



土 木 研 究 所 資 料

第 1009 号

大谷川河口模型実験報告書

昭 和 50 年 3 月

建 設 省 土 木 研 究 所
鹿 島 試 験 所

目 次

1. ま え が き	1
2. 現地資料の収集および解析	2
2.1 流域の現況	2
2.2 大谷川河口と海象特性	3
3. 計画放水路における水位の検討	22
4. 河口処理上の問題点	48
4.1 導流堤工法の問題点	48
4.2 駿河湾海岸の人工的構造物と海浜変形について	48
5. 模型実験の相似律	51
5.1 相 似 律	51
5.2 大谷川河口模型実験における模型縮尺について	58
6. 実験ケースと実験方法	61
6.1 実 験 施 設	61
6.2 実験の概要	61
6.3 実験ケース	62
7. 実験結果	65
7.1 導流堤による河口維持に関する検討	65
7.2 河道内における波浪の侵入	67
7.3 河口砂州のフラッシュに関する検討	67
8. 結 論	102
あ と が き	104

図 表 目 次

図-2.1	巴川、大谷川流域図	2
図-2.2	駿河湾概要図	4
図-2.3	大谷川河口平面図	5
図-2.4	大谷川河口部海浜勾配	6
図-2.5	粒度分布図(大谷川河口)	6
図-2.6	粒度分布図	7
図-2.7.1~2.7.3	風 向 図	7
図-2.8.1~2.8.3	波高、周期出現率図	13
図-2.9	波高と周期の関係	14
図-2.10	年間波方向回数図	14
図-2.11.1~2.11.6	波の屈折図	15
図-2.12	潮 位 諸 量	21
図-3.1	流量配分図	22
図-3.2	巴川水系ピーク流量図	23
図-3.3	川幅変化図	24
図-3.4.1~3.4.3	水位河床縦断図	25
図-4.1	田子の浦港汀線変化図	49
図-4.2	大井川港汀線変化図	49
図-4.3	用宗漁港汀線変化図	50
図-5.1	砕波水深におよぼす周期の効果	54
図-5.2	表層移動および完全移動の限界水深	56
図-5.3		57
図-5.4	粒度分布図(大谷川模型)	59
図-6.1	大谷川河口模型平面図	61
図-6.2	推算流量ハイドログラフ	63
図-6.3	推算流量ハイドログラフ($Q_{max}=390m^3/s$)	64
図-7.1.1~7.1.3	海浜縦断、流況、等深線図(実験No.1-1)	70
図-7.2.1~7.2.3	" " " (実験No.1-2)	73
図-7.3.1~7.3.3	" " " (実験No.1-3)	76
図-7.4.1~7.4.3	" " " (実験No.1-4)	79
図-7.5.1~7.5.3	" " " (実験No.2)	82

図-7.6.1~7.6.3	海浜縦断、流況、等深線図 (実験No 3)	85
図-7.7.1~7.7.3	" " " (実験No 4)	88
図-7.8.1~7.8.3	" " " (実験No 5)	91
図-7.9.1~7.9.4	時間水位、河口断面変化、流況、等深線図 (実験No 6)	94
図-7.10.1~7.10.4	" " " " (実験No 7)	98

表-2.1	過去における主たる台風の最大風速	9
表-2.2	月別波高、周期出現回数 (清水港)	10
表-2.3	1968年~1972年間の月別波高百分率 (清水港)	11
表-2.4.1~2.4.2	周期、波高の相関、季節別波高出現率 (焼津港)	12
表-3.1.1~3.1.10	大谷川不等流計算結果	28
表-6.1	実験ケース一覧表	62

写真 1.1.1~1.4.4	実験中および実験後河床写真 (実験No 1-1~1-4)	105
写真 2.1~2.4	" " " (実験No 2)	109
写真 3.1~3.6	" " " (実験No 3)	110
写真 4.1~4.6	" " " (実験No 4)	111
写真 5.1~5.4	" " " (実験No 5)	113
写真 6.1~6.11	不定流通水中および通水後写真 (実験No 6)	114
写真 7.1~7.9	" " " (実験No 7)	117

1. ま え が き

静岡市北部を流下する巴川は、日本平の北側を迂回し、清水市街地を貫流して清水港に流入する流域面積 9.616 Km^2 、流路延長 1.8 Km の中小河川である。巴川流域は近年田畑等の宅地化、あるいは上流流域の開発が激しく、これらの都市化に伴う流量増に対処するための改修計画が検討された。しかし巴川下流部は清水市内市街地を貫流しているため、大幅な河川改修は極めて困難であり、このため巴川の浅畑川合流点における遊水池、および静岡市古庄地先（巴川排水路合流点）より分流し、途中日本平西麓の尻無川（小鹿沢）等の処置を含め、現在久能山西を流れて駿河湾に流入している大谷川につなぎ、これを拡幅、開削する大谷川放水路の計画がたてられている。この放水路計画による巴川流域内の流域変更分は 3.312 Km^2 であり、現在の大谷川は流域面積 1.47 Km^2 の河川である。現河口部は六脚ブロックの導流堤、および二段（約 2.0 m ）の床止めにより河道は維持され、河口閉塞による害はあまりないように見うけられるが、流域変更による流量増加に対処するため^の河口開削に対して河口処理をどうするか^の対策が必要になった。河口は海と川の両面からの現象が重なり合い、非常に複雑なため、その対策および現象を把握することは容易でない。ここではこの放水路計画による河口部の開削に伴う河口維持対策として、導流堤工法による模型実験を行ない、その効果を調査し、有効的な設置方法を見い出そうとするものである。

2. 現地資料の収集および解析

2.1 流域の現況

巴川は静岡市北東部の丘陵地の水源標高 632 m に源を発し、東名高速道路を交叉する瀬名川付近で、長尾川を合流し、清水市街地を貫流して清水港に流入する。長尾川は静岡市東北部の標高 1041 m の文珠岳にその源を発し、清水市の境界付近を南に流下する。河床は高く、天井川のままに長い背割堤で巴川に合流する。巴川の河床勾配は下流部、中流部にて約 $1/800$ 、上流部においてはさらに緩となっており約 $1/3000$ である。この上流部には、丘陵側に逆勾配の平地があり、著しい低湿地をつくっている。流域内は出水の度に冠水による被害を受けており、現在都市河川の全体計画により、河川改修・および大谷川による放水路、上流の遊水池の実施計画が進められている^{1), 2)}

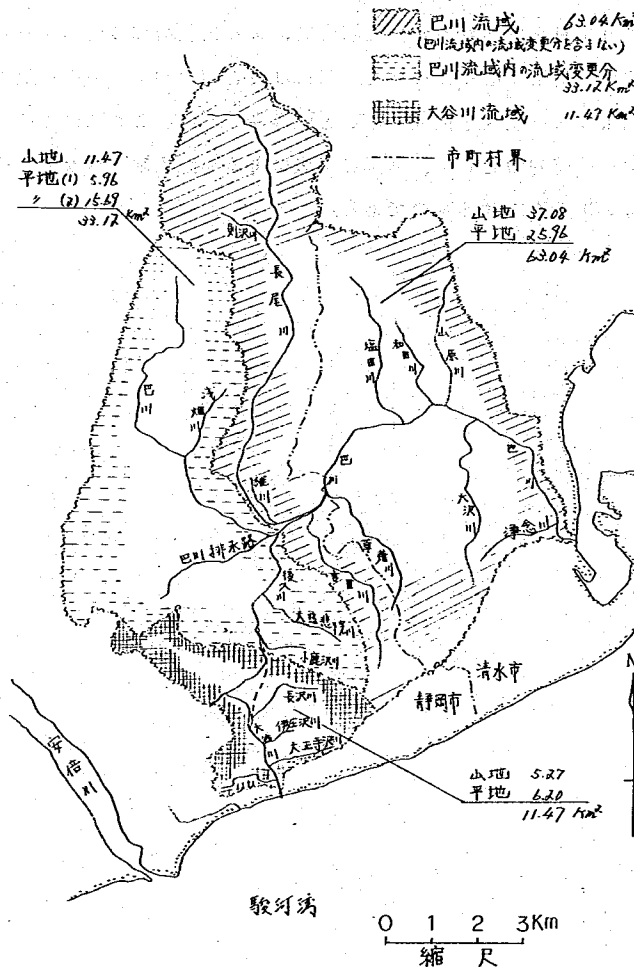


図-2.1 巴川、大谷川流域図

2.2 大谷川河口と海象特性

1) 河口部の概要

駿河湾は図-2.2に示すように、主軸方向 $S15^{\circ}W$ で、湾口幅は約50km、湾奥の幅約20km、湾口から湾奥までの距離が70kmである。水深は深く湾口で2000mに達し、1000mの等深線も湾奥深く入りこんでおり、海谷の状態をていしている。海岸は御前崎より沼津まで一部を除いておおむね砂浜海岸であり、安部川東3kmに位置する大谷川河口部は図-2.3に示すようにコンクリート護岸が施され、海岸堤も設けられている。さらに河口部左右岸には短かい透過性の導流堤が汀線と直に出ている。河口砂州はその導流堤内に発生しており、導流堤内の流路はときによりその流路を変更する。河口前面の砂浜は、幅が約70m、高さは海岸堤防前面で4~6m程度となっており、汀線の方向は西南西から東北東を示している。この砂浜の漂砂供給源は安部川と思われる。海浜縦断は図-2.4のように前浜勾配は1/15程度であり、海底勾配も駿河湾奥部よりは比較的ゆるやかになっている。海浜縦断の経年変化によれば、河川(安部川)からの土砂供給量の減少によるものか、いくぶん侵食傾向である。

2) 海部の底質材料

図-2.5は昭和47年に静岡県が、および昭和49年12月に鹿島試験所が調査した大谷川河口部砂州部と汀線付近の粒度分布図である。調査地点の違い、あるいは資料が少ないため、比較には問題があるが、混合粒径の傾向を示し、我々の調査時の方が粒径が大きくなっている。この平均粒径は汀線付近で $8\sim12\text{mm}$ 、河口砂州部付近で $4\sim8\text{mm}$ であると考えられる。さらに図-2.6は、大谷川河口から三保半島先端にいたる海岸の汀線付近での粒度調査結果である。安部川に接続する海岸では、中央粒径が安部川河口から久能山海岸に向かって減少し、久能山海岸から三保半島の先端の真崎に向かって逆に増大していく傾向にあるといわれているが、³⁾この調査結果でも同様の傾向を示している。

3) 風

駿河湾西側の御前崎および榛原郡吉田地点の資料によれば、図-2.7.1に示すように、風向別頻度はW方向が卓越しており、吉田地点の2ヶ年間の観測結果では、全風向観測数の30%を占めている。このうち 5.6m/s 以上の風向別頻度でもW方向が圧倒的に多く、ついでNE~ENEが多くなっている。一方季節別では図-2.7.2のように、冬季においてもW方向からの風が支配的であるが、NE~ENE方向も多く、夏期においてはW~SW方向が支配的である。また清水港での観測記録では、図-2.7.3に示すように 10m/s 以上の卓越風向はENE方向である。湾内における風の影響は、冬期季節風によるものと、夏期の台風によるものとであるが、冬期季節風によるものは地形上それほど大きなものは稀で、支配的なものは夏期の台風により発生するものである。清水港での過去における主たる台風の最大風速は表-2.1の通りであるが、台風時の最大風速は南寄りの風に多く発生しており、この最大風速の風は、台風中心が御前崎の西方を通り、北また

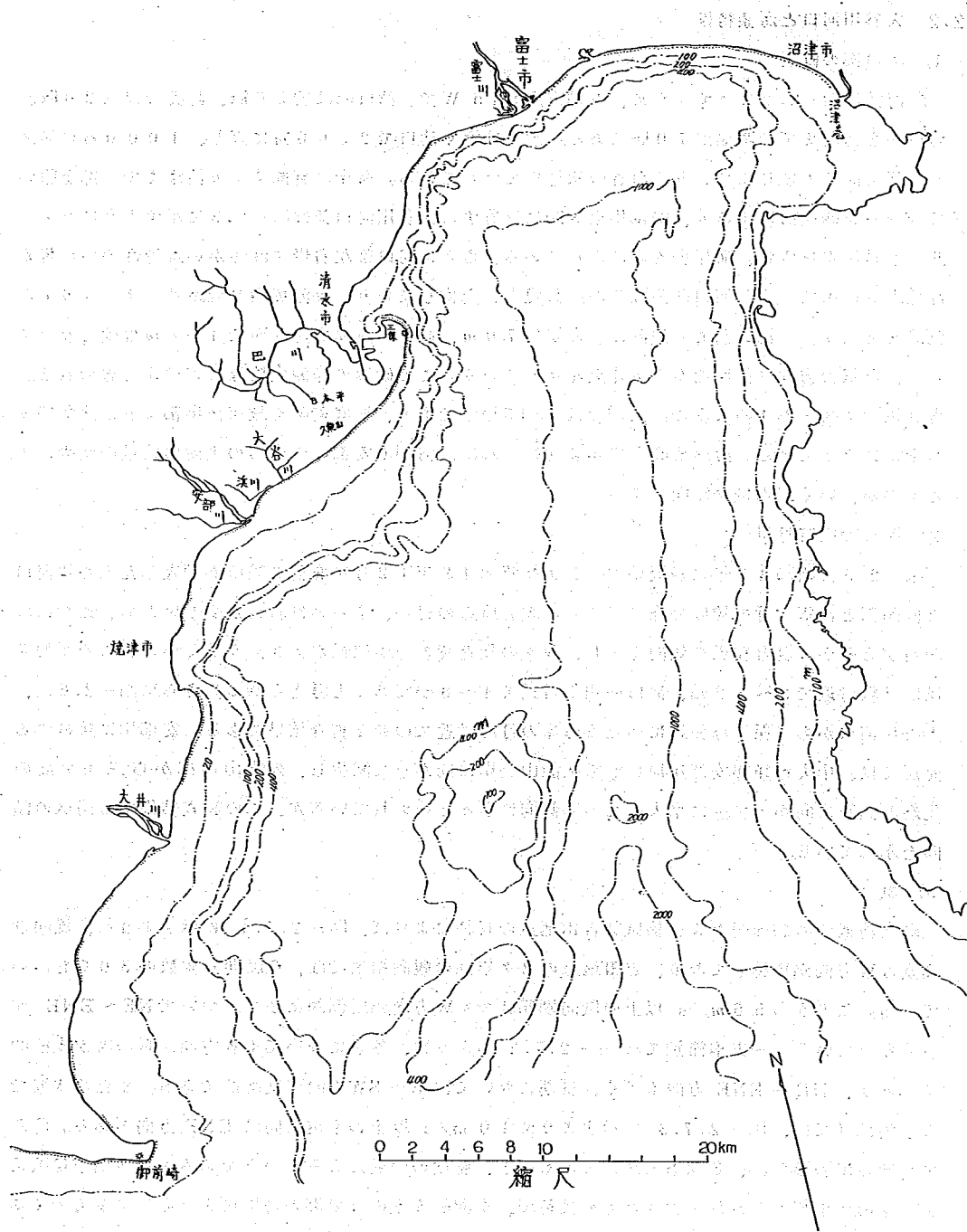
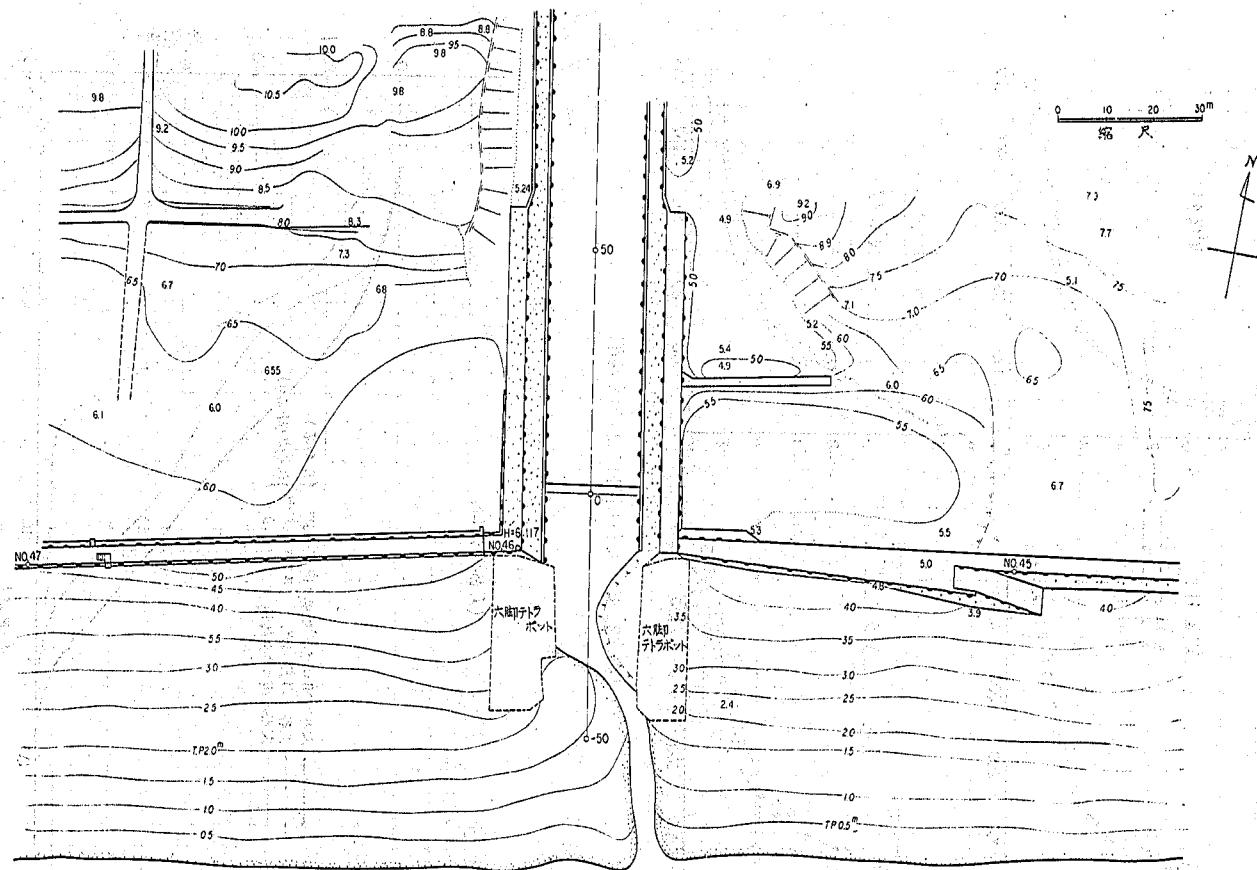


図-2.2 駿河湾概要図



駿 河 湾

図 - 2.3 大谷川河口平面図

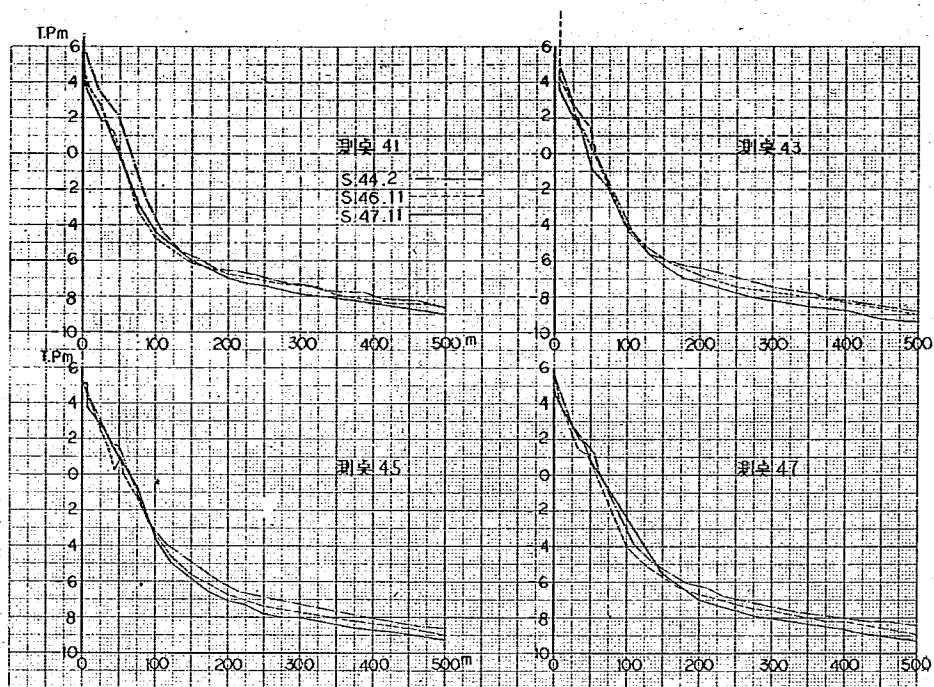


图-2.4 大谷川河口部海滨勾配

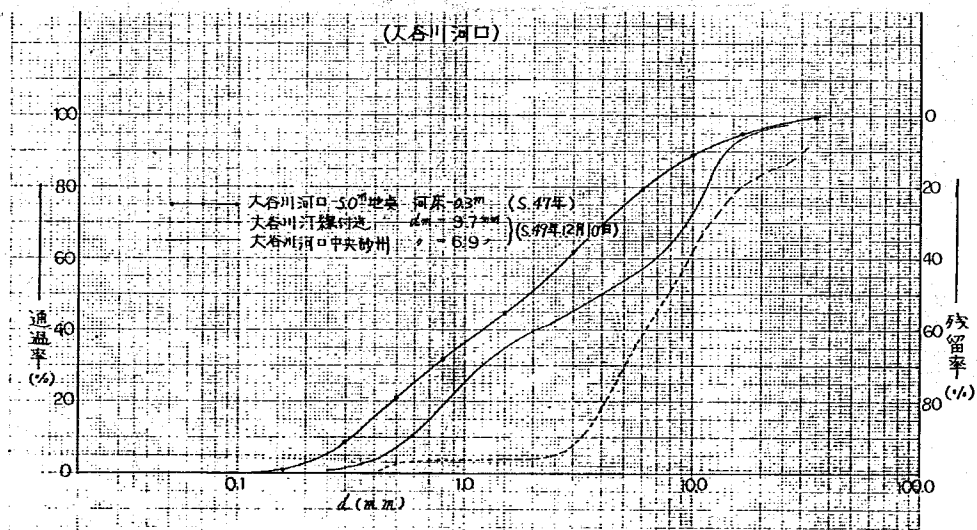


图-2.5 粒度分布图 (大谷川河口)

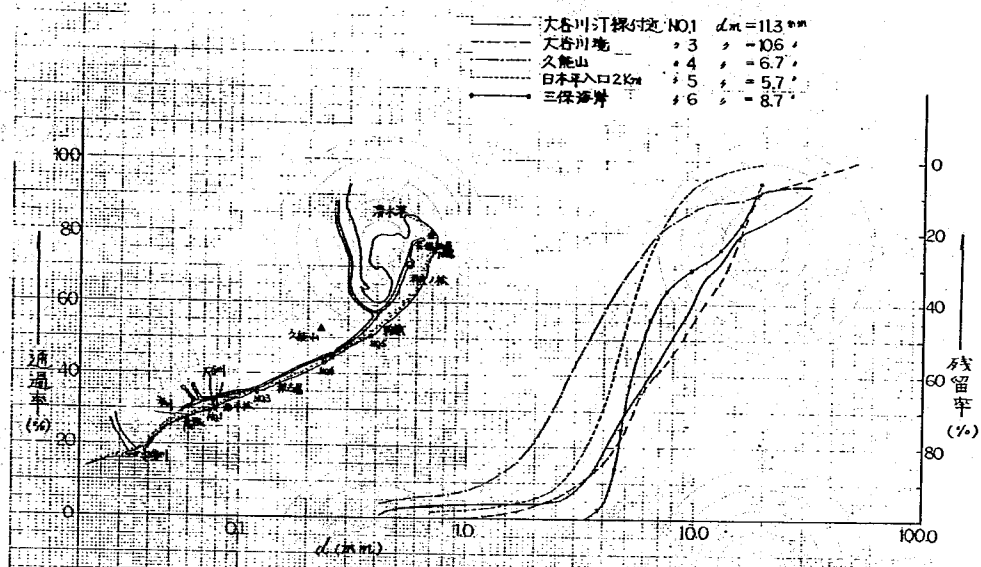
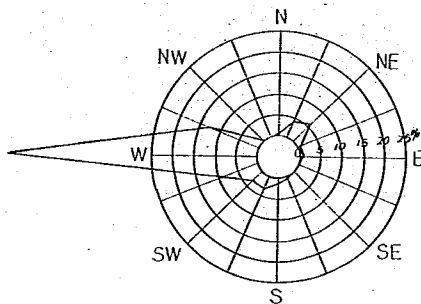


図-2.6 粒度分布図

御前崎地変

風速 $V > 10m$ B8回観測
S.29~38年の10年間



S.45~47年の2年間
静岡県駿河湾海岸吉田地変
----- 5.6%以上の風向頻度

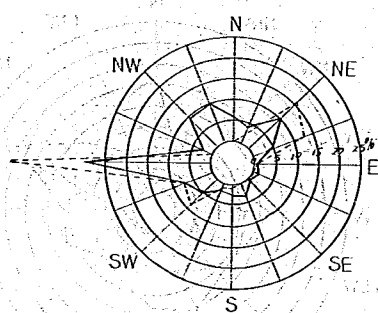


図-2.7.1 風向図

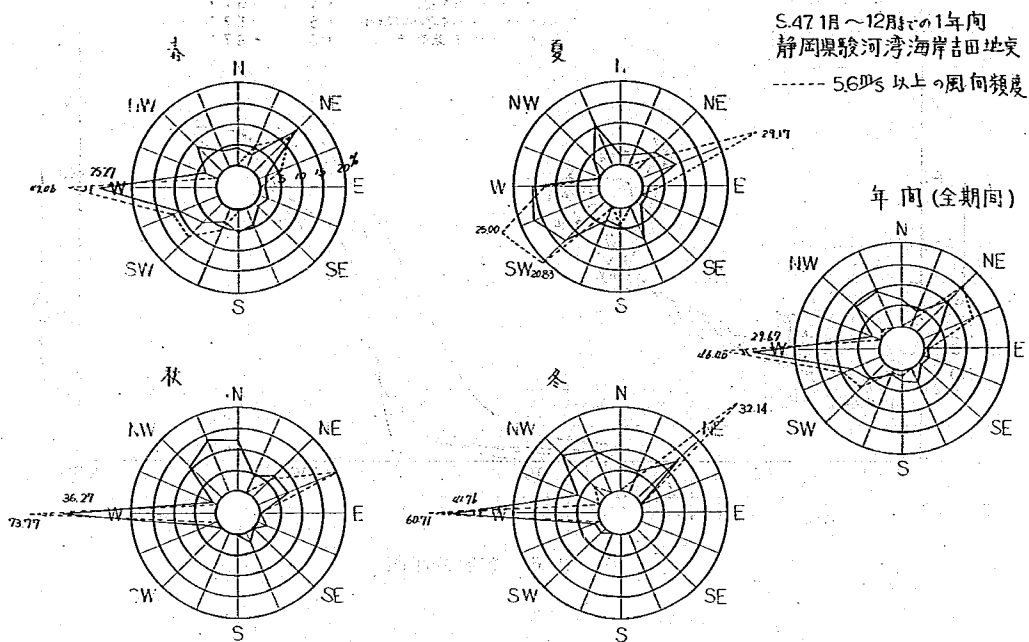


図-2.7.2 季節別風向図

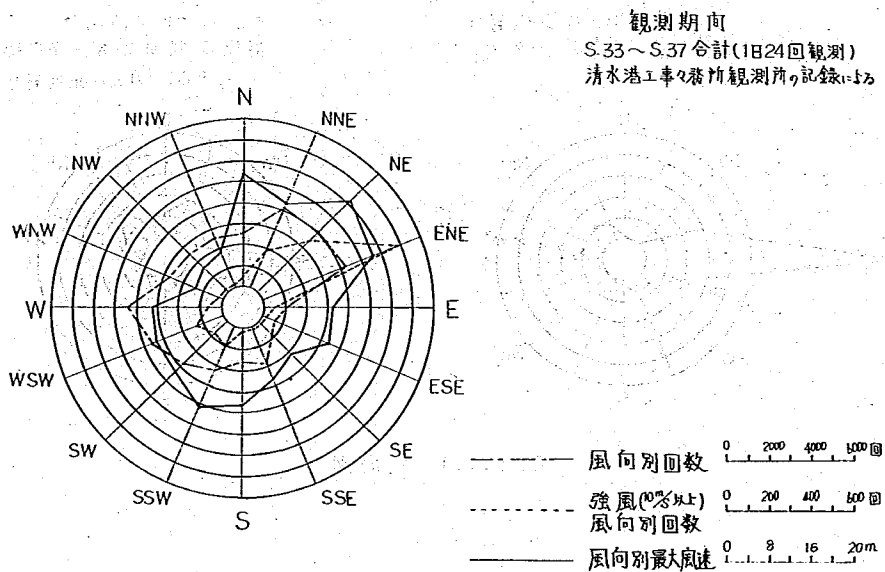


図-2.7.3 風向図

は北東に抜ける経路に多い。

表 - 2.1

台風名	年 月 日	瞬間最大	10分間平均最大	気 圧
狩 野 川	S 33.9.26	NNE 34.8 m/s	NNE 16.8 m/s	973 mb
伊 勢 湾	34.9.26	SSE 32.8	SSE 22.8	987.7
第2室戸	36.9.16	SSW 32.5	SSW 18.3	988.5

(清水港工事事務所観測記録)

4) 波 浪

駿河湾は深く、かつ南に向いているため、この海岸に生ずる支配的な波は、対岸距離あるいは波の方向等からして湾内において発生するものではなく、外洋で発生し、湾内に進入してくる波浪、すなわちうねりによるものが支配的であると考えられる。表-2.2は昭和46年12月~47年11月の清水港での波浪観測記録(外港防波堤北側水深-12.0m)である。これによると有義波高($H_{1/3}$)が2m以上の高波は7月、9月に台風によって発生している。しかし年間では $H_{1/3} \leq 0.5$ mの弱い波が81%を占め、1.0m以上の高い波はわずか3~4%にすぎない。一方周期10 sec以上のうねりは6~10月の台風期に多く、年合計では6~12 secの周期が70%を占め、6 sec以下の風浪は20%にすぎない。これを季節別に波高、周期頻度図に示したのが図-2.8.1~2.8.2である。他に1968年~1972年までの月別波高を示したのが表-2.3である。これによっても波高0.5m以下の弱い波が実に90%を占め、1.0m以上の波は2%弱で7~9月の台風期に発生している。さらに焼津港での観測結果(水深-9.5m)も表-2.4および図-2.8.3に示したが、波高の発生頻度は清水港とはほぼ同じである。しかし周期は6 sec以下が70%強を占め、清水港とではいくぶん異なるようである。以上のような結果から、大きな波の発生するのは夏および秋季に集中しており、現地の海浜変形に支配的なのはこの季節に生ずる波が多いと考えられる。なお波高と周期の関係は大きい波の資料が少ないため、ここでは清水港のほか田子の浦の資料も用いた。この結果を図-2.9に示す。一方波向は田子の浦の資料図-2.10によれば波向の最多方向はSで、ついでSSWおよびSSEとなっている。波の屈折図からの屈折係数は、湾外波向S10°W、周期20秒の伊勢湾程度のもを想定すると、大谷川河口前面付近で0.7程度となる。これは御前崎から南東にはりだした暗礁と、焼津沖漁礁の影響によるものと思われる。また湾内波向SSW~SSEの周期8秒および12秒の屈折図を描くと図-2.11.1~2.11.6のようになり、屈折係数は大谷川前面で0.9~1.0となる。

表-2.2.1 月別波高出現回数

清水港 S. 46.12~47.11

※ ()内は出現率(%)を示す。

年 月 H ₃ (m)	46/12	47/1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	年
静 穏	37 (31)	45 (54)		64 (54)	103 (61)	197 (78)	142 (39)	99 (33)	167 (45)	132 (47)	54 (33)	23 (96)	1063 (47)
0.1~0.5	80 (68)	36 (43)		31 (26)	50 (30)	48 (19)	181 (50)	67 (22)	106 (28)	91 (32)	76 (47)	1 (4)	767 (34)
0.6~1.0	1 (1)	1 (1)		18 (15)	13 (8)	10 (4)	37 (10)	95 (31)	99 (27)	49 (17)	30 (19)		353 (16)
1.1~1.5		2 (2)		4 (3)	2 (1)			27 (9)		3 (1)	2 (1)		40 (2)
1.6~2.0				1 (1)				10 (3)		2 (1)			13 (1)
2.1以上								4 (1)		4 (1)			8 (0.4)
計	118 (100)	84 (100)		118 (100)	168 (100)	255 (100)	360 (100)	302 (100)	372 (100)	281 (100)	162 (100)	24 (100)	2244 (100)

表-2.2.2 月別周期出現回数

年 月 周期sec	47/1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	46/12	年
2.0~4.0					3 (5)		2 (1)		21 (14)	1 (1)		67 (83)	94 (8)
4.1~6.0	33 (85)		22 (41)	10 (15)	13 (22)	13 (6)	6 (3)	3 (1)	23 (15)	9 (8)		14 (17)	146 (12)
6.1~8.0	3 (8)		17 (31)	34 (52)	27 (47)	75 (34)	18 (9)	54 (26)	35 (23)	28 (26)			291 (25)
8.1~10.0	3 (8)		14 (26)	21 (32)	15 (26)	95 (44)	37 (18)	30 (15)	45 (30)	38 (35)	1 (100)		299 (25)
10.1~12.0			1 (2)			24 (11)	97 (48)	93 (45)	12 (8)	7 (6)			234 (20)
12.1~14.0						11 (5)	42 (21)	25 (12)	10 (7)	13 (12)			101 (9)
14.1~16.0							1 (0.5)		3 (2)	12 (11)			16 (1)
計	39 (100)		54 (100)	65 (100)	58 (100)	218 (100)	203 (100)		149 (100)	108 (100)	1 (100)	81 (100)	1181 (100)

表-2.3 1968年～1972年迄の月別波高百分率

月		H/5 (m)	清水港 (H/5)						計
			0～0.5 未満	0.5～1.0 未満	1.0～1.5 未満	1.5～2.0 未満	2.0～3.0 未満	3.0以上	
1	回数		545	6	2				553
	百分率		98.5	1.1	0.4				
2	回数		541	13	4				558
	百分率		97.0	2.3	0.7				
3	回数		1086	48	10	1			1145
	百分率		94.8	4.2	0.9	0.1			
4	回数		1160	34	3				1197
	百分率		96.9	2.8	0.3				
5	回数		1297	26					1323
	百分率		98.0	2.0					
6	回数		1390	67	1				1458
	百分率		95.3	4.6	0.1				
7	回数		1011	194	65	15	3		1288
	百分率		78.5	15.1	5.0	1.2	0.2		
8	回数		1053	190	13		1		1257
	百分率		83.8	15.1	1.0		0.1		
9	回数		959	169	33	2	2	2	1167
	百分率		82.1	14.5	2.8	0.2	0.2	0.2	
10	回数		677	132	10				819
	百分率		82.7	16.1	1.2				
11	回数		397	12					409
	百分率		97.1	2.9					
12	回数		507	21	7	1			536
	百分率		94.6	3.9	1.3	0.2			
			10623	912	148	19	6	2	11710
			90.6	7.8	1.3	0.2	0.1	0	

表-2.4.1 周期、波高の相関表 (T $\frac{1}{2}$ 、H $\frac{1}{2}$)

焼津漁港

波高 T(S)	0 0.49	0.50 0.99	1.00 1.49	1.50 1.99	2.00 2.49	2.50 2.99	3.00 3.49	3.50 3.99	4.00 4.49	4.50 4.99	5.00 5.49	観測	計	%	累加 %
0~5.9	3027	11	1										3039	73.9	73.9
6~6.9	50	83	5	3									141	3.4	77.3
7~7.9	87	161	25	4	1	1							279	6.8	84.1
8~8.9	64	143	23	1									231	5.6	89.7
9~9.9	39	111	18	10	2								180	4.4	94.1
10~10.9	19	66	13	9	3								113	2.7	96.8
11~11.9	12	39	10	14	3	2			1				79	1.9	98.7
12~12.9	1	11	14	6	1	1							33	0.8	99.5
13~13.9	1	4	5	4	1								15	0.5	100
14~14.9															
15~15.9															
計	3300	629	114	51	11	4			1				4110	100	
%	80.3	15.3	2.8	1.2	0.3	0.1			0						
累加%	80.3	95.6	98.4	99.6	99.9	100			100						

表-2.4.2 季節別年間波高出現率 (H $\frac{1}{2}$)

※ 下段の()は未超過出現率

波高 季別	0.00 0.49	0.50 0.99	1.00 1.49	1.50 1.99	2.00 2.49	2.50 2.99	3.00 3.49	3.50 3.99	4.00 4.49	4.50 4.99	5.00 5.49	5.50 5.99	6.00 6.49	観測月	観測率 の平均
春	82.81 (82.81)	15.33 (98.14)	1.46 (99.60)	0.40 (100)										3、4、5月	92.8
夏	61.51 (61.51)	27.7 (89.21)	5.80 (95.01)	3.87 (98.88)	0.92 (99.88)	0.10 (99.90)			0.10 (100)					6、7、8月	92.3
秋	87.50 (87.50)	9.86 (97.36)	2.13 (99.49)	0.11 (99.60)	0.20 (99.80)	0.20 (100)								9、10、11月	65.3
冬	88.13 (88.13)	9.20 (97.33)	1.88 (99.21)	0.71 (99.92)		0.08 (100)								12、1、2月	98.6
年間	80.30 (80.30)	15.30 (95.60)	2.77 (98.37)	1.24 (99.61)	0.27 (99.88)	0.10 (99.98)			0.02 (100)					46、47年	86.4

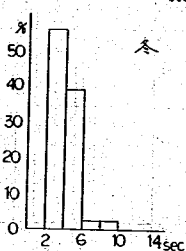
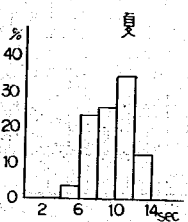
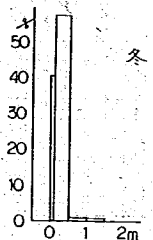
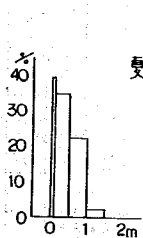
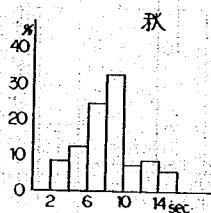
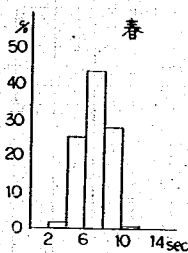
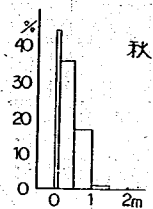
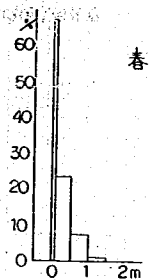


图-2.8.1 波高、出現率図

图-2.8.2 周期出現率図

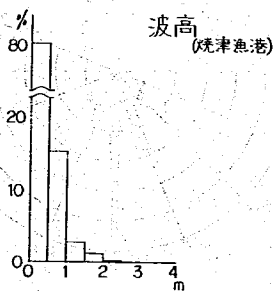
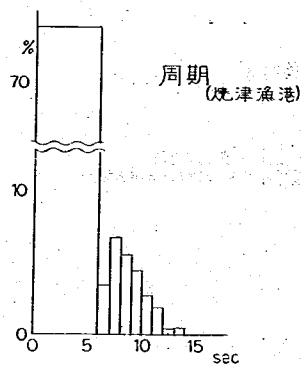


图-2.8.3 波高、周期出現率図

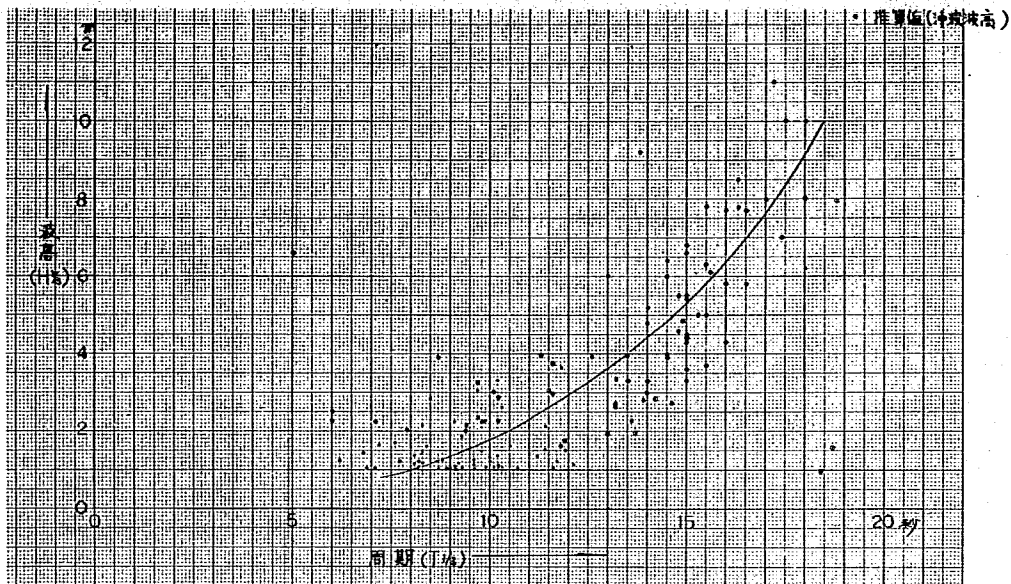


図-2.9 波高と周期の関係

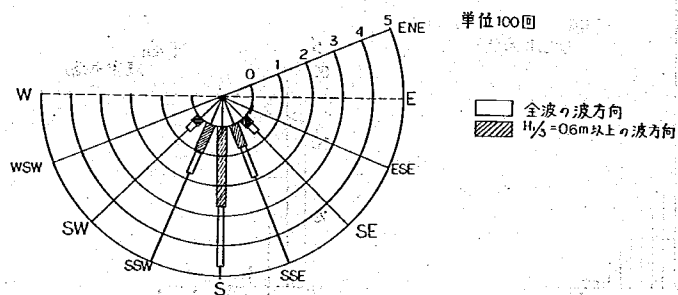


図-2.10 年間波方向回数図
(田子の浦港)

