

倉田部長

I S S N 0386—5878

土 研 資 料 第1445号

土 木 研 究 所 資 料

肝属川河口模型実験報告書

昭 和 54 年 3 月

建 設 省 土 木 研 究 所

鹿 島 試 験 所

は じ め に

肝属川河口模型実験は、九州地方建設局大隅工事事務所より依頼され、昭和51、52、53年度の3年間にわたって土木研究所において実施されたものである。

初年度の昭和51年度においては、模型製作を行い、肝属川の河口導流堤改良計画に関する模型実験及び現地資料の解析については、昭和52、53年度の2年間に行われた。

本報告書は、これらの模型実験及び現地資料の解析結果について述べるとともに、検討を加えたものである。

昭和 54 年 3 月

鹿 島 試 験 所

馬 場 洋 二

浅 野 富 夫

葛 西 敏 彦

目 次

はじめに

第1章	序 論	1
第2章	肝属川の自然条件	4
第1節	河道の自然条件	4
第2節	河口の自然条件	17
第3章	改修工事と地形変化	32
第1節	河道改修工事の経緯	32
第2節	河口改修工事の経緯	33
第3節	地形変化	35
第4節	現状の問題点	50
第4章	肝属川河口部の計画	53
第1節	河口処理計画とその問題点	53
第2節	現地資料の解析	55
第3節	水理計算による検討	55
第5章	模型実験の概要	60
第1節	相 似 律	60
第2節	模型の概要	66
第3節	実験の概要	70
第6章	検証実験及び現況河道実験	73
第1節	砂州形成の検証実験	73
第2節	現況河道実験	100
第3節	ま と め	112
第7章	導流堤計画に関する実験	114
第1節	導流堤間隔 170 m 実験	114
第2節	導流堤間隔 250 m 実験	125
第3節	ま と め	152
第8章	結 論	153
謝 辞		155
参考文献及び参考資料		155

第1章 序 論

肝属川は、鹿児島県の南東部大隅半島のほぼ中央を貫流し、志布志湾の西南端に注ぐ一級河川である（図1）。

流域の70%はシラス層¹⁾におおわれ、年間10万 m^3 から15万 m^3 の流出土砂^{2),3),4)}が河口に到達し、河口が閉塞される傾向にあり、従来から出水時の洪水疎通あるいは平常時の航路維持に支障を来している。

現地では、昭和25年から河口調査を行うとともに昭和31年からは試験導流堤を設置し^{5),6)}さらに昭和47年からは浚渫事業等⁴⁾の河口での工事を実施して河口閉塞問題に対処してきたが、河口砂州の形成による障害は十分に除去されていない。また、近く流量改訂（河口での現計画高水流量 1,900 m^3/s を 2,100 m^3/s に改訂）⁷⁾が予定されており、治水及び航路維持を考慮した新たな河口処理計画が必要となった。

一般に河口処理方法としては、1)導流堤、2)中導流堤、3)離岸堤、4)暗きょ工、5)水門、6)人工掘削（浚渫）等があげられるが、肝属川河口処理計画は、現況導流堤の長さ、間隔、方向及び高さを改良することによって、洪水疎通及び航路維持等の問題を解決しようとするものである。導流堤長は、出水時の水位上昇を考慮した場合には短い方が好ましいが、逆に河道内への波浪の侵入を防ぐためには長くして波浪の減衰を図る方が良い。同様に導流堤間隔は、洪水時の河積確保のためには広くする必要があるが、この場合にも河道内への波浪の侵入が問題となってくる。また、河積確保のために河口部河床を掘下げた場合にも、波浪は河道上流へ侵入し、さらに塩水遡上の問題が生じてくる。

このような多岐にわたる問題を根本的に解決するために、九州地方建設局大隅工事事務所では、種々の導流堤計画を検討してきた。しかしながら、治水及び航路維持を完全に満たす河口処理計画を立案することはむずかしく、最適案を決定しかねている。

このような状況に鑑み、土木研究所鹿児島試験所でも現地資料の解析、水理計算を行うとともにいくつかの河口処理計画案について模型実験を実施した。

本報告書は、これらの検討結果について述べたものであり、構成は以下のとおりである。

第1章では、現況河口での問題点の概要と模型実験を実施するまでの経過を述べ、第2章で肝属川流域の流量、水位、河床変動、風、波、底質材料等の自然条件を河道部（第1節）と河口部（第2節）に分けて説明する。

第3章では、現地で行った工事の経緯（第1、2節）、工事による砂州の変化、汀線変化等の河口部の地形変化（第3節）と現況河口部で生じている問題点（第4節）について述べる。

この現況河口部で生じている問題点を解決するため、九州地方建設局大隅工事事務所で立案した導流堤計画と河道部計画について第4章第1節の前半で述べ、第1節の後半で導流堤計画の問題点について述べる。

