

土 木 研 究 所 資 料

荒川河口模型実験報告書

—乙大日川、烏川放水路河口処理に関する水理的検討—

昭和53年 2 月

建設省土木研究所

鹿島試験所

目 次

1. はじめに	1
2. 計画放水路河口の概要と実験目的	
2.1 計画放水路河口の概要	2
2.2 実験目的	2
3. 流域の現況と海象特性	
3.1 流域の概要	5
3.2 流 量	7
3.3 河口部の概要	10
3.4 海部の底質材料と海浜形状	13
3.5 風	20
3.6 波 浪	20
3.7 潮 位	25
4. 河口処理工の問題点	26
5. 模型実験の相似律	
5.1 相似律	28
5.2 荒川河口模型実験における模型縮尺について	34
5.2.1 洪水による砂州のフラッシュに関する実験の模型縮尺	34
5.2.2 波による河口模型実験縮尺	37
6. 実験ケースと実験方法	
6.1 洪水による砂州のフラッシュと水位に関する実験	39
6.1.1 実験施設および実験概要	39
6.1.2 実験ケース	39
6.2 波による河口模型実験	42
6.2.1 実験施設および実験概要	42
6.2.2 実験の境界条件について	42
6.2.3 実験ケース	42
7. 河口砂州のフラッシュに関する検討	
7.1 はじめに	47
7.2 実験結果	47

7.3	まとめ	49
8	砂州復元状況の相似性の検討	
8.1	実験概要	74
8.2	観測結果と模型実験条件	76
8.3	実験結果とその考察	78
9	平衡海浜形状と平水流量時の波による開口幅と砂州高、水位の検討	88
9.1	はじめに	88
9.2	実験結果	88
9.3	Wave set up による河口水位の上昇について	91
9.3.1	実験概要	92
9.3.2	実験結果の考察	94
9.3.3	現地河川での適用について	94
9.4	波による砂州形成後のフラッシュに関する検討	94
9.5	まとめ	94
10	砂州フラッシュ後の塩水遡上に関する検討	
10.1	はじめに	116
10.2	塩水くさび形状の計算	116
10.3	計算結果	117
11	ラバーダムによる河口処理工法の検討	
11.1	ダム位置およびダム高と越波量について	122
11.1.1	はじめに	122
11.1.2	実験結果	122
11.1.3	実験結果のまとめ	124
11.2	ラバーダムによる河口維持について	125
11.2.1	はじめに	125
11.2.2	実験結果	125
11.2.3	実験結果のまとめ	131
12	結 論	174
	あとがき	178
	参考文献	179

図 表 目 次

図-2.1	乙大日川, 烏川放水路平面図	3
図-3.1	乙大日川, 烏川流域図	5
図-3.2	河床縦断面図	6
図-3.3	確率 1/50 ハイドログラフ	7
図-3.4.1~4	荒川河口砂州変化図 (季節別)	10
図-3.5	荒川河口左岸汀線位置経年変化図	12
図-3.6	底質材料平均粒径の分布	13
図-3.7	深浅図	14
図-3.8.1~3	海浜勾配図	14
図-3.9.1~8	海浜形状経年変化図	16
図-3.10	荒川河口季節別風向頻度図	20
図-3.11	波高, 周期出現率図 (岩船港)	24
図-3.12	波高 出現率図 (新潟東港)	24
図-3.13	荒川河口波高出現率図	25
図-5.1	砕波水深におよぼす周期の効果	32
図-5.2	粒度分布 (砂)	35
図-5.3	石炭粉の粒度分布	35
図-6.1	実験水路平面図	40
図-6.2	計画高水ハイドログラフ	41
図-6.3	実験施設平面図	43
図-7.1	時間水位曲線図 (実験 1)	51
図-7.2.1~3	水位と河床縦断面の時間変化図 (実験 1)	52
図-7.3	河床縦断面図 (実験 1)	55
図-7.4	時間水位曲線図 (実験 2)	56
図-7.5.1~3	水位と河床縦断面の時間変化図 (実験 2)	57
図-7.6	河床縦断面図 (実験 2)	60
図-7.7	時間水位曲線図 (実験 3)	61
図-7.8	水位と河床縦断面の時間変化図 (実験 3)	62
図-7.9	河床縦断面図 (実験 3)	63
図-7.10	時間水位曲線図 (実験 4)	64

図-7.1.1	水位と河床縦断の時間変化図(実験4)	65
図-7.1.2	時間水位曲線図(実験5)	66
図-7.1.3.1~3	水位と河床縦断の時間変化図(実験5)	67
図-7.1.4	時間水位曲線図(実験6)	70
図-7.1.5.1~3	水位と河床縦断の時間変化図(実験6)	71
図-8.1	荒川河口砂州復元実験位置平面図	74
図-8.2	荒川河口砂州復元図	75
図-8.3.1~3	砂州復元縦断図	76
図-8.4	砂州復元実験掘削部平面図及び測線位置図	78
図-8.5.1~4	砂州部縦断の時間的变化図	81
図-8.6	砂州高の時間変化図	83
図-8.7.1~4	砂州掘削部の時間変化図	84
図-9.1.1~2	海浜縦断図(現地と模型)	96
図-9.2	等深浅図(実験I-1)	98
図-9.3	海浜流況図(実験I-1)	99
図-9.4	等深浅図(")	100
図-9.5.1~2	海浜縦断図(")	101
図-9.6	等深浅図(実験I-2)	103
図-9.7	海浜流況図(実験I-2-1)	104
図-9.8	等深浅図(")	105
図-9.9.1~2	海浜縦断図(")	106
図-9.10	放水路河口等深浅の時間変化図(実験IV-1)	108
図-9.11	海浜流況図(実験IV-1)	109
図-9.12	等深浅図(")	110
図-9.13.1~2	海浜縦断図(")	111
図-9.14	砂州形状図(文中)	92
図-9.15	$\eta_0/H_0 \sim H_0/L_0$ 相関図	93
図-9.16	河口開口巾と水位の時間変化図(実験I-2-2)	113
図-9.17	等深浅図(実験I-2-2)	114
図-9.18	波による水位上昇量(Δh) $\sim$ 沖波々高(H_0)	115
図-10.1.1~2	塩水くさび形状図(流量別)	118
図-10.2	塩水くさび形状図(潮位別)	120
図-10.3	塩水くさび形状図(河口砂州のある場合)	121
図-10.4	塩水くさびの長さとの関係	119

図-11.1	ダム高～越波量相関図	133
図-11.2	海浜流況図(実験Ⅲ-1)	134
図-11.3	等深浅図(“)	135
図-11.4.1～2	海浜縦断面図(“)	136
図-11.5	海浜流況図(実験Ⅲ-2-1)	138
図-11.6	等深浅図(“)	139
図-11.7.1～2	海浜縦断面図(実験Ⅲ-2-1～Ⅲ-2-2)	140
図-11.8	海浜流況図(実験Ⅲ-2-2)	142
図-11.9	等深浅図(“)	143
図-11.10	海浜流況図(実験Ⅲ-3-1)	144
図-11.11	等深浅図(“)	145
図-11.12	海浜流況図(実験Ⅲ-3-2)	146
図-11.13	等深浅図(“)	147
図-11.14	海浜流況図(実験Ⅲ-3-3)	148
図-11.15	等深浅図(“)	149
図-11.16.1～2	海浜縦断面図(実験Ⅲ-3-1～Ⅲ-3-3)	150
図-11.17	海浜流況図(実験Ⅲ-4-1)	152
図-11.18	等深浅図(“)	153
図-11.19.1～2	海浜縦断面図(実験Ⅲ-4-1～Ⅲ-4-2)	154
図-11.20	海浜流況図(実験Ⅲ-4-2)	156
図-11.21	等深浅図(“)	157
図-11.22	海浜流況図(実験Ⅲ-5-1)	158
図-11.23	等深浅図(“)	159
図-11.24.1～2	海浜縦断面図(実験Ⅲ-5-1～Ⅲ-5-2)	160
図-11.25	海浜流況図(実験Ⅲ-5-2)	162
図-11.26	等深浅図(“)	163
図-11.27	海浜流況図(実験Ⅲ-6)	164
図-11.28.1～2	等深浅図(“)	165
図-11.29.1～2	海浜縦断面図(“)	167
図-11.30	海浜流況図(実験Ⅳ-2)	169
図-11.31.1～2	等深浅図(“)	170
図-11.32.1～2	海浜縦断面図(“)	172
表-3.1.1～2	乙大日川, 烏川流量観測結果表	8
表-3.2	岩般港波高別周期別頻度表	21

表-3.3	新潟東港波高別周期別頻度表	22
表-3.4	荒川河口波向出現回数	23
表-6.1	実験条件一覧表	41
表-6.2.1~2	“	44
表-1.1.1	越波量測定数値表	123

1. は じ め に

新潟平野の北縁を流下している荒川は、河口部で右岸から堀川、左岸側から乙大日川、烏川の両支川を合流して日本海へ注いでいる。

河口は、洪水時による流出土砂と、日本海の冬期間卓越した北または西北西の季節風に伴う激浪による漂砂等により、河口閉塞現象を呈し、冬期間には河口幅を20 m～30 mに狭める。これが春季の融雪出水による洪水の疎通を著しく阻害し、とくに乙大日川、烏川の両支川は河床勾配も緩く、現状での河積不足により、流過能力の不足と相まって、地盤、堤防天端高とも低いため、出水時本川からの背水により、堤内地での湛水被害と、その排水に長時間を要しているような状態である。このため河積の増大とともに内水処理対策の必要性が生じ、その対策として本、支川を分離し、支川洪水流を放水路により、直接海に流す計画が立案された。しかし、放水路河口では、漂砂による河口閉塞が当然予測されるため、その対策および検討が必要である。こゝでは、この放水路計画の河口維持対策について検討し、効果的な河口処理工法を見いだそうとするものである。

2. 計画放水路河口の概要と実験目的

2.1 計画放水路河口の概要

乙大日川、烏川放水路は現況の荒川合流点を締め切り、荒川に沿った放水路を設けて、内水流出を直接日本海に自然排水しようとするものであり、その計画高水流量は $270 \text{ m}^3/\text{s}$ （合流後）となっている。

これより、放水路河口幅は 45.0 m 、その河床高 $T.P - 1.0 \text{ m}$ で計画されている。この放水路河口部平面図を図-2.1に示す。また計画高水位は既設堤防天端高 $T.P 2.3 \text{ m}$ より余裕高 0.8 m を差し引いた $T.P 1.50 \text{ m}$ 、計画堤防高は既設堤防天端高の $T.P 2.3 \text{ m}$ となっている¹⁾。

これらの計画放水路の諸元を以下にまとめて記す。

- | | |
|---------------|--|
| ○ 計画高水流量 | $270 \text{ m}^3/\text{s}$ （乙大日川 $110 \text{ m}^3/\text{s}$ 、烏川 $160 \text{ m}^3/\text{s}$ ） |
| ○ 放水路河口幅 | 45 m |
| ○ 放水路河口部計画河床高 | $T.P - 1.0 \text{ m}$ |
| ○ 計画高水位（HWL） | $T.P 1.50 \text{ m}$ |
| ○ 計画堤防高 | $T.P 2.3 \text{ m}$ |
| ○ 計画潮位 | $T.P 0.75 \text{ m}$ |
| ○ 粗度係数 | 0.03 |

2.2 実験目的

乙大日川、烏川の内水処理計画に伴う放水路河口では、日本海特有の波浪により、河口閉塞が懸念され、その対策および検討が必要となった。

この放水路河口部での波による閉塞状況、閉塞した場合の洪水時の水位、および河口維持対策と河床高等の現象と対策工法について模型実験により検討し、適切な放水路河口計画の一資料とするものである。

なお具体的には次のような事項についての検討を目的として実験を行なった。

- (1) 洪水時の砂州のフラッシュ効果と水位についての検討
- (2) 洪水による局所洗掘深とその対策
- (3) 波による河口閉塞状況と平水流量時の開口幅、河川水位
- (4) 河口維持対策工法についての検討とその効果
- (5) 砂州フラッシュ後の塩水遡上とその対策

以上より、(1)、(2)については、河川流（洪水）に対しての実験で、河口砂州の存在によって、出水時に水位が上昇し、開口流量が小さいと、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。と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がり部の勾配が問題となる。したがって流量と砂州フラッシュとの関係、砂州フラッシュの進行状況と局所洗掘、および河口砂州高をどの位の高さに抑えれば計画高水位以下で流下させ得るのか検討しようとするものである。

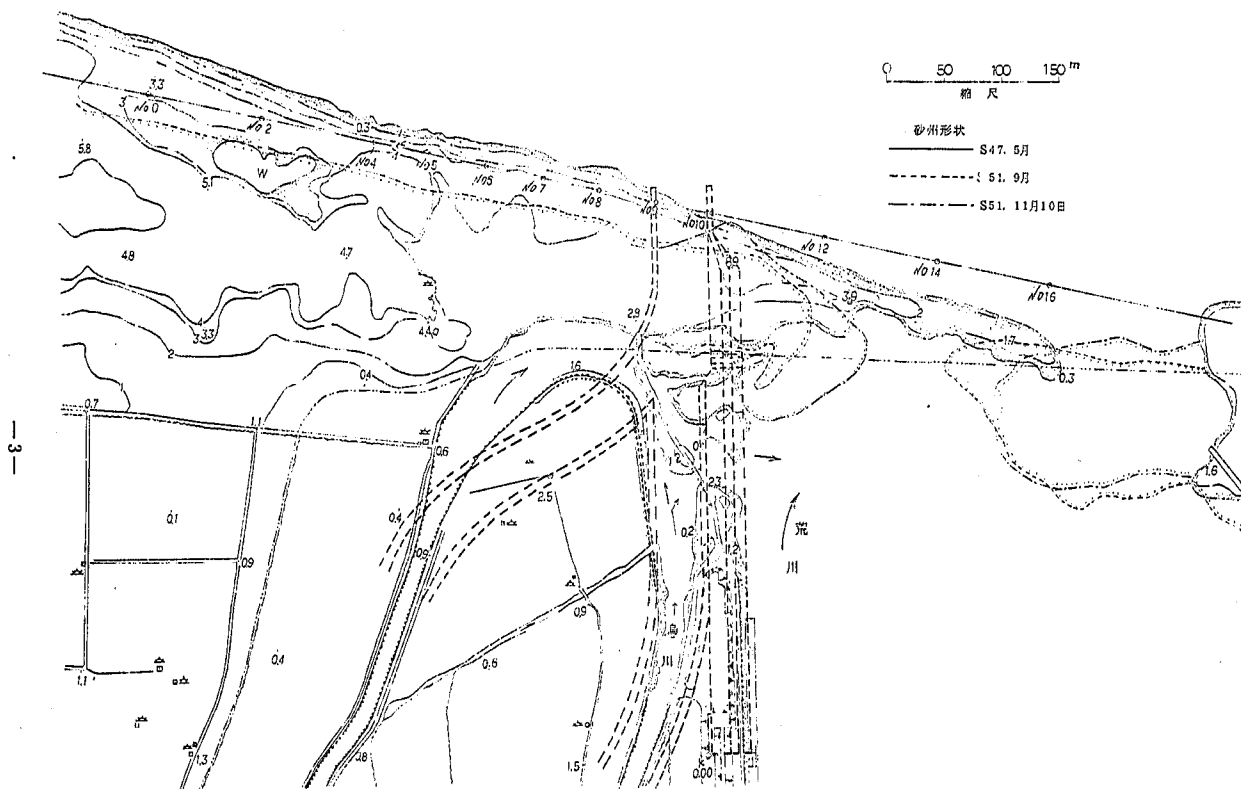


図-2.1 乙大日川，烏川放水路平面図

(3)、(4)は海側からの波による現象と対策工法についての実験で、波による河口砂州の打上げ高、河口水位の上昇量、および導流堤先端の局所洗掘、海浜流況、卓越漂砂方向等について把握し、さらにその対策工法について検討しようとするものである。

3. 流域の現況と海象特性

3.1 流域の概要

乙大日川、鳥川は、荒川左岸河口部において本川に合流している中小河川であり、鳥川は、乙大日川の右岸を荒川本川に沿って流下し、乙大日川の流末地点に合流している。

乙大日川は、流域面積 23.8 Km^2 、流路延長 7.6 Km で、河床勾配も緩く、約 $1/2000$ であり、流域の全てが平地で水田が大部分を占めている。また、鳥川は、流域面積 2.8 Km^2 、河床勾配は約 $1/600$ で、山地、平地相半ばしている。この乙大日川、鳥川両支川は、流末付近の地盤が低く、さらに流過能力が小さいうえ、荒川本川水位の影響もあって出水のたびに洪水被害を受けており、抜本的な内水対策の樹立が望まれている。(図-3.1、3.2)

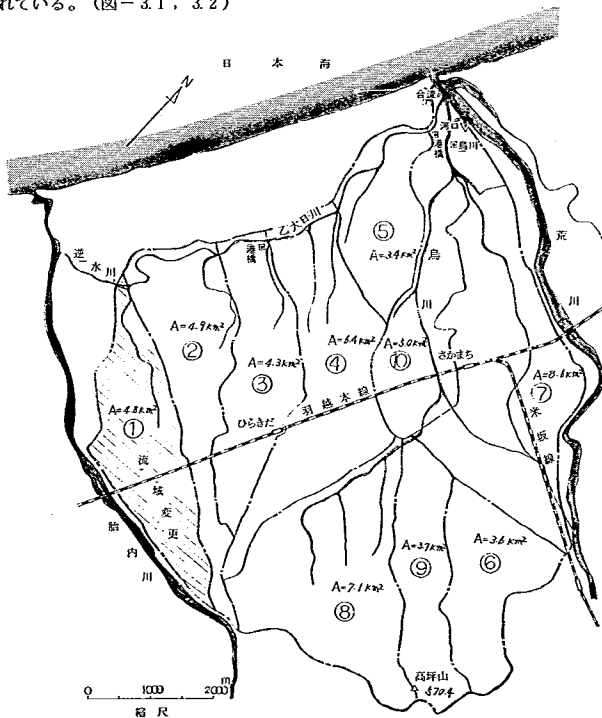


図3.1 乙大日川、鳥川流域図

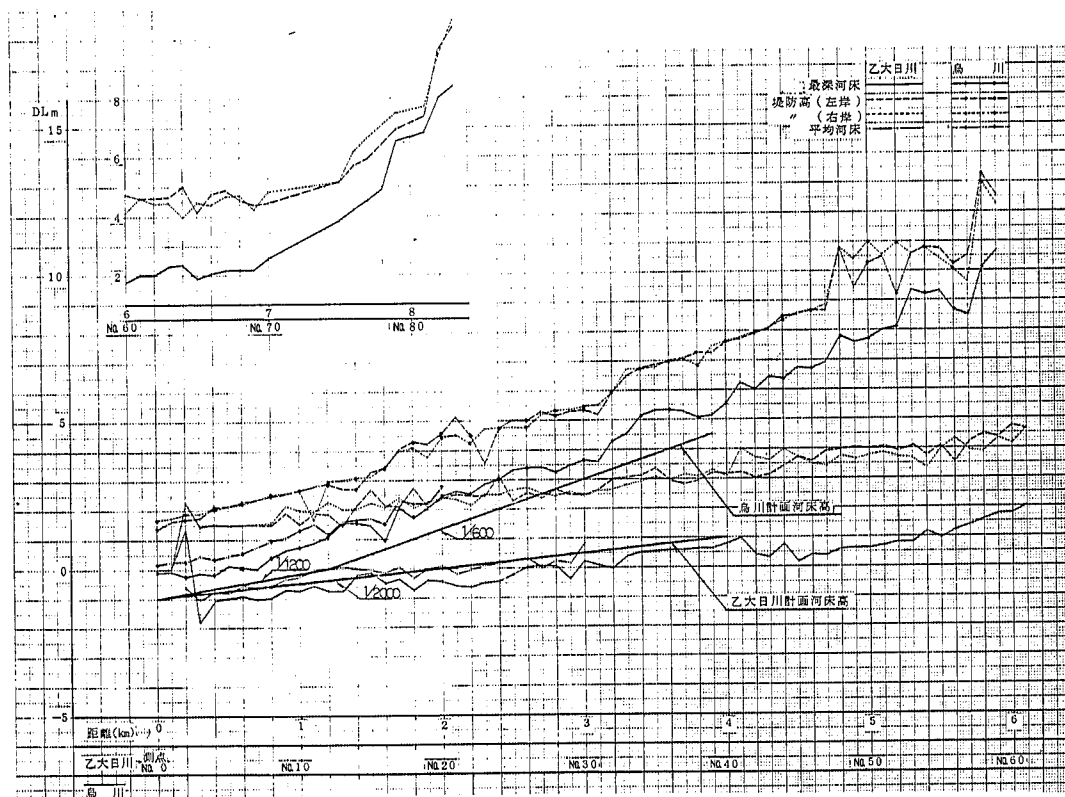


図-3.2 河床縦断面図

3.2 流 量

乙大日川、烏川における低水流量観測は、表-3.1に示すように、年平均10回程度行なわれている。

これによると、乙大日川、烏川両流量は、全年を通じ $3 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上は維持されているようであり、平均流量は春および夏季で $6 \sim 8 \text{ m}^3/\text{s}$ 、秋季と冬季が約 $3 \sim 6 \text{ m}^3/\text{s}$ である。いっぽう下流部における現況流通能力は、不等流計算によって得られており、堤防満水の流過能力は、乙大日川 $33 \text{ m}^3/\text{s}$ 、烏川 $26 \text{ m}^3/\text{s}$ の計 $59 \text{ m}^3/\text{s}$ 、余裕高を考慮した場合は、乙大日川 $16 \text{ m}^3/\text{s}$ 、烏川 $12 \text{ m}^3/\text{s}$ 計 $28 \text{ m}^3/\text{s}$ である。

これに対し、計画高水流量は、総合単位図法による流出計算結果をもとに、地域特性および比流量等から検討し、確率 $1/50$ における計画高水流量は、乙大日川 $110 \text{ m}^3/\text{s}$ 、烏川 $160 \text{ m}^3/\text{s}$ の計 $270 \text{ m}^3/\text{s}$ となっている。この合流後の確率 $1/50$ 計画高水ハイドログラフを図-3.3に示す。

よって計画高水流量と現況流過能力を比較した場合、乙大日川 $1/3.3$ 、烏川にいたっては $1/6.2$ の流過能力でその河積不足がうかがえる。

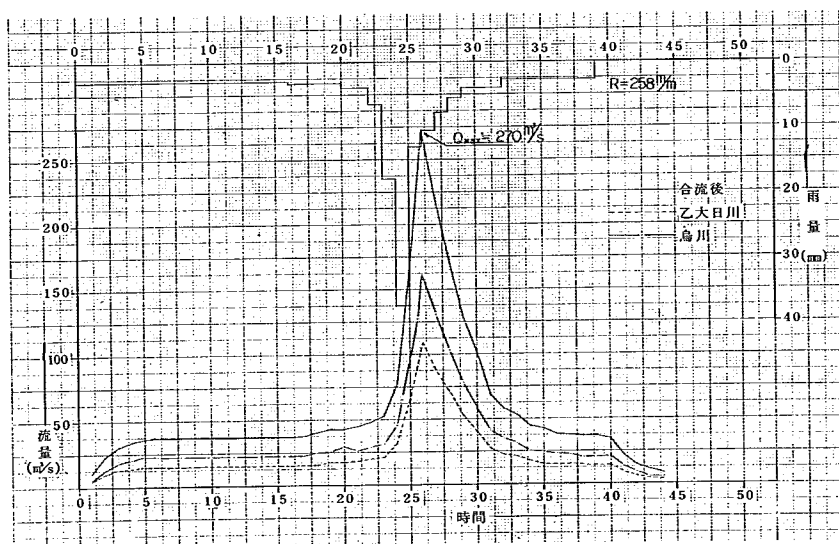


図-3.3 確率 $1/50$ ハイドログラフ

表 3.1.1 乙大日川、烏川流量観測結果表

No	年 月 日	烏 川	乙大日川	合 計	No	年 月 日	烏 川	乙大日川	合 計
		m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s			m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
1	S.46. 4.24	0.51	2.69	3.20	6	9.17	1.87	2.74	4.61
2	5.11	1.30	4.77	6.07	7	10.18	3.29	6.33	9.62
3	6. 7	2.70	4.44	7.14	8	11.21	14.18	15.01	29.19
4	7. 3	3.21	8.81	12.02	9	12.28	2.88	3.94	6.82
5	8. 9	2.49	3.62	6.11	10	S.49. 3.22	6.45	5.57	12.02
6	9. 8	1.91	2.95	4.86	1	5.25	3.82	3.62	7.44
7	10.13	3.13	4.34	7.47	2	6.12	4.33	4.07	8.40
8	11. 8	0.27	2.16	2.48	3	7.25	3.70	2.55	6.25
9	12. 3	3.42	5.00	8.42	4	8.22	3.99	1.36	5.35
10	S.47. 2.15	1.87	1.88	3.75	5	9.26	2.22	1.79	4.01
11	3.22	1.41	2.02	3.43	6	10.21	2.11	1.86	3.97
1	4.28	2.70	5.64	8.34	7	11.26	2.13	1.50	3.63
2	5.13	1.65	5.00	6.65	8	12.14	6.30	1.47	7.77
3	6.15	2.99	5.54	8.53	9	S.50. 3.10	7.31	2.02	9.33
4	7.17	3.03	4.59	7.62	1	5.13	2.78	3.24	6.02
5	8.18	3.28	3.04	6.32	2	6. 3	3.31	3.46	6.77
6	9. 6	2.71	2.89	5.60	3	7.18	3.20	3.69	6.89
7	10.17	0.25	1.33	1.58	4	8.22	4.45	1.27	5.72
8	11.16	2.01	4.27	6.28	5	9.10	1.01	1.82	2.83
9	12.16	1.61	2.50	4.11	6	10.13	1.24	2.66	3.90
10	S.48. 3.10	2.34	2.58	4.92	7	11. 6	0.63	2.15	2.78
1	5.22	5.88	6.58	12.73	8	12.12	2.24	2.70	4.94
2	6.20	7.84	6.85	14.69	9	S.51. 3. 9	2.11	1.62	3.73
3	7.16	4.00	3.28	7.28	1	5. 7	3.30	2.11	5.41
4	7.27	4.13	2.33	6.46	2	6. 7	3.75	4.04	7.79
5	8.22	5.40	2.63	8.03	3	7. 3	1.30	2.42	3.72

乙大日川、烏川、流域、月別、年別平均流量

(流観値より)

年	月	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	合計	平均
S.46					3.20	6.07	7.14	12.02	6.11	4.86	7.47	2.48	8.42	57.77	6.42
47			3.75	3.43	8.34	6.65	8.53	7.62	6.32	5.60	1.58	6.28	4.11	62.21	5.66
48				4.92		12.73	14.69	6.46	8.03	4.61	9.62	29.19	6.82	75.16	8.35
49				12.02		7.44	8.40	6.25	5.35	4.01	3.97	3.63	7.77	58.84	6.54
50				9.33		6.02	6.77	6.89	5.72	2.83	3.90	2.78	4.94	49.18	5.46
51				3.73		5.41	7.79	3.72						20.65	5.16
合計			3.75	33.43	11.54	44.32	53.32	50.24	31.53	21.91	26.54	15.17	32.06	323.81	37.59
平均			3.75	6.89	5.77	7.39	8.89	7.18	6.31	4.38	5.31	3.79	6.41	—	6.27

表-3.1.2 日 流 量 年 表

昭和51年(1976)

水系 日	荒 川			河 川		烏 川 (乙 大 日)		観測所	烏 川 (乙 新橋) 合成流量 (m ³ /s)						計
	1	2	3	4	5	6	7		8	9	10	11	12		
1	2.91	2.23	6.21	2.94	5.79	04.98	(2.85)	3.48	6.72	4.16	7.56	7.45			
2	4.41	2.57	3.69	2.52	4.22	(3.74)	(2.85)	3.98	6.36	4.11	5.42	5.79			
3	3.16	3.47	(2.23)	2.65	3.43	(4.48)	(2.69)	4.98	5.38	3.99	4.59	5.34			
4	2.57	2.84	(1.99)	2.51	3.46	(5.44)	(2.69)	9.83	5.03	4.13	4.89	5.03			
5	4.24	2.56	(1.88)	2.28	4.12	(5.13)	03.677	10.77	4.62	4.66	6.32	4.93			
6	5.79	2.32	(1.79)	2.41	4.26	(6.87)	6.62	30.87	5.27	4.17	5.50	4.85			
7	4.72	4.48	(1.70)	3.49	4.13	(6.62)	5.26	22.69	5.63	4.02	4.95	4.53			
8	3.77	2.32	(2.21)	2.54	4.96	(4.90)	4.33	14.49	5.03	4.02	4.73	8.36			
9	5.57	2.52	2.15	2.29	3.73	(8.99)	3.98	5.03	5.57	4.02	4.65	13.31			
10	3.74	2.37	2.15	2.28	3.76	(6.13)	4.67	11.64	5.45	4.11	4.50	10.71			
11	5.16	3.40	2.15	2.19	3.88	(5.44)	5.23	7.97	4.73	4.82	5.52	7.34			
12	2.72	2.73	2.29	2.51	4.42	(3.74)	5.50	7.42	5.82	4.11	5.18	5.83			
13	2.69	2.01	2.29	2.69	4.95	(3.85)	6.41	7.90	4.86	3.92	4.78	5.33			
14	5.71	1.92	2.15	4.31	4.09	(4.33)	9.39	12.86	5.81	3.97	6.49	5.84			
15	5.17	2.37	2.11	3.38	3.73	(5.70)	5.53	6.28	6.14	04.81	8.00	7.10			
16	3.56	4.80	2.11	2.62	4.10	(5.02)	5.19	13.11	5.26	(3.85)	5.68	5.91			
17	3.62	5.16	2.00	2.76	5.31	(3.74)	6.20	7.73	4.91	(3.63)	4.97	7.25			
18	7.19	4.47	2.15	2.62	5.06	(3.32)	5.16	6.26	4.65	04.33	5.62	5.33			
19	4.65	5.09	3.01	2.46	4.57	(3.32)	3.24	6.73	4.35	4.42	5.71	8.53			
20	4.18	3.17	2.51	2.46	4.43	(3.32)	3.82	6.73	4.48	4.51	4.84	7.66			
21	4.04	2.55	2.46	2.64	5.17	(2.74)	4.31	6.46	7.81	6.68	6.79	6.03			
22	3.17	2.44	2.27	2.60	7.48	(6.81)	4.06	5.70	6.57	4.71	5.83	5.30			
23	3.63	2.98	2.23	2.69	5.31	(5.59)	3.97	5.61	6.85	4.39	6.73	4.97			
24	4.46	2.98	2.23	2.80	4.62	(4.06)	3.83	6.74	6.31	4.56	8.74	4.64			
25	2.77	2.67	2.28	2.74	5.11	(4.48)	3.63	6.21	5.19	5.19	6.81	5.54			
26	2.72	2.40	2.34	3.10	5.25	(4.65)	3.60	6.64	4.70	4.62	6.32	7.99			
27	2.35	2.23	2.61	3.50	4.20	(4.22)	3.57	6.31	4.34	4.85	8.57	8.82			
28	2.12	2.32	2.58	3.41	3.89	(3.22)	3.62	10.58	4.36	4.97	10.33	6.50			
29	2.07	6.65	2.30	3.55	4.41	(3.48)	3.51	5.98	4.36	10.31	12.10	4.95			
30	2.49		3.55	3.55	4.08	(3.74)	3.71	5.59	4.16	12.64	8.96	4.78			
31	2.29		3.83		4.33		3.63	6.08		6.63		4.92			
計	115.66	89.82	(77.63)	84.51	139.35	(141.45)	(138.62)	275.65	160.72	(153.61)	191.24	200.91	1.769.17		
平均	3.73	3.10	2.50	2.82	4.50	4.72	4.47	8.89	5.36	4.96	6.37	6.48	4.83		

3.3 河口部の概要²⁾

荒川河口は、冬季流量の減少とともに、北西からの季節風によって閉塞し（最少河口幅20～30m）その後春季の融雪出水によって砂州がフラッシュされる。夏季は波浪も小さく、100m前後の川幅が維持され、再び秋季より冬季にかけて閉塞傾向を強めていくというパターンを繰り返している。

この河口砂州形状は、左岸から延びたかたちで存在しており、砂州は波浪、流量の変化によって時々刻々変動している。図-3.4.1～3.4.4は、季節別にみた河口変化図の一部であるが、この図より季節別の平均的な砂州開口幅を求めてみると、

春（3～5月） 約50～100m

夏（6～8月） 約100～150m

秋（9～11月） 約150～50m

冬（12～2月） 約30～50m

となる。これは冬季の流量減と波高の増加による砂州開口幅の減少、春季の融雪出水による開口幅の増加、夏の洪水による開口幅のより増加に対応している。いっぽう、河口左岸砂州部汀線位置の経年変化は、図-3.5に示すように昭和43年～50年までに約40～60m川側に移動し、付近の海岸線も浸食傾向のようである。

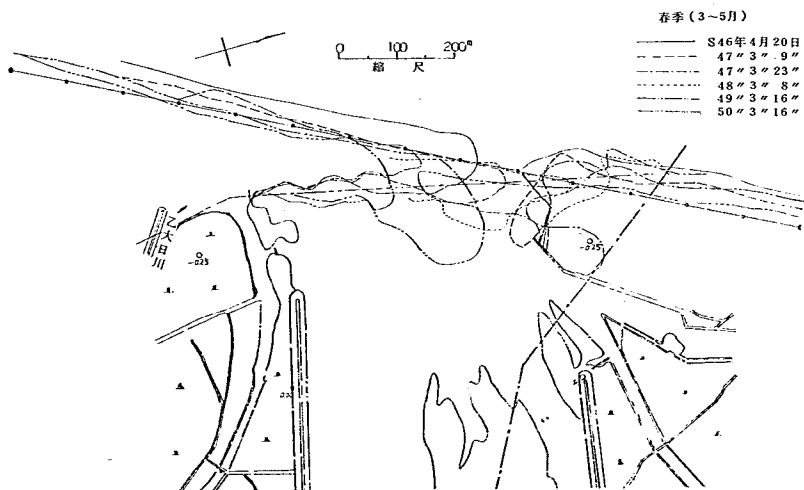


図-3.4.1 荒川河口砂州変化図（春）

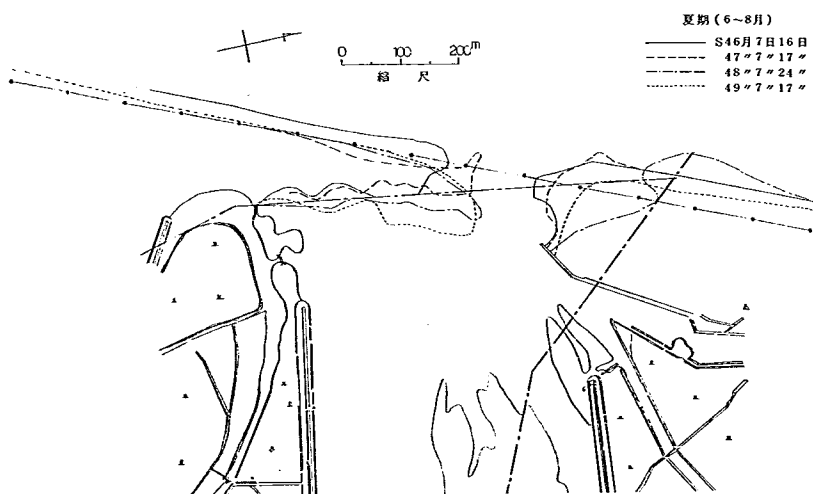


图-3.4.2 荒川河口砂州变化图(夏)

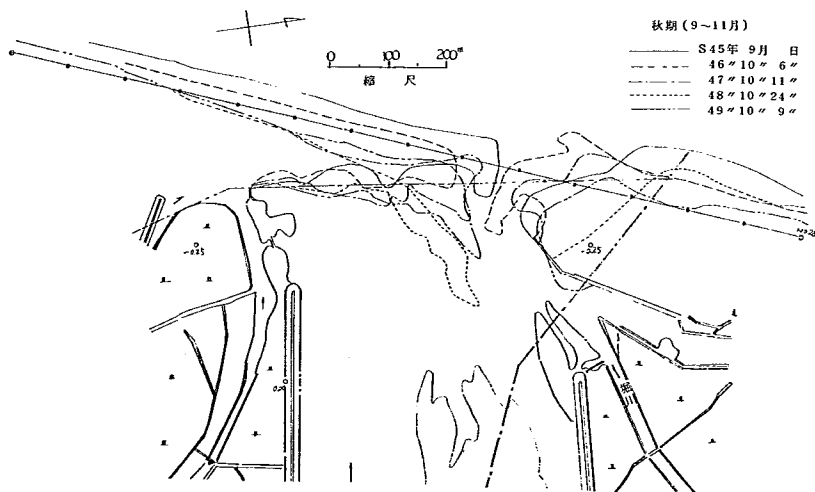


图-3.4.3 荒川河口砂州变化图(秋)

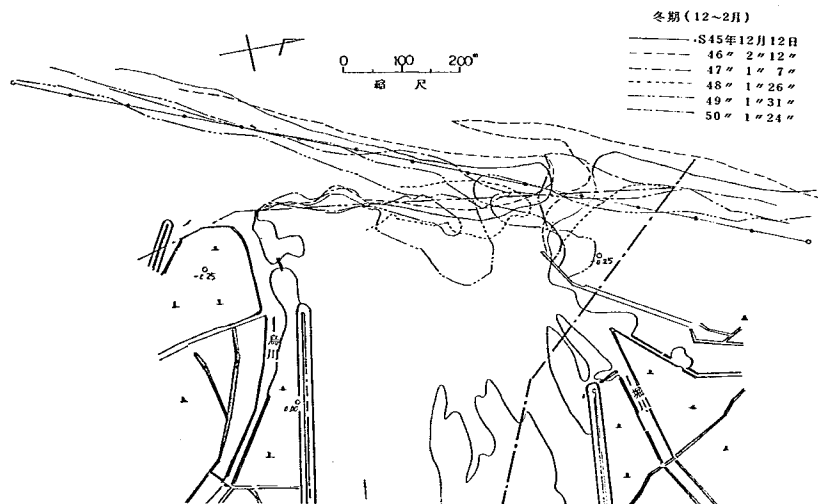


図-3.4.4 荒川河口砂州変化図 (冬)

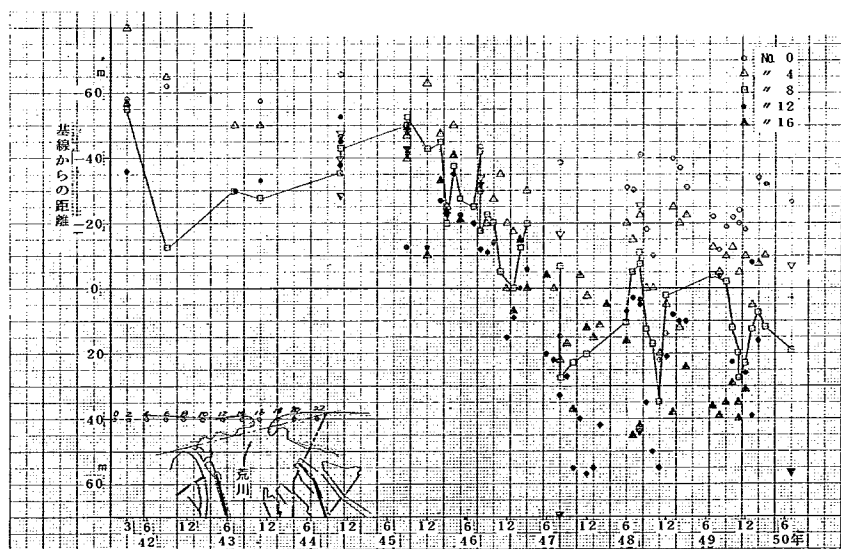


図-3.5 荒川河口左岸汀線位置経年変化図

3.4 海部の底質材料と海浜形状

荒川河口付近の海床および砂州部の粒度調査結果は図-3.6に示すごとく、砂州および汀線部の平均粒径は、0.4~0.9 mmの範囲に分布し、沖合500~1000 mではほぼ0.1~0.2 mmとなっている。いっぽう、海浜形状は図-3.7の深浅図、および図-3.8.1~3.8.3の海浜縦断面図に示すように沖合300 m付近に沿岸砂州が生じており、前浜勾配は1/10~1/20、沖浜勾配が1/100~1/200となっている。また河口前面および右岸側では、流出土砂によるものか、左岸海浜部より浅くなっている。海浜形状の経年変化は、図-3.9.1~3.9.8のように沿岸砂州より沖合では、変化は少ないが、前浜から外浜では変化が大きく、また前浜部では、汀線変化と同様浸食傾向であることがわかる。

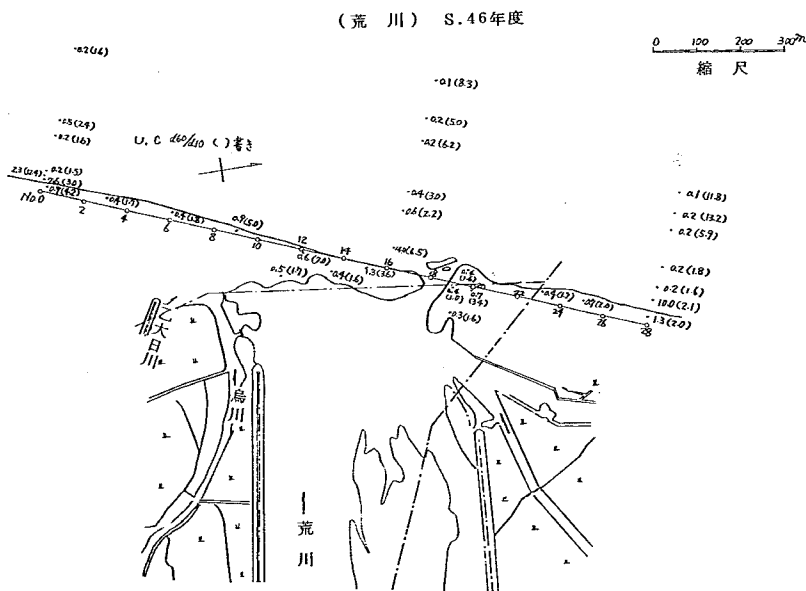


図-3.6 底質材料平均粒径の分布 (mm)

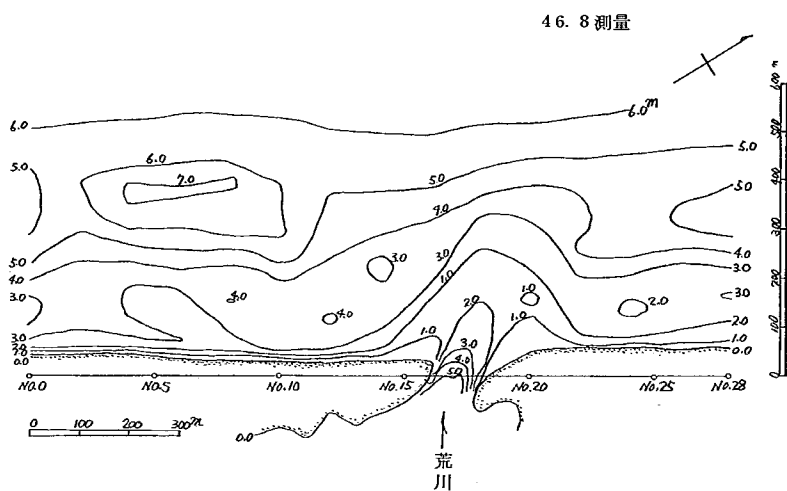


図-3.7 深 浅 図 (荒川)

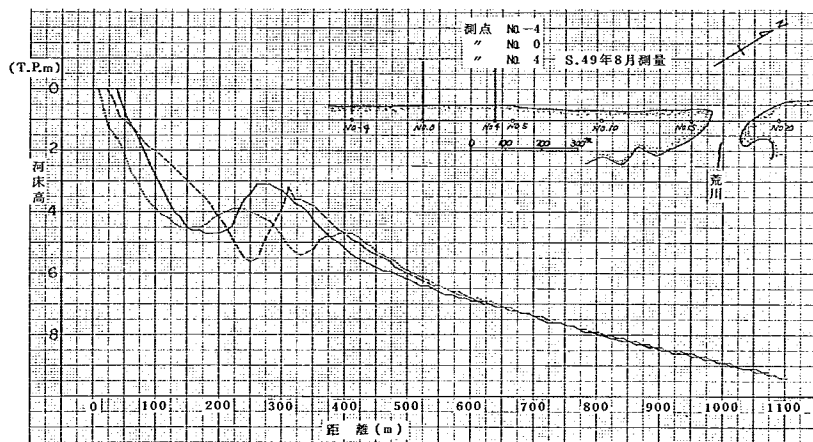


図-3.8.1 海浜勾配図 (荒川河口)

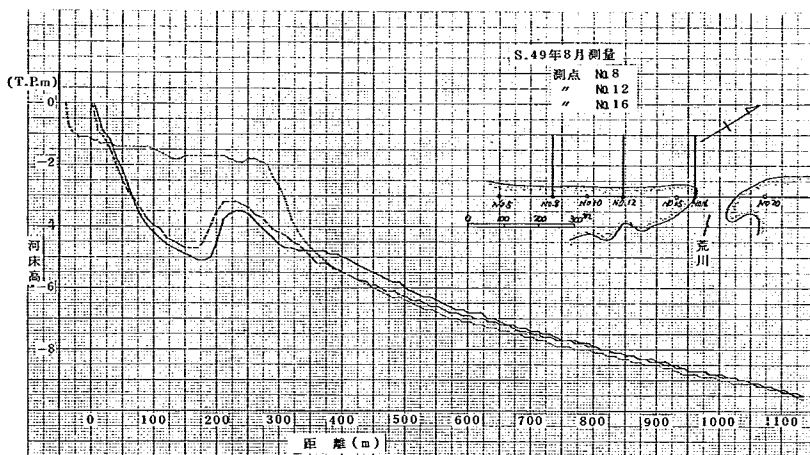


图-3.8.2 海浜勾配図(荒川河口)

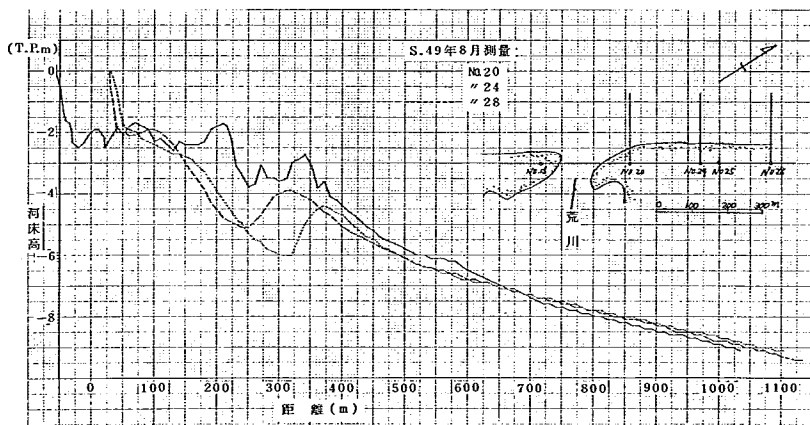
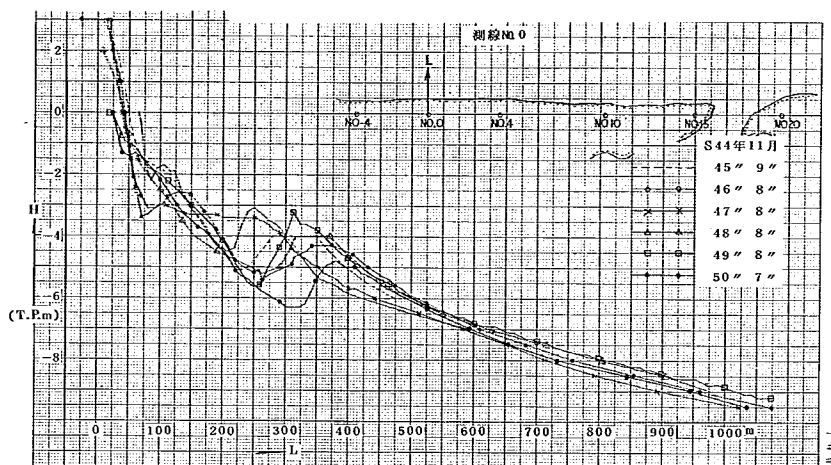
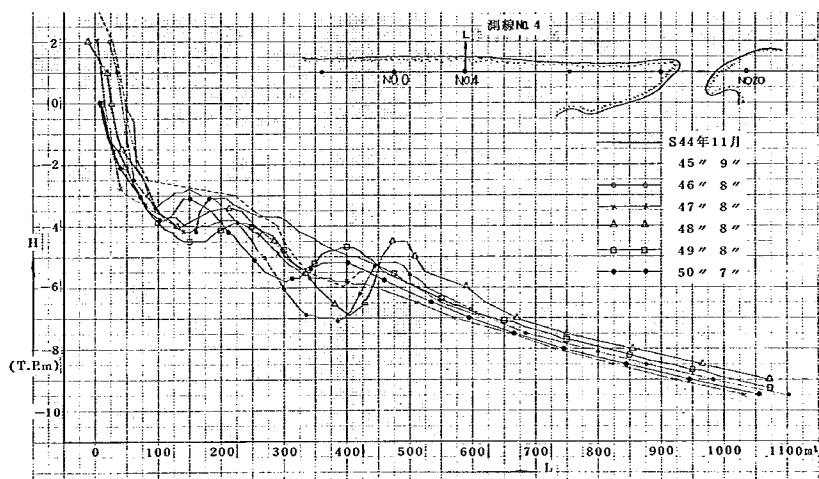


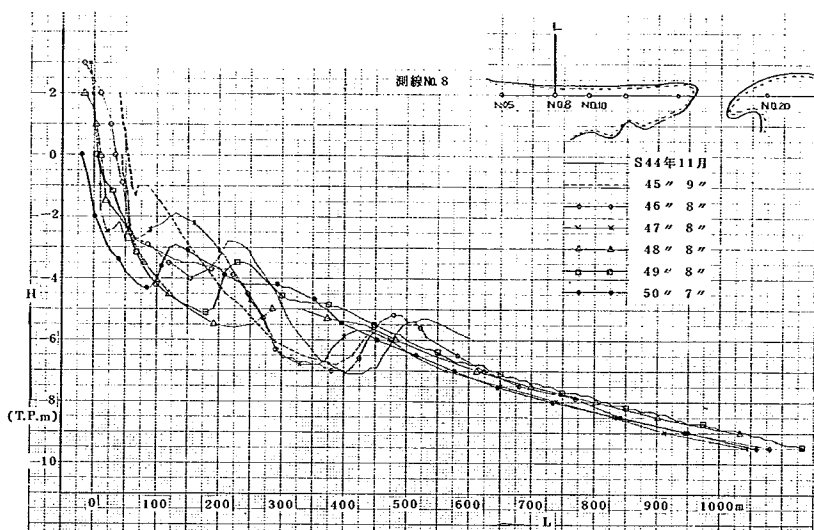
图-3.8.3 海浜勾配図(荒川河口)



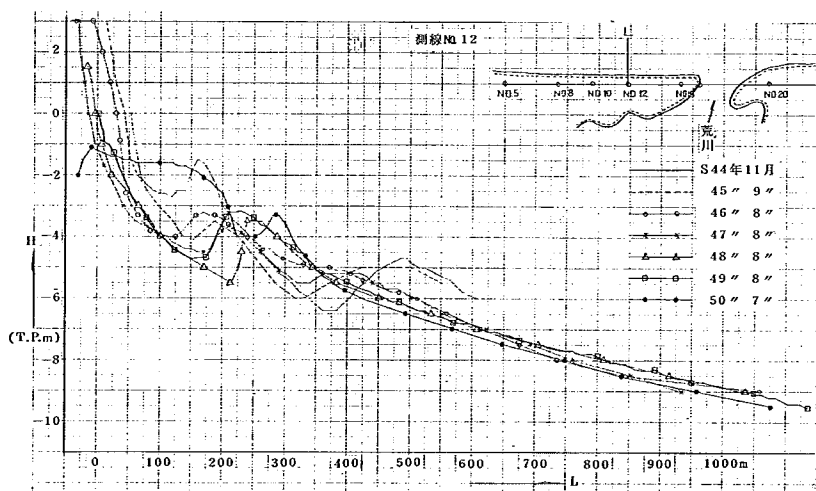
图—3.9.1 海滨形状历年变化图



图—3.9.2 海滨形状历年变化图



图—3.9.3 海滨形状历年变化图



图—3.9.4 海滨形状历年变化图

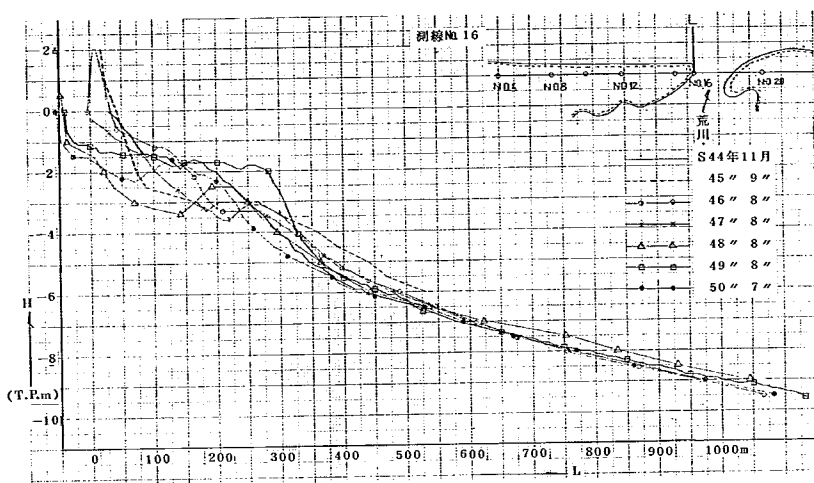


図-3.9.5 海底形状経年変化図

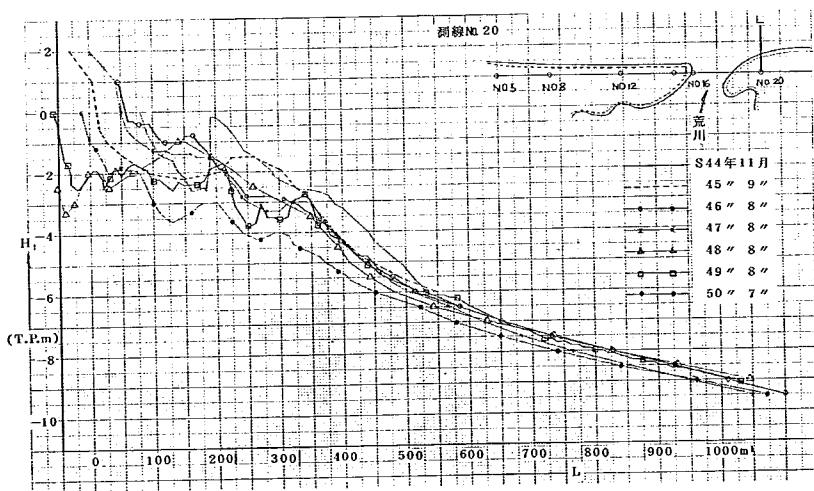


図-3.9.6 海底形状経年変化図

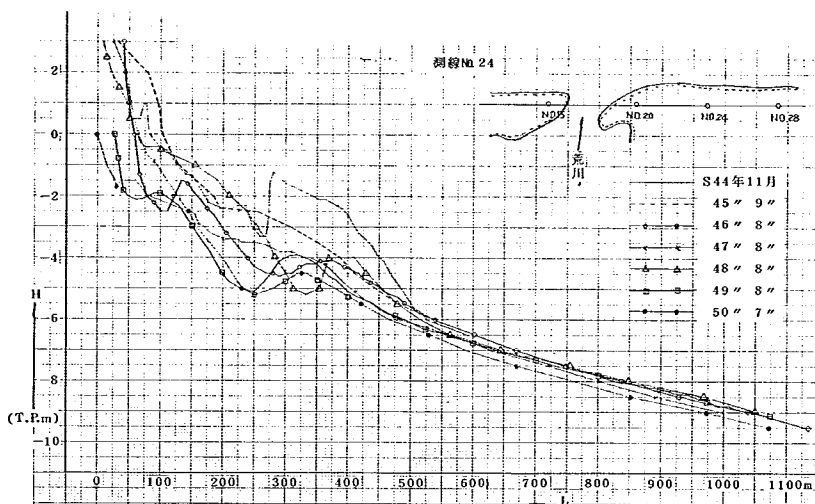


图-3.9.7 海浜形状経年変化図

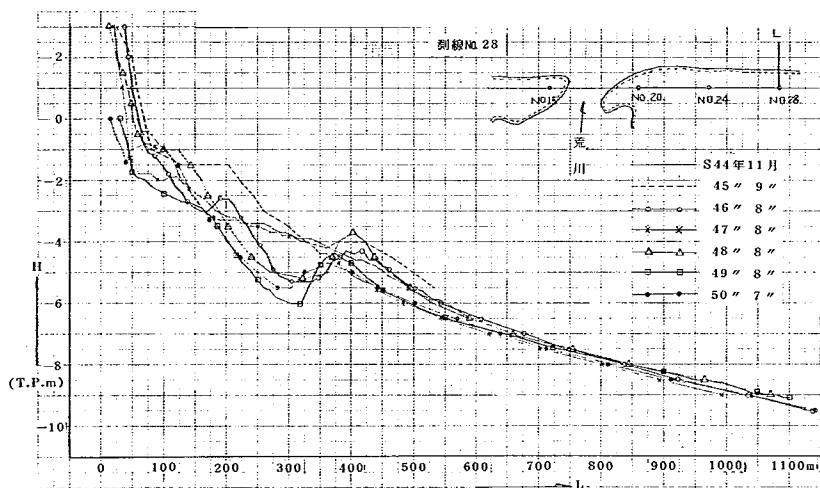


图-3.9.8 海浜形状経年変化図

3.5 風

荒川河口部（左岸0.25 Km）における観測資料によれば、図3.10の季節別風向頻度図に示すように、河口砂州の伸延する冬季の季節風は、NW方向すなわち江線と直角方向からの頻度が多く、また全年を通じてNW方向が卓越している。いっぽう、春から秋にかけては、E～SE方向が支配的であるが、この風向は内陸から海に向かう風であり、波におよぼす影響は小さい。

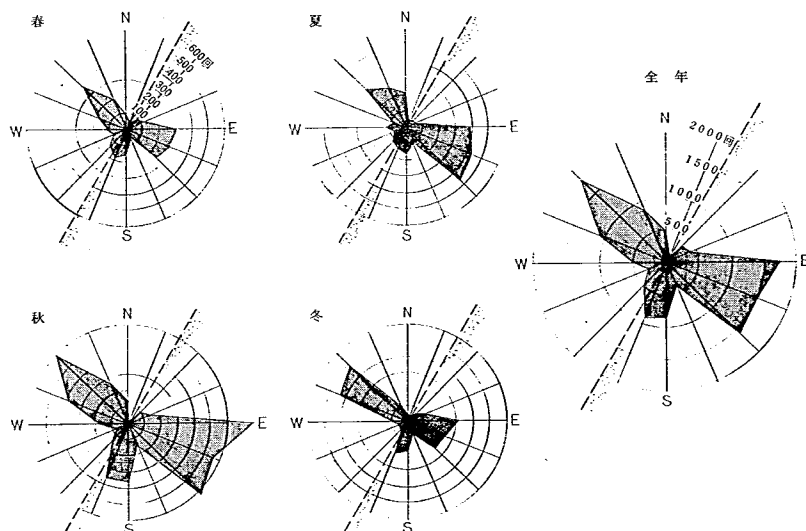


図-3.10 荒川河口季節別風向頻度図（S46.9～S48.12）

3.6 波 浪

表-3.2は、荒川河口北約5 Kmの地点に位置する岩船港の水深-8 mの海中において、水圧式波高計を用いて観測された記録である。この資料によれば、波高1.0 m以下の波が6.2%を占め、1.0 m～2.0 mの波が2.0%、2～3 mが8.5%、3～4.5 mが8.5%である。また周期別では、6.1～7 secが2.6%を占め、5.1～6 sec、7.1～8 secおよび8.1～9.0 secがそれぞれ1.5～1.6%で、5.1～9 secの範囲の周期が全体の約7.4%を占めている。これらの波高、周期出現率図を図-3.11に示す。他に季節別の資料として荒川河口の南約2.5 Km地点の聖籠海岸東工業港での季節別波高出現率図を図-3.12に、波高周期別頻度表を表-3.3に示す。

表-3.2 岩船港波高別周期別頻度表 (S.4 5.4~4 7.1 2)

(岩船港-8.0 m)

周期 (sec) 波高m	3.1 ~ 4.0	4.1 ~ 5.0	5.1 ~ 6.0	6.1 ~ 7.0	7.1 ~ 8.0	8.1 ~ 9.0	9.1 ~ 10.0	10.1 ~ 11.0	11.1 ~ 12.0	12.1 ~ 13.0	13.1 ~ 14.0	計	%	累加 %
0~0.5		127	255	447	109	19	3					960	27.6	27.6
0.51~1.00	81	177	247	285	252	128	39	5	1			1215	35.0	62.6
1.01~1.5	2	5	31	95	76	123	38	16	2	1		389	11.2	73.8
1.51~2.0			9	49	68	96	52	19	12	1		306	8.8	82.6
2.01~2.5			6	13	33	52	41	8	5	4		162	4.7	87.3
2.51~3.0				7	10	44	46	19	4	1	1	132	3.8	91.1
3.01~3.5		1		4	16	29	26	14	10	3		103	3.0	94.1
3.51~4.0		1		1	7	20	21	44	20	4		118	3.4	97.5
4.01~4.5					1	6	14	33	14	5	2	75	2.1	99.6
4.51~5.0					2		4		6	1	2	15	0.4	100
5.01~5.5							1					1		100
計	83	311	548	901	574	517	285	158	74	20	5	3476		
%	2.4	8.9	15.9	26.0	16.6	15.0	8.2	4.4	2.1	0.4	0.1			
累加%	2.4	11.3	27.2	53.2	69.8	84.8	93.0	97.4	99.5	99.9	100			

表 3.3 新潟東港波高別周期別頻度表 (S.4 8.1~5.1.1.2)

(新潟東港-2.6 m)

周期 (sec) 波高(m)	静穏	2.1 ~ 3.0	3.1 ~ 4.0	4.1 ~ 5.0	5.1 ~ 6.0	6.1 ~ 7.0	7.1 ~ 8.0	8.1 ~ 9.0	9.1 ~ 10.0	10.1 ~ 11.0	11.1 ~ 12.0	12.1 ~ 13.0	13.1 ~ 14.0	計	%	累加 %
0~0.5	3.786	54	318	1,331	1,235	636	193	49	1					7,603	47.3	47.3
0.51~1.00			173	636	889	1,000	463	94	15					3,330	20.7	68.0
1.01~1.5				125	408	541	537	174	14	1	2			1,802	11.2	79.2
1.51~2.0				4	193	426	376	241	43	5				1,288	8.0	87.2
2.01~2.5					33	274	368	215	68	5				963	6.0	93.2
2.51~3.0						68	246	189	62					565	3.5	96.7
3.01~3.5						5	75	160	61	16	6	1		324	2.0	98.7
3.51~4.0							9	47	46	22	6	1		131	0.8	99.5
4.01~4.5								6	26	17	7	4		60	0.4	99.9
4.51~5.0									5	9	4	2		20	0.1	100
5.01~5.5							1		1							
計	3.786	54	491	2,096	2,758	3,010	2,268	1,175	341	75	25	8		16,086		
%	23.5	0.3	3.1	13.0	17.1	18.7	14.1	7.3	2.1	0.5	0.2	0.1				
累加%	23.5	23.8	26.9	39.9	57.0	75.7	89.8	97.1	99.2	99.7	99.9	100				

表-3.4 荒川河口波向出現回数

年 月	W	NW	N	計	摘 要
4 6. 9	8 (0.2 1)	2 5 (0.6 4)	6 (0.1 5)	3 9 (1.0 0)	
1 0	6 (0.1 5)	2 5 (0.6 4)	8 (0.2 1)	3 9 (1.0 0)	
1 1	1 1 (0.2 1)	3 3 (0.6 3)	8 (0.1 6)	5 2 (1.0 0)	
1 2	2 (0.0 3)	5 2 (0.9 0)	4 (0.0 7)	5 8 (1.0 0)	
4 7. 1	1 (0.0 3)	3 2 (0.9 7)	0	3 3 (1.0 0)	
2	0	4 1 (0.7 3)	1 5 (0.2 7)	5 6 (1.0 0)	
4 9. 7	8 (0.1 9)	2 2 (0.5 2)	1 2 (0.2 9)	4 2 (1.0 0)	
8	1 3 (0.2 1)	2 3 (0.3 7)	2 6 (0.4 2)	6 2 (1.0 0)	
9	7 (0.1 2)	3 9 (0.6 6)	1 3 (0.2 2)	5 9 (1.0 0)	
1 0	1 4 (0.2 3)	1 8 (0.2 9)	3 0 (0.4 8)	6 2 (1.0 0)	
1 1	5 (0.0 8)	2 3 (0.3 8)	3 2 (0.5 4)	6 0 (1.0 0)	
1 2	2 (0.0 3)	4 8 (0.7 7)	1 2 (0.2 0)	6 2 (1.0 0)	
5 0. 1	3 (0.0 5)	4 9 (0.7 9)	1 0 (0.1 6)	6 2 (1.0 0)	
2	0	4 9 (0.8 8)	7 (0.1 2)	5 6 (1.0 0)	
3	6 (0.1 3)	3 8 (0.7 9)	4 (0.0 8)	4 8 (1.0 0)	
計	8 6 (0.1 1)	5 1 7 (0.6 5)	1 8 7 (0.2 4)	7 9 0 (1.0 0)	

これによれば、現地の海浜変形に支配的な大きな波の発生するのは、冬季に集中しており、他の季節では波高 1.0 m 以下が大部分である。

いっぽう、波向は荒川河口において目測により、昭和 4 6 年 9 月～昭和 4 7 年 2 月、昭和 4 9 年 7 月～昭和 5 0 年 3 月までの観測を実施しており、その結果は表-3.4 のとおりである。これより季節別および全観測の波向出現率を示したのが図-3.13 である。波向は全年を通じ汀線と約直角の NW 方向が卓越しており、また大きな波が発生し、河口砂州の伸延する冬季の波向も NW 方向が圧倒的に多く、全体の 8 0

％以上を示している。

S.454~S.47.12

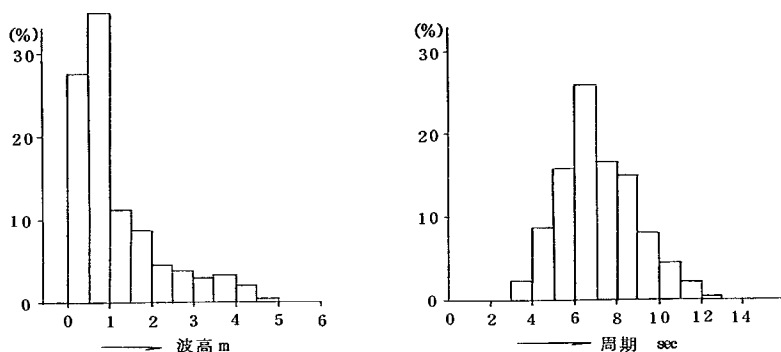


図 3-11 波高、周期出現率図(岩船港 - 8.0 m)