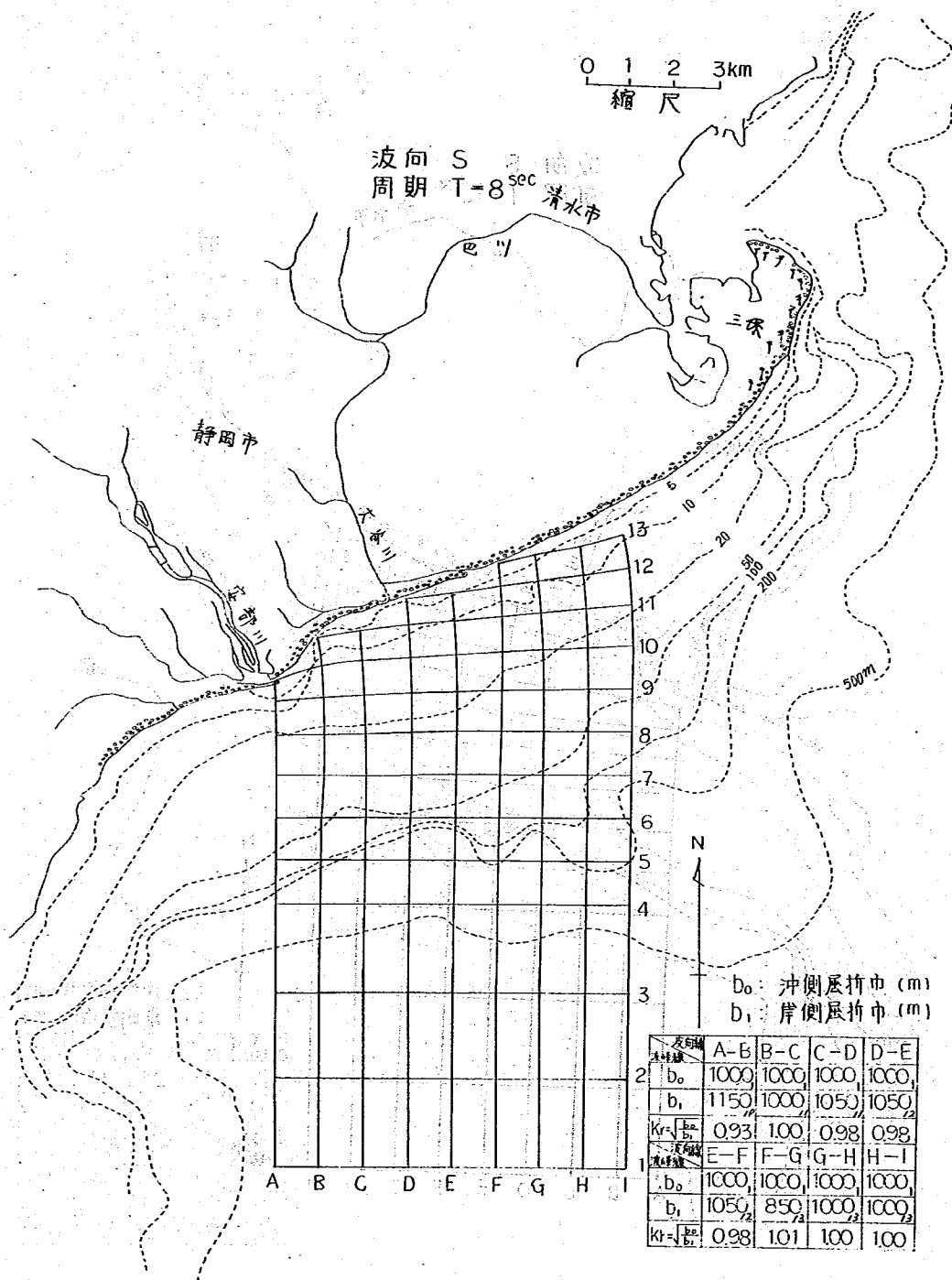


図-2.11.1 波の屈折図

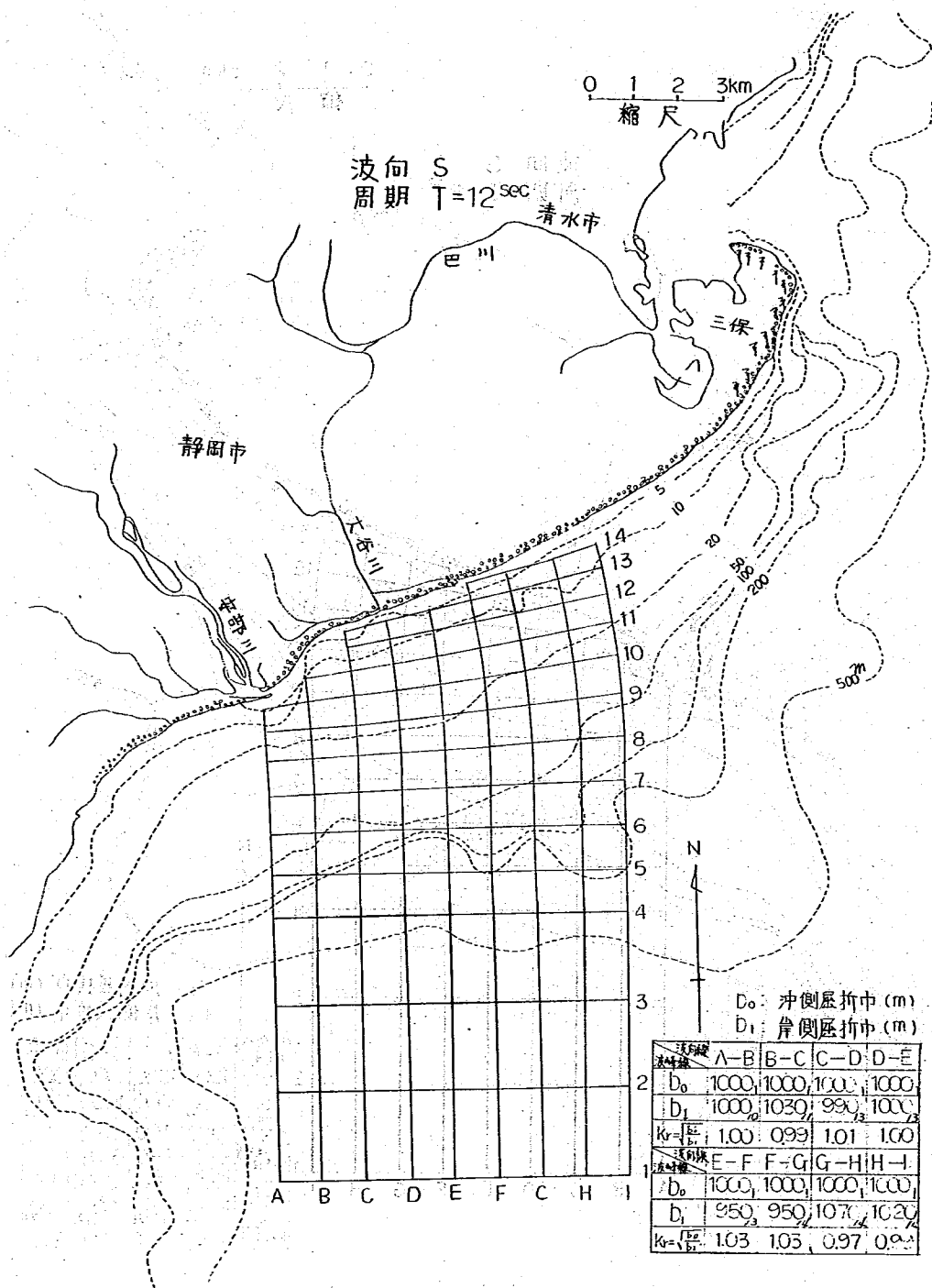


図-2.11.2 波の屈折図

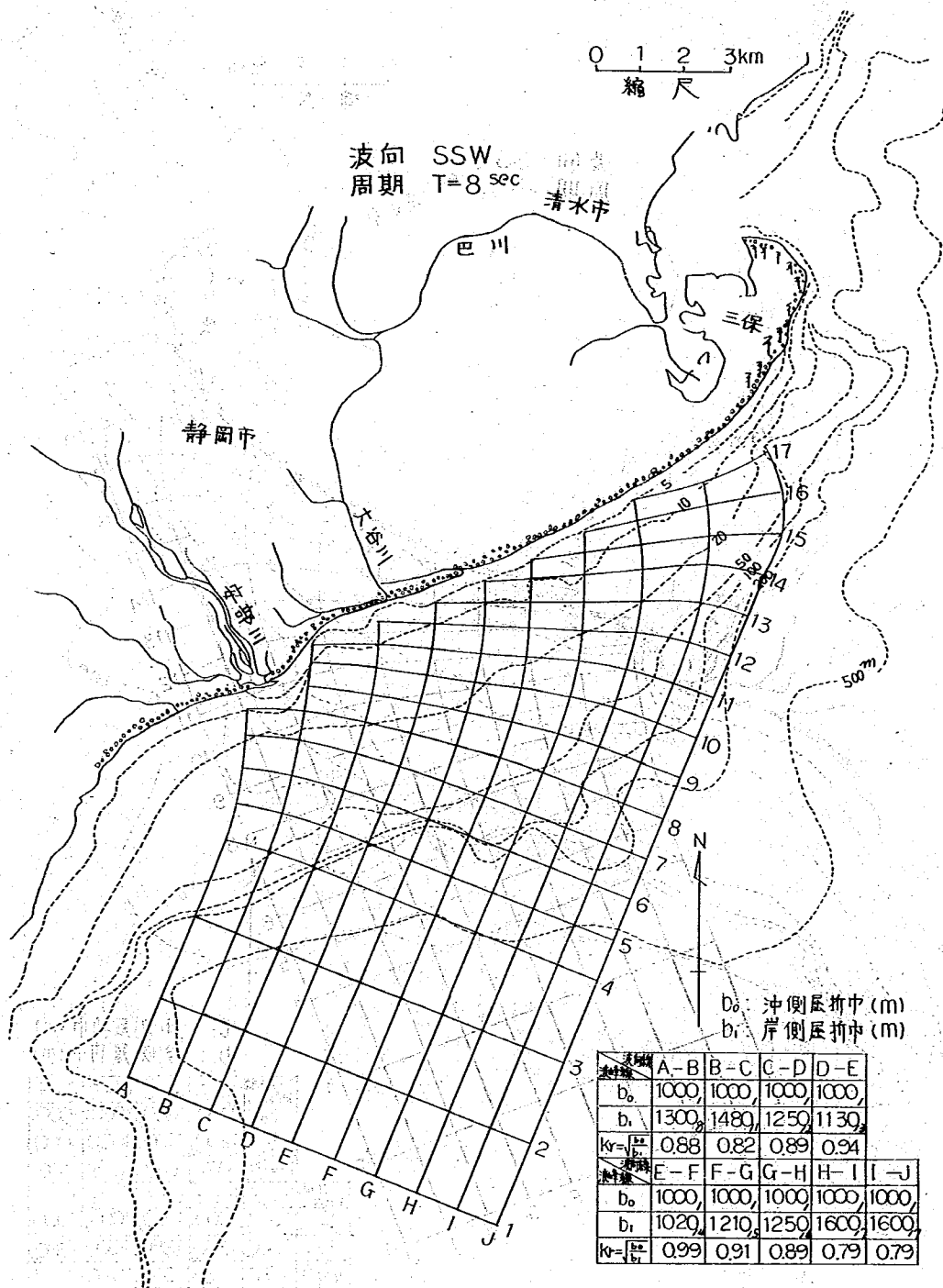


図-2.11.3 波の屈折図

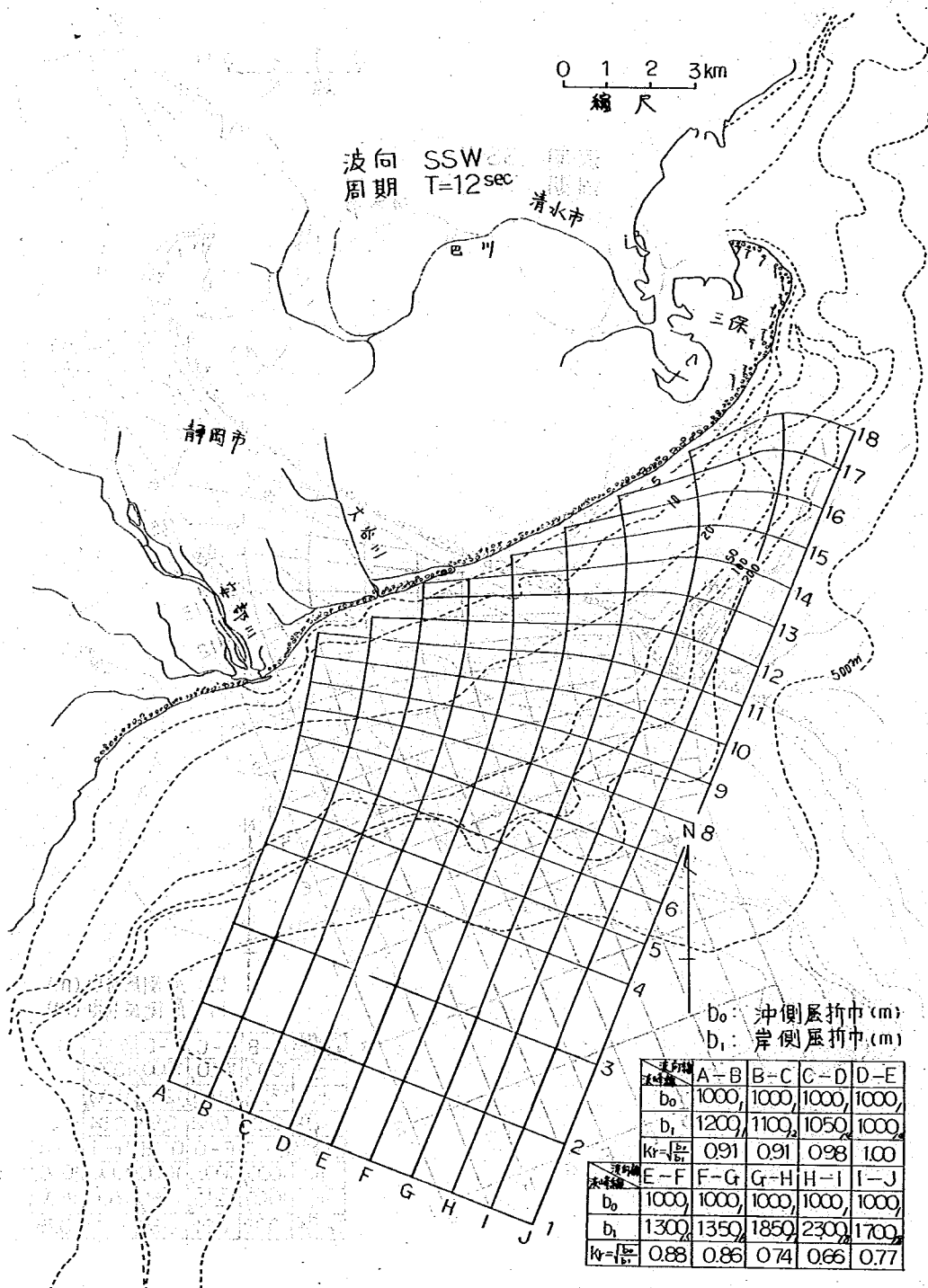


図-2.11.4 波の屈折図

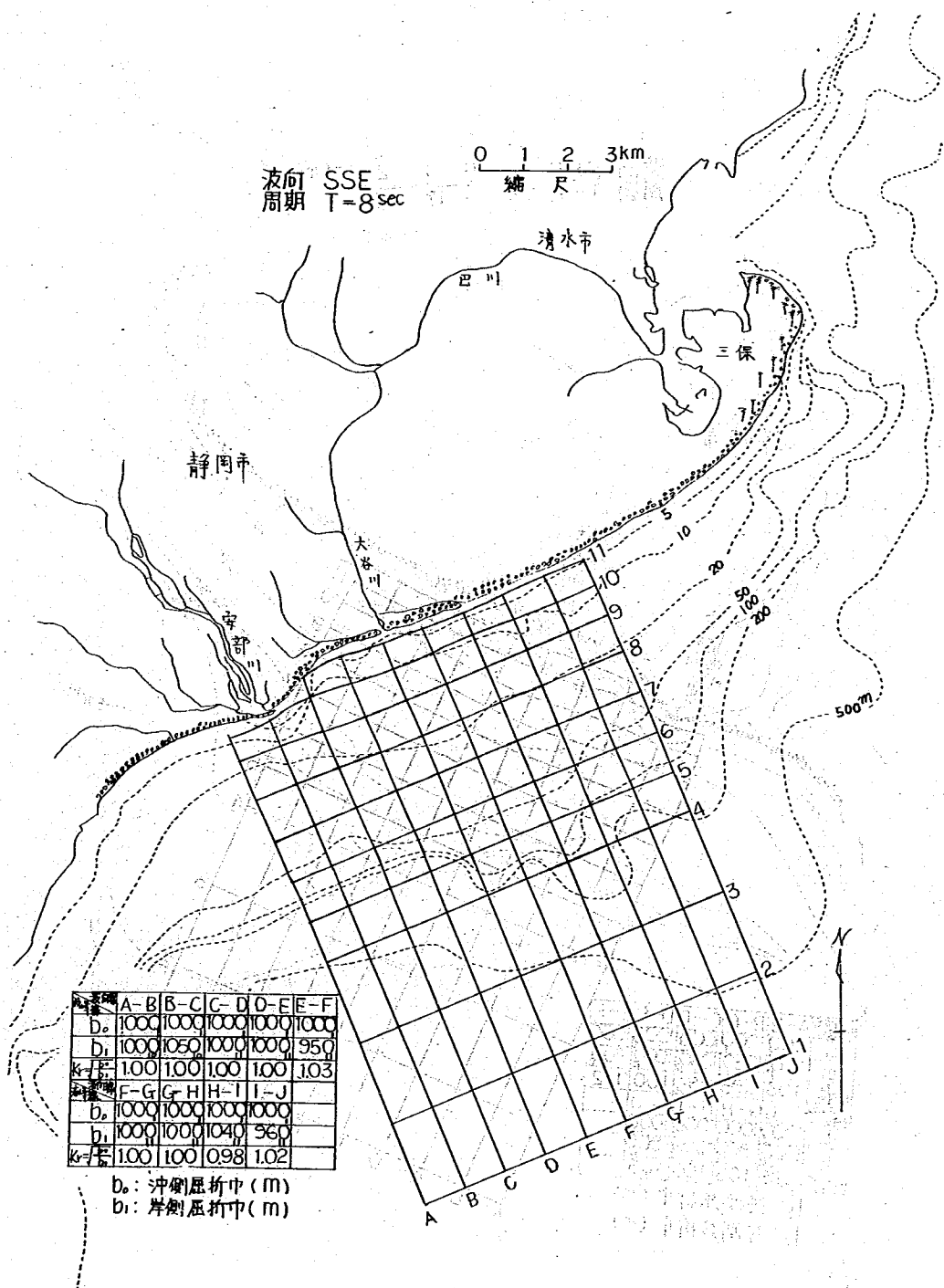


図-2.11.5 波の屈折図

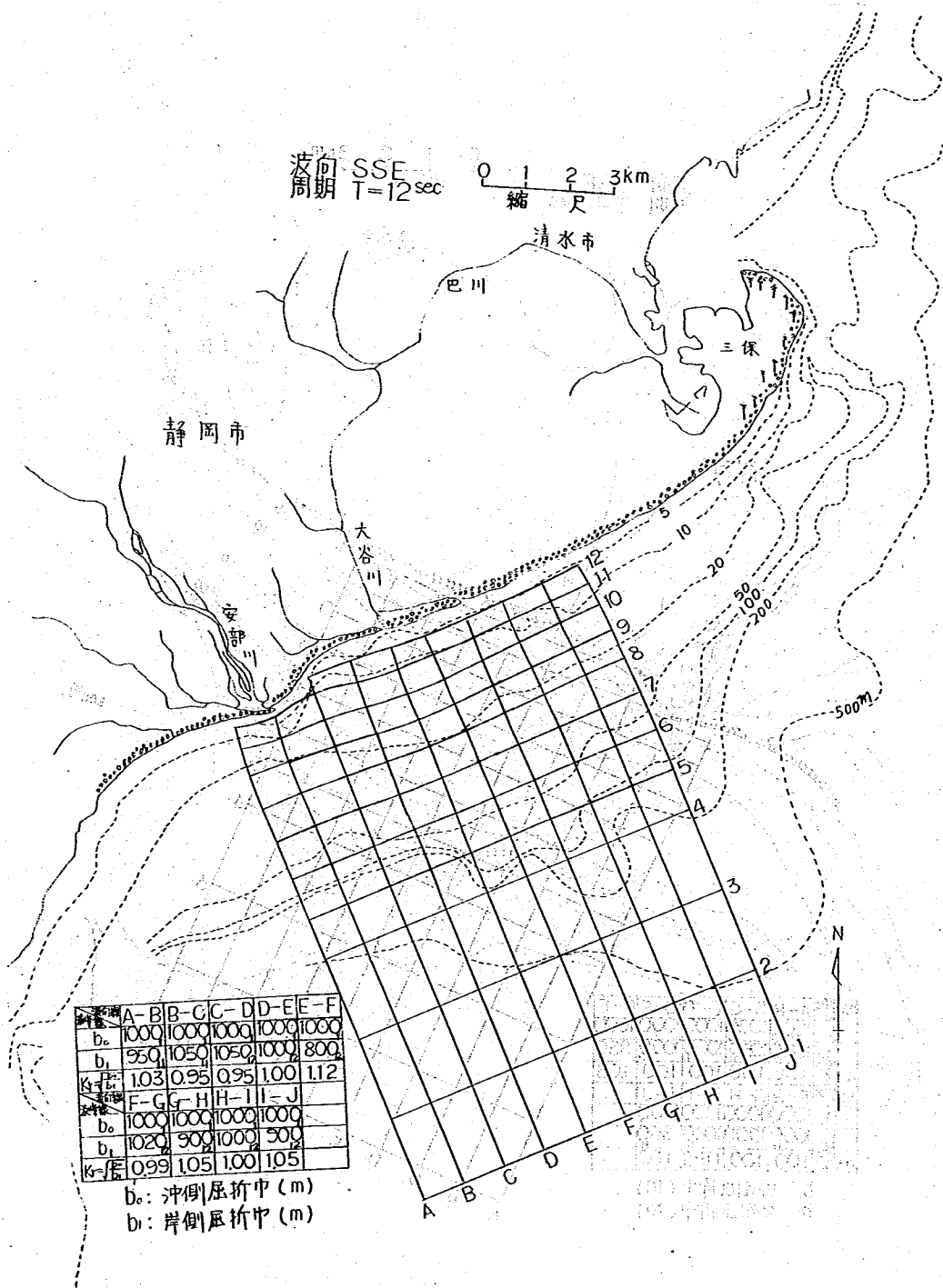


図-2.11.6 波の屈折図

5) 潮 位

潮位表 (S49) の資料より、図-2.12に潮位諸量を抜粋してみた。これによると清水港における期望平均満潮位は $T \cdot P 0.75m$ 程度であり、既往最高潮位は1953年9月25日の台風13号 (950mb) による $T \cdot P 1.19m$ である。潮位偏差の資料は現在手元がないが、大谷川河口における計画潮位は清水港観測の既往最大偏差と期望平均満潮位を加えたものを用いている。また期望平均干潮位は $T \cdot P - 0.9m$ 程度である。

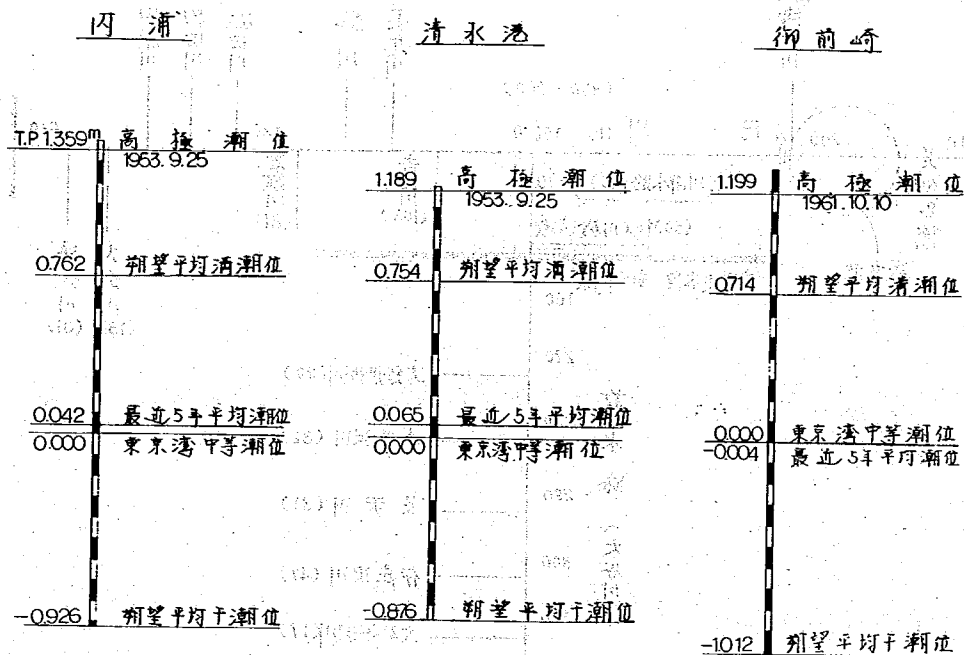


図-2.12 潮位諸量

3. 計画放水路における水位の検討

巴川の改修計画は、図-3.1に示すように巴川本川の巴川排水路合流点における計画高水流量150 m^3/s の全量を太谷川排水路に分流させ、太谷川河口部における計画高水流量は340 m^3/s で検討が進められてきた。^{1)、2)}しかし昭和49年7月7日、巴川流域一帯に、7時間で444mm、12時間雨量

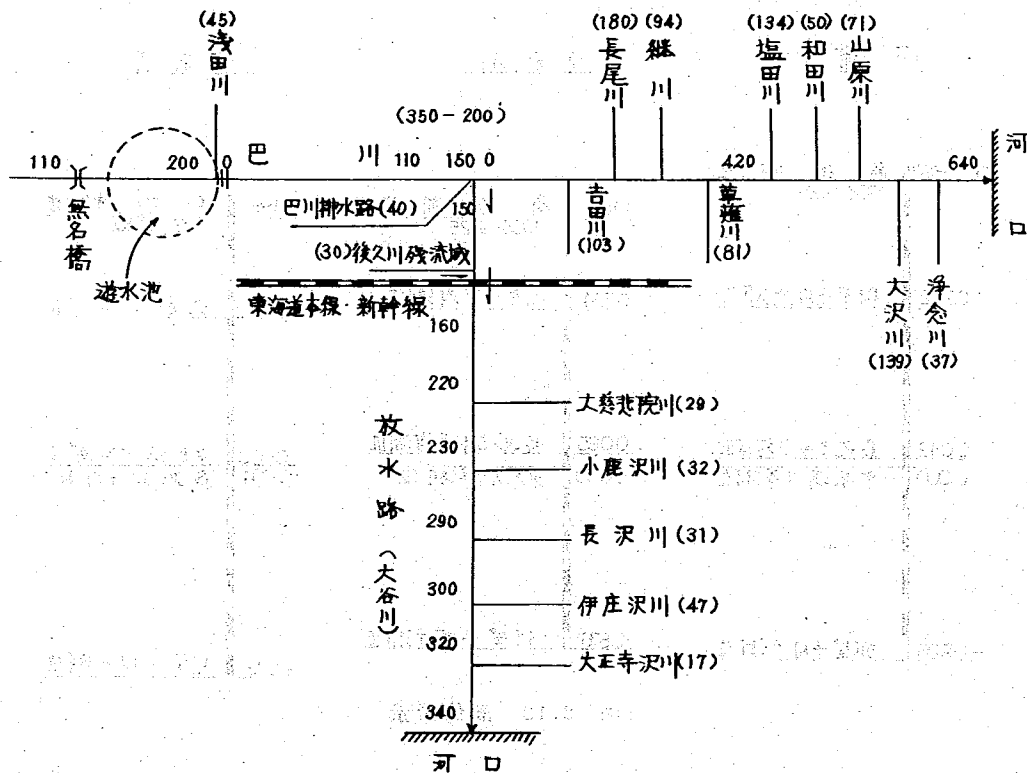


图-3.1 流量配分图 (m^3/sec)

497mmという集中豪雨が発生し、同地区に多大の被害をもたらした。巴川改修計画の検討対象としていた降雨は、超過確率50年2日雨量約300mmであるのに対し、この場合は、これを大幅に越えるものであった。また巴川上流部の低地の氾濫が極めて大きく、この氾濫が遊水機能を果し、下流の洪水被害の軽減に役立っていたといわれている。この洪水を改修計画の対象洪水として採用すると図-3.2のようになる。大谷川河口で約2割の流量増となっているが、この流量配分では、上流部の低地（麻機低地）は何らかの方法で現在程度の遊水容量が確保されるものと仮定している⁴⁾。これに対して麻機低地がなくなれば、現在検討されている大谷川放水路はその規模を2倍程度まで拡大すると

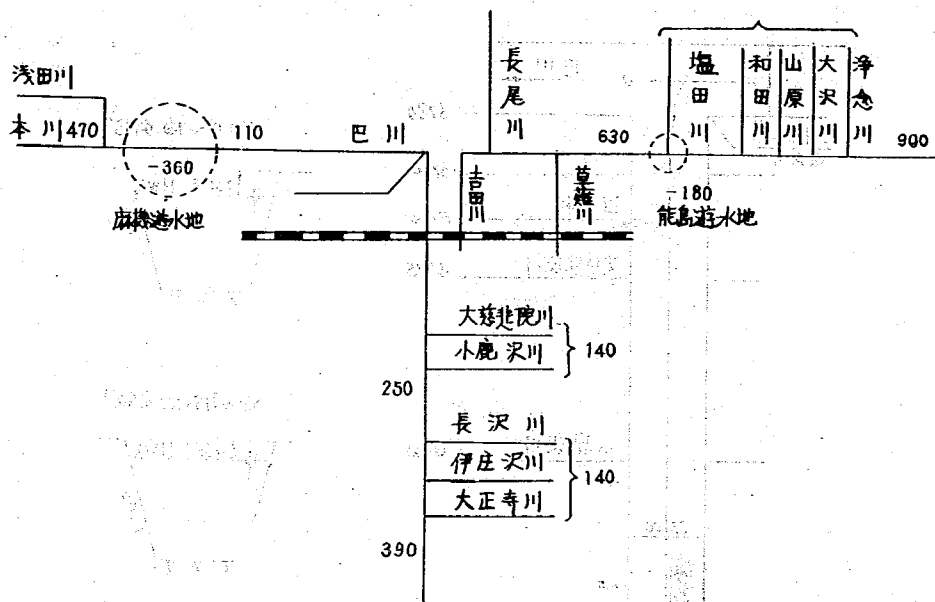
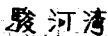


図-3.2 巴川水系ピーク流量図 (m^3/sec)

とが必要となり、改修計画を全面的に変えなくてはならない。昭和49年出水前に検討してきた改修計画では、計画対象洪水の規模が今回洪水にくらべてかなり小さかったため、一応これらの低地が開発されても治水緑地を設けることによって処理できると考えられてきた。この放水路河道は3面張り、法勾配3分の台形水路で計画され、水路天端幅は図-3.3に示すようなものである。大谷川河口における計画潮位は清水港観測の既往最大偏差と期望平均潮位を加えたT・P 1.66mを用いており、粗度係数は0.025としている。この計画の天端幅と法勾配を変えず、河床高のみを変えた場合に、これまで検討されてきた流量配分の図-3.1および今回洪水対象とした図-3.2を用いて河口部高T・P 0.6m～T・P -2.0mの各河床高について、不等流計算を行ない、各断面の計画高水位を求めてみた。なお河床勾配は巴川分流点の河床高約T・P 3.0mとなるような勾配を用いた。計算は河床高、水路天端幅、計画高水位から水路天端までの余裕高を与え、断面の設定と水位の計算を行なった。また出発水位は計画潮位のT・P 1.66mを用いたが、射流となる場合は支配断面の水位(限界水深)を出発水位とした。この計算結果の水位縦断面図を図-3.4.1～3.4.2に示す。河口流量 $340 m^3/s$ の河口部河床高T・P 0.6m、 $i=1/2500$ および河口流量 $390 m^3/s$ 、河口部河床高T・P 0m、 $i=1/2000$ の場合は、国鉄新幹線の橋台高(L=5400m地点、T・P 8.75m)と計算結果の、水位からの余裕高を与えた水路天端高とほぼ一致する。もし余裕高をもっと見る場合は、他の河床高あるいは河床勾配としなければならない。また河道内に大きい橋脚の存在す場合は(流水断面に比して)、これらの



— 24 —

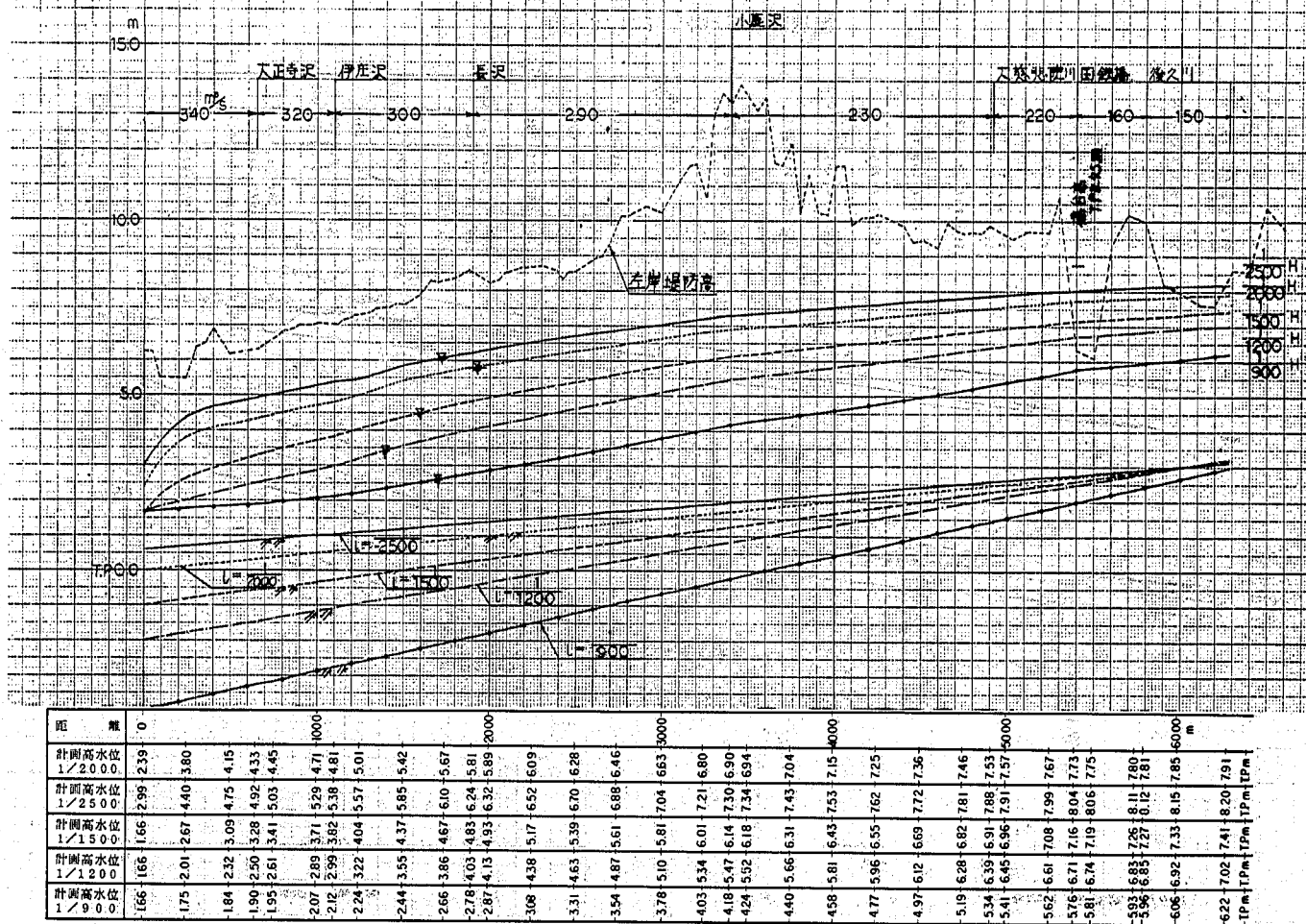
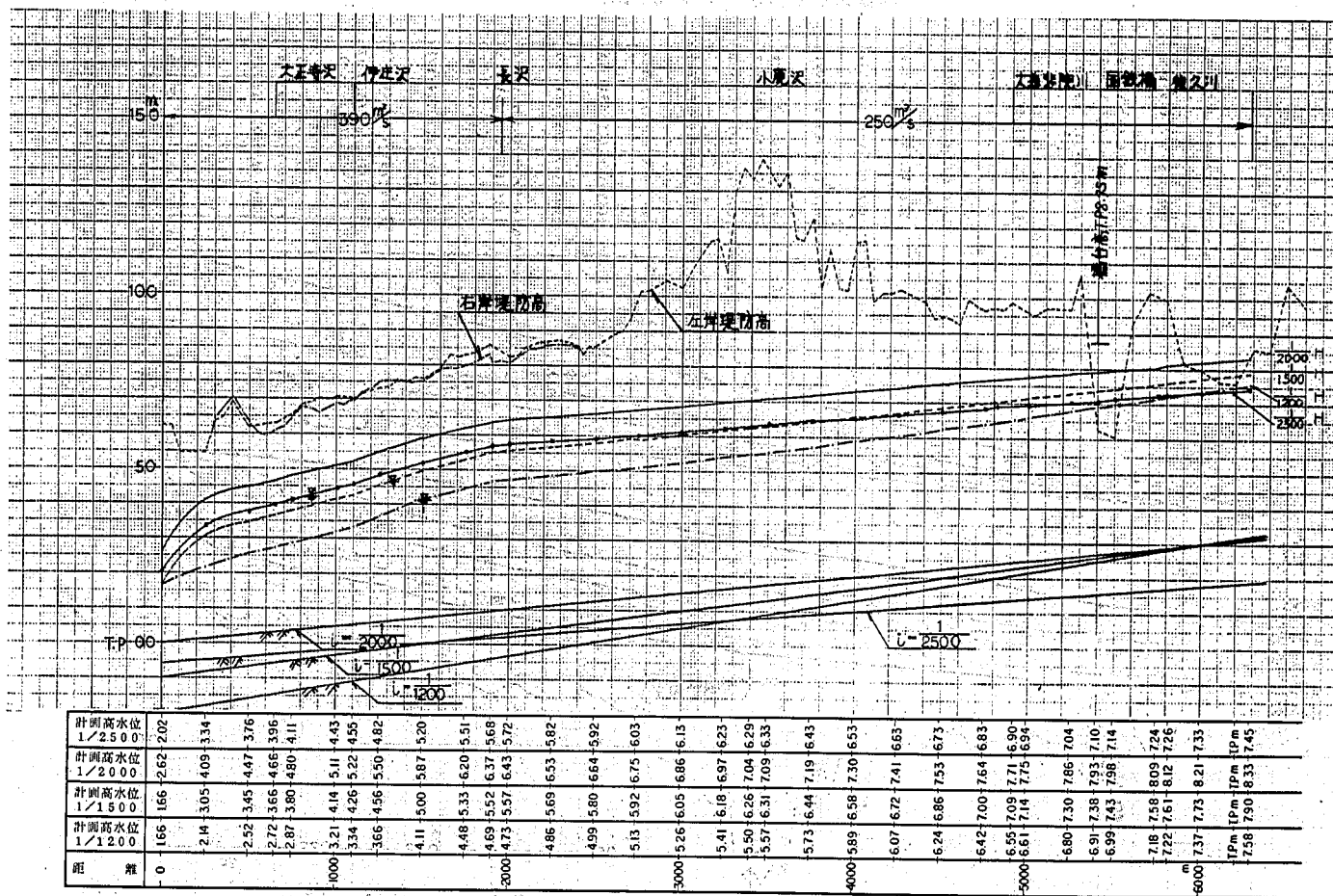