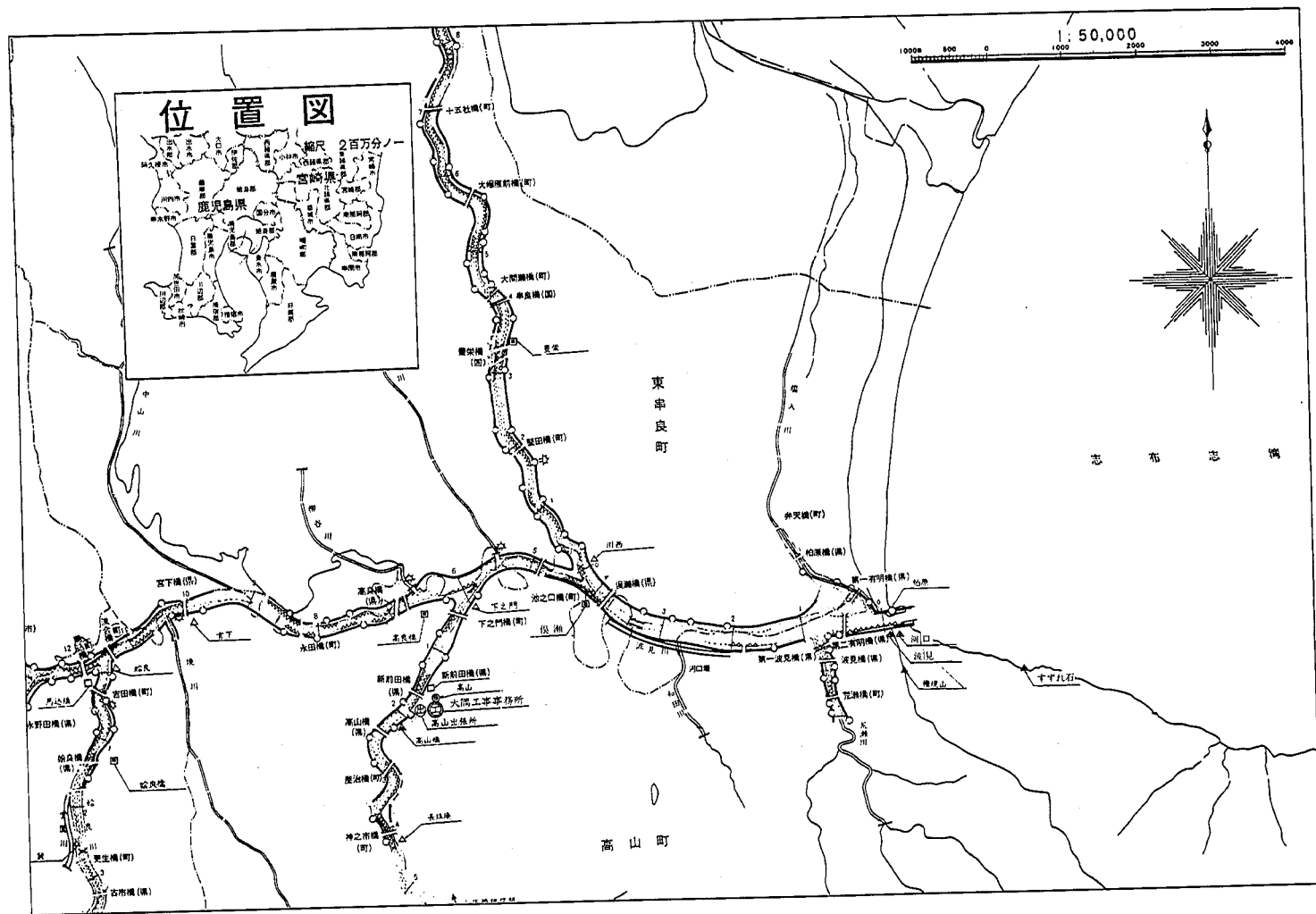


図 1 肝 属 川 概 要 図

また、導流堤計画の検討方法としては、現地資料の解析、水理計算による検討あるいは模型実験による検討があげられ、この三種の検討方法について第2節で述べ、次の第3、4節で現地資料の解析結果と水理計算による検討結果について述べる。

第5、6、7章は、模型実験の概要、検証実験結果及び導流堤計画実験の結果と考察を述べるものであり、本報告書の中核をなすものである。

第8章では、現地資料の解析、水理計算による検討及び模型実験の結果から得られた導流堤計画についてのまとめと、今後に残された課題について述べる。

なお、本文中において用いている「砂州」という言葉はすべて「河口砂州」をいう。

第2章 肝属川の自然条件

第1節 河道の自然条件

1) 肝属川の概要^{8),9)}

肝属川は、鹿児島県の南東部大隅半島のほぼ中央部を貫流する河川で、幹川は高隈山系御岳、左支川串良川は高峰、右支川始良川は大根占町池田、右支川高山川は国見山系の甫与志岳に、それぞれ、その源を発し、高隈、国見山系に囲まれる肝属平野を流下して志布志湾に注いでいる。なお、流域面積は485 Km²、流路延長は209 Km(幹線34 Km)であって、俣瀬地点(388 Km)における現計画高水流量は1900 m³/sの一級河川で大隅地方にとって重要な河川である(図2.1.1)。

流域は、シラス花崗岩質系におおわれ、年平均降雨量は約2,300 mmに達し、平均気温は19℃で高温多雨な地帯である。その流出形態は、透水性の高いシラス(流域70%以上)で覆われているため、洪水流出はピーク流量が小さく長時間にわたり、低水流出は地下水流出となって基底流量の保給源となっている。なお流量については、本節で後述する。

歴史的見地からみると価値のあるものが多く、唐仁、塚崎地区に代表される古墳群は重要文化財に指定されており、吾平野の吾平山陵は神代御陵として名高い。流域の中心は、鹿屋市で農業を基盤とする吾平、高山、串良、東串良町が隣接している。

また、流域内の産業は、現在、鹿児島県による新大隅開発計画があり、その関連事業として志布湾埋立計画⁹⁾がある。この開発に伴い流域内の工業地帯化が進み、第一次産業から第二次産業へ、第二次産業から第三次産業へと産業人口の変化が予想され、豊かな郷土創りに期待される面が大きい。また反面、この開発によって工業用水の確保、志布志湾内の海域汚染等が予想され、肝属川を含めた自然環境に与える影響も大きい。

なお、肝属川流域は1市4町からなり、昭和49年1月現在の流域内の人口は統計約115,000人、工業出荷額は約57億円⁹⁾に達している。

2) 河道の形状と水理量

a 縦断形と河幅¹⁰⁾

肝属川本川の河道は、上流部で河床勾配1/30～1/100、河幅10 m～20 mをもって高隈山系と火山灰台地との間のきわめて狭い平野を蛇行して流れ、鹿屋市付近(17 Km～20 Km)で河幅30 mとなり、その後南方に大きく向を変え、大始良川、始良川と合流する付近(11 Km～13 Km)で東方にその方向を変え河床勾配1/1,000、河幅約150 mとなっている。また河口付近(0 Km～4 Km)では、図2.1.2及び図2.1.3¹¹⁾に示すように、河床勾配1/2,500、河幅約250 mとなっている。また、河口の設置されている導流堤は、延長が約300 mであり、間隔は約170 mとなっている。