S. 48 年 1 月 ~ 51 年 12 月

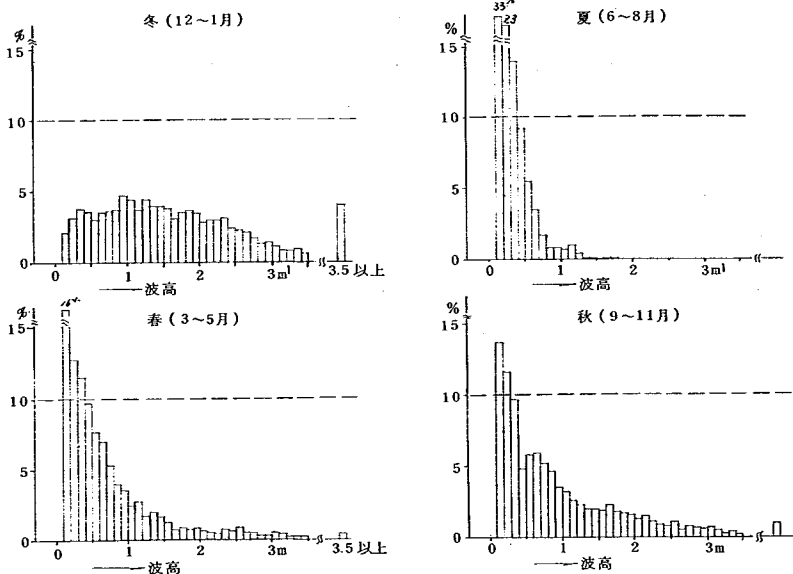


図 3-12 波高出現率図(新潟東港 - 2.6 m, $H_{1/2}$)

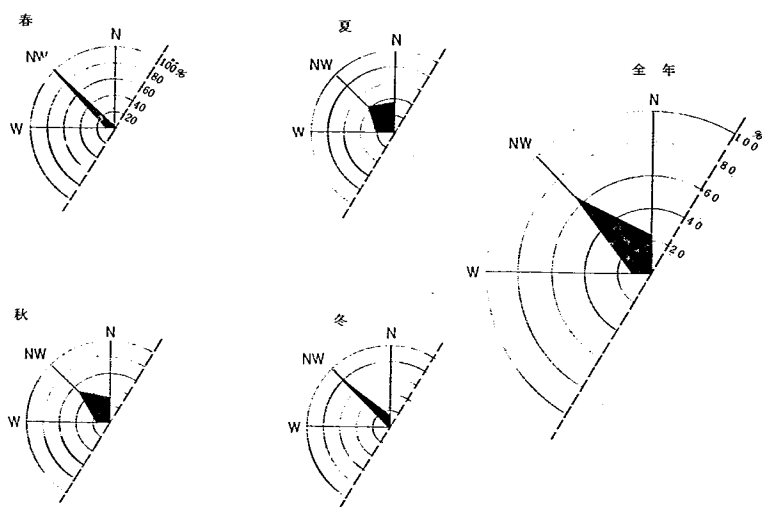


図 3-13 荒川河口波高出現率図 (S46.9~S50.3)

3.7 潮 位

日本海側における潮位差は、大太平洋側に比べて小さく、河口入退潮量の河口閉塞におよぼす影響は少ないと思われる。岩船港において観測された潮位記録によれば、昭和43年~48年の間における朔望平均満潮位は約 T. P 0.75 m、平均潮位は T. P 0.51 m である。

また、昭和38年~47年の間に発生した最高潮位は T. P 1.27 m となっている。

4. 河口処理工の問題点³⁾

現在処理工法として一般に採用されている構造物は、導流堤、暗渠や水門などであるが、そのほかに人工開削によって河積を維持する方法も利用されている。

これらの処理工法は、河川規模、河口部地形および社会経済環境等の相違によって、個々にその規模や内容に応じた工法が採用されている。ここではこれらの工法の概要と問題点について述べよう。

(1) 導流堤

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、その工事目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。治水効果を目的で実施する場合は、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抑えることである。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（水深3～4 m以上）、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、その突出し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浸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。

一般に海岸沿いの一方向に卓越した漂砂の移動がある場合、自然の海浜以外、いかなる構造物が海中に延びても、その漂砂上手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。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、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処理できればよいが、その以上の場合には施工することによって生ずる二次的影響と対策についても計画時に正しく把握しておくことも必要である。

(2) 暗 渠

この工法は、河口の砂州部に暗渠を設けて河水を海に放流するもので、通常陸側には水門を設置し、その先端は平常潮位の汀線付近に止めて、しかも波が直接暗渠内に進入しないよう、先端の流出口を横

向きにする。この工法の利点は河口砂州の変動に無関係に河水を放流することができ、また海中にはほとんど突出させずにすむので海底の安定をそこなうことが少ない。欠点としては先端部の基礎をとくに強固にせねばならぬこともあって、一般に工事費が高いことである。また流量の大きい場合も工費の点で採用しにくく、砂州上流地盤高の高い小河川に適用される。

(3) 水 門

せき上げ貯留水を一時に放出して砂州をフラッシュするとともに、波による水門前面の洗掘作用を利用して、河口の維持を図るもので塩水、波浪および高潮の侵入を防止できる。水理的には有理であるが、維持および工費の面での難点がある。

(4) 人工開削

本工法は中小河川ではかなり採用されているが、大河川でも暫定的処理対策として用いられている。これには二つの方法があり、一つは河口付近を大幅に掘削し、半恒久的に水深と河積維持を図ろうとするもの、他の一つは、砂州の一部を開削して河水の排除を容易にし、出水時の砂州フラッシュを助けるものである。

ただし閉塞直後に出水があった場合、大きな被害を受ける恐れがある。

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しなせば、

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

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

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、

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

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

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。

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

ここで

$$\frac{u_p}{u_m} = u_r, \quad \frac{t_p}{t_m} = t_r, \quad \frac{h_p}{h_m} = h_r, \quad \frac{x_p}{x_m} = x_r, \quad \frac{n_p}{n_m} = n_r, \quad \frac{-i_p}{-i_m} = i_r$$

とおくと (5.5) 式は,

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

(5.6) 式において径深 $R \sim h$ 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,

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

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

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

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

となる。なお断面積と流量の縮尺はそれぞれ,

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

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

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,

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

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あたるかを示す式である。

3) n_r について

n_r は (5.10) 式によって水平, 鉛直縮尺が決まると固定床模型実験の場合, n_r は河床面に相度

石等をあたえ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。

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

$$f = 1/8 (u_* / u_{*c})^{-2} = \frac{8 g n^2}{R^{1/3}} \quad (5.15)$$

である。今 f_r を求めると、

$$f_r = \frac{g n_r^2}{R_r^{1/3}} = \frac{h_r^{4/3} X^{-1}}{h_r^{1/3}} = h_r \cdot X_r^{-1} \quad (5.16)$$

となる。これより $h_r = X_r$ の場合には $f_r = 1$ つまり $(u_* / u_{*c})_r = 1$ 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、模型を歪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。)

平均粒速公式として対数公式を使えば

$$u_* / u_{*c} = (6.25 + 5.75 \log_{10} R / k_s) \quad (5.17)$$

であり、(5.17) 式より $(u_* / u_{*c})_r = 1$ であるには $(R / k_s)_r = 1$ つまり、 $k_{s,r} = h_r$ 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 $k_s = d$ 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、砂れん、砂堆、反砂堆など河床形態を変化させ、flat bed のように粒径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。

4) 移動床における抵抗則と流砂量

前述したことは、移動床における抵抗と流砂量の相似律を知ることを要求する。移動床流れにおける相似則は次元解析より、

$$\pi \lambda = f(u_* d / \mu, u_*^2 / s g d, H / d, B / H, S, d / \sigma) \quad (5.18)$$

で表わせる。抵抗則として抵抗係数 f と取れば $\pi \lambda = f$ であり、流砂量を取れば $\pi \lambda = q s / u_* d$ となる。ここで、 u_* ; 摩擦速度、 d ; 平均粒径、 s ; 底質の水の中相対密度 ($\rho_s / \rho - 1$)、 H ; 水深、 g ; 重力加速度、 B ; 川幅、 σ ; 底質の標準偏差

均一粒径の場合 $d > 0.02$ cm 以上であれば $\frac{u_* d}{\mu}$ の影響は小さく、⁹⁾

$$\pi \lambda = f(u_*^2 / s g d, H / d, B / H, S) \quad (5.19)$$

(5.19) 式によれば、無重の模型で粒径を長さスケールの縮尺によって縮めた材料を移動床材料とすれば、粗度河床変動、流れの相似性が成立することを示している。河床材料が混合粒径の場合には粒

度分布を模型と現地で同一とすれば良い。なお時間スケールは長さ÷速度であるから、フルードの相似則より求まる時間と等しい。

5) 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元現象であり、

$$u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = -g \frac{\partial h}{\partial x} + Ex \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + Ey \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \quad (5.20)$$

$$u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = -g \frac{\partial h}{\partial y} + Ex \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + Ey \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \quad (5.21)$$

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(5.20)に代入すると、

$$U_* \frac{\partial U_*}{\partial x_*} + V_* \frac{\partial U_*}{\partial y_*} = -\frac{gh_0}{U_0^2} \frac{\partial h_*}{\partial x_*} + \frac{ExU_0}{x_0^2} \frac{\partial^2 U_*}{\partial x_*^2} + \frac{EyU_0}{x_0^2} \frac{\partial^2 U_*}{\partial y_*^2} \quad (5.22)$$

(5.21) 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、

$$(Fr)_r = \frac{v_0}{g_0 h_0} \quad r = 1 \text{ つまり } v_r = \sqrt{h_r} \quad (5.33)$$

$$(R_{ex})_r = \frac{U_0 X_0}{Ex} \quad r = 1 \text{ つまり } E_{xr} = U_r X_r \quad (5.34)$$

$$(R_{ey})_r = \frac{U_0 X_0}{Ey} \quad r = 1 \text{ つまり } E_{yr} = U_r X_r \quad (5.35)$$

であれば良い。ところで、Free Jet の場合

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

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

ところで $K_r = 1$, $b_r = 1$, $U_{maxr} = U_r$ であるので、(5.34) 式は成立する。また(5.22) 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幅、流速分布は洪水時や、密度流のおよぼす影響がないものとすればほぼ相似すると考えられる。

6) 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 u の比が重要な要因となる。 w/u 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/u 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が望ましい。

7) 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、

$$\left. \begin{aligned} x_r &= y_r = h_r = l_r \\ U_r &= u_r = w_r = h_r^{1/2} \\ l_r &= h_r^{1/2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.36)$$

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。

8) 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。

9) 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と同一地点でなければ、海底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、 $T \geq 0.7$ 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 $T \geq 2$ sec でないと縮尺の効果が入ってくることを示している。

10) 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、波速が深水重力波のそれに比べて約 5 割程度増加する。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。

11) 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、これに直方向に 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_{yy} とすると、流砂の連続式は、

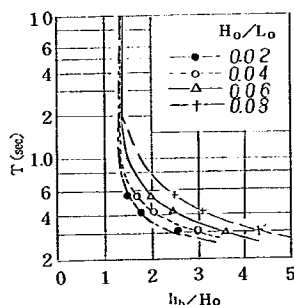


図 - 5.1 砕波水深におよぼす周期の効果

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{1}{(1-\lambda)} \left(\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} \right) \dots\dots\dots (5.37)$$

となる。これより河床面の相似性で述べた同様の方法で

$$l_{xr} = (1-\lambda) r \cdot x_r \cdot h_r \cdot q_{xrr}^{-1} = (1-\lambda) r \cdot x_r \cdot h_r \cdot q_{xyr}^{-1} \dots\dots\dots (5.38)$$

ここで l_{xr} 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 (5.38) 式は

$$l_{xr} = l_r^2 \cdot q_{xrr}^{-1} = l_r^2 \cdot q_{xyr}^{-1} \dots\dots\dots (5.39)$$

となる。(5.39) 式より $q_{xrr} = q_{xyr}$ であり、方向に無関係な漂砂量 qs は、

$$l_{xr} = l_r^2 \cdot q_{xr}^{-1} \dots\dots\dots (5.40)$$

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。

1 2) 海床変化の相似性⁵⁾について

均一粒径海床の場合、海床変化の相似性は、

$$h/L_0 = f(X/L_0, H_0/L_0, \sqrt{gH_0}/w_0, S, \sqrt{\mu}(H_0)^{1/4} g^{3/4}/w_0^2, i_0) \dots (5.41)$$

で表わせる。ここで右辺第五項は、粒径が極端に小さくなければその影響は二次的である。ここで h は水深、 x は基準点よりの距離、 H_0 、 L_0 : 沖波波高と波長、 w_0 : 沈降速度、 i_0 は初期形状。

よって、 H_0/L_0 、 $\sqrt{gH_0}/w_0$ 、 S と同一とするように波と底質材料を選べば、海床変化の相似性が成立する。しかしながら、現地海浜の d は小さく、一方模型の海浜移動床材料として使えるのは 0.1 mm ぐらいまでであり、通常は移動床の材料の相似律を合わせることができない。したがって S の小さな材料を使い H_0/L_0 と $\sqrt{gH_0}/w_0$ のみを合わせるのが普通である。 S の効果は 0.5 ぐらいまでだったらそれほど大きいものではなく、ある程度海浜の相似が成立することが分っている。なお移動限界水深は底質が小さくなると $\sqrt{\mu}(H_0)^{1/4} g^{3/4}/w_0^2$ の影響を受けるが、模型実験の目的から言えば碎波点より岸側の現象が大切であるから、それほど考慮しなくても良いと思われる。なお $\sqrt{gH_0}/w_0$ は底質の動きやすさの指標と考えて良い。

1 3) 河口密度流の相似性におよぼす影響

河口が導流堤等によって守られると河口水深が増加し、河口には塩水くさびが存在するようになる。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、砂州に対して浸食力が実物の方が強い。
- ロ) 上層の流速が速いと、二層流の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。

などがある。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が生じるであろう。波による砂州の発生の実験には、河水の影響が小さくなる恐れがある。

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。

5.2 荒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）と波の実験を施設の関係で同一模型を使用することができないため、別々に行なった。

5.2.1 洪水による砂州のフラッシュに関する実験の模型縮尺

模型実験は縮尺を与えれば(5.7)～(5.12)式のフルードの相似則によって、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実験の場合、模型に使う河床材料に従属であり、自由に変化させることができないので、(5.19)式にしたがう底質材料を選ぶことが必要である。よってここでは底質材料より縮尺を決定し、粗度、河床変動、流れの相似性を成立させようとするものである。

(5.19)式によれば、無歪の模型縮尺は、 $(s.d)_r = h_r$ とすればよいので、実験に用いる底質材料によってその縮尺は求まる。実験に用いた河床材料は図-5.2に示す平均粒径 $d_m = 0.18 \text{ mm}$ 、比重 $\rho_s = 2.65$ の砂と図-5.3に示す $d_n = 0.21 \text{ mm}$ 、比重 $\rho_s = 1.50$ の石炭粉であり、現地砂州部の平均粒径は $d_n = 0.63 \text{ mm}$ であるので、その縮尺は、砂の場合

$$(s.d)_r = h_r = \frac{(\rho_s/\rho - 1)_p}{(\rho_s/\rho - 1)_n} \cdot \frac{(d_n)_p}{(d_n)_n} = \frac{1.65}{1.65} \times \frac{0.63}{0.18} = 3.5$$

石炭粉を用いた場合の縮尺は

$$(s.d)_r = h_r = \frac{1.65}{0.5} \times \frac{0.63}{0.21} = 9.9$$

となる。

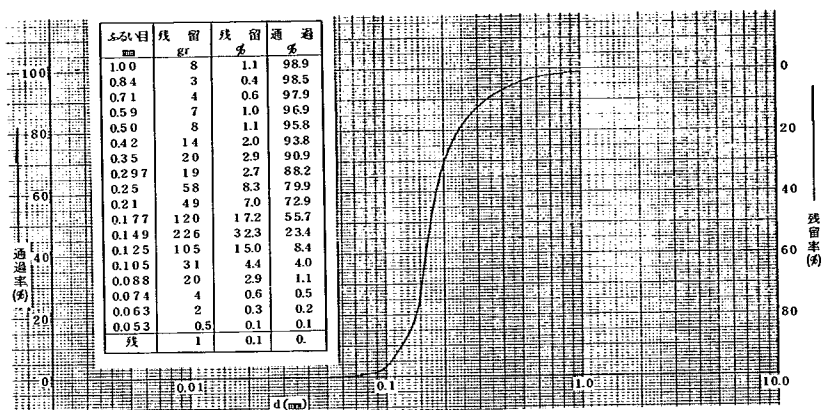


図-5.2 粒度分布図(砂)

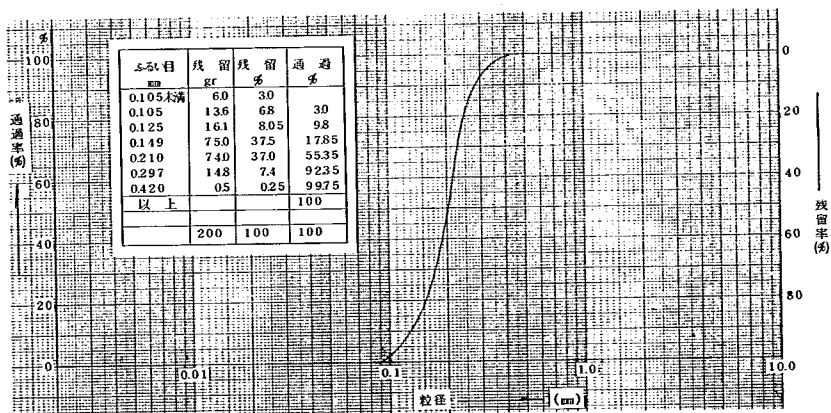


図-5.3 石炭粉の粒度分布

1) フルードの相似則

縮尺が決れば力学的相似は、フルードの相似則より次のようになる。

○砂を使用した場合

$$x_r = h_r = 3.5$$

$$Q_r = x_r \cdot h_r^{3/2} = 22.92$$

$$u_r = h_r^{1/2} = 1.87$$

$$l_r = x_r \cdot h_r^{-1/2} = 1.87$$

$$A_r = x_r \cdot h_r = 1.225$$

$$n_r = h_r^{2/3} \cdot x_r^{-1/2} = 1.23$$

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

○石炭粉を使用した場合

$$x_r = h_r = 9.9$$

$$Q_r = 308.38$$

$$u_r = 3.15$$

$$t_r = 3.15$$

$$A_r = 98.01$$

$$n_r = 1.47$$

$$i_r = 1$$

2) 流砂量, 粗度, 河床形態の相似

砂州部のフラッシュのように流れが射流になるような所では, 流砂量がほぼ Brown 式に良く合うとされている。ここでは Brown 式と佐藤, 吉川, 芦田公式 (土研式) を対象にして検討してみよう。

Brown 式型は,

$$qs/u_* d = \alpha \{ u_*^2 / sgd \}^2 \quad (5.42)$$

であるから,

$$Q_{sr} = B_r \cdot q_{sr} = \frac{1}{s_r^2 d_r} \frac{h_r^5}{x_r^{3/2}} \quad (5.43)$$

となり, (5.14) 式より

$$t_{sr} = (1 - \lambda)_r \cdot s_r^2 \cdot d_r \cdot h_r^{-4} \cdot x_r^{1/2} \quad (5.44)$$

となる。土研式は

$$q^*/u_* d = \varphi \cdot F \cdot u_*^2 / sgd \quad (5.45)$$

ここに φ : n の関数, F : τ_o / τ_c の関数, であり同様

$$Q_{sr} = B_r \cdot q_{sr} = \frac{\varphi_r \cdot F_r \cdot h_r^3}{s_r \cdot x_r^{1/2}} \quad (5.46)$$

$$t_{sr} = (1 - \lambda)_r \cdot s_r \cdot x_r^{5/2} \cdot \varphi_r^{-1} \cdot F_r^{-1} \cdot h_r^{-2} \quad (5.47)$$

となる。空隙比 $(1 - \lambda)_r = 1$ とし, 砂の場合 $s_r = 1$, $d_r = 3.5$, $h_r = x_r = 3.5$ であり, $\varphi_r = 1$, $F_r = 1$ とすると (5.43) ~ (5.47) 式より,

$$Q_{sr} = 229.2, \quad t_{sr} = 1.87$$

となる。同礫石炭粉の場合は $s_r = 3.3$, $d_r = 3.0$, $h_r = x_r = 9.9$ であるから,

$$Q_{sr} = 93.45, \quad t_{sr} = 10.38$$

以上のように砂の場合は、模型縮尺比を粒径比としたため、フルードの相似則から求めた時間縮尺と同一となり、石炭粉の場合 S の効果が入ってくる。なお流砂量は河床波の変化によって影響を受ける。

流れのフルード数を同一とすれば、 $F_r = u_* / \sqrt{gH} = \varphi \tau_*^{1/2} (H/sd)^{1/2}$ であるので、 φ は S がちがっていても τ_* 、 H/sd で同じにすればフルード数は一致している。ここに $\varphi = u_* / u_{*c}$ 、 $\tau_* = u_*^2 / sgd$ である。なお石炭粉と砂の場合、dune ripple ならばほぼ同一 φ をもつこと、また flat への移行フルード数もほぼ同一になることがわかっている。⁹⁾

ただし、Antidune flat では φ が同一にならず問題が残る。よってこの違いは実験によって確める。

5.2.2 波による河口模型実験縮尺

波による河口模型実験は、海床変化の相似性で述べたように均一粒径の場合、 H_o/L_o 、 $\sqrt{gH_o}/w_o$ 、 S が相似となるような縮尺を用いればよいが、現地海浜の粒径が小さいため、底質材料を相似にするのは、実験施設のうえからも困難である。したがって S の小さな材料を使い H_o/L_o と $\sqrt{gH_o}/w_o$ のみ合わせるのが普通である。よってここでは図-5.3の粒度分布を示す石炭粉を用い、現地海浜粒径は場所的に異なること、および粒径比からの縮尺等も考慮し、 $x_r = h_r = 3.0$ の無歪模型とした。

1) フルードの相似則

5.2.1 と同様フルードの相似則は

$$\begin{aligned} x_r &= h_r = 3.0 & Q_r &= x_r \cdot h_r^{3/2} = 4.929.5 \\ u_r &= h_r^{1/2} = 5.48 & t_r &= x_r \cdot h_r^{-1/2} = 5.48 \\ A_r &= x_r \cdot h_r = 9.00 & n_r &= h_r^{2/3} \cdot x_r^{-1/2} = 1.76 \\ i_r &= h_r \cdot x_r^{-1} = 1 \end{aligned}$$

2) 流砂量および河床変化より求める $Q_{rr} \cdot t_{rr}$

河川流（洪水）の実験は、前述した模型で行なうがこの模型実験縮尺で一応（5.42）～（5.47）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 式を使ったとき、 $s_r = 3.3$ 、 $d_r = 3.0$ 、 $x_r = h_r = 3.0$ より

$$Q_{rr} = 4.527 \quad t_{rr} = 5.96$$

流砂量として土研式を使ったとき、ただし $\varphi_r = 1$ 、 $F_r = 1$ とする。

$$Q_{rr} = 1.494 \quad t_{rr} = 1.807$$

このように粒径比と模型縮尺比が一致しない場合は、流砂量式によって時間縮尺がかなり異なる。ただし石炭粉の流送特性は Brown 式にはほぼ一致すること、またフルード則による時間縮尺は、 $t_r = 5.48$ であって、この t_r に近い縮尺を選ぶことが適当であるのでこの場合、Brown 式の $t_{rr} = 5.96$ の方が妥当と考えられる。

3) 波による海床変化の相似性

表面張力の影響は、実験波長が 5 cm 以上であるので浅水域を除けば表面張力波の影響はほとんどない。また模型は幾何学的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、護岸等を完全には幾何学的相似に作らず、簡略化してあるので多少の反射率の相違があるものと思われる。

る。

砕波点は周崩がほぼ 1 sec 以上であるので海床形状が相似なら砕波点に関する相似は、ほぼ満足する。

以上のように波の運動の相似はほぼ成立すると考えられるが、これに応じる海床変化の相似がどうであるかが、問題である。

石炭粉の沈降速度 $w_s = 1.0 \text{ cm/sec}$ であり、いっぽう現地砂州部および汀線付近で $d_m = 0.63 \text{ mm}$, $w_s = 7.2 \text{ cm/sec}$ (水温 25°C) によって

$$(\sqrt{gH_s}/w_s)_r = \sqrt{30}/7.2 = 0.76$$

沖側の沿岸砂州のできている付近の粒径は $d_m = 0.4 \text{ mm}$, $w_s = 5.2 \text{ cm/sec}$ (水温 25°C) によって

$$(\sqrt{gH_s}/w_s)_r = \sqrt{30}/5.2 = 1.05$$

となり、汀線付近では、模型がやや動きやすくなると考えられるが、沿岸砂州の発生している付近では、底質の動きやすさはほぼ同じとなり、その位置、高さについてはほぼ相似となるであろう。

以上の結果から汀線付近については、現地で砂州の復元実験が行なわれており、この模型実験においてその相似性を検証することにする。

6. 実験ケースと実験方法

6.1 洪水による砂州のフラッシュと水位に関する実験

6.1.1 実験施設および実験概要

実験は図-6.1の実験水路平面図に示す。幅3.0 m、長さ46.8 mの既設の複々曲水路を一部改造し、現地計画放水路幅(4.5 m)の一部を用いた部分模型で行なった。この水路の上流端には幅1.5 mの堰を有する量水槽があり、下流端は沈砂槽および水位調節用のゲートが取り付けられている。(なお水路床勾配は1/500となっている)。実験に用いた砂州形状は、現地河口および砂州の復元実験等から想定し、図-6.1の砂州形状縦断面図に示すような前浜勾配1/10、砂州幅60 m (T.P 0 m 幅)、砂州高がT.P 1.5 mのときの砂州頂幅10 mとし、砂州の河川側勾配を1/23.2にモデル化したものであり、これが計画高水ハイドログラフ($Q_{max} = 270 \text{ m}^3/\text{s}$)を流し、砂州のフラッシュと水位を検討した。なお、潮位および出発水位はT.P 0.75 mとし、ハイドログラフは水位に対し、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、図-3.3の波形(確率1/50ハイドログラフ)を図-6.2に示すように小流量をカットして、立ち上がりのシャープなA、B波形の2種類を用いて実験を行なった。

実験は砂州整形後、下流からポンプで給水し、上流はゆっくりと流量調節用のバルブを開け、上下流の条件水位まで湛水した。水位が合ったところで実験開始とし、実験中潮位は一定としたので、流量の増減と共にゲートも調節した。

実験中の測定は、水位、河床横断の時間変化の測定と流況の観察である。

砂州のフラッシュは、越流始めてから短時間の変化で終了するので、目視と写真撮影により観察を行ない、水位、河床についても越流時、すなわち水位ピーク時と流量ピーク時はとくに時間間隔を細かに測定した。

6.1.2 実験ケース

実験は、表-6.1の実験条件一覧表に示す6ケースについて行った。このうち実験1~4は石炭粉($d_m = 0.21 \text{ mm}$)を用いたケースで、実験5~6は砂($d_m = 0.18 \text{ mm}$)を用いてさらに模型の縮尺を大きくし、現地に近い条件にて行なったケースである。

また実験3と4は左岸側に開口部を設け、一部開口したときの条件にて行なった。

この開口幅は $Q = 3.0 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度の平水量に対する河口開口幅で幅5.0 m、開口部敷高をT.P 0 mとした。実験5と実験2は河床材料と縮尺の違いによる比較、および実験5と6は砂州形状は同一であるが、流量波形の違いによる背水位や砂州のフラッシュ機構がどう変化するか比較しようとした実験である。

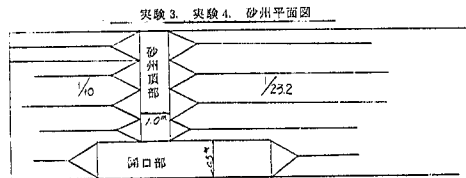
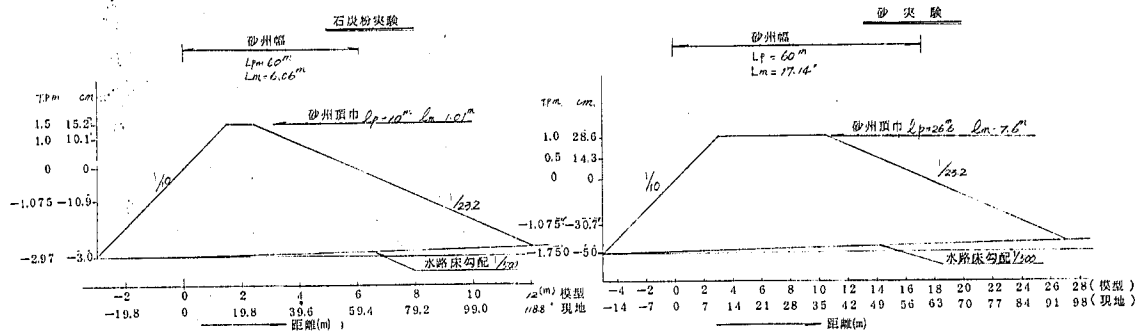
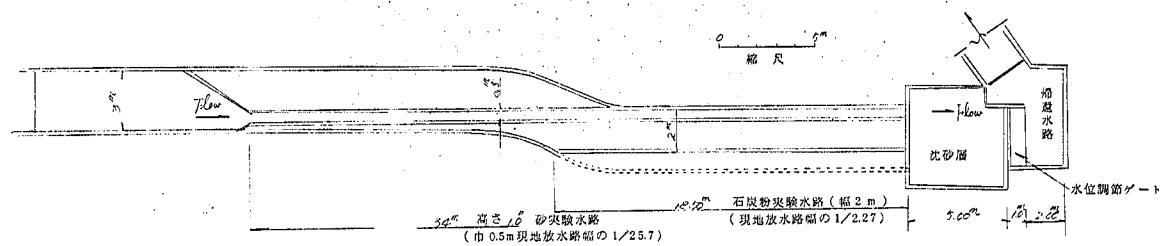


図-6.1 実験水路平面図

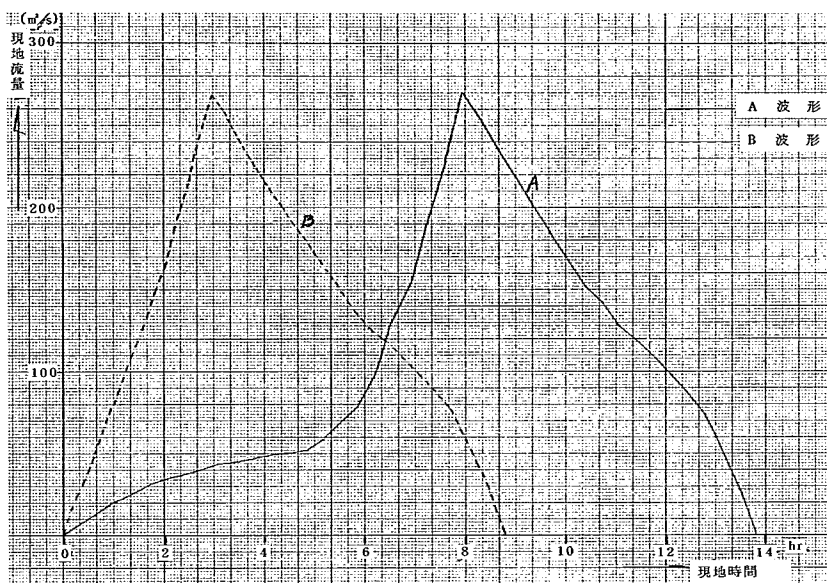


図-6.2 計画高水ハイドログラフ

表-6.1 実験条件一覧表

実験番号	実験の種類	流量波形	砂州高	砂州幅	砂州頂幅	河床材料	粒径	備考
実験1	不 移 定 動 流 床	A波形 $Q_{max}=270\text{m}^3/\text{s}$	T. P 1.5 m	60 m	10 m	石炭粉	$d_n=0.21\text{mm}$ $\rho_s=1.5$	完全閉塞
" 2	"	"	T. P 1.0 m	"	26.7 m	"	"	"
" 3	"	B波形 $Q_{max}=270\text{m}^3/\text{s}$	T. P 1.5 m	"	10 m	"	"	一部開口 開口幅5.0m 敷高T. P 0m
" 4	"	"	T. P 2.0 m	76.5 m	"	"	"	"
" 5	"	A波形 $Q_{max}=270\text{m}^3/\text{s}$	T. P 1.0 m	60 m	26.7 m	砂	$d_n=0.18\text{mm}$ $\rho_s=2.65$	完全閉塞
" 6	"	B波形 $Q_{max}=270\text{m}^3/\text{s}$	T. P 1.0 m	"	"	"	"	"

※ 潮位、出発水位は全ケースT. P 0.75 m

6.2 波による河口模型実験

6.2.1 実験施設および実験概要

実験は、図-6.3の実験施設平面図に示す平水水槽に放水路を製作し、石炭粉を用いて行なった。なお放水路河床高はT.P. - 1.0 m、幅4.5 m、導流堤天端T.P. 2.3 mとし、放水路河口には主として汀線に直角方向について、他に荒川本川左岸堤防に合せて、汀線に対し約75°傾けた場合についても行なった。

この水槽内の造波機は、幅6.0 m、造波板高90 cmの造波機を2基接続したヒンジのベンジュラム型式で、移動することも可能なタイプである。造波能力は波高0~15 cm 周期0.9~2.5 sec の波(ただし水深、周期によって波、波高は異なる)を発生させることができる。

実験は、水槽内へ現地とはほぼ相似な海浜を作った後、現地海浜を形式している卓越波を作用させ、その波に対する平衡海浜を製作した。そしてその海浜に対して放水路から平水流量を流し、波と河川流とによる河口平衡断面の実験、および河口処理工法に関する実験を行なった。測定は、実験時間内に放水路水位の上昇量と、海浜形状(とくに汀線)の変化の測定および写真撮影を行ない、終了間際に海浜流況の観察、撮影と終了後海浜形状の測定を行なうことにより、実験目的についての検討を行なった。

6.2.2 実験の境界条件について

実験は現地と相似な海床を作り、現地と相似な現象を模型に再現させ、それから将来起りうる現象を推察し、その処理対策について検討しようとするものである。しかし波の移動床実験の場合、模型上の境界条件を現地と相似にできないことと、相似律で述べたように底質の粒径が現地では場所的に変化するが、模型では一様粒径を与える。さらに粒径が小さいため、 $\sqrt{gH_o}/w_o$ を同一にするためには大縮尺にするか、異質の材料を使わなければならないという模型上での制約を受けるため、定量的な相似性については疑問である。しかし定性的な相似性については、現地資料を十分に把握し、適当な境界条件を与えることにより、現地との対応を明確にできるものと思われる。

実験に用いた波の入射方向は、海象特性の荒川河口での風向頻度、および、波向出現率等で述べたように、全年を通じ汀線と直角方向のNW方向が卓越しており、また河口砂州の伸延する冬季の季節風および海浜形状を決める波向もNW方向が圧倒的に多い。よって波の入射方向は汀線と直角方向を用いた。いっぽう波高も同様、現地の海浜変形に支配的な大きな波の発生するのは、冬季に集中しており、他の季節では波高1.0 m以下が大部分である。普通波形勾配0.02前後では、砂州の打ち上げ高 H_R と沖波波高 H_o との関係は大体 $H_R/H_o \approx 1$ である。⁵⁾ 現地海浜の砂州高は約2 m程度となっているので、現地海浜を形成している卓越波高は $H_o = 2$ m位と推測される。

実験はこれらの結果、および波高資料より、 $H_o = 2.0$ m、 $T = 8$ sec と $H_o = 3.0$ m、 $T = 9$ sec の2種類とした。

6.2.3 実験ケース

実験は表-6.2.1~6.2.2の実験条件一覧表に示すケースについて行なった。なお実験I~IIは放水路河口を汀線に直角方向とした場合である。

以下に各ケースについての概略を記する。

図-6.3 実験施設平面図

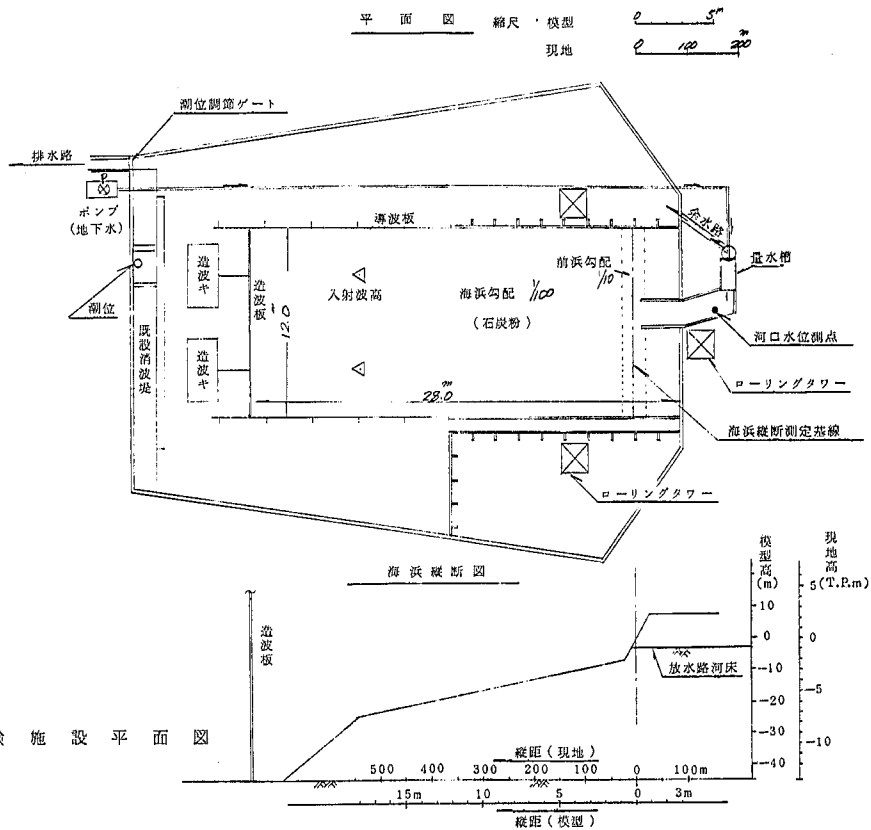


表-6.2.1 実験条件一覧表

実験番号	放水路 流量	潮位	波浪条件					実験時間 (模型)	ラバーダム諸元		海浜初期形状	備考
			波高 H	相当沖波 波高 H_0	周期 T	H_0/L_0	波向		ダム 天端高	ダム位置		
実験 I	砂州復元実験	①	T. P. m 0.50	1.0	109	sec 7	0.0143	江陵に 直角方向	時間 1.5		平衡海浜形状	
		②	0.57	1.41	1.52	8	0.0152	"	10		①の海浜形状	
		③	0.65	1.80	1.94	8	0.0194	"	16		② "	
		④	0.81	2.26	2.43	8	0.0243	"	6		③ "	
	平衡海浜実験		0.75	1.90	1.99	8	0.020	"	6		前浜勾配 1/10, 沖 浜勾配 1/100 の形状	一様勾配の海浜に整形後 2 m の波 高に対する平衡海浜を作る。
	実験 I-1	m ³ /sec 3	0.75	2.05	2.15	8	0.022	"	5.5		平衡海浜実験後の形状	放水路内に砂州の打上がりが見ら れなかったで、河口に給砂して 2.5 hr 波を作用後、河川流を与 え、河口平衡断面の実験を行う。 砂州高 T. P. 1.40 m
	平衡海浜実験		0.2	2.52	2.56	9	0.020	"	4		前浜勾配 1/10, 沖 浜勾配 1/100 の形状	一様勾配の海浜に整形後 H=2.5 m の波を作用平衡海浜を作る。
	実験 I-2-1	1.04	0.2	2.38	2.40	9	0.019	"	3		平衡海浜実験後の形状	河川流と波による河口平衡断面の 実験 砂州高 T. P. 0.8 m
	実験 I-2-2	Q _{max} =34 m ³ /s	0.87					"	34 分 (3:24)		実験 I-2-1 の海浜 形状河口に砂州頂 T. P. 2.0 m の砂州を作る。	不定流を流し砂州のフラッシュ実験 施設の開設に 34 m ³ /sec まで しか流量を流せなかった。
実験 II	実験 II-1-1	3	0.75	1.46	1.57	7	0.021	"	T. P. 2.0 m	基礎より +3.0 m	実験 II-1 終了後、波 浪条件を変えてダムか らの越波量を測定	越波量測定実験でダム高の相違に よる越波量の変化を求めた実験で ある。
	実験 II-1-2	3	0.75	1.91	2.01	8	0.020	"	"	"		
	実験 II-1-3	3	0.75	2.16	2.20	9	0.017	"	"	"		
	実験 II-1-4	3	0.75	2.63	2.68	9	0.021	"	"	"		
	実験 II-2-1	3	0.75	1.87	2.00	8	0.020	"	T. P. 2.5 m	基礎より +3.0 m	平衡海浜形状に整形後	ダムを高くして越波量のみを測定
	実験 II-2-2	3	0.75	2.59	2.70	9	0.0213	"	2.5	"	実験 II-2-1 ~ 実験 II-3-2 の 4 ケース を実施	
	実験 II-3-1	3	0.75	1.76	1.88	8	0.0188	"	3.0	"		
	実験 II-3-2	3	0.75	2.47	2.57	9	0.0203	"	3.0	"		
	実験 II-4-1	3	0.75	1.80	1.89	8	0.0190	"	3.0	基礎 0 m	砕波帯のみ平衡海浜形 状、沖は実験 II-4- 2 終了後の形状	

表-6.2.2 実験条件一覧表

実験番号		放水流量	潮位	波 浪 条 件					実験時間 (模型)	ラバーダム諸元		海浜初期形状	備 考
				波高 H	相当沖波 波高 H ₀	周期 T	H ₀ /L ₀	波 高		ダ ム 端 高	ダム位置		
Ⅲ	実験Ⅲ-1	m ³ /s 3	T.P.m 0.75	m 1.62	m 1.70	sec 8	0.017	汀線に 直角方向	hr 3	T.P.m 2.0	基線より +3.0m	実験Ⅰ-1の平衡海浜 に整形	ダム前面の砂州高 T.P. 0m
	実験Ⅲ-2-1	3	0.75	2.43	2.47	9	0.020	"	3	3.5	"	実験Ⅰ-1の平衡海浜 形状	越波なし 砂州高 T.P. 0m
	実験Ⅲ-2-2	3	0.75	1.94	2.04	8	0.020	"	3	3.5	"	"	実験初期にダム天端ぎりぎりまで 波が打上がっていた。 砂州高 T.P. 0.2m
	実験Ⅲ-3-1	3	0.40	0.92	1.01	6	0.018	"	2	3.5	"	"	潮位、波高の小さい時の状況につ いて行った実験、砂州なし
	実験Ⅲ-3-2	3	0.40	1.69	1.76	8	0.018	"	3	"	"	実験Ⅲ-3-1後の形 状	ダムについては同状態、平均潮位 で波高2m弱のケース、ダム前面 の河口に砂州 T.P. 1.0mの高さ に打上がる。
	実験Ⅲ-3-3	3	0.75	1.85	1.94	8	0.020	"	2	"	"	実験Ⅲ-3-2後の形 状	潮位を高くして打上がった河口砂 州の変化について調査した実験 砂州高 T.P. 1.0m
	実験Ⅲ-4-1	3	0.75	1.70	1.81	8	0.0181	"	3	2.5	基線 0m	平衡海浜形状に整形	実験Ⅱの結果よりダム高を決定。 砂州なし
	実験Ⅲ-4-2	3	0.2	1.72	1.83	8	0.0183	"	3	"	"	実験Ⅲ-4-1終了後 の形状	砂州なし
	実験Ⅲ-5-1	3	0.75	1.74	1.83	8	0.0183	"	3	"	基線より +4.5m	平衡海浜形状に整形	前ケースまでの結果よりダム諸元 を決定。砂州高 T.P. 0.5m
	実験Ⅲ-5-2	3	0.2	1.81	1.90	8	0.0191	"	3	"	"	実験Ⅲ-5-1終了後 形状	放水路を基線と直角に基線まで出 す。砂州高 T.P. 0.3m
Ⅳ	実験Ⅲ-6	3	0.75	2.00	2.15	8	0.0215	"	16	2.5	基線より +3.0m	平衡海浜形状	前ケースまでは3時間の実験時間 であるがさらに長時間の実験検討 を行なった。
	実験Ⅳ-1	3	0.75	1.94	2.04	8	0.0204	"	20	導流堤のみ		平衡海浜形状に整形	放水路基線に対し75°傾ける。 (木川堤防と同一方向)
	実験Ⅳ-2	3	0.75	1.91	2.04	8	0.0204	"	16	2.5	基線より ダム中央 +4.5m	"	砂州高3hr時 T.P. 0.5m 砂州高16 " T.P. 1.2m

※ ダムエプロンと放水路河床高は T.P. -1.0mである。

※ エプロン長はダム軸から1.5mとしたが実験Ⅲ-5-1~2のみ2.0mである。

○砂州復元実験

現地砂州復元実験結果の模型での再現性を検討した実験

○実験Ⅰ

平衡海浜実験により、現地海浜との検証を行なった後平水流量を流し、河口の平衡断面について検討した実験。

○実験Ⅱ

河口維持対策として、ラバーダムを設けた場合のダム高位置の相違による越波量の変化を求めた実験。

○実験Ⅲ

ダム位置と波高の相違による海浜形状、ダム前面の砂州高等、ラバーダムによる河口処理工法としての効果を検討した実験。

○実験Ⅳ

放水路河口を荒川本川左岸堤防と同一方向（汀線に対し約 75° 傾く）とした場合の砂州打上げ高、形状についての検討と、ラバーダムによる河口維持対策の検討を行なった。

7. 河口砂州のフラッシュに関する検討

7.1 はじめに

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。いっぽうでは、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。

よってここでは、放水路河口に砂州が発生した場合、これらの砂州フラッシュ機構について検討したものであり、表-6.1に示したケースの実験を行なった。

7.2 実験結果

○実験1

砂州高T. P. 1.5 mの完全閉塞状態、Aの流量波形にて実験を行なった。従って砂州上流側の貯溜水位が、T. P. 1.50 m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. P. 1.5 mに達し、砂州頂のわずかに低い部分から越流が開始されると、上流からの流量に河道部に貯溜した流れが加わるため、急激に浸食され局所洗掘された部分に土砂が崩壊するというような状態で進行し、通水開始2時間15分後（模型で13分）には、砂州は完全にフラッシュされていた。これらの時間水位曲線を図-7.1に河床縦断の時間変化図を、図-7.2.1~7.2.3に示す。これによると、水位の第一ピークが、砂州越流時の1 hr : 40 minに生じ、その高さは、T. P. 1.85 mとなっており、実験砂州高より35 cm上昇する。その後、砂州のフラッシュと共に水位は急激に下降し、フラッシュ後は、流量の増加も5 hr : 00 min位まで少ないので、河床変化もあまりないが、5 hr : 53 minより流量波形の勾配が急となるにつれて、流砂量も急激に増加する。そして第2ピーク水位は、流量ピーク時に現われ、その水位は河床低下の効果もあり、T. P. 1.3 m程度であった。又、通水後の河床は、図-7.3に示すように、T. P. -2.0 mまで洗掘されている。

○実験2

砂州高をT. P. 1.0 m、砂州頂幅を2.67 mとし、他は実験1と同じである。実験開始後52分に越流し始めたが、砂州高と潮位差が0.25 mと小さく、砂州頂部の幅も実験1の約2.7倍と長くなっているため、砂州前面からフラッシュされ、その時間も長い。水位のピークは前回と同じく、1 hr : 40 minに現われており、その高さはT. P. 1.40 mと砂州高より約40 cm高であった。また流量ピーク時の水位はT. P. 1.22 mと実験1と同程度で、砂州フラッシュ後の傾向もほぼ同様であった。これらの結

果を図-7.4~7.6に示す。

○実験3

砂州高をT. P. 1.5 mとし、一部開口させ、開口幅を5 m、その敷高をT. P. 0 mとした。また、ハイドログラフもB波形を用い、立ち上りの急な波形により実験を行なった。

実験開始直後は、開口部から流出していたが、通水5 1分後には、流量の上昇に開口部の河積の拡幅が追従できず水位が上昇し、1 hr : 0.2 min 後には砂州からの越流がみられた。水位のピークは、1 hr : 10 min で、T. P. 1.75 mであった。その後は、砂州からの越流と開口部の拡幅により水位は下降し、砂州部は越流水と開口部の側方浸食により、流量ピーク時にはフラッシュされていた。

なお、開口部の存在する場合は、開口部への流れが集中し側方浸食よりも鉛直方向への浸食が大で、開口部河床の局所洗掘深は、T. P. -3.0 m以上となり、水路底が露出してしまった。しかし、この局所洗掘箇所は、側方浸食の進行と共に埋めもどされており、通水後河床は、T. P. -2.0 m 程度であった。これらの結果を図-7.7~7.9に示した。

○実験4

実験3では一時的ではあるが、局所洗掘がひどく、これらの対策が必要と考えられ、同一の開口幅で放水路河床を計画のT. P. -1.15 mで固定し、砂州高をT. P. 2.0 mとして実験を行なった。(ただし水路底の勾配は、1/500のままで行なった。) 実験開始後5 1分前で前回同様T. P. 1.5 mまで水位が上昇し、この時間までは、側方浸食よりも鉛直方向の浸食が大で、計画河床まで低下する。しかし、鉛直方向の浸食が計画河床高でおさえられるので、側方浸食が速く進行し流量約200 m³/s で砂州が完全にフラッシュされる。水位のピークは前回同様1 hr : 10 min でT. P. 1.70 m まで上昇していた。この時間水位曲線を図-7.10に示す。今回は砂州高を高くし、砂州頂幅を実験3と同一にし、砂州後方の勾配も同一にしたので、砂州幅は16.5 m (3割弱) 長くなっていて、砂州の形状がやや異っており、しかも、砂州からの越流が見られなかったのにもかかわらず、実験3の時間水位変化とはほとんど同じ傾向を示していた。これは水理条件が同一であれば多少砂州形状が異なっても、その砂州形状に応答して水位が変化するのでなく、その水理条件に河床形状が応答し、開口部の断面積を作っていくものと思われる。この河床縦断の時間変化を図-7.11に示す。

○実験5

本ケースは、石炭粉実験との比較、および砂を用いたことにより縮尺が1/3.5とより現地に近い条件にて行なったもので、他の条件は、実験2と同じである。実験開始後3 7分に水位がT. P. 1.0 mまで上昇し、4 3分で越流し始めた。5 0分後には水位のピークが見られ、その高さは、T. P. 1.30 m位であった。時間的には砂の方が早かったが、これは砂州上流での貯溜量の相違により時間のずれが生じたもので、水位はあまり変わらなかった。また砂州越流時には、Antiduneの上流への移動現象が4 3分~1 hr : 15 min の間にみられた。

さらに、砂州がフラッシュされ、水位が下降した。2 hr : 20 min ~ 6 hr : 00 min の間は流量の増加もゆるやかなので、流砂量も少なく、水位変化もあまりないが、6 hr : 00 min 以降流量の急激な上昇で流砂量も増大し、流量ピーク時の水位は、T. P. 1.25 mと実験2とほとんど変わらなかつ

た。河床高については、時間的変化の細部については相違があるが、大局的には石炭粉の実験と相似なものとなっていた。これらの結果を、図-7.12~7.13に示した。

○実験6

砂州形状は、実験5と同じであるが、流量ハイドロの立上りの急なB波形を用いて行なったケースである。通水開始後15分で砂州高まで水位が上昇し、17分後には砂州前縁がフラッシュされ始めた。水位はなお上昇を続け、24分 ($Q=3.6 \text{ m}^3/\text{s}$) に、T. P. 1.48 mと最高水位を示し、それから急激に下降する。この下降する水位は、断面間で時間のずれが生じ、下流の方が上流にくらべ、早く最低水位が現われる。これはAntiduneの上流への移動速度に対応しているように見受けられた。この、Antiduneの上流への移動は、越流後砂州前縁が、射流となって、砂州が削られながら上流へ移動していき、削られた土砂が下流で沈積し、その堆積した位置が支配断面となり、そこに新しい射流部が発生し、上流へ移動するという繰返し越流後から47 minまで見られた。47 min以後は、流量の増大により徐々に水位も上昇し、1 hr : 00 min以後、3 hr : 00 minの流量ピークまでT. P. 1.4 mと同水位で、割合長時間水位ピークに近い水位が持続していた。なお、実験5と比較して、流量の増加が短時間に急激なため、ピーク水位も、また流量ピーク時の水位高も高い。これらの結果を図-7.14~7.15に示す。

7.3 ま と め

以上各ケースの実験結果について述べたが、それら全体をまとめてみると次のようである。

(1) 実験結果より、各ケースのピーク水位、通水後河床高等を次表にまとめた。

実験 番号	流量・波形	砂州高	砂州幅	砂州頂幅	河床材料	砂州状態	ピーク水位	流量ピーク 時の水位	通水後河床高
1	A波形	T. P. 1.5 ^m	60 ^m	10 ^m	石炭粉	完全閉塞	T. P. 1.84 ^m	T. P. 1.28 ^m	T. P. -2.0 ^m
2	"	T. P. 1.0 ^m	"	26.7	"	"	T. P. 1.40 ^m	T. P. 1.22 ^m	T. P. -1.8 ^m
3	B波形	T. P. 1.5 ^m	"	10	"	一部開口 部有	T. P. 1.78 ^m	T. P. 1.15 ^m	T. P. -2.0 ~-3.0 ^m
4	"	T. P. 2.0 ^m	76.5	"	"	"	T. P. 1.72 ^m	T. P. 1.12 ^m	水路底T. P. -1.0 ^m 露出
5	A波形	T. P. 1.0 ^m	60	26.7	砂	完全閉塞	T. P. 1.29 ^m	T. P. 1.23 ^m	水路底T. P. -1.6 ^m 露出
6	B波形	T. P. 1.0 ^m	"	"	"	"	T. P. 1.48 ^m	T. P. 1.42 ^m	水路底T. P. -1.3 ^m 露出

(2) 完全閉塞の状態では、砂州越流直後に河口水位のピークが現われ、その水位は砂州高より0.3~0.5 m高くなる。また砂州は、全面越流後ただちにフラッシュされ、さらに河口部を深く洗掘する。

(3) したがって、川幅全面にT. P. 1.0 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(T. P. 1.5 m)を上回るものと考えられる。もし、川幅全面にT. P. 1.0 m以上の砂州が生じた場合は、掘削しなければならないであろう。また洗掘に対しても、導流堤あ

るいは、河道取付け部では、根固工等による対策が必要である。

- (4) 実河川および実験等から推定した約 $3.0 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度の流量に対しての開口幅を用いた実験では、開口部へ流れが集中し、側方浸食よりも鉛直方向への浸食が卓越し、その局所洗掘深は、 $T.P - 3.0 \text{ m}$ 以上となり、その後、側方浸食の進行と共に埋めもどされる。なお、水位も流量の上昇に開口部の拡幅が追従できないため、砂州高 $T.P 1.0 \text{ m}$ 以上の場合は、同様計画高水位を上回るものと考えられる。
- (5) 同一の開口幅で放水路を計画河床で固定した場合は、鉛直方向の浸食が、計画河床高でおさえられるので、側方浸食が速く進行し、局所洗掘及び、砂州のフラッシュに関しても放水路河床は固定してあった方がよい結果が得られる。
- (6) 平水流量 $30 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度の開口流積が存在する場合でも、流量ピーク以前に河口水位がピークとなり、計画高水位を上回る。したがって計画高水流量以下でも、砂州高 $T.P 1.0 \text{ m}$ 以上の場合、計画高水位を上回るものと考えられる。

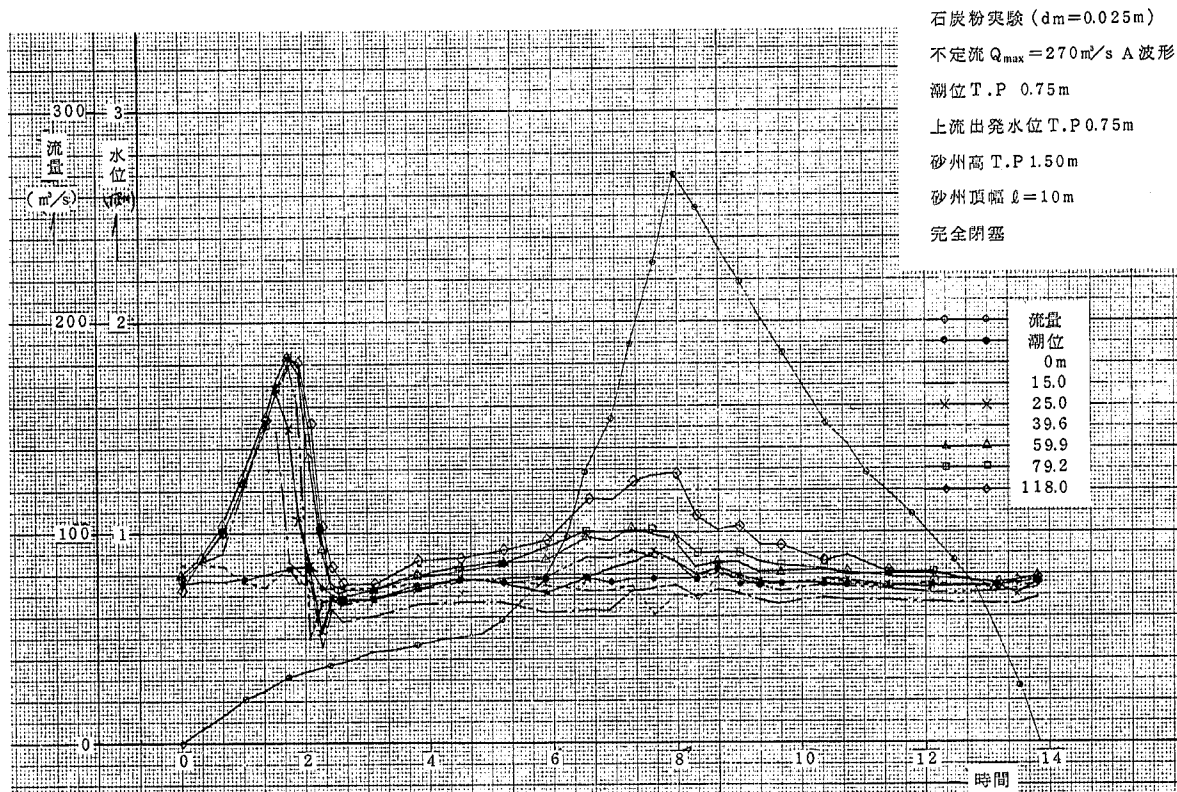


図 - 7.1 時間水位曲線図 (実験 1)

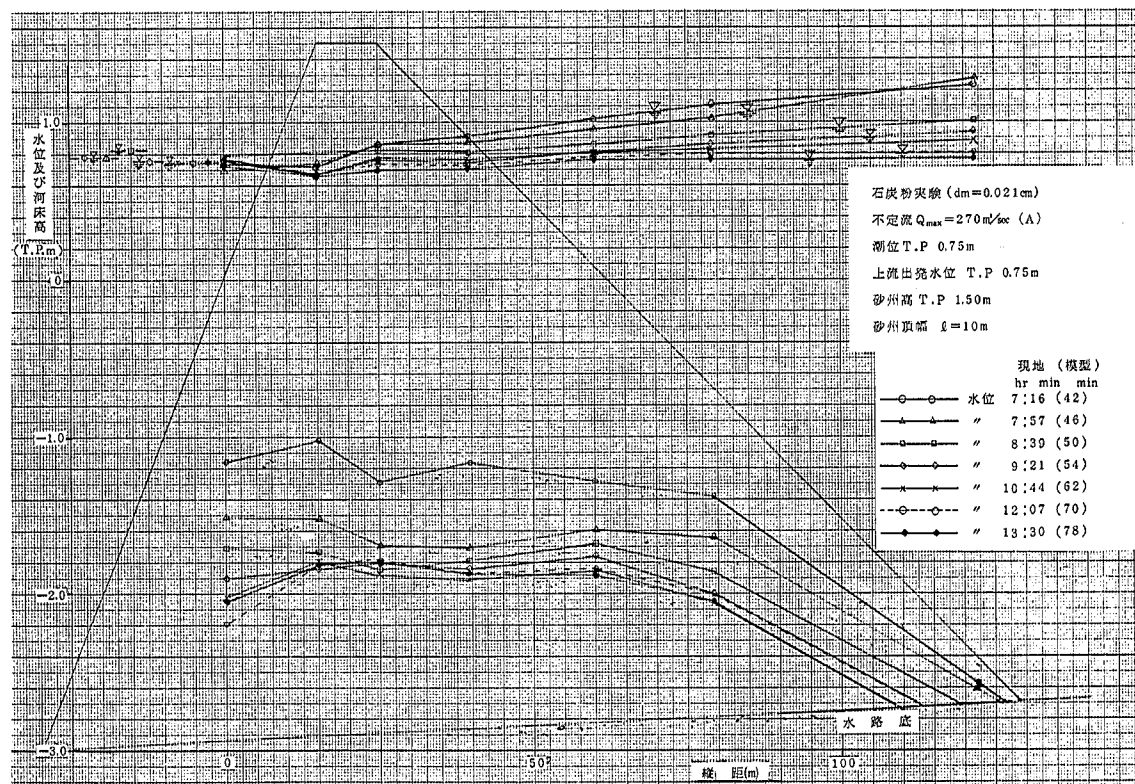


図-7.2.1 水位と河床縦断の時間変化図 (実験1)

328

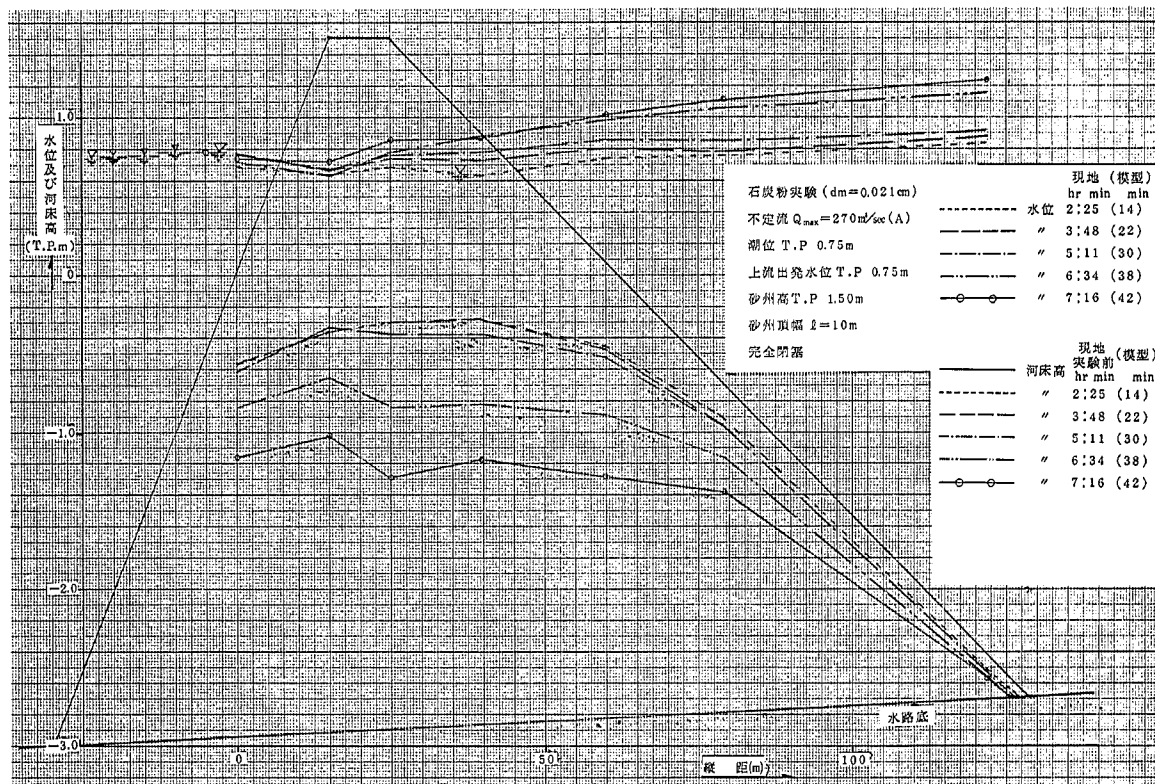


図-7.2.2 水位と河床縦断の時間変化図 (実験1)

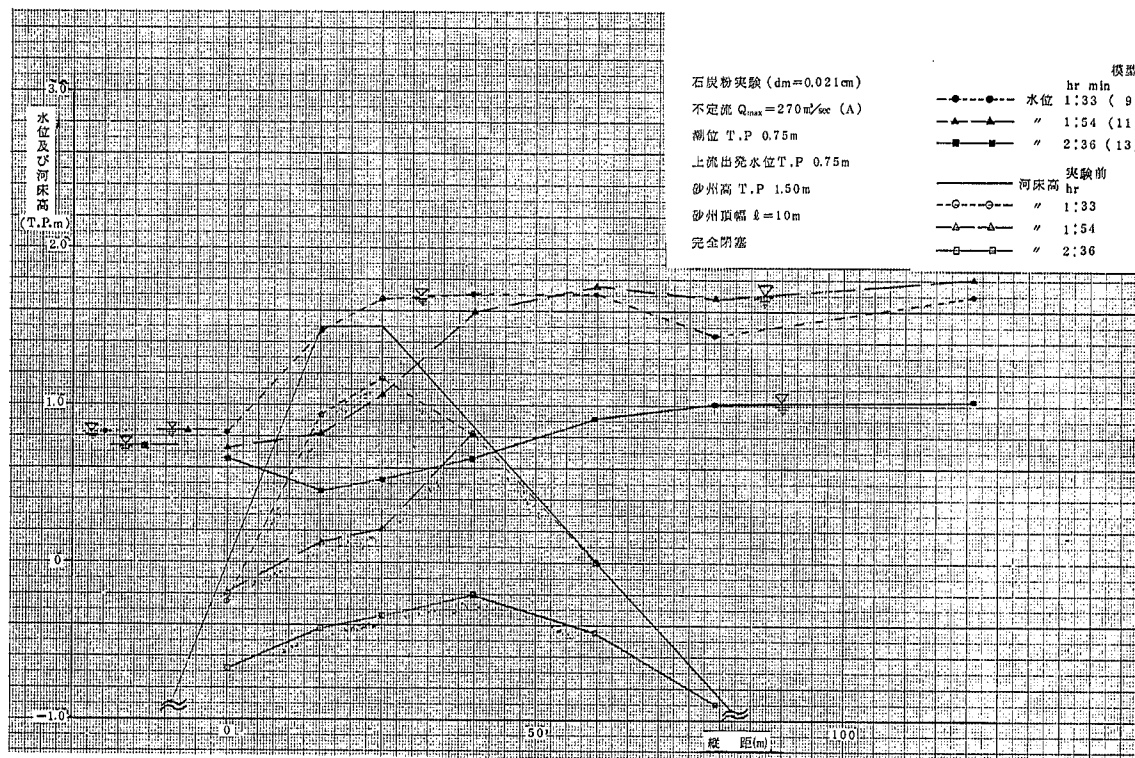


図-7.2.3 水位と河床縦断の時間変化図(実験1)