図-3.4.1 水位河床縦断面図



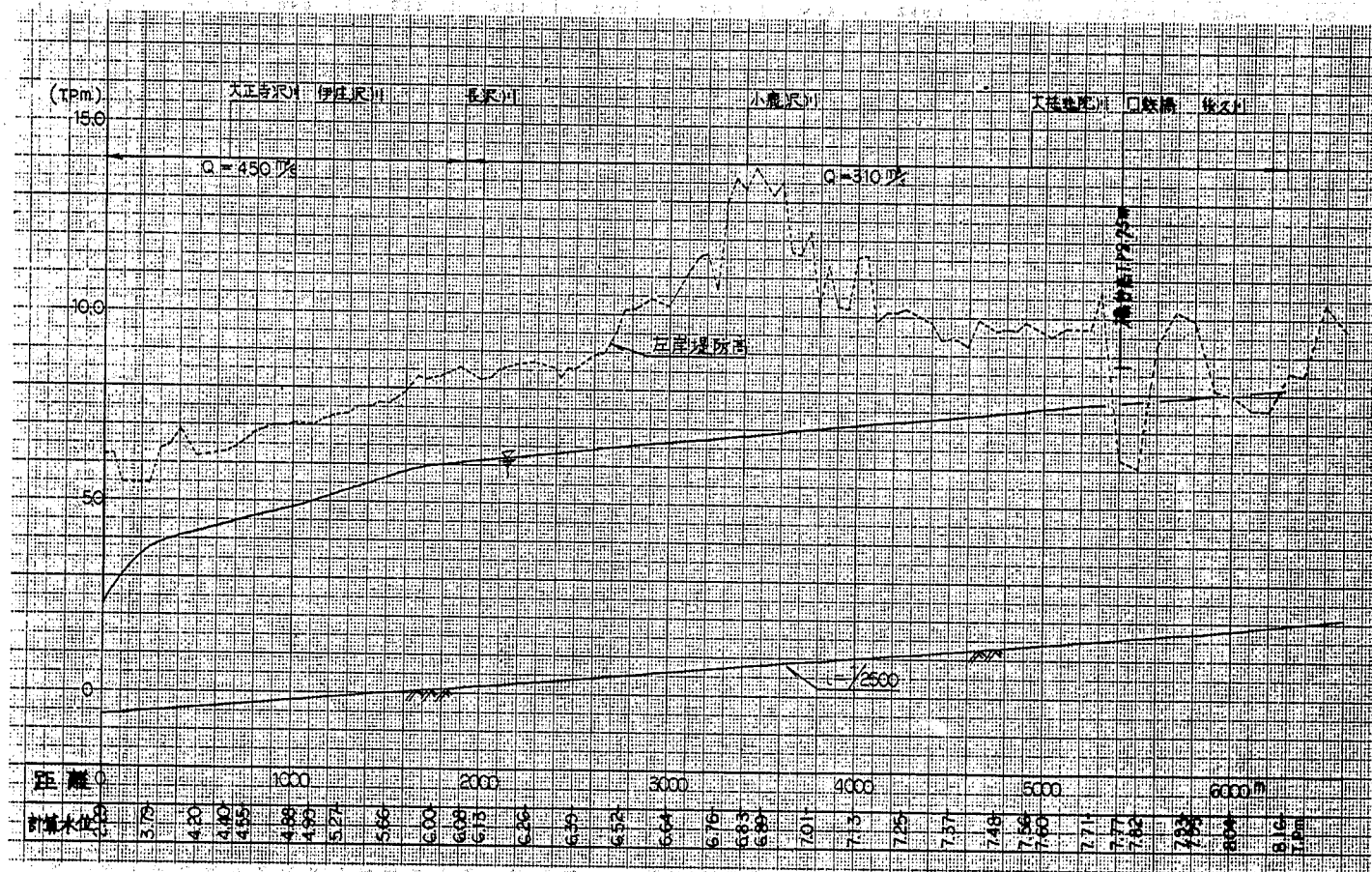


図-3.4.3 水位河床縦断面図

表-3-1-1.1 大谷川不等流計算結果

 $i = 1/2500$ 河口部河床高 T.P 0.6 m
 $n = 0.025$

①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬
断面	天端幅	余裕高	河床高	水深	水位	天端までの高さ	天端高	水面幅	水路底幅	断面積	流量	流速
L (m)	B ₀ (m)	h ₀ (m)	H ₂₁ (T.P.m)	h ₁ (m)	H ₁ (T.P.m)	h ₂ (m)	(T.P.m)	B ₁ (m)	b ₀ (m)	A (m ²)	Q (m ³ /s)	U (m/s)
0	320	0.80	0.60	2.39	2.99			31.52	30.09	7.362	340	4.62
250	#	#	0.70	3.70	4.40			#	29.30	11252	#	3.02
500	#	#	0.80	3.95	4.75			#	29.15	11982	#	2.84
650	#	#	0.86	4.06	4.92	4.86	5.72	#	29.08	12303	#	2.76
650	300	#	0.86	4.06	4.92	4.86	5.72	29.52	27.08	11491	320	2.79
750	#	#	0.90	4.13	5.03	4.93	5.83	#	27.04	11680	#	2.74
1000	#	#	1.00	4.29	5.29	5.09	6.09	#	26.95	12112	#	2.64
1100	#	#	1.04	4.34	5.38	5.14	6.18	#	26.92	12247	#	2.61
1100	250	#	1.04	4.34	5.38	5.14	6.18	24.52	21.92	10077	300	2.98
1250	#	#	1.10	4.47	5.57	5.27	6.37	#	21.84	10361	#	2.90
1500	#	#	1.20	4.65	5.85	5.45	6.65	#	21.73	10753	#	2.79
1750	#	#	1.30	4.80	6.10	5.60	6.90	#	21.64	11078	#	2.71
1900	#	#	1.36	4.88	6.24	5.68	7.04	#	21.59	11251	#	2.67
1900	#	#	1.36	4.88	6.24	5.68	7.04	#	21.59	11251	#	2.67
2000	#	#	1.40	4.92	6.32	5.72	7.12	#	21.57	11338	#	2.65
2250	#	#	1.50	5.02	6.52	5.82	7.32	#	21.51	11553	#	2.60
2500	#	#	1.60	5.10	6.70	5.90	7.50	#	21.46	11725	#	2.56
2750	#	#	1.70	5.18	6.88	5.98	7.68	#	21.41	11896	#	2.52
3000	#	#	1.80	5.24	7.04	6.04	7.84	#	21.38	12025	#	2.50
3250	#	#	1.90	5.31	7.21	6.11	8.01	#	21.33	12174	#	2.46
3400	#	#	1.96	5.34	7.30	6.14	8.10	#	21.32	12238	#	2.45
3400	#	#	1.96	5.34	7.30	6.14	8.10	#	21.32	12238	#	2.45
3500	#	#	2.00	5.34	7.34	6.13	8.13	#	21.32	12240	#	2.45
3750	#	#	2.10	5.33	7.43	6.13	8.23	#	21.32	12217	#	2.46
4000	#	#	2.20	5.33	7.53	6.12	8.32	#	21.33	12218	#	2.46
4250	#	#	2.30	5.32	7.62	6.12	8.42	#	21.33	12196	#	2.46
4500	#	#	2.40	5.32	7.72	6.11	8.51	#	21.33	12197	#	2.46
4750	#	#	2.50	5.31	7.81	6.11	8.61	#	21.33	12174	#	2.46
4915	#	#	2.57	5.31	7.88	6.11	8.68	#	21.33	12174	#	2.46
4915	#	0.60	2.57	5.31	7.88	5.91	8.48	24.64	21.33	12206	290	2.38
5000	#	#	2.60	5.31	7.91	5.91	8.51	#	21.35	12209	#	2.38

表-3-1-1.2 大谷川不等流計算結果

 $i = 1/2500$ $n = 0.025$

①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬
断面	天端幅	余裕高	河床高	水深	水位	天端までの高さ	天端高	水面幅	水路底幅	断面積	流量	流速
L (m)	B ₀	h ₀	H _{z1}	h ₁	H ₁	h ₂		B ₁	b ₀	A	Q	U
5250	250	0.60	2.70	5.29	7.99	5.89	8.59	24.64	21.47	121.95	220	1.80
5400	"	"	2.76	5.28	8.04	5.88	8.64	"	21.47	121.73	160	1.31
5400	"	"	2.76	5.28	8.04	5.88	8.64	"	21.47	121.73	"	1.31
5500	"	"	2.80	5.26	8.06	5.86	8.66	"	21.48	121.76	"	1.31
5750	"	"	2.90	5.21	8.11	5.81	8.71	"	21.51	120.22	"	1.33
5800	"	"	2.92	5.20	8.12	5.80	8.72	"	21.52	120.02	"	1.33
5800	"	"	2.92	5.20	8.12	5.80	8.72	"	21.52	120.02	"	1.33
6000	"	"	3.00	5.15	8.15	5.75	8.75	"	21.55	118.94	"	1.35
6280	"	"	3.11	5.09	8.20	5.69	8.80	"	21.59	117.66	"	1.36

表-3-1-2.1 大谷川不等流計算結果

$i = 1/2000$ 河口部河床高 T.P.0m
 $Q = 340 \text{ m}^3/\text{s}$

①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬
断面	天端幅	余裕高	河床高	水深	水位	天端までの高さ	天端高	水面幅	水路底幅	断面積	流量	流速
L (m)	B ₀ (m)	h ₀ (m)	H ₂₁ (T.P.m)	h ₁ (m)	H ₁ (T.P.m)	h ₂ (m)	(T.P.m)	B ₁ (m)	b ₀ (m)	A (m ²)	Q (m ³ /s)	U (m/s)
0	32.0	0.80	0	2.39	2.39			31.52	30.09	73.62	340	4.62
250	"	"	0.125	3.67	3.798			"	29.32	111.64	"	3.05
500	"	"	0.250	3.90	4.150			"	29.18	118.37	"	2.87
650	"	"	0.325	4.01	4.332	4.81	5.14	"	29.11	121.56	"	2.80
650	30.0	"	0.325	4.01	4.332	4.81	5.14	29.52	27.11	113.54	320	2.82
750	"	"	0.375	4.07	4.447	4.87	5.25	"	27.08	115.18	"	2.78
1000	"	"	0.50	4.21	4.713	5.01	5.51	"	26.99	118.95	"	2.69
1100	"	"	0.55	4.26	4.811	5.06	5.61	"	26.96	120.30	"	2.66
1100	25.0	"	0.55	4.26	4.811	5.06	5.61	24.52	21.96	99.00	300	3.03
1250	"	"	0.63	4.39	5.014	5.19	6.82	"	21.89	101.87	"	2.95
1500	"	"	0.75	4.67	5.419	5.47	6.22	"	21.72	107.97	"	2.78
1750	"	"	0.88	4.79	5.668	5.59	6.47	"	21.65	110.58	"	2.71
1900	"	"	0.95	4.86	5.808	5.66	6.61	"	21.60	112.07	"	2.68
1900	"	"	0.95	4.86	5.808	5.66	6.61	"	21.60	112.07	"	2.68
2000	"	"	1.00	4.89	5.890	5.69	6.69	"	21.59	112.74	"	2.66
2250	"	"	1.13	4.96	6.085	5.76	6.89	"	21.54	114.23	"	2.63
2500	"	"	1.25	5.03	6.275	5.83	7.08	"	21.50	115.74	"	2.59
2750	"	"	1.38	5.08	6.455	5.88	7.26	"	21.47	116.81	"	2.57
3000	"	"	1.50	5.13	6.630	5.93	7.43	"	21.44	117.89	"	2.54
3250	"	"	1.63	5.18	6.800	5.98	7.61	"	21.41	118.96	"	2.52
3400	"	"	1.70	5.20	6.899	6.00	7.70	"	21.40	119.39	"	2.51
3400	"	"	1.70	5.20	6.899	6.00	7.70	"	21.40	119.39	"	2.51
3500	"	"	1.75	5.19	6.939	5.99	7.74	"	21.41	119.19	"	2.52
3750	"	"	1.88	5.17	7.040	5.97	7.85	"	21.42	118.75	"	2.53
4000	"	"	2.00	5.15	7.145	5.95	6.95	"	21.43	118.32	"	2.54
4250	"	"	2.13	5.13	7.250	5.93	8.06	"	21.44	117.89	"	2.54
4500	"	"	2.25	5.11	7.355	5.91	8.16	"	21.45	117.45	"	2.55
4750	"	"	2.38	5.09	7.460	5.89	8.27	"	21.47	117.04	"	2.56
4915	"	"	2.46	5.07	7.531	5.87	8.33	"	21.48	116.61	"	2.57
4915	"	0.60	2.46	5.07	7.531	5.67	8.13	24.64	21.60	117.22	290	2.47
5000	"	"	2.50	5.07	7.566	5.67	8.17	"	21.60	117.22	"	2.47

表-3-1-2.2 大谷川不等流計算結果

①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬
断面	天端幅	余裕高	河床高	水深	水位	天端までの高さ	天端高	水面幅	水路底幅	断面積	流量	流速
L (m)	B ₀	h ₀	H ₂	h ₁	H ₁	h ₂		B ₁	b ₀	A	Q	U
5250	25.0	0.60	26.3	5.04	7.666	5.64	8.27	24.64	21.62	116.58	220	1.89
5400	"	"	27.0	5.03	7.726	5.63	8.33	"	21.62	116.58	160	1.37
5400	"	"	27.0	5.03	7.726	5.63	8.33	"	21.62	116.58	"	1.37
5500	"	"	27.5	5.00	7.747	5.60	8.35	"	21.64	115.70	"	1.38
5750	"	"	28.8	4.93	7.800	5.53	8.41	"	21.68	114.18	"	1.40
5800	"	"	29.0	4.91	7.811	5.51	8.41	"	21.69	113.74	"	1.41
5800	"	"	29.0	4.91	7.811	5.51	8.41	"	21.69	113.74	"	1.41
6000	"	"	30.0	4.85	7.850	5.45	8.45	"	21.73	112.45	"	1.42
6280	"	"	31.4	4.77	7.905	5.37	8.51	"	21.78	110.71	"	1.45

表-3-1-3.1 大谷川不等流計算結果

 $i = 1/1500$ 河口部河床高 T.P-1.0 m
 $n = 0.025$

①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬
断面	天端幅	余裕高	河床高	水深	水位	天端までの高さ	天端高	水面幅	水路底幅	断面積	流量	流速
L (m)	B ₀ (m)	h ₀ (m)	H ₂₁ (T.P.m)	h ₁ (m)	H ₁ (T.P.m)	h ₂ (m)	(T.P.m)	B ₁ (m)	b ₀ (m)	A (m ²)	Q (m ³ /s)	U (m/s)
0	32.0	0.80	-1.0	2.66	1.66			31.52	29.92	81.72	340	4.16
250	"	"	-0.83	3.50	2.67			"	29.42	106.65	"	3.19
500	"	"	-0.67	3.76	3.09			"	29.26	114.27	"	2.98
650	"	"	-0.57	3.85	3.28	4.65	4.08	"	29.21	116.91	320	2.74
650	30.0	"	-0.57	3.85	3.28	4.65	4.08	29.52	27.21	109.21	"	2.93
750	"	"	-0.50	3.91	3.41	4.71	4.21	"	27.17	110.83	"	2.89
1000	"	"	-0.33	4.04	3.71	4.84	4.51	"	27.10	114.37	"	2.80
1100	"	"	-0.27	4.09	3.82	4.89	4.62	"	27.07	115.73	300	2.59
1100	25.0	"	-0.27	4.09	3.82	4.89	4.62	24.52	22.07	95.28	"	3.15
1250	"	"	-0.17	4.21	4.04	5.01	4.84	"	21.99	97.90	"	3.06
1500	"	"	0	4.37	4.37	5.17	5.17	"	21.90	101.43	"	2.96
1750	"	"	0.17	4.50	4.67	5.30	5.47	"	21.82	104.27	"	2.88
1900	"	"	0.27	4.56	4.83	5.36	5.63	"	21.78	105.56	290	2.75
1900	"	"	0.27	4.56	4.83	5.36	5.63	"	21.78	105.56	"	2.75
2000	"	"	0.33	4.60	4.93	5.40	5.73	"	21.76	106.44	"	2.72
2250	"	"	0.50	4.67	5.17	5.47	5.97	"	21.72	107.97	"	2.69
2500	"	"	0.67	4.72	5.39	5.52	6.19	"	21.69	109.06	"	2.66
2750	"	"	0.83	4.78	5.61	5.58	6.41	"	21.66	110.37	"	2.63
3000	"	"	1.00	4.81	5.81	5.61	6.61	"	21.63	111.00	"	2.61
3250	"	"	1.17	4.84	6.01	5.64	6.81	"	21.62	111.66	"	2.60
3400	"	"	1.27	4.87	6.14	5.67	6.94	"	21.60	112.30	230	2.05
3400	"	"	1.27	4.87	6.14	5.67	6.94	"	21.60	112.30	"	2.05
3500	"	"	1.33	4.85	6.18	5.65	6.98	"	21.61	111.87	"	2.06
3750	"	"	1.50	4.81	6.31	5.61	7.11	"	21.63	111.00	"	2.07
4000	"	"	1.67	4.76	6.43	5.56	7.23	"	21.66	109.91	"	2.09
4250	"	"	1.83	4.72	6.55	5.52	7.35	"	21.69	109.06	"	2.11
4500	"	"	2.00	4.69	6.69	5.49	7.49	"	21.71	108.41	"	2.12
4750	"	"	2.17	4.65	6.82	5.45	7.62	"	21.73	107.53	"	2.14
4915	"	"	2.28	4.63	6.91	5.43	7.71	"	21.74	107.09	220	2.05
4915	"	0.60	2.28	4.63	6.91	5.23	7.51	24.64	21.86	107.65	"	2.04
5000	"	"	2.33	4.63	6.96	"	7.56	"	21.86	107.65	"	2.04

表-3-1-3.2 大谷川不等流計算結果

$i = 1/1500$
 $n = 0.025$

①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬
断面	天端幅	余裕高	河床高	水深	水位	天端までの高さ	天端高	水面幅	水路底幅	断面積	流量	流速
L (m)	B ₀	h ₀	H ₂₁	h ₁	H ₁	h ₂		B ₁	b ₀	A	Q	U
5250	2.50	0.60	2.50	4.58	7.08	5.18	7.68	24.64	21.89	106.55	220	2.06
5400	"	"	2.60	4.56	7.16	5.16	7.76	"	21.90	106.11	160	1.51
5400	"	"	2.60	4.56	7.16	5.16	7.76	"	21.90	106.11	"	1.51
5500	"	"	2.67	4.52	7.19	5.12	7.79	"	21.93	105.25	"	1.52
5750	"	"	2.83	4.43	7.26	5.03	7.86	"	21.98	103.26	"	1.55
5800	"	"	2.87	4.40	7.27	5.00	7.87	"	22.00	102.61	150	1.46
5800	"	"	2.87	4.40	7.27	5.00	7.87	"	22.00	102.61	"	1.46
6000	"	"	3.00	4.33	7.33	4.93	7.93	"	22.04	101.06	"	1.48
6280	"	"	3.19	4.22	7.41	4.82	8.01	"	22.11	98.64	"	1.52

表-3-1-4.1 大谷川不等流計算結果

 $i = 1/1200$ 河口部河床高 T.P-20 m
 $n = 0.025$

①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬
断面	天端幅	余裕高	河床高	水深	水位	天端までの高さ	天端高	水面幅	水路底幅	断面積	流量	流速
L (m)	B ₀ (m)	h ₀ (m)	H ₂₁ (T.P.m)	h ₁ (m)	H ₁ (T.P.m)	h ₂ (m)	(T.P.m)	B ₁ (m)	b ₀ (m)	A (m ²)	Q (m ³ /s)	U (m/s)
0	32.0	0.80	-2.0	3.66	1.66			31.52	29.32	1113.4	340	3.05
250	"	"	-1.79	3.80	2.01			"	29.24	1154.4	"	2.95
500	"	"	-1.58	3.90	2.32			"	29.18	1183.7	"	2.87
650	"	"	-1.46	3.96	2.50	4.76	3.30	"	29.14	120.11	320	2.66
650	30.0	"	-1.46	3.96	2.50	4.76	3.30	29.52	27.14	112.19	"	2.85
750	"	"	-1.37	3.98	2.61	4.78	3.41	"	27.13	112.73	"	2.84
1000	"	"	-1.17	4.06	2.89	4.86	3.69	"	27.08	114.90	"	2.79
1100	"	"	-1.08	4.07	2.99	4.87	3.79	"	27.08	115.18	300	2.60
1100	25.0	"	-1.08	4.07	2.99	4.87	3.79	24.52	22.08	94.83	"	3.16
1250	"	"	-0.96	4.18	3.22	4.98	4.02	"	22.01	97.25	"	3.08
1500	"	"	-0.75	4.30	3.55	5.10	4.35	"	21.94	99.89	"	3.00
1750	"	"	-0.54	4.40	3.86	5.20	4.66	"	21.88	102.08	"	2.94
1900	"	"	-0.42	4.45	4.03	5.25	4.83	"	21.85	103.17	290	2.81
1900	"	"	-0.42	4.45	4.03	5.25	4.83	"	21.85	103.17	"	2.81
2000	"	"	-0.33	4.46	4.13	5.26	4.93	"	21.84	103.38	"	2.81
2250	"	"	-0.12	4.50	4.38	5.30	5.18	"	21.82	104.27	"	2.78
2500	"	"	0.08	4.55	4.63	5.35	5.43	"	21.79	105.36	"	2.75
2750	"	"	0.29	4.58	4.87	5.38	5.67	"	21.77	106.00	"	2.74
3000	"	"	0.50	4.60	5.10	5.40	5.90	"	21.76	106.44	"	2.72
3250	"	"	0.71	4.63	5.34	5.43	6.14	"	21.74	107.09	"	2.71
3400	"	"	0.83	4.64	5.47	5.44	6.27	"	21.74	107.32	230	2.14
3400	"	"	0.83	4.64	5.47	5.44	6.27	"	21.74	107.32	"	2.14
3500	"	"	0.92	4.60	5.52	5.40	6.32	"	21.76	106.44	"	2.16
3750	"	"	1.13	4.53	5.66	5.33	6.46	"	21.80	104.91	"	2.19
4000	"	"	1.33	4.48	5.81	5.28	6.61	"	21.83	103.82	"	2.22
4250	"	"	1.54	4.42	5.96	5.22	6.76	"	21.87	102.52	"	2.24
4500	"	"	1.75	4.37	6.12	5.17	6.92	"	21.90	101.43	"	2.27
4750	"	"	1.96	4.32	6.28	5.12	7.08	"	21.93	100.33	"	2.29
4915	"	"	2.10	4.29	6.39	5.09	7.19	"	21.95	99.68	220	2.21
4915	"	0.60	2.10	4.29	6.39	4.89	6.99	24.64	22.07	100.19	"	2.20
5000	"	"	2.17	4.28	6.45	4.88	7.08	"	22.07	100.19	"	2.20

表-3-1-4.2 大谷川不等流計算結果

 $i = 1/1200$
 $n = 0.025$

①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬
断面	天端幅	余裕高	河床高	水深	水位	天端までの高さ	天端高	水面幅	水路底幅	断面積	流量	流速
L (m)	B ₀	h ₀	H ₂	h ₁	H ₁	h ₂		B ₁	b ₀	A	Q	U
5250	250	0.60	238	4.23	6.61	4.83	7.21	24.64	2210	9886	220	2.23
5400	"	"	250	4.21	6.71	4.81	7.31	"	2211	9841	160	1.63
5400	"	"	250	4.21	6.71	4.81	7.31	"	2211	9841	"	1.63
5500	"	"	258	4.16	6.74	4.76	7.34	"	2214	9730	"	1.64
5750	"	"	279	4.04	6.83	4.64	7.43	"	2222	9466	"	1.69
5800	"	"	283	4.02	6.85	4.62	7.45	"	2223	9421	150	1.59
5800	"	"	283	4.02	6.85	4.62	7.45	"	2223	9421	"	1.59
6000	"	"	300	3.92	6.92	4.52	7.52	"	2229	9198	"	1.63
6280	"	"	323	3.79	7.02	4.39	7.62	"	2237	9908	"	1.68

表-3-1-5.1 大谷川不等流計算結果

 $i=1/900$ 河口部河床高 T.P-4.0m
 $n=0.025$

①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬
断面	天端幅	余裕高	河床高	水深	水位	天端までの高さ	天端高	水面幅	水路底幅	断面積	流量	流速
L (m)	B ₀ (m)	h ₀ (m)	H ₁ (T.P.m)	h ₁ (m)	H ₁ (T.P.m)	h ₂ (m)	(T.P.m)	B ₁ (m)	b ₀ (m)	A (m ²)	Q (m ³ /s)	U (m/s)
0	32.0	0.80	-4.0	5.66	1.66			31.52	28.12	168.78	340	2.01
250	"	"	-3.72	5.47	1.75			"	28.24	163.44	"	2.08
500	"	"	-3.44	5.28	1.84			"	28.35	158.06	"	2.15
650	"	"	-3.28	5.18	1.90	5.98	2.70	"	28.41	155.22	320	2.06
650	30.0	"	-3.28	5.18	1.90	5.98	2.70	29.52	26.41	144.86	"	2.21
750	"	"	-3.17	5.12	1.95	5.92	2.75	"	26.45	143.28	"	2.23
1000	"	"	-2.89	4.96	2.07	5.76	2.87	"	26.54	139.03	"	2.30
1100	"	"	-2.78	4.90	2.12	5.70	2.92	"	26.58	137.45	300	2.18
1100	25.0	"	-2.78	4.90	2.12	5.70	2.92	24.52	21.58	112.95	"	2.66
1250	"	"	-2.61	4.85	2.24	5.65	3.04	"	21.61	111.87	"	2.68
1500	"	"	-2.33	4.77	2.44	5.57	3.24	"	21.66	110.14	"	2.72
1750	"	"	-2.06	4.72	2.66	5.52	3.46	"	21.69	109.06	"	2.75
1900	"	"	-1.89	4.67	2.78	5.47	3.58	"	21.72	107.97	290	2.69
1900	"	"	-1.89	4.67	2.78	5.47	3.58	"	21.72	107.97	"	2.69
2000	"	"	-1.78	4.65	2.87	5.45	3.67	"	21.73	107.53	"	2.70
2250	"	"	-1.50	4.58	3.08	5.38	3.88	"	21.77	106.00	"	2.74
2500	"	"	-1.22	4.53	3.31	5.33	4.11	"	21.80	104.91	"	2.76
2750	"	"	-0.94	4.48	3.54	5.28	4.34	"	21.83	103.82	"	2.79
3000	"	"	-0.67	4.45	3.78	5.25	4.58	"	21.85	103.17	"	2.81
3250	"	"	-0.39	4.42	4.03	5.22	4.83	"	21.87	102.52	"	2.83
3400	"	"	-0.22	4.40	4.18	5.20	4.98	"	21.88	102.08	230	2.25
3400	"	"	-0.22	4.40	4.18	5.20	4.98	"	21.88	102.08	"	2.25
3500	"	"	-0.11	4.35	4.24	5.15	5.04	"	21.91	100.99	"	2.28
3750	"	"	0.17	4.23	4.40	5.03	5.20	"	21.98	98.35	"	2.34
4000	"	"	0.44	4.14	4.58	4.94	5.38	"	22.04	96.38	"	2.39
4250	"	"	0.72	4.05	4.77	4.85	5.57	"	22.09	94.39	"	2.44
4500	"	"	1.00	3.97	4.97	4.77	5.77	"	22.14	92.62	"	2.48
4750	"	"	1.28	3.91	5.19	4.71	5.99	"	22.17	91.28	"	2.52
4915	"	"	1.46	3.88	5.34	4.68	6.14	"	22.19	90.62	220	2.43
4915	"	0.60	1.46	3.88	5.34	4.68	6.14	"	22.19	90.62	"	2.43
5000	"	"	1.56	3.85	5.41	4.65	6.21	"	22.21	89.96	"	2.45

表-3-1-5.2 大谷川不等流計算結果

 $i = 1/900$ $n = 0.025$

①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬
断面	天端幅	余裕高	河床高	水深	水位	天端までの高さ	天端高	水面幅	水路底幅	断面積	流量	流速
L (m)	B ₀	h ₀	H ₂	h ₁	H ₁	h ₂	H ₁	B ₁	b ₀	A	Q	U
5250	2.50	0.60	1.83	3.79	5.62	4.59	6.42	24.52	22.25	88.63	220	2.48
5400	"	"	2.00	3.76	5.76	4.56	6.56	"	22.26	87.95	160	1.82
5400	"	"	2.00	3.76	5.76	4.56	6.56	"	22.26	87.95	"	1.82
5500	"	"	2.11	3.70	5.81	4.30	6.41	24.64	22.42	87.06	"	1.84
5750	"	"	2.39	3.54	5.93	4.14	6.53	"	22.52	83.47	"	1.92
5800	"	"	2.44	3.52	5.96	4.12	6.56	"	22.53	83.02	150	1.81
5800	"	"	2.44	3.52	5.96	4.12	6.56	"	22.53	83.02	"	1.81
6000	"	"	2.67	3.39	6.06	3.99	6.66	"	22.61	80.09	"	1.87
6280	"	"	2.98	3.24	6.22	3.84	6.82	"	22.70	76.69	"	1.96

表-3-1-6.1 大谷川不等流計算結果

 $i = 1/2000$ 河口部河床高 T.P.0m
 $Q = 390 \text{ m}^3/\text{s}$

①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬
断面	天端幅	余裕高	河床高	水深	水位	天端までの高さ	天端高	水面幅	水路底幅	断面積	流量	流速
L (m)	B ₀ (m)	h ₀ (m)	H ₂₁ (T.P.m)	h ₁ (m)	H ₁ (T.P.m)	h ₂ (m)	(T.P.m)	B ₁ (m)	b ₀ (m)	A (m ²)	Q (m ³ /s)	U (m/s)
0	32.0	0.80	0	2.62	2.62			31.52	29.95	80.53	390.0	4.84
250	"	"	0.125	3.97	4.091			"	29.14	120.41	"	3.24
500	"	"	0.250	4.22	4.466			"	28.99	127.68	"	3.05
650	"	"	0.325	4.34	4.660	5.14	5.47	"	28.92	131.15	"	2.97
650	30.0	"	0.325	4.34	4.660	5.14	5.47	29.52	26.92	122.47	"	3.18
750	"	"	0.375	4.42	4.798	5.22	5.60	"	26.87	124.62	"	3.13
1000	"	"	0.50	4.61	5.110	5.41	5.91	"	26.75	129.70	"	3.01
1100	"	"	0.55	4.67	5.223	5.47	6.02	"	26.72	131.32	"	2.97
1100	25.0	"	0.55	4.67	5.223	5.47	6.02	24.52	21.72	107.97	"	3.61
1250	"	"	0.63	4.88	5.502	5.68	6.31	"	21.59	112.51	"	3.47
1500	"	"	0.75	5.12	5.873	5.92	6.67	"	21.45	117.68	"	3.31
1750	"	"	0.88	5.33	6.203	6.13	7.01	"	21.32	122.17	"	3.19
1900	"	"	0.95	5.42	6.373	6.22	7.17	"	21.27	124.09	"	3.14
1900	"	"	0.95	"	"	"	"	"	"	"	250.0	2.01
2000	"	"	1.00	5.43	6.428	6.23	7.23	"	21.26	124.30	"	2.01
2250	"	"	1.13	5.41	6.533	6.21	7.34	"	21.27	123.87	"	2.02
2500	"	"	1.25	5.39	6.643	6.19	7.44	"	21.29	123.45	"	2.03
2750	"	"	1.38	5.38	6.753	6.18	7.56	"	"	"	"	2.03
3000	"	"	1.50	5.36	6.863	6.16	7.66	"	21.30	122.81	"	2.04
3250	"	"	1.63	5.35	6.973	6.15	7.78	"	21.31	122.60	"	"
3400	"	"	1.70	5.34	7.040	6.14	7.84	"	21.32	122.38	"	"
3400	"	"	1.70	"	"	"	"	"	"	"	"	"
3500	"	"	1.75	"	7.085	"	7.89	"	"	"	"	"
3750	"	"	1.88	5.31	7.188	6.11	7.99	"	21.33	121.74	"	2.05
4000	"	"	2.00	5.30	7.298	6.10	8.10	"	21.34	121.53	"	2.06
4250	"	"	2.13	5.29	7.410	6.09	8.22	"	21.35	121.32	"	"
4500	"	"	2.25	5.28	7.525	6.08	8.33	"	"	121.10	"	"
4750	"	"	2.38	5.26	7.637	6.06	8.44	"	21.36	120.67	"	2.07
4915	"	"	2.46	5.25	7.712	6.05	8.51	"	21.37	120.46	"	2.08
4915	"	0.60	2.46	"	"	5.85	8.31	24.64	21.49	121.09	"	2.06
5000	"	"	2.50	"	7.752	"	8.35	"	"	"	"	"

表-3-1-6.2 大谷川不等流計算結果

 $i = 1/2000$ 河口部河床高 T.P 0 m
 $Q = 390 \text{ m}^3/\text{s}$

① 断面	② 天端幅	③ 余裕高	④ 河床高	⑤ 水深	⑥ 水位	⑦ 天端までの高さ	⑧ 天端高	⑨ 水面幅	⑩ 水路底幅	⑪ 断面積	⑫ 流量	⑬ 流速
L (m)	B ₀	h ₀	H _{Z1}	h ₁	H ₁	h ₂		B ₁	b ₀	A	Q	U
5250	25.0	0.60	2.63	5.24	7.864	5.84	8.47	24.64	21.50	120.88	250.0	2.07
5400	"	"	2.70	5.23	7.932	5.83	8.53	"	"	"	"	"
5400	"	"	2.70	"	"	"	"	"	"	"	"	"
5500	"	"	2.75	"	7.976	"	8.58	"	"	"	"	"
5750	"	"	2.88	5.22	8.091	5.82	8.70	"	21.51	120.45	"	2.08
5800	"	"	2.90	"	8.115	"	8.72	"	"	"	"	"
5800	"	"	2.90	"	"	"	"	"	"	"	"	"
6000	"	"	3.00	5.21	8.206	5.81	8.81	"	"	"	"	"
6280	"	"	3.14	5.19	8.331	5.79	8.93	"	21.53	119.80	"	2.09

表-3-1-7.1 大谷川不等流計算結果

i=1/2500 河口部河床高 T.P-0.6m

Q=390 m³/s

①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬
断面	天端幅	余裕高	河床高	水深	水位	天端までの高さ	天端高	水面幅	水路底幅	断面積	流量	流速
L (m)	B ₀ (m)	h ₀ (m)	H ₂₁ (T.P.m)	h ₁ (m)	H ₁ (T.P.m)	h ₂ (m)	(T.P.m)	B ₁ (m)	b ₀ (m)	A (m ²)	Q (m ³ /s)	U (m/s)
0	3.20	0.80	-0.60	2.62	2.02			3.152	2.995	80.52	390.0	4.84
250	"	"	-0.50	3.84	3.34			"	2.922	116.61	"	3.34
500	"	"	-0.40	4.16	3.76			"	2.902	125.93	"	3.10
650	"	"	-0.34	4.30	3.96	5.10	4.76	"	2.894	129.99	"	3.00
650	3.00	"	"	"	"	"	"	2.952	2.694	121.39	"	3.21
750	"	"	-0.30	4.41	4.11	5.21	4.91	"	2.687	125.41	"	3.11
1000	"	"	-0.20	4.63	4.43	5.43	5.23	"	2.674	130.25	"	2.99
1100	"	"	-0.16	4.71	4.55	5.51	5.35	"	2.669	132.38	"	2.95
1100	2.50	"	"	"	"	"	"	2.452	2.157	108.82	"	3.58
1250	"	"	-0.10	4.92	4.82	5.72	5.62	"	2.140	113.38	"	3.44
1500	"	"	0.00	5.20	5.20	6.00	6.00	"	2.127	119.39	"	3.27
1750	"	"	0.10	5.41	5.51	6.21	6.31	"	2.121	123.87	"	3.15
1900	"	"	0.16	5.52	5.68	6.32	6.48	"	"	126.21	"	3.09
1900	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	250.0	1.98
2000	"	"	0.20	"	5.72	"	6.52	"	"	"	"	"
2250	"	"	0.30	"	5.82	"	6.62	"	"	"	"	"
2500	"	"	0.40	"	5.92	"	6.72	"	"	"	"	"
2750	"	"	0.50	5.53	6.03	6.33	6.83	"	2.120	126.42	"	"
3000	"	"	0.60	"	6.13	"	6.93	"	"	"	"	"
3250	"	"	0.70	"	6.23	"	7.03	"	"	"	"	"
3400	"	"	0.76	"	6.29	"	7.09	"	"	"	"	"
3400	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
3500	"	"	0.80	"	6.33	"	7.13	"	"	"	"	"
3750	"	"	0.90	"	6.43	"	7.23	"	"	"	"	"
4000	"	"	1.00	"	6.53	"	7.33	"	"	"	"	"
4250	"	"	1.10	"	6.63	"	7.43	"	"	"	"	"
4500	"	"	1.20	"	6.73	"	7.53	"	"	"	"	"
4750	"	"	1.30	"	6.83	"	7.63	"	"	"	"	"
4915	"	"	1.37	"	6.90	"	7.70	"	"	"	"	"
4915	"	0.60	"	"	"	6.13	7.50	2.464	2.132	127.08	"	1.97
5000	"	"	1.40	5.54	6.94	6.14	7.54	"	"	"	"	"

表-3-1-7.2 大谷川不等流計算結果

 $i = 1/250.0$
 $Q = 39.0 \text{ m}^3/\text{s}$

①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬
断面	天端幅	余裕高	河床高	水深	水位	天端までの高さ	天端高	水面幅	水路底幅	断面積	流量	流速
L (m)	B ₀	h ₀	H ₂₁	h ₁	H ₁	h _s		B ₁	b ₀	A	Q	U
5250	2.50	0.60	1.50	5.54	7.04	6.14	7.64	24.64	21.32	127.30	250.0	1.96
5400	"	"	1.56	"	7.10	"	7.70	"	"	"	"	"
5400	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
5500	"	"	1.60	"	7.14	"	7.74	"	"	"	"	"
5750	"	"	1.70	"	7.24	"	7.84	"	"	"	"	"
5800	"	"	1.72	"	7.26	"	7.86	"	"	"	"	"
5800	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
6000	"	"	1.80	5.53	7.33	6.13	7.93	"	"	"	"	"
6280	"	"	1.91	"	7.45	"	8.04	"	"	"	"	"

表-3-1-8.1 大谷川不等流計算結果

 $i = 1/1500$ 河口部河床高 T.P.-1.0m
 $Q = 390 \text{ m}^3/\text{s}$

①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬
断面	天端幅	余裕高	河床高	水深	水位	天端までの高さ	天端高	水面幅	水路底幅	断面積	流量	流速
L (m)	B ₀ (m)	h ₀ (m)	H ₂₁ (T.P.m)	h ₁ (m)	H ₁ (T.P.m)	h ₂ (m)	(T.P.m)	B ₁ (m)	b ₀ (m)	A (m ²)	Q (m ³ /s)	U (m/s)
0	3.20	0.80	-1.00	2.66	1.66			3.152	2.992	8.172	390.0	4.77
250	"	"	-0.83	3.88	3.049			"	2.919	11.778	"	3.31
500	"	"	-0.67	4.12	3.453			"	2.905	12.477	"	3.13
650	"	"	-0.57	4.23	3.656	5.03	4.46	"	2.898	12.796	"	3.05
650	3.00	"	"	"	"	"	"	2.952	2.698	11.950	"	3.26
750	"	"	-0.50	4.30	3.802	5.10	4.60	"	2.694	12.139	"	3.21
1000	"	"	-0.33	4.47	4.136	5.27	4.94	"	2.684	12.596	"	3.10
1100	"	"	-0.27	4.53	4.259	5.33	5.06	"	2.680	12.756	"	3.06
1100	2.50	"	"	"	"	"	"	2.452	2.180	10.491	"	3.72
1250	"	"	0.17	4.73	4.556	5.33	5.36	"	2.168	10.926	"	3.57
1500	"	"	0.00	4.97	4.968	5.77	5.77	"	2.154	11.446	"	3.41
1750	"	"	0.17	5.16	5.325	5.96	6.13	"	2.142	11.853	"	3.29
1900	"	"	0.27	5.25	5.518	6.05	6.32	"	2.137	12.046	"	3.24
1900	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	250.0	2.08
2000	"	"	0.33	5.24	5.568	6.04	6.37	"	2.138	12.026	"	"
2250	"	"	0.50	5.19	5.686	5.99	6.49	"	2.141	11.919	"	2.10
2500	"	"	0.67	5.13	5.804	5.93	6.60	"	2.144	11.789	"	2.12
2750	"	"	0.83	5.09	5.924	5.89	6.72	"	2.147	11.704	"	2.14
3000	"	"	1.00	5.05	6.049	5.85	6.85	"	2.149	11.618	"	2.15
3250	"	"	1.17	5.01	6.179	5.81	6.98	"	2.151	11.531	"	2.17
3400	"	"	1.27	4.99	6.261	5.79	7.06	"	2.153	11.489	"	2.18
3400	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
3500	"	"	1.33	4.98	6.311	5.78	7.11	"	"	11.466	"	"
3750	"	"	1.50	4.94	6.443	5.74	7.24	"	2.156	11.382	"	2.20
4000	"	"	1.67	4.91	6.580	5.71	7.38	"	2.157	11.315	"	2.21
4250	"	"	1.83	4.89	6.720	5.69	7.52	"	2.159	11.274	"	2.22
4500	"	"	2.00	4.86	6.855	5.66	7.66	"	2.160	11.207	"	2.23
4750	"	"	2.17	4.83	6.998	5.63	7.80	"	2.162	11.143	"	2.24
4915	"	"	2.28	4.81	7.094	5.61	7.89	"	2.163	11.099	"	2.25
4915	"	0.60	"	"	"	"	7.69	2.464	"	11.128	"	"
5000	"	"	2.33	4.81	7.144	"	7.74	"	"	"	"	"

表-3-1-8.2 大谷川不等流計算結果

 $i = 1/1500$ $Q = 390 \text{ m}^3/\text{s}$

①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬
断面	天端幅	余裕高	河床高	水深	水位	天端までの高さ	天端高	水面幅	水路底幅	断面積	流量	流速
L (m)	B ₀	h ₀	H ₂₁	h ₁	H ₁	h ₂		B ₁	b ₀	A	Q	U
5250	250	0.60	2.50	4.79	7.290	5.39	7.89	24.64	21.77	111.15	250.0	2.25
5400	"	"	2.60	4.78	7.375	5.38	7.98	"	"	110.92	"	"
5400	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
5500	"	"	2.67	4.76	7.431	5.36	8.03	"	21.78	110.48	"	2.26
5750	"	"	2.83	4.75	7.578	5.35	8.18	"	21.79	110.27	"	2.27
5800	"	"	2.87	4.74	7.608	5.34	8.21	"	21.80	110.06	"	"
5800	"	"	3.00	4.73	7.728	5.33	8.33	"	"	109.83	"	2.28
6000	"	"	3.19	4.71	7.899	5.31	8.50	"	21.81	109.39	"	2.29
6280	"	"										

