



土 木 研 究 所 資 料

第1069号

手取川河口処理に関する水理的検討

昭和50年11月

建設省土木研究所

鹿 島 試 験 所

はじめに

手取川河口は、手取川扇状地の先端部に有り、急流河川のため河口水深は浅く、河口砂州が発生し、冬期には流量減と季節風による風浪のため、完全閉塞することもある。そのため漁舟が河口を通ることができず、春期の漁期には河口砂州の掘削等の努力がされている。また河口閉塞による内水排除困難や洪水時の水位上昇が心配されている。そこでこれらの問題を抜本的に改良するために河口導流堤による河口改良の計画がなされている。

土木研究所鹿島試験所では、上述の問題の検討を依頼され、模型実験や水理計算によって最良の導流堤計画を練ってきた。本報告は、それらの検討結果について述べたものである。

目 次

はじめに

1 章 手取川河口の自然条件	1
1-1 手取川の概要	1
1-2 河口の概要	2
1-3 手取川の縦断形と川幅	2
1-4 流 量	2
1-5 河床材料および海部の底質材料	6
1-6 粗 度	10
1-7 風	10
1-8 波 浪	13
1-9 潮 位	17
1-10 河口砂州の変化	17
1-11 河口付近の水深	23
2 章 模型実験の相似律	27
2-1 相 似 律	27
2-2 手取川河口模型実験における模型縮尺について	32
3 章 実験ケースと実験方法	35
3-1 実験施設	35
3-2 実験の概要	35
3-3 実験ケース	35
4 章 模型の相似性に関する検証実験	40
4-1 検証実験の意義	40
4-2 洪水時現象の相似性に関する検証	40
4-3 波による海床変化の相似性	51
5 章 導流堤による河口水深変化の把握	56
6 章 導流堤による河口埋没防止の効果および汀線度化に関する検討	87
6-1 はじめに	87
6-2 導流堤内河床高が維持しうる水深	87
6-3 導流堤による河口付近の汀線変化	82
6-4 模型実験による導流堤の河口埋没防止効果および汀線変化に関する検討	93
7 章 洪水時の河口水位	132
7-1 はじめに	132
7-2 現況河道における河口水位	132
7-3 導流堤設置時の河口水位	134
8 章 結 論	169
補足 手取川の砂礫堆について	169
あ と が き	176
参 考 文 献	177

1 章 手取川河口の自然条件

1-1 手取川の概要

手取川は石川、岐阜、福井の3県を界する白山(2,702m)を水源とし、山狭を北上し尾添川および大日川等の支川を合流し、鶴来町に至る。これより手取川扇状地を流下し美川町において日本海に注ぐ、その流域面積は809Km²、幹川流路延長は72Kmである。

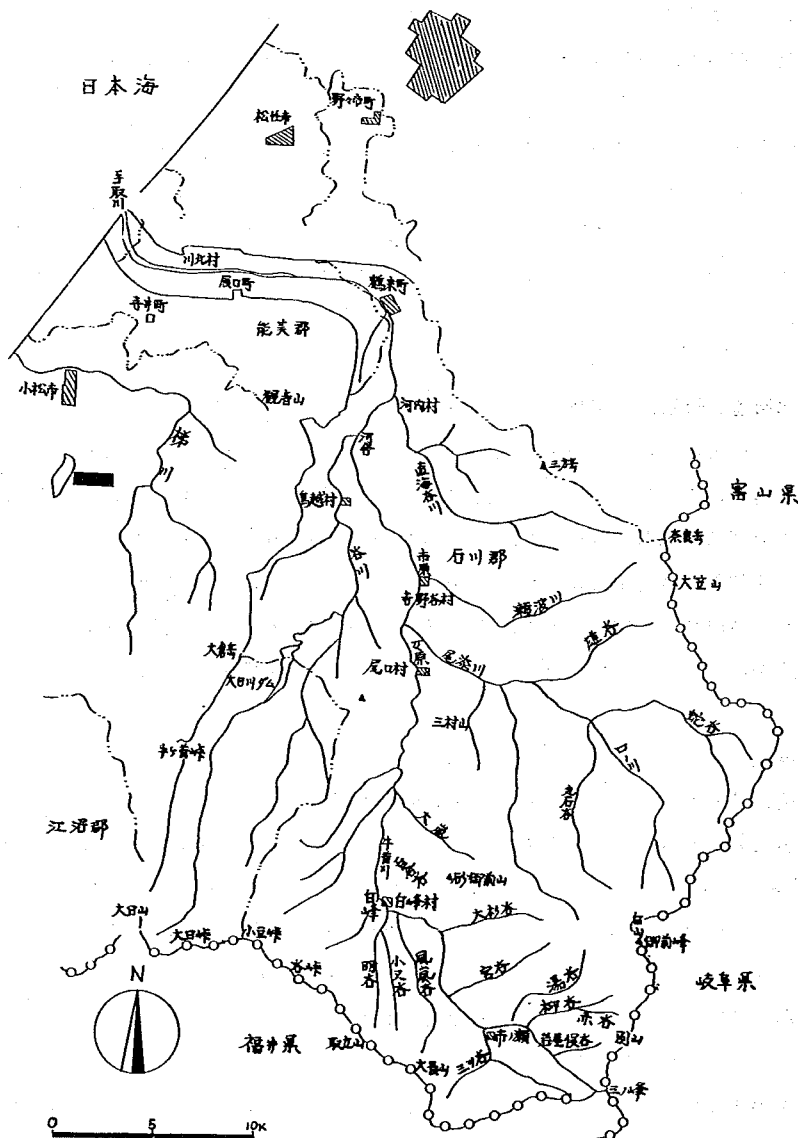


図 1-1 手取川流域概要図

手取川扇状地は、図 1-2 に示すように鶴来町を扇頂とし海岸までせまっている。扇状地の北東および南西に延びる海岸には砂丘が発達し、南西側では根上、篠原砂丘が続き、その背後には今江潟、木場潟、柴山潟がある。北東には内灘村砂丘が続き、その背後に河北潟が存在している。

1-2 河口の概要

手取川の河口は、藩政時代には前田藩の加賀米積出し商港として古くから利用されていたが、陸送手段の発達に伴い、漁業基地として河口港へと移り変わった。その後は、河口に存在する砂州が不安定なため漁港は次第に縮小し、昭和 36 年に堤内側へ漁港を設けた後は 5 ton 前後の小型漁船の航路となっている。

手取川の河口部を含めた松任美川海岸は、卓越した冬期風浪のため海岸浸食をうけており、特に手取川扇状地の中央先端部（徳光、相川新）と手取川河口部が激しい。このように河口部左右岸の海岸線は年々後退の一途をたどっている反面、河口部は冬期風浪によって打ち上げられた砂州が大きく発達する。このため開漁期には舟運に支障をきたすほか、洪水疎通能力が低下する等、治水、利水上影響すること大である。

1-3 扇状地部河道の縦断形と川幅

手取川の河道は、鶴来地点から直線形をなして扇状地南縁を流下し、下流部 3 Km 地点より右に大きく曲流し日本海へ落ち込んでいる。川幅は、河口から 10 Km 地点までは一様で約 400~450 m を有するが、これより上流部は漸減し天狗橋（14 Km 地点）附近では 200 m 程度となる。

河床の縦断形は下流部では約 $1/380 \sim 1/200$ 、中流部で $1/150$ 、上流部 $1/130$ の急流河川である。このため河道内では一定した低水路を形成せず、全川にわたって乱流が生じる。また昭和 9 年以降は河床低下が続いており、現在までに平均河床高で約 2.0 m 低下したものと考察される。

1-4 流 量

手取川河口に関係する流量として鶴来および中島地点の流量について検討してみる。表 1-1 から表 1-4 は流況表と月別流量表を示したものである。これによれば、鶴来における 10 年間平均年最大流量 $1,855 \text{ m}^3/\text{s}$ 、豊水流量 $68.1 \text{ m}^3/\text{s}$ 、平水流量 $19.1 \text{ m}^3/\text{s}$ 、低水流量 $2.4 \text{ m}^3/\text{s}$ 、渇水流量 $0.1 \text{ m}^3/\text{s}$ となっており、月別では 4 月の融雪出水時を迎えると $200 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度となり、これによって河口砂州を或る程度フラッシュする。

なお鶴来と中島の流量差は、白山堰（17.3 Km 地点）における七ヶ宮竹用水の合口取水（かんがい期 $70 \text{ m}^3/\text{s}$ 、非かんがい期 $19 \sim 35 \text{ m}^3/\text{s}$ ）のためである。

鶴来における過去 10 数年間の洪水発生状況を表 1-5 に示す。これをもとに $500 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上の洪水の発生頻度について検討すると、

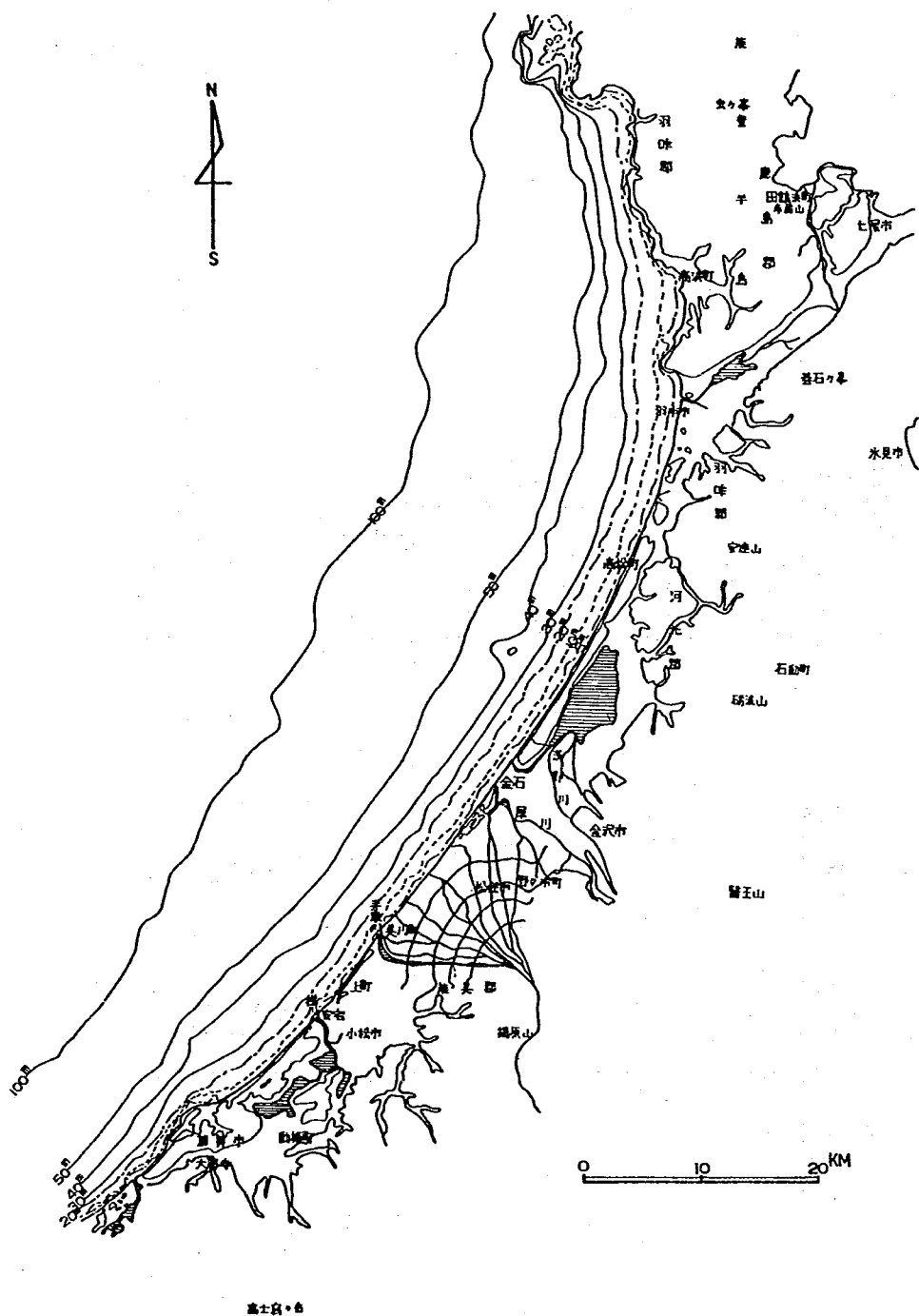


図 1 - 2 松任・美川海岸平面図

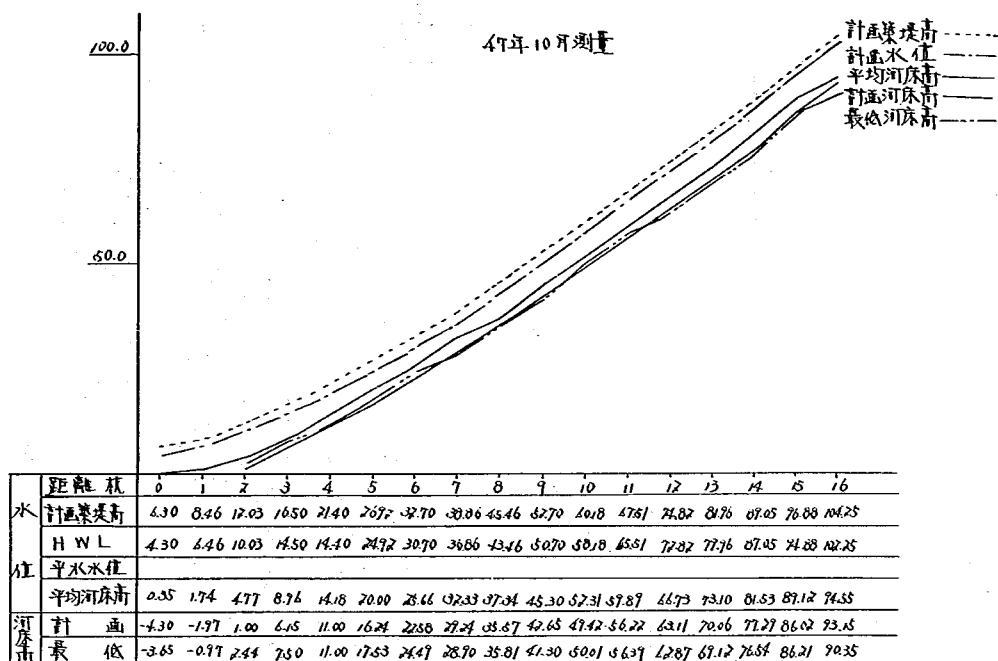


圖 1 - 3 河 川 勾 配 圖

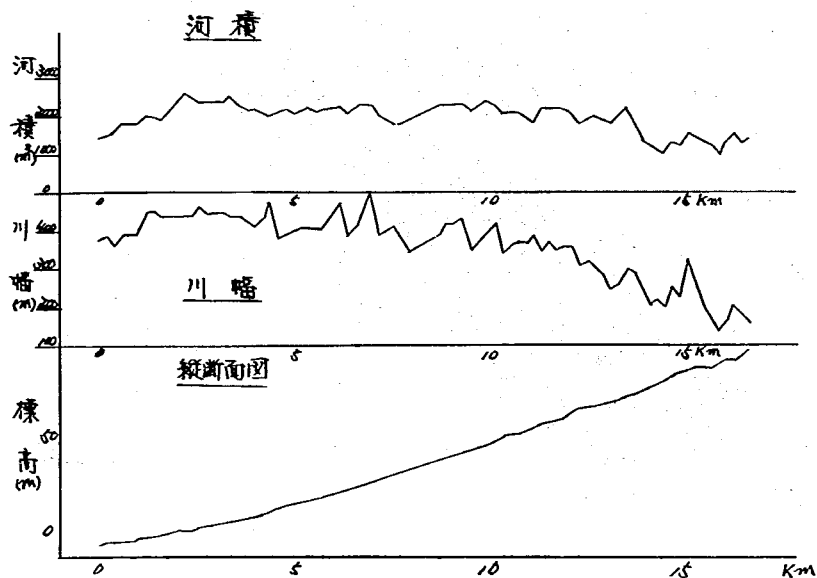


圖 1 - 4 河 幅 變 化 圖

表 1 - 1 鶴 来 流 況 表

年	流 況	最大流量 m ³ /S	豊水流量 m ³ /S	平水流量 m ³ /S	低下流量 m ³ /S	洪水流量 m ³ /S	最低流量 m ³ /S	平均低流量 m ³ /S	年平均流量 ×10 ⁴ m ³
	3 1	1,010	64.6	17.3	2.2	0.0	0.0	59.9	1,895.4
	3 2	1,179	67.7	24.3	3.0	0.2	0.0	59.3	1,869.5
	3 3	2,717.6	69.0	28.7	4.3	0.0	0.0	62.5	1,969.7
	3 4	2,356.7	93.5	21.3	1.5	0.0	0.0	76.8	2,421.8
	3 5	948.8	52.1	11.5	1.2	0.0	0.0	42.3	13,37.7
	3 6	4,027.9	125.2	39.8	3.3	0.0	0.0	92.5	2,917.9
	3 7	1,129.4	44.4	9.6	2.2	0.05	0.0	42.8	1,348.4
	3 8	842.7	68.5	10.1	3.1	0.9	0.6	57.2	1,805.04
	3 9	2,944.9	43.6	15.7	2.8	0.0	0.0	56.7	1,794.20
	4 0	1,391.7	52.6	12.9	0.1	0.0	0.0	55.9	1,762.43
合	計	18,548.7	681.2	191.2	23.7	1.15	0.6	605.9	19,122.07
平	均	1,854.87	68.12	19.12	2.37	0.115	0.0	60.59	1,912.207

表 1 - 2 鶴来月別平均流量表 (10ヶ年)

		(単位 m ³ /S)											
年	月	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
3 1		13.07	2.99	186.84	199.65	71.46	37.92	61.00	41.11	33.99	19.81	21.54	27.96
3 2		36.81	33.24	22.06	230.56	120.56	35.17	108.94	30.13	31.95	9.45	12.56	39.78
3 3		29.82	28.86	70.08	196.20	50.55	1.16	51.34	68.42	133.22	48.79	17.66	53.38
3 4		34.57	192.70	145.83	159.77	68.67	18.77	126.74	94.72	61.06	11.19	2.03	14.45
3 5		15.7	12.9	90.4	79.7	30.4	12.3	65.8	54.5	55.1	22.6	31.0	35.8
3 6		2.7	5.7	87.3	230.0	112.0	69.8	173.6	15.9	116.8	153.9	68.7	69.2
3 7		9.2	30.6	34.6	194.5	77.1	79.8	38.3	8.1	2.3	20.1	4.6	13.8
3 8		6.1	3.9	65.3	257.3	153.5	86.7	20.4	16.2	16.9	5.0	17.3	37.8
3 9		39.3	22.6	34.4	193.3	4.4	22.2	222.2	21.5	68.6	13.5	14.8	24.5
4 0		4.0	17.2	16.9	113.0	131.2	37.2	204.0	0.7	98.8	0.1	25.9	19.2
合	計	191.27	350.69	753.71	1,833.98	819.84	401.02	1,072.32	351.28	618.72	304.44	216.09	335.87
平	均	19.127	35.069	75.371	183.398	81.984	40.102	107.232	35.128	61.872	30.444	21.609	33.587

10 年に 1 回 3,000 m³/s5 年に 1 回 2,000 m³/s2 年に 1 回 1,500 m³/s1 年に 1 回 1,300 m³/s

表 1-3 中島流況表 (5 ケ年)

年	流況	最大流量 m ³ /sec	豊水流量 m ³ /sec	平水流量 m ³ /sec	低水流量 m ³ /s	渇水流量 m ³ /s	最小流量 m ³ /s	年平均流量 m ³ /s	年総量 ×10 ⁶ m ³
43		1,362.52	87.77	50.64	35.39	21.74	14.29	81.12	2,565.14
44		2,584.86	81.04	43.11	30.17	8.49	3.96	68.02	2,145.02
45		1,183.97	67.40	40.74	28.49	23.89	17.55	62.91	1,983.85
46		1,781.52	83.95	49.50	28.36	15.80	13.76	75.17	2,370.65
47		2,169.02	67.06	42.87	31.00	16.16	9.87	66.31	2,096.91
計		9,081.89	387.22	226.86	153.41	86.08	59.43	353.53	11,161.57
平	均	1,816.38	77.44	45.37	30.68	17.21	11.88	70.71	2,232.31

表1-4 中島月別平均流量表 (5 ケ年)

(単位 m³/s)

月 年	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
43	66.83	42.42	126.13	199.73	160.87	51.19	45.37	73.22	38.44	44.34	53.51	69.44
44	78.95	86.12	63.07	112.95	75.58	24.99	56.33	123.40	46.17	39.94	31.03	58.74
45	29.01	58.44	43.42	166.55	111.24	94.27	43.43	30.43	39.48	37.59	53.50	50.38
46	30.78	50.32	73.40	150.58	109.31	126.48	46.66	33.01	54.32	36.47	33.55	56.85
47	53.99	31.81	107.44	86.23	89.91	45.58	126.10	38.27	73.62	19.60	57.36	63.51
計	259.56	269.11	413.46	716.04	546.91	342.51	317.89	298.33	252.03	177.94	228.95	298.92
平均	51.912	53.822	82.692	143.208	109.382	68.502	63.578	59.666	50.406	35.588	45.79	59.784

1-5 河床材料および海部の底質材料の河道部

河道部の河床材料は、その採取地点や採取深度、年度ごとにかなり変動がある。図 1-5 は昭和41年から昭和46年にかけての平均粒径の変化であるが、その変動幅は広い。傾向としては多少粗粒化に向っているようだ。

平均粒径についてオーダー的に言えば、下流部 (0~5K) では 40~90 μ m で中流部では 50~140 μ m となっている。図 1-6 は昭和46年度の粒度分布だが、0 Km 地点を除き模型対象区間で平均粒径 60 μ m 前後である。河口地点で粒径が小さいのは、砂州による水位のせき上げによる掃流力の低下によって小粒径が堆積するものと考えられる。ただし、大出水時には河口でも上流と近い粒度分布を持つとう。

表 1-5 各洪水ピーク流量 (鶴来流量)

年	Peak 流量 (500 m ³ /s 以上洪水)								単位 m ³ /s
29	2.26~3.1 1,449.10								
30	4.17~18 945.00	6.26~27 881.00	6.28~30 1,005.00						
31	3.16~18 1,005.00	3.24~27 948.00	4.19~21 923.00						
32	4.19~21 1,009.20	7.7~9 1,123.70	8.28~30 1,009.20						
33	4.21~24 1,491.20	7.26~27 2,717.60	9.16~17 949.74						
34	2.14~15 788.82	3.30~31 1,196.88	4.10 788.82	7.11~12 2,009.37	8.12~15 1,926.86	9.14 1,468.12	9.27 2,267.28		
35	8.13~14 755.70	8.30~31 948.76							
36	4.4~6 1,083.16	5.4~5 1,141.39	6.27~28 1,357.18	6.30~7.2 1,958.90	7.4~6 1,807.46	7.13~14 1,455.37	9.16~18 4,027.92	10.28~30 865.50	
37	4.3 1,129.38	6.10 882.96	6.13~14 937.28	7.5 804.52					
38	3.29 563.40	4.15~19 842.70	5.21 661.60	6.4 749.40	8.31 842.70	502.30			
39	4.4.11 1,064.90	4.11.1 646.20	7.8.15 2,944.90	7.15.6 1,248.70	7.19.12 539.00	9.25.15 1,587.50			
40	5.27.10 994.00	6.21.6 541.70	7.13.20 988.80	7.18.12 1,271.30	7.21.13 937.60	7.27.8 1,330.80	9.14.23 1,391.70	9.17~18 1,330.80	
41	3.54 1,092.09	9.22.3 683.61							
42	3.27.22 605.49	6.28.20 902.36	7.13.14 1,462.41	10.28.14 915.20					
43	4.11.2 524.59	8.28.18 1,147.45	8.29.16 1,104.56	8.31.1 500.40					
44	8.9.14 1,770	8.10.17 505.18	8.11.3 778.90	8.12.1 534.32					
45	4.19.20 534.53	4.20.20 1,024.00	4.21.1 1,065.37						
46	3.31.23 862.00	4.1.1 752.95	4.2.1 583.71	5.4.22 1,377.89	5.5.2 1,348.36	5.6.1 611.08	5.25.8 766.18	6.11.20 1,107.56	
46	6.12.1 1,086.36	6.29.9 1,366.04	7.13.11 924.16	7.19.6 583.71	7.26.14 1,177.86	9.6.11 651.27	9.7.2 705.43		
47	3.20 1,054.95	3.21.1 713.96	3.24.11.30 722.53	3.30.24 603.19	3.31.2.30 784.00	5.9.13 988.47	6.8.14 583.70	7.1.10 900.00	
	7.11.22 811.11	7.12.24 998.56	7.13.8 1,060.15	9.17.7.30 1,710.65					

○ 砂州部および河口附近の海床粒径

砂州部および海床部の粒径は河道部と異なると考えられたので、試験所より金沢工事事務所に依頼し、底質材料調査を昭和 49 年度に行ってもらった。調査地点は図 1-7 に示すごとく、海底部は沖 700 m、河道部は砂州部を中心に 0 Km 地点より下流を調査した。その結果を表 1-6 に示す。この結果によれば、海部は 0.2 ~ 0.3 mm であり、手取川の洪水時の流心である E 5、E 6 等では 1 ~ 2 mm となっている。海浜部では 0.5 mm 前後であり、砂州部では約 9 mm となっている。しかし砂州部は 0.5 mm の砂と、砂利の二峰性の粒度分布を持ち、みかけの平均粒径よりは底質は流れに対して移動しやすい。

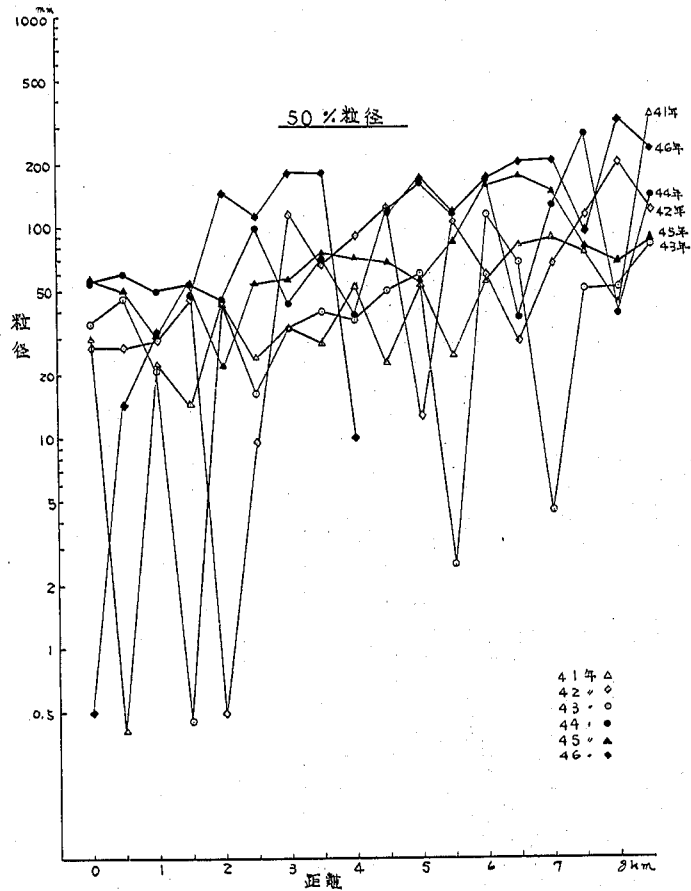


图 1 - 5 粒 度 分 布

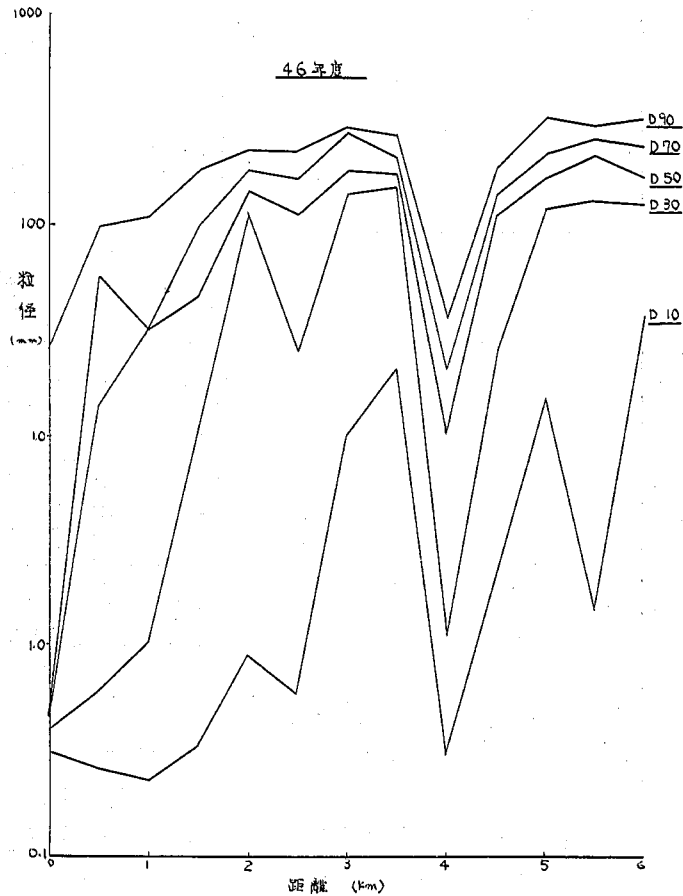


图 1 - 6 昭和 46 年度粒度分布

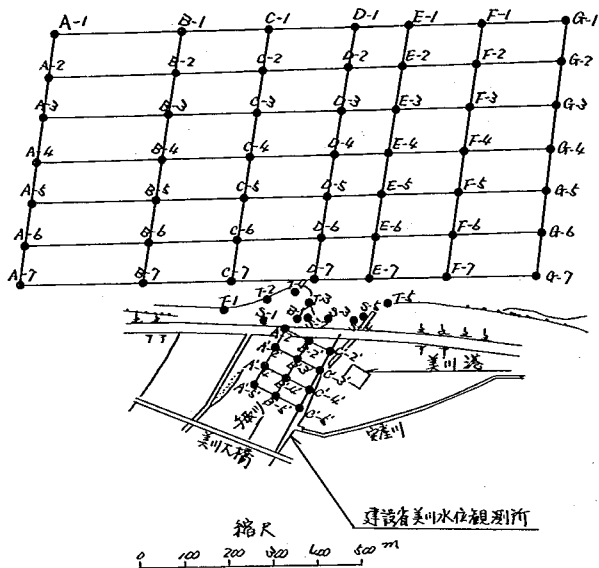


图 1-7-1 试料採取位置図

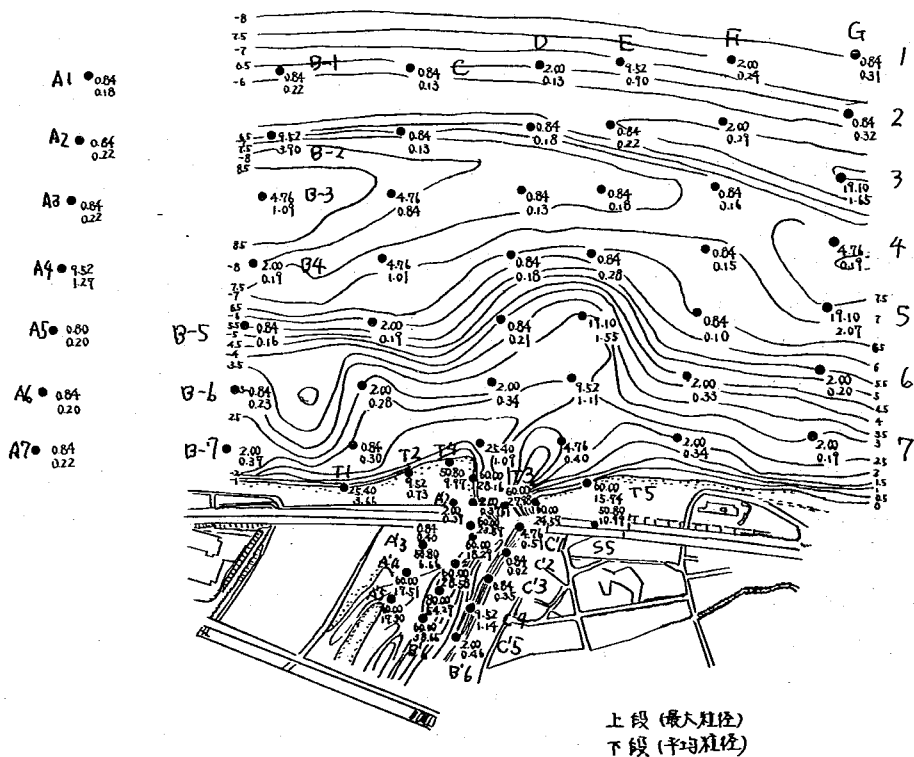


图 1-7-2 海底底質材料

いと考えられる。

表 1-6 河口部および海底部粒度一覧表

(昭和49年6月調査)

1-6 粗 度

河道の粗度は、昭和39年9月洪水の痕跡水位と不等流計算より求めた値は0～7kmでは $n=0.033$ 、7～10kmでは $n=0.04$ となっているが、痕跡水位は、実際の水位より大きいため、粗度はこの値より多少小さいものと思われる。

1-7 風

風の観測は河口部の美川において昭和26年以降実施している。

(1) 卓越風向

過去23年間の風向別頻度については図1-8に示すとおりである。年間を通して全風向観測数の10%を上回るものとしてNE, S, SWがあげられる。

また、季節別では図1-9に示したとおり春(3月～5月)および夏(6月～8月)はN, NE, SW, Wが多く、秋(9月～11月)はNEが卓越し、冬(12月～2月)はSおよびSW方向が多い。

(2) 強風(10m/sec以上)の最多風向

昭和44年～48年にわたる5ケ年間の強風(10m/sec以上)の風向頻度については図1-10に示すとおりである。これによれば、全年においてはS～W方向が圧倒的に多く約70%を占める、また季節別には、春はS, 夏はSおよびSSE, 秋はSW, 冬はWおよびSW方向が多い。

なお、参考として図-11に大野港における風向頻度図を掲げた。この図によれば、冬期の強風(10m/sec以上)はNW～W方向に集中しており、後述する波向とほぼ一致していることが注目

(単位%)		測 線							
測点	種別	A	B	C	D	E	F	G	
海 底 部	1	最 大 粒 径	0.84	0.84	0.84	2.00	9.52	2.00	0.84
		平 均 粒 径	0.18	0.22	0.13	0.13	0.90	0.24	0.31
	2	最 大 粒 径	0.84	9.52	0.84	0.84	0.84	2.00	0.84
		平 均 粒 径	0.22	3.90	0.23	0.18	0.22	0.29	0.32
	3	最 大 粒 径	0.84	4.76	4.76	0.84	0.84	0.84	19.10
		平 均 粒 径	0.22	1.09	0.86	0.13	0.18	0.16	1.65
	4	最 大 粒 径	9.52	2.00	4.76	0.84	0.84	0.84	4.76
		平 均 粒 径	1.27	0.19	1.01	0.18	0.28	0.15	0.19
	5	最 大 粒 径	0.84	0.84	2.00	0.84	19.10	0.84	19.10
		平 均 粒 径	0.20	0.16	0.19	0.21	1.55	0.10	2.07
	6	最 大 粒 径	0.84	0.84	2.00	2.00	9.52	2.00	2.00
		平 均 粒 径	0.20	0.23	0.28	0.34	1.11	0.33	0.20
	7	最 大 粒 径	0.84	2.00	0.84	25.40	4.76	2.00	2.00
		平 均 粒 径	0.22	0.37	0.30	1.09	0.40	0.34	0.19
河 口 部	測点	種別	A'	B'	B'	C'	T	S	
	1	最 大 粒 径		(1') 2.00	(1) 60.00	(1') 4.76	25.40	2.00	
		平 均 粒 径		(1') 0.39	(1) 23.87	(1') 0.51	3.66	0.43	
	2	最 大 粒 径	(2') 0.84	(2') 60.00	(6') 100.00	(2') 0.84	9.52	2.00	
		平 均 粒 径	(2') 0.40	(2') 18.29	(6') 70.98	(2') 0.02	0.73	0.37	
	3	最 大 粒 径	(3') 50.80	(3') 60.00		(3') 0.84	60.00	60.00	
		平 均 粒 径	(3') 6.66	(3') 28.58		(3') 0.35	28.16	27.98	
	4	最 大 粒 径	(4') 60.00	(4') 80.00		(4') 9.52	50.80	60.00	
		平 均 粒 径	(4') 17.51	(4') 54.27		(4') 1.14	9.97	24.57	
	5	最 大 粒 径	(5') 60.00	(5') 60.00		(5') 2.00	60.00	50.80	
		平 均 粒 径	(5') 17.30	(5') 38.65		(5') 0.46	15.74	10.99	

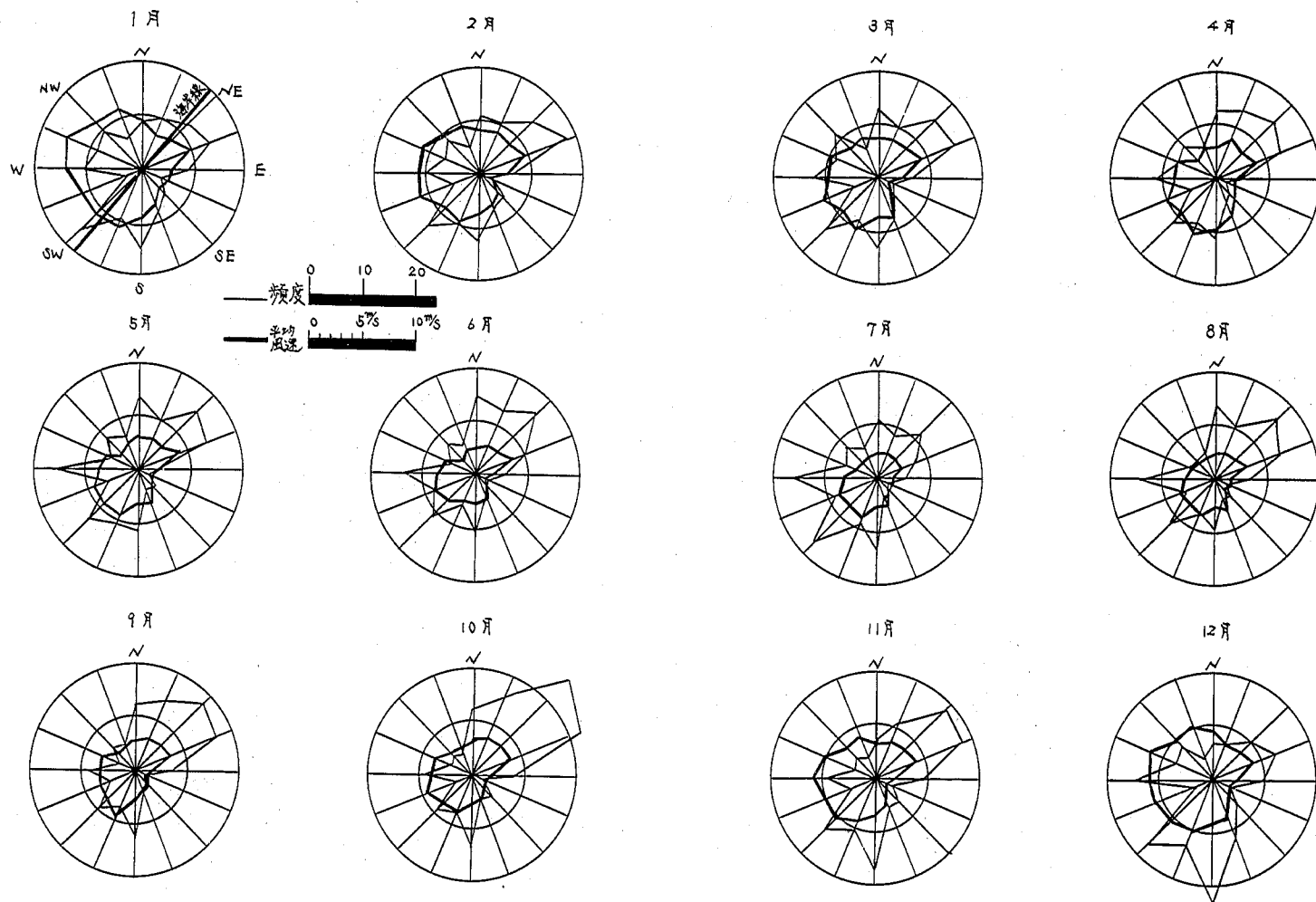


图 1 - 8 美川月別風向速頻度圖 (S. 26~S. 48)

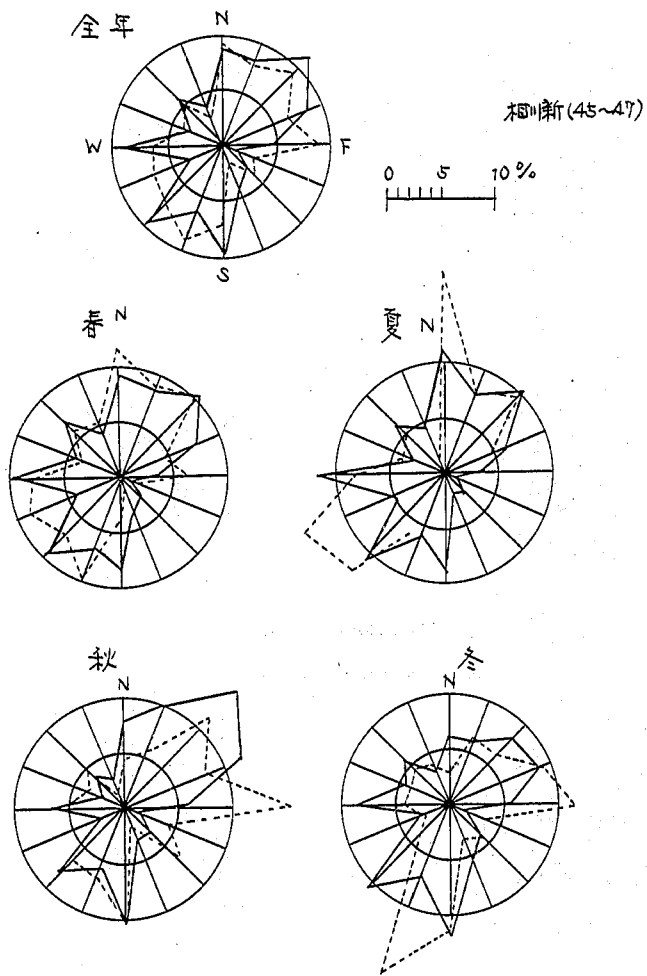


图 1-9 美川季节风向频度图 (S. 26~S. 48)

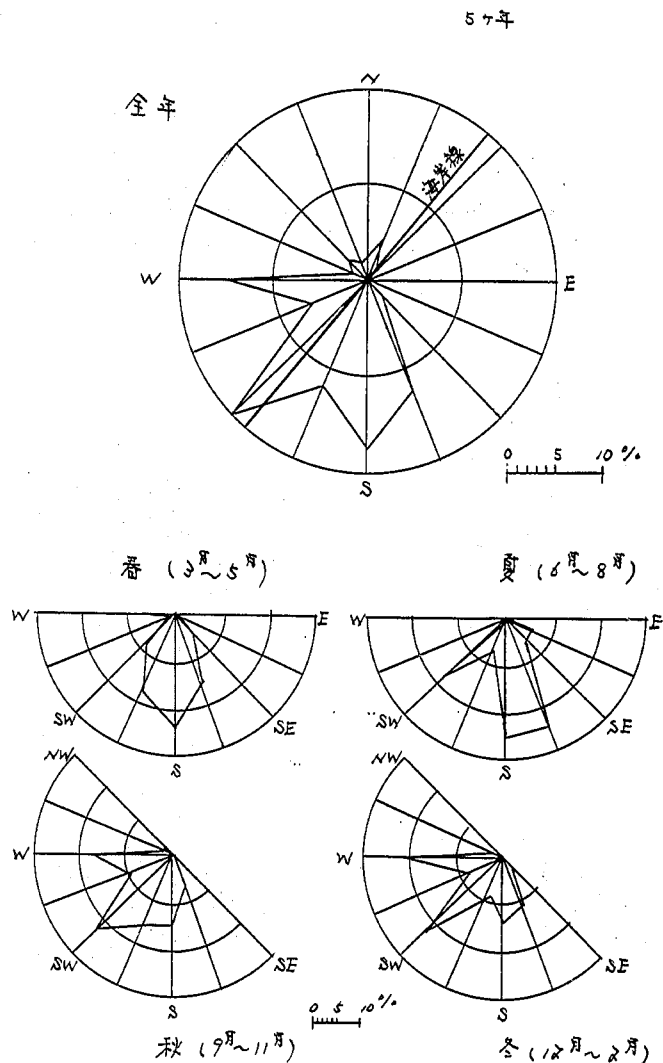


图 1-10 美川强风 (10m/s 以上) 风向频度图 (S. 44.1~S. 48.12)

される。

1-8 波 浪

波浪記録としては比較的資料が得られている運輸省大野港のものを使用する。大野港は浅野川の河口港であり、手取川河口からは18 Kmの地点に位置し、波浪観測は水深-10 mの海中において水圧式波高計を用いて観測されたものである。

(1) 最大波

昭和38年～46年の資料から H_{max} , $H\frac{1}{2}$, $H\frac{1}{10}$ の年間最大値をまとめたのが表1-7である。

この表によれば、 H_{max} では昭和45年1月に11.90 m $H\frac{1}{2}$ では昭和45年2月に10.09 m, $H\frac{1}{10}$ では昭和46年11月に8.52 mが記録されている。

(2) 波と周期

昭和44年～昭和48年の5ヶ年間における波高別、周期別頻度は表1-8に示すとおりであり、全波の63%が波高1 m以下でその周期は5.0～7.0 secとなっている。

また、波高1～2 mは全波の20%であり、周期は10.0 sec以内のものがほとんどである。

また、季節別の内訳は表1-9のとおりであって、冬期に発生する波の内、波高2 m以上のものが50%以上であり、表1-

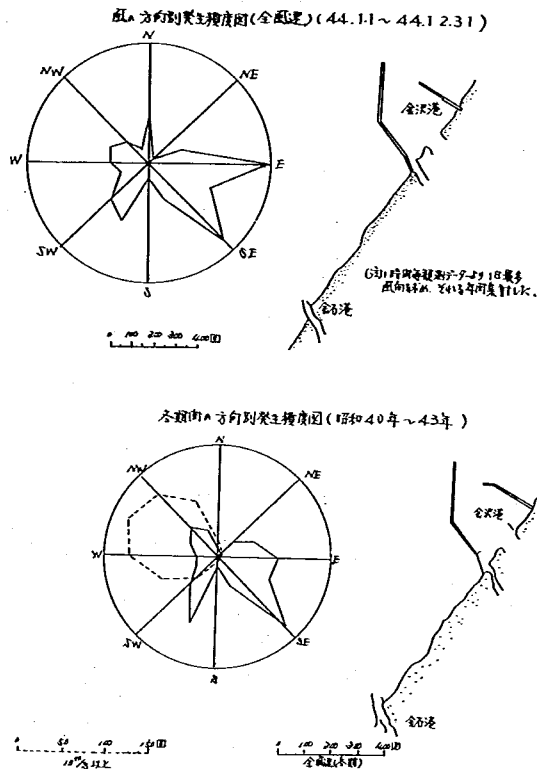


図 1-11 大野港風向頻度図

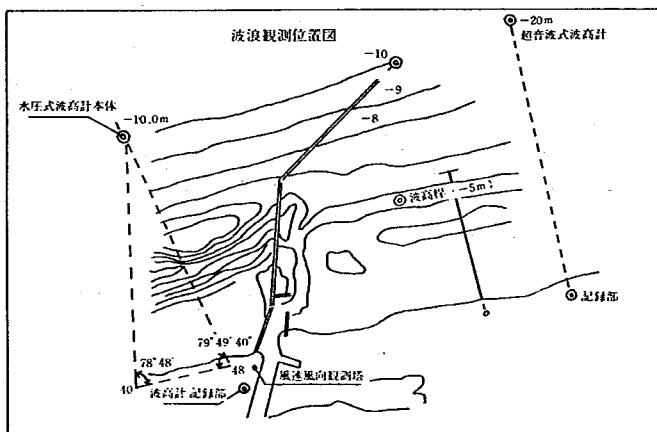


図 1-12 波浪観測位置図

表 1-7 大野港における最大波高

観測水深 H	H max				H 1/2 max				H 1/3 max			
	発生年月日時	H (m)	T (sec)		発生年月日時	H (m)	T (sec)		発生年月日時	H (m)	T (sec)	
-10m	38. 8.12.18	6.17	6.5		38. 8.12.18	4.89	7.1		38. 8.12.18	3.04	6.8	
"	39. 9.25.16	6.91	6.4						40. 3.20.12	4.78	12.3	
"	40. 4. 3.0	5.04	10.4						40. 4.3.0	3.25	9.1	
"	41. 2. 5.10	5.92	8.7						41. 3.21.10	3.70	9.7	
"	42.12.22.22	6.41	8.4						42.12.21.18	3.67	10.4	
"	43.12.16. 4	6.14	9.0		43.12.16.4	5.31	9.7		43.12.16.4	4.56	11.2	
"	44.12. 3. 6	7.59	9.3		44.12.3.6	6.32	12.1		44.12.3.6	5.26	11.4	
"	45. 1.31. 8	11.90	10.0		45. 2.10.0	10.09	12.1		45. 2.10.0	7.94	11.5	
"	46.12.15.20	11.77	9.0		46.11.29.12	9.75	9.7		46.11.29.12	8.52	9.7	

表 1-8 波高別周期頻度表 (S. 44.1.1~S. 48.12.31)

(単位回)		(大野港-10.0m)														計
観測 波高 H1/3	年	(sec) 0 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	14.1 以上				
0	44	86	124	100	35	16	3									364
	45	163	136	102	36	7	1									445
	46	84	112	103	48	15	7	2	3							374
	47	56	136	135	63	17	7	1		1						416
	48	134	114	88	36	5	1									378
1.0	計	523	622	528	218	60	19	3	3	1						1,977
		16.7	19.8	16.8	7.0	1.9	0.6	0.1	0.1							63.0%
1.01	44	5	34	43	28	2										113
	45	6	8	27	45	24	9									119
	46	2	20	41	53	27	5	1	3	1						153
	47	1	14	45	53	17	5									135
	48	2	19	25	29	23	4									102
2.0	計	11	67	172	223	119	25	1	3	1						622
		0.3	2.1	5.5	7.1	3.8	0.8		0.1							19.8%
2.01	44		1	11	12	7				1						32
	45		3	15	24	13	6	4								60
	46		10	22	30	8										70
	47		14	23	13	7	4	1	1							64
	48		5	14	27	8	2									56
3.0	計		2	33	85	106	43	10	2	1						282
			0.1	1.0	2.2	3.4	1.4	0.3	0.1							9.0%
3.01	44				7	6										13
	45				3	12	3	2								20
	46				12	2	1	1								25
	47				15	7	2	2	2		4					39
	48				5	4	3									15
4.0	計			3	16	42	31	9	5	2	4					112
			0.1	0.5	1.3	1.0	0.3	0.2	0.1	0.1	0.1					3.6%
4.01	44				1	1	7	2								11
	45				3	6	4	4								17
	46				11	3	1									19
	47				6	9	4	2		1						25
	48				2	6	1	1								10
5.0	計			1	5	23	26	17	9	1						82
				0.2	0.7	0.8	0.5	0.3								2.6%
5.01	44					1	1	3								5
	45					5	1	1								10
	46					3	4	2								16
	47					4	1	4	2	2						4
	48					1	2	1								4
6.0	計				2	8	7	8	7	2						35
					0.1	0.3	0.2	0.3	0.2	0.1						1.1%
6.01	44								2							2
	45							5								12
	46							4								12
	47							1		1						1
	48							1								1
以上	計					3	8	10	3	1		1		1		27
						0.1	0.3	0.3	0.1							0.9%
合	44	86	130	135	89	64	19	7	3							533
	45	169	145	132	96	61	42	12	11							668
	46	86	132	156	133	100	36	11	8							663
	47	57	151	196	143	73	39	19	8	1						707
	48	136	133	118	82	63	23	9	2		5			2		566
計	計	534	691	737	549	361	159	58	32	9	5	2				3,137
		17.0%	22.6%	23.5%	17.5%	11.5%	5.1%	1.8%	1.0%	0.3%	0.2%	0.1%				100%