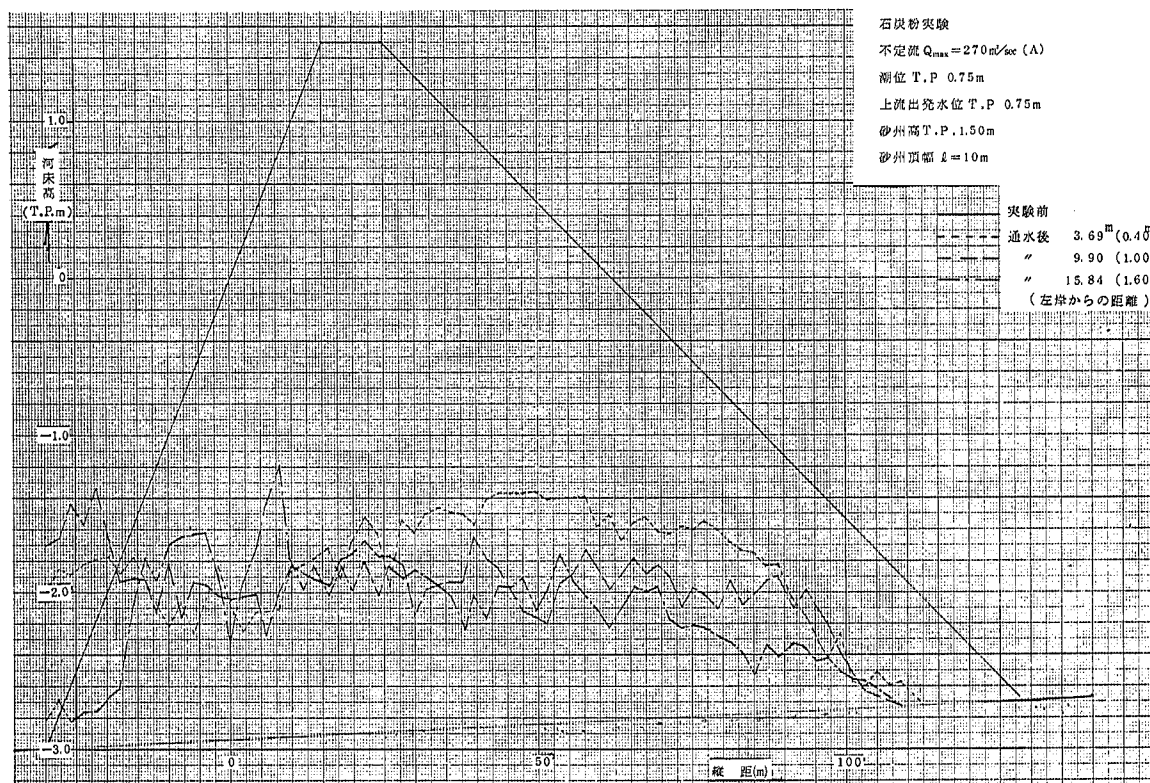


図-7.3 河床縦断面図(実験1)

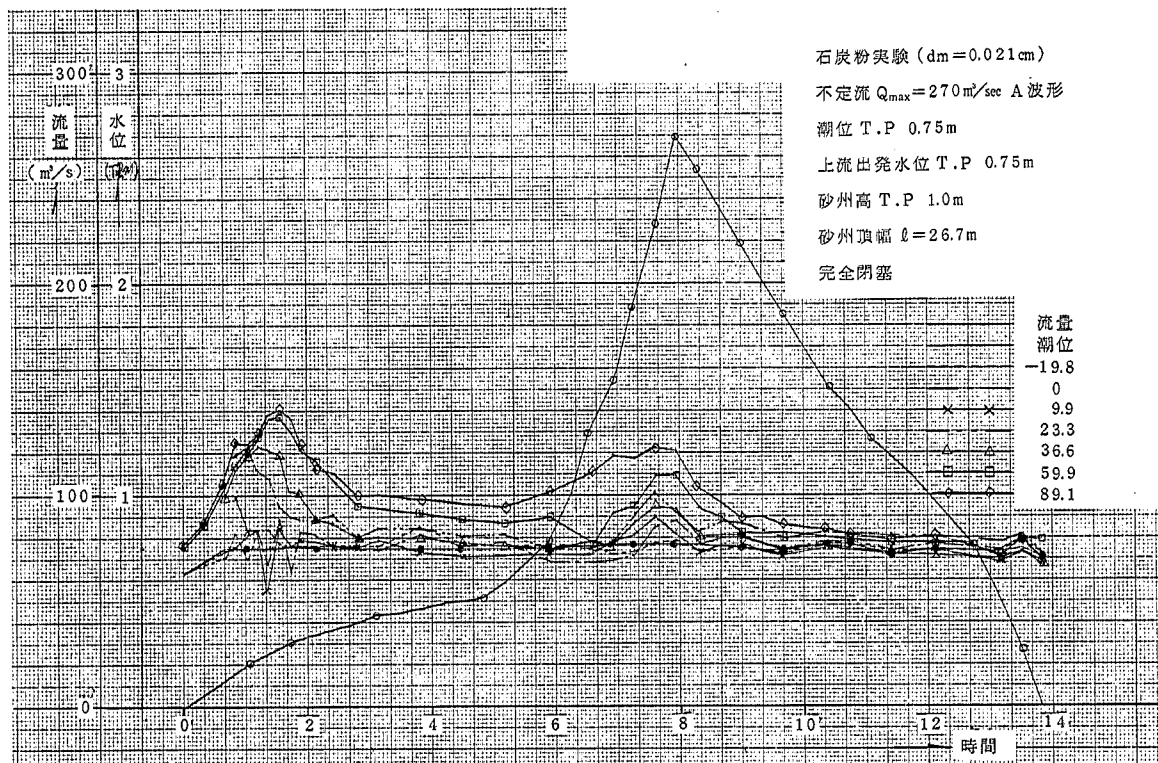


図 - 7.4 時間水位曲線図 (実験 2)

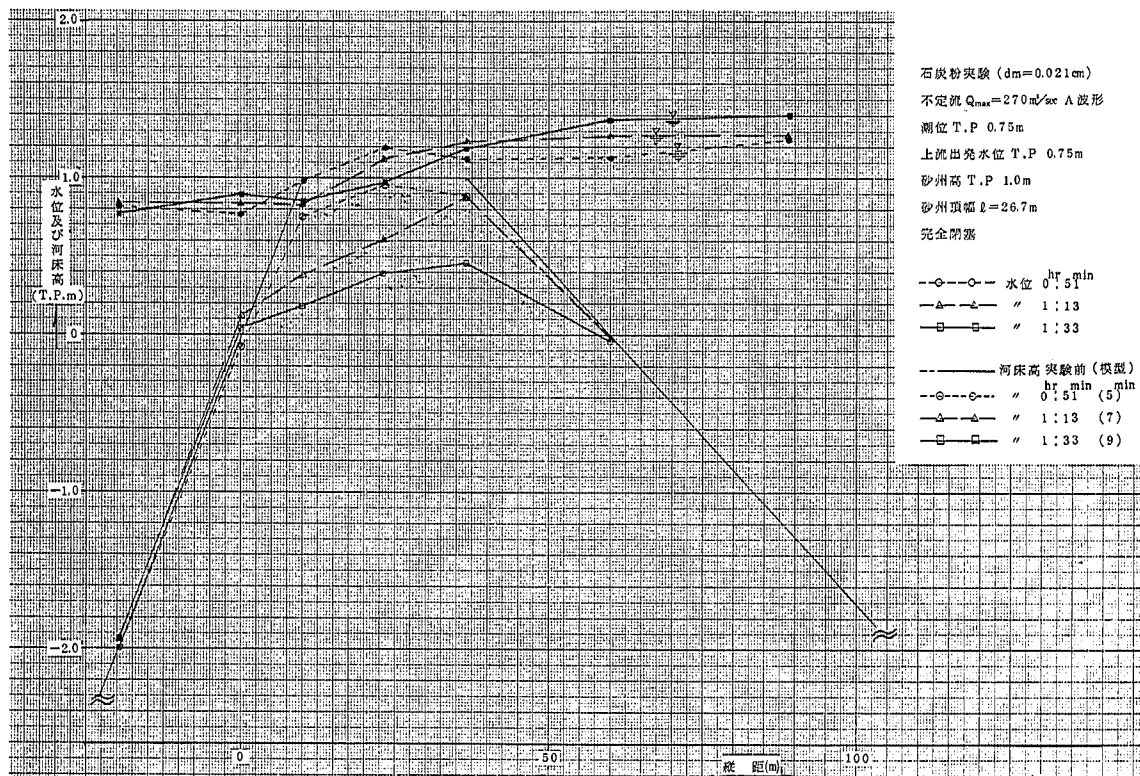


図 - 7. 5. 1 水位と河床縦断の時間変化図 (実験 2)

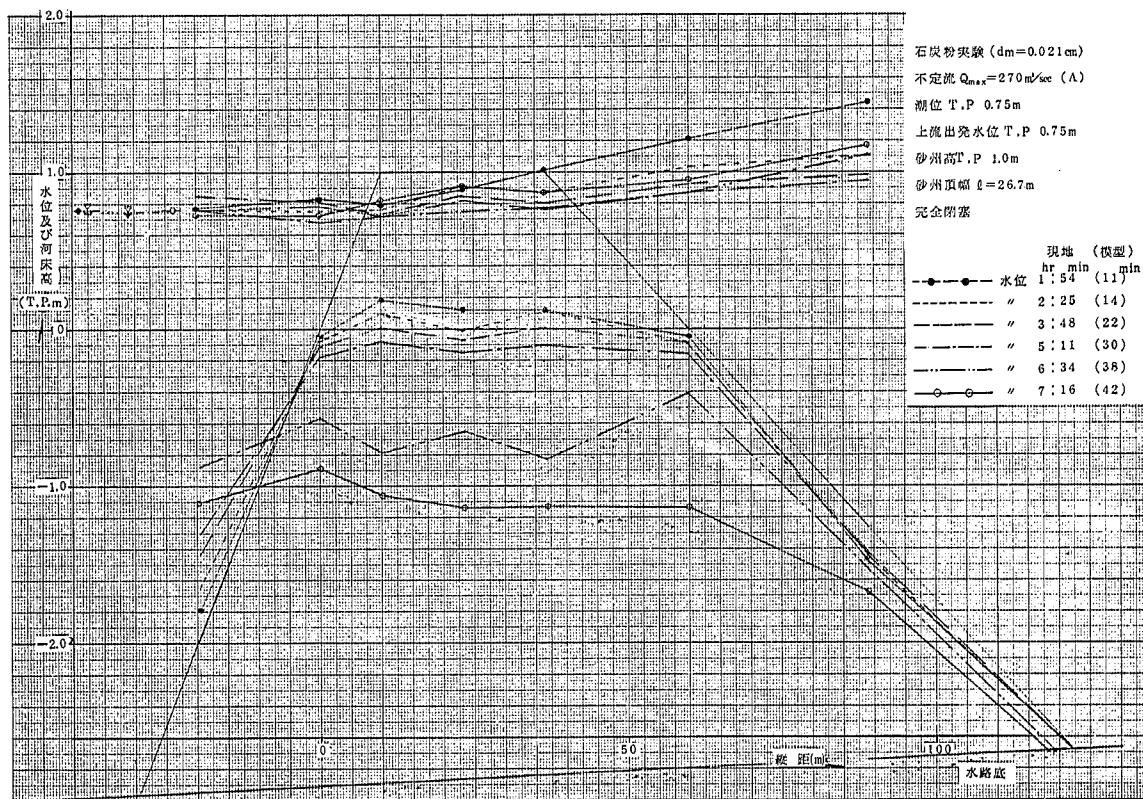
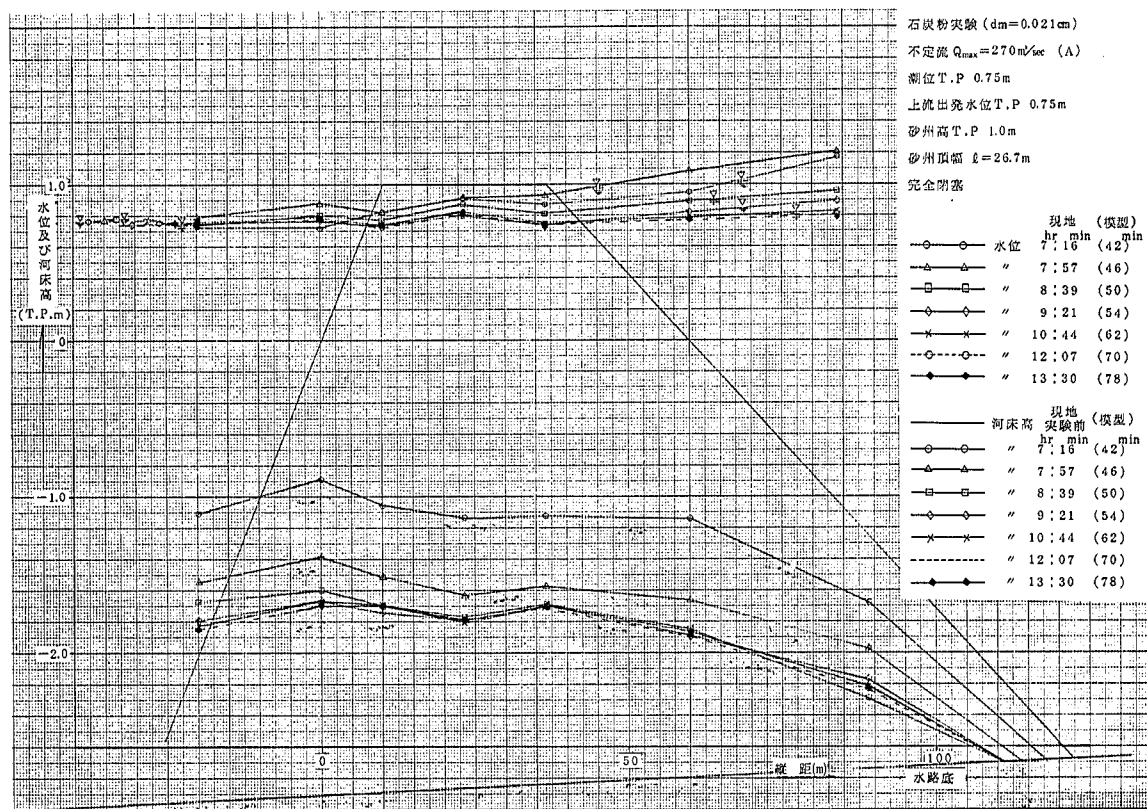


図-7.5.2 水位と河床縦断の時間変化図 (実験2)

34



図— 7. 5. 3 水位と河床縦断の時間変化図 (実験 2)

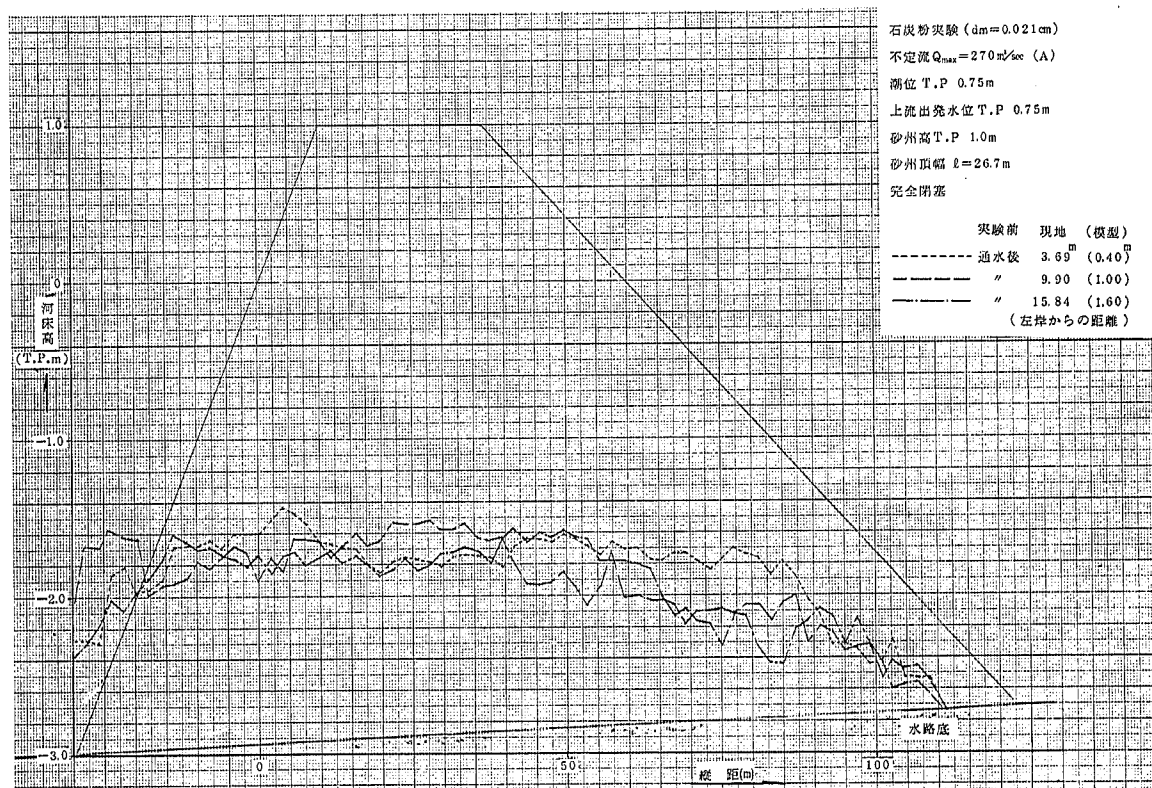


図-7.6 河床縦断面図(実験2)

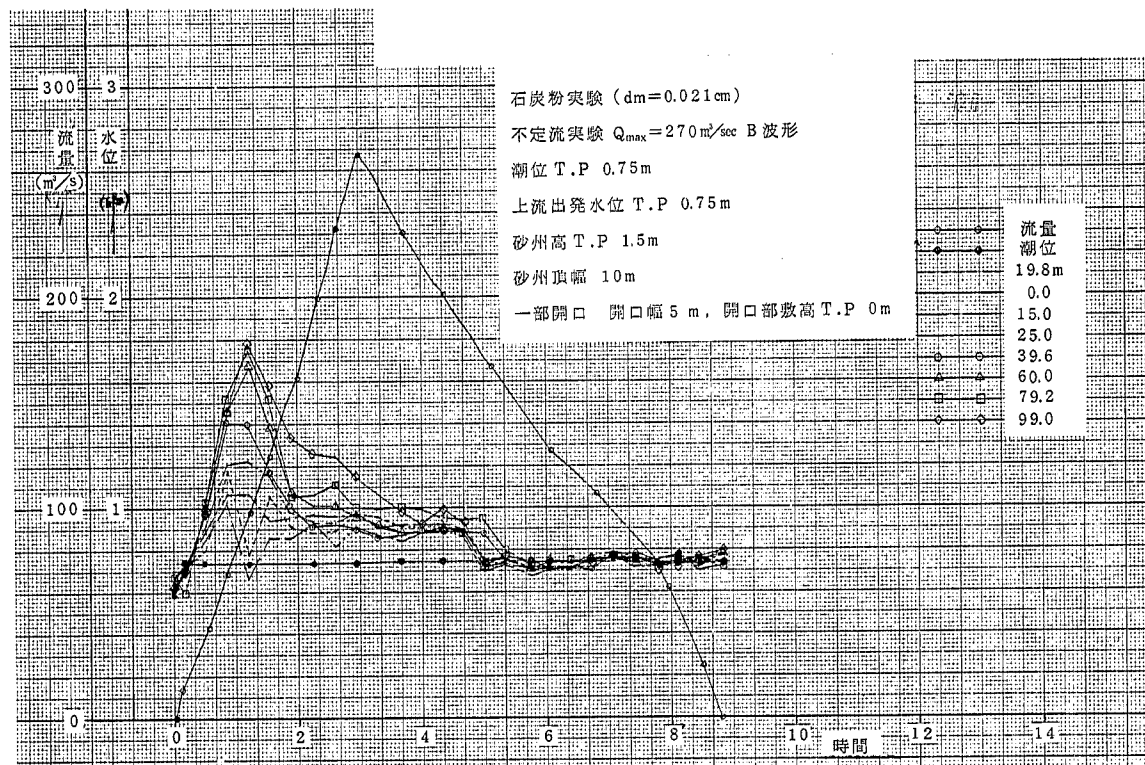


図 - 7.7 時間水位曲線図 (実験 3)

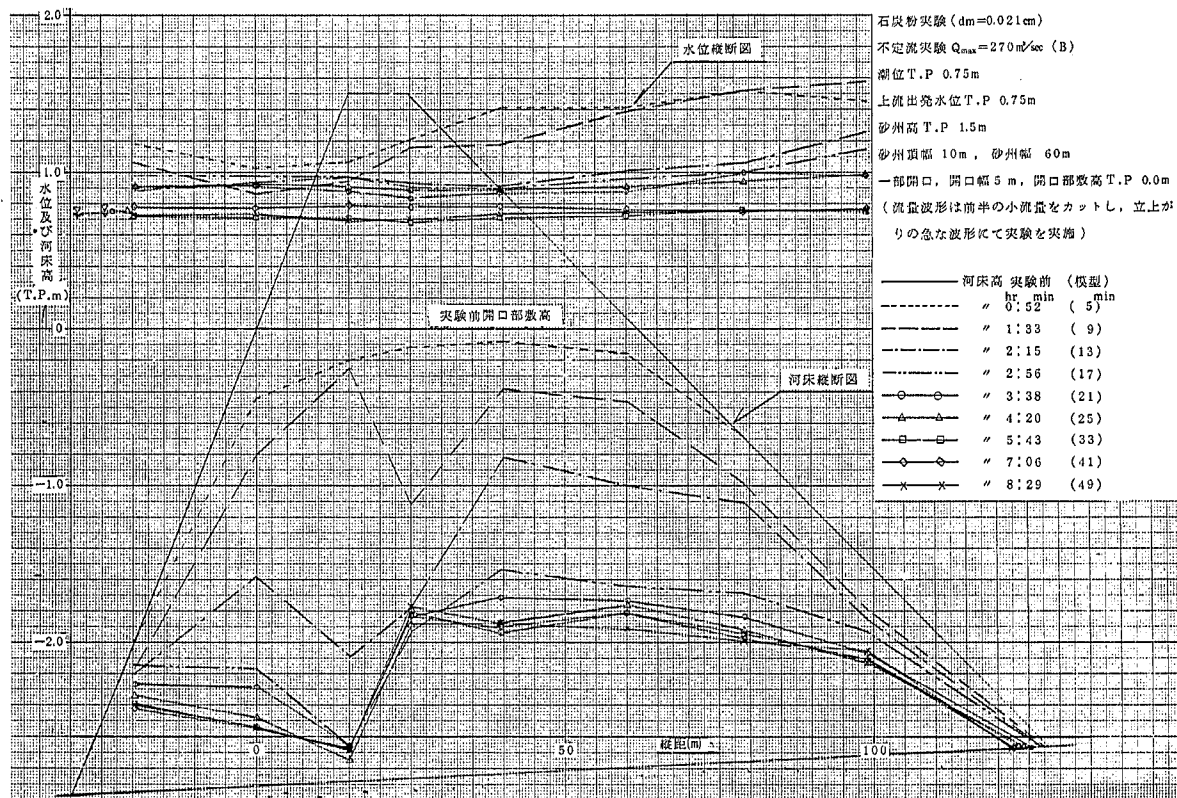


図-7.8 水位と河床縦断の時間変化図 (実験3)

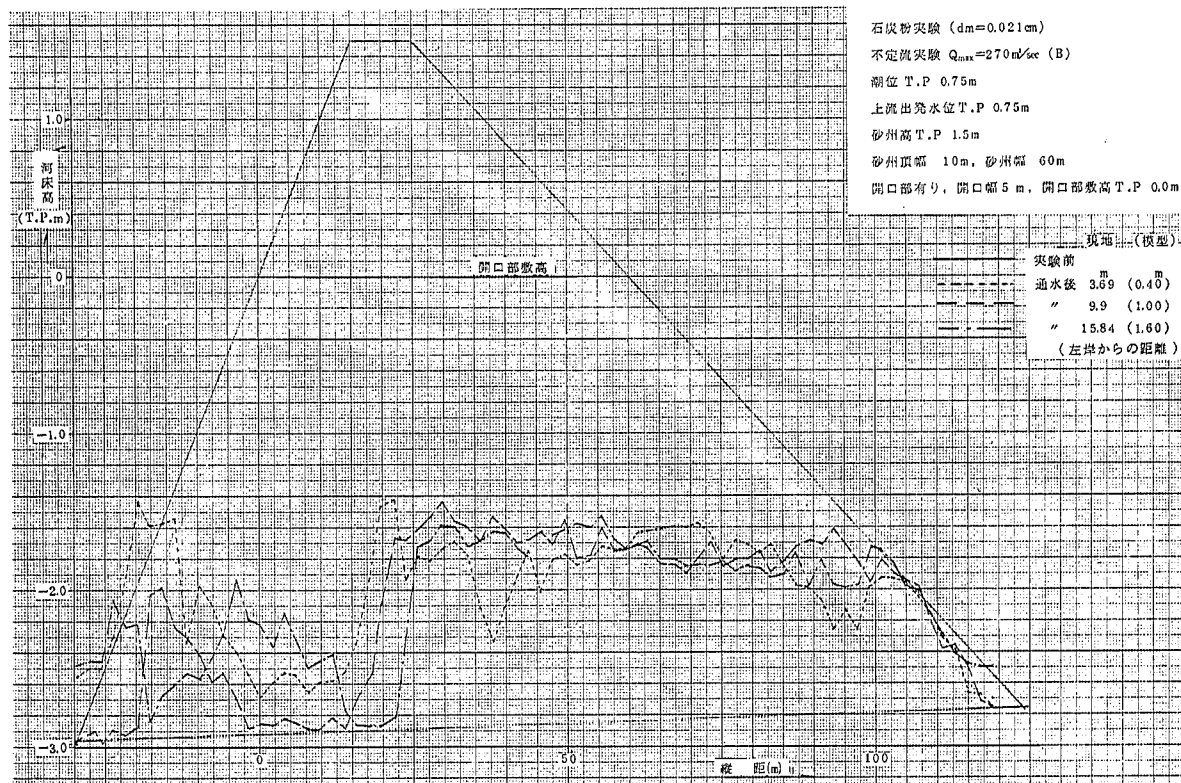


図-7.9 河床縦断面図(実験3)

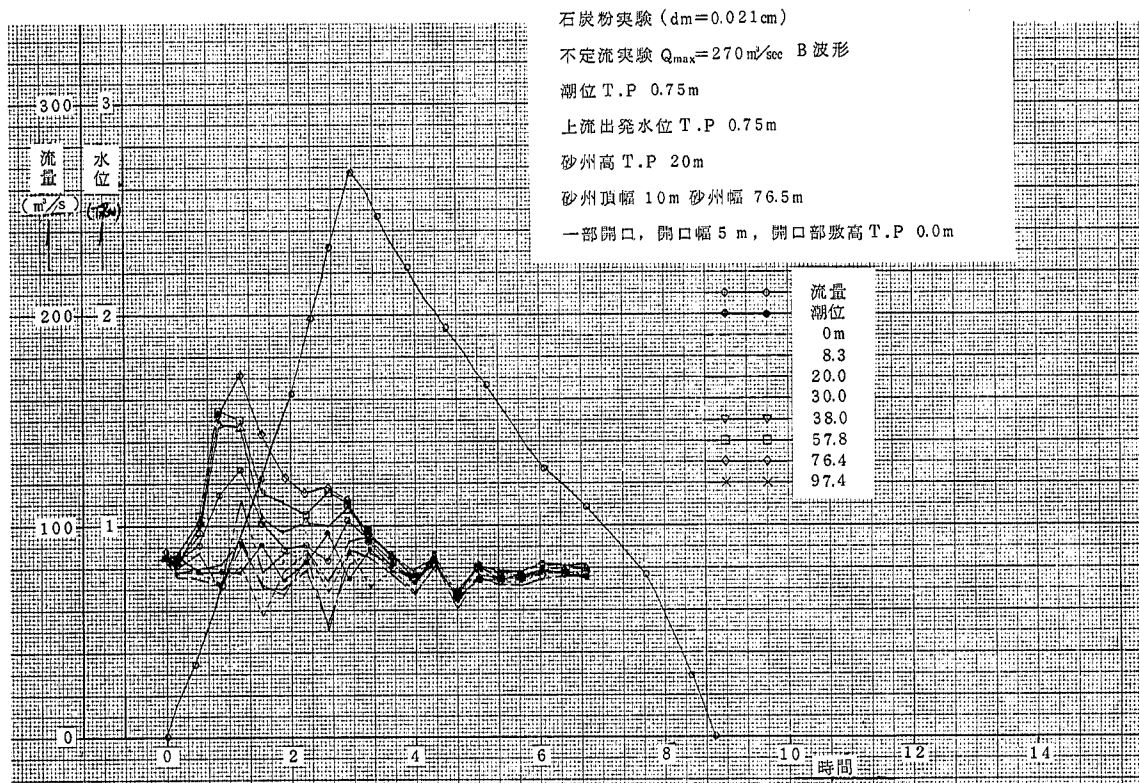


図 - 7.10 時間水位曲線図 (実験 4)

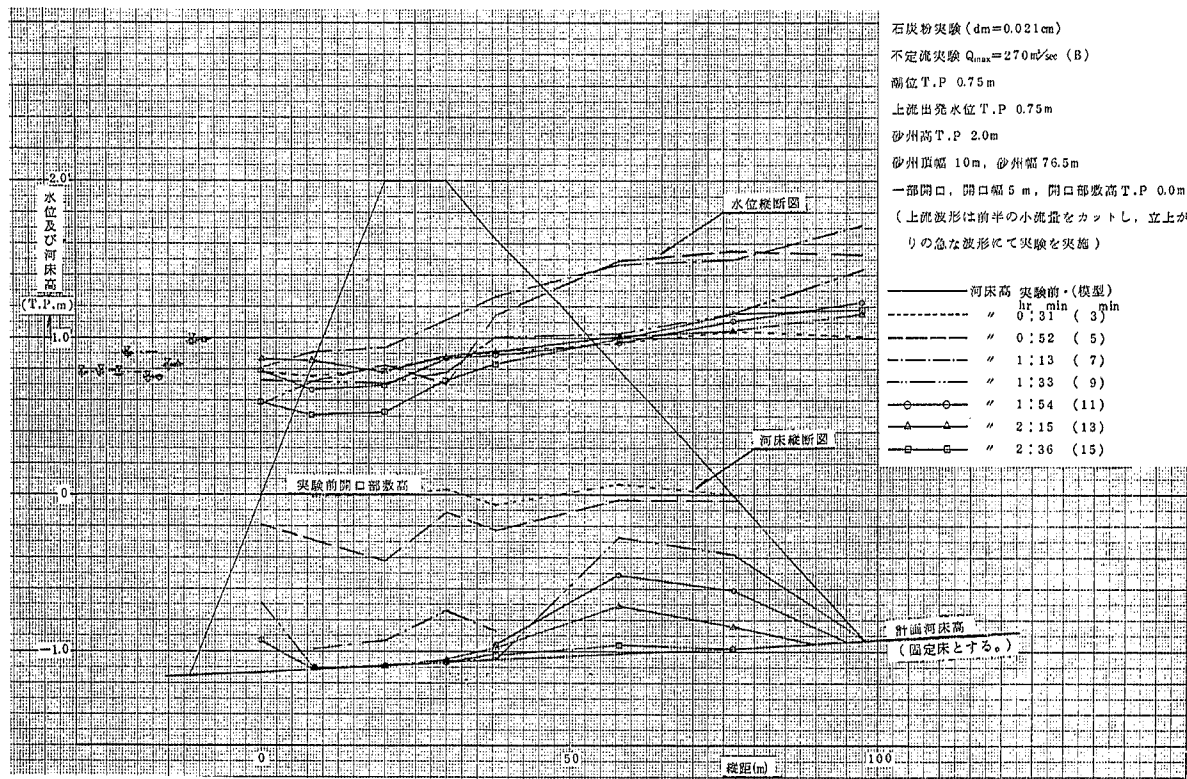


図 - 7.1 1 水位と河床縦断の時間変化図 (実験 4)

342

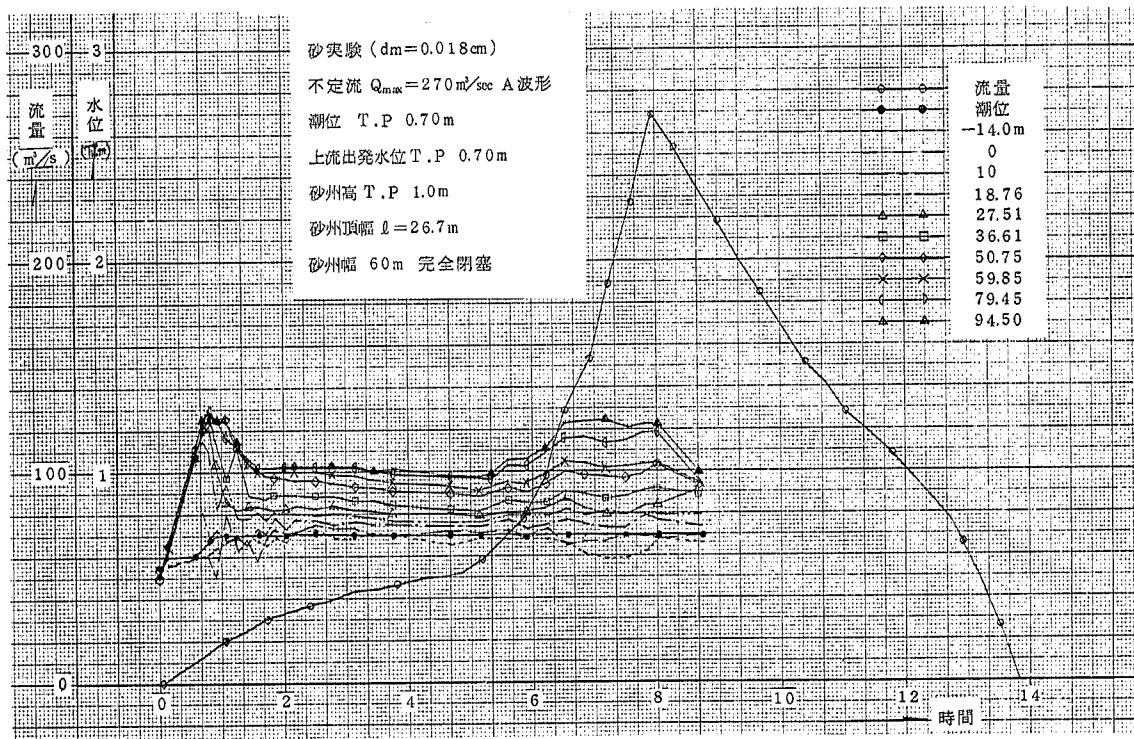


図 - 7.1 2 時間水位曲線図 (実験 5)

47

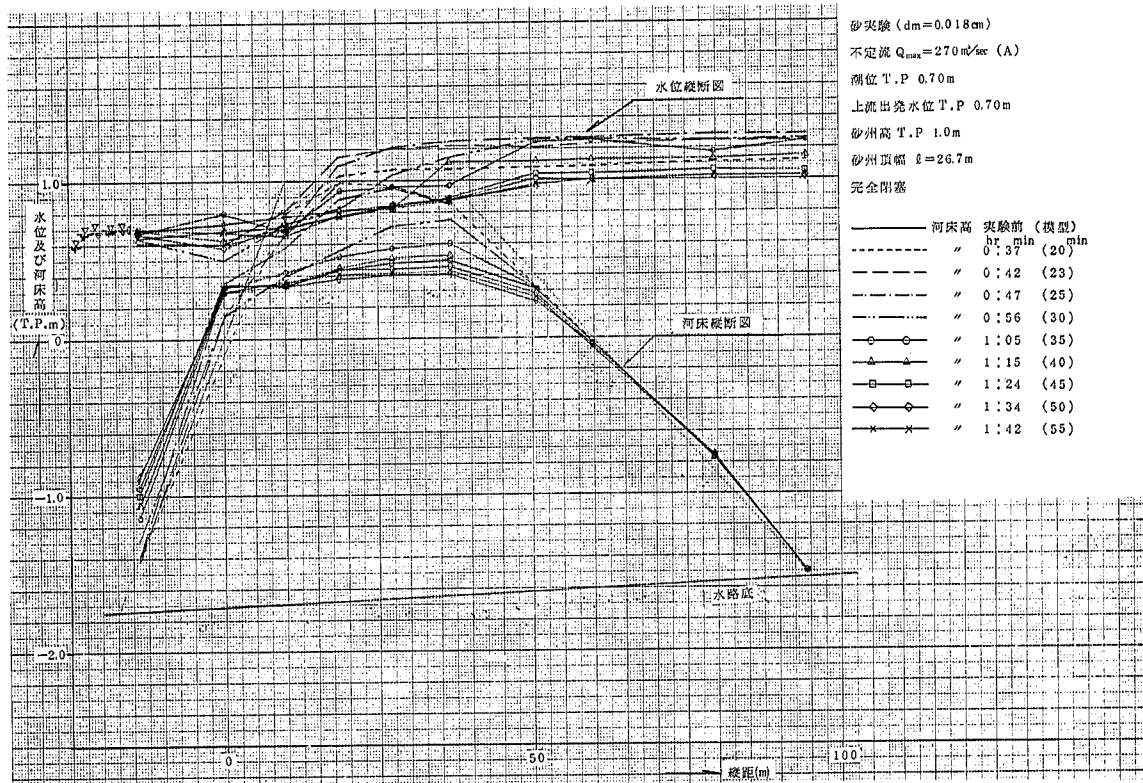
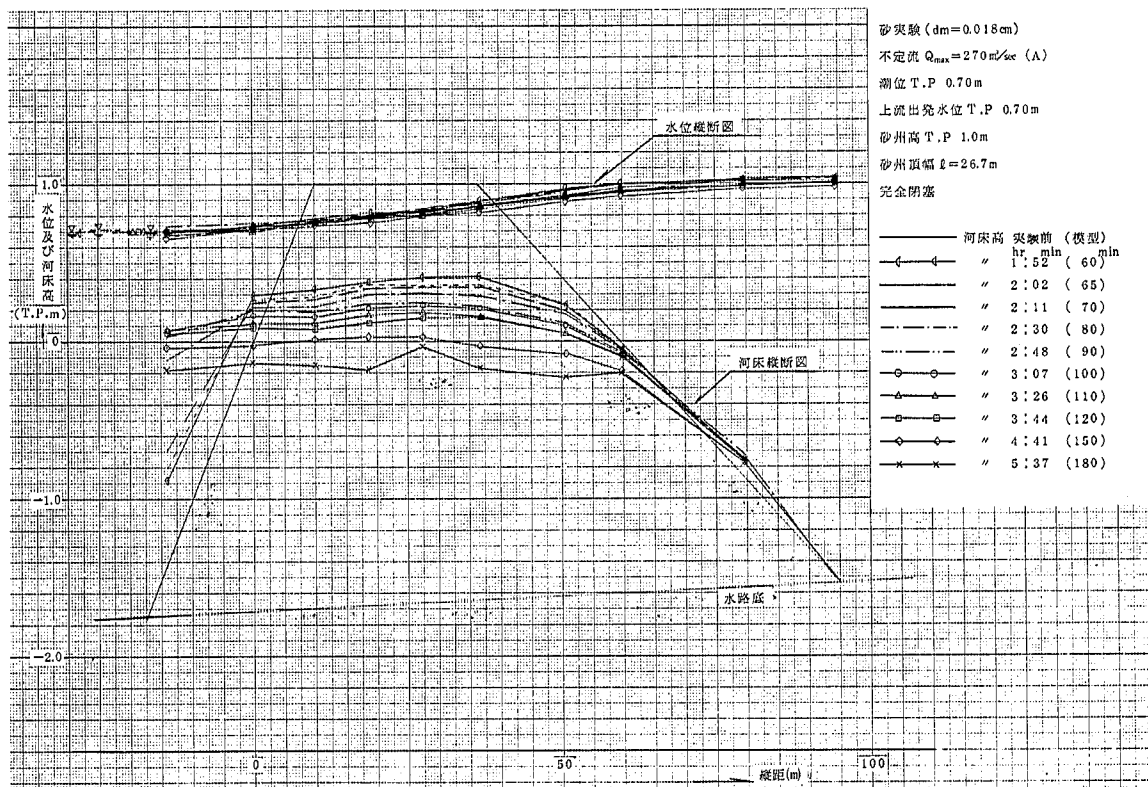


図 - 7.1 3.1 水位と河床縦断の時間変化図 (実験 5)



図—7.13.2 水位と河床縦断の時間変化図 (実験5)

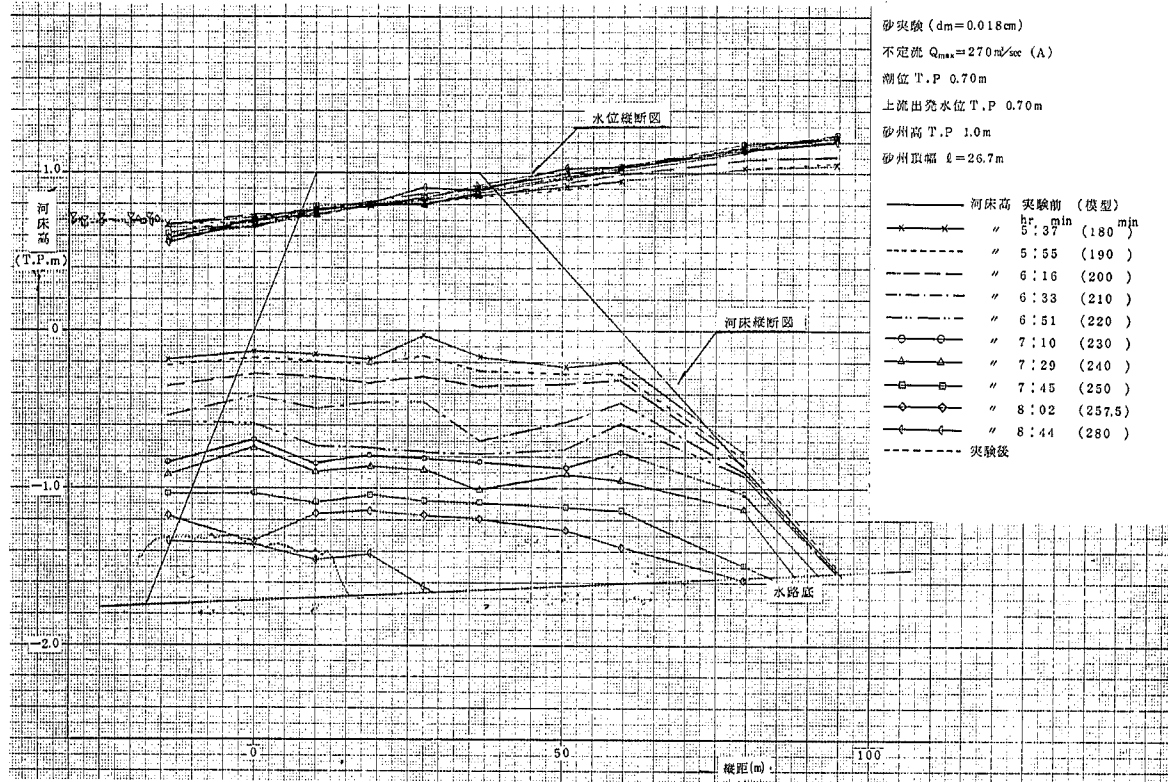


図-7.1.3.3 水位と河床縦断の時間変化図 (実験5)

376

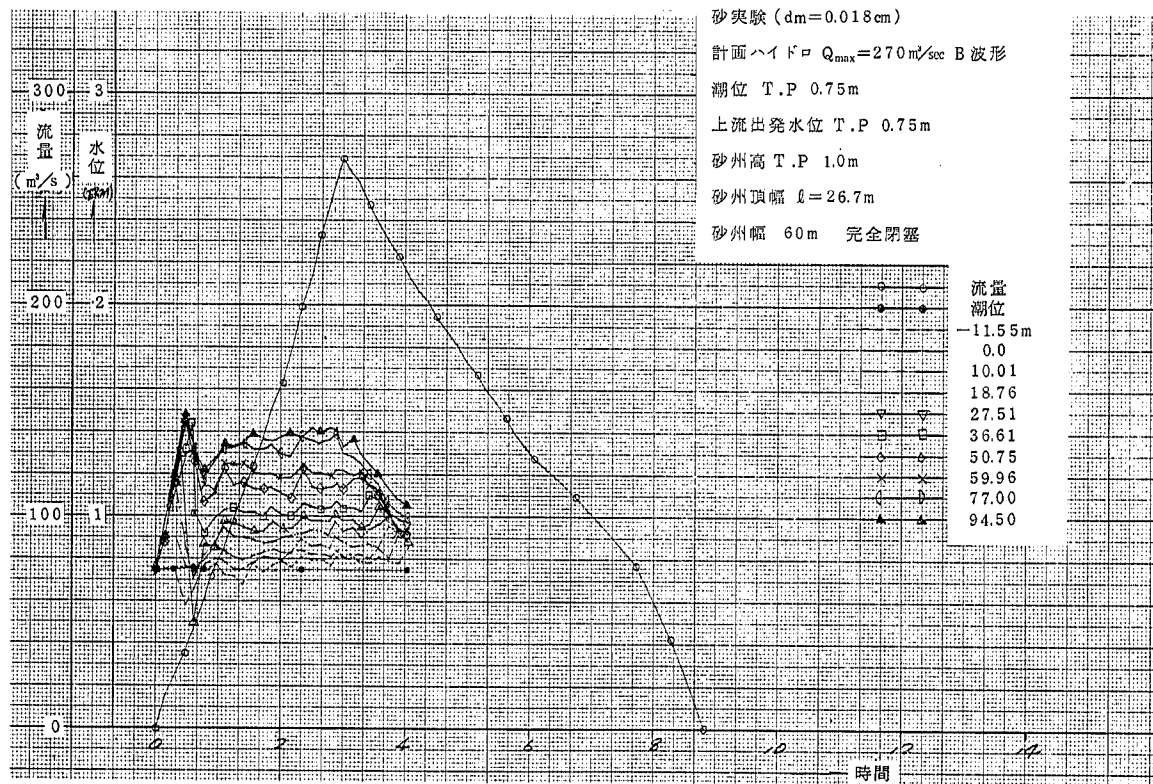


図 - 7.14 時間水位曲線図 (実験 6)

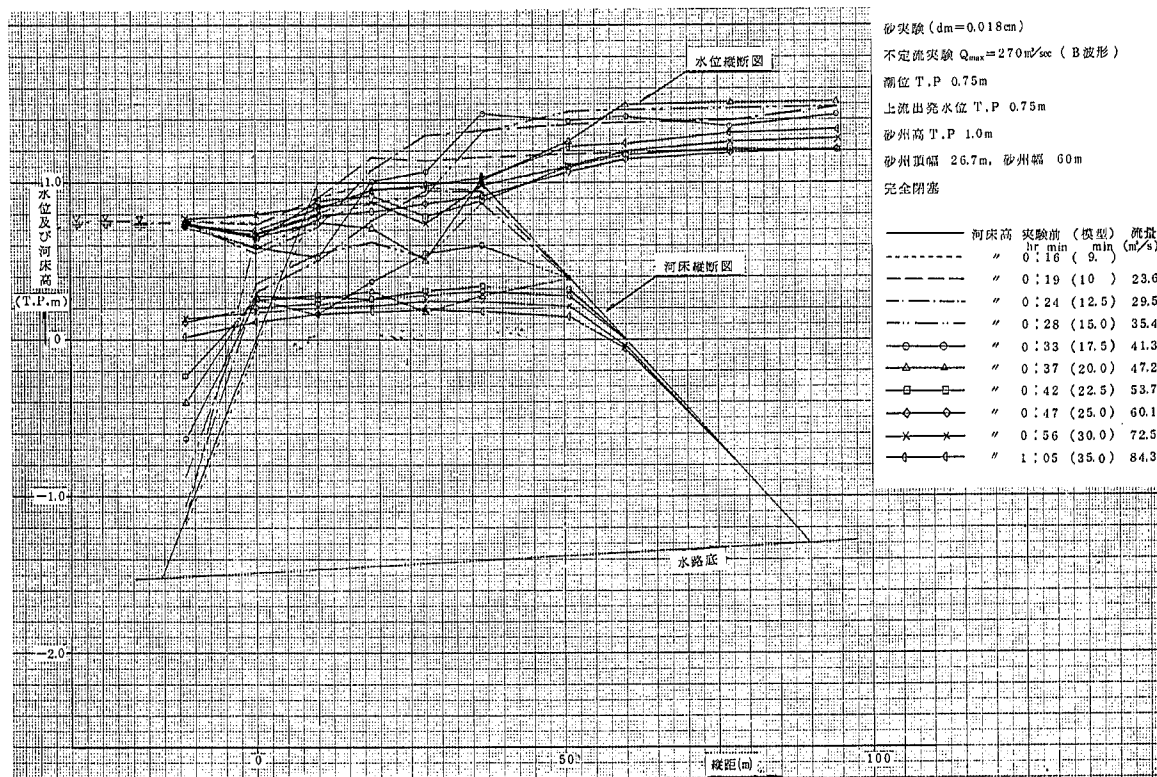


図-7.15.1 水位と河床縦断の時間変化図 (実験6)

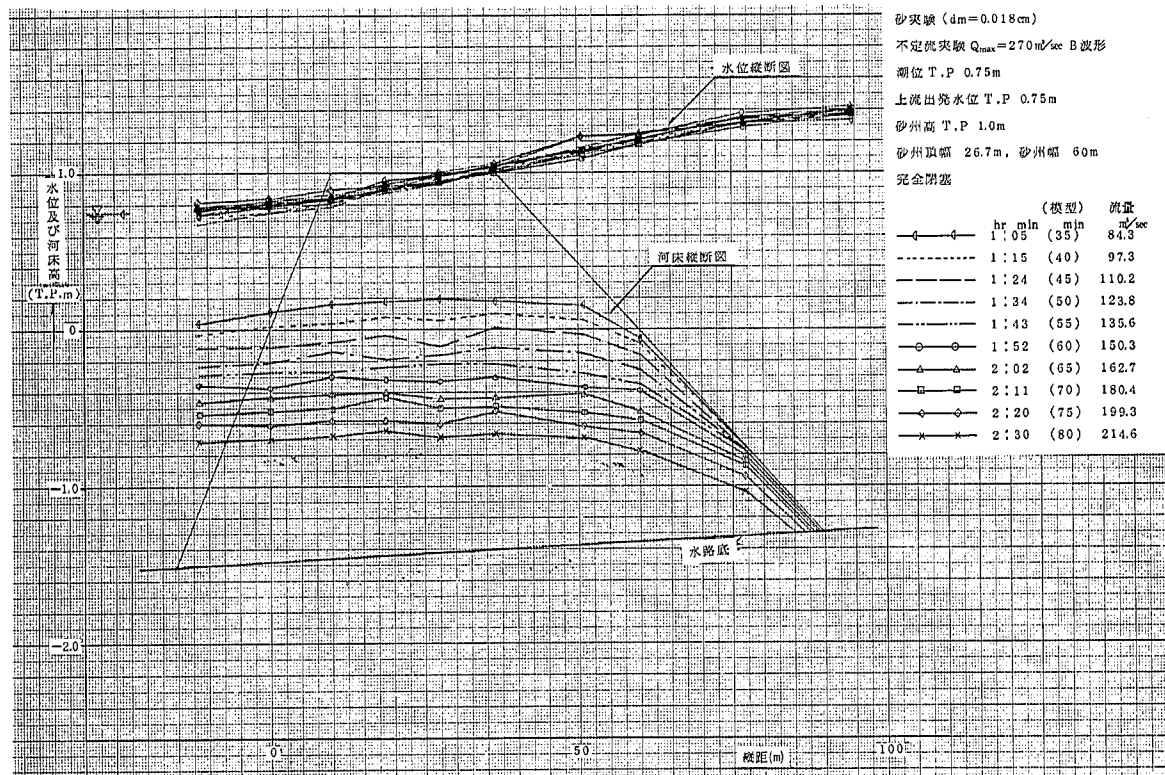


図-7.1 5.2 水位と河床縦断の時間変化図(実験6)

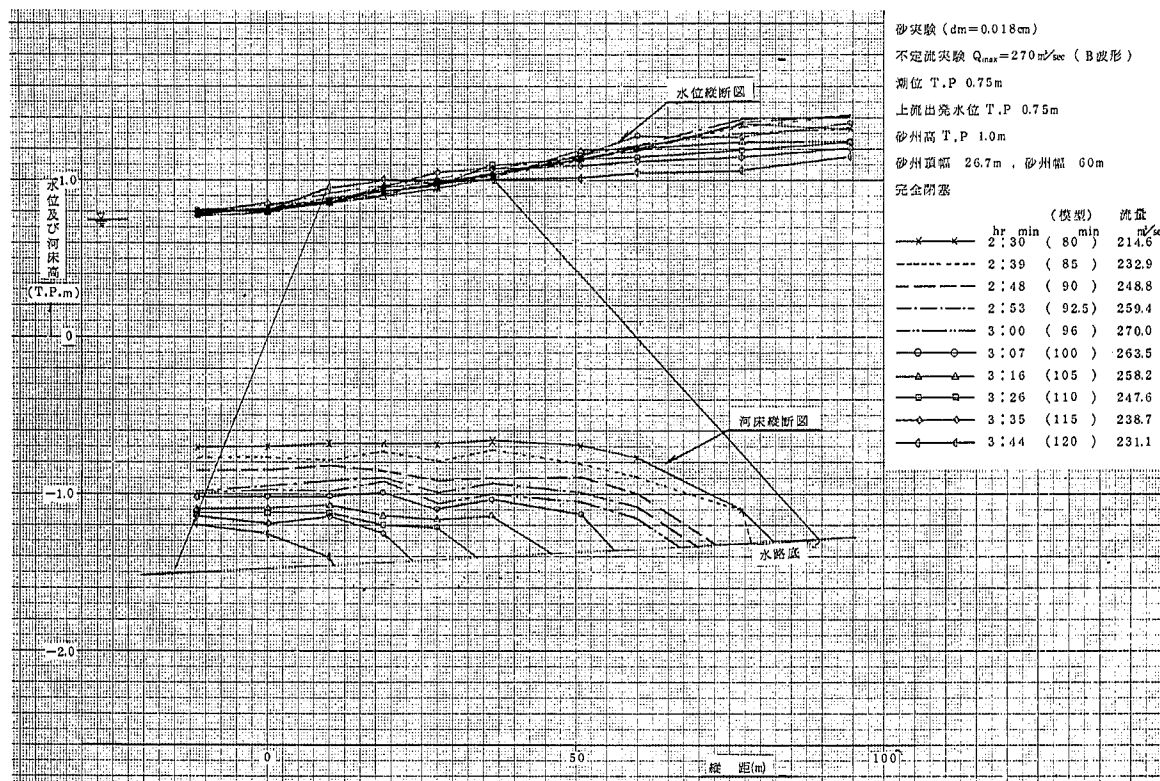


図-7.1.5.3 水位と河床縦断の時間変化図 (実験6)

8. 砂州復元状況の相似性の検討

8.1 実験概要

乙大日川、烏川内水処理計画の一環として、現地放水路計画の予定個所で昭和50年12月3日～51年1月2日までの1ヶ月間、砂州の復元実験が行なわれた。

実験は現地砂州部を図-8.1のように高さT. P. 0.5 mに開削し、砂州の復元状況を観測したものであり、その観測内容は、砂州復元高、潮位（河口水位）、波高および波向、越波流量、復元部の粒度調査等である。

ここではこれらの観測結果をもとに、模型実験を行ない、波による海床変化の汀線付近についての相似性を検証しようとするものである。

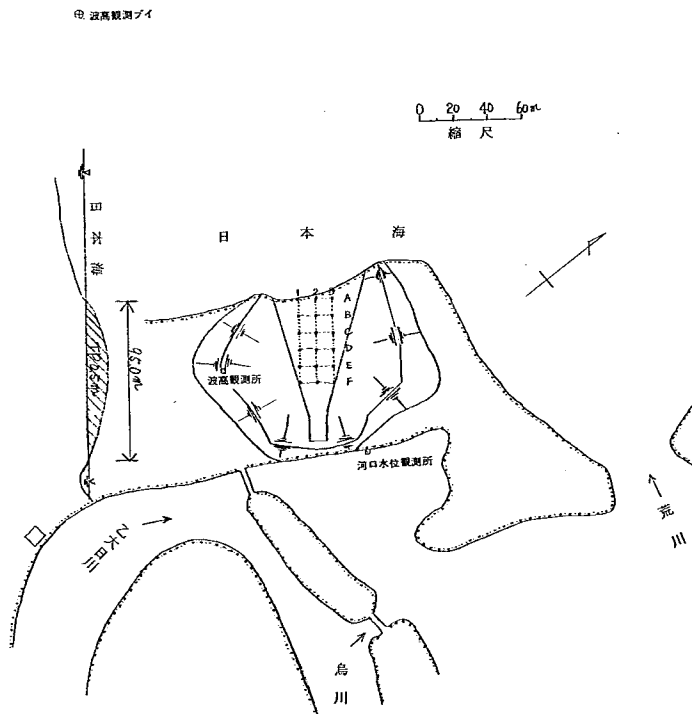


図-8.1 荒川河口砂州復元実験位置平面図

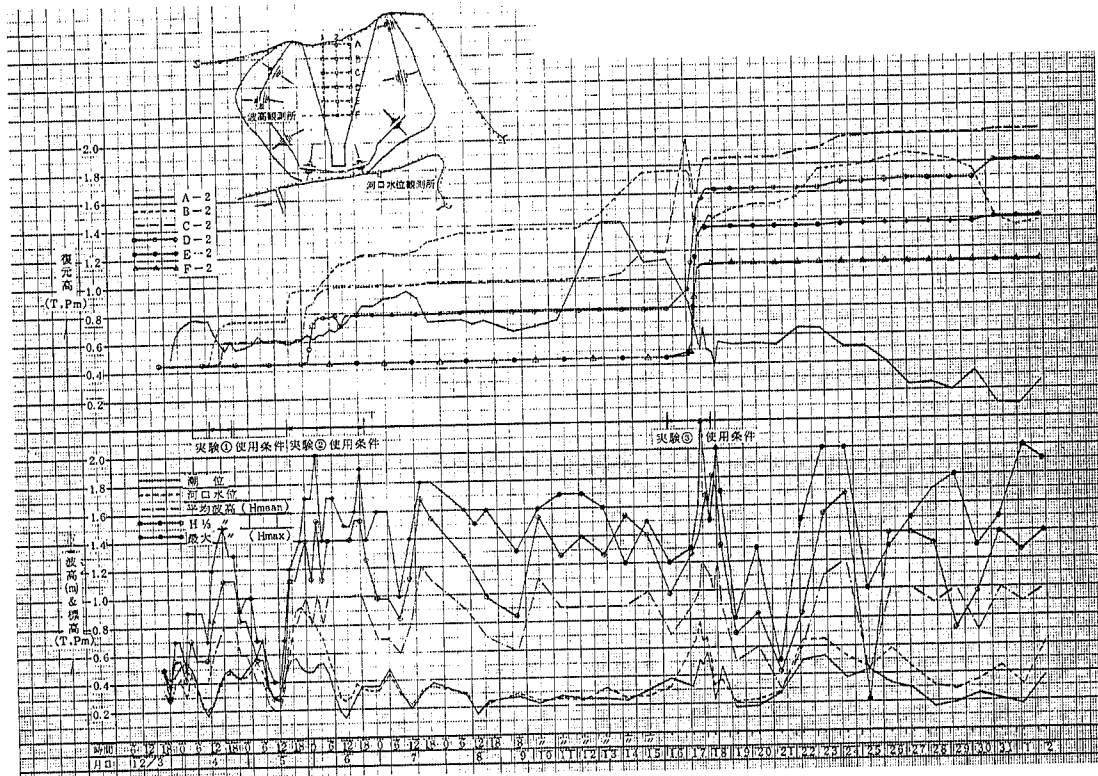


图-8.2 荒川河口砂州復元图

8.2 観測結果と模型実験条件

観測で得た各データの時間変化図を図-8.2に示す。なお、ここでは観測された平均波高より有義波高($H_{1/3}$)を換算して整理してみた。これによるとA列では、開削直後の波高が小さいときに砂州高が上昇し、波高($H_{1/3}$) 1.0 m 以上になるとBおよびC列が上昇する。また波高が大きくなったときの初期は潮位も高く、このとき砂州高が短時間で急上昇し、その波高が継続してもその後の変化は少ない。この観測結果より、波高とともに砂州高の上昇量が大きかったのは、12月4日の12時~20時、12月5日16時~12月6日20時および12月16日8時~12月18日8時であり、砂州の打上げ高により支配的な波浪条件および潮位は、この時間と考えられる。

この各時間の砂州縦断の時間変化図を図-8.3.1~8.3.3に示す。

なお観測資料は最大波高(H_{max})および平均波高(H_{mean})が得られているが、現地で不規則波であるのに対し、模型では規則波しか与えられないため、平均波高より $1/3$ 最大波(有義波 $H_{1/3}$)に換算し、上記時間内の $H_{1/3}$ 波高の最大値を実験条件とし、表-6.2.1の実験一覧表に示す3種類の波高と他に沖波波高(H_o) 2.0 mで計画潮位(T. P. 0.75 m)を用いた条件について行なった。実験は後述する波高(H_o) 2.0 mに対する平衡海浜に、現地砂州掘削形状を図-8.4のように模型砂州部に整形し、それぞれの条件にて平衡海浜と思われる形状になるまで波を作用させ、そのときの砂州の打上げ高の変化や周辺海浜形状の変化を測定した。

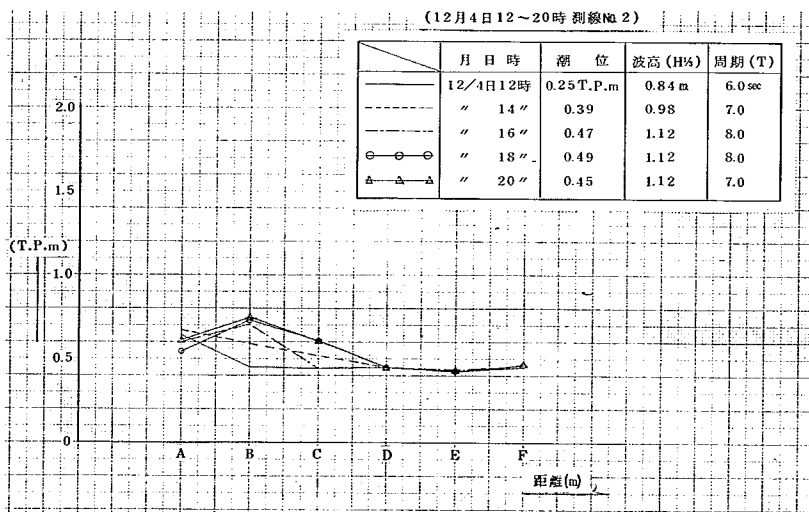


図-8.3.1 砂州復元縦断図

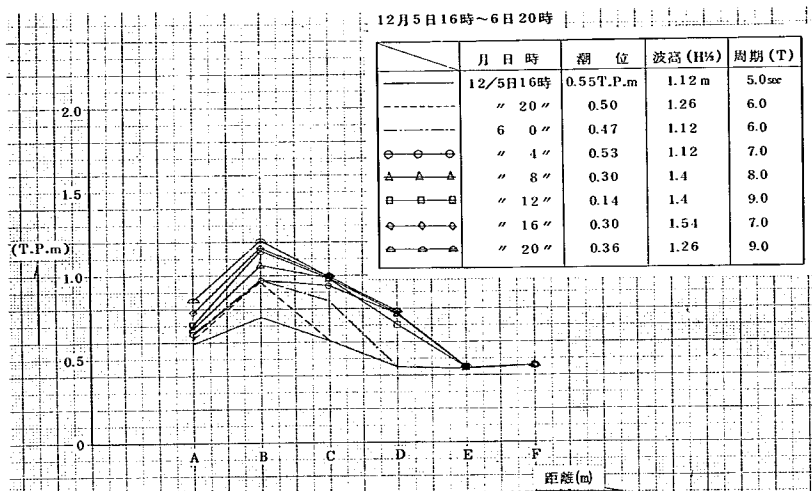


圖 - 8.3.2 砂州復元縱断面

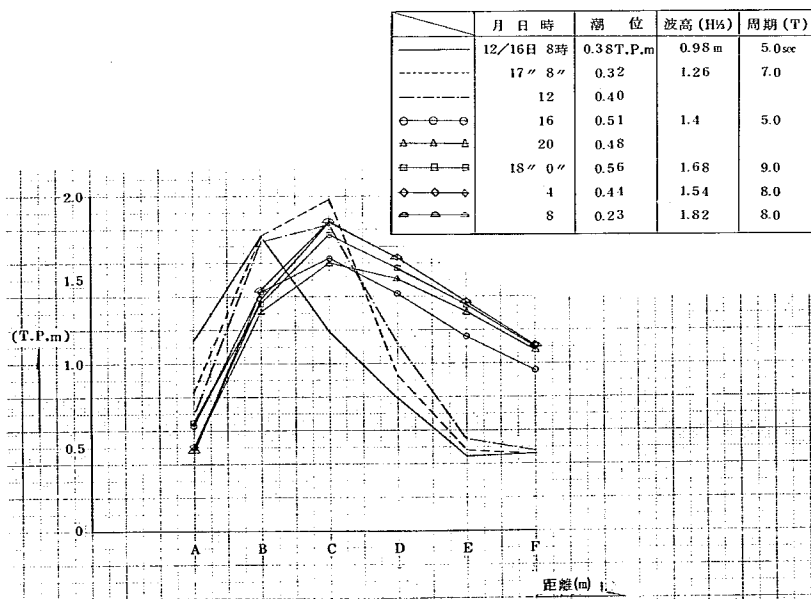


圖 - 8.3.3 砂州復元縱断面

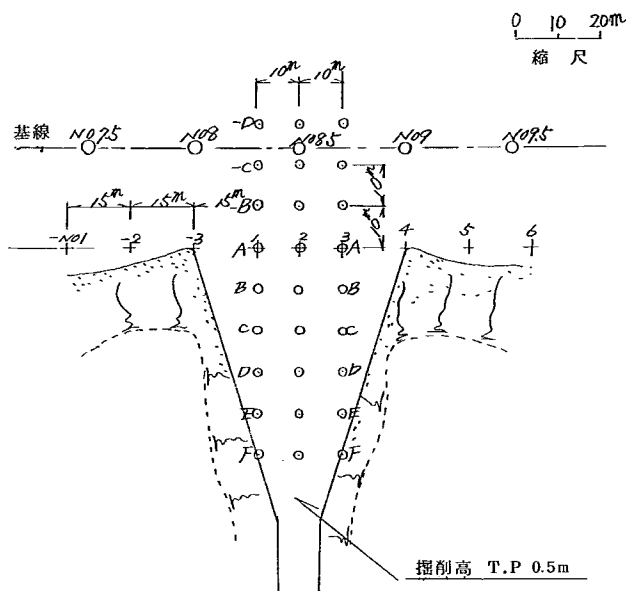


図 - 8.4 砂州復元実験掘削部平面図及び測線位置図

8.3 実験結果とその考察

実験は4種類の条件で行ない、そのケースを実験①～④とした。実験①は波高 $H=1\text{ m}$ （現地水深 10.5 m 地点）周期 $T=7\text{ sec}$ 、潮位T. P. 0.5 m で実施した。

実験開始後約15分で条件波に対する打上げ高まで砂州が上昇し、その後越波により掘削部奥へと運ばれ新しくA点付近に砂州の打上がりが見られた。また波高が小さいため、海浜の動きが小さく、実験時間は1時間30分とした。この砂州部縦断の時間変化図を図-8.5.1に示す。

砂州形状は現地の12月4日12時～20時の観測では、測点Bが最頂部であるのに対し、実験では測点A～Cではほぼ一樣の高さになっている。しかしその高さについてはほぼ同じとなった。

引き続き $H=1.41\text{ m}$ 、 $T=8\text{ sec}$ 、潮位T. P. 0.57 m の波を作用させた実験②は、実験初期に実験①で形成された砂州上を越波し、最頂部はB点～C点間まで押し込まれていたが、1時間後位より砂州高も徐々に高くなって、約4時間位で縦断形状はほぼ平衡に達し、その後の変化は少なかった。この砂州縦断の時間変化図を図-8.5.2に示す。また砂州頂高はT. P. $1.20\sim 1.30\text{ m}$ で観測の結果と同じとなった。

実験③は $H=1.8\text{ m}$ 、 $T=8\text{ sec}$ 、潮位T. P. 0.65 m としたケースで条件を変更して4時間目までは条件変更直後の形状を保っていたが、その後の4時間の間に汀線が大きく前進し、砂州頂部も一樣な高