表-3-1-9.1 大谷川不等流計算結果

i = 1/1200 河口部河床高 T.P - 20m

Q = 390 m³/s

①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬
断面	天端幅	余裕高	河床高	水深	水位	天端までの高さ	天端高	水面幅	水路底幅	断面積	流量	流速
L (m)	B ₀ (m)	h ₀ (m)	H ₂₁ (T.P.m)	h ₁ (m)	H ₁ (T.P.m)	h ₂ (m)	(T.P.m)	B ₁ (m)	b ₀ (m)	A (m ²)	Q (m ³ /s)	U (m/s)
0	320	0.80	-2.00	3.66	1.66			31.52	29.32	111.34	390.0	3.50
250	"	"	-1.79	3.93	2.138			"	29.16	119.24	"	3.27
500	"	"	-1.58	4.10	2.516			"	29.06	124.19	"	3.14
650	"	"	-1.46	4.18	2.720	4.98	3.52	"	29.01	126.51	"	3.08
650	30.0	"	"	"	"	"	"	29.52	27.01	118.15	"	3.30
750	"	"	-1.37	4.24	2.867	5.04	3.67	"	26.98	119.78	"	3.26
1000	"	"	-1.17	4.38	3.211	5.18	4.01	"	26.89	123.54	"	3.16
1100	"	"	-1.08	4.42	3.338	5.22	4.14	"	26.87	124.62	"	3.13
1100	25.0	"	"	"	"	"	"	24.52	21.87	102.52	"	3.80
1250	"	"	-0.96	4.62	3.663	5.42	4.46	"	21.75	106.88	"	3.65
1500	"	"	-0.75	4.86	4.109	5.66	4.91	"	21.60	112.07	"	3.48
1750	"	"	-0.54	5.02	4.484	5.82	5.28	"	21.51	115.54	"	3.38
1900	"	"	-0.42	5.11	4.686	5.91	5.49	"	21.45	117.45	"	3.32
1900	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	250.0	2.13
2000	"	"	-0.33	5.06	4.734	5.86	5.53	"	21.48	116.38	"	2.15
2250	"	"	-0.12	4.98	4.860	5.78	5.66	"	21.53	114.66	"	2.18
2500	"	"	0.08	4.91	4.990	5.71	5.79	"	21.57	113.15	"	2.21
2750	"	"	0.29	4.84	5.125	5.64	5.93	"	21.62	111.66	"	2.24
3000	"	"	0.50	4.76	5.262	5.56	6.06	"	21.66	109.91	"	2.27
3250	"	"	0.71	4.70	5.413	5.50	6.21	"	21.70	108.62	"	2.30
3400	"	"	0.83	4.67	5.503	5.47	6.30	"	21.72	107.97	"	2.32
3400	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
3500	"	"	0.92	4.65	5.566	5.45	6.37	"	21.73	107.53	"	"
3750	"	"	1.13	4.60	5.726	5.40	6.53	"	21.76	106.44	"	2.35
4000	"	"	1.33	4.56	5.891	5.36	6.69	"	21.78	105.56	"	2.37
4250	"	"	1.54	4.53	6.065	5.33	6.87	"	21.80	104.91	"	3.34
4500	"	"	1.75	4.49	6.240	5.29	7.04	"	21.83	104.06	"	2.40
4750	"	"	1.96	4.46	6.420	5.26	7.22	"	21.84	103.38	"	2.42
4915	"	"	2.10	4.45	6.547	5.25	7.35	"	21.85	103.17	"	"
4915	"	0.60	"	"	"	"	7.15	24.64	"	103.44	"	"
5000	"	"	2.17	4.44	6.612	5.24	7.21	"	21.86	103.23	"	"

表-3-1-9.2 大谷川不等流計算結果

$i = 1/1200$
 $Q = 390 \text{ m}^3/\text{s}$

①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬
断面	天端幅	余裕高	河床高	水深	水位	天端までの高さ	天端高	水面幅	水路底幅	断面積	流量	流速
$L \text{ (m)}$	B_0	h_0	H_{z10}	h_1	H_{10}	h_{20}		B_1	b_0	A	Q	U
5250	250	0.60	2.38	4.42	6.797	5.02	7.40	2464	2199	10305	250.0	2.43
5400	-#	-#	2.50	4.41	6.912	5.01	7.51	-#	-#	10282	-#	-#
5400	-#	-#	-#	-#	6.985	-#	-#	-#	-#	-#	-#	-#
5500	-#	-#	2.58	-#	6.985	-#	7.59	-#	-#	-#	-#	-#
5750	-#	-#	2.79	4.39	7.180	4.99	7.78	-#	2201	10240	-#	2.44
5800	-#	-#	2.83	-#	7.220	-#	7.82	-#	-#	-#	-#	-#
5800	-#	-#	-#	-#	-#	-#	-#	-#	-#	-#	-#	-#
6000	-#	-#	3.00	4.37	7.367	4.97	7.97	-#	2202	10195	-#	2.45
6280	-#	-#	3.23	4.36	7.581	4.96	8.19	-#	-#	10172	-#	2.46

表-3-1-10.1 大谷川不等流計算結果

 $i = 1/2500$ 河口部河床高 T.P.-0.6
 $Q = 450 \text{ m}^3/\text{s}$

①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬
断面	天端幅	余裕高	河床高	水深	水位	天端までの高さ	天端高	水面幅	水路底幅	断面積	流量	流速
L (m)	B ₀ (m)	h ₀ (m)	H ₂₁ (T.P.m)	h ₁ (m)	H ₁ (T.P.m)	h ₂ (m)	(T.P.m)	B ₁ (m)	b ₀ (m)	A (m ²)	Q (m ³ /s)	U (m/s)
0	32.0	0.80	-0.60	2.89	2.29			31.52	29.79	88.59	450.0	5.08
250	"	"	-0.50	4.29	3.79			"	28.95	129.70	"	3.47
500	"	"	-0.40	4.60	4.20			"	28.76	138.64	"	3.25
650	"	"	-0.34	4.74	4.40	5.54	5.20	"	28.68	142.66	"	3.15
650	30.0	"	"	"	4.40	"	"	29.52	26.68	133.18	"	3.38
750	"	"	-0.30	4.85	4.55	5.65	5.35	"	26.61	133.03	"	3.38
1000	"	"	-0.20	5.08	4.88	5.88	5.68	"	26.47	142.22	"	3.16
1100	"	"	-0.16	5.15	4.99	5.95	5.79	"	26.43	144.07	"	3.12
1100	25.0	"	"	"	"	"	"	24.52	21.43	118.32	"	3.80
1250	"	"	-0.10	5.37	5.27	6.17	6.07	"	21.30	123.02	"	3.66
1500	"	"	0	5.66	5.66	6.46	6.46	"	21.12	129.17	"	3.48
1750	"	"	0.10	5.90	6.00	6.70	6.80	"	20.98	134.23	310.0	2.31
1900	"	"	0.16	5.92	6.08	6.72	6.88	"	20.97	134.64	"	2.30
1900	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
2000	"	"	0.20	5.93	6.13	6.73	6.93	"	20.96	134.85	"	"
2250	"	"	0.30	5.96	6.26	6.76	7.06	"	20.94	135.48	"	2.29
2500	"	"	0.40	5.99	6.39	6.79	7.19	"	20.93	136.11	"	2.28
2750	"	"	0.50	6.02	6.52	6.82	7.32	"	20.91	136.74	"	2.27
3000	"	"	0.60	6.04	6.64	6.84	7.44	"	20.90	137.16	"	2.26
3250	"	"	0.70	6.06	6.76	6.86	7.56	"	20.88	137.57	"	2.25
3400	"	"	0.76	6.07	6.83	6.87	7.63	"	"	137.78	"	"
3400	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
3500	"	"	0.80	6.09	6.89	6.89	7.69	"	20.87	138.20	"	2.24
3750	"	"	0.90	6.11	7.01	6.91	7.81	"	20.85	138.62	"	"
4000	"	"	1.00	6.13	7.13	6.93	7.93	"	20.84	139.03	"	2.23
4250	"	"	1.10	6.15	7.25	6.95	8.05	"	20.83	139.45	"	2.22
4500	"	"	1.20	6.17	7.37	6.97	8.17	"	20.82	139.87	"	"
4750	"	"	1.30	6.18	7.48	6.98	8.28	"	20.81	140.08	"	2.21
4915	"	"	1.366	6.19	7.56	6.99	8.356	"	"	140.28	"	"
4915	"	0.60	"	"	"	6.79	8.156	24.64	20.93	141.03	"	2.20
5000	"	"	1.40	6.20	7.60	6.80	8.20	"	20.92	141.24	"	2.19

表-3-1-10.2 大谷川不等流計算結果

①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬
断面	天端幅	余裕高	河床高	水深	水位	天端までの高さ	天端高	水面幅	水路底幅	断面積	流量	流速
L (m)	B ₀	h ₀	H ₂₁	h ₁	H ₁	h ₂		B ₁	b ₀	A	Q	U
5250	2.50	0.60	1.50	6.21	7.71	6.81	8.31	24.64	20.91	141.43	310.0	2.19
5400	"	"	1.56	"	7.77	"	8.37	"	"	"	"	"
5400	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
5500	"	"	1.60	6.22	7.82	6.82	7.82	"	"	141.66	"	"
5750	"	"	1.70	6.23	7.93	6.83	8.53	"	20.90	141.86	"	"
5800	"	"	1.72	"	7.95	"	8.55	"	"	"	"	"
5800	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
6000	"	"	1.80	6.24	8.04	6.84	8.64	"	"	142.08	"	2.18
6280	"	"	1.912	6.25	8.16	6.85	8.762	"	20.89	142.28	"	"

4. 河口処理上の問題点

4.1 導流堤工法の問題点

導流堤は河口処理の有力な工法としてもっとも広く用いられてきたが、場所毎に自然条件が異なり、またこれまでの工事の経験も十分に整備されていないので、実際に設計する場合、その長さ、高さなどをどのように決めるべきか判断できないことが多い。導流堤に対する基本的な考え方は、その工事的により異なると考えられるので、つぎのように導流堤の目的をわけて考える。

河口処理は治水効果（内水排除も含める）をねらって実施する場合と舟運のために必要な水深を維持する目的で実施する場合とが考えられる。ここでは前者の目的で実施するわけであるが、この場合、導流堤の第一のねらいは、砂州の発生をおさえ、かつフラッシュ効果を強めて、出水時における河口水位をある限界値以下に押えることである。したがってその計画に当っては、導流堤内の河床がどの程度に維持されるか、計画高水流量を計画高水位以下で流せるかを知らなければならないし、そのように導流堤を設置しなければならない。

導流堤内の河床がどのように維持されるかは、導流堤の長さ、向き、高さ、構造、自然条件などの多くの要素に支配され、その推定はむずかしい。一般には、導流堤の高さも十分であり、不透過で、導流堤内河床高が深く、導流堤長も十分な場合には、ほぼ導流堤先端部程度の水深が維持できるものと考えられる。しかしこのような導流堤を作ることは、中小河川の場合経済的に不可能なことが多く、導流堤内での砂州高をある程度低くしたり、偏流を防げば十分である場合が多い。したがって導流堤の機能としては、防砂堤に近いものとなり、堤内に入る波の量を小さくし、砂州の高さを下げてやればよいであろう。また導流堤工法のもう一つの問題点は、その突出により海浜の安定が乱れ、大きな汀線の変動をもたらす場合のあることである。この汀線変化は隣接海岸に侵食を起して問題になることもあり、また滞積により導流堤そのものの機能が減殺される場合もある。したがって河口処理工を施工することによって生ずる二次的影響も計画時に正しく把握しておくことも必要である。

4.2 駿河湾海岸の人工的構造物と海浜変形について

海岸沿いの一方方向に卓越した漂砂の移動がある場合、この海岸に漂砂の移動を大きく食い止めるような構造物を設けると、この海岸の漂砂の平衡性が破られて付近の海岸地形をいちじるしく変形することになる。したがって、導流堤を使う場合、その延長をどれほどにするかという問題がむずかしくなる。ここでは大谷川河口位置と地形的に似ている富士川河口東に位置する田子の浦港、大井川河口東の大井川港および用宗漁港の港周辺の海浜変形について調べてみた。⁵⁾

1) 田子の浦港

田子の浦港は、西防波堤の建設を始める前の昭和33年と防波堤完成後では西海岸の汀線が大きく前進し、その後汀線前進を防止するための砂利採取事業を行なっていたようであり、大規模な堆

積が起こっている（図-4.1）。また昭和43年から昭和47年の4年間で約4.0m汀線が前進している。一方港の東側海岸では、護岸や突堤などの浸食対策がとられているが、欠壊が激しく、現在でも膨大な浸食対策が行なわれている。

2) 大井川港

大井川の東側にある地方港である。大井川の河口三角洲が張り出しているため、河口の両側で海岸線の方向が45°近く異なっており、このためここでは東向きの漂砂であるのに対し、反対側の吉田漁港では西向きの漂砂の様相を示している。図-4.2に示してある1946年と1971年の比較では、全面的に汀線が後退しているように見えるが、1959年頃の汀線は南防波堤付根付近と吉永放水路口近くを結ぶ線上にあり、その後の港の建設により南防波堤外側では堆積、北防波堤北側では欠壊が起きている。

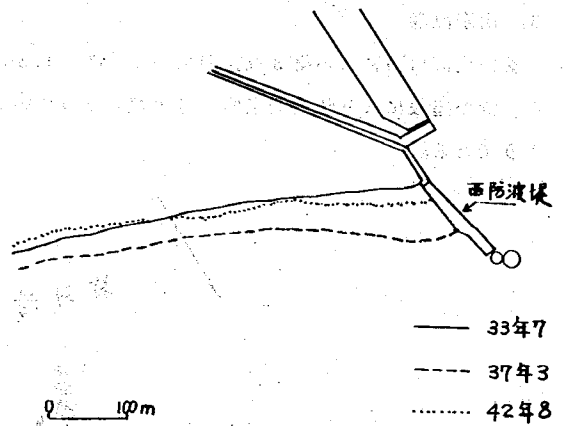


図-4.1 田子の浦港西防波堤港外側の汀線変化

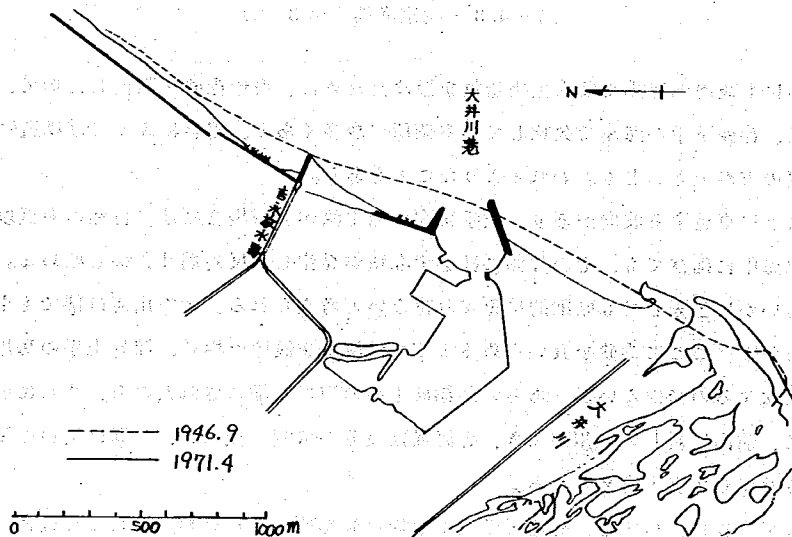


図-4.2 大井川港（地方港）

3) 用宗漁港

安倍川河口西にある第3種漁港である。図-4.3のように1946年当時は単調な砂浜であったが、港の建設により防波堤東側では欠壊となっている。ただ西海岸ではあまり変化が起きていないようである。

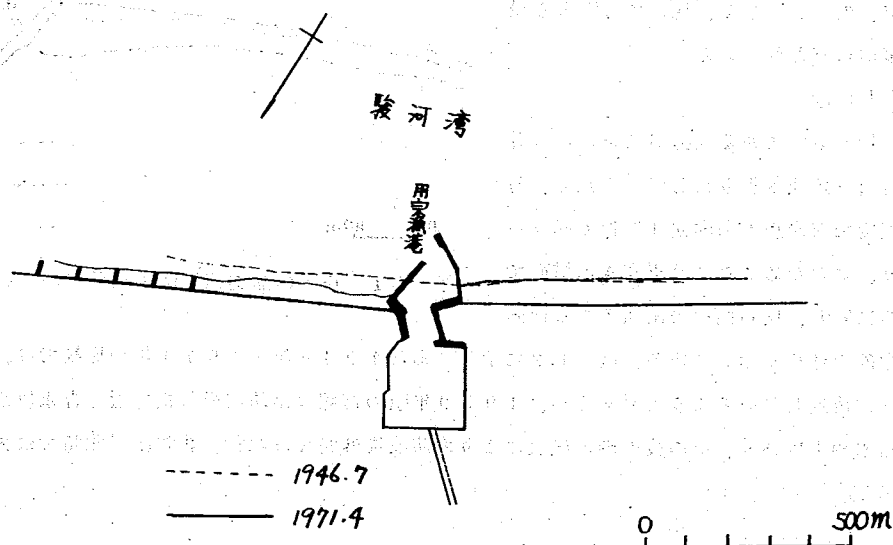


図-4.3 用宗漁港(第3種)

このほかにも駿河湾海岸では人工構造物を設けたために、沿岸漂砂を阻止した形で、漂砂上手の海岸で堆積、漂砂下手の海岸で欠壊している個所が数多くあり、場合によっては構造物自体より対策工事規模の方が大きいと思われるようなこともある。

以上のように卓越する波向があり、上手に漂砂発生源がある場合には、自然の海浜以外、いかなる構造物が海中に延びても、その片側には必ず堆積が発生し、反対側は欠壊し始める。構造物の配置、形状をいかに工夫しても原則的に免がれ得ないと考えられる。大谷川河口部でも東向きの漂砂が卓越しており、ここに漂砂を食い止めるような導流堤を設けた場合、漂砂上手の海岸で堆積、漂砂下手で欠壊するのではないか、あるいは漂砂上手の海岸が堆積されたのち、さらに導流堤先端を回りこんで、前面に新しい砂州ができ、導流堤延長分の機能が損われ、結局は河口の海岸地形を大きく変化させてしまうと考えられる。

したがって大谷川河口では、導流堤延長が沿岸漂砂を阻止しない程度の長さの範囲で、導流堤内の砂州高を低くし、開口幅を維持するとともに出水時には、この砂州がフラッシュできるようなものであれば良いと考えられる。

5. 模型実験の相似律

5.1 相似律

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

1) 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とみなせば、

$$\frac{1}{g} \frac{\partial V_p}{\partial t_p} + \frac{\partial h_p}{\partial x_p} - i_p + \frac{\partial}{\partial x_p} \left(\frac{V_p^2}{2g} \right) + \frac{n_p^2 \cdot V_p^2}{R_p^{4/3}} = 0 \quad (5.1)$$

$$\frac{\partial Q_p}{\partial x_p} + \frac{\partial A_p}{\partial t_p} = 0 \quad (5.2)$$

が現地現象を支配する基礎方程式である。(5.1)式が流れの運動方程式、(5.2)式は連続式である。模型でも同様な式が成り立ち、

$$\frac{1}{g} \frac{\partial V_m}{\partial t_m} + \frac{\partial h_m}{\partial x_m} - i_m + \frac{\partial}{\partial x_m} \left(\frac{V_m^2}{2g} \right) + \frac{n_m^2 \cdot V_m^2}{R_m^{4/3}} = 0 \quad (5.3)$$

$$\frac{\partial Q_m}{\partial x_m} + \frac{\partial A_m}{\partial t_m} = 0 \quad (5.4)$$

添字の p は prototype (現地)、 m は model (模型) を示す。現地の流れと模型の流れが相似であるためには、上式(5.1)、(5.2)の対応する各項の比が一定でなければならない。

$$\frac{\frac{1}{g} \frac{\partial V_p}{\partial t_p}}{\frac{1}{g} \frac{\partial V_m}{\partial t_m}} = \frac{\frac{\partial h_p}{\partial x_p}}{\frac{\partial h_m}{\partial x_m}} = \frac{-i_p}{-i_m} = \frac{\frac{\partial}{\partial x_p} \left(\frac{V_p^2}{2g} \right)}{\frac{\partial}{\partial x_m} \left(\frac{V_m^2}{2g} \right)} = \frac{\frac{n_p^2 \cdot V_p^2}{R_p^{4/3}}}{\frac{n_m^2 \cdot V_m^2}{R_m^{4/3}}} = const \quad (5.5)$$

ここで

$$\frac{V_p}{V_m} = \frac{t_p}{t_m} = \frac{h_p}{h_m} = \frac{x_p}{x_m} = \frac{n_p}{n_m} = \frac{-i_p}{-i_m} = i_r$$

とくと(5.5)式は、

$$\frac{V_r}{t_r} = \frac{h_r}{x_r} = i_r = \frac{V_r^2}{x_r} = \frac{n_r^2 \cdot V_r^2}{R_r^{4/3}} = const \quad (5.6)$$

(5.6)式において径深 $R \equiv h$ と表わされるものとすれば、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、

(5.6)式は、

$$V_r = h_r^{1/2} \quad (5.7)$$

$$t_r = x_r \cdot h_r^{-1/2} \quad (5.8)$$

$$z_r = h_r \cdot x_r^{-1} \quad (5.9)$$

$$n_r = h_r^{2/3} \cdot x_r^{-1/2} \quad (5.10)$$

となる。なお断面積と流量の縮尺はそれぞれ、

$$A_r = x_r \cdot h_r \quad (5.11)$$

$$Q_r = V_r \cdot A_r = x_r \cdot h_r^{3/2} \quad (5.12)$$

となることは明らかである。

2) 河床面の相似性について

固定床の模型の場合、河床面を幾何学的相似に形づくっておけば問題ないが、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(5.8)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、

$$\frac{\partial z}{\partial t_s} + \frac{1}{(1-\lambda)} \cdot \frac{1}{B} \cdot \frac{\partial Q_s}{\partial x} = 0 \quad (5.13)$$

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。(5.13)式より流水に関する相似性を求めたのと同様な方法で、

$$t_{sr} = h_r (1-\lambda)_r \cdot x_r^2 \cdot Q_{sr}^{-1} \quad (5.14)$$

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当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、掃流砂を対象とした佐藤、吉川、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、吉川、芦田公式(土研式)は、

$$Q_B = B \cdot q_B = B \cdot \frac{\phi \cdot F \cdot U_*^3}{(\sigma/\rho - 1)g} \quad (5.15)$$

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_o/τ_c の関数、同様に模型の物理量に対する現地の物理量の比にサフィクス r とつける

$$Q_{Br} = B_r \cdot \frac{\varphi_r \cdot F_r}{(\sigma/\rho-1)_r \cdot g_r} \cdot U_{*r}^3 \quad (5.16)$$

また、摩擦速度 U_* は $U_* = \sqrt{g h I_e}$ で求め、摩擦速度の比 $U_{*r} = \sqrt{g_r \cdot h_r \cdot I_{er}}$ となる。ここで $g_r = 1$ 、 $I_{er} = h_r/x_r$ であるのは結局 U_{*r} は次のようになる。

$$U_{*r} = \sqrt{h_r \cdot I_{er}} = \sqrt{h_r} \cdot \sqrt{h_r/x_r} = h_r \cdot x_r^{-1/2} \quad (5.17)$$

よって(5.16)式は、

$$Q_{Br} = x_r \cdot \frac{\varphi_r \cdot F_r}{(\sigma/\rho-1)_r} \cdot \left(\frac{h_r}{\sqrt{x_r}} \right)^3 = \frac{\varphi_r \cdot F_r \cdot h_r^3}{(\sigma/\rho-1)_r \cdot x_r^{1/2}} \quad (5.18)$$

Brown 式の場合、

$$Q_B = B \cdot q_B = B \cdot 10 \cdot \frac{U_*^5}{g^2 (\sigma/\rho-1)^2 d} \quad (5.19)$$

ここで d は粒径

$$Q_{Br} = B_r \cdot q_{Br} = B_r \cdot \frac{U_{*r}^5}{g_r^2 (\sigma/\rho-1)_r^2 \cdot d_r} \quad (5.20)$$

この式に $B_r = x_r$ 、 $U_{*r} = h_r \cdot x_r^{-1/2}$ 、 $g_r = 1$ と代入して、

$$Q_{Br} = x_r \cdot \frac{1}{(\sigma/\rho-1)_r^2 \cdot d_r} \cdot \frac{h_r^5}{x_r^{5/2}} = \frac{1}{(\sigma/\rho-1)_r^2 \cdot d_r} \cdot \frac{h_r^5}{x_r^{3/2}} \quad (5.21)$$

(5.18)式と(5.21)式を(5.14)式に代入して河床面の変化速度より求まる時間縮尺は、

$$t_{sr} = h_r \cdot (1-\lambda)_r \cdot x_r^2 \cdot \left\{ \frac{\varphi_r \cdot F_r \cdot h_r^3}{(\sigma/\rho-1)_r \cdot x_r^{1/2}} \right\}^{-1} = \frac{(1-\lambda)_r \cdot (\sigma/\rho-1)_r \cdot x_r^{5/2}}{\varphi_r \cdot F_r \cdot h_r^2} \quad (\text{土研式}) \quad (5.22)$$

$$t_{sr} = h_r \cdot (1-\lambda)_r \cdot x_r^2 \cdot \left\{ \frac{1}{(\sigma/\rho-1)_r^2 \cdot d_r} \cdot \frac{h_r^5}{x_r^{3/2}} \right\}^{-1} = \frac{(1-\lambda)_r \cdot (\sigma/\rho-1)_r^2 \cdot d_r \cdot x_r^{7/2}}{h_r^4} \quad (\text{Brown式}) \quad (5.23)$$

となる。

3) 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。

4) 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、

$$\left. \begin{aligned} x_r &= y_r = h_r = l_r \\ u_r &= v_r = w_r = h_r^{1/2} \\ t_r &= h_r^{1/2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.24)$$

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。

5) 反射に対する相似性について

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。よって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。

6) 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、砕波地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_b/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-5.1 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。

7) 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_{xx} 、 q_{xy} とすると、流砂の連続式は、

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{1}{(1-\lambda)} \left(\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} \right) \dots\dots\dots (5.25)$$

となる。これより河床面の相似性で述べた同様の方法で、

$$t_{rr} = (1-\lambda)_r \cdot x_r \cdot h_r \cdot q_{xxr}^{-1} = (1-\lambda)_r \cdot x_r \cdot h_r \cdot q_{xyr}^{-1} \dots\dots\dots (5.26)$$

ここで t_{rr} 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、(5.26) 式は、

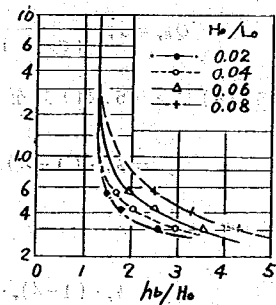


図-5.1 砕波水深におよぼす周期の効果

$$t_{rr} = l_r^2 \cdot q_{srr}^{-1} = l_r^2 \cdot q_{syr}^{-1} \quad (5.27)$$

となる。(5.27)式より $q_{srr} = q_{syr}$ であり、方向に無関係な漂砂量 q_s は、

$$t_{rr} = l_r^2 \cdot q_{sr}^{-1} \quad (5.28)$$

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。(5.28)式は(5.14)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)。また一般的には $q_{srr} \neq q_{syr}$ 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_{rr} 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。

① 汀線方向の漂砂に関する相似性

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

$$\frac{Q_s}{\psi} = 3.17 \left(\frac{E_x \cdot i^{2/3}}{\phi} \right)^{3/2} \quad (5.29)$$

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

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

$$E_x = (1/16) \rho g (L_b H_b^2/T) \sin 2\alpha_b$$

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 : 底質および海水の密度、 i : 碎波点から汀線までの平均海底勾配、 H : 波高、 L : 波長、 T : 周期、添字 o 、 b は沖波および碎波点での条件。

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、

$$\left. \begin{aligned} \psi_r &= l_r^{3/2} \cdot d_r \\ \phi_r &= (\sigma - \rho)_r \cdot d_r \cdot l_r^{3/2} \\ E_{xr} &= l_r^{5/2} \end{aligned} \right\} \quad (5.30)$$

ゆえに

$$Q_{sr} = \{ l_r^{5/2} / (\sigma - \rho)_r \cdot d_r \cdot l_r^{3/2} \}^{3/2} \cdot l_r^{3/2} \cdot d_r = l_r^3 (\sigma - \rho)_r^{-3/2} \cdot d_r^{-1/2} \quad (5.31)$$

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

$$t_{rr} = l_r^2 \cdot q_{srr}^{-1} = l_r^2 \cdot l_r^{-3} (\sigma - \rho)_r^{3/2} \cdot d_r^{1/2} \cdot B_r = (\sigma - \rho)_r^{3/2} \cdot d_r^{1/2} \cdot l_r^{-1} \cdot B_r \quad (5.32)$$

となる。ここで B は汀線から漂砂帯までの距離である。(5.32)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。

② 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の影響が入るといわれている。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。

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-5.2の結果を得ている。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

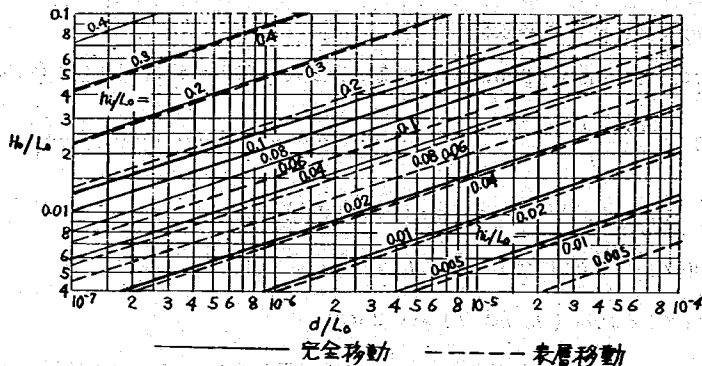


図-5.2 表層移動および完全移動の限界水深

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。図によれば移動限界水深 h_i は、

$$h_i/L_0 = f(H_0/L_0, d/L_0) \quad (5.33)$$

となり、フルード模型では、粒径を距離の縮尺でちじめれば相似性がたもたれたことになる。

③ 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。

いま図-5.3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、

$$f(Z/L_0, x/L_0, h_r/H_0, H_0/L_0, H_0/d, d\sqrt{gH_0}/\nu, \sigma/\rho, i_0, t/T) = 0 \quad (5.34)$$

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。

平衡状態は、 $t \rightarrow \infty$ で、

$$f(Z/L_0, x/L_0, h_r/H_0, H_0/L_0, H_0/d, d\sqrt{gH_0}/\nu, \sigma/\rho, i_0) = 0 \dots (5.35)$$

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。いま上述より粒径の縮尺を求めると、

$$\left. \begin{array}{l} (H_0/d)_r = 1 \quad \text{より} \quad d_r = l_r \\ (d\sqrt{gH_0}/\nu)_r = 1 \quad \text{より} \quad d_r = l_r^{-1/2} \end{array} \right\} \dots (5.36)$$

となり、(5.36) 式を両方とも満足することはできない。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 $d_r = l_r$ 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、沿岸砂州の発生限界が、 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、 $d_r = l_r$ にした方がよいと思われる。しかし $(\sigma/\rho)_r \neq 1$ 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 (5.36) 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、いま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。

8) 河口密度流の相似性におよぼす影響

河口は密度の異なる二つの液体がぶつかる所でもある。このため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ずるであろう。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おそれがある。

これらの問題を解決するには、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。

9) 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。

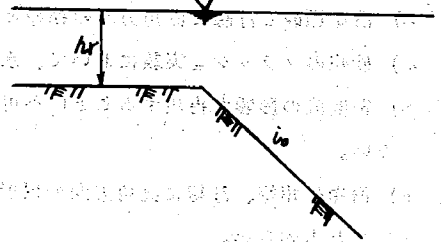


図-5.3

- ハ) 模型上の波高をあまり小さくすることはできない。波長 5 cm 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) 砂州の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) 密度流の影響を再現することは不可能であり、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。

5.2 大谷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、鉛直とも 1/50 である。

1) フルードの相似則

力学的相似はフルードの相似則より、

$$x_r = h_r = 50$$

$$V_r = h_r^{1/2} = 7.07$$

$$A_r = x_r \cdot h_r = 2500$$

$$i_r = h_r \cdot x_r^{-1} = 1$$

$$Q_r = x_r \cdot h_r^{3/2} = 17678$$

$$t_r = x_r \cdot h_r^{-1/2} = 7.07$$

$$n_r = h_r^{2/3} \cdot x_r^{-1/2} = 1.92$$

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。

2) 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-5.4に示すように $d_{60} = 0.18 \text{ mm}$ 、比重 2.65 の砂であるので、

$$(\sigma/\rho - 1)_r = 1$$

河床材料の粒径比 d_r は、現地の砂州部および汀線付近の $d_{60} = 6.9 \sim 9.7 \text{ mm}$ を用いて、

$$d_r = \frac{6.9}{0.18} \sim \frac{9.7}{0.18} = 38.33 \sim 53.89$$

さらに空隙比は、現地、模型とも等しいとして $(1 - \lambda)_r = 1$ とする。以上の結果より (5.18)、

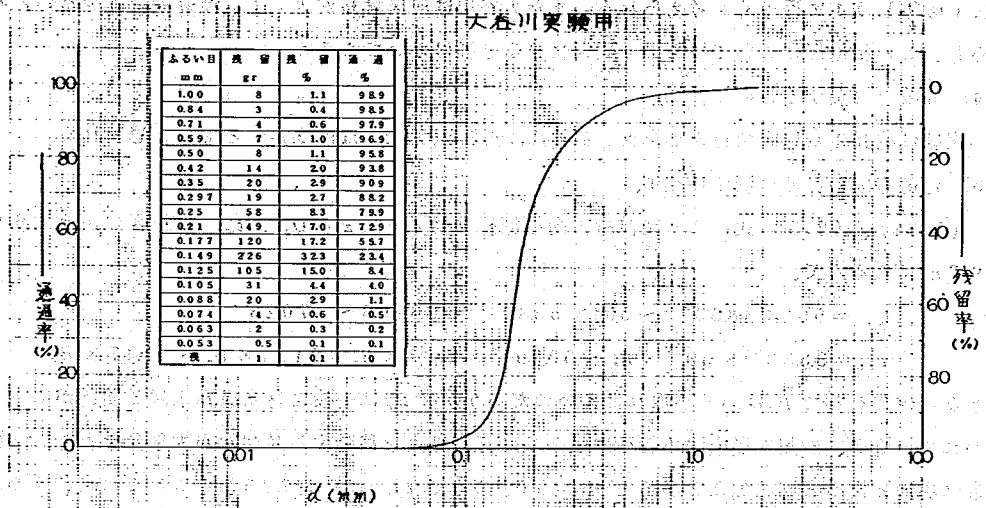


図-5.4 粒度分布図

(5.21)、(5.22)、(5.23)式より時間縮尺、流砂量縮尺を求めてみると、流砂量としてBrown式を使った時

$$Q_{Br} = \frac{1.08}{38.33} \times 50^{1/2} \sim \frac{1}{53.89} \times 50^{1/2} = 23056 \sim 16399$$

$$t_{sr} = 38.33 \times 50^{-1/2} \sim 53.89 \times 50^{-1/2} = 5.42 \sim 7.62$$

流砂量として土研式を使った時、ただし φ_r 、 $F_r = 1$ とする。

$$Q_{Br} = 50^{1/2} = 17675$$

$$t_{sr} = 50^{1/2} = 7.07$$

となり、フルードの相似則から求めた時間縮尺と一致する。これは粒径の縮尺比が模型縮尺比とほぼ一致しているためであり、この場合はフルードの時間縮尺と同一になる。

3) 河口から出た土砂の堆積の相似性

模型の砂の沈降速度は $w_m = 2.3 \text{ cm/sec}$

現地の砂の沈降速度は $w_p = 2.6 \sim 3.1 \text{ cm/sec}$ (水温 25°C)

よって $(w/V)_r = 1.60 \sim 1.91$

ここで V_r はフルード則より求まる。したがって、浮遊砂の堆積に関する沈降速度は現地の方がいくぶん大きいことになる。このことは現地の方が沈積しやすいことを示し、模型の方が河口よりはなれたところで沈積する。しかしここでは浮遊砂の平均粒径を用いるべきであり、この場合はさら

に $(w/V)_r$ が1に近づくと考えられる。また大谷川は河床材料が大きく、浮遊砂量は少ないと考えられ、この相似性についてはあまり問題にする必要はないであろう。

4) 砕波点に関する相似

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

5) 汀線方向の漂砂に関する相似

(5.31)、(5.32) 式によって汀線方向の漂砂移動より求まる $Q_{s,r}$ 、 $t_{s,r}$ は粒径が現地で 6.9 ~ 9.7 mm であるので、

$$Q_{s,r} = 50^3 \times 38.33^{-1/2} \sim 50^3 \times 53.89^{-1/2} = 20193 \sim 17028$$

$$t_{s,r} = 38.33^{1/2} \times 50^{-1} \times B_r \sim 53.89^{1/2} \times 50^{-1} \times B_r = 0.124 \times B_r \sim 0.147 \times B_r$$

となる。ところで B_r はいくら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いわれているが、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 $B_r = 50$ 、よって $t_{s,r} = 6.2 \sim 7.35$ となる。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。

6) 漂砂の移動限界水深に関する相似性

現地において $H_o = 3.0$ m、周期 1.2 sec の波の移動限界水深を図-5.2 より求めよう。

まず $L_o = gT^2/2\pi = 224.6$ m、 $H_o/L_o = 0.0134$ 、 $d = 6.9 \sim 9.7$ mm を用いると $d/L_o = 3.07 \times 10^{-5} \sim 4.31 \times 10^{-5}$ よって $h_i/L_o = 0.02 \sim 0.016$ ゆえに $h_i = 4.49 \sim 3.59$ m となる。

模型については $H_o = 6$ cm、周期 $T = 12/\sqrt{50} = 1.7$ sec、 $d = 0.18$ mm であるから

$$L_o = gT^2/2\pi = 265$$
 cm、 $H_o/L_o = 0.0226$ 、 $d/L_o = 6.79 \times 10^{-5}$

$$h_i/L_o = 0.03 \text{ 故に } h_i = 7.95$$
 cm

これは現地で 7.95 cm $\times 50 = 3.98$ m に当る。なお現地粒径は、汀線付近のものであり、海底粒径はもっと小さいとも考えられ、この場合は移動限界水深が異なる。しかし海浜変形に影響を与える領域では、模型と現地で、移動限界水深がほぼ一致しているものと考えられる。

7) 汀線に直角方向の地形変化の相似性

③に述べたように、模型の底質材料が $d_r = L_r$ にほぼ一致しており、また $(\sigma/\rho)_r = 1$ でもあるので平衡海浜の相似性はほぼ満足するものと考えられる。

6. 実験ケースと実験方法

6.1 実験施設

模型は長さ50m、幅10～7m、高さ0.6mの既設の水槽内を一部改造して製作した。模型範囲は図-6.1に示すように、水平、鉛直とも1/50で放水路河道部650m、および海部は1km程度の割合で入るようにした。

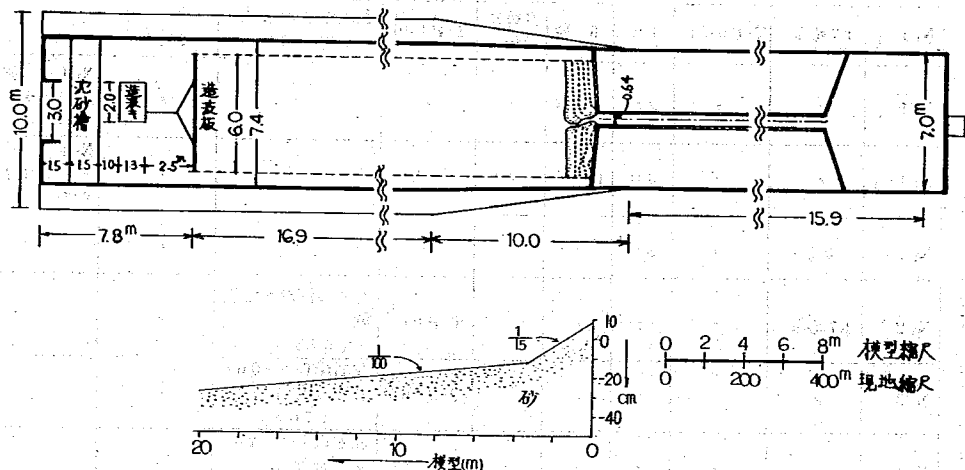


図-6.1 大谷川河口模型平面図

海浜および海部は河床材料の砂を敷き、図-2.3および2.4より海底勾配はT・P-6.0mまで1/15、それ以降は1/100とし、放水路河道部は固定床である。

模型上流端には量水槽を設け、ここから所定の流量を与えるようになっている。一方模型下流端には、下流端水位調節用のゲートが取り付けられている。造波装置は、幅6m、造波板高80cmのフラップ型式のもので、造波能力は波高0～20cm、周期0.7～3秒の波を発生させることができる。

6.2 実験の概要

実験は海浜を所定の断面に整形後、整形した河床が崩壊しないように模型の上下流から模型内へゆっくりと注水する。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。なお河口砂州のフラッシュ実験では、河床変動は河川水のみによると考えられるので、波の影響は無視した。実験中は、所定の位置、所定の時間に水位、波高、河床高を測定する。また流況をみるためにフルオレセイン溶液を投入し、流況を写真撮影した。実験後は模型内の水をゆっくり排水し、河床測定を行ない、その変化を調べる。