表 1-9 季節別波高頻度表 (S.46.1~S.47.12)

(大野港
-10.0m)

(単位:回)

季節	波高	0~1.0	1.01~2.0	2.01~3.0	3.01~4.0	4.01~5.0	5.01~6.0	6.0以上	計
春	3	46	20	16	7	5	1	1	50
	47	23	21	6	2	6	3		61
	46	51	9						60
	47	52	5						57
	46	36	2		1	1	1		41
	47	49	7	4	1				61
	計	231	60	17	9	7	5	1	330
		70%	18.2%	5.2%	2.7%	2.1%	1.5%	0.3%	100%
	6	46	43	12	1	1			57
	47	57	1						58
夏	46	35	19	2					56
	47	55	5						60
	46	37	13	9	1				60
	47	52	7	1					60
	計	279	57	13	2				351
		79.5%	16.2%	3.7%	0.6%				100%
	9	46	35	10	4	7	1	1	58
	47	42	6	5	7				60
	46	22	11	6	5	1	4	2	51
	47	37	18	3	3	1			62
秋	46	17	16	9	4	2	2	7	57
	47	20	9	6	4	5			44
	計	173	70	33	30	10	6	10	332
		52.1%	21.1%	10.0%	9.0%	3.0%	1.8%	3.0%	100%
	12	46	5	8	8	15	6	8	62
	47	22	17	10	7	3	2		61
	46	10	27	11	7	2	1		58
	47	9	14	16	7	6	6	4	62
	46	14	22	11	6				53
	47	2	21	13	7	3	4	8	58
冬	計	62	109	69	49	20	21	24	354
		17.5%	30.9%	19.5%	13.8%	5.6%	5.9%	6.8%	100%
	合計	745	296	132	90	37	32	35	1367
	%	54.5	21.7	9.7	6.6	2.7	2.3	2.5	100%

表 1-10 季節別波高頻度表 (S.46.3~S.47.2)

(大野港
-10.0m)

(単位:回)

季節	波向	N	NNE	NE	ENE	E	ESE	SE	SSE	S	SSW	SW	WSW	W	WNW	NW	NNW	計
春	3	4										5	1	2	5	8	6	31
	4	2										2	1		2	3	8	18
	5	7										2	4	4	2	5	7	31
	計	13										9	6	6	9	16	21	80
		16.2										11.3	7.5	7.5	11.3	20.0	26.2	100%
夏	6	6										2	4		2	2	7	23
	7	2										7	7	2	6	1	5	30
	8	9										1	3	1	3	3	4	24
	計	17										10	14	3	11	6	16	77
		22.1										13.0	18.2	3.8	14.3	7.8	20.8	100%
秋	9	10										4	1		2	6	7	30
	10	8									2	2		2	1	8	8	31
	11	5									1	1	1	3	1	5	13	30
	計	23									3	7	1	6	4	19	28	91
		25.3									3.3	7.7	1.0	6.6	4.4	20.9	30.8	100%
冬	12	1									1	1	2	5	11	10		31
	1	1									1	1	1	3	2	12	10	31
	2	1									2			1	2	11	9	26
	計	3									2	4	3	9	15	33	19	88
		3.4									2.3	4.6	3.4	10.2	17.0	37.5	21.6	100%
合 計		56									5	30	24	24	39	74	84	336
		16.7									1.5	8.9	7.1	7.1	11.6	22.1	25.0	100%

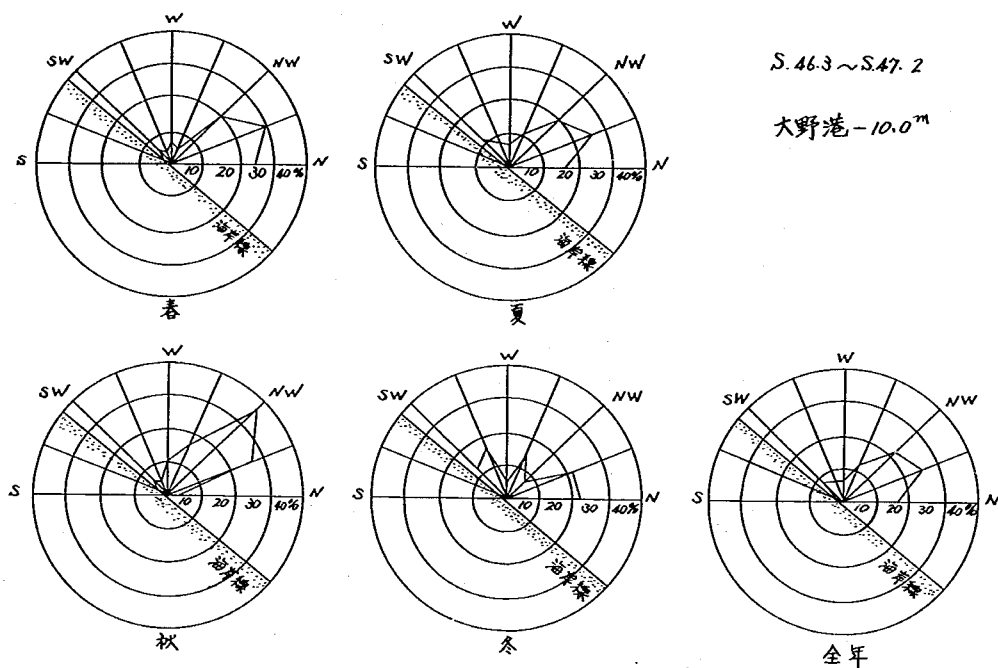


図 1-13-1 季節別波高頻度図

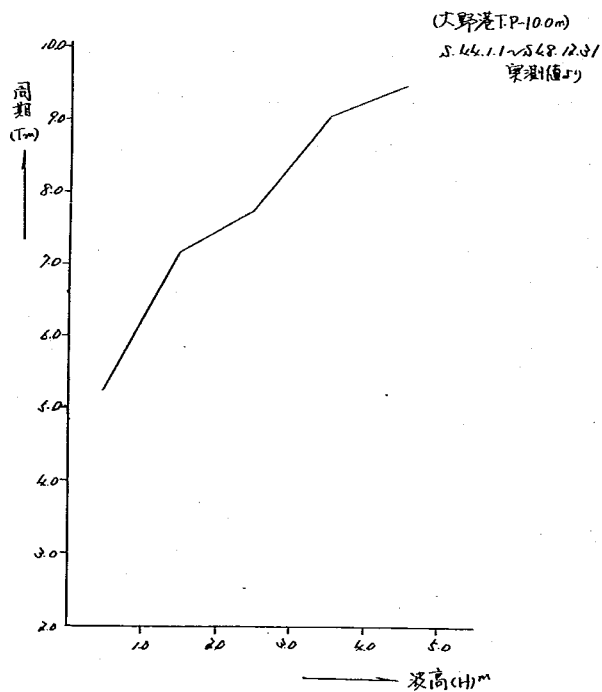


図 1-13-2 現地の波高一周期相関図

10, 図1-13の如く波向としてはNW方向が卓越する。

1-9 潮 位

手取川の望望平均満潮位はT.P. 0.46m, 望望平均干潮位はT.P. +0.006mであり, 計画高潮位はT.P. 1.2mとなっている。

なお犀川河口の金石港の高潮位の観測例を示すと, 表1-11のとおりである。

これによれば昭和26年~46年の間に発生した最大潮位は1.38mとなっている。日本海側における河口入退潮量の影響は小さく, 河口閉塞におよぼす影響はないものと考えられる。

表1-11 潮 位

(S28~S46)

観測所名	順 位	生起年月日	潮 位(m)	備 考
金石港	1	S28. 8. 24	1.38	潮位確率2年0.95m
	2	S40. 9. 18	1.23	5年1.04
	3	S31. 8. 18	1.20	10年1.35
	4	S39. 7. 4	1.19	50年1.65
	5	S34. 7. 11 S43. 8. 28	1.18	100年1.78

1-10 河口砂州の変化

河口部の一般平面図を図1-14

に示す。これによると河口には左岸から延びた河口砂州が存在するが, この砂州は流量増, 波浪変化に応じて変形していく。この変化の過程を図1-15に示す。これによれば, 昭和9年洪水における多量の土砂排出のため, 右岸側で約400m, 左岸側で約200mの砂州が沖合に延びた形で形成された。その後の砂州形状は, 波浪, 流量の変化によって時々刻々の変動を見せているが, 昭和30年頃から開口部が右岸側に固定化するようになった。これは, 左岸側に低水護岸を施工したことによる影響が大であったようだ。この左岸側から発達した砂州は昭和36年の第2室戸台風(ピーク流量約4,000 m³/s)後現在まで15年間フラッシュされていない。なお砂州がフラッシュされる流量は, 図1-15と洪水ピークの記録より2,000 m³/s前後の洪水のようだ。

また図1-16は季節別にみた河口変化図であるが, この図より季節別の平均的な砂州開口幅を求めると

春(3~5 月)	約50m
夏(6~8 月)	約90m
秋(9~11 月)	約50m
冬(12~2 月)	約0~30m

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。

図1-17は, 河口開口幅と中島の5日間半旬流量との相関を示したものである。中島流量は, 扇状地において伏流水となるため河口流量を忠実に反映していないが, 一つの参考資料になろう。これによると流れによる維持可能開口幅は, 非常に小さく中島流量100 m³/sで10m前後, 10 m³/sで2~3

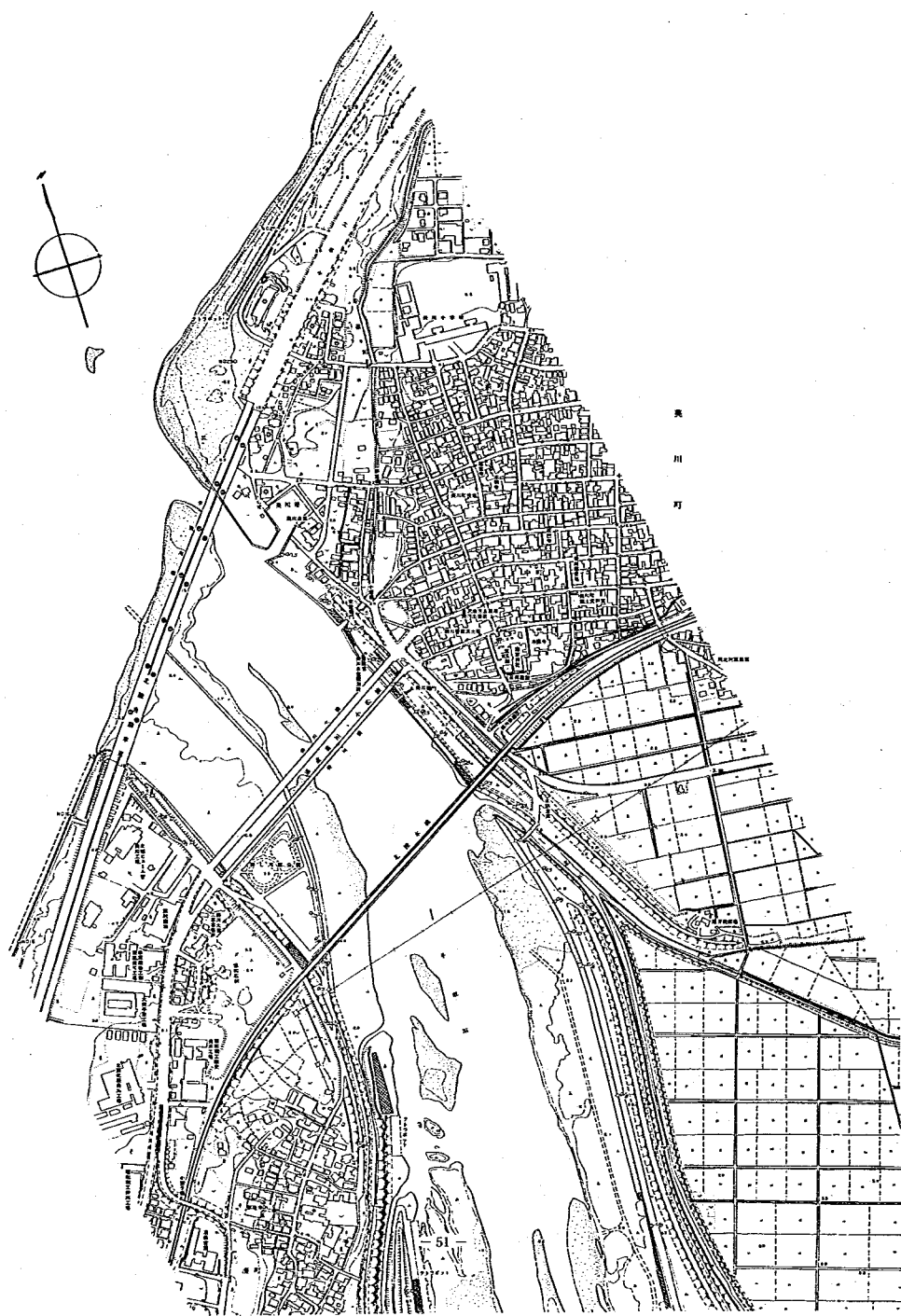


图 1 - 1 4 手取川河口平面图

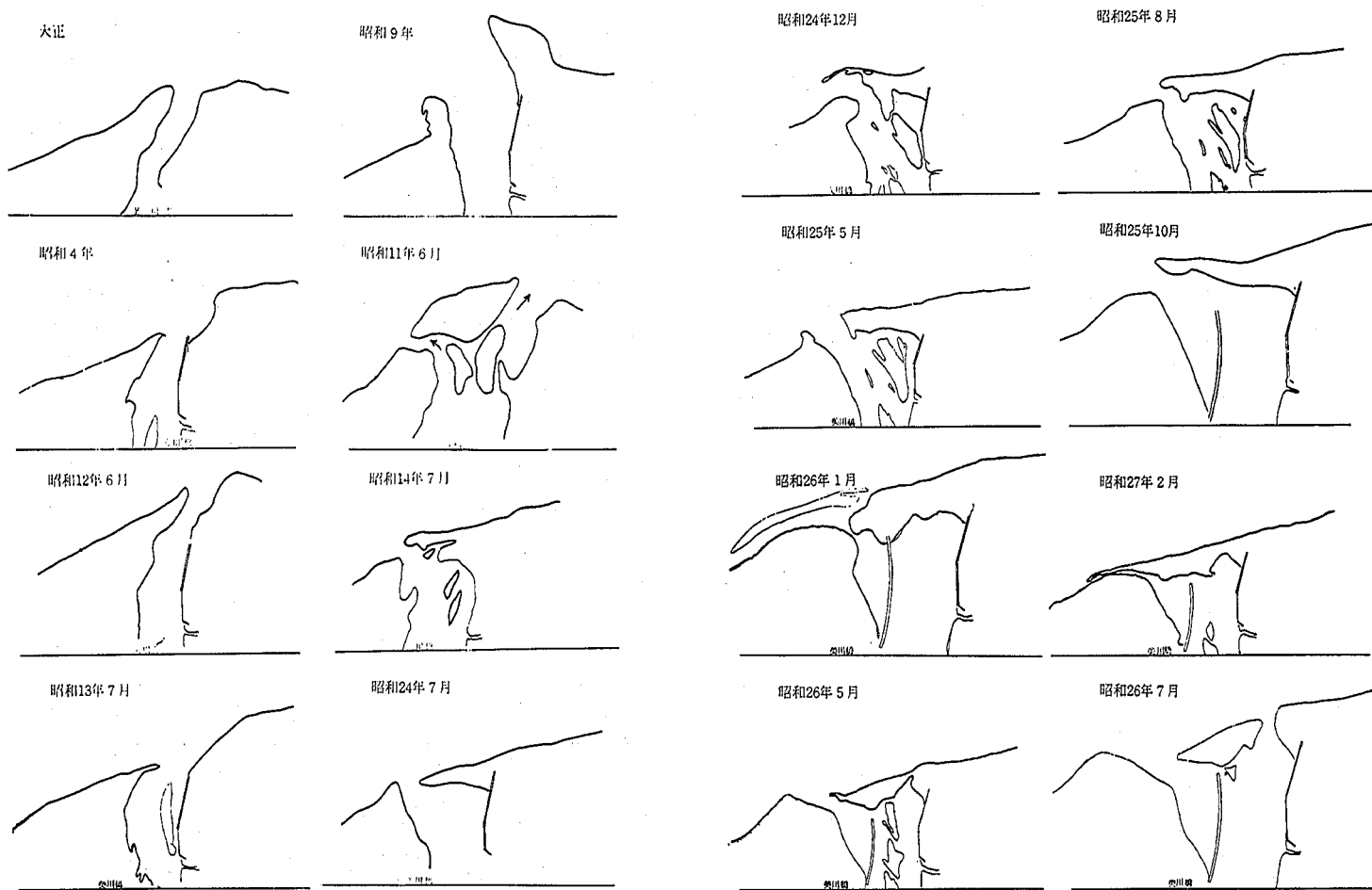


図 1 - 1 5 (a) 河口付近汀線経年変化図 (手取川)

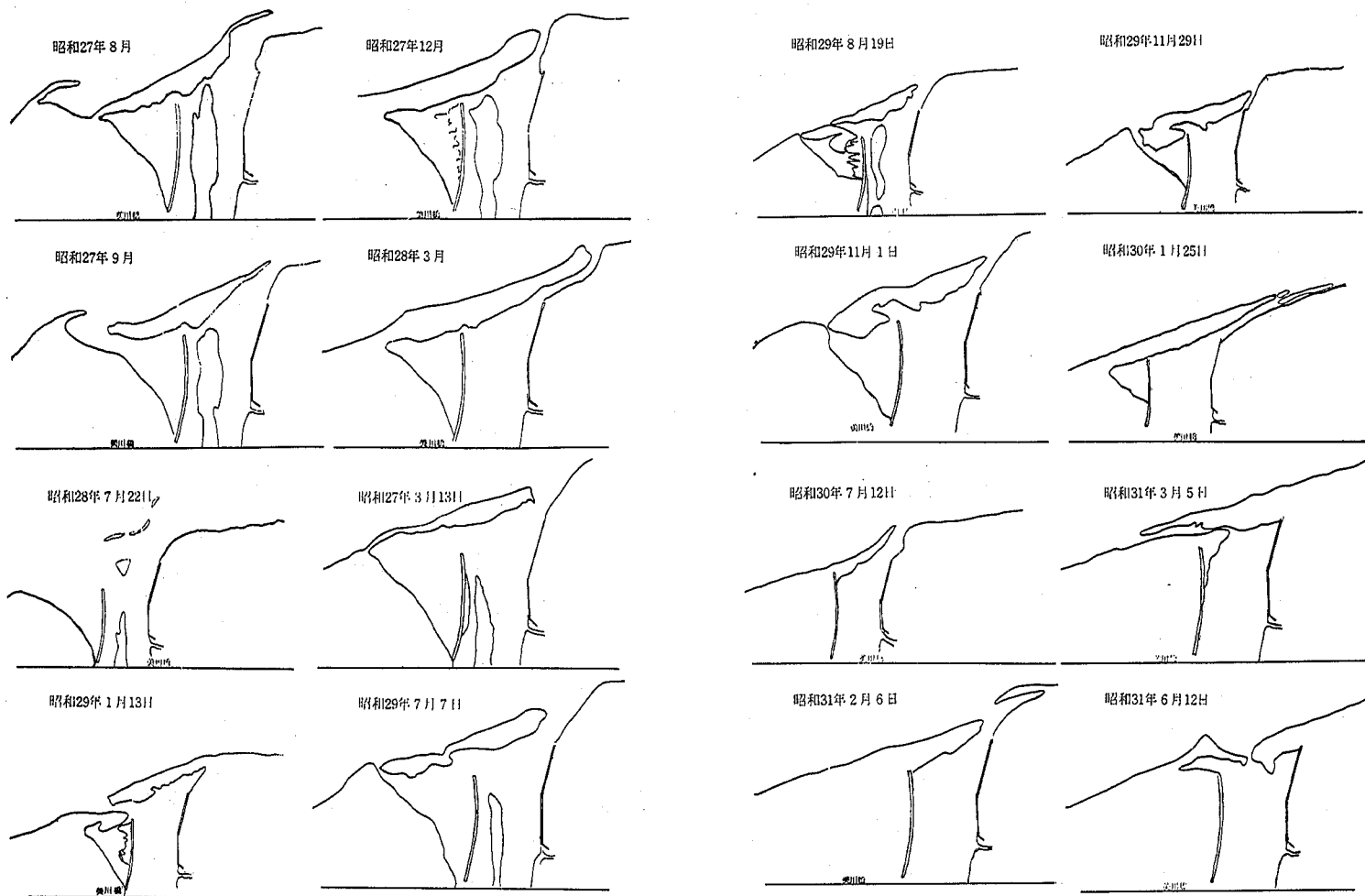
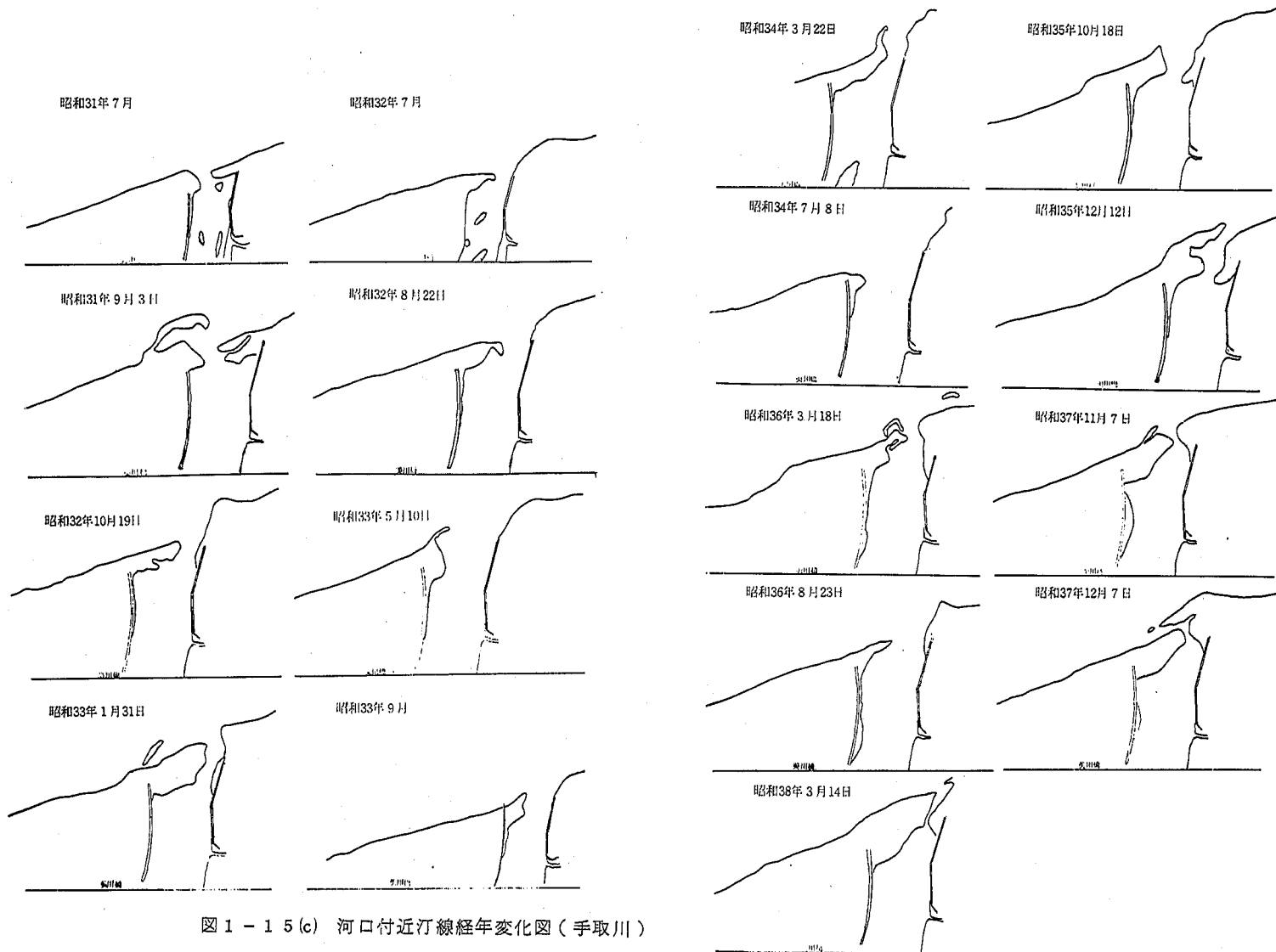


図 1 - 1 5 (b) 河口付近汀線経年変化図 (手取川)



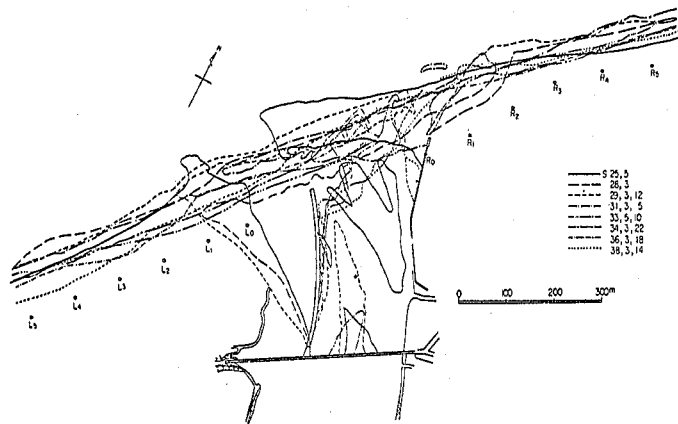


图 1 - 16 (a) 手取川河口変遷図 (3 月 ~ 5 月)

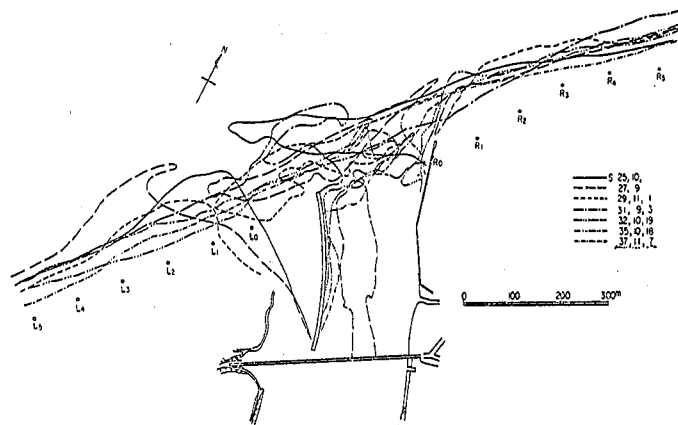


图 1 - 16 (c) 手取川河口変遷図 (9 月 ~ 11 月)

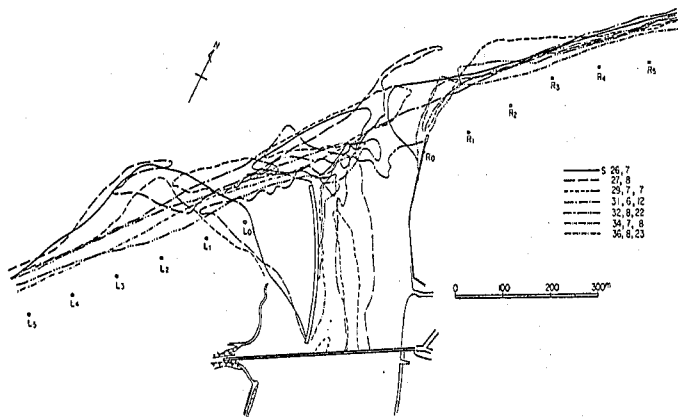


图 1 - 16 (b) 手取川河口変遷図 (6 月 ~ 8 月)

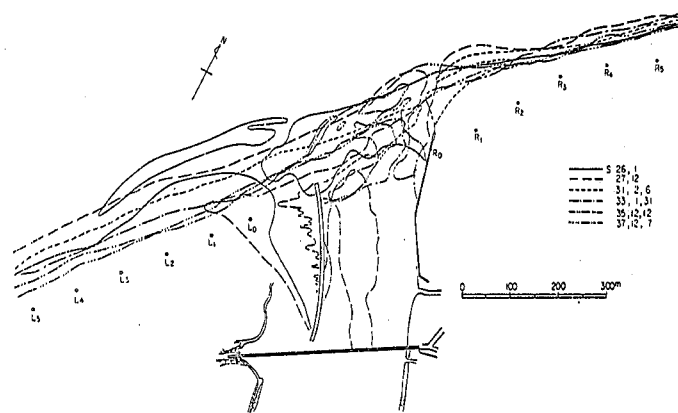


图 1 - 16 (d) 手取川河口変遷図 (12 月 ~ 2 月)

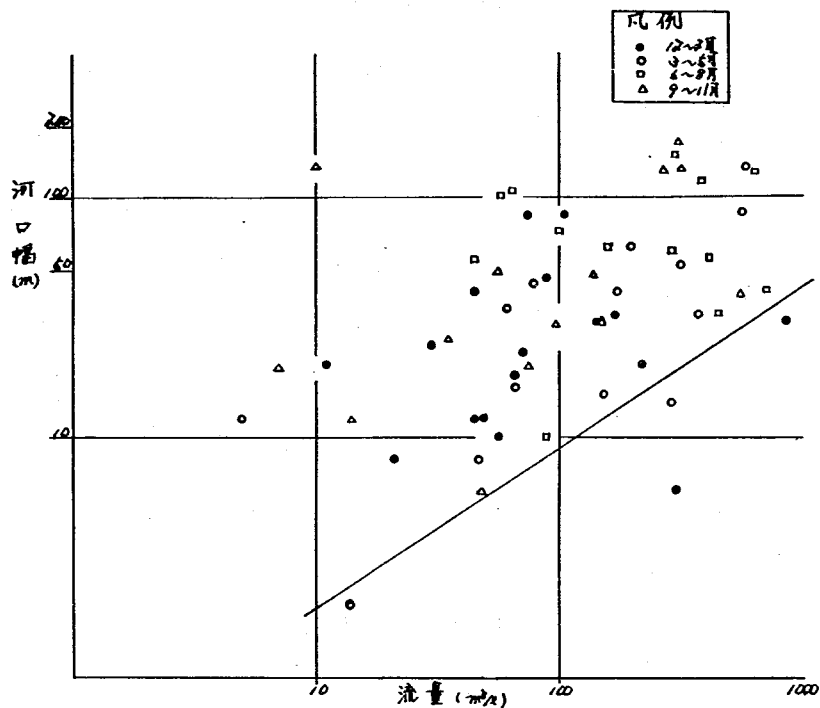


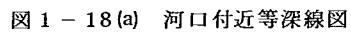
図 1-17 河口幅～流量図

m にすぎない。

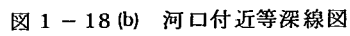
1-11 河口附近の水深

手取川河口附近の深線図を図 1-18 に示す。これによると砂州上流右岸側に主流部があり、水深 $4 \sim 5 m$ の深掘れ部がある。この主流部の幅は $100 m$ 前後であり、春の融雪出水に対応した深さ、主流幅になっているものと考えられる。冬季に砂州が延び開口幅が小さくなると開口部の水深は浅くなり、波によって砂が打ち上げられていることがわかる。

図 1-19 は河口前面の海部の等深浅図であるが、河口前面は、手取川の流出土砂のため浅くなっている。この浅い部分は、手取川の流出方向が右岸側に傾いているため右岸側により土砂を堆積している。沿岸砂州は沖合 $500 m$ 附近に有る。



A scale bar representing 50 meters, consisting of a horizontal line with vertical tick marks at intervals, and the text "50m" at the right end.



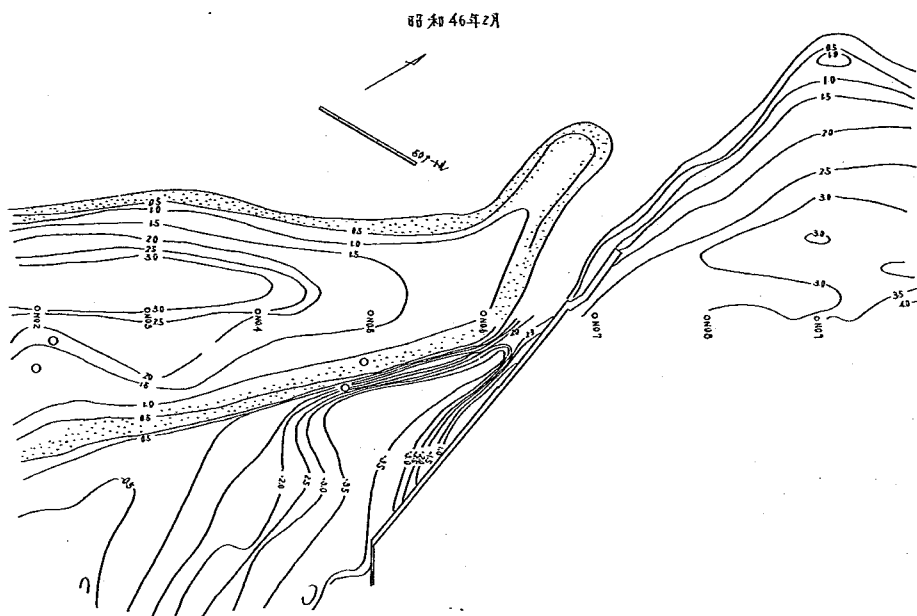


図 1 - 18 (c) 河口付近等深線図

s. 47.4 測量

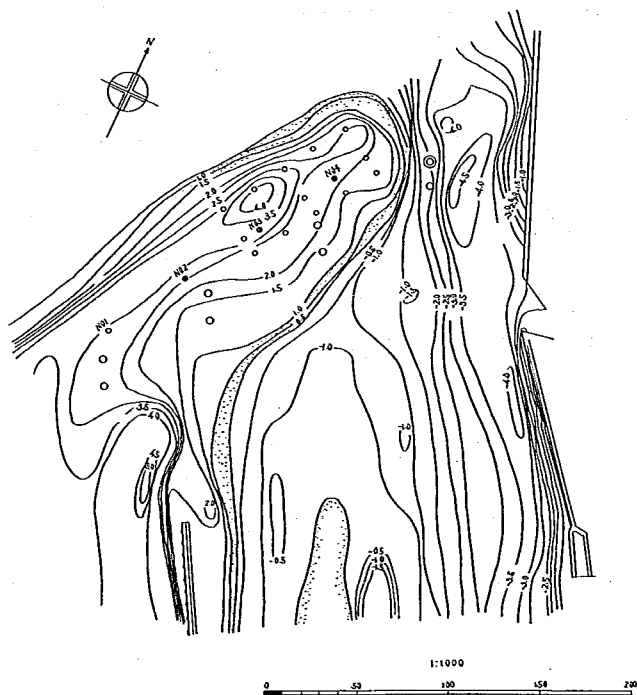


図 1 - 18 (d) 河口付近等深線図

— 26 —

2 章 模型実験の相似律

2-1 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。

○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なせば、

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

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

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

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

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

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

ここで $V_p/V_m = V_r$, $\frac{t_p}{t_m} = t_r$, $h_p/h_m = h_r$, $X_p/X_m = X_r$, $\frac{n_p}{n_m} = n_r$, $\frac{-i_p}{-i_m} = i_r$ とおくと

(2-5)式は

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

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

水平縮尺 X_r , 鉛直縮尺 h_r を選べば、

(2-6)式より

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

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

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

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

となる。なお断面積と流量の縮尺はそれぞれ

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

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

となることは明らかである。

○河床面の相似性について

固定床の模型の場合、河床面を幾何学的相似に形づくっておけば問題はないが、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(2-8)式で求めたものと異なり、両方を同時に満足できないのが普通である。しかし流れの不定流効果があまり大きくなければ、河床変化の相似性より求めた時間縮尺を模型に使った方が、より現地現象にあった結果を得ることが期待できる。

河床変化の時間縮尺は次のようにして求まる。河床流砂の連続式は

$$\frac{\partial Z}{\partial t_s} + \frac{1}{(1-\lambda)} \frac{1}{B} \frac{\partial Q_s}{\partial x} = 0 \quad \dots\dots\dots (2-13)$$

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。(2-13)式より流水に関する相似性を求めたのと同様な方法で

$$t_{sr} = (1-\lambda)_r \cdot X_r \cdot h_r \cdot q_{sr}^{-1} \quad \dots\dots\dots (2-14)$$

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。

○ n_r について

n_r は(2-10)式によって水平、鉛直縮尺が決まると固定される。固定床模型実験の場合 n_r は河床面に粗度石等をあてて合わせることができる。しかし移動床の場合、流れによって河床形態を変化させ、一般に粗度の相似が成り立たない。それではどのような条件下で粗度の相似性が成立するか考えてみよう。

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

$$f = 1/8 (U_m/U_*)^{-2} = \frac{8gn^2}{R^{1/3}} \quad \dots\dots\dots (2-15)$$

である。今 f_r を求めると

$$f_r = \frac{g_r n_r^2}{R_r^{1/3}} = \frac{h_r^{4/3} \cdot X^{-1}}{h_r^{1/3}} = h_r \cdot X_r^{-1} \quad \dots\dots\dots (2-16)$$

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

平均流速公式として対数公式を使えば

$$U_m/U_* = (6.25 + 5.75 \log_{10} R/k_s) \quad \dots\dots\dots (2-17)$$

であり、(4-26)式より $(U_m/U_*)_r = 1$ であるには $(R/k_s)_r = 1$ つまり、 $k_{sr} = h_r$ 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 $k_s \approx d$ であり $d_r \approx h_i$ 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 のように粒砂によるまさつ抵抗以外に形の抵抗を含む。よって、河床形態を決める無次元量を模型と現地で同一とすることが必要であろう。

○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、

$$\pi_\lambda = f(u_* d / \nu, u_*^2 / \text{sgd}, H/d, B/H, S, d/\sigma) \quad (2-18)$$

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 ; 底質の水中相対密度 ($\rho_s / \rho - 1$), H ; 水深, g ; 重力加速度, B ; 川幅, σ ; 底質の標準偏差,

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

$$\pi_\lambda = f(u_*^2 / \text{sgd}, H/d, B/H, S) \quad (2-19)$$

となることが分っている。⁴⁾

(2-19) 式によれば、無歪の模型で粒径を長さスケールの縮尺によって縮めた材料を移動床材料とすれば、粗度、河床変動、流れの相似性が成立することを示している。河床材料が混合粒径の場合には粒度分布を模型と現地で同一とすれば良い。なお時間スケールは長さ÷速度であるから、フルードの相似則より求まる時間と等しい。

○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、

$$u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = -g \frac{\partial h}{\partial x} + E_x \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + E_y \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \quad (2-20)$$

$$u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = -g \frac{\partial h}{\partial y} + E_x \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + E_y \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \quad (2-21)$$

が基礎方程式であり、今代表的なスケールにサフィクス O を付け、 $V_* = v/v_o$, $h_* = h/h_o$, $y_* = y/y_o$, $x_* = x/x_o$, $U_* = U/v_o$ なる無次元量を (2-20) に代入すると

$$U_* \frac{\partial U_*}{\partial x_*} + V_* \frac{\partial U_*}{\partial y_*} = -\frac{g h_o}{U_o^2} \frac{\partial h_*}{\partial x_*} + \frac{E_x U_o}{x_o^2} \frac{\partial^2 U_*}{\partial x_*^2} + \frac{E_y U_o}{y_o^2} \frac{\partial^2 U_*}{\partial y_*^2} \quad (2-22)$$

(2-21) 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

$$(F_r)_r = \frac{v_o}{g_o h_o} = 1 \quad \text{つまり } v_r = \sqrt{h_r} \quad (2-33)$$

$$(R_{ex})_r = \frac{U_o X_o}{E_x} = 1 \quad \text{つまり } E_{xr} = U_r X_r \quad (2-34)$$

$$(Re_y)_r = \frac{U_o X_o}{E_y} r = 1 \quad \text{つまり } E_{yr} = U_r X_r \quad \dots\dots\dots (2-35)$$

であれば良い。ところで、Free Jet の場合

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

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

ところで $K_r = 1$, $b_r = 1$, $U_{\max r} = U_r$ であるので、(2-34) 式は成立する。また (3-22) 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、流速分布はほぼ相似すると考えられる。

◦ 河口から出た土砂の堆積の相似性について

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

◦ 波の変形に対する相似性について

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

$$\begin{aligned} X_r &= y_r = h_r = \ell_r \\ U_r &= u_r = w_r = h_r^{1/2} \quad \dots\dots\dots (2-36) \\ t_r &= h_r^{1/2} \end{aligned}$$

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

◦ 反射に対する相似性

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

◦ 表面張力の影響

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

◦ 砕波条件に対する相似性について

沿岸近くの海底地形の変形は、砕波によるエネルギーによるところが大きい。ゆえに、砕波点が模型と現地で同一地点でなければ、海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_r/H_o は波長が 2 秒より大きいときは、沖波の波形勾配 H_o/L_o の関数であり、模型を幾何学的相似、フル

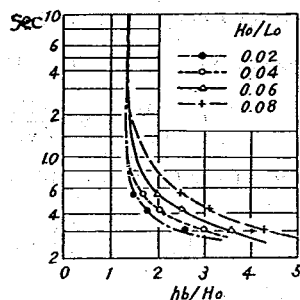


図 2-1 砕波水深におよぼす周期の効果

一 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 2-1 のごとくである。これによれば H_o/L_o の値が 0.02 の場合 $T \geq 0.7 \text{ sec}$ であれば模型の縮尺の影響はないが、 $H_o/L_o = 0.08$ にもなると $T \geq 2 \text{ sec}$ でないと縮尺の効果が入ってくることを示している。

○ 海底部移動床の相似性について

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

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{1}{(1-\lambda)} \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} \quad \dots\dots\dots (2-37)$$

となる。

これより「河床面の相似性について」で述べたと同様な方法で

$$t_{sr} = (1-\lambda) r \cdot X_r \cdot h_r \cdot q_{srx}^{-1} = (1-\lambda) r \cdot Y_r \cdot h_r \cdot q_{sry}^{-1} \quad \dots\dots\dots (2-38)$$

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

$\lambda_r = 1$ とし、(2-38) は

$$t_{sr} = \ell_r^2 \cdot q_{srx}^{-1} = \ell_r^2 \cdot q_{sry}^{-1} \quad \dots\dots\dots (2-39)$$

となる。(2-39) 式より $q_{srx} = q_{sry}$ であり、方向に無関係な漂砂量 q_s は、

$$t_{sr} = \ell_r^2 \cdot q_{sr}^{-1} \quad \dots\dots\dots (2-40)$$

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。

○ 海床変化の相似性について⁵⁾

均一粒径海床の場合、海床変化の相似性は、

$$h/L_o = f(X/L_o, H_o/L_o, \sqrt{gH_o/w_o}, S, \sqrt{\nu} (H_o)^{1/4} g^{3/4}/w_o^2, i_o) \dots (2-41)$$

で表わせる。⁵⁾ 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_o , L_o ; 沖波波高と波長、 w_o ; 沈降速度、 i_o は初期形状。

よって、 H_o/L_o , $\sqrt{gH_o/w_o}$, 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_o/L_o と $\sqrt{gH_o/w_o}$ 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 $\sqrt{\nu} (H_o)^{1/4} g^{3/4}/w_o^2$ の影響を受けるが、模型実験の目的から言えば砕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良いと思われる。なお $\sqrt{gH_o/w_o}$ は底質の動きやすさの指標と考えると良い。

○塩水くさびが相似性におよぼす影響について

河口が導流堤によって守られると河口水深が増加し、河口には弱混合の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。

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

などが^ある。洪水の実験の場合には流砂の海部での堆積の仕方には違いを生じるであろう。波による砂州の発生の実験には、河水の影響が小さめになる恐れがある。

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

2-2 手取川河口模型実験における模型縮尺について

模型実験は、河川流（洪水）と波の実験を同一模型で行なうため無歪とした。縮尺は1/60である。よって

○力学的相似はフルードの相似則より

$$\begin{aligned} X_r &= h_r = 1/60 & Q_r &= 60^{5/2} = 27,886 \\ V_r &= 60^{1/2} = 7.75 & t_r &= 60^{1/2} = 7.75 \\ A_r &= 60^2 = 3,600 & n_r &= 60^{1/6} = 1.98 \\ I_r &= 1 \end{aligned}$$

となる。これによって力学的相似にするための流量、時間、粗度等の模型上の値は決まる。ただし粗度は移動床模型実験の場合、模型に使う河床材料に従属であり、自由に変化させることはできないので、(2-19)式にしたがう底質材料を選ぶことが必要である。

○流砂量、粗度、河床形態の相似

実験に使用した河床材料は、図2-2に示したごとくの粒度分布を持つ混合河床材料である。現地の河床材料の粒度分布とほぼ似た分布形を持ち、粒径は1/60になっている。したがって流砂量の相似、粗度の相似、河床形態の相似が成立するものと思われる。

なお砂州部の現地粒径は小さいので、砂州のフラッシュを相似にするために砂州部のみ石炭粉（ $d = 0.021 \text{ cm}$, $s = 0.5$ ）を使った。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型式が良く合うとされている。⁴⁾ Brown型式は

$$q_s/u_* d = \alpha \{ u_*^2 / s g d \}^2 \dots\dots\dots (2-42)$$

であるから(3-14)式より

$$t_{sr} = (1-\lambda)_r s_r^2 \cdot d_r \cdot h_r^{-4} \cdot x_r^{7/2} \dots\dots\dots (2-43)$$

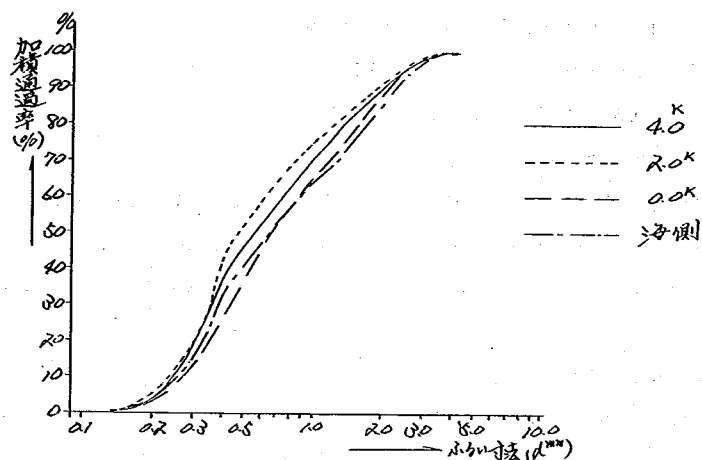


図 2 - 2 粒 度 分 布

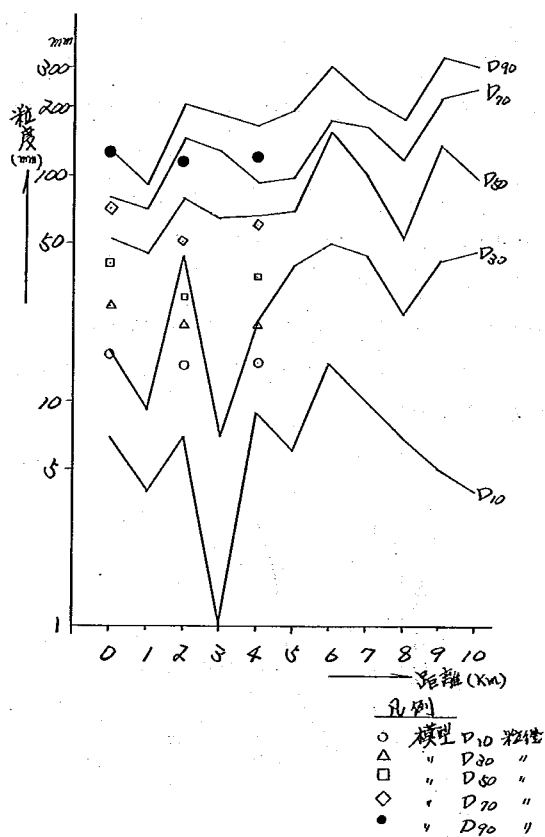


図 2 - 3 現地粒径と模型粒径の比較

となる。 $s_r = 3$, $(1-\lambda)_r = 1$, $h_r = x_r = 60$ であるから

現地粒径 $d_m = 1\text{mm}$ とすると $t_{s,r} = 5.53$

$d_m = 0.5\text{mm}$ とすると $t_{s,r} = 2.77$

$d_m = 2\text{mm}$ とすると $t_{s,r} = 11.06$

となる。砂州部の粒径は $d = 0.5\text{mm}$ と砂利まじりの二峰性となっているが砂分が多く、 $d = 0.5\text{mm}$ の砂が大部分を占める。一方フルード則で実験を行なうから $t_{s,r} = 7.75$ であり、模型の砂州のフラッシュ程度はほぼ相似と考えられる。なお実際には模型に使用した石炭粉は砂まじりであり、実験は安全側と考えて良い。

○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 5cm 以上であるので表面張力波の影響はほとんど無い。また模型は幾何学的に相似に作ってあるので反射の相似はほぼ成立していると思われるが、導流堤、護岸を完全には幾何学的に相似には作らず、簡略化してあるので多少の反射率の相違が有るものと思われる。砕波点は周期がほぼ 1sec 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かであるかが問題である。

石炭粉の沈降速度 $w_0 = 1\text{cm/sec}$ であり、一方現地砂の粒径は汀線附近で $d_{s0} = 0.05\text{cm}$, $w_0 = 6\text{cm/sec}$ によって

$$(\sqrt{gH_0/w_0})_r = \sqrt{60/6} \div 1.3$$

沖側の海底砂の粒径は $d_{s0} = 0.02\text{cm}$, $w_0 = 2.6\text{cm/sec}$ によって

$$(\sqrt{gH_0/w_0})_r = 7.75/2.6 = 3.0$$

となり、汀線附近の底質の動きやすさはほぼ同じであるが、沖に行くに従い現地に比べ模型は動きにくいという結果になる。このことは海床変化の相似性はあまり良いとは言えないことを示し、模型実験結果は参考程度にとどめることを示している。

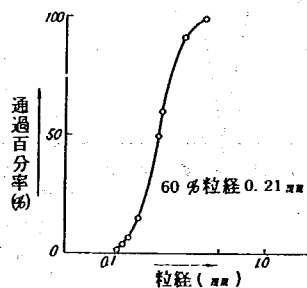


図 2-4 石炭粉粒度分布

3 章 実験ケースと実験方法

3-1 実験施設

模型実験を行なう場合、実験目的の解が得られるように模型範囲を選ばなければならない。模型実験は、現地のある範囲を取り出して行うのであり、境界条件（模型の周辺）の考察が特に必要である。河口模型実験では特に、海部の汀線をどこまで模型に取るかを考えておかなければならない。

手取川模型は水平鉛直縮尺とも $1/60$ 、モルタル製で、その上に河床材料を敷き、現地の地形と幾何学的相似にすることができる。模型の範囲は図 3-1 に示すように、河道は上流 4.0 Km まで、外海部は 1.5 Km 程度沖合まで入るようにした。

模型上流端には量水槽および整流装置を設け、定ヘッド水槽から所定の流量を与えることができる。一方模型下流端には、下流端水位調節用のフラップゲートを 6 門取り付けである。

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

3-2 実験の概要

実験は先ず河床整形から始まる。実験準備で作製した横断指示書に従って約 0.2 Km（現地）間隔に基準帯を作製する。次に基準帯をつないで、帯間を整形する。帯と帯との間は原則として直線変化するものとしたが、特に変化のある個所については平面図を参考にして修正を加えてできるかぎり現地の状態に近づくように心掛ける。河床整形完了後、整形した河床が通水の初期に崩壊しないように模型の上下流から模型内にゆっくりと注水する。一定量の注水が完了したところで所定の下流端水位、流量、波をあたえて実験を始める。実験中は所定の位置、所定の時間に水位、流速、波高、河床高を測定する。また流況を見るためにフルオレッセン溶液を投下し、流況を写真撮影する。実験後、模型内の水をゆっくり排水し、河床横断測量を実施する。また海部は写真撮影によっても河床高を把握する。これによって河床の変化を調べる。水位はポイントゲージによって、波高は容量式波高計によって計り、ペンがきオシログラフに記録され、波高、周期を知ることができる。