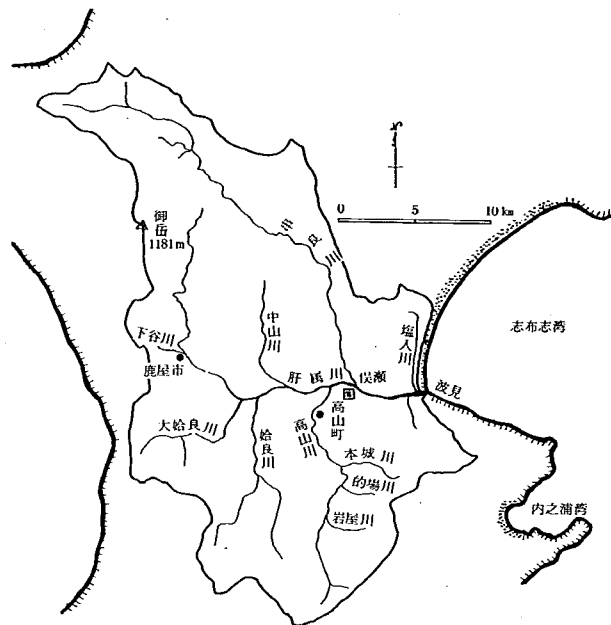
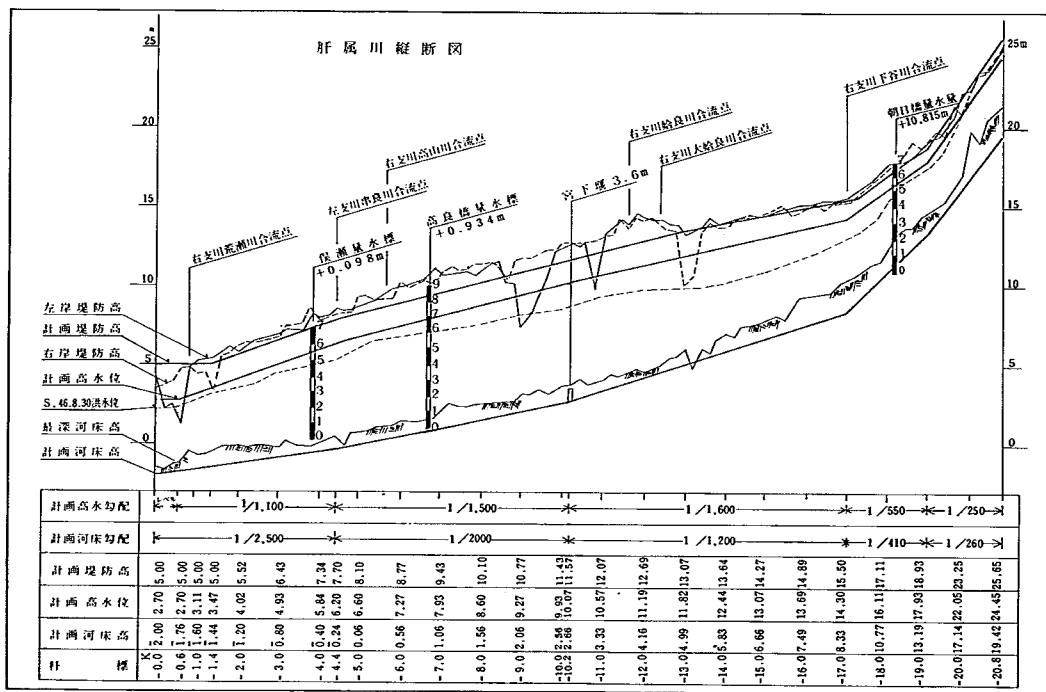


图 2.1.1 肝属川流域概要图



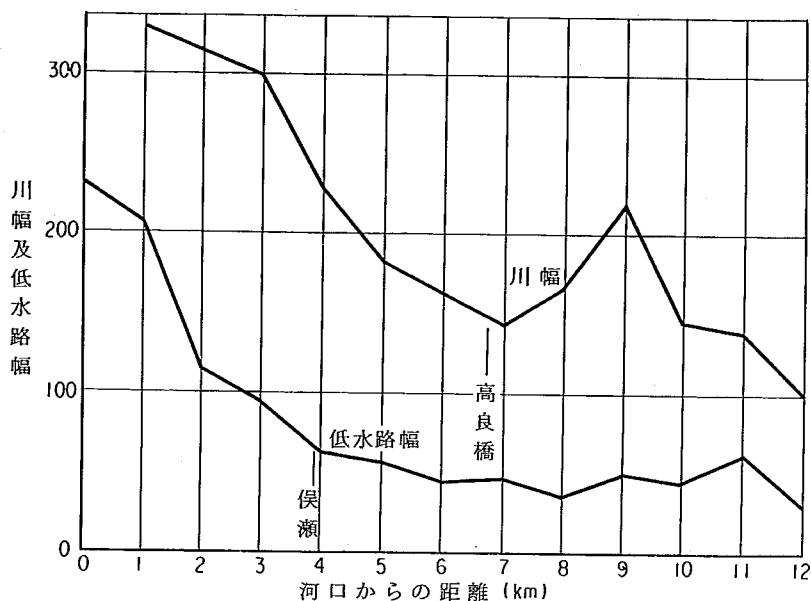


図 2.1.3 肝属川河幅と低水路幅縦断面図

b 流 量^{12), 13)}

肝属川河口の流量は、基準地点の俣瀬 (3.88 Km) で観測されている。表 2.1.1 及び表 2.1.2 は、昭和28年から昭和50年までの23年間の俣瀬地点における流況表と月別流量を示したもので、この期間平均の最大流量は $465 \text{ m}^3/\text{s}$ 、豊水流量は $334 \text{ m}^3/\text{s}$ 、平水流量は $24.9 \text{ m}^3/\text{s}$ 、低水流量は $20.7 \text{ m}^3/\text{s}$ 、渇水流量は $17.7 \text{ m}^3/\text{s}$ となっている。また、23年間の月別の平均流量をみると、5月から6月にかけての梅雨期が $50 \sim 60 \text{ m}^3/\text{s}$ と多い。

表 2.1.3 及び表 2.1.4 は、昭和12年の改修工事着手後の俣瀬地点における主要洪水及び指定水位以上の洪水を示したものであり、既往最大流量は昭和13年10月15日の $1,680 \text{ m}^3/\text{s}$ (推定値、図 2.1.4)、戦後最大流量は、昭和46年8月30日の $1,157 \text{ m}^3/\text{s}$ である。主要な洪水は表 2.1.3 からわかるように台風時と梅雨時に集中している。

この洪水流量に大きな影響を与える主要な台風とその経路を示したものが表 2.1.5 と図 2.1.5 である。

平水時の流量についてみると、前述のように流域のほとんどが透水性の高いシラスで覆われ地下水流出のため平均豊水流量の $33.4 \text{ m}^3/\text{s}$ と比較して、低水流量が $20.7 \text{ m}^3/\text{s}$ 、渇水流量が $17.7 \text{ m}^3/\text{s}$ と多い。

c 洪水時の水位¹³⁾

洪水時の河口付近の水位については、図 2.1.6 の昭和46年9月21～23日洪水、あるいは図 2.1.7 の昭和51年6月23日洪水の硯石潮位 (約 2.0 Km 地点)、波見 (0.2 Km 地点) の潮位及び俣瀬 (3.88 Km 地点) の水位・流量時間曲線からもわかるように、3.88 Km 上流の俣瀬地点においても、潮位の影響をかなり受けている。

表2.1.2 俣瀨月別平均流量表 (m³/s)