6.3 実験ケース

大谷川河口模型実験で行なった実験ケース一覧表を表-6.1に示す。実験1-₁～1-₃は河口部河床高、および導流堤が現況とほぼ同程度のものであり、実験条件を年間波浪エネルギー分布が最大と思

表-6.1 実験ケース一覧表

種別	実験 番号	河川 流量	潮 位	波高	周期	波 向	河口部 河床高	導 流 堤	実 験 時 間	そ の 他
導流堤による河口維持に関する実験	No 1- ₁	1.7 m ³ /s	T・P 0.0 m	1 m	8 秒	汀線に 直角	T・P+0.6 ^m	左右岸 33m 設置 (現 状)	(模 型) 3時間	
	No 1- ₂	"	"	2 m	10.5 秒	"	"	"	"	No 1- ₁ 終了後 そのまま波を与 える
	No 1- ₃	"	"	3 m	12 秒	"	"	"	"	No 1- ₂ 終了後 そのまま波を与 える
	No 1- ₄	0 m ³ /s	"	3 m	"	"	"	"	"	
	No 2	1.7 m ³ /s	"	"	"	"	T・P 0.0 ^m	左右岸汀線まで設 置 (675 m)	"	
	No 3	"	"	"	"	"	T・P-0.6 ^m	左右岸 T・P-0.6 m まで設置 (76 m)	"	
	No 4	"	"	"	"	"	T・P-2.0 ^m	左右岸 T・P-2.0 m まで設置 (98 m)	"	
	No 5	"	"	"	"	汀線に 5°	T・P-2.0 ^m	左右岸 T・P-0.6 m まで設置 (98 m)	"	
砂に 州関 する 実験	No 6	不定流 Q _{max} = 390 m ³ /s	T・P+0.75 ^m	"	"	"	T・P-0.6 ^m	左右岸 T・P-0.6 m まで設置 (76 m)	t _{rr} =7.07 現地 11時間 30分	i=1/2500 ^m 砂州高 T・P+2.75 開口部あり
	No 7	"	"	"	"	"	"	"	"	i=1/2500 砂州高 T・P+3.0 完全閉塞

われる、波高 $H_0 = 1.0 \text{ m}$ 、および $H_0 = 2.0 \text{ m}$ と年に 1～2 回程度来襲する高波の $H_0 = 3.0 \text{ m}$ について、河口砂州の発生規模（再現性）を調べたものである。なお海岸における漂砂の移動方向は、相似則で述べたように汀線に平行方向と汀線に直角方向の漂砂とにわけられる。これに対応して地形変化が生ずるわけであるが、後者の場合は、波が汀線に直角に入射する場合に生ずる漂砂で、うちあげ波や引き波による岸および沖方向への流れ、あるいは離岸流などによって移動する。波が斜めから入射した場合でも浅海部の屈折作用によって波は直角方向へ近づこうとし、前浜領域ではこの移動形態をとる場合が多く、その移動量の大部分が汀線に直角方向の成分であるといわれている。以上のような考え、および波の屈折図等から波向は汀線に直角とした。また実験時間は砂の移動が平衡状態となる時間を観察して 3 時間とした。ケース 2～5 については、河口部河床高を下げた場合の導流堤による

河口維持の検討の実験である。この場合の導流堤は、3章で述べたように沿岸漂砂を阻止するような長さにすることは二次的影響が大きいので、ここでは河口部河床高と同地点の海浜まで左右岸に導流堤を設置した。なお導流堤は各ケースとも4号碎石を用い、高さは約T・P 6.0mとしてある。

ケース6、7は洪水時の河口砂州による河道内の水位上昇と、その砂州の崩壊現象を測定および観察したものである。これに用いた洪水は、水文研究室で検討された堆積流量ハイドログラフ図-6.2より⁴⁾、水位に対しては流量の立ち上がり時の勾配の急なものを用いれば安全側であるので、昭和39年6月洪水のハイドログラフを流量ピーク時 $390 \text{ m}^3/\text{s}$ に引きのばした図-6.3を用いた。

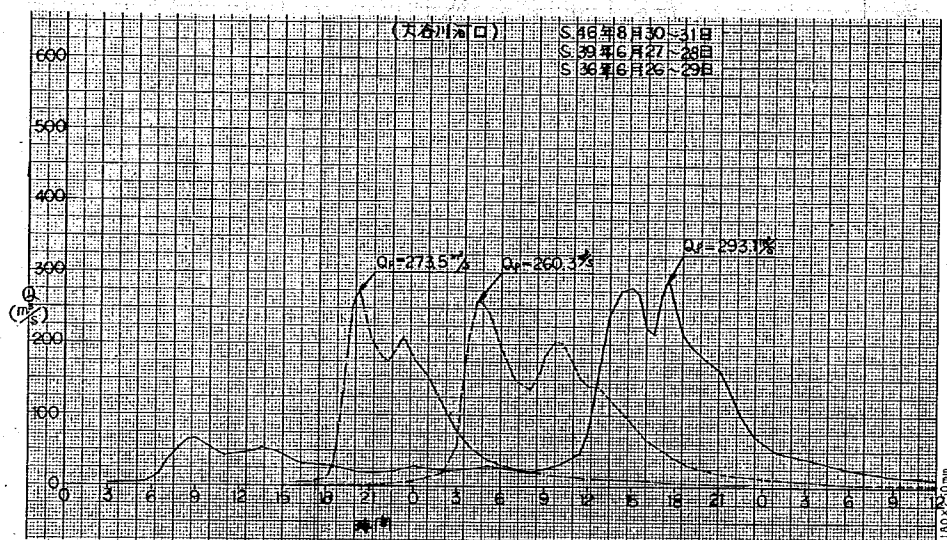


図-6.2 推算流量ハイドログラフ

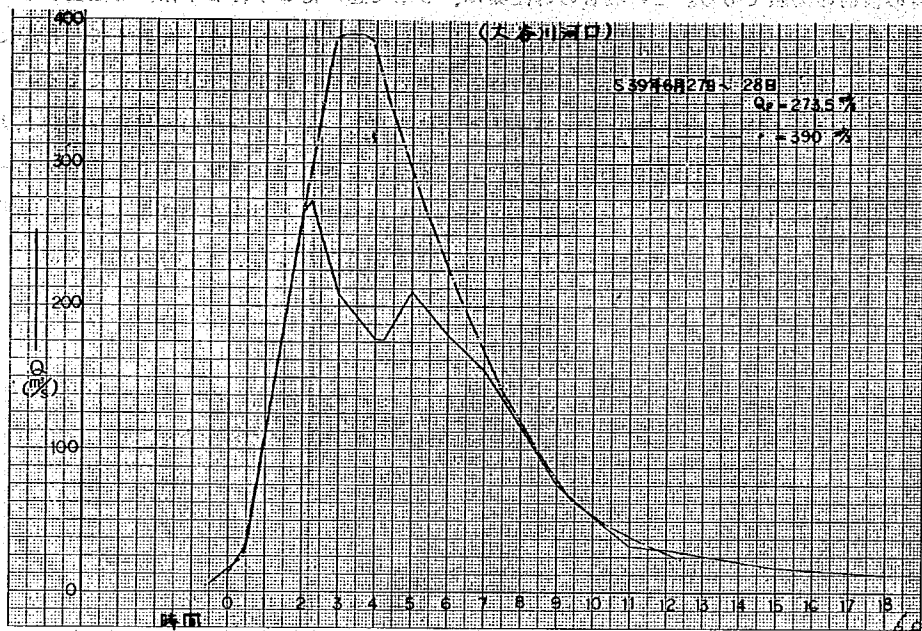


図-6.3 推算流量ハイドログラフ ($Q_{\max} = 390 \text{ m}^3/\text{s}$)

7. 実験結果

7.1 導流堤による河口維持に関する検討

本実験は前に述べたように、放水路計画の河口掘削に伴なう河口維持工法について検討するもので、維持工法として導流堤を設置した場合について実験を行なった。実験条件としては表-6.1に示したように河口掘削高を現状の高さ($T \cdot P \ 0.6 \text{ m}$)、 $T \cdot P \ 0 \text{ m}$ 、 $T \cdot P - 0.6 \text{ m}$ および $T \cdot P - 2.0 \text{ m}$ まで掘削した場合の4種類について行なった。そして導流堤の長さは河口部高 $T \cdot P \ 0.6 \text{ m}$ の場合には、現在設置されている範囲(3.3 m)まで、その他の場合には各ケースの掘削高の水深まで汀線と直角方向に設置した。

1) ケース 1-1 ~ 1-4

この実験は河口部河床高 $T \cdot P \ 0.6 \text{ m}$ 、導流堤長が現況と同じ 3.3 m の場合である。ケース 1-1は $H_0 = 1.0 \text{ m}$ の波を与え、1-1の終了後の河床に $H_0 = 2.0 \text{ m}$ の波を与えたのがケース 1-2である。さらにこの河床に $H_0 = 3.0 \text{ m}$ の波を与えたのがケース 1-3であり、これらの実験では $Q = 1.7 \text{ m}^3/\text{s}$ の河川流量を与えた。ケース 1-4は実験条件は1-3と同じであるが、河川流量は与えなかった場合である。

年間波浪エネルギー分布が最大と思われる $H_0 = 1.0 \text{ m}$ の波を与えたケース 1-1の結果は図-7.1.1の海浜縦断面図を見てもわかるように砂州最大高さは約 $T \cdot P \ 1.4 \text{ m}$ で、その規模も小さく、図-7.1.2 ~ 3の流況および等深線図に示すように導流堤先端より前に砂州が形成され、この地点の開口幅は約 5.0 m 程度である。現在の大谷川河口の導流堤外にもこの程度の砂州が存在しており、平常時の場合はこの程度の砂州が形成されるものと考えられる。

波高 2.0 m の波を与えたケース 1-2の結果は、砂州最大高さ $T \cdot P \ 2.5 \text{ m}$ に達し、導流堤先端付近にこの砂州が形成された。一方年に数回程度来襲する高波と考えられる波高 3.0 m の波を与えたケース 1-3では、砂州の最大高さは波高 2.0 m の場合とあまり変わらず、 $T \cdot P \ 2.6 \text{ m}$ 程度である。このことは波の砕波点との関係で必ずしも波高の大きなものが砂州が大きくなるとはいえないことを表わしていると思われる。また現地河口の右岸導流堤ぞいにもこの程度の高さの砂州がついており、大きな波が発生した場合はこのような砂州が形成されるものと考えられる。なおこれらの実験では河川流量を与えたため、いずれも開口部が存在し、完全閉塞は生じなかった。これらの結果を図-7.2.1 ~ 図-7.3.3に示す。

以上の実験に対し、河川流量を与えなかったケース 1-4 ($H_0 = 3.0 \text{ m}$)の結果は、図-7.4.1 ~ 7.4.3に示すように、導流堤先端から沖側にかけて最大高さ約 $T \cdot P \ 2.6 \text{ m}$ の砂州が発生し、完全閉塞の状態になった。この砂州の最大高さは、波高が同一のケース 1-3と同じであるが、この状態は導流堤の外側の高さよりいくぶん低いとはいえ、導流堤の効果がほとんどないといえる状況であった。このように河川流量がない場合には、完全閉塞となることは明らかであり、維持流量としてあ

る程度の流量は考慮しなければならないであろう。なお前に述べたように波高 2 m でも波高 3 m でも砂州規模は同じようであるが、水深の深い場所の変動は 3 m の方がはるかに大きい。したがって河口部河床高を下げた場合の実験では、安全側として波高 3.0 m の波を用いることにした。

2) ケース 2

本実験は河口部を汀線 ($T \cdot P 0\text{ m}$) まで掘削し、導流堤をその地点まで延長した場合の実験である。この実験の結果は図-7.5.1~図-7.5.3 に示すように、砂州発生地点がいくぶん河道上流側になっているようで、砂州高も $T \cdot P 2.0\text{ m}$ と前回の実験より低くなっている。しかし河床から砂州天端までの高さは全く同様で、砂州の規模はほとんど同じといえる。なおこのような導流堤は、河口開口位置の変動範囲を限定し、河口砂州高を周辺の砂州高より低くする効果は大きいと考えられる。

3) ケース 3

本実験は河口部を $T \cdot P - 0.6\text{ m}$ まで掘削し、その地点まで導流堤を延長した実験である。この実験の結果も図-7.6.1~図-7.6.3 に示すように、ケース 2 の場合と同様砂州発生地点がいくぶん上流方向へと移っているようである。また、砂州の最大高さは $T \cdot P 1.3\text{ m}$ 程度で、ケース 2 の場合よりも低くなっているが、河床から砂州天端までの高さは 1.9 m とその規模はほとんど同じであった。このように導流堤延長が沿岸漂砂を阻止しない程度の長さの範囲内 (導流堤延長が最大で平均干潮位程度までと考えられる。) で河口部河床高と同地点の海浜まで左右岸に導流堤を設置した場合、いずれも現在の太谷川河口に存在する程度の砂州が形成されよう。なお導流堤先端水深を深くすることによって砂州高を小さくすることができたが、これは導流堤によるサイドフリクションによって波高が導流堤内で少し小さくなったことにもよるが、河床高が低く、平衡海浜になるまでの時間が、3 時間以上必要だったとも考えられる。

4) ケース 4

この実験は河口部を $T \cdot P - 2.0\text{ m}$ まで掘削し、導流堤の長さも 9.8 m に達する相当大きな工事を想定しており、沿岸漂砂の卓越する本海岸では、前に述べたように二次的影響が大きいと思われるが、一応実験を行なってみた。この結果を図-7.7.1~7.7.3 に示す。この場合は、導流堤先端付近がちょうど砕波点になっており、導流堤内にはほとんど砂州は生じていない。河口閉塞に影響を与える海底地形変動は、通常もっとも海が荒れたときの最終砕波帯より岸側の範囲で起るといわれており、したがって波が汀線に直角方向からくる場合、水深が $T \cdot P - 2.0\text{ m}$ より深ければ砂州は生じないと考えられる。しかし沿岸漂砂の卓越する海岸では、平行方向の漂砂の移動により、漂砂上手の海岸が堆積され、さらに導流堤先端を回りこんで前面に新しい砂州ができ、結局は導流堤延長分の機能が損われ、河口地形を大きく変化させてしまうと考えられる。また導流堤先端に大きな波が当たり、導流堤の維持もむずかしいと思われた。さらにこの実験終了後、波高 6.0 m の波を与えてみたところ、かなり沖で砕波してしまうため、波の打ち上げ高は波高 3.0 m とあまり変わらなかった。

ただ導流堤内の一部に $T \cdot P = 0.4 \text{ m}$ 程度の砂州の発生が見られた。

5) ケース 5

本実験はケース 4 と同一条件で波が斜めに入射した場合について検討したものであるが、造波機の移動ができないので、海浜、汀線、導流堤の方向を 5° 傾けた状態に製作した。この実験の結果では、波の屈折の影響のためか導流堤内に $T \cdot P = 0.0 \text{ m}$ 程度の砂州ができていた。また右岸沿い汀線付近に給砂を行なったが、水路幅が狭く、入射角度が小さかったため、斜め入射による効果が十分現われておらず、導流堤外側の堆積および浸食の顕著な現象は見られなかった。この結果を図-7.8.1~7.8.3 に示す。

7.2 河道内における波浪の侵入

河口における砂州や、河口前面の沿岸砂州は、河道内への波浪の侵入を防いでいる。河口処理によって砂州を取り除いたり、河口水深を深くすると河道内への波浪の侵入を大きくする。河口内の波高は、海底形状、河道形状、河川流量、密度流の影響を受けて複雑に変化する。これらの効果をすべて見積ることは不可能で、現状では一部の効果を見逃した把握しかできない。密度流の効果を考えない場合には、無歪の固定床による模型実験が一番良い答を得ることができる。この場合には、底面まざつ係数を相似にするために現況の実測が必要である。しかしこのような問題は、波が河道内に碎波せずに入ってくる場合で、河口前面が浅ければ碎波し、波高は急激に小さくなる。碎波水深 h_b は、ほぼ沖波波高の 1.4 倍ぐらいと考えておいて良い。碎波後の波高は急激に減少し、河道内の波高は低くなる。

大谷川河口の場合、導流堤延長が沿岸漂砂を阻止しない長さの範囲では、いずれも導流堤外側で碎波し、河道内への波浪の侵入は少ないと考えられる。なお現在より河床高を下げた場合、河口砂州が完全にフラッシュされた直後に大きな波が発生すれば、現在より波浪が侵入するおそれがある。しかし河口砂州が短時間で形成されるので、河口砂州が存在する場合には、波浪の侵入は少なくなり、現在の大谷川河口と大差はないであろう。また河川流量が存在する場合は、波浪の侵入はさらに少なくなり、洪水時は河口で射流となるので河道内へは波浪は侵入しない。

7.3 河口砂州のフラッシュに関する検討

砂州の存在によって、出水時に水位が上昇し、開口流積が小さいと、通常流量ピーク以前に河口水位のピークが現われることが多い。ことに中小河川ではその傾向が強く、流量ハイドログラフの立ち上り部分の勾配が問題となる。また、河口付近では複雑な流況を呈し、非常に高速な流れは、構造物周辺などに極端な洗掘を伴う。一方では、多量の土砂が海部へ輸送され、主流部のかげに大きな堆積を残す。このような出水時における河口付近の現象は、水位、局所洗掘、および出水後の河口地形など、難解な問題を提供している。

砂州のフラッシュ現象は激しい河床変動を伴った不定流現象で、波のエネルギーは無視しうる。本実験はケース3の河口部河床高 $T \cdot P - 0.6m$ の条件で、導流堤内に砂州が発生した場合に、洪水によって砂州がフラッシュできるかどうか、あるいは洪水時の河口砂州による河道内の水位上昇と、その砂州の崩壊現象を測定および観察により求めた。なお洪水には前述した図-6.3に示すような流量波形を用い、河道部の河床勾配は $1/2500$ で河床部はモルタルで固定してある。

1) ケース6

本実験はケース3のように右岸導流堤沿いに一部開口部を持つ砂州が発生した場合の実験であるが、砂州の天端は、ケース3の場合には約 $T \cdot P 1.4m$ の結果を得たのに対し、安全をみて $T \cdot P 2.75m$ まで嵩上げしてある。フラッシュの状況は流量 $200m^3/s$ までは、側方浸食のかたちで開口部の拡大するのが、その流量に合わせて進行していく。しかしそれから流量 $250m^3/s$ にかけて急激にフラッシュが進み、砂州はほとんど流失してしまう。そしてさらに流量が増えるにつれて導流堤内の河床を洗掘し、流量ピーク時には約 $T \cdot P - 4.0m$ にまで達する。とくに河道取付け部下流では、射流になるため局所洗掘がひどく、その深さは約 $T \cdot P - 6.0m$ にまで達しており、導流堤および河道取付け部の洗掘に対する対策として、それ相応の根入れおよび根固工等による補強が必要であろう。

河道部の水位は、砂州直上流および放水路河道 $0m$ と $500m$ 地点で測定を行なった。この時間水位曲線を図-7.9.1に示す。河道部の水位変化は2時間15分に最初のピークが現われる。これは砂州によるせき上げのために起り、フラッシュの進行に伴って水位が下がる。その後の4時間~5時間目に現われるピークは流量によるもので、河道自体の疎通能力を表わすものである。また砂州によるせき上げ水位よりは、流量によるピーク水位の方が、河道 $500m$ 地点では高い。このピーク時の不等流計算結果は $T \cdot P 3.76m$ であり、実験の方がいくぶん低い。これは模型の河床がモルタル仕上げで粗度が小さかったことによる。これらの実験結果の河口断面変化図、流況、等深線図を図-7.9.2~7.9.4に示す。

2) ケース7

本実験もケース3の条件であるが、ケース6よりもさらに安全側を考え、砂州天端高 $T \cdot P 3.0m$ 、そして完全閉塞の状態である。したがって砂州上流側の貯留水位が $T \cdot P 3.0m$ に達するまでは、フラッシュの進行は全く起らず、河道内の水位は急上昇する。そして水位が $T \cdot P 3.0m$ に達し、全面越流の形でフラッシュが開始されると、上流からの流量に河道部に貯留した流れが加わるために非常に早さで進行し、2時間15分頃(流量約 $200m^3/s$)でほとんど流失してしまっているようである。水位の時間変化は、図-7.10.1に示すように、第1ピークが2時間目に現われている。これは砂州を越流開始する時で、第2ピークは流量ピーク時に現われている。本実験の場合には、上流 $500m$ 地点のピーク水位が第1ピークと第2ピークでほとんど同じである。したがって実際は起り得ないと思われるが、もし川幅全面に $T \cdot P 3.0m$ 以上の砂州が形成され、完全閉塞となった場合には、砂州によるせき上げ水位が計画高水位を上回るものと考えられる。一方、放水路河道内へ、

T・P 3.0 mの水位まで貯溜すると、その量は約35万 m^3 である。したがって越流するまでの時間は $Q=50m^3/s$ の定流とすると、約2時間程度の時間を要することになる。また前回の実験でも同様であったが、図-7.10.2~7.10.4の河口断面変化、流況、等深線図に示すように、導流堤内の洗掘が大きく、T・P-4.0 m程度、さらに河道取付け部下流ではT・P-7.5 mにまで達している。なお今回の実験の場合には河道取付け部を12 m下流の海岸防波堤地点まで延長してある。出水時の砂州部の排出土砂はケース6も同じであるが、河道延長上の沖合前面に堆積している。また出水後の砂州の回復は、河川流量の小さい中小河川では、洪水後強い波浪があるとすぐに元にもどってしまうと考えられる。このすぐ元にもどってしまう砂の供給源は、漂砂が横方向から入ってくるというより、フラッシュされた土砂が、波によって打ち上げられ、その波が作る平衡海浜に近づこうとするためである。

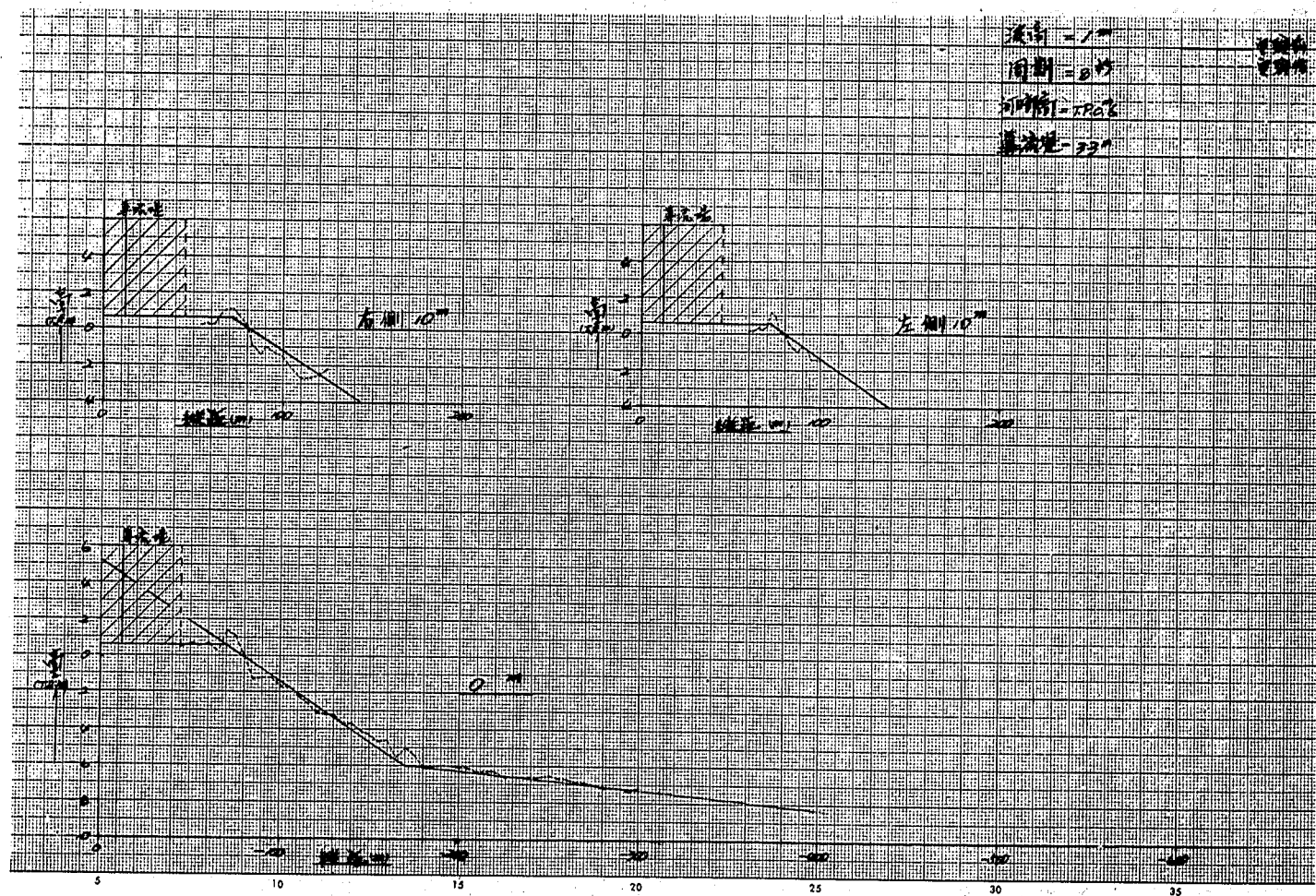
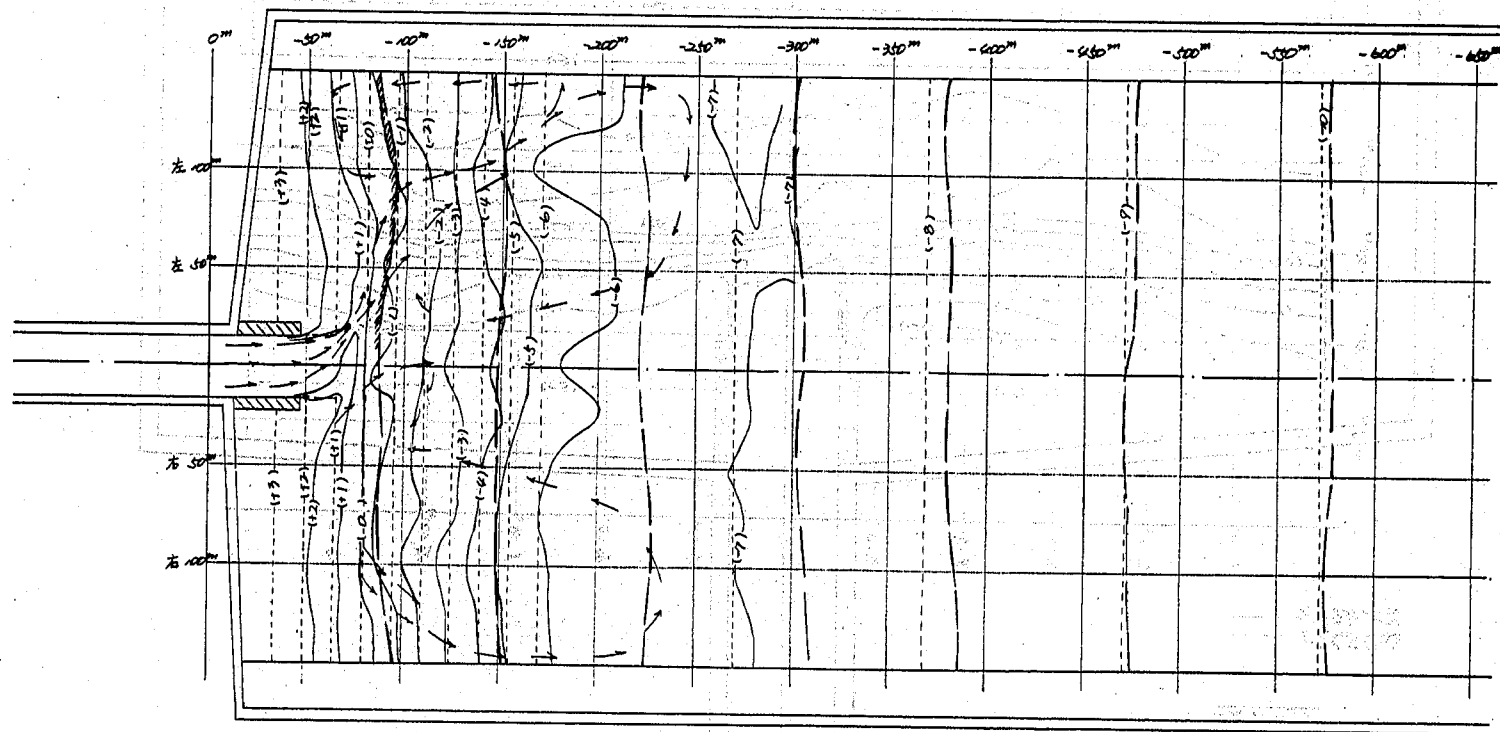


图-7.1.1 海滨纵断面图 (实验 16.1-1)

波高 = 1.7m
 周期 = 8.5s
 波速 = 7.8m/s
 水深 = 3.3m



----- 等深线
 ———— 流况线
 ———— 流速线

图-7.1.2 流况, 等深线图 (实验 No. 1-1)

波高 = 1.0

周期 = 8.0

波速 = 1.25

波高 = 3.0

----- 实验前等深线
————— 实验后等深线

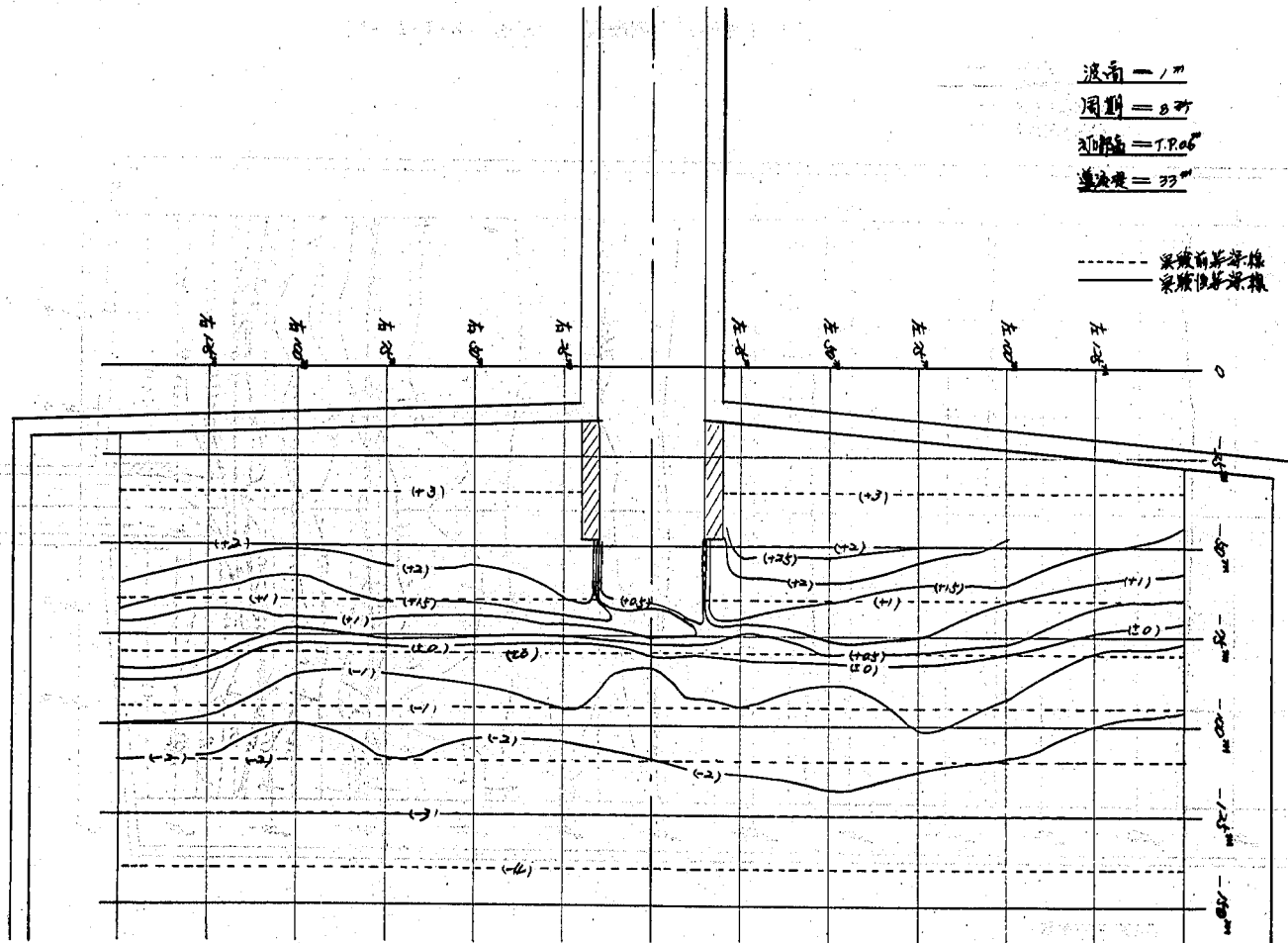
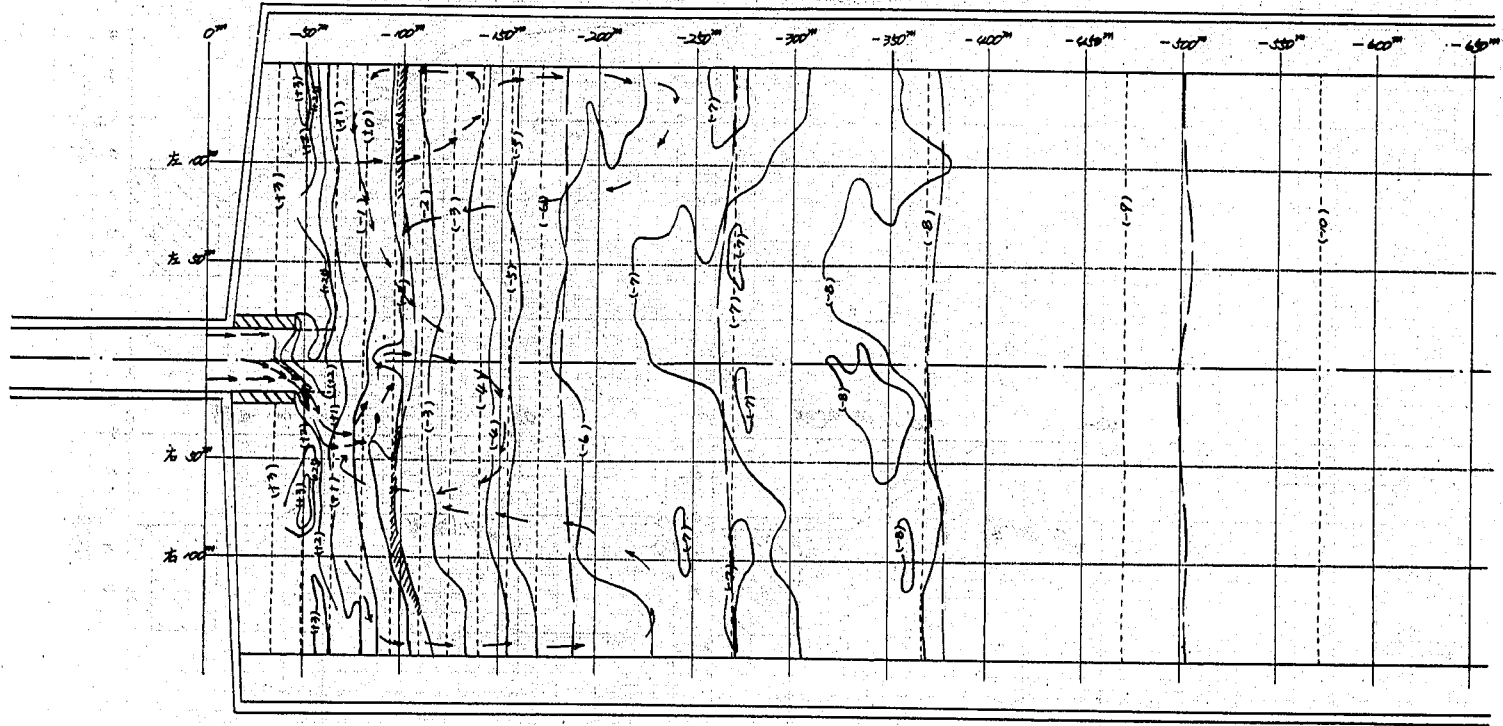


图-7.1.3 等深线图 (实验 No. 1-1)

水深 = 2.7m
 周界 = 10.5m
 水深 = 1.7m
 水深 = 0.9m



- - - 水深前等深線
 - - - 水深後等深線
 ——— 水深線
 ——— 流線

圖-7.2.2 流況，等深線圖（実験系1-2）

波高 = 2^m

周期 = 10.5^s

波速 = 1.96^{m/s}

湧高量 = 33^m

--- 実験前等深線
— 実験後等深線

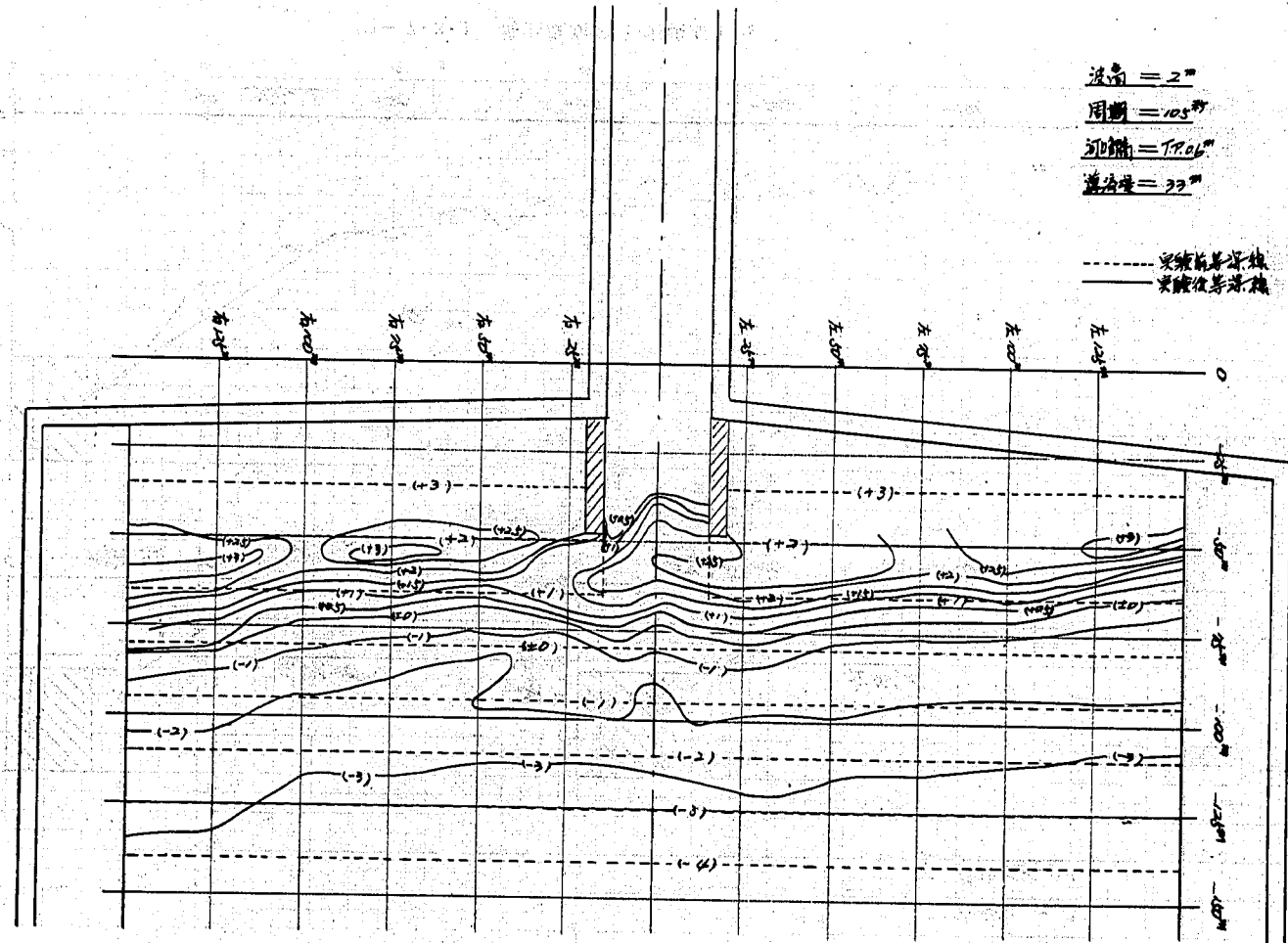


図-7.2.3 等深線図(実験No.1-2)

