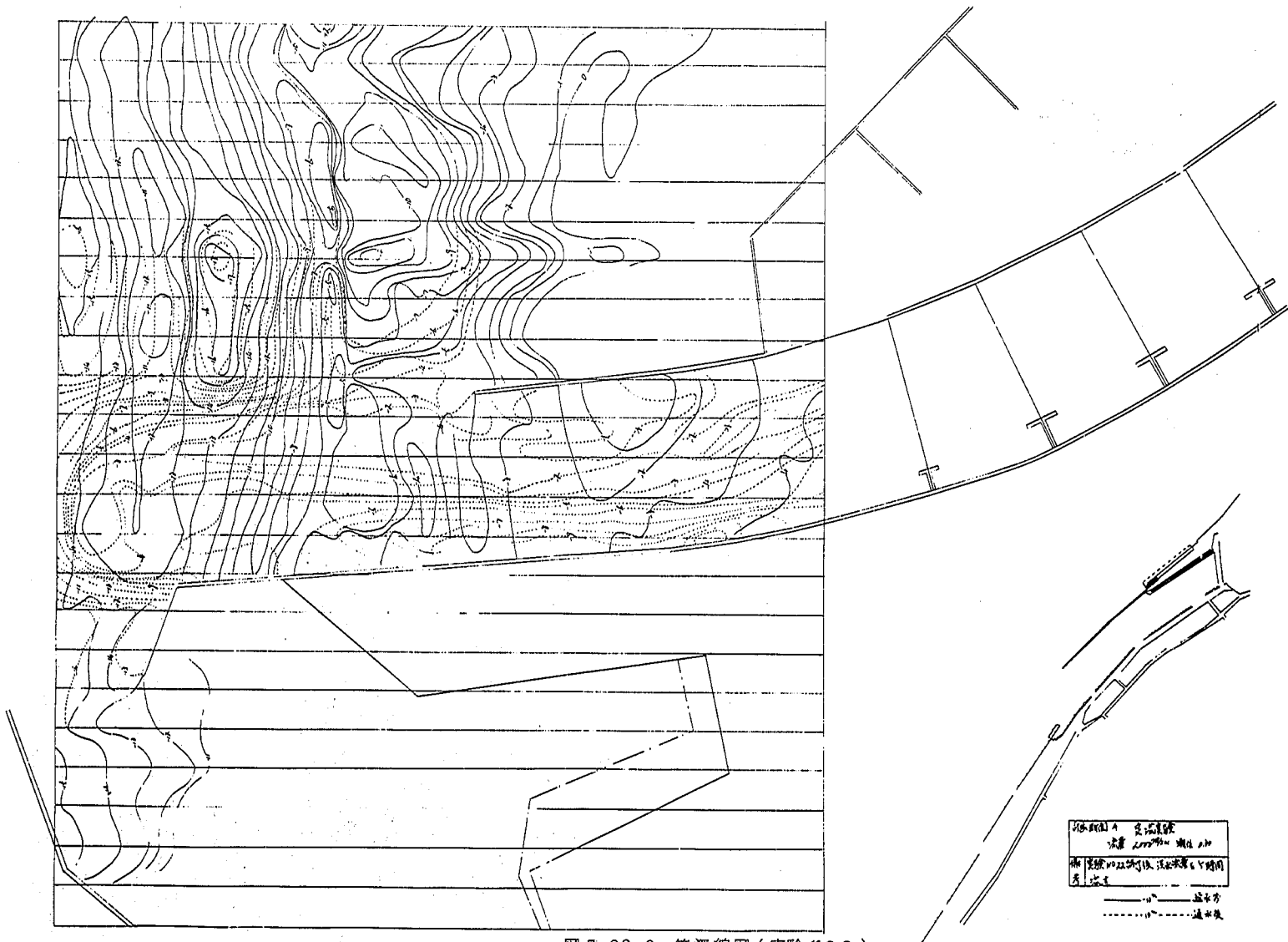


图 7-22-3 等深线图 (实验 23)

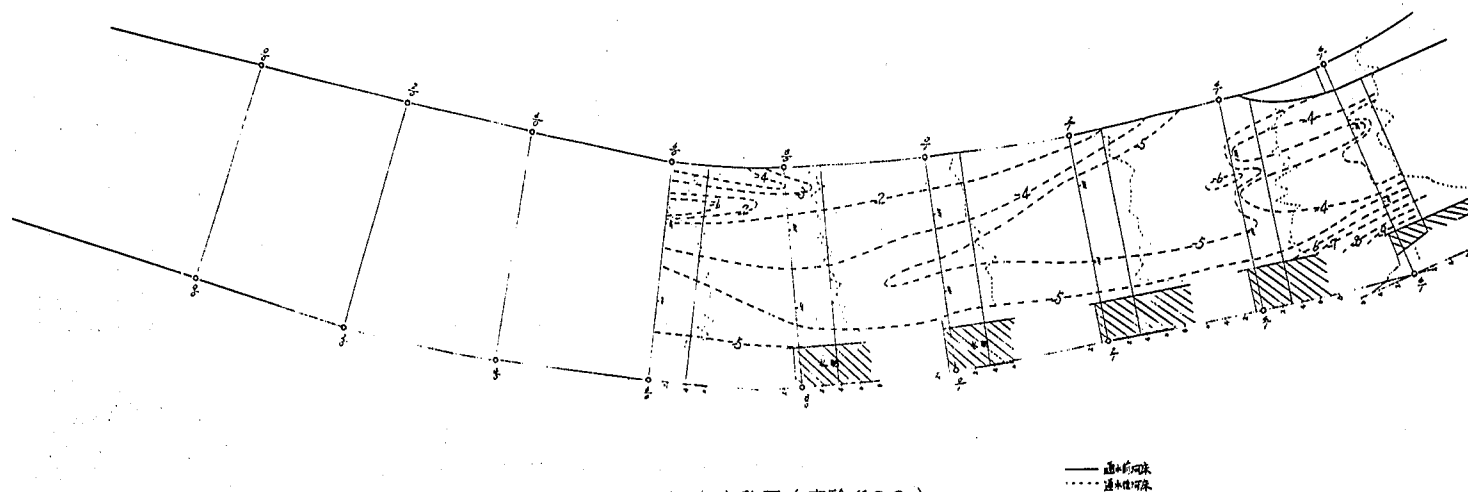


图 7-22-4 河床变动图 (实验 № 23)

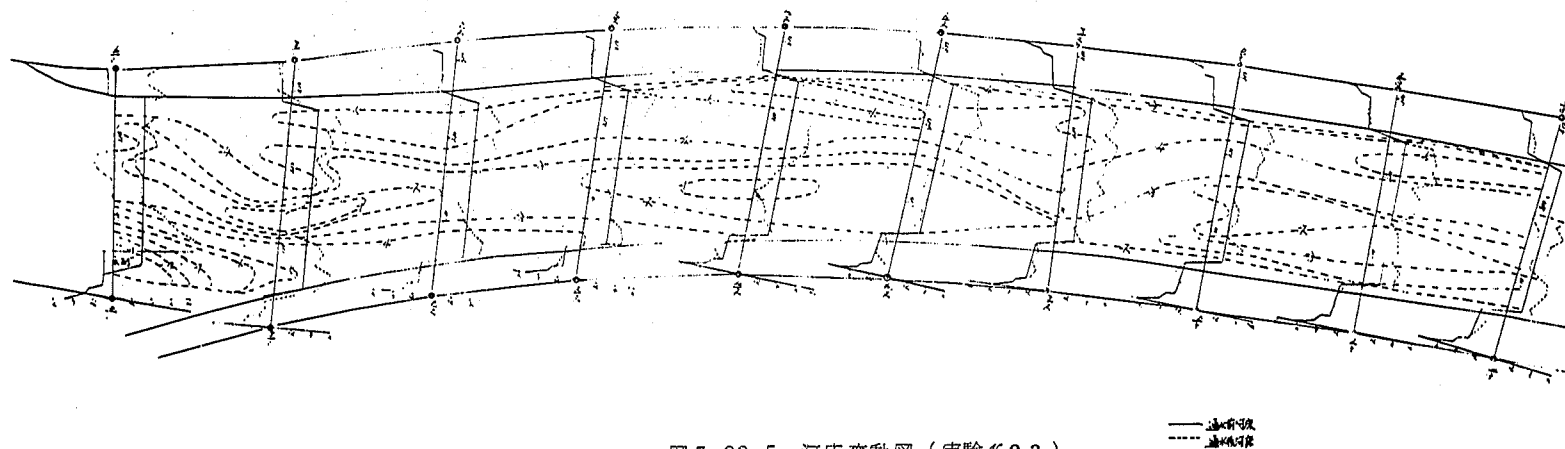


图 7-22-5 河床变动图 (实验 № 23)

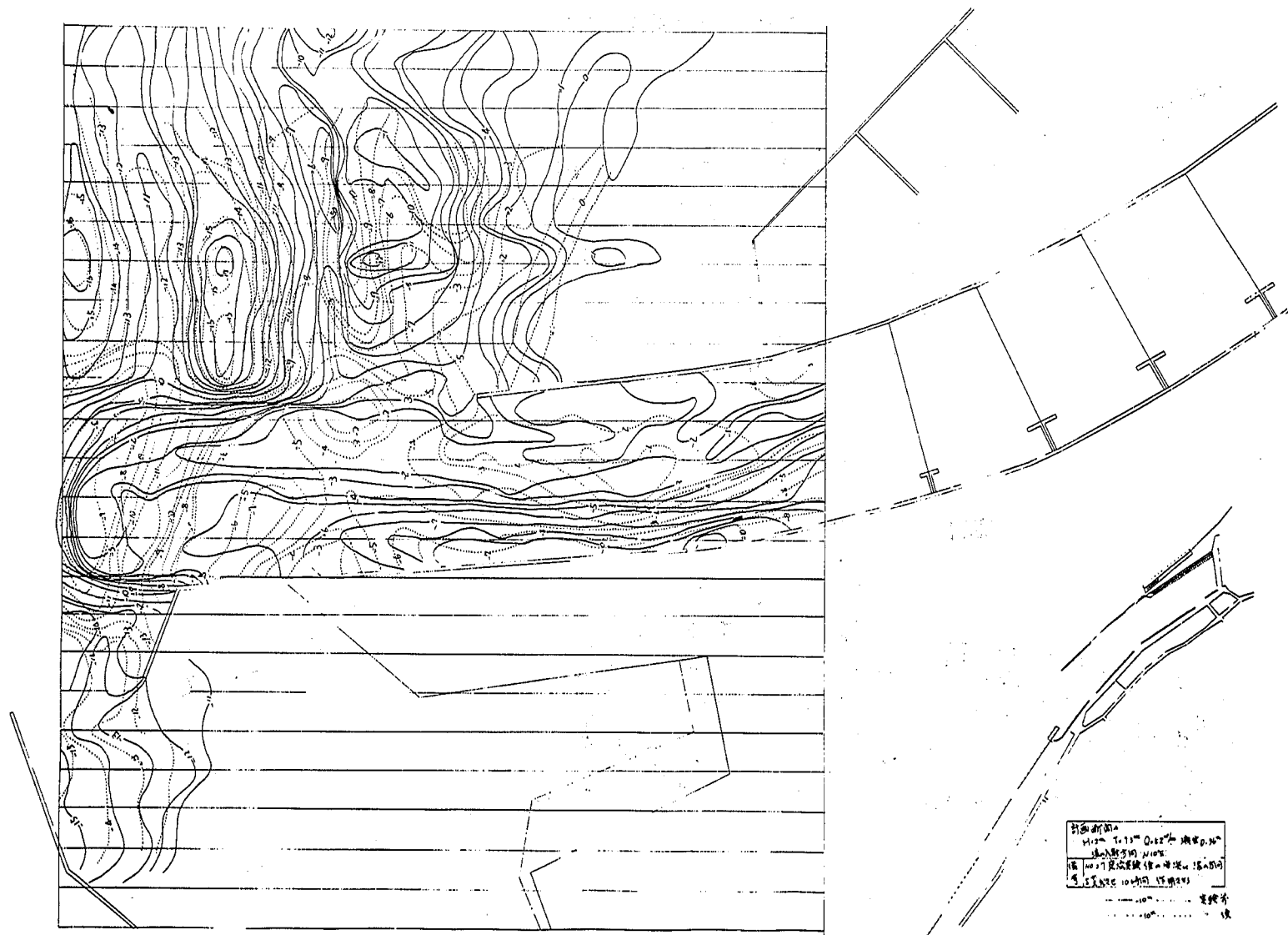


图 7-22-6 等深线图 (实验 № 24)

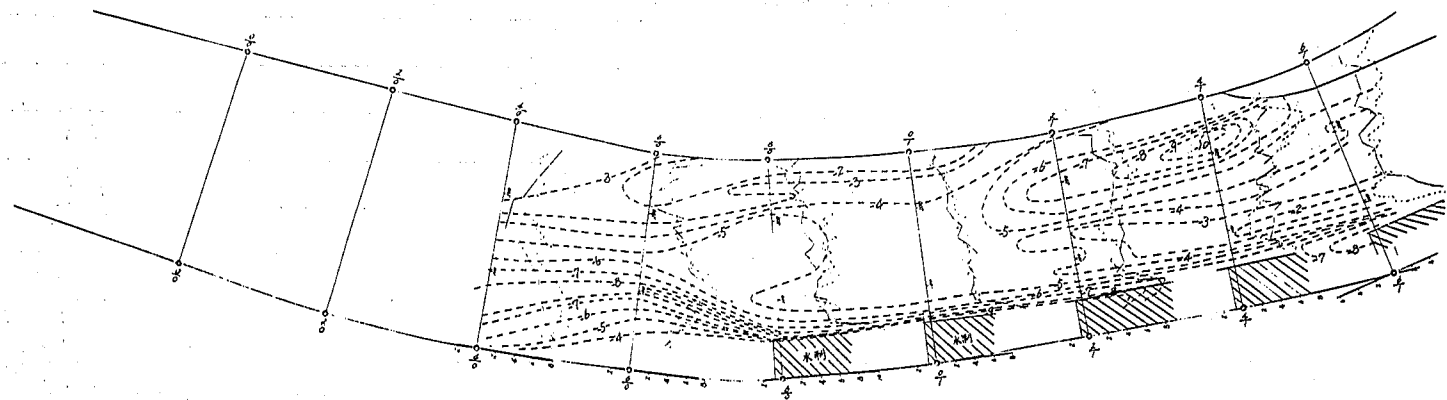


图 7-22-8 河床变动图 (实验 № 25)

—— 通水前河床
- - - 通水河床

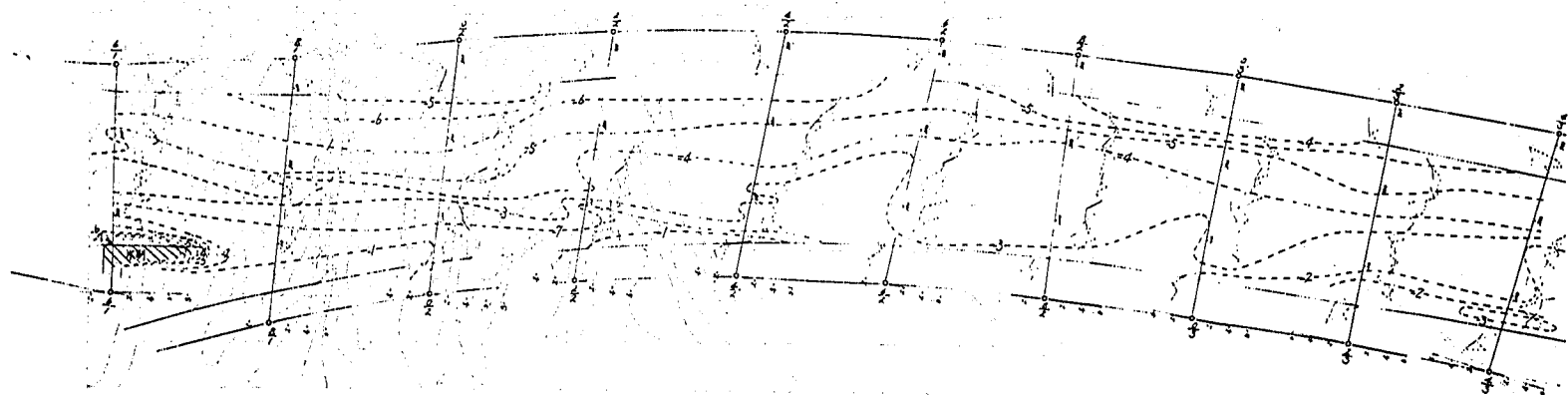


图 7-22-9 河床变动图 (实验 № 25)

—— 通水前河床
- - - 通水河床

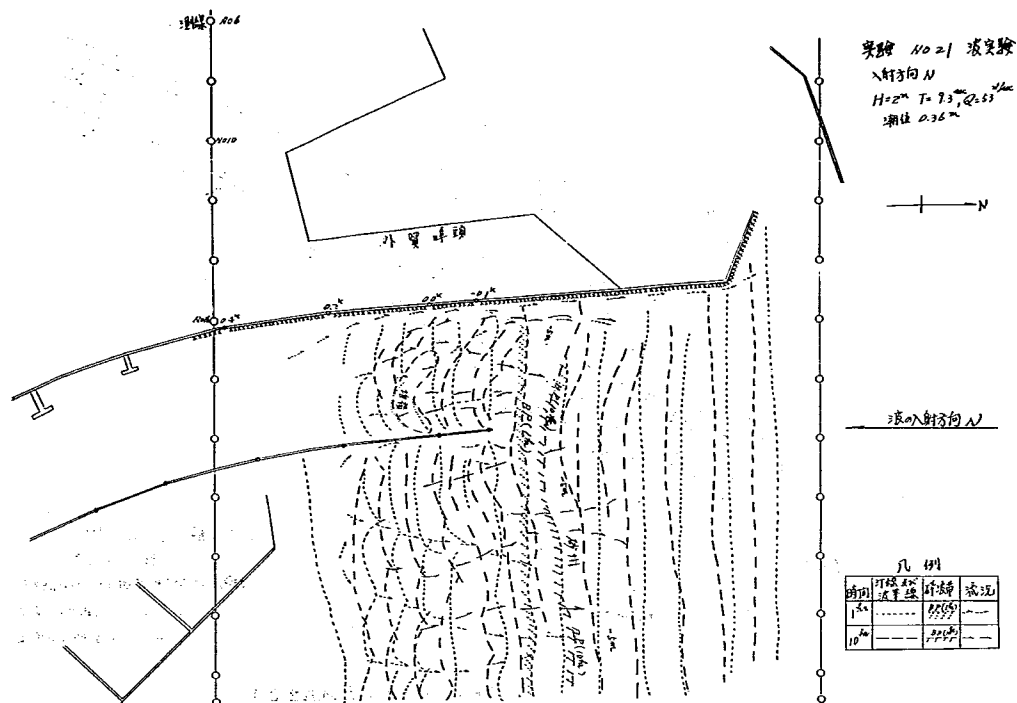


図 7-24-1 汀線と波峰線の時間変化図 (実験 No 21)

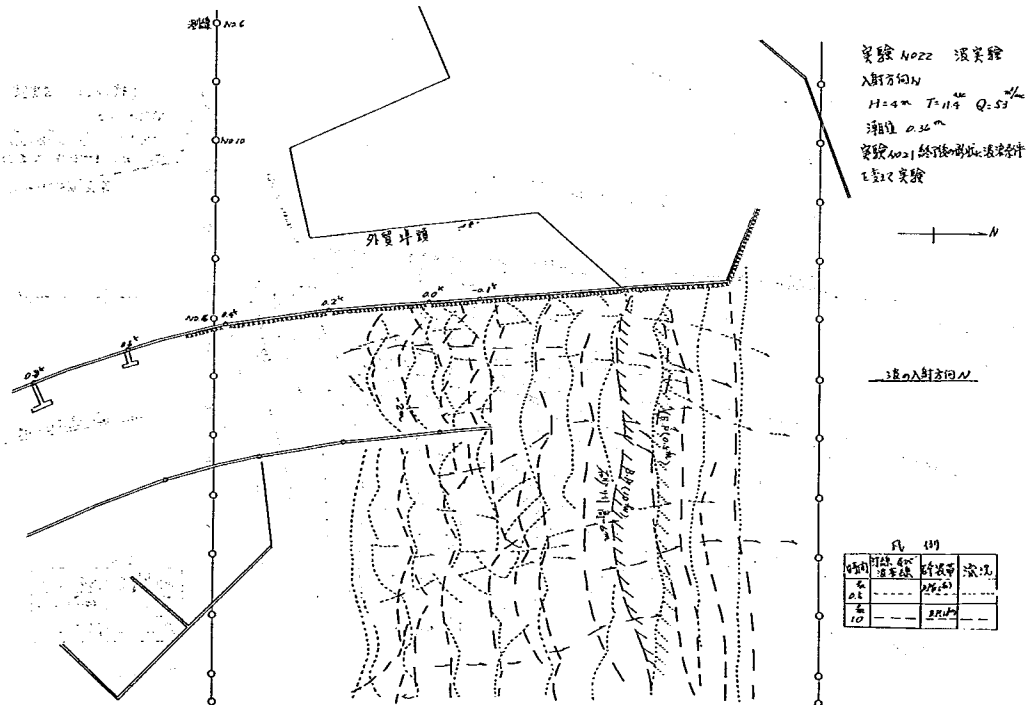
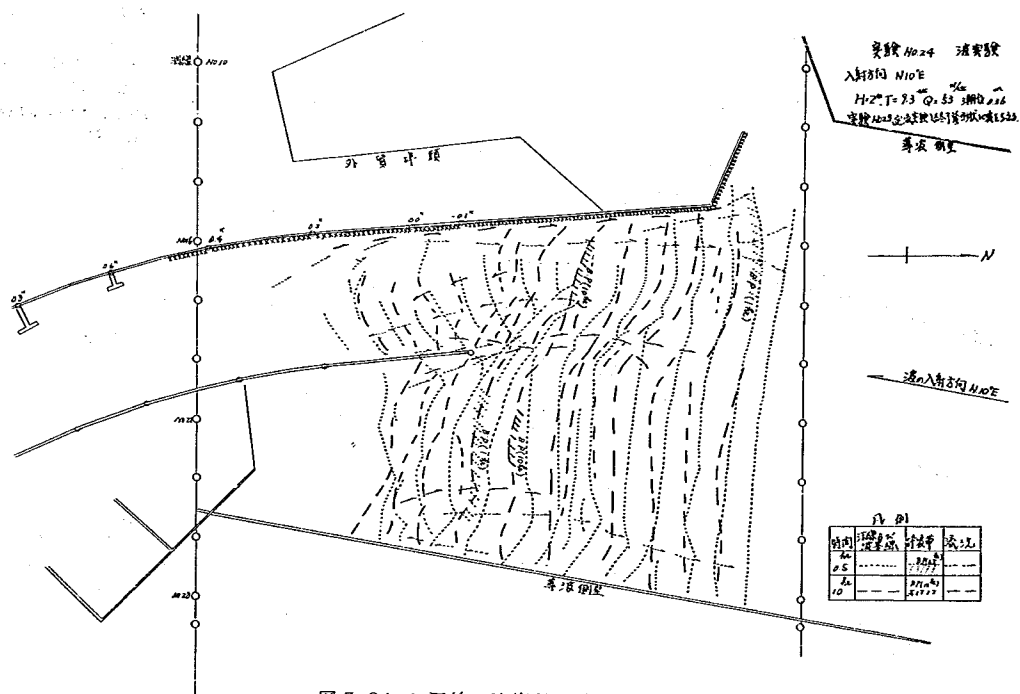
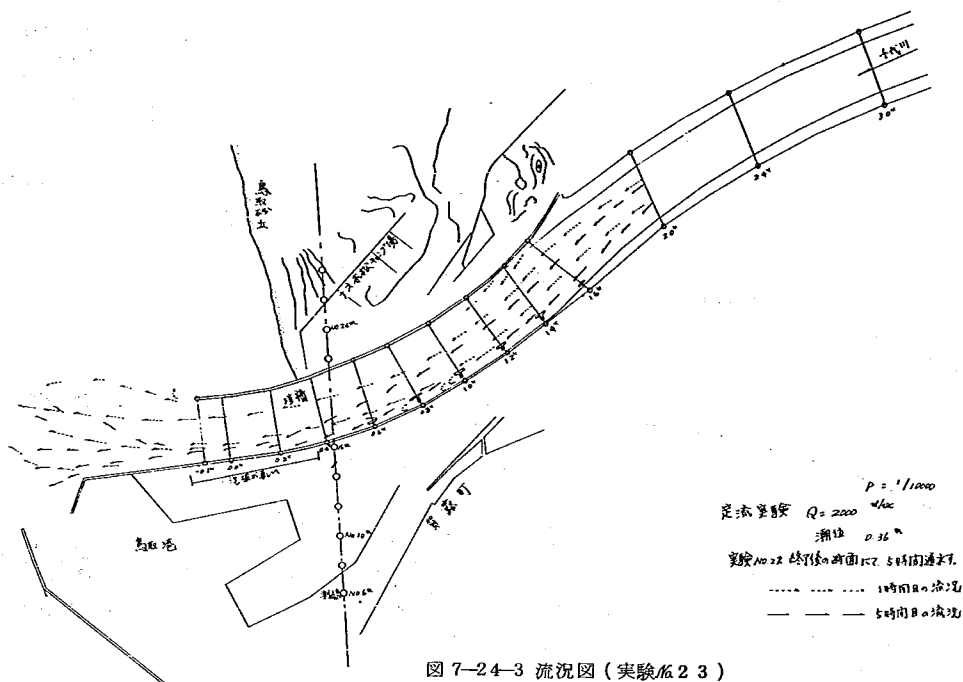