3-3 実験ケース

手取川河口模型実験で行った実験ケースを表 3-1、表 3-2 に示す。

ケース 1-1 は、河道の粗度、河床形態の相似性を把握するために行なったものである。検証のための洪水として昭和 47 年 9 月 17 日洪水 ($Q_{\max} = 2,401 \text{ m}^3/\text{s}$) を選んだ。河道部は洪水前の昭和 46 年 11 月測量結果を使った。砂州部は洪水前の測量がなされていないので昭和 47 年 4 月測量結果を使い、海浜部は昭和 46 年 8 月測量の形状を使った。潮位は、金沢港検潮所当日の平均潮位 T.P. 0.60 m を使用した。なお上流端は流れによって模型材料が運ばれ河床低下が生じるため、河床低下に応じて

表 3 - 1 実験条件一覧表

実験番号	実験の種類	流 量	潮 位	備 考	備 考	給砂量
1-1	検証実験	S. 47年9月17日 洪水 $\frac{m^3}{sec}$ $Q_{max}=2,401$	金沢港検潮所当日の 平均潮位 T.P. 0.60m	河道S.46年11月測量, 砂 州部S.47年4月測量, 海 浜S.46年8月測量の形状	フルード則の時間縮尺にて 実験	$\frac{cm^3}{sec}$ 6.96
1-2	本 実 験	計画ハイドログラフ	既往最高潮位 T.P. 1.21m	河道S.48年9月測量, 砂 州部S.48年2月測量, 海 浜S.47年10月測量の形 状にて実験	1-1の実験結果より時間 縮尺はフルード則, しかし 砂州部を石灰粉にて整形	11.46
1-3	本 実 験 計画断面	定 流 $\frac{m^3}{sec}$ $Q = 1,500$	平均潮位 T.P. 0.2m	実験1-2と同様の形状に 整形し導流堤を約300m 沖合まで出す	河口右岸側に導流堤を出す 幅B=150m, 河床高は T.P.-3.0mより高い部分 のみ T.P.-3mまで掘削	10.31
1-4	" "	計画ハイドログラフ $\frac{m^3}{sec}$ $Q_{max}=5,000$	T.P. 1.21m	実験1-3終了後の形状に て実験		13.96
1-5	本 実 験 計画断面2	定 流 $\frac{m^3}{sec}$ $Q=1,500$	T.P. 0.2m	実験1-2と同様の形状で 導流堤の位置を変更	導流堤幅B=100mとし 上流部は0.0K 河床高は実 験1-3と同じ, 現状左岸 低水護岸壊	
1-6	"	計画ハイドログラフ $\frac{m^3}{sec}$ $Q_{max}=5,000$	T.P. 1.21m	実験1-2と同様の形状に 整形, 但し導流堤内は実験 1-5終了後の形状	導流堤長を上流端より70m 短かくすると実験1-5と 比較して現状右岸低水護岸 1-5同様美川大橋より下 流で取り除く。	20.51

表 3 - 2 実験条件一覧表

試験番号	波高	周期	河川流量	潮位	入射波高	H ₀	L ₀	H ₀ /L ₀	模 型 の 形 状	備 考
2-1	$\frac{m}{2}$	$\frac{sec}{7.5}$	0	$\frac{m}{0.2}$	N55°W	$\frac{m}{2.15}$	$\frac{sec}{87.75}$	0.0245	河道部S.48年9月測 量の形状, 海浜部S.47 年10月測量の形状に 整形	汀線へ直角方向より波 を与える。波の作用時 間は10時間。
2-2	4	9.3	0	0.2	N55°W	4.10	134.92	0.030	実験2-1終了後の形 状	実験2-1終了後, 波 浪条件を変え5時間波 を作用させる。
2-3	1	6.3	0	0.2	NW	1.09	61.92	0.0176	実験2-1と同形状 但し石岸側の汀線をS. 49年6月現在の形状 に変更	汀線に対し10°東へ偏 した方向から波を入射 させる。波の作用時間 は10時間。
2-4	1	6.3	0	0.2	N65°W	1.09	61.92	0.0176	実験2-3と同形状に 整形	汀線に対し10°西へ偏 した方向から波を入射。 波の作用時間は10時 間。
2-4'	4	9.3	0	0.2	N65°W	4.10	134.92	0.030	実験2-4終了後の形 状	実験2-4終了後, 波浪 条件を変え, 時化波浪 を与えて海浜形状の変 化のみを観察。

適宜補給を行っている。

ケース 1-2 は現状河道に計画高水流量 ($Q_{\max} = 5,000 \text{ m}^3/\text{s}$) 規模の洪水時の河口水位、砂州のフラッシュ状況、河道状況を把握するために行ったものである。河道部は昭和 48 年 9 月測量、砂州部は昭和 48 年 2 月測量、海浜部は昭和 47 年 10 月測定の結果を用いて整形した。潮位は既応最高潮位の T.P. 1.21 m とした。なお砂州部は、ケース 1-1 の結果より本ケース以後は石炭粉で整形を行った。

ケース 1-3 は導流堤を作った場合の導流堤内河床高を把握するために行ったものである。河床はケース 1-2 と同様に整形した。ただし導流堤を沖合 300 m まで出し、導流堤幅を 150 m とした。導流堤内の河床は T.P. -3 m より高い部分のみ T.P. -3 m まで掘削した。流量は河床高を支配すると考えられる $1,500 \text{ m}^3/\text{s}$ を使い、潮位は平均潮位 T.P. 0.2 m とした。

ケース 1-4 はケース 1-3 の導流堤が施行された場合の計画高水流量時の水位を把握するために行ったものである。ケース 1-3 によって導流堤内水深が大きかったので、波によって埋没しないと思われたので、ケース 1-3 後の河床を初期河床として実験を行った。

ケース 1-5 は、導流堤幅 100 m とした場合の導流堤内河床高を把握するために実験を行ったものである。河道、海部はケース 1-2 と同様に整形し、導流堤内は T.P. -3 m より高い部分のみ T.P. -3 m まで掘削した。流量は $1,500 \text{ m}^3/\text{s}$ とし、潮位は T.P. 2 m とした。

ケース 1-6 は、ケース 1-5 の導流堤設置後に計画高水流量程度の洪水が来襲した場合の河口水位の把握のために行ったものである。河道、海部はケース 1-2 と同様に整形し、導流堤内は実験 1-5 終了後の形状にて整形した。ただし砂州頂は T.P. 3 m とし、導流堤海側先端より堤内に 60 m は河床高を T.P. -3 m と高くした。また導流堤はケース 1-5 の実験結果を考慮して、河道側の長さを 70 m ばかり短かくし、また導流堤の先端（河道側）の洗掘を防ぐために碎石で根固めを行った。

ケース 2-1 から 2-4 は、波による汀線変化、導流堤内河床変化を見るために行ったものである。導流堤形状はケース 1-6 の形状とした。

ケース 2-1 とケース 2-2 は汀線に直角方向の波による海床変化を調べるために行ったものである。初期形状は河道部昭和 48 年 9 月測量結果、海浜部は昭和 47 年 10 月測量結果に基づいて石炭粉にて整形を行った。ケース 2-1 は波高 2 m、周期 7.5 sec の波を 10 時間、ケース 2-2 はケース 2-1 終了後波浪条件（波高 4 m、周期 9.3 sec）にて継続して実験を行った。

ケース 2-3 は汀線に対し 10° 東へ偏した方向から波を入射させ、東方向からの沿岸漂砂量を導流堤によって止めた場合、汀線がいかに関わるか、導流堤内水深が関わるかを調べたものである。海床形状は 2-1 と同形状としたが、右岸側の汀線を昭和 49 年 6 月の形状に変更し、海床もそれに合わせて少し変えた。これは昭和 49 年において現手取川河口右岸側の浸食が激しく、汀線が後退しているが、導流堤を出せば、どう関わるかを見る目的があった。

ケース 2-4、2-4' は波の入射方向を汀線に対し 10° 西の方向に傾けた場合の汀線変化、導流堤内河床高の変化を見るために行ったもので、実験 2-3 と同形状に海床を整形した。

4 章 模型の相似性に関する検証実験

4-1 検証実験の意義

前々章で述べたように模型実験には種々の相似性に関する問題点が残っている。それゆえ検証実験によって模型上で起こる現象がはたして現地で起こる現象とどれだけ相似しているかを確認、相似性の程度を明らかにしておかなければならない。

相似性確かめるには、水面と河床の時間的変動が現地とどういう対応関係になっているかを確認めれば良い。ここでは洪水時の現象と波による海床変化の二つに分けて相似性について検証してみよう。

4-2 洪水時の現象の相似性に関する検証実験

洪水時の現象を把握するために行った実験で、水位、河川形態、砂州のフラッシュの相似性について検討したものである。

検証実験の対象洪水としては昭和47年9月17日洪水を使用した。3章で述べたごとく、河道、砂州部、海浜部の整形断面は、測量年月日に相異^違が見られ、洪水前の河床、海床形状とはなっていないが、洪水前に行った測量結果のうち最も近いものをを用いているので、それほど形状の相違は無いと考えられる。

検証の対象項目としては、

◦河川砂州のフラッシュ程度

この洪水前後に砂州形状は計られていないが、河口写真が撮映^影されている。この写真によると、河口砂州は北陸自動車道路橋の左岸から3本目の橋脚近くまで砂州がフラッシュされている。(約200mに開く。)

◦河道の粗度の相似性

実験対象区間内に存^ある水位観測所は0.05km右岸の美川観測所のみで、この洪水の痕跡水位もない。ただ昭和36年9月洪水の痕跡水位から $n = 0.033$ としている。

◦河床形態の相似性

手取川下流部は網状河川となっており、この河川形態が模型上で再現しうるのかを、Barの高さ、長さを比較して検討する。

◦河口水位の相似性

河口水位は砂州のフラッシュ程度、河口部の粗度によって変わる。現地美川水位と模型の水位を比較する。

が考えられる。

個々の問題を検討してみよう。

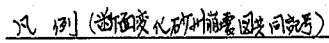


圖 4-1 河口砂州部断面变化平面图 (实验 1-1)

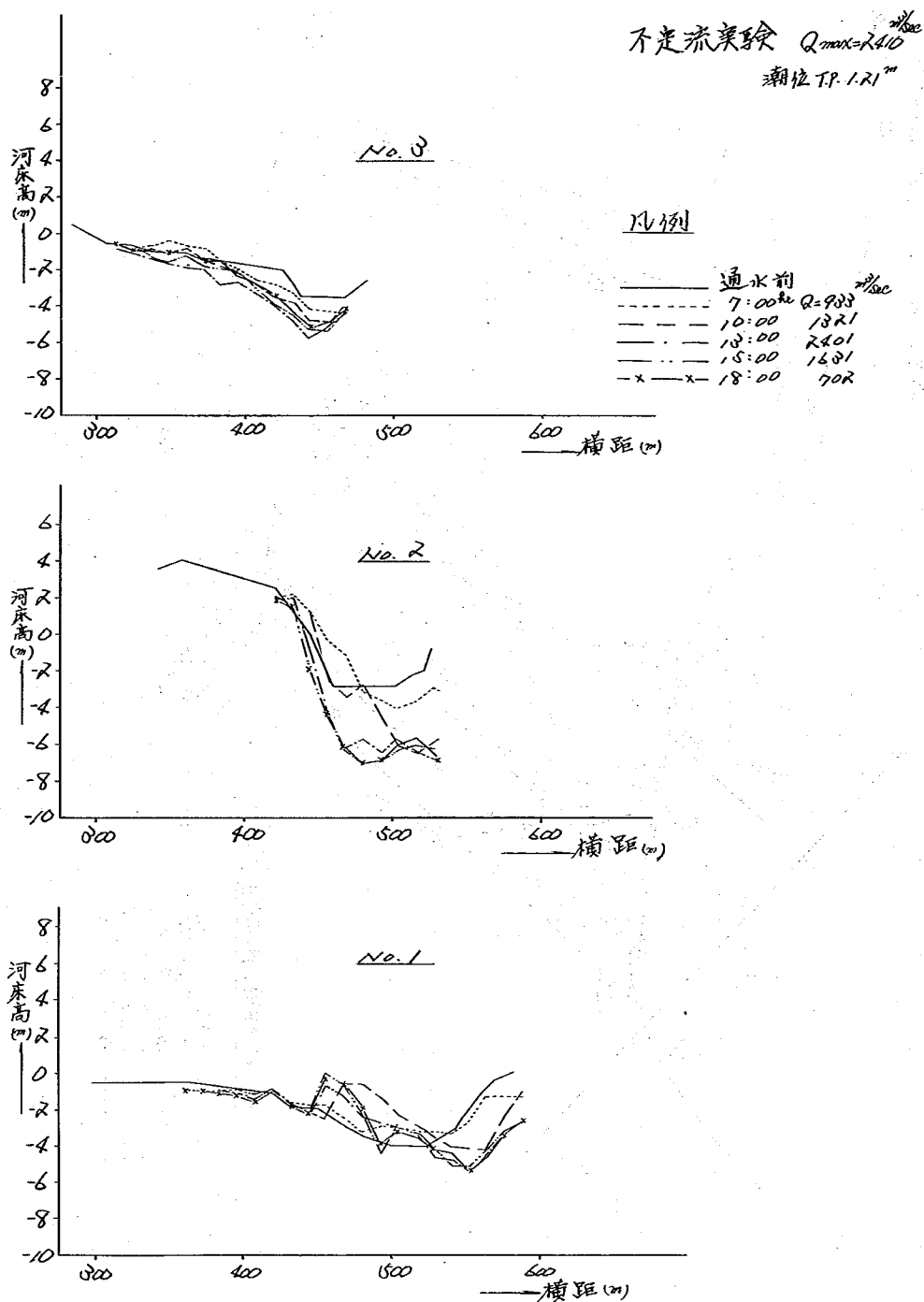


図 4-2 通水中の砂州部横断変化図 (実験 1-1)

○河口砂州のフラッシュ程度

実験開始後7時間目(940 m³/s)位までは砂州の側方への浸食は見られず、右岸側にみお筋があり、そこでの鉛直浸食が大であった。その後砂州の河道側から徐々に側方浸食が見られたが、緩慢であり鉛直方向の洗堀の方が大きいようであった。ピーク時で砂州の側方浸食は初期形状より15 m程度浸食されただけであった。この原因として砂州部の粒径が大きく動かされにくかったことが考えられる。よって砂州部の模型材料としてより動きやすい底質を選ぶ必要があると考えられたので、その後の実験には砂州部は石炭粉を使うことにした。石炭粉で整形した場合の検証実験は行わなかったが、7章で述べるように石炭粉の場合、現地現象にかなり近づけることができたと思われる。

○河道の粗度の検証

河道内に水位観測所が無いので、河道内の粗度の相似(水位の相似)を検討することができないが、 $n = 0.033$ として不等流計算した水位と比較すると、図4-3のごとくであり、ピーク水位は不等流

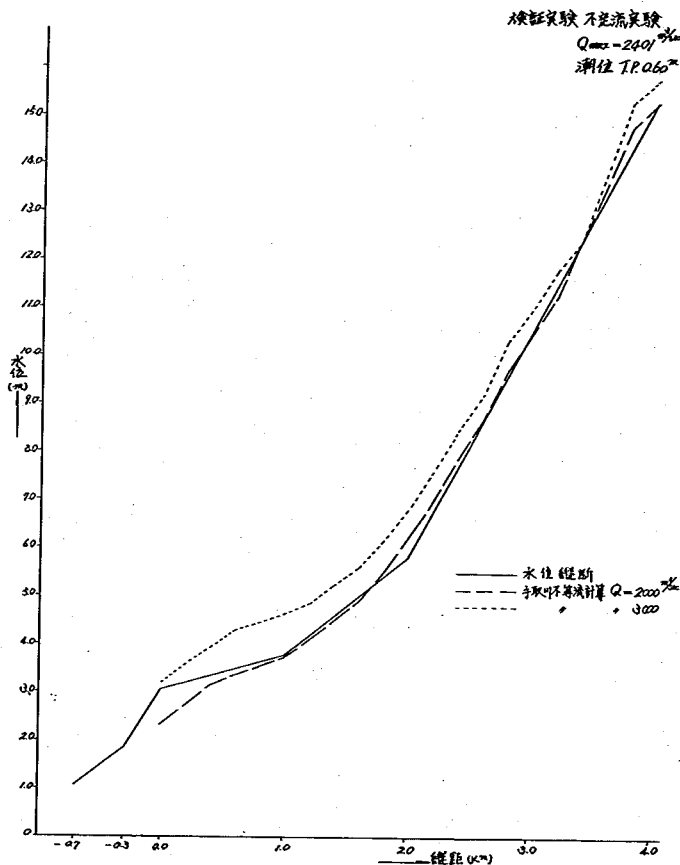


図4-3 水位縦断面図

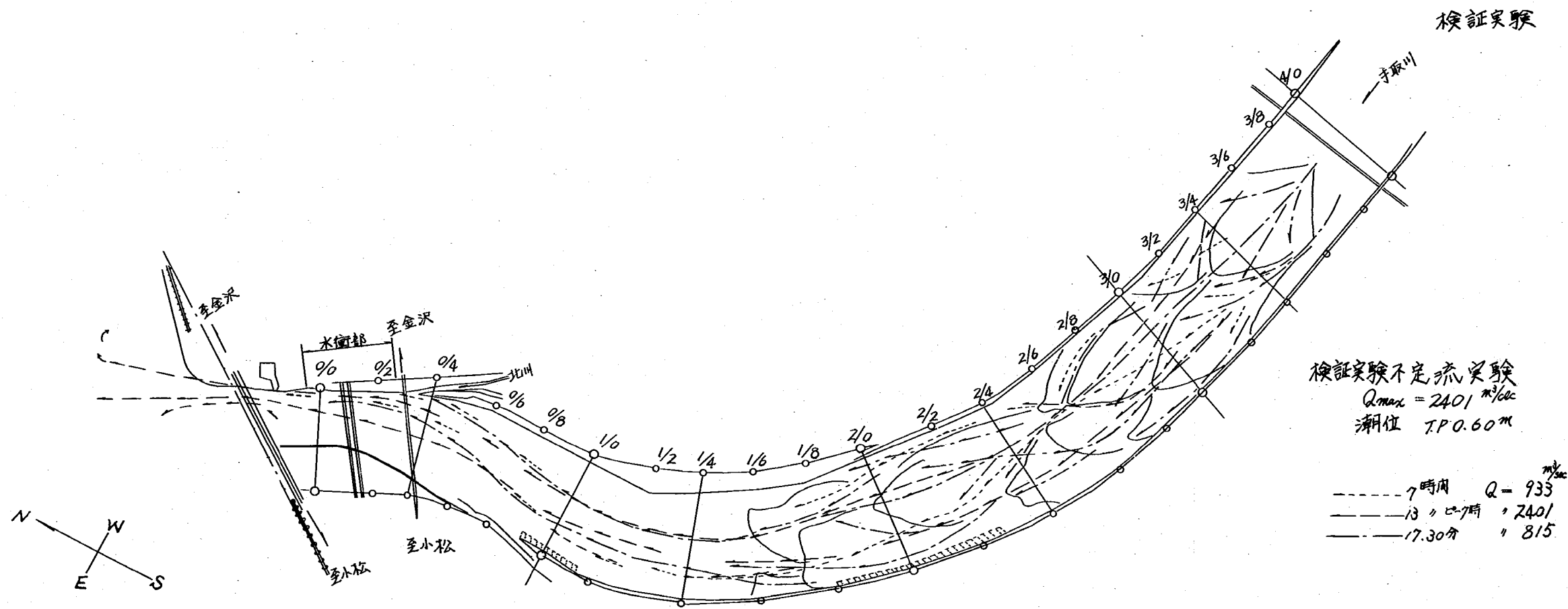


図 4 - 4 流況図 (実験 1 - 1)

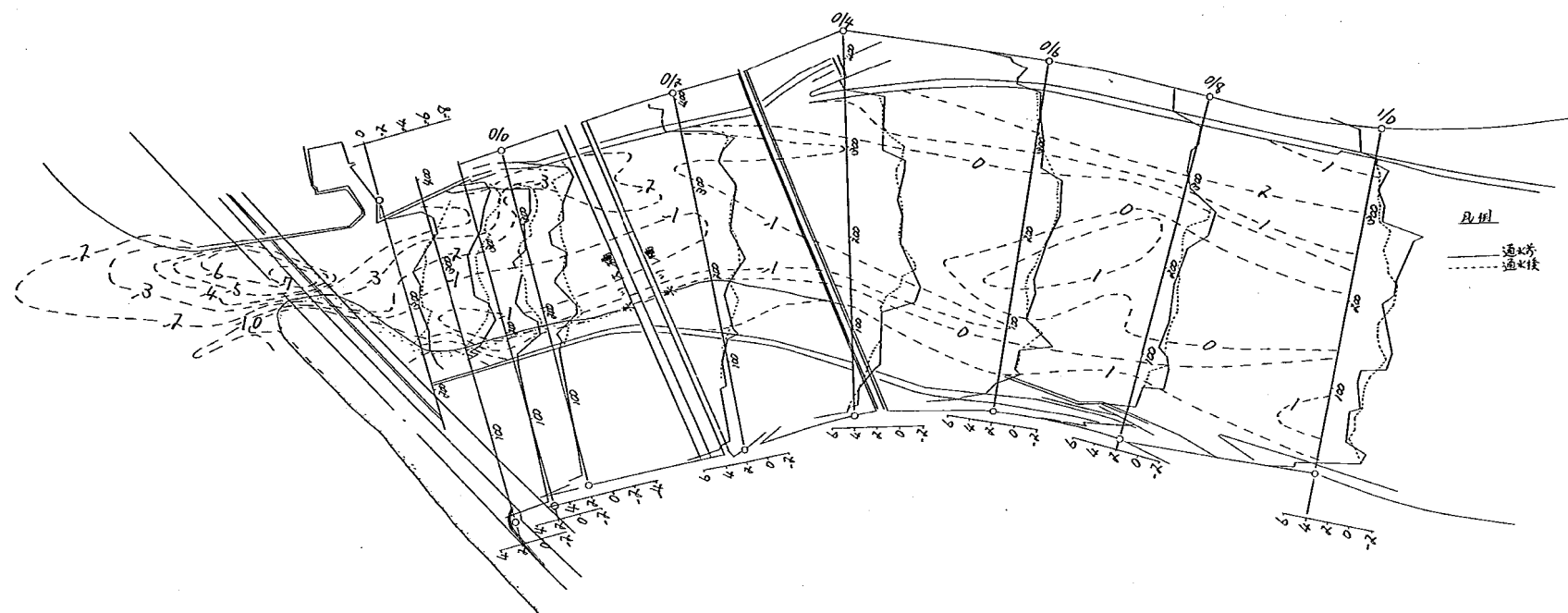


图 4-5-1 河床變動圖(實驗 1-1)

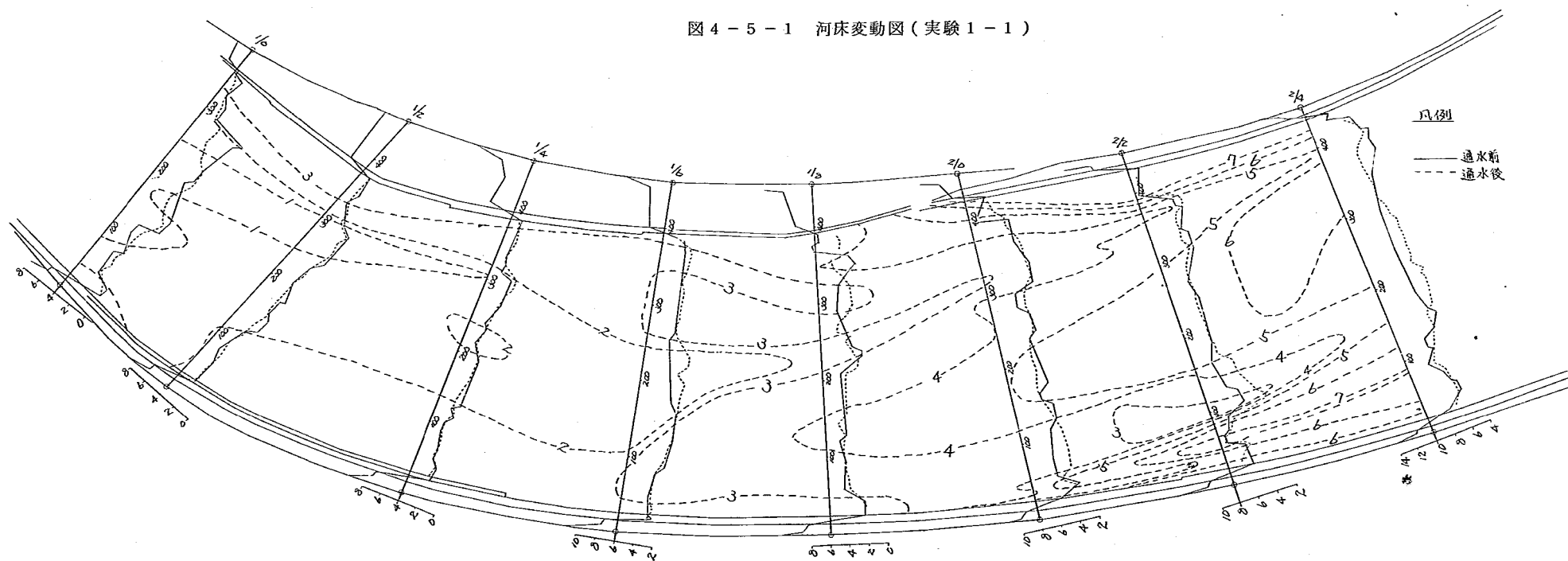


图 4-5-2 河床變動圖(實驗 1-1)

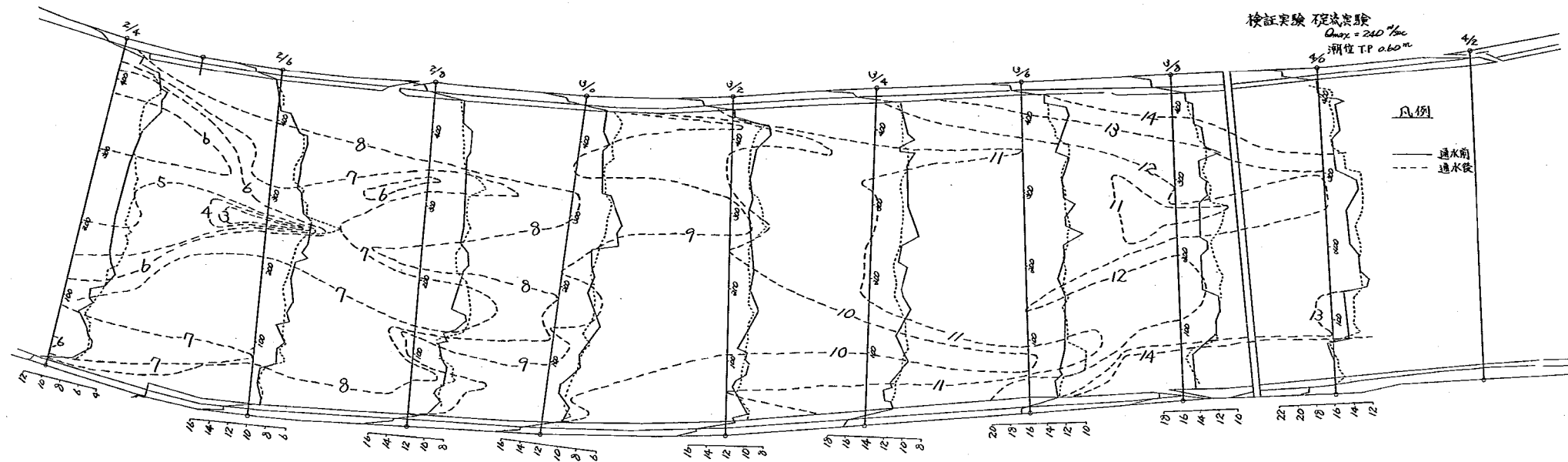


図 4 - 5 - 3 河床變動圖 (実験 1 - 1)

計算の $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ に近く多少 n が小さいようだ。なお模型上の粗度を計算すると $1 \sim 4 \text{ K}$ の平均値で $n = 0.027$, $3 \sim 4 \text{ K}$ 区間で $n = 0.034$ となった。河床の粒度構成が現地とほぼ相似になっていることを考えると粗度の相似性は良いものと考えられる。

○河床形態の相似性

本模型対象区間の手取川の河床形態は網状河川である。網状河川は、洪水時に生じた砂礫堆が低水時には顔を出し、砂礫堆の前縁が低水路となって生じるものだが、この砂礫堆の規模が模型と現地でほぼ同一になっていたことから、河床形態の相似性は良いものと思われる。ただ、 1.4 km より下流は砂州による水位上昇のためか、掃流力が小さく、顕著な砂礫堆が生じなかった。このことは、河道部の粗度が小さくなる原因ともなった。河床整形は、現地の砂礫堆を忠実に再現できず、また模型上流端の流れ、給砂の状況を相似にすることができないので、砂礫堆の発生位置は合わすことができない。

(補足参照)

○河口の水位

河口の水位は、砂州のフラッシュ量が小さいため、水位が高くなり、相似に合わせるできなかった。そこで砂州部のみ石炭粉にて整形し実験を行うことにした。石炭粉を使うことによって砂州のフラッシュ程度、水位がどう変わったかについては 7 章にて述べる。

4-3 波による海床変化の相似性

海床変化の相似性を調べるには、ある時点からある時間後の地形変化を、模型上で現地での外力と相似な外力をあたえ、模型の地形変化との対応を調べることによって明確になる。しかし一般には現地にはこのような資料が無いので、模型

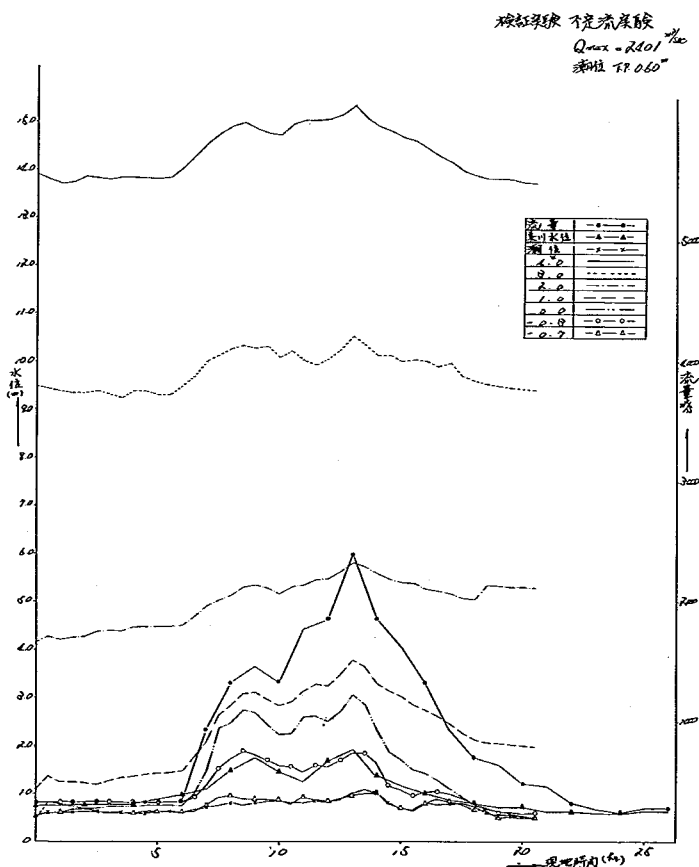


図 4-6 水位時間曲線図 (実験 1-1)

上でどのような波をあてたら、現地と同様な地形を乗ずるかを調べるのが普通である。

しかし、手取川河口付近海岸のように底質が0.2mm位となると、現地の地形変化を模型で再現することは不可能に近い。その原因としては、

- ① 現地粒径が小さく、模型上で同一 $\sqrt{g H_0 / w_0}$ にするためには大縮尺模型にしなければならないこと。
- 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あてられないこと。
- ③ 模型上の境界条件を現地と相似にできないこと。
(補給漂砂量、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。

等が考えられる。筆者は、最上川、千代川の河口模型実験では、手取川と同一の石炭粉を使い、各種の波を模型に当てて、現地との対応を調べてみたが、検証にたえるだけの答えを出すことができなかった。そこで今回は、検証実験を行わず、模型実験の結果は参考程度にとどめることに心がけた。

(注意) 河道部の等深線図は、測定間隔が広い^隔ため、模型上の等深線を忠実に反映していないので、参考程度にとどめてほしい。後章の場合も同様である。

5 章 導流堤による河口水深変化の把握

導流堤を河口に設置すると、河口水深が変わる。ここでは、導流堤形状が河口水深におよぼす効果について述べる。

まず始めに波の影響の少ない場合の河口水深を把握しよう。波の影響が少なければ、河道はほぼ洪水時によって決るから、洪水時の状態に河口は近づこうとすると考えて良い。今、河口が洪水時流量による動的平衡断面になろうとすると、動的平衡は、

$$\partial H / \partial x + Q^2 / 2g \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{1}{h^2 B^2} \right) + \frac{h^2 Q^2}{B^2 h^{10/3}} = 0 \quad (5-1)$$

$$\frac{\partial}{\partial x} (B \cdot q_s) = 0 \quad (5-2)$$

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

$$q_s = K \cdot U_*^P \quad (5-3)$$

となる。ここで k は粒径、比重によって変わる定数、 P は摩擦速度 U_* の P 乗に比例して流砂が流れるという実験定数で、流砂量として B rown 式を取れば、 $P=5$ である。また Manning 式より

$$U_* = Q / B h^{7/6} \cdot \sqrt{g} \cdot n \quad (5-4)$$

(5-3)、(5-4) を (5-2) 式に代入して変形すると、

$$\partial h / \partial x = 6/7 \cdot (1-p) / p \cdot h / B \cdot \partial B / \partial x \quad (5-5)$$

今上流水深と川幅を h_0 、 B_0 とすると (5-5) 式より、

$$h / h_0 = (B / B_0)^{6/7} (1-p) / p \quad (5-6)$$

となる。図 5-1 は (5-6) 式を図にしたもので、

$A / A_0 = h B / h_0 B_0 = (B / B_0)^{6+P/7P}$ も示してお

いた。ここで $P=5$ とした。流砂量式として $P=5$

の B rown 式は洪水時の河床変動を計算する時うま

くいくようだ。図中には、筆者が行った実験結果と

現地河川の結果を示しておいた (現地河川は波の影

響の少ない水深の深い河川、波が低い河川を選んだ)。

ほぼ (5-6) 式を満足している。

もし河口幅として上流川幅 B_0 を取ると、河口で

の水深 (潮位 - 河床高) は、上流水深 h_0 となり、

(5-1) 式より、 h_0 は等流水深である。よって

$$h_0 = n^{3/5} \cdot Q^{3/5} \cdot B^{-3/5} \cdot I^{-3/10} \quad (5-7)$$

この水深が、河口で川幅を上流と同じにした場合、達成可能な最大の水深である。これによれば勾配

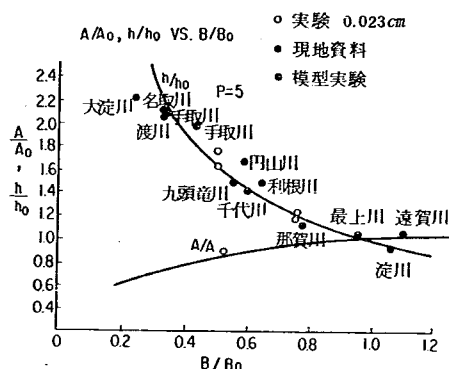


図 5-1 動的平衡図の A/A_0 、 h/h_0 、 B/B_0

1/1,000, 1/100 では水深は約 2 倍異なり, Q が大きく B が小さい河ほど河口水深が深くなる。もしこれより河口水深が深ければ, 水面形はせき上げ背水となり土砂の堆積を見る。

それでは手取川では, どのような動的河口水深, 河積を持てるか考えてみよう。

まず^初めに手取川の河床高を決めている流量がいくらであるかが問題になる。一般に河川の支配流量は 1 ~ 3 年確立洪水といわれ手取川の年 1 回洪水流量が $1,300 \text{ m}^3/\text{s}$, 2 年確立洪水が $1,500 \text{ m}^3/\text{s}$ であることを考えて, 支配流量として $1,500 \text{ m}^3/\text{s}$ とした。(なお高瀬¹⁾らの計算によると手取川の動的平衡勾配を作る流量は $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 前後としている。)

現状の河口で $1,500 \text{ m}^3/\text{s}$ の流量が流れれば, 河口近くの平均河床は波による砂州の存在のため河床高は, 動的平衡河床高より高くなっているため, 平均河床高は低下するが, この河床は維持することができない。

導流堤が設置され, 導流堤先端水深が深い所まで達し, また河川流量が導流堤間のみ流れれば, 波による導流堤内の土砂移動が少なくなるため, 洪水時の動的水深に近づくと考えて良い。この把握をするためにまず^初めに水理計算を行い, この結果を移動床模型実験によって確認するという方法を取った。

1) 動的平衡計算²⁾

計算方法は, 1 Km 地点をコントロールポイント (河床高が変動しない点) と考え, ここで河床高が変化しないように流砂量を与え, 洪水は貯留を考えず, 不等流計算を行い, その結果より流砂量を求めるという方法を探った。また流砂は全川幅で流れるとして計算した。導流堤の配置は図 5-2 に示すように, 導流堤幅

表 5-1 計算 ケース

200 m, 150 m,

100 m の三つの場合を考えた。計算条件は表 5-1 に示す通りである。河川の断面特性は, 昭和 46 年 11 月測量成果を参考にした。なお後で気づいたことだが, 1 Km 地点の断面積は

項目 \ ケース	B=200 m	B=150 m	B=100 m
計算区間	-0.57 ~ 1.0 Km	同左	同左
区間距離 Δx	170 m ~ 200 m	"	"
流量	1,500 t/s	"	"
通水時間	約 240 時間	約 265 時間	約 270 時間
潮位	平均潮位 T.P. 0.2 m	同左	同左
粒径	5 cm	"	"
流砂量公式	ブラウン式	"	"

間違いで 16% 程大きくなっていたが, その影響は少ないと考えられるのでそのままとした。粗度係数 n は 0.033 とし, 粒径は全断面同一とした。また潮位は T.P. 0.2 m とした。

計算結果は図 5-3 ~ 5-5 に示されるごとくであり, 図の平均河床高は, 水位 - 水面下の面積 ÷ 水面幅の値である。

動的平衡での導流堤先端の平均河床高は,

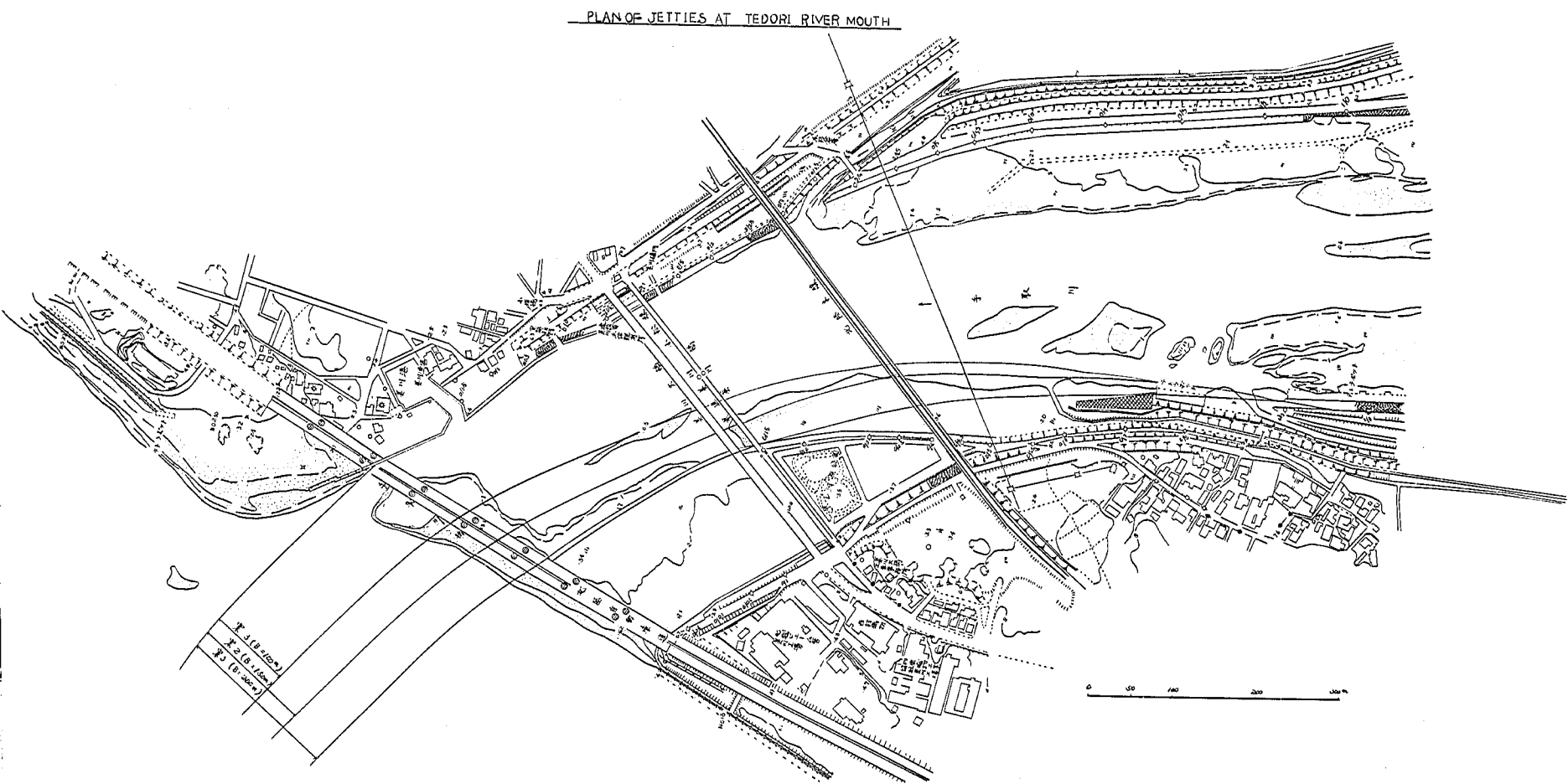


图 5 - 2 导流堤案平面图

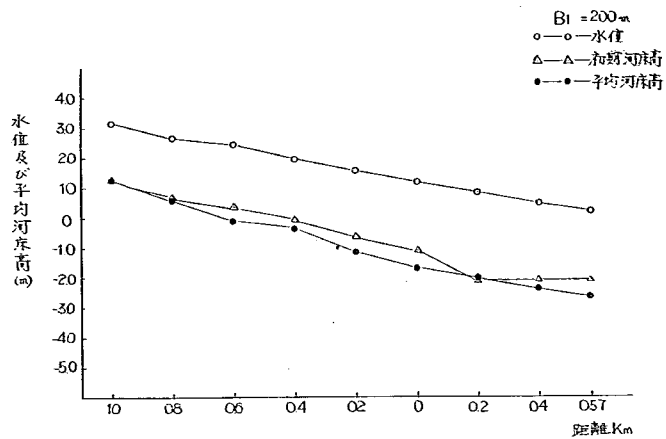


图 5 - 3 手取川動の平衡状態

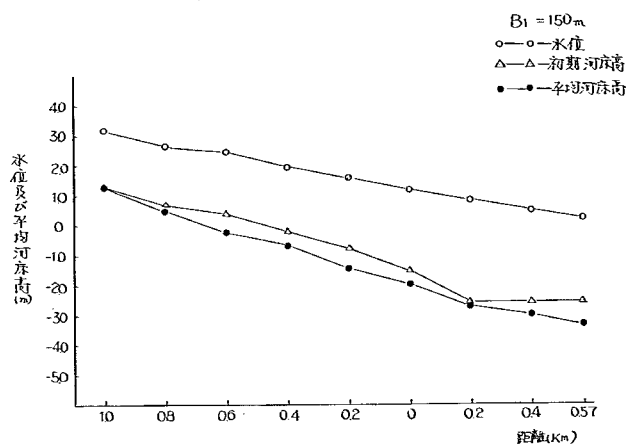


图 5 - 4 手取川動の平衡状態

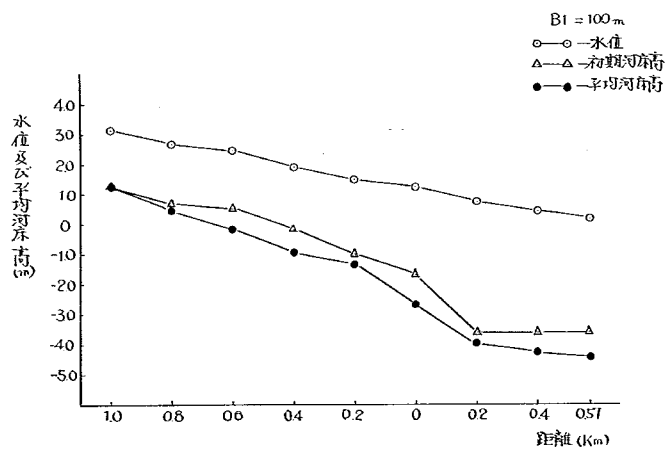


图 5 - 5 手取川動の平衡状態

B = 200 m で T.P. -2.7 m (水深 2.9 m)

B = 150 m で T.P. -3.3 m (水深 3.5 m)

B = 100 m で T.P. -4.4 m (水深 4.6 m)

であり、また 1 km 地点の水位を見ると

B = 200 m で T.P. 3.14 m

B = 150 m で T.P. 3.14 m

B = 100 m で T.P. 3.16 m

であり、河口を絞っても動的平衡時の水位はほとんど変わらない。この結果より河口を波から守り、導流堤内に土砂の沈積を見ないためには、導流堤幅 150 m ~ 100 m ぐらいにするのが良いと考えられる。(6章で述べるが波によって導流堤内に土砂が埋まらないためには、先端水深 3 ~ 4 m 以上が必要である。)

河口はまた塩水と淡水の共存場である。河川流量が少ない時には、河口には塩水くさびが存在し、河口の河積は有効河積となっていない。したがって動的平衡河道でどのくらいの流量があれば、塩水が河口から出て、有効な河積となるか確かめておく必要がある。河口で塩水くさびが外海に出る条件は

$$Q \geq \sqrt{\epsilon \cdot g \cdot h_e} \cdot h_e \cdot B \quad \dots\dots\dots (5-8)$$

である。ここで ϵ は塩水と淡水の相対密度差、(6-8)式より動的平衡河積で、塩水が出る流量を求めると

$$B = 200 \text{ m で } Q \geq 473 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$B = 150 \text{ m で } Q \geq 470 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$B = 100 \text{ m で } Q \geq 472 \text{ m}^3/\text{s}$$

となる。ただし $\epsilon = 0.0234$ とした。昭和 29 ~ 昭和 47 年の 19 年間の資料より 500 m³/s 以上が平均年 5 回あるから、塩水による動的平衡への影響は無いと考えて良い。

ii) 模型実験による河口水深の把握

水理計算は一次元的解析法であり、また粗度係数も推定値である。水理計算結果を確認するため、また三次元的流れの状況、河床変動を目で見て導流堤の影響を把握するため模型実験を行った。

○ ケース 1 - 3

本ケースは水理計算結果を参考にして、導流堤幅 150 m としたものである(波消しのため導流堤の側面に碎石を置いたため実質幅は 125 m 位である)。導流堤は約 300 m 沖合まで出した。河川流量は 1,500 m³/s とし、潮位は T.P. 0.2 m 10 時間通水した。

流れの状況は、図 5-6 に示されるごとく、河道内に生じる砂礫堆に応じて蛇行するが、蛇行の振幅は大きなものではない。砂堆長は約 400 m あり、砂堆の最高高は 3 m 近くある。導流堤部は B/H (川幅 ÷ 水深) が 30 前後と小さくなったため砂礫堆の発生はなく flat bed であった。図 5-7 に河道部の河床変動図、図 5-7-4 に導流堤内の河床変動図、図 5-8 に海部の海床変動図を示した。

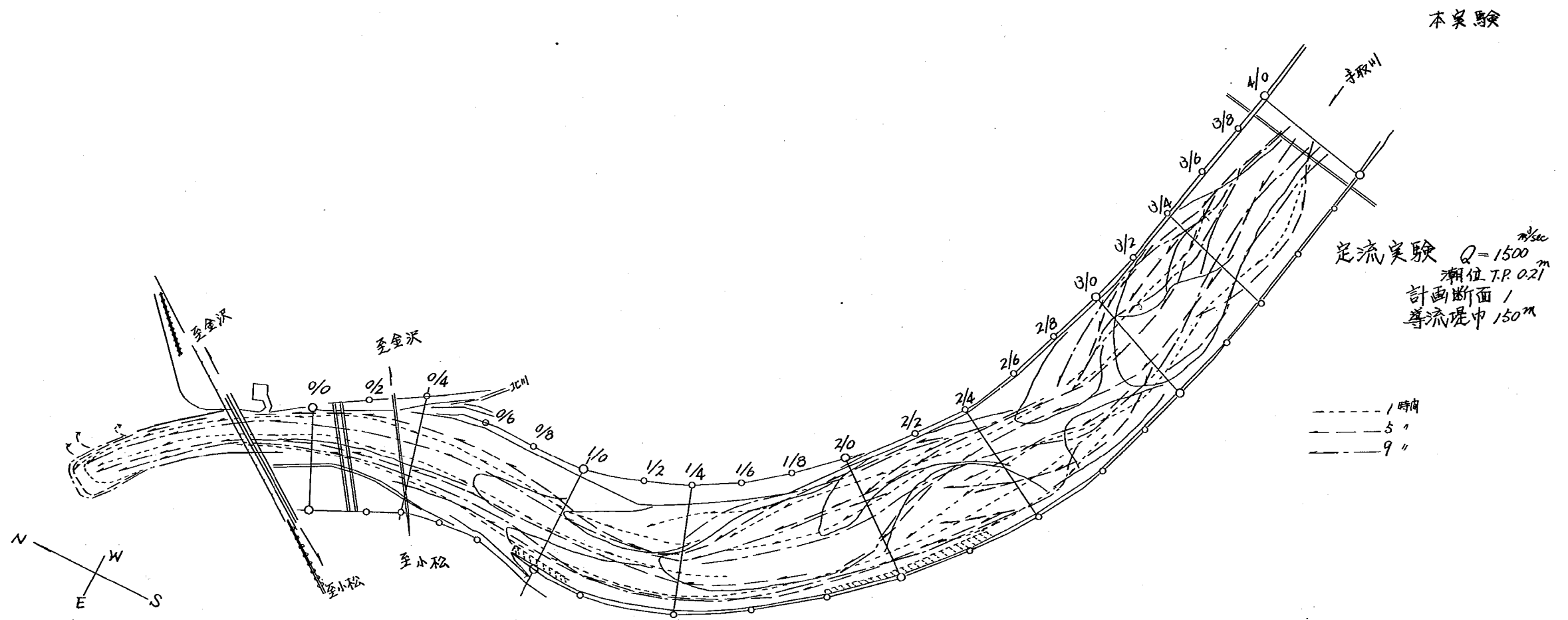


図5-6 流況図(実験1-3)

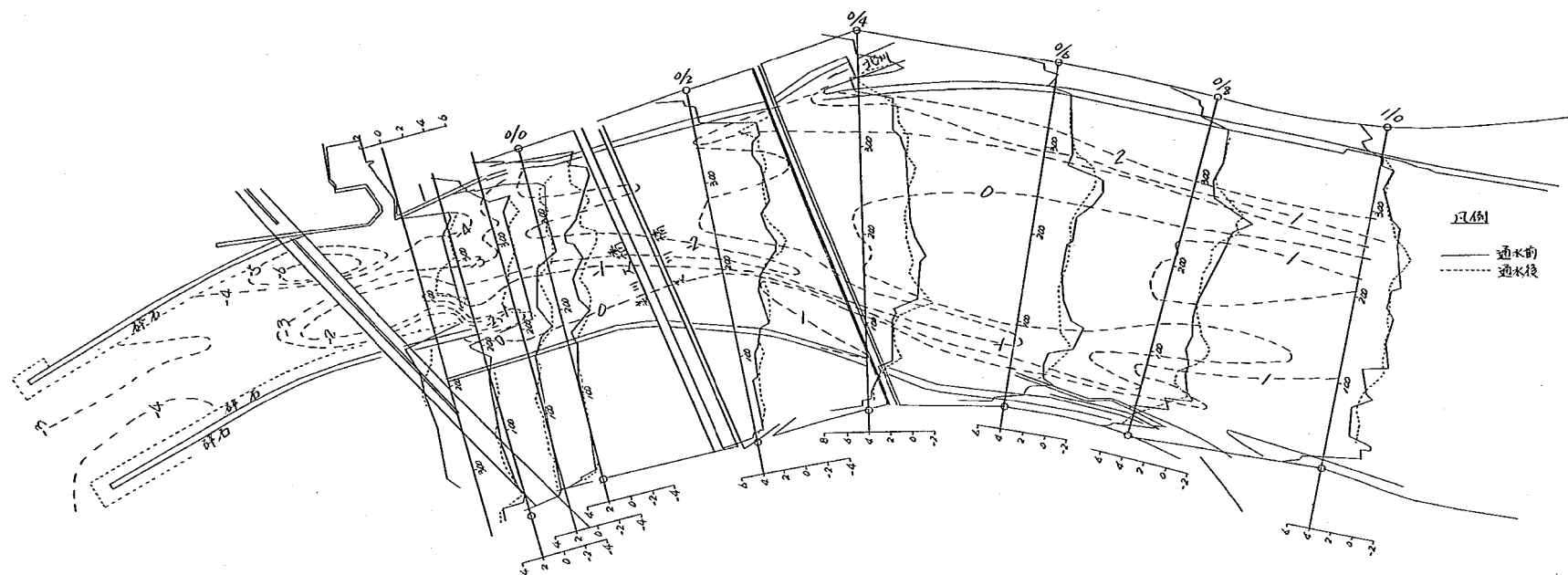


图 5-7-1 河床变动图 (实验 1-3)