さで前進してしまつた。

この砂州縦断の時間変化図を図-8.5.3に示す。

なお砂州頂高は現地観測ではT. P. 1.8 mであるのに対し、実験ではT. P. 1.40 mと打上高も低い。続いて $H=2.26$ m, $T=8$ sec, 潮位T. P. 0.81 mと波高、潮位とも大きくして実施した実験④は、条件変更直後にやや汀線の後退が見られたが、現地復元実験のように越波して最頂部が後退するような現象はみられなかった。また砂州頂高も実験③と変らずほぼ同一であった。この砂州縦断の時間変化図を図-8.5.4に、および実験①～④の測線2の各点における砂州高の時間変化図を図-8.6に、砂州掘削部の等深線の時間変化図を図-8.7.1～8.7.4に示す。

以上のように、現象としては、実験③の4時間、通算15時間30分までは、ほぼ現地と似通った傾向を示していたが、その後は越波による最頂部の後退はみられず、むしろ汀線の前進而より最頂部が既に入上った砂州の前方にできてしまつた。この汀線の前進は、小さい波から順次波高を大きくしていったため、小さい波のとき汀線近くの砕波により初期海岸のいそ浜帯の底質土砂が巻き上げられ、汀線付近に沈積し、大きい波のときは沖での沿岸砂州により、波高が減衰され、またいそ浜帯では底質が現地にくらべ模型が動き易く、海岸勾配もゆるやかになり、汀線の前進を喚気したものと思われた。このように相似に復元できなかった原因としては、現地では場所的に粒径が異なるが、模型では均一粒径であること、現地では水理現象が非定常的であるが、模型では定常的な条件を与えていること等の境界条件の相違および、 $\sqrt{gH_0}/w_0$ がいそ浜帯から汀線で石炭粉の方が大きかったことなどが考えられる。いっぽう砂州打上げ高 H_R は、波形勾配 $H_0/L_0=0.015\sim0.025$ で $H_R/H_0\div0.5\sim0.35$ となつた。しかし同様の波形勾配で砂の場合は $H_R/H_0\div1\sim0.7$ となることが明らかとなっており、石炭粉の場合には、前述した $\sqrt{gH_0}/w_0$ が大きかったこと、あるいはその特性により砂の場合の約 $1/2$ の打上げ高となることも明らかとなっている⁵⁾。したがって実験②までは観測結果の砂州高とはほぼ一致していたが、実際は観測結果の砂州高は、完全に打上がる前に波高が小さくなってしまつて、打上げ高が低かつたものとも考えられる。

波による移動床実験の時間縮尺は、観測結果の砂州打上がり時間内での水理現象が非定常であるのに対し、実験では時間内の H は波高の最大値を用い、規則波を与えていること、また観測では上述したように砂州高が平衡に達する以前に条件が変化していることも考えられ、その縮尺を求めるのは困難である。一応目安として、実験使用条件時の現地砂州打上がり時間と実験で平衡に達したと思われる時間縮尺比を求めてみると実験①が $t_{rr}=8/1.5=5.3$ 、実験② $t_{rr}=28/4=7.0$ 、実験③ $t_{rr}=44/8=5.5$ となり、フルードの時間縮尺あるいは河床変化より求まるBrown式の t_{rr} に近い値となる。

以上の実験結果より、汀線付近の海床変化の相似性はあまりよくなかつた。これらの原因としては既に述べたが、

- ① 現地粒径が小さく、模型上で同一 $\sqrt{gH_0}/w_0$ にするためには、大縮尺模型にしなければならず、 s の異なる石炭粉を用いたこと。
- ② 現地では種々の波高、波向が時間変化につれて変わり、波も不規則波であるのに、模型では規則波しか与えられないこと。

③ 模型上の境界条件を現地と相似にできないこと。(漂砂量, 沿岸流, 潮位変化等)

④ 現地底質粒径が場所的に変化すること。

等である。したがって模型で生ずる現象をそのままのみにせず, 現地資料, 他河川からの類推等, 十分な検討と慎重な判断を必要としよう。

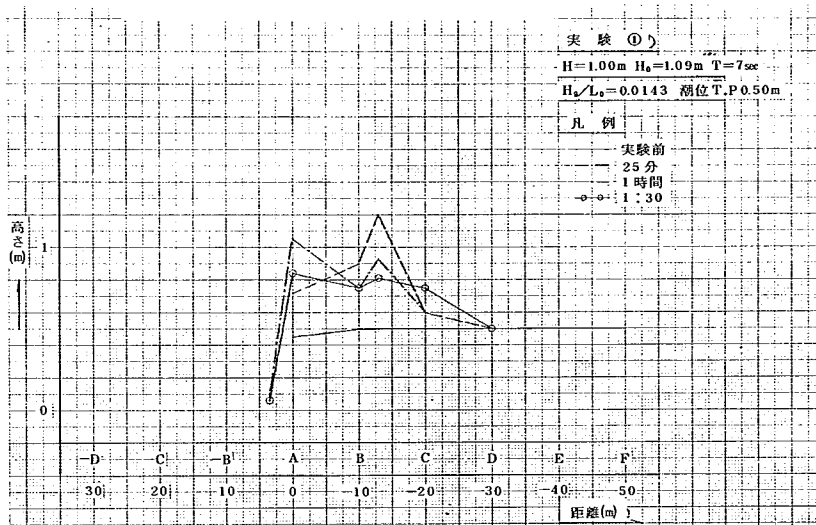


図 - 8.5.1 砂州部縦断の時間的变化図

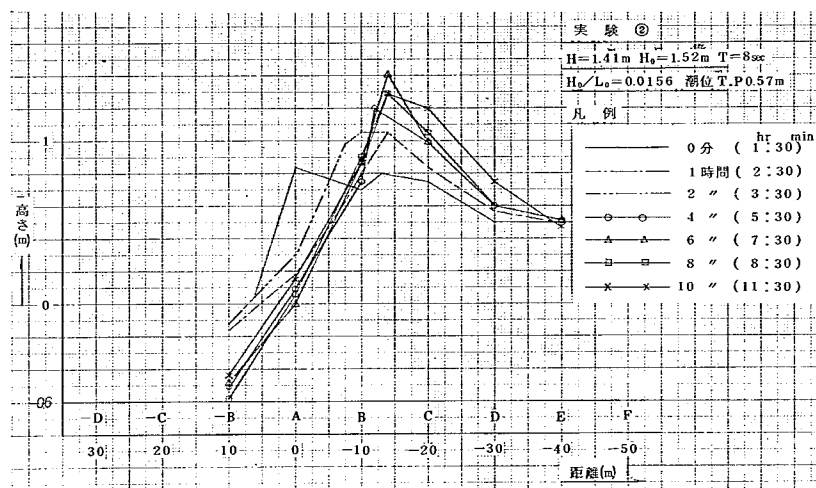


図 - 8.5.2 砂州部縦断の時間的变化図

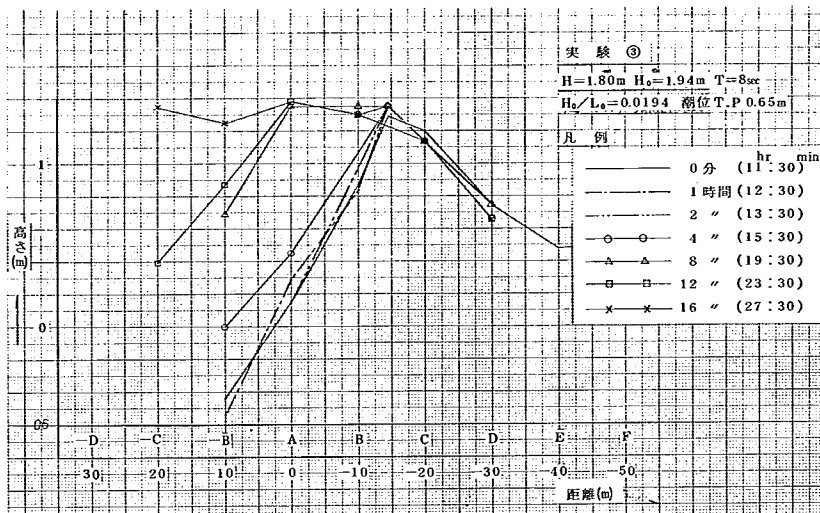


図-8.5.3 砂州部縦断の時間的变化図

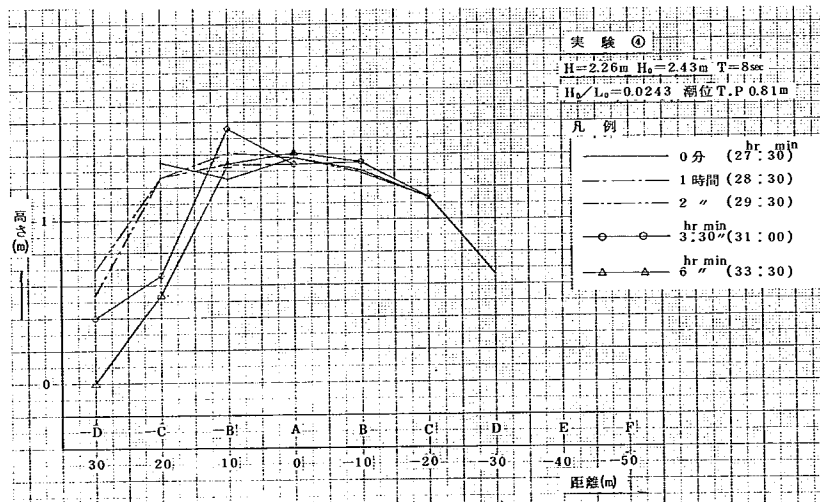
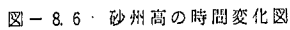


図-8.5.4 砂州部縦断の時間的变化図



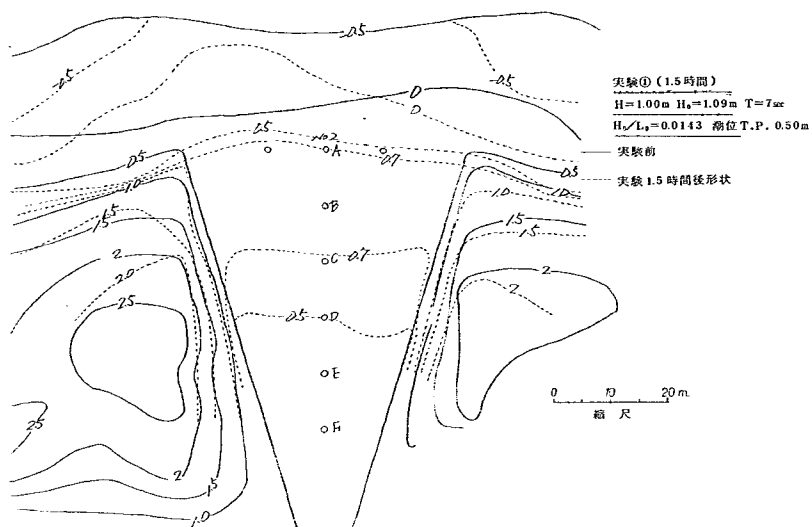


図-8.7.1 砂州掘削部の時間変化図 (砂州復元実験)

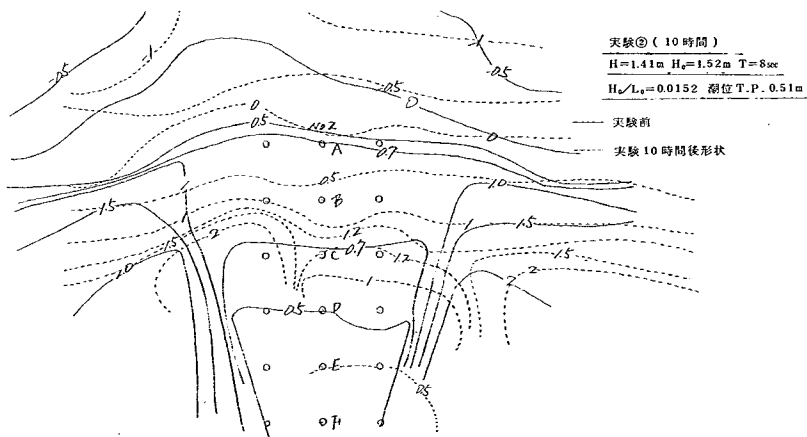
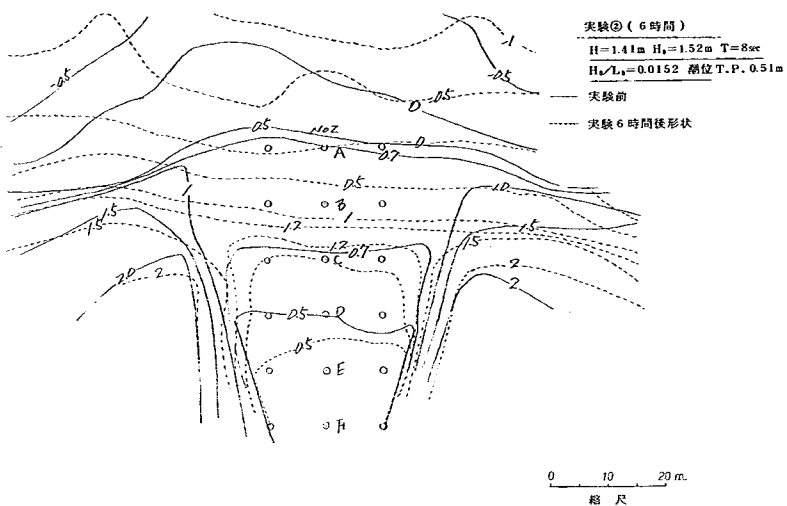


図-8.7.2 砂州掘削部の時間変化図 (砂州復元実験)

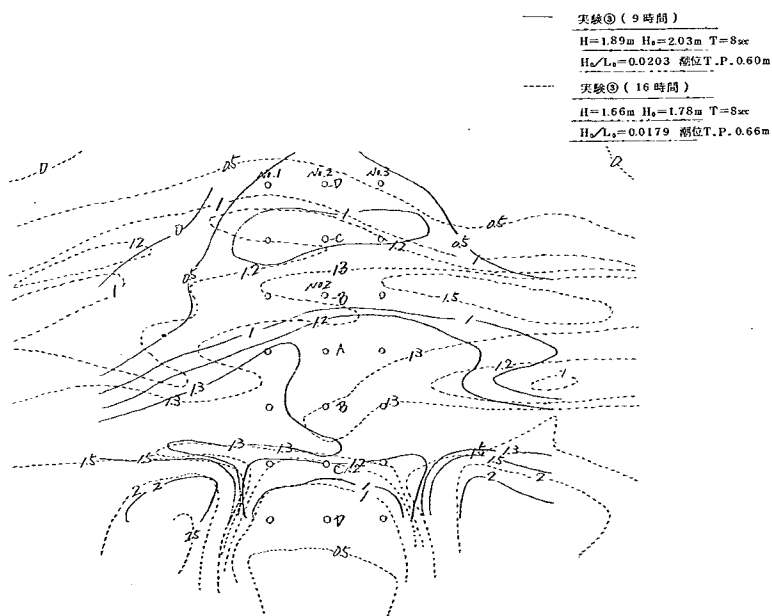
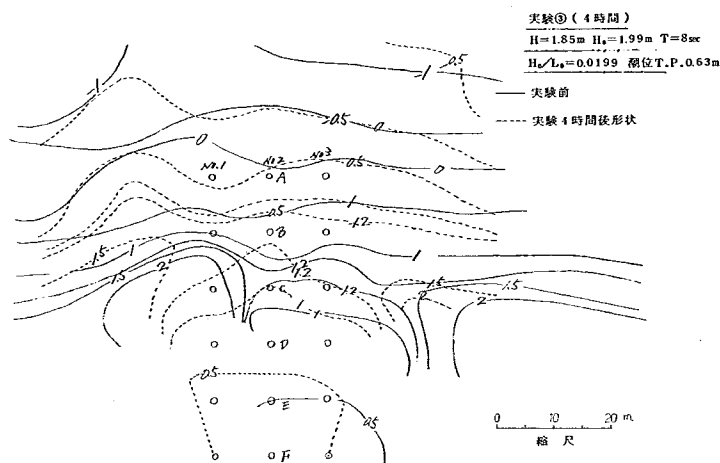


図-8.7.3 砂州掘削部の時間変化図(砂州復元実験)

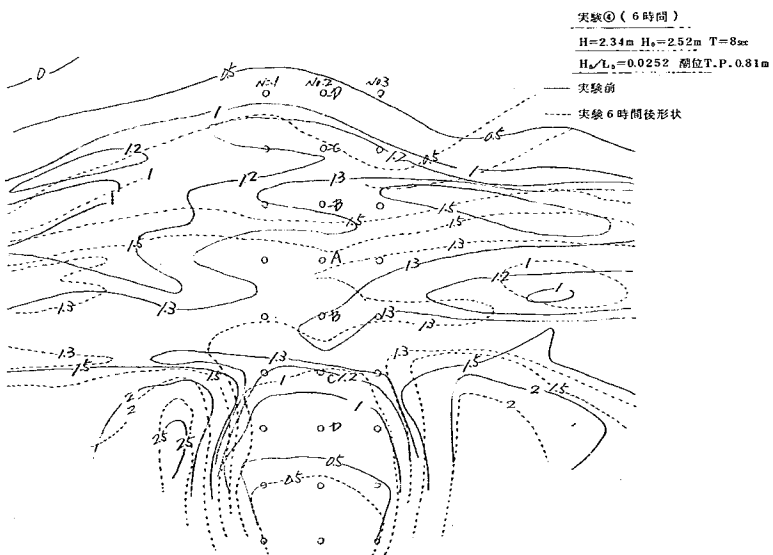
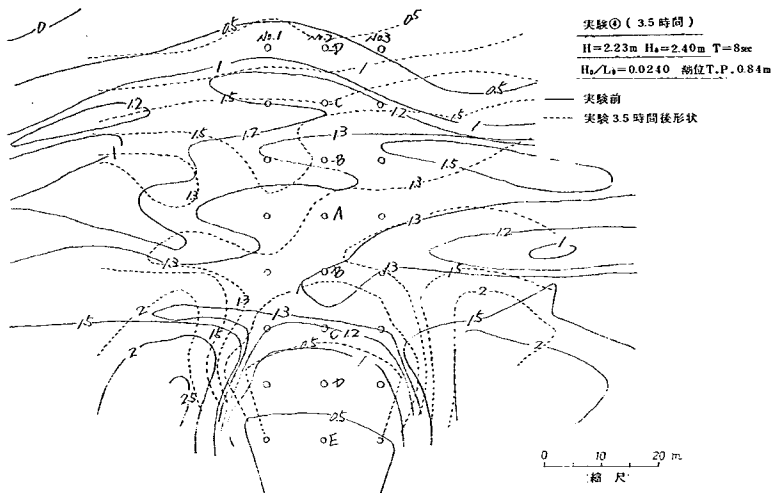


図 - 8.7.4 砂州掘削部の時間変化図 (砂州復元実験)

9. 平衡海浜形状と平水流量時の波による開口幅と砂州高、水位の検討

9.1 はじめに

実験は現地海浜をモデル化し T. P - 2.0 m まで前浜勾配を 1/10 にし、それより以深の外浜および沖浜勾配を 1/100 として T. P - 7.4 m の深さまで汀線と平行な等深線を有する海浜に整形し、波高 2.0 m と 3.0 m (実際は造波装置の関係上 2.6 m の波高しか与えることができなかった) の波のときの平衡海浜実験を行ない、その後平水流量を流して波と河川流による放水路河口の平衡断面実験を行なった。

最初の前平衡海浜実験は前に述べたように、

- ① 現地海浜で粒径が場所的に変化するが模型では均一粒径しか与えられない。
- ② 現地では不規則波であるが模型は規則波を与える。
- ③ 潮位変化や沿岸流等の境界条件を模型に現地と相似できない。

等の制約を受け、相似性に多少の問題点があるため、平衡海浜実験より初期海浜形状を求めた。

9.2 実験結果

○平衡海浜実験 (実験 I - 1)

実験開始後砕波点は時間の経過とともに沖へ移行する傾向があつて 1.5 時間 (模型時間) 後、砕波点は基線沖合 13.5 m の位置にあつたのが 3 時間後には、基線から 21.0 ~ 24.0 m 付近に一次砕波、13.5 m 付近は二次砕波点となり、汀線も全体に 3.0 m 程度後退していた。

しかし、それ以降 6 時間後においても、砕波点、汀線ともほとんど変化せず、大局的にみては平衡に達しているものと判断された。この平衡海浜縦断と現地縦断図を比較したのが図 - 9.1.1 ~ 9.1.2 である。これによると沿岸砂州高、およびその位置と沖浜勾配についてはほぼ相似な地形となっているが、いそ浜帯での形状はやや異なっていた。これは汀線付近では $(\sqrt{gH_0}/w_0)_r < 1$ となっているため、模型の底質が動きやすく、汀線が浸食され、その土砂はいそ浜帯に堆積し、その結果いそ浜帯での海浜勾配が緩かになったものと思われる。このいそ浜帯の海浜形状を除き、沿岸砂州高とその位置、および T. P. 0 m の位置が現地とはほぼ一致しており、底質材料を模型では石炭粉を用いたこと、現地では粒径が場所的に変化する事等を考慮するとほぼ相似な海浜形状となっていると思われる。よつて実験 II 以降の初期海浜はこの形状とした。

この等深線図を図 - 9.2 に示す。

○実験 I - 1 (河口平衡断面実験)

放水路河口部は導流堤を基線より 1.0 m 沖まで製作し河床高は T. P - 1.0 m の水平導流堤天端 T. P 2.3 m、放水路幅 4.5 m の汀線に直角方向の形状にて実験を行なった。これより平衡海浜実験後同条件の波を作用させ、河口付近に人為的に給砂し放水路を完全閉塞させた。

砂州の打上がった位置は左右岸汀線に同位置で、砂州部の最頂部は T. P 1.4 0 m となつていたが、平

均して河道内水位と同じT. P 1.25 m位であった。

その後放水路から平水流量 $3.0 \text{ m}^3/\text{s}$ を流し、波と河川流による河口断面の動的平衡実験を行なった。

実験初期は河川流により左岸導流堤に沿って砂州が浸食され、開口幅を拡げていた。しかし右図のように右岸から侵入する波により、開口部側端の砂州高が低下し、波が放水路内へ侵入して、砂州は鎌型に河道内へ伸延して開口幅が広がっていた。河道内水位は開口幅の拡大により、時間の経過とともに、いくぶん低下気味であったが、最終的には、T. P 1.25 m前後となりその開口幅は6 m程度（最深河床高T. P. -0.5 ~ -0.7 m）であった。この海浜流況および等深浅図、海浜縦断面図を図-9.3~9.5.2に示す。

○実験1-2（平衡海浜実験）

この実験も実験1-1の平衡海浜同様にモデル化した海浜を作り、波高2.52 m、周期9 secの波を与え、その波に対する平衡海浜形状について検討した実験である。

ただし放水路は設置したままであるが、前回実験1-1で砂州が打上がらなかった原因として、汀線の後退により、相対的に導流堤長が長くなり、二次元性が強調されていたが、沖からの補給砂量が少なく、しかも朔望平均満潮位としたため、河口水深が大となって打上がりにくくなったためと思われた。

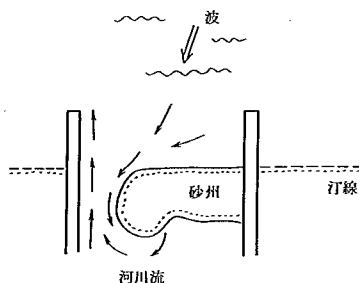
そこで今回は導流堤長を2.5 m短かくし（基線より1.5 m陸側が導流堤先端）、潮位も平均干潮位に近いT. P 0.20 mにして実験を行なった。

その結果は、前回と同様砕波点が沖に移行し、基線から510~540 m沖付近に生じ、二次砕波が440 m付近に発生していた。二次砕波点より沖で二次波峯がみられる2L型の海床波の発生がみられるものと予想された。

砕波点が $H_o = 2.0 \text{ m}$ のときと比較し、かなり沖に発生しているため、汀線付近へ到達する波のエネルギーの減衰が大きく砕波帯内でやや堆積傾向にあった。

沿岸流は放水路左右岸の汀線とともに、放水路方向への流れが卓越し、導流堤長を短かくしたために、砂州の形成も三次元性が強調され、河口左右岸から砂州の伸延がみられ、1.5時間後にはほぼ完全閉塞した。しかし汀線と比較し、約20 m程度奥に打上がっていたため、さらにその前面に堆積し始め、2.5時間後には、ほぼ汀線と同位置まで河口砂州の前縁線が前進し、砂州幅40 m、砂州頂高T. P 0.6 mの完全閉塞した砂州が形成されていた。

一般に砂州は入射波高と同高まで打上がるが、今回の実験は砕波点から汀線までの距離が遠く、卓越漂砂方向は左右岸の海浜ともに中央に向かっており、放水路付近で沖への離岸流によって運ばれた土砂が放水路前面に広く堆積し、入射波高の放水路への侵入波を減衰させ、打上げ高を低くしているようであった。この等深浅図を図-9.6に示す。



○実験Ⅰ-2-1（河口平衡断面実験）

実験Ⅰ-2の平衡海浜実験後、平水流量を流し、河口の平衡断面実験を行なったが、流量は前回の約 $1/3$ の $1.04 \text{ m}^3/\text{s}$ （潮位 T. P. 0.2 m ）とした。

河口開口幅は実験1時間後4～5 m程度であったが、左右岸から放水路へ向かっていった沿岸流は、左岸側から右岸への流れが強くなり、左岸導流堤に沿って流出した河川流は右偏し、砂州前縁に沿って外海へ流出していた。

左右岸導流堤外側の汀線は導流堤先端まで前進し、

1.5時間後には三次元性の砂州の伸延がみられた。

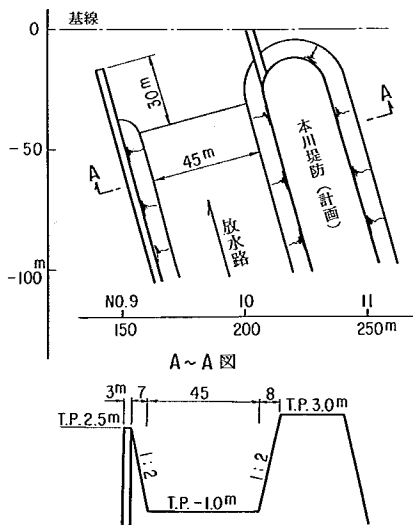
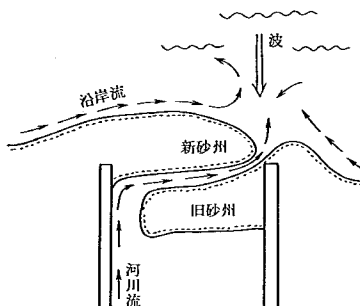
この砂州は3時間後、右岸からの沿岸流と左岸からのそれとの力が均衡した位置と思われる右岸導流堤先端付近で伸延が止まり、河川流は右図のように平衡海浜実験時に打上がった旧砂州の左岸側開口部から流出後右偏し、旧砂州の前縁、すなわち旧砂州と新砂州の間を右岸導流堤方向へ流れ、右岸導流堤先端付近から外海へと流出していた。

この伸延した新砂州の砂州高は、旧砂州と同じく、T. P. $0.7 \sim 0.8 \text{ m}$ で開口幅3 m（最深河床高 T. P. -0.2 m ）程度、河道内水位 T. P. 0.8 m であった。これらの海浜流況および等深线图、海浜縦断面図を図-9.7～9.9.2に示す。

○実験Ⅳ-1（河口が汀線に斜め方向の河口平衡断面実験）

ケース番号が前後するが、本ケースは放水路河口を基線に 75° 傾け、本川左岸堤防と同一方向とし、本川左岸堤防、放水路堤防等の断面形を右図のように計画に合わせて製作し、平水流量を流下させて波と河川流との平衡断面実験である。

初期海浜形状は実験Ⅰ-1の平衡海浜形状とし、潮位 T. P. 0.75 m 、波高 $H_o = 2.04 \text{ m}$ を与えた。実験初期は本川堤への沿い波、それに反射波の影響により、右岸側海浜は右方向への沿岸流が卓越し、右岸汀線の前進が見られた。しかし10時間目位から、本堤前面付近の局所洗掘により、堤防への打上げ高が大きくなり、また砕波点の前進も相俟って、右岸側への沿岸



放水路河口平面図 実験Ⅳ-1

流と堤防への沿い波が強くなり、反対に右岸側汀線の後退が見られた。

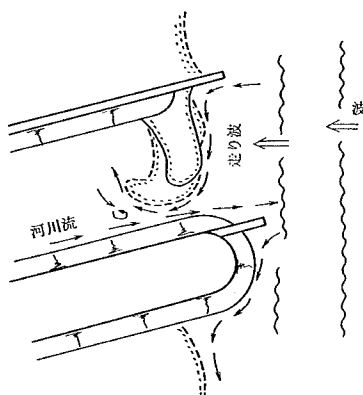
放水路左岸側の汀線については、時間により多少の変化はみられたが、最終的には実験初期とほとんど変化はなかった。

河口における土砂の堆積は図-9.10の河口等深図に示すように、10時間後の砂州最頂部はT. P. 0 mである。

しかし導流堤が入射方向に対して 15° 左へ傾いた方向のため、河口へ入射した波は左岸導流堤に沿って河道奥へ侵入し、河口への土砂の堆積範囲も放水路河口が汀線に直角方向の場合よりも、奥に広がっているようである。

また河口左岸側導流堤に沿って堆積しているため、河川流は右岸導流堤に沿って流出している。

その後河口砂州は実験12時間後から15時間の3時間の間に急激に形成され、15時間後には右図のように河口砂州の側面を走る波により、河道内へもち込まれ、砂州幅を拡げながら図-9.11の海浜状況図に示したような履歴をたどり、20時間後にはほぼ平衡断面に達していた。



なお、放水路内の水位は実験初期からほとんど変化はなく、T. P. 1.20 m ~ 1.30 mであった。本堤前面の波の打上げ高は、小段と同高のT. P. 3.0 mまでは上がり、打上がった波が放水路右岸導流堤に沿って集中し、一部放水路内への越波がみられた。

また左岸導流堤先端は、ほとんど洗掘はなかったが、右岸側先端は局所洗掘されている。

いっぽう、放水路河口の砂州高は汀線に直角方向の場合よりいくぶん低く、斜め方向による遮蔽効果によるものか、約T. P. 1.0 mであった。実験は20時間と長時間波を作用させたため、本堤からの反射や、二次波峯等による2 L型のBarの形成等も一部にみられ、かなり変形し、沿岸砂州やトラフの位置と高さが実験前に比べやや異なっていた。

これらの等深図、海浜縦断面を図-9.12 ~ 9.13.2に示す。

9.3 Wave set up による河口水位の上昇について⁶⁾

河口に砂州が存在する場合、河口平衡断面実験結果で述べたように、波浪が大きい時には河口水位が上昇する。中小河川で強波浪時に河口水位が上昇し、河口部が湛水するのは、むしろ河口閉塞というより、Wave set up が原因するらしい。

波が海浜に近づくとき波は砕波し、波高が小さくなる。この波高の変化は波による運動量輸送に変化をもたらす。砕波点近くでの平均海水面の低下 (Wave set down) と汀線付近の平均海水面の上昇をもたらす。(Wave set up)

$$\overline{\eta}_s/H_B = 1.63i + 0.048 \dots \dots \dots (1)$$

Figure 1 consists of two parts. The top part is a cross-sectional view of the weir and river mouth. It shows a weir with a crest width of 65 cm and a height of 35 cm. The weir is located at the river mouth, which has a width of 10 m. The river bed is at a depth of 0.2 m. The weir is labeled "開口部敷高 (40 cm)" and "水路底". The bottom part is a plan view of the weir structure. It shows a weir with a width of 0.6 m and a length of 10 m. The river mouth is labeled "開口部" and "A 点". The river bed is labeled "1/10". The weir is labeled "河道部" and "河道内水位測定点 B 点".

9.3.1 実験概要

波高はスケールによって 10 ～ 20 波の読み取り平均とし、潮位は傾斜面と水平床面との交点より 1.5 m 離れた位置に内径 6 mm、長さ 7 m のビニール管を水路側壁へ鉛直にはりつけ、その口は、水路床より 5 cm 高くした。他端は水路外に置かれた内径 9.0 cm の円筒につなぎその水面を潮位とした。ビニール管と同筒の断面積比が 1 : 2.25 であるので、変動分は消え、ほぼ静圧面として良い。河道側水位は図 9.14 の A 点でビニール管を用い潮位測定と同様な装置で A 点水位とした。

— 92 —

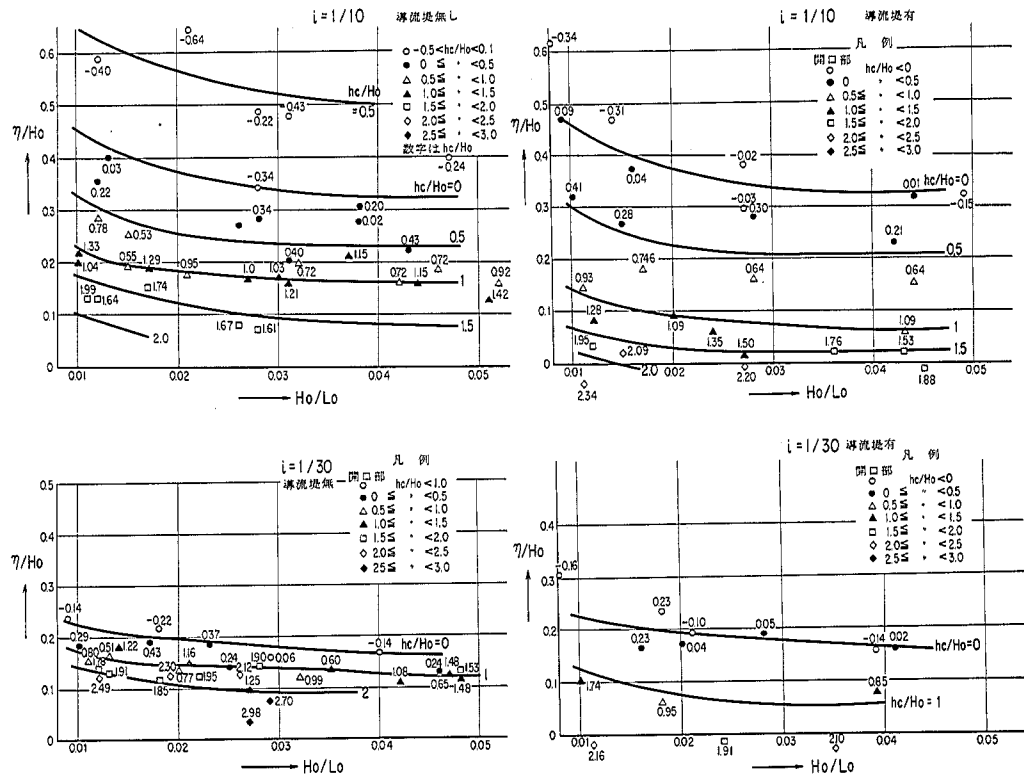


圖 - 9.15 $\eta_o / Ho \sim Ho / Lo$ 相關圖

9.3.2 実験結果の考察

河口の set up 量は、沖波波高 H_o 、波長 L_o 、河道の形によって決まると考えて良い。よって

$$\eta/H_o = f(H_o/L_o, h_c/H_o, i, B/H_o) \dots\dots\dots (2)$$

と考えられる。ここで h_c は河口水深、 B は川幅である。(2)式において B/H_o は波の河道内への落ち込み量などに関係するが、それほど大きな効果をおよぼさないと考えられるので、実験結果を η/H_o 、 H_o/L_o 、 h_c/H_o で整理したのが図-9.15である。

この結果によると i が大きく h_c/H_o が小さい方が η/H_o が大きくなる。導流堤を設置した場合には、 h_c/H_o が 0.5 位までは set up 量が、導流堤の無い場合とほぼ同じであったが、これより大きくなると導流堤によって波の河道への落ち込みを防げるため、set up 量が小さくなり、 h_c/H_o が 2 近くなると set up 量もほぼ 0 となり、むしろ、set down となった。

9.3.3 現地河川での適用について

以上の実験結果より、前浜勾配が大きい汀線粒径 0.5 mm 以上の海岸に流入する中小河川では、河口が完全に閉塞しなくても、暴風時には平均海面より、河口水位が相当上昇しうること示している。

乙大日川、烏川放水路河口の場合、前浜勾配が $1/10 \sim 1/20$ であるので、河口水深を 0.5 m 程度と考えると、 $H_o = 2.0$ m の波高時には、波高の 2～3 割プラス潮位の水位まで上昇することが考えられ、事実河口平衡断面実験でも図-9.18 のような結果が得られている。

ただ大河川のように河口水深が深い場合や導流堤が設置され、河口水深が深い場合には set up 量は小さく、set up 量を問題とすることはあるまい。また汀線が 0.2 mm 前後の海岸でも、前浜勾配が小さいため set up 量は小さく河口計画の中に特別に考慮する必要はないと思われる。

9.4 波による砂州形成後のフラッシュに関する検討

河口平衡断面実験（実験 I-2-1）の終了後、砂州高を T. P. 2.0 m にかさ上げして（開口幅 3.3 m）砂州フラッシュ実験を行なった。なお、施設上流量は $3.4 \text{ m}^3/\text{s}$ までしか流せなかったので、砂州フラッシュ実験に用いた A 波形より、その流量までのハイドログラフを使用した。この実験中の流量と開口幅、水位の関係を図-9.16 に示す。崩壊の状況は、T. P. -1.0 m の固定床河床まで矩形断面にフラッシュされ、最大開口幅は約 1.8 m であった。またこのときのピーク水位は T. P. 1.2 m であり、波がある場合は、その影響で T. P. 1.40 m ($H_o = 2.0$ m) となった。この通水後等深図を図-9.17 に示す。

9.5 ま と め

以上、各ケースの実験結果について述べたが、それらをまとめると次のようである。

- (1) 平衡海浜形状は、波高 $H_o = 2.0$ m のとき、いそ浜帯を除き、沿岸砂州高とその位置、および T. P. 0 m の位置が現地とほぼ一致しており、現地海浜を形成している卓越波高も 2.0 m 程度と考えられる。よって実験 II 以降の初期海浜は実験 I-1 の平衡海浜形状を用いた。
- (2) 平水流量時の波による開口幅は、流量 $3.0 \text{ m}^3/\text{s}$ で約 5～6 m（最深河床高約 T. P. -0.5 m～

T. P. -0.7 m) , $1.0 \text{ m}^3/\text{s}$ で約 $2 \sim 3$ m (最深河床高約 T. P. -0.2 m) 程度保たれる。

(3) 砂州高は、放水路河口が汀線と直角方向の場合、波高 $H_o = 2.0$ m (潮位 T. P. 0.75 m) のとき約 T. P. 1.40 m、波高 $H_o = 2.56$ m (潮位 T. P. 0.2 m) のとき T. P. 0.8 m である。これは波高が大でも沖で碎波してしまうため、打上げ高はあまり変らないものと考えられる。

(4) 放水路形状を本川左岸堤防と同一方向とした場合は、河口が波の入射方向に対して約 15° 左へ傾いているため、波は左岸導流堤に沿って河道奥へ侵入し、土砂の堆積範囲も直角方向の場合より奥へ広がっている。しかし、砂州高は導流堤による遮蔽効果によるものか、波高 $H_o = 2.04$ m (潮位 T. P. 0.75 m) で約 T. P. 1.0 m であった。

(5) 現地海浜を形成している卓越波は 2.0 m 前後の波高によるものと思われ波形勾配 0.02 前後では、砂州の打上げ高 H_R と沖波波高 H_o との関係は $H_R/H_o \approx 1$ である。

しかし実験では石炭粉の特性で海浜部の打上げ高は $H_R/H_o \approx 0.5$ 前後であるので、放水路河口の砂州高は最大 T. P. 2.5 m 程度が考えられる。

(6) 河道内水位は、波による set up の影響でかなり上昇し、波高の 2 割強プラス潮位の水位まで上昇することが明らかになった。朔望平均満潮位時には約 T. P. 1.35 m 程度が考えられる。(図-9.18 参照)

(7) 平水流量時の波による砂州形成後 $Q_{max} = 3.4 \text{ m}^3/\text{s}$ を通水したところ、最大開口幅は約 18 m、フラッシュ時のピーク水位は T. P. 1.2 m であった。また通水時に波を作用 ($H_o = 2.0$ m) させた場合は T. P. 1.40 m となった。

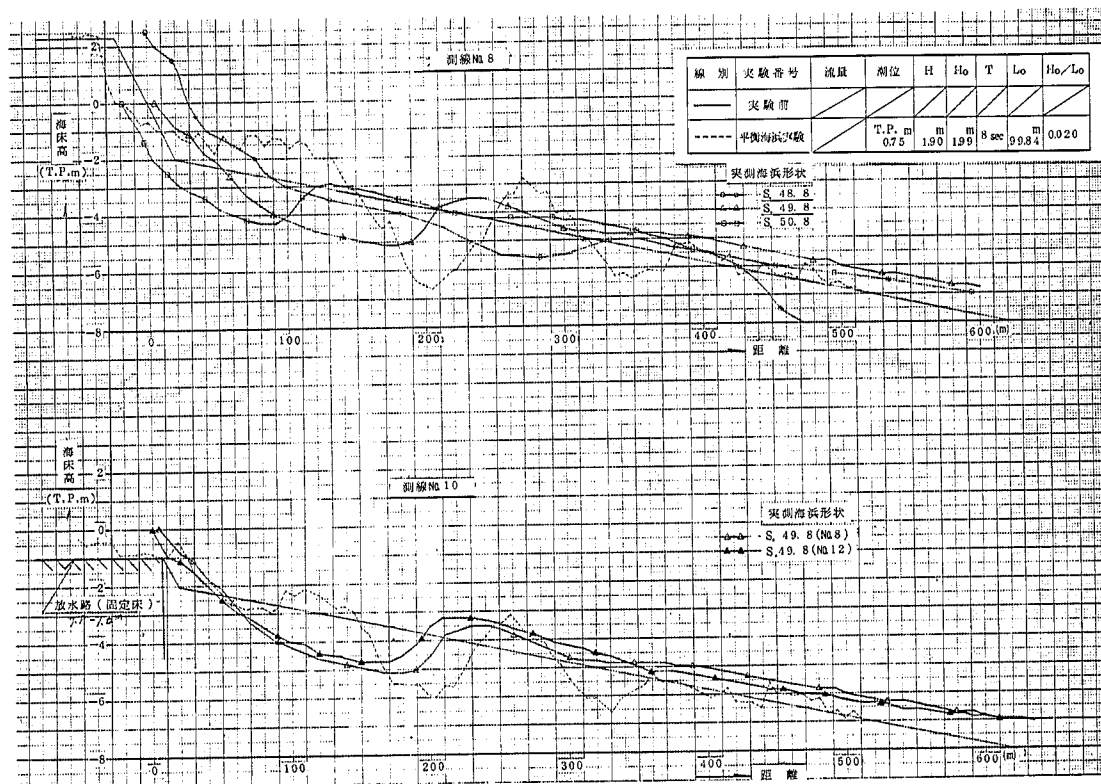


図-9.1.1 海浜縦断面図 (現地と模型)

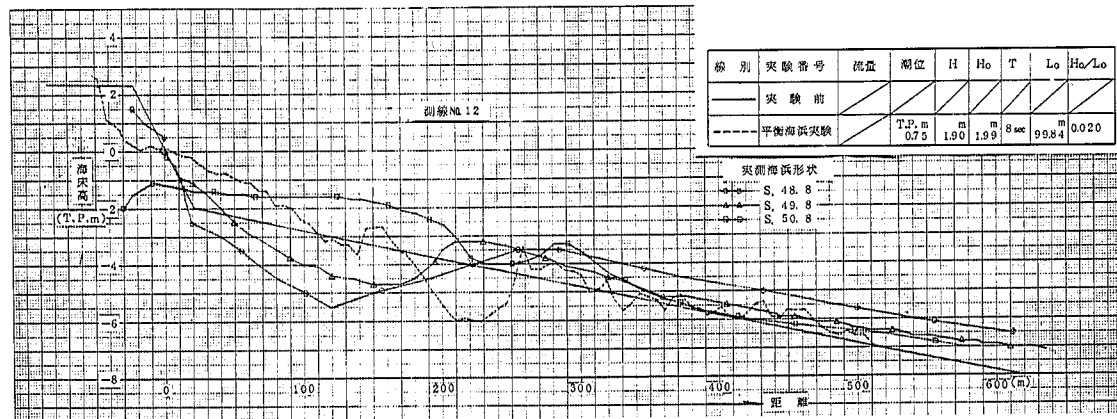


図 - 9. 1. 2 海浜縦断面図 (現地と模型)

397

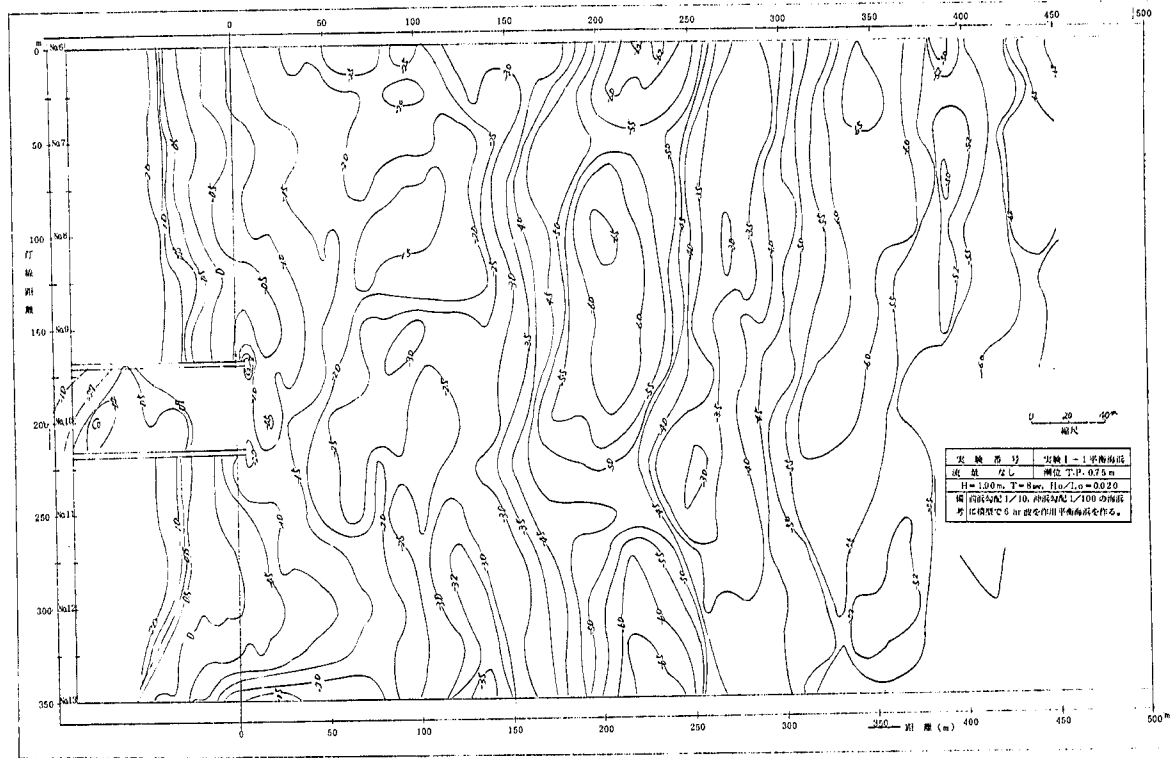
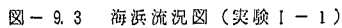


図-9.2 等 深 綫 図 (実験1-1)



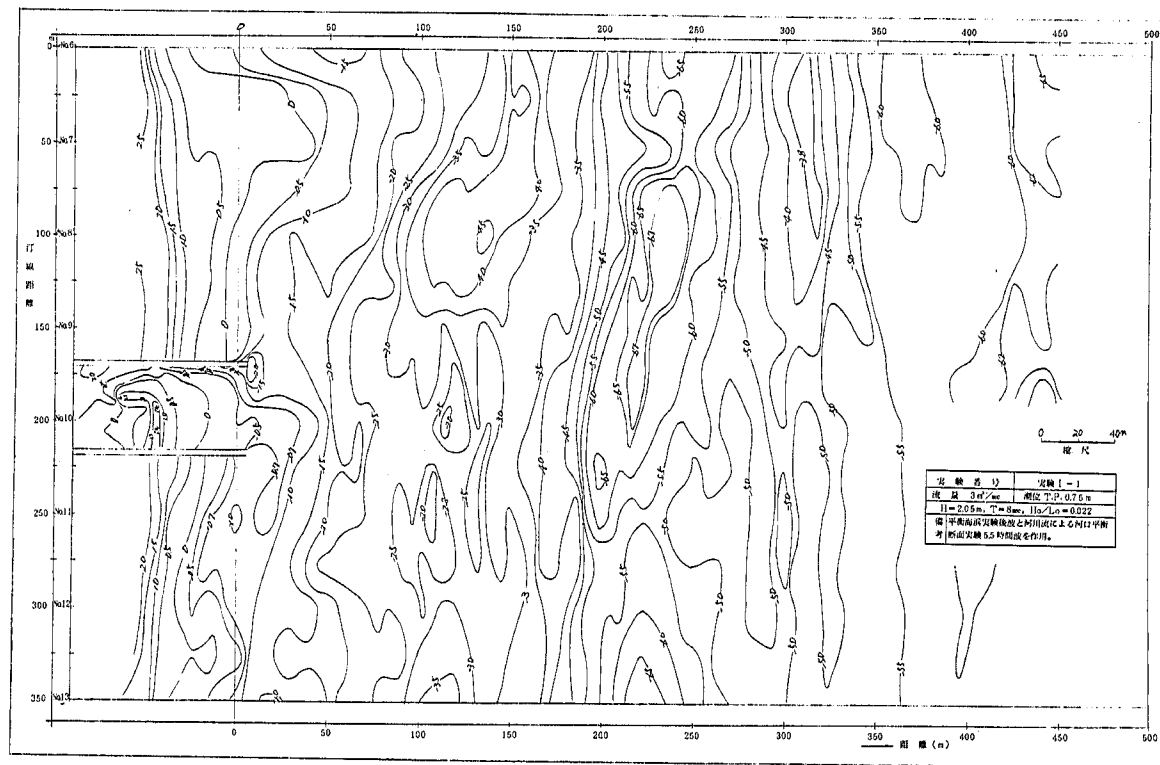


図-9.4 等 深 浅 図 (実験 I-1)

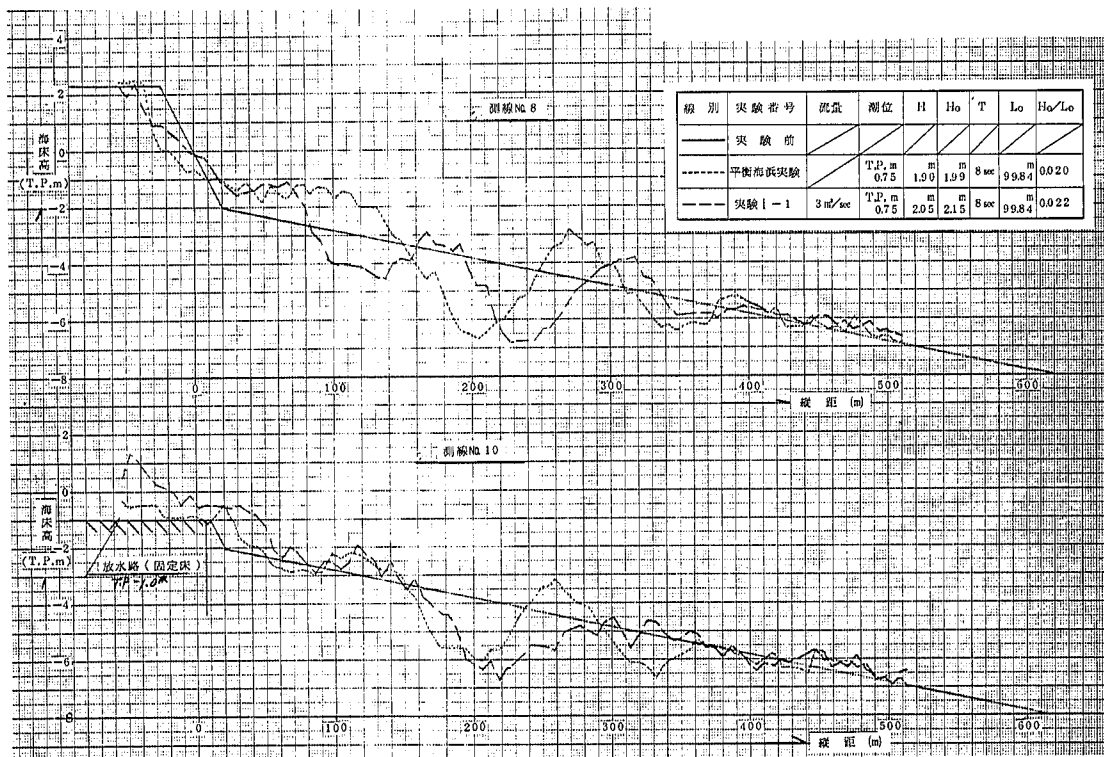


圖 - 9.5.1 海浜縦断面圖 (實驗 I - 1)

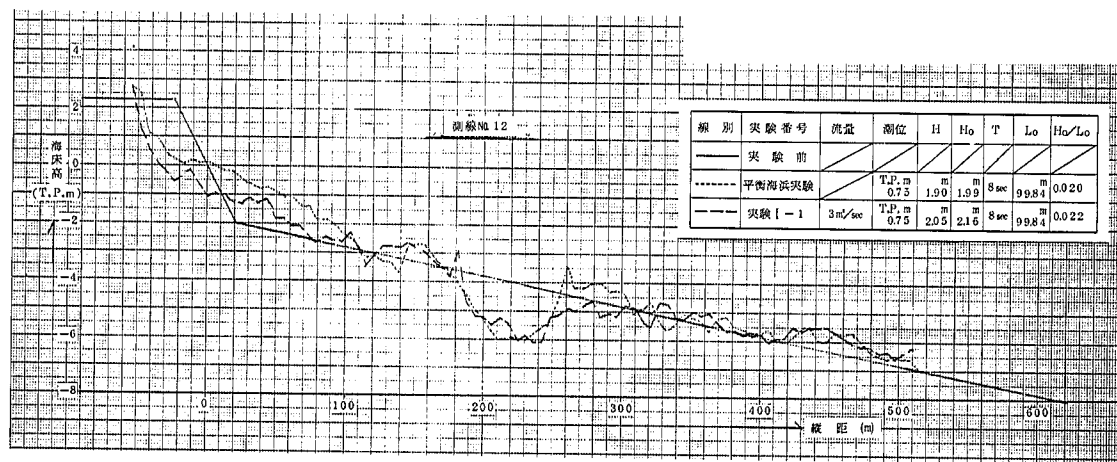


图 - 9.5.2 海滨横断面图 (实验 I - 1)

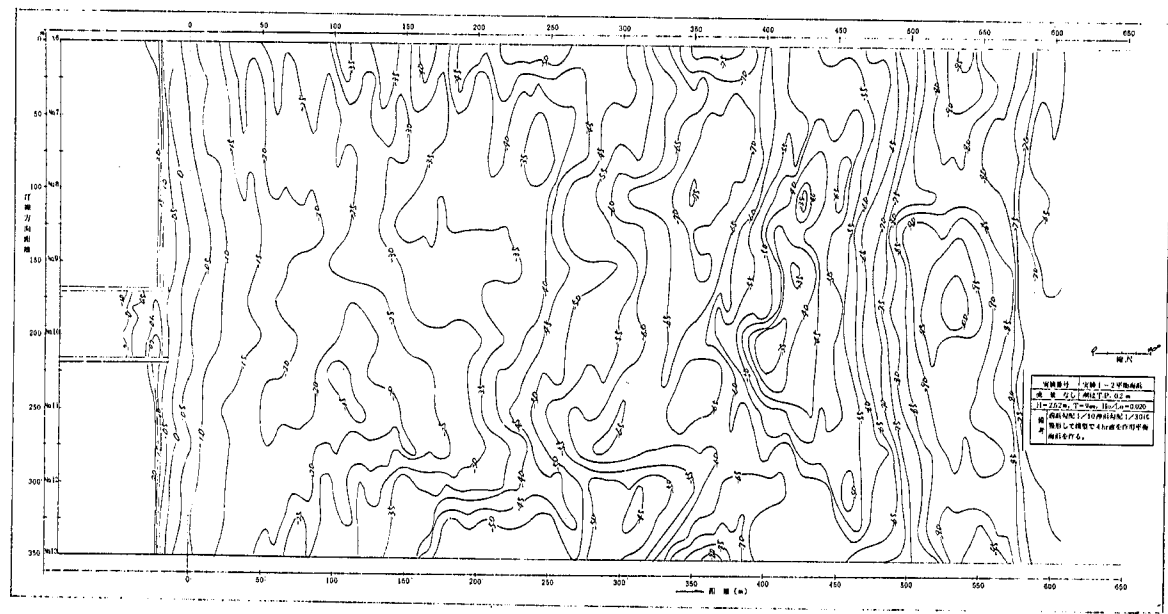


图 - 9.6 等 深 浅 图 (实验 I - 2)

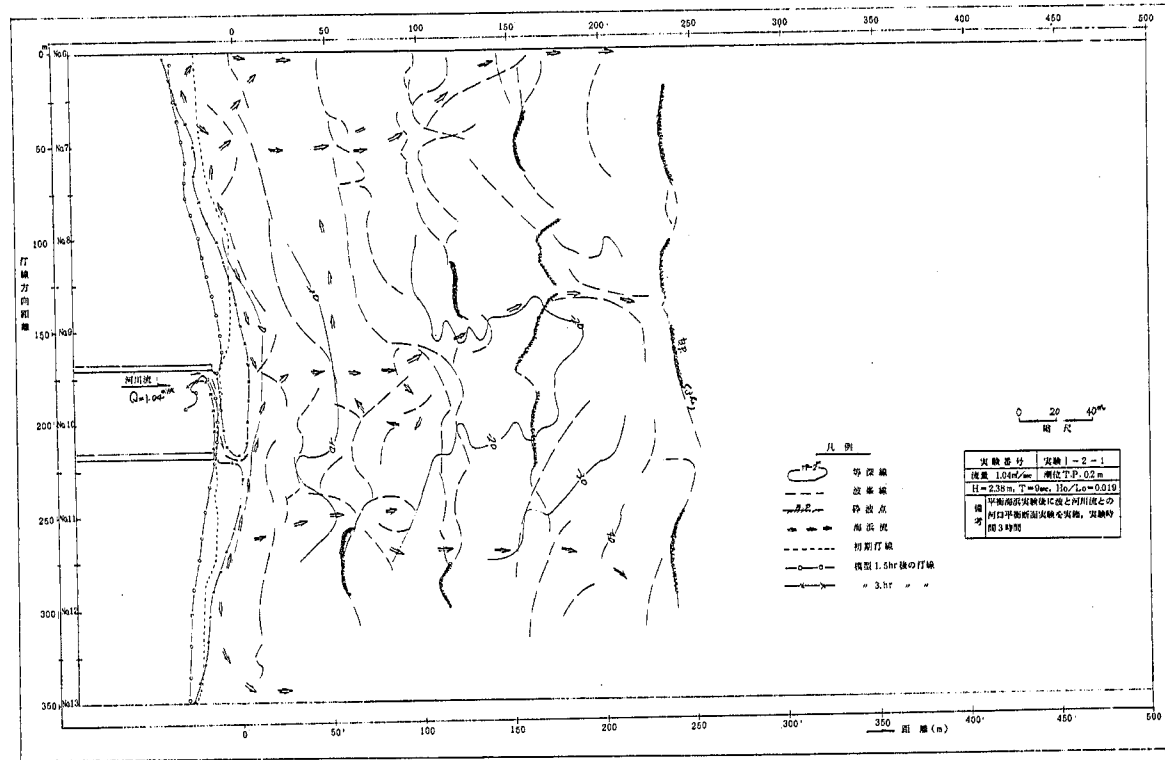


図 - 9.7 海浜流況図 (実験 I-2-1)

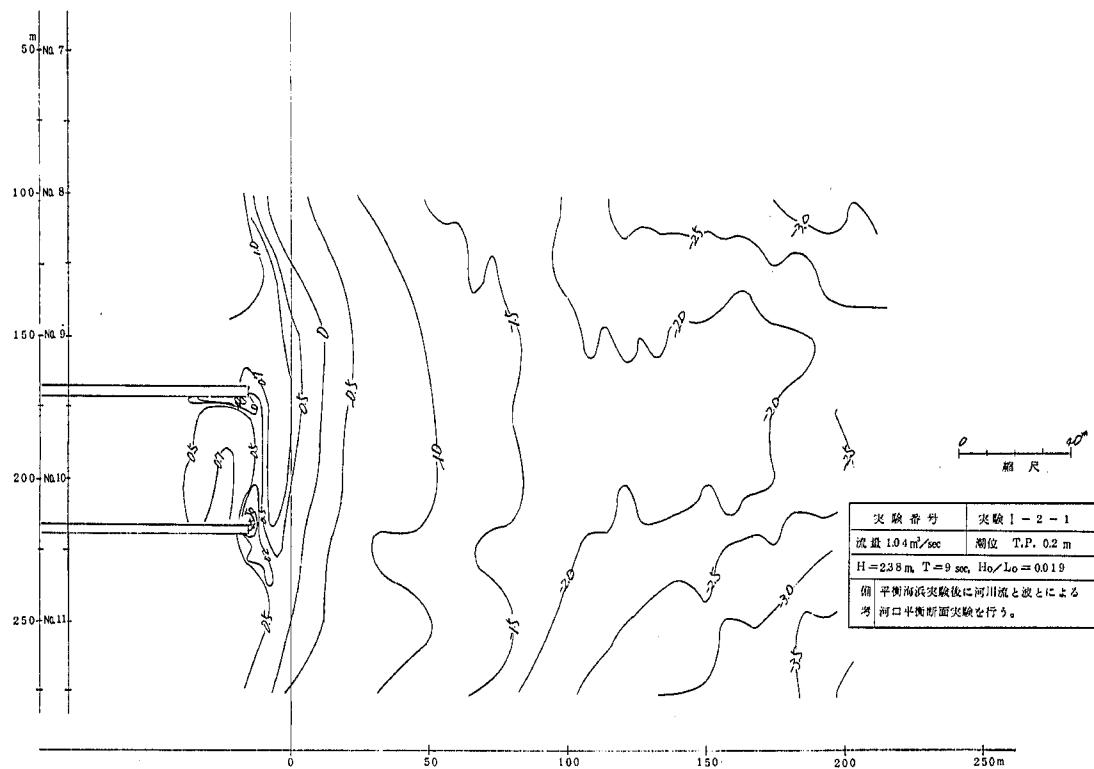


図 - 9.8 等 深 浅 図 (実験 I - 2 - 1)

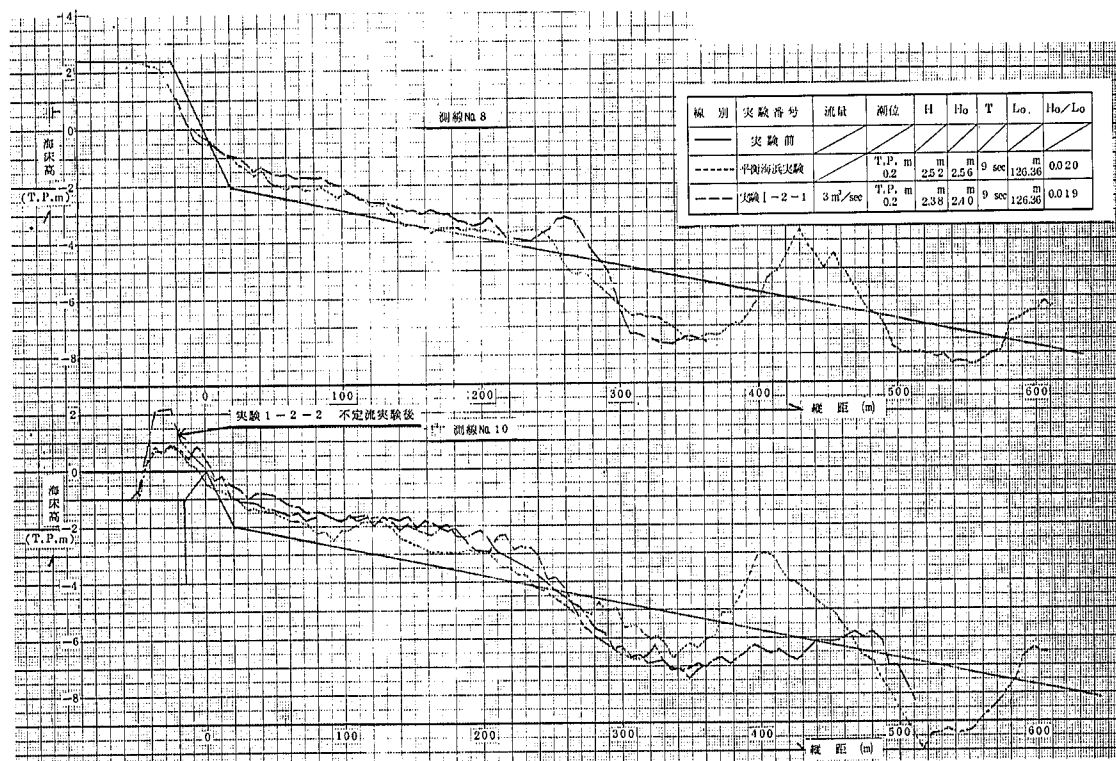
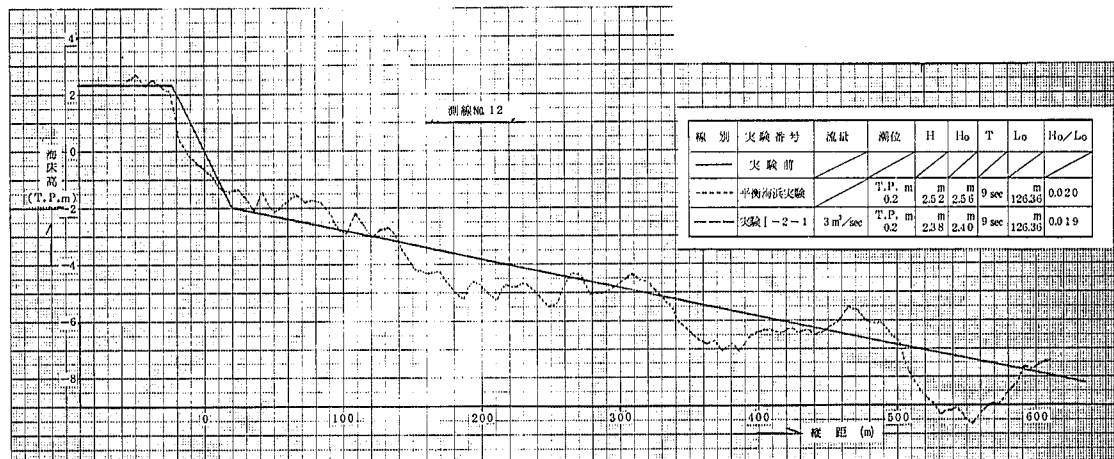
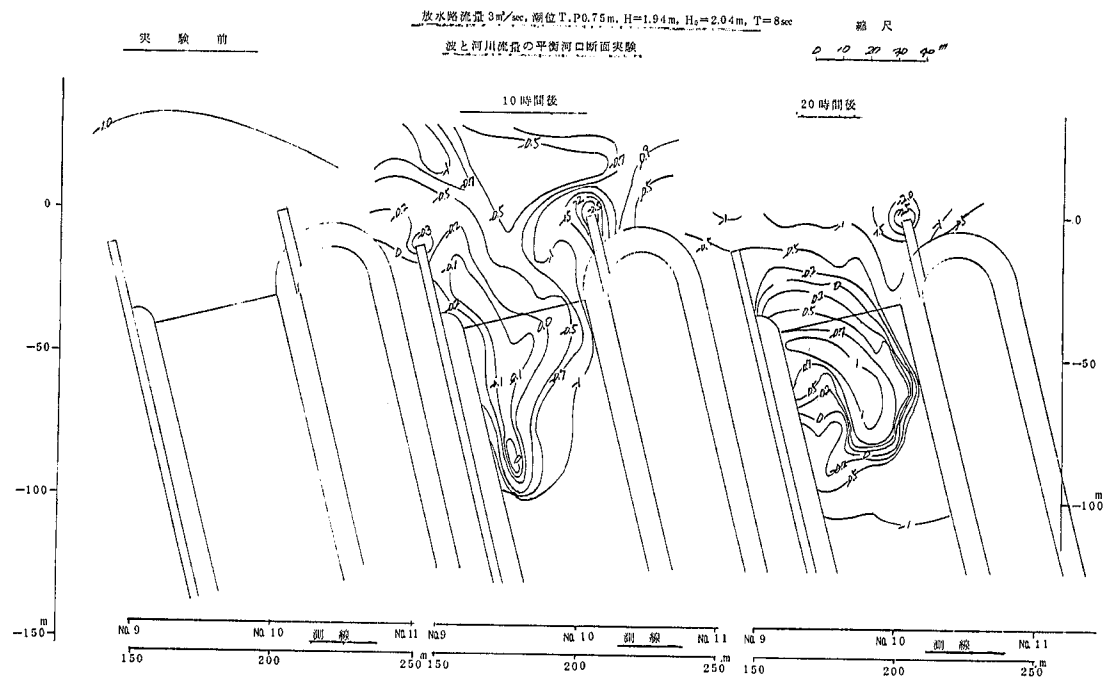