図 7-24-2 汀線と波峰線の時間変化図 (実験 No 22)



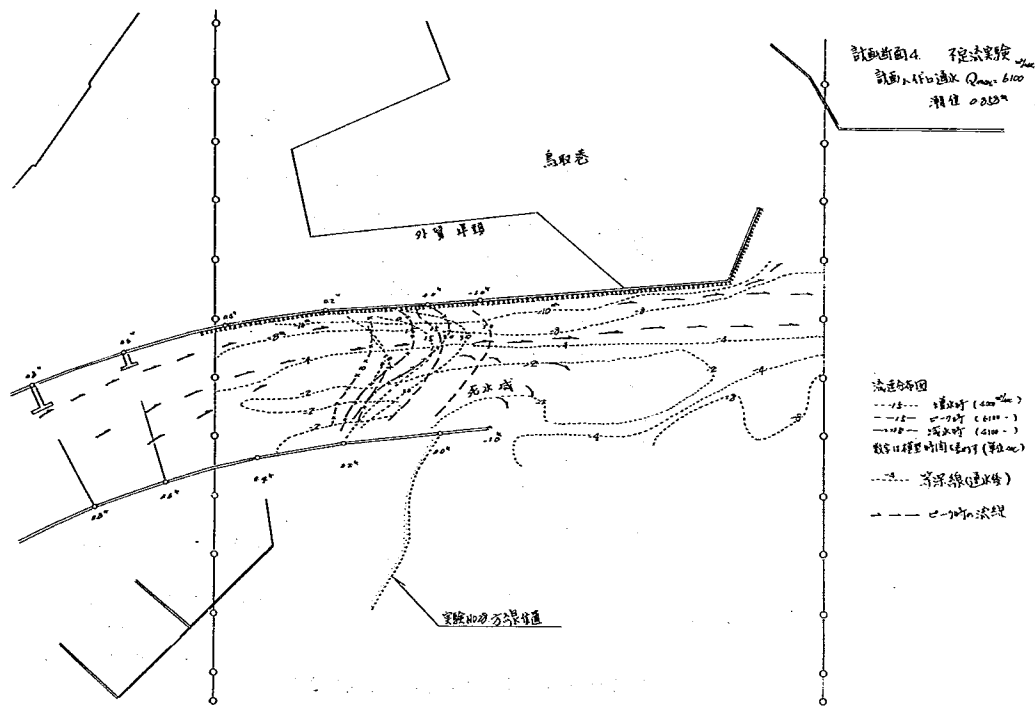


図 7-24-5 河口附近の流況図 (実験 No. 25)

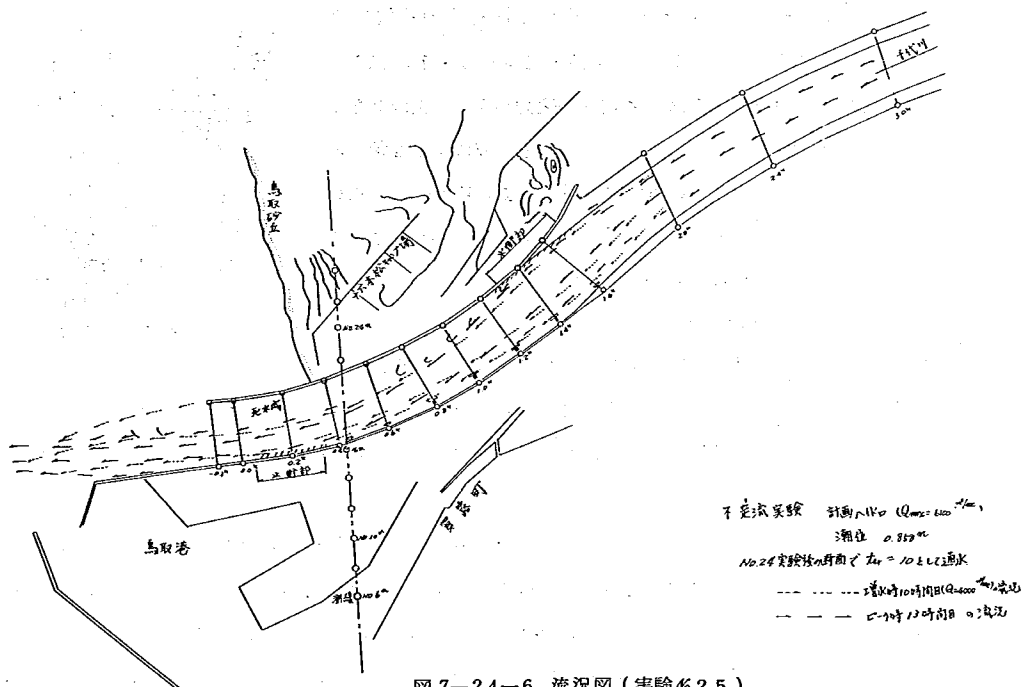


図 7-24-6 流況図 (実験 No. 25)

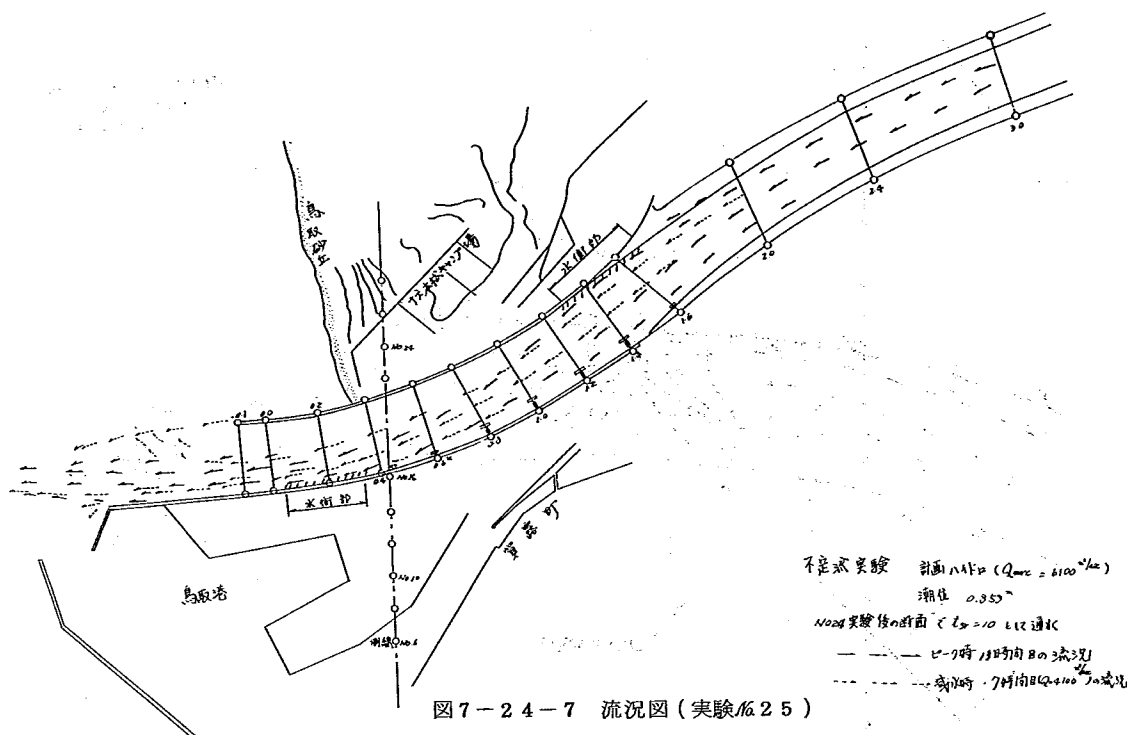


図7-24-7 流況図(実験No.25)

右岸側がそれほど浅くならなかった。)河道内の土砂の堆積は小さく、河口は維持できていた。

実験25は実験24断面に計画ハイドロを流し河道部の状況をながめたものである。(図7-22-7~9, 図7-24-5~7, 図7-26~27)増水時 $2000\text{ m}^3/\text{s}$ 位までは河床の変動がなく、実験23で $2000\text{ m}^3/\text{s}$ の河床がそのまま残っていたことになり、波による堆積が無かったことを裏づけている。洪水時の流況は前回とあまり変化なく、 $0.6\text{ k} \sim 1.6\text{ k}$ 間の水制群により、ややこの付近で右岸寄りに流心が寄せられていたが、河口右岸側の堆積は前回同様であった。

○計画断面V(No.26~No.29)

計画断面Vにおいて、水制等において、流れの片寄りを防ごうとしたが結局うまくいかなかった。そこで、地建、事務所と協議し、六本木キャンプ場になるべく影響をあたえないように考えながら、河道法線形の大巾な修正を行った。

実験26, 27はそれぞれ流量を $1000\text{ m}^3/\text{s}$, $2000\text{ m}^3/\text{s}$ として、河口での流れの片寄り、堆積状況を見たものである。(図7-29-1~図7-31-2) $1000\text{ m}^3/\text{s}$ 時の流量が小さいため、河床変動は大きくなく、河口からの流出土砂量は少なく、わずかに浮遊砂の沈積が見られたにすぎない。上流からの土砂は河口を出ず 0.0 k から 0.4 k に堆積したようだ。これは、河口河積が $1000\text{ m}^3/\text{s}$ に対して大きすぎ、河口で掘流力が小さくなるためである。また流量が少ないためか、

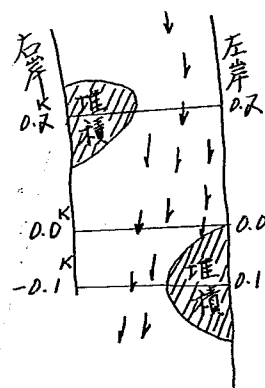


図7-25 流況図ケース23

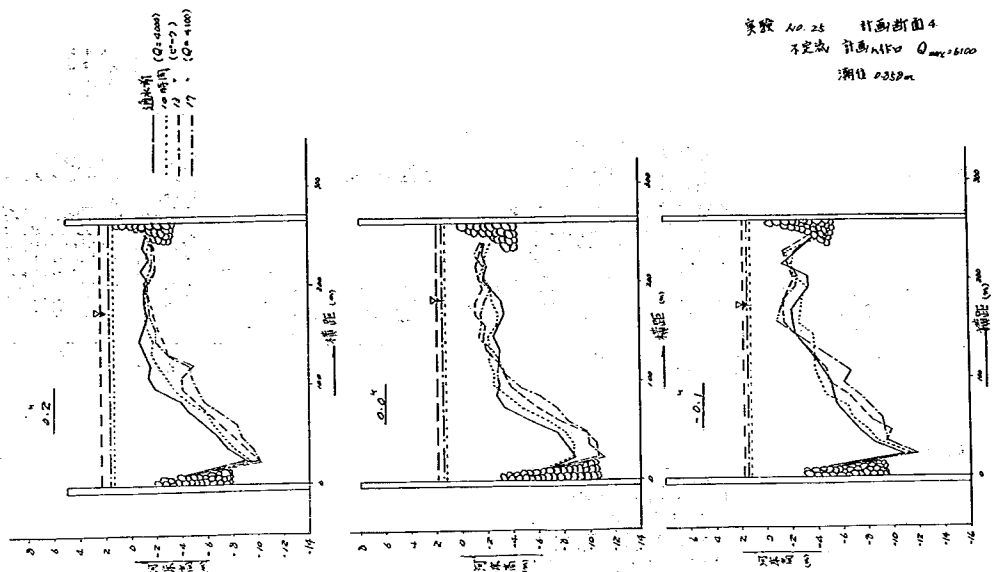


図7-26 通水中の河口横断変化図 (実験No. 25)

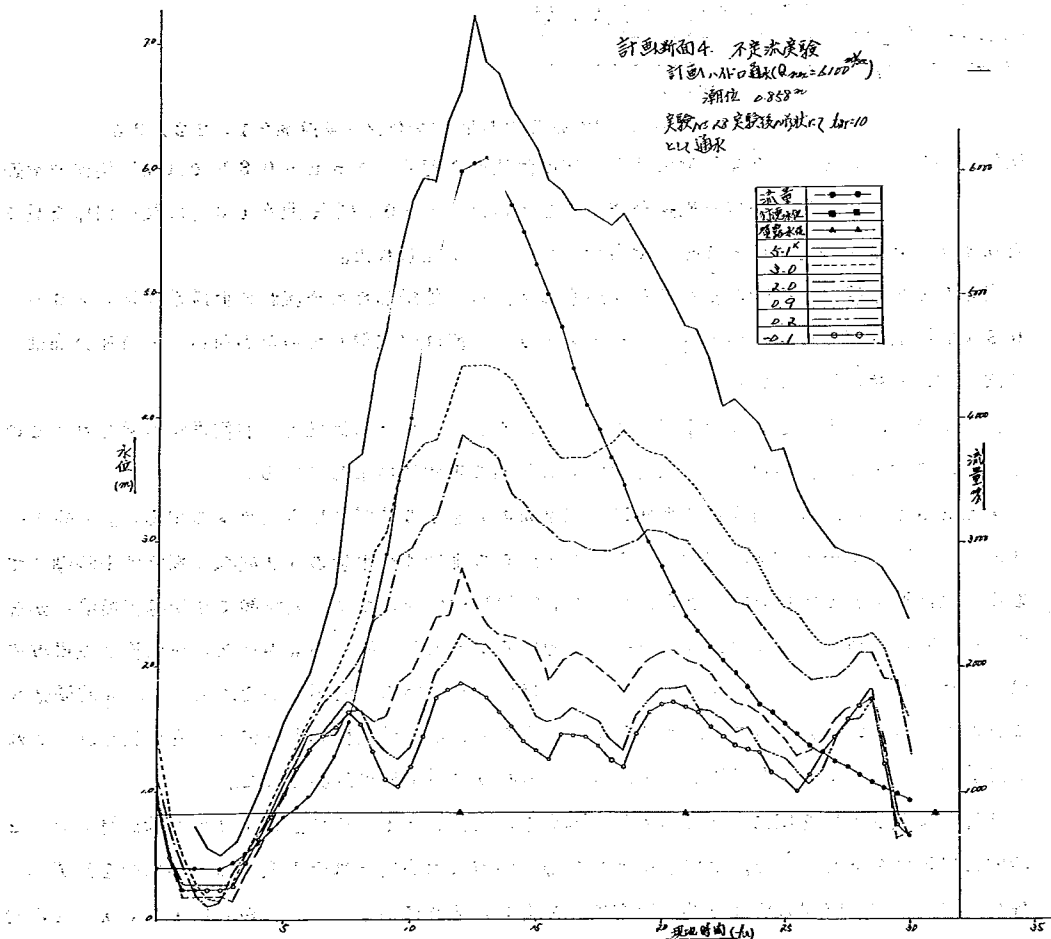


図7-27 時間水位曲線 (実験No. 25)

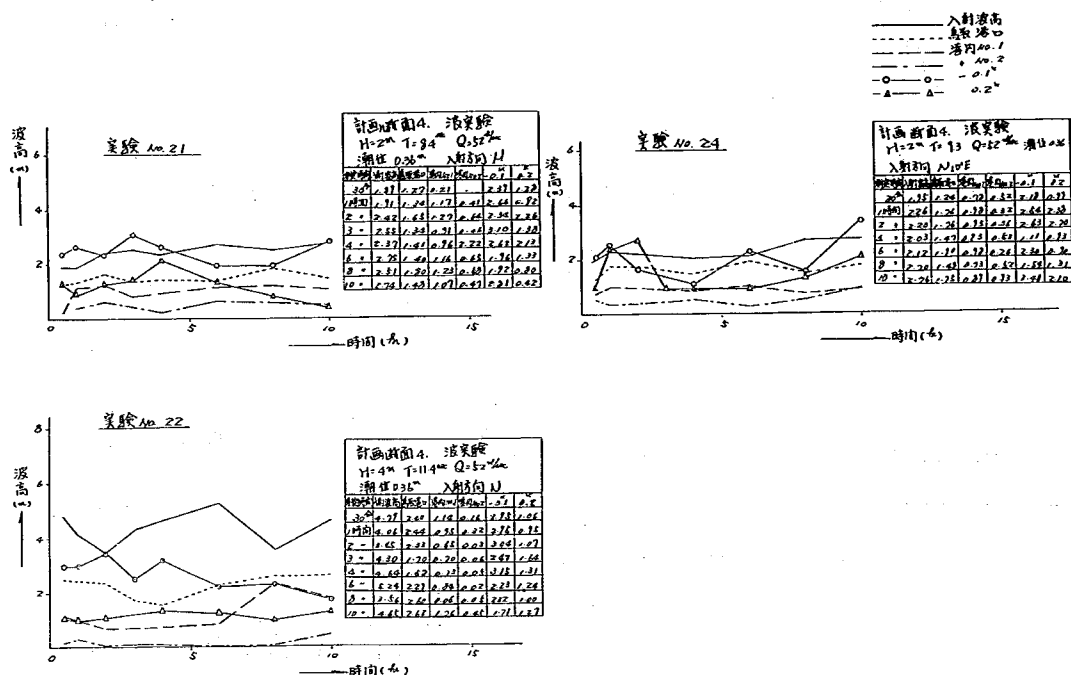


図 7-28 波高の時間的変化図 (実験 No. 21, 22, 24)

波線は偏流していて、2.0 k 付近では右岸側の流速やや速く、1.6 k ~ 0.8 k では左岸側がやや速い、しかし河口ではほぼ一様な流速分布をなしていた。1000 m^3/s 通水 10 時間後の河床を見ると 0.4 k, 0.2 k の地点に -2m まで堆積しているのが見られた。

実験 26 終了後 2000 m^3/s を 5 時間通水した流量が倍増したため流れの直線性が増し 2.0 ~ 0.8 k 間は右岸寄りの流速が大きく、0.8 k よりやや流れが左偏していたが河口での流速分布は、ほぼ左右岸一様に流れていた。

河口は全体的に低下し、ほぼ T.P - 4m 以下になった。また導流堤内の右側堆積が見られずこのましい結果であった。河口からでた土砂は河口前面に舌状に堆積している。

実験 28 は、実験 27 終了後の海床に波高 2m の波を 10 時間作用させたものである。(図 7-32-1, 7-33-1, 図 7-34), なお上流からの流量は平水量の 52 m^3/s , 潮位は平均潮位である。波は N より 10° E 方向より入射させた。実験初期においては、前実験で左岸導流堤沿いが洗掘されていたため、波がこの部分に沿い河道内に波が侵入して波高が高かった。河川流は左岸導流堤に沿って流出しているのが見られた。また右岸導流堤沿いにも河川流が流れていた。4 時間過ぎころより、右岸導流堤沿いの流れはほとんど無くなり、右岸導流堤外海部に離岸流が見られ、これが河道内へと回り込み、右岸側から左岸側への右回りの循環流が観測された。

汀線の変化は実験初期に一時汀線の後退が見られたが、いそ浜帯で逆に土砂の堆積が見られ、2 時間目以降は前進していた。最終的には等深線方向が入射方向とほぼ直交する海浜勾配を形成し、碎波点については時間の経過と共に河道側へ前進し、それに対応して河口から約 150 m 沖合に約 -4 m 位の沿岸州が形成された。河口 0 km の河床は全体に高くなり、特に左岸側の堆積が大であつ

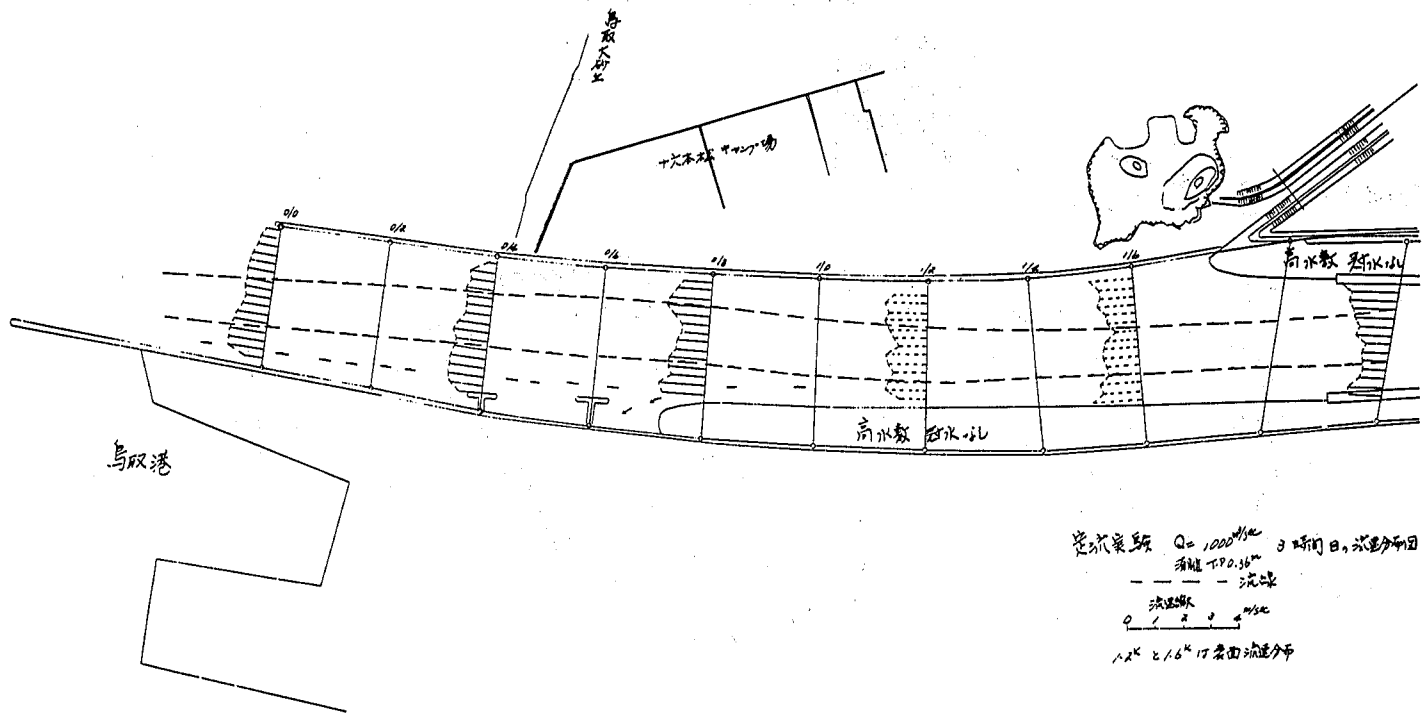


图 7-29-1 流速分布图 (实验 No. 26)