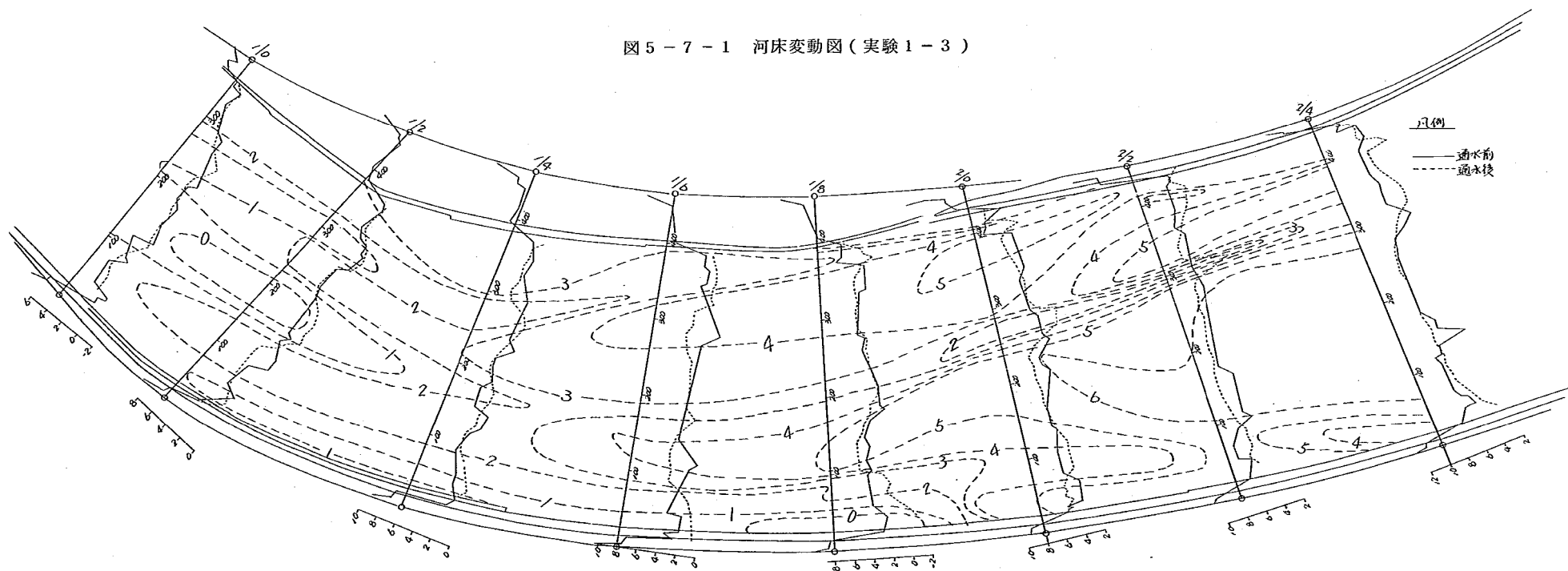


图 5-7-2 河床变动图 (实验 1-3)

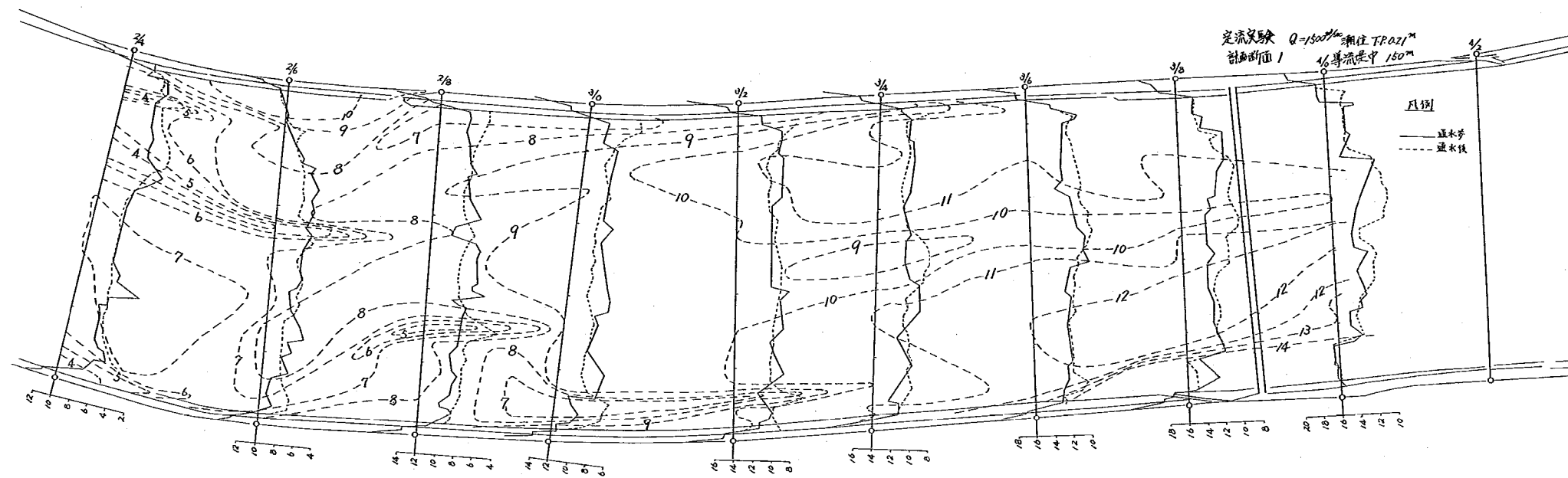
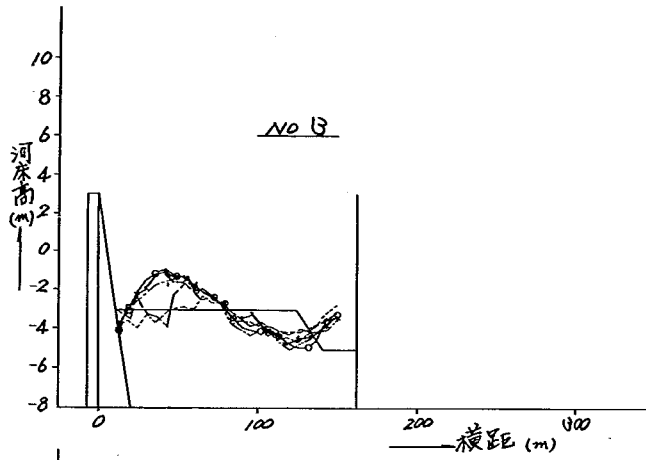


图 5-7-3 河床变动图 (实验 1-3)

定流実験 $Q = 1500 \frac{m^3}{sec}$
 潮位 T.P. 0.21^m
 計画断面 / 算流途中 150^m



凡例

- 通水前
- - - 1:00
- ... 3:00
- · - 5:00
- 7:00
- 9:00
- ×— 10:00

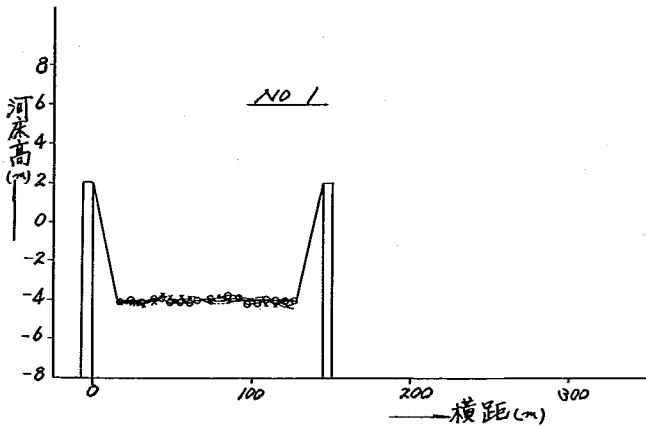
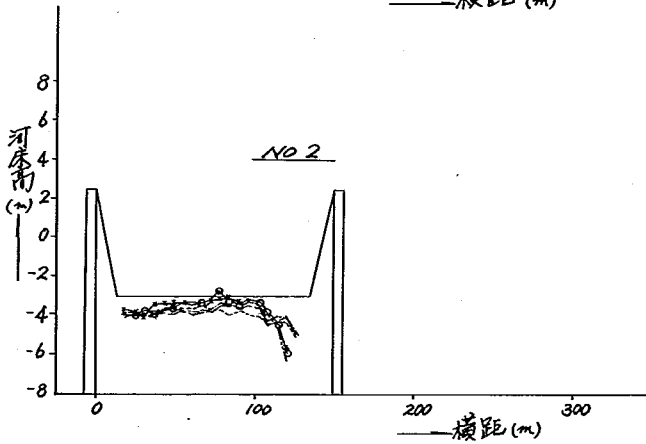
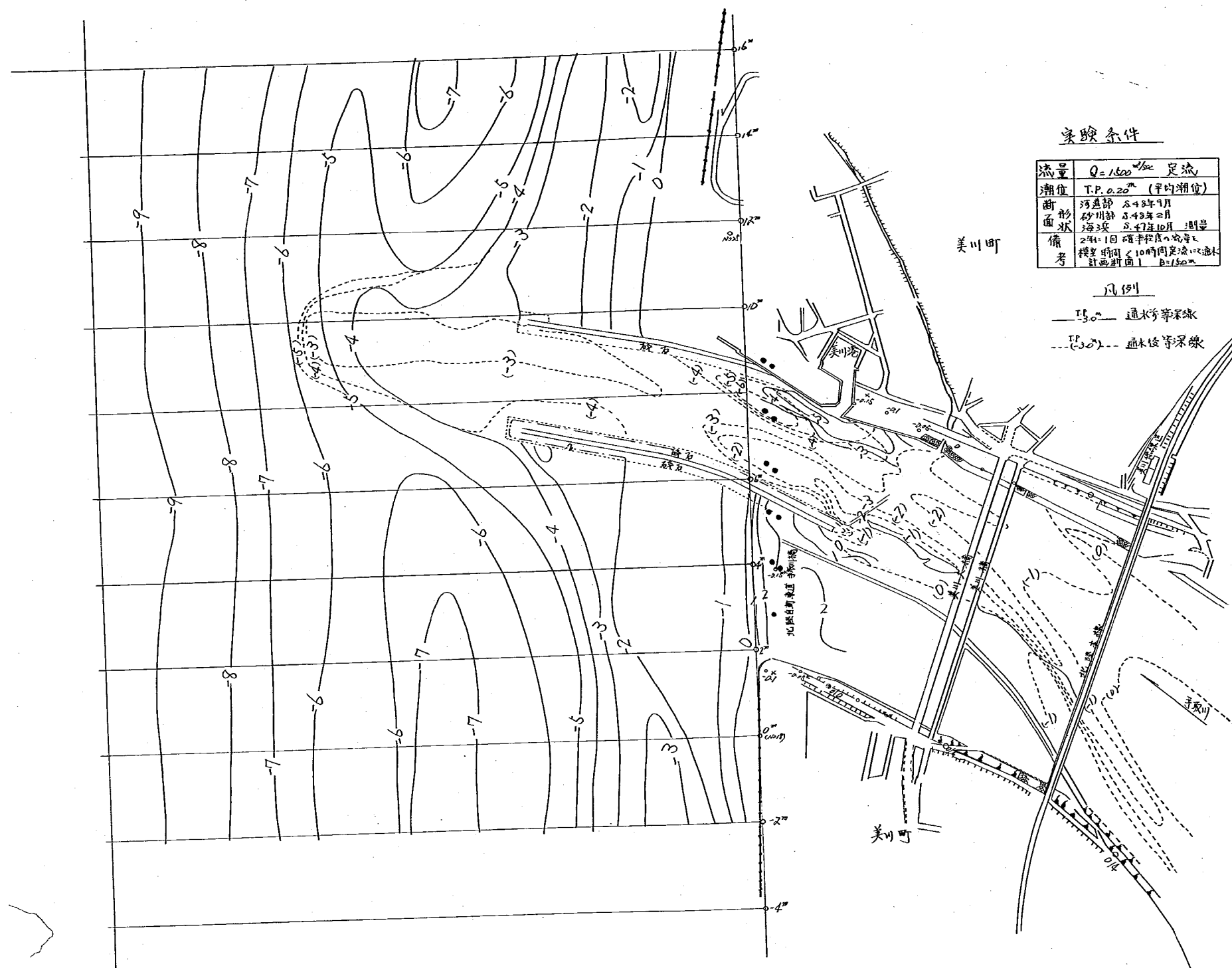


図 5 - 7 - 4 通水中の砂州部横断変化図 (実験 1 - 3)



実験条件

流量	$Q = 1.600 \text{ m}^3/\text{sec}$	定流
潮位	T.P. 0.20 ^m	(平均潮位)
断面形状	河床部 昭和38年7月	
	砂州部 昭和38年2月	
	海堤 昭和47年10月	測量
備考	2年1回 確率精度 1/100	
	観測時間 10分間定流	
	計画断面 1	$B = 150 \text{ m}$

凡例

- 15.0 — 通水断面深線
- (15.0) --- 通水断面深線

図 5 - 8 等 深 線 図 (実験 1 - 3)

これによると実験開始後5時間目(現地時間39時間)位ではほぼ10時間目と同形状の河床状態となっているようだった。導流堤の河導側入口では右岸側におも滞が見られたが、導流堤の中ごろから横断方向に一樣な流速分布となり、河床高も横断方向に一樣であった。

図5-9に河道部の平均河床高の変化図、図5-10には導流堤内の平均河床高と水理計算の結果を示した。これによると河道部の河床高は、ほとんど変わらず、ほぼ動的平衡勾配となっていることがわかる。導流堤部はT.P.-3~4mで水理計算とほぼ一致していた。ただし0.0K~0.8Kは模型の平均河床の方が高くなった。これは水理計算が、導流堤と河道をなめらかに接続させて計算したのに、模型では導流堤が中導流堤方式で急激に川幅が広がっているためである。なお平均河床高は低水路部分のみの平均河床高である。

海部は図6-8に示すように、導流堤幅の2倍ぐらいの長さまで土砂が舌状に堆積した。河床砂は掃流型式で流出する時には、このような土砂の堆積となる。

○ケース 1-5

本ケースは導流堤幅を約100mとし、河道側は0.0Kまで、海側は約300m沖合まで出した。河道側を奥まで延ばしたのは、導流堤左側の砂州部越流流量をより小さくし、2年に1回ぐらいは砂州をフラッシュさせようとしたものである。(越流が無いと砂州は徐々に高くなって越流流量が高くなり、水位的に危険になると考えた。)

またケース1-4の結果(7章参照)をふまえて左岸側現状低水護岸も美川大橋から下流は取り壊した。その結果を図5-11~図5-16に示す。

実験開始直後は、導流堤内の河積が小さく、左岸砂州部からの越流がみられたので、砂州部を高くして、導流堤内だけで流下させた。(越流水位は、導流堤を0.0K地点まで延ばしたことと、流れの主流が既設低水護岸によって守られた高水敷によって右岸によるため河口の高水敷部分は死水状態になり、高水敷に入った河水は低水路に落ちこむように流れる。高水敷の水位はほぼ水平で、0.3Km前後地点の水位で決まってしまうようだった。このことは導流堤を0.0Km地点まで延ばさなくても、高水敷が死水状態になり0.3~0.2Km地点水位で、越流水位が決まることを示している。)

時間の経過とともに導流堤内の河床高は低下し、3時間目ではほぼ最終状態の河床高になった。最終河床高は導流堤先端で平均T.P.-5mとなり、計算値T.P. 4.4mよりは低くなっていた。なお北陸自動車道のピアが2本、導流堤の方向とかなりの角度を持って立っている。このピアによる洗掘は大きく-8mに達し、根固工が必要と考えられた。流れは0.0Km地点から美川港にかけて右岸側に寄るが、北陸自動車道のピアより先は主流が中央により、河口では流れの片寄りが無くこのましい状況であった。また左岸導流堤の河道側先端で局所的な洗掘が大であった。

iii) 模型実験結果と水理計算の比較

水理計算による河口水深と模型実験結果はほぼ同一となったが、模型実験結果は多少河口水深が大きくなった。この原因としては、

○導流堤形状が多少異なること

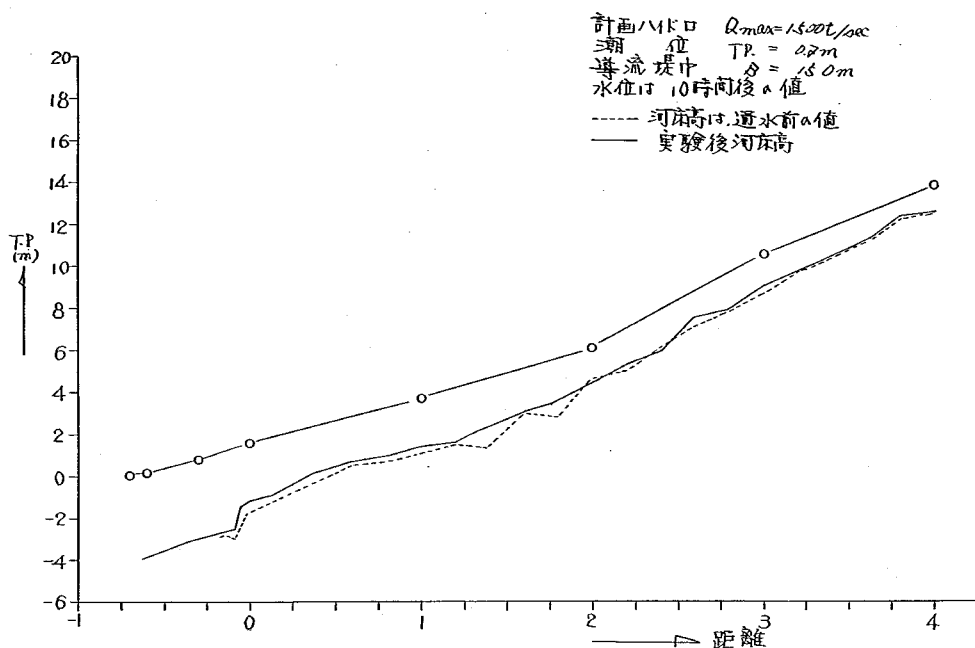


図 5-9 平均河床高，水位縦断面図（実験 1-3）

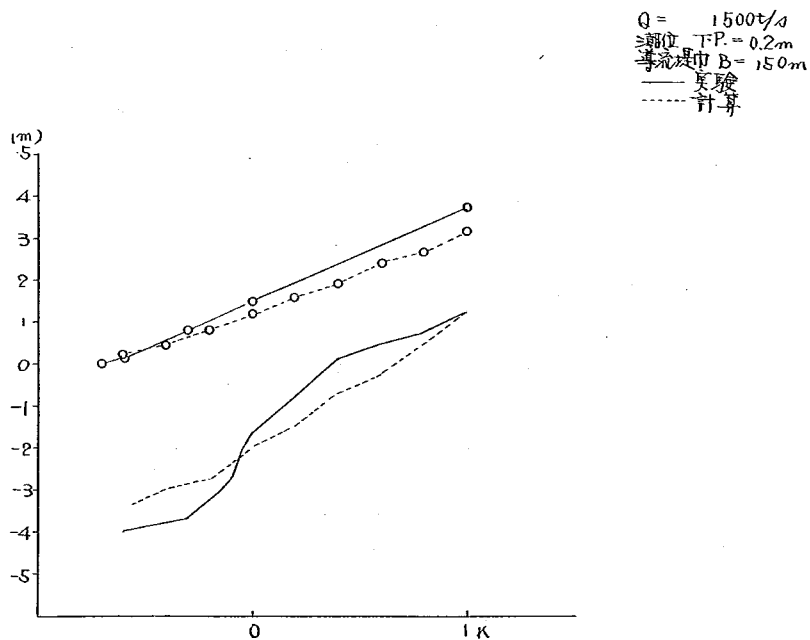


図 5-10 動的平衡状態の実験値と計算値の比較

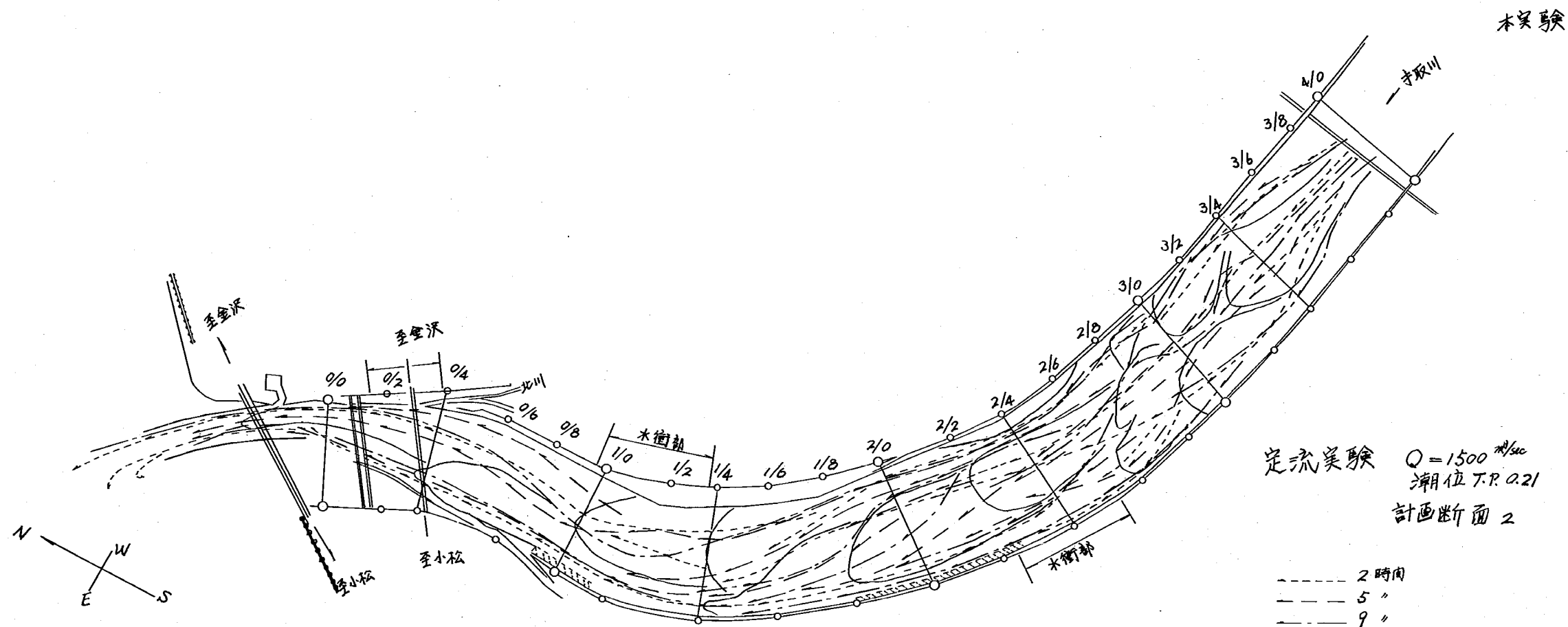


図 5-11 流況図 (実験 1-5)

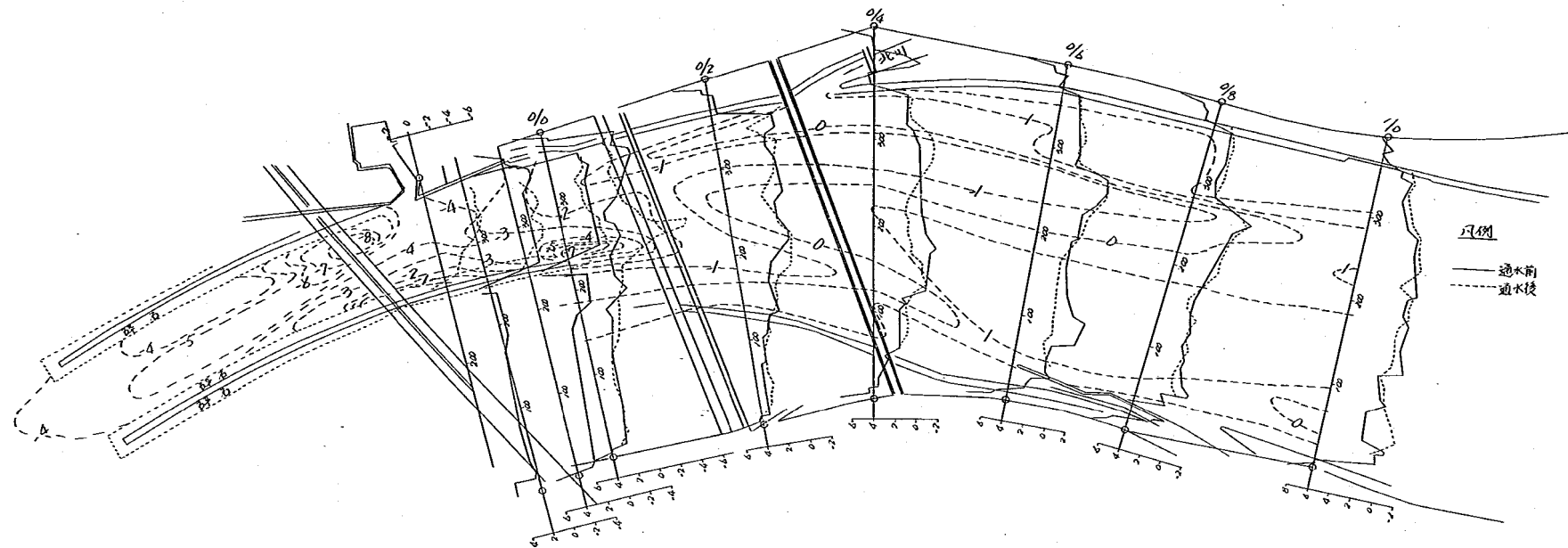


图 5-12-1 河床變動圖 (実験 1-5)

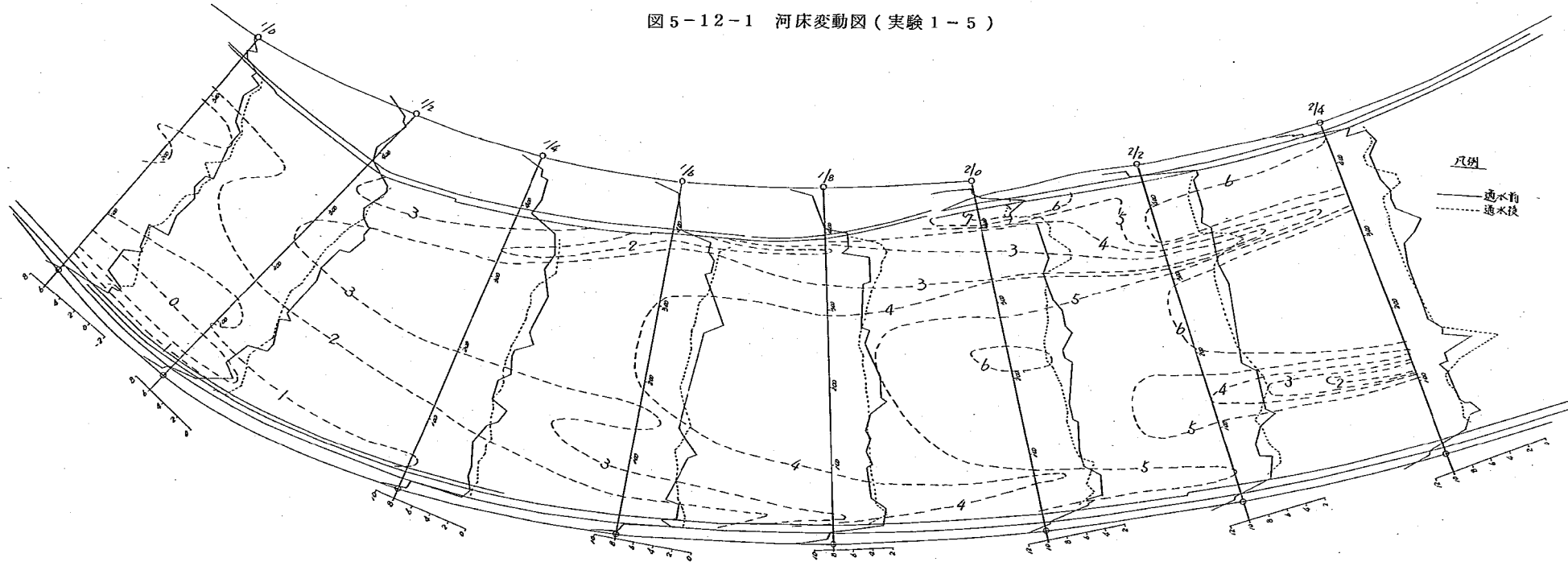


图 5-12-2 河床變動圖 (実験 1-5)

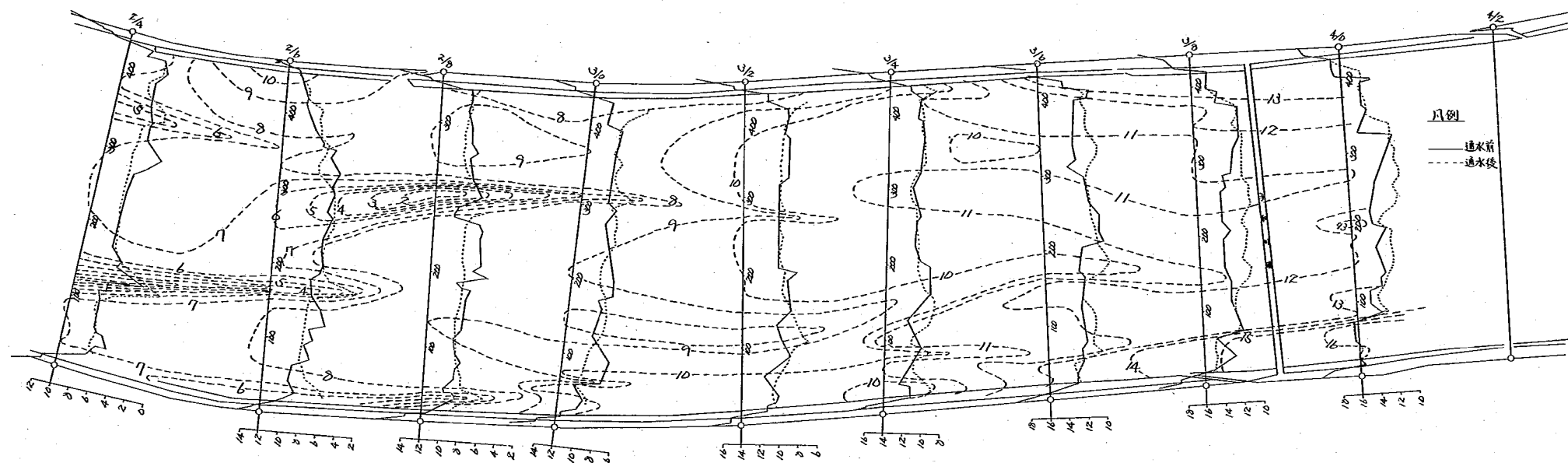


图 5-12-3 河床變動圖 (实验 1-5)

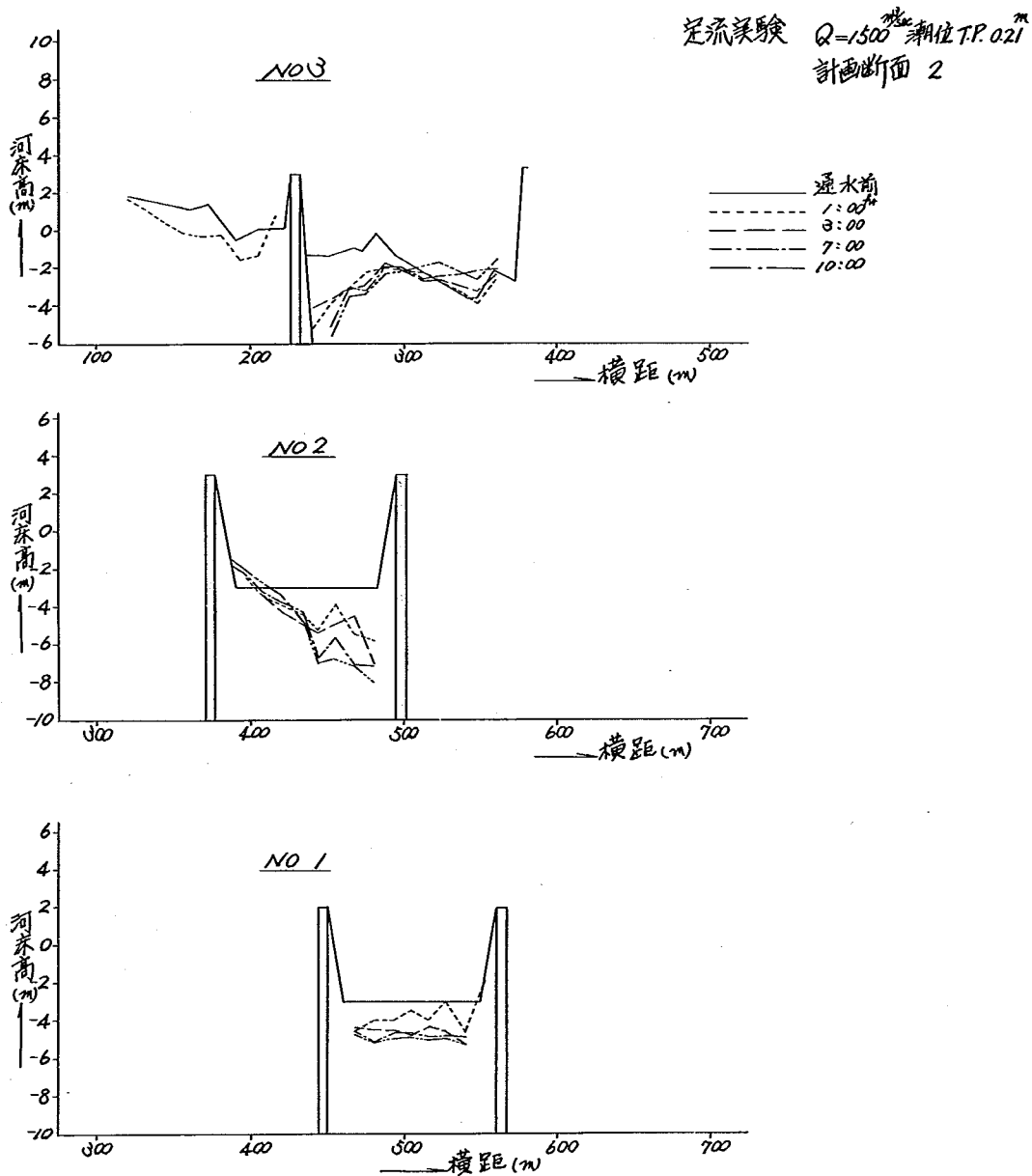


図 5-13 通水中の砂州部横断変化図 (実験 1-5)

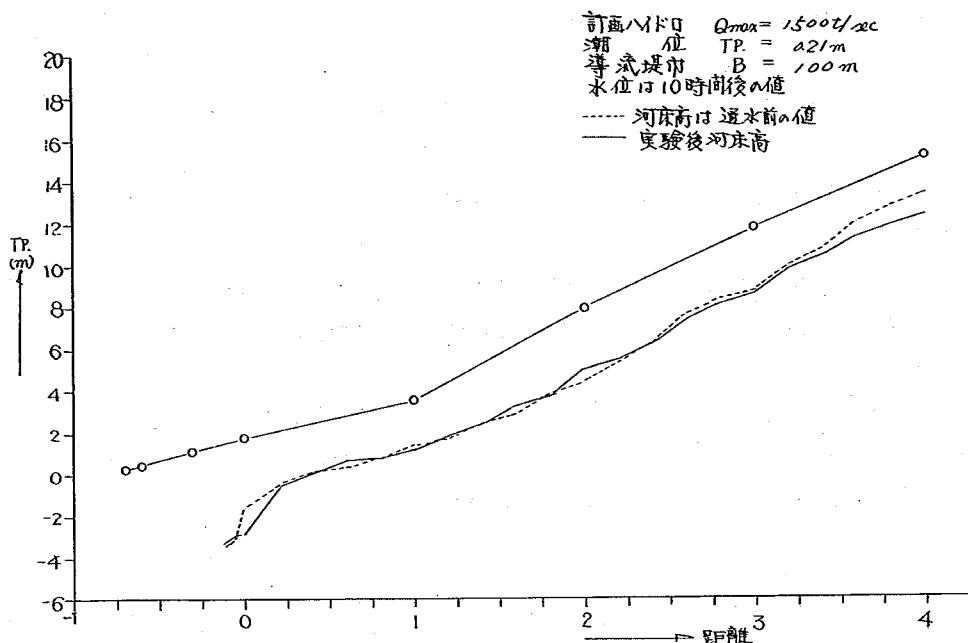


図 5 - 15 平均河床高，水位縦断面図（実験 1 - 5）

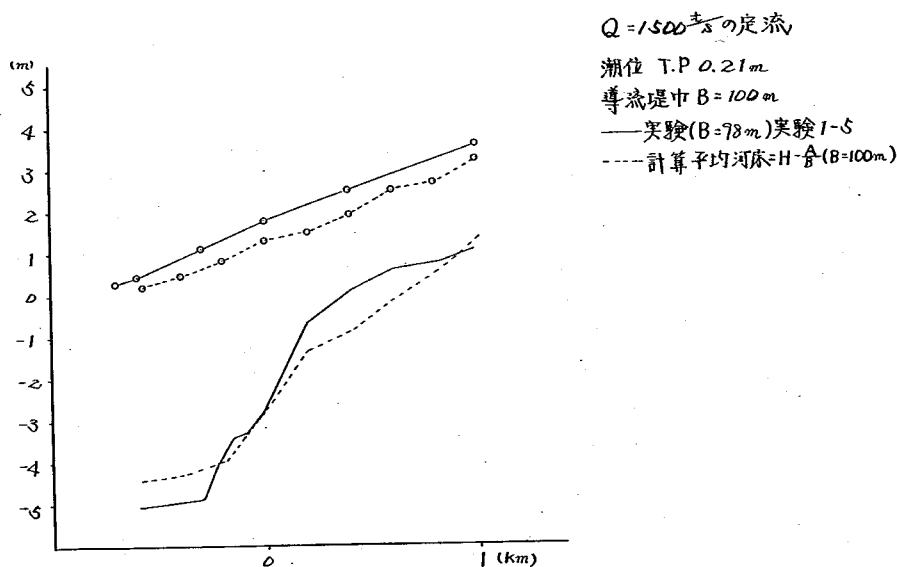


図 5 - 16 動的平衡状態の実験値と計算値の比較

- 粗度の評価
- 流砂量式の精度

Brown式を使ったが、 $\tau_* = u_*^2 / sgd$ がそれほど大きくなかったので問題が残った。

が考えられるが、水理計算によって導流堤による河口水深の把握はほぼ可能になったと考えられる。

iv) 結論

- 導流堤幅と河口水深の関係より、導流堤幅は150～100 mが良いと考えられる。幅が小さければ小さいほど河口水深は増加するが、洪水時の水位は高くなるから洪水時の水位を考慮して幅を決めるべきである。
- ピアーと河道側導流堤先端の洗掘が大きく洗掘防止工が必要と考えられる。
- 導流堤内の流れは、ピアー付近までは右岸によるがその先はほぼ一様に流れる。これは美川港の航路としての河口と考える場合にはこのましい結果である。

6章 導流堤による河口埋没防止の効果および汀線度化に関する検討

6-1 はじめに

本章では、どのような導流堤なら導流堤内水深を維持することが可能か、また導流堤が付近海岸におよぼす影響について述べる。

6-2 導流堤内河床高が維持しうる河口水深

河口水深 h_e の浅い河川において、洪水後の砂州発生は二次元的な波による打ち上げと考えると良い。河口水深がある程度深い場合には、砂の打ち上げは見られない。この打ち上げが発生するかないかの限界水深 h_c と沖波波高の比 h_c/H_0 は沖波波形勾配 H_0/L_0 、 $\sqrt{gH_0}/w_0$ 、河口前面の地形形状（海底勾配 i_0 など）にほぼ影響を受けることが相似則より分っている。 H_0/L_0 が大きく、 $\sqrt{gH_0}/w_0$ が大きいほど h_c/H_0 が小さく打ち上がりにくいとされているが明確でない。現地で導流堤が設置されている河川で、導流堤内で波による土砂の堆積が少ない河川は h_e が 4 m 前後である。水深 3 m だと堆積土砂が水面にでることは少ないが、河口で浅くなることが多く、2 m では砂州の導流堤内の発生を見るようだ。ただ 4 m の場合砂の導流堤内への移動が無いということではなく、あっても少し

河川名	先端水深	粒 径	
遠賀川	4 m	0.7 ㎗	ほぼ維持可能
大淀川	5 m	0.5 ~ 1 ㎗	"
肝属川	2 m	0.7 ㎗	維持不能
千代川	3 ~ 4 m	0.5 ㎗	ほぼ維持可能、時々浅くなる。
高津川	3 ~ 4 m	砂利まじり 1 ㎗以下	"
相模川	1.5 m	0.	維持不能
利根川	3 m	0.5 ~ 2 ㎗	河口前面で少く動く
那珂川	5 ~ 6 m	1 ㎗	維持可能
鳴瀬川	2 ~ 3 m	0.3	先端で 2 m 位になることあり
旧北上川	5 m	0.5 ~ 3 ㎗	維持可能
岩木川	4 m	0.5 ㎗	ほぼ維持可能
円山川	6 m	0.3 ㎗	維持可能
渡川	11 ~ 12 m	1 ~ 5 ㎗	"
日高川	2 m		維持不能
関川	2 ~ 2.5 m	1 ~ 3 ㎗	"

○導流堤が無いが三次元的砂州ができ河口水深変らぬ河川

河川名	最狭部水深	粒 径	
最上川	5 m	0.5	
江の川	5 ~ 6 m	0.7	
米代川	5 ~ 6 m	0.5 ㎗の砂中に 5 ㎗隠まじる	
旧北上川	5 ~ 6 m		
阿賀野川	5 m	0.5 ㎗	
川内川	7 m	1 ㎗	
荒川	3 ~ 4 m	5 ㎗以下の砂、砂利まじる	川幅狭くなると浅くなる

であり、出水によってまた深くなるという過程をくりかえしていると考えた方が良いだろう。洪水による河口水深が4 m 以上ない場合には、時間がかかるが河川土砂および波による砂のもちこみによって徐々に浅くなるだろう。なお室内の二次元水路による実験によると h_c/H_0 が1前後が一つの限界のようだ(現地の波高は $H_0=3\sim4\text{ m}$ を考えておけば良いから、現地においてもほぼ1前後が限界となっている)。ただ H_0/L_0 や $\sqrt{gH_0}/w_0$ の変化によって、 $h_c/H_0=0.5$ でも打上らない場合もあるし、 h_c/H_0 が1より大きくても打上る場合が報告されている。筆者は千代川河口模型実験を行った時、千代川河口に対応する h_c/H_0 と H_0/L_0 、 $\sqrt{gH_0}/w_0$ を同一として二次元波浪水路によって河口の砂州の発生を見たことがある。

千代川の波の条件および底質の粒径が手取川河口とあまり変わらないのでその結果を参考のために述べておく。⁶⁾

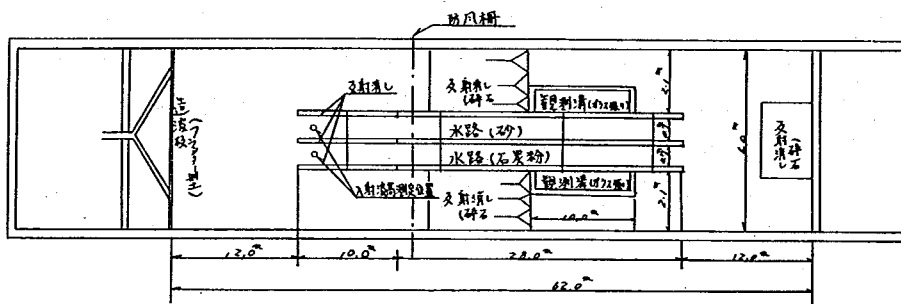


図 6 - 1 平 面 図

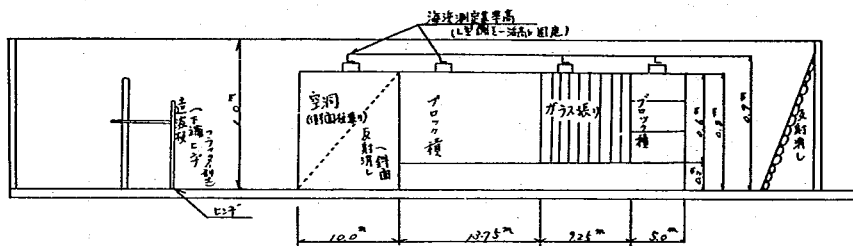


図 6 - 2 縦 面 図

実験は長さ70 m、幅6 m、高さ1 mのコンクリート水路の中に二本並列に設置されている長さ35 m、幅0.8 m、高さ0.8 mの片面ガラス張コンクリート水路で行った。水路の一端には単ヒンジフラッター型の造波装置が設置されている。この造波装置は変速機で周期を、偏心位置を変えることによって波高を変えることができる。実験に用いた底質は石炭粉であり、 w_0 は水温7℃で0.91 cm/sであった。また水位を一定にたもつため、水路末端に水位調節用のゲートを取りつけ、ポンプで常に補給し、ゲートから排出した。海床は1:50の勾配とし、河道部は水平床として10 mを取った。現地と模型の縮尺は沈降速度の比より1/25とした。(現地の粒径0.04 cm, $w_0=5\text{ cm/s}$)

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

○実験Ⅱ1 ($H_0 = 16 \text{ cm}$, $T = 2.28 \text{ sec}$, $H_0/L_0 = 0.0197$, 現地波高 4 m , $T = 11.4 \text{ sec}$)

本ケースは波高が三ケース中最大のもので、実験初期において砕波点はかなり沖合に出現し、砕波点より河道側に実験開始 30 分後には $\frac{1}{2}L$ 間隔に砂堆の発生が見られた。0.5 h から 1 h にかけて 0 m 付近と 5 m 付近の Bar 頂が高くなった結果、5 m 付近で一次砕波を始め、砕波後また元の波形にもどって 0 m 付近で二次砕波を始めた。2 時間目位には 13 m 付近にも砕波点が発生し、0 m では三次砕波点となった。三次砕波後は波高減衰が大きく河床の動きも少なかった。3 時間目以降の動きは少なく 10 時間目とはほとんど変わらない。そのほか気付いた点を述べると、実験初期に $\frac{1}{2}L$ 型^{注1)}の海浜形状が観測されたが、時間の経過と共に 2L 型^{注1)}の移行が見られた。そして三次砕波点より河道側の土砂の動きは、表層、中層、底層とも沖側へ移動していた。このことは、河道部末端から実質的な質量輸送があったことになる。砕波型式は一、二次砕波点は崩れ波型式であったが、三次砕波は巻き波型となった。実験中二次波峰が観測され、主峰が二次波峰を追い越す点、即ち二次波峰が重なる点で Bar の存在が見られた。

○実験Ⅱ2 ($H_0 = 12 \text{ cm}$, $T = 2.07 \text{ sec}$, $H_0/L_0 = 0.018$, 現地波高 3 m , $T = 10.35 \text{ sec}$)

実験初期にⅡ1 と同様 $\frac{1}{2}L$ 間隔に砂堆の発生が見られたのは前ケースと同様であったが、河道から沖側への土砂移動が顕著であった。実験を開始して 1 時間後には 1 m 付近とその沖 6 m 付近の 2 ケ所に砕波点が現われ、更に 14~15 m 付近の波高が高く $\frac{1}{2}L$ 間隔に出来ていた砂堆はしだいに 2L 間隔に移行していた。実験開始して 3 時間目には、二次砕波点の位置がかなり河道内へと移り (-2.4 m)

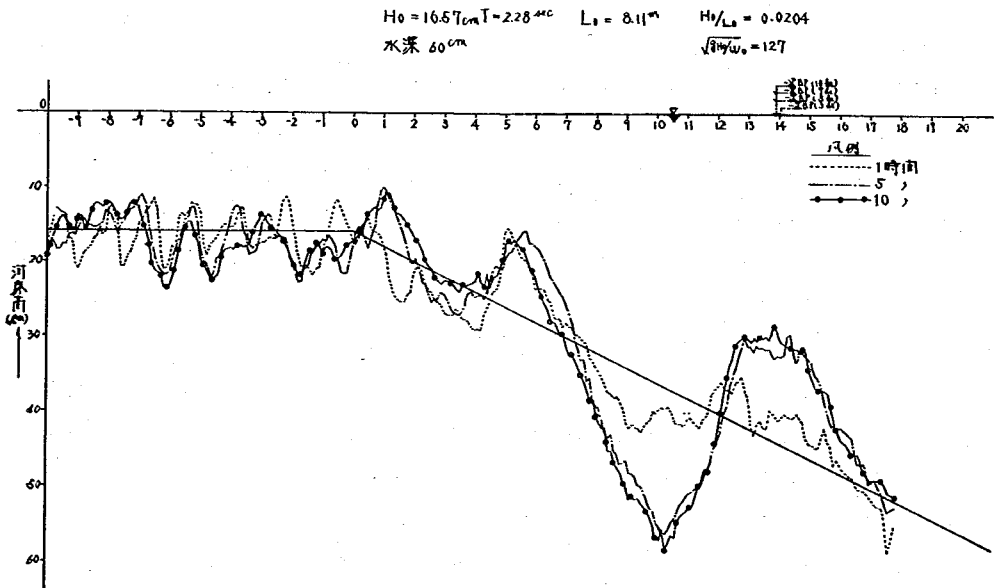


図 6-3 海浜縦断変化図 (実験Ⅱ1)

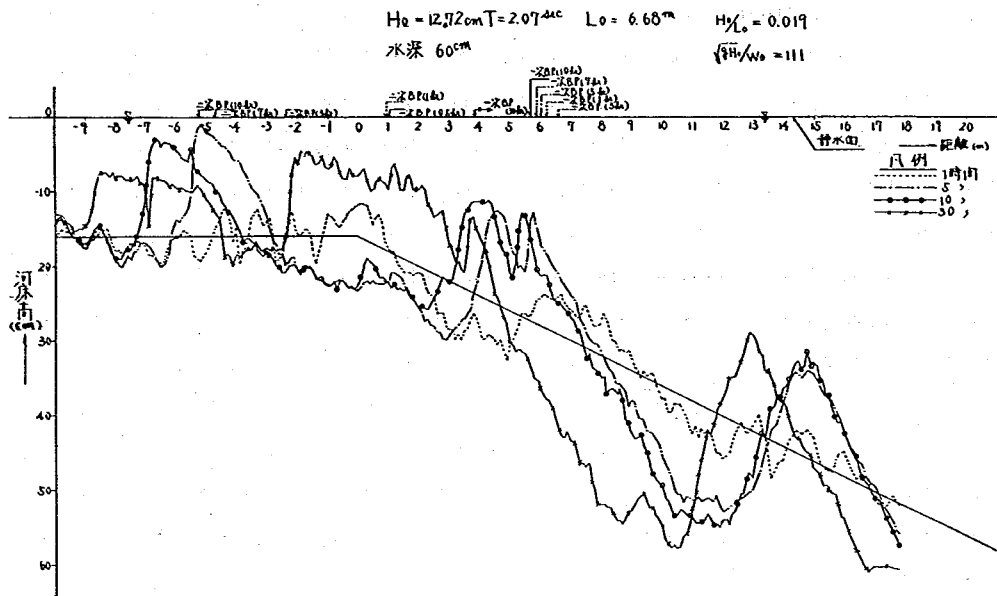


図 6 - 4 海浜縦断変化図 (実験 No. 2)