图-9.9.1 海浜縦断面图(实验I-2-1)



圖—9.9.2 海浜縦断面圖 (實驗 1-2-1)



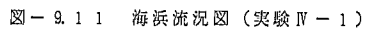


圖-9.1.1 海浜流況圖 (實驗Ⅳ-1)

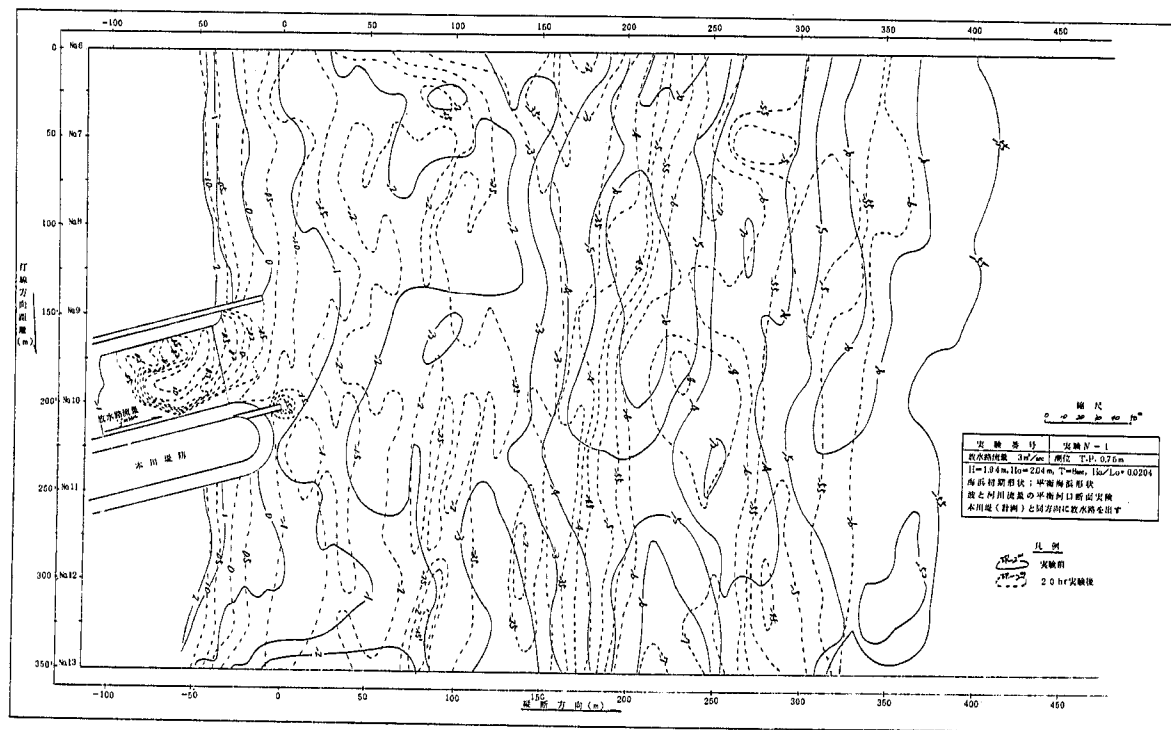


図 - 9.12 等深线图 (実験 IV-1)

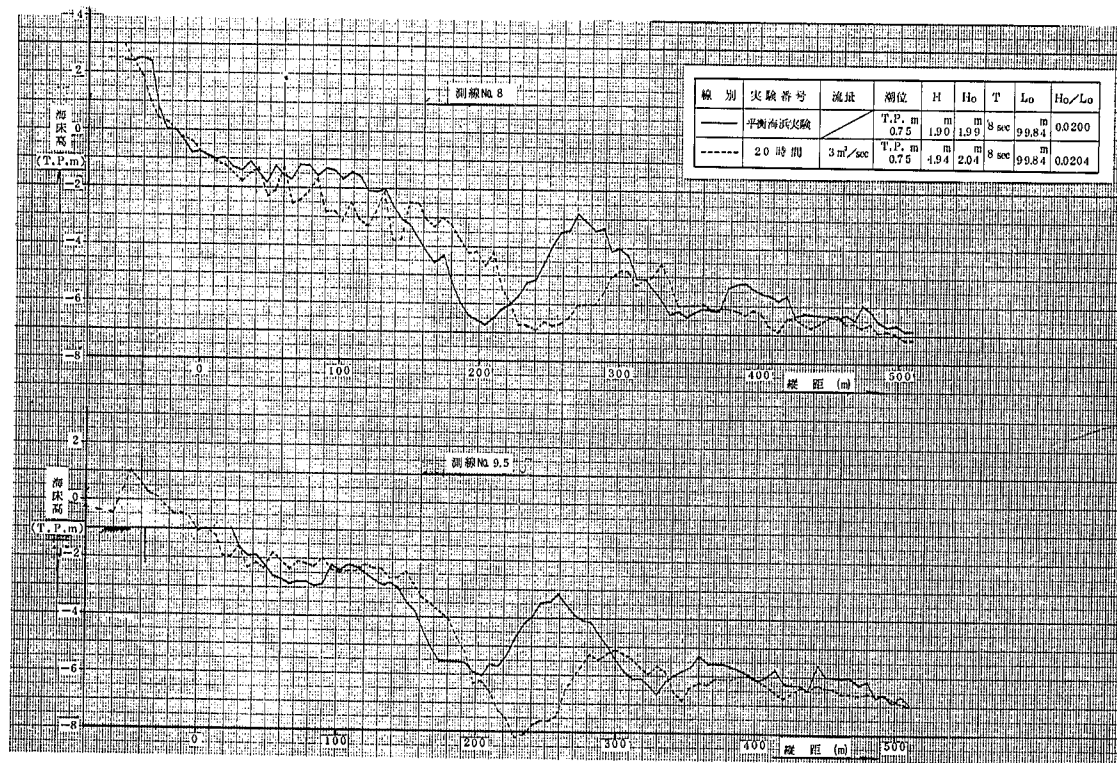


図 - 9.1 3.1 海浜縦断面 (実験 IV - 1)

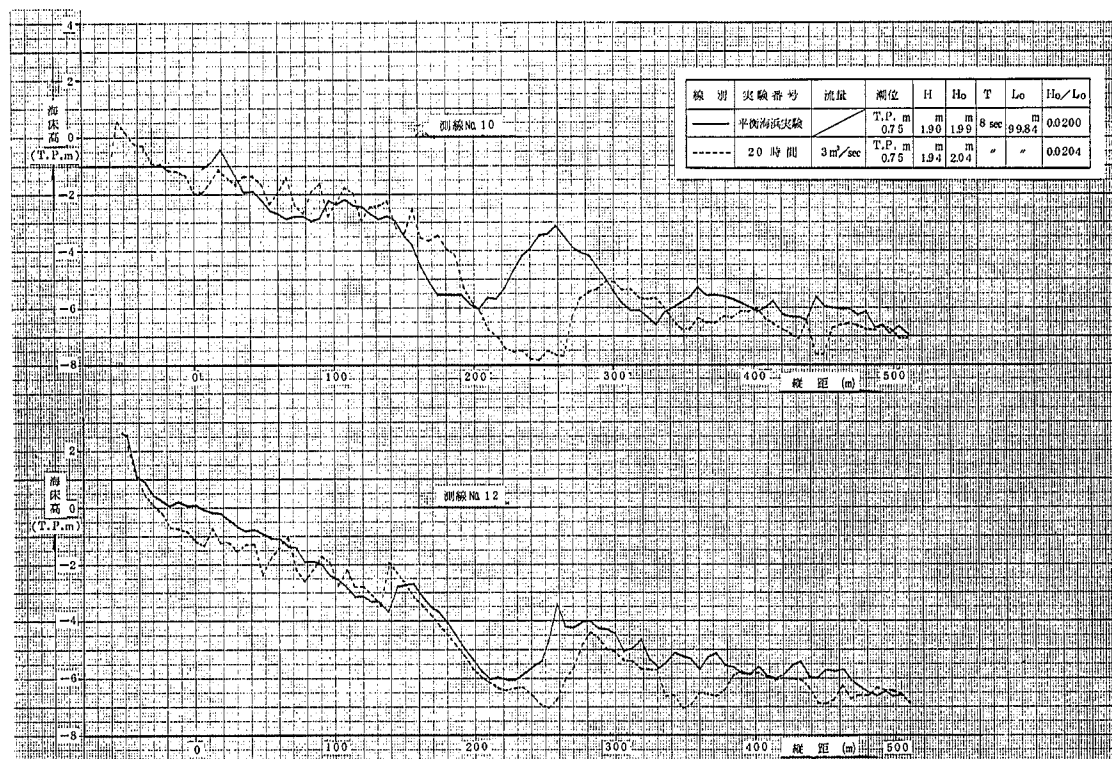


図 - 9.1 3.2 海浜縦断面図 (実験Ⅳ-1)

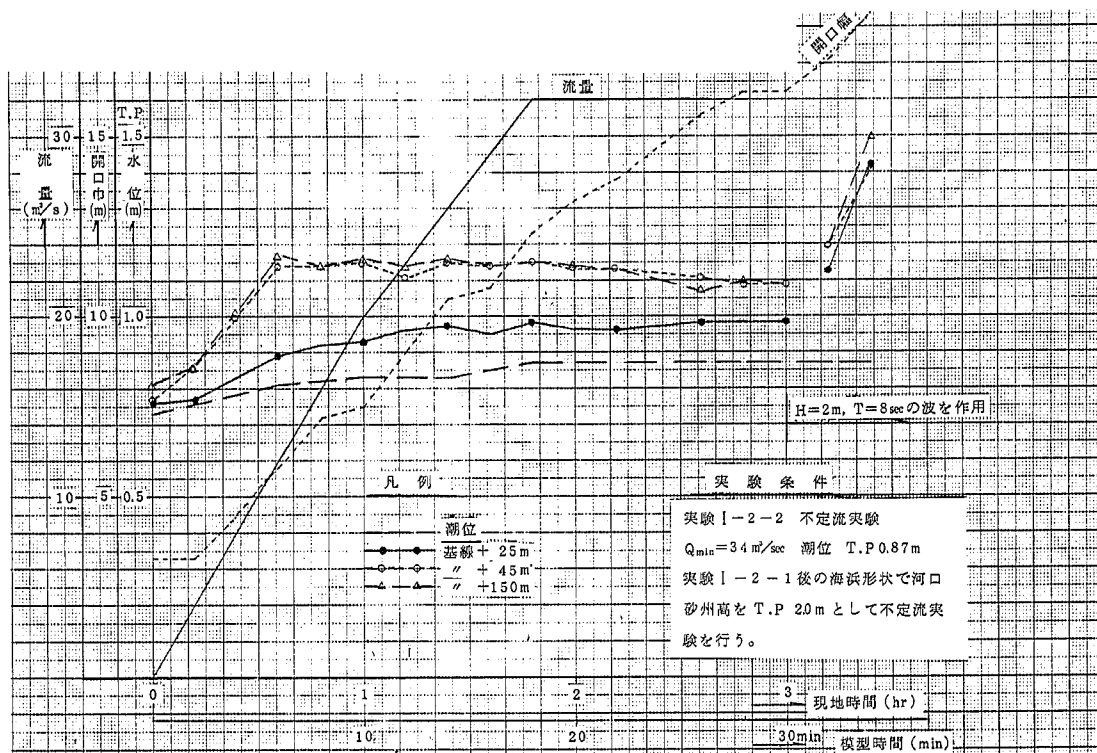


図-9.16 河口開口幅と水位の時間変化図 (実験 1-2-2)

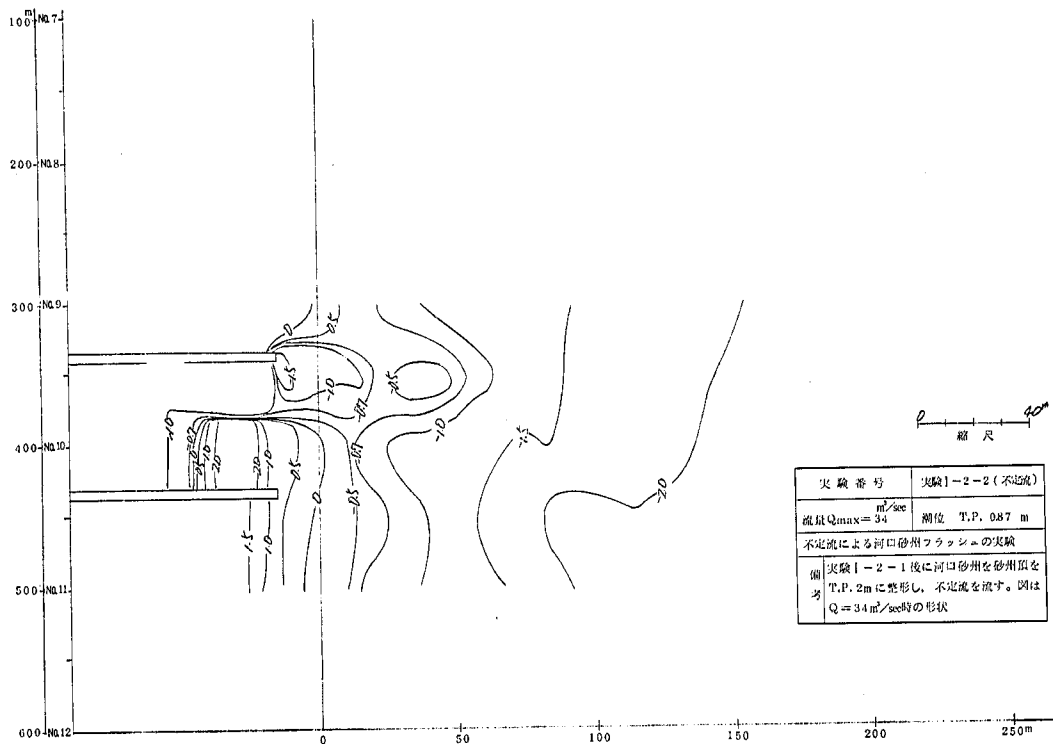


図-9.17 等深図 (実験1-2-2)

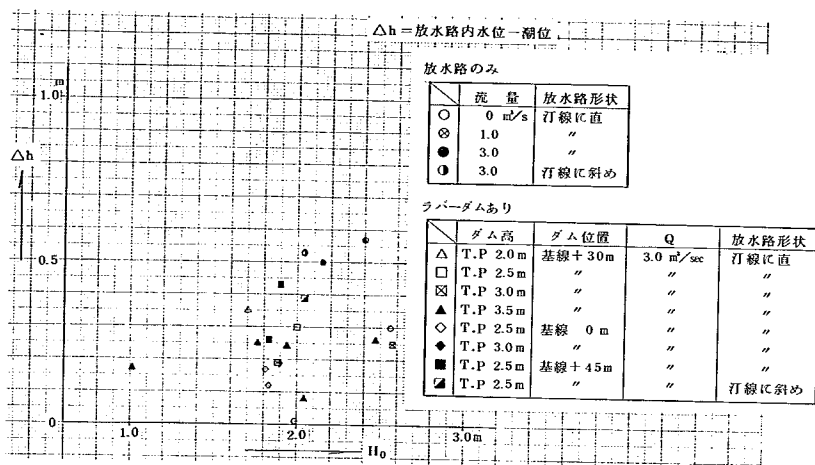


図-9.18 波による水位上昇量 (Δh) ~ 沖波波高 (H_0) 図

10. 砂州フラッシュ後の塩水遡上に関する検討

10.1 はじめに

潮汐の影響が比較的小さい日本海へ流入する河川の河口では、弱混合型の塩水くさびが形成され、塩水を河道内奥深く侵入させる。

一般に塩水の侵入距離は、河川流のレイノルズ数、内部フルード数あるいは河床勾配の増加に伴ない減少し、同一水量の場合は、淡塩密度差の大なるほど長くなる。また河口部に発生する河口砂州は、塩水の侵入に少なからず影響をおよぼし、洪水の疎通上重大な障害となる大型河口砂州も、塩水侵入防止のうえからは平水時の水質維持に貢献している。ここでは計画放水路河道における砂州フラッシュ後の塩水遡上範囲について検討しようとするものである。

10.2 塩水くさび形状の計算

河道内へ遡上する塩水くさびについては、二層流体としての観点からその形状を算定する計算式がいくつか提案されているが、ここでは水路幅の変化を考慮した計算式を用いた。

水面を水平とみなし、混合および塩水の遡上流速を無視すれば、定常状態の塩水くさびの形状は次の式から得られる⁷⁾。

$$\frac{dh_1}{dx} = \frac{F_1^2}{1 - F_1^2} \left\{ -\frac{f_i}{2} \left(1 + \frac{h_1}{h_2} \right) + \frac{h_1}{B_1} \frac{dB_1}{dx} \right\} \dots\dots\dots (7.1)$$

ここに、 h_1 : 淡水水深、 h_2 : 塩水層の水深、 B_1 : 川幅

$$F_1 = u_1 / \sqrt{\varepsilon g h_1} : \text{内部フルード数} \quad \varepsilon = \rho_2 - \rho_1 / \rho_2 (d\rho / \rho + d\rho)$$

f_i : 境界面抵抗係数

なお、 x 軸は下流向きにとっているので河口から上流に計算する場合は負とする。いっぽう (7.1) 式より塩水くさびの形状、長さを求めるには淡塩境界面の抵抗係数を知る必要がある。

この境界面抵抗係数については、大型水路の実験結果に基づき、かつ現地資料も考慮した。

次式の実験公式を提案し、その適合度が確かめられている⁸⁾。

$$f_i = 0.35 \Psi^{-\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (7.2)$$

$$\text{ここに } \Psi = R_* \cdot F_1^2, \quad R_* = u_1 h_1 / \mu_1$$

以上より河口での境界条件として内部フルード数 $F_1 = 1$ を与える

$$\text{河口限界水深} \quad h_{1c} = \frac{u_1^2}{\varepsilon g} = \sqrt[3]{\frac{Q_1^2}{\varepsilon g B^2}} \dots\dots\dots (7.3)$$

83

が満足するような境界面形状を求める。

なお(7.1)式は混合を無視しているため遡上距離に対しては安全側である。計算は下層・塩素イオン濃度を 18000 P. P. m ($\rho_2 = 1.0234$) とし、図-3.2の計画河床高を用い、河道河床幅 4.5 m 、合流前の流量配分は等分とした。

1.0.3 計算結果

合流後流量 $3.0 \sim 2.0 \text{ m}^3/\text{s}$ 、潮位T. P. 0.75 m およびT. P. 0.5 m の流量別塩水くさび形状図を図-1.0.1.1~1.0.1.2、合流後 $3.0 \text{ m}^3/\text{s}$ のときの潮位別を図-1.0.2に示す。また河口部に砂州が形成され、河床幅 $1/2$ および $1/3$ の場合の塩水くさび形状図を図-1.0.3に塩水遡上距離と流量の関係を図-1.0.4に示す。これらの結果より、

- (1) 砂州が完全にフラッシュされた場合、朔望平均満潮位時(T. P. 0.75 m)には、流量 $3.0 \text{ m}^3/\text{s}$ (合流後)で乙大日川が最大 1.7 km 、烏川で 1.5 km まで塩水が遡上し、平均潮位時(T. P. 0.5 m)には、両河川とも $1.2 \sim 1.3 \text{ km}$ まで塩水が遡上する。
- (2) ただし、砂州がフラッシュされた直後は流量も多く平水時は河口部に砂州が形成されるので(1)で述べた地点まで遡上する可能性は少ないと考えられる。
- (3) 河口部に砂州が形成された場合、その影響で淡塩境界面が急激に低下し、塩水遡上距離も短くなる。河口部においてその河床幅が $1/3$ となった場合、潮位T. P. 0.75 m 、流量 $3.0 \text{ m}^3/\text{s}$ (合流後)で塩水遡上距離は両河川とも 1.0 km 以下である。
- (4) 河道内への塩水遡上限界の流量は(7.3)式より求めることができ、その流量は河床幅 4.5 m 、潮位T. P. 0.75 m で約 $4.9 \text{ m}^3/\text{s}$ 、河床幅 1.5 m ($1/3$)のとき、約 $1.6 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度と考えられる。
- (5) 以上の結果より、平水時は河口部に必ず砂州が形成されると考えられるので、通常の塩水遡上範囲は両河川とも 1.0 km 以下であろうと考えられる。

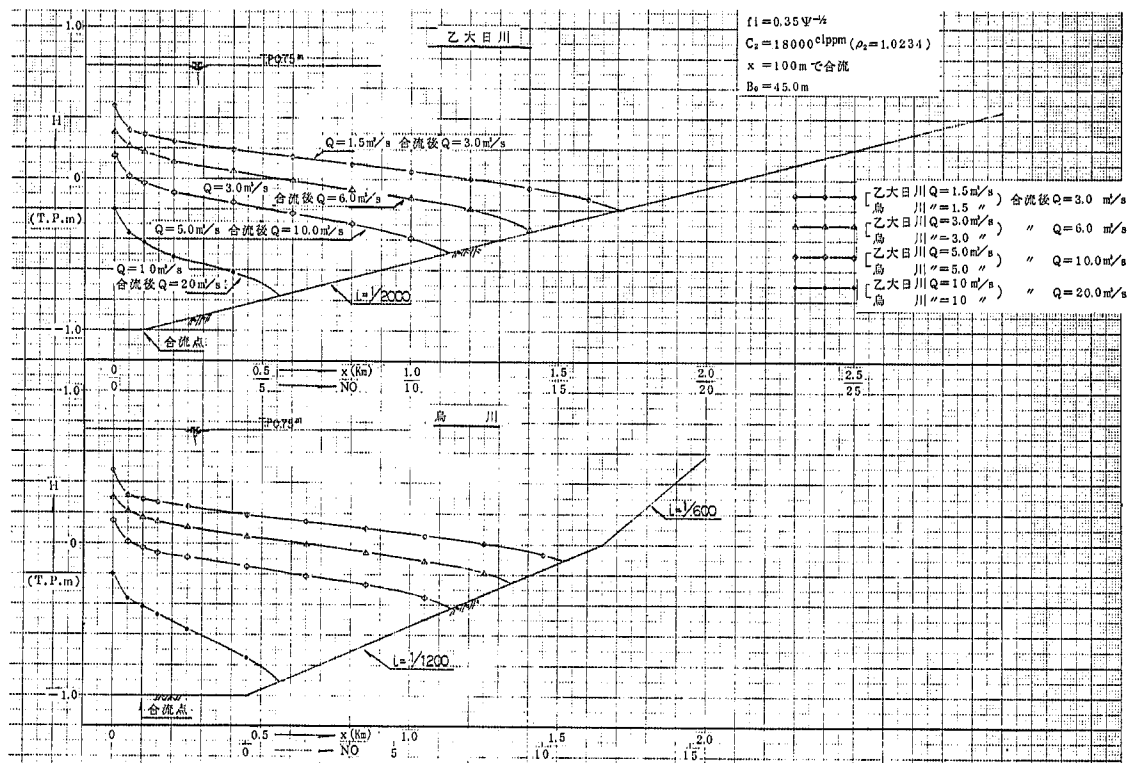


図 - 1 0.1.1 塩水くさび形状図 (流量別)

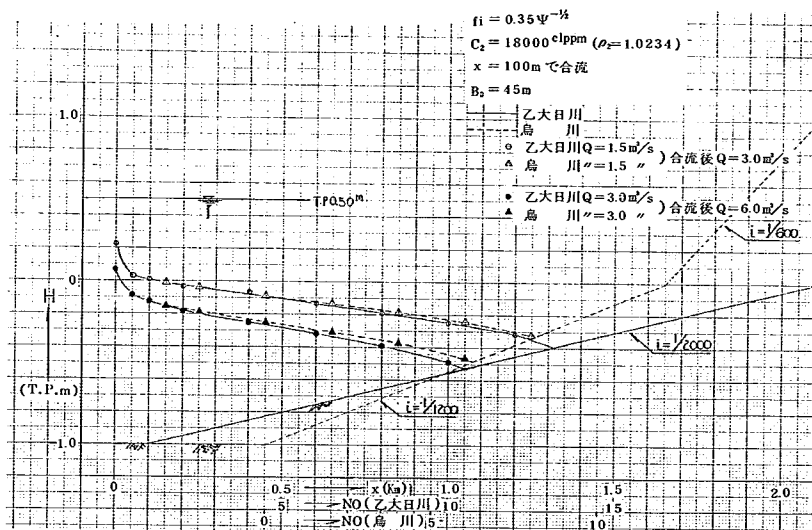


図-10.1.2 塩水くさび形状図 (流量別)

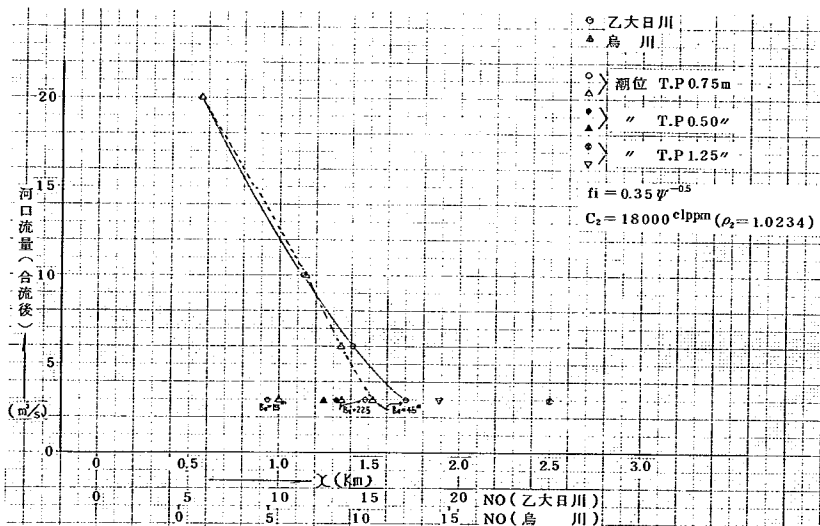


図-10.4 塩水くさびの長さとの流量の関係

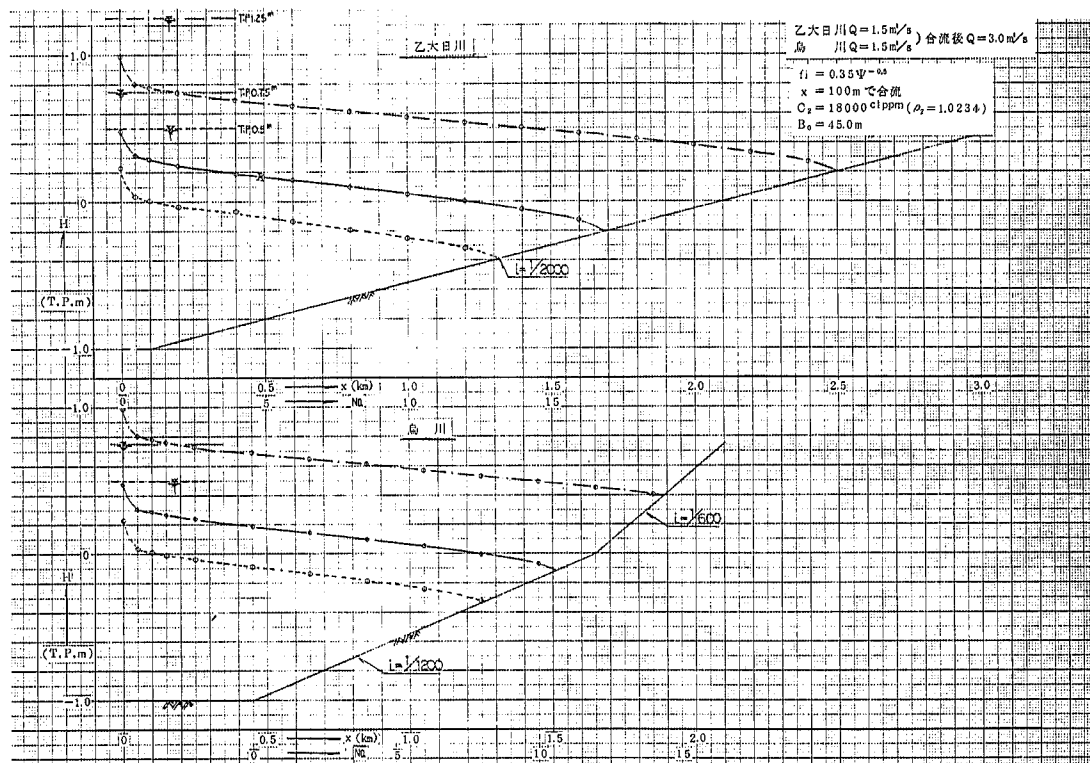


図 - 1 0.2 塩水くさび形状図 (湖位別)

289

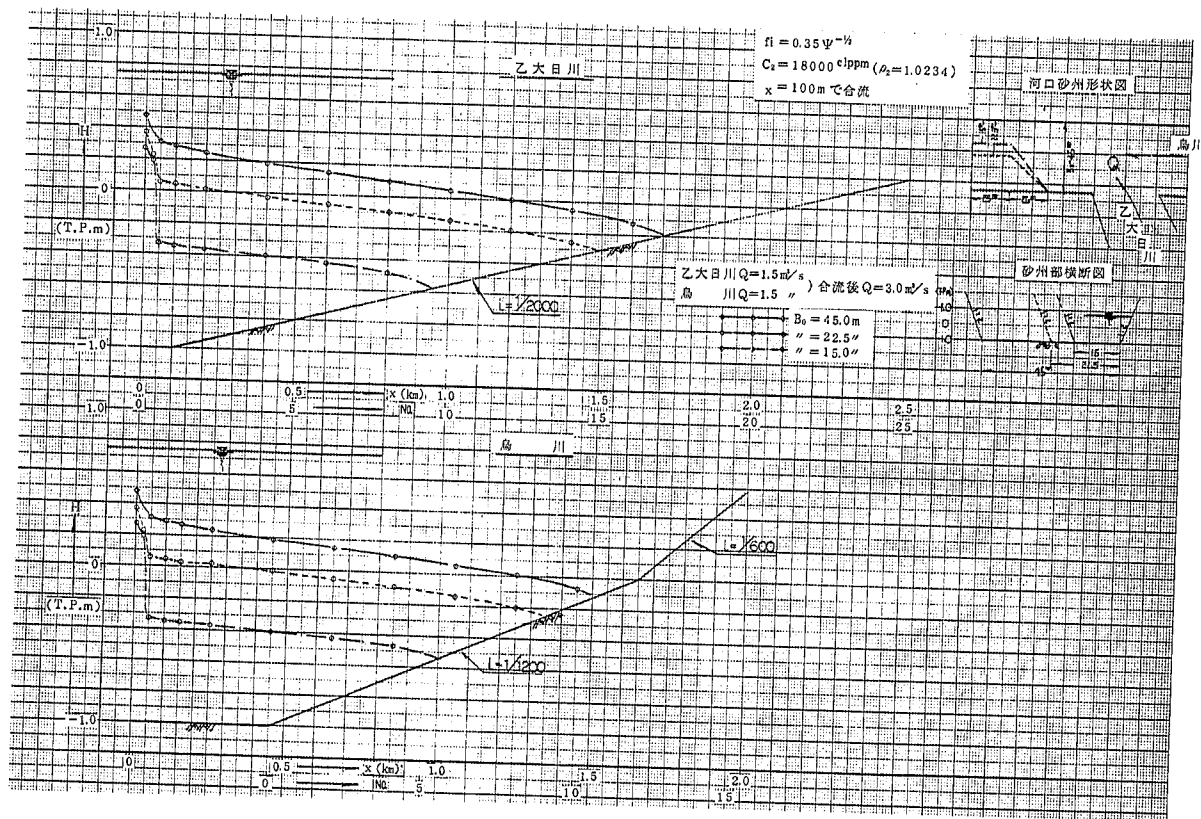


図 - 1 0 3 塩水くさび形状図 (河口砂州のある場合)

11. ラバーダムによる河口処理工法の検討

河口処理の有力な工法として、導流堤が多く用いられているが、卓越した漂砂の移動がある場合、その突出しにより海浜の安定が乱れ、大きな汀線の変動をもたらす。この汀線変化は隣接海岸に浸食を起して問題になることもあり、また堆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。放水路河口部は海浜勾配もゆるく、荒川本川がこの海岸の漂砂をどの程度供給しているのか明らかではないが、本川際に導流堤を出すのは二次的影響や導流堤の維持、洪水時の水位等に問題があると思われる。よってここではラバーダムにより、砂州の発生をおさえかつ洪水時には、ダムを倒伏させ、河口水位を計画高水位下に押えようとするものである。ただし、ダム形状の詳細や構造については、現施設では検討不可能なので、その効果および位置、高さについての検討を行なった。

1.1.1 ダム位置およびダム高と越波量について

1.1.1.1 はじめに

ラバーダムを河口部に設置する場合、ダム高が低ければ越波量が多くなり、また完全に越波させない高さは相当高くなる。したがってある程度の越波が許されるものとすれば、各ダム位置によるダム高はどの程度にすればよいか知る必要がある。よってここではダム位置と各ダム高の越波量について把握し、許容越波量以下のダム高を求めようとするものである。ただしラバーダムは同材質の相似な形状のものを使用せずに、外径17 cmの塩ビ管を代用してそれを半分に切って使用した。

実験は表-6.2の実験Ⅱに示すケースと、他に河口維持対策実験(実験Ⅲ)時についても測定を行なっている。

越波量の測定は、幅10 cmのマスをを用いて10~20波の採水と、越波幅を求め、それより1波当りの全越波量を計算した。越波状況は不規則なため、なるべく平衡海浜形状時の最大量を測定したが、実験Ⅱ-1は実験Ⅲ-1終了後形状(海浜形状の変化は少なかった)であるので越波量がいくぶん少ないおそれがある。

また他のケースは、ダム直前面エプロン部の左右岸、および中央でダムへの入射波高の平均値と最大値も測定した。

1.1.1.2 実験結果

実験で得た越波量測定結果を表-11.1に示す。各ケースにおける越波状況は、ダム位置を基線より+3.0 m (T. P. 2.0 m付近の海浜部)、ダム高T. P. 2.0 m ($h=3.0$ m)とした実験(潮位は全てT. P. 0.75 m)では、波高 $H_0=1.57$ mでもビアー付近で一部越波し、それ以上の波高の場合は周期的に全面越波し、越波量が急増する。同ダム位置でダム高T. P. 2.5 mの波高 $H_0=2.0$ m(実験Ⅱ-2-1)の場合は、放水路右岸側分水路からの平水流量の流出により、河口前面で右岸側の波が遅れていたため、ダムへの入射波向は、左岸側から右岸方向への斜め入射となり、右岸から全幅の2/3の範囲(約2.6 m)内で、全幅の約1/3(1.3 m)程度の幅で越波し、その越波位置も変動していた。

表-1.1.1 越波量測定数値表

実験番号	分水路 流量	潮位	波浪条件				ダム諸元		ダム上からの越波量測定時間			ダム前面波高								
			H	H_0	T	H_0/L_0	ダム位置	ダム天端高	0.5 h_r	1.5 h_r	2.5 h_r	左岸側			中央			右岸側		
												h_r 0.5	h_r 1.5	h_r 2.5	h_r 0.5	h_r 1.5	h_r 2.5	h_r 0.5	h_r 1.5	h_r 2.5
実験Ⅱ-1-1	m^3/sec 3	T.P m 0.75	1.46 ^m	1.57 ^m	7 ^{sec}	0.021	基線より +3.0 m	T.P m 2	越波 $\text{m}^3/\text{波}$ 1.22	$\text{m}^3/\text{波}$	$\text{m}^3/\text{波}$									
" Ⅱ-1-2	"	"	1.91	2.01	8	0.020	"	"	1.08											
" Ⅱ-1-3	"	"	2.16	2.20	9	0.017	"	"	8.1											
" Ⅱ-1-4	"	"	2.63	2.68	"	0.021	"	"	37.8											
実験Ⅲ-2-1	"	"	2.43	2.47	"	0.020	基線より +3.0 m	T.P m 3.5	打上高 T.P m 2.3											
実験Ⅱ-2-1	"	"	1.87	2.00	8	0.0200	"	T.P m 2.5	越波 $\text{m}^3/\text{波}$ 2.48			0.72 2.85			1.16 3.30			0.99 3.15		
" Ⅱ-2-2	"	"	2.59	2.70	9	0.0213	"	"	1.73			0.70 2.85			0.73 3.0			0.65 3.0		
" Ⅱ-3-1	"	"	1.76	1.88	8	0.0188	"	T.P m 3.0	打上高 T.P m 2.70			0.74 2.54			0.74 2.55			0.6 2.55		
" Ⅱ-3-2	"	"	2.47	2.57	9	0.0203	"	"	打上高 T.P m 2.80 ~ 3.0			0.98 3.15			0.75 2.85			0.75 2.85		
" Ⅲ-4-1	"	"	1.70	1.81	8	0.0181	基線 0 m	T.P m 2.5	越波 $\text{m}^3/\text{波}$ 1.061	7.12	5.42	1.65 3.60	1.55 3.15		1.50 3.15	1.01 2.70		1.05 3.15	0.68 2.55	
" Ⅲ-4-2	"	0.2 m	1.72	1.83	"	0.0183	"	"	打上高 T.P m 2.50			1.02 2.10	0.76 1.95	0.3 1.50	0.90 1.95	0.64 1.80	0.41 1.80	1.02 2.10	0.75 1.95	0.38 1.80
" Ⅲ-4-1	"	0.75 m	1.80	1.89	"	0.0190	"	T.P m 3.0	越波 $\text{m}^3/\text{波}$ 0.44 ~ 14.30			1.34 2.85			1.15 2.85			0.97 2.55		
" Ⅲ-5-1	"	"	1.74	1.83	"	0.0183	基線より +4.5 m	T.P m 2.5	4.35	0.54 ~ 0.32	2.3 ~ 1.27	0.87 2.70	0.72 2.55	1.00 3.00	0.94 3.00	0.75 3.00	0.57 2.61	1.30 3.36	1.30 2.85	1.28 2.94
" Ⅲ-5-2	"	0.2 m	1.81	1.90	"	0.0191	"	"	打上高 T.P m 1.5			0.73 2.44	0.72 2.25	0.59 2.18	0.54 1.80	0.60 2.21	0.46 2.20	0.65 2.18	0.97 2.25	0.51 1.95

註釈 i) ダム前方のエプロン高(放水路河床高) T.P-1 m によってダム高=ダム天端高+1.0 m
 ii) 越波量は模型で巾 1.0 cm のマスにより採水し、越波巾を測定して一波当りの全越波量を求め現地値に換算して表示した。
 iii) 越波状況は不規則なため、なるべく最大量を測定した。
 iv) ダム前面波高はダムへの入射波高で直前側のエプロン部にて測定

さらに波高 $H_o = 2.70$ mの場合(実験Ⅱ-2-2)は、波高が大きいため、碎波点が前ケースよりも沖へ移行し、碎波帯で二次、三次の碎波現象が見られ、河口への卓越入射方向も一定していなかった。そのため左右岸の波の強弱により、ダム上への越波の状況と、その幅が9~24 mの範囲内で異なっていたが、越波幅の大小により、量そのものはほとんど変わらず、越波幅が大なるときは、単位幅当りの越波量は少なくなっていた。

ダム高T. P. 3.0 mの場合(実験Ⅱ-3)は、ダム上からの越波はほとんどなく、天端ぎりぎりまで波の打上がりが見られた。ただしダム前面で合成された波が大なるとき、数十波のうち2~3波ダム天端までは上がった波が、ダムを伝わって河道内へ落ち込むような現象が見られた。ダム位置を基線0 m(T. P. 0 mの海浜部)と前面に出したケースは、ダム高T. P. 2.5 mでは全面越波し、ダム高T. P. 3.0 mでもダム前面で波高が絶えず変動し、越波量の変化も大きく、その量は $0.4 \sim 1.43 \text{ m}^3/\text{波}$ の越波があった。

いっぽうダム位置を基線より45 m陸側に設置した場合は、放水路河口敷高がT. P. -1.0 mであるので、波高の減衰が少なく(砂州のない場合)、したがって基線+30 mの場合と、越波量もあり変らないようである。以上の結果をダム高と越波量の関係で示したのが図-1.1.1~1.1.2である。これより波高2.0 m以上となった場合、ダム位置が基線+30 m、および+45 mのとき、ダム高T. P. 2.0 mでは相当越波し、基線0 mの場合は、ダム高T. P. 3.0 mでも同様の越波量が多い。

越波させない高さは基線+30 mの位置で、ダム高T. P. 3.0 m以上必要と考えられる。

1.1.3 実験結果のまとめ

以上実験結果について述べたが、それらをまとめると、

- (1) ダム位置を基線0 m(T. P. 0 mの海浜部)とした実験では、ダム高T. P. 3.0 mでも周期的に全面越波(波高 $H_o = 1.89$ m, 潮位T. P. 0.75 m)し、その越波量も非常に多い。
- (2) ダム位置を基線より+30 m(T. P. 2.0 m付近の海浜部)とした場合、ダム高T. P. 2.0 mでは同様、周期的に全面越波($H_o = 2.0 \sim 2.68$ m, 潮位T. P. 0.75 m)し、ダム高T. P. 2.5 mでも一部越波する。越波しない高さはダム部のはい上がりが、T. P. 2.8~3.0 m付近であるので、T. P. 3.0 m以上必要と考えられる。
- (3) さらにダムを陸側(基線より+45 m)とした場合は、放水路河口内敷高がT. P. 1.0 mであるので、波高の減衰が少なく(砂州のない場合)、基線+30 mの場合とあまり変らないようである。
- (4) 以上の結果より、越波させないためのダム高は相当高くなり、ある程度の越波は平水時の河水を流出させるための分水路ではければよいと考えられる。(なお分水路幅は平水流量時の塩水遡上限界より3.0 mとしてある。)

よって最大越波量 $10 \text{ m}^3/\text{波}$ 以下とすると、ダム高は基線0 mでT. P. 3.5 m、基線+30 mより陸側でT. P. 2.5 m程度必要と考えられる。ただしダム前面に砂州がいくぶん形成された場合は、越波量は非常に少なくなる。

1.1.2 ラバーダムによる河口維持について

1.1.2.1 はじめに

河口処理工法として、放水路河口部にラバーダムを設置し、砂州の発生をおさえ、河口維持を図ろうとするものであるが、ここではダム位置と波高の相違による海浜形状、ダム前面の土砂堆積状況等を把握し、ラバーダムによる河口処理工法としての効果を検討しようとするものである。実験は表6.2の実験Ⅲ（放水路河口は汀線に直角方向）に示すケースと、実験Ⅳの放水路河口を荒川本川左岸堤防と同一方向（汀線に斜め方向）としたケースについて行なった。なおダム模型は前に述べた塩ビ管を代用し、右岸側に平水時の河水を流出させるための分水路を設けた。この水路幅は塩水の遡上しない条件 $Q \geq \sqrt{g h_1} \cdot h_1 B$ および河口平衡断面実験の結果より3.0mとした。

1.1.2.2 実験結果

○実験Ⅲ-1

ダム位置は河口平衡断面実験（実験Ⅰ-1）の砂州打上げ状況から、基線より+3.0m河道内に設置し、ダム高はT. P. 2.0m、エプロン長はダム軸から1.5mとし、左右岸ともその位置まで導流堤を設けた。

初期海浜形状は平衡海浜に整形し、実験波は $H_o = 1.70\text{m}$ 、 $T = 8\text{sec}$ （潮位T. P. 0.75m）である。

実験初期ダムからの反射波により、ダム前面のエプロン部の堆砂は少ないが、河口は堆積の傾向にあり、実験終了時（模型時間3時間）にはダム前面で、T. P. 0mまで堆積した。この土砂の補給は左岸導流堤先端を回り込んだ沿岸漂砂が、河口前面で河口への入射波により押し込められるためと考えられる。なお左岸からの沿岸流は、図-1.1.2の海浜流況図に示すように、ダム右岸ピアーと河川流により、進行を止められ、それが堆積の原因となっているようであった。

ただしダム直前面では反射波により、堆積はほとんどなかったが、ダムからの越波量測定で述べたように、この高さでは全面越波し、その量も多い。この実験結果の等深浅図を図-1.1.3に、海浜縦断面図-1.1.4.1～1.1.4.2に示す。

○実験Ⅲ-2-1およびⅢ-2-2

このケースは実験Ⅲ-1で越波量が多かったので、同ダム位置でダム高をT. P. 3.5mと、越波しない高さにして行なった実験である。なお両ケースとも初期海浜は平衡海浜形状に整形した。

実験Ⅲ-2-1は前回と同潮位で、波高 $H_o = 2.47\text{m}$ 、周期9secの条件にて行なった。実験を開始して1時間後、砕波点は、基線から2.50m付近にみられたが、時間の経過とともに沖へ移り、この砕波点の沖への移動により、砕波帯内で波高が減衰し、河口へ到達する波高が小さくなり、ダム部の波の打上げ高はT. P. 2.3mとなっていた。

また図-1.1.5の海浜流況図に示すように、測線No.8とNo.12付近に離岸流が現われており、このため、河口方向への沿岸漂砂量が少ないようであったが、汀線と直角方向の漂砂により、ダム前面のエプロンに、前回同様T. P. 0m弱の堆積がみられた。この実験後等深浅図を図-1.1.6に、海浜縦断面図を

図-1.1.7.1~1.1.7.2に示す。

さらに同ダムの条件にて、波浪を $H_o = 2.04\text{ m}$ 、 $T = 8\text{ sec}$ の条件で行なった実験Ⅱ-2-2は、砕波点の位置が基線から165mと近いため、砕波後の砕波帯内での波高の減衰が少なく、ダム部ではT. P. 3.0m程度まで波が打上がっていた。ダム前面の堆積は他のケースと同様、汀線と直角方向の漂砂が河口へ入射する波により、ダム前面に押し込まれ、入射波とダムからの反射波により、合成されてきた重複波の腹付近に堆積し、その最頂部はダムより約6m離れた位置で、高さはT. P. 0.2mとなっていた。また今回のケースは図-1.1.8の海浜流況図に示すように、左右岸の汀線から中央の放水路方向への沿岸流が卓越し、図-1.1.9の等深図からも判るように河口部沖合で浅くなってしまった。この海浜縦断面図は前ケースとともに図-1.1.7に示した。

○実験Ⅲ-3-1~Ⅲ-3-3

ダム位置、高さは実験Ⅱ-2と同じであり、ここでは潮位、および波高を変えた場合の検討を行なった。

実験Ⅲ-3-1は、潮位を平均潮位よりもやや低いT. P. 0.4m、 $H_o = 1.01\text{ m}$ 、 $T = 6\text{ sec}$ と潮位、波高の小さいときの状況について行なった実験である。

潮位が低く、波高が小さいため、図-1.1.10の海浜流況図に示すように、左岸側の砕波点は基線から50m沖合にあり、右岸側はさらに20m沖の、基線から70mの位置に発現し、左右の砕波点の位置にずれがみられた。そのため左岸側に比して右岸側の汀線の前進が顕著であった。なお海浜は波高が小さいため、海床の移動が少なく、実験時間は2時間とした。ラバーダム前面は、左右岸側の汀線の前進にもかかわらず、堆積はみられなかったが、図-1.1.11の等深図によると、河口より約50m沖合で、やや堆積傾向を示していた。

引き続き、実験Ⅲ-3-1終了後の海浜形状のまま、潮位もT. P. 0.40mと同一とし、 $H_o = 1.76\text{ m}$ 、 $T = 8\text{ sec}$ の波を作用させたケースが実験Ⅲ-3-2である。

潮位が低いため、砕波点の位置が他の $H_o = 2\text{ m}$ 前後のケースとやや異なり、基線から250mの位置に一次砕波点、130m付近に二次砕波点が発現していた。

二次砕波後は右岸側の波高が大きく、そのため右岸側汀線は後退し、右岸側から左岸方向への沿岸漂砂が卓越し、左岸側汀線は反対に前進した。

この海浜流況図を図-1.1.12に示す。河口への波向も、右岸から左岸方向への斜め入射となり、そのため実験1時間後には、左岸導流堤脚部付近に砂州が打上がっていた。その後堆砂域が広がり、実験3時間後には、ダム直前面で前浜勾配と同じ状態で堆積し、その砂州高は約T. P. 1.0mまで達していた。これらの実験後等深図を図-1.1.13に示す。また海浜形状は、二次砕波点より岸側のいそ浜帯で変形が激しい様子であったが、それより沖（基線から150m）については、初期海浜とはほとんど変化はなかった。

実験Ⅲ-3-3は、Ⅲ-3-2終了後、潮位をT. P. 0.75mと高くして $H_o = 1.94\text{ m}$ 、 $T = 8\text{ sec}$ にて行なった実験である。このケースは、前ケースにてラバーダム前面に砂州が打上がったので、潮位を高くし、潮位の変動により、打上がった砂州が削られるかどうか確かめようとした実験である。

潮位を高くしたため、その上昇分だけ汀線が後退した。砕波点は前回の海床の影響を受けて、初期は前ケースとはほぼ同位置にみられたが、時間とともにやや沖へ移行し、実験2時間後には、一次砕波点が280m、二次砕波は160m付近に発現していた。実験Ⅲ-3-2でダム前面の左岸側に打上がった砂州は、河口への入射方向が前ケースと異なり、左岸から右岸方向へと変化していたため、右岸側に移動し、右岸ダムピアート、開口部からの河川流により、その移動が止められ、ダム右岸側前面に前ケース同様、T. P. 1.0mの高さの砂州が打上がった。以上のように一担当打上がった砂州は、潮位の変化により浸食される様子はみられなかった。これらの海浜流況図、等深線図を図-11.14~11.15に、前ケースも含めた海浜縦断面図を図-11.16.1~11.16.2に示す。

○実験Ⅲ-4-1~Ⅲ-4-2

前ケースまでは、ダムを基線より30m陸側の位置に設置し、導流堤をダム軸より、15m沖へ出した場合について検討を行なった。しかし現地汀線の経年変化をみると、30~50m前後変化しているため、実験Ⅲ-4では、汀線が後退した場合も考慮し、ダムを基線位置(約T. P. 0mの海浜部位置)、ダム頂高T. P. 2.5mに設置した。なお、導流堤はダム軸より15m沖へ出し、その先端までダムエプロンとしたので三面張りとなっている。

実験Ⅲ-4-1は、初期海浜を平衡海浜形状とし、潮位T. P. 0.75m、波高 $H_o = 1.81$ m、周期 $T = 8$ sec 放水路流量 $3.0 \text{ m}^3/\text{s}$ の条件にて3時間波を作用させた。

初期海浜は、砕波帯内で左岸が右岸側に比して浅いため、沿岸流は右岸側から左岸方向への流れが卓越し、この流況は時間の経過とともに、強調され、実験終了時には反対に左岸側が深くなった。また砕波帯の水深も全体に深くなり、沿岸砂州の位置が沖へ移行したため、砕波点も後退し、左岸側汀線が前進する現象がみられた。いっぽう導流堤およびダム位置が沖へ出たことにより、ダム前面のエプロンと導流堤先端は、入射波とダムからの反射波との重複波により、エプロン上の堆積もなく、反対に先端では局所洗掘がみられた。

導流堤先端は両岸ともT. P. -4m、エプロン洗端でT. P. -2.0~T. P. -2.5m(エプロンの河床高T. P. -1.0m)と1m以上の洗掘があった。この海浜流況図、等深線図、海浜縦断面図を図-11.17~11.19.2に示す。

引き続き、実験Ⅲ-4-1終了後の海浜形状のまま、潮位をT. P. 0.2mと干潮位まで下げた場合、前回と同様砂州が打上がるかどうか実施したケースが、実験Ⅲ-4-2($H_o = 1.83$ m, $T = 8$ sec)である。このケースは潮位を下げたことにより、汀線が約30m前進し、ほぼダム位置付近となり、また初期海浜の沿岸砂州は、右岸側海浜がやや沖合にあるため、砕波点の位置が左岸より沖に現われていた。

その結果、沿岸流も前ケースと反対に、左岸から右岸側方向への流れがやや卓越しているようであった。この海浜流況図を図-11.20に示す。実験Ⅲ-4-1で左岸海浜の砕波帯に広く分散して沈積していた土砂は、基線より約100m沖合に発現した二次砕波により、巻き上げられ、向岸流により、左岸導流堤前方に沈積し、3時間時にはほぼ潮位の高さまで打上がっていた。また河口前方も、T. P. 1.0mまで海床が上昇し、時間の経過とともにダムへの入射波高が小さくなっていった。

しかしダム前面のエプロン部とその先端、および導流堤先端はダム前面で生ずる重複波により、エプロン部の堆砂もなく、先端の局所洗掘もやや埋めもどされていたが、最深部で約1 mの洗掘がみられた。これらの実験後等深浅図を図-1.1.2.1に、海滨縦断面図は前ケースとともに図-1.1.1.9に示した。

○実験Ⅲ-5-1～Ⅲ-5-2

本ケースはダム位置を、より陸側に設置した場合について検討したもので、ダムを基線より4.5 m陸側に設置し、ダム高は前ケースまでの結果からT. P. 2.5 mとした。なお導流堤は、ダム軸より4.5 m延長して、基線まで出し、ダム前面のエプロンは2.0 mとした。したがって導流堤内のダム軸より2.0 m以上の河床は、T. P. -1.0 mで掘削した形状である。実験前の初期海滨は平衡海滨形状とし、本ケースは放水路右岸側に、計画されている本川堤防を、小段のところから垂直に切った形状に設置した。これより実験Ⅲ-5-1は、潮位T. P. 0.75 mとし、 $H_o = 1.83$ m、 $T = 8$ secの波を作用させた。その結果は、導流堤が基線まで出ているので、左岸側は導流堤に沿っての離岸流が観測されたが、右岸側は本川堤防の先端が円形で、しかも汀線に斜めとなっているため、本川堤防へ沿う波により、海滨流は右方向への流れが卓越していた。また河口への土砂の堆積は、河口前面から沖方向への離岸流が卓越し、最頂部でT. P. -0.7 mとわずかに上昇している程度であった。本ケースは朔望平均満潮位で、河口水深も深く、ダムからの反射波の影響もあって、河口への砂州打上げが少なく、平衡海滨になるまでの実験時間が短かったとも思われる。これらの海滨流況、等深浅、海滨縦断面図を図-1.1.2.2～1.1.2.4.2に示す。

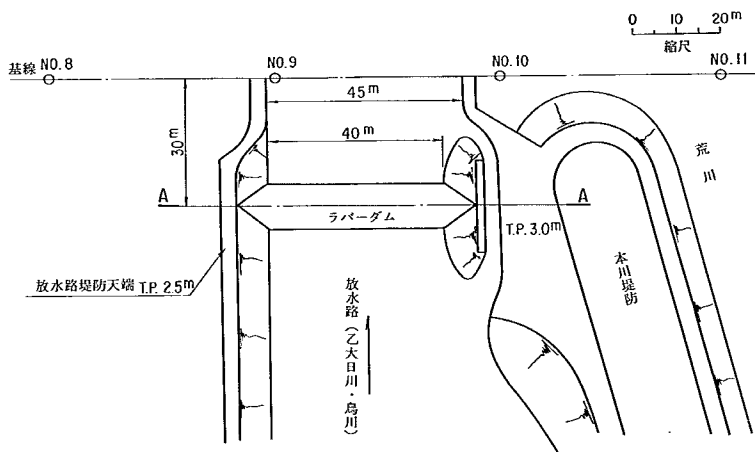
引き続き、実験Ⅲ-5-1終了後の海滨形状にて、潮位のみを干潮位のT. P. 0.2 mに下げた実験Ⅲ-5-2 ($H_o = 1.90$ m、 $T = 8$ sec)は、潮位の低下により、汀線は全体に前進し、図-1.1.2.5の海滨流況図に示すように、左岸側海滨は、離岸流の発現しているNo.8付近の前進が顕著であった。汀線付近より沖の左岸側海滨は、碎波帯でやや海床の低下がみられたが、ステップやトラフ、バーの位置、高さ等については変化はないようである。しかし放水路より右岸側については、変形が激しく、前回Ⅲ-5-1で本川堤防に沿う走り波により、右岸方向への漂砂が卓越し、基線より10.0 m沖合にて、右岸側導流板付近に、T. P. -1.0 m程度の浅瀬が発現していたが、今回実験初期この付近の波峰が遅れ、斜めに導流板に入射し、それからの反射によって、右岸海滨汀線へ右から左方向への斜め入射となっていた。その結果、この方向への沿岸漂砂が卓越し、基線10.0 m沖合にあって汀線も、除々に押しもどされ、1.5時間目でNo.11より右岸側海滨の基線付近でかなり浅くなり、2.5時間目には図-1.1.2.5のように、砂州の打上げがみられ、急激な汀線の前進となった。河口前面については、ダムからの反射の影響により、堆積は少なく、二次元的な砂州の発達を抑制しているようであった。しかし碎波帯に土砂の堆積がみられ、右岸海滨汀線の前進と、沿岸漂砂の供給により、三次元的な砂州の延伸がみられたので、さらに長時間の実験では、時間の経過とともに、ダム前面への砂州の打上げがあるものと予想された。

この実験後等深浅図を図-1.1.2.6に、海滨縦断面図は、前ケースとともに、図-1.1.2.4.1～1.1.2.4.2に示した。

○実験Ⅲ-6

これまでの実験結果より、放水路が汀線に直角方向の場合、ダム位置は基線より30m陸側が最良と思われ、そのダム高も、ある程度の越波はやむを得ないものとする、ダム頂高は、T.P. 2.5mとなる。本ケースは、これらのダム位置、高さを用い、下図に示すように、本川堤防、放水路ともに計画の形状に製作し、卓越波浪時にダム前面、および河口付近で最終的にどのような形状になるのかを把握しよう、長時間波を作用させた実験である。

初期海浜は平衡海浜形状とし、潮位T.P. 0.75m、波高 $H_o = 2.15m$ 、周期 $T = 8 \text{ sec}$ 、放水路流量 $3.0 \text{ m}^3/\text{s}$ の条件を用い、実験時間は16時間行なった。



実験Ⅲ-6 放水路河口平面図

その現象は、図-11.2.7の海浜流況図に示すように、汀線に沿う沿岸流が左岸から右岸方向へ卓越し、離岸流の位置はある変動幅をもって、海浜の変形に対応している。また本川堤防の方向が、汀線に対して傾いていて、しかも先端が丸いため、本川堤防へ入射した波の右側半分は、右岸方向へ流れていたが、左側半分に打上がった波は、放水路右岸導流堤により、流れが堰止められ、本川堤防と放水路右岸導流堤で囲まれた部分で、水位上昇をもたらし、右岸側への沿岸流を助長しているようであった。

この本川堤防の影響により、右岸側の汀線の前進が著しく、トラフの前面付近が削られ、碎波の際に巻き上げられて、汀線付近に運ばれたものと考えられる。

放水路左岸側は、汀線の変化は少なく、海浜の変化もわずかであったが、沿岸砂州は二次波峯の発生により、全体に低くなり、2L型のBarの発達がみられた。河口全面は、除々に沖からの漂砂が堆積し、3時間時には図-11.2.8の等深线图に示すように、T.P. 0mであったが、実験6時間後から9時間の間に、基線付近の海浜が浅くなり、その堆積土砂がダム前面に押し込まれ、前浜勾配と同じよ

うに打上ってしまった。そして図-1.1.2.8.2の実験後等深線図のように、砂州高はダム直前面で、T. P. 1.2~1.5 mとなり、放水路のみの砂州高と同じ程度の高さ（ただし砂州幅は小さい）となってしまった。

この海浜縦断面図を図-1.1.2.9.1~1.1.2.9.2に示す。

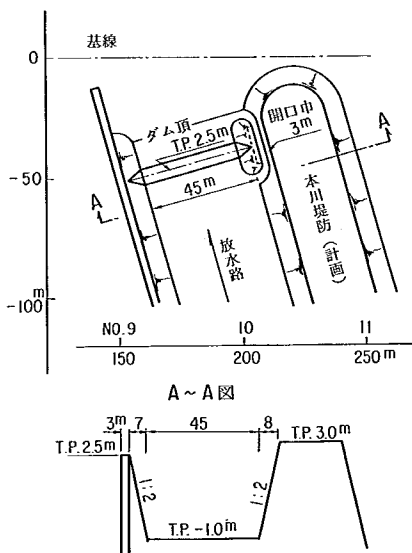
いっぽう、ダム上からの越波は、実験初期わずかにみられたが、その後はほとんどなかった。しかし、本川堤防前面への波の打上げ高が大きいときには、T. P. 3~3.5 mあり、小段まで打上がって、放水路開口部への流れ込みがあったが、ダム上流側への流入はなかった。この河口前面の波高は、実験開始後6時間ぐらいまでは、 $H = 0.75$ mであったが、その後海浜の堆積とともに小さくなり、堆積土砂がダム前面に押し込まれて打上がった9時間以降は、河口付近の水深が大となって、波高は実験直後と同高となっていた。以上の実験結果より、ダム位置が汀線より陸側にある場合は、その位置によって砂州高をある程度押えることはできるが、砂州の発生を完全に防ぐことは困難と考えられる。しかし砂州の規模は小さくすることができよう。

○実験Ⅳ-2

本ケースは、放水路河口を本川左岸堤防と同一方向として、河口平衡断面実験（Ⅳ-1）を行なった形状に、ラバーダムを設置した実験である。ダムの位置と高さについては、前回までの実験結果から、放水路中央で基線から4.5 m河道内へ入った位置とし、高さはT. P. 2.5 m、ダム軸方向は右図のように放水路に対して直角方向とした。なお放水路右岸導流堤は撤去し、本川左岸堤で兼用させた。これより実験前海浜は平衡海浜形状とし、潮位T. P. 0.75 m、 $H_o = 2.04$ m、 $T = 8$ secの条件で実験を行なった。

海浜流況は、図-1.1.3.0のように、ダムのない実験Ⅳ-1のときと異なり、実験開始から6時間ぐらいまでは、左右岸の汀線とも変化は少なかったが、6時間後から放水路前面の基線付近に、砂州の打上がりが見られた。この砂州は入射波とダムからの反射による重複波によるものと思われたが、その後短時間で、入射波のエネルギーが大のため、河口と汀線方向に押し込まれ、ダム前面の砂州の打上げと、急激な汀線の前進が見られた。

放水路が入射方向に対し、 15° 左へ傾い



放水路河口平面図 実験Ⅳ-2

ているため、それに対応して、放水路右岸側本堤に沿った汀線の前進、放水路内河口左岸側の堆積、左岸側海浜は導流堤よりやや離れたNo 7～8付近の汀線の前進と、河口が左へ傾いているため、右から左方向への漂砂により、導流堤上手側堆積の典型的な汀線形状となっていた。

実験Ⅳ-1では、放水路右岸側に本堤から連続して導流堤を出したが、その影響により、本堤に打上がった波は右岸汀線方向への流れとなり、右岸側汀線の後退をみた。今回はそれを撤去したため、本堤へ打上がった波は、放水路側と右岸汀線側とに分れて、堤防沿いの流れとなっていたが、沿岸流はⅣ-1と異なり、右岸から左岸方向への漂砂が卓越し、さきに述べたような汀線形状を示していた。

左右岸の汀線は、大体実験10時間目では安定した形状になっていたが、河口ダム前面の堆積は幅を増し、16時間後は、左右岸の汀線まで前進していた。この砂州高は図-11.3.1.1～11.3.1.2の等深线图、図-11.3.2.1～11.3.2.2の海浜縦断面図に示すように、実験3時間時にはT. P. 0.7 mとなり、16時間後はT. P. 1.3 mと、汀線に直角方向の実験(Ⅲ-6)と、同じ高さに打上がった。しかし、その砂州幅は直角方向の場合より広く、その規模は大きいようである。

1.1.2.3 実験結果のまとめ

ラバーダムによる河口維持対策について、各実験の結果を述べたが、それらをまとめると、

(1) ダム位置を基線より30 m陸側とした場合、ダム直前面では、反射波により堆積は少ないが、エプロン上は約T. P. 0.2 mまで堆積した。しかし潮位が低い場合は、ダム直前面が、前浜勾配と同じ状態で堆積し、その高さはT. P. 1.0 mまで達しており、いったん打上がった砂州は潮位の変化により浸食される様子はなかった。

ただし、潮位の高い場合は、平衡海浜になるまでの時間が少なかったようで、長時間の実験では、ダム直前面で前浜勾配と同じように堆積し、その高さは約T. P. 1.30 mと、放水路のみの砂州高に近い砂州(ただし砂州幅は小さい)が形成される可能性が考えられる。

(2) ダム位置を基線0 m(約T. P. 0 mの海浜部)とした場合は、入射波とダムからの反射による重複波により、エプロン上の堆積もなく、反対に先端ではT. P. -2.0～-2.5 m(エプロンの河床高T. P. -1.0 m)と、1 m以上の洗掘がみられた。また導流堤先端(ダム軸から15 m)は、兩岸ともT. P. -4.0 mまで洗掘され、ダム高とともにその対策、維持に問題があらう。

なお導流堤先端が基線0 mの場合は、T. P. -2.0 m位とし、約1.0 mの低下であった。

(3) ダム位置を基線より45 m陸側とした場合は、(1)と同様砂州高は低かったが、実験時間が短かったようで、最終的には放水路のみの砂州高と変わらないものと考えられる。

(4) 放水路河口を本川左岸堤防と同一方向とし、ダム位置を基線より45 m(放水路中央の距離)河道内とした場合(実験Ⅳ-2)は、ダム直前面に左岸側より堆積し、3時間時にはT. P. 0.5 mであったが、最終的にはT. P. 1.20 mまで打上がり砂州幅も直角の場合より広がっていた。

(5) 河道内水位は、実験初期や越波量が極端に多くなく、あるいはダム前面に砂州の少ない場合は、T. P. 1.0 m前後であるが、砂州の発生とともに水位も上昇し、砂州が形成された場合は、放水路のみのときの水位と同程度となった。(図-9.1.8参照)

(6) 以上の結果より、ダム位置が汀線より陸側にある場合は、その位置によって砂州高をある程度押え

ることではあるが、砂州の発生を完全に防ぐことは困難と考えられる。したがって、ダムを倒伏させるような構造では無理と考えられる。

- (7) 現地河口部の汀線位置は図-3.5で示したように、その変動も大きく、また昭和46年以降は、汀線も後退し、海岸線は浸食傾向である。したがって、ダム位置の設置にあたっては、汀線が後退した場合を考慮すると、(2)で述べたように洗掘が大きいので、エプロンやダム部基礎を強固なものとしなければならないし、反対に汀線が前進したときは、ダム前面に放水路のみの場合と同様な砂州が形成され、掘削するような事態が生ずる可能性もあり、その変動量に対処しうる構造、および処置も考慮しなければならないであろう。