年\月	1月	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	年平均
28年	20.8	20.9	28.1	29.2	41.6	98.7	48.2	23.0	28.8	31.5	24.8	23.0	34.8
29	30.2	23.9	24.8	46.1	59.8	103.4	95.6	75.2	93.8	37.1	30.2	30.5	54.3
30	23.6	25.2	37.6	35.0	47.6	83.9	55.0	30.4	43.6	32.6	22.3	19.5	38.0
31	21.1	23.3	38.5	31.9	51.0	55.8	52.6	38.0	50.6	26.3	22.0	18.9	35.9
32	19.6	23.8	22.2	31.5	38.2	38.3	34.9	52.1	49.8	27.0	22.4	21.4	31.8
33	21.1	24.3	24.9	42.7	46.0	31.1	15.2	17.4	17.5	24.8	20.6	19.6	25.4
34	22.0	37.2	26.5	35.4	29.4	45.4	43.0	52.8	20.1	27.5	28.2	21.9	32.4
35	17.1	15.6	17.1	31.5	47.6	42.0	15.3	24.2	25.8	20.1	21.2	17.8	24.6
36	23.5	22.0	18.8	29.4	43.6	45.7	25.9	50.5	36.5	28.6	28.3	17.6	30.9
37	16.4	16.1	15.2	25.8	41.8	55.6	52.0	49.5	27.5	28.4	25.9	21.6	31.4
38	19.7	21.7	18.8	27.8	70.0	33.2	29.3	47.0	34.6	19.6	17.8	19.1	29.9
39	23.0	21.3	17.0	19.7	29.7	66.8	34.4	78.8	39.0	27.0	20.4	19.9	33.1
40	18.3	19.0	15.9	29.2	41.3	45.9	59.3	27.8	52.0	22.9	28.2	27.0	32.3
41	24.0	22.6	28.6	44.3	39.2	65.6	87.6	67.1	65.3	56.1	31.7	30.1	47.0
42	24.9	23.5	25.1	42.8	32.3	38.5	84.7	24.9	24.1	27.2	21.2	19.9	32.5
43	19.7	20.2	21.3	15.6	20.5	73.4	81.4	30.4	34.2	25.8	18.1	23.3	32.0
44	21.2	24.3	30.4	23.1	32.1	53.5	102.4	42.4	25.0	31.7	22.8	20.5	35.9
45	19.2	19.5	18.3	31.7	47.9	82.2	71.4	74.8	48.6	28.2	22.8	22.4	40.7
46	21.0	22.2	21.0	20.8	26.0	90.4	41.9	133.3	84.0	51.1	35.3	32.4	48.4
47	37.2	41.9	29.8	41.6	60.6	101.7	82.7	50.0	51.6	35.2	34.4	29.9	49.7
48	31.6	29.9	29.7	45.9	40.8	55.5	38.8	25.9	49.6	26.3	22.3	18.3	34.5
49	17.5	19.0	19.3	22.2	21.0	30.4	39.5	34.8	35.1	26.4	21.1	23.2	25.8
50	20.8	25.4	22.3	30.2	25.6	68.7	36.3	38.3	23.4	27.1	26.0	20.0	30.3
合計	513.5	542.8	551.2	733.4	933.6	1045.7	1227.4	1088.6	960.5	688.5	568.0	517.8	811.6
平均	22.3	23.6	24.0	31.9	40.6	61.1	53.4	47.3	41.8	29.9	24.7	22.5	35.3

参考資料：流量年表

表 2.1.3 主要洪水一覽表

洪水年月	主要観測所日・2日雨量				水位～流量		起 生 原 因
	高 山		鹿 屋		俣 瀬		
	日	2日	日	2日	水位	流量	
S 13. 10	^{mm} 400	^{mm} 400	^{mm} 389	^{mm} 389	^m 5.26	^{m³/s} 1,680	台 風
34. 8	145	164	76	122	4.68	784	〃
36. 7	124	205	99	167	4.38	704	〃
36. 9	157	209	148	213	4.05	583	〃
37. 5	73	111	88	170	4.08	628	低気圧
39. 8	110	213	105	209	4.57	796	台 風
39. 9	210	244	232	258	4.44	775	〃
40. 9	170	227	131	175	3.68	428	〃
41. 6	134	198	93	119	4.28	705	梅 雨
41. 7	246	379	228	380	4.98	955	〃
42. 7	186	296	150	256	4.11	770	台 風
46. 8	243	418	243	389	4.64	1,040	〃
46. 8	265	360	197	280	4.86	1,157	〃
46. 9	259	301	240	268	4.18	814	秋 雨

表 2.1.4 侯 瀕 洪 水 流 量 表

年	月	日	時	流量m ³ /s	年	月	日	時	流量m ³ /s	年	月	日	時	流量m ³ /s	年	月	日	時	流量m ³ /s	年	月	日	時	流量m ³ /s				
31	9	10		277	36	8	2		703.9	41	4	9		345.9	44	6	30	2	509.03	47	6	7	19		465.00			
	9	26		238			9	16			582.7		5	11			195.9		7		2	6~7	254.29		6	12	12	
32	4	22		224	37	5	27		627.9		5	31		171.8		7	4	17~18	372.06		6	23	19		417.01			
	6	22		179			6	16			283.6		7	7		17	369.38		7		21	4	337.22					
	8	19		422			6	25			263.0		7	11		12	350.88	48	6		22	9~10	340.44					
	9	6		404			7	1			292.2		8	22		15	614.54				9	6	8	302.74				
33	5	19		164		8	1		347.3		8	15		227.5	45	5	3	20	225.04	49	6	18	6		258.92			
	6	7		394		8	11		526.2		8	23		585.3		6	24	6	227.15		8	29	11	264.23				
34	2	6		305	38	5	13		496.7		9	24		273.8		6	29	11	460.13	50	9	8	24		404.57			
	6	5		278			5	17			461.2	10	8			444.7	7	5	8		225.04	6	17	11	259.61			
	6	10		240			6	13			338.4						7	12	23		262.22	6	20	15	217.84			
	6	17		310		39	7	5			247.6	42	5	6		23	315.11	7	14		9	262.22	6	21	7~8	322.87		
	7	3		290			8	15			323.7		7	3		15	249.24	7	19		12	327.10	8	10	19	240.17		
	7	15		234			6	20			306.0	43	7	26		1	613.87	8	15		3	500.05	51	6	5	5		278.40
	8	8		784			6	24			388		6	5		24	408.28	8	18		17	210.56		6	24	17	812.10	
	9	17		223			7	19			252		6	25		4	216.14	8	30		6	433.46		7	20	2	457.69	
35	4	20		196		8	2		308		6	24	9	595.67	46	6	9	18	425.79		7	25	8~9		259.44			
	4	27		184		8	23		796		7	3	6	304.63		6	20	22	377.35		9	11	6		429.86			
	5	25		320		40	5	26			459	7	5	22		540.45	7	24	8	289.25		9	3	2		770.29		
	6	25		238			7	3			508.1	7	9	18		319.99	8	5	10~12	1039.52								
36	8	29		257		7	5		377		7	11	9	557.42		8	30	4	1157.0									
	4	15		160.9	8	6		437	8		29	4	299.60	9		22	8	814.18										
	5	12		115.1	44	9	17		427.7		6	25	20	298.23		47	5	4	18	398.55								
	6	3		240.6																								