その付近に高い砂州の形成が見られた。また一次砕波点付近はあまり変化がなかったがここにも砂州の形成が進み、更に 14~15 m 付近にも砂州が出来始めた。3 時間 40 分には二次砕波点付近で静水面近くまで堆積され、それより上流の河道側の波高は小さく土砂の移動は少ない。

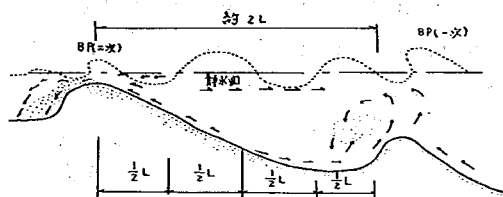


図 6 - 5

4 時間目位での砂州間の土砂の動きを見ると図 6 - 5 のような動きが見られた。4 時間目以降の石炭粉の動きはほぼ上図のような状況であったが、徐々に砕波点の位置は河道側へ移動していた。河道内 (二次砕波点付近) の砂州は 10 時間までに打ち上がらなかったが、これは河道端が Open であったため、河道内の砂州頂を越える波は砂州頂を掃くようにけずり、5 時間をピークに上流に進むにつれて砂州頂は低くなっていた。砂州の打ち上げには三次元的な流れが必要なようで、もし河道端が Open でなかったらもどり流れが生じ、それがどちらかに片より砂州の打ち上げをうながしたと思われる。10 時間目までで海浜の変化が激しかったので、更に波だけを与え観測を行った。10~17 時間で徐々に砕波点は前進し、一次砕波点では巻き波砕波となり砕波後のエネルギーの減衰が著しかった。そのため河道内の前進は止まり、二次砕波の現象も見られなくなった。10 時間目で 5 m 付近にあった砂州は 17 時間目までに 2 m 付近まで前進しその砂州頂も高くなって 20 時間目にはほぼ静水面近くまで堆積したが、その後、砂州頂を越える波により前進し、

厚みも増し、30時間目には-2mまで前進していた。

○実験Ⅲ3 ($H_0 = 8 \text{ cm}$, $T = 1.86 \text{ sec}$, $H_0/L_0 = 0.0148$)

実験初期において碎波点より河道寄りで底層土砂の動きが沖側に向いていること、 $1/2 L$ 型の砂州の発生があることは前2ケースと同様であった。また $1/2 L$ 型は $2 L$ 型への移行が見られた。2時間目位で砂州頂が高くなると砂州間の動きは実験Ⅲ2同様で河道内砂州に近い付近の土砂は底面表層とも砂州方向に、砂州と次の砂州の中央付近は動きが少なく、更に沖合の砂州に近い所は、沖合砂州方向の移動が見られた。ただし表層の浮遊砂については沖側へと移動していたが、波高が小さいため浮遊砂が少なく底面近くの掃流砂の移動が砂州形成に支配的であった。碎波型式は海浜の変形につれ崩れ波型、巻き波型、両者の混合型とその都度変化していた。

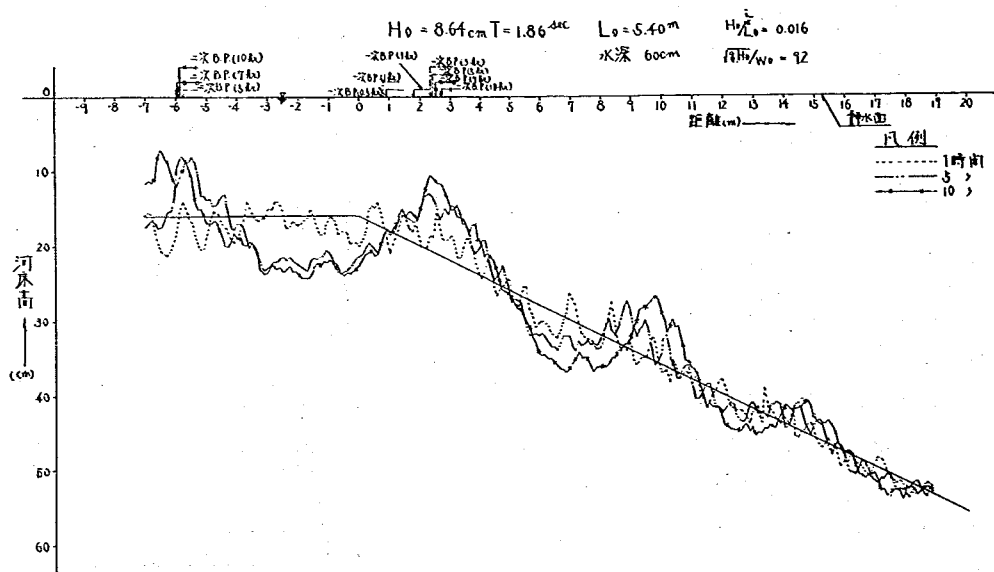


図 6-6 海浜縦断変化図 (実験Ⅲ3)

以上の実験結果は次のことをおしえている。

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

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

手取川の河口に導流堤を作った場合、動的平衡水深が $B = 200 \text{ m}$ で $h_c = 3 \text{ m}$ 前後、 $B = 150 \text{ m}$ で $h_c = 3.5 \text{ m}$ 前後、 $B = 100 \text{ m}$ で $h_c = 4.5 \text{ m}$ 前後と考えられるため、他河川の例から判断すると $B = 100 \sim 150 \text{ m}$ ぐらいであれば、ほぼ導流堤内の動的水深が維持でき、波によって埋まることは少ない

と考えられる。

注1)

$\frac{1}{2}L$ 型⁵⁾；海床波の波長が波の波長 L の約 $\frac{1}{2}L$ の海床、この海床は反射によって生じる。

$2L$ 型⁵⁾；海床波の波長が $(2 \sim 3)L$ の海床、これは波の二次波峰現象 (Soliton の発生) と関係がある。

6-3 導流堤による河口付近の汀線変化

長い導流堤を設置すると、漂砂の移動が導流堤によって変わるため汀線の変化が生じる。この変化量を見積っておくことは、二次的な害を把握するために必要である。

漂砂の一方向への卓越のある海岸に導流堤を出すと通常、漂砂の上手側の堆積、下手側の浸食が生じ、浸食対策に多大の投資を行わなければならないことがある。幸いなことに手取川河口は、この海岸の漂砂源であり、河口の両側に漂砂を供給しているようだ。このような海岸に導流堤 (突堤) を汀線に直角に出すと、導流堤の周辺の汀線は前進し、その変動範囲は突堤の長さぐらいである。表6-2は筆者が調べたものだが、ほぼ $L \div 2$ で、 Δy は最大 $0.2L$

ぐらいである。このように汀線が前進するのは、海岸に打ち寄せる波が種々の方向を持っているためであり、その平均量がほぼ汀線に直角となるためである。手取川河口の場合にも最終的には汀線は前進するであろう。ただ現河口は、河口部砂採取のためによるものと思われる汀線の後退があり、汀線維持の観点からやめた方がよい。

また導流堤の方向を、汀線に直角方向から大きく曲げると、河川からの流出土砂を一方向のみに補給するようになりこのましくない。

導流堤の長さより短い地点の汀線の変化は、明確に予想ができません。導流堤設置後導流堤前面が浅くT字状は、汀線の補給砂量が不足するから、多少汀線の後退があるかもしれないが、大きく退くとは思いません。

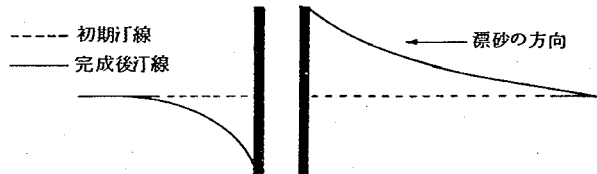


図6-8 漂砂が卓越する場合



図6-9 漂砂が卓越しない場合

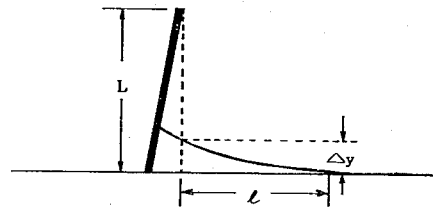


図6-10 表6-2の説明

表 6-2 直角方向に突き出た場合の影響域

単位 m

	L	ℓ (右)	ℓ (左)	Δy (右)	Δy (左)
大 淀 川	500	450	500		
五ヶ瀬川	700	1,000~700			
赤羽漁港	130		130		
浜名港	140		280	40	
	170	160			50
片貝漁港	280		220		
石巻漁港	195	195	0		
荒浜漁港	120		110		
湧別川	120	100		28	
釧路川	500	350		90	
岩木川	150	150		40	
馬淵川(左)	200	200		30	
米代川	160		90	20	
名取川	110		100	30	
真野川	85	70		10	
那珂川	350		300		70
利根川	350		300	70	
梯川	70	30		20	
九頭竜川	160		140		65
南川					
狩野川	380	400		100	

6-4 模型実験による

導流堤の河口埋沈防止
効果および汀線変化に
関する検討

相似律の所で、石炭粉
による海床変化の相似性
はあまり良くないこと、
現地河口は種々の波が来
襲するにもかかわらず、
模型実験では一種の波し
かあたえられず問題が多
いことを述べたが、ここ
では模型実験による河口
現象をそのまま受け入れ
るということではなく批
判的に検討してみよう。

i) 実験 2-1 は、導流
堤(幅 100 m)を設置し、
海浜部は昭和 47 年 10 月
測量結果、河道部は昭和

48 年 9 月測量の形状に整形した。河口前面には現地で洪水後の深浅図や実験 1-1~1-5 の結果を
検討し、洪水による堆積による Bar (T.P. -3 m) を作った。導流堤先端水深 T.P. -4 m とした。
この初期形状に波高 $H_0 = 2.15$ m, 波長 $L_0 = 87.75$ m, 入射方向は汀線に直角の N55°W の波を 10
時間当た。河川からの流量は冬季河川流量が少なく、河川流による影響は無視して零とした。ま
た潮位は一定の T.P. 0.2 m である。これは潮差が小さく、また河川勾配が急で感潮区間が短かく潮
流の影響は小さいと考えたためである。

河口変化の状況を述べると、汀線は 2~3 時間目位までは左岸側がやや後退ぎみであったが、大
きな変化は無く、6 時間目ではほぼ 10 時間目に近い形状となっていた。河口前面は T.P. -3 m 高
の Bar が有るため、実験初期には、その Bar 頂付近で砕波現象が見られたが、時間の経過と共に
砕波点が前進し、ほぼ河口付近で砕波がみられた。砕波による波エネルギーの減衰のため導流堤内
は波高が小さく、0 km 地点では河道幅の拡がり等によって 10~15 cm 位の波となっている。導流堤
先端の波高は砕波点の前進により 2 時間目に約 3 m と高くなっていたが、その後入射波高と同程度
であった。

実験後の海浜を見ると河口付近左岸側で T.P. -3 m とわずかに高くなっていた。海床は $\frac{1}{2}L$ の Bar

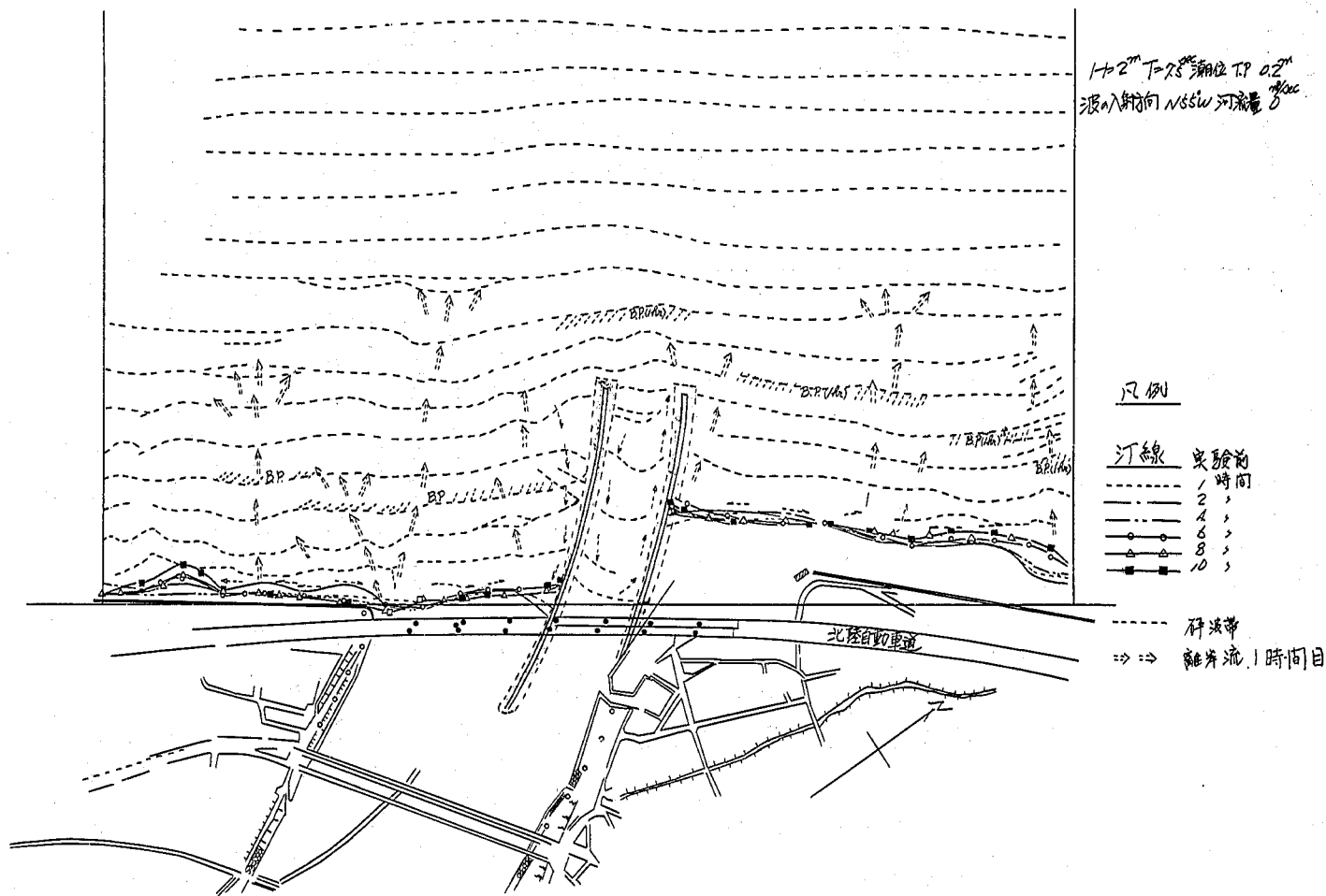


図 6-11-1 海浜流況図 (実験 2-1)

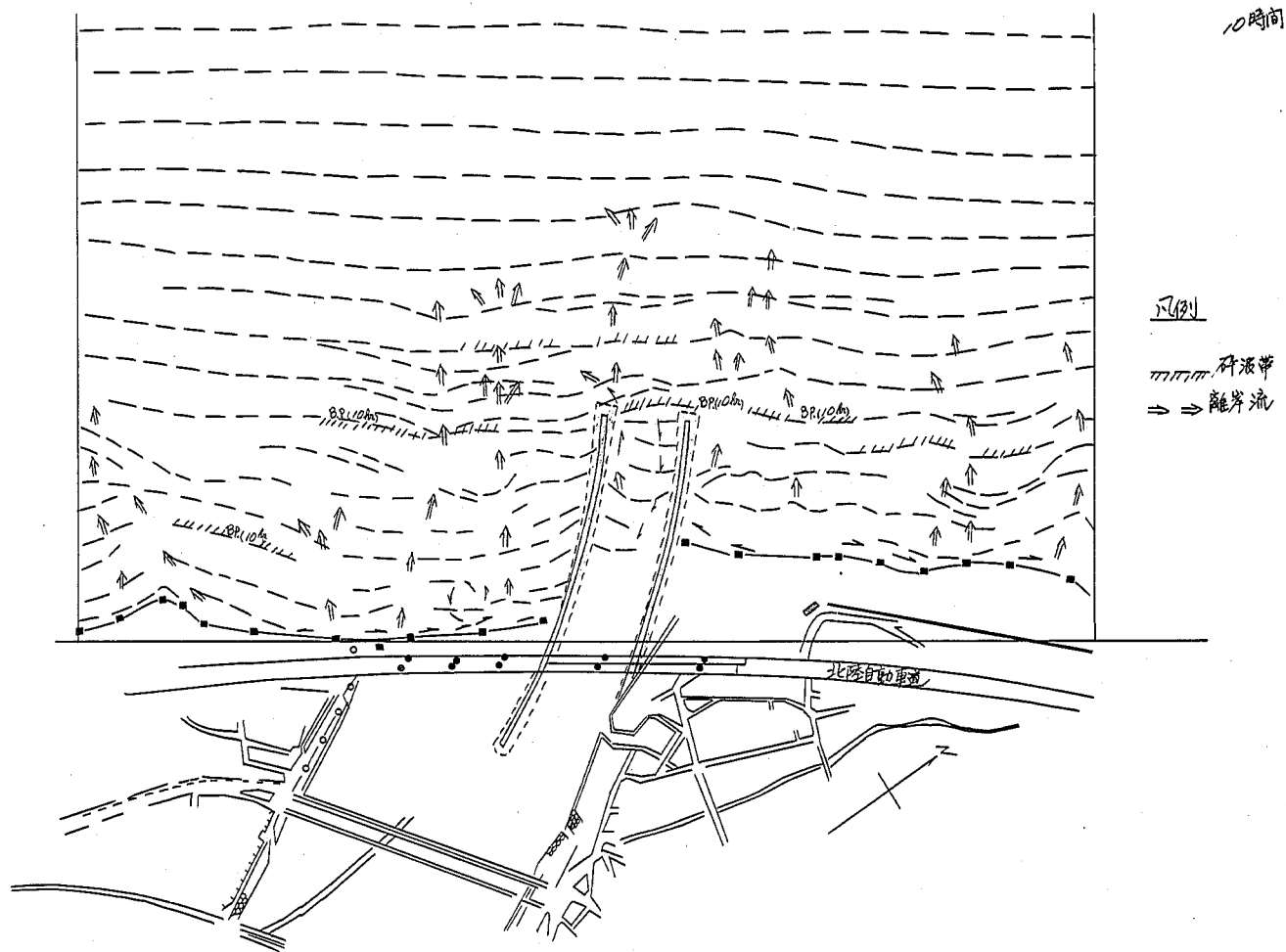


图 6-11-2 海浜流況図 (実験 2-1)

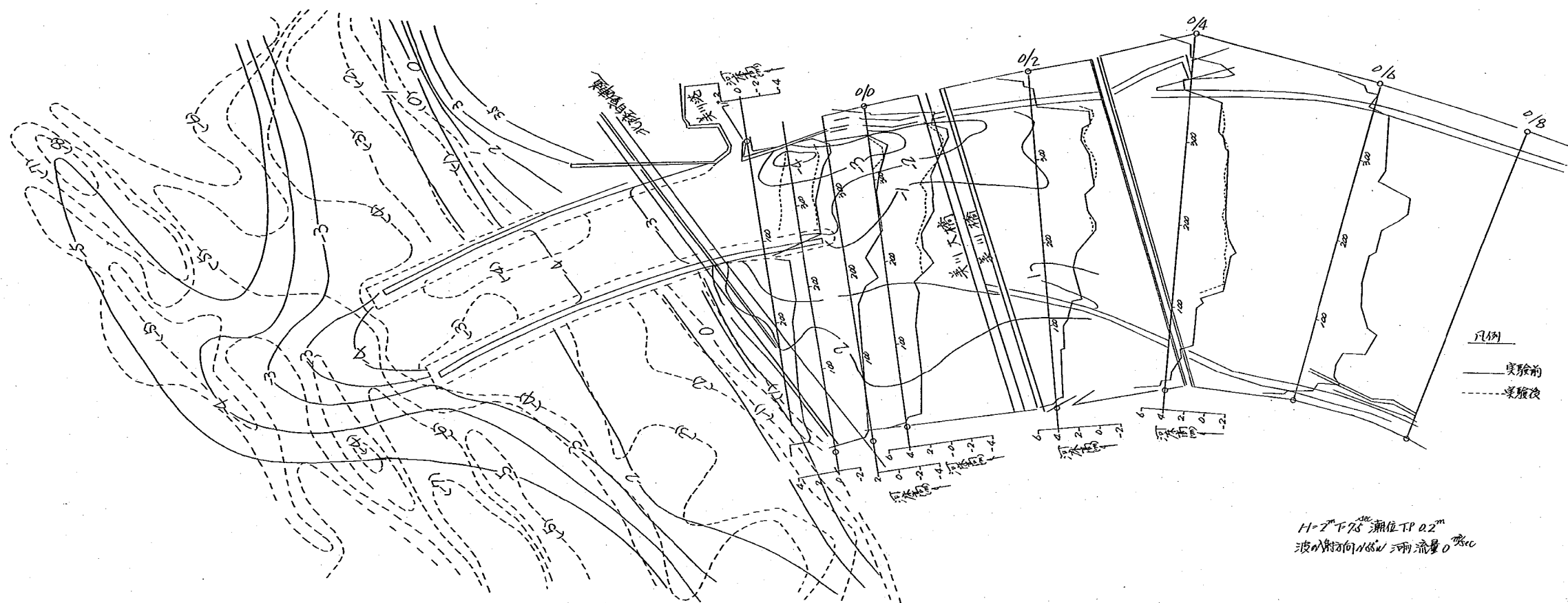


圖6-12 河床變動圖(實驗2-1)

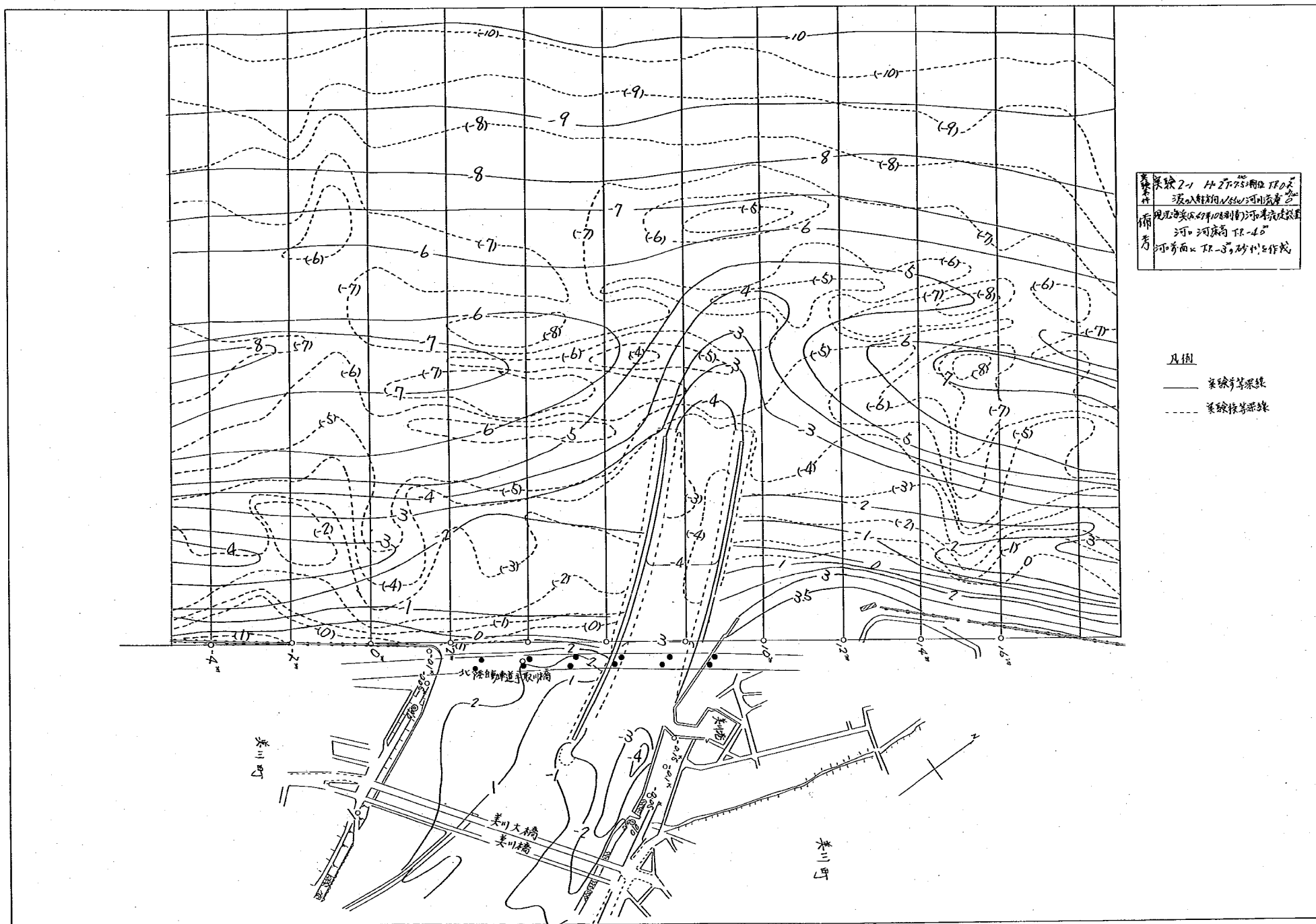


図6-13 等深線図

实验 2-1 $H=2^m$ 下 0.2^{sec} 潮位 下 0.2^{sec}
波の入射方向 N55W 河川流量 0^{m³/sec}

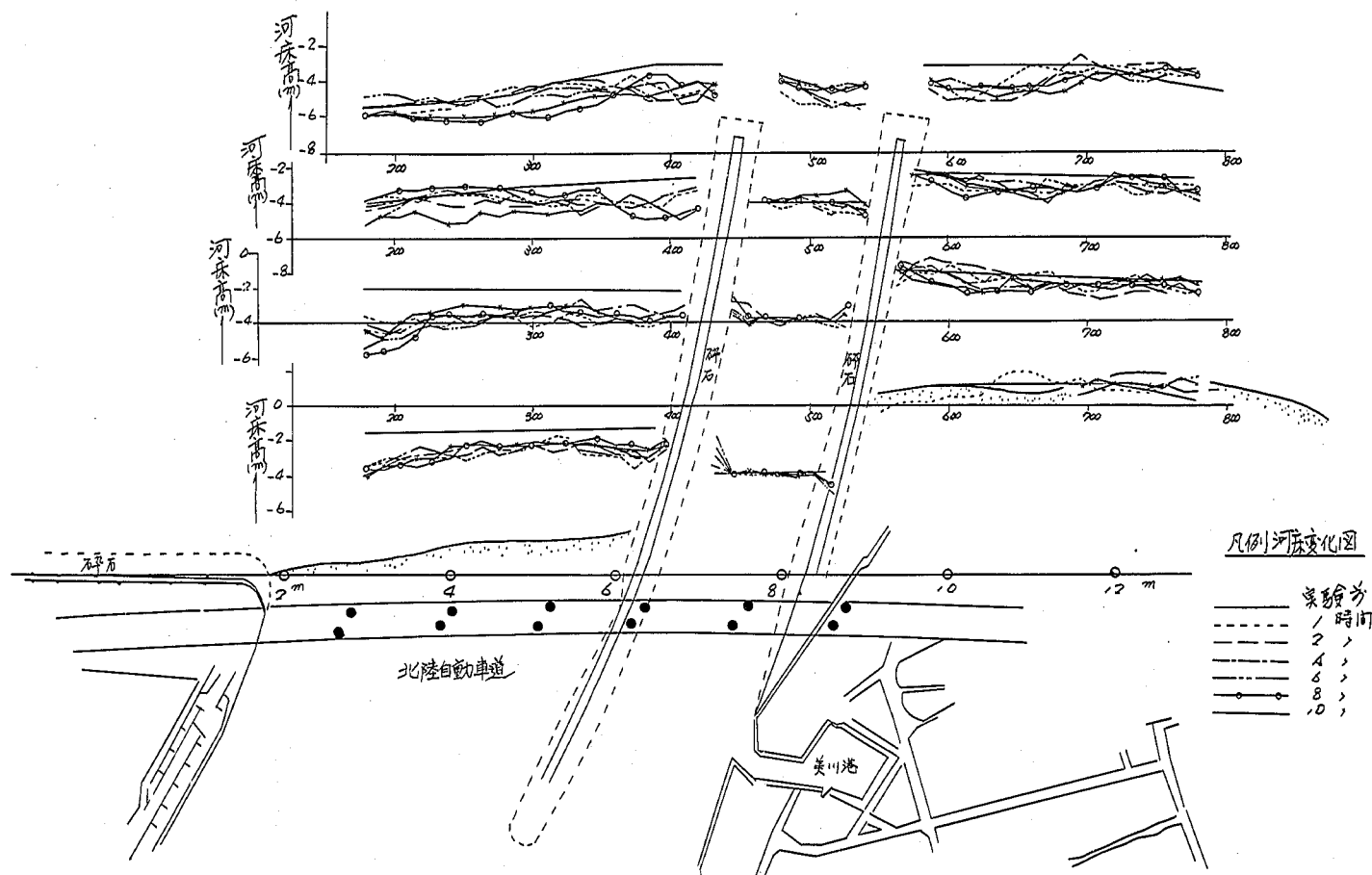


图 6-14 河口断面变化平面图 (实验 2-1)

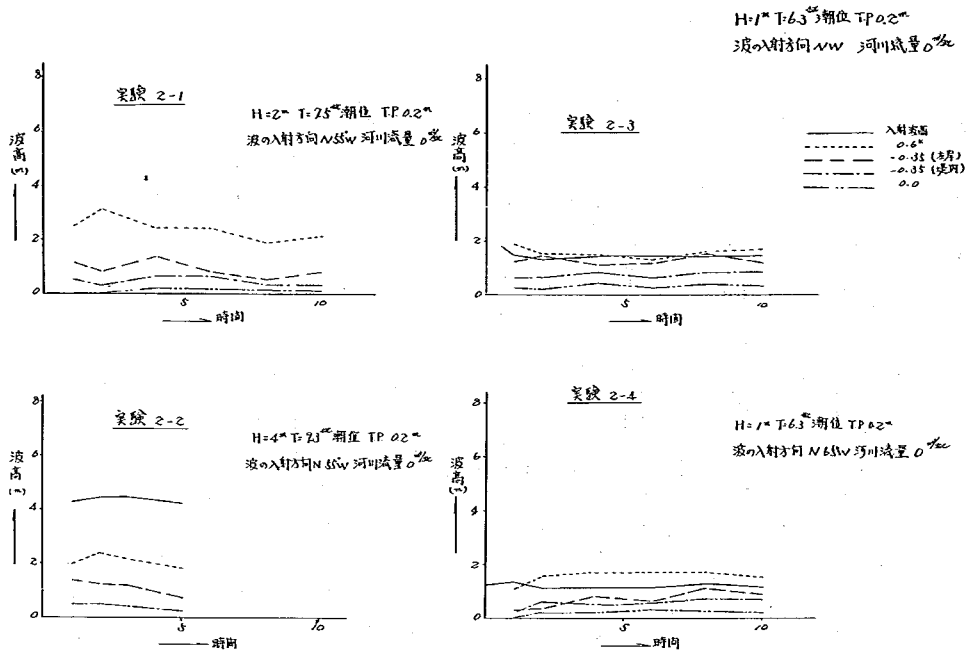


図 6-15 波高の時間的変化図

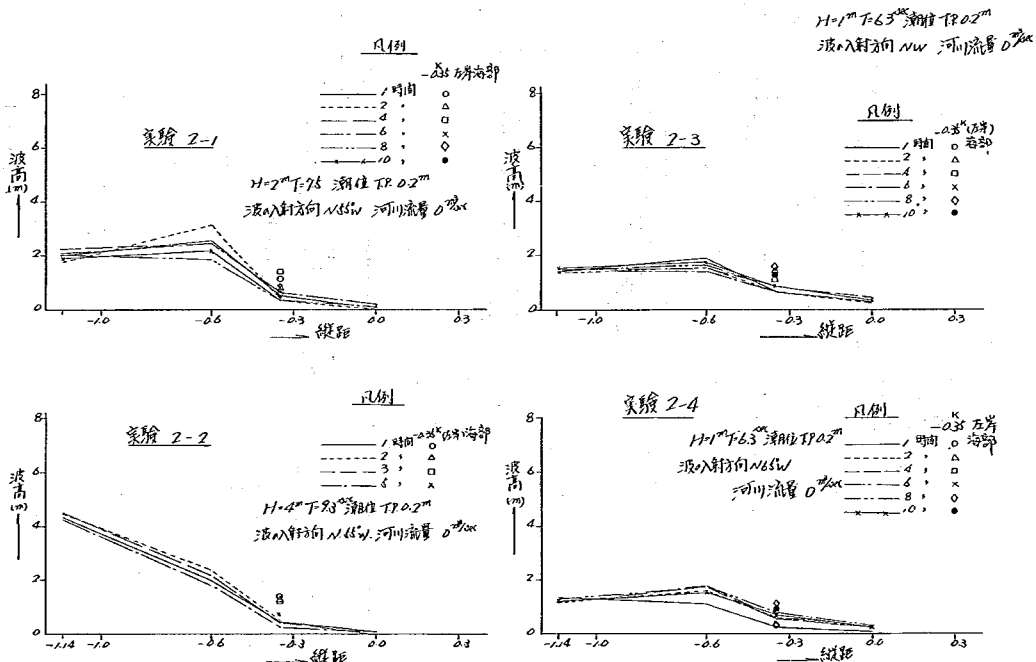


図 6-16 波高縦断面

が見られたが顕著な沿岸砂州は見られなかった。前浜付近の勾配は実験前に比べてやや急となっていた。

ii) 実験 2-2 は、実験 2-1 終了後、 $H_0 = 4\text{ m}$ 、 $L_0 = 135\text{ m}$ の波を 5 時間当てたものである。波高が大きくなったため、汀線より沖合 500 ~ 750 m 付近で巻き波型の一次砕波が見られ、その後波の進行と共にくずれ波型で波高が減衰され、導流堤内の波高は実験 2-1 よりやや小さく、0.0 Km 地点ではほとんど波高 0 に近かった。汀線は時間の経過と共にやや後退気味であったが、その前面の海浜は実験 2-1 よりむしろ浅く、いそ浜帯で勾配がゆるくなって堆積の傾向に有った。離岸流は波高が大となったために実験 2-1 より明瞭であったが、その位置は実験 2-1、2-2 とも大体同じ位置に発生し、その間隔は 150 ~ 200 m 位であった。実験後の海床は、汀線より沖合 750 ~ 800 m に砕波による沿岸砂州が存在しているが、海浜流等によって複雑な形をしている。導流堤内に押し込められた土砂は実験 2-1 に比べてやや多く、河口付近は T.P. -3 m となっていた。

iii) 実験 2-3 は、波向きを東方へ 10° 偏した NW 方向から波を入射させた実験で波高は 1 m とした。海浜形状は実験 2-1 と同様であるが、昭和 49 年 6 月現在河口右岸側が浸食されているので、これに合わせ右岸側汀線のみ浸食された形状とした。海浜の変化は、波高が小さいため汀線付近のみであった。右岸側海浜は、汀線への斜め入射波によって沿岸漂砂が導流堤の方向に移動し、右岸導流堤根元付近に堆積した。左岸側海浜については、左岸導流堤より 250 m 離れた地点の汀線の後退が見られたが、他はあまり変化していなかった。

なお 4 時間目に左岸導流堤より 400 m 西方向へ離れた位置に、汀線より 60 m 離して、汀線と平行に長さ 60 m、高さは越波しないような高さとし離岸堤を設置し、離岸堤の効果を見てみた（離岸堤として碎石を置いた）。設置後 10 分後にはトンボロの発生が見られたが、その後大きな汀線の前進はなかった。しかし実験後の海床を見ると、離岸堤背後の海床が浅くなっているのが見られた。

波高 1 m のため、海浜は大きな変化は見られず、T.P. -4 m 以下の海床には砂れんの発生はあったが、ほとんど初期河床のままであった。河口前面は Bar 頂が -3 m に整形してあるので、実験開始直後は一部砕波が見られたが、砕波により海床が変化し、4 時間目にはほとんど河口での砕波は見られなかった。そのために河道内へそ上する波もエネルギーの減衰が小さく、前ケースに比べ 0 Km 地点の波高は 50 cm と約倍近い値であった。

iv) 実験 2-4 は実験 2-3 と逆に $N55^\circ W$ に対し、 10° 東へ偏して $N65^\circ W$ 方向から波を当てたものである。波浪条件、海浜形状とも実験 2-3 と同じである。実験 2-3 と逆の方向から波を入射させたため、左岸側は斜め入射となり、沿岸漂砂も東方向に移動し、左岸導流堤の根元で汀線の前進が見られた。右岸側は、導流堤の前に有る Bar のためによる波の屈折、導流堤による回折波のため、波が回り込み右岸導流堤近くは波向きが汀線に直になり、右岸導流堤根元にも堆積が見られたが、導流堤より 200 m 離れた付近より浸食が著しかった。実験開始後 3.5 時間目に、海浜の浸食の著しい所に、汀線より 60 ~ 70 m 離して、長さ 60 m の離岸堤を、東側と西側に一基ずつ設置した。離岸堤を砕波帯もしくは、それよりやや沖合に設置したため実験中明瞭なトンボロは見られなかったが、実験後の

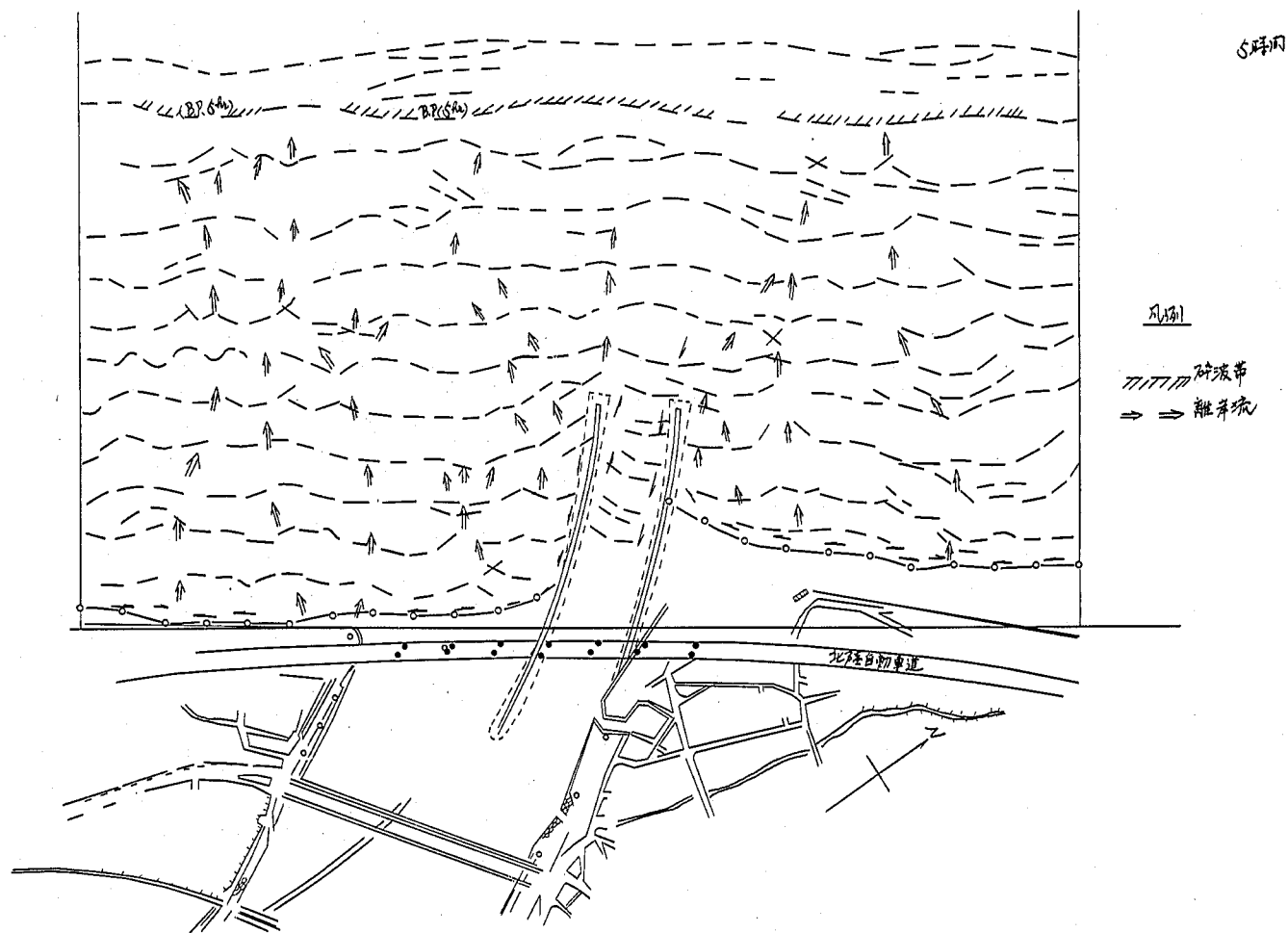


图 6-17-1 海浜流況图 (実験 2-2)

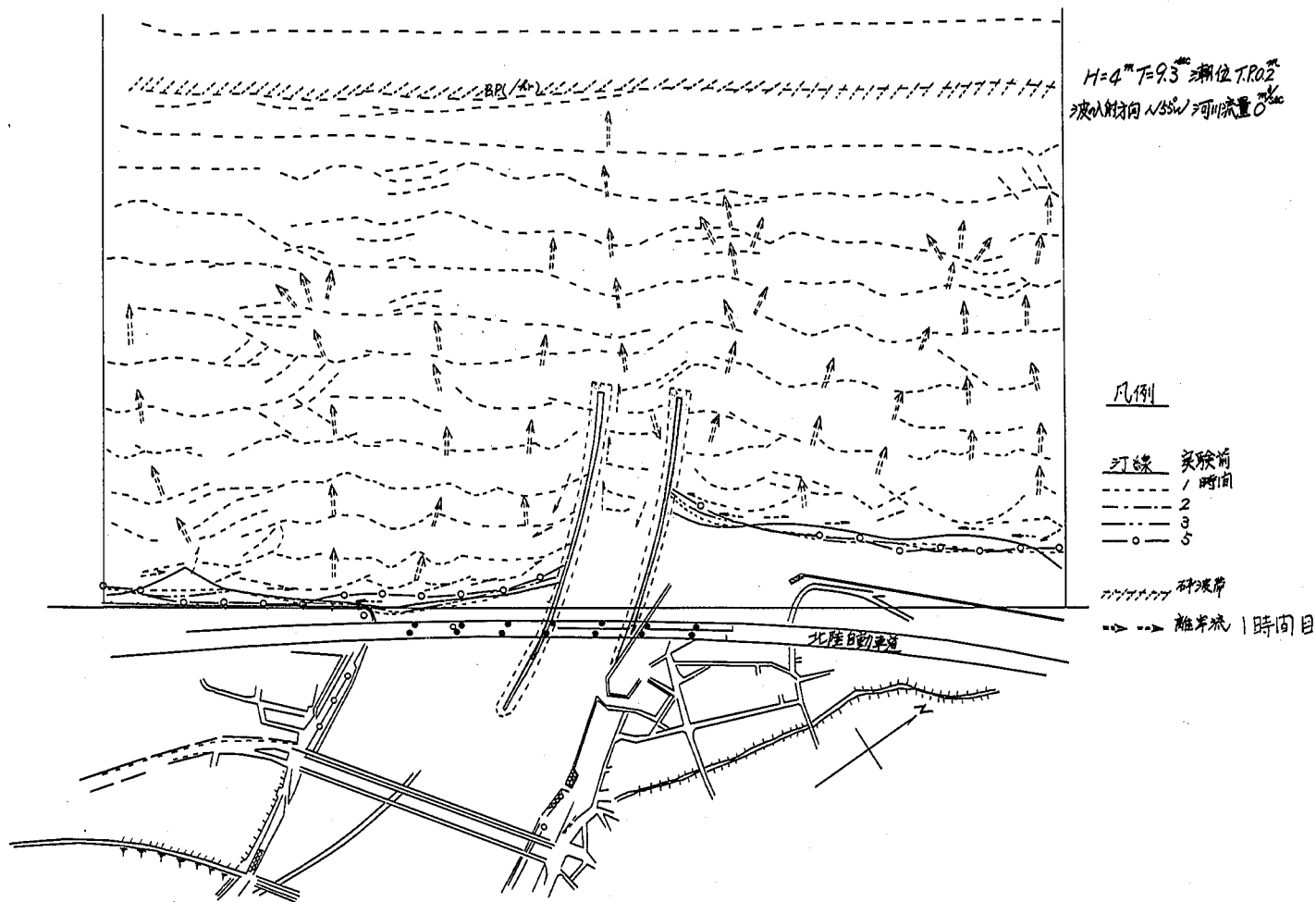


図 6-17-2 海浜流況図 (実験 2-2)

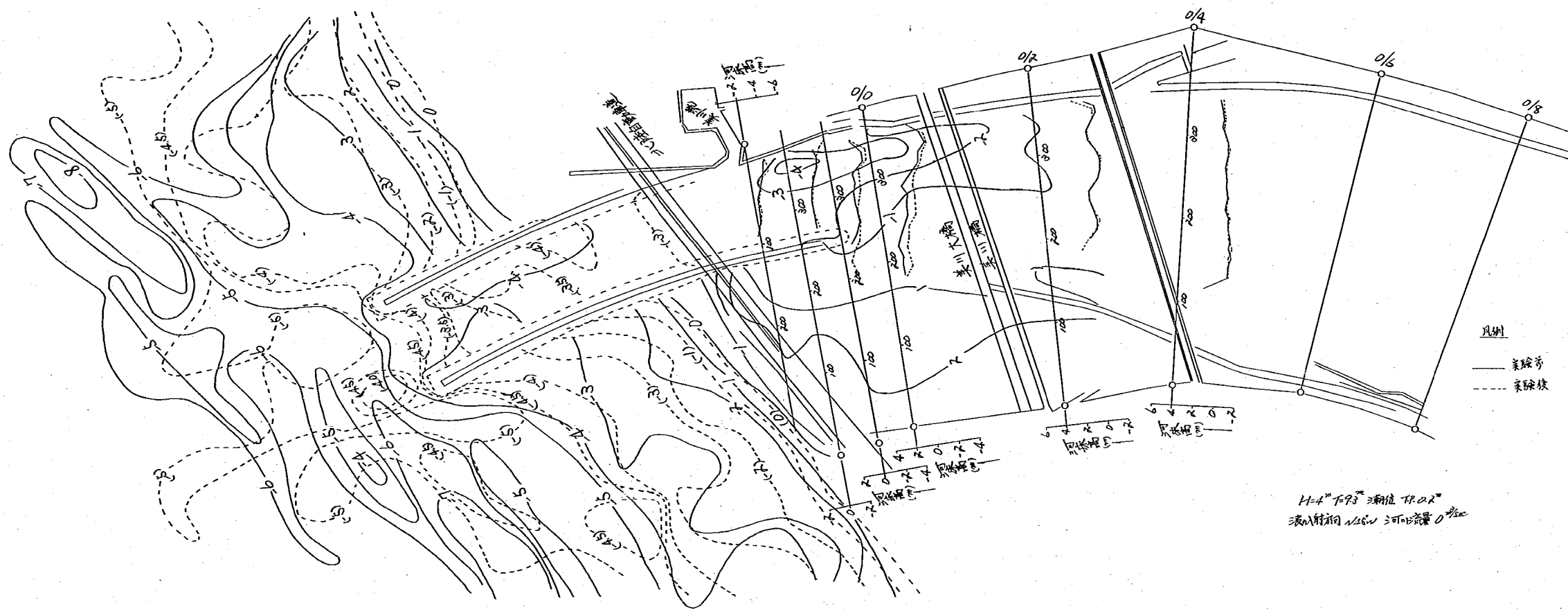


图 6-18 河床變動圖 (實驗 2-2)

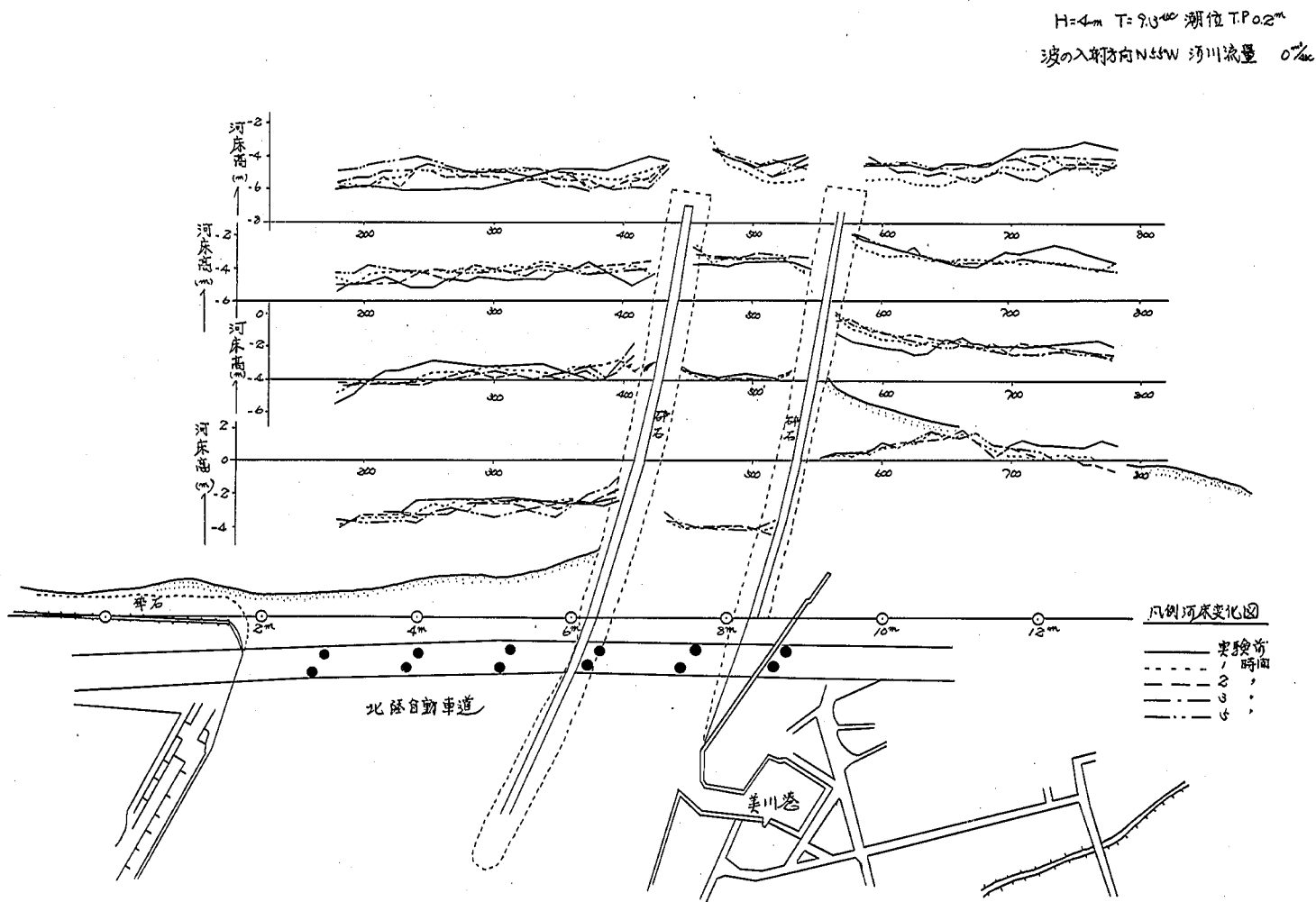


図 6-20 河口断面変化平面図 (実験 2-2)