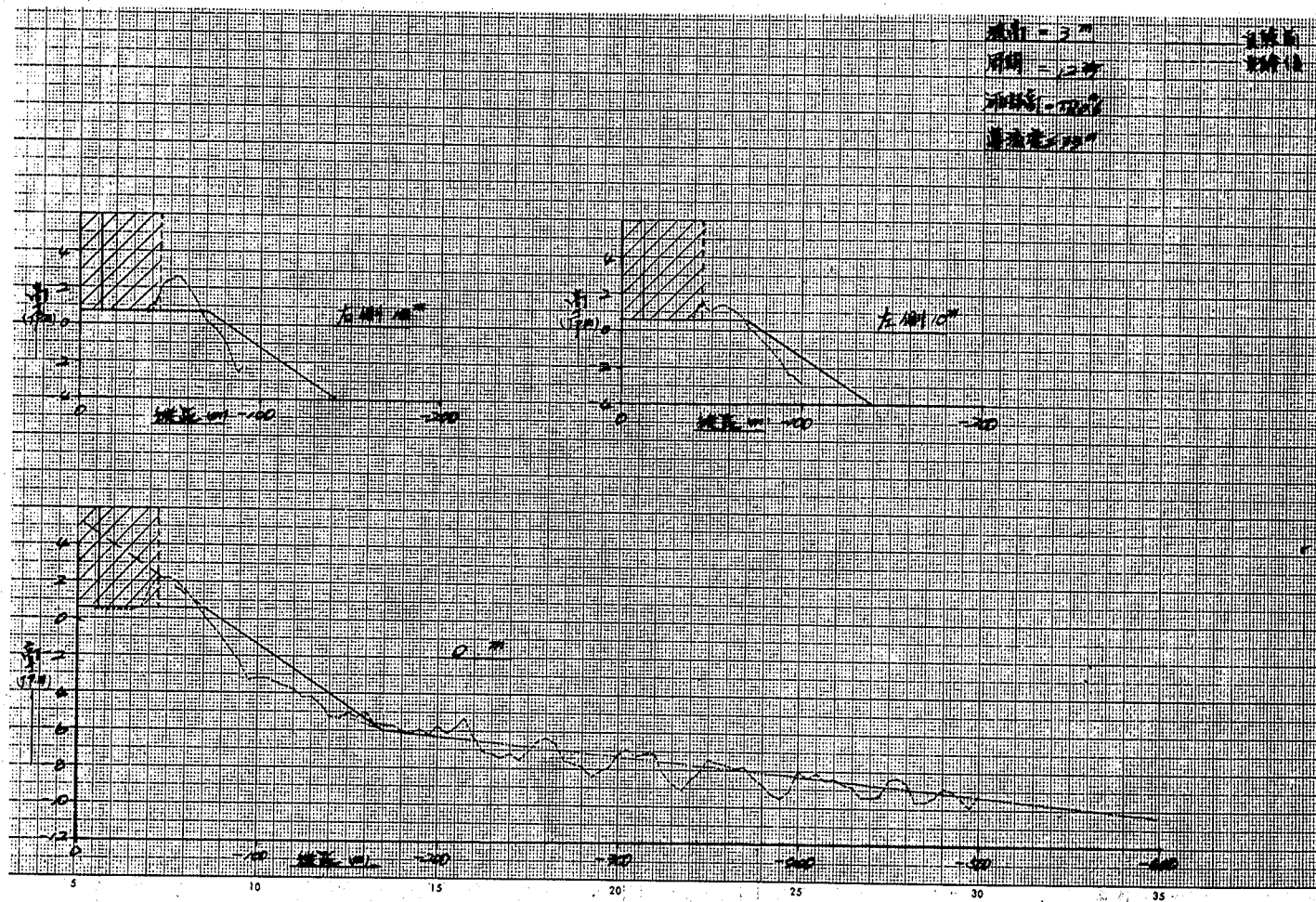
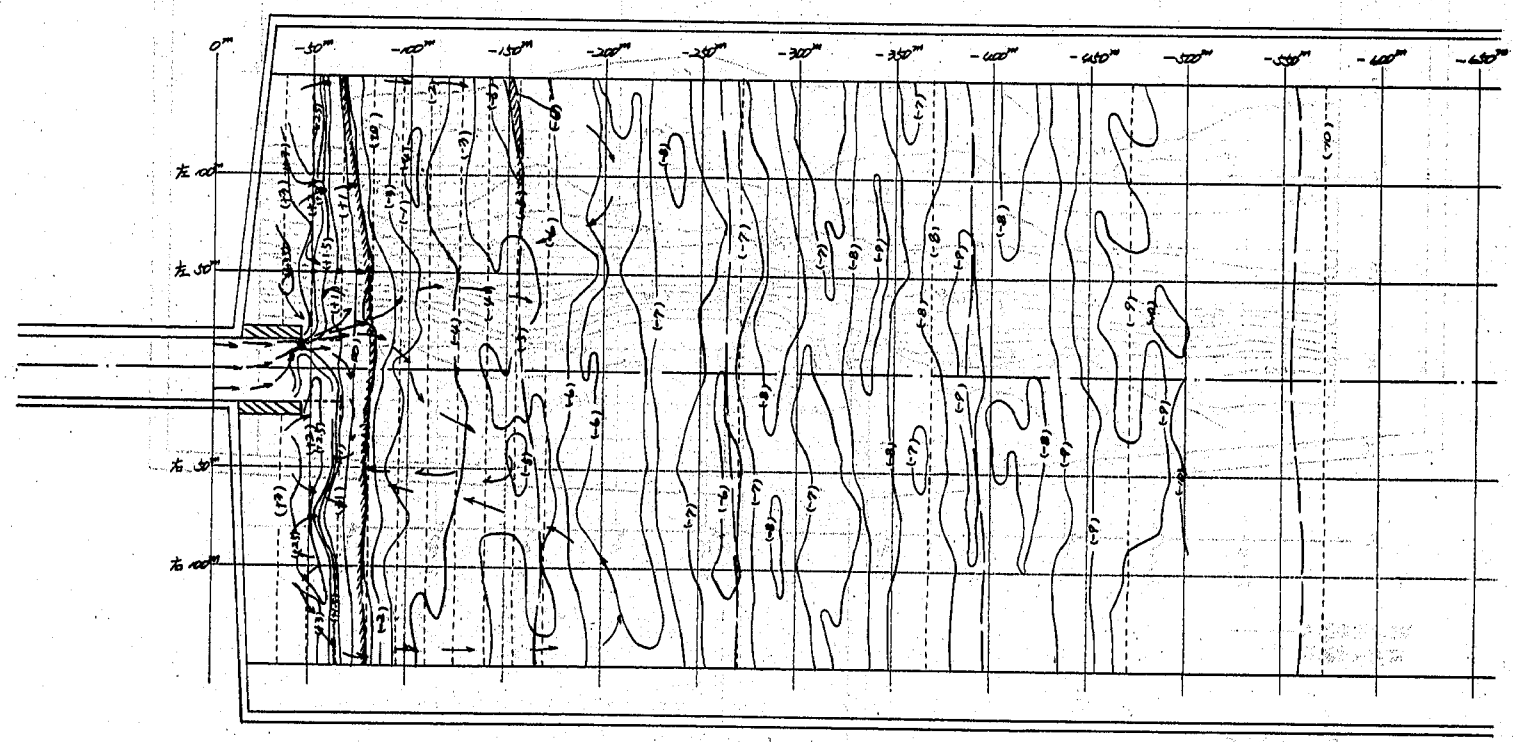


图-7.3.1 海滨横断面图 (实验 № 1-3)

浪高 = 3 m
 周期 = 12 s
 波速 = 1.70 m/s
 波速 = 3.3 m/s



- - - 受扰前等深线
 ——— 受扰后等深线
 ——— 波峰线
 → 流标

图-7.3.2 流况, 等深线图 (实验 No. 1-3)

波高 = 3"

周期 = 1.2 秒

波向 = T.P. 26°

流速 = 22"

—— 实验前等深线
—— 实验后等深线

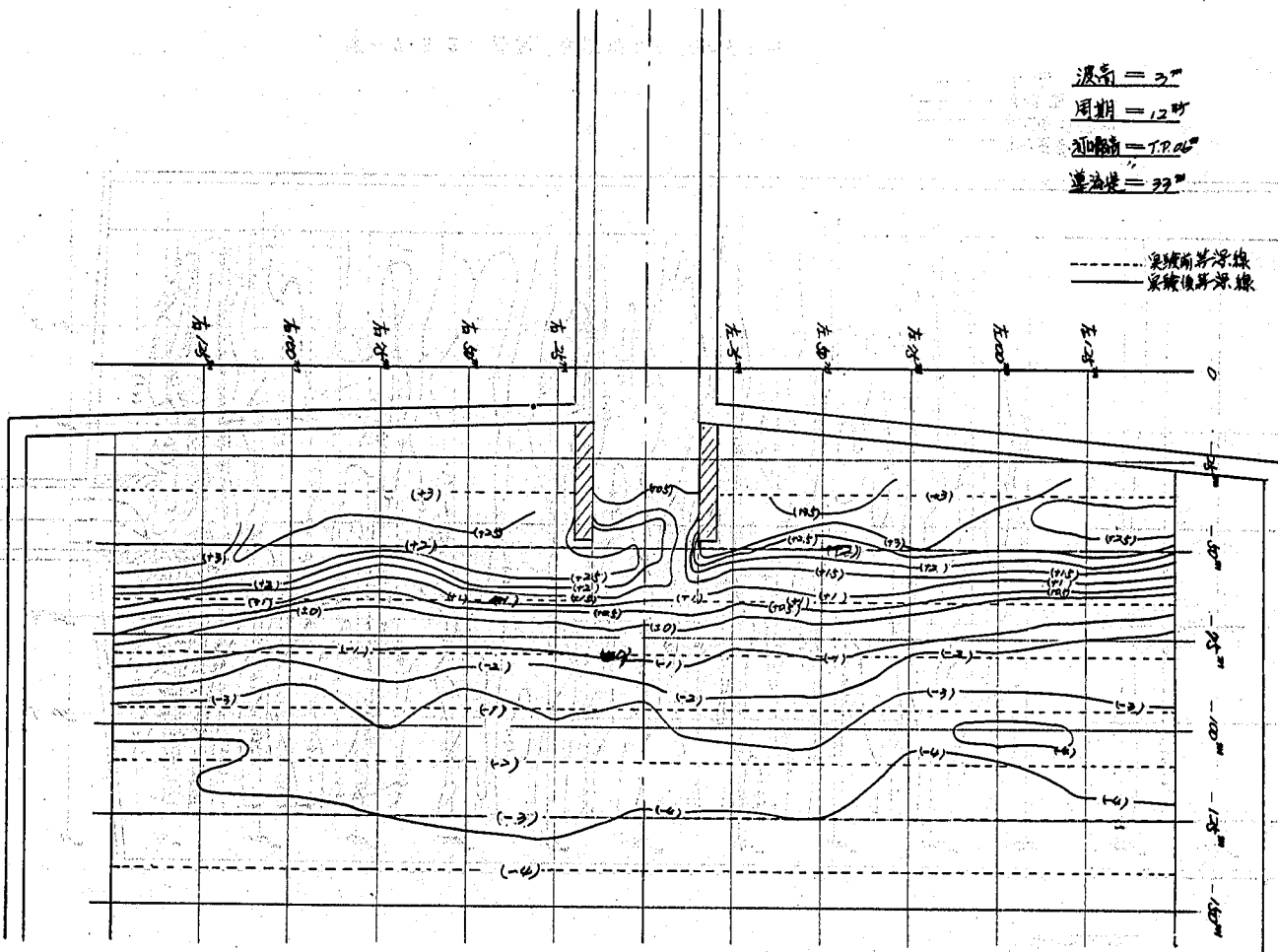


图-7.3.3 等深线图 (实验 № 1-3)

波高 = 1.0
 周期 = 1.5
 波速 = 1.0
 水深 = 3.0

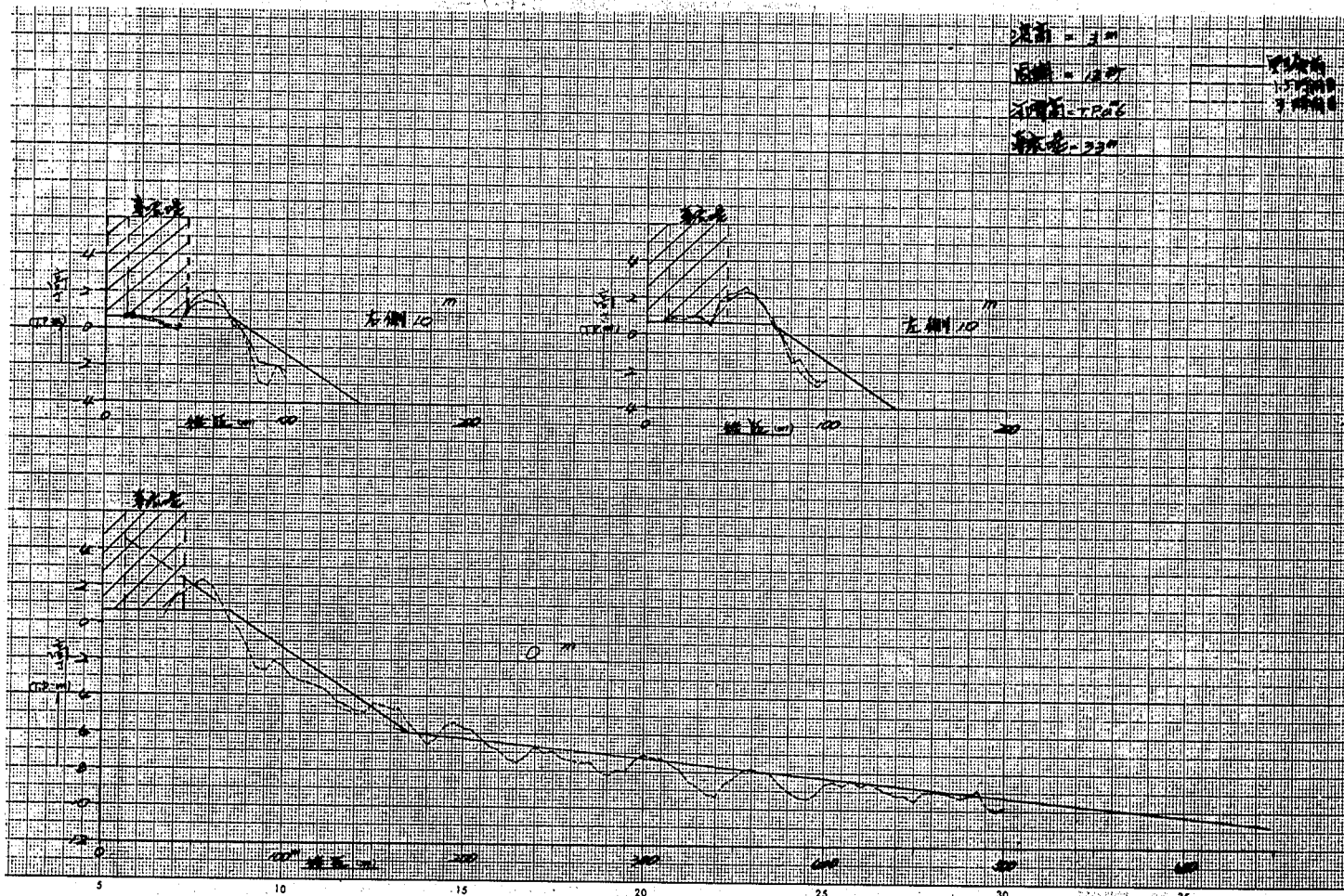
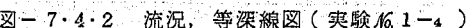


図-7.4.1 海浜縦断面図 (実験No. 1-4)

J. A. Roberts



----- 梁驗前等線
 ----- 吳驗後等線
 ----- 15 時間日) 浪峰線
 ----- 3 時間日)
 ----- 15 時間日) 浪峰線
 ----- 3 時間日) 浪峰線

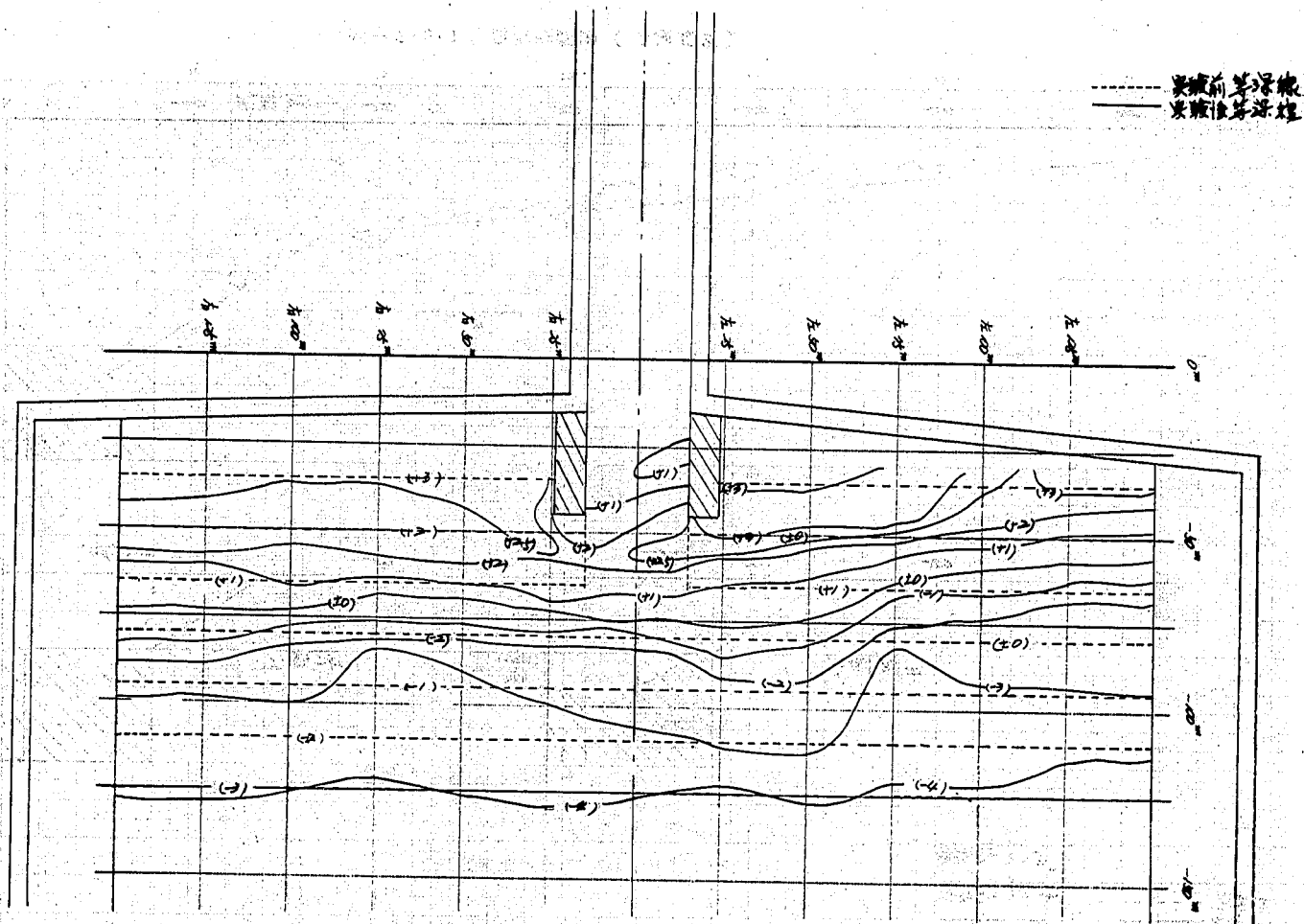


図-7.4.3 等深線図 (実験 No. 1-4)

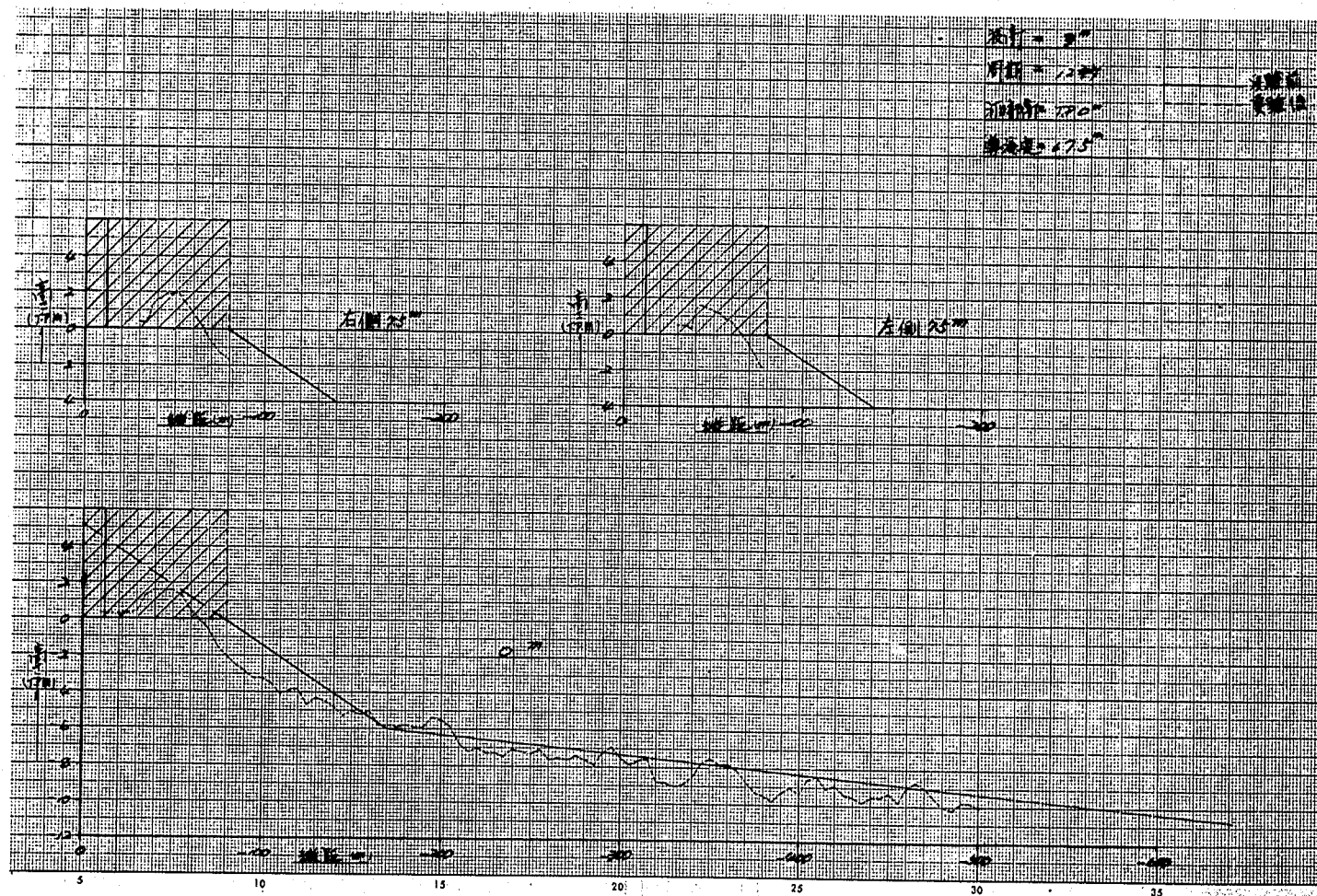


圖-7.5.1 海浜縦断面圖 (實驗No.2)

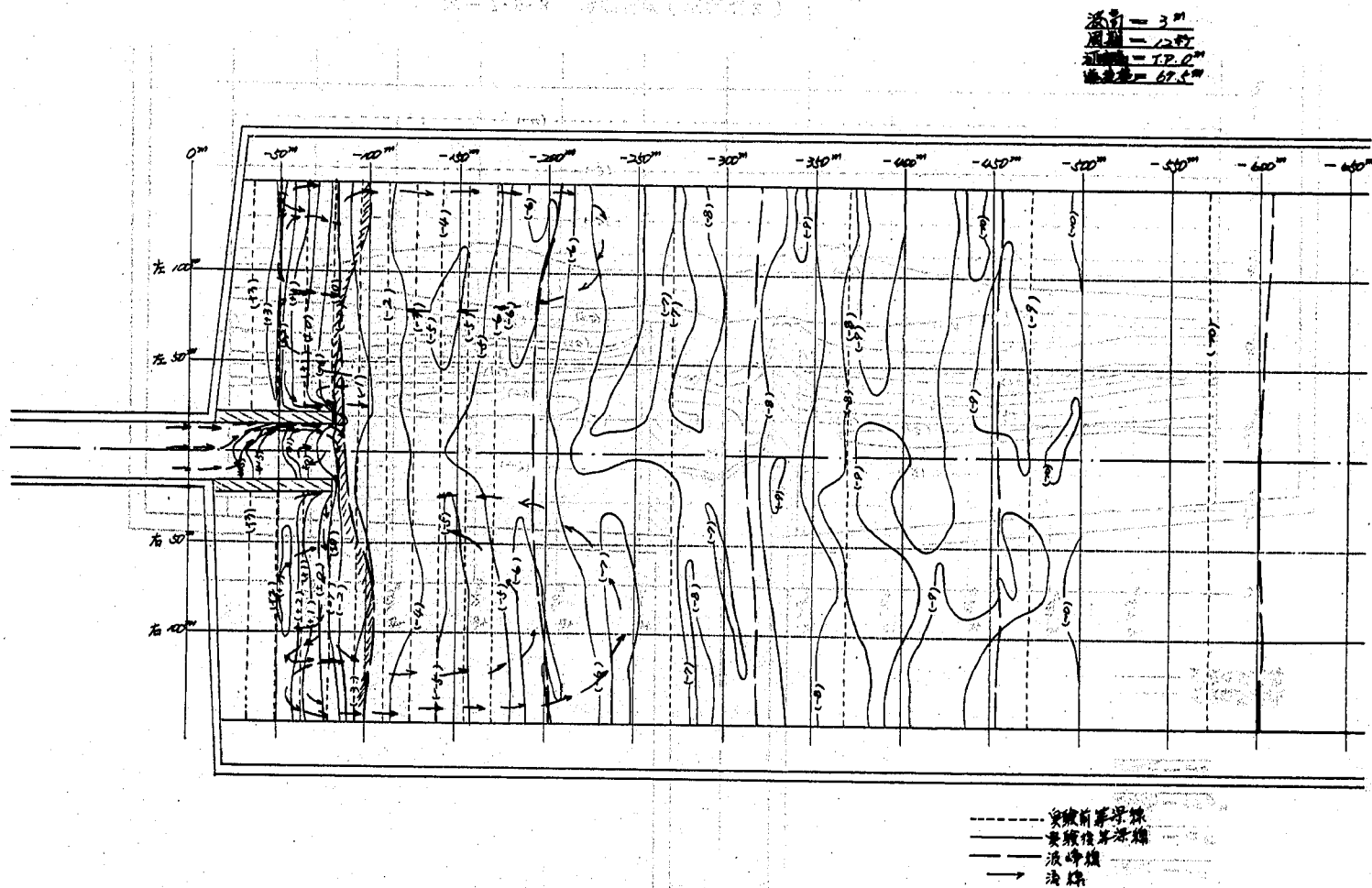


图-7.5.2 流况, 等深线图 (实验 No. 2)

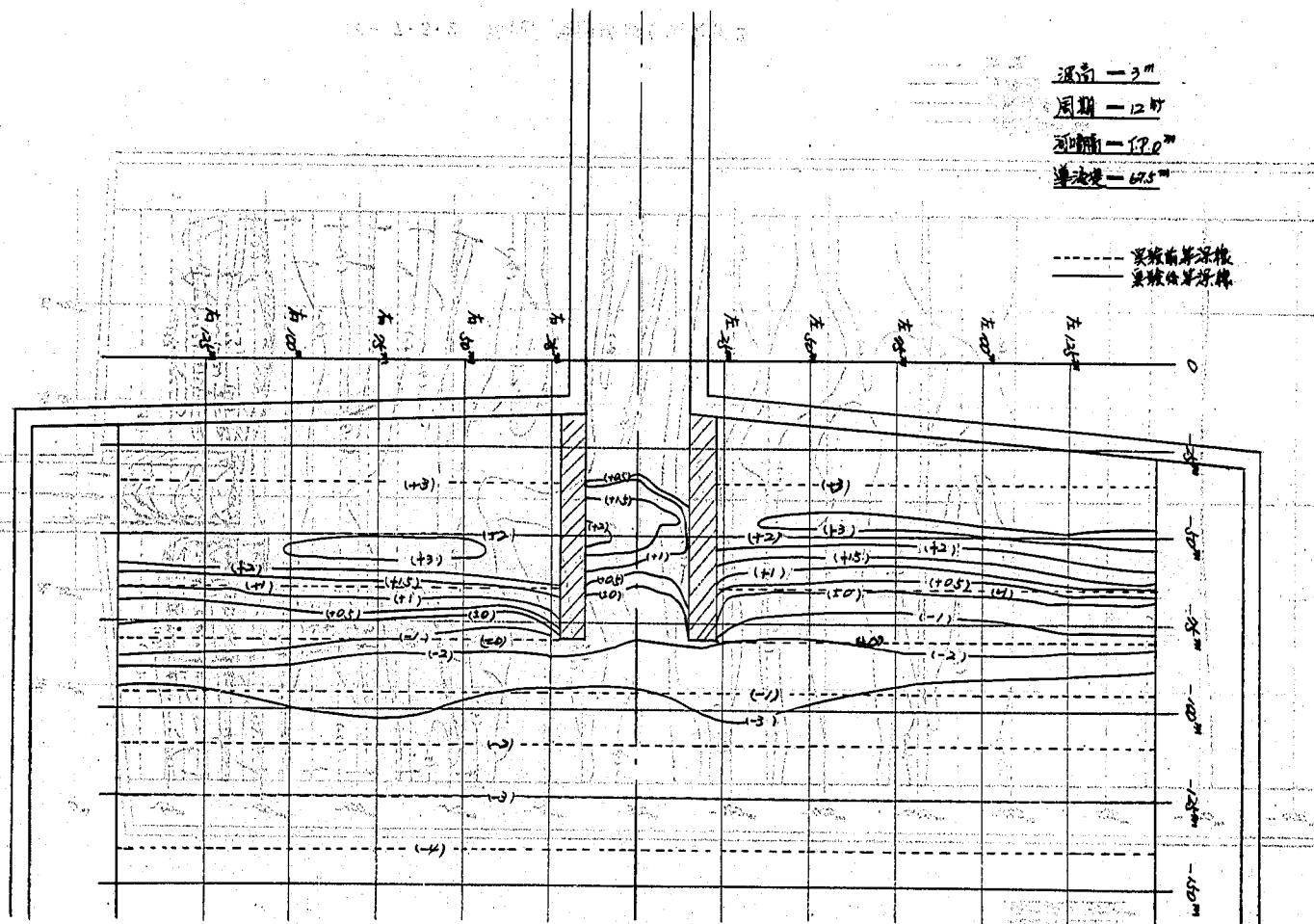


图-7.5.3 等深线图 (实验 № 2)

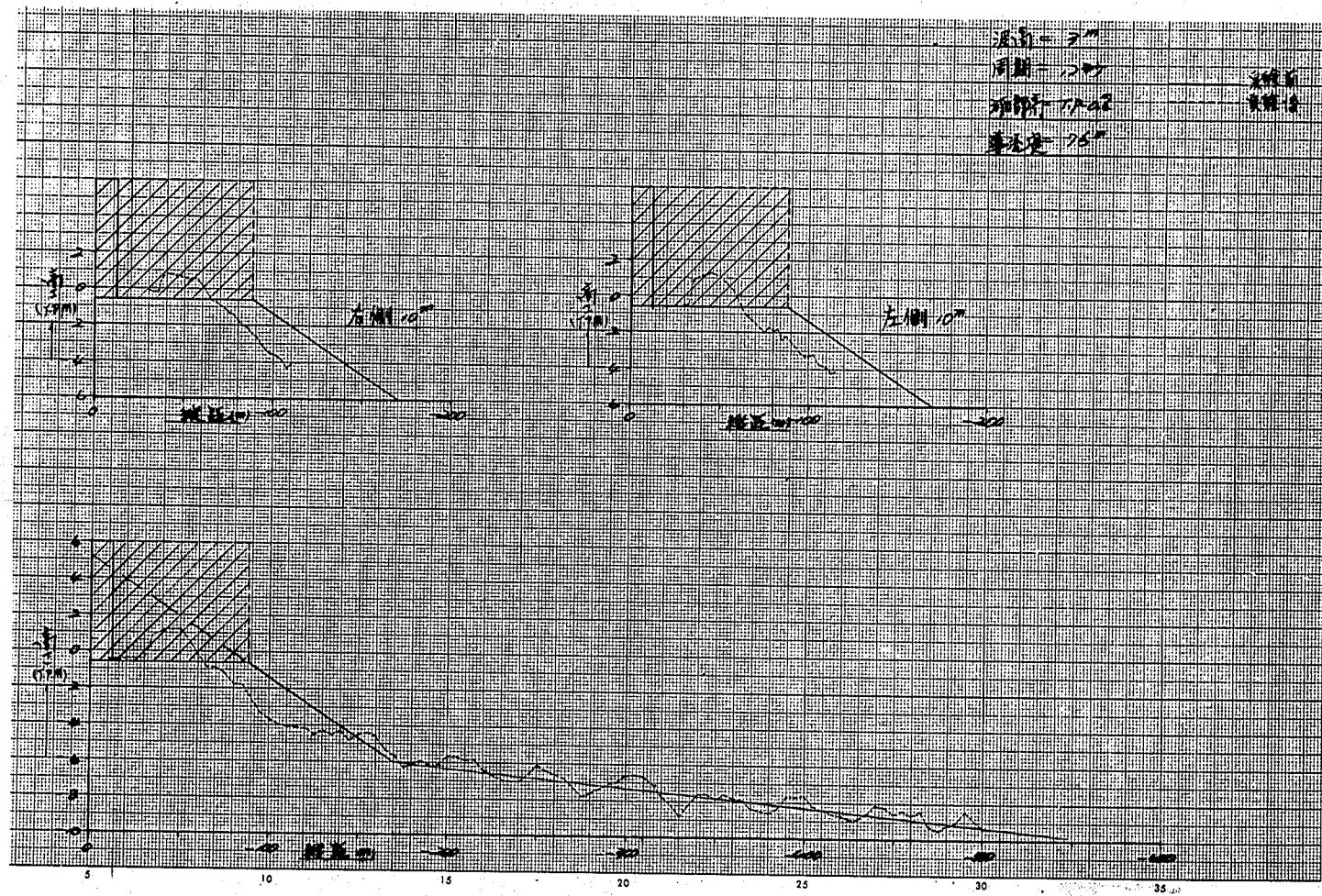


图-7.6.1 海滨纵断面图 (实验 № 3)

浪高 = 3 m
 周期 = 12 s
 通風量 = 1.2 m³/s
 海床深 = 26 m

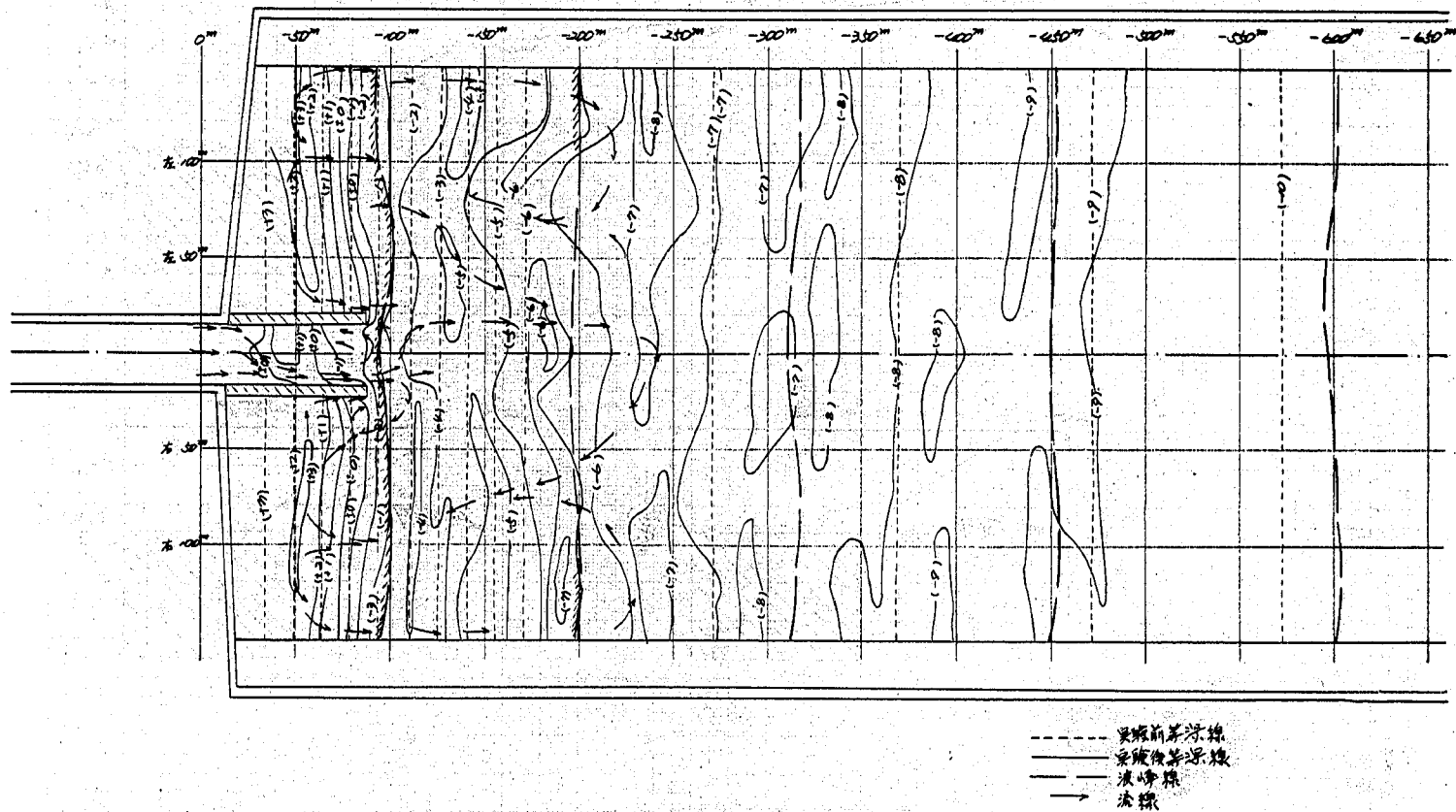


图-7.6.2 流况, 等深线图 (实验 № 3)

波高 = 3m
 周期 = 12秒
 迎浪 = 18.0°
 潮流 = 76°

--- 实线前等深线
 --- 实线后等深线

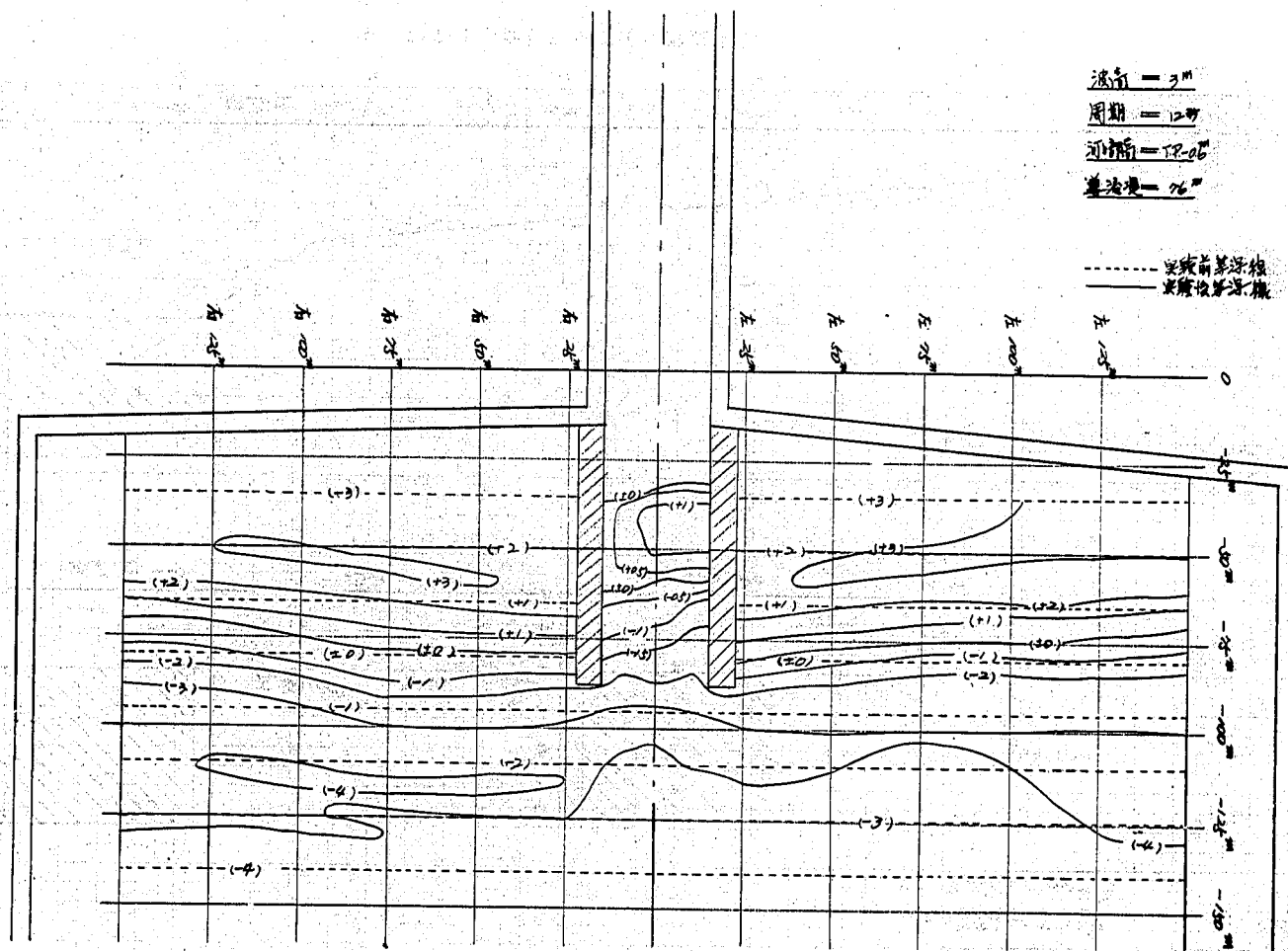


图-7.6.3 等深线图 (实线后)