表 2.1.5 主要台風一覧表

番号	名 称	年 月 日	最 気 低 圧	最 風 大 速	最大瞬間風速	観 測 所
①	台 風	13. 10. 15	973^{mb}	m/s	m/s	鹿 児 島
②	台風第 2 7 号	15. 9. 10	966	27	40	"
③	枕 崎 台 風	20. 9. 17	916	40	63	枕 崎
④	デ ラ 台 風	24. 6. 20	970	24	31	鹿 児 島
⑤	キ ジ ア 台 風	25. 9. 13	979	31	36	枕 崎
⑥	ル ー ス 台 風	26. 10. 14	945	43	—	"
⑦	洞 爺 丸 台 風	29. 9. 26	968	31	42	宮 崎
⑧	台風第 2 2 号	30. 9. 29	955	36	49	枕 崎
⑨	台風第 1 0 号	32. 9. 6	964	34	48	"
⑩	第 2 室 戸 台 風	36. 9. 16	931	67	85	室 戸 岬
⑪	台風第 2 0 号	39. 9. 24	957	39	57	枕 崎
⑫	台風第 1 5 号	40. 8. 6	976	36	50	"
⑬	台 風 第 9 号	44. 8. 22	964	37	53	"
⑭	台風第 1 9 号	46. 8. 5	949	30	42	"
⑮	台風第 2 3 号	46. 8. 30	971	22	44	鹿 児 島

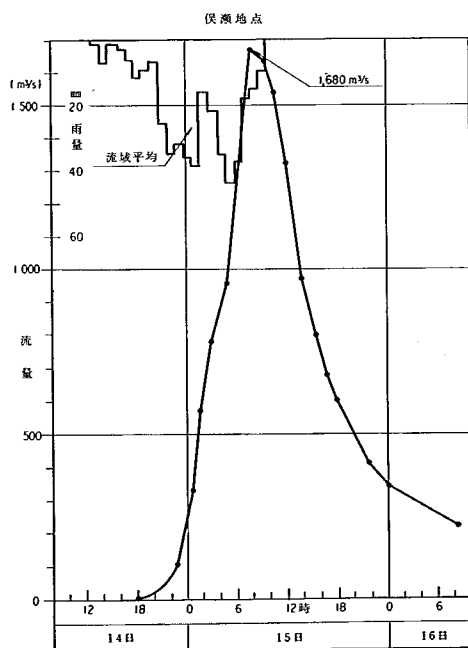


図 2.1.4 昭和13年10月15日洪水(推定)

河口部の計画高水位 (H. W. L.) については、第 4 章にて詳しく述べる。

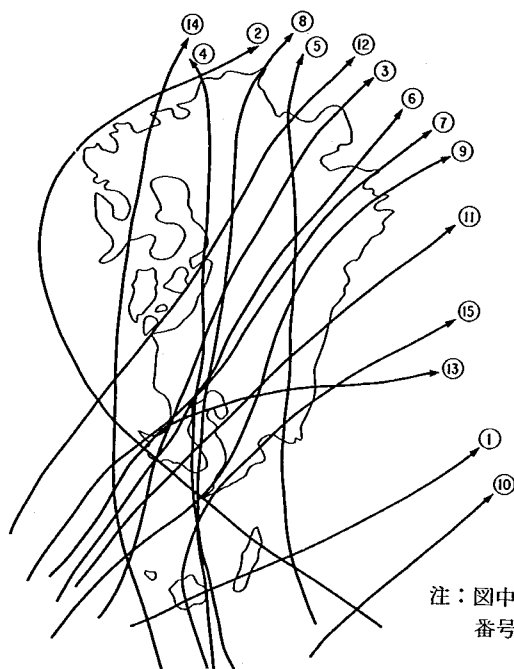


図 2.1.5 主要台風経路図

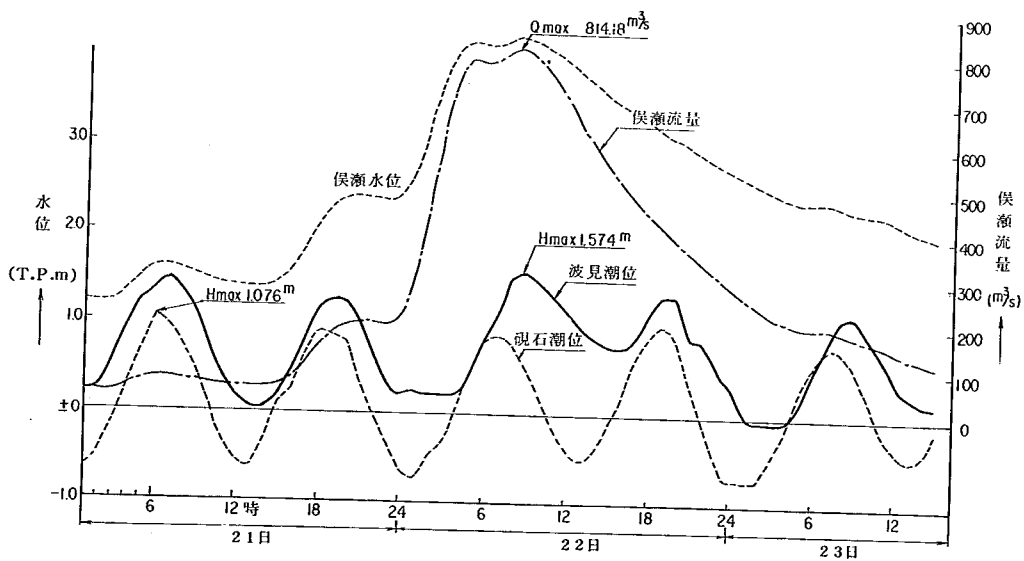


図 2.1.6 昭和46年9月21日～9月23日洪水(停滞前線)

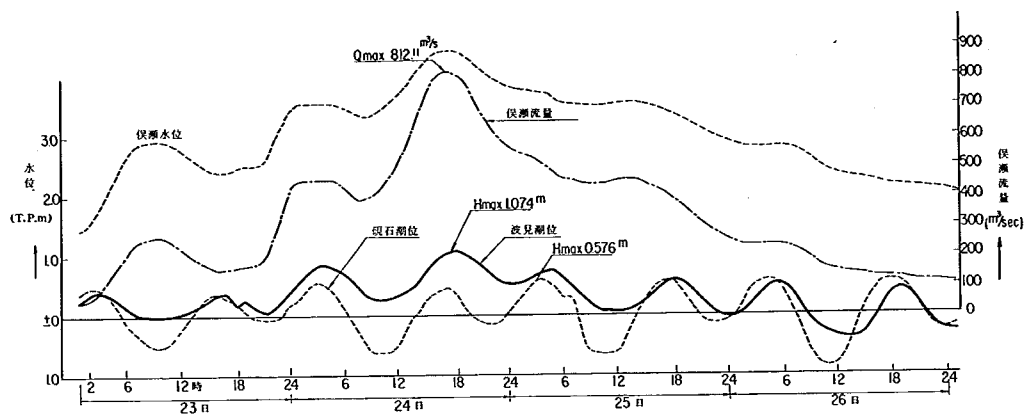


図 2.1.7 昭和51年6月23日～26日洪水(梅雨)

d 粗度係数¹⁾

図 2.1.8 は、昭和31年6月から昭和42年7月の約11年間の保瀬地点における経深 R と粗度係数 n との関係を示したものであり、この地点における粗度係数の平均は、約 0.03 となっている。