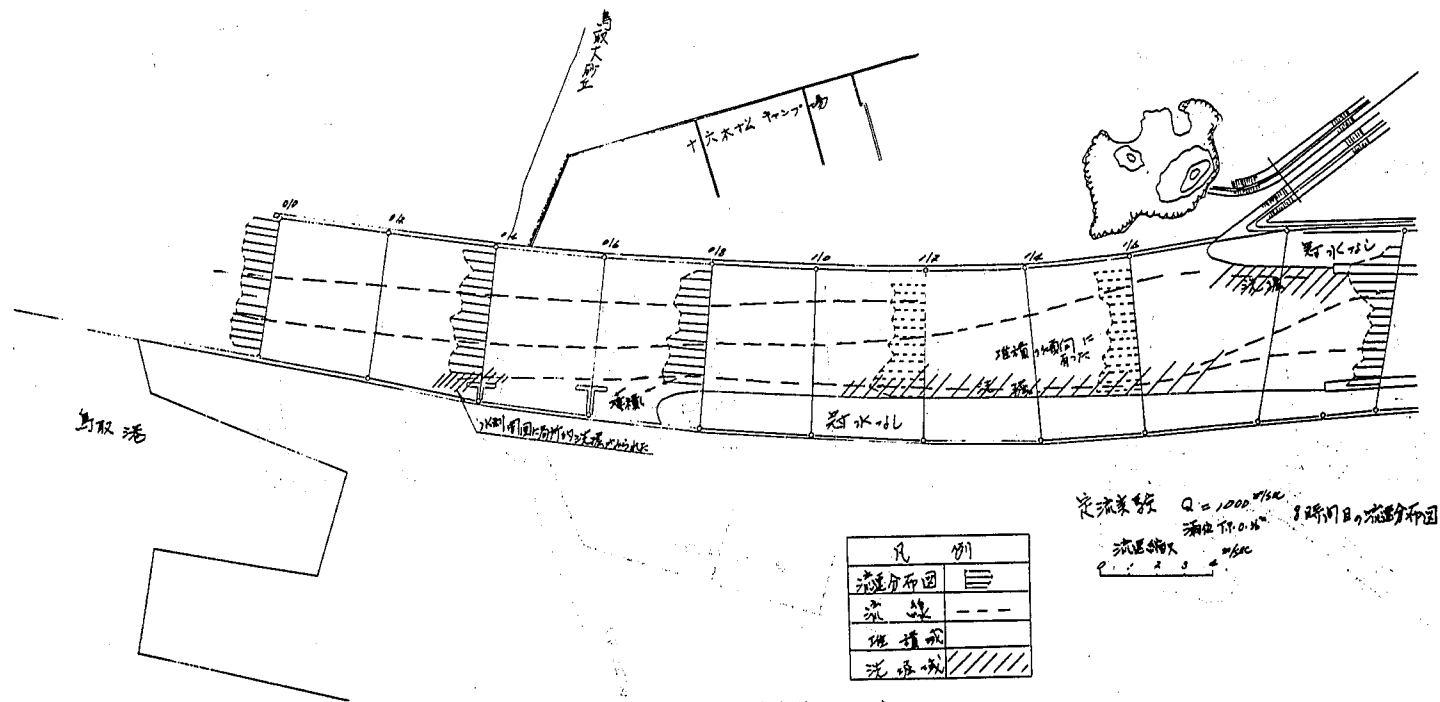


図 7-29-2 流速分布図 (実験 No. 26)

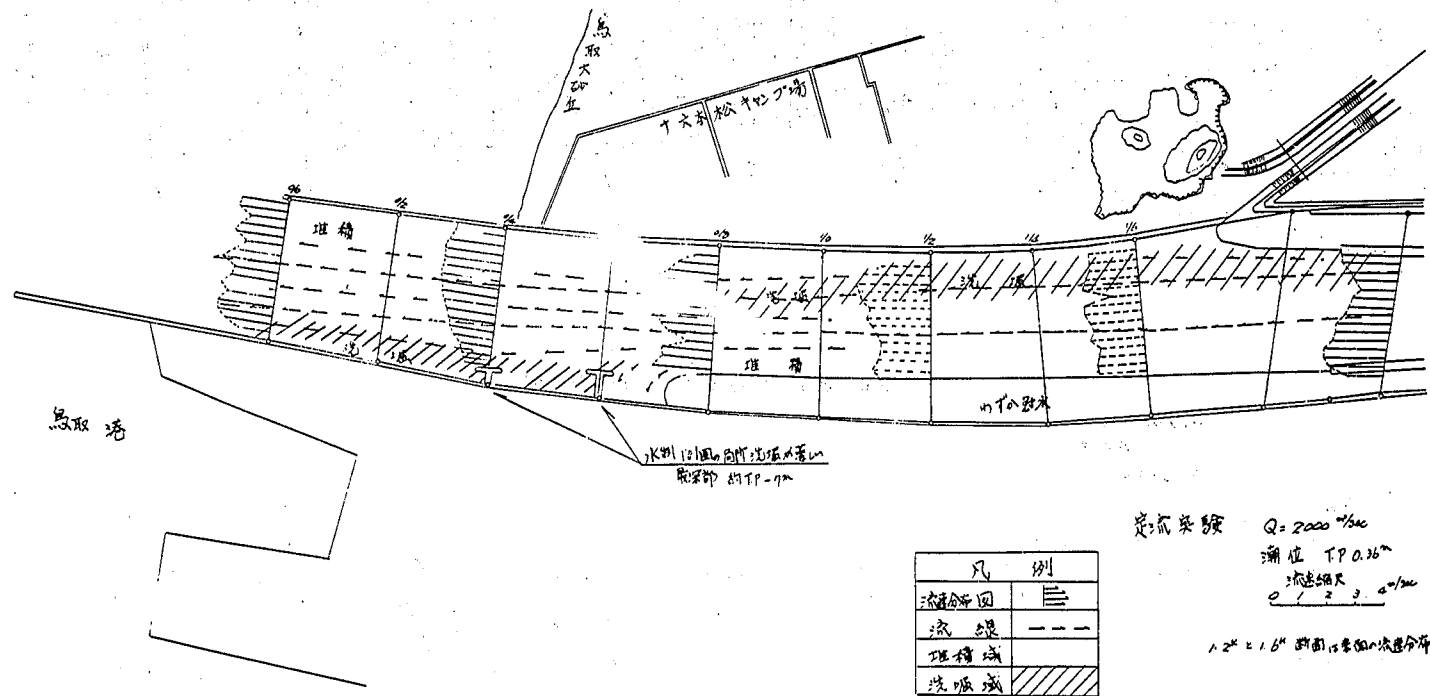


図 7-29-3 流速分布図 (実験 No. 27)

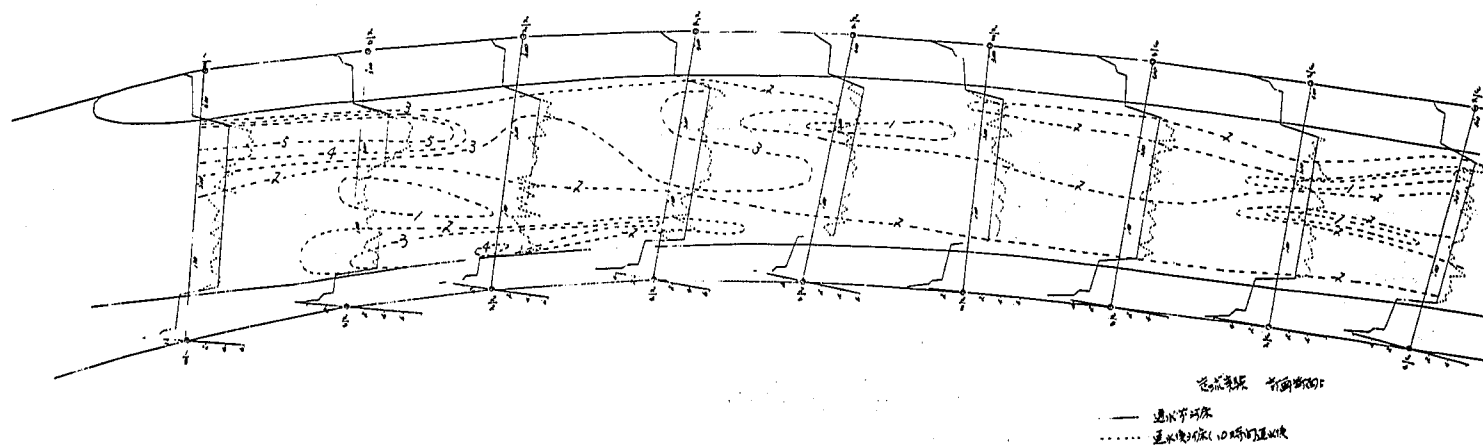


图 7-30-1 河床变动图 (实验 No. 26)

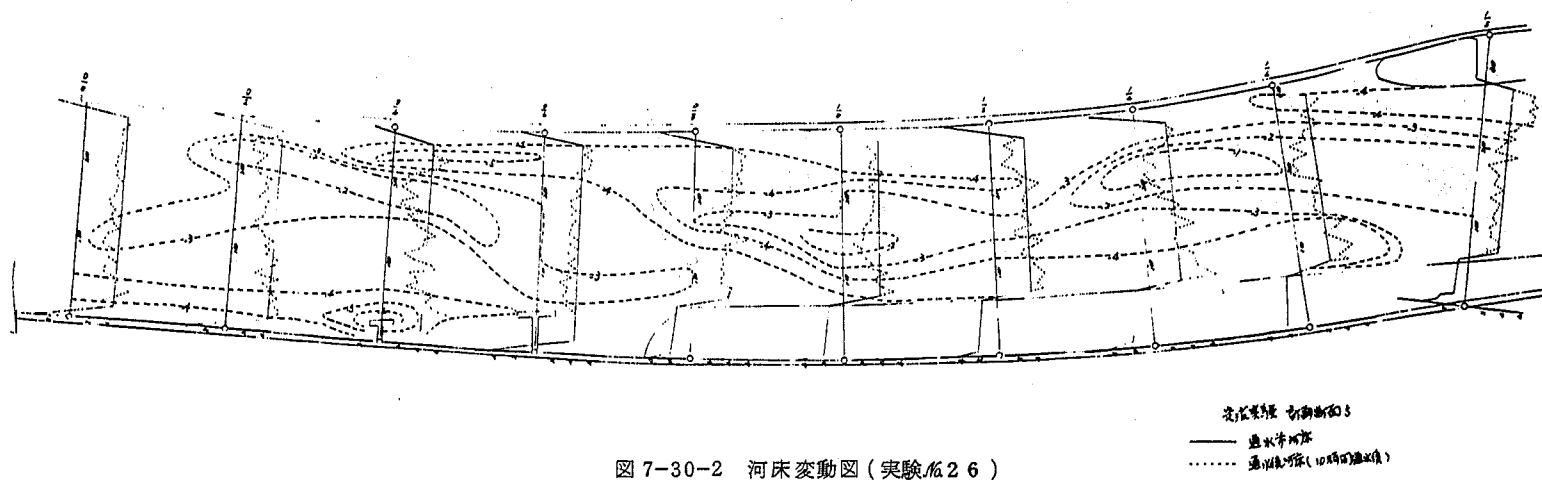


图 7-30-2 河床变动图 (实验 No. 26)

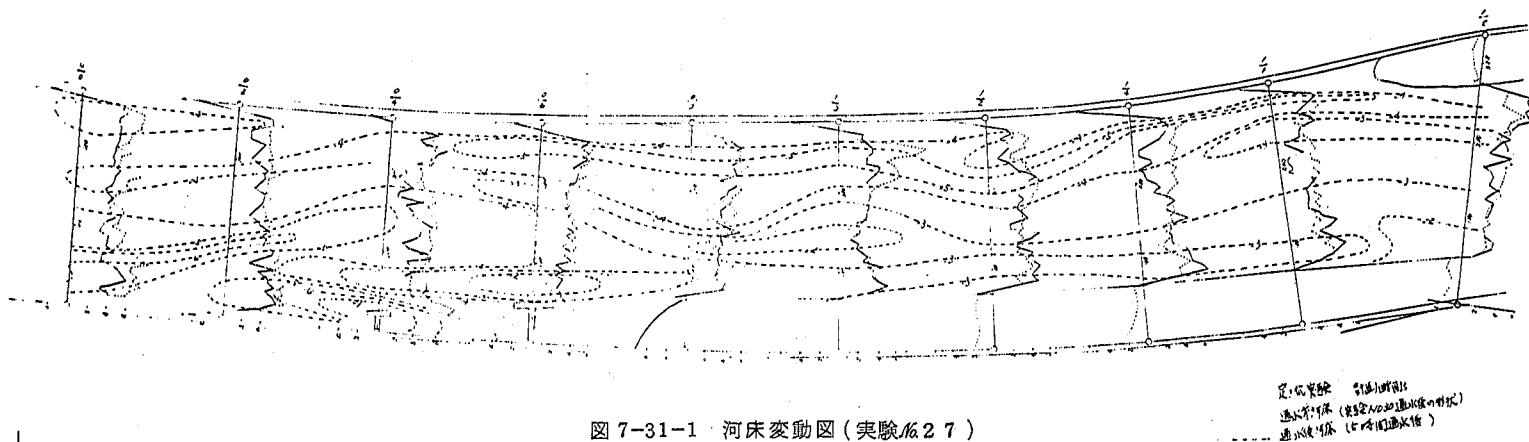


図 7-31-1 河床変動図 (実験 No. 27)

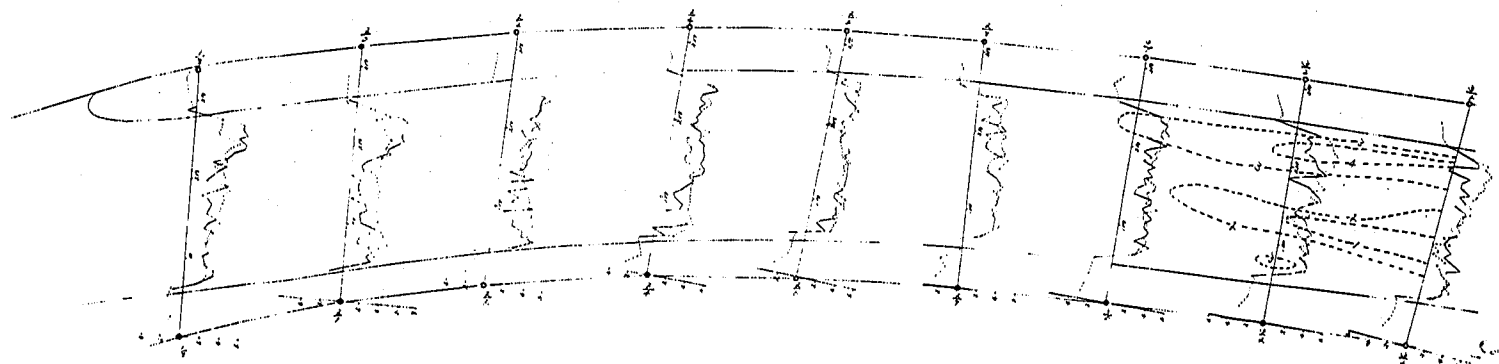


図 7-31-2 河床変動図 (実験 No. 27)

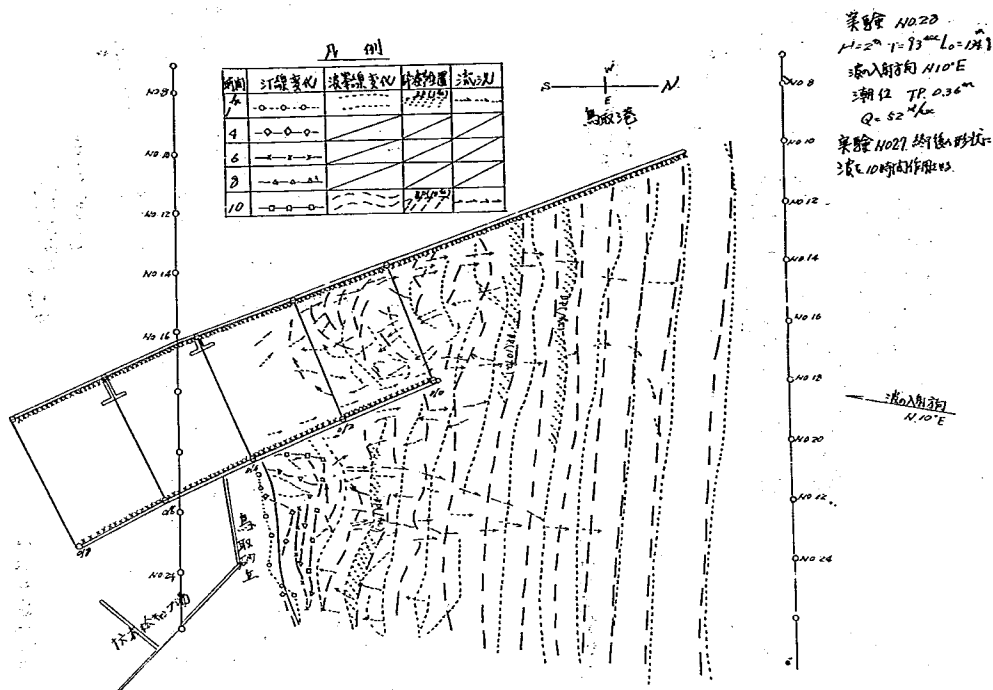


図 7-32-1 汀線と波峰線の時間変化図 (実験 No. 23)

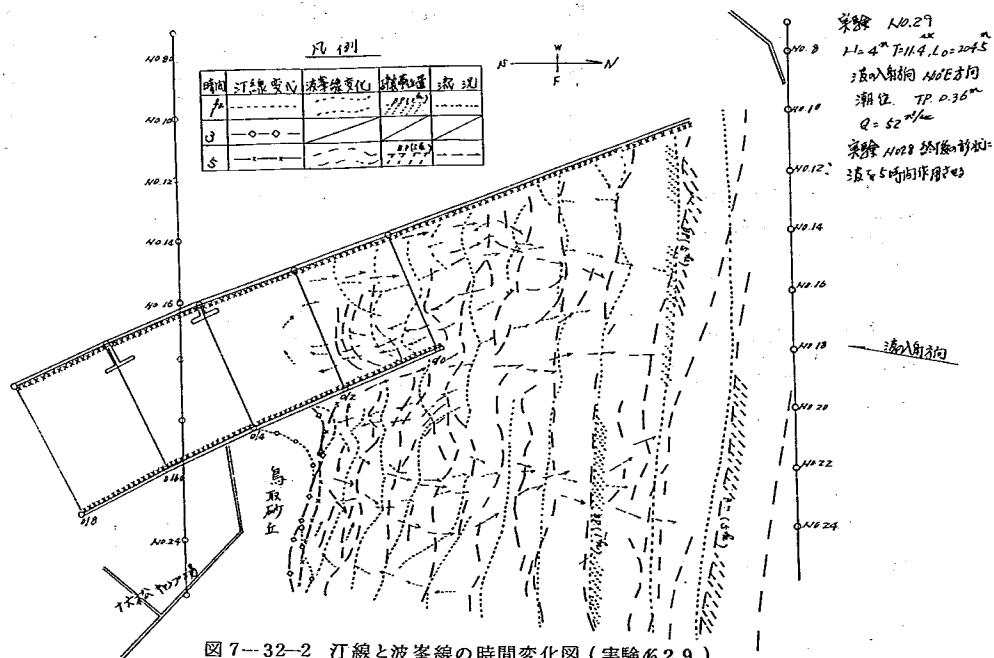


図 7-32-2 汀線と波峰線の時間変化図 (実験 No. 29)

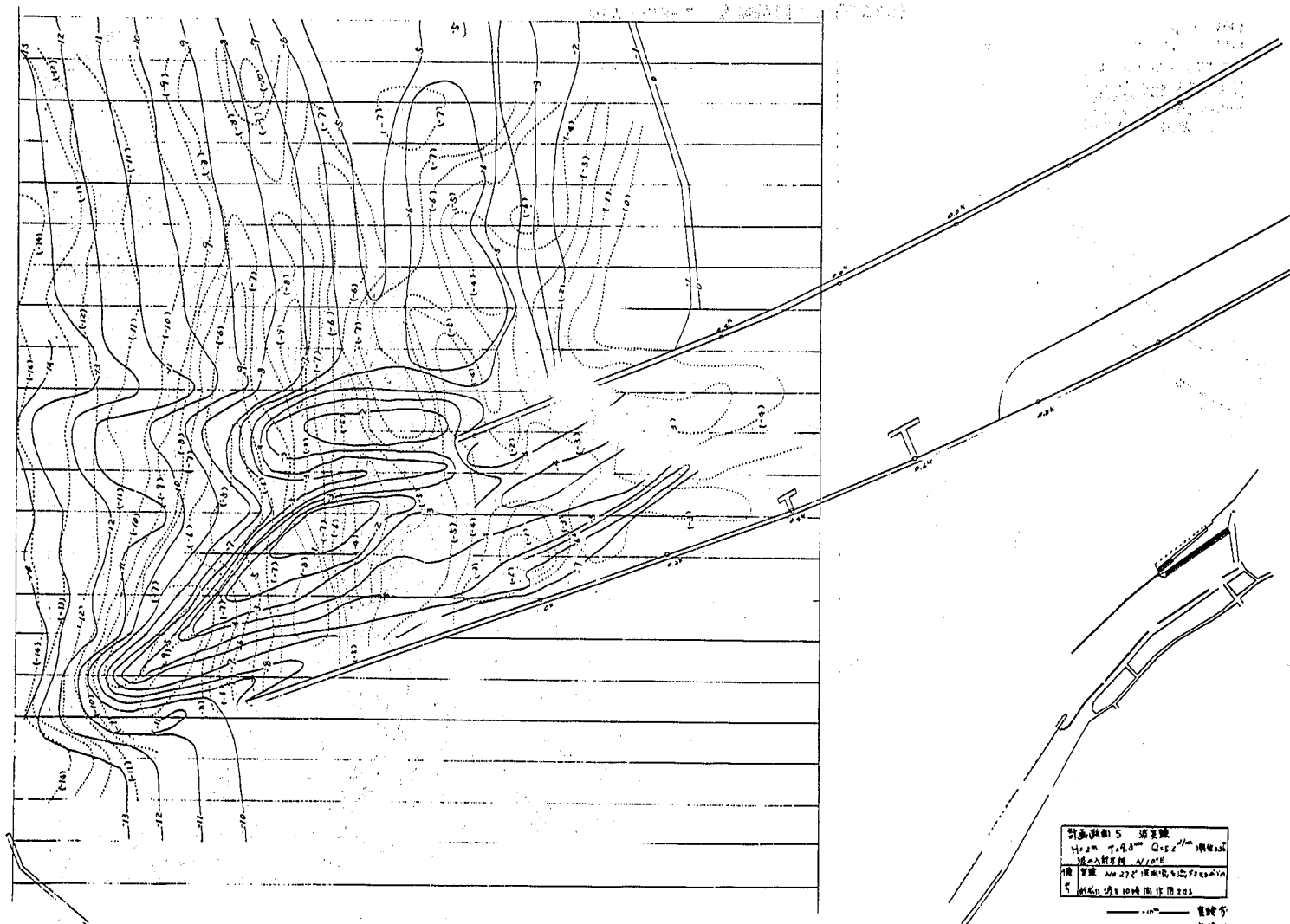


图 7-33-1 等深线图 (实验 No. 28)

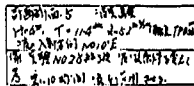


図 7-33-2 等深線図 (実験 No. 29)



C

8章 河口水深は維持できるか。

7章の模型実験結果の検討より、計画断面Vの場合には、河道内に堆積も少なく、ほぼ満足する結果を得たが、相似性に疑問が残る、ここではもう少し水理的な面や他の河川の例から河口水深が維持できるかどうかを考えてみたい。

まず始めに波の影響の無い場合の河口水深を把握しよう。波が惹ければ、河道は洪水時によって決まるから、洪水時の状態に河口は近ずこうとすると考えて良い。今河口が洪水時流量による動的平衡断面になるとすると、動的平衡では、

$$\frac{\partial H}{\partial x} + \frac{Q^2}{2g} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{1}{h^2 B^2} \right) + \frac{h^2 Q^2}{B^2 h^{10/3}} = 0 \quad \dots\dots\dots (8-1)$$

$$\frac{\partial}{\partial x} (B \cdot q_s) = 0 \quad \dots\dots\dots (8-2)$$

である。ここでHは水位、Qは流量、Bは川幅、nは粗度係数、qsは単位幅流砂量、流砂量は河口で粒径が変わらないとすると

$$q_s = K \cdot U_*^P \quad \dots\dots\dots (8-3)$$

となる。ここでkは粒径、比重によって変る定数、Pはまさつ速度U*のP乗に比例して流砂が流れるという実験定数で、流砂量としてBrown式を取れば、P=5である。またマニング式より

$$U_* = Q/Bh^{2/3} \cdot \sqrt{g} \cdot n \quad \dots\dots\dots (8-4)$$

(8-3)、(8-4)を(8-2)式に代入して変形すると、

$$\frac{\partial h}{\partial x} = \frac{6}{7} \cdot \frac{(1-P)}{p} \cdot \frac{h}{B} \cdot \frac{\partial B}{\partial x} \quad \dots\dots\dots (8-5)$$