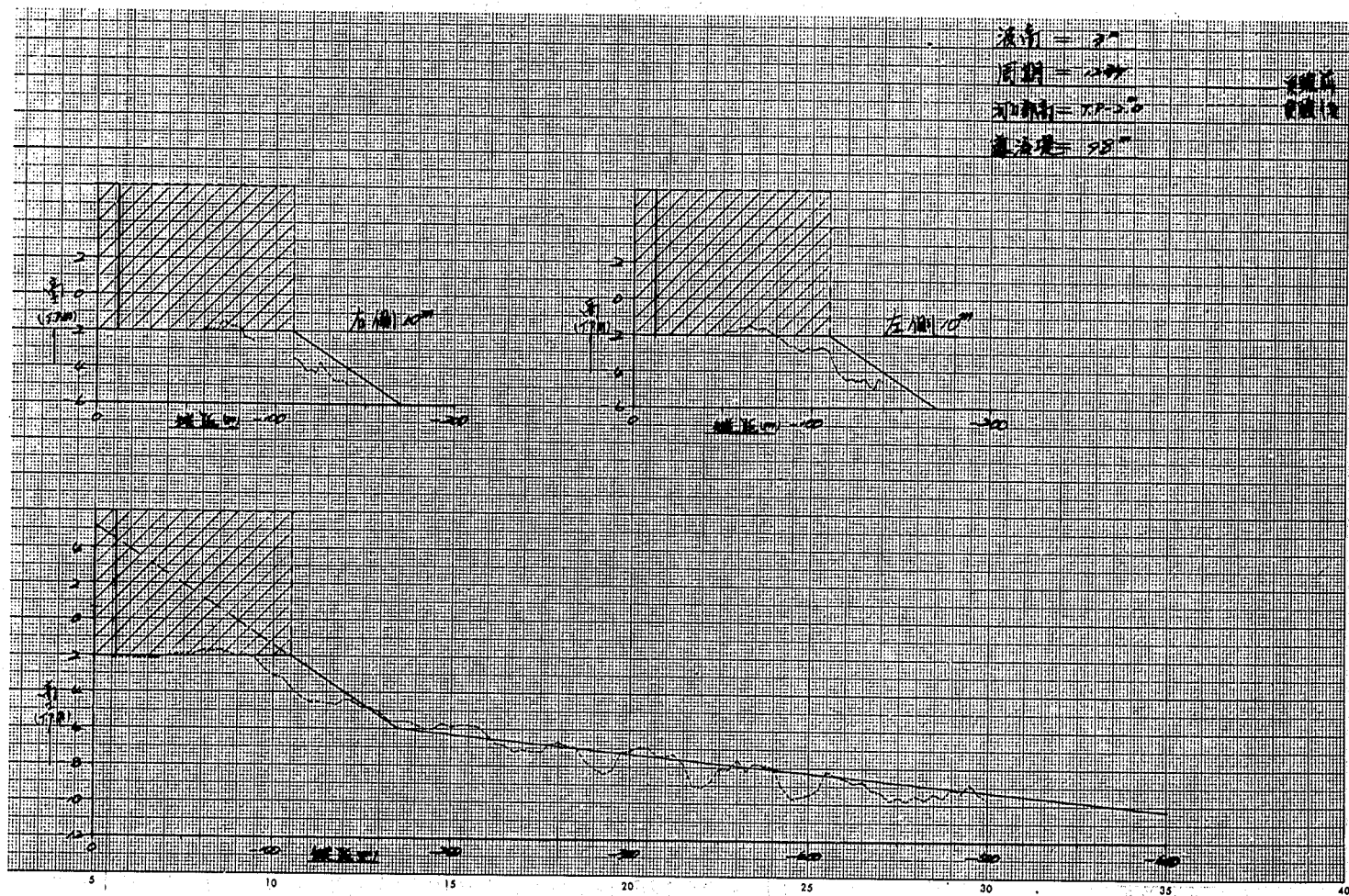


圖-7.7.1 海浜縦断面圖 (實驗 No. 4)

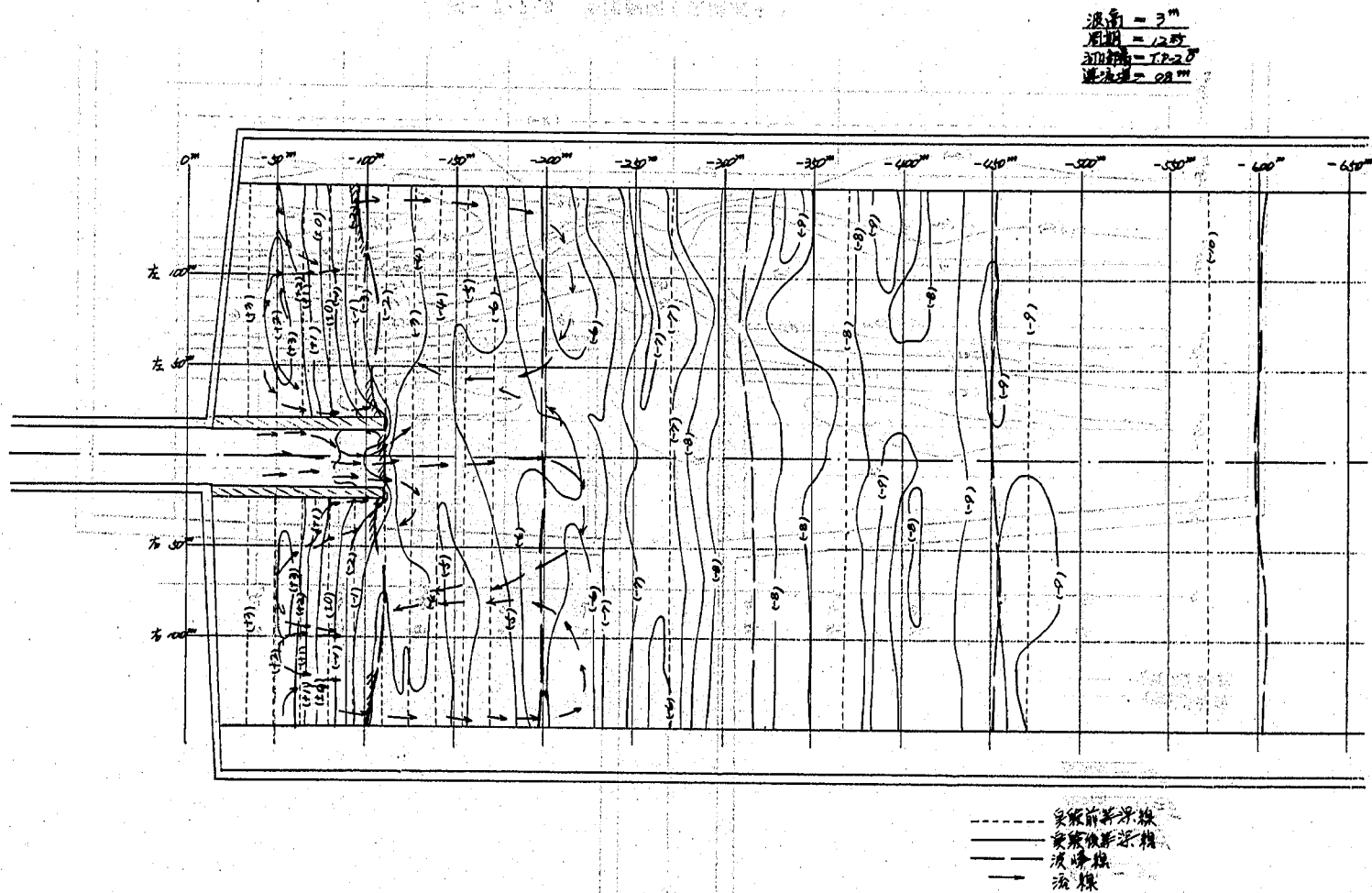


图-7.7.2 流况，等深线图（实验164）

波高 — 3m
 周期 — 12秒
 距離 — 17.20
 流速 — 98

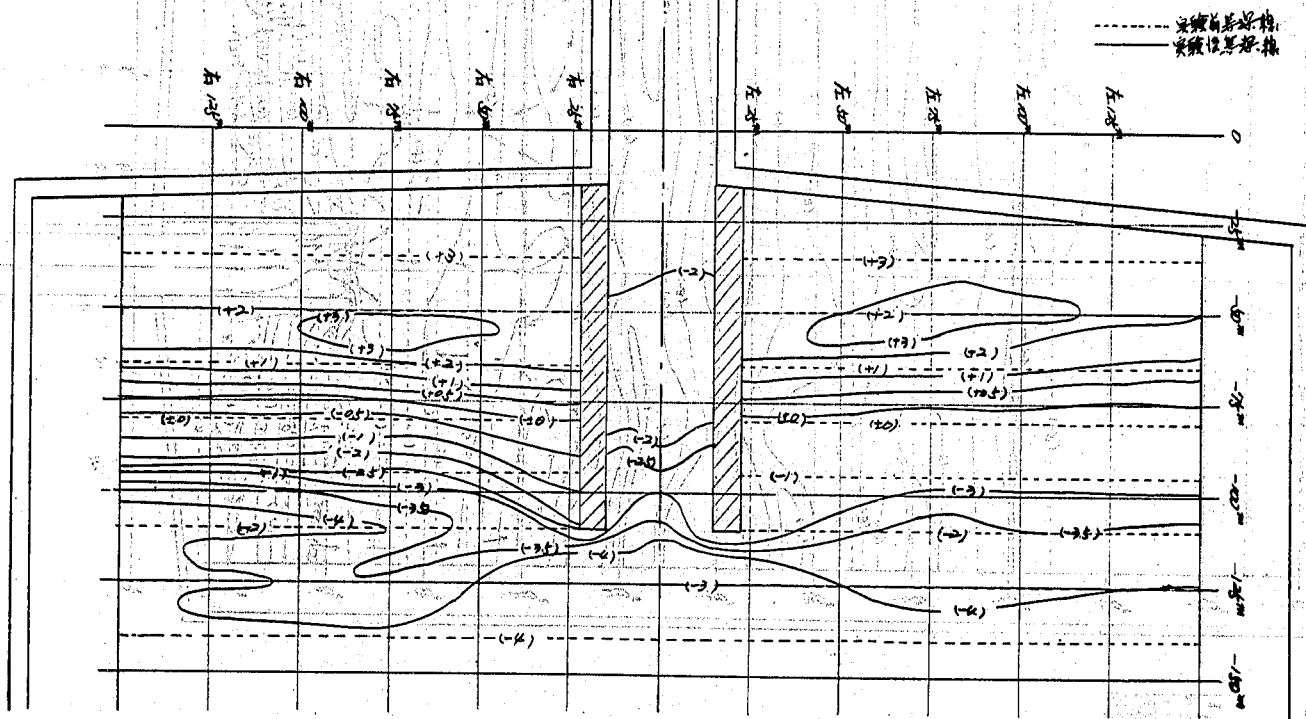


图-7.7.3 等深线图 (实验 4)

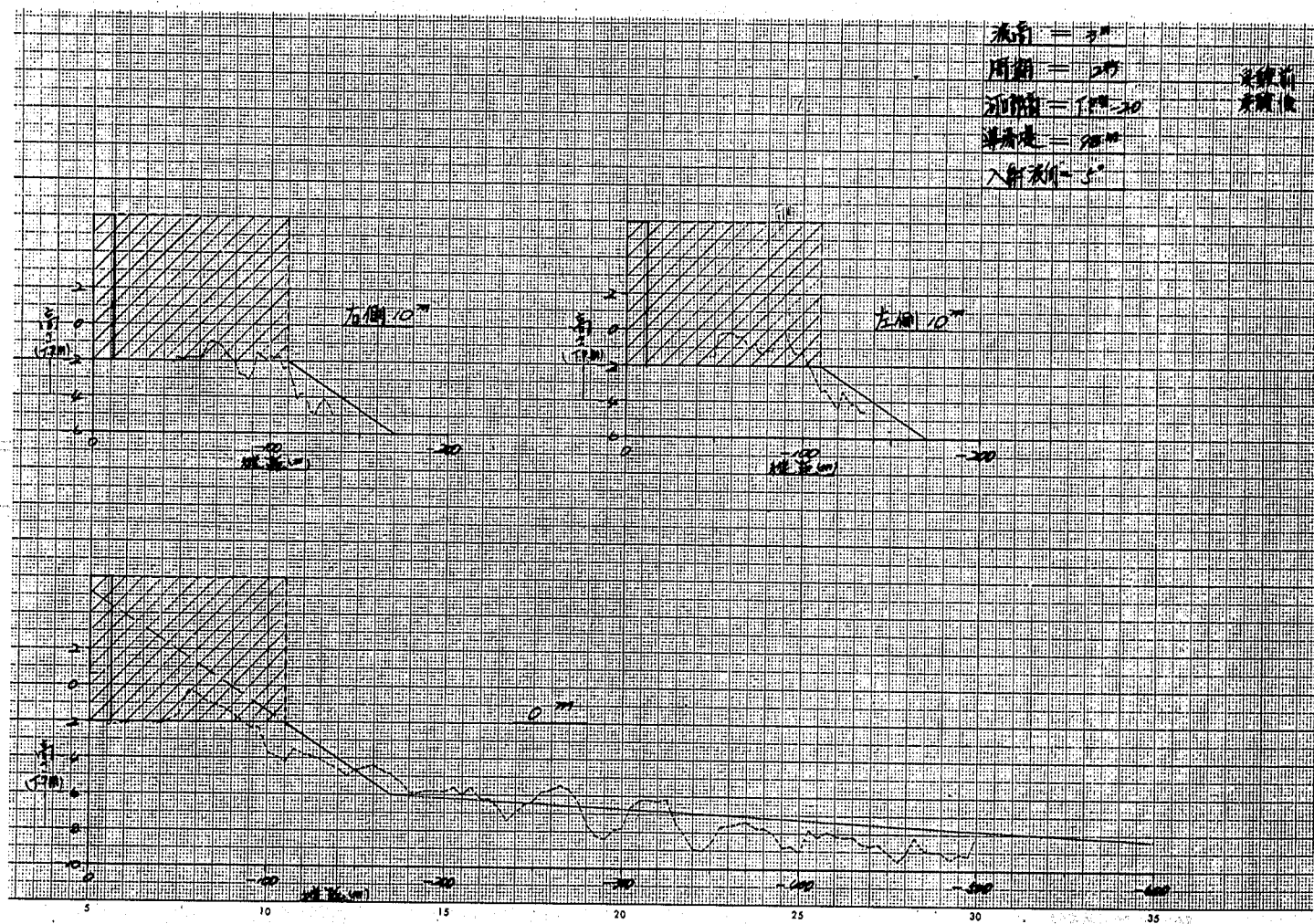


圖-7.8.1 海浜縱斷圖 (實驗 165)

波高 = 3m
 周期 = 12s
 潮流 = 1.7-2.0
 水深 = 28m
 入射波角 = 5°

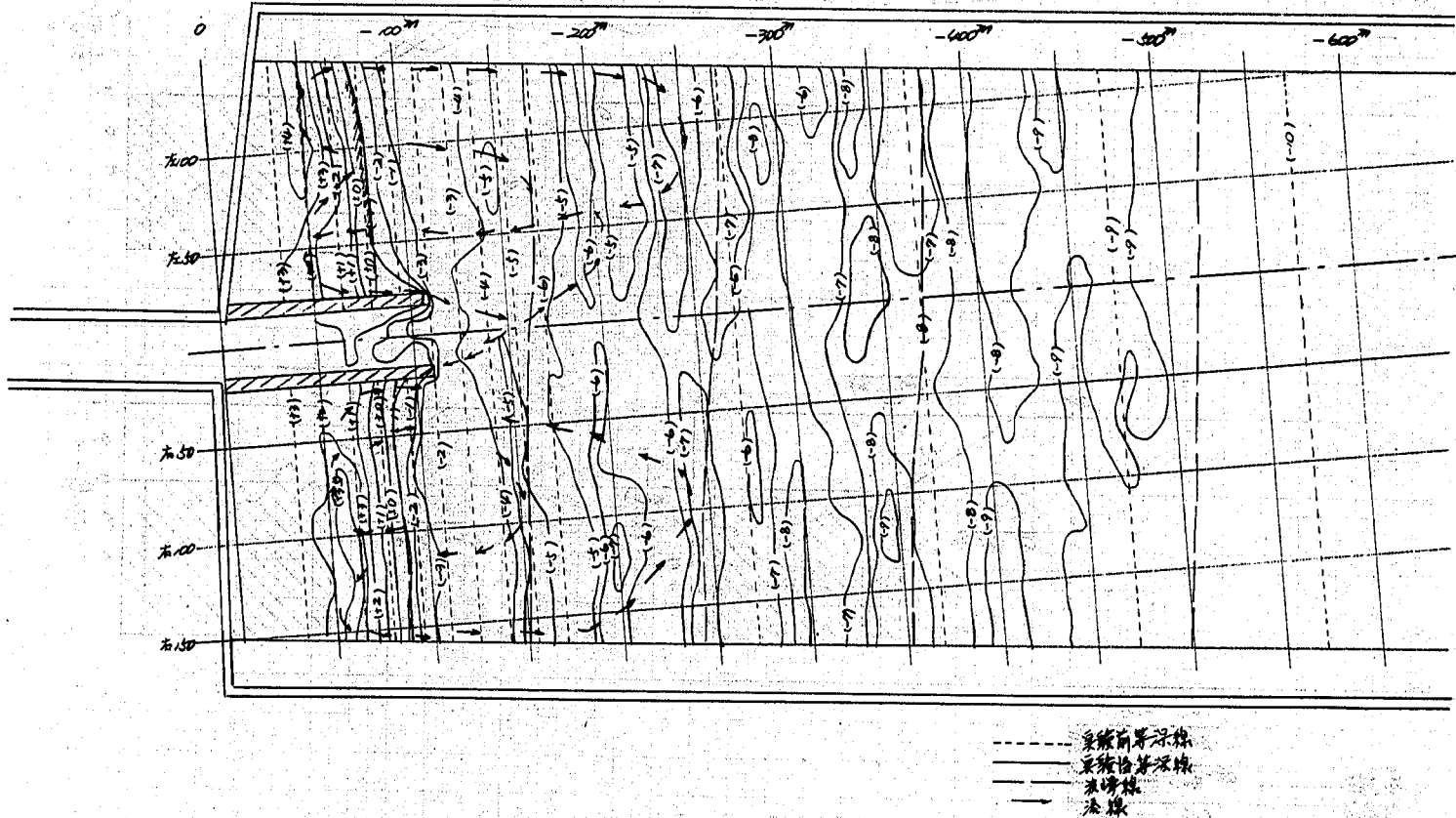


图-7·8·2 流况，等深线图（实验№5）

波高 = 3m
 周期 = 12s
 方向 = 120°
 流速 = 0.8m/s
 入射波高 = 1.5m

----- 堤前水深线
 ----- 堤后水深线

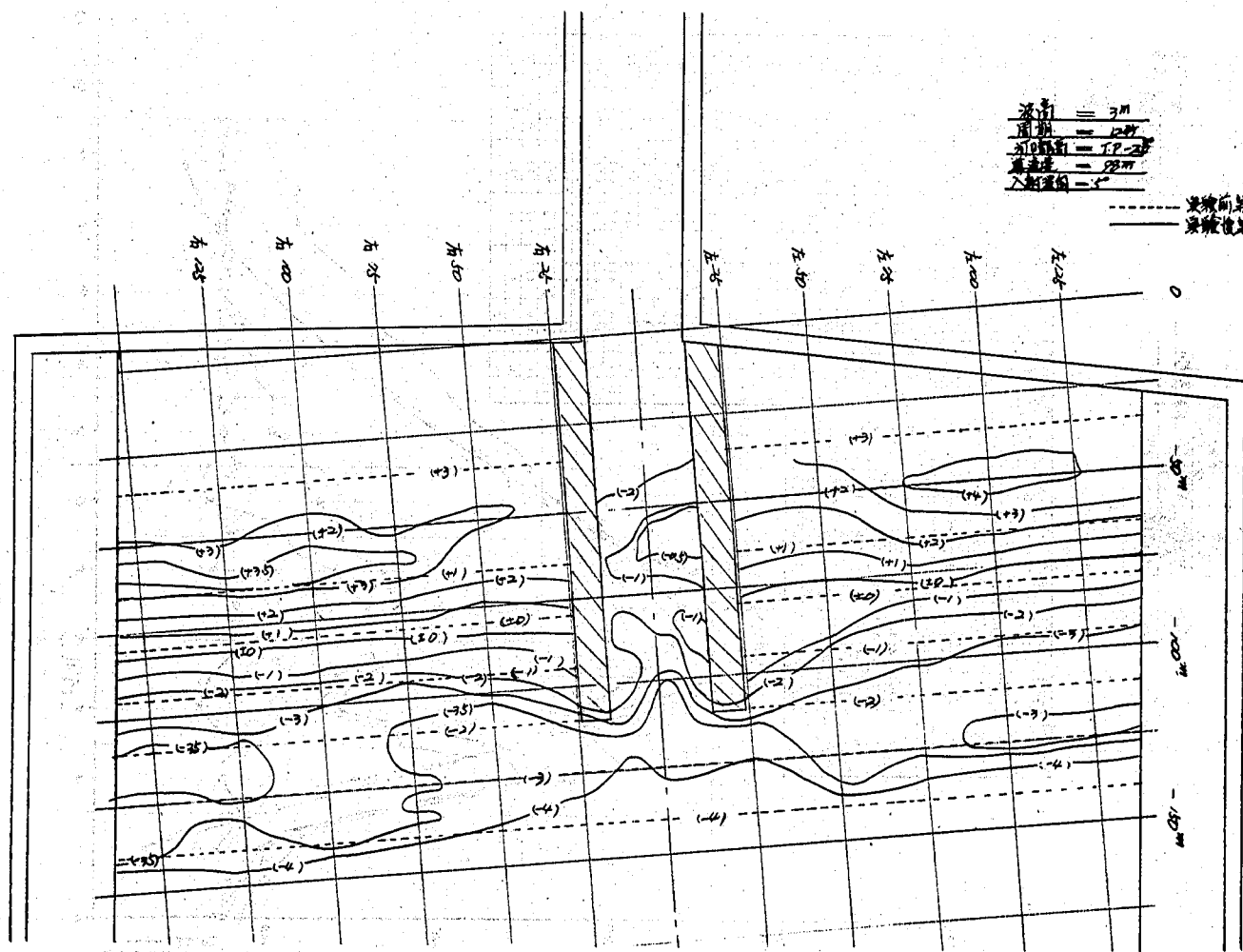


图-7.8.3 等深线图 (实测 1/5)

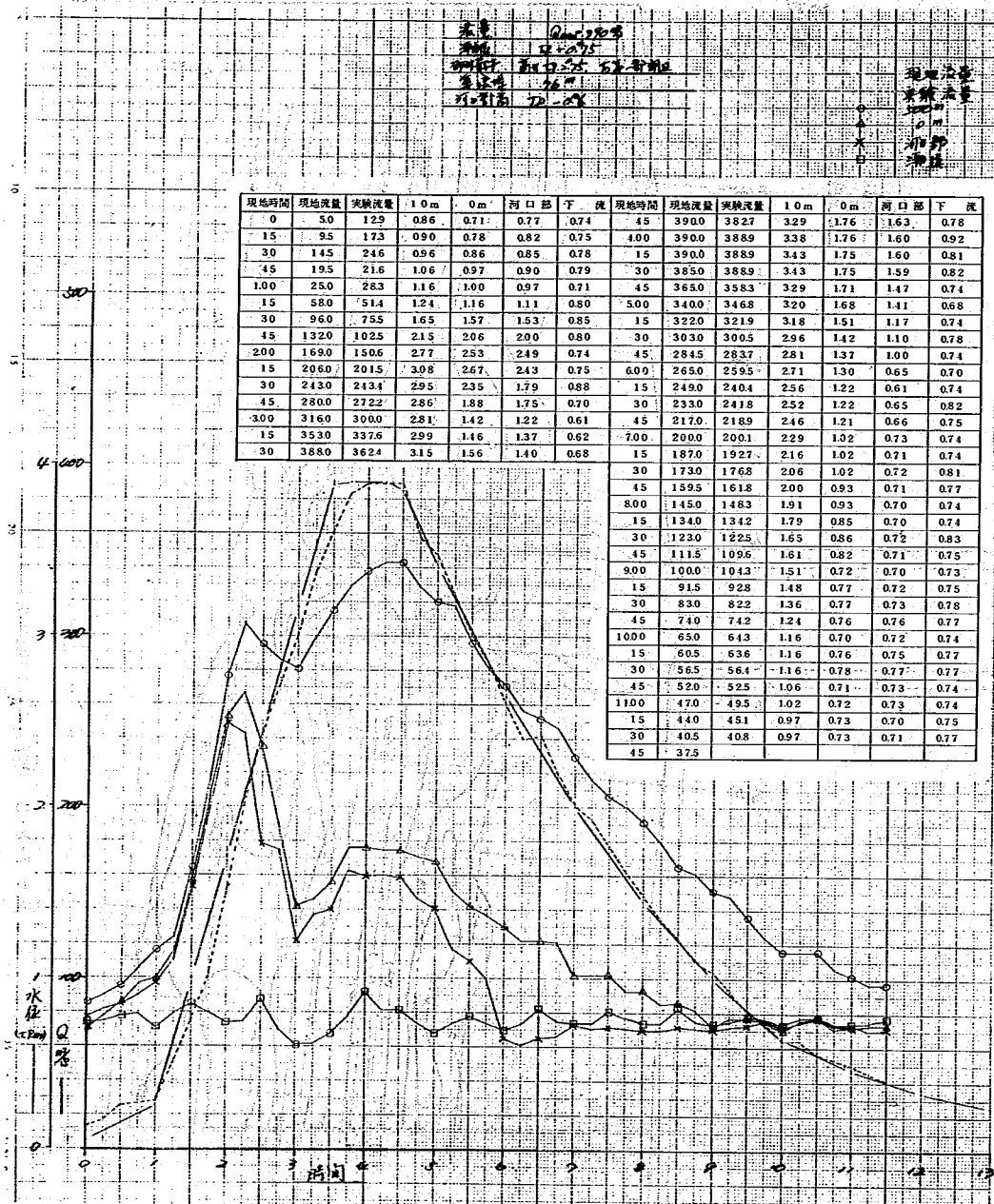
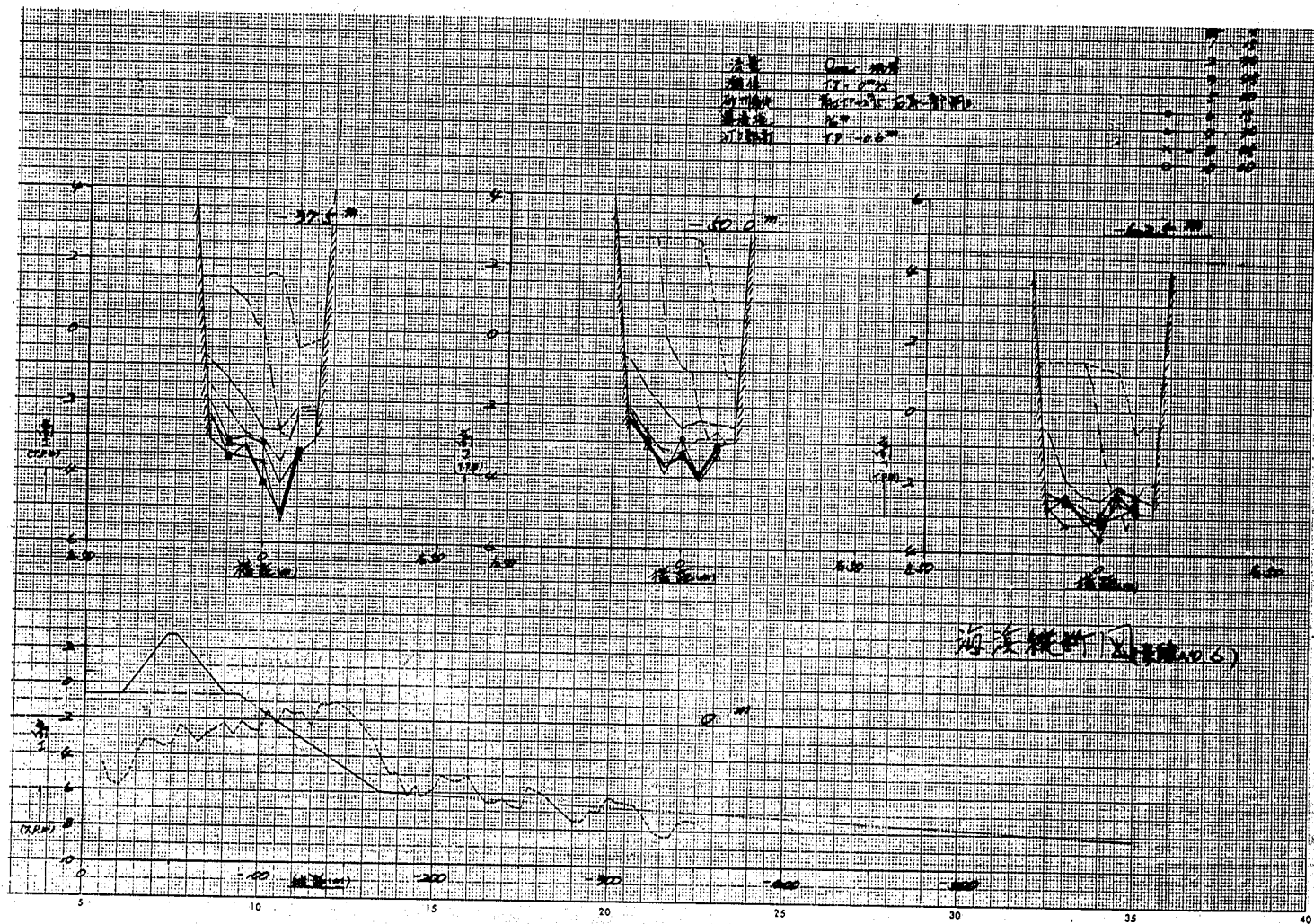


図-7.9.1 時間水位, 流量曲線 (実験6)



图一 7.9.2 河口断面变化图 (实验 16.6)

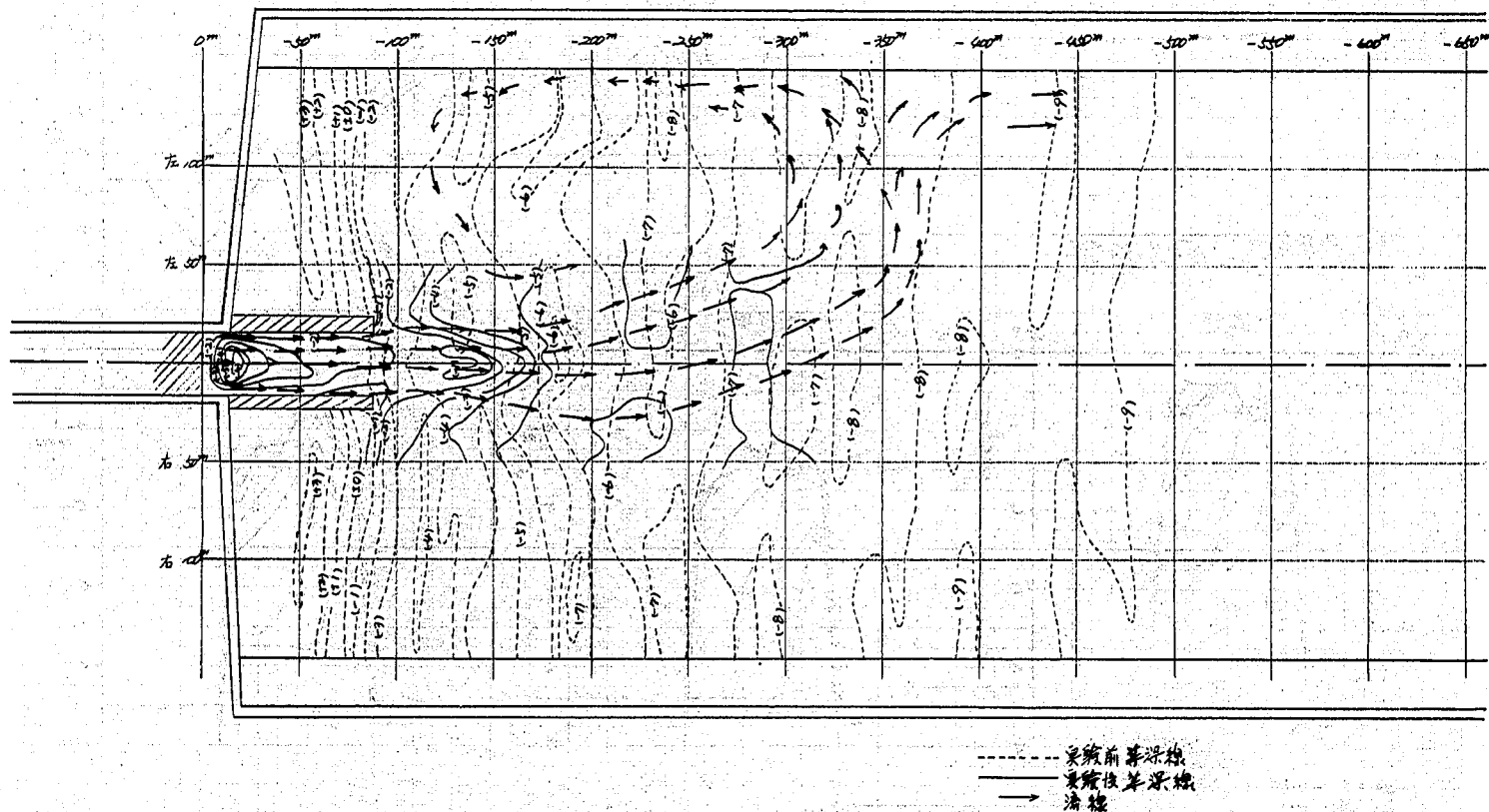


图-7.9.3 流況、等深线图 (实验6)

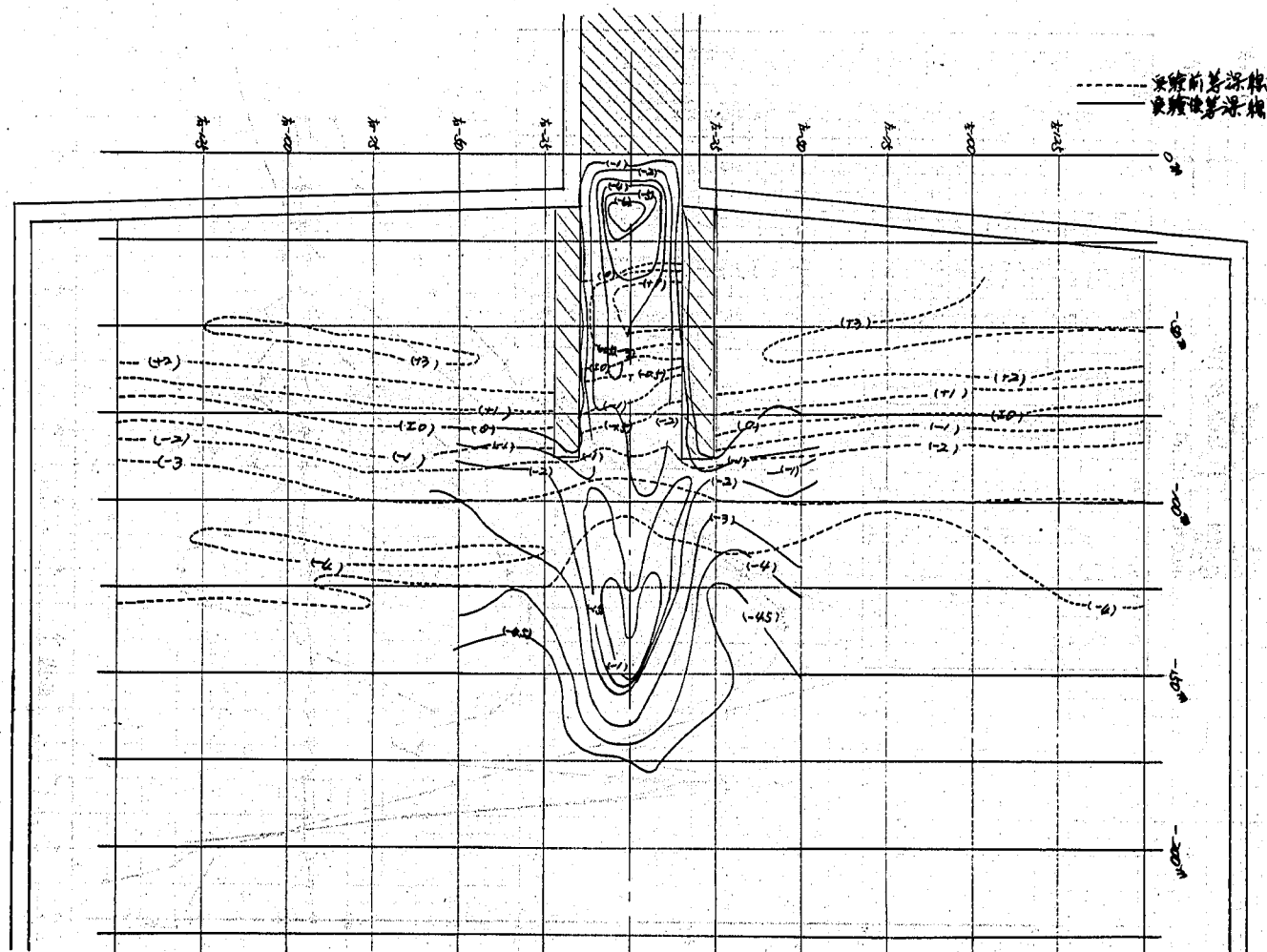


图-7.9.4 等深线图(实验16.6)

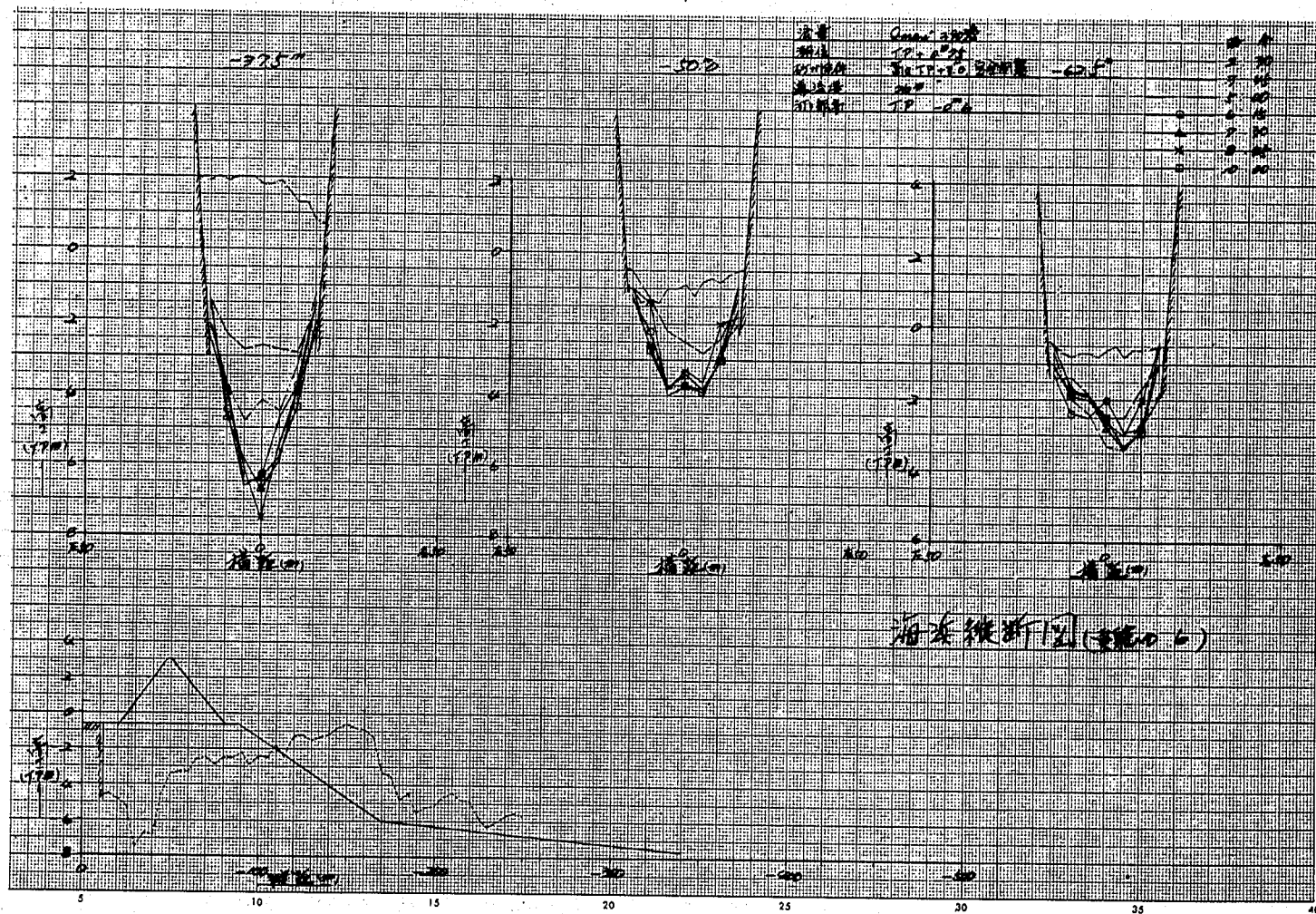


图-7.10.2 河口断面变化图 (实验 6.7)