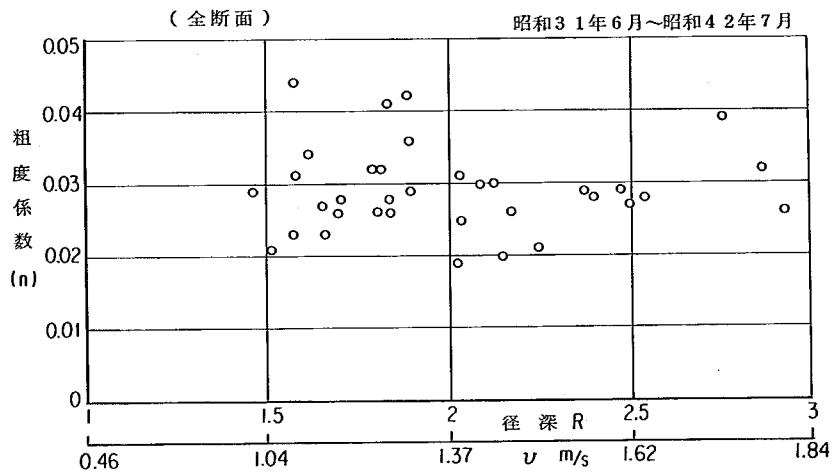


図 2.1.8 $R-n$ 図 (保瀬)

3) 河床材料及び流出土砂量

ここでは、肝属川の河床材料と流出土砂量の調査検討結果について述べるもので、これらに関連の深い河床変動量については、河道の改修工事による影響がかなり含まれていると推測されるため、次章の「改修工事と地形変化」で述べることにする。

a 河床材料

河道の河床材料調査は昭和33年から行われており、図 2.1.9 は昭和45年2月調査¹⁾の肝属川の低水路3点の平均河床材料縦断(通過重量百分率と平均粒径)を示したものである。河口から120Km 地点ま

での平均粒径を見ると、5 Km～6 Km地点（高山川合流点付近）及び120 Km地点（始良川大始良川合流点付近）で多少河床材料が粗くなっていることがわかる。これは、図2.1.10、図2.1.11の高山川と始良川の河床材料縦断面図を見てもわかるように、合流点付近を除いた本川の平均粒径よりも若干大きい粒径となっているためである。

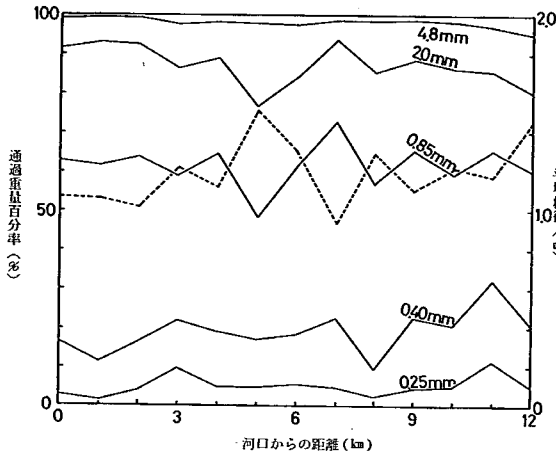


図2.1.9 肝属川本川(低水路)河床材料縦断面図

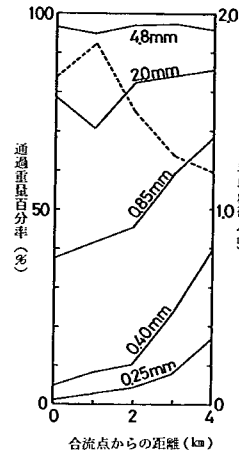


図2.1.10 高山川
(低水路)河床材
料縦断面図

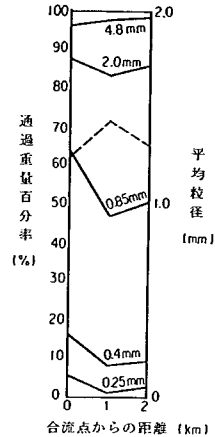


図2.1.11 始良川
(低水路)河床材
料縦断面図

肝属川流域の地質分布は、図2.1.12^{1),2)}に示すように大きく分類して火山岩類と沖積層で構成されているが、流域の北側（本川上流、串良川流域）は軽石凝灰石及び四万十層群が大半を占めており、南側（高山川、始良川、大始良川流域）では花崗岩、安山岩、熔結凝灰岩が占めている。高山川、始良川の合流点付近で、河床材料の粒度特性が若干変化するのとは本川と右支川との地質分布の相違によるものと推測される。

b 流出土砂量

肝属川からの流出土砂量は、昭和44年度¹⁰⁾、昭和47年度¹⁴⁾、昭和51年度²⁾及び昭和53年度⁴⁾に調査検討されている。

昭和44年度における検討は、昭和25年から昭和38年にわたって行われた流砂量観測（掃流砂30回、浮遊砂56回の計86回）を基に、肝属川の掃流砂量式及び浮遊砂量式の検討を行ったもので、その結果次の実測式が得られている。

○ 掃流砂量式

$$Q_B = 0.2 BU_* d \left\{ U_*^2 / (\rho_s / \rho - 1) g d \right\}^2 \quad (2.1)$$

ここで、 Q_B は掃流砂量、 B は河幅、 U_* は摩擦速度、 d は粒径、 ρ_s 、 ρ はそれぞれ粒子と水の密度、 g は重力加速度である。

○ 浮遊砂量式

$$Q_B = 1.6 \times 10^{-4} Q \left\{ U_*^2 / (\rho_s / \rho - 1) g d \right\}^2 \quad (2.2)$$