今上流水深と川幅をh₀、B₀、とすると(8-5)式より、

$$h/h_0 = (B/B_0)^{6/7(1-P)/p} \quad \dots\dots\dots (8-6)$$

となる図8-1は(8-6)式を図にしたもので、A/A₀ = hB/h₀B₀ = (B/B₀)^{6+P/7P}も示しておいた。ここでP=5とした。流砂量式としてP=5のBrown式は洪水時の河床変動を計算する時うまいくようだ。図中には、筆者が行なった実験結果と現地河川の結果を示しておいた。(現地河川は波の影響の少ない水深の深い河川、波が低い河川を選んだ。)ほぼ(8-6)式を満足している。

もし河口幅として上流川幅B₀を取ると、河口での水深(潮位-河床高)は、上流水深h₀となり、(8-1)式より、h₀は等流水深である。よって

$$h_0 = n^{3/5} \cdot Q^{3/5} \cdot B^{-3/5} \cdot I^{-3/5} \quad \dots\dots\dots (8-7)$$

この水深が、河口で川幅を上流と同じにした場合、達成可能な最大の水深である。これによれば勾配1/1000、1/100では水深は約2倍異なり、Qが大きく、Bが小さい河ほど、河口水深が深くなる。もしこれより河口水深が深ければ、水面形はせき上げ背水となり土砂の排出を見る。

それでは千代川では、どのような動的河口水深、河積を持てるか考えて見よう。まず始めに現況河道について考えてみる。河口の導流堤幅が一番狭い0kの河床高-3~-4mの水深がどのような洪水で決まっているかを調べてみる。実験Ⅱは流量Q_{max} = 1260 m³/sで1000 m³/sの流量が

だらだら続く洪水であった。河口の水深はほぼ動的水深になっていると考えられる。図6-4-1をみると、導流堤内の水深はほとんど変わらず上流も変っていない。この時の上流水位(0.8k)と0.0kの $h \cdot h_0$ の関係は図8-1に示しておいた。ほぼ動的平衡関係をみだしている。現況河道においては河道を作っている流量は実験3, 実験9, 現況の河床高の変化より千数百 $\sim 2000 m^3/s$ であり, 河口最狭部河積は水深 $\times$ 河積 $=4 \sim 5 m \times 150 \div 600 \sim 700 m^2$ と考えられる。

次に計画法線形の場合の河口水深を考えてみよう。

計画法線形の場合低水路幅は約200mであり, ここが流砂が動く所なので, $B=200m$, $n=0.025$ とし(8-7)によって等流水深を求めている。その結果を示したのが図8-2である。

計画の2 $\sim 3km$ 地点の計画勾配は $1/1200$ であり, 将来もこの計画河床が保てるとすると(この勾配につりあう上流からの補給砂がある。) h_0 は $Q=1000 m^3/s$ で2.4m, $Q=1500 m^3/s$ で3.05m, $2000 m^3/s$ で3.65mである。現河道を作っている流量が $1500 m^3/s$ 前後と考えられているから, 河口で4mの水深を保とうと思つたら河口導流堤の幅を200mより少し絞らねばならないだろう。図8-3は計画高水位, 計画河床高および現況の平水位以下の平均河床高を示した。

これによると5km以上は, 現河床勾配とほとんど変わらず, 河床高も下がっていないので, 5kmより上流は将来もそれほど大きく河床が変わることはないだろう。ただ5km以下の河床が計画河床高をたもつには, 浚渫が必要となろう。ただ導流堤を150mにすれば河口水深 $-4 \sim 5m$ の維持が可能である。このことは現況導流堤間の河床高が $-4m$ であることが裏づけている。

それでは計画案Vによる断面形では, 将来どのような河床高になるのであろうか, それを検討してみよう。5kmより上流は, 前述したように将来もそれほど河床高が変化しないと考えられるから, ここをこれより下流の河床高を決めるcontrole pointとしよう。動的平衡では川幅が変わらない

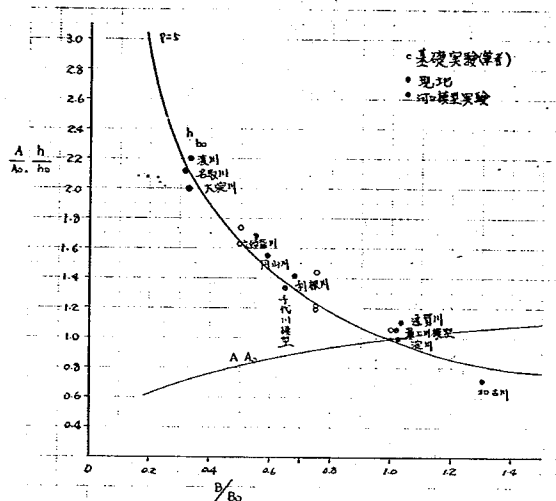


図8-1 動的平衡の場合の A/A_0 , h/h_0 , V/V_0 , S/B_0

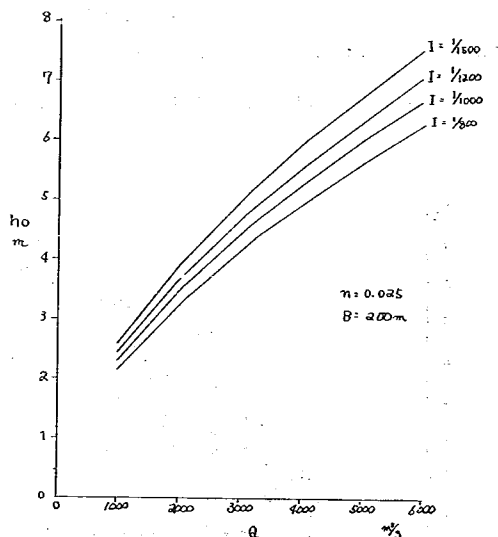


図8-2 $h_0 \cdot V \cdot S \cdot Q$

とすると、 $h/h_0 = 1$ であるから (8-1) 式より

$$\frac{\partial H}{\partial x} = -\frac{N^2 Q^2}{B^2 h^{10/3}} \quad \dots\dots\dots (8-8)$$

である。(河床材料の粒径は 0~5mm は変らないとする。)

$x = 0m$ (河口で) $H = T.P. 0m$, $x = -5000m$ で $Z = 0m$ とすると (8-8)
で、 $x = 0m$ で $H = 0m$ より

$$H = -\frac{N^2 Q^2}{B^2 h_0^{10/3}} x \quad \dots\dots\dots (8-9)$$

$x = -5000m$ で $h_0 = H - Z = H$ を代入すると

$$h_0 = \frac{N^2 Q^2}{B^2 h_0^{10/3}} \times 5000 \quad \dots\dots\dots (8-10)$$

$$\text{よって } h_0^{13/3} = 5000 \times 0.025^2 \times \left(\frac{Q}{B}\right)^2$$

$B = 200m$ とすると $Q = 1000m^3/s$ で $h_0 = 2.73m$

$Q = 1500m^3/s$ で $h_0 = 3.30m$

$Q = 2000m^3/s$ で $h_0 = 3.77m$

である。これを図示すると図 8-3 に示したごとくなり、もし将来、5mm が controle point と考えられるなら、低水路幅 200m の時、図 8-3 に示した河床に将来なろうとするだろう。

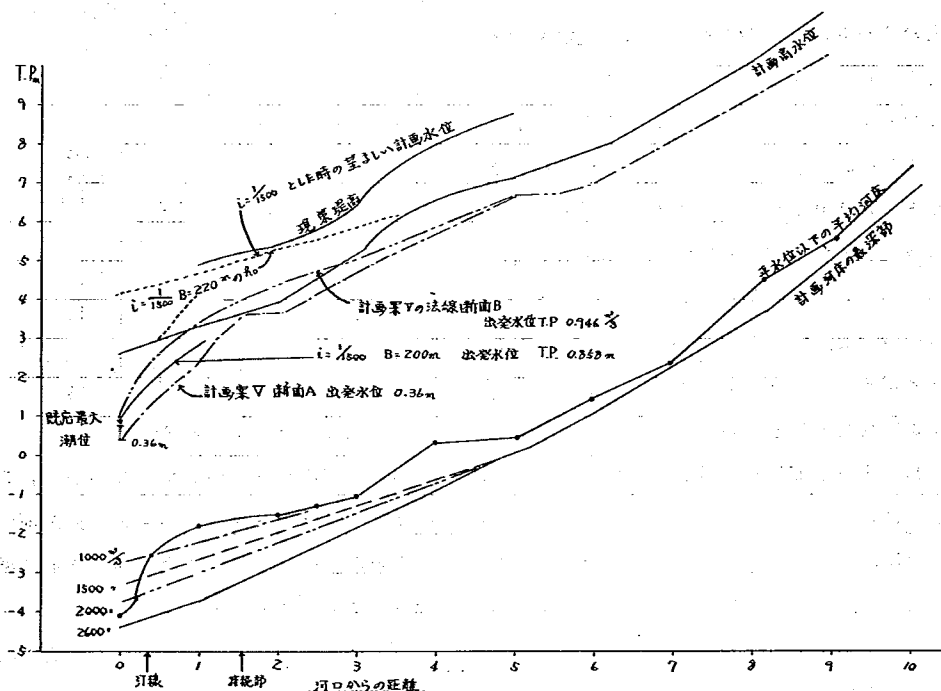


図 8-3 計画河床高，計画高水位，現況河床高

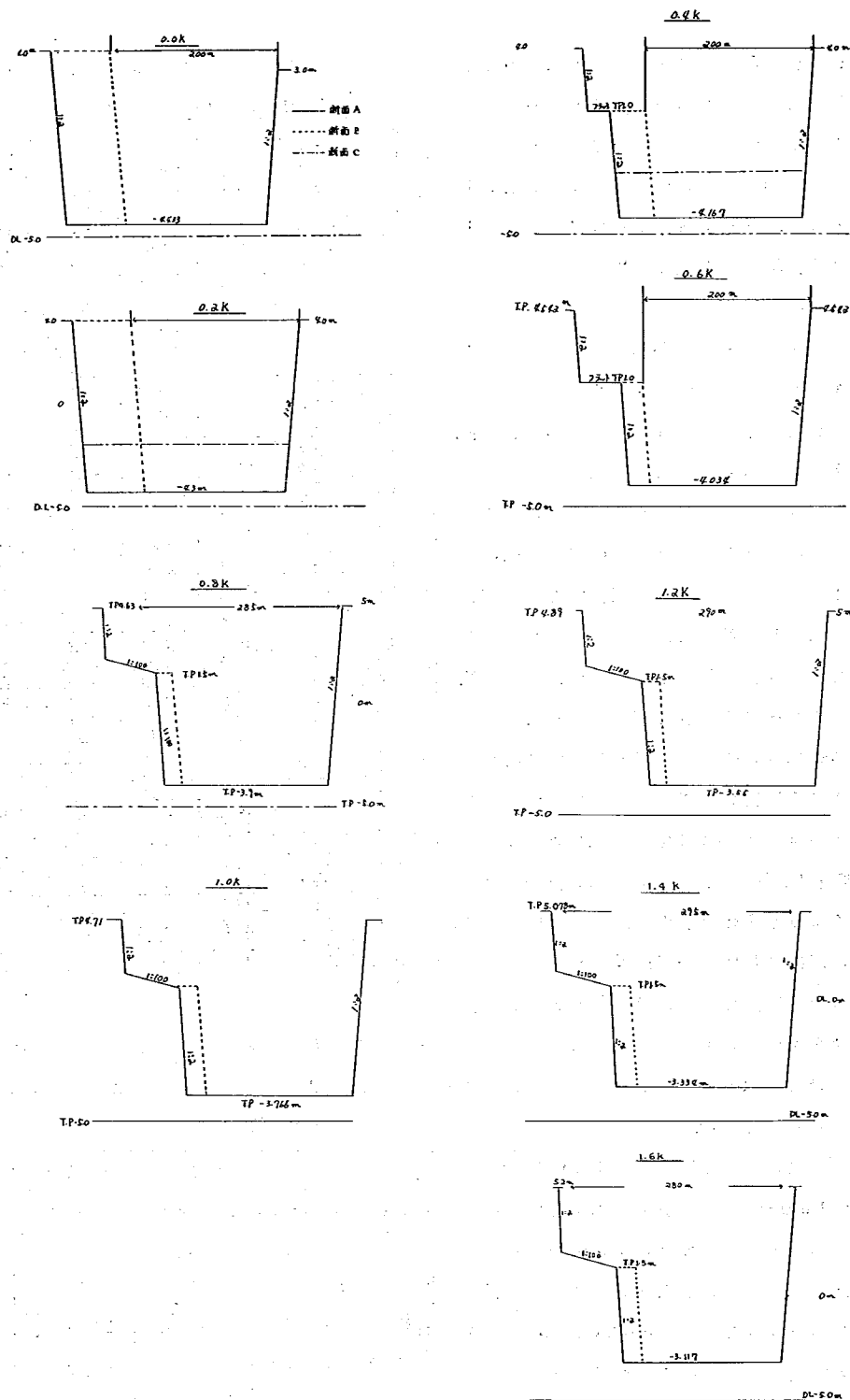


图8-4 千代川断面特性

次にこの河床変動の早さを見るために、0 km から15 km区間の河床変動計算を行なってみた。流量は最近7年間の流量時系列(日平均)を使い、法線形は計画断面Vとし、横断面形状は、A、B二つを行なった。Aは計画案V断面に相当し、Bは計画案低水路幅をより絞った場合である。(図8-4)は横断面図を示す。)流砂量公式には土研式を使い、河床材料は、各断面の凹凸を均一化し表8-1とした。計算は表8-2の3ケースを行なった。また流量は支川流量を考え面積比で配分し、流砂は底面幅だけ流れろとした。

その結果は図8-5のごとくであり8 km~15 kmにかけて多小の上昇があり、8 km以下ではほとんど動いていない。ケース3も同様である。ではこの断面形は安定と考えて良いのだろうか。図8-6を見てみよう。これは2 km地点の河床高の変動図だが、これを見ると少しずつ上昇している。つまりこの断面は動的な断面に達していず河口では前述したように埋まっていくと考えるべきである。昭和40年~昭和46年には大出水がなく $1000 m^3/s$ 以下ばかりであり、流砂量が少なく目に見えるような変動を示さなかっただけである。ただこの計算によれば、一度浚渫すれば、この河床は10数年は維持できると考えられよう。(流砂量式は精度が悪く、10の1乗から2乗の誤差があることを考えると上述したことも信用がかけない。特に土研式は流砂量を少なく見積もるようである。また流量として日平均流量を使ったことも河床変動を小さくしている。)

筆者としては、8-3に示した $1500 m^3/s$ の場合($B=200 m$)の河道で計画を立てるのが望ましいと思っている。なお、 $1500 m^3/s$ で生じると考えられる河床と計画河床の間の土砂量は $5000 \times 200 \times 1.2 \times \frac{1}{2} = 600,000 m^3$ である。

次にどの程度の河口水深なら波による砂州の発生をみないかを検討してみよう。模型実験によって計画案I, II, は東防波堤によって定常的な沿

表8-1 計算のための各断面毎平均粒径 (cm)

寸 標	平均粒径	寸 標	平均粒径	寸 標	平均粒径
0	0.05 ^{cm}	9.0	1.97 ^{cm}	18.0	2.48 ^{cm}
0.2	0.05	9.2	1.95	18.2	2.47
0.4	0.05	9.4	1.92	18.4	2.45
0.6	0.05	9.6	1.89	18.6	2.42
0.8	0.05	9.8	1.86	18.8	2.39
1.0	0.05	10.0	1.83	19.0	2.35
1.2	0.05	10.2	1.80	19.2	2.30
1.4	0.05	10.4	1.78	19.4	2.24
1.6	0.07	10.6	1.76	19.6	2.18
1.8	0.11	10.8	1.75	19.8	2.13
2.0	0.20	11.0	1.75	20.0	2.08
2.2	0.30	11.2	1.76	20.2	2.03
2.4	0.44	11.4	1.77	20.4	1.98
2.6	0.58	11.6	1.79	20.6	1.93
2.8	0.80	11.8	1.81	20.8	1.88
3.0	1.18	12.0	1.84	21.0	1.83
3.2	1.45	12.2	1.90	21.2	1.77
3.4	1.60	12.4	1.94	21.4	1.75
3.6	1.70	12.6	1.98	21.6	1.71
3.8	1.78	12.8	2.02	21.8	1.67
4.0	1.84	13.0	2.05	22.0	1.63
4.2	1.89	13.2	2.08	22.2	1.60
4.4	1.93	13.4	2.12	22.4	1.58
4.6	1.97	13.6	2.16	22.6	1.56
4.8	2.00	13.8	2.19	22.8	1.54
5.0	2.03	14.0	2.22	23.0	1.52
5.2	2.05	14.2	2.25	23.2	1.51
5.4	2.07	14.4	2.28	23.4	1.50
5.6	2.08	14.6	2.31	23.6	1.50
5.8	2.08	14.8	2.34	23.8	1.51
6.0	2.09	15.0	2.37	24.0	1.53
6.2	2.09	15.2	2.40	24.2	1.58
6.4	2.10	15.4	2.42	24.4	1.67
6.6	2.10	15.6	2.44	24.6	1.78
6.8	2.10	15.8	2.46	24.8	1.70
7.0	2.09	16.0	2.48	25.0	2.03
7.2	2.09	16.2	2.49	25.2	2.15
7.4	2.08	16.4	2.51	25.4	2.25
7.6	2.08	16.6	2.52	25.6	2.34
7.8	2.07	16.8	2.52	25.8	2.43
8.0	2.06	17.0	2.52		
8.2	2.05	17.2	2.52		
8.4	2.03	17.4	2.51		
8.6	2.01	17.6	2.50		
8.8	1.99	17.8	2.49		

表8-2 計算ケース

ケース 項目	ケース1	ケース2	ケース3
計算区間	0~15 km	0~5 km	0~5 km
ΔX	1.0 km	0.4 km	0.4 km
計算流量	$200 m^3/s$ 以上	$300 m^3/s$ 以上	$300 m^3/s$ 以上
計算期間	7年間流況	7年間流況	7年間流況
初期断面	計画案A	計画案A	計画案B
河口潮位	0.36 m	0.36 m	0.36 m

岸流を発生し、これが砂州発生の大きな原因になっていた。これは東防波堤を直線化することによって防ぐことができたが、模型実験には相似性に疑問があり、模型実験結果をそのまま信用するわけにはいかない。ここでは他河川の例、および二次元の実験結果を示し、この問題を検討しよう。

河口水深 h_e の浅い河川において、洪水後の砂州発生は二次元的

な波による砂の打ち上げと考えると良い。河口水深がある程度深い場合には、砂の打ち上げは見られな

い。この打ち上げが発生するかしな

いかの限界水深 h_c と沖波波高の比 h_c/H_0 は、沖波波形勾配 H_0/L_0 、 $\sqrt{gH_0/w_0}$ 、河口前面の地形形状（海底勾配 i_0 など）に、ほぼ影響を受けることが相似則より分っている、 H_0/L_0 が大きく、 $\sqrt{gH_0/w_0}$ が大きいほど h_c/H_0 が小さく打ち上がりにくいと言われているが明確でない。

現地で導流堤が設置されている河川で、導流堤内で波による土砂の堆積が少ない河川は、 h_e が 4 m

前後である。水深 3 m だと堆積土砂が水面にでることが少ないが、河口で浅くなることが多く、2 m では砂州の導流堤内の発生を見るようだ。ただ 4 m の場合砂の導流堤内への移動が無いということではなく、あっても少しであり、出水によってまた深くなるという過程をくりかえしていると考えた方

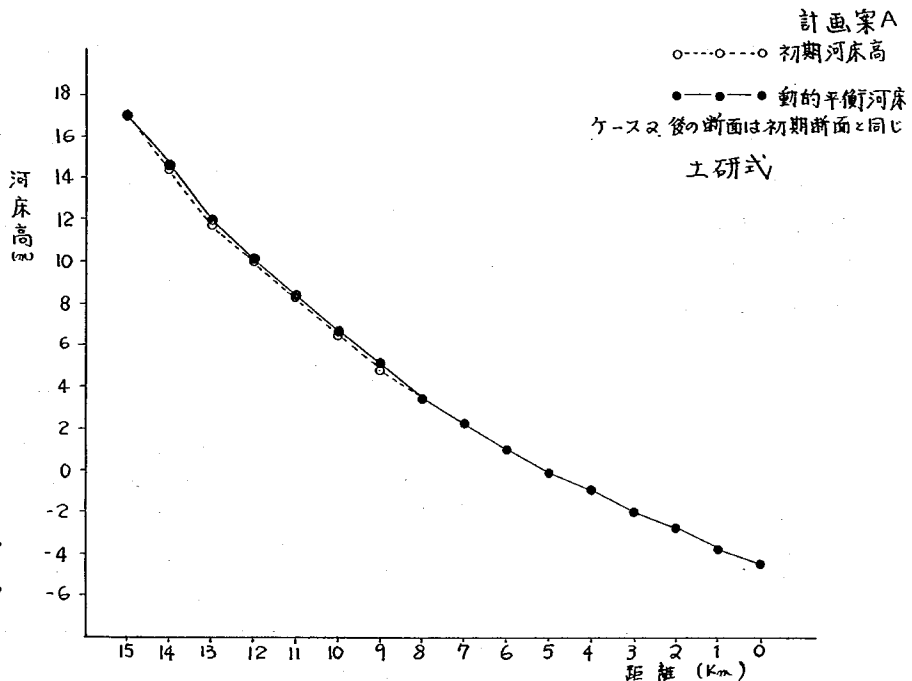


図8-5 7年流況による河床変動 ケース1.2

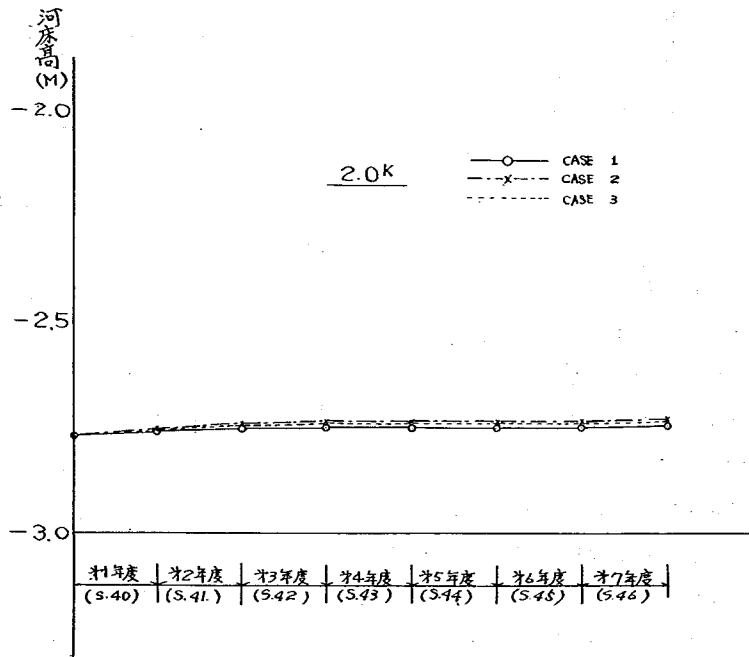


図8-6 河床高変動図

が良いだろう。洪水による河口水深が4 m以上ない場合には、時間がかかるが河川土砂、および、波による砂のもちこみによって徐々に浅くなるだろう。なお室内の二次元水路による実験によると h_e/H_o が1前後が一つの限界のようだ。(現地の波高は $H_o = 3 \sim 4 \text{ m}$ を考えておけば良いから、現地においてもほぼ1前後が限界となっている。)ただ H_o/L_o や $\sqrt{gH_o}/w_o$ の変化によって、 $h_e/H_o = 0.5$ でも打上らない場合もあるし、 h_e/H_o が1より大きくても打上る場合が報告されている。そこで、千代川河口に対応する h_e/H と H_o/L_o 、 $\sqrt{gH_o}/w_o$ を相似に二次元波浪水路によって河口で砂州の発生を見るかどうかを調べることにした。