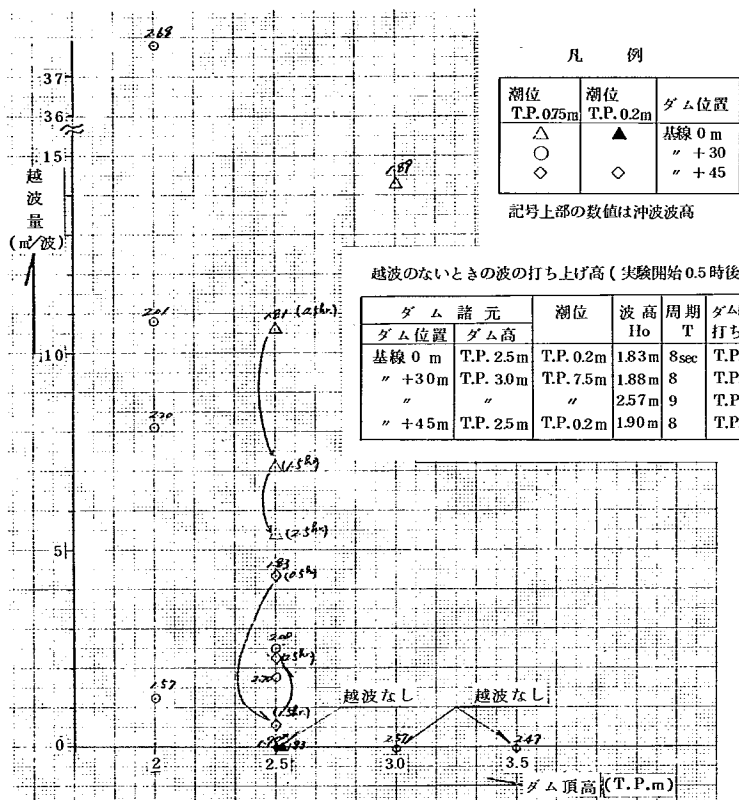


図 - 1 1. 1 ダム高～越波量 関 関 図

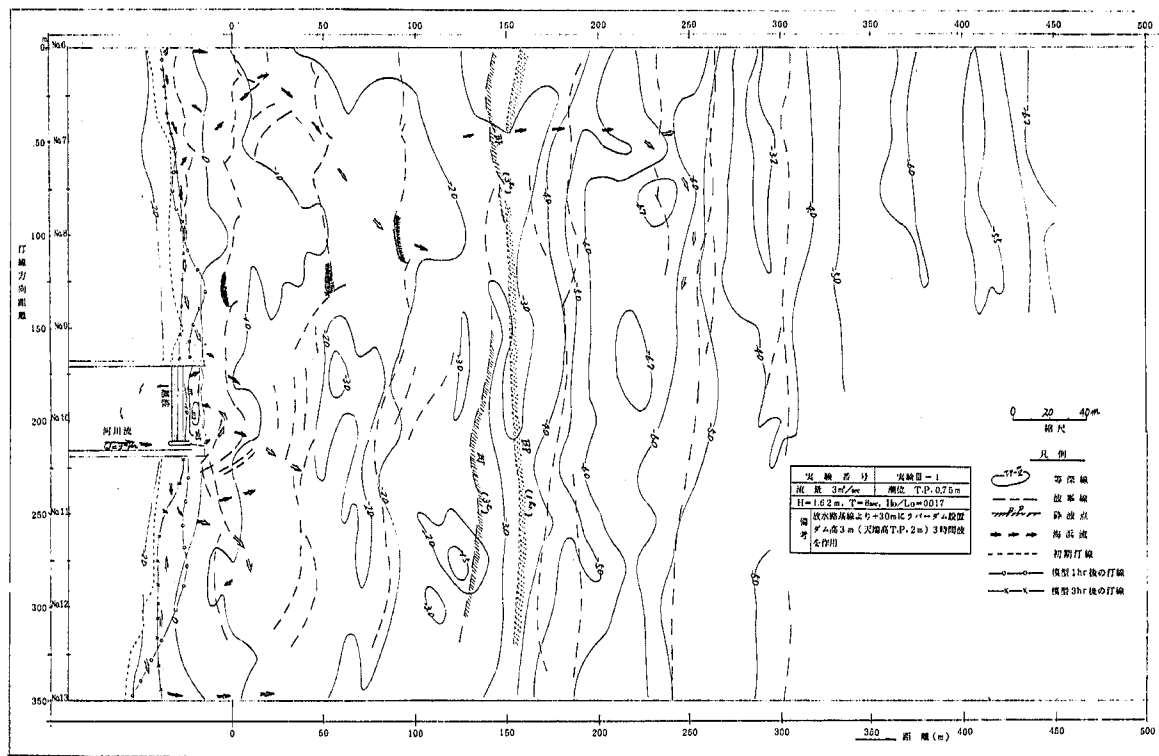
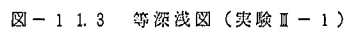


図-1.1.2 海浜流況図 (実験Ⅱ-1)



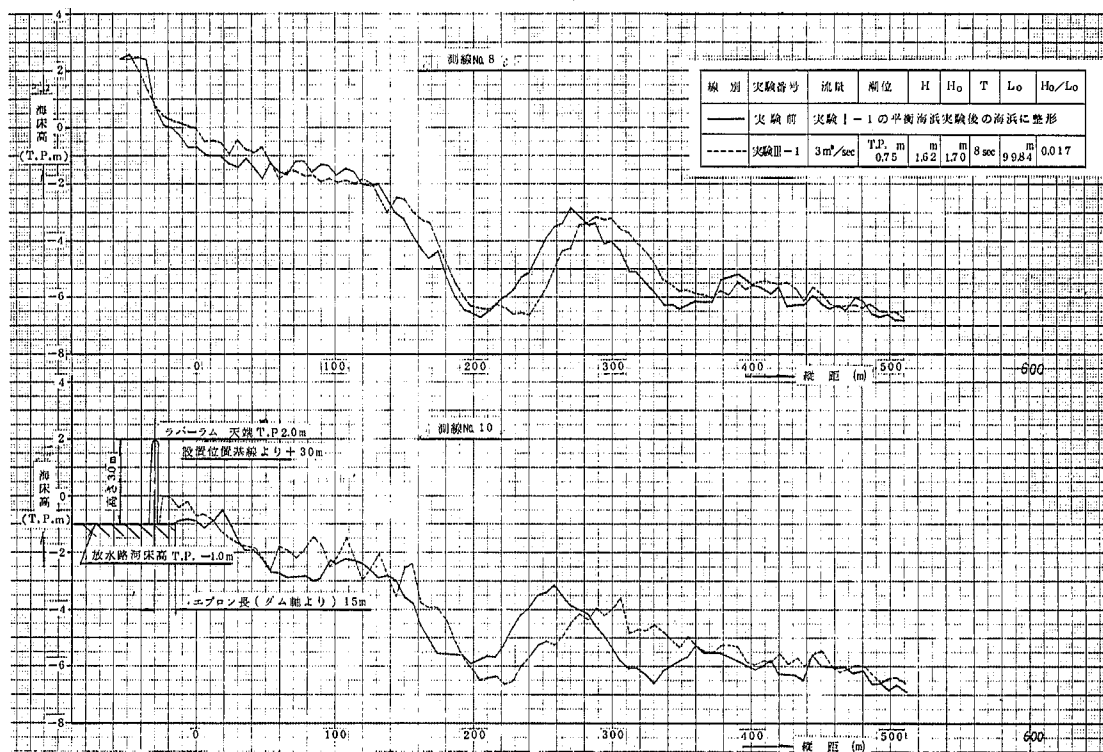
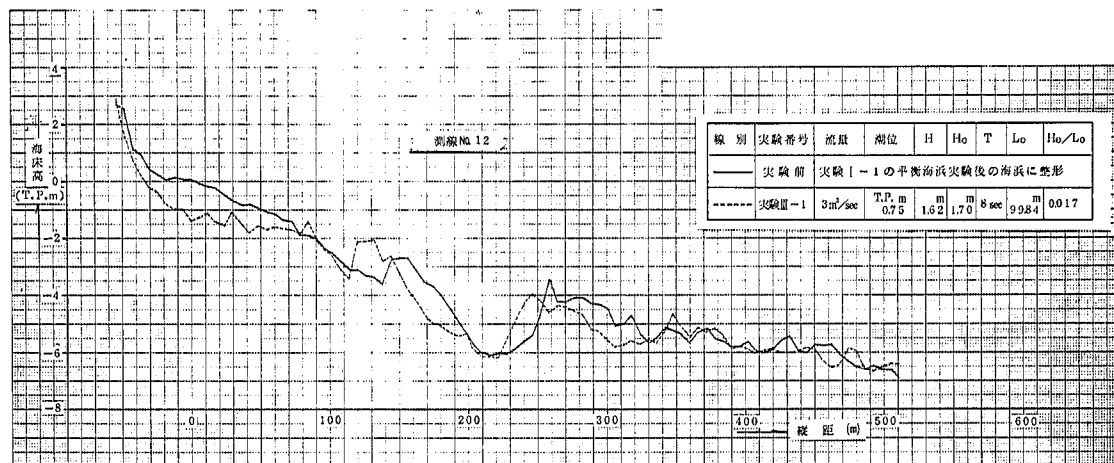


図-1 1.4.1 海浜縦断面図 (実験Ⅱ-1)



図—1 1. 4. 2 海浜縦断面図 (実験Ⅲ—1)

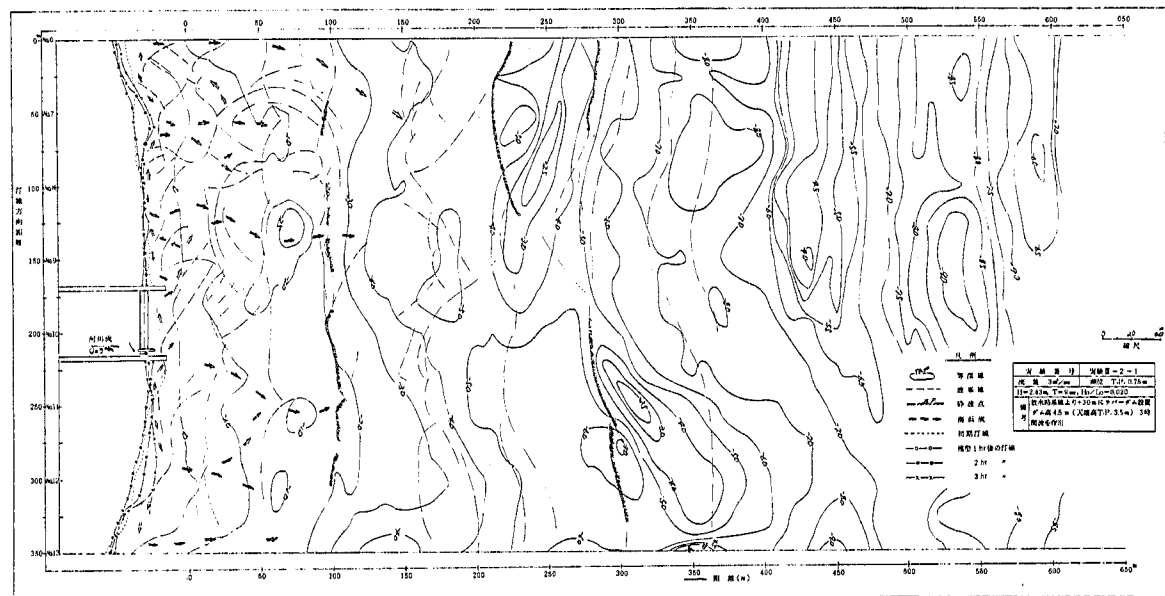


図 - 1.5 海浜流況図 (実験 II - 2 - 1)

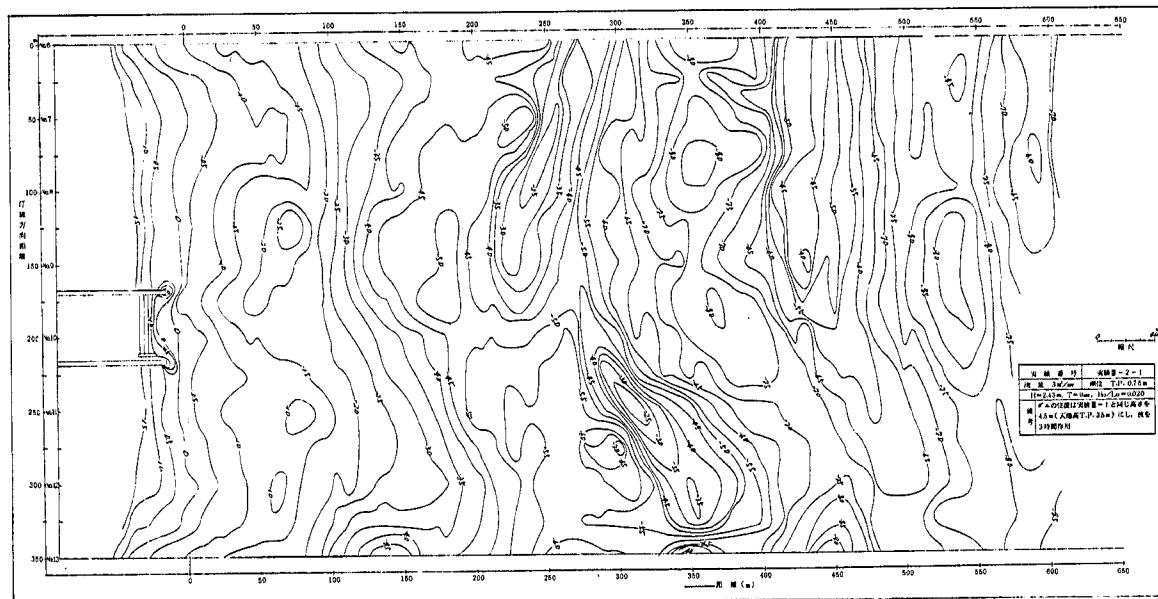


图 - 1 1. 6 等深线图 (实验 II - 2 - 1)

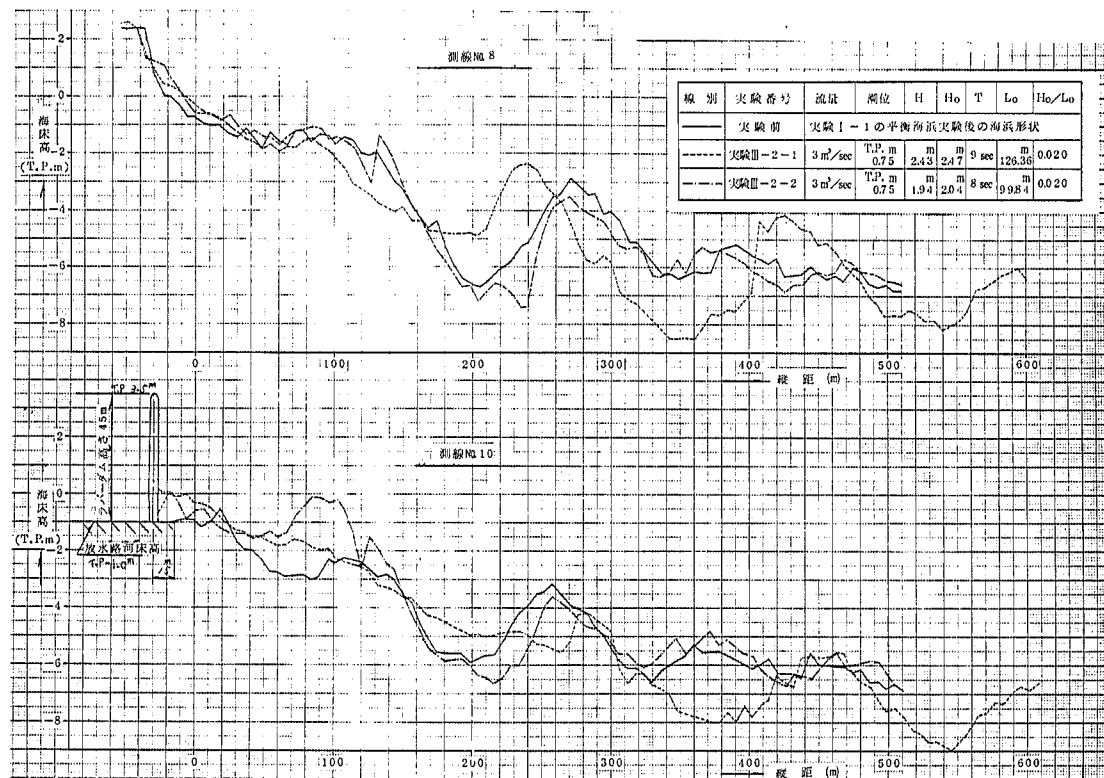


図-1 1. 7. 1 海浜縦断面図 (実験Ⅱ-2-1~Ⅱ-2-2)

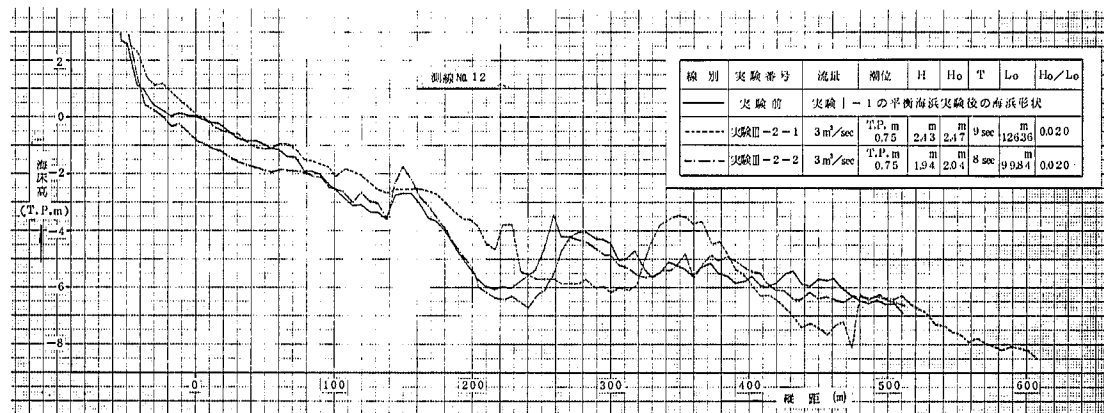


図 - 1 1. 7. 2 海浜縦断面図 (実験 III - 2 - 1 ~ III - 2 - 2)

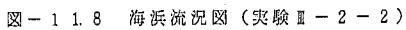


图-1 1.8 海浜流況図 (実験Ⅲ-2-2)

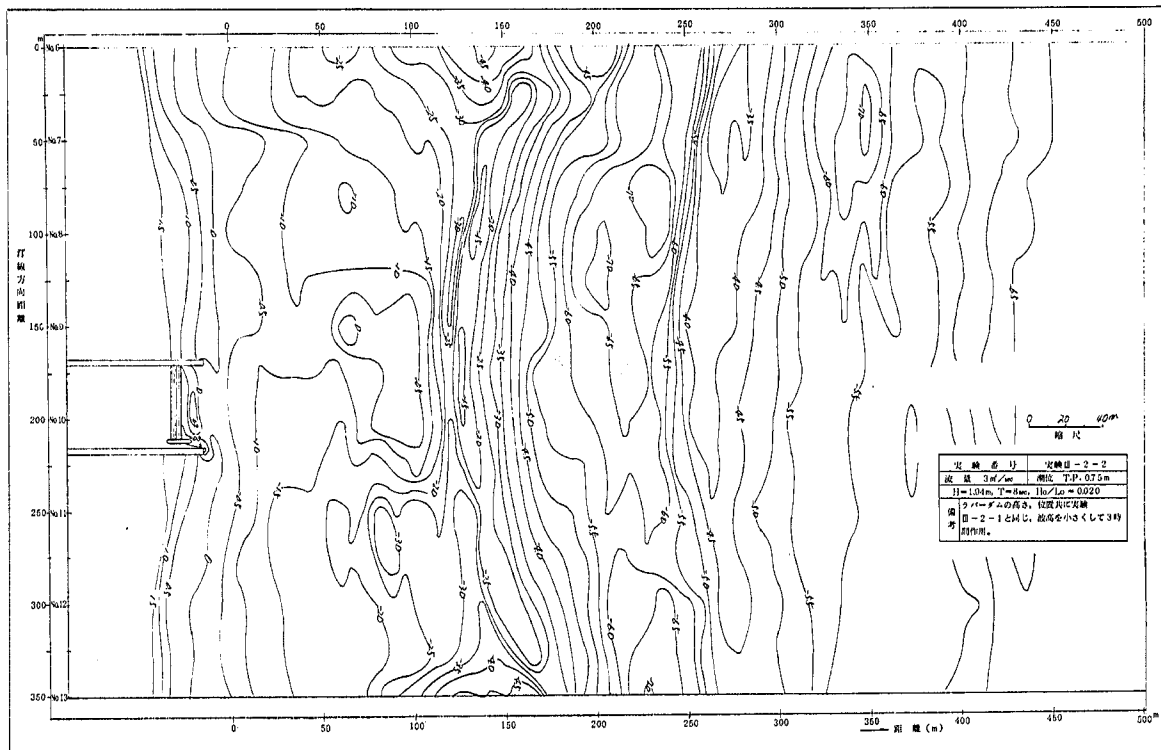
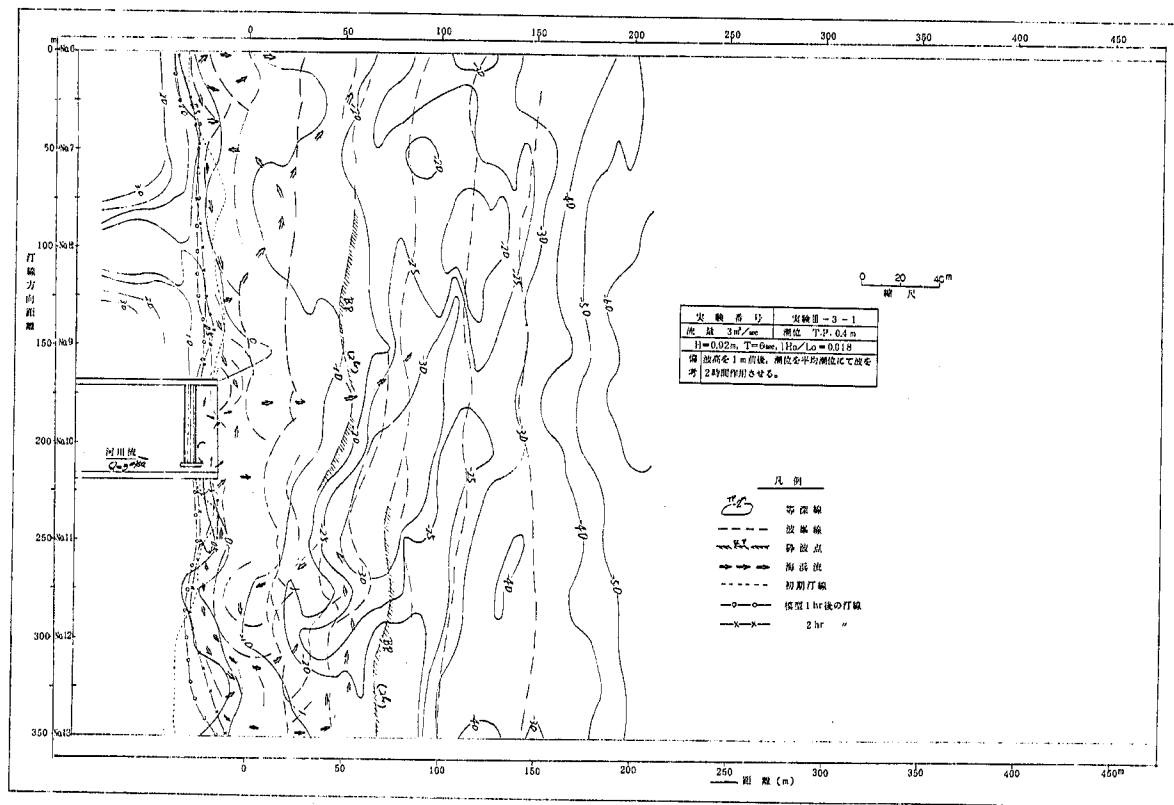
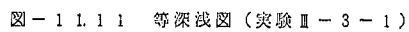


図-11.9 等深线图 (実験Ⅲ-2-2)

420



図—1.1.10 海浜流況図 (実験Ⅲ—3—1)



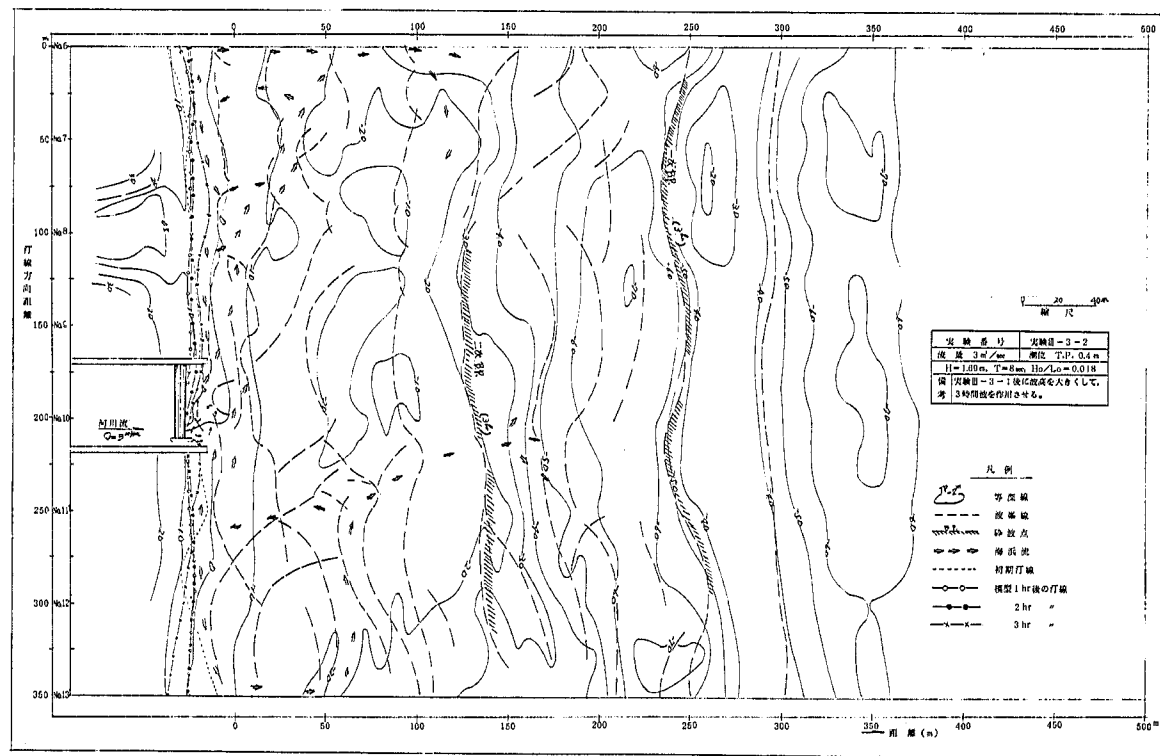


図-1.1.1.2 海浜流況図(実験Ⅲ-3-2)

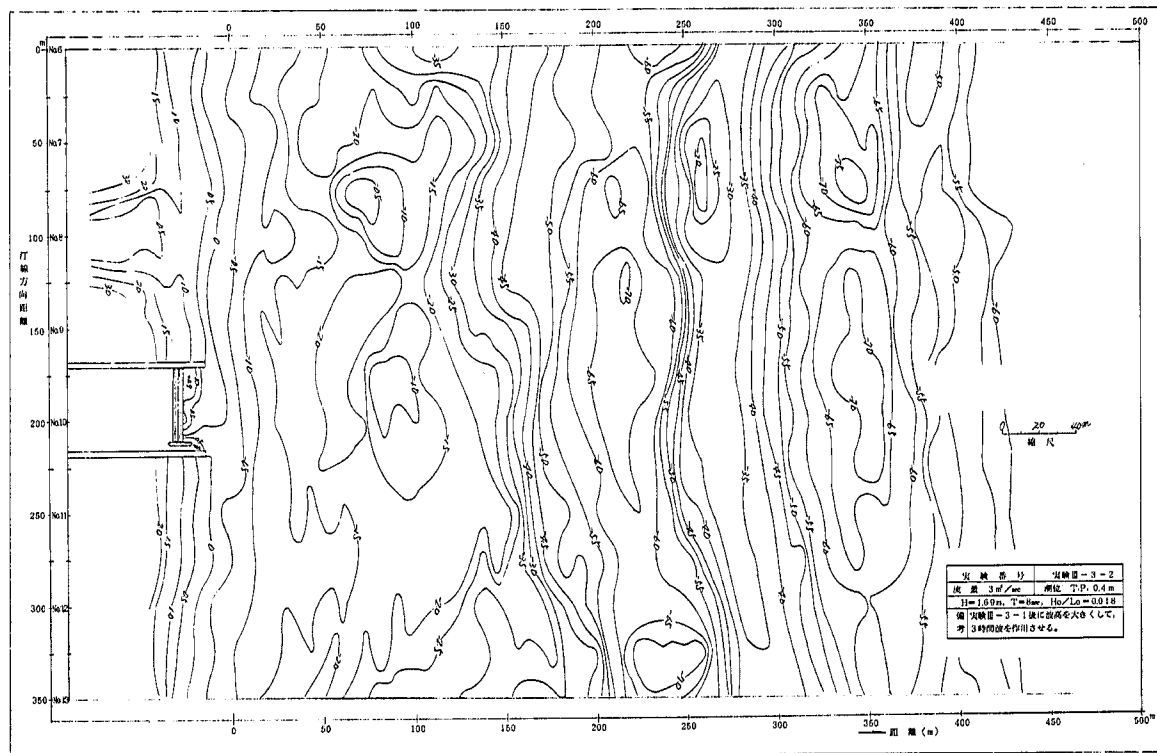


図 - 1.1.1.3 等深线图 (実験 III - 3 - 2)

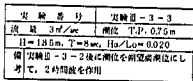


图-1.1.4 海浜流況図 (実験Ⅲ-3-3)

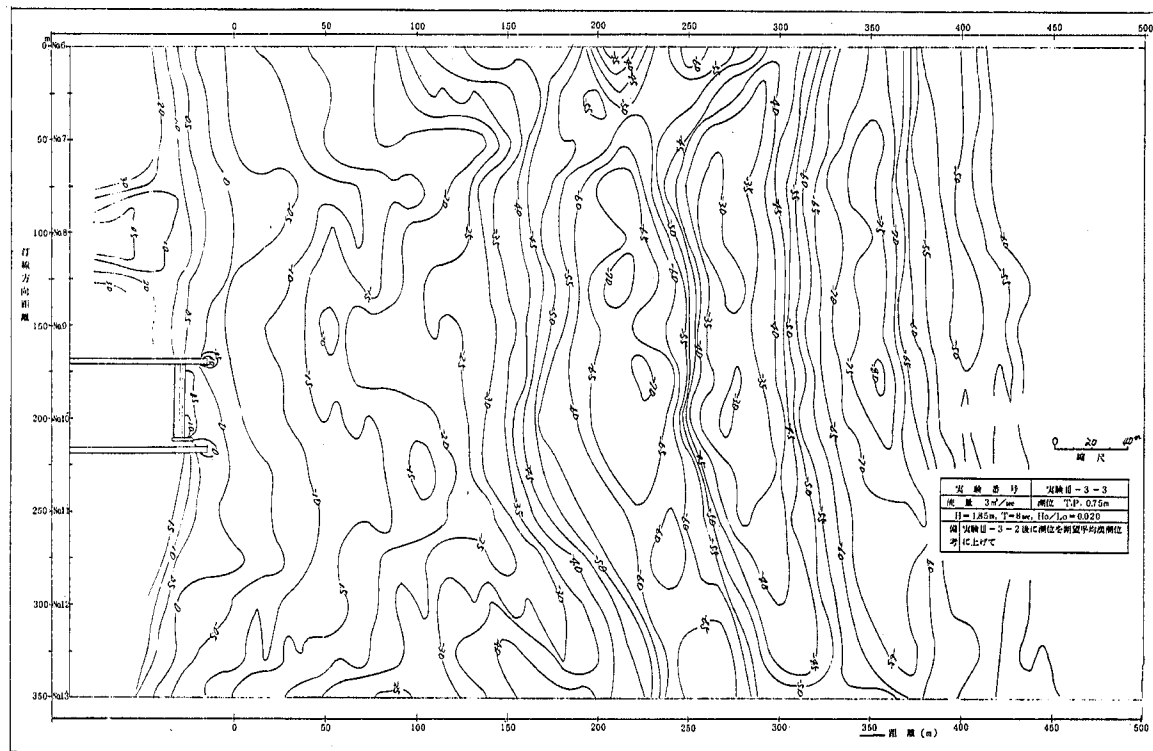


図-1.1.1.5 等深线图(実験Ⅲ-3-3)

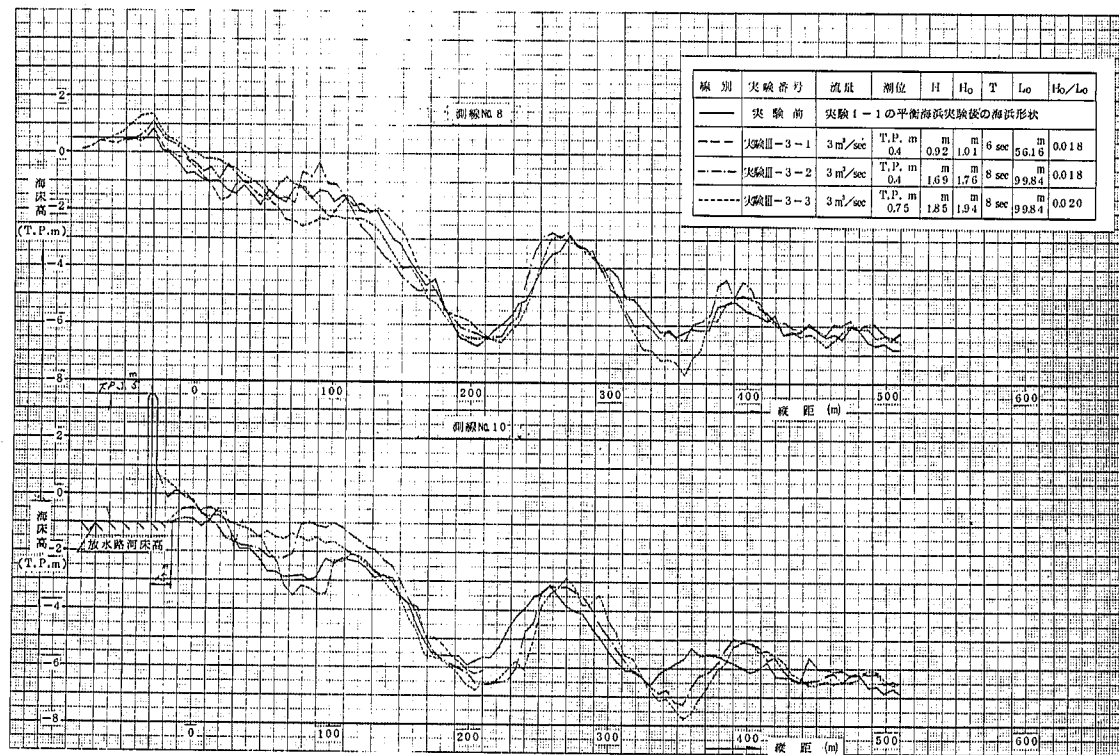


図 - 1.1.6.1 海岸縦断面図 (実験Ⅲ-3-1 ~ Ⅲ-3-3)

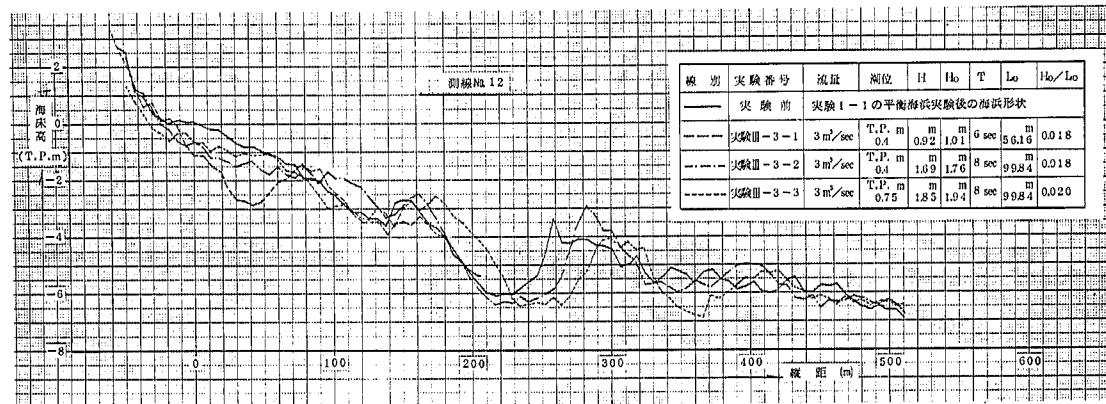


図 - 1.1.6.2 海浜縦断面図 (実験Ⅲ-3-1 ~ Ⅲ-3-3)

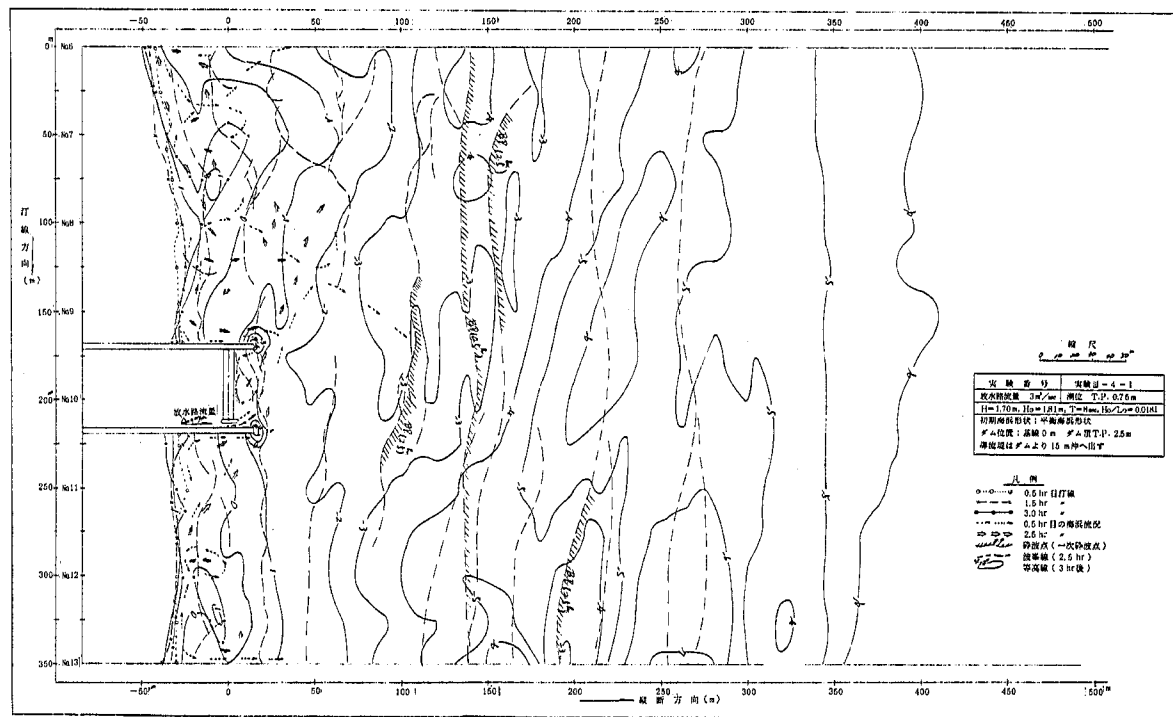
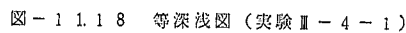
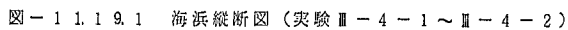


図-1.1.17 海浜流況図 (実験Ⅲ-4-1)





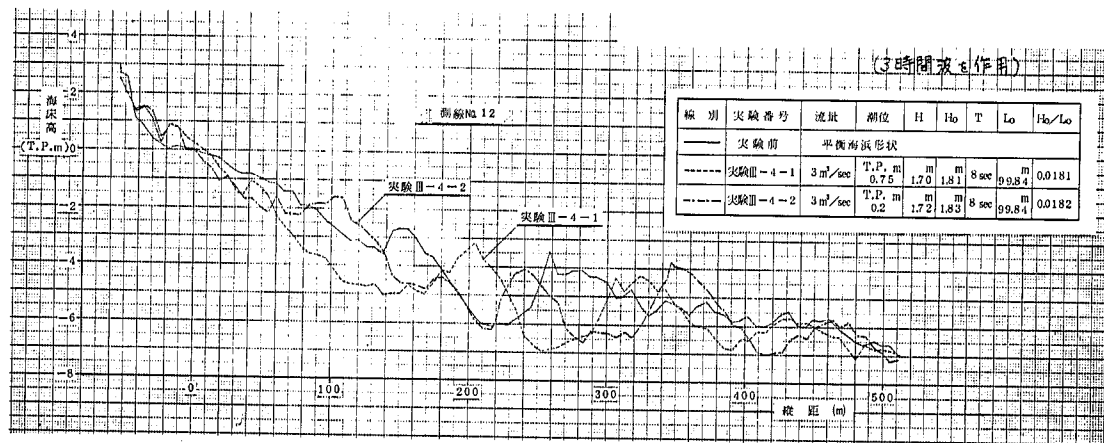


図-1.1.1.9.2 海浜縦断面図 (実験Ⅲ-4-1 ~ Ⅲ-4-2)

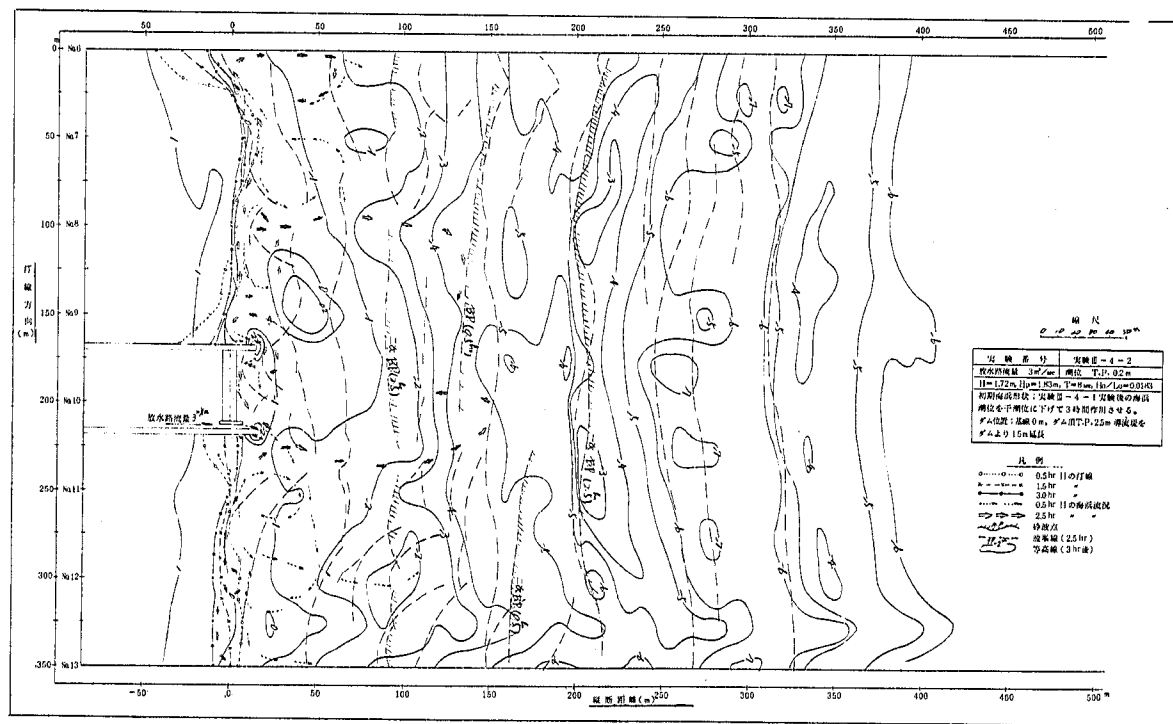


図 - 1.1.2.0 海浜流況図 (実験 III-4-2)

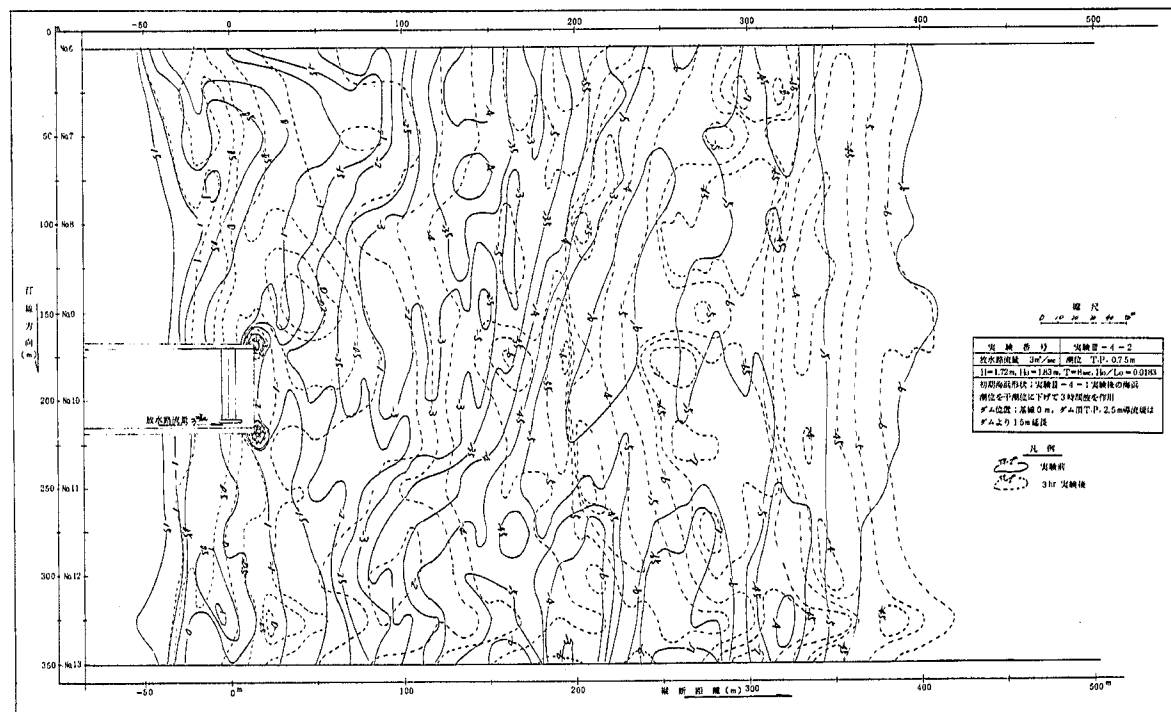


図-1.1.2.1 等深线图 (実験 III-4-2)

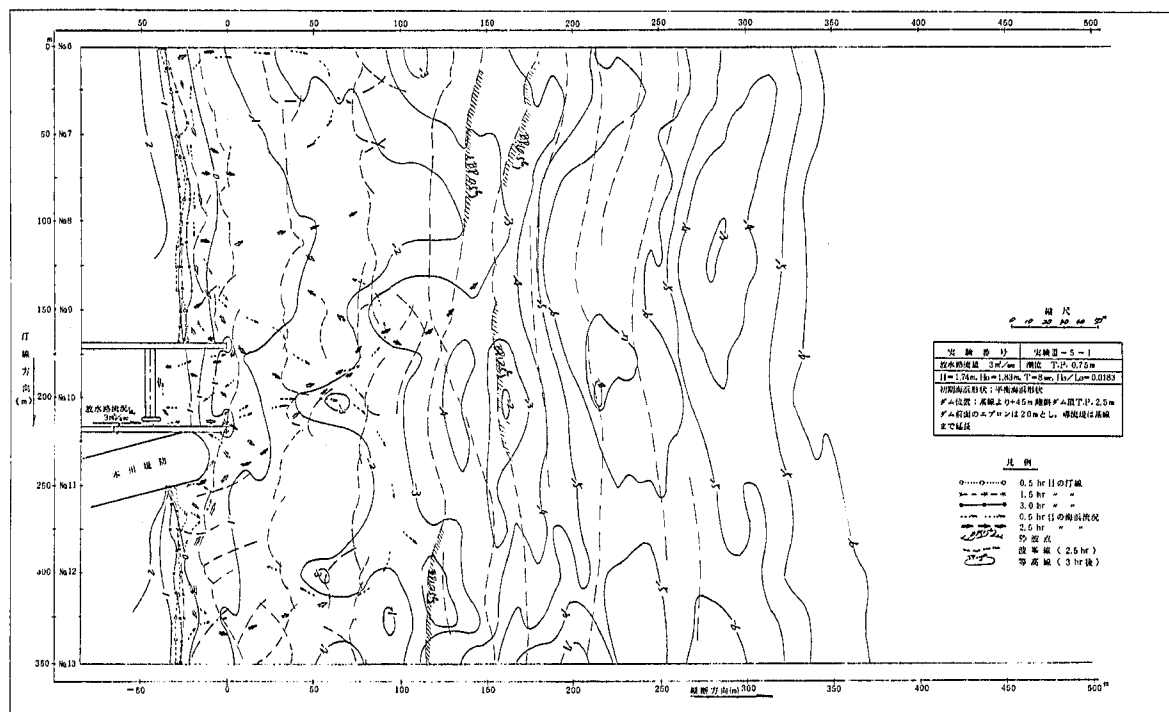


図-1 1.2.2 海浜流況図 (実験Ⅱ-5-1)

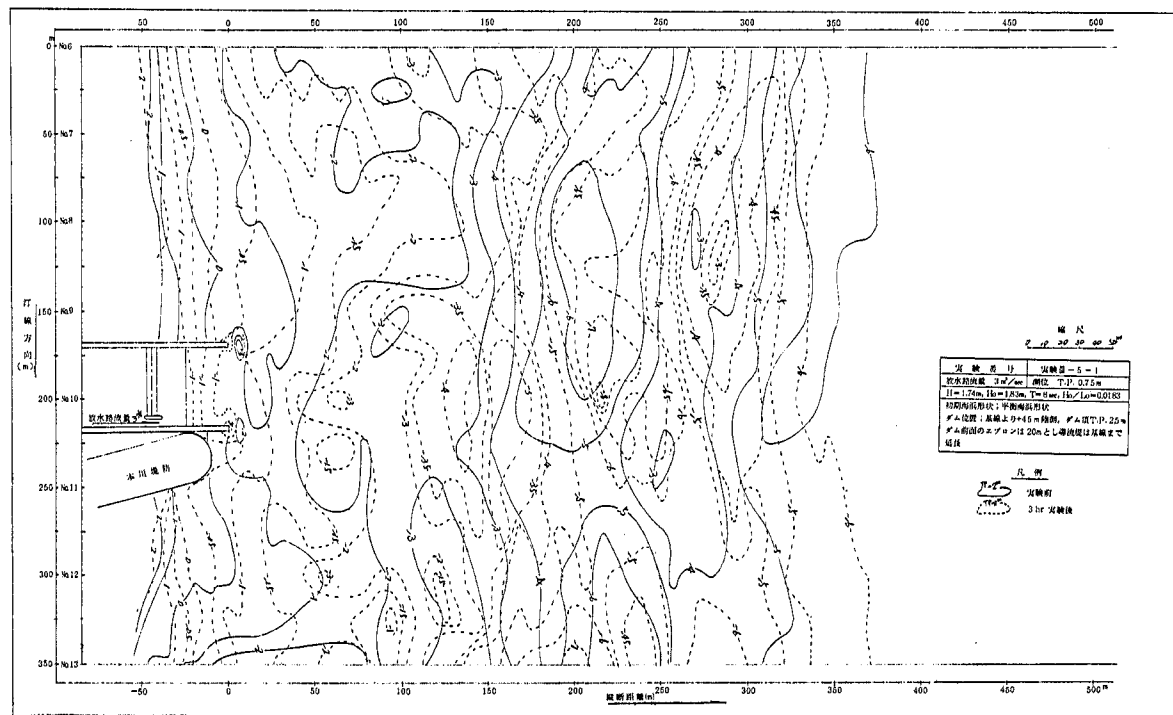


図 - 1.1.2.3 等深浅図 (実験Ⅲ - 5 - 1)

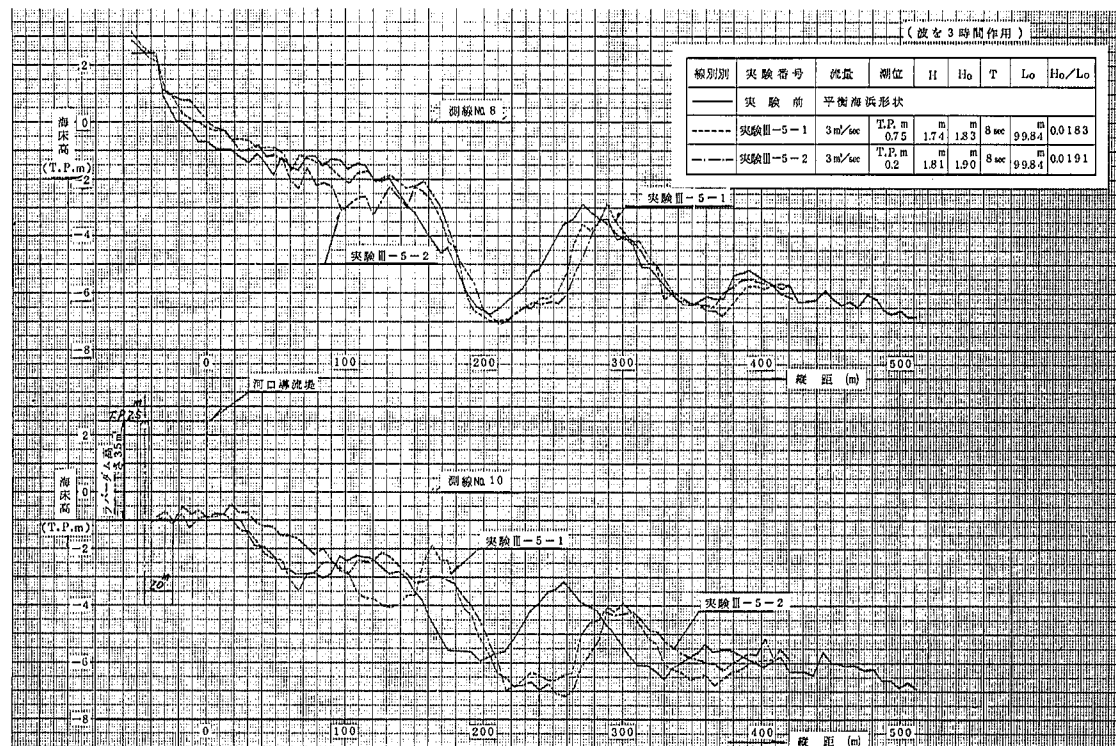
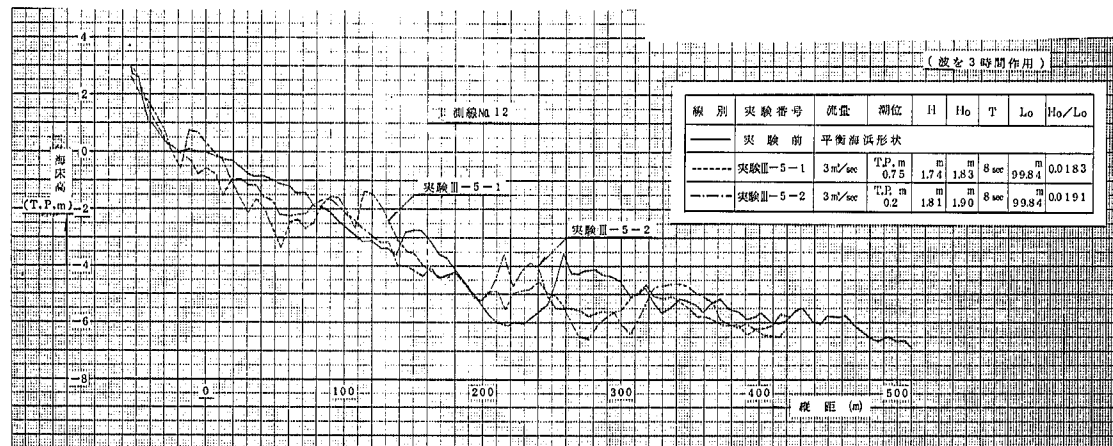


図-1.1.2.4.1 海浜縦断面図(実験II-5-1~II-5-2)



986

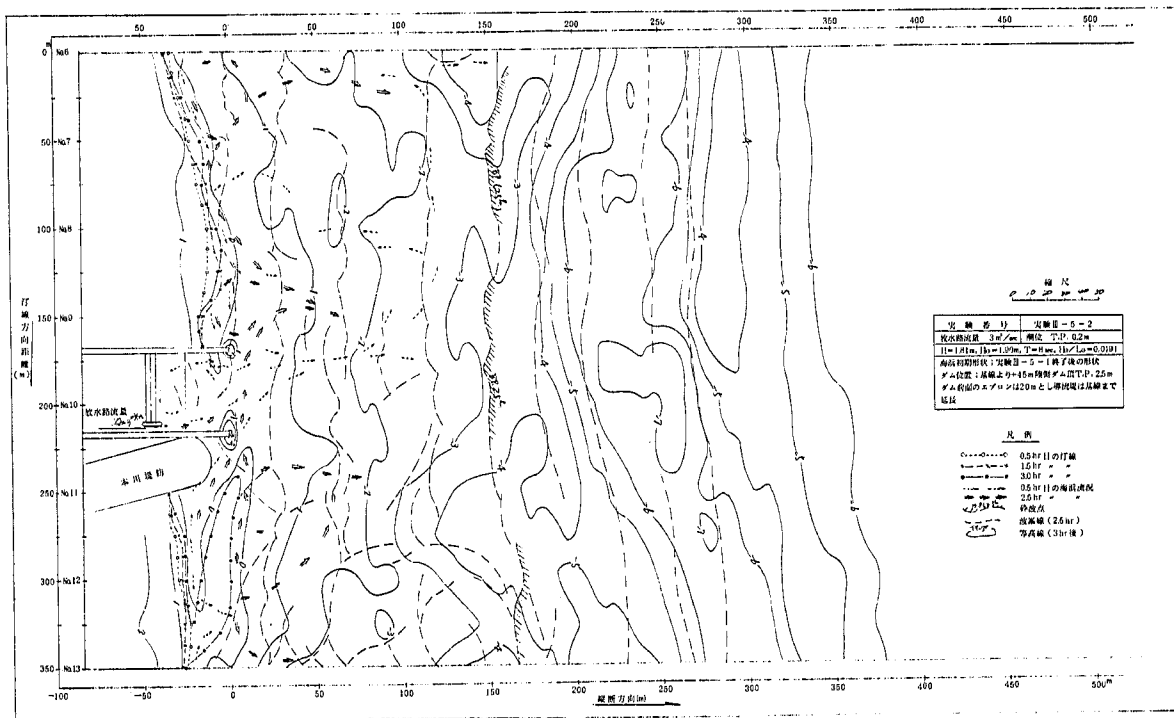


図-1.1.25 海浜流況図 (実験Ⅲ-5-2)

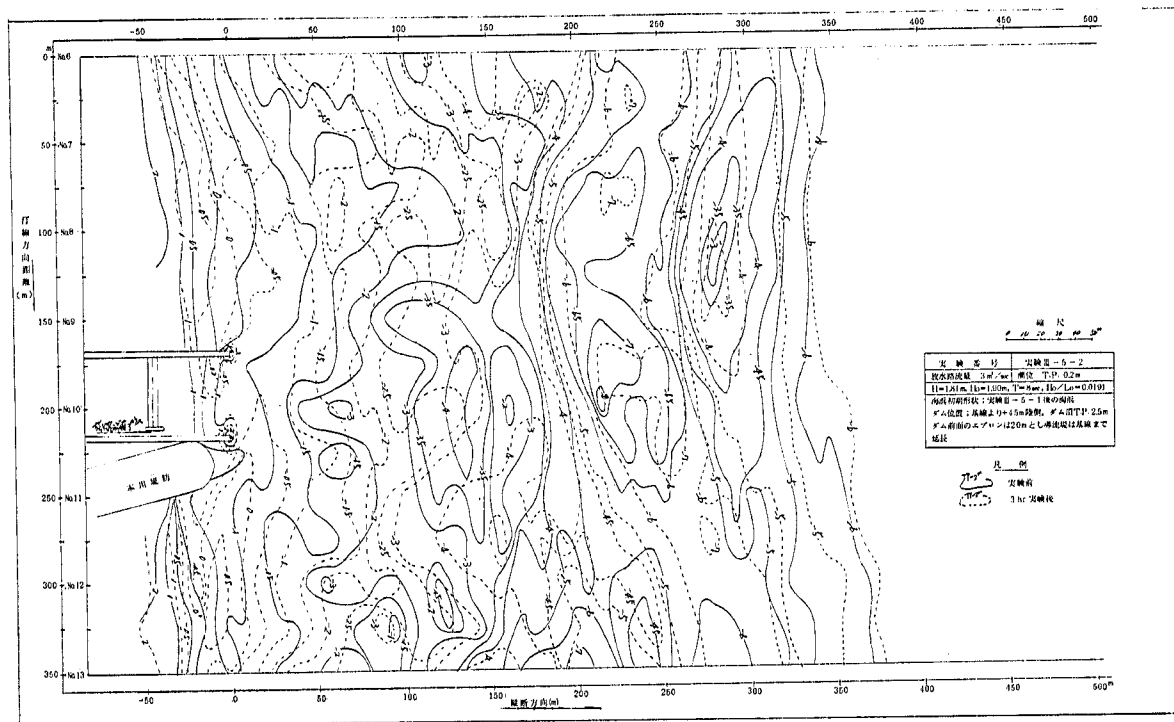


図-1.2.6 等深线图 (実験 III-5-2)

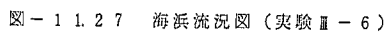
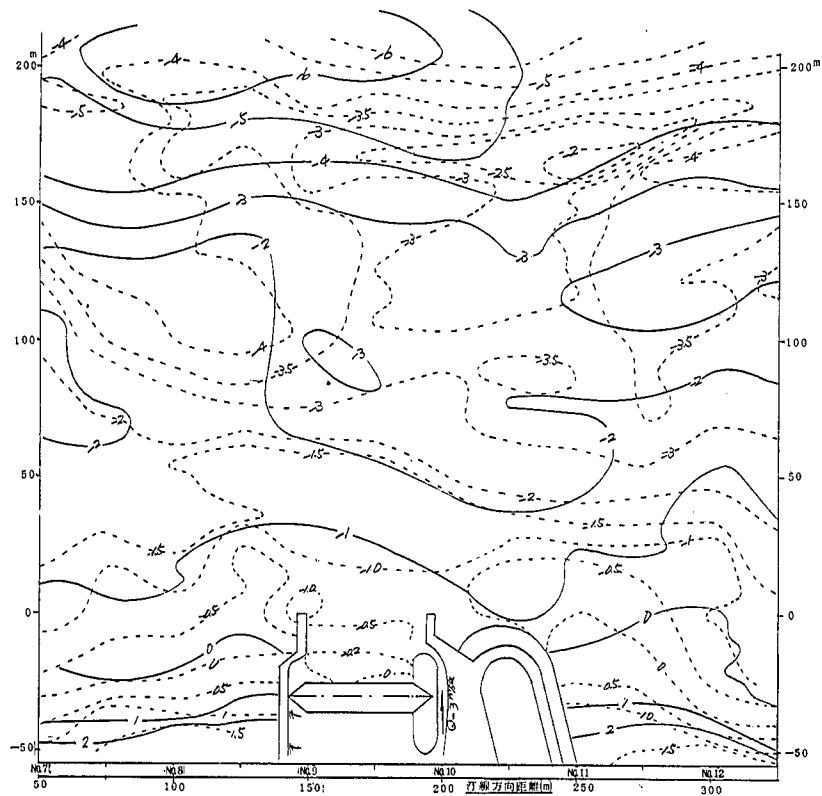


圖-1 1.2 7 海浜流況圖 (實驗 III-6)



$H=2.00\text{m}$ $H_0=2.15\text{m}$ $T=8\text{sec}$

$H/L_0=0.0215$ 潮位 T.P. 0.75m

— 2 — 平衡海面

- - - 3 時間後

图—1.1.2.8.1

等深线图 (实验 II - 6)

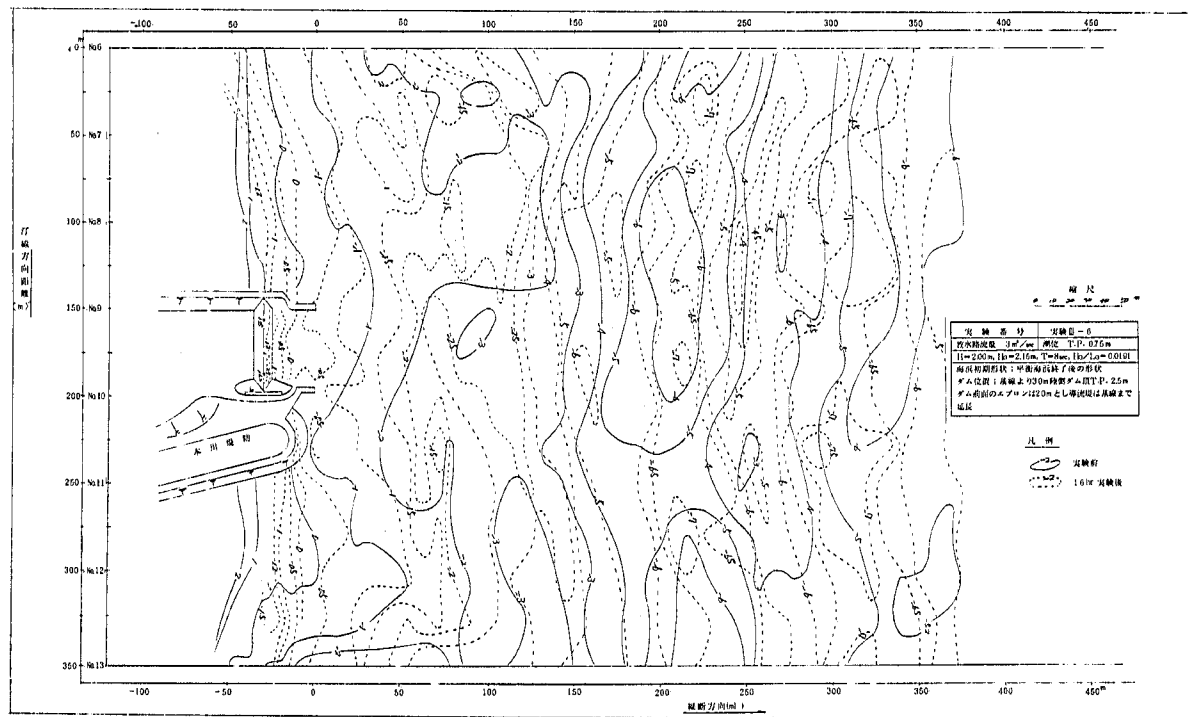


図-1 1.2.8.2 等深线图 (実験 III-6)