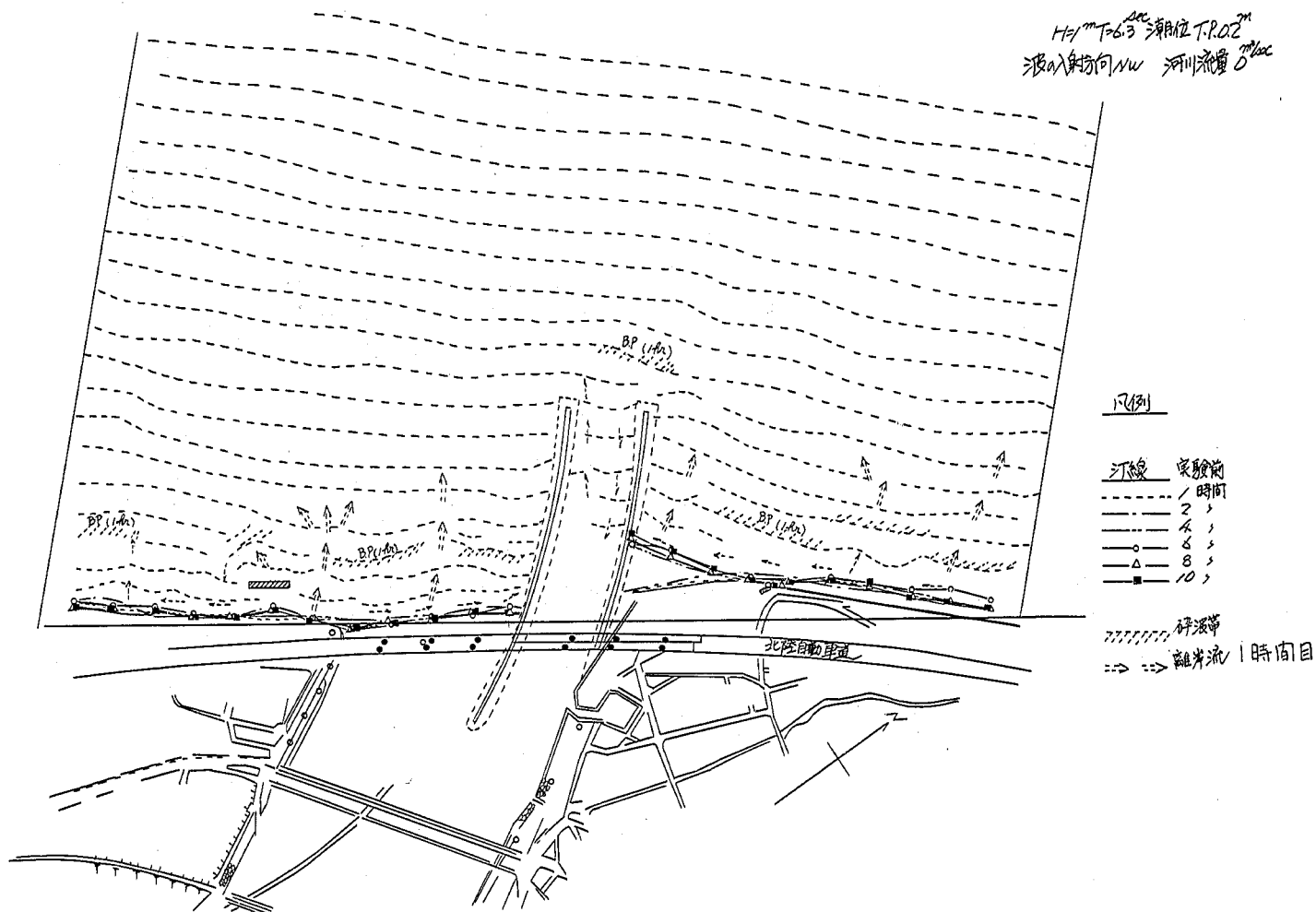


図 6-21-1 海浜流況図

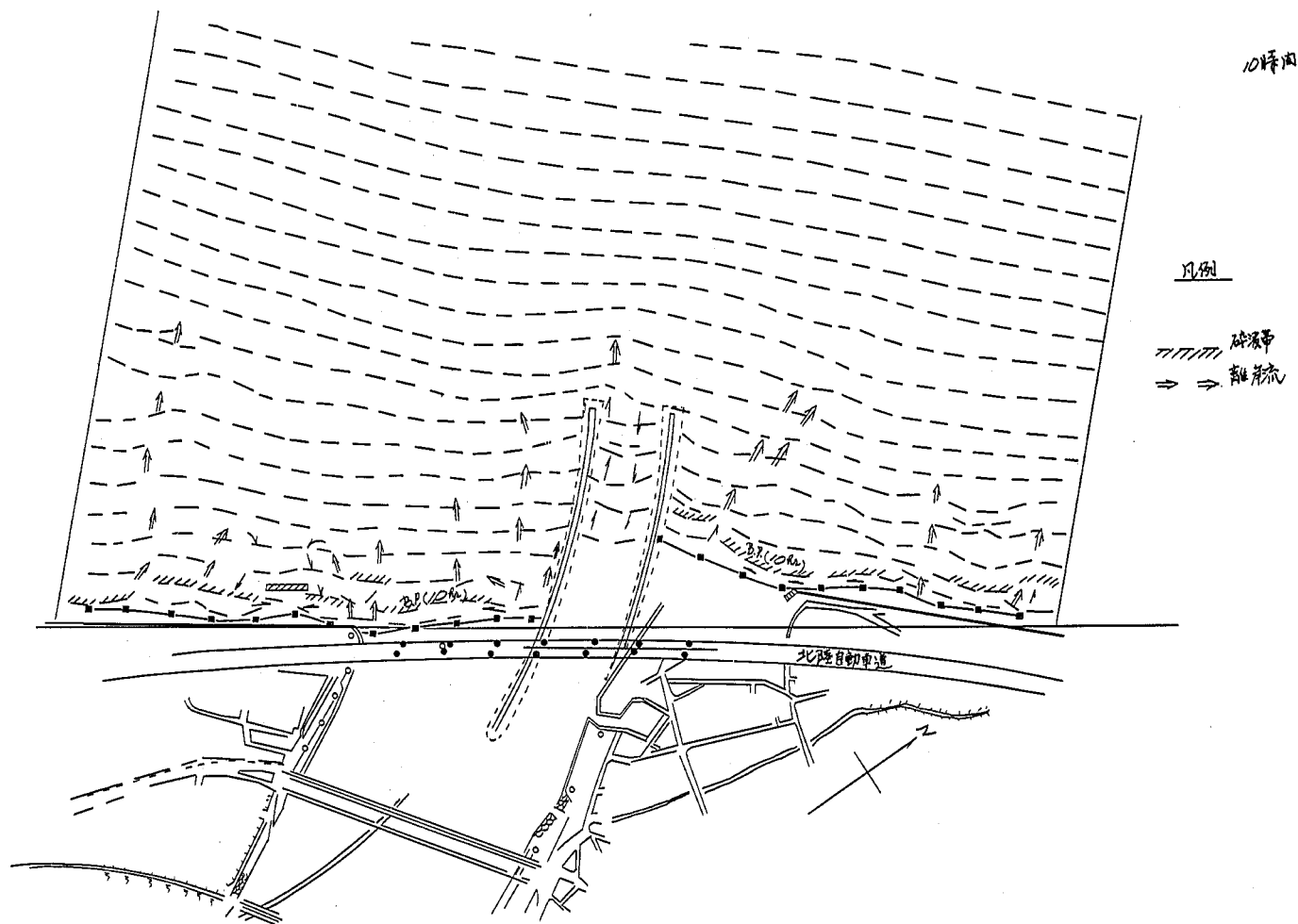


图 6-21-2 海滨流況图 (実験 2-3)

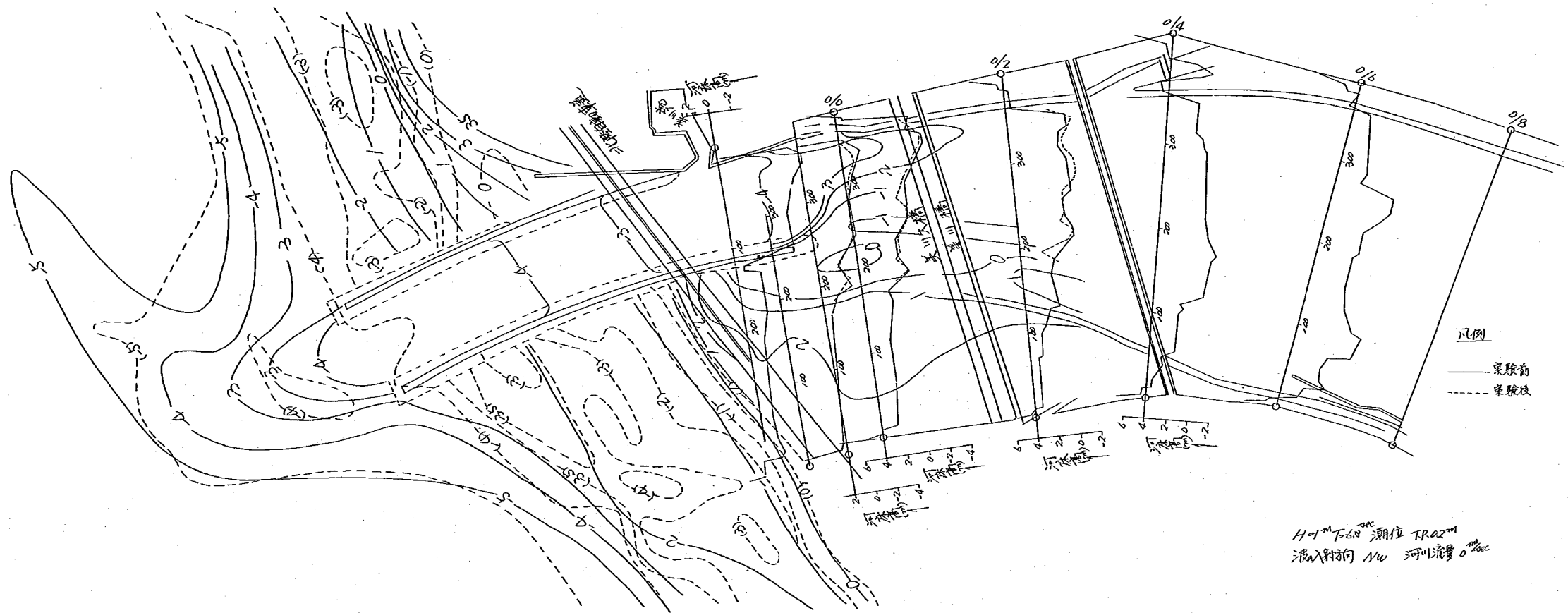


图 6-22 河床变动图 (实验 2-3)

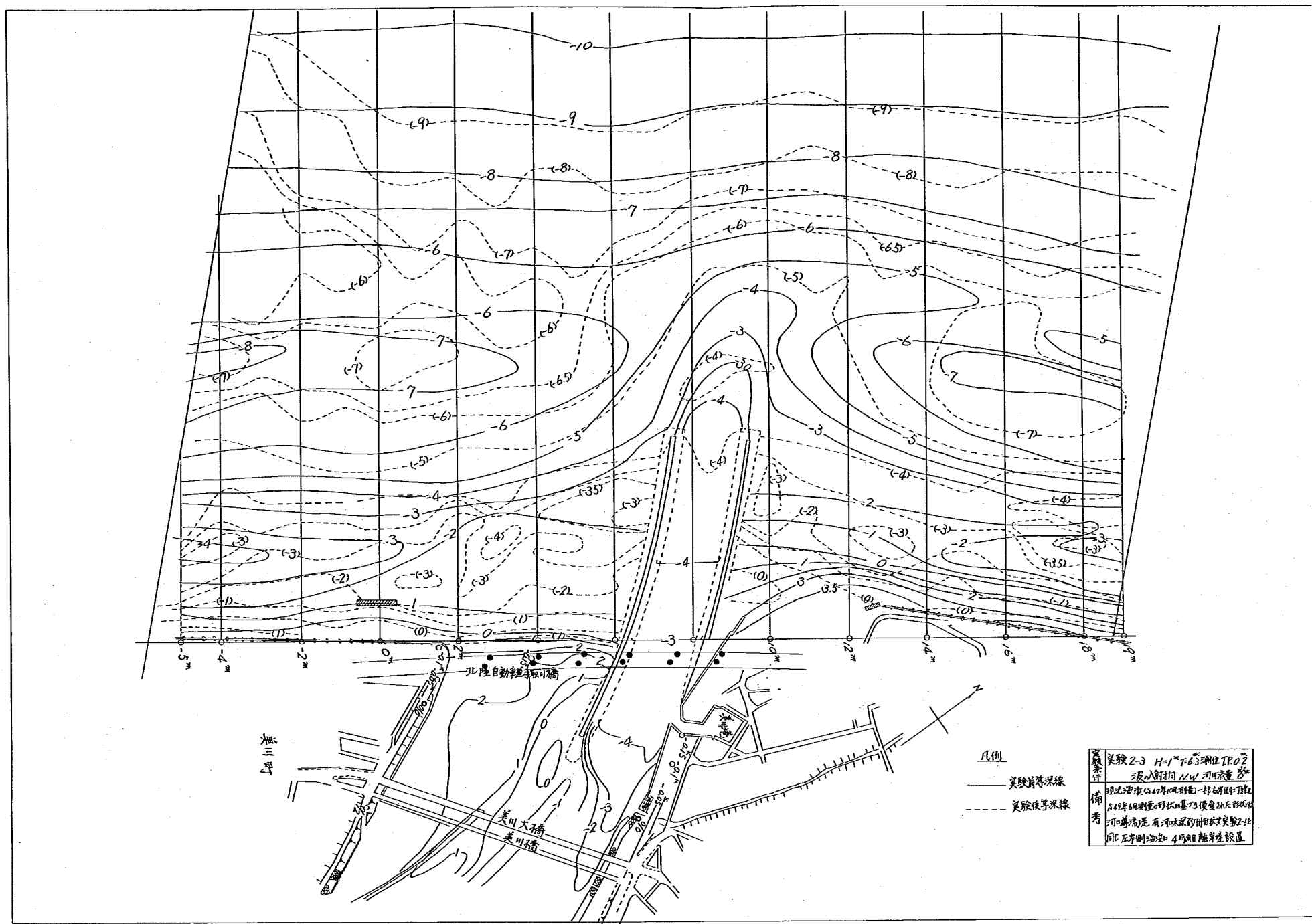


図 6-23 等 深 線 図

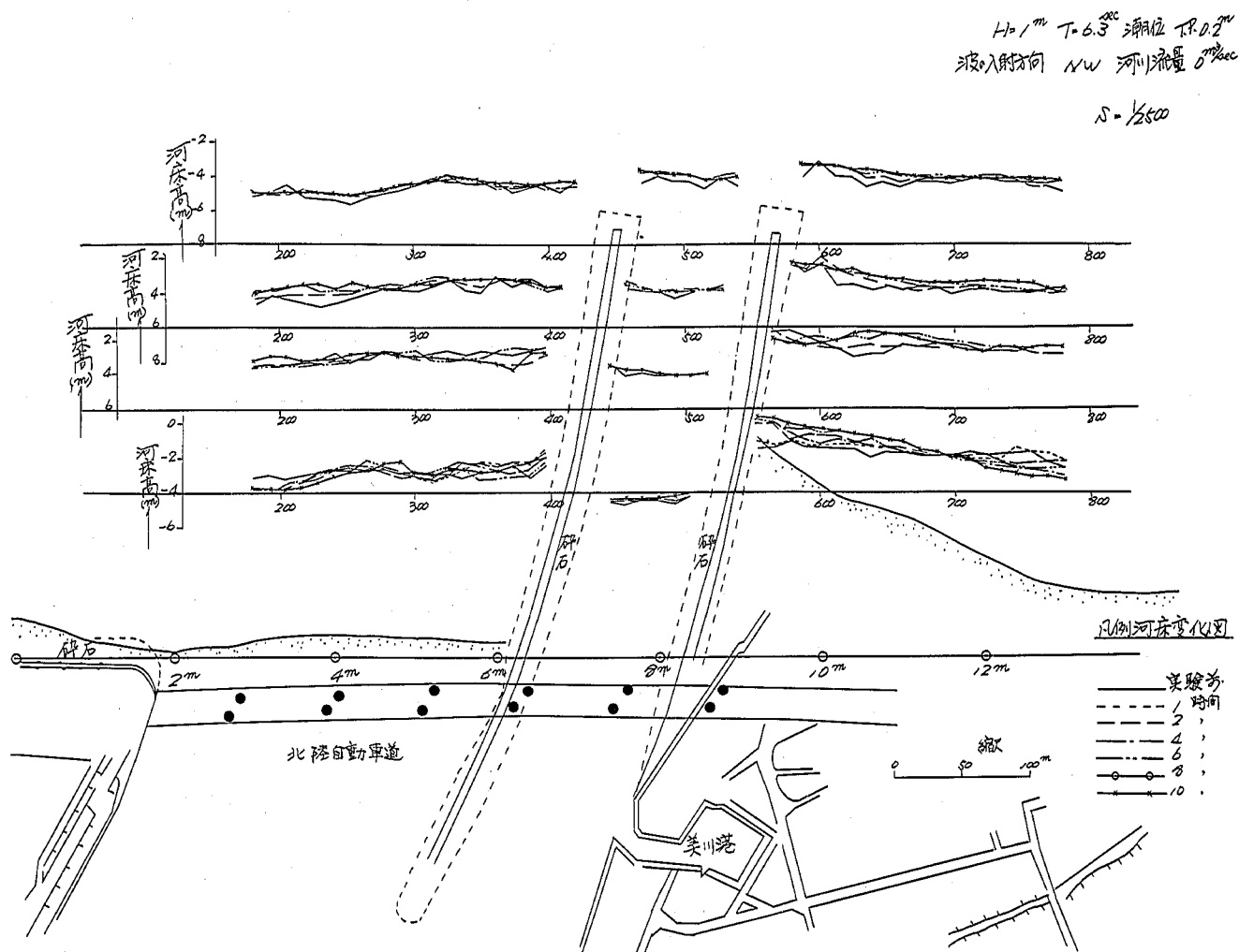


图 6-24 河口断面变化平面图 (实验 2-3)

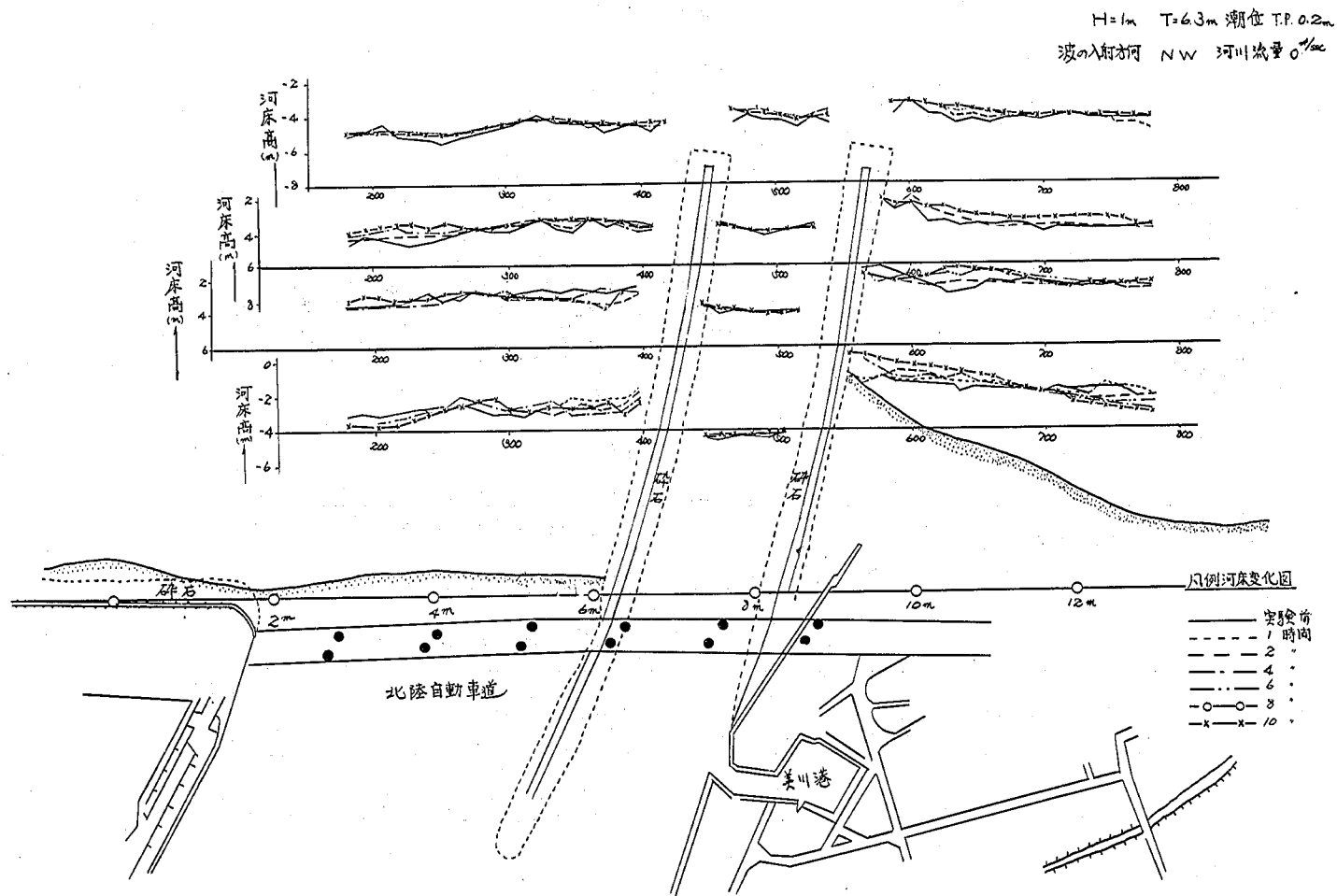


図 6 - 2 5 - 1 河口断面変化平面図 (実験 2 - 3)

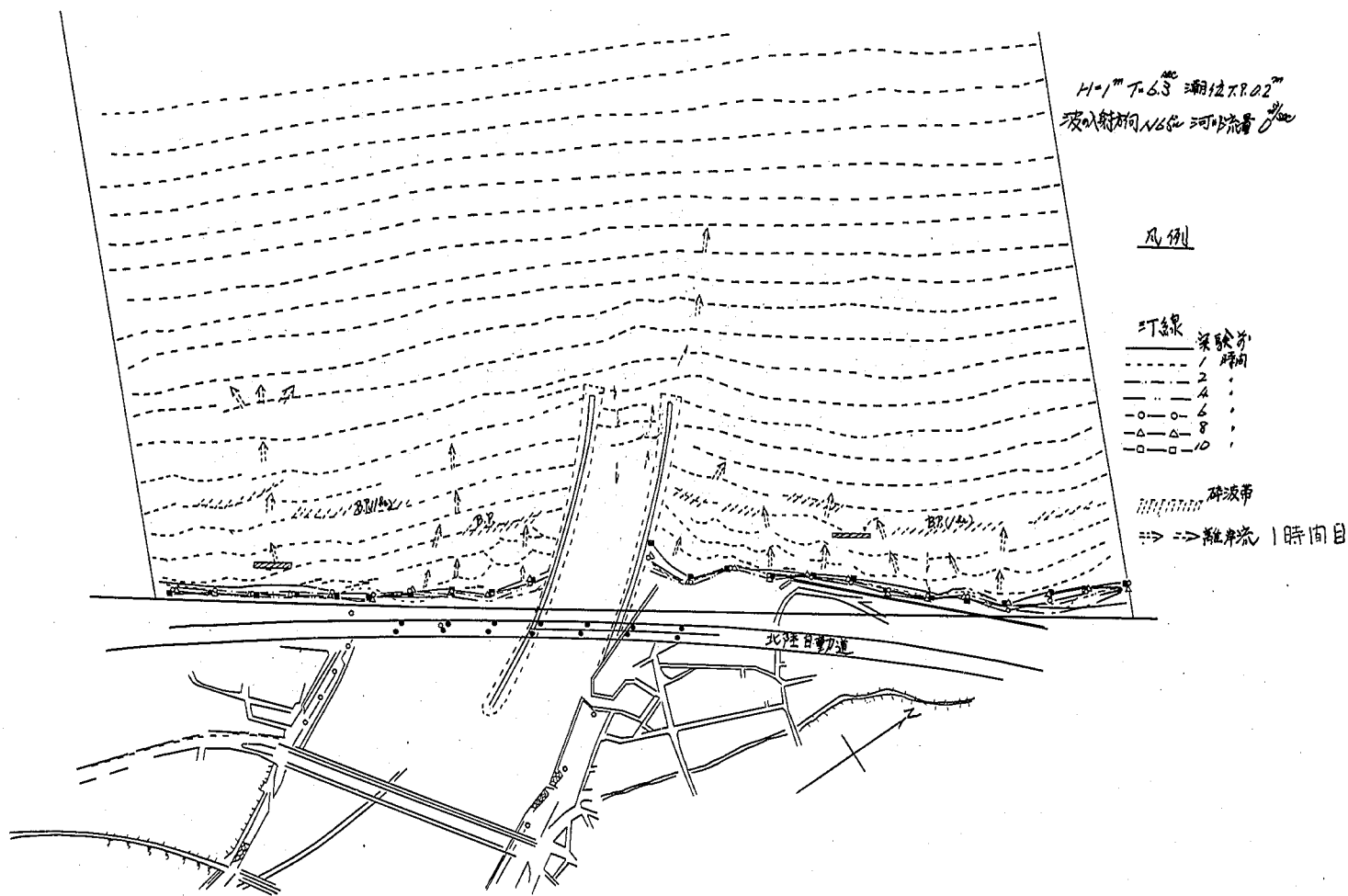


図 6 - 2 5 - 2 海 浜 流 況 図 (実 験 2 - 4)

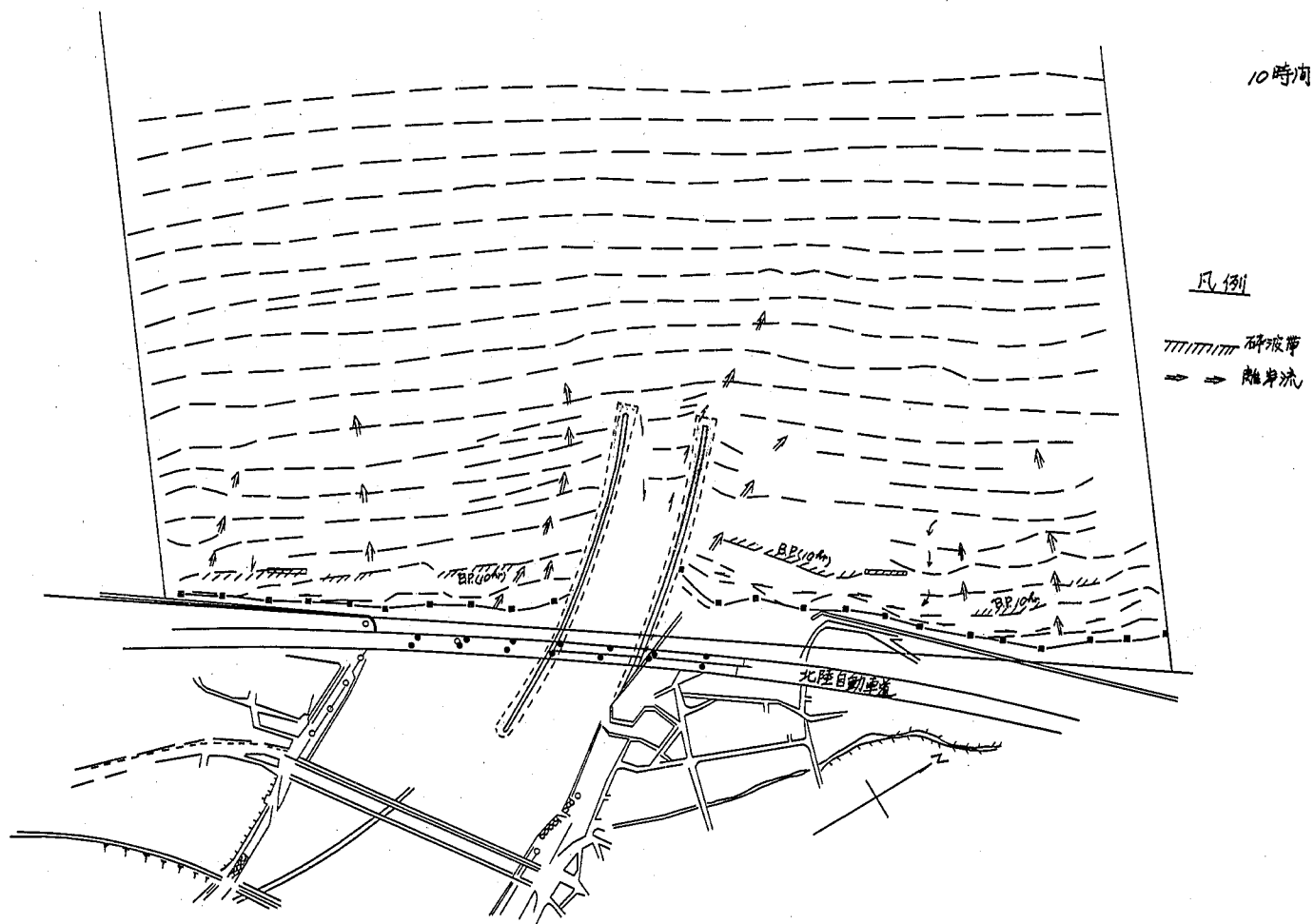


図 6 - 2.5 - 3 海 浜 流 況 図 (実 験 2 - 4)

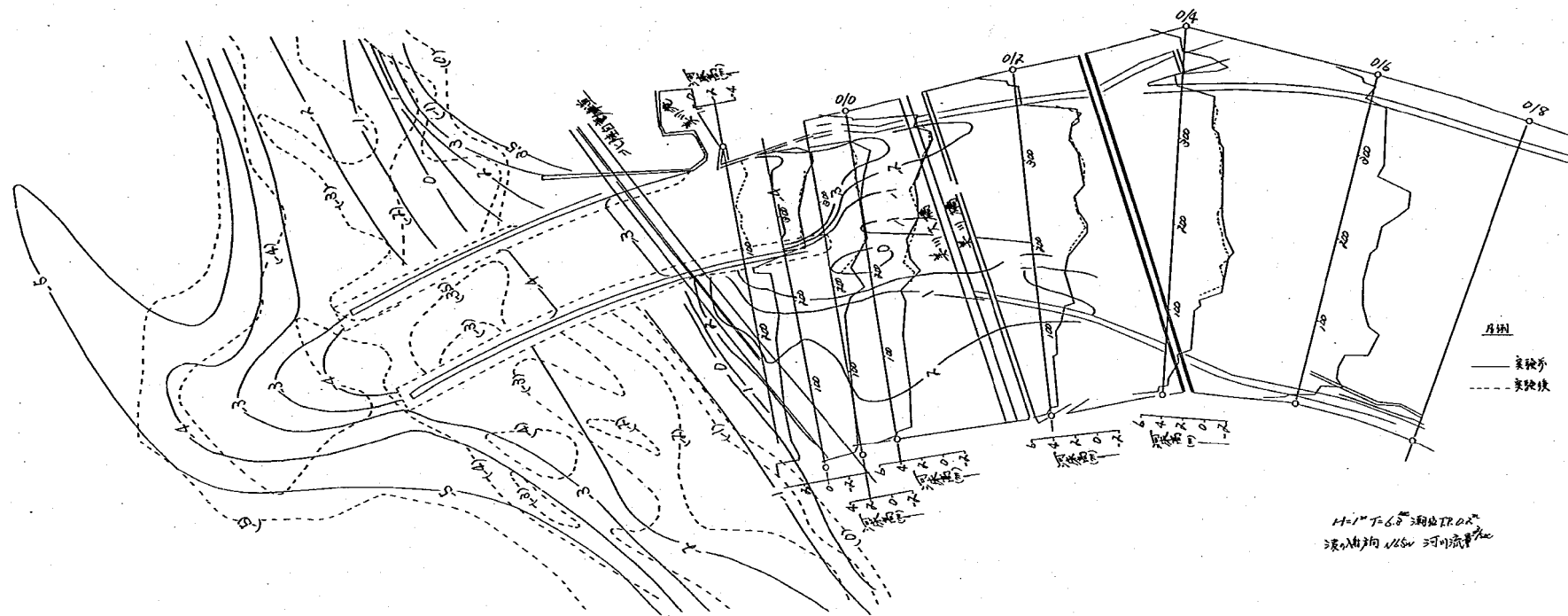


图 6-26-1 河床变动图 (实验 2-4)

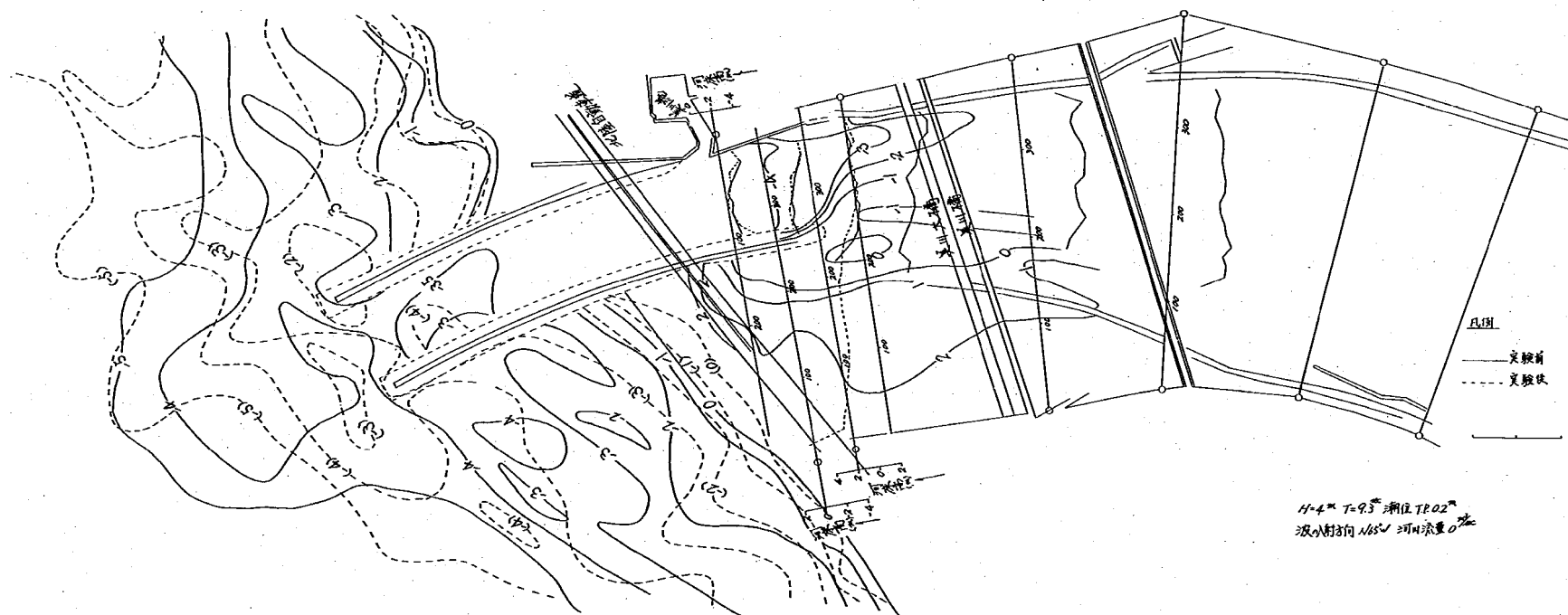


图 6-26-2 河床变动图 (实验 2-4)

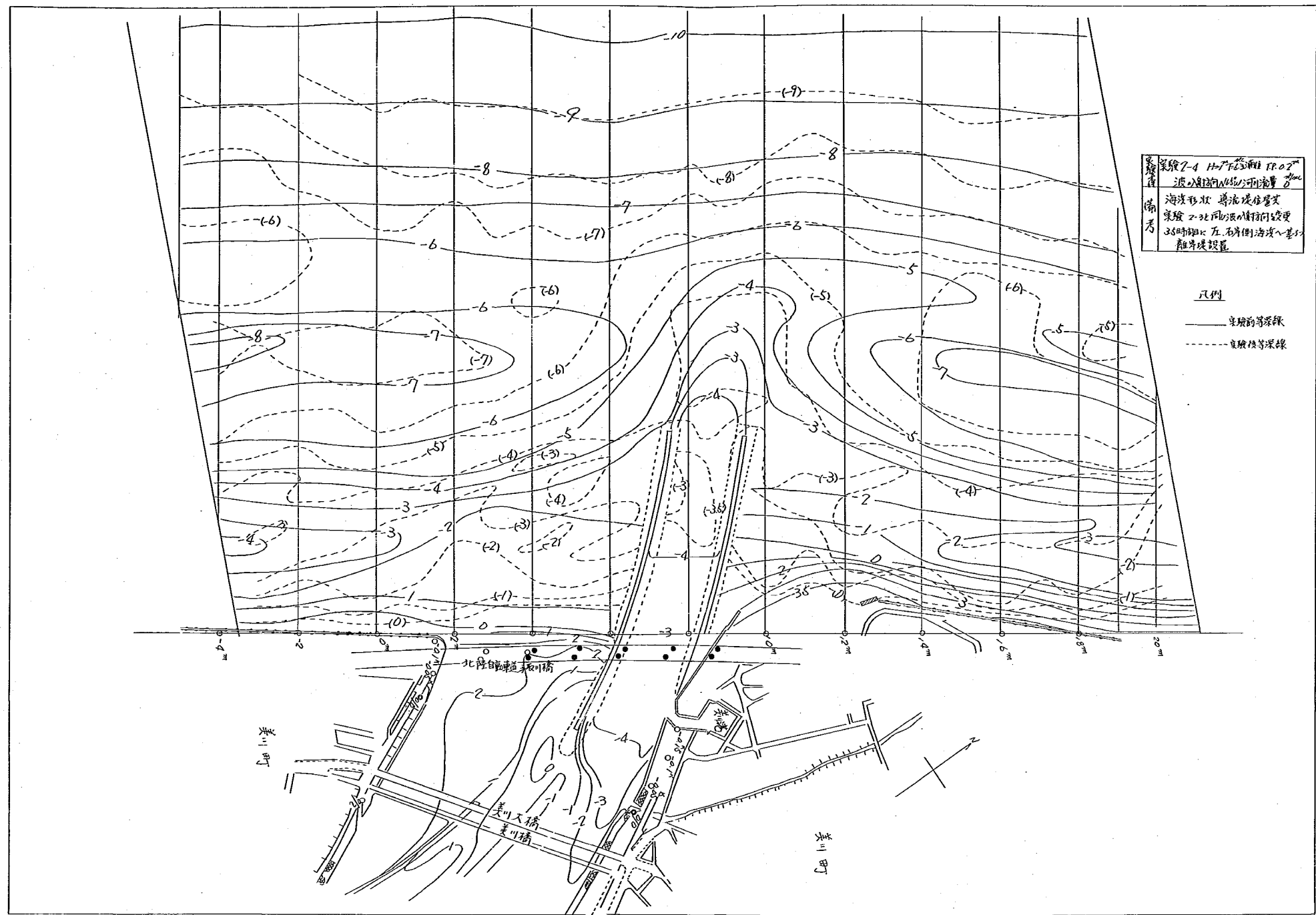


图 6-27-1 等深线图

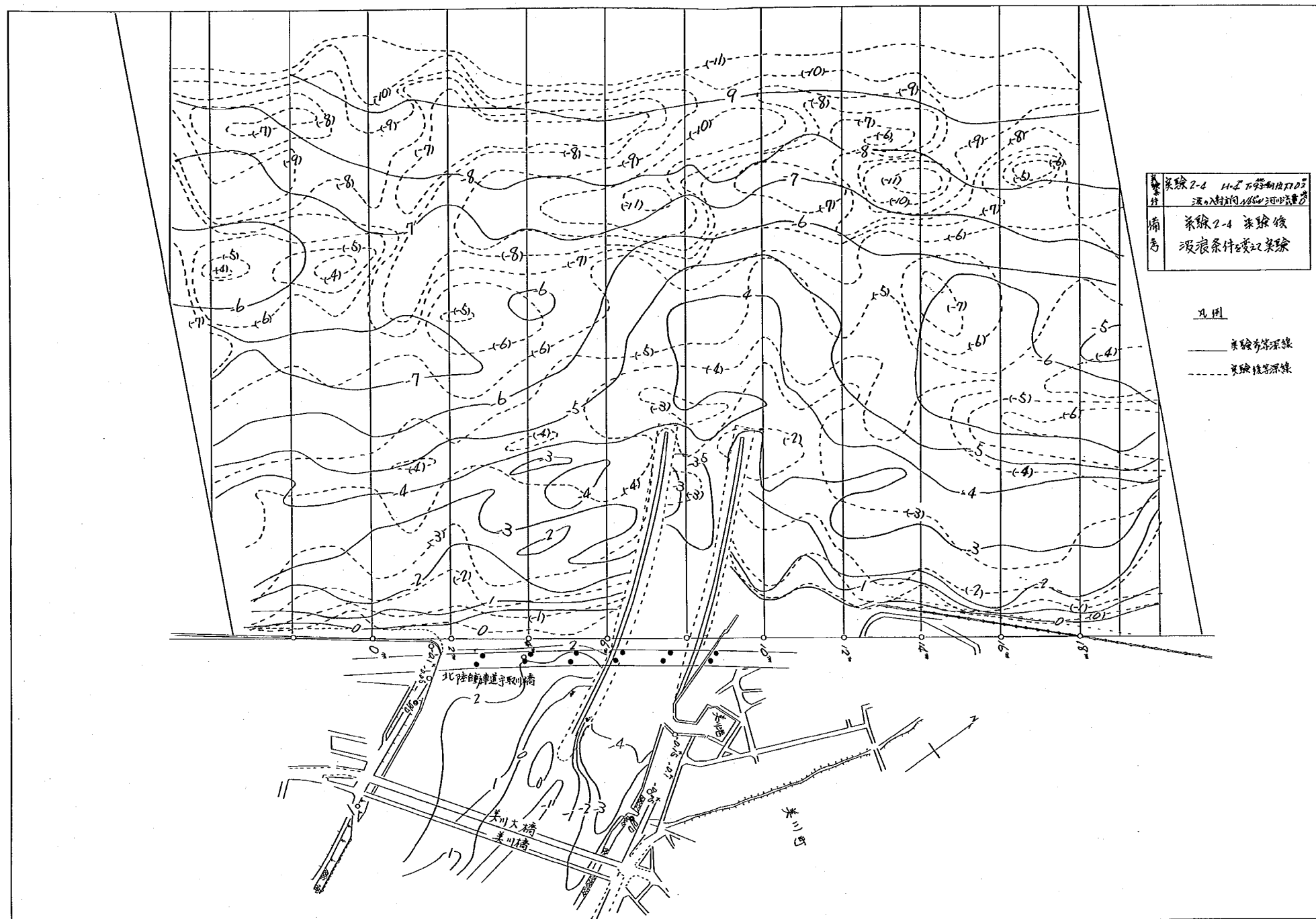


圖 6-27-2 等深線圖

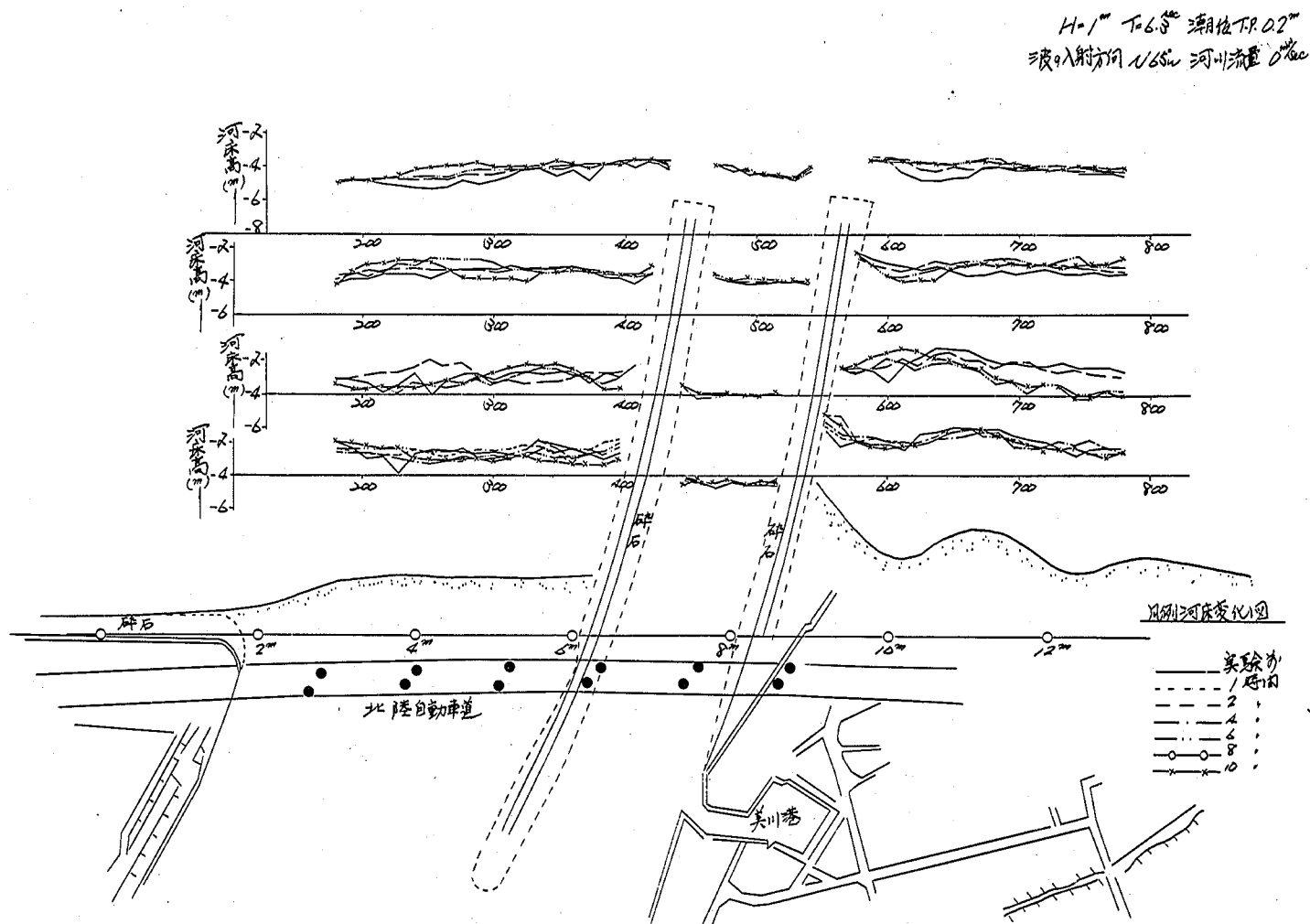


图 6-28 河口断面变化平面图 (实验 2-4)

海浜をみると離岸堤後方に土砂の堆積がみられた。河道内への波の侵入状況は前ケースとほぼ同程度であった。

V) まとめ

○河道内への侵入波高は、荒天時の波高大なる時は河口前面で砕波し、波エネルギーの減衰が激しく、河道内への遡上波高も小さくなっているが、1 m 前後の波の時には導流堤前面に存在する Bar 頂が 3 m 前後であるため、砕波ぎりぎりとなり、砕波しない場合には、波が正弦波に近いまま河道内に入り導流堤内波高も大きくなっていた。なお 0 Km 地点で河積が急に大きくなるため波が広がり、水深も浅いため砕波し、0.3 Km 地点ではほぼ波高 0 m となっていた。

河道内侵入波高としては多小の安全を見込んで次の値を目安にすれば良いであろう。

導流堤先端	3 m
— 0.3 K	1 m
0 K	0.5 m
0.3 K	0.2 m

○導流堤内河床高の維持は、河床高が T.P. -4 m あればどのような波に対してもほぼ維持しうると考えられる。ただ波によっては T.P. -3 m 位まで浅くなることがあろう。なお河床高が T.P. -4 m となるためには、洪水流量が 1,000 ~ 1,500 m³/s 位必要である。

○導流堤根元付近は堆積し、汀線が多少前にでるであろう。

○導流堤から多小離れた地点 (200 ~ 300 m) では浸食が見られたが、現地でも起こるかどうかは明確でない。

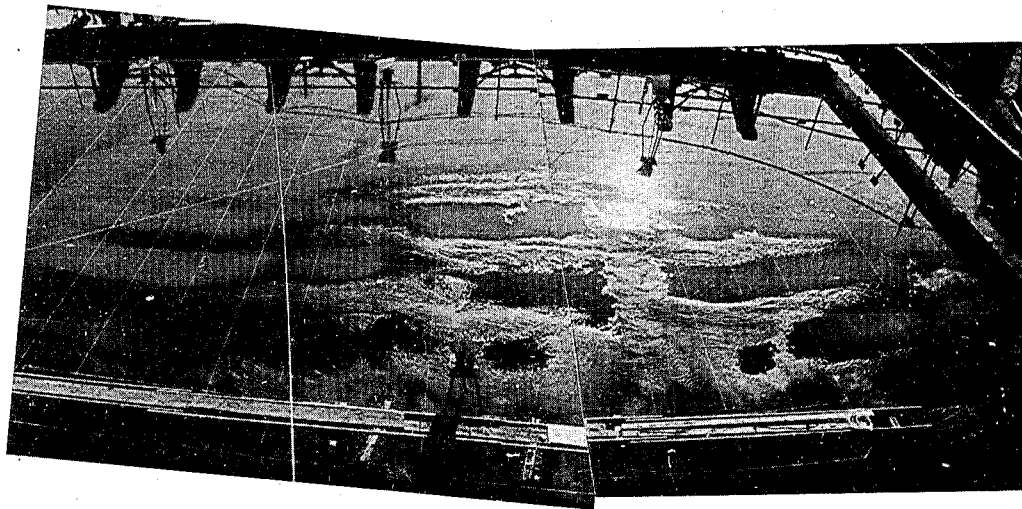
○河口前面の洪水によって生じる Bar は、波によって削られ、一部は導流堤内に、一部は左右岸の汀線へと運ばれるようであった。どちら側に多くの土砂を補給するようになるかは明確でないが、導流堤をなるべく汀線に直に出し、両側に土砂補給が有るようにしておくべきであろう。

○模型実験の海床は、 $H = 1$ m の場合は反射率が大いため、 $\frac{1}{2}L$ 波の海床波が明瞭に見られ、 $H = 2, 4$ m の場合には 2 L 波が見られた。現地海浜の 2 L 波は、模型実験に生じた 2 L 波の波長から見ると 3 ~ 4 m 前後の波によって生じたものと考えられる。

○離岸流の位置は全ケースともほぼ同じような間隔で生じた。手取海浜は約 500 ~ 1,000 m 間隔に Step 状海浜と Bar 状海浜がくりかえしているが、模型で生じた間隔は 150 ~ 200 m 前後で短かく、相似性に疑問があり (現地の方が動きやすい) この結果をそのまま信じるべきでない。なお離岸流部は土砂の堆積が見られるようである。離岸流部は掘れて rip channel を形成するという現地観測もあるが、流れと海床の変化は底質の動きやすさで変わるものと思われる。(現地では Step 状海浜部の幅が狭く Bar 状海浜部は広い)

○実験 2 - 3, 2 - 4 の 2 ケースは離岸堤を設置したが、砕波線より汀線寄りに設置した時には、明瞭なトンボロの発達が見られたが、少し沖合に出した時にはトンボロが見られなかったが、離岸堤背後には堆積が生じていた。

ケース 2 - 1 $H_0 = 2 \text{ m}$ 2 L波の河床 水位 T.P - 6 m



T.P - 6 m 河口附近

写真 6 - 1

7 章 洪水時の河口水位

7-1 はじめに

本章では、計画高水流量時に河口水位がどのくらいになるか。将来導流堤を設置した場合、河口水位にどのくらいの影響をあたえるかについて論じる。

7-2 現況河道における河口水位

現況河道における河口水位の把握は、実験ケース1-2で行われたが、この実験結果を報告する前に現地において洪水時の河口水位はどの程度であるか把握しておこう。

検討の対象として河口0 Km地点の水位を取る。この地点は、現河道計画では河口出発水位地点で T. P. 4.3 m を計画水位としている。この水位は、昭和49年洪水の痕跡水位ということである。

ところで、この T. P. 4.3 m という水位は昭和9年洪水時に実際に出現したのであろうか。河川の水位は、長い波長を持つ水位変化（流量の変化に対応する）と、風波やその他の短周期水面波の合成と考えられる。痕跡水位は、このような短周期成分波をも含んだ最大水位と考えられる。一方量水所で計られる水位は、短周期成分を cut した流量の変化に対応した長周期波長の水面形を観測していると考えられる。よって量水所の水位と痕跡水位にはかなりの差が有り、一般に痕跡水位の方が高くなる。特に手取川のように急流河川ではこの差が大きい。事実、昭和36年9月16日洪水（ $3,600 \text{ m}^3/\text{s}$ ）の鶴来地点の量水所の水位と痕跡水位は、