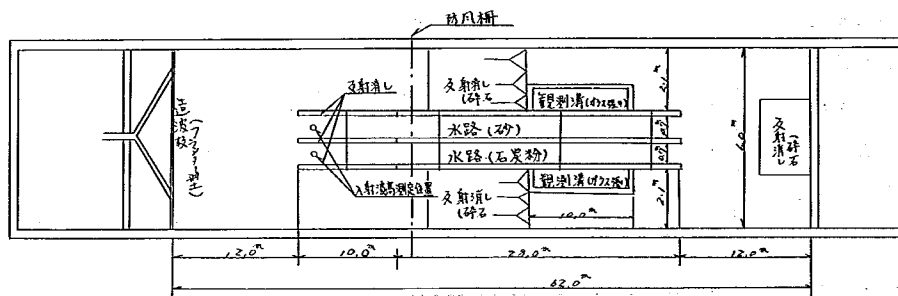


図8-7 平面図

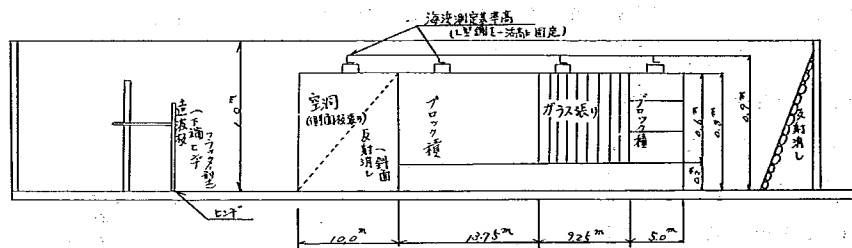


図8-8 縦面図

実験は長さ70 m、幅6 m、高さ1 mのコンクリート水路の中に二本並列に設置されている長さ35 m、幅0.7 m、高さ0.8 mの片面ガラス張コンクリート水路で行なった。水路の一端には単ヒンジフラッター型の造波装置が設置されている。この造波装置は変速機で周期を、偏心位置を変えることによって波高を変えることができる。実験に用いた底質は石炭粉であり、 w_o は水温7℃で0.91 cm/sであった。また水位を一定にたもつため、水路末端に水位調節用のゲートを取りつけ、ポンプで常に補給し、ゲートから排出した。海床は1:50の勾配とし、河道部は水平床として10 mを取った。現地と模型の縮尺は沈降速度の比より1/25とした。

また河道部の末端はOpenとし、ここから出た波は反射しない条件とした。(実河道でも反射は少なくエネルギーは河道を上る内に消散されてしまう)。各ケースの実験中の状況を述べると、

○実験No1 ($H_o = 16 \text{ cm}$, $T = 2.28 \text{ sec}$, $H_o/L_o = 0.0197$)

本ケースは波高が三ケース中最大のもので、実験初期において砕波点はかなり沖合に出現し、砕波点より河道側に実験開始30分後には1/2L間隔位に砂堆の発生が見られた。0.5 h、から1 hにか

$$H_0 = 16.57 \text{ cm}, T = 2.28 \text{ sec}, L_0 = 8.11 \text{ m}, H_0/L_0 = 0.0204$$

$$\text{水深 } 60 \text{ cm}, \sqrt{gH_0} = 127$$

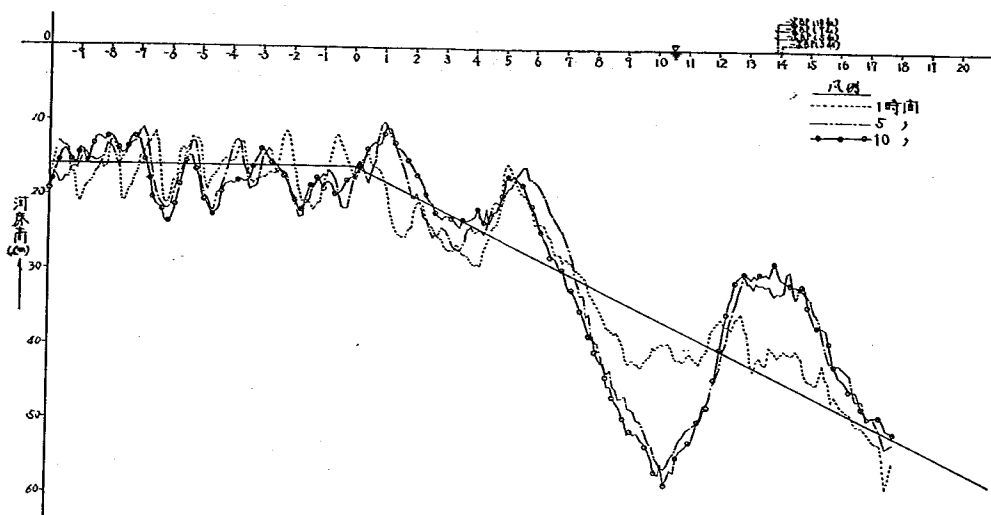


図 8-9 海浜縦断変化図 (実験 No. 1)

けて 0 m 附近と 5 m 附近の Bar 頂が高くなった結果、5 m 附近で一次碎波を始め、碎波後また元の波形にもどって 0 m 附近で二次碎波を始めた。2 時間目位には 13 m 附近にも碎波点が発生 0 m 附近は三次碎波点となった。三次碎波後は波高減衰が大きく河床の動きも少なかった。3 時間目以降は海床の動きは少なく 10 時間目とほとんど変わらない。そのほか気付いた点を述べると、実験初期に $\frac{1}{2}L$ 型の海浜形状が観測されたが、時間の経過と共に $2L$ 型の移行が見られた。そして三次碎波点より河道側の土砂の動きは、表層、中層、底層とも沖側へ移動していた。このことは、河道部末端から実質的な質量輸送があったことになる。碎波型式は、一、二次碎波点は崩れ波型式であったが、三次碎波は巻き波型となった。実験中二次波峰が観測され、主峰が二次波峰を追い越す点、即ち二次波峰と主峰が重なる点で Bor^q の存在が見られた。

○ 実験 No. 2 ($H_0 = 12 \text{ cm}$, $T = 2.07 \text{ sec}$, $H_0/L_0 = 0.018$)

実験初期に No. 1 と同様 $\frac{1}{2}L$ 間隔に砂堆の発生が見られたのは前ケースと同様であったが、河道側から沖側への土砂移動が顕著であった。実験を開始して 1 時間後には 1 m 附近とその沖 6 m 附近の 2ヶ所に碎波点が見われ、更に 14 ~ 15 m 附近の波高が高く $\frac{1}{2}L$ 間隔に出来ていた砂堆はしだいに $2L$ 間隔に移行していた。実験開始して 3 時間目には、二次碎波点の位置がかなり河道内へと移り (2.4 m) その附近に高い砂州の形成が見られた。また一次碎波点附近はあまり変化がなかったがここにも砂州の形成が進み、更に 14 ~ 15 m 附近にも砂州が出来始めた。3 時間 40 分には二次碎波点附近で静水面近くまで堆積され、それ以上河道側の波高は小さく土砂の移動は少ない。4 時間目位での砂州間の土砂の動きを見ると、図 8-11 のような動きが見られた。4 時間目以降の石炭粉の動きはほぼ、上図のような状況であったが、徐々に碎波点の位置は河道側へ移動していた。河道内 (二次碎波点附近) の砂州は 10 時間までに打ち上がらなかったがこれは、河道端が Open であったため、河道内の砂州頂を越える波は砂州頂を掃くようにけずり取り、5 時間をピークに上流に進むにつれて砂

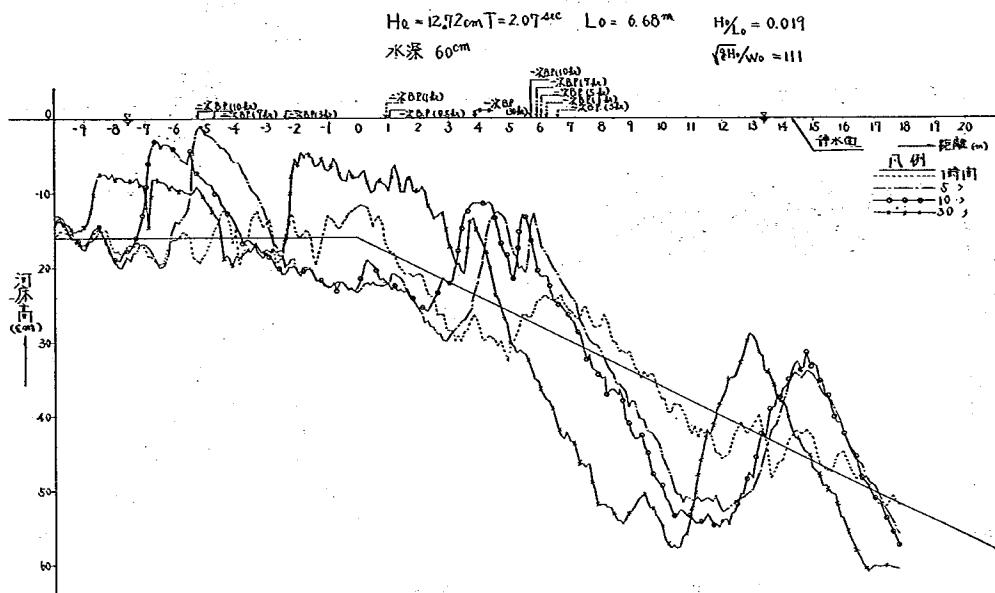


図 8-10 海浜縦断変化図 (実験 No. 2)

州頂は低くなっていた。砂州の打ち上げには三次元的な流れが必要なようでもし河道端が Open でなかったら、もどり流れが生じ、それがどちらかに片より砂州の打ち上げをうながしたと思われる。

10 時間目までで海浜の変化が激しかったので、更に波だけを与え観測を行なった。10～17 時間

間で徐々に砕波点は前進し、一次砕波点では巻き波砕波となり、砕波後のエネルギーの減衰が著しかった。その為河道内の前進は上まり、二次砕波の現象も見られなくなった。10 時間目で 5 m 附近にあった砂州は 17 時間目までに 2 m 附近まで前進しその砂州頂も高くなって 20 時間目にはほぼ静水面近くまで堆積したが、その後、砂州頂を越える波により前進し、厚みも増し、30 時間目には -2 m まで前進していた。

○実験 No. 3 ($H_0 = 8 \text{ cm}, T = 1.86 \text{ sec}, H_0/L_0 = 0.0148$)

実験初期において砕波点より河道寄りで底層土砂の動きが沖側に向いていること、 $1/2 L$ 型の砂州の発生があることは前 2 ケースと同様であった。また $1/2 L$ 型は $2 L$ 型への移行が見られた。2 時間目位で砂州頂が高くなると砂州間の動きは実験 No. 2 同様で河道内砂州に近い附近の土砂は底面表層とも、砂州方向に、砂州と次の砂州の中央附近は動きが少なく、更に沖合の砂州に近い所は、沖合砂州方向の移動が見られた。ただし表層の浮遊砂については沖側へと移動していたが、波高が小さいため浮遊砂が少なく底面近くの掃流砂の移動が砂州形成に支配的であった。砕波型式は海浜の変形につれ崩れ波型、巻き波型、両者の混合型とその都度変化していた。

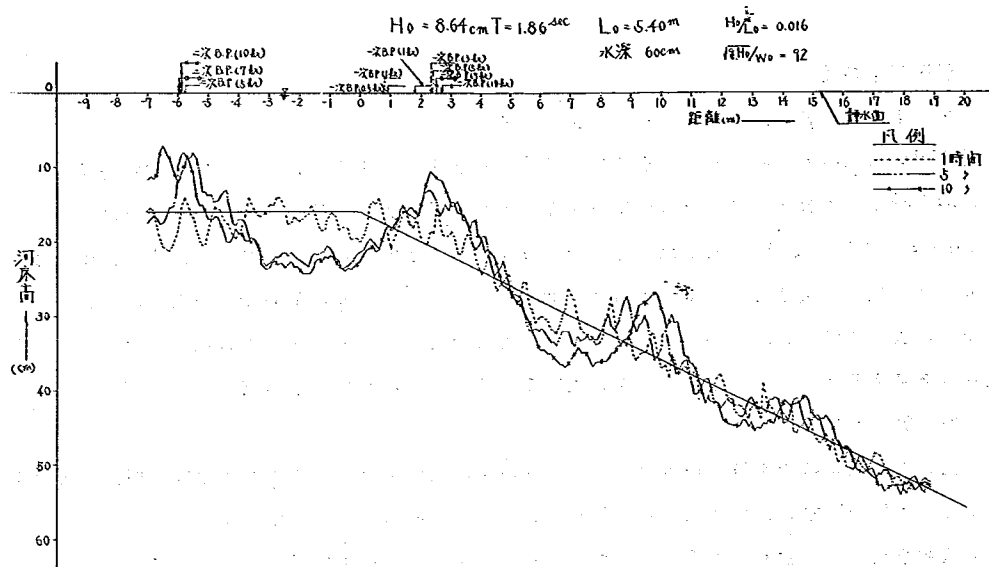


図 8-12 海浜縦断変化図 (実験Ⅲ)

以上の実験結果は次のことをおしえている。

波高が大きいからと言って必ずしも打上がるかどうかは判らない。質料輸送速度の違いが砂州形成におよぼす効果は大きく、河川流、密度流、潮汐流を無視した二次元水路の実験結果をそのまま信じることには疑問が残る。また波高の違いは海床形状をかなり変え、実河口のように種々の波高が来襲し、時間的変化のある場合の現象を一種の波だけで把握することに疑問が残る。その他河川からの流出土砂の影響等を考えるとこの結果をそのまま使用すべきでないと考えらるべきであろう。

筆者の現時点での河口維持水深の把握は他河川の経験にたよるべきであると考えている。

9章 河口の水位は計画高以下におさえられるか。

9-1 現況河道の場合

7-1の実験結果は次のことをおしえている。

○千代川河口部の砂州直上水位(0.5km)は州のせき上げで決まり、その水位は砂州高に関係があり、洪水時ピーク流量時には水位は低下する。模型実験によると砂州上流の最高水位は流量 $3000\sim4000\text{ m}^3/\text{s}$ 時であったこと、昭和9年出水($3790\text{ m}^3/\text{s}$)で賀露最高水位が2.4mであり、その後の流量増でも水位が上昇せず低下していることは $6000\text{ m}^3/\text{s}$ の洪水においても0.5kmの計画高水位は、現計画高水位の2.6mでも良いと思われる。ただ1km以上上流の水位は計画高水位を越えると考えられ掘削するか、堤防を高くしなければならないだろう。

9-2 計画案の水位

河口部の洪水時の水位を把握するには、河口部の河床変動をもりこんだ水位把握が必要だが、ここでは始めに計画案の最深河床高が変化しないとした時の水位を求めてみよう。

まず地建原案(計画案Ⅱ)の時の水位だが、それを図9-1-1に示した。これによると1km地点で $H=2.39\text{ m}$ である。($n=0.025$, $\Delta x=0.1\text{ km}$ の不等流計算, 出発水位T.P 0.858 m), この地建原案の横断面では低水路幅が広すぎると考えられたので、川幅を $B=250\text{ m}$, $B=200\text{ m}$, $B=150\text{ m}$ とした場合の水位を、Bresse公式より求めてみた。その結果も図9-1に示されている。これによると1km地点では $B=200$, 250 m とも計画高水内におさまる。次に計画案VでA断面を持った時の水位を求めてみよう。(図9-1-2)この計算は河口潮位, T.P= 0.858 m を出発水位とし, $\Delta x=200\text{ m}$ ピッチで不等流計算したものである。 $Q=6000$

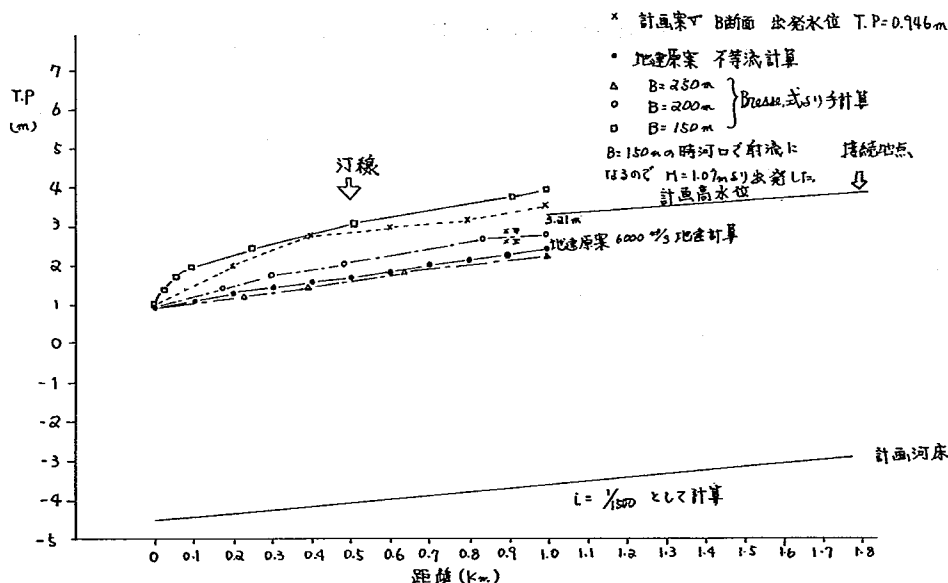


図9-1-1 河口部の水位

m^3/s である。また河床高を $1500 m^3/s$ の動的河床高にした場合で、法線形を計画案 V にした場合の水位も示した。(ただ河口で射流が発生したので出発水位を $T.P = 0.95 m$ にしている。)これによると、計画案 A 断面なら、ほぼ現計画高水位以下におさえられるが、 $1500 m^3/s$ の動的河床を計画河床高にすると水位は現計画高水位を

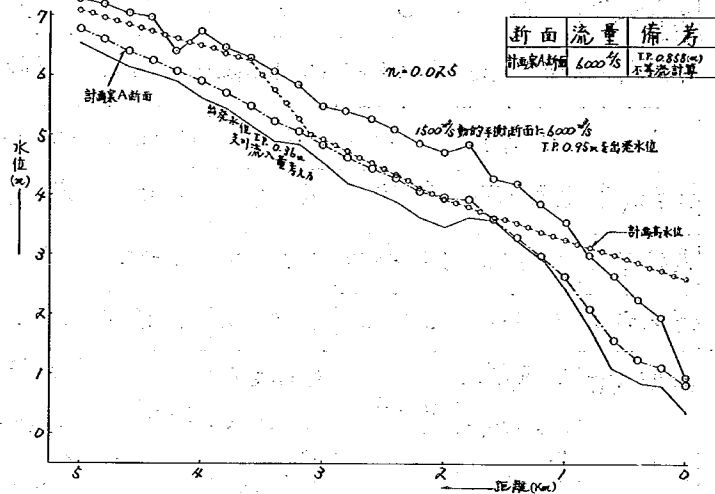


図 9-1-2 水位縦断面図

越えてしまう。もし河道を作っている支配流量が $1500 m^3/s \sim 2000 m^3/s$ としたならば、将来河床高が上昇すると考えなければならない。このことを考えると河口部の現計画高水位は低すぎると考えられ、計画高水位を上げた方が良さだろう。(もともと $6000 m^3/s$ 時には河口部の河床低下があるから、 $1500 m^3/s$ 時の動的河床高に $6000 m^3/s$ の洪水がくれば不等流計算水位より低くなるが。)

次に河口部の河床変動も考慮した水位を検討し、合わせて河口部が波による土砂のもちこみによって浅くなっている場合フラッシュできるかどうかを検討する。

模型実験はそれに対する検討の一手段である。すべての計画案は一応現計画高水位以下におさまるか、(0.9 k 地点水位を目安)、潮位をうまく controle できないこと(水位は $T.P = 0.858 m$ より高くなって安全側である。)粗度に問題があること、時間縮尺に問題があること、粒経変化を考慮に入れられないことにより多くの問題があり、ここでは一次元的な河床変動計算を使って調べてみよう。もちろん河床変動計算にも、模型実験と同様な問題が残され、特に流砂量式の選定が河床変動量を支配してしまふ。(これは模型実験の時間縮尺の選定と同じ意味を持っている。)

計算を行なったのは表 9-1 に示す場合である。計算ケース 4.5 は計画案 V A 断面の河口横断形状を持ち、0.4 k、0.2 k には波による土砂の河道内の持ちこみにより河床高が $T.P - 2m$ に河床が上昇している所に洪水が来襲した場合である。計算ケース 6、7 は、0.2 k の河床が $-2m$ まで上昇している場合、計算ケース 8、9 は 0.2 k の河床が $-1m$ まで上昇している場合を計算したものである。

計算方法は、上流端で河床高一定となるように流砂量をあたえ、洪水は貯留を考えず不等流計算をし、その結果より、流砂量を求めるという方法を使った。) ケース 4 とケース 5 の場合の河床高時間変化図を、図 9-2 に、ケース 6 を図 9-3 に、ケース 7 を図 9-4、ケース 8 を図 9-5 に

表 9-1 砂州フラッシュケース

ケース 項目	4	5	6	7	8	9
計算区間	0~5km	0~5km	0~1.6km	0~1.6km	0~1.6km	0~1.6km
Δx	0.2km	0.2km	0.2km	0.2km	0.2km	0.2km
計算流量	計画ハイドロ	左同	左同	左同	左同	左同
流砂量式	土研式	土研式×10	ブラウン	土研式	ブラウン	土研式
河口潮位	0.36m	0.36m	0.36m	0.36m	0.36m	0.36m
初期断面	計画案A 0.2~0.4k が T.P-2m	左同	計画案A 0.2km が T.P-2m	左同	計画案A 0.2km が T.P-1m	左同

示した。この図より
流砂量式として土研
式を使った場合、砂
州はフラッシュされ
ず、ほとんどそのま
まの形で残っている
計算結果となった。
土研式で流砂量を把
握しようとする問題
が多いことが分る
う。(現地昭和9年
洪水などを見ると
6000 m^3/s 時では

砂州はフラッシュす

るはずである。また他河川においても大出水時には、これぐらいの砂州は飛んでいる。)それでは
流砂量式として何を使えば良いのだろうか。筆者の一人が行なった大淀川模型実験例の計算と実験
結果の比較でBrown 式を使つてうまくいったこと。(検証実験によって模型と現地の河床変動、
水位の相似はかなり良かった。)山口氏の砂州崩壊実験例から判断すると、流砂量 q_s は、 U_* の5
乗に比例するようで、Brown 式とほぼ流砂量も合っていたことより、Brown 式で計算した結果
を使つても良いと思われる。ケース8の場合の計算結果をより詳しく述べてみよう。

図9-5は河床の掘れ高の時間変化図を示したものだが、4000 m^3/s ~5000 m^3/s に砂州は

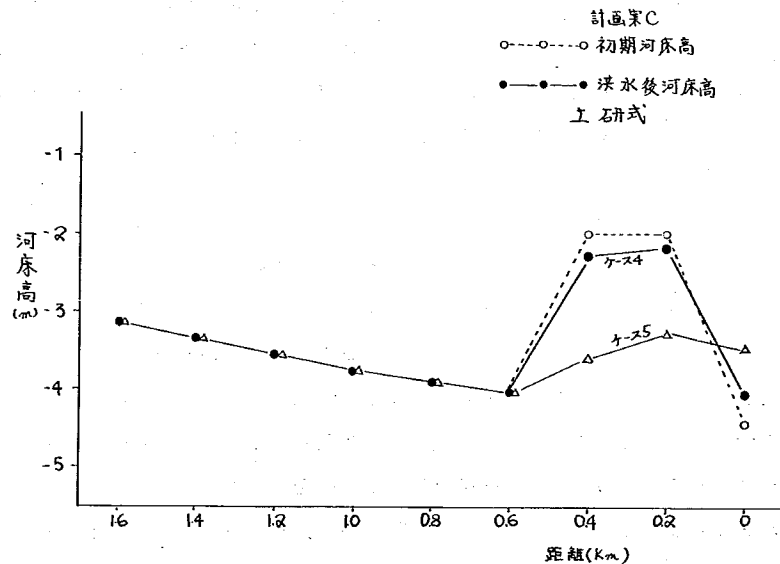


図 9-2 洪水後の河床高 (ケース4, ケース5)