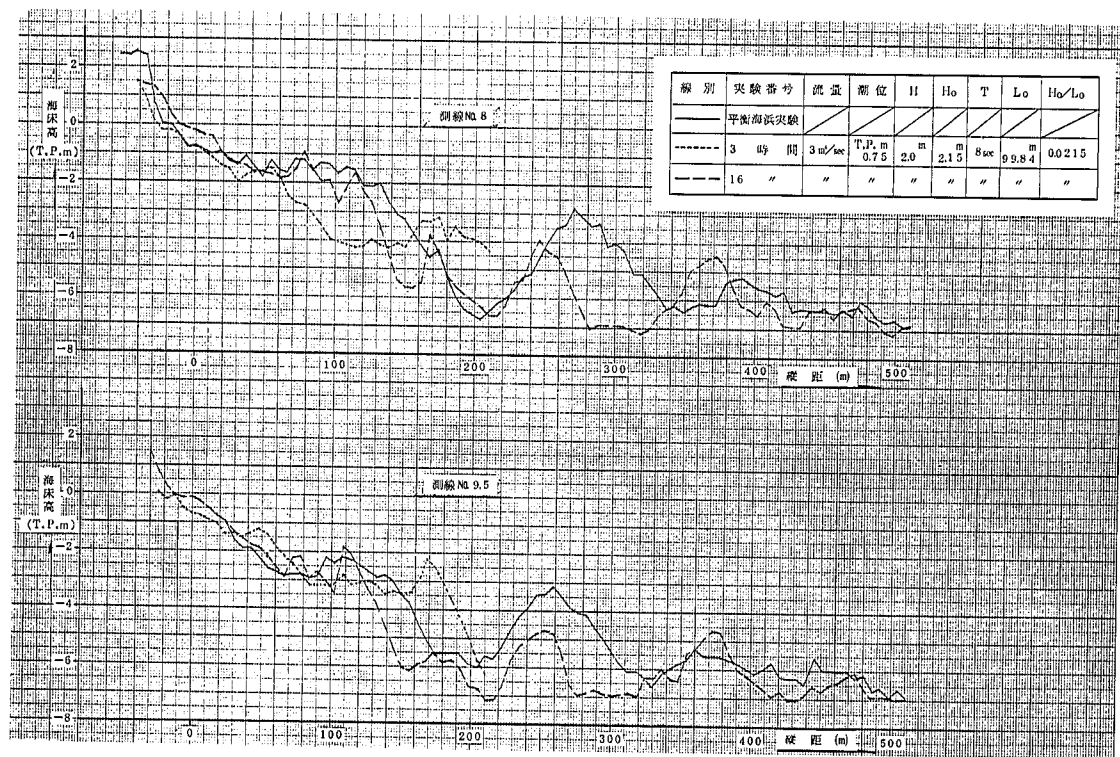


図-1.1.2.9.1 海浜縦断面図 (実験Ⅲ-6)

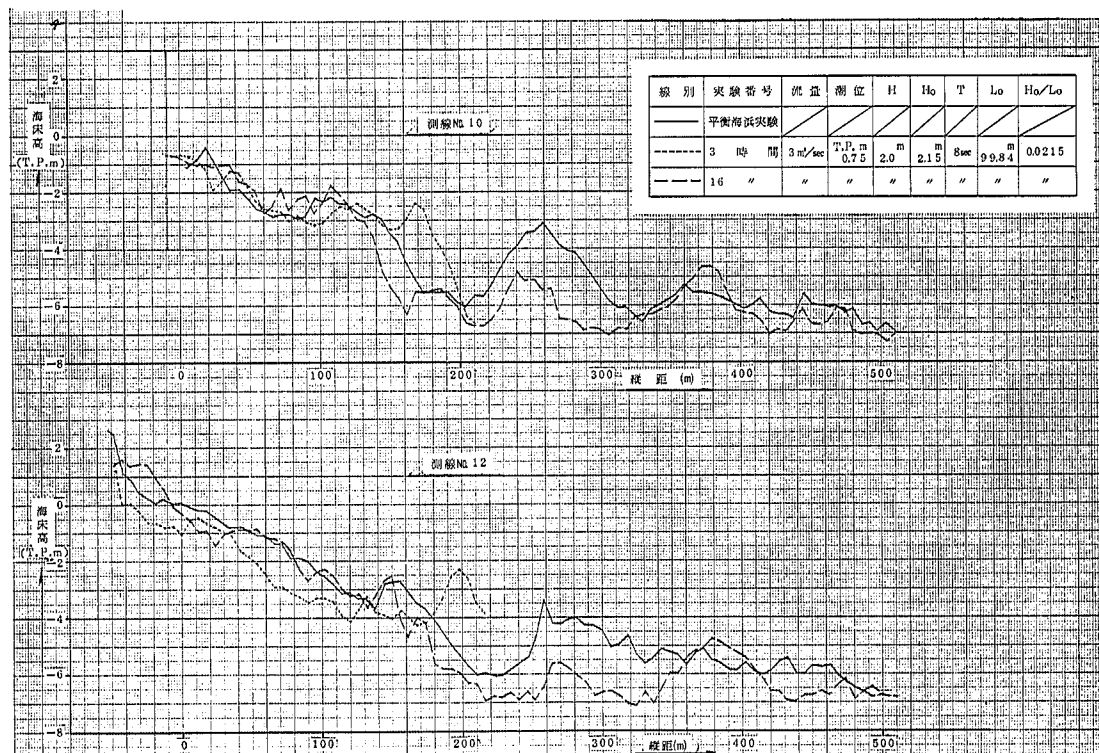


図 - 1 1.2.9.2 海浜縦断面図 (実験 III - 6)

545

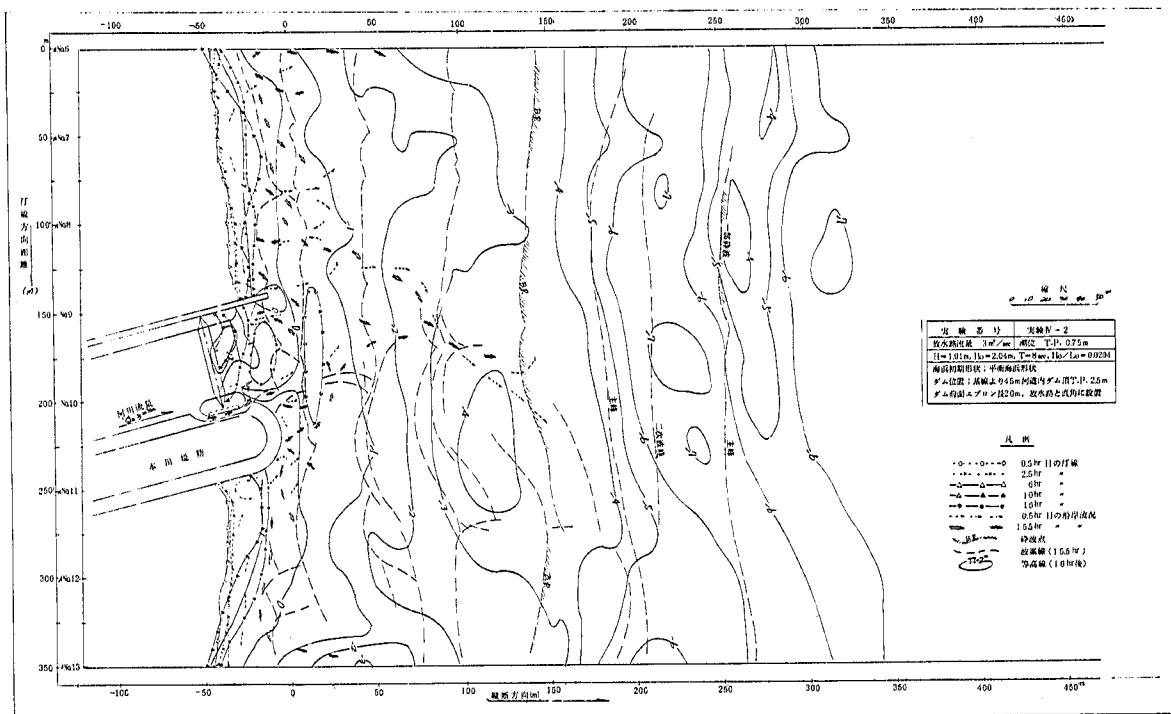


図-1.1.3.0 海浜流況図(実験Ⅳ-2)

972

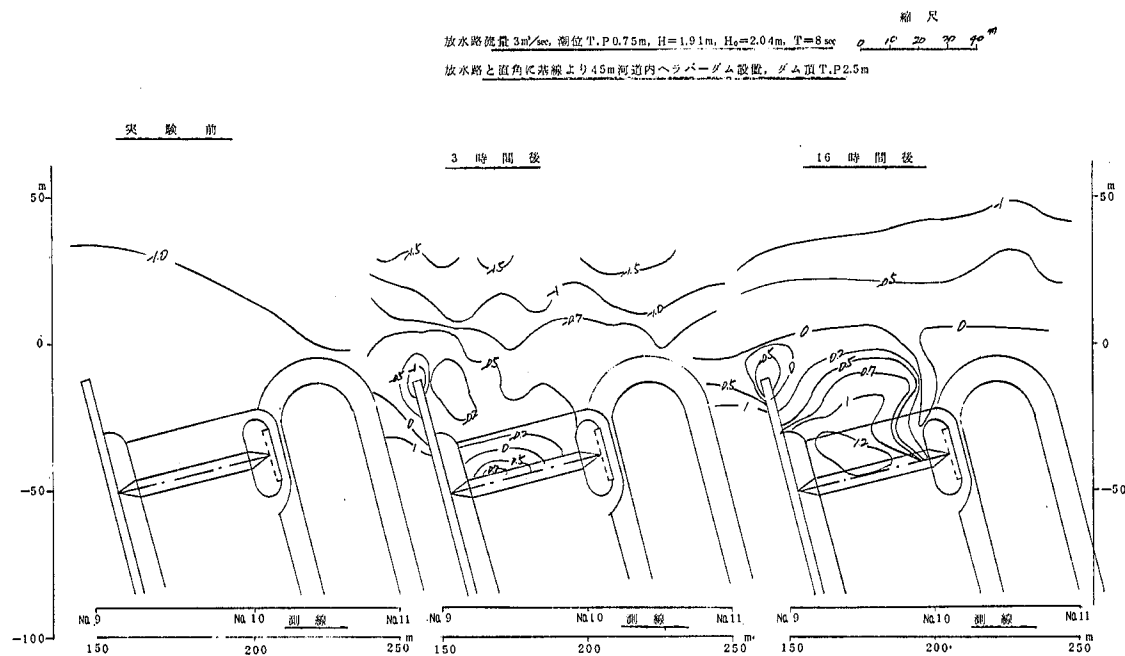


图-1 1.3 1.1 等深线图 (实验 IV-2)

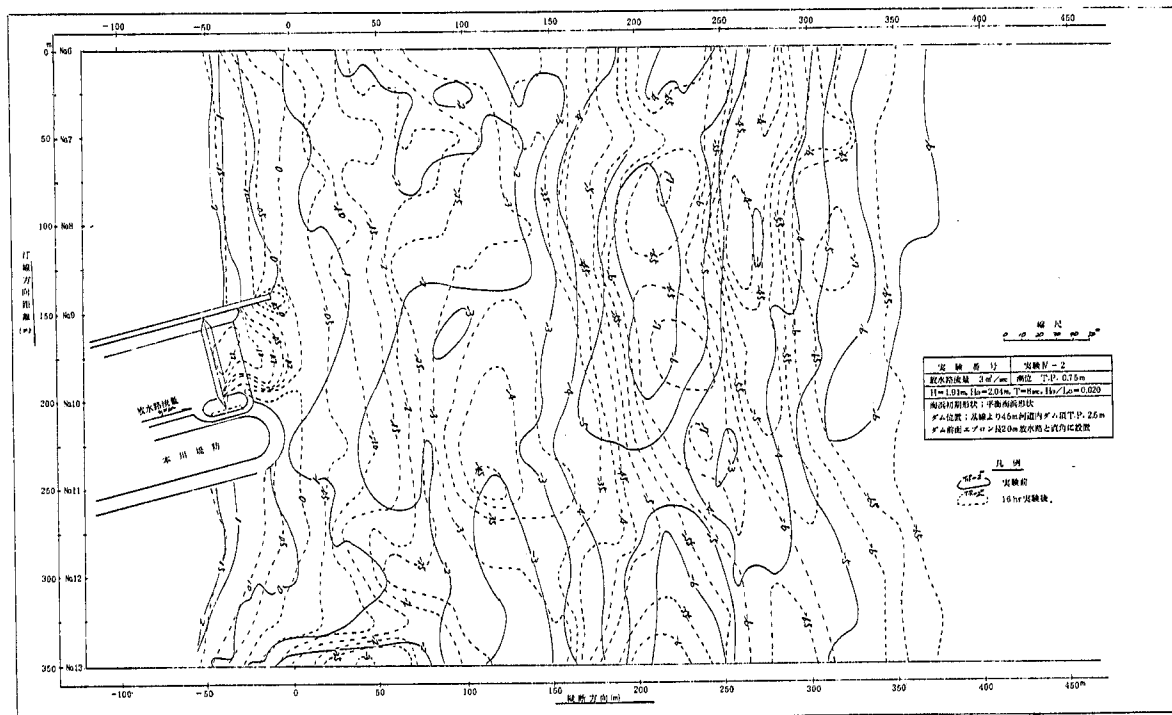


図 - 1.1.3.1.2 等深线图 (実験Ⅳ-2)

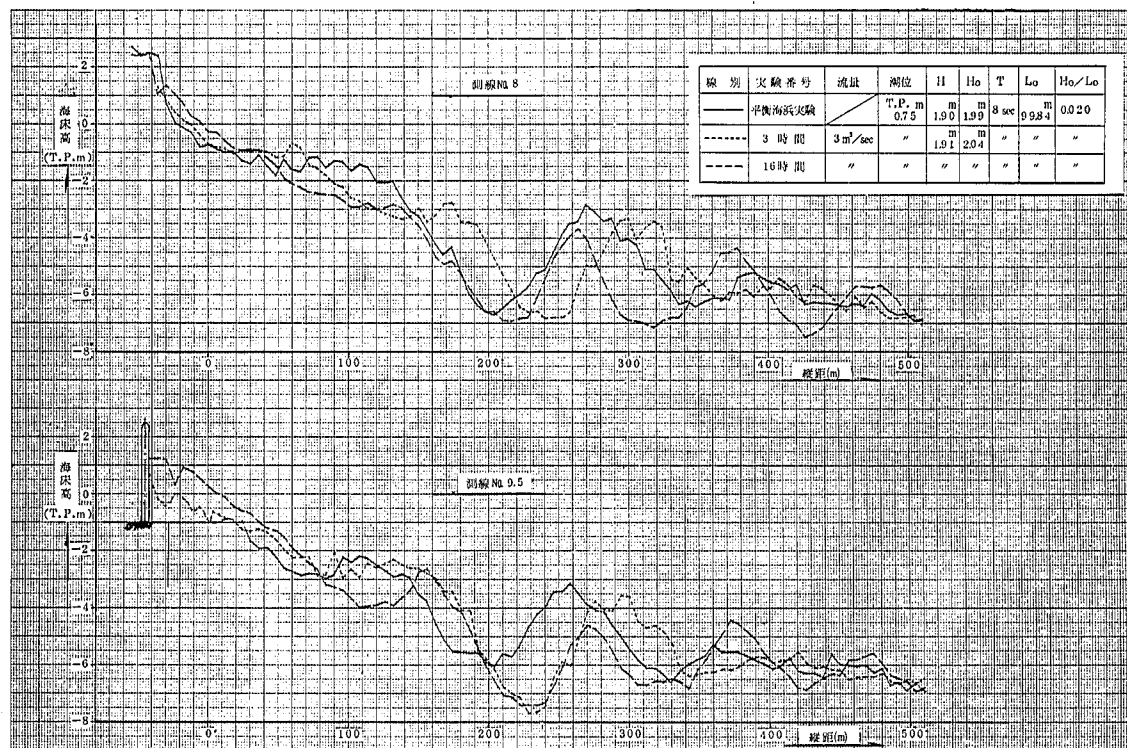


図 - 1.1.3.2.1 海浜縦断面図 (実験 IV - 2)

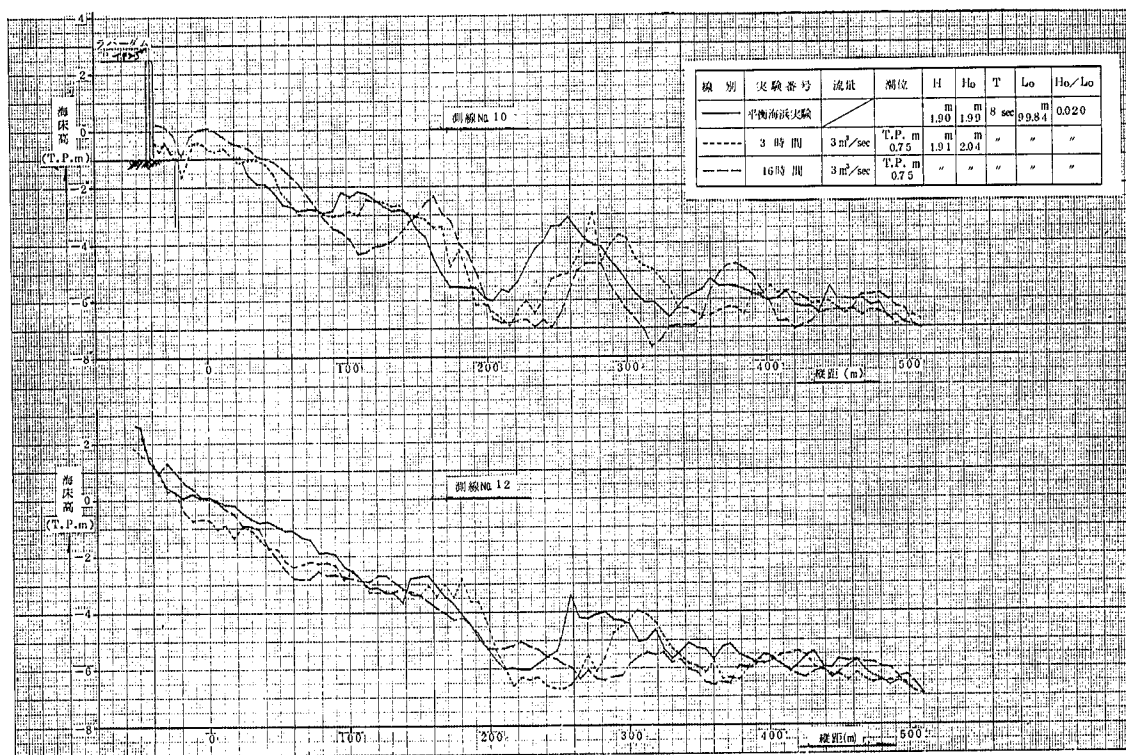


図 - 1 1.3 2.2 海浜縦断面図 (実験Ⅳ - 2)

12. 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、ここでは全体をとりまとめる形で河口処理上の対策効果、および問題点をまとめて記す。

○模型実験の相似性

- (1) 洪水による砂州のフラッシュに関する実験は、模型底質材料より縮尺を決定した。したがって、河床変化の相似性は、かなりよいものと考えられる。
- (2) 波による汀線付近の海床変化の相似性は、あまり良いとはいえず、模型上の現象は参考程度にとどめるべきであろう。

○計画放水路のみの場合の処理対策と問題点

- (1) 完全閉塞の状態では、砂州越流直後に河口水位のピークが現われ、その水位は砂州高より0.3~0.5 m高くなる。
- (2) 河口砂州高は最大 T.P. 2.5 m程度が予想される。しかし平水時の流量 $3.0 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度維持されれば、開口断面積 $3 \sim 4 \text{ m}^2$ 開口幅 5.0 m程度は維持できであろう。
- (3) 放水路河口部河床は、固定してあった方が、砂州フラッシュおよび局所洗掘に対しても、よい結果が得られる。また開口部が存在し、このように河床が固定されていれば、洪水による砂州フラッシュ時のピーク水位は、T.P. 1.80 m以下でおさえられることが明らかになった。
- (4) 完全閉塞および開口部が存在する場合でも砂州高が T.P. 1.0 m 以上生じた場合は、計画高水位 (T.P. 1.50 m) を上回るものと考えられる。
- (5) 放水路河口を荒川本川左岸堤防と同一方向とした場合は、汀線と直角方向よりも砂州高はいくぶん低い、土砂の堆積範囲は反対に広い。
- (6) 河道内水位は波による set up の影響でかなり上昇し、波高の2割強プラス潮位の水位まで上昇することが明らかになった。朔望平均満潮位時には約 T.P. 1.35 m程度が考えられる。
- (7) 砂州が完全にフラッシュされた場合、朔望平均満潮位時 (T.P. 0.75 m) には、流量 $3.0 \text{ m}^3/\text{s}$ (合流後) で乙大日川が最大 1.7 Km、烏川で 1.5 Kmまで塩水が遡上する。ただし、砂州がフラッシュされた直後は流量も多く、平水時は河口部に砂州が形成されるのでこの地点まで遡上する可能性は少ないと考えられる。
- (8) 砂州が形成されれば、塩水の遡上距離は短くなり、河口河床幅が $1/3$ となった場合、その遡上距離は、両河川とも 1.0 Km以下である。
- (9) よって、上述のような塩水遡上が許されるならば、T.P. 1.0 m以上の砂州高が生じた場合は、掘削を行なうような方法、他の案としては堤防を 5.0 m程度かさ上げすれば (ただし計画堤防高は T.P. 230 mで計画高水位 T.P. 150 mを上回るのは砂州越流時のほんの短時間であるので、河口砂州によって計画高水位を上回るのは、やむをえないものとし、現在の余裕高 0.8 mを 1.3 mと考えて処理するか、計画高水位の改訂) 放水路のみで処理できであろう。

○ラバーダムによる河口処理上の効果と問題点

(1) ラバーダムを用いた場合、越波させないためのダム高は相当高くなり、ある程度の越波は、平水時の河水を流出させるための分水路でなければよいと考えられる。

最大越波量 $10 \text{ m}^3/\text{波以下}$ とすると、ダム頂高は基線 0 m (約 $T.P. 0 \text{ m}$ の海浜位置) で $T.P. 3.5 \text{ m}$ 、基線 $+3.0 \text{ m}$ より陸側で $T.P. 2.5 \text{ m}$ 程度必要と考えられる。ただしダム前面にいくぶん砂州が形成された場合は、越波量は非常に少なくなる。

(2) ダム位置を基線より 3.0 m 陸側とした場合は、ダム前面で前浜勾配と同じ状態で堆積し、砂州幅は小さいが、その高さは放水路のみの砂州高に近い砂州が形成されるものと考えられる。

(3) 放水路河口を本川左岸堤防と同一方向とし、ダム位置が汀線より陸側の場合は、ダム直前面に左岸側より堆積し、導流堤上手側堆積の汀線形状となるため、砂州高は河口が汀線に直角方向と同程度であるが、幅は広く、その規模は大きいようである。

(4) ダム前面を堆積させないためには、平均干潮位部の海浜位置にダムを設置すればよいと考えられる。しかし現地河口部の汀線変化が大きく、ダム位置が汀線より陸側にある場合は、その位置によって砂州高をある程度押えることはできるが、砂州の発生を完全に防ぐことは困難である。したがってダムを倒伏させるような構造では無理であり、他の方式としなければならない。

(5) 汀線が後退し、ダム位置が汀線付近と同位置となった場合は、前述したようにダム前面は堆積しないが、反対にエプロン先端で $T.P. -2.5 \text{ m}$ 導流堤先端が $T.P. -4.0 \text{ m}$ まで洗掘され越波量の問題とともに、その洗掘に対処しうる構造としなければならない。

(6) 河道内水位は、ダム前面に砂州が発生しない場合は、 $T.P. 1.0 \text{ m}$ 前後であるが、前面に砂州が形成されたときは、放水路のみの水位と同程度まで上昇すると考えられる。

(7) 以上の結果より、ラバーダムを用いることによって、砂州の規模は小さくすることはできるが、砂州高を低くおさえることは疑問である。また河道内水位に対しての効果も少ないようである。ただし塩水侵入防止のうえからはその効果が期待できると思われる。

(8) ダム位置の設定にあたっては、現地河口部の汀線変化が大きいため、汀線が後退した場合を考慮すると、エプロンやダム部基礎を強固なものとしなければならないし、反対に汀線が前進したときは、ダム前面に放水路のみと同様な砂州、場合によってはダム前面のはい上がり等によって、それ以上の砂州が形成され、掘削するような事態が生ずる可能性もあり、その変動量に対処しうる構造、および処置も考慮しなければならないであろう。

(9) 他に問題点としては

① ダム形状と構造の問題 (倒伏でない方式の構造)

② ダム自体の波力に対する強度の問題

定性的にはダム付け根部分に y 方向の大きな力が加わり、空気圧が高いほどその重度が少ない。

③ ダム高とともに大きな構造物となり、また波に対し基礎も強固なものとしなければならないが、他の案に対し工費の問題

④ ダムの維持管理

等が考えられる。

⑩ 以上のようにラバーダムによる河口処理上の問題点も多く、汀線変動に対処しうる処置が可能であっても、採用するとすれば現地試験的な要素をもった形で実施する必要があるだろう。

◎最後にこれまでの検討結果より、重複するが、放水路河口計画による河口維持対策の各案とその効果、および問題点を次表にまとめてみた。しかし各案とも問題点をかかえておりその選定にあたっては、経済的、環境的評価等により判断されるであろう。

◎ 放水路河口計画による河口処理案の効果と問題点

河口維持対策案	河口状態	実 験 結 果	効 果	問 題 点	維持・管理	工 費
・砂州高 T. P 1.0 m 以上は掘削する	放 水 路 の み	・完全閉塞のフラッシュ時の水位は砂州高より 0.3～0.5 m 高くなる ・河床は固定した方がよい ・開口部のある場合、砂州フラッシュ時のピーク水位 T. P 1.80 m ・砂州高は T. P 2.5 m が予想される ・波による河道内水位上昇 T. P 1.35 m ・流量 3.0 m³/s で開口断面積 3～4 m² 開口幅 5.0 m ・塩水、遡上、最大、乙大日川 1.7 Km, 烏川 1.5 Km ・汀線に直角（放水路）の方が砂州規模は小さい	・現計画のままで計画高水位以下におさえられる	・閉塞直後に出水した場合問題となる ・塩水が遡上する ・波による河道内水位上昇	大	
・堤防 50 cm かさあげ （乙大日川約 2.4 Km, 烏川 1.2 Km）			・維持管理なし	・計画高水位改訂あるいは砂州によって計画高水位を上回るのやむをえないものとし、余裕高 1.3 m と考える ・用地買収 ・塩水が遡上する ・波による河道内水位上昇	なし	
ラバーダムを設置	ラ バ ー ダ ム 設 置	・ダム高 T. P 2.5 m (H = 3.5 m) は必要（越波量 1.0 m³/波以下） ・砂州の規模を小さくすることができる ・砂州高は放水路のみのときと同程度 ・汀線に直角方向の方が砂州規模小さい ・波による河道内水位上昇をおさえる効果は少ない	・塩水の遡上を防止できる ・砂州の規模を小さくできる ・分水路に水門を設ければ必要に応じて砂州フラッシュできる	・ダム形状と構造（倒伏ではだめ） ・構造令によるダム高の問題 ・ダム自体の波に対する安全性 ・汀線変化が大きい ・ダムの維持管理	大	

○他に考えられる河口処理工法

他の河口処理工法案としては、導流堤、水門、離岸堤併用、ポンプ等が考えられるが
 周辺の海浜変化や二次的影響、および工費、維持管理等の面でいずれも問題点が多いと思われる。

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50年～52年度の3カ年にわたる検討結果を取りまとめたものである。

本報告書の作成までに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、全体的な実験計画は馬場、山本の指導によって高橋が担当した。本報告書の作成は高橋が行ない、図面等の整理にあたっては臨時職員に助力を受けた。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、土木研究所土屋河川部長、北陸地建河川計画課、羽越工事々務所の人達の多くの労があったことに深く感謝したい。

1978年2月

須	賀	堯	三
馬	場		享※
山	本	晃	一
高	橋		晃

※ 前鹿島試験所長

参 考 文 献

- 1) 乙大日川，鳥川内水処理計画：建設省羽越工事々務所，昭和50年3月
- 2) 荒川河口調査中間報告書：建設省羽越工事々務所，昭和51年3月
- 3) 河口処理対策指針（案）：建設省河川局治水課，土木研究所河川部，1975年3月
- 4) 山本晃一：相似律の観点から見た移動床流れの水理，土木研究所資料第1059号，1975
- 5) 山本晃一：海浜変形の相似性に関する研究－海浜移動床模型実験の相似律－土木研究所資料第975号，1975
- 6) 山本晃一，坂野章：河口処理工に関する調査，河川事業調査費報告，建設省土木研究所，昭和52年6月
- 7) 須賀堯三，高橋晃：混合を考慮した塩水くさびの計算法，土木技術資料17-10，1975
- 8) 須賀堯三，高橋晃：弱混合河川における内部抵抗係数，土木学会年次講演会，1975
- 9) 須賀堯三：ラバーダム の現状と問題点，土木技術資料18-5，1976
- 10) 佐々木幹夫，佐伯浩：碎波後の波の変形に関する研究（2），第21回海岸工学講演集，1974

写 真 集

実験 1 石炭粉実験 ($d_m = 0.021 \text{ cm}$)

不定流 $Q_{\max} = 270 \text{ m}^3/\text{s}$, A 波形

潮位 T.P 0.75 m

上流出水水位 T.P 0.75 m

砂州高 T.P 1.50 m

砂州頂幅 $2 = 10 \text{ m}$



写真1 実験前

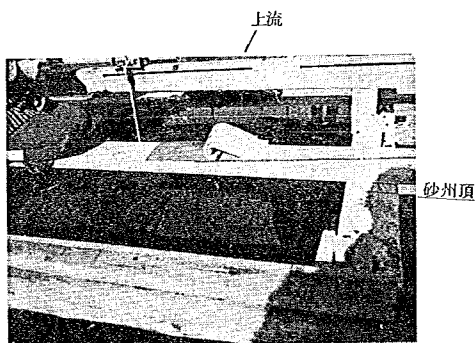


写真2 越流直前 1hr:28min(8.5min)
 $Q = 26.6 \text{ m}^3/\text{sec} (38 \text{ l/sec})$

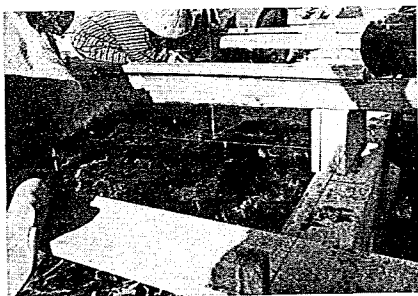


写真3 2hr:15min(13min)
 $Q = 35.7 \text{ m}^3/\text{sec} (51 \text{ l/sec})$

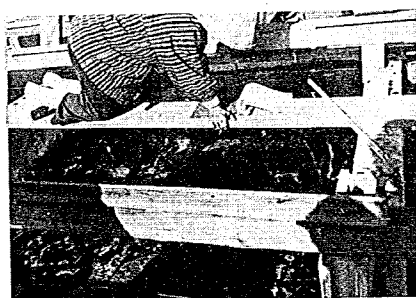


写真4 2hr:05min(12min)
 $Q = 34.3 \text{ m}^3/\text{sec} (49 \text{ l/sec})$

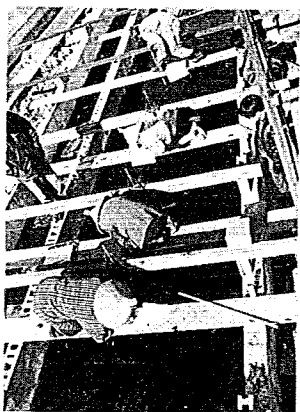


写真5 流量ピーク7hr:57min(46min)
 $Q = 270 \text{ m}^3/\text{sec} (385 \text{ l}/\text{sec})$

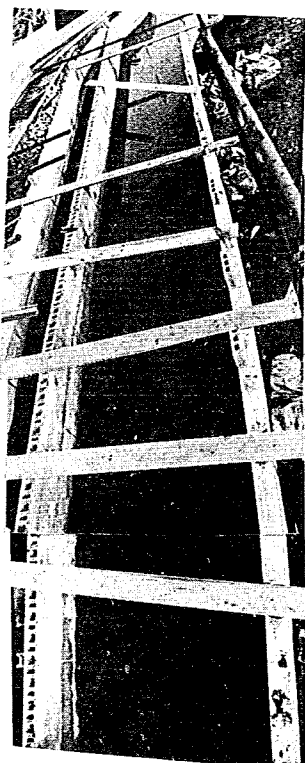


写真6 通水後河床

実験 2 (石炭粉実験)

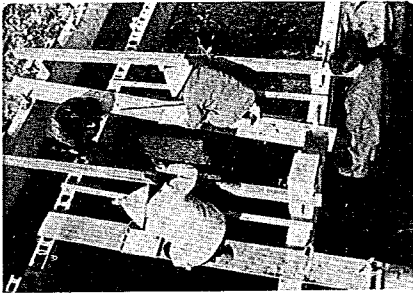
不定流 $Q_{\max} = 270 \text{ m}^3/\text{sec}$

潮位 T.P. 0.75m

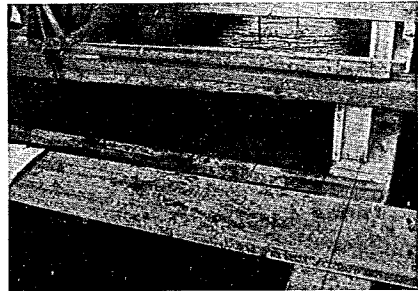
上流出發水位 T.P. 0.75m

砂州高 T.P. 1.0m

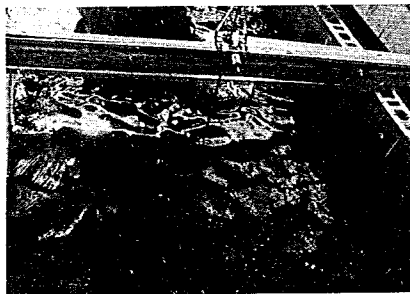
砂州頂幅 $\ell = 26.7 \text{ m}$



47min(45min) $Q = 16 \text{ m}^3/\text{sec}$ (23 ℓ/sec)



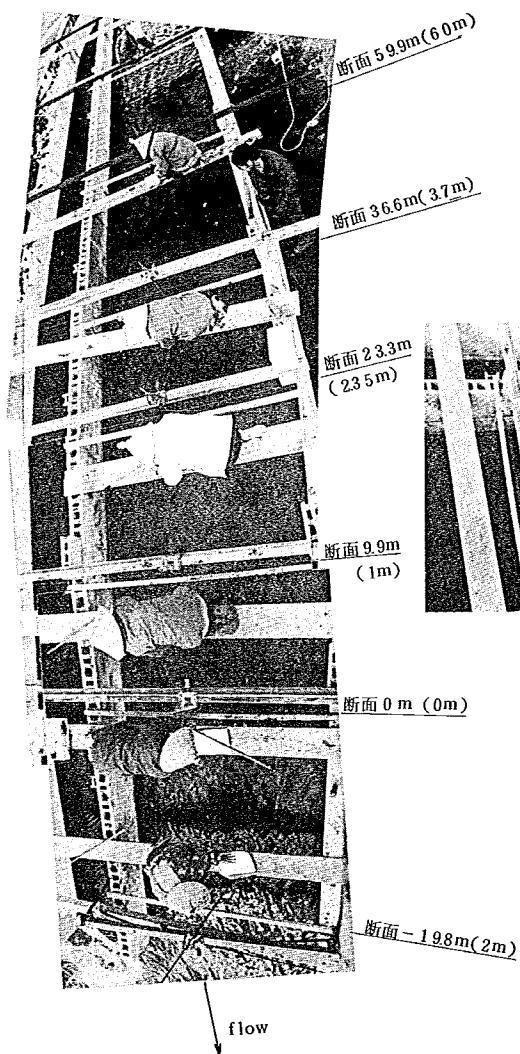
1hr:33min(9min) $Q = 28 \text{ m}^3/\text{sec}$ (40 ℓ/sec)



断面 36.6m

砂州頂後端

砂州頂後端付近 2hr:25min(14min) $Q = 37.1$ (53 ℓ/sec)



実験後砂州頂部付近

実験 3 (石炭粉実験)

不定流実験 $Q_{\max} = 270 \text{ m}^3/\text{sec}$ (B波形)

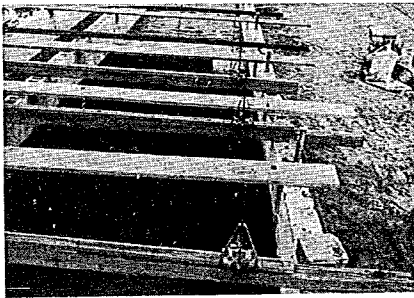
潮位 (朔望平均満潮位) T.P. 0.75 m

上流出発水位 T.P. 0.75 m

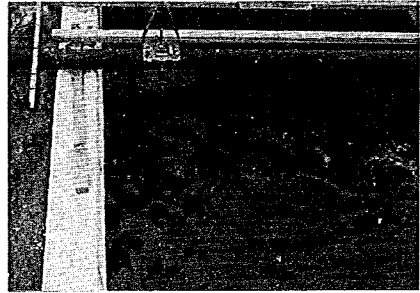
砂州高 T.P. 1.5 m

砂州頂幅 10 m 砂州幅 60 m

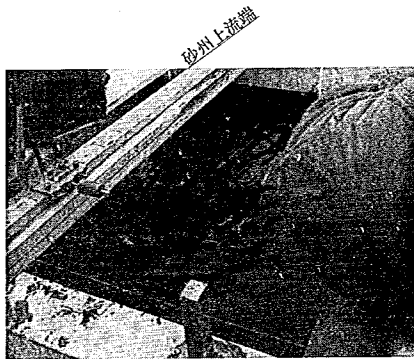
開口部有り 開口幅 5 m 開口部敷高 T.P. 0.0 m



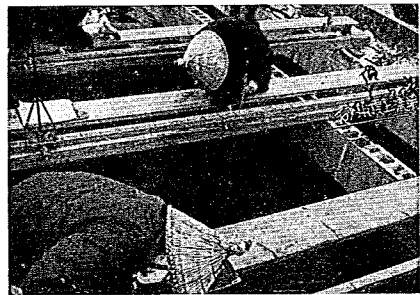
実験前砂州を写す



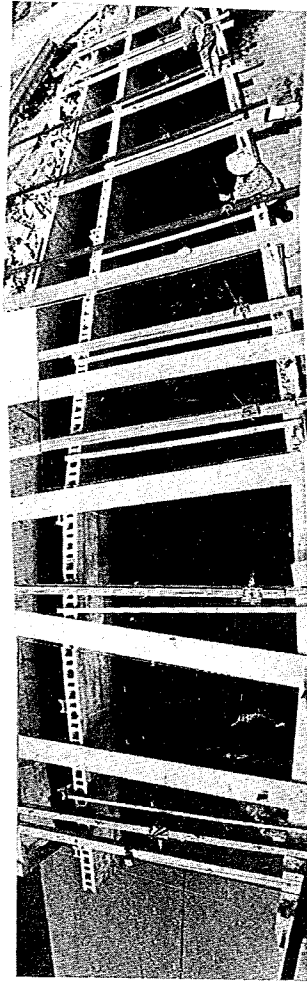
開口部上流側同上



砂州上流側砂州頂から開口部への流れ込みがみられる
1 hr : 13 min (7 min) $Q = 98 \text{ m}^3/\text{sec}$ (140 l/sec)



ピーク時 2 hr : 56 min (17 min)
 $Q = 270 \text{ m}^3/\text{sec}$ (385 l/sec)



実験後の河床

実験 4 (石炭粉実験)

不定流実験 $Q_{\max} = 270 \text{ m}^3/\text{sec}$ B波形

潮位 (朔望平均満潮位) T.P. 0.75m

砂州高 T.P. 20m

砂州頂幅 10m 砂州幅 76.5m

開口部有り, 開口幅 5m 開口部敷高 T.P. 0.0m



実験前 下流から撮影



1hr : 13min (7min) $98 \text{ m}^3/\text{sec}$ ($140 \text{ l}/\text{sec}$)



流量のピーク時 2hr : 56min (17min)

$Q = 270 \text{ m}^3/\text{sec} (385 \text{ l}/\text{sec})$

2hr : 15min (13min) $Q = 189 \text{ m}^3/\text{sec} (270 \text{ l}/\text{sec})$

実験 5 (砂実験)

不定流 $Q_{\max} = 270 \text{ m}^3/\text{sec}$ A波形

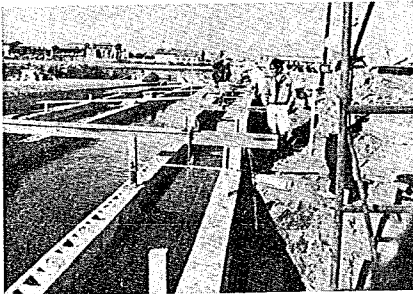
潮位 T.P. 0.70m

上流出発水位 T.P. 0.70m

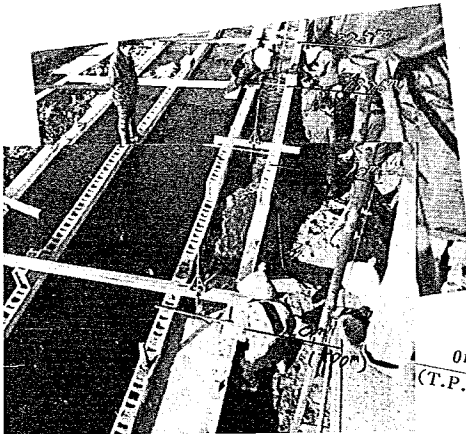
砂州高 T.P. 1.0m

砂州頂幅 $\ell = 26.7\text{m}$

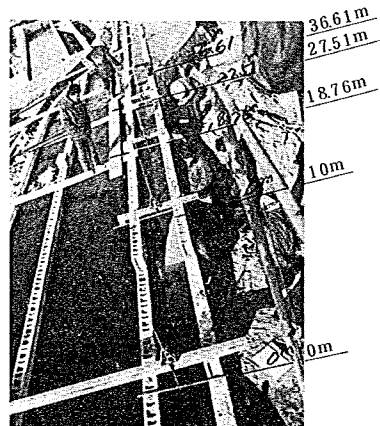
砂州幅 60m 完全閉塞



実験前



43min (23min) $Q = 14 \text{ m}^3/\text{sec}$ (24 ℓ/sec)



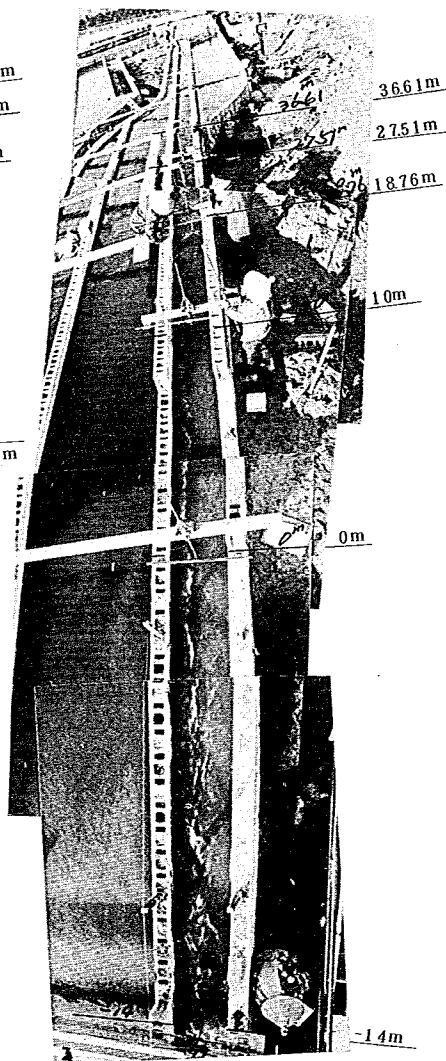
砂州越流直後

37min (20min) $Q = 13 \text{ m}^3/\text{sec}$ (22 ℓ/sec)

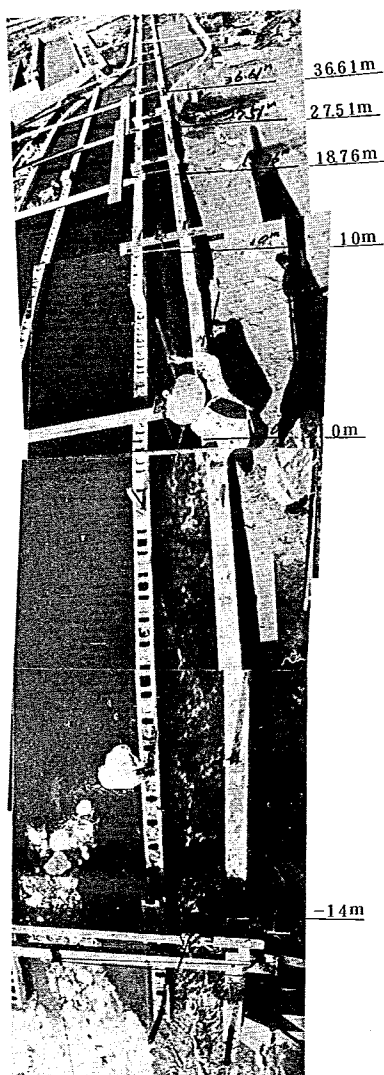
0m
(T.P. 0m)



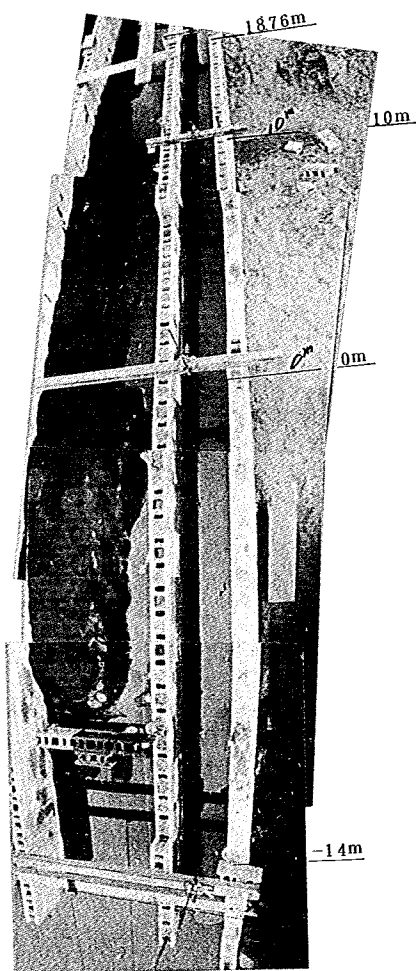
56 min (30 min) $Q = 20 \text{ m}^3/\text{sec}$ (34 l/sec)



1 hr : 34 min (50 min) $Q = 26.5 \text{ m}^3/\text{sec}$ (45 l/sec)



流量ピーク時 8hr:02min(257.5min)
 $Q = 270 \text{ m}^3/\text{sec}(458 \text{ l}/\text{sec})$



8hr:44min(280min)
 $Q = 233.4 \text{ m}^3/\text{sec}(396 \text{ l}/\text{sec})$ 終了後

実験 6 (砂実験)

不定流実験 $Q_{\max} = 270 \text{ m}^3/\text{sec}$ (B 波形)

潮位 (湖望平均満潮位) T.P. 0.75m

上流出発水位 T.P. 0.75m

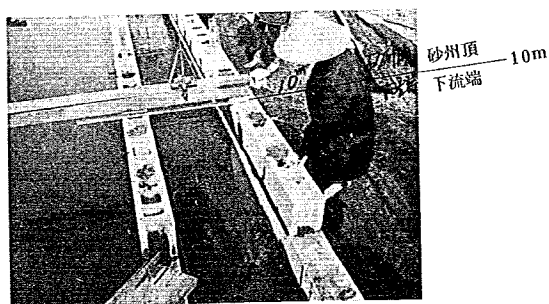
砂州高 T.P. 1.00 m

砂州頂幅 $\ell = 26.7 \text{ m}$

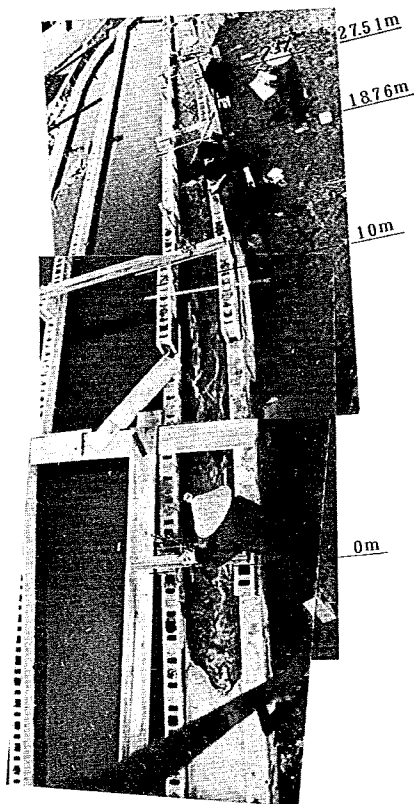
砂州幅 60m 完全閉塞



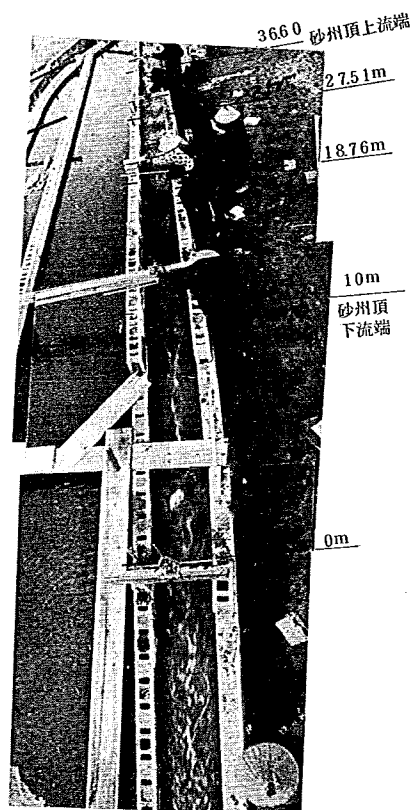
砂州頂部へ冠水 15min(8min) $Q = 21.2 \text{ m}^3/\text{sec}$ (36 ℓ/sec)



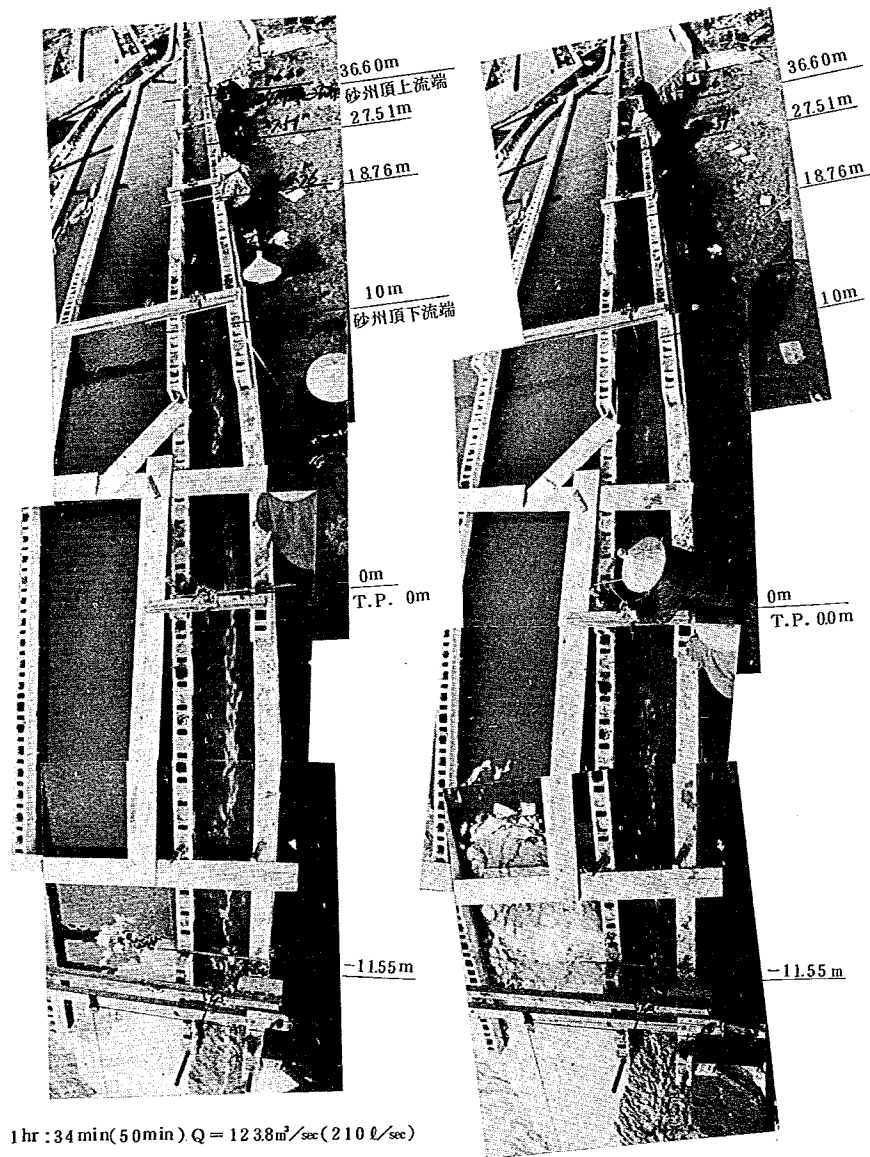
砂州越流直後 16min(8.5min) $Q = 22.5 \text{ m}^3/\text{sec}$ (38 ℓ/sec)



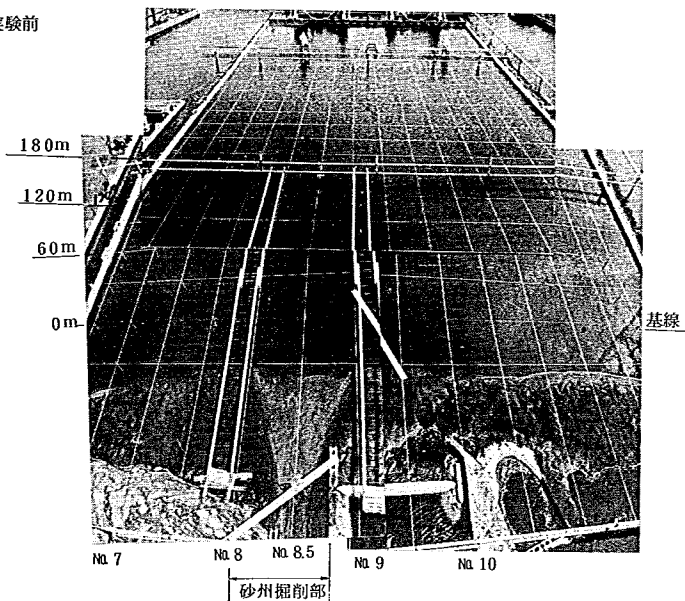
23 min (12.5 min) $Q = 29.5 \text{ m}^3/\text{sec}$ (50 l/sec)



43 min (17.5 min) $Q = 41.8 \text{ m}^3/\text{sec}$ (70 l/sec)



砂州復元実験①実験前

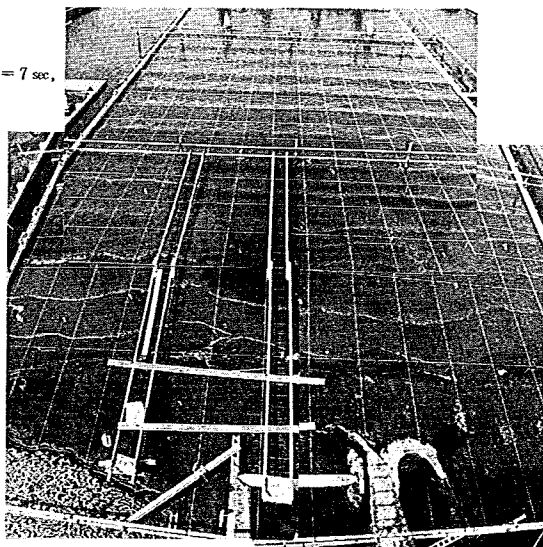


砂州復元実験①～1時間

$H = 1 \text{ m}$, $H_0 = 1.09 \text{ m}$, $T = 7 \text{ sec}$,

$H_0/L_0 = 0.0143$

潮位 T.P. 0.5m



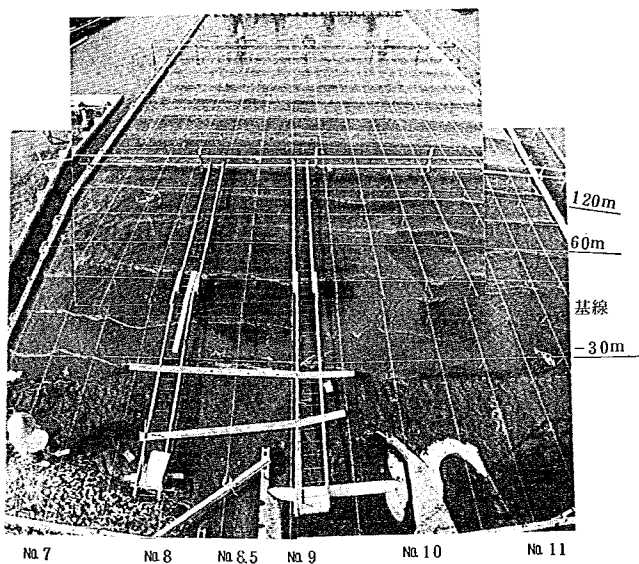
掘削部への砂州の打上を撮影

砂州復元実験①～1時間30分

$H = 1 \text{ m}$, $H_0 = 1.09 \text{ m}$, $T = 7 \text{ sec}$,

$H_0/L_0 = 0.0143$

潮位 T.P. 0.50m

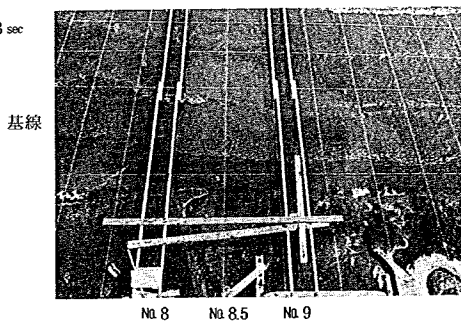


砂州復元実験②～10分 (通算1時間40分)

$H = 1.41 \text{ m}$, $H_0 = 1.52 \text{ m}$, $T = 8 \text{ sec}$

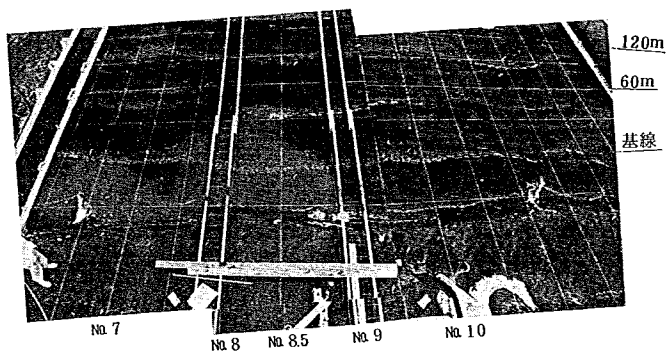
$H_0/L_0 = 0.0152$,

潮位 T.P. 0.57m



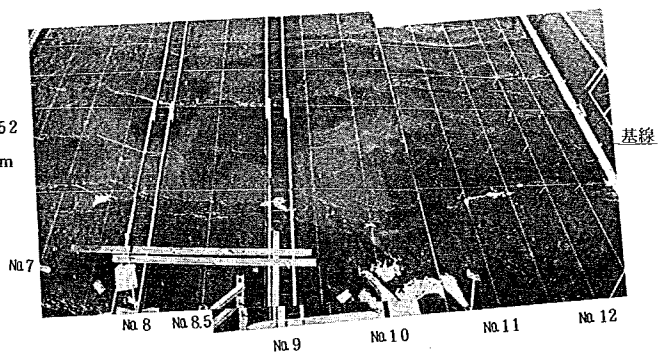
実験初期に①にて打上った砂州を越波, 砂州高 T.P. 0.63m

砂州復元実験②～2時間（通算 3 hr : 30 min）



砂州復元実験②～6時間（通算 7 hr : 30 min）

$H = 1.41\text{m}$,
 $H_0 = 1.52\text{m}$,
 $T = 8\text{sec}$,
 $H_0/L_0 = 0.0152$
 潮位 T.P. 0.57m



砂州掘削部付近の流況を撮影

砂州打上高 T.P. 1.40m

砂州復元実験②～10時間（通算 11 hr : 30 min）

$H = 1.41\text{ m}$, $H_0 = 1.52\text{ m}$, $T = 8\text{ sec}$

$H_0/L_0 = 0.0152$ 潮位 T.P. 0.57m

No 8.5



No 8.5

波

基礎

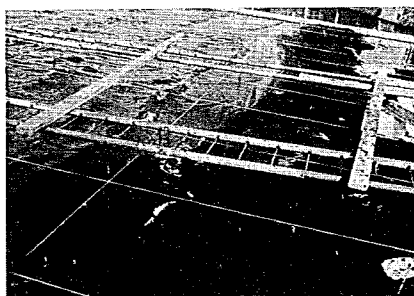
掘削部を右岸側より撮影 砂州打上高 T.P. 128m

砂州復元実験③～10min（通算 11 hr : 40 min）

$H = 1.80\text{ m}$, $H_0 = 1.94\text{ m}$, $T = 8\text{ sec}$

$H_0/L_0 = 0.0194$,

潮位 T.P. 0.65m



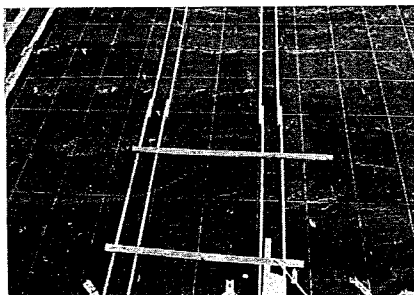
掘削部砂州の打上げ状況を撮影，打上高 T.P. 128m

砂州復元実験③～4時間（通算 15 hr : 30 min）

$H = 1.80\text{ m}$, $H_0 = 1.94\text{ m}$, $T = 8\text{ sec}$

$H_0/L_0 = 0.0194$,

潮位 T.P. 0.65m



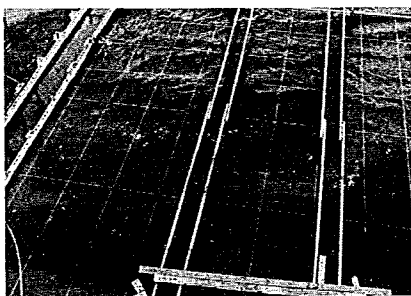
実験③，4時間目，砂州掘削部付近の沿岸流況

砂州復元実験③～9時間（通算 20 hr : 30 min）

$H = 1.80\text{m}$, $H_0 = 1.94\text{m}$, $T = 8\text{ sec}$

$H_0/L_0 = 0.0194$

潮位 T.P. 0.65m



掘削部付近の汀線と沿岸流況 砂州打上高 T.P. 1.34m
実験③の4時間目以降汀線の前進がみられる

砂州復元実験③～16時間（通算 27 hr : 30 min）

$H = 1.80\text{m}$, $H_0 = 1.94\text{m}$, $T = 8\text{ sec}$

$H_0/L_0 = 0.0194$,

潮位 T.P. 0.65m



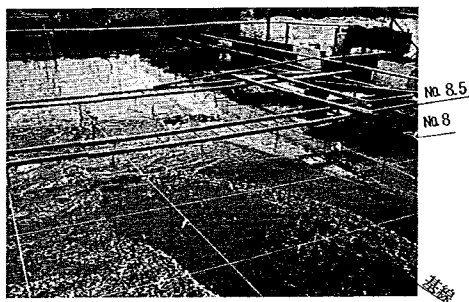
掘削部へ砂州の打上げを撮影打上高 T.P. 1.38m

砂州復元実験④～10分（通算 27 hr : 40 min）

$H = 2.26\text{m}$, $H_0 = 2.43\text{m}$, $T = 8\text{ sec}$

$H_0/L_0 = 0.0243$,

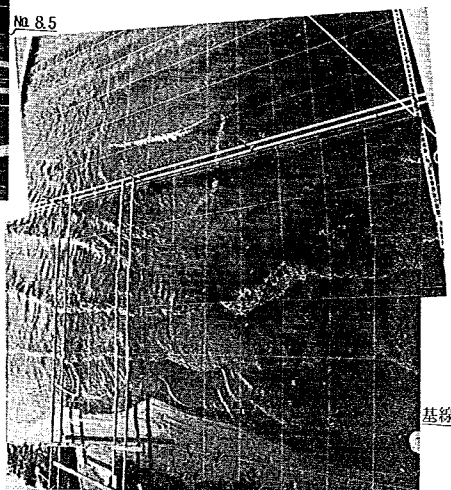
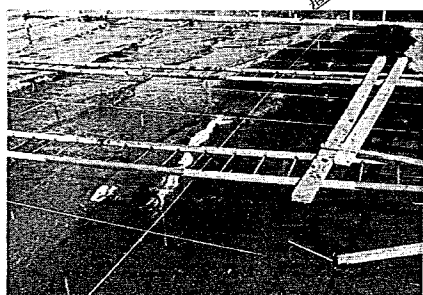
潮位 T.P. 0.81m



砂州復元実験④～35hr (通算 31hr:00min)

$H = 2.26\text{ m}$ $H_0 = 2.43\text{ m}$ $T = 8\text{ sec}$

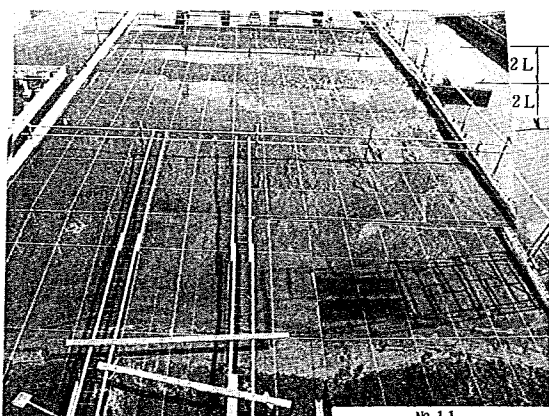
$H_0/L_0 = 0.0243$, 潮位 T.P. 0.81m



砂州復元実験④～6時間 (通算 33hr:30min)

$H = 2.26\text{ m}$, $H_0 = 2.43\text{ m}$, $T = 8\text{ sec}$

$H_0/L_0 = 0.0243$ 潮位 T.P. 0.81m



砂州復元実験終了後の掘削
部及び汀線付近

実験前と比較して汀線約30m
前進し中に2L型のBarの発
生がみられる

掘削部

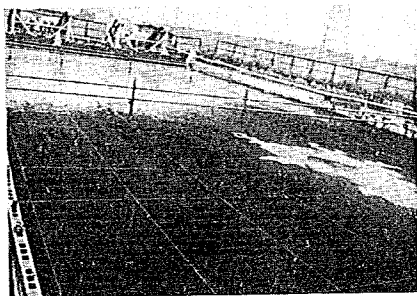
実験 I - 1 平衡海浜実験

$H = 1.90\text{m}$, $H_0 = 1.99\text{m}$, $T = 8\text{ sec}$

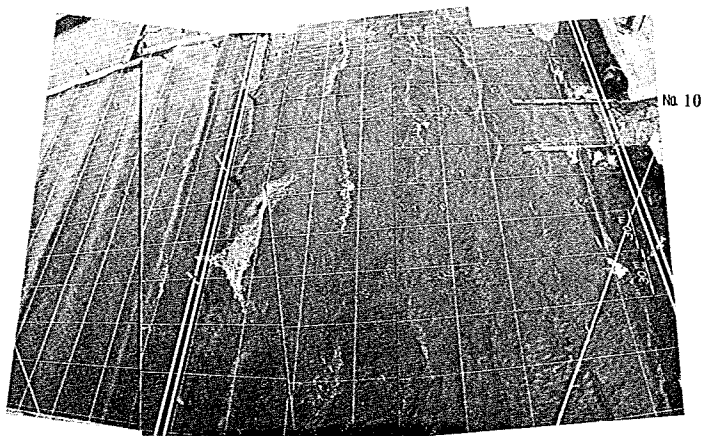
$L_0 = 99.84\text{m}$, $H_0/L_0 = 0.020$