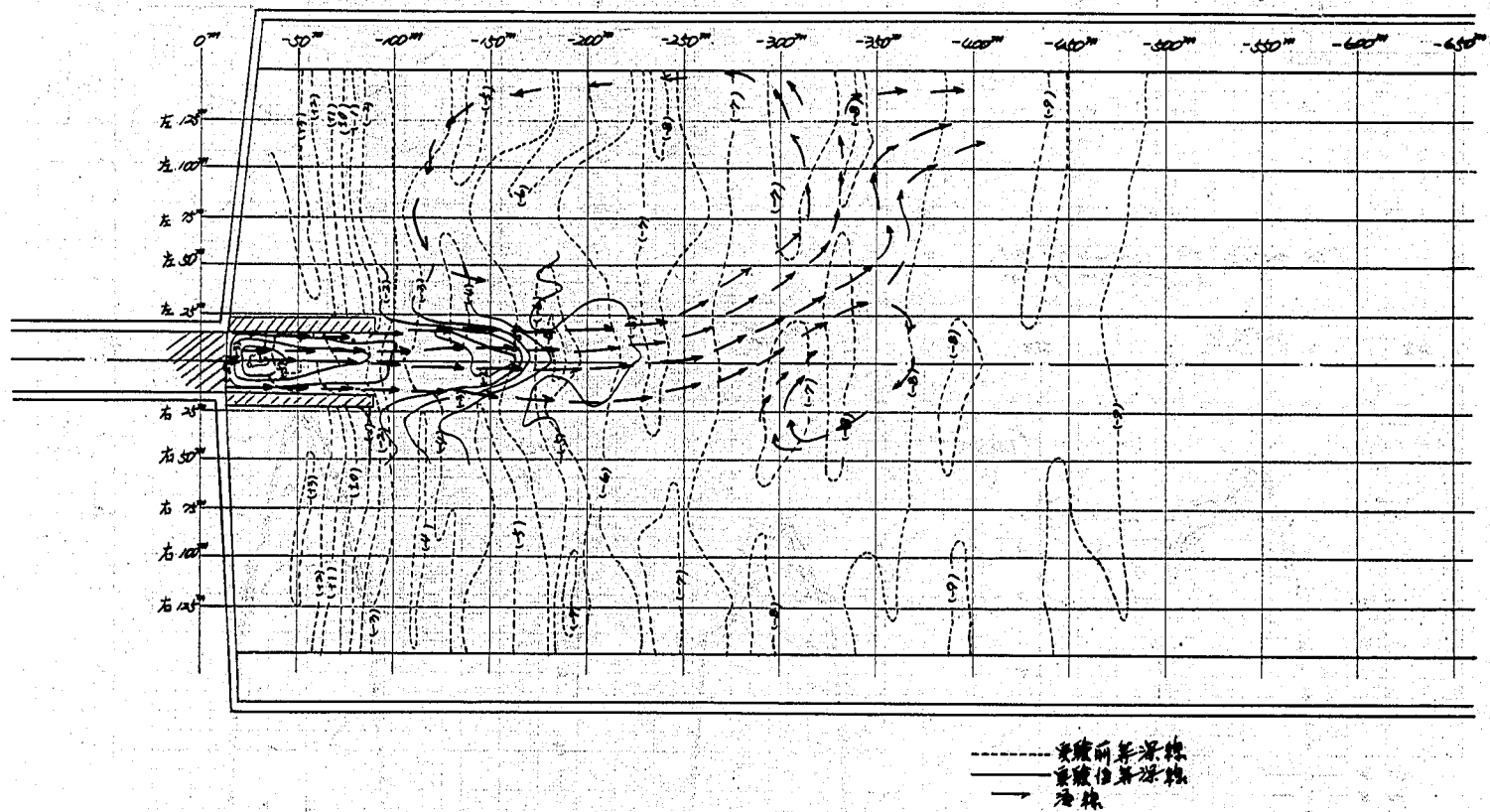


图-7.10.3 流況，等深线图（実験№7）

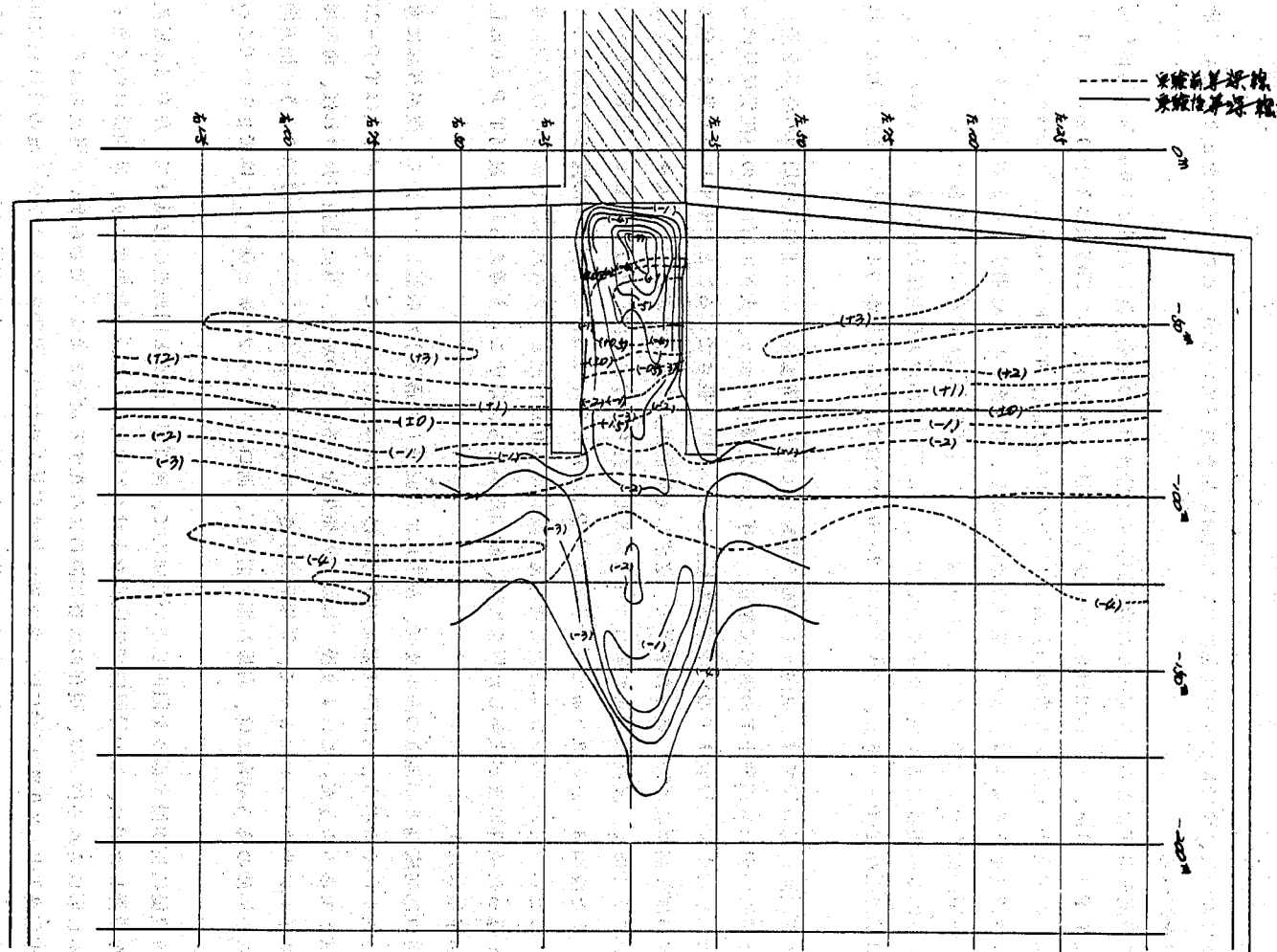


图-7·10·4 等深线图(实验16.7)

8. 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) 流量配分計画による、各河床高の放水路河道不等流計算の結果、河口流量 $340\text{ m}^3/\text{s}$ の河口部河床高 $T\cdot P + 0.6\text{ m}$ 、 $i = 1/2500$ 、および河口流量 $390\text{ m}^3/\text{s}$ 、河口部河床高 $T\cdot P 0\text{ m}$ の $i = 1/2000$ の場合は、国鉄新幹線の橋台高 ($L = 5400\text{ m}$ 地点、 $T\cdot P 8.75\text{ m}$) と、計算結果の水位プラス余裕高 (0.6 m) は、水路天端高とほぼ一致し、計画案として採用することが可能である。しかし余裕高をもっと見る場合は、他の河床高あるいは河床勾配としなければならない。
- (2) 図-3.3の川幅による最大洪水疎通能力は、河口部河床高および河床勾配によっても異なるが、河口部河床高 $T\cdot P - 0.6\text{ m}$ 、河床勾配 $1/2500$ の場合は、河口流量が約 $450\text{ m}^3/\text{s}$ 程度と考えられる。
- (3) 大谷川河口部海岸では、東向きの漂砂が卓越しており、隣接海岸の人工構造物周辺の海浜を調査した結果いずれも漂砂上手の海岸で堆積、下手では欠壊しており、大谷川河口での導流堤延長は最大で、平均干潮位程度までの沿岸漂砂を阻止しない範囲の長さであることが望ましいと考えられる。
- (4) 河口砂州高は波の碎波点との関係で、必ずしも波高の大きなものが、砂州が大きくなるとはいえないようである。波高 6.0 m の場合は沖で碎波し、打ち上げ高は波高 3.0 m とあまり変わらなかった。また波高 3.0 m と 2.0 m では、砂州高 $T\cdot P 2.6\text{ m}$ と $T\cdot P 2.5\text{ m}$ となり、ほぼ同じ砂州高であった。したがって砂州の形成等に影響を与える波高は 3.0 m 付近と考えられる。しかしこの砂州にさらに違った条件の波が来襲した場合には、砂州高がさらに増すことも考えられ、最高 $T\cdot P 3.0\text{ m}$ 程度が予想されよう。
- (5) 河口部河床高と同地点の海浜まで、左右岸に導流堤 (不透過) を設置した場合で、波が汀線に直角方向からくる場合、河口部河床高が深ければ、砂州は生じない。この生じない河床高は $T\cdot P - 2.0\text{ m}$ 以下であるようだ。これより浅ければ州の発生を見る。この場合、導流堤長が長ければ、導流堤のサイドフリクションによって、砂州高は小さくなるようである。しかしこの海岸のように横方向からの漂砂のある場合には、右岸汀線が前進し、河口高 $T\cdot P - 2.0\text{ m}$ を保つことはできないであろう。
- (6) 導流堤延長が沿岸漂砂を阻止しない範囲内で、河口部河床高と同地点の海浜まで、左右岸に導流堤を設置した場合、この範囲内で河床高を下げれば導流堤延長分の効果により、砂州高は低くなる。しかし形成される砂州は、現在の大谷川河口に存在する規模とあまり変わらないと考えられる。
- (7) 掘削高 $T\cdot P - 2.0\text{ m}$ の場合には、導流堤の効果が見られたが、汀線変化および導流堤の維持等問題があると思われる。また漂砂上手の海岸で堆積されたのち、導流堤先端を回りこんで前面に砂州が発生し、導流堤延長分の機能が損われると考えられる。

- (8) 河口開口部の断面形状は波と流水の掃流力との釣合いにおいて決定される。したがって河川流量のない場合は、完全閉塞となるので、維持用水としての流量は考慮した方が望ましい。
- (9) 河床高を下げた場合、河口砂州が完全にフラッシュされた直後に大きな波が発生すれば、現在より波浪が侵入するおそれがある。しかし河口砂州が存在する場合は、現在の大谷川河口と大差はないであろう。洪水時は河口で射流となるので、河道内へは波浪は侵入しない。
- (10) 砂州を発生させた後に計画流量相当を流した実験では、流下後ただちに砂州はフラッシュされ、さらに河口部を深く洗掘する。河道取付け部の根固め、および導流堤の洗掘に対する対策が必要であろう。
- (11) もし川幅全面に T・P 3.0 m 以上の砂州が形成され、完全閉塞となった場合は、砂州によるせき上げ水位が、計画高水位を上回るものと考えられる。しかしこのような高い砂州が生じることはほとんどないであろう。生じた場合には掘削しなければならない。
- (12) 以上の結果より、導流堤工法により河口処理を行えば、河口部河床高 T・P - 0.6 m 程度まで計画案として採用することが可能である。ただし、大谷川河口部河床高は、河道計画上許す範囲において、河床高は高い方が河口処理上の問題点は少ないと考えられる。

参 考 文 献

- 1) 巴川、大谷川水利調書：静岡県、昭和 48 年 10 月
- 2) 中小河川巴川全体計画概要書：静岡県土木部河川課、昭和 48 年 11 月
- 3) 斉藤晃：駿河湾奥部の漂砂について、第 19 回海岸工学講演会論文集 (1972)
- 4) 静岡、清水地区 49 年 7 月豪雨災害調査報告：土木研究所資料第 965 号、昭和 49 年 11 月
- 5) 田中則男、沢本正樹：砂浜港湾周辺における海浜変形、港湾技研資料 No 180、1974

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48年、49年の2カ年間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。

総体的な指導を須賀が行ない、模型製作、全体的な実験計画、実験および結果の考察、報告書の作成を泉、山本の指導によって高橋が担当した。その他計算、図面整理等では池田貴美江、大槻美津江両氏に助力を受け、実験にあたっては建設技術研究所、大迫蕃郎氏に多くの労をかけた。

また実験、本報告の検討にあたっては、土木研究所・土屋河川部長、静岡県河川課の人達の多くの労があったことに深く感謝の意を表する。

昭和50年 3 月

須 賀 堯 三

泉 岩 男

山 本 晃 一

高 橋 晃

写 真 集

ケース 1 - 1

$H_o = 1.0 \text{ m}$ $T = 8.0 \text{ sec}$ $Z = \text{T.P. } 0.6 \text{ m}$ $Q = 1.7 \text{ m}^3/\text{s}$

導流堤左右岸 3.3 m 設置

実験中 (3 時間時) および実験後写真

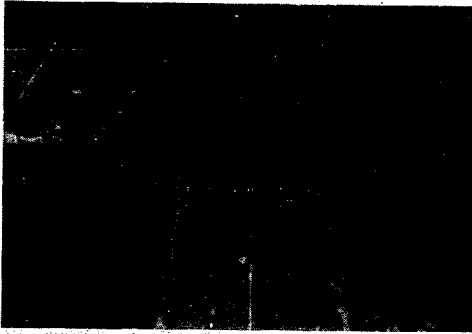


写真 1 - 1 - 1

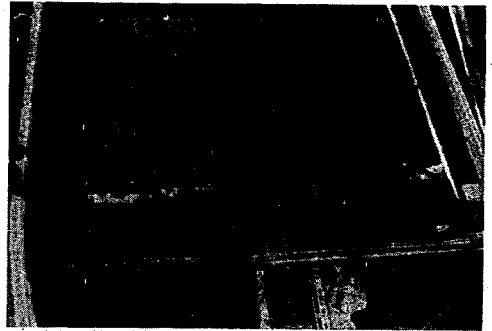


写真 1 - 1 - 2

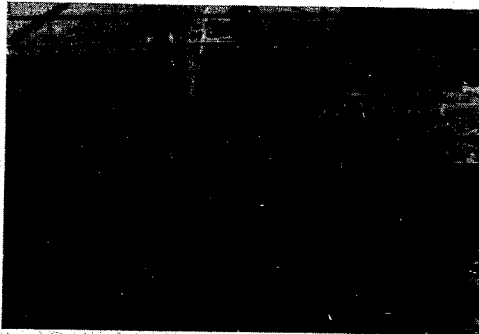


写真 1 - 1 - 3

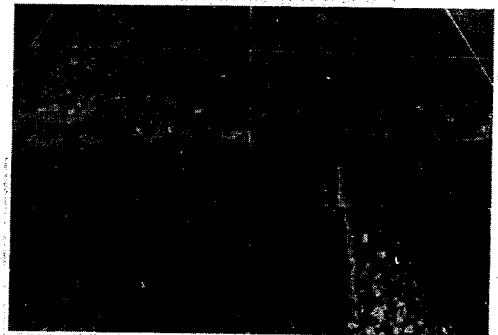


写真 1 - 1 - 4
砂州最大高 T.P. 1.4 m

ケース 1 - 2

$H_0 = 2.0 \text{ m}$ $T = 1.05 \text{ sec}$ $Z = \text{T.P. } 0.6 \text{ m}$ $Q = 1.7 \text{ m}^3/\text{s}$

導流堤左右岸 3.3 m 設置

実験中 (3 時間時) および実験後写真

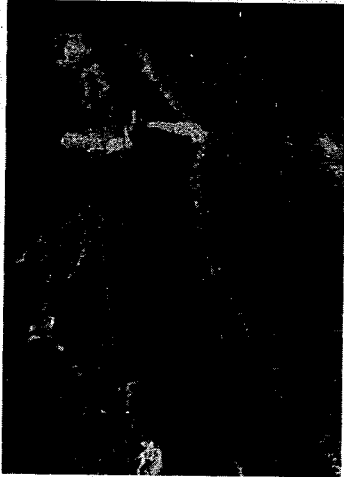


写真 1 - 2 - 1

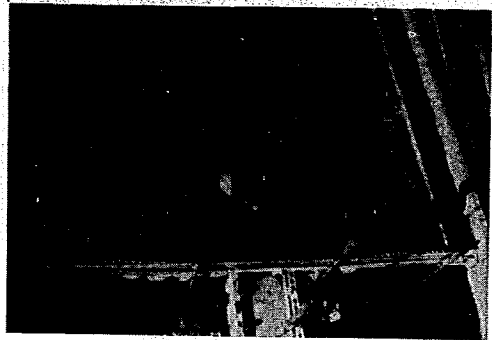


写真 1 - 2 - 2



写真 1 - 2 - 3
砂州最大高 T.P. 2.5 m

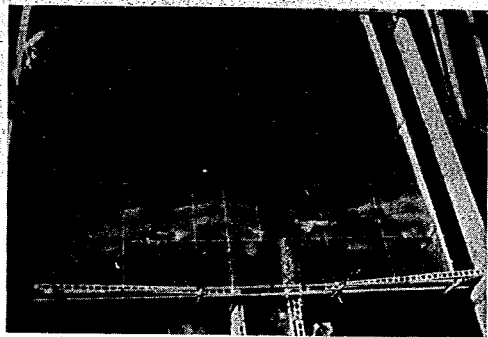


写真 1 - 2 - 4

ケース 1 - 3

$H_0 = 3.0 \text{ m}$ $T = 1.2 \text{ sec}$ $Z = \text{T.P. } 0.6 \text{ m}$ $Q = 1.7 \text{ m}^3/\text{s}$

導流堤左右岸 3.3 m 設置

実験中 (3 時間時) および実験後写真



写真 1 - 3 - 1

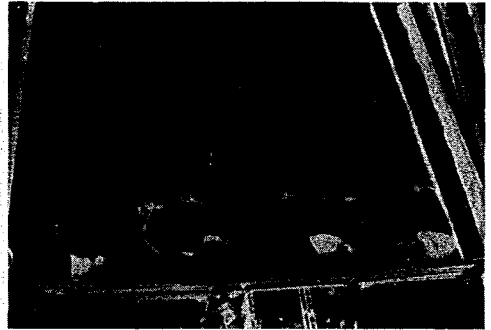


写真 1 - 3 - 2

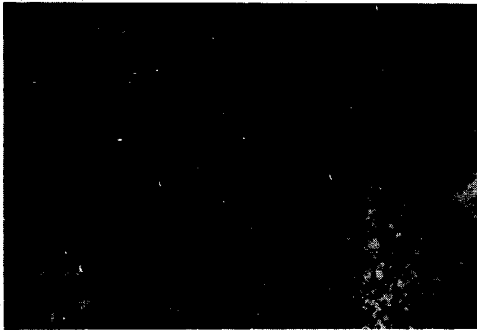


写真 1 - 3 - 3
砂州最大高 T.P. 2.6 m

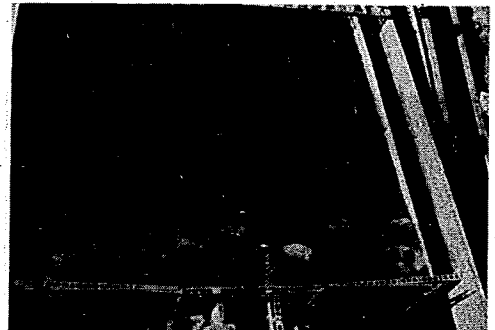


写真 1 - 3 - 4

ケース 1 - 4

$H_o = 3.0 \text{ m}$ $T = 1.2 \text{ sec}$ $Z = \text{T.P. } 0.6 \text{ m}$ $Q = \text{なし}$
 導流堤左右岸 3.3 m 設置
 実験中 (3 時間時) および実験後写真

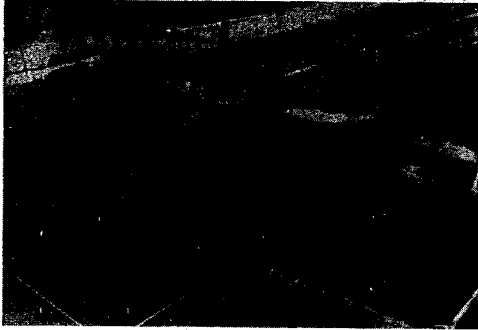


写真 1 - 4 - 1

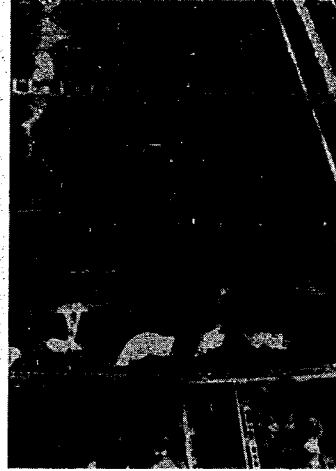


写真 1 - 4 - 2



写真 1 - 4 - 3

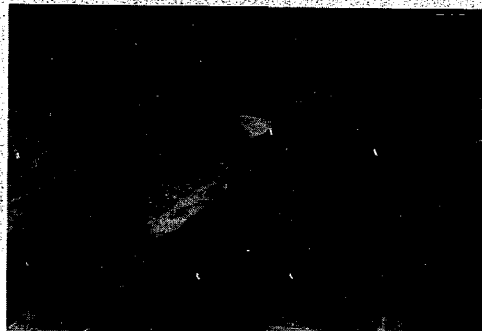


写真 1 - 4 - 4
 砂州最大高 T.P. 2.6 m

ケース 2

$H_o = 3.0 \text{ m}$ $T = 1.2 \text{ sec}$ $Z = T.P. + 0 \text{ m}$ $Q = 1.7 \text{ m}^3/\text{s}$

導流堤左右岸汀線まで設置 (67.5 m)

実験中 (3 時間時) および実験後写真

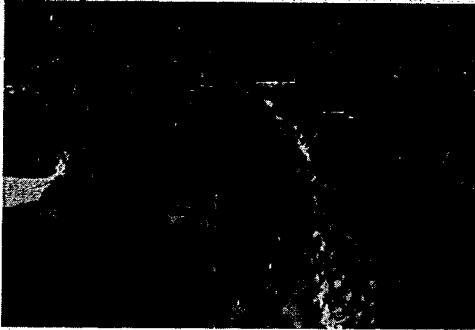


写真 2 - 1



写真 2 - 2



写真 2 - 3



写真 2 - 4

砂州最大高 T.P. 2.0 m

ケース 3.

$H_o = 3.0 \text{ m}$ $T = 1.2 \text{ sec}$ $Z = T.P - 0.6 \text{ m}$ $Q = 1.7 \text{ m}^3/\text{s}$

導流堤左右岸 T.P - 0.6 m まで設置 (76.0 m)

実験前海浜 実験中 (3 時間時) 実験後写真

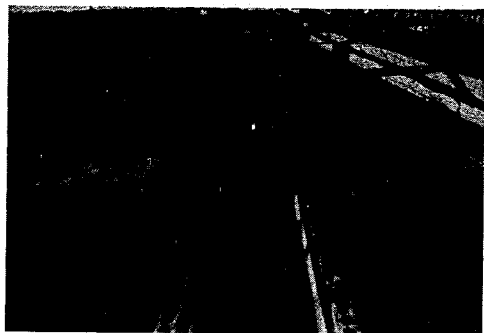


写真 3 - 1

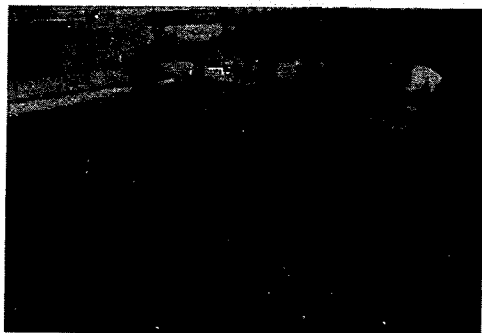


写真 3 - 2

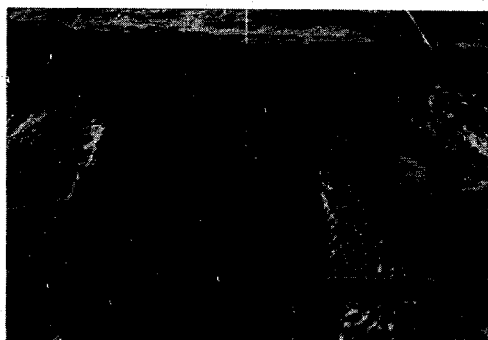


写真 3 - 3

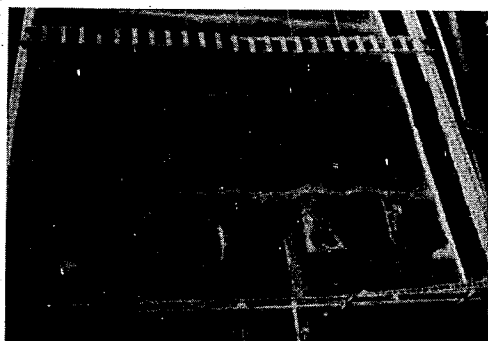


写真 3 - 4

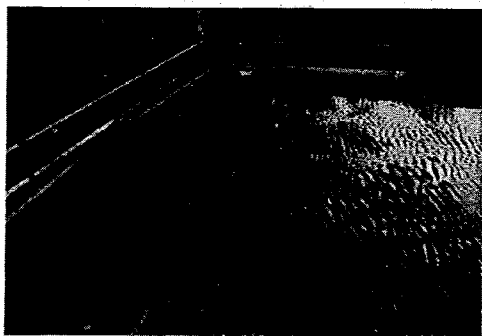


写真 3 - 5

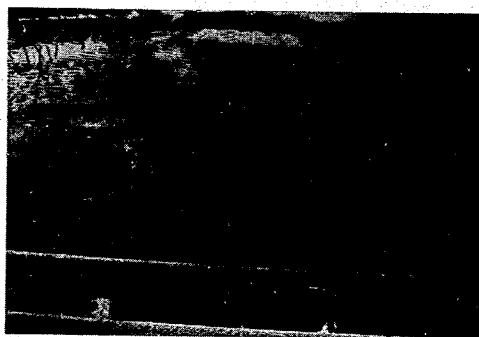


写真 3 - 6
砂州最大高 T.P 1.3 m

ケース 4

$H_0 = 6.0 \text{ m}$ $T = 1.2 \text{ sec}$ $Z = T.P. - 2.0 \text{ m}$ $Q = 1.7 \text{ m}^3/\text{s}$
 導流堤左右岸 T.P. - 2.0 m まで設置 (9.8 m) 実験中 (3 時間時) および実験後写真

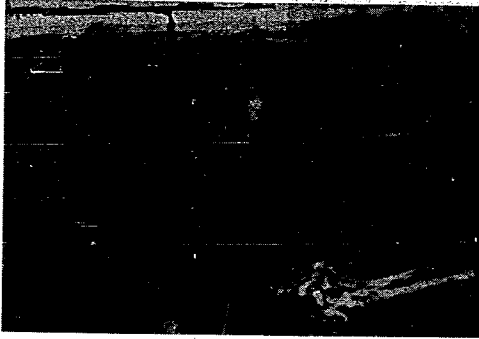


写真 4 - 1

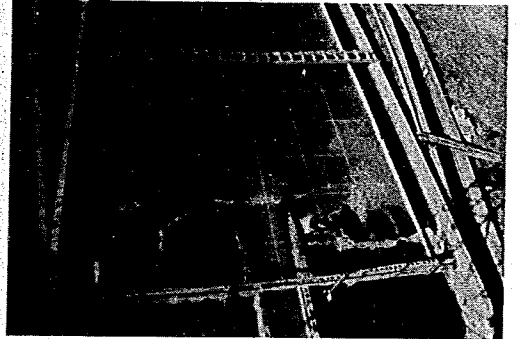


写真 4 - 2

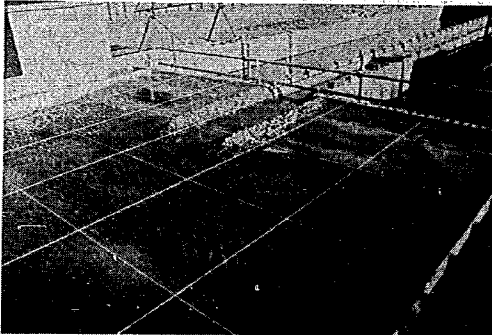


写真 4 - 3

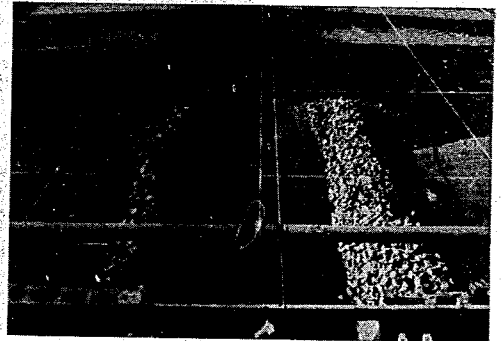


写真 4 - 4

ケース 4 - 1

$H_o = 6.0 \text{ m}$ $T = 1.5.5 \text{ sec}$ $Z = T.P - 2.0 \text{ m}$ $Q = 1.7 \text{ m}^3/\text{s}$

導流堤左右岸 T.P - 2.0 m まで設置 (9.8 m)

実験中 (3 時間時) および実験後写真



写真 4 - 5

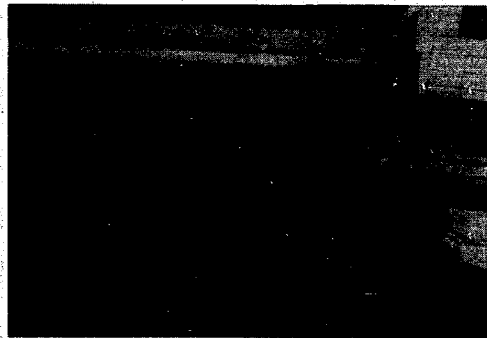


写真 4 - 6

ケース 5

$H_o = 3.0 \text{ m}$ $T = 1.2 \text{ sec}$ $Z = T.P. - 2.0 \text{ m}$ $Q = 1.7 \text{ m}^3/\text{s}$

導流堤左右岸 T.P. - 0.6 まで設置 (9.8 m)

実験中 (3 時間時) および実験後写真

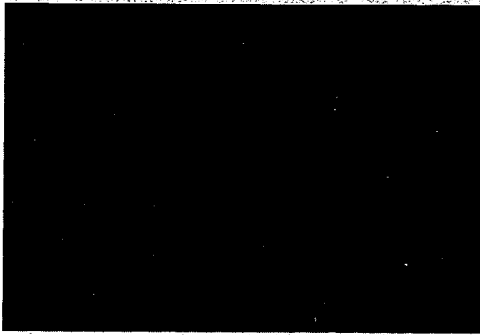


写真 5 - 1

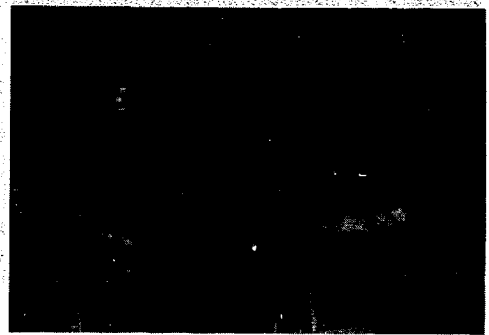


写真 5 - 2

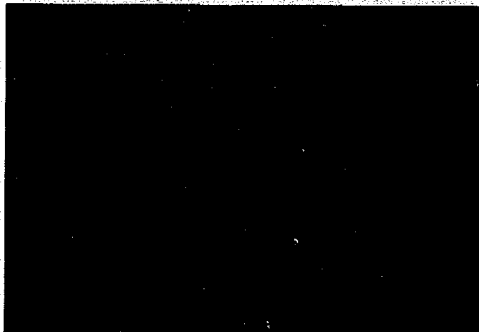


写真 5 - 3

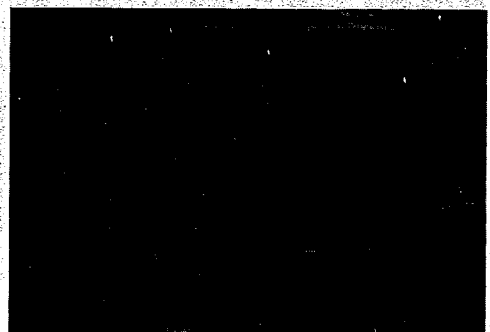


写真 5 - 4

ケース 6

$Z = T.P - 0.6 \text{ m}$ 導流堤左右岸 $T.P - 0.6 \text{ m}$ まで設置 (7.6 m)

閉口部あり 砂州高 $T.P 2.75 \text{ m}$



写真 6-1
実験開始直前



写真 6-2
 $Q = \text{約 } 6.0 \text{ m}^3/\text{s}$

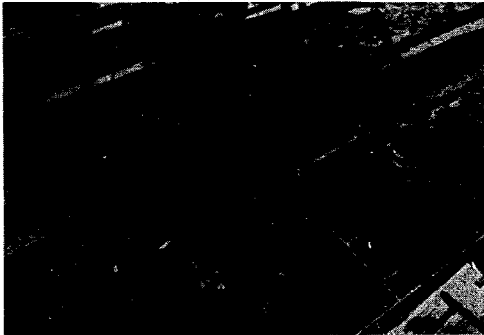


写真 6-3
 $Q = 17.0 \text{ m}^3/\text{s}$



写真 6-4
 $Q = 20.8 \text{ m}^3/\text{s}$

ケース 6

Z = T.P - 0.6 m 導流堤左右岸 T.P - 0.6 m まで設置 (7.6 m)

開口部あり 砂州高 T.P 3.0 m

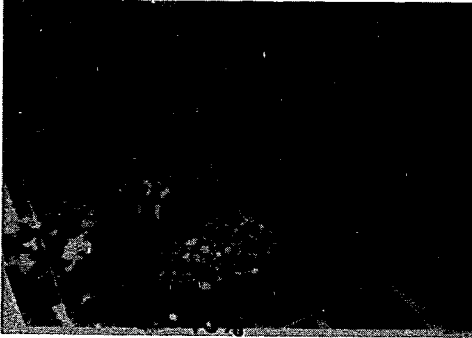


写真 6 - 5
 $Q = 243 \text{ m}^3/\text{s}$

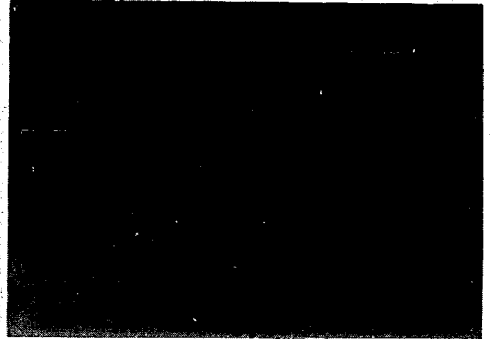


写真 6 - 6
 $Q = 279 \text{ m}^3/\text{s}$



写真 6 - 7
 $Q = 317 \text{ m}^3/\text{s}$

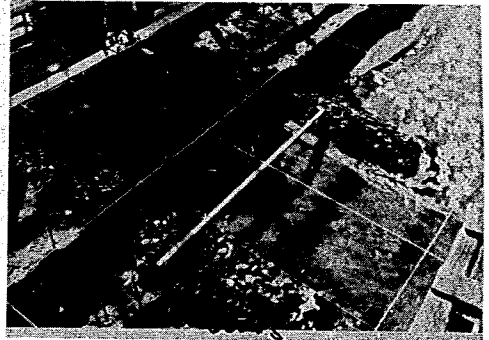


写真 6 - 8
 $Q = 352 \text{ m}^3/\text{s}$

ケース 6

Z=T.P-0.6 m 導流堤左右岸T.P-0.6 mまで設置 (7.6 m)
閉口部あり 砂州高T.P 2.75 m

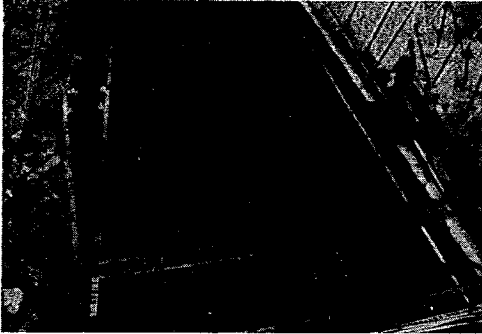


写真 6-9
 $Q = 390 \text{ m}^3/\text{s}$



写真 6-10
実験後河床

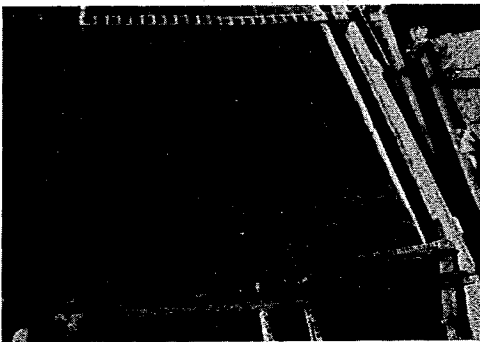


写真 6-11
実験後河床

ケース 7

$Z = T.P - 0.6 \text{ m}$ 導流堤左右岸 $T.P - 0.6 \text{ m}$ まで設置 (7.6 m)

完全閉塞 砂州高 $T.P 3.0 \text{ m}$

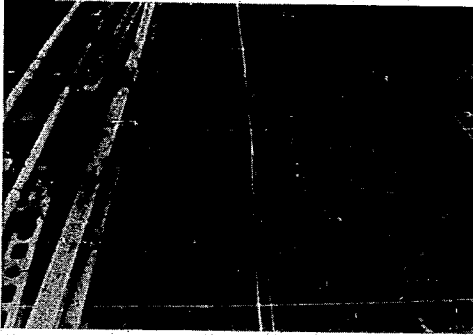


写真 7 - 1
通 水 前

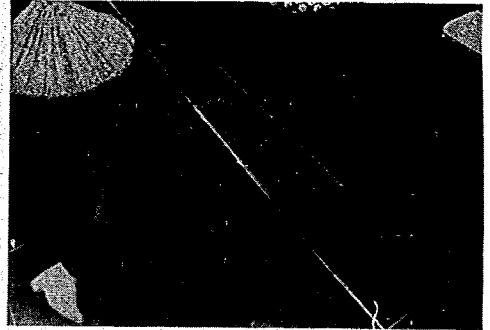


写真 7 - 2
砂州越流時 $Q = 1.40 \text{ m}^3/\text{s}$

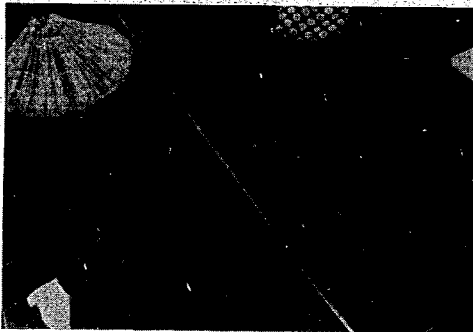


写真 7 - 3
 $Q = 1.40 \text{ m}^3/\text{s}$



写真 7 - 4
 $Q = 1.55 \text{ m}^3/\text{s}$

ケース 7

導流堤左右岸 T.P. 0.6 m まで設置 (7.6 m)

完全閉塞 砂州高 T.P. 3.0 m

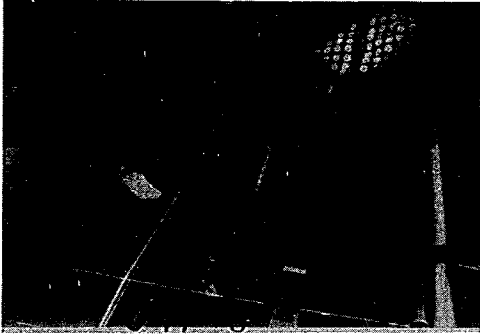


写真 7 - 5
 $Q = 1.70 \text{ m}^3/\text{s}$

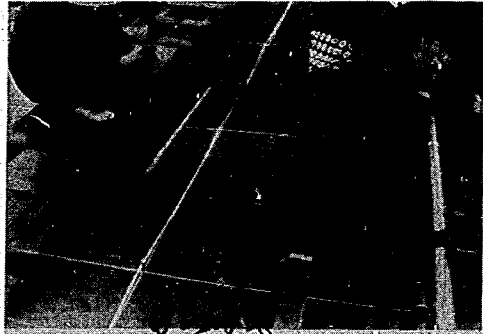


写真 7 - 6
 $Q = 2.08 \text{ m}^3/\text{s}$

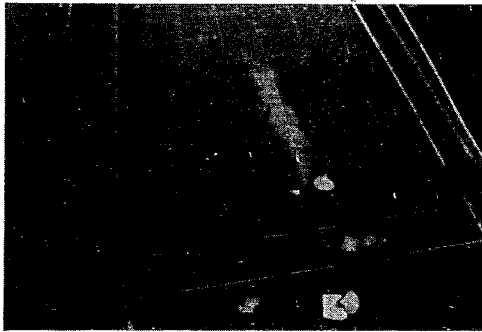


写真 7 - 7
 $Q = 3.90 \text{ m}^3/\text{s}$



写真 7 - 8
実験後河床

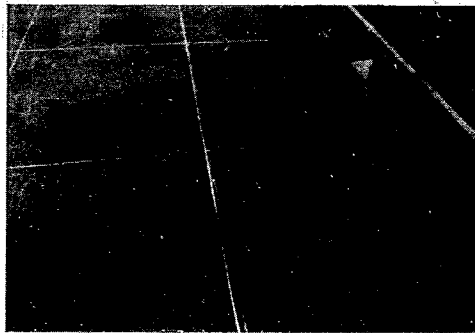


写真 7 - 9
実験後河床