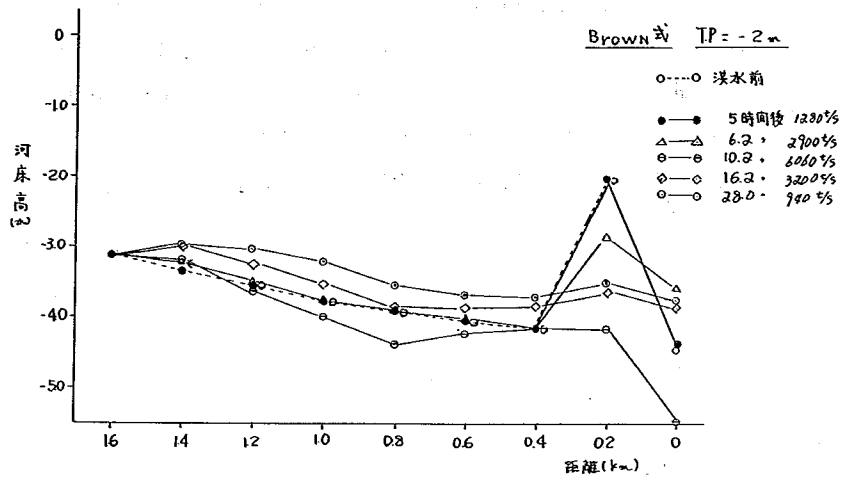


図9-3 洪水時の河床高(ケース6)

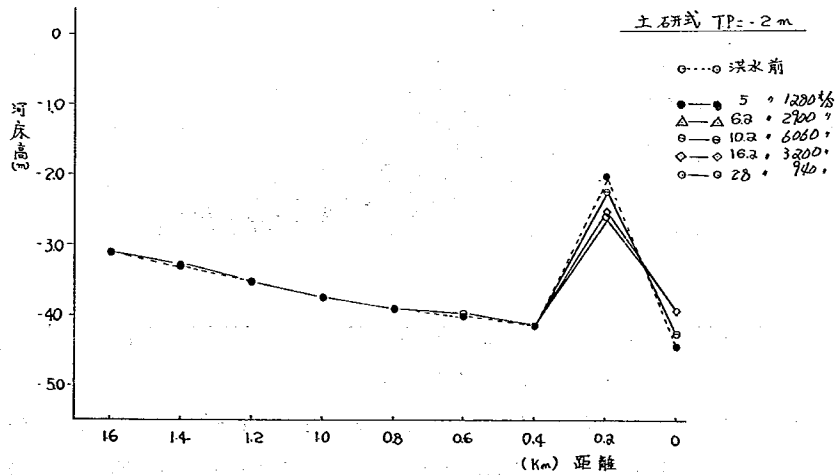


図9-4 洪水時の河床高(ケース7)

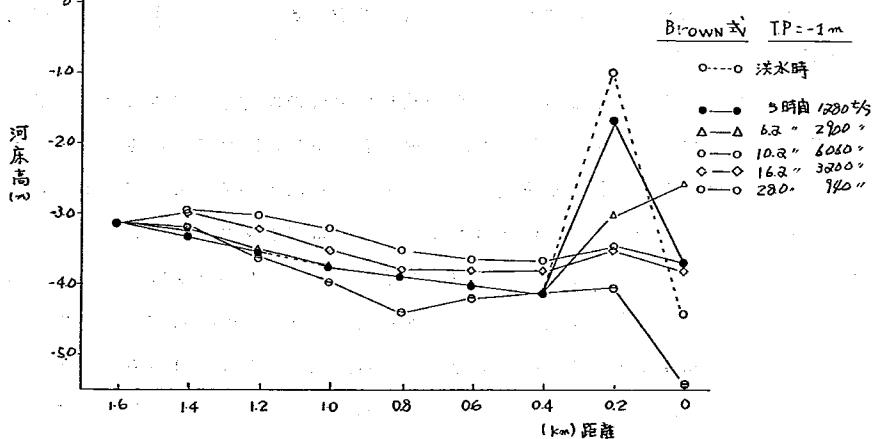


図9-5 洪水時の河床高(ケース8)

ほぼ飛んでしまい。洪水ピーク後の $4000 \text{ m}^3/\text{s}$ から河床は上昇みであり、 $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以下ではほとんど動いていない。なおケース 6，とケース 8 の河床変動は、8 時間目 ($5000 \text{ m}^3/\text{s}$) 以降は、ほとんど同じで、砂州高の影響は無い。最終河床が初期河床より約 $40 \sim 50 \text{ cm}$ 上昇しているが、これは $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ 位の流量の動的河床と考えられ、大出水がなければ、より浅くなっていく傾向にあり、現計画河床を、計画案 V の横断面で維持することは困難なことを示している。

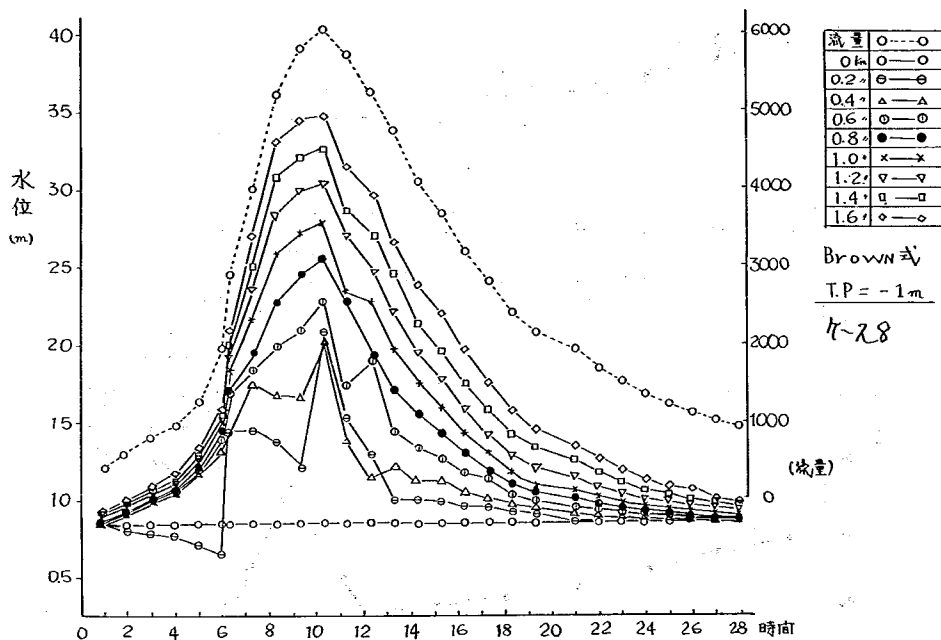


図 9-6 水位時間曲線図

図 9-6 はケース 8 の時の水位時間変化図を示したものである。これによると水位のピークは洪水ピーク時に現われ、砂州によるせき上げ高はあまり大きくなく 0.4 km 地点で $T.P. = +1.75 \text{ m}$ 位である。また最高水位も図 9-6 に示すごとく 1.0 km で $T.P. 2.8 \text{ m}$ であり、計算水位は計画高水位を越えることはない。

次に水面に砂州ができるような場合の時に洪水が来襲した場合の検討をしてみよう。計算による検討が今の所困難なので実験による検討を行なう。実験は計画案 V の断面に、図 9-7 に示すような砂州を 0.4 km 地点に作り、この断面に計画高水を流した。砂州部での開口幅は $T.P. 0.0 \text{ m}$ で 100 m とし、天端高は $T.P. 2 \text{ m}$ 、砂州幅は天端で 80 m 、 $T.P. 0 \text{ m}$ で 120 m である。

通水後 $1500 \text{ m}^3/\text{s}$ 位までは砂州の浸食は上流側だけで、 $0.4 \sim 0.36 \text{ km}$ 間は砂州の側方浸食よりも左岸側河床の鉛直方向の浸食が卓越している。8 時間目の $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ 位より右岸側の流速が大きくなるにしたがい、 $0.46 \sim 0.4 \text{ km}$ の側方浸食が目立ってきたが、 0.36 km は川幅に変化があまりなく、むしろ鉛直方向の浸食が進んでいる。しかし 9 時間目を過ぎ、流量も $3000 \text{ m}^3/\text{s}$ を越えた頃より流れは直線性を増し、河床低下よりむしろ砂州の側方への浸食が大となっていた。

10 時間～11 時間にかけて砂州フラッシュの進行が急激で (10 時間目で $Q = 4000 \text{ m}^3/\text{s}$ 11

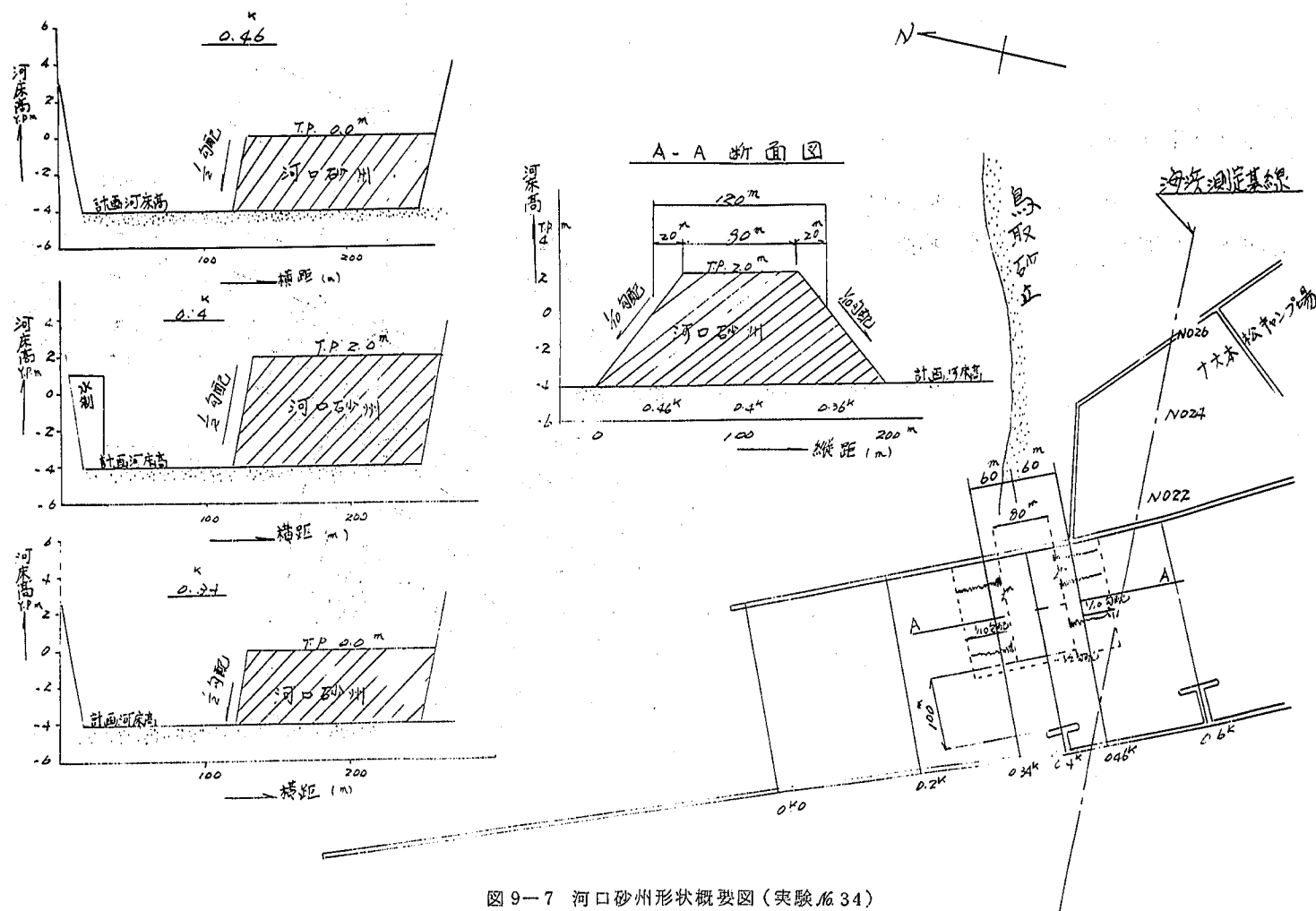


图 9-7 河口砂洲形状概要图 (实验 № 34)

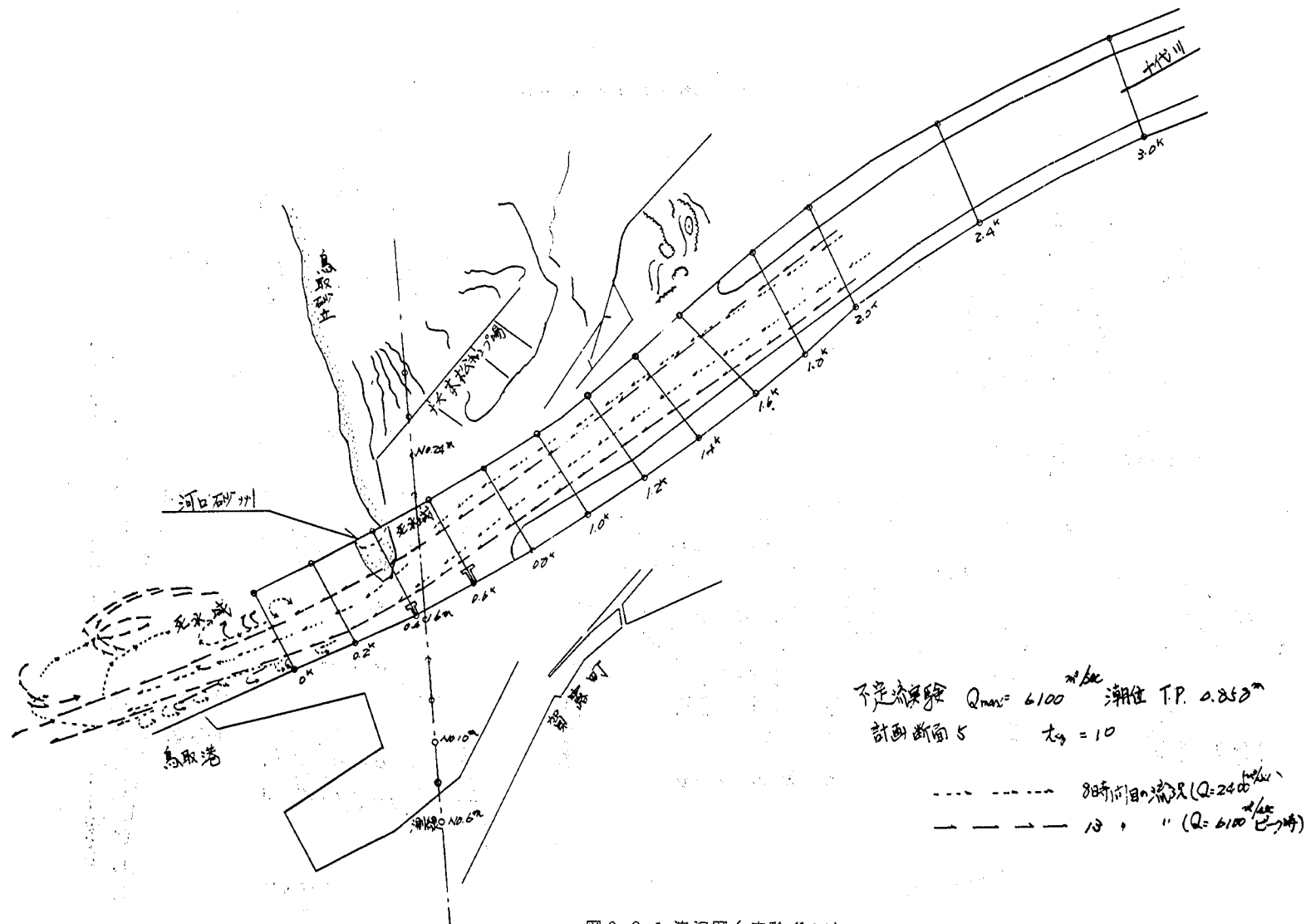


図 9-8-1 流況図 (実験 No. 30)

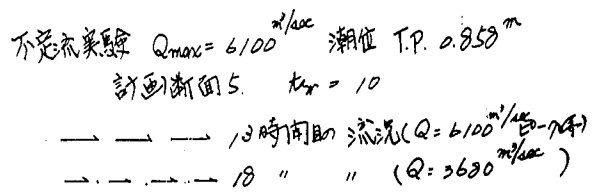


図 9—8—2 流況図 (実験 No. 30)

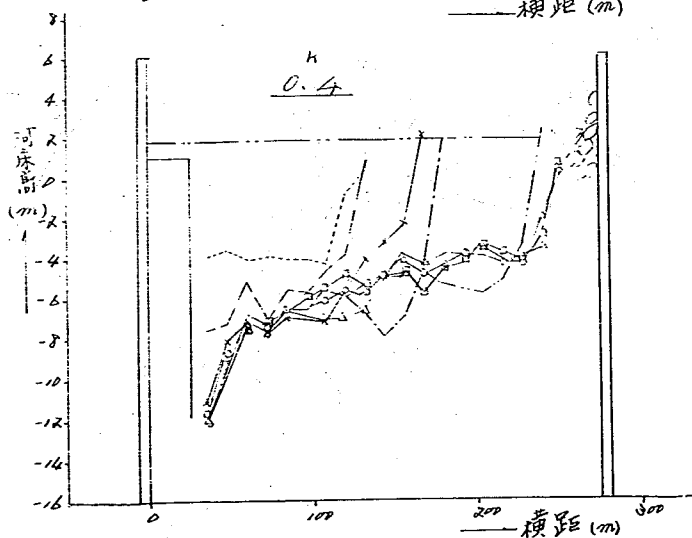
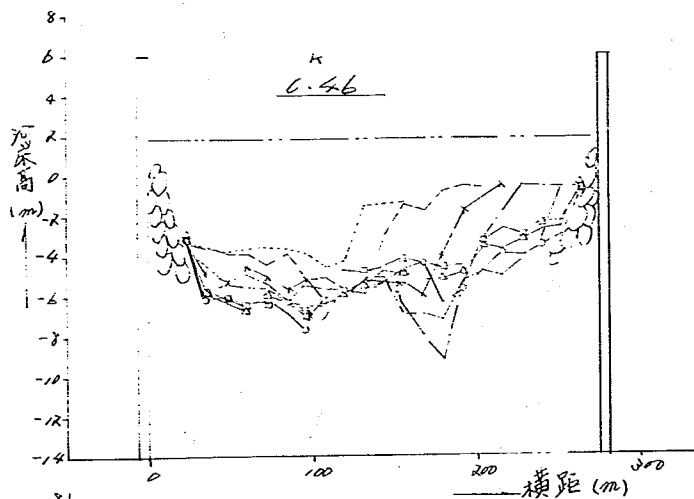
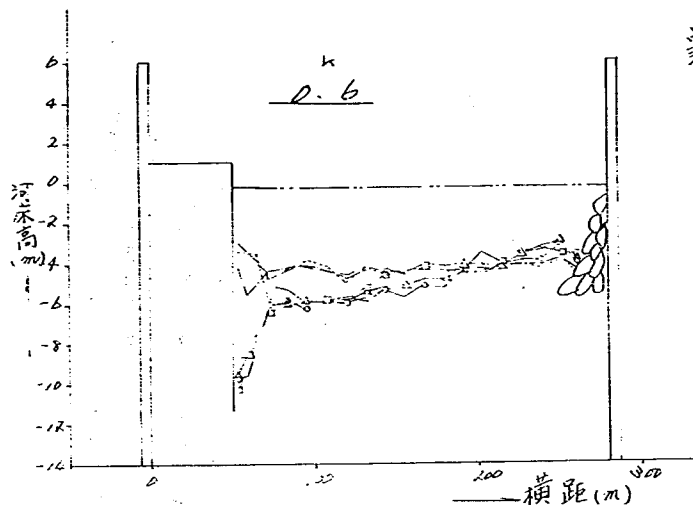
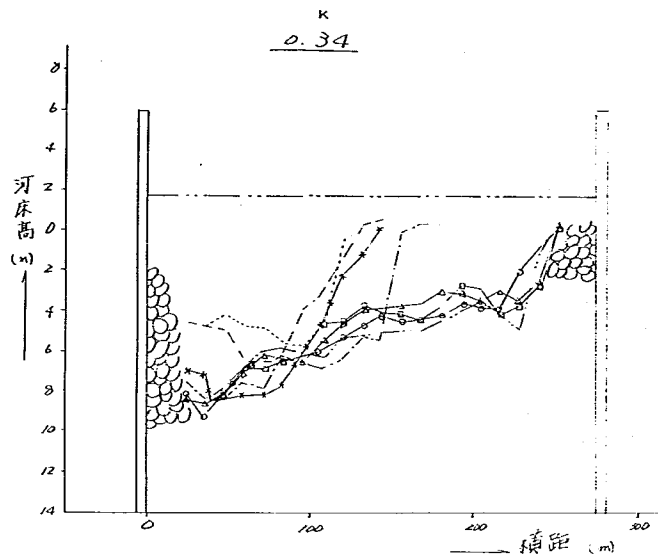


図 9-9-1 通水中の河口横断変化図

実験 No 30 不足流実験



例

——	25:00	$Q = 450$
----	2:30	$Q = 1270$
- - - -	7:00	2900
x x x x	7:30	4000
----	10:00	6050
- - - -	12:30	8240
○ ○ ○ ○	3:00	1.300
△ △ △ △	10:00	1.250
□ □ □ □	27:30	

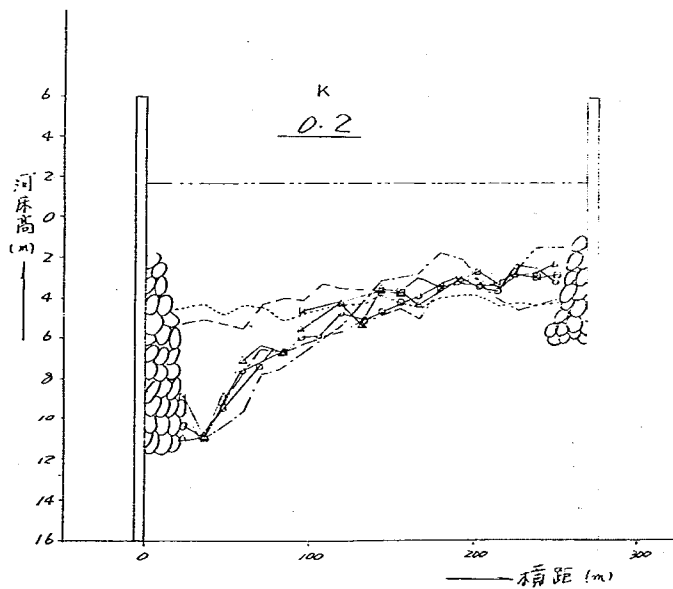
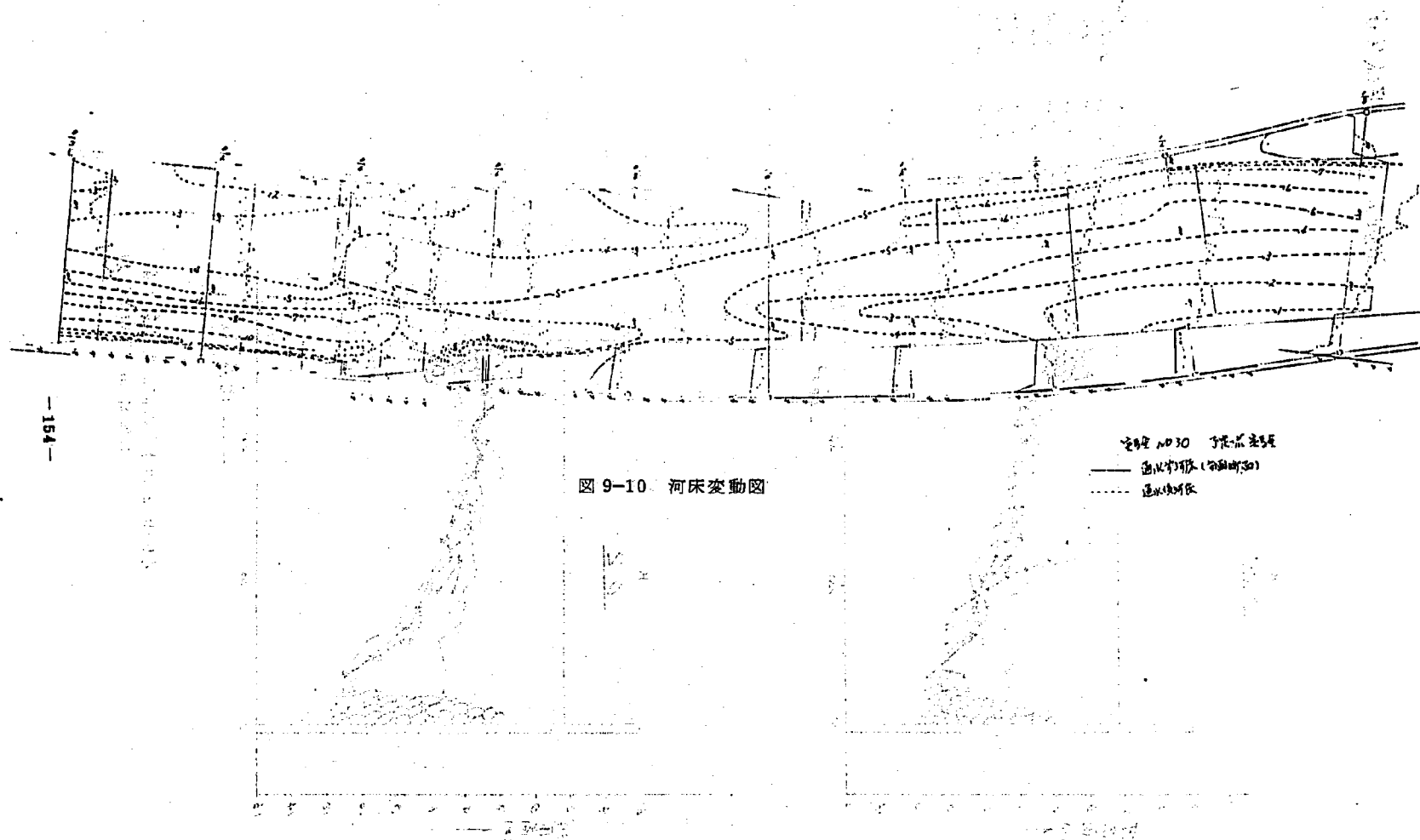