量水所 max	T. P. 86 m 0 1 cm
洪水痕跡	T. P. 約 87 m 30 cm

で約 1 m 30 cm 高い。また兩岸で 1 m 前後の差のある地点などがあり、痕跡水位はかなり高い水位を表わしているものと思われる。なおこの洪水の時の 0.0 K の痕跡水位は T. P. 3.59 m となっている。

計画論としては、長周期波によって決まる水位を計画高水位として、短周期成分は堤防の余裕高の中に打ち込めば良いと考えられるが、手取川のような急流河川は緩流河川より余裕高を大きくすることが必要であろう。

以上のことより 0 Km 地点の計画高水位 T. P. 4.3 m というものが、かなり安全側の水位と考えることができる。

○実験1-2による河口水位の把握

計画高水流量 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時の河口水位は、河口水位が $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時位までの記録しか無いので、過去の記録だけでは把握できない。そこで模型実験にて把握することにした。

模型は、河道を昭和48年9月測量結果にて整形し、砂州部は昭和48年2月測量結果にて整形した。実験1-1の結果より砂州部のフラッシュ量の相似性に疑問があったので、砂州部のみ底質材料を変えることにした。現地での砂州部、それも砂州頂より海側にかけては、海浜部と同じく平均粒径が $0.5 \sim 0.6 \text{ mm}$ の砂である。これを現地と相似な砂に置き換えると極微細な粒径となるため、この部分だ

け比重 1.5, 粒径 $d_m = 0.21 \text{ mm}$ の石炭粉にて整形した。なお石炭粉で置き換えたのは砂州部のみで T.P. - 3 m 以上のみを石炭粉とし, T.P. - 3 m 以下は現地でも砂礫層となっていると考えられたのでそのまま河道内と同じ砂とした。洪水としては, 図 7-1 に示すような計画洪水を模型に通水した。

実験を開始して 8 時間目 ($Q = 1,704 \text{ m}^3/\text{s}$) 位までは徐々にであるが砂州部は側方浸食が見られ, 8 時間過ぎから側方浸食が著しくなり, 10 時間目 ($Q = 3,000 \text{ m}^3/\text{s}$) で左岸低水護岸まで浸食された。また左岸高水敷上の砂州からの越流は 9 時間目 ($Q = 2,125 \text{ m}^3/\text{s}$) で一部越流を始め, 10 時間目ではほぼ完全に全面からの越流が見られた。左岸高水敷上を流れる流量は, 0.4 K 左岸付近から高水敷上に流れ込む流量とほぼ等しいが, 河口近くでは, 高水敷から低水敷に流れ込む流れもみられ, 左岸側の方が水位が高いことを示している。0 Km 地点での水位は, 10 時間目のピーク水位 T.P. 3.14 m を境にして低下し, 砂州フラッシュによる河積増のため, 流量増にもかかわらず水位が低下し, ピーク流量時では多少水位が上昇し T.P. 3.10 m となった。なおピーク後の $4,433 \text{ m}^3/\text{s}$ 時に水位が T.P. 3.21 m まで上昇している。この原因ははっきりしないが, 砂礫堆の前縁が 0.0 Km 地点に達し, 水位が上昇したのかも知れない。

以上のことは計画高水流量時の水位と, 砂州越流時水位とがほぼ等しく, この水位は 0.0 Km 地点で T.P. 3.20 m 前後であることを示している。

河口付近の流向は, $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以下の流量では, 右岸側に片寄っていたが, $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 位を越すとほぼ低水路中央付近に主流部が移っていた。上流側は $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 位までは河道内に発達したうろこ状の砂州形状に支配され, 流れが偏流していたが $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を越えると河道の法線形に支配され, 流れは直に近くなった。なお砂堆は $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時にも存在していた。洪水ピーク後流量 $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ まで低

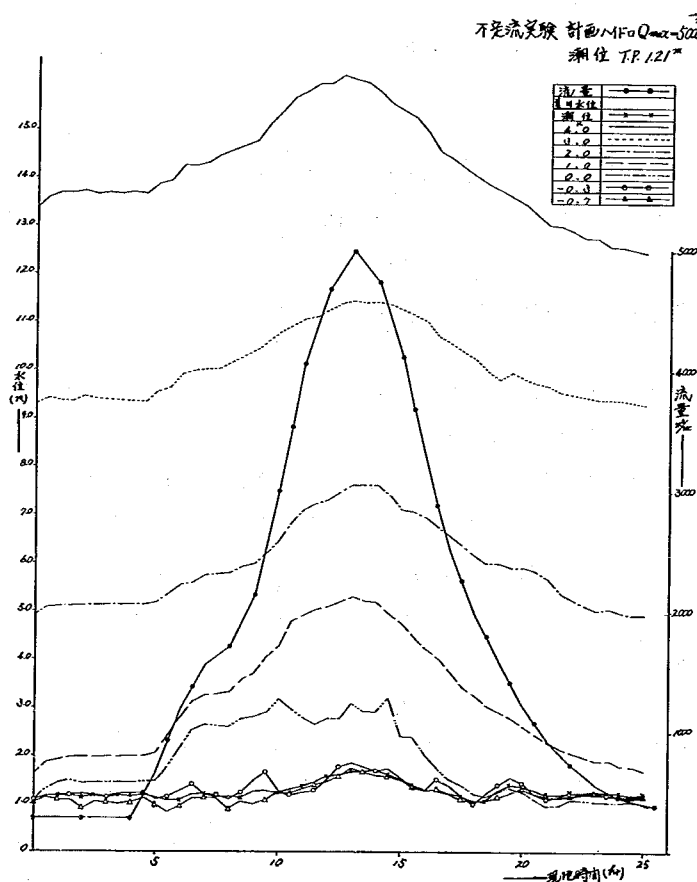


図 7-1 水位時間曲線図 (実験 1-2)

下すると、また流れは砂礫堆のため蛇行を始める。

河口部の洗掘状況は、図7-2に示すように、 $2,000 \sim 3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ で砂州のフラッシュが進み、低水路内で河床高がT.P.-3位となった。

図7-5は $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時の不等流計算水位と、模型上の水位を比較したものだが、河口近くは計算が0.0KmでT.P.4.3mとしているため差があるが、上流部では多少不等流計算水位の方が高いがほぼ同一となり、粗度の見積もりがかなり正しかったと考えられる。(不等流計算による水位と模型実験による水位と、どちらが現実を反映しているとは一概に言えないが、模型の底質材料の相似性が良いことから、筆者は本実験の場合、模型実験の方が精度が良いと思っている)

本実験の場合の美川水位と鶴来流量の相関図を示すと図7-6のごとくなる。現地における美川水位と鶴来流量の関係も示しておいた。これによると $1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以下では、模型と現地では水位の差が小さいが $1,000 \sim 2,000$ 時では模型水位の方がかなり高くなっている。これは、模型の砂州のフラッシュ量が現地より小さいことを示し、模型の水位は安全側と考えられる。ただ $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上の場合の現地美川水位の記録が無いので、 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の水位が、模型実験の値より低いかどうか不安があるが、ピーク水位が砂州越流水位で決まってしまうと考えられることから、現地においてもピーク水位は3.2m前後であろう。ただし砂州高が、現状より高くなるとその分だけ水位が上昇する恐れは残る。

7-3 導流堤設置時の河口水位

導流堤を設置した場合の河口水位については検討してみよう。

i) 導流堤幅 150 m の場合 (ケース 1-4)

実験1-3通水後の河床に計画ハイドロを流したものである。(実験1-3後の河床は、平水時の河床高と考えられる。)

左岸側砂州部からの越流は、実験1-2同様 $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 過ぎから、一部左岸導流堤沿いに流出するのが見られ、 $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ では完全に越流していた。

河床の状況を見ると、導流堤内の河床高が、実験1-3通水後に比べ約1m程度洗掘されていた。左岸導流堤と現況低水護岸間の局所洗掘が激しく、導流堤河道側先端部はT.P.-11mまで掘られていた。これは流量増加とともに流向が左岸側へより、導流堤と低水護岸間に流れが集中したものと思われる。この低水護岸は、砂州の側方浸食をさまたげる役割をはたしていた。高水敷上を流れる流量は大きくなく全流量の1割程度と思われた。

0.0 Km水位は、導流堤、低水護岸によって砂州の側方浸食を防がれたためと、導流堤による河道延長のため、ピーク流量時にはT.P.3.6mまで上昇した。水位のピークは一山であった。

ii) 導流堤幅 100 m の場合 (ケース 1-6)

本実験ケースは、導流堤内河床高を実験1-5終了後の形状のままで、他は実験1-5同様の形状に整形しなおした。ただし砂州頂はT.P.3.0mと1m高くし、導流堤先端から堤内に約60m間はT.P.-3mと高くして計画ハイドロを流した。砂州部はT.P.-2m以上を石炭粉で整形したが、実験

1-4で石炭粉と砂との境界で局所的な洗掘が見られたこと、また現地砂州部にも一部粒径大のものが存在することから、石炭粉に少し砂を混入したものを使用した。さらに実験1-5で砂州越流時流量が小さすぎたようなので、左岸導流堤の上流端を約70m短かくし、先端の局所洗掘を防ぐため根固めに砕石を入れた。

実験を開始して8時間目位($Q=1,704\text{ m}^3/\text{s}$)までには上流河道では砂礫堆が発達する。導流堤内は河口でT.P.-3mと高くしたため、河口付近だけ掃流されているのが観察された。0.0 Km付近は水深が大で砂の移動はほとんどみられなかった。8時間30分($Q=1,915\text{ m}^3/\text{s}$)で左岸導流堤に沿って一部砂州の決壊が見られたが、9時間30分($Q=2,500\text{ m}^3/\text{s}$)近くまでは大きな決壊は見られなかった。9時間30分より10時間($Q=3,007\text{ m}^3/\text{s}$)にかけて砂州部の移動が激しく $Q=3,000\text{ m}^3/\text{s}$ では砂州部全面から越流し、11時間目($Q=4,062\text{ m}^3/\text{s}$)でT.P. 0.5m位まで掘れ、13時間のピーク時には0m近くまで掘れた。減水期も砂州部で多少の低下がみられた。流量もピーク時には近くが砂州部から流出しているようであった。この砂州部からの越流流量増大は、導流堤幅が狭いことと、現状低水護岸を美川大橋より下流側の取り壊しを行った結果と思われる。またこの低水護岸のカットは流れの集中を緩和し、左岸導流堤先端に根固め工を施工した影響も有るが、実験1-4で見られた局所洗掘を防ぐ効果があった。

0.0 Km地点の水位は、砂州から全面越流する10時間目($Q=3,000\text{ m}^3/\text{s}$)にピークになり、その後一次低下し、流量ピーク時に再び水位が上昇するという二山の水位時間曲線となった。最高水位はT.P. 3.55mであり、実験1-4より0.1m低い値となった。

iii) 結 論

○ 0.0 Km地点水位

導流堤幅150mでも100mの場合でも、 $5,000\text{ m}^3/\text{s}$ 時、0.0 Km地点水位は4.3mを越えることはなく、せいぜい3.6~3.8mであろう。ただ風波、砂堆の移動による水位上昇や河口砂州高が現況より高くなった場合には、これより水位が高くなることがあろうが、0.0 Km地点の計画高水位を現況のままとしておけば水位については安全であろう。

○ 砂州のフラッシュをすみやかにするため、また河口水位を低下させるため、現況左岸低水護岸は美川大橋より下流は取り除いた方がよい。

○ 北陸自動車道橋脚には根固め工をほどこした方がよい。なお河積の低下を防ぐため、T.P.-3m以下に根固めすることが望まれる。

○ 導流堤幅は、航路維持の観点からは $B=100\text{ m}$ の方がよい。

○ 0.0 Km水位は、砂州越流水位によって決まってしまうようだ。それゆえ、砂州高が高くなると0.0 Km水位は高くなろう。

○ 砂州高を高くしないため、砂州部より越流することが数年に1~2回存った方がよい。この越流水位は、左岸導流堤の河道側先端部の位置を動かすことによって変えることができる。本実験ケースの場合この流量は $1,500\sim2,000\text{ m}^3/\text{s}$ であろう。

○導流堤先端から、導流堤幅の2～3倍地点には、河口から出た土砂によってBarが生じるだろう（流速がおそくなるためであり、またこの位置は洪水時の塩水と淡水の内部Jump位置と考えられる）。この地点の水深は2～3 mしかないであろう。

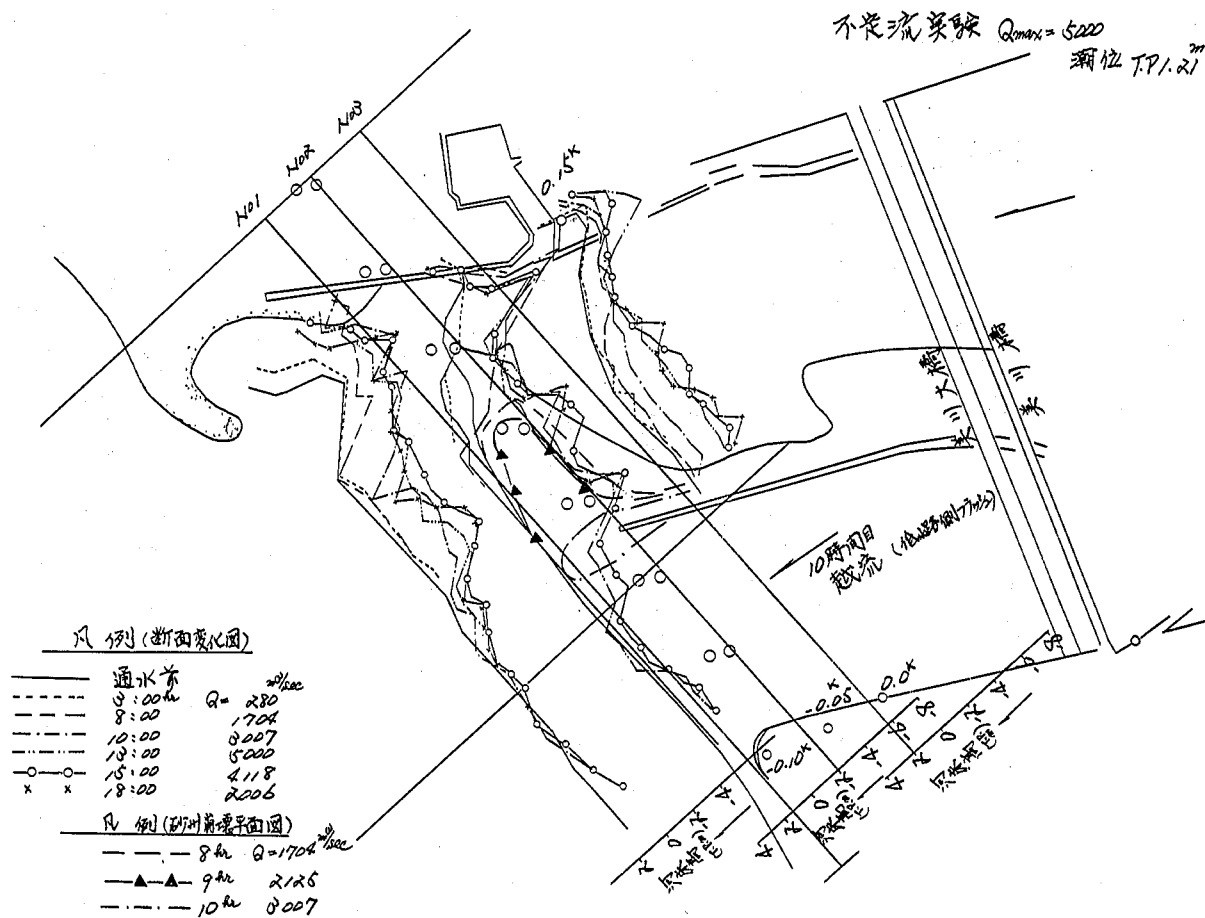


图 7-2 河口砂州部断面变化平面图 (实验 1-2)

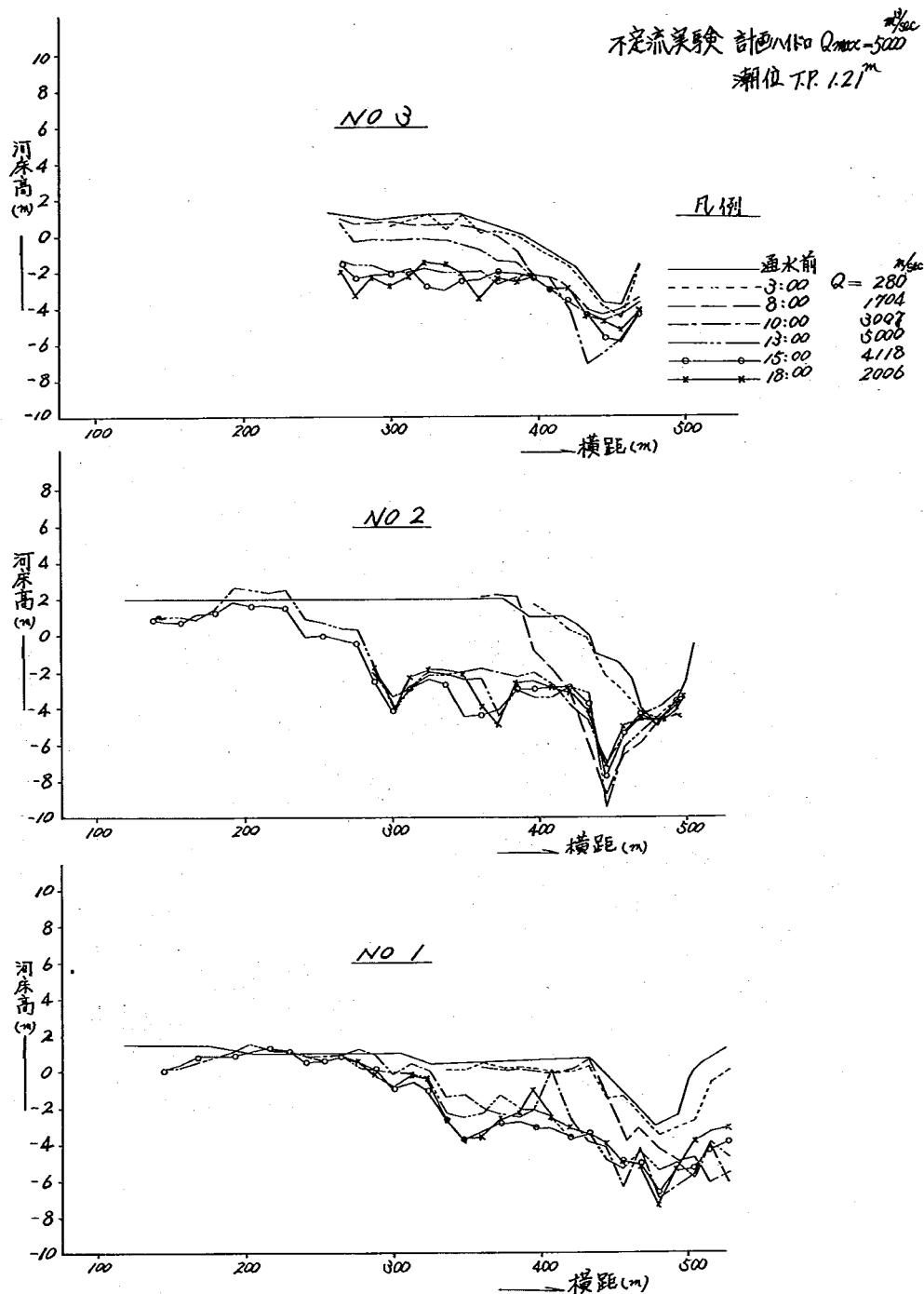


図 7-3 通水中の砂州部横断変化図 (実験 1-2)

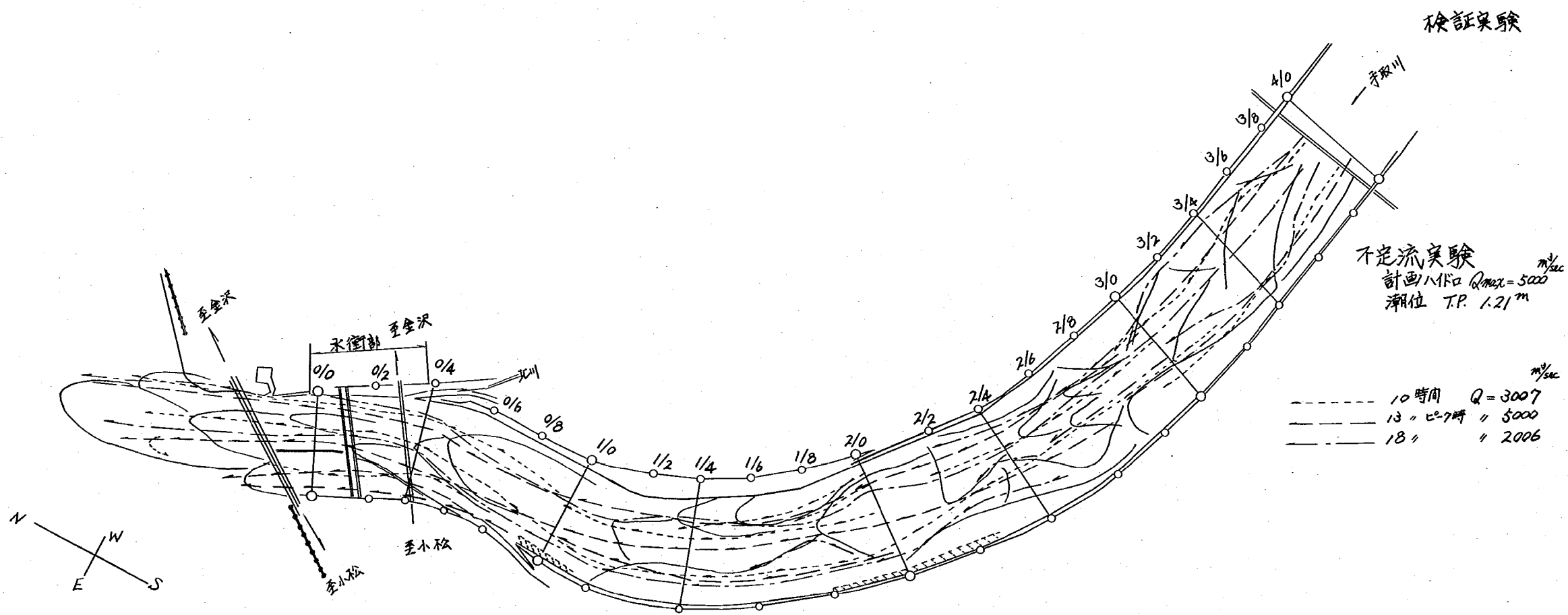


図 7-4 流況図 (実験 1-2)

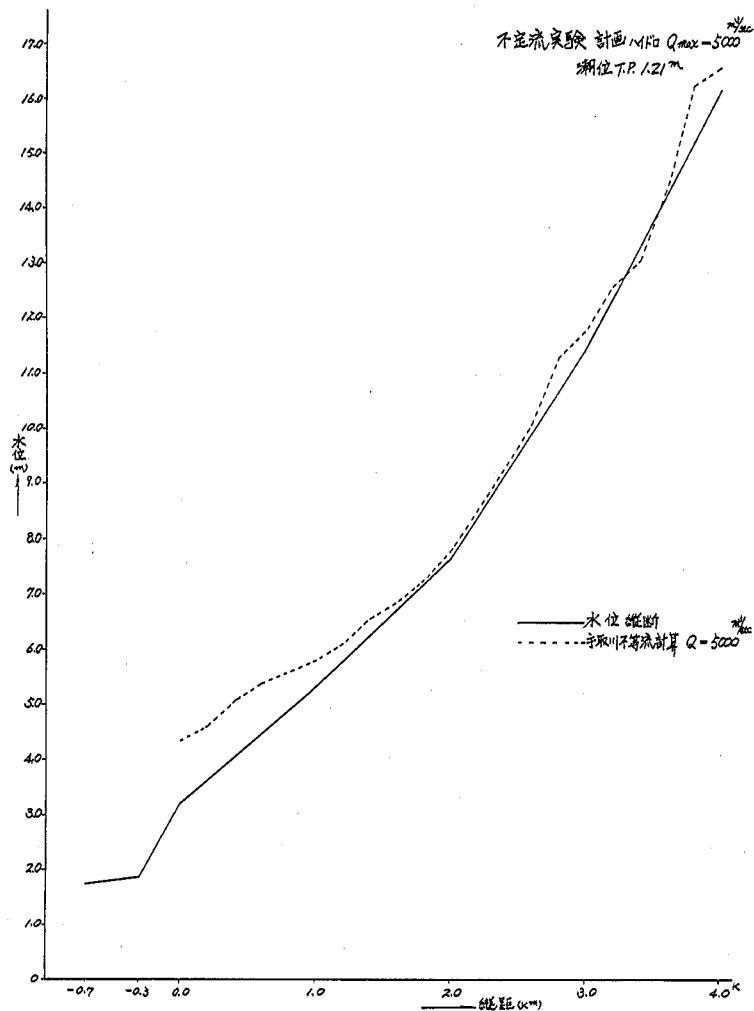


图 7-5 水位纵断面图 (实验 1-2)

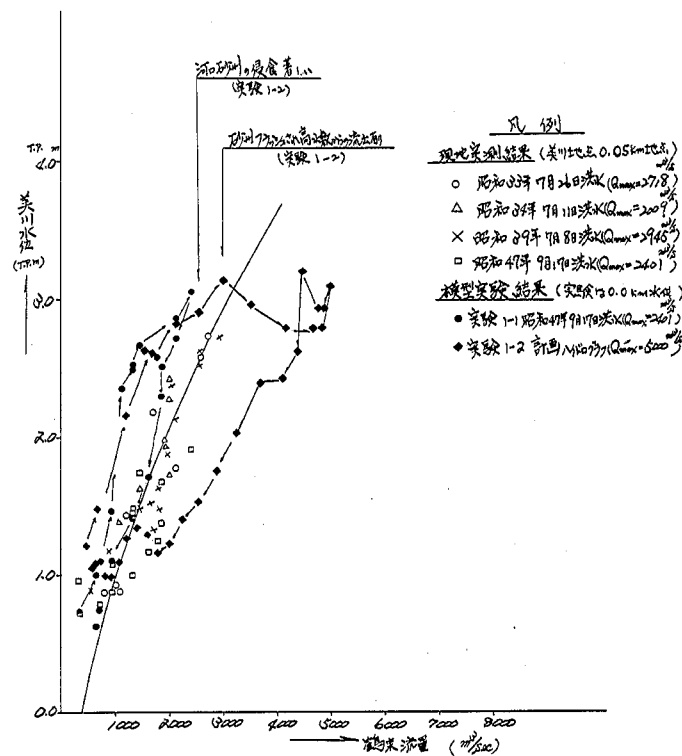


图 7-6 河口 H~Q 相关图

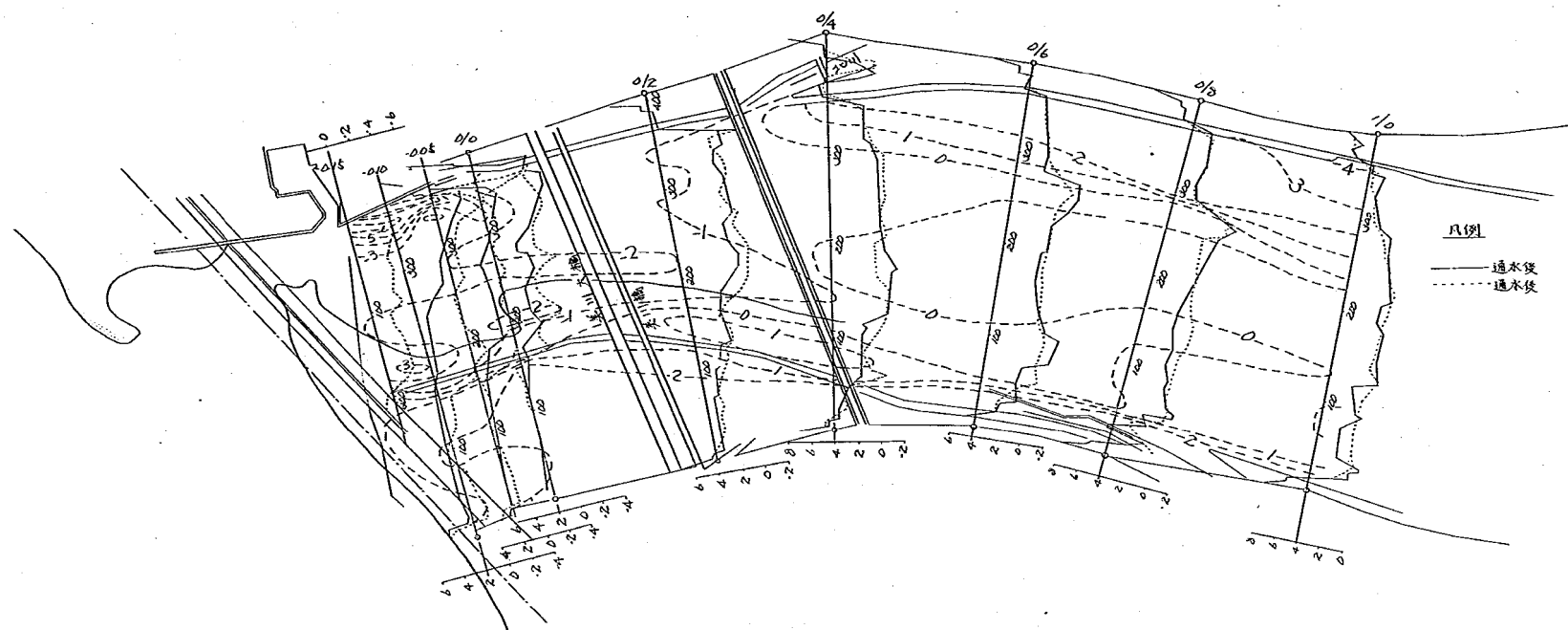


図 7-7-1 河床變動図

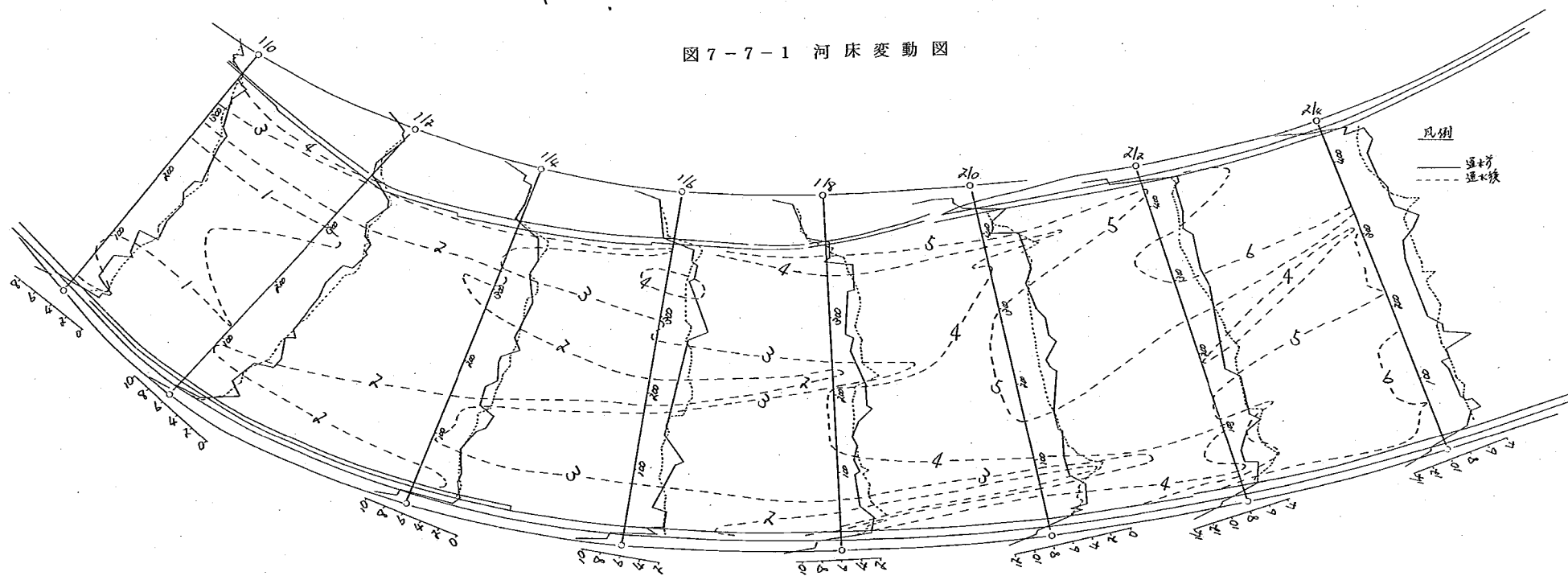


図 7-7-2 河床変動図(実験 1-2)

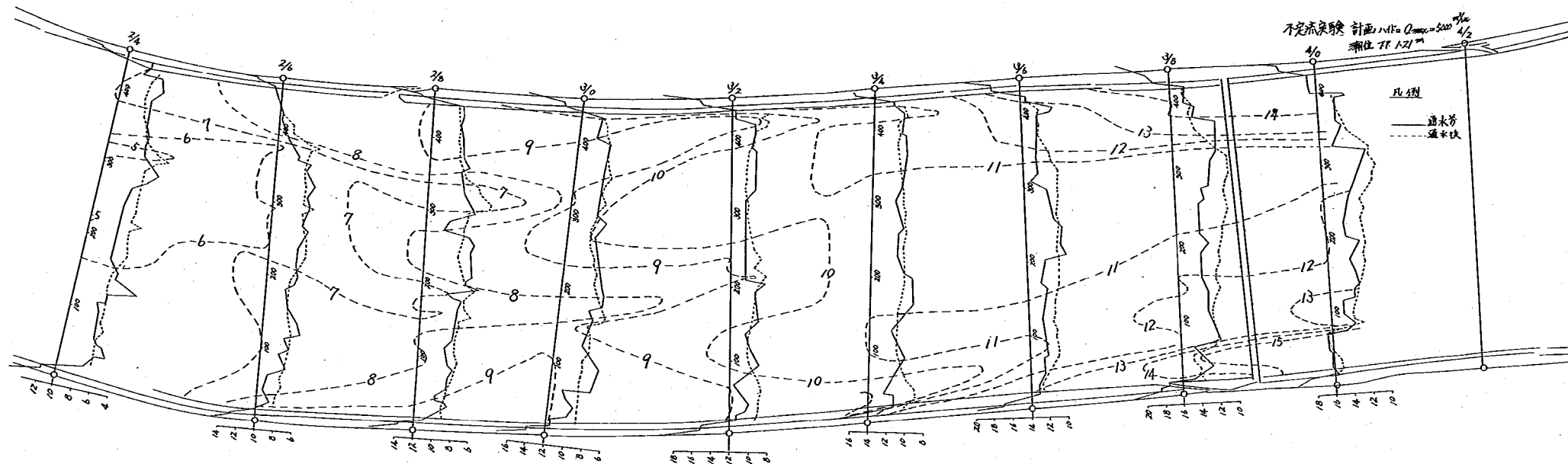


图 7-7-3 河床變動圖 (實驗 1-2)

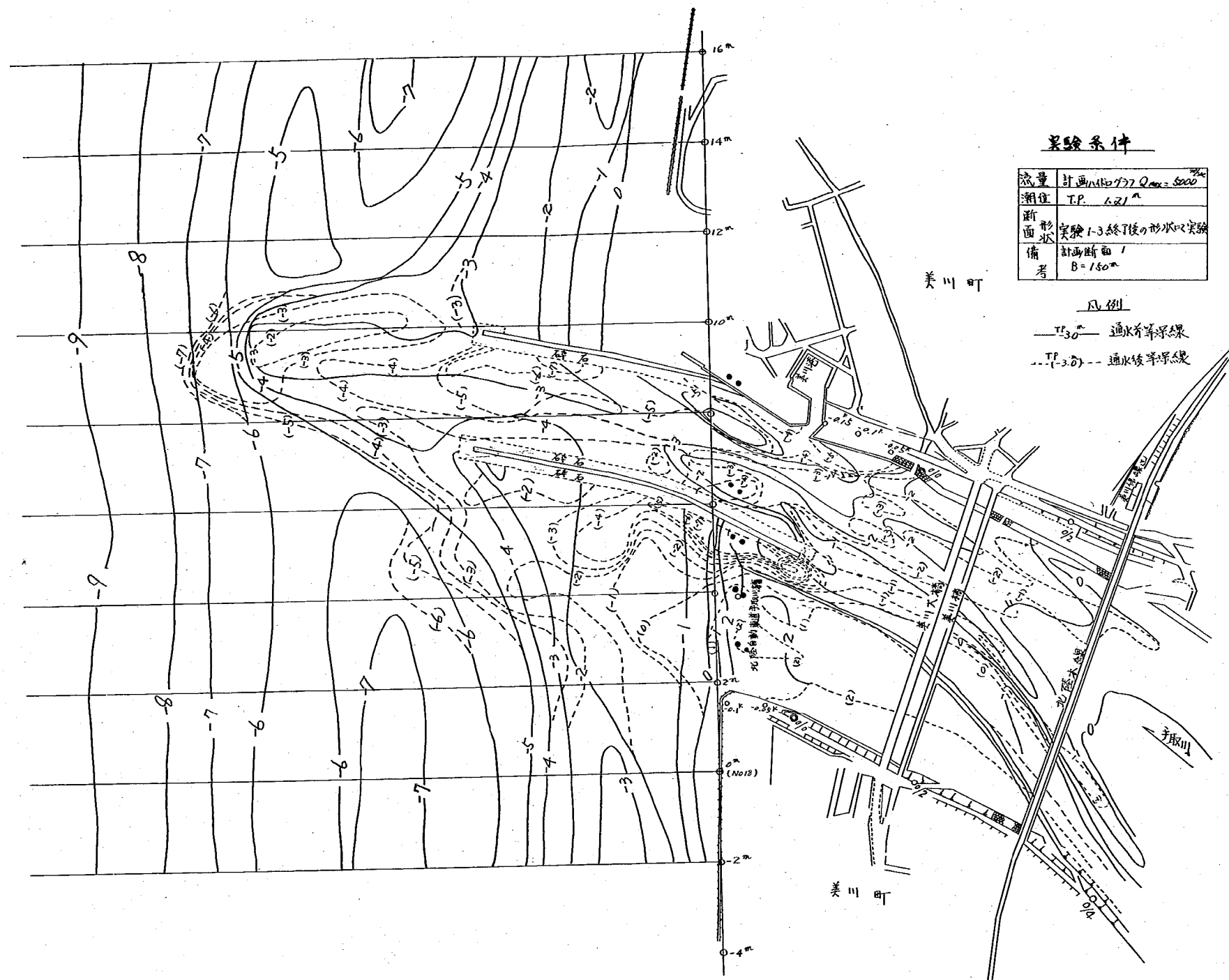


図 7-14 等深線図

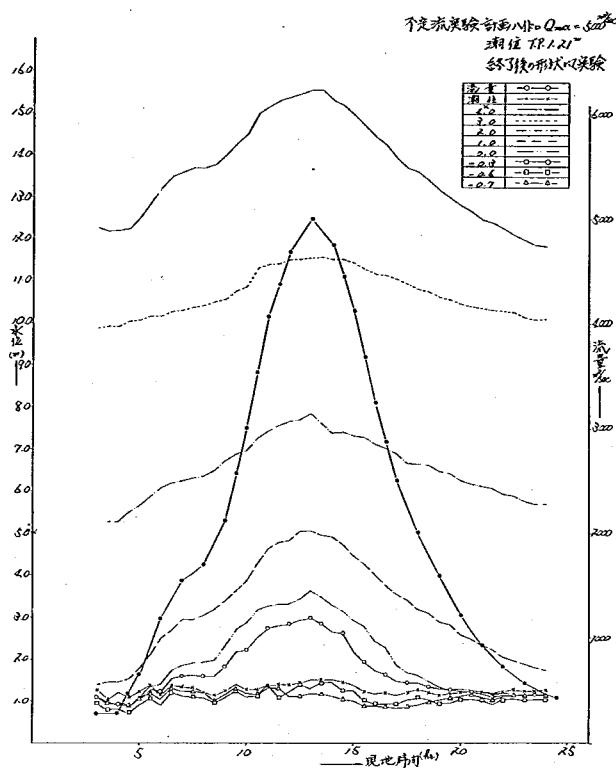


図 7 - 9 水位時間曲線図 (実験 1 - 4)

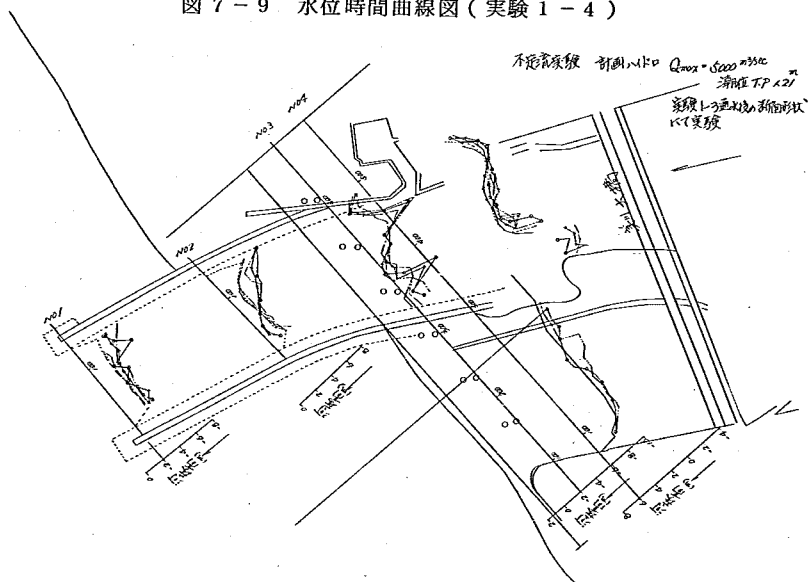


図 7 - 10 河口砂州部断面变化平面图 (実験 1 - 4)

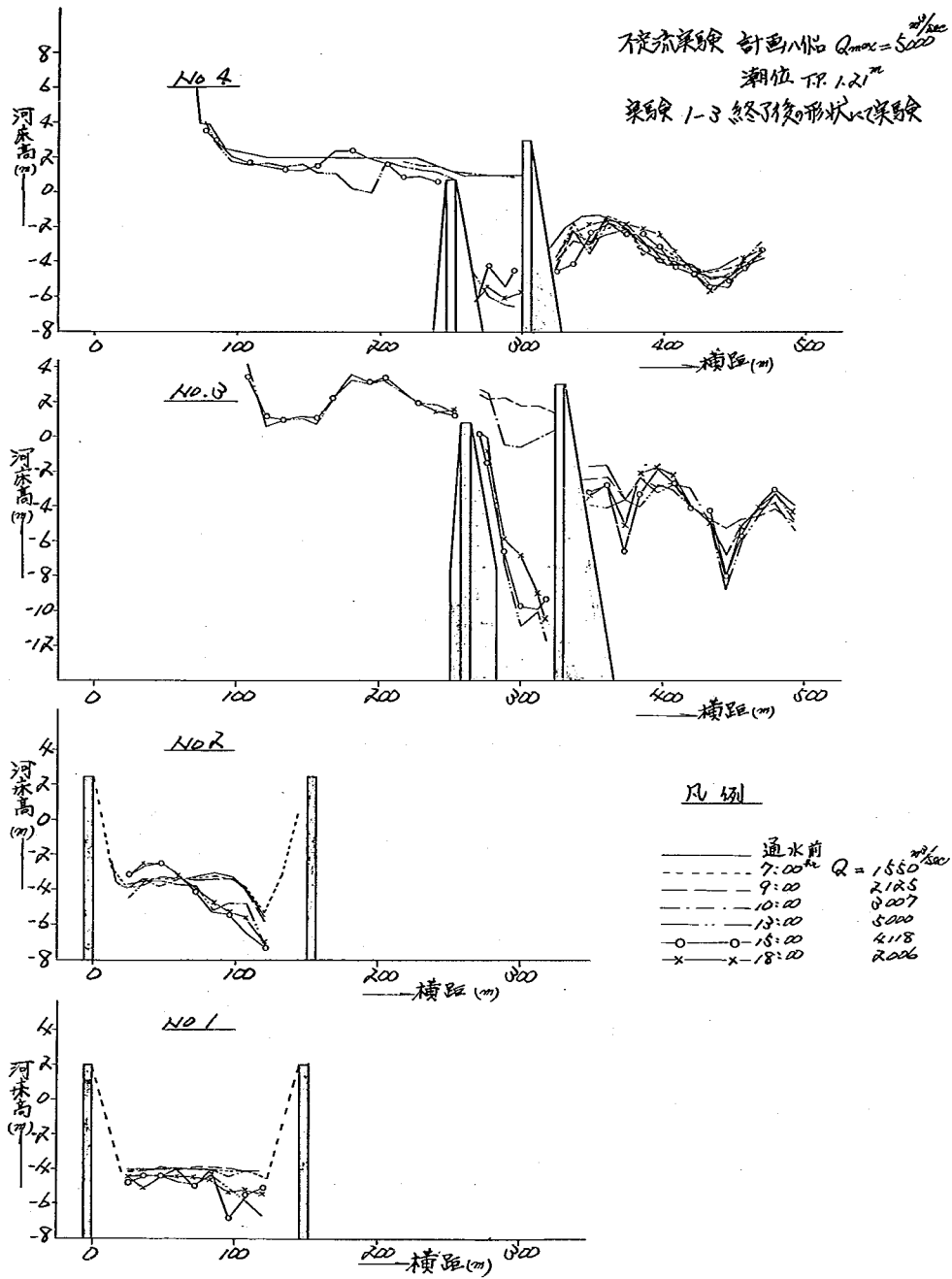


図 7-11 通水中の砂州部横断変化図 (実験 1-4)

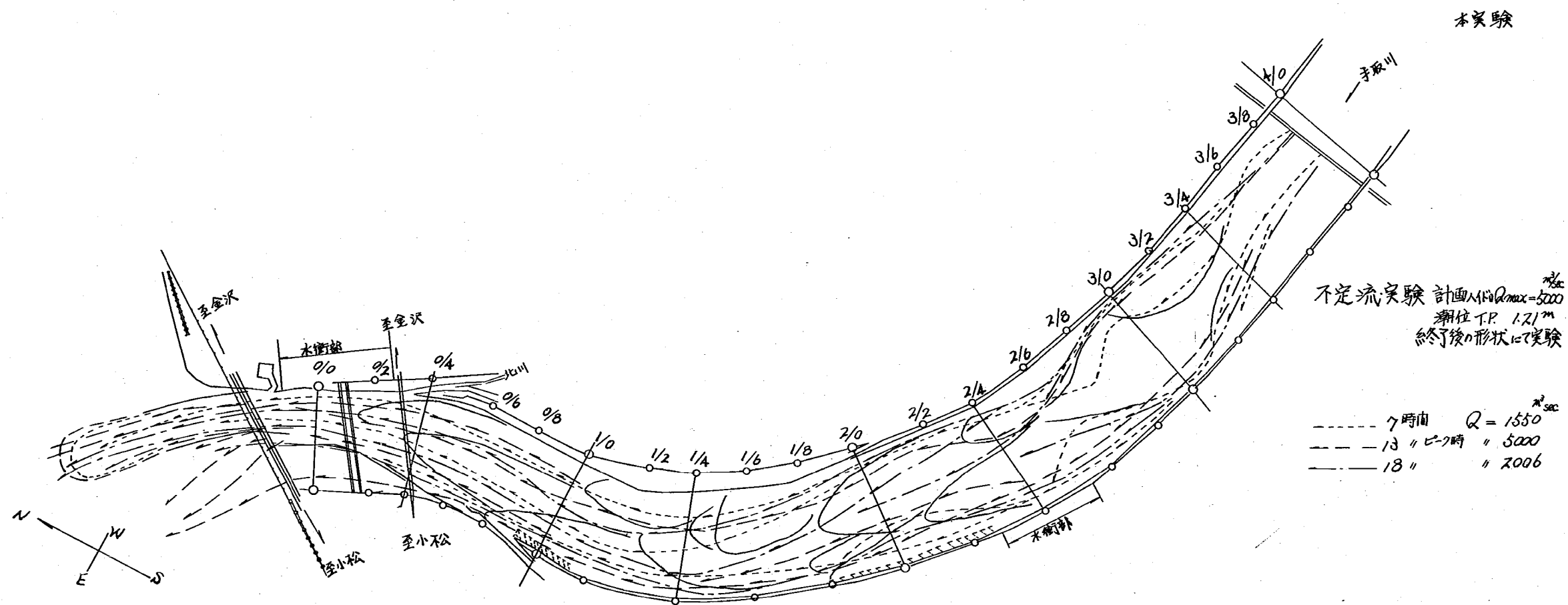


図7-12 流況図(実験1-4)

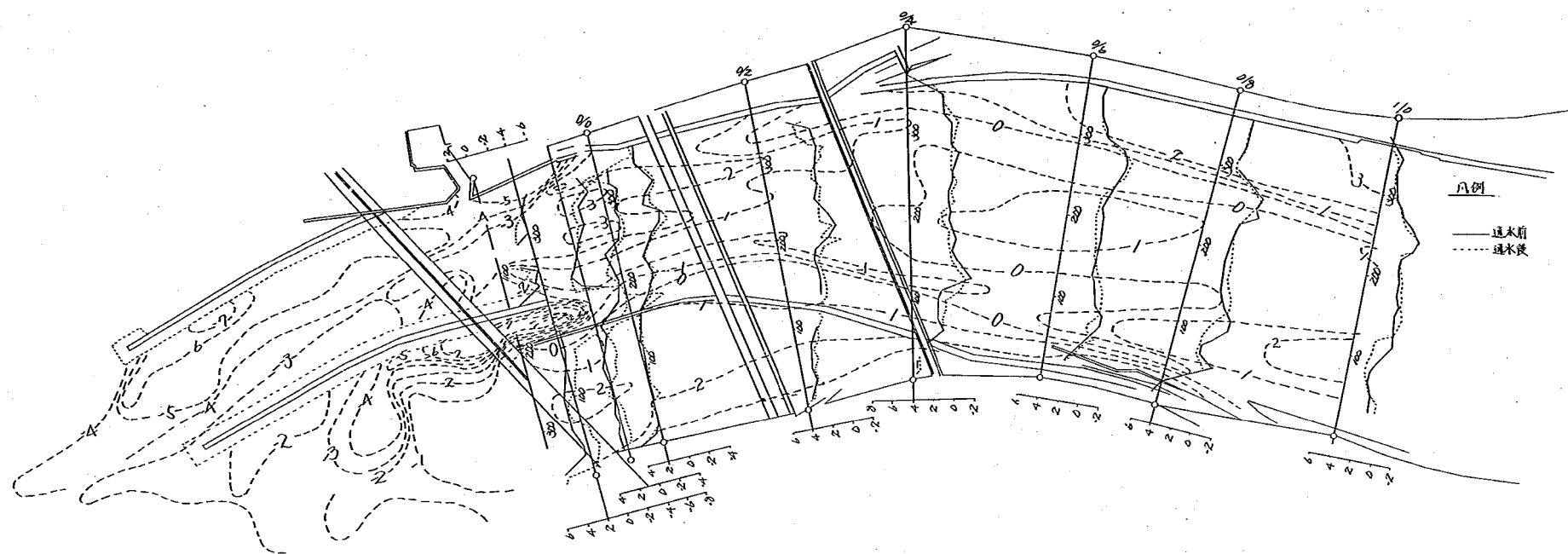


图 7-13-1 河床变动图 (实验 1-4)