潮位 T.P. 0.75m (潮位平均満潮位)

前浜勾配 1/10, 外浜及び中浜を1/1000の勾配に整形

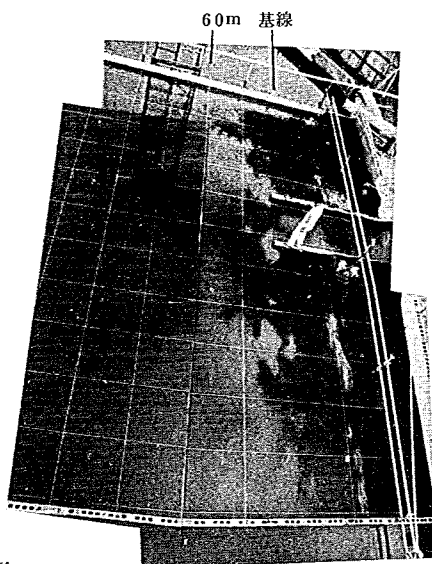


I - 1 実験前



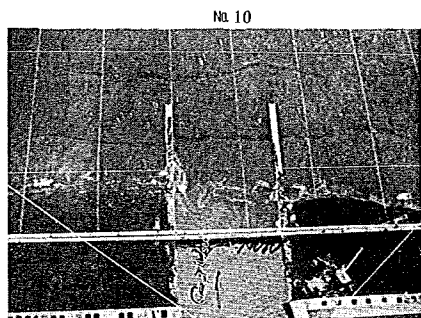
I - 1 実験6時間(模型)後の波峯線海浜流況

実験 I - 1 平衡海岸実験後

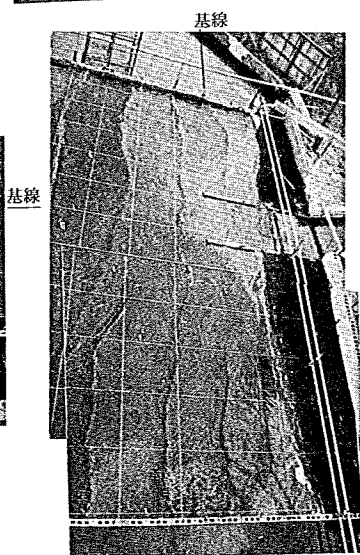


実験 I - 1 河口平衡断面実験

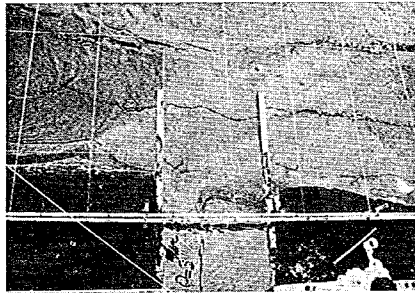
波と河川流による平衡断面実験



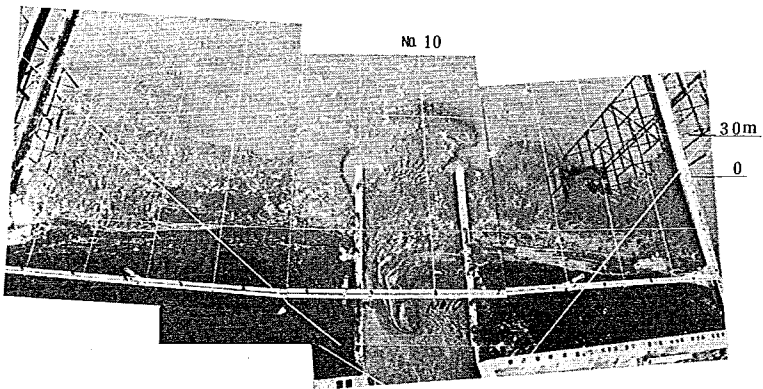
I - 1 実験 1 時間後の砂州形状



I - 1 実験 3 時間後の流況



I - 1 実験3時間後放水路付近の海浜流況



I - 1 河口平衡断面実験後形状

実験 I - 2 平衡海浜実験

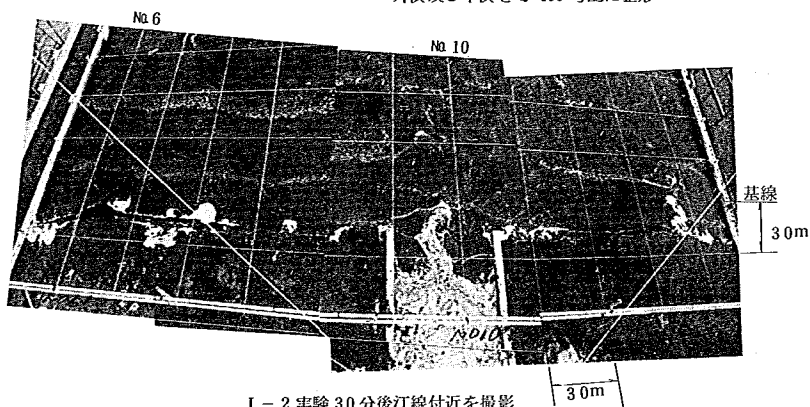
$H = 2.52\text{m}$, $H_0 = 25.6\text{m}$, $T = 9\text{ sec}$

$L_0 = 126.36\text{m}$ $H_0/L_0 = 0.020$

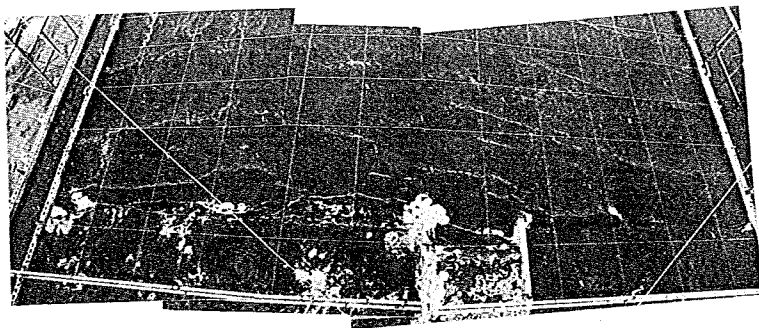
潮位 T.P. 0.2m

前浜を T.P. -2m まで 1/10 勾配に, それより

外浜及び中浜を 1/100 勾配に整形



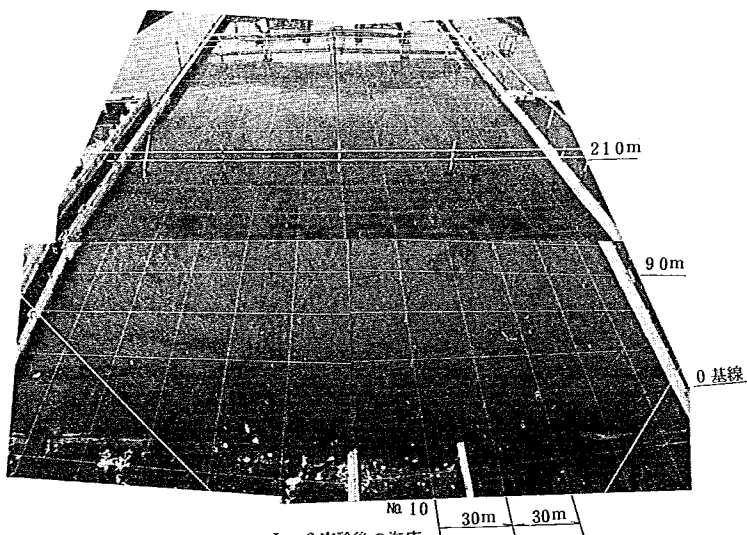
I - 2 実験 30 分後汀線付近を撮影



I - 2 実験 25 時間後, 河口は完全閉塞



I - 2 実験 4 時間後



I - 2 実験後の海床

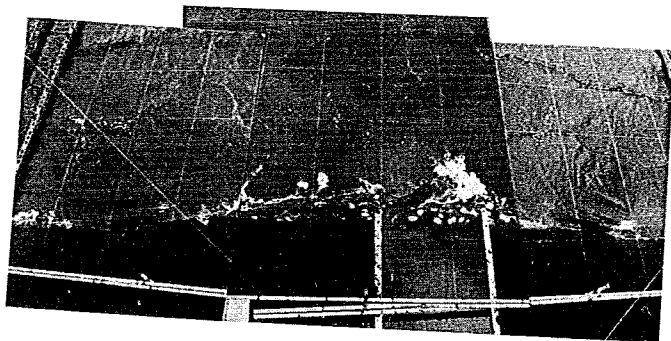
実験 I - 2 - 1 河口の平衡断面実験

$Q = 1.04 \text{ m}^3/\text{sec}$, $H = 23.8 \text{ m}$, $H_0 = 240 \text{ m}$,

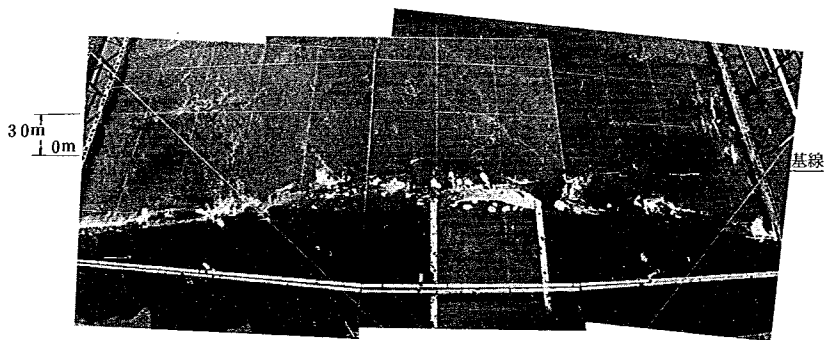
$T = 9 \text{ sec}$ $L_0 = 126.35 \text{ m}$ $H_0/L_0 = 0.019$

潮位 T.P. 0.2m

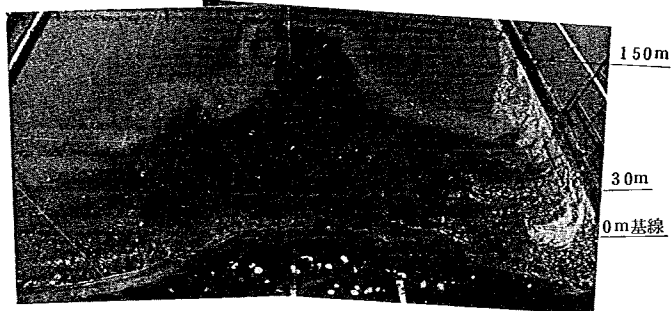
海浜の初期形状は実験 I - 2 平衡断面実験後の形状



I - 2 - 1 実験 1.5 時間 (模型) 後の河口付近の海浜流況

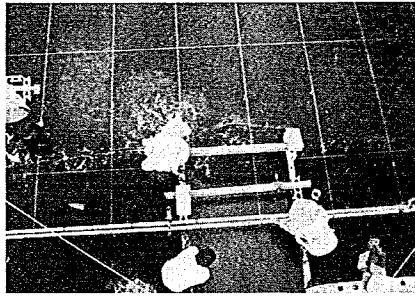


I - 2 - 1 実験 3 時間 (模型) 汀線付近

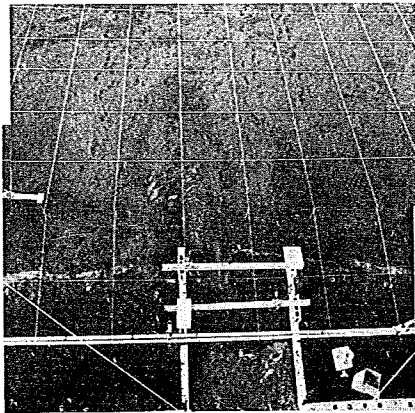


I - 2 - 1 河口の平衡断面実験海床状況

実験 I - 2 - 2 不定流実験



I - 2 - 2 不定流通水中



I - 2 - 2 実験後河床

実験Ⅲ - 1

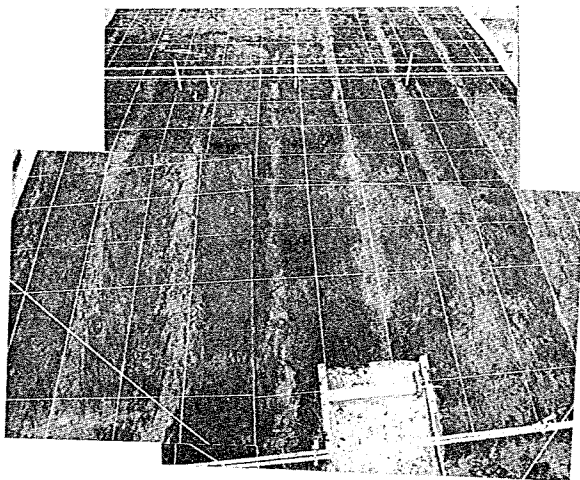
河口処理工に関する実験

ラバーダムを-0.12 kmに設置(基線より+30 m),

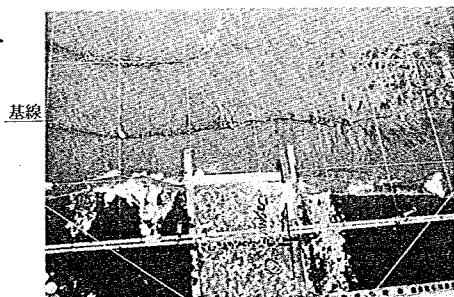
高さ3 m(天端T.P. 2m) 開口幅3 m

初期海浜は実験1-1・平衡海浜実験後の形状とする

ロープは30 mの格子状に張る(模型で1 mの格子)



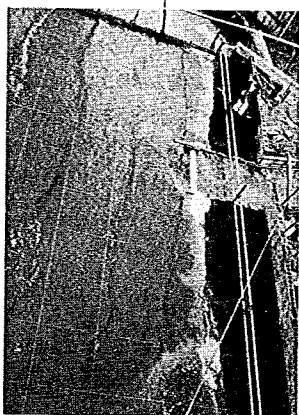
Ⅲ-1 実験前



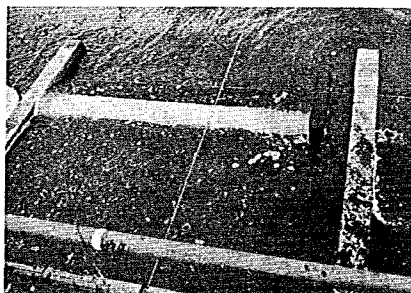
基線

Ⅲ-1 実験1時間(模型)河口付近の流況を写す

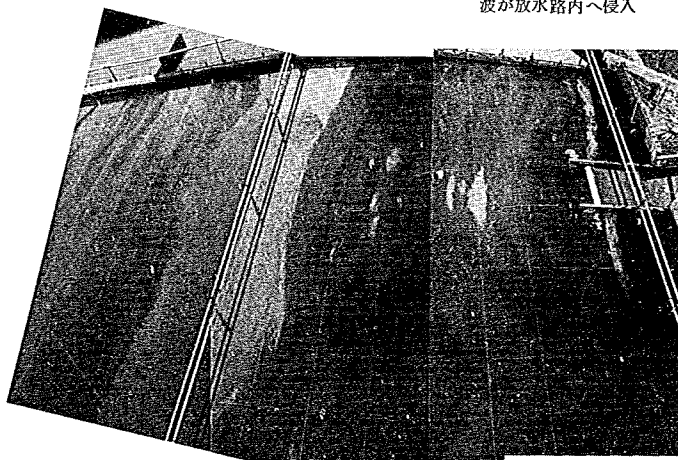
基線



Ⅲ-1 実験3時間(模型)汀線付近の
海浜流況を写す



Ⅲ-1 実験3時間(模型)ラバーダムを越波し
波が放水路内へ侵入



Ⅲ-1 実験終了後の海浜

実験Ⅲ-2-1

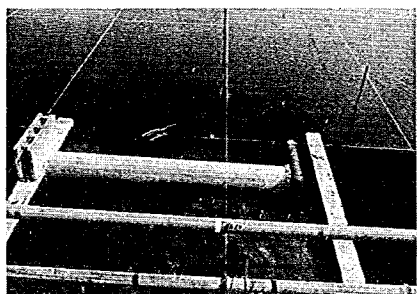
$Q = 3 \text{ m}^3/\text{sec}$, $H = 2.43 \text{ m}$, $H_0 = 2.47 \text{ m}$, $T = 9 \text{ sec}$

$L_0 = 126.36 \text{ m}$ $H_0/L_0 = 0.020$.

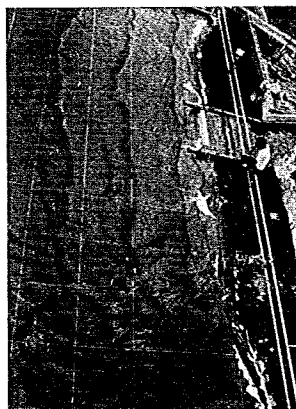
潮位 T.P. 0.75m

海浜の初期形状, 実験Ⅰ-1の平衡海浜後の形状に整形

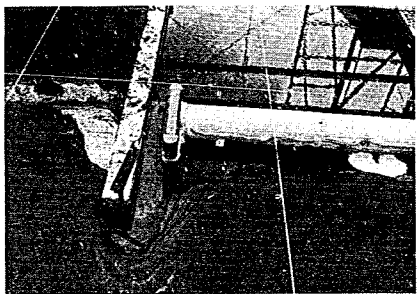
ラバーダム高 4.5m (頂部 T.P. 3.5m) に設置する



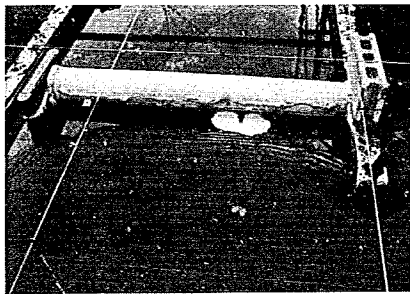
Ⅲ-2-1 ラバーダムを 4.5 m の高さに設置



Ⅲ-2-1 実験3時間(模型)後の海浜流況



Ⅲ-2-1 実験後海側より放水路右岸導流堤先端力の洗掘



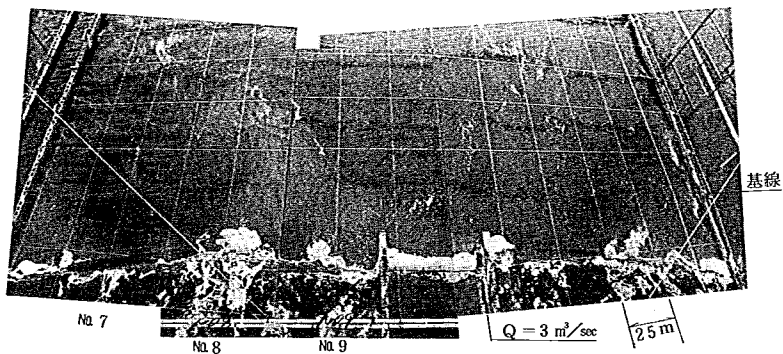
Ⅲ-2-1 ラバーダム前面の堆積を写す

実験Ⅲ-2-2 実験1時間(模型)後の状況

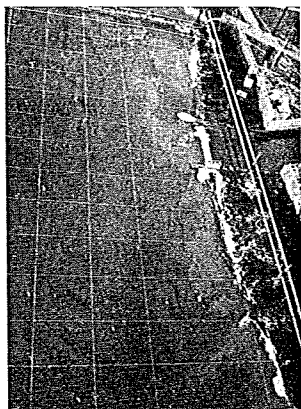
$Q = 3 \text{ m}^3/\text{sec}$, $H = 1.94 \text{ m}$, $H_0 = 2.04 \text{ m}$, $T = 8 \text{ sec}$

$H_0/L_0 = 0.020$, 潮位 T.P. 0.75m

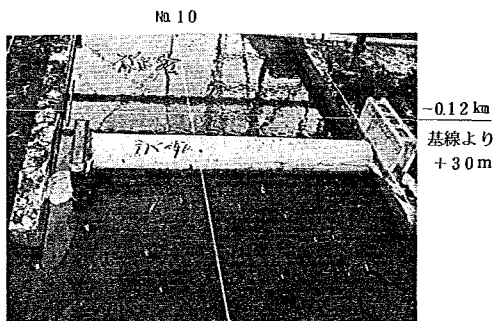
実験Ⅰ-1の平衡海浜形状 ラバーダム高 3.5m



Ⅲ-2-2 汀線付近の海浜流況



Ⅲ-2-2 実験3時間(模型)後の海浜流況



Ⅲ-2-2 実験終了後の河口

実験Ⅲ-3-1

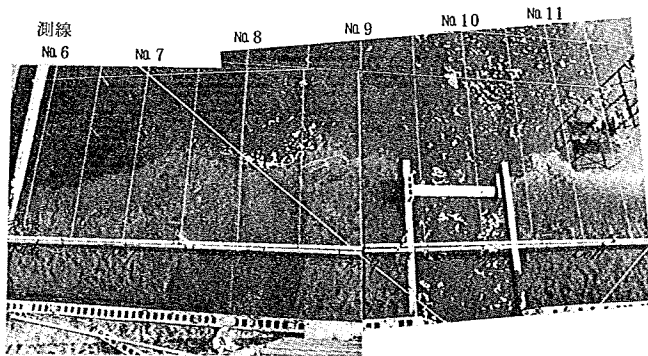
$Q = 3 \text{ m}^3/\text{sec}$, $H = 0.92 \text{ m}$, $H_0 = 1.01 \text{ m}$, $T = 6 \text{ sec}$,

$L_0 = 56.16 \text{ m}$ $H_0/L_0 = 0.018$ 潮位 T.P. 0.40

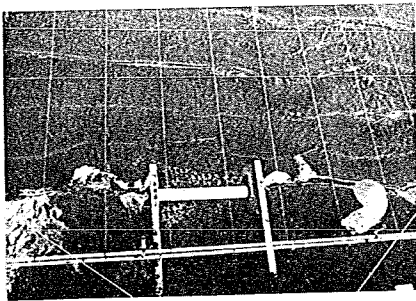
初期海浜：実験Ⅰ-1平衡海浜の形状

左岸側海床に砂州の復元実験を行う

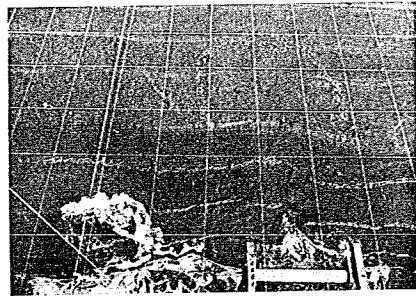
掘削部敷高 T.P. 0.5m 開口幅 50m



Ⅲ-3-1 実験前汀線付近を写す



Ⅲ-3-1 実験1時間(模型)後の海浜流況



実験Ⅲ-3-1 実験2時間(模型)後の流況

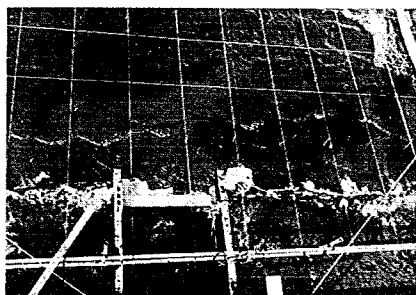


No 10

堆砂ほとんどなし

実験Ⅲ-3-1 終了後、実験は10hr:57min (模型 hr) 波を作用
ラバーダム前面の状況を撮影

実験Ⅲ-3-2



$Q = 3 \text{ m}^3/\text{sec}$, $H = 1.69 \text{ m}$, $H_0 = 1.76 \text{ m}$, $T = 8 \text{ sec}$,

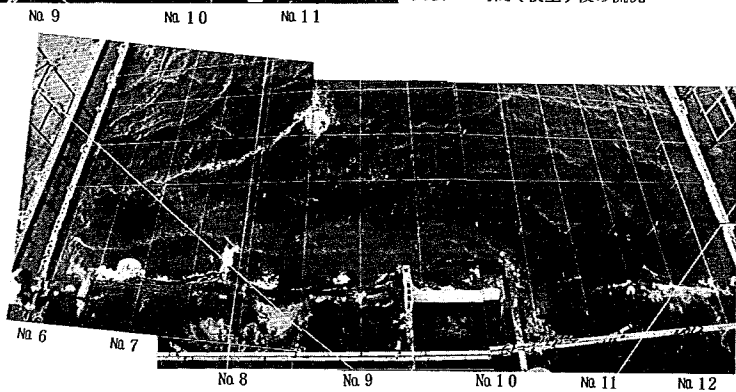
$L_0 = 99.84 \text{ m}$ $H_0/L_0 = 0.018$,

潮位 T.P. 0.4m

実験Ⅲ-3-1の終了後の海岸形状で波浪条件のみ変更して行う

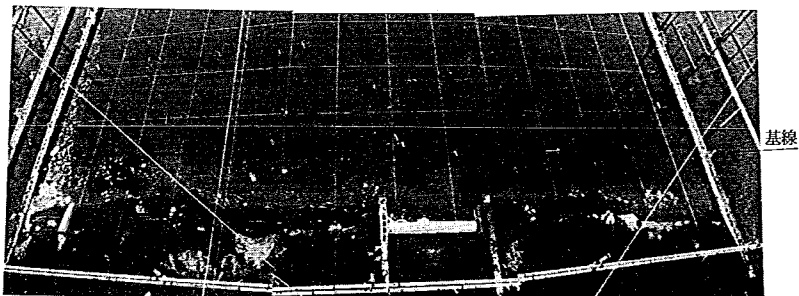
実験Ⅲ-3-2

実験 0.5 時間 (模型) 後の流況



実験Ⅲ-3-2 2.5 時間 (模型) 汀線付近の沿岸流況

ラバーダム前面, 左岸側導流堤脚に沿い砂州の打上げ砂州高 T.P. 0.8m~0.9m



実験Ⅲ-3-2 3 時間 (模型) 終了後の水際線

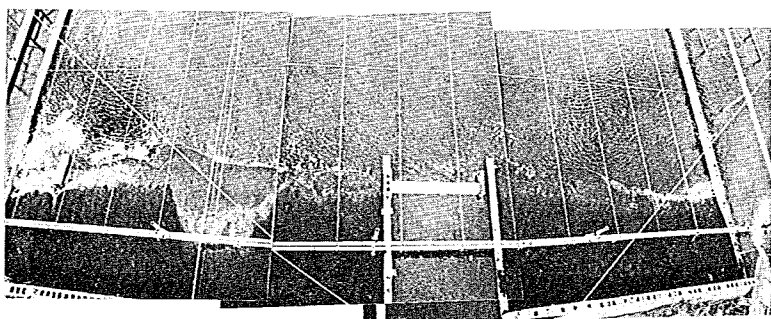
実験Ⅲ-3-3

$Q = 3 \text{ m}^3/\text{sec}$, $H = 1.85 \text{ m}$, $H_0 = 1.94 \text{ m}$, $T = 8 \text{ sec}$,

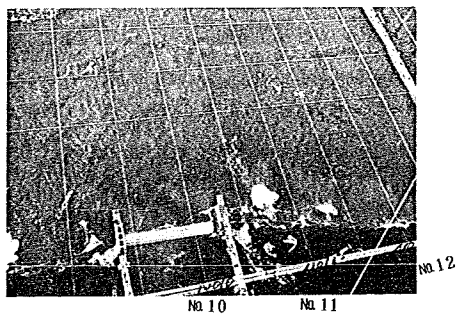
$L_0 = 9.984 \text{ m}$ $H_0/L_0 = 0.020$,

潮位 T.P. 0.75m (潮位平均満潮位)

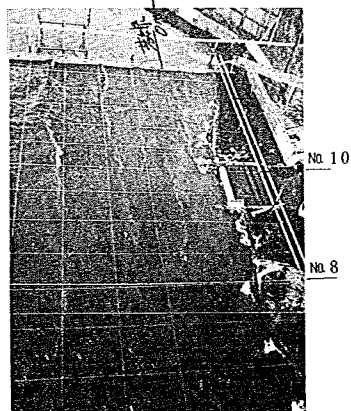
実験Ⅲ-3-2 終了後の海浜形状にて潮位を高くして行う



Ⅲ-3-3 実験前汀線付近



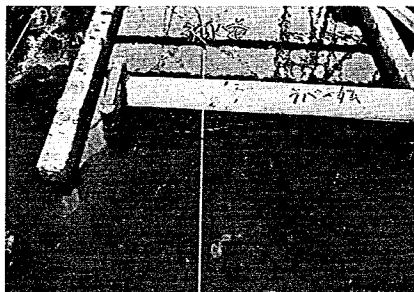
実験Ⅲ-3-3 1時間(模型)後の流況



実験Ⅲ-3-3 2時間(模型)後の流況

実験Ⅲ-3-3終了後

№10



砂州打上げ

Ⅲ-3-3 ラバーダム前面への堆砂状況を海側から撮影

実験Ⅲ-4-1 海浜流況 0.5 hr 目

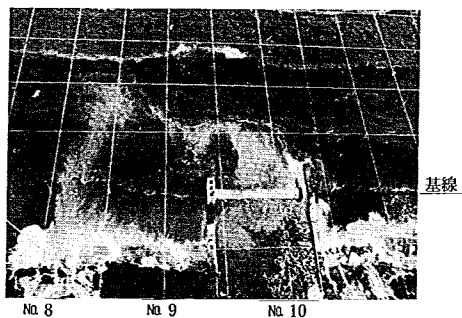
$H=1.70\text{ m}$, $H_0=1.81\text{ m}$, $T=8\text{ sec}$,

$H_0/L_0=0.018$

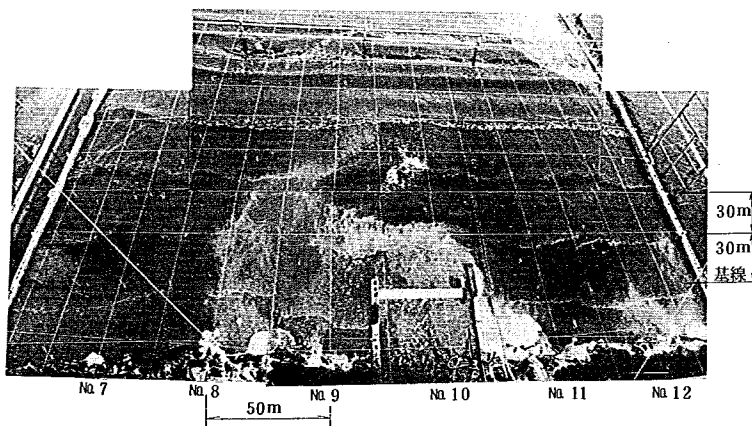
ダム位置基線(-0.15km) 基線 0 m ダム高 3.5m

天端 T.P. 25 m 放水路流量 $3\text{ m}^3/\text{sec}$,

潮位 T.P. 0.75m

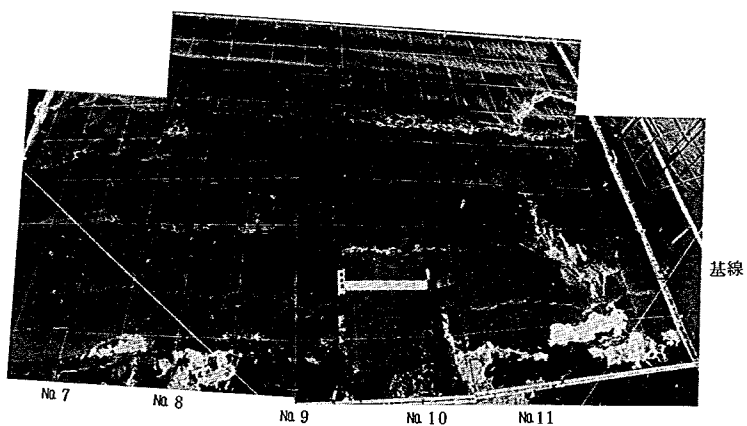


Ⅲ-4-1 実験前左岸側海浜の流況

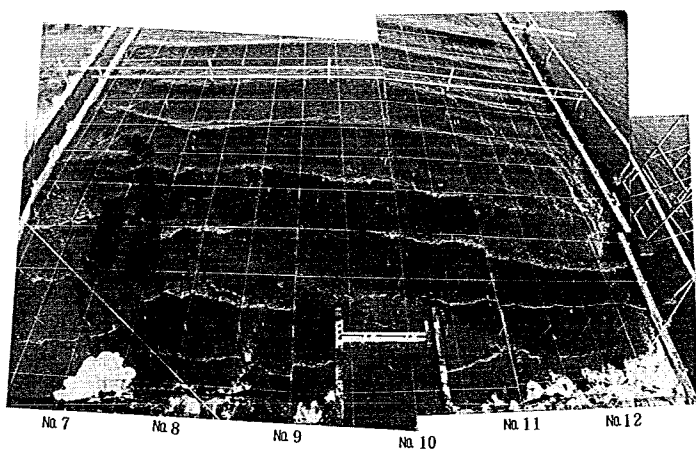


Ⅲ-4-1 0.5hr の入射波向

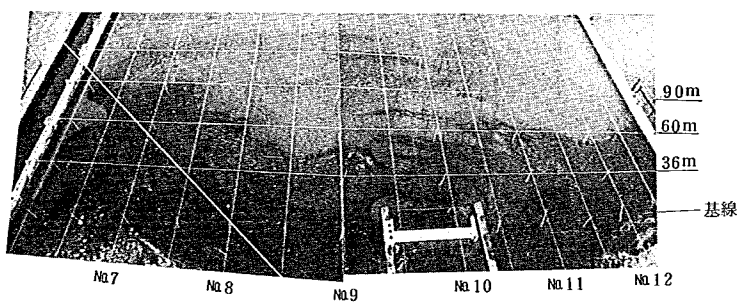
085



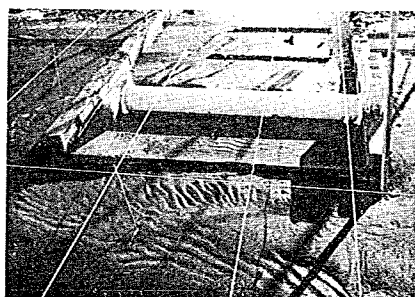
Ⅲ-4-1 15 hr 目の海浜への入射波向



Ⅲ-4-1 25 hr 目の海浜の入射波向



Ⅲ-4-1 実験後海浜形状



Ⅲ-4-1 実験後下流よりダムエプロン先端付近の状況

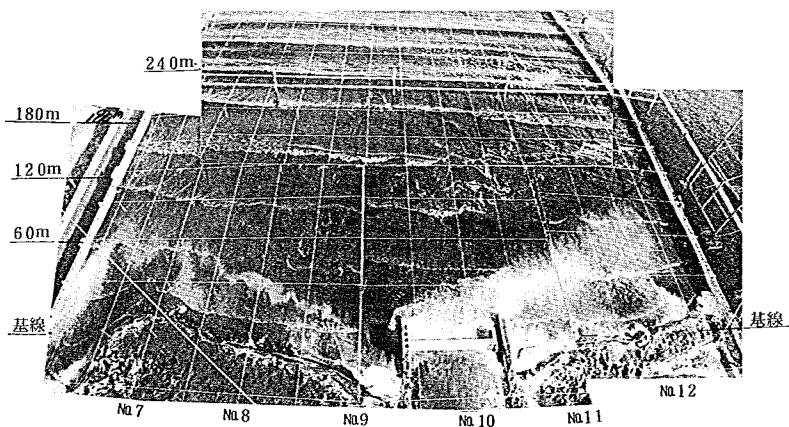
Ⅲ-4-2 海浜流況 0.5 hr 目

$H = 1.72\text{m}$, $H_0 = 1.83\text{m}$, $T = 8\text{sec}$

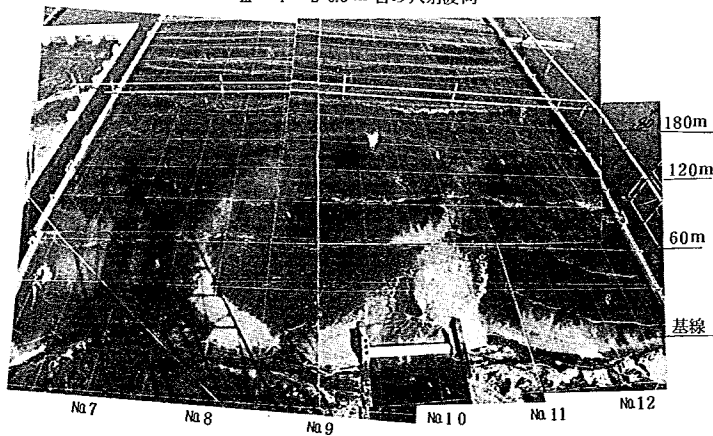
$H_0/L_0 = 0.0183$, ダム位置基線 (-0.15km)

ダム高 3.5m, 天端 T.P. 2.5m, 放水路流量 $Q = 3\text{m}^3/\text{sec}$

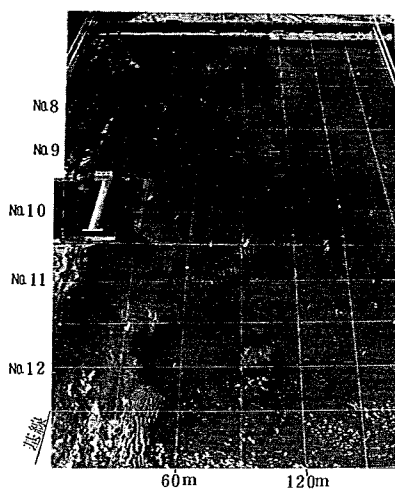
潮位 T.P. 0.2m, 実験Ⅲ-1-1 後の形状にて潮位のみ低く下げて実験



Ⅲ-4-2 0.5 hr 目の入射波向



Ⅲ-4-2 2.5 hr 目の入射波向



Ⅲ-4-2 実験後の海床高

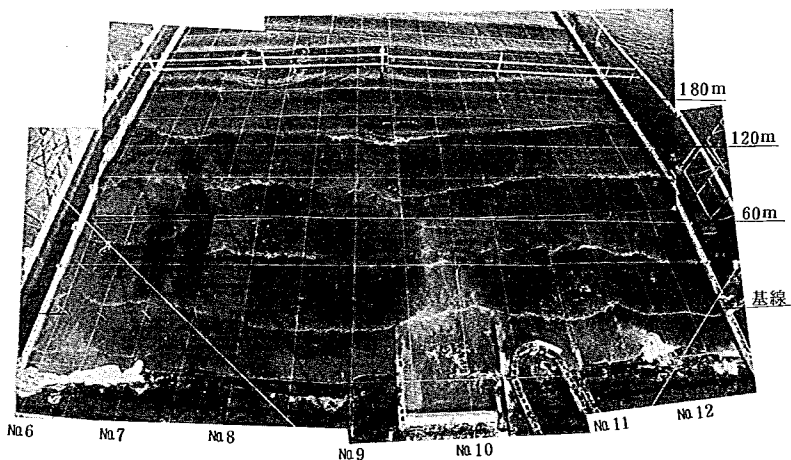


Ⅲ-4-2 下流側より放水路を撮影

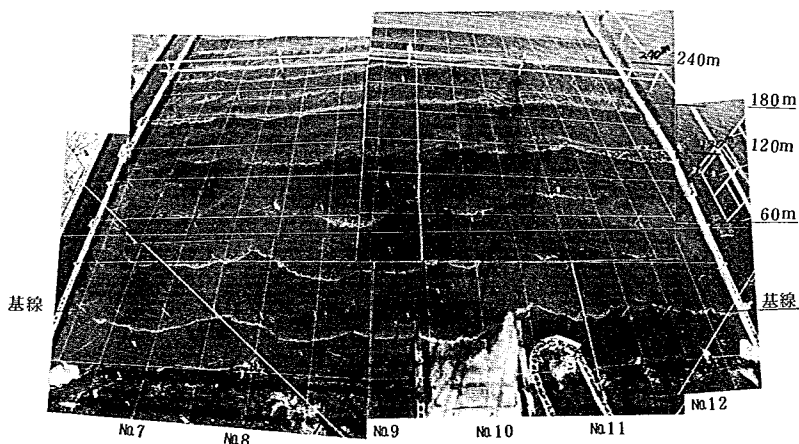
実験Ⅲ-5-1

$H=1.74$, $H_o=1.83$ m, $T=8$ sec, $H_o/L_o=0.0183$

ダム位置基線より45 m陸側(-0.105 km)ダム高3.5 m,
天端T.P. 2.5 m 放水路流量 $3\text{ m}^3/\text{sec}$, 潮位T.P. 0.75 m,
ダム前面のエプロンはダム軸より20 mとし, 導流堤は
基線まで(-0.15 k, ダム軸より45 m長)延長

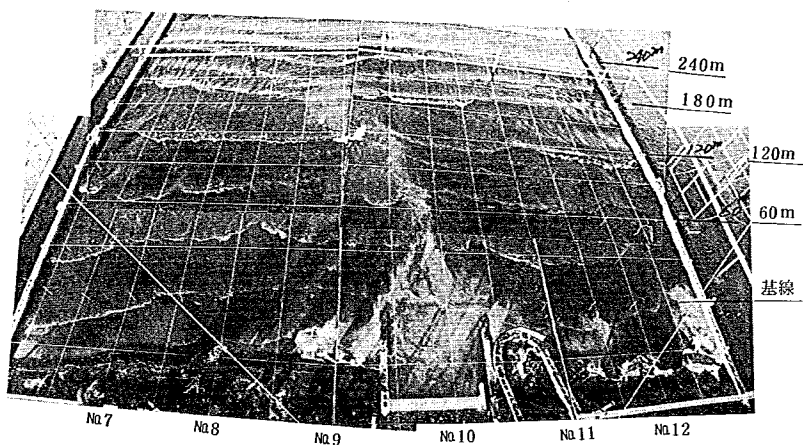


Ⅲ-5-1 0.5 hr 目の海浜流況

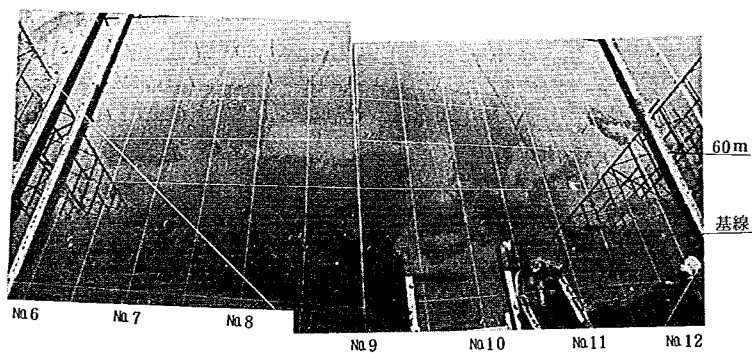


Ⅲ-5-1 15 hr 目の海浜への入射波向

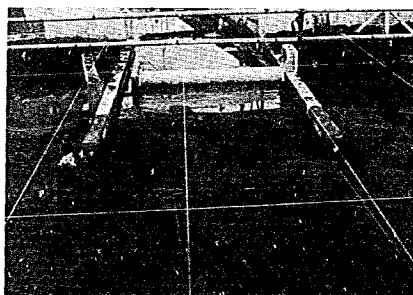
500



Ⅲ-5-1 25hr目の海浜への入射波向



Ⅲ-5-1 3 hr 終了後の海床高



No. 10

Ⅲ-5-1 実験後放水路河口部形状

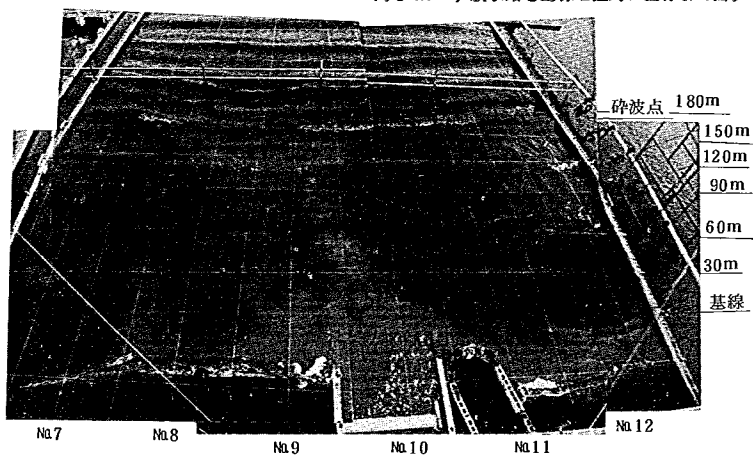
実験Ⅲ-5-2

$Q = 3\text{ m}^3/\text{sec}$, $H = 1.81\text{ m}$, $H_0 = 1.90\text{ m}$, $T = 8\text{ sec}$,

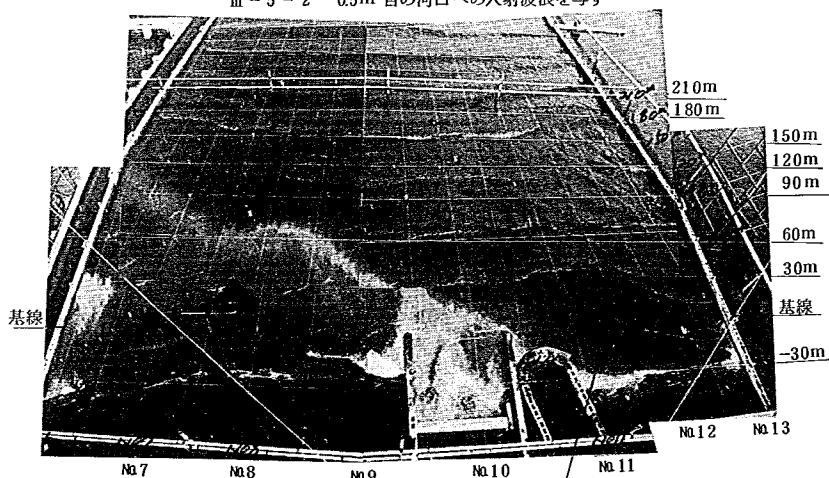
$H_0/L_0 = 0.0191$

潮位 T.P. 0.2m, 海浜初期形状は前面実験Ⅲ-5-2
の終了後の形状とする。

ラバーダム位置, 基線 + 45m, ダム頂 T.P. 25m,
高さ 3.5m, 放水路を基線と直角に基線まで出す

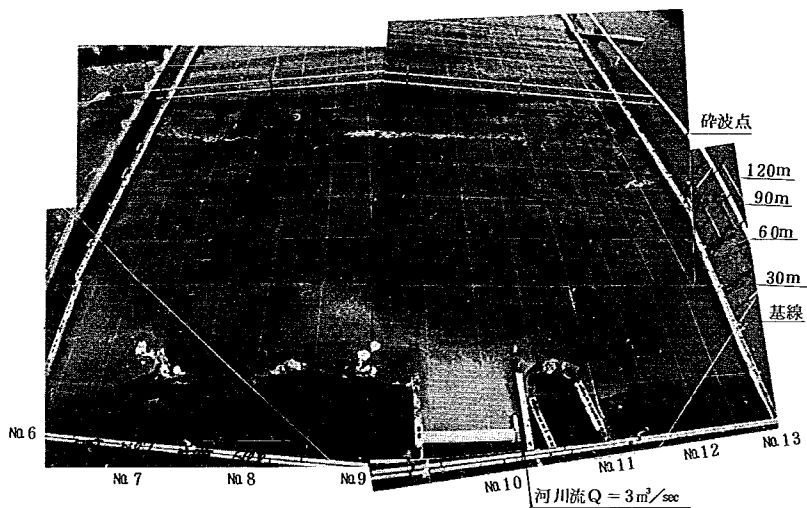


Ⅲ-5-2 0.5hr 目の河口への入射波浪を写す

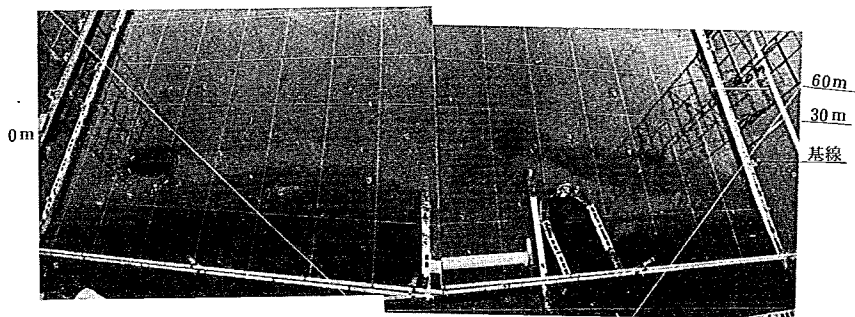


Ⅲ-5-2 1.5 hr 目の入射波浪を写す

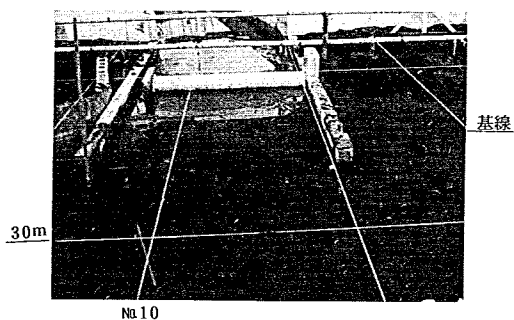
砂州の打上がるような状況が
みられる



Ⅲ - 5 - 2 25 hr 目入射波浪



Ⅲ - 5 - 2 3 hr 後の水際線



Ⅲ-5-2 終了後河口付近の海床

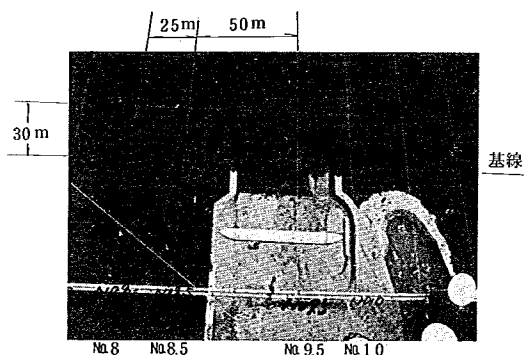
実験Ⅲ - 6

ラバーダムによる河口処理工に関する実験

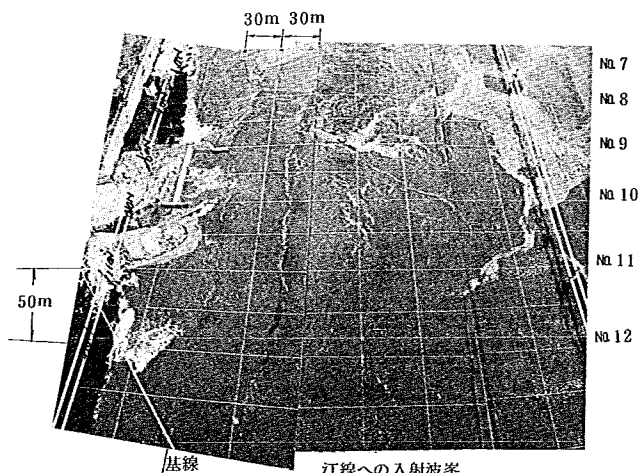
ダム位置基線から+30m, ダム高: 3.5m (ダム頂

T.P. 2.5m) $Q=30\text{m}^3/\text{s}$, $H=20\text{m}$ $H_0=215\text{m}$,

$T=8\text{sec}$ 潮位 T.P. 0.75m



Ⅲ-6 実験前右岸側は本川左岸堤防・放水路河口付近を写す

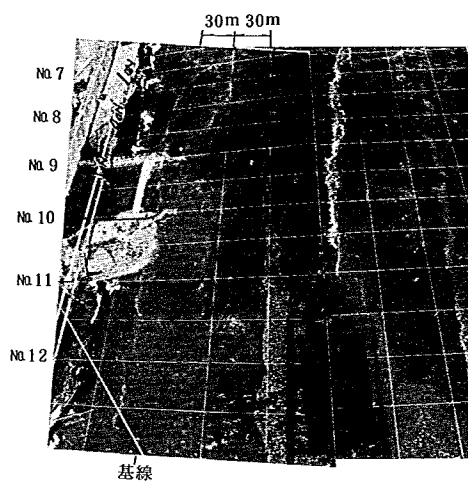


実験Ⅲ-6 ~ 0.5hr 後

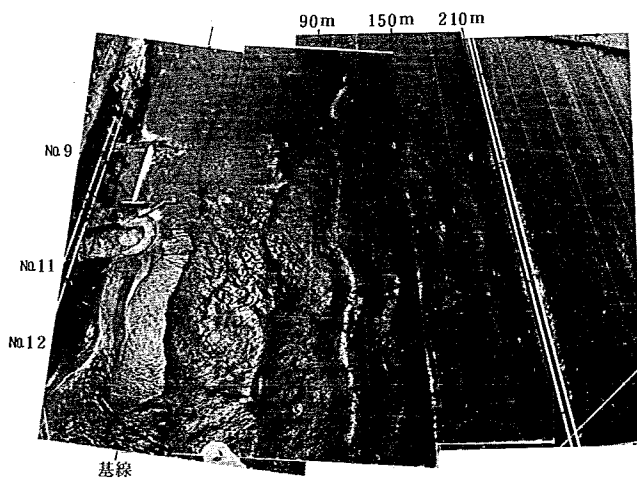
汀線への入射波峰

ダムからの越波ほとんどなし ダムへの波の打上高

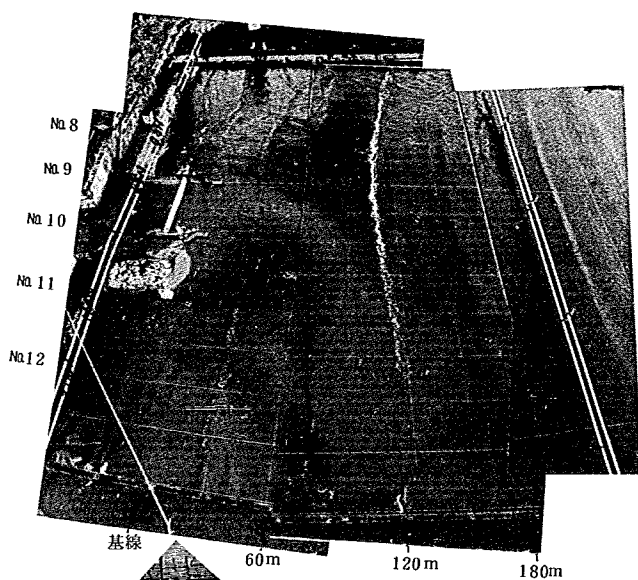
T.P. 2m位, 本川堤防への打上高 T.P. 30m ~ 35m 位



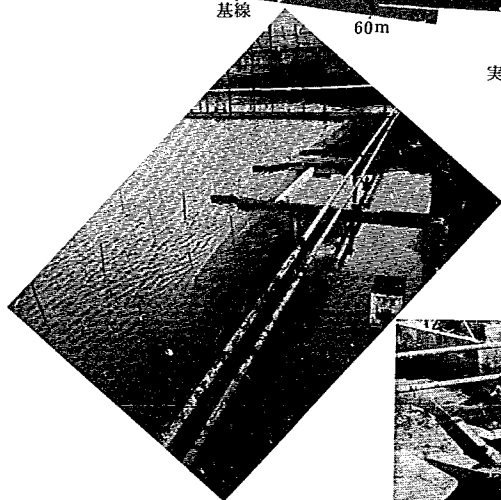
実験Ⅲ-6 6hr 目汀線への入射波峯



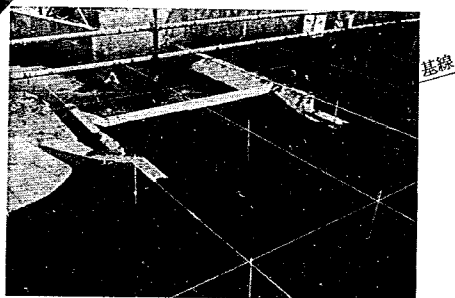
実験Ⅲ-6 9hr 目汀線への入射波峯



実験Ⅲ-6 16時間目海浜流況



Ⅲ-6 終了後の海浜 16時間後



Ⅲ-6 終了後の海浜

実験Ⅳ-1 ～0.5 hr

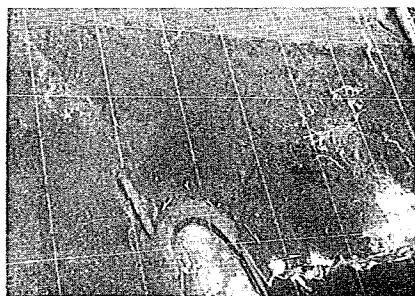
$Q = 3 \text{ m}^3/\text{sec}$, $H = 1.94 \text{ m}$, $H_0 = 2.04 \text{ m}$, $T = 8 \text{ sec}$,

$H_0/L_0 = 0.0204$ 潮位 T.P. 0.75 m,

河口の平衡断面実験 放水路は三面張りで河床高

T.P. -1 m

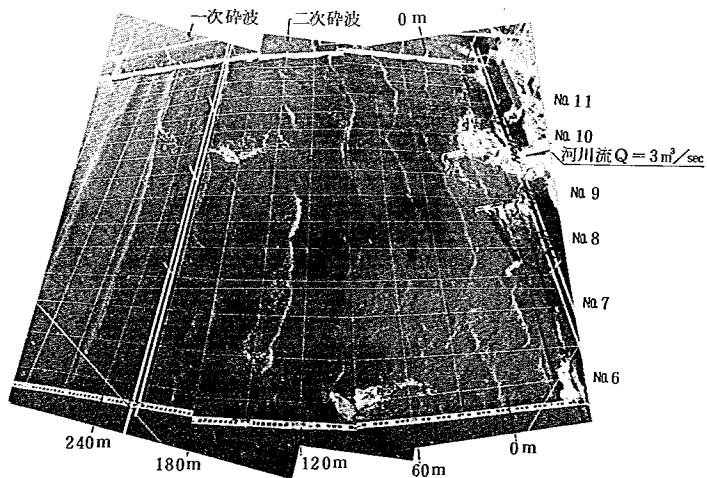
放水路を本川堤の方向に合わせ、基線より、75°傾けた方向とする



No. 10

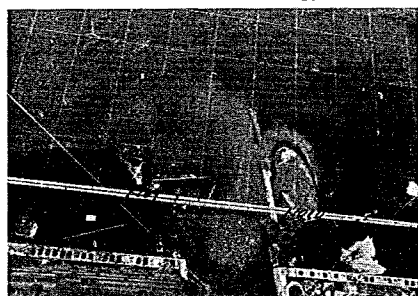
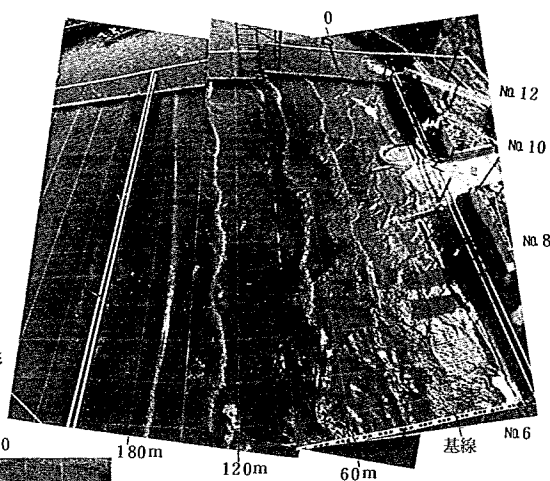
No. 11

Ⅳ-1 ～0.5 hr 本川堤への打上げ約 T.P. 3m 位

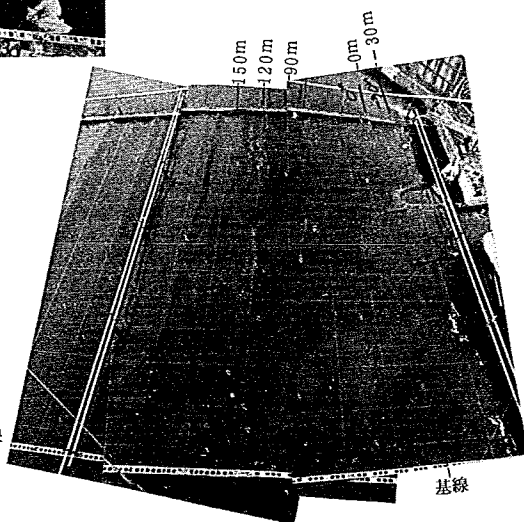


Ⅳ-1 5hr 入射波浪を撮影

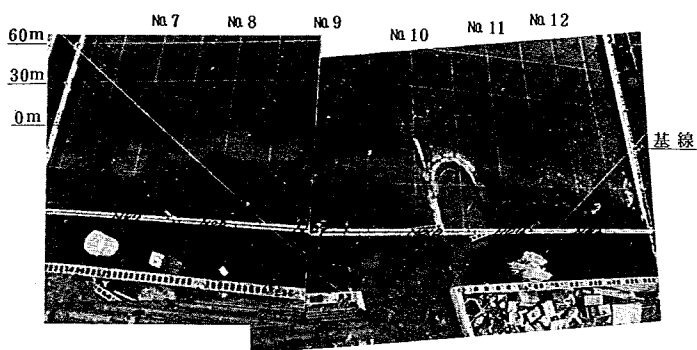
N-1 10 hr 入射波浪を撮影



IV-1 15.5 hr 河口付近の
流況と砂州形状



IV-1 ~ 20 hr 入射波浪



IV-1 ~ 20hr 後



実験 IV-1 ~ 20hr 後実験後放水路付近

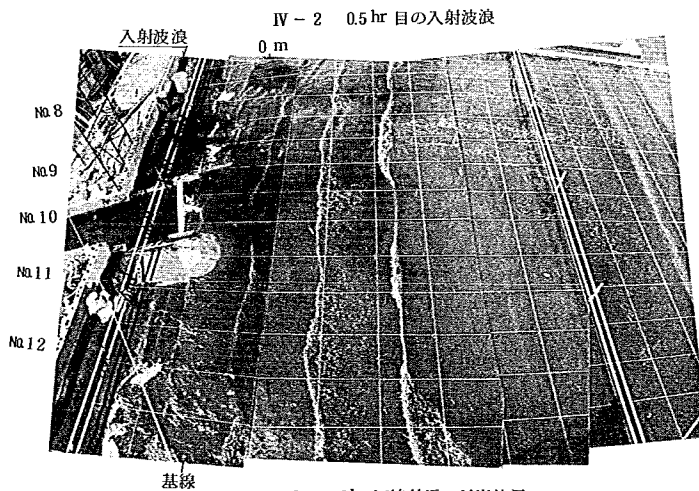
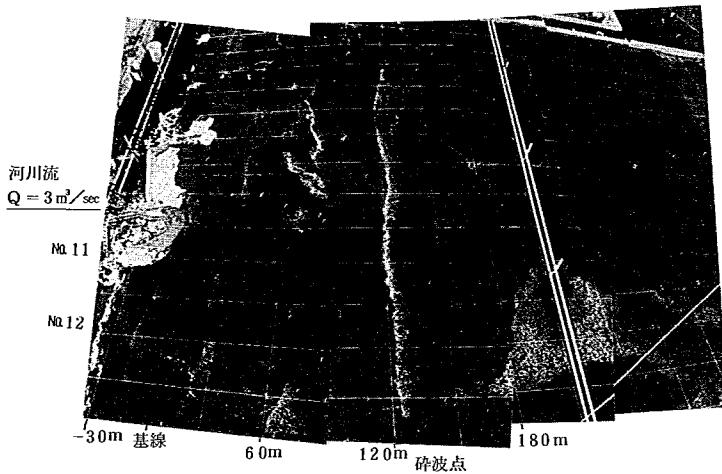
実験Ⅳ-2 ~

$Q = 3 \text{ m}^3/\text{sec}$, $H = 1.91 \text{ m}$, $H_0 = 2.04 \text{ m}$, $T = 8 \text{ sec}$

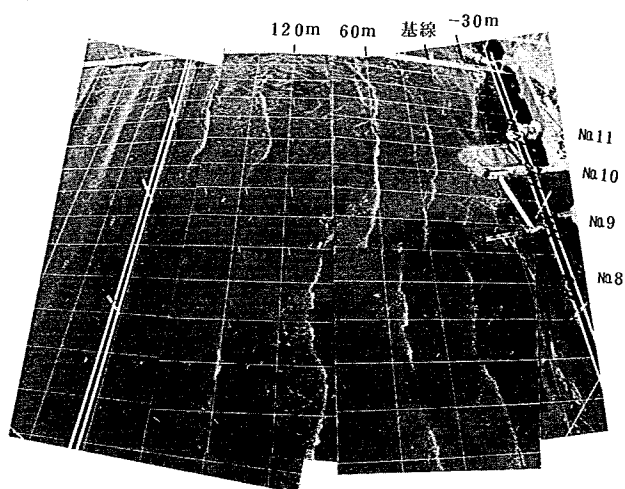
$H_0/L_0 = 0.0204$, 潮位 T.P. 0.75m

河口にラバーダム設置, 基線と15°傾ける

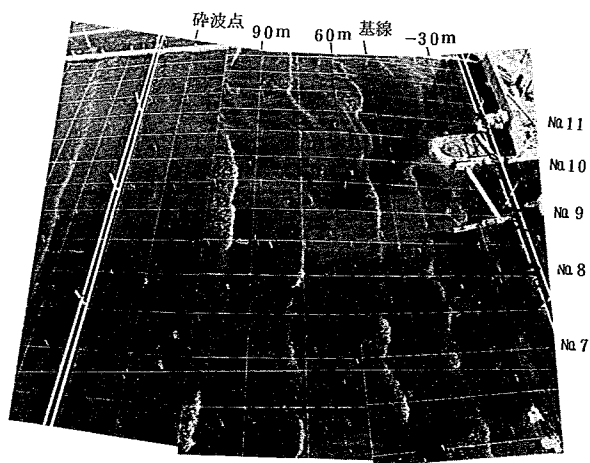
放水路右岸導流堤は撤去し本川堤と兼用させる



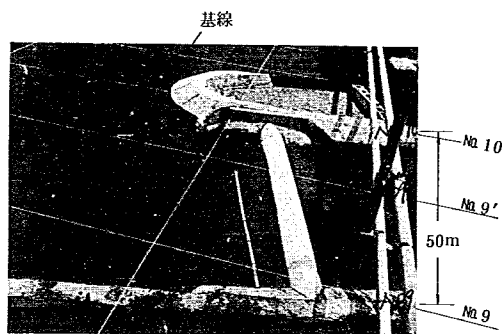
IV-2 4.5hr 汀線付近の沿岸流況



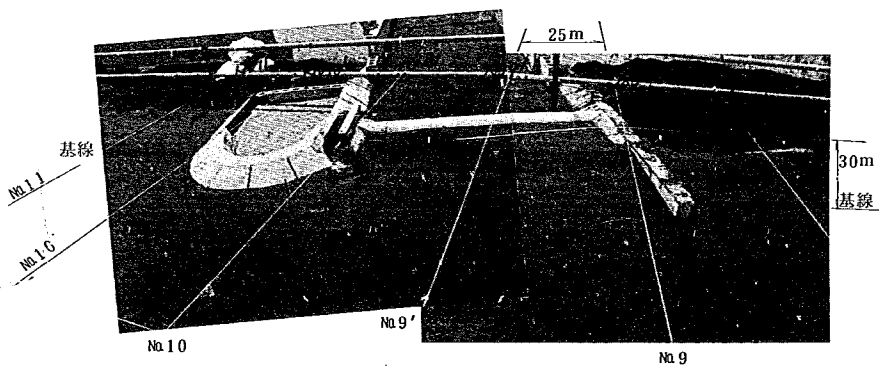
IV-2 10hr 目海浜流況



基線 IV-2 1.5hr 入射波浪



実験Ⅳ-2～16hr 終了後の河口付近



Ⅳ-2 実験終了後形状