図 9-9-2 通水中の河口横断変化図
実験 No 30 不定流実験



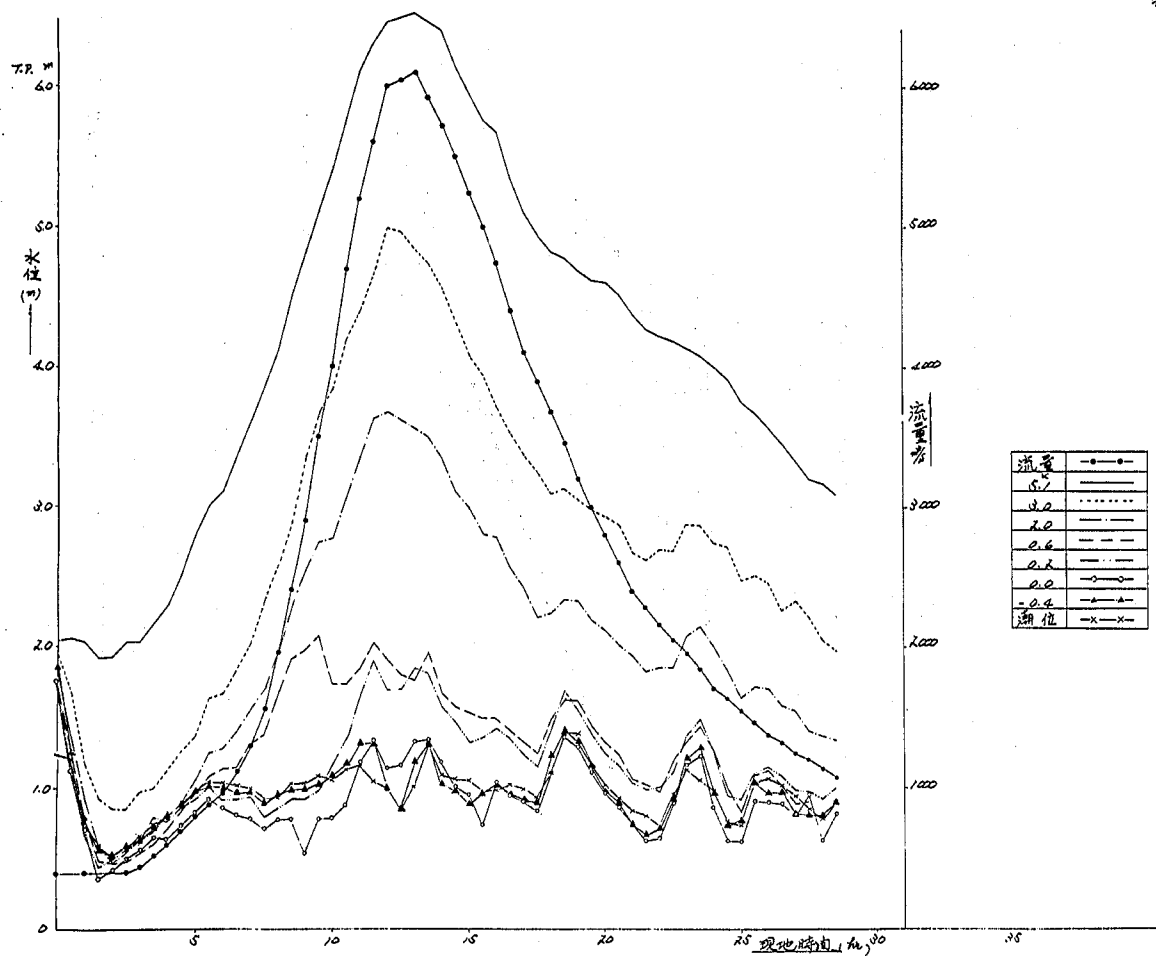


圖 9-11 水位時間曲線 (不定流實驗)

時間目の流量 $5200 \text{ m}^3/\text{s}$ 時にはほぼ砂州はフラッシュされていた。

実験中上流の河床が低下しない程度に適宜給砂を行なったが実験後の河床は全川を通じて計画河床高より低くなっていた。もし上流より河床低下に見合う補給砂があれば、河床はこれほど下がらなかったと思われる。河口前面には河口から出た土砂が舌状に堆積し、港口を浅くしている。

水位は潮位を $T.P = 0.858 \text{ m}$ に合わせるようにゲート操作したが、人間が操作するため応答がうまくいかず、潮位が波形を描いた。砂州上流 0.6 km の水位は最高 2.68 m となり、洪水ピーク流量より前に生じ砂州によるせき上げが在ったことを示している。なおこの水位は計画水位を越えない。

以上のことより $6000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時には、図 9-7 のような砂州が存在していても、 $6000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時には砂州はフラッシュされていて、水位にあまり影響の無いこと、流量 $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ 位では砂州は飛ばず、開口幅 $100 \sim 150 \text{ m}^2/\text{s}$ しかないこと、砂州のフラッシュ量が多くなるのは $3000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上であることなどが分かった。この結果は、計算による結果と定性的には似ている。

以上の河床変動を考慮した水位の検討は計画河床高に州がついているという検討であり、また計算では河床高の Controle point を 1.7 km にしていた。もし 5 km を Controle point とし、河床高が、 $1500 \text{ m}^3/\text{s}$ 時動的河床とした時に、 $6000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時が来襲した場合どうなるであろうか。河床材料を表 8-1 として計算したのが図 9-12 である。(ここでは計算は $5200 \text{ m}^3/\text{s}$ までし

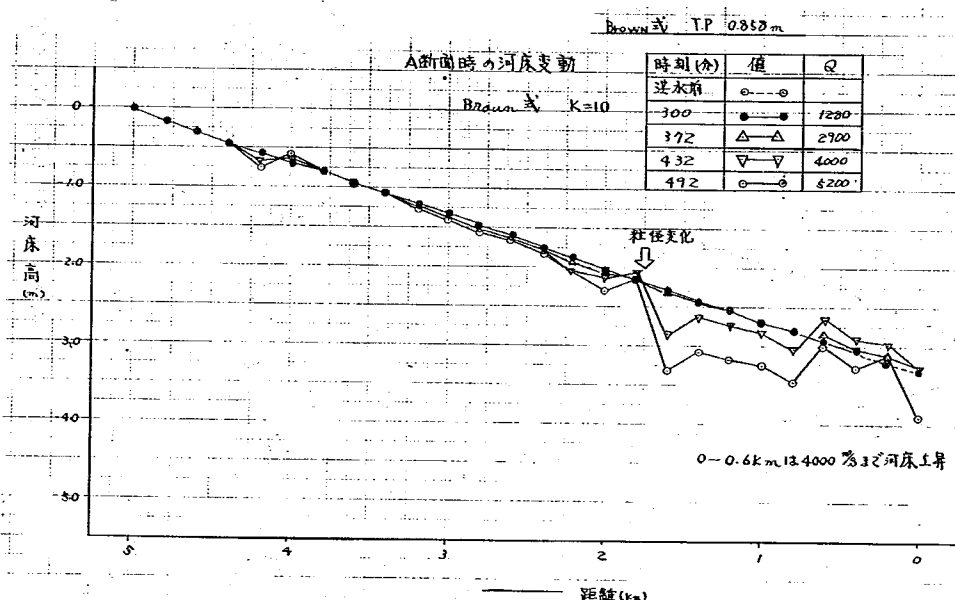


図 9-12 洪水時の河床高

か行なっていない。)これによると $3000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時まではほとんど河床が動かず、 $4000 \text{ m}^3/\text{s}$ ぐらいから急激に $2 \text{ km} \sim 1 \text{ km}$ で河床が低下するが $0 \sim 0.6 \text{ km}$ ではあまり河床が低下しない。これは、 1.8 km 地点で粒径変化が大きいこと、 0.6 km 以下は河積が増加していることによる。また水位は $5200 \text{ m}^3/\text{s}$ で計画高水位を越えている。この計算結果から河口部の河積の変化は、河床変動に大

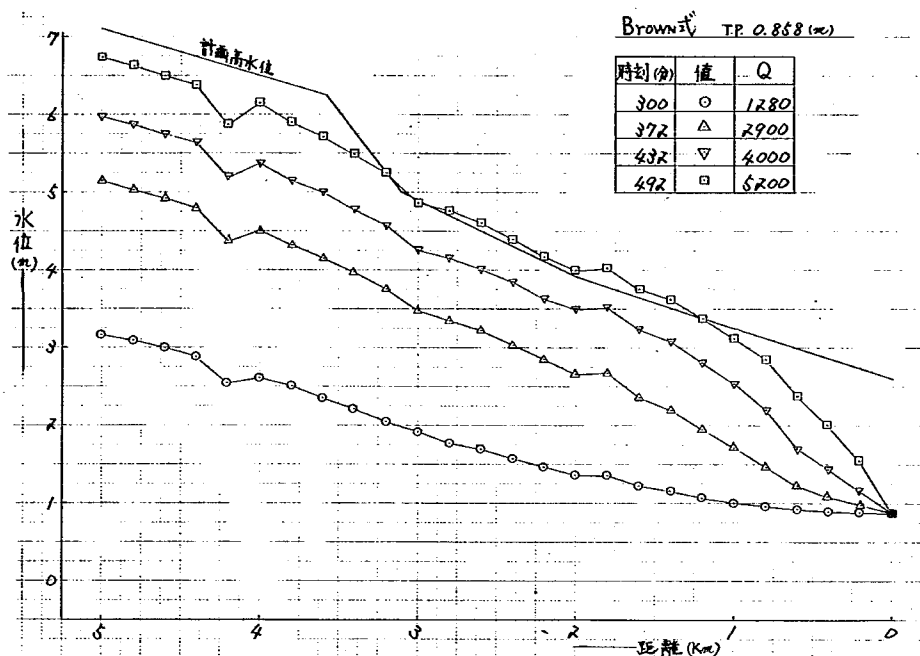


図9-13 流量別水位

きな作用をあたえることがわかった。

以上の検討より、導流堤の幅を、上流の低水路幅にした方が、河床低下をより進めること、維持水深も深くなること、河口水位の変化は1.5kmぐらいしかおよばないことを考えて、導流堤幅を図9-14のごとく修正した。河床高を計画河床高にした時の6000m³/s時の不等流計算結果は図9-15で水位はA案と1.0kmより上流では変らない。1500m³/sの動的河床高に計画洪水が来襲した場合の河床高、水位、河床掘れ高を計算したものが、図9-16、9-17、9-18である。導流堤幅をしぼったため、河床変動がA案よりこのまじい形となった。水位ピークは計画高水位を多少越えるぐらいであり水位からもこのまじい形であった。

以上のことより、A断面よりA断面修正案がよりこのまじい法線形、断面形であると考えられる。

なお、計画ハイドロでの流砂量を計算したところ、5km断面に流入する土砂量が約10,000m³、0km断面(導流堤先端)より流出する土砂量が約70,000m³であり、河道は全体的に掘られると言える。又、流量増加時の各流量ごとの土砂量は以下のようなものである。

5km断面流入土砂量		0km断面(導流堤先端)流出土砂量
2000 t/s時	300m ³	1.100m ³
3000 t/s	600m ³	8.200m ³
4000 t/s	1,000m ³	47.000m ³
5000 t/s	1,400m ³	118.000m ³
6000 t/s	3,000m ³	400.000m ³

これより、2000 t/s では、土砂量は少なく、河床の動きは少ない。土砂量が急激に増加しはじめるのは、3000 t/s から4000 t/s ぐらいからであり、この傾向は実験での結果と同じである。

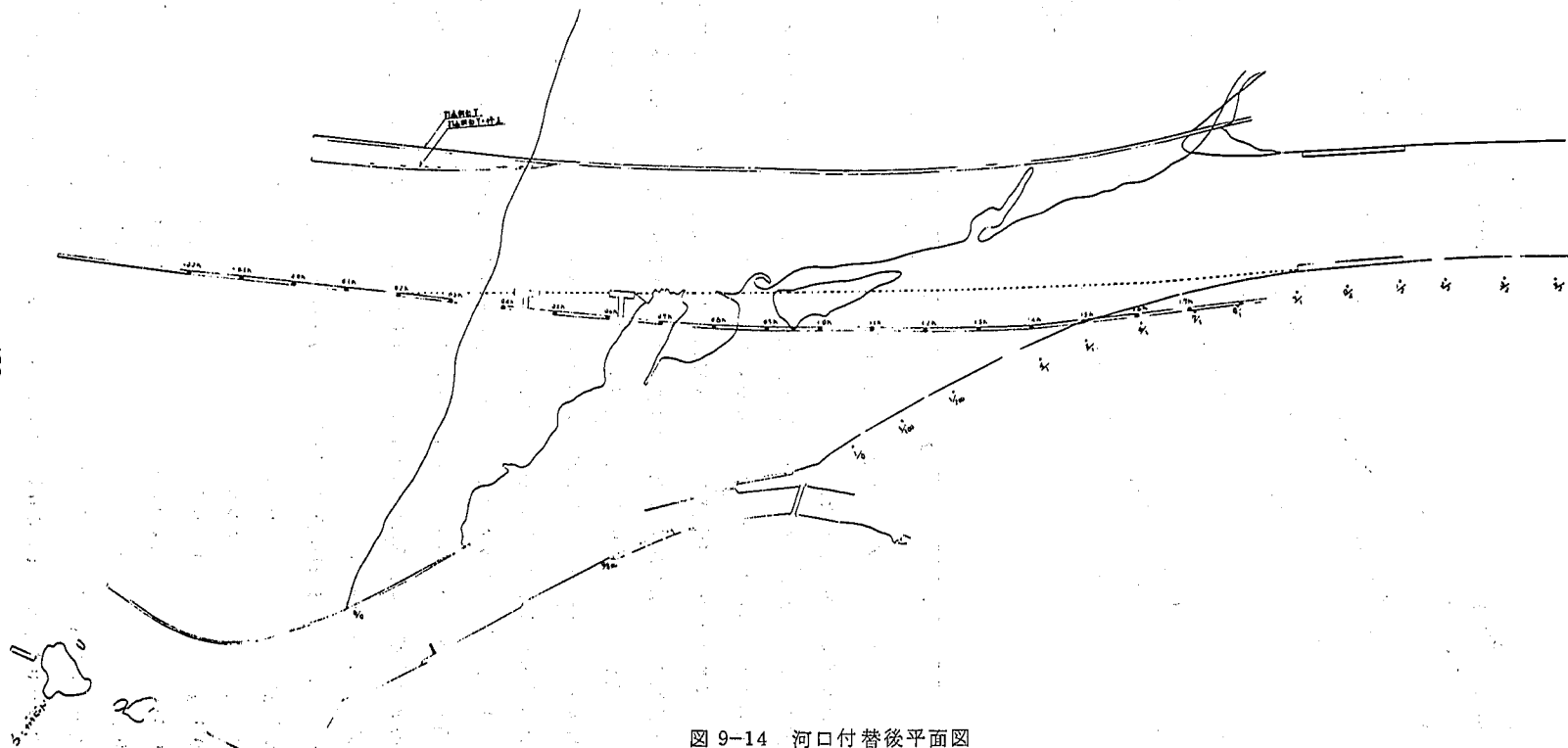


图 9-14 河口付替後平面图

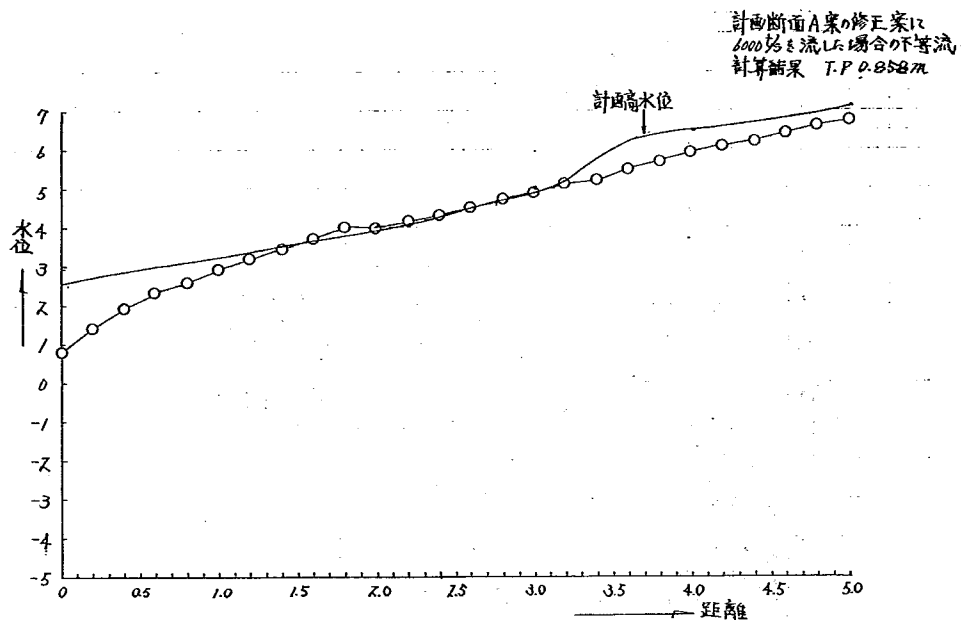


図 9-15 水位縦断図(河床高は計画河床高)

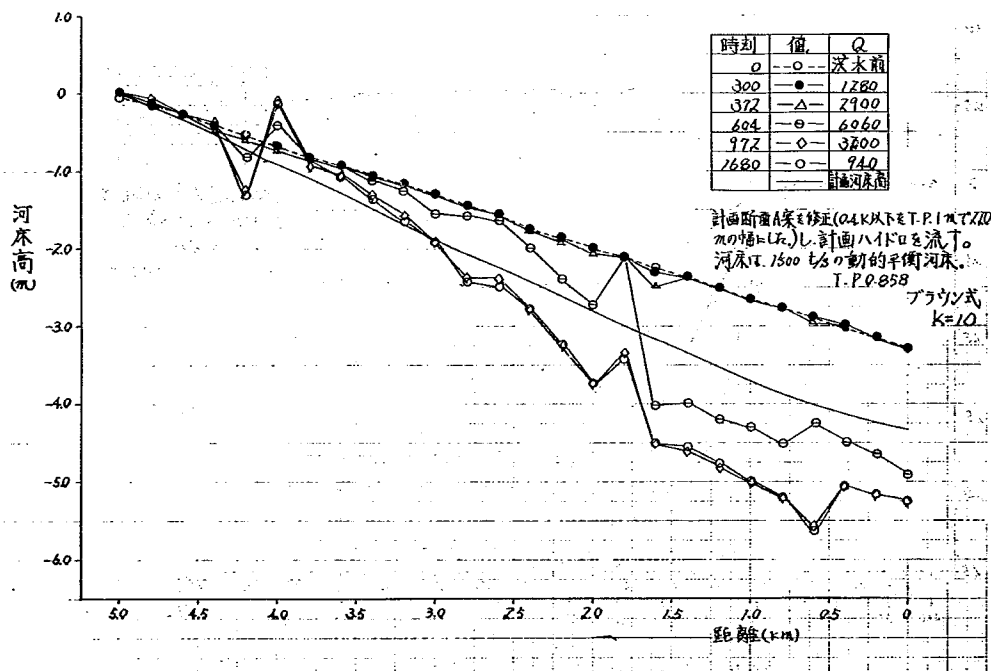


図 9-16 洪水時の河床高

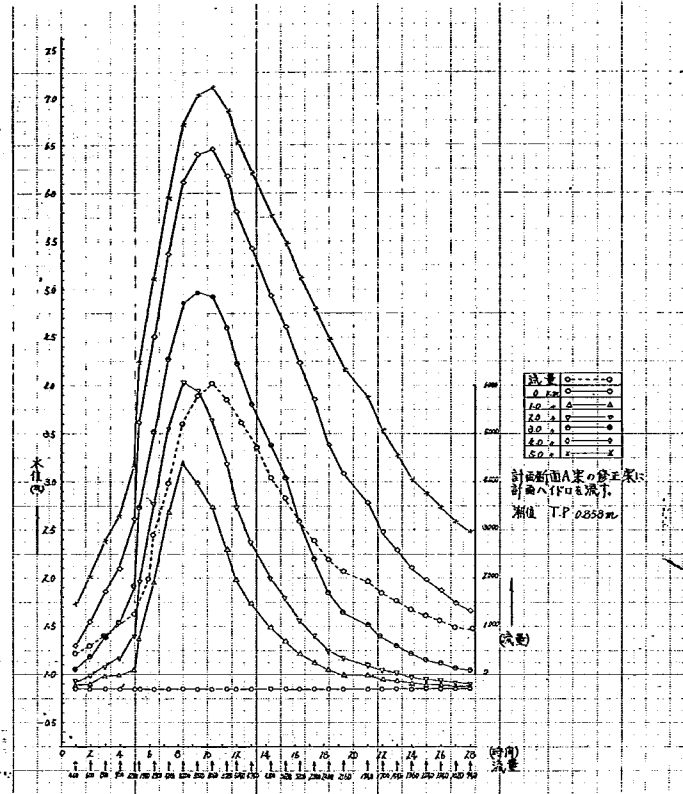


図 9-17 水位時間曲線図

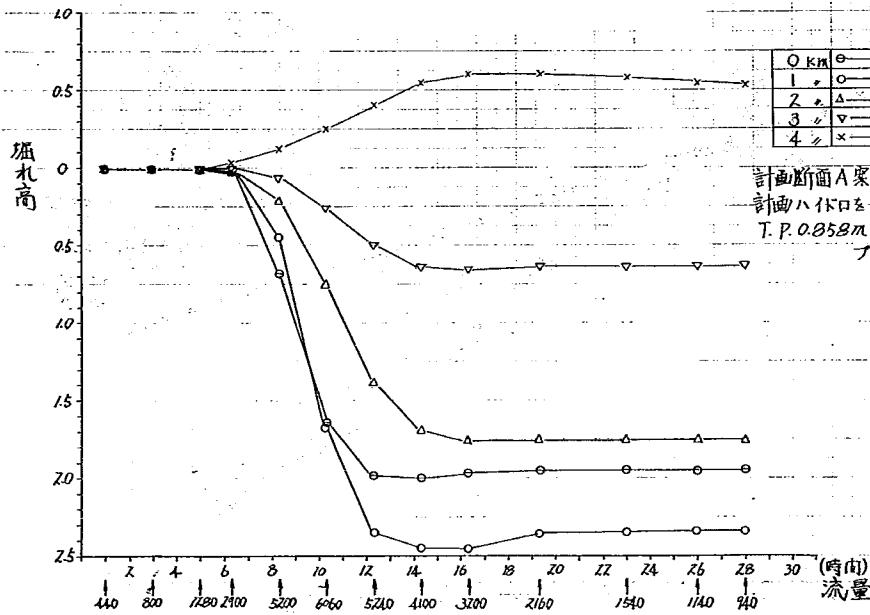


図 9-18 河床掘れ高時間変化図

10章 河口処理計画はどうすべきか。

10-1 計画高水位、計画河床高、法線形

前章までの検討によって、河口の処理計画の問題点を指適した。ここでは、どのような河口処理計画を取れば良いか考えてみよう。

i) 現計画高水位を変更せず、川幅も広げない場合

堤防、低水路の法線形は計画断面V，A案修正で良いだろう。この場合、河床高は、 $1500\text{ m}^3/\text{s}$ 時動的河床高に向う。ただしこの変動速度はあまり早いものとは考えられない。よって河床高を浚渫によって維持すれば良い。浚渫維持河床高は、現計画河床高までにしておけば充分であろう。ただ河口の水深は波による漂砂の持ちこみによって徐々に浅くなると考える。T.P-2mぐらいになっても、年一回ぐらいの洪水ではフラッシュできないが、 $6000\text{ m}^3/\text{s}$ 時にはフラッシュ可能である。

ii) 浚渫せず、川幅も広げない場合

堤防、低水路の法線形は計画断面V，A案修正で良い。平常時河床高は $1500\text{ m}^3/\text{s}$ 河床高を考えておけば良いだろう。河口水深は3m前後と考えられ、冬季には2mぐらいになることもあろうが、水面に出るようなことは無いと思われる。もし水面に出れば、 $3000\text{ m}^3/\text{s}$ 以下の流量ではフラッシュできないであろう。計画高水位は、河床変動を考慮した最高水位で良いが、流砂量公式に疑問の多い点、河床材料が将来どうなるかはつきりしない点を考えると、 $1500\text{ m}^3/\text{s}$ 動的河床に不等流計算した水位で考えた方がより安全である。この場合、河口部は、かなり水位に余裕がでるだろう。この場合3.6kmより上流は堤防の嵩上げの必要は無く、1.8km～3.6km間の嵩上げが問題となろう。この嵩上げは将来の河道を見てからでも良いと思われる。

iii) 川幅を広げる計画

導流堤の幅、低水路幅は河口水深を維持するためにも広げるべきでない。よって水位を低下するためには高水敷幅を広げることになる。しかし1.7km以上は築堤が完成していること、1.7km以下も、六本木キャンプ場をけずらなくてはならず、この計画は現実には無理であろう。