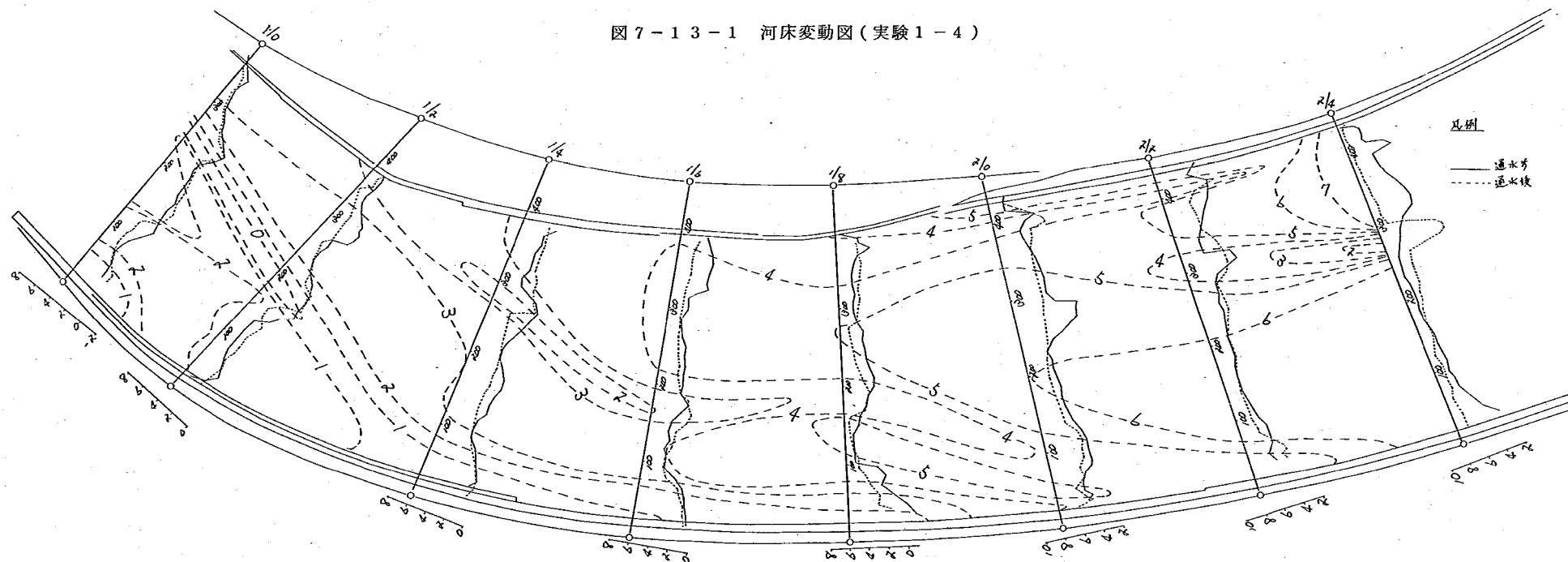


图 7-13-2 河床变动图 (实验 1-4)

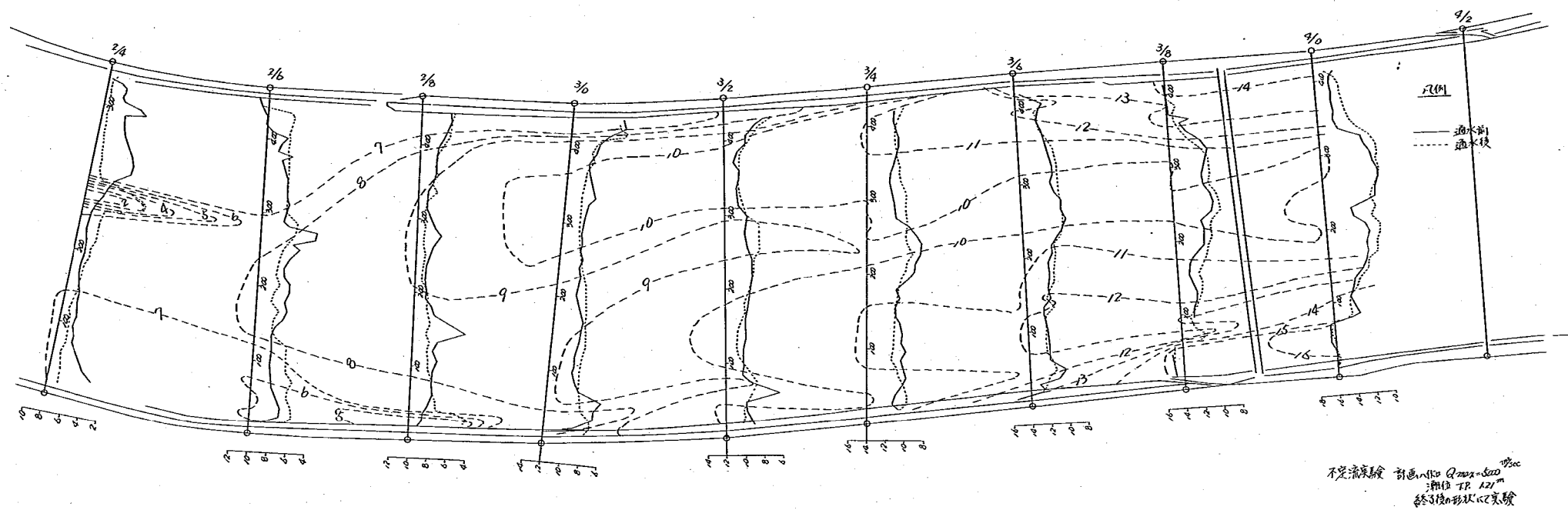


图 7 - 1 3 - 3 河床变动图 (实验 1 - 4)

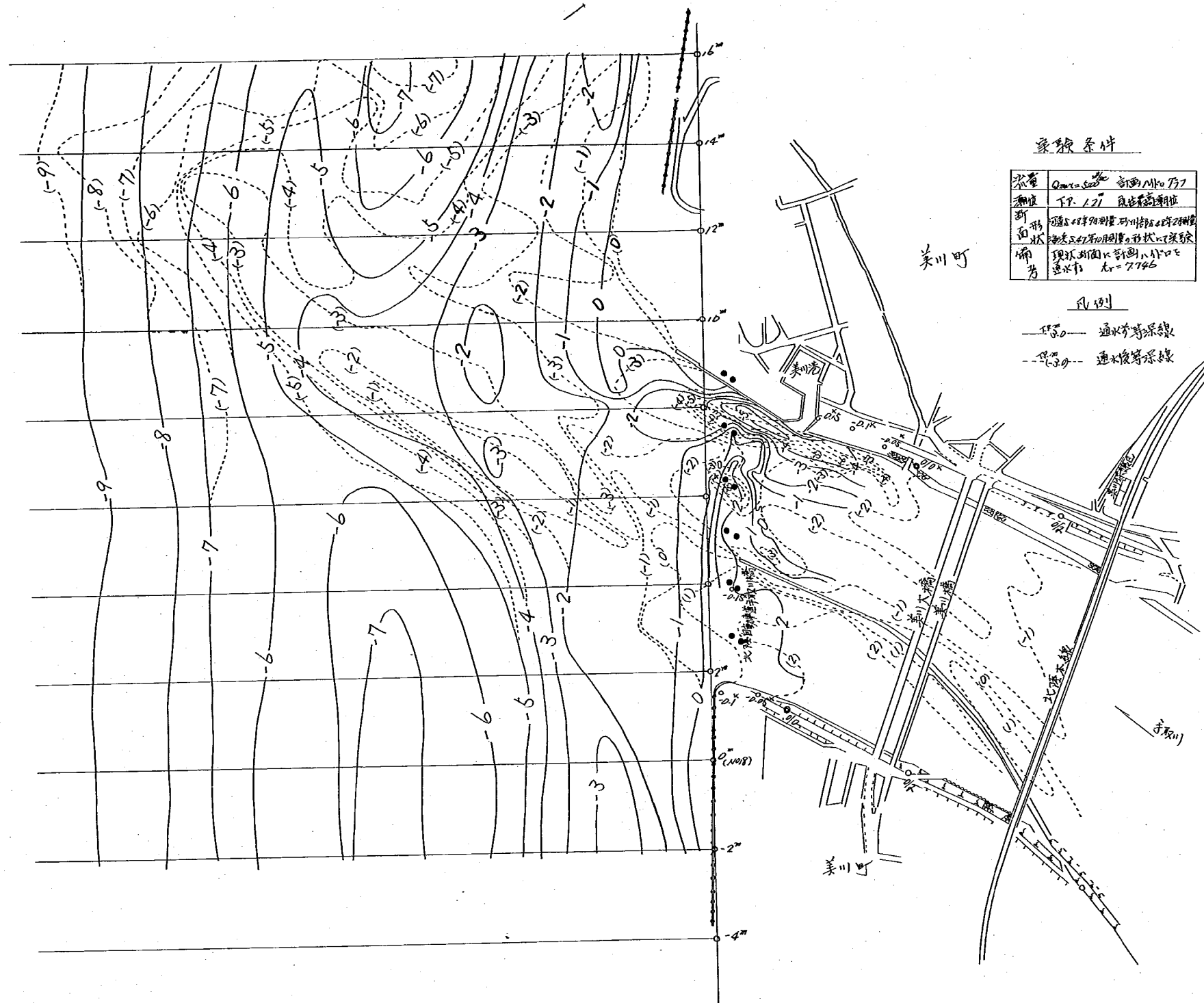
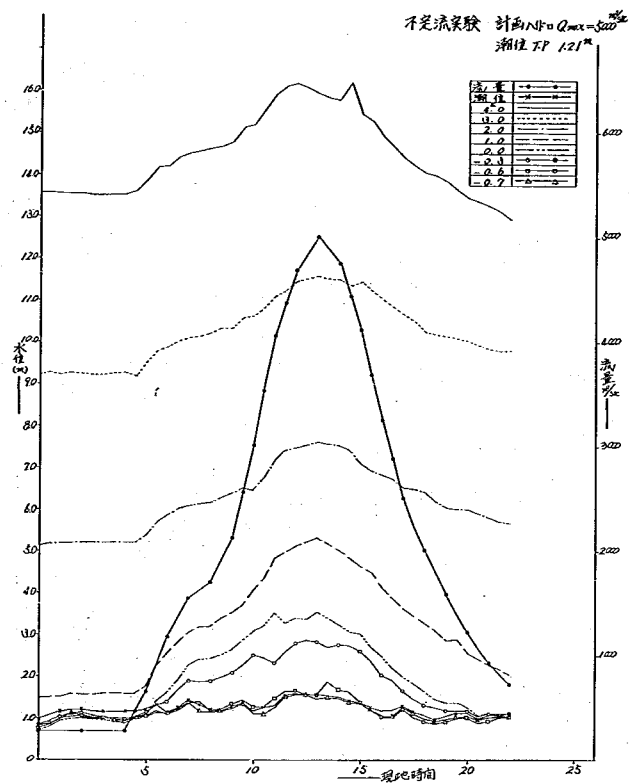


図 7-18 等深線図 (実験 1-2)



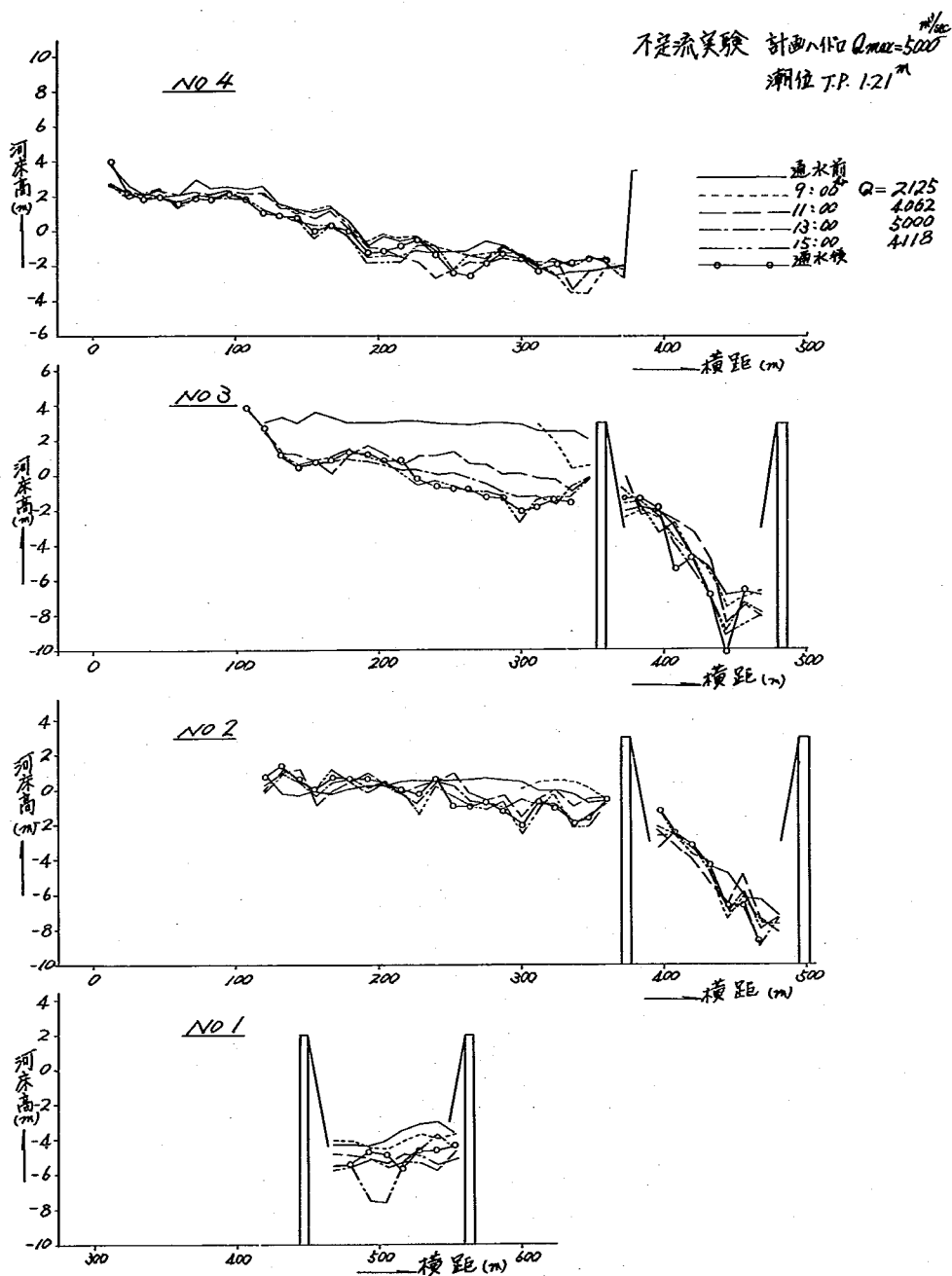


図 7-17 通水中の砂州部横断変化図 (実験 1-6)

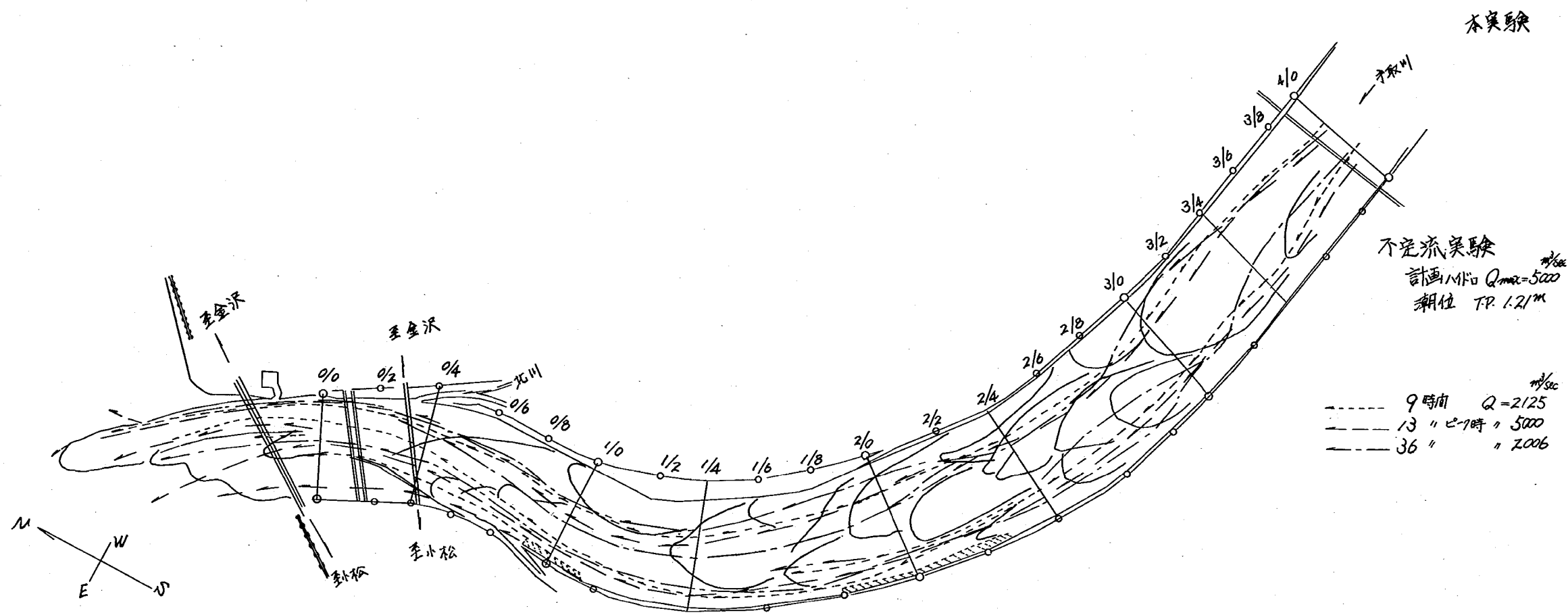


图 7-18 流況図 (実験 1-6)

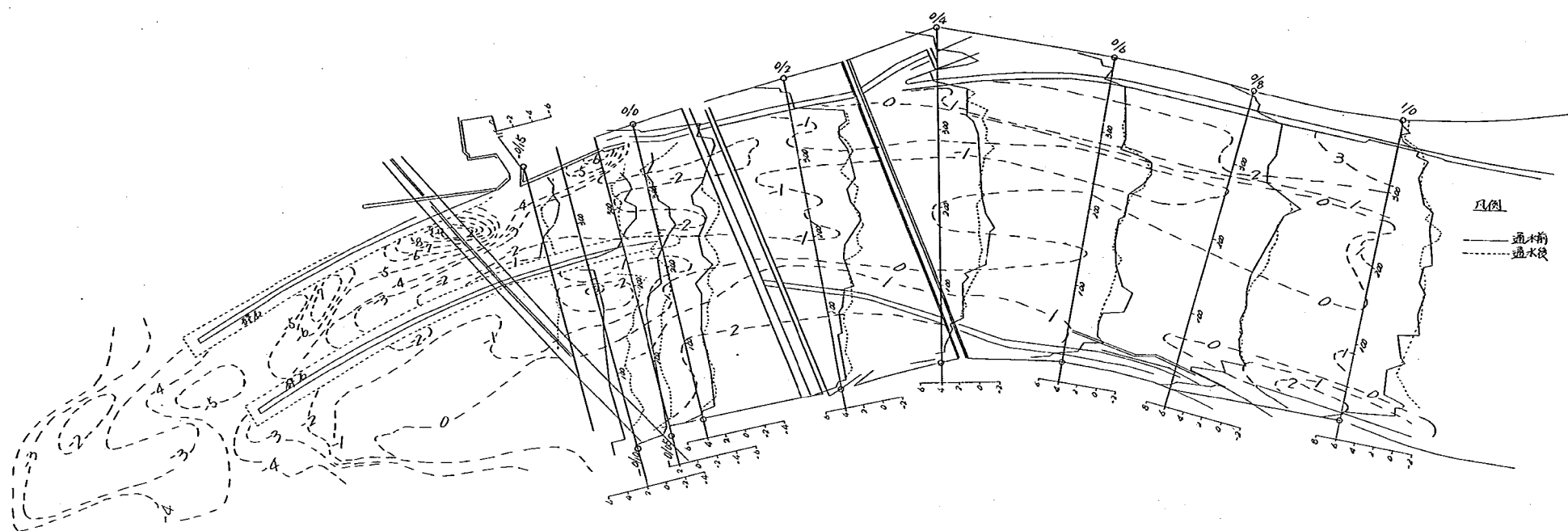


図 7-19-1 河床変動図(実験 1-6)

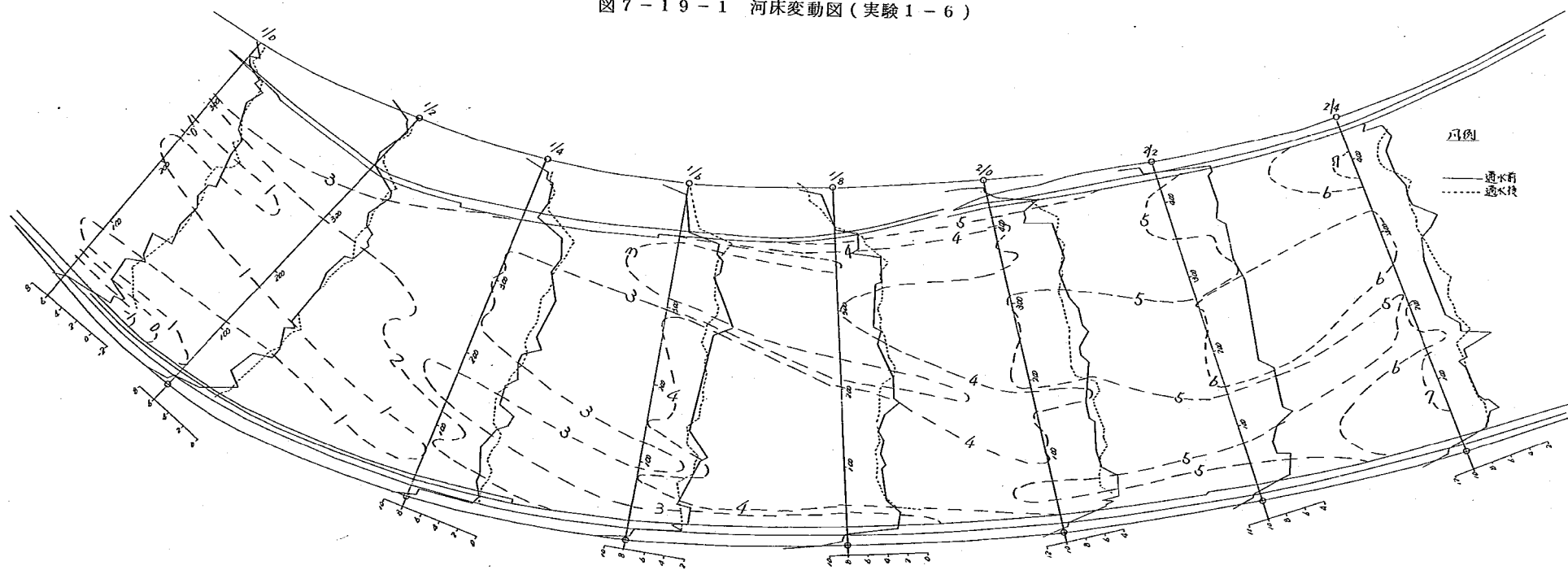


図 7-19-2 河床変動図(実験 1-6)

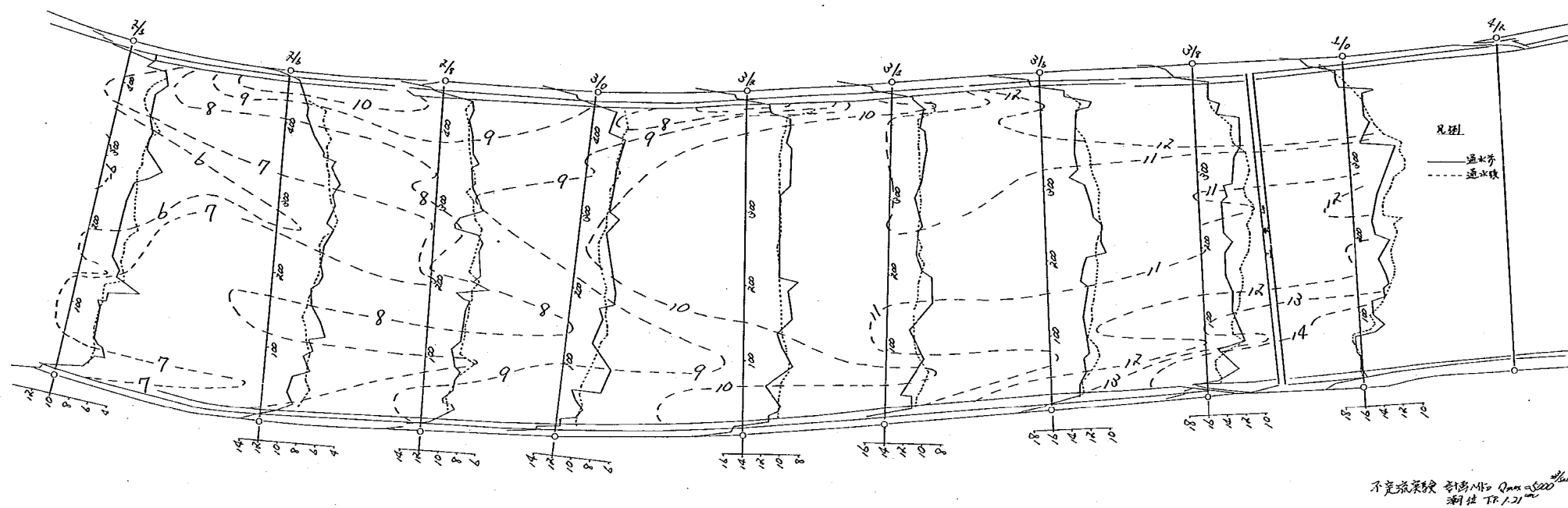


圖 7 - 1 9 - 3 河床變動圖 (實驗 1 - 6)

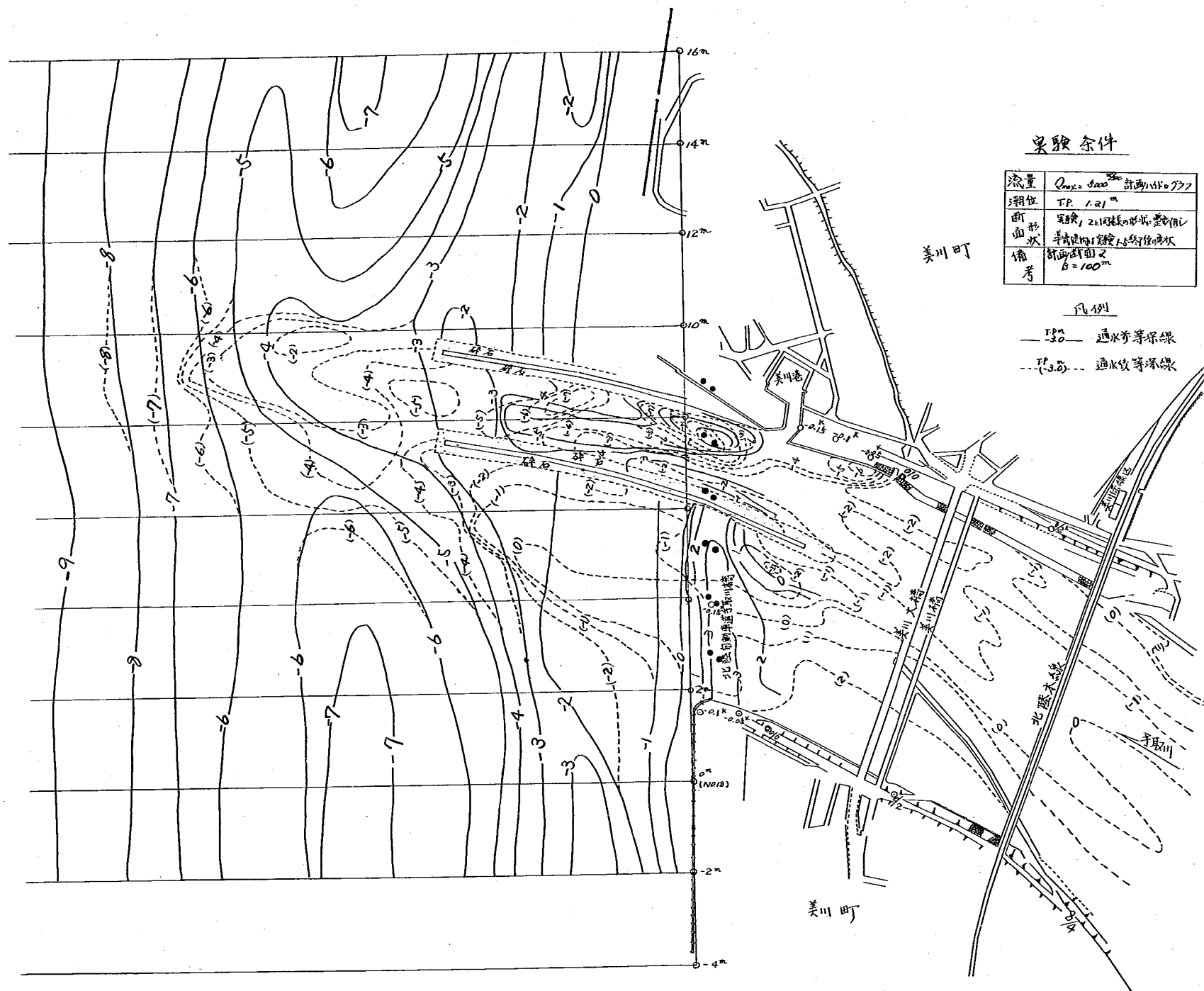


図7-20 等深線図(実験1-6)

8 章 結 論

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

① 河道部の模型の相似性は、かなり良いものと考えられる。砂州部は石炭粉を混入することによって、底質が動きやすくなり河口水位を現地とかなり一致させることができた。しかし海部の波による地形変形の相似性は良いとは言えず、模型の現象は参考程度にとどめるべきである。

② 現況河道に、計画高水量 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ が来襲した場合、 0.0 km 水位は 4.3 m を越えることは無く、 $3.2 \sim 3.5 \text{ m}$ 前後であろう。ただ洪水前の砂州高が現況の $2 \sim 2.5 \text{ m}$ 前後より高くなれば、多少水位が上昇しよう。ただし今までの記録によると最高砂州高が 3 m 前後であり、 0.0 km で T. P. 4.3 m 以上には水位が上昇しないであろう。

③ 導流堤は中流堤方式とし、導流堤間隔は $100 \sim 150 \text{ m}$ とするべきである。 100 m の場合、導流堤内水深は $4 \sim 5 \text{ m}$ 前後、 150 m の場合は $3 \sim 4 \text{ m}$ 前後であろう。航路維持という観点からは 100 m の方が良い。波によって導流堤内水深は多少浅くなることもあろうが、水深 2 m は維持できるものと思われる。

④ 導流堤前面の海部は、導流堤設置後徐々に浅くなろう。洪水直後には、導流堤幅の $2 \sim 4$ 倍の所につりがね状の Bar を生じ、この水深が 2 m 前後になることがあろう。

⑤ 海浜汀線は、導流堤沿いに多少前進するであろう。導流堤長の $1 \sim 2$ 割の前進の可能性がある。
導流堤から離れた所では導流堤設置後には局所的な侵食がみられる
ただし導流堤設置による大幅な汀線変化は少ないものと考えられる。

⑥ 導流堤設置後、 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の洪水が来襲した場合、 0.0 km 地点水位は 3.5 m 前後であろう。

⑦ 導流堤は海床変化を見ながら徐々に出せば良い。

⑧ 導流堤は不透過の方が、河川流が導流堤内を通過せず河口位置を固定しやすいこと、漂砂を止めることができ良い。ただ透過性のブロックでも導流堤幅を広くし、密に積みば不透過と同様な効果を持つ。

⑨ 砂州のフラッシュを良くするため、美川大橋より下流の左岸低水護岸は取り除いた方が良い。

⑩ 右岸導流堤は、砂州フラッシュ時期を早めるため、美川港の航路維持のため 0.1 km 地点付近まで河道側に延ばした方が良い。

⑪ 北陸自動車道橋脚、左岸側導流堤河道側先端部には根固めが必要である。

補足 手取川の砂礫堆について

(1) はじめに

本手取川移動床模型実験は、模型底質材料として混合砂を使い、また網状河川を再現させたという点で、日本では初めての実験と思われる。手取川の砂礫堆の挙動そのものは本実験の検討項目ではないが、今後の網状河川の挙動、移動床の相似律の検討のために、二、三の点について報告しておきたい。

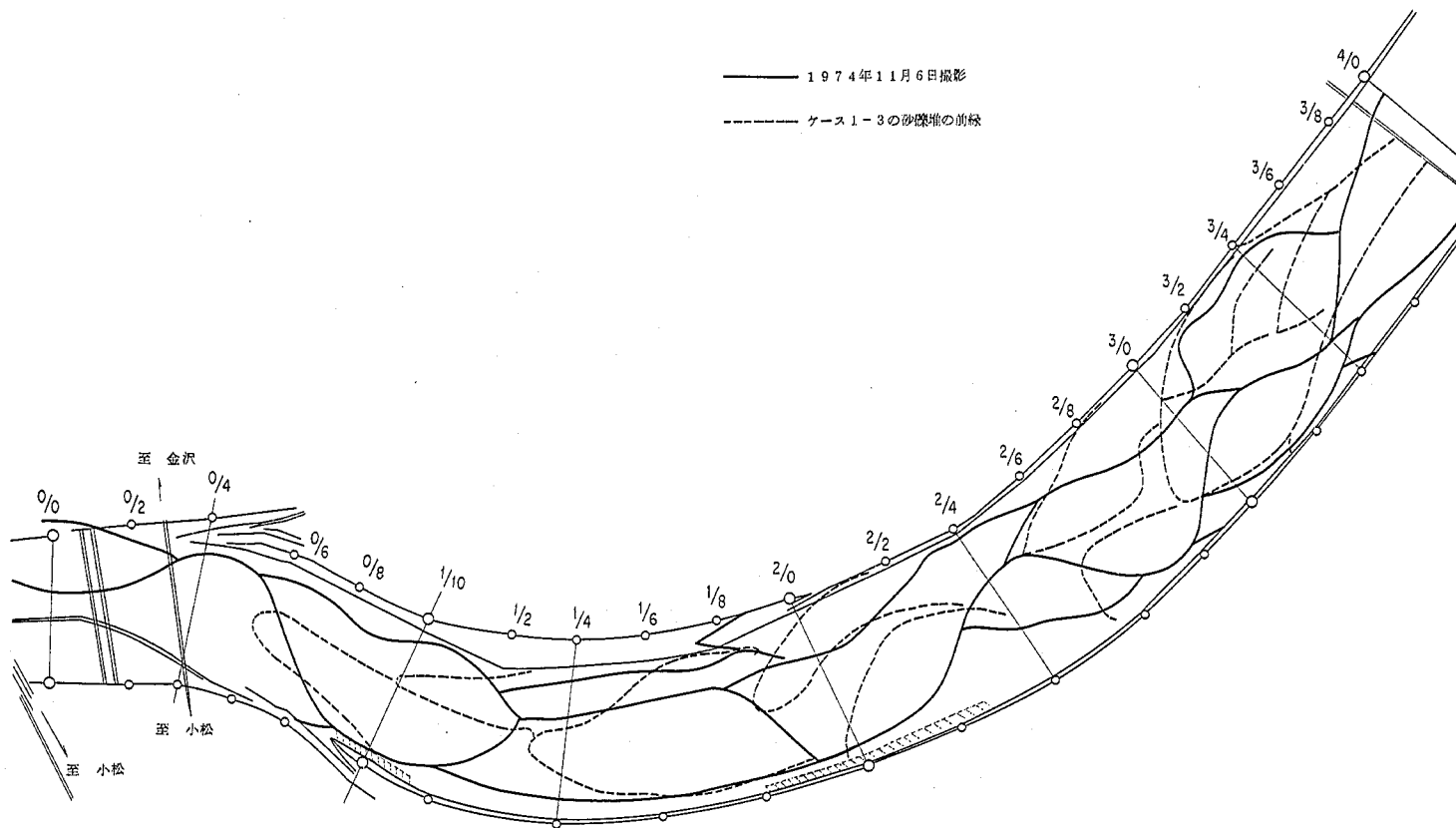


図9-1 砂礫堆のスケール

(2) 砂礫堆の相似律

砂礫堆の挙動、特性を決める重要なパラメータは、無次元掃流力 $\tau_* = u_*^2 / \text{sgd}$ 、川幅水深比 B/H 、水深粒徑比 H/d および粒度分布形である（移動床の相似律については文献4）を参照されたい）。本実験の場合 τ_* 、 B/H 、 H/d 、粒度分布を、現地と模型でほぼ同一とすることができた。そのため砂礫堆のスケール（長さ λ_s 、高さ H_s ）をほぼ同一となった。

図9-1は、1947年11月6日撮影の空中写真より砂礫堆の前縁を示したものであり、実験1-3の砂礫堆の前縁も示してある。ほぼ λ_s のスケールが同一となっている。

また高さ H_s も前章までの河道横断図を見てもらえばわかるように、 $1,500 \text{ m}^3/\text{s}$ の模型砂堆のスケールは現地とほぼ一致している。

(3) 流量変化による砂礫堆スケールの変化

木下¹¹⁾の指摘のように、砂礫堆は流量増によって新しい砂礫堆を生じるというのではなく、前の流量で生じた砂礫堆をそのまま受けついでいく。そのことは砂礫堆のスケールは大出水時でも同一スケールの砂礫堆を持っているということであり、流量が大きくなったからと言って砂礫堆が大きくなるということではない。ただ砂礫堆の前進速度を速くする。本実験においても $1,500 \text{ m}^3/\text{s}$ の λ_s と $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時の λ_s のスケールはほぼ同一であった。ただ模型上流部の3~4Km地点は $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の洪水の場合、補給砂が追いつかず、河床低下域になったためか λ_s が大きくなり H_s も小さくなった。ところが2~3Km地点は補給砂が多いためか（堆積域） λ_s は $1,500 \text{ m}^3/\text{s}$ より小さいようだ。砂礫堆のスケールは、河床が堆積域か浸食域かによって多少スケールが変わるようで堆積域では短く、浸食域では長くなる。

(4) 流水による河床材料のふるい分け

混合粒徑の砂を用いて実験を行ったが、流れによるふるい分け作用が有り、流水の収れんする所では深く掘られ粒徑も粗くなっていた。また収れんした流れが拡散する時、図9-2のように、砂州前縁の手前側は細砂となった。ただ流れの主流部の前縁は粗砂となっていた。なお細砂の部分では、Antiduneおよびdune河床が発生している所もあった。

(5) 砂礫堆の前進速度

砂礫堆の前進速度 v_s を把握するため、実験1-5の時、砂礫堆の先端位置の時間変化を調べてみた。その結果が図9-3である。相似律により模型時間を約7.75倍すれば現地時間に相当する。これによると上流の方が移動速度が速く、下流の方が遅い。これは無次元掃流力が上流の方が大きいためと考えられる。砂礫堆の前進速度を図9-3より求めてみると

3 Km地点の砂礫堆は	現地換算 $1,500 \text{ m}^3/\text{s}$ で $v_s \div 6.5 \text{ m/h}$
2 Km "	$v_s = 5.9 \text{ m/h}$
1 Km "	$v_s = 4.4 \text{ m/h}$

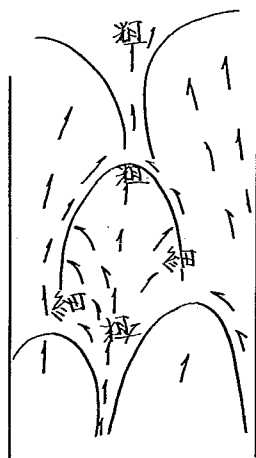


図9-2

となる。

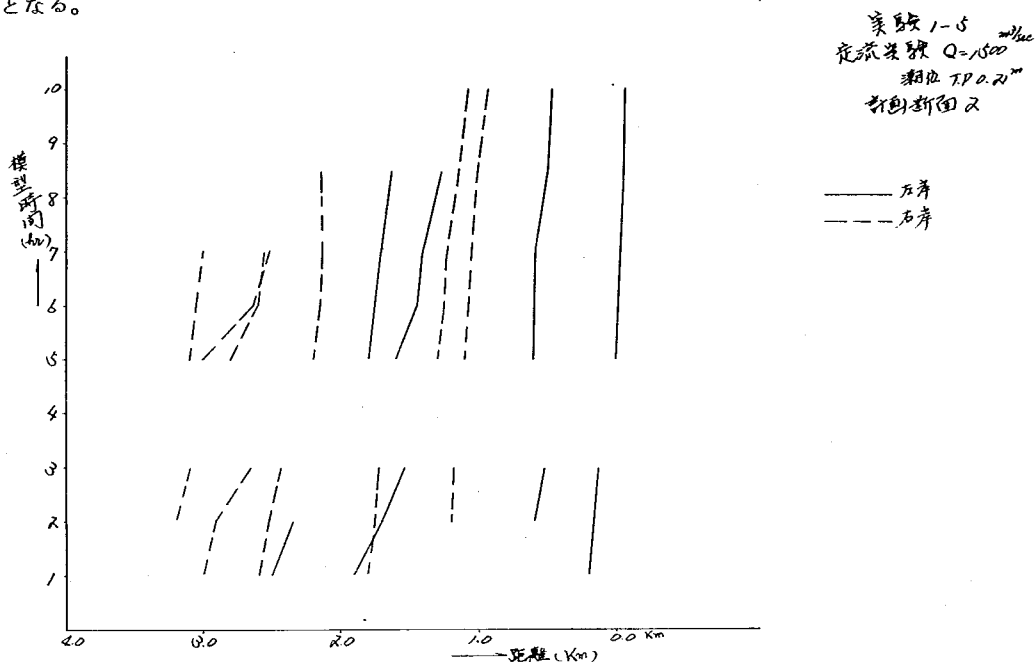


図 9-3 砂州移動の時間変化図 (実験 1-5)

となる。

この速度はあまり大きなものではなく、この川の通常の流況 (年 1 回洪水が $1,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 前後) なら、砂礫堆の基本的な位置は、それほど大きく変わらないだろうことを示している。しかし、出水が無いと小流量時の水路が生じ (小流量時の水路は、砂礫堆の前縁の深掘れ部に生じる)、これが砂礫堆の形をくずし、また小流量時の水路幅に応じた新しい砂礫堆を生じることがある。(航空写真よりの判断)

なお大出水時には流砂量が多くなるため、 v_s が速くなり、同一砂礫堆スケールなら τ_* の 1.2~1.5 乗に比例するようだ。(ただし τ_* が 0.08~0.4 の範囲)⁴⁾

(5) 手取川扇状地河道の砂礫堆

手取川扇状地河道部 16km の河床は基本的に三つに分けることができる。

0~4 km 地点の網状河川部

5~9 km 地点の 8 の字蛇行 (2 列の砂礫堆) の部分

10~15 km 地点の多少乱れるが安定的交互砂州区間

この変化は B/R (川幅÷径深) の変化に対応し、 B/R が 100 以上なら交互砂州から複列砂州に変わるようだ。⁴⁾

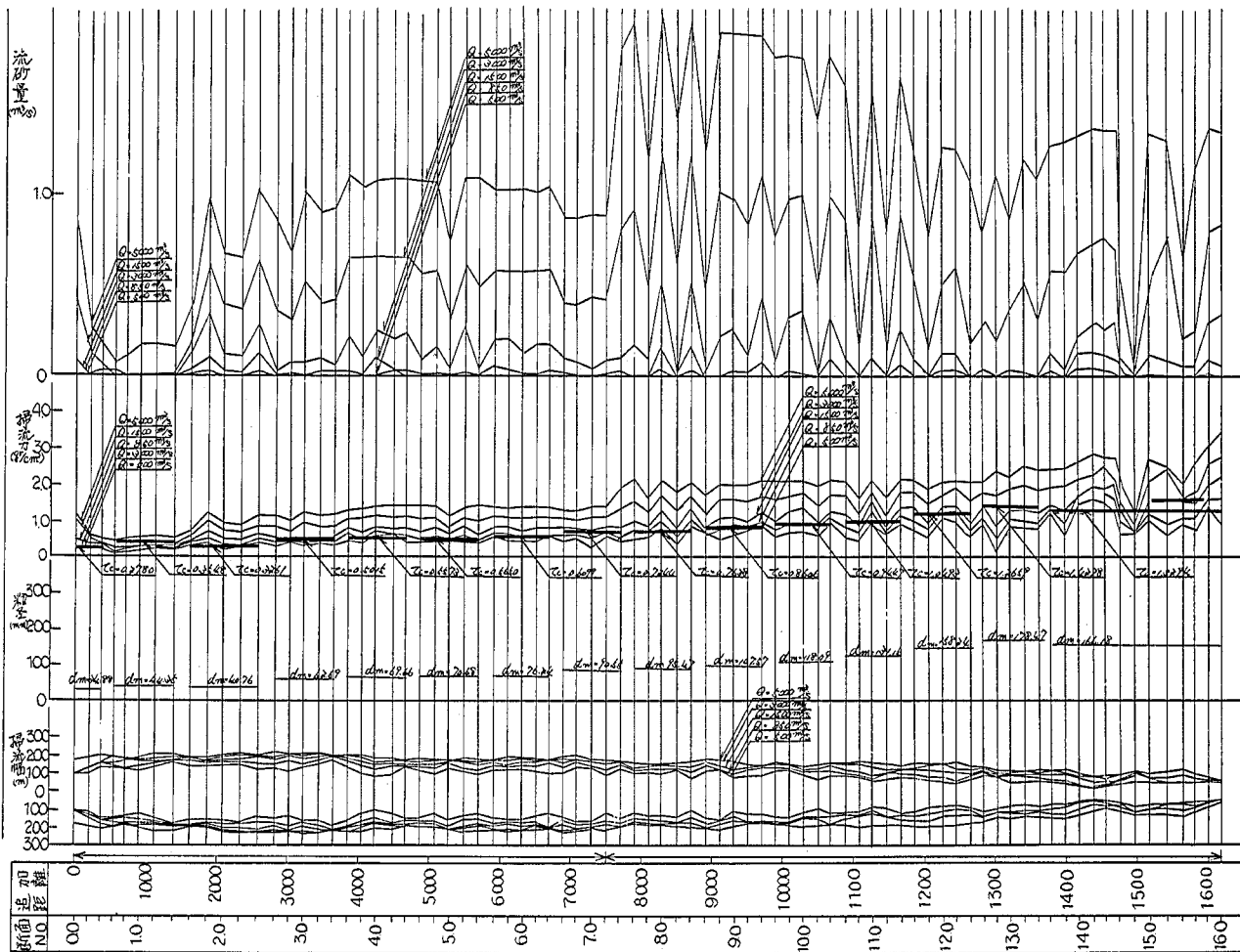


図 9 - 4 現地河道の掃流力

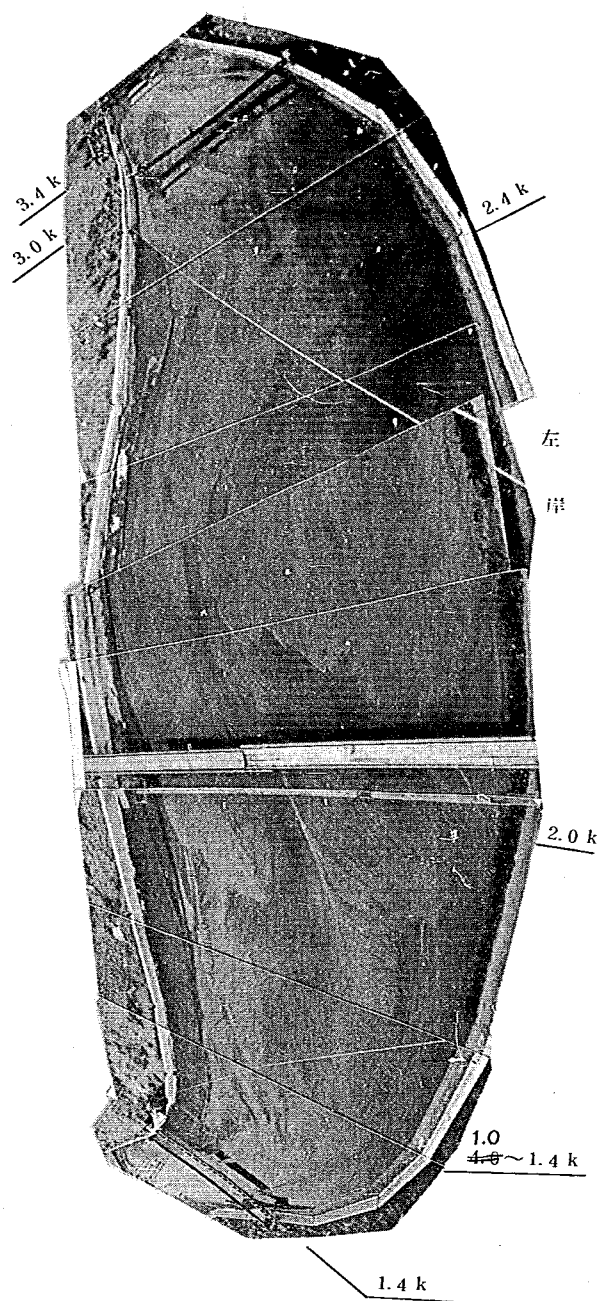


写真 9 - 1 1.0 時間通水後の河床撮影

表 9 - 1 手取川の Bars 2,000 m³/s 時の諸値

距離 (Km)	川幅 b (m)	平均水深	τ_0 (g/cm ²)	B/R	τ_*	d _m (cm)	R/d _m	λ_s or λ	λ/B	河 状
0.0	356	2.23	1.32	159	0.229	3.448	63	300 ~500		↑
1.0	342	2.66	0.41	128	0.055	4.435	60			
2.0	388	1.87	0.65	207	0.096	4.076	46			H _s = 3 m
3.0	417	1.79	6.74	232	0.072	6.269	28			網状乱れる。3~4列
4.0	324	1.80	1.08	180	0.094	6.966	25			↓
5.0	380	1.46	0.79	260	0.068	7.063	21	500 ~600		↑
6.0	362	1.51	0.96	237	0.077	7.624	20			
7.0	362	1.51	0.94	239	0.062	9.055	17			8の字蛇行幾分乱れる。
8.0	334	2.09	1.57	157	0.099	9.547	22			2列 or 3列
9.0	345	1.55	1.44	222	0.099	10.757	14	1,750	5	↓
10.0	307	2.00	1.74	153	0.089	11.809	17	1,500	5	↑
11.0	224	2.43	1.73	92	0.080	13.116	19	1,500	7	多少乱れるが安定的蛇行
12.0	287	2.30	1.78	124	0.068	15.824	15	1,750	6	
13.0	230	2.45	1.68	93	0.058	17.847	14	1,600	7	H _s = 6~7 m
14.0	174	2.30	2.22	60	0.080	16.618	15	1,300	7	↓
15.0	196	2.45	1.97	57						
16.0	110	2.47	2.70	27						

あ　と　が　き

本報告書は、土木研究所鹿島試験所において昭和48年、49年、50年の3ケ年にわたる検討結果を取りまとめたものである。本報告書作成までには次の人達がかかわった。

模型^{製作}には、林、山本が実験計画、指導は山本、野積が、河床変動計算等の水理計算は山本の指導によって野積が行った。本報告書の作成は山本が行い、図面等の整理に当っては、池田富美江、山田敬子さんの助力を受けた。実験に当っては建設技術研究所古賀興一氏には多くの労をかけた。

また本報告の検討にあたっては、土木研究所河川部長土屋昭彦、河川研究室長須賀堯三、北陸地建金沢工事事務所の人達の多くの労があったことに深く感謝したい。

1975年9月

山　本　晃　一

林　　　敏　夫

野　積　　　尚

参 考 文 献

- 1) 高瀬信忠, 広部英一, 布本博; 手取川河床変動に関する研究, 第10回災害科学総合シンポジウム講演論文集 1973
- 2) 山本晃一; 出水時の砂州フラッシュ機構の検討法, 土木技術資料 Vol. 14-8, 1972
- 3) 山本晃一; 河口導流堤計画に関する一試論, 土木技術資料 Vol. 17-1 1975
- 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, 野積尚; ~~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~~
手取川河口付近に於ける水理的検討, 土木研究所資料第1048号 1975
- 7) 建設省北陸地方建設局金沢工事事務所; 加越沿岸松任・美川海岸調査報告書
- 8) 建設省北陸地方建設局金沢工事事務所; 手取川河口調査報告書(第1回) 1974
- 9) 須賀堯三, 佐久間襄, 山田三郎, 横田敏雄, 橋本宏, 武部勝行; 松任海岸離岸堤に関する模型実験報告書土木研究所資料第831号 1973
- 10) 須賀, 山本, 高橋, 林; 最上川河口模型実験報告書土木研究所資料887号 1974
- 11) 木下良作; 石狩川河道変遷調査, 科学技術庁資源局資料36号 1961

手取川河口処理に関する水理的検討

土研資料第 1069 号
昭 50 年 11 月 (1975)

山 本 晃 一

キーワード 手取川, 導流堤, 砂礫堆

要 旨

手取川河口処理計画について述べたものである。