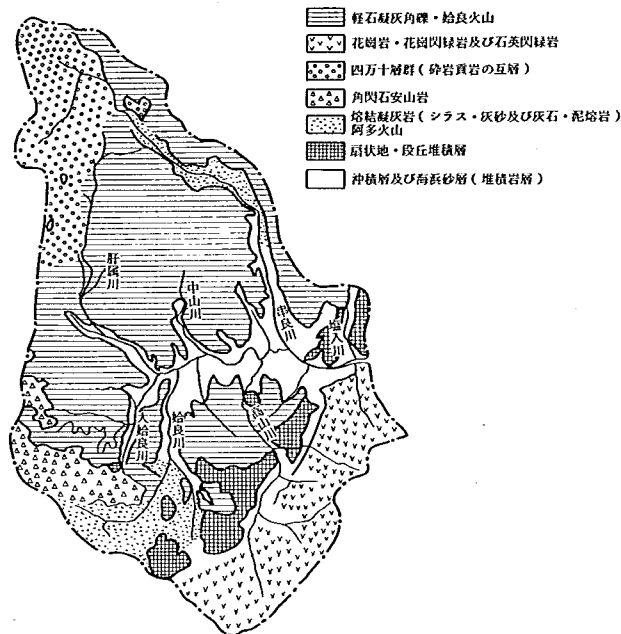


図 2. 1. 1 2 肝属川流域の地質

ここで、 Q_B は浮遊砂量、 Q は河川流量である。

・全流砂量式

(2. 1), (2. 2) 式より全流砂量 Q_T は、

$$Q_T = Q_B + Q_S = (0.2 BU_* d + 1.6 \times 10^{-4} Q) \left\{ U_*^2 / (\rho_s / \rho - 1) g_d \right\}^2 \dots (2.3)$$

となる。

次に昭和47年度における調査は、土研式 (佐藤・吉川・芦田の式) を用いて、粒径別 (河床材料の粒度分布から粒径5種類の粒径に分割) に掃流砂量を計算したもので、その時の水理量としては昭和41年～45年までの5年間の流況 (俣瀬地点の流量) を用いている。この結果、年平均流出土砂量は $25,000 \text{ m}^3/\text{年}$ と推算されたが、この値には浮遊砂量は含まれていない。

また、昭和51年度においては砂防堰堤貯砂量からの推定、高隈ダム等の貯砂量と実績からの推定、地形地質からの推定及び実測流送土砂量 (昭和25～45年) からの推定の計4方法によって流出土砂量を算定した。その結果は、表2.1.6及び図2.1.1.3に示すとおりであり、年平均流出土砂量は約 $150,000 \text{ m}^3/\text{年}$ と推定された。

昭和53年度においては、昭和51年度の4方法の推定のうち、実測流送土砂量の推定についてさらに詳しく (昭和51年度で用いた流量は昭和41年と昭和43年の2年間であったが、昭和53年度では、昭和41年から昭和51年までの11年間の流量を用いて推定) 算出したもので、その結果11年間の年平均流出土砂量は約 $130,000 \text{ m}^3/\text{年}$ と推定された。

表 2. 1. 6 肝属川流出土砂量の推定

方 法	流 出 土 砂 量 (m^3/Y)	摘 要
砂防堰堤貯砂量からの推定	70300 ($145\text{m}^3/\text{Km}^2/\text{Y}$)	・実測資料による。 ・堰堤位置は高山川水系の花崗岩地域（流域全体の約16%）であり、肝属川流域に適用できない。 ・堰堤をオーバーフローしていることも考えられるので値は下限値である。
高隈ダム貯砂量実績等からの推定 (1)高隈ダム (CA 38 Km ²) (2)鶴田ダム (CA 805 Km ²) (3)岩瀬川ダム (CA 354 Km ²)	145500 ($300\text{m}^3/\text{Km}^2/\text{Y}$) 237700 ($490\text{m}^3/\text{Km}^2/\text{Y}$) 135800 ($280\text{m}^3/\text{Km}^2/\text{Y}$)	・いずれもダムにて測定した実測資料 ・(2)および(3)の流出土砂量は肝属川流域485 Km²で求めた値
地形および地質からの推定 (1)田中治雄の方法 (2)年比堆砂量法	66000 ($136\text{m}^3/\text{Km}^2/\text{Y}$) 97000 ($200\text{m}^3/\text{Km}^2/\text{Y}$)	・土木工学ハンドブック S. 29 年版より ・水理公式集 P135 による。
実測流送土砂量からの推定（含砂量）	153300 ($316\text{m}^3/\text{Km}^2/\text{Y}$)	・肝属川河道計画調査報告書(S.46 3 月) P 104 による。 ・S.41 年、S.43 年の俣瀬流量から算出した両年の平均値

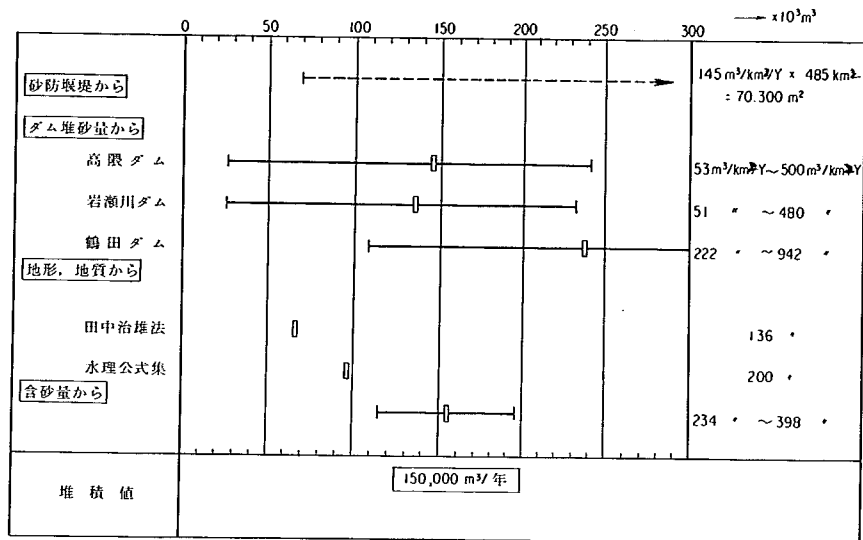


図 2.1.1.3 算定方法別流出土砂量

第2節 河口の自然条件

1) 河口の概要¹⁵⁾

肝属川河口は、漁港として古くから利用されている。特に、波見港は、神武天皇御東征の発航の地で、大和の橿原は河口左岸の柏原の地名を取って名付けられたと伝説に伝えられる古くからの港である。

旧薩藩時代は、沖縄、大島等の南西諸島及び外国との交易の根拠地として栄えた。また近くは大正時代に大阪商船が寄航して木材等の搬出を行ったが、陸運の発達と港湾施設の不備とが相まって波見港を衰微させ、現在は、志布志湾を行動範囲とする3t以下の漁船が出入をしている小港である。

一方、河口は、志布志湾の西南端に位置し、その北東（左岸側）は、志布志から波見に至る約16Kmの美しい砂浜海岸であり、また、西南（右岸側）は国見山を中心とする山岳地帯の岩石海岸の境界面に位置する。

なお、現在河口部がかかえている問題点については、第3章にて述べる。

2) 気象条件（風、波浪）

a 風

肝属川河口付近における風の調査は、昭和27年から昭和34年、昭和41年から昭和45年の計13年間、柏原気象観測所（左岸-0.1Km付近）で行われており、図2.2.1、図2.2.2⁵⁾は昭和41年以前の柏原における風向、風速図である。この地点では、夏期はW方向（陸風）とE~ESE方向（海風）が、冬期ではW方向の風が卓越している。

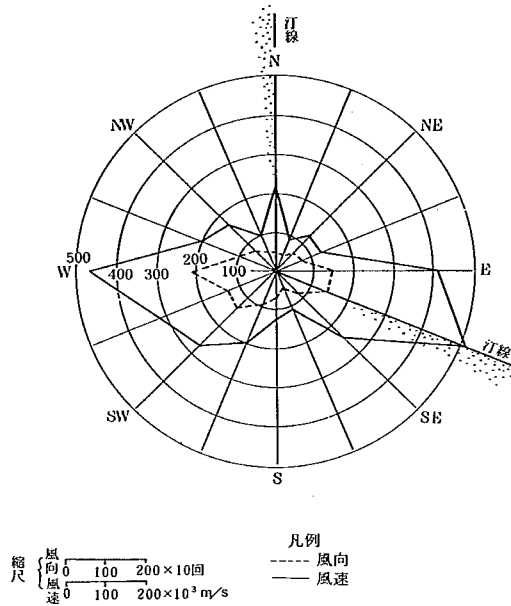


図 2. 2. 1. 風向・風速頻度図 (夏期) : 5 月 ~ 10 月

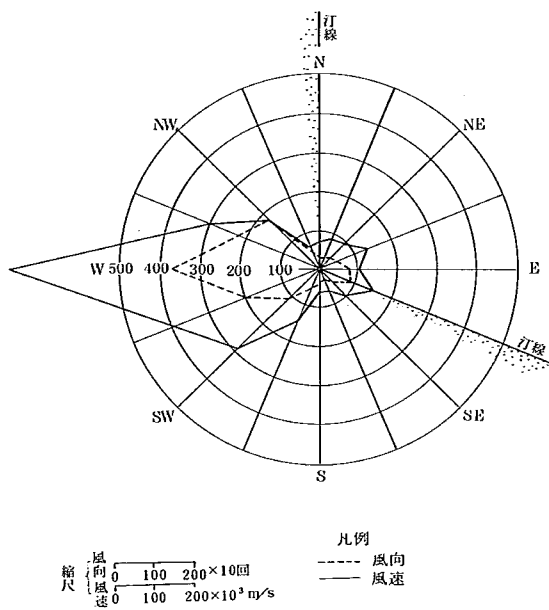


図 2. 2. 2 風向・風速頻度図 (冬期) : 11 月 ~ 4 月

観測所：東串良町児童館

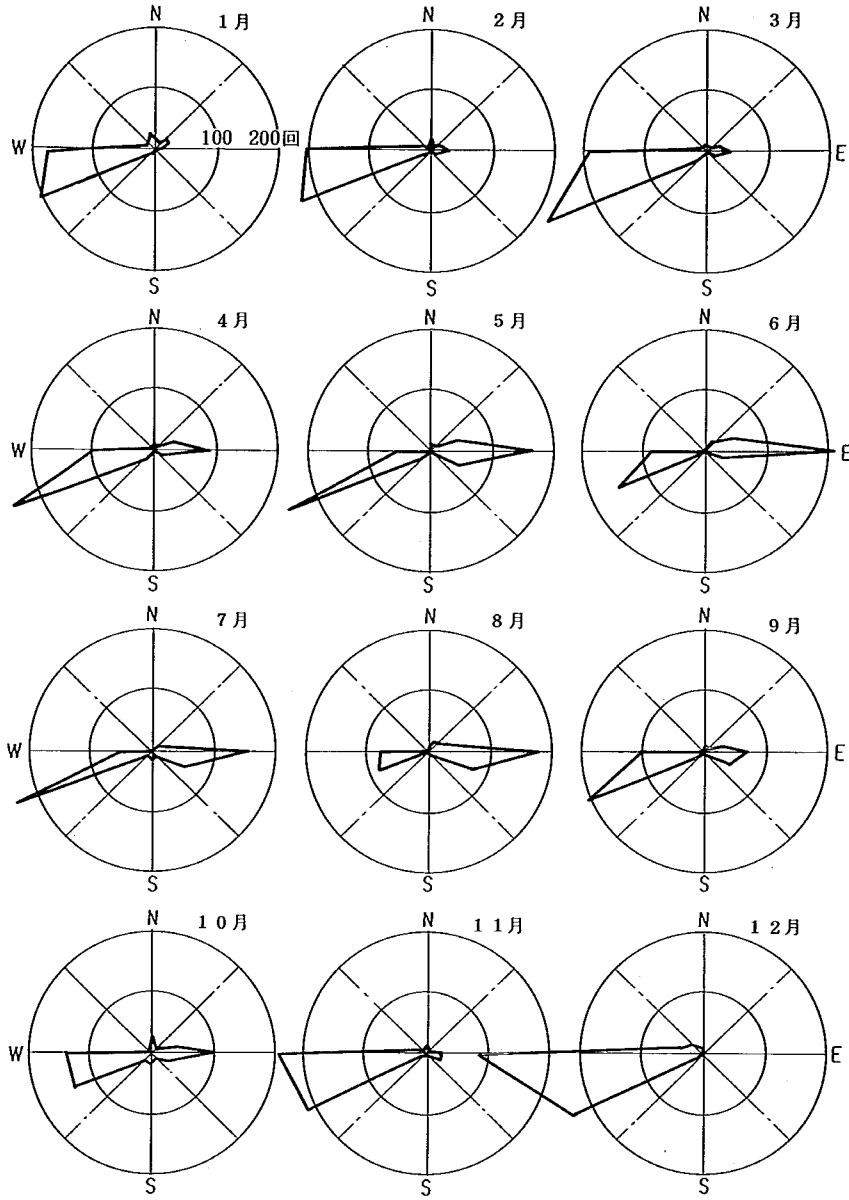


図 2.2.3 月別風向頻度図（昭和48年）

しかし、柏原気象観測所は南側を国見山と主とする大きな岬にふさがれた位置にあり地形的な影響を受けているとも考えられるので、少し内陸の東串良町児童館（柏原より約2.5Km北西）における昭和48年の観測資料についても調査が行われている。その結果を示したものが図2.2.3であり、11月から3月まではW～SWS方向、4月から10月までの間はE方向とW方向の風が卓越しており、柏原と同様の傾向であった。また図2.2.4に示すように、年間の風向、風速は柏原と同じ傾向であるが、波の発生に最っとも影響のある強風の発生はE方向（海風）が多く、10 m/sを越える風の発生回数は昭和48年の1年間で、35回であった⁴⁾。