11 章 河口付替時の問題点

千代川河口付替工事は数年かかり、その間、洪水に対して安全でなければならない。河口の付替計画は図11-1のごとくである。

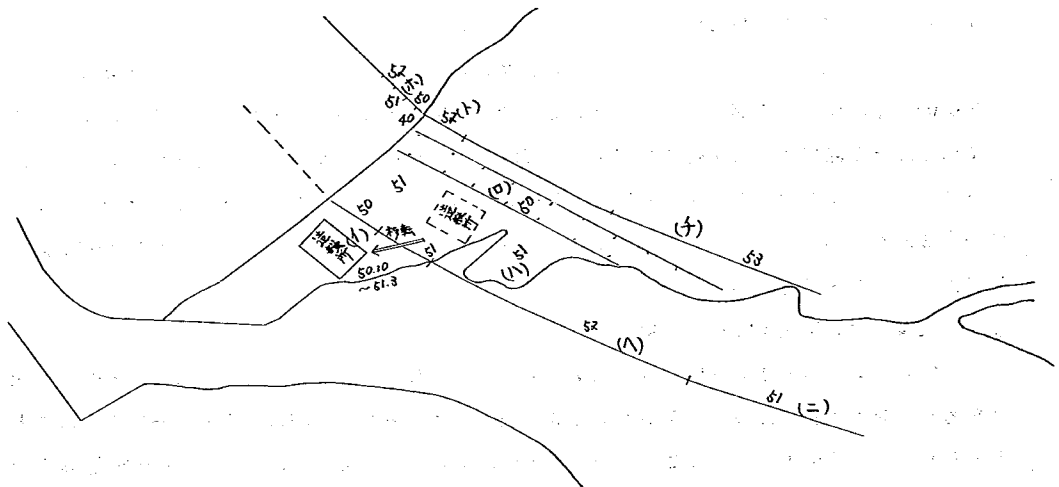


図11-1 河口付替計画

○ 50年度

- (イ) 計画内諸施設（造船所）の移転
- (ロ) 計画河道の一部堀削

○ 51年度

- (ハ) 計画河道掘削
- (ニ) 左岸一部築堤
- (ヘ) 導流堤一部施工

○ 52年度

- (ホ) 旧川の締め切り
- (コ) 右岸側護岸一部施工

○ 53年度

- (ク) 右岸側護岸の施工

以上である。

上記の施工中においては、治水上現状より悪くなることは無いと思われるが、次の点に注意しておいた方がよい。造船所の河道側は矢板等で、洪水に対する深堀れ対策をしておくこと、また(ロ)の誘導水路は現状より長いので、水路の広がり速度が遅くなる。なるべく幅を広くし、上流側を堀削しておいた方がよいだろう。また右岸導流堤は、鳥取砂丘側の汀線の侵食を防ぐ上においても、なるべく早

い時期に施工した方が良く、長さは100mぐらい出しておいた方が安全である。

なお参考のため、右岸導流堤を作らず、河道のみを計画河床まで掘削した場合、汀線がどのように変化するか、河床が維持できるかを実験してみた。実験条件は、波高2m、入射方向N、潮位T.P 0.36m、周期9.3 secとし初期河床は、計画断面Vの法線形状に右岸導流堤および護岸が無い場合である。

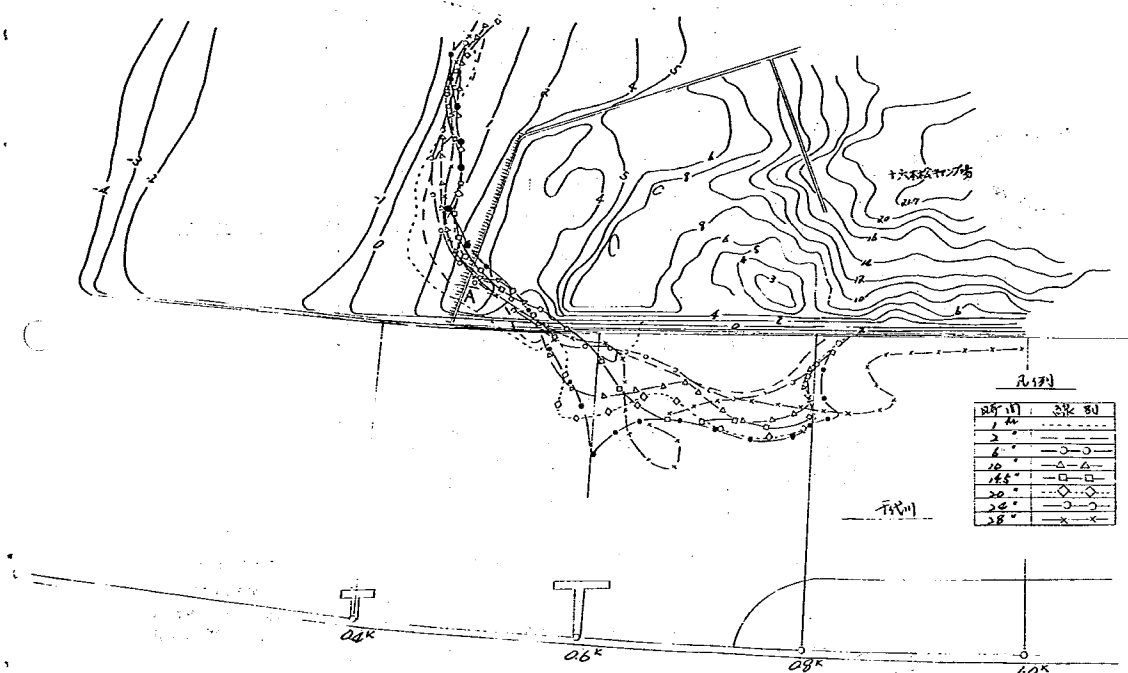
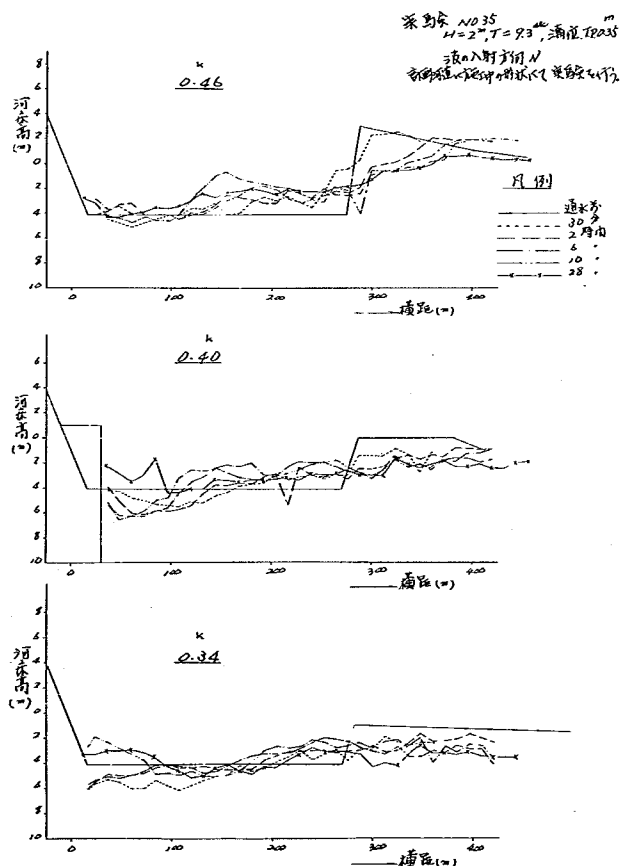
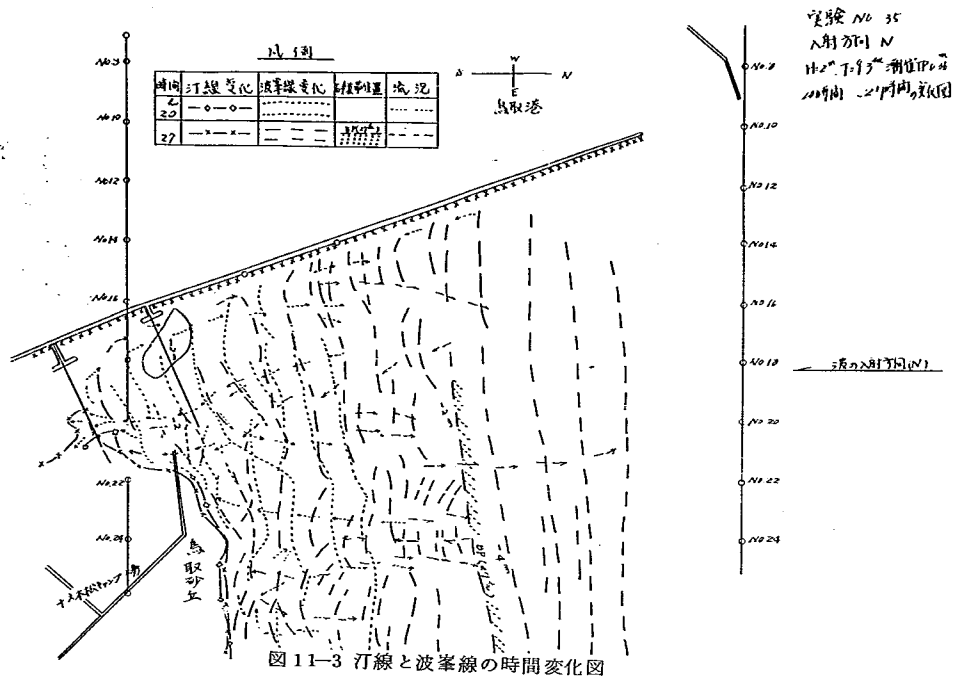


図11-2 河口附近汀線時間変化図(河口砂州伸延変化図)

上述の条件で波を作用させたが、30分後には図11-2のA点部分が侵食され始め、1時間目にはこの侵食された部分の土砂が波により河道内に押し込められ、0.7km右岸側に堆積しているのが見られた。この侵食された土砂は10時間目までは0.7k~0.8k右岸側に堆積し、河幅を狭くしていた。なおこの堆積砂はA部分のみならず、沖側からも供給されているようであった。実験を開始してから5時間位までは、河道側は水深が大で砕波現象はほとんど見られなかったが、波が左岸導流堤に対し斜めに入射するので、反射波と入射波が合成して波高が大となった部分で砕波が見られた。5時間目以降は海底の変形により汀線より沖合約300m付近に沿岸砂州が発生したため、その付近で砕波現象が顕著となった。河口前面では、波による向岸流と、河川流のため右回りの循環流が発生し、浮遊砂の河道内への持ちこみ、左岸0.6k、0.4kの水制付近くに、土砂の堆積をうながしていた。汀線の変化状況を見ると、6時間目ぐらいからA点付近の侵食はあまりなく、鳥取砂丘の汀線変化も小さい。しかし河口砂州部付近の汀線の変化は激しい。また河口前面の水深も浅くなった。

以上の結果は、導流堤が無ければ、河口幅が狭まり、また、A点の汀線の後退を生じることを示している。それゆえ、なるべく早い時期に導流堤を延ばす必要がある。



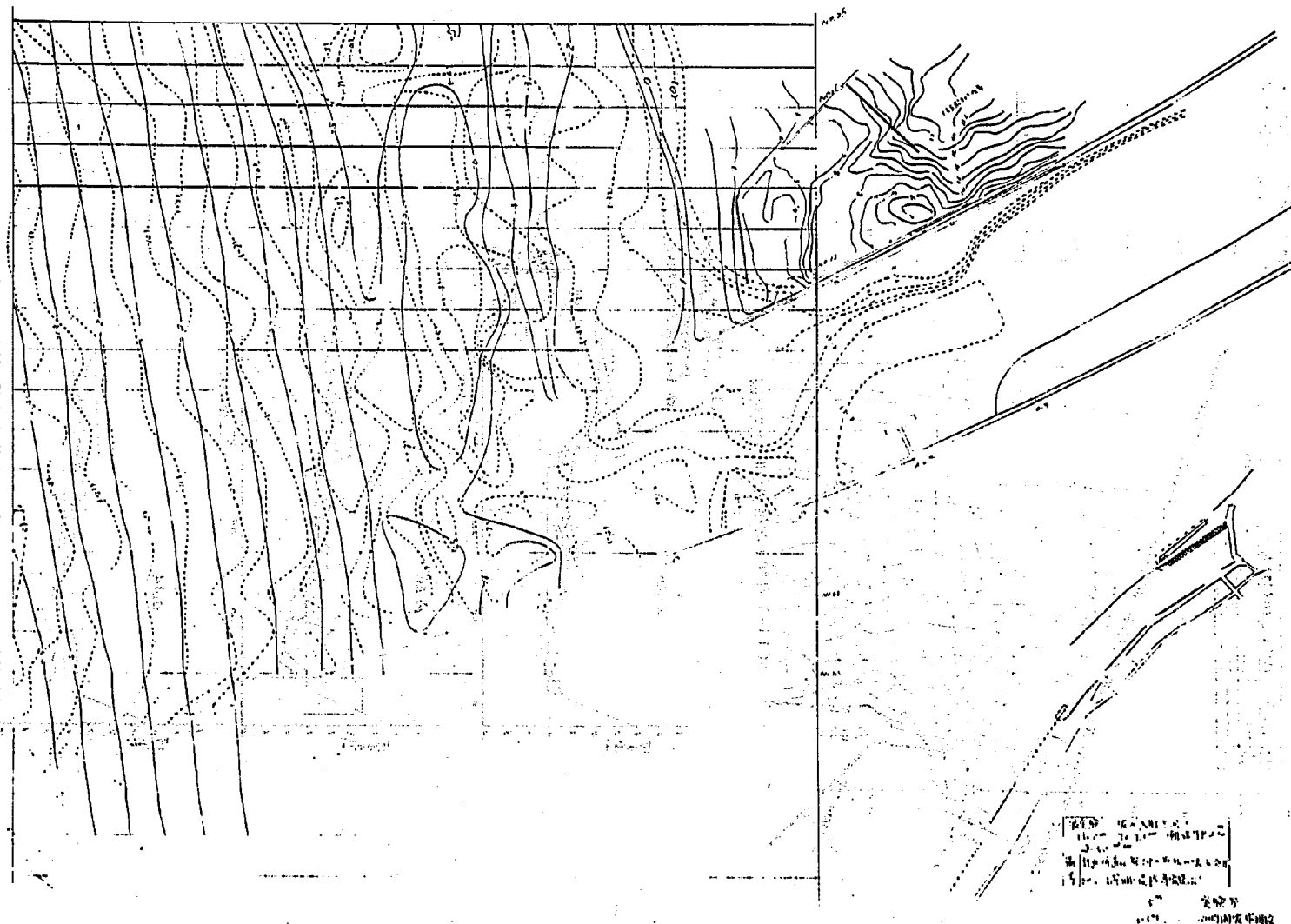


图 11-5-1 等深线图 (实验 35-1)

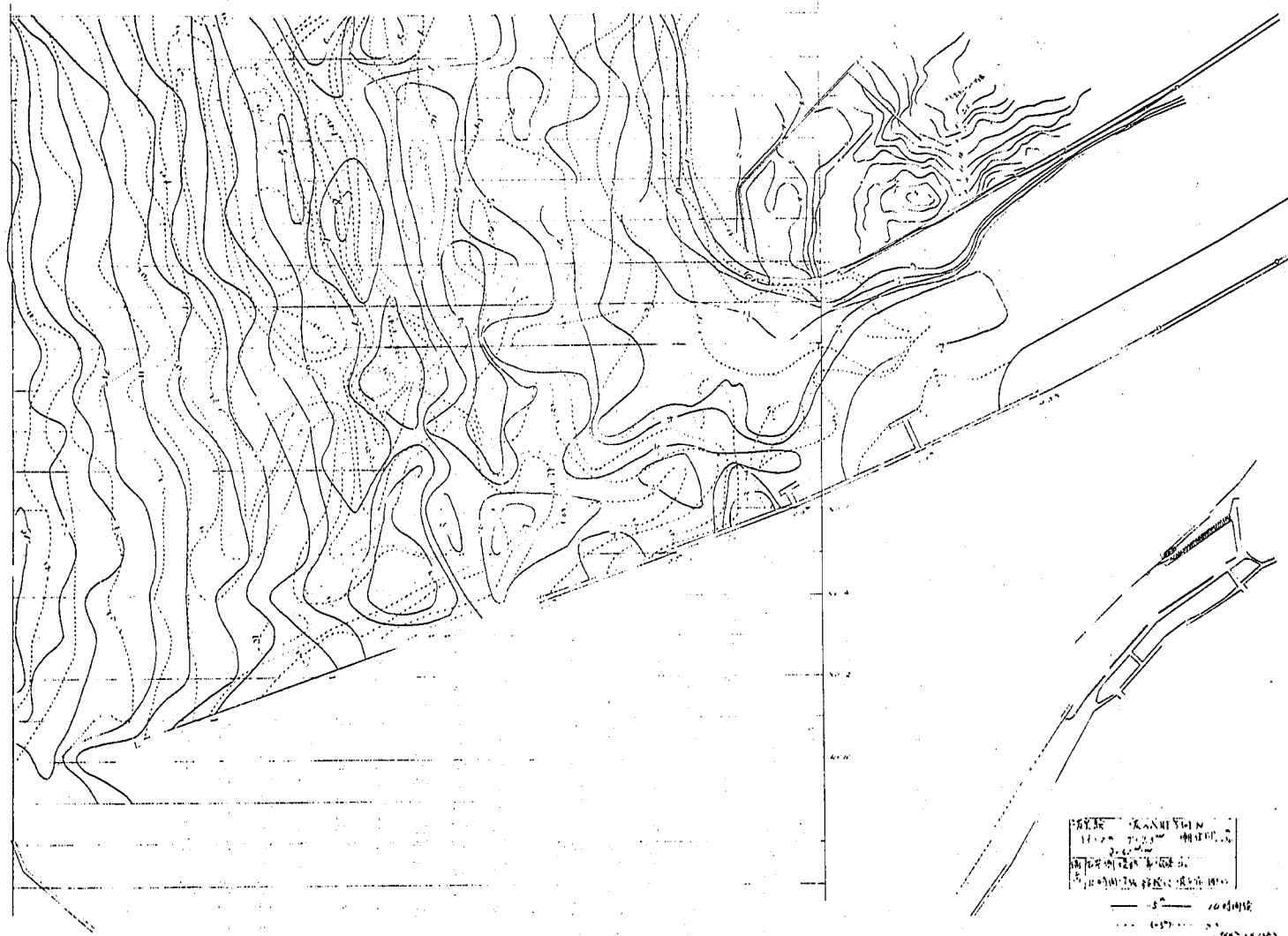


图 11-5-2 等深线图 (实验 № 35-2)

12 章 結 論

各章において、すでに個々の問題について検討結果を述べているが、ここで全体をとりまとめる形で結論を述べる。

① 模型の相似性、模型の相似性はあまり良いとは言えない、模型上の現象は参考程度にとどめるべきである。

② 現況河道による洪水時の水位と河口の状況、 $6000\text{ m}^3/\text{s}$ 時において、賀露水位は T.P. 2.6 m を越えることは無いだろう。ただ 1 km 以上は河積が不足し計画高水位を越えるだろう。特に 1 km から 4 km が危険である。

③ 導流堤の法線型は現計画（計画案 I, II）では、河口近くでの曲率半径が小さく、それに比し河幅が広いため導流堤右岸側に土砂の堆積が生じこのましくない。また左岸防波堤による河口方向への沿岸流を生じ河口砂州の発生をうながしている。

④ 河口導流堤内に砂州が生じた場合、 $1000\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $2000\text{ m}^3/\text{s}$ の洪水ではフラッシュでせず、 $2000\text{ m}^3/\text{s}$ 時川幅 150 m 、平均水深 $6\sim7\text{ m}$ を持つにすぎないだろう。

⑤ 堤防・低水路の法線形は計画断面 V A 案修正が良いだろう。この計画では洪水は滑らかに海に流出し、流れの偏流は少ない、この場合河床高は $1500\text{ m}^3/\text{s}$ ぐらいの流量に対応する動的河床高（河口水深 3 m ぐらい）に向うだろう。ただしこの変動速度はあまり早いものとは考えられない。この動的河床高時に計画高水程度の出水があった場合、河床の低下によって計画高水位を越えるか越えないかのぎりぎりであろう。安全のため現計画河床高まで浚渫によって維持しておいた方が良いでしょう。

⑥ 新河口前面の水深は徐々に浅くなるだろう。大出水時には、この浅い所が川幅の $3\sim4$ 倍の所（導流堤先端より $600\sim800\text{ m}$ ）に達することがあろう。鳥取港の航路計画に配慮が必要である。

⑦ 導流堤は徐々に出し海床変化を見ながら出せば良いが、右岸導流堤は鳥取砂丘の汀線の侵食を防ぐ上においても、なるべく早い時期に 100 m 位の長さを施工しておいた方がよい。

⑧ 導流堤は不透過とし、汀線附近の導流堤の高さは、波によって打ち上げられた砂が河導内に入らないように少なくとも $4\sim5\text{ m}$ 以上必要である。海部は越波しない方が望ましいが、それほど高くする必要なく T.P. $2\sim3\text{ m}$ あれば充分であろう。また波のエネルギーを消すため導流堤沿いに消波工が必要である。河導内は、堤防を防る上で 1.0 k 地点位まで波に対する考慮が必要であろう。

導流堤の幅は構造上問題が無ければ狭くて良い。

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47年、48年、49年の3ケ年にわたる検討結果を取りまとめたものである。本報告書の作成に当っては次の人達がかかわった。

模型成作には林、山本が、実験計画、指導は山本、野積が、河床変動計算等の水理計算は山本の指導によって野積が行なった。

本報告書の作成は山本が行ない、図面等の整理にあたっては、臨時職員、池田富美江、山田敬子、沼田まさ江さんに助力を受けた。なお実験にあた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あたっては、土木研究所河川部長、土屋昭^考介、河川研究室長、須賀堯三、中国地建河川計画課、鳥取工事事務所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。

1974年 12月

山 本 晃 一
林 敏 夫
野 積 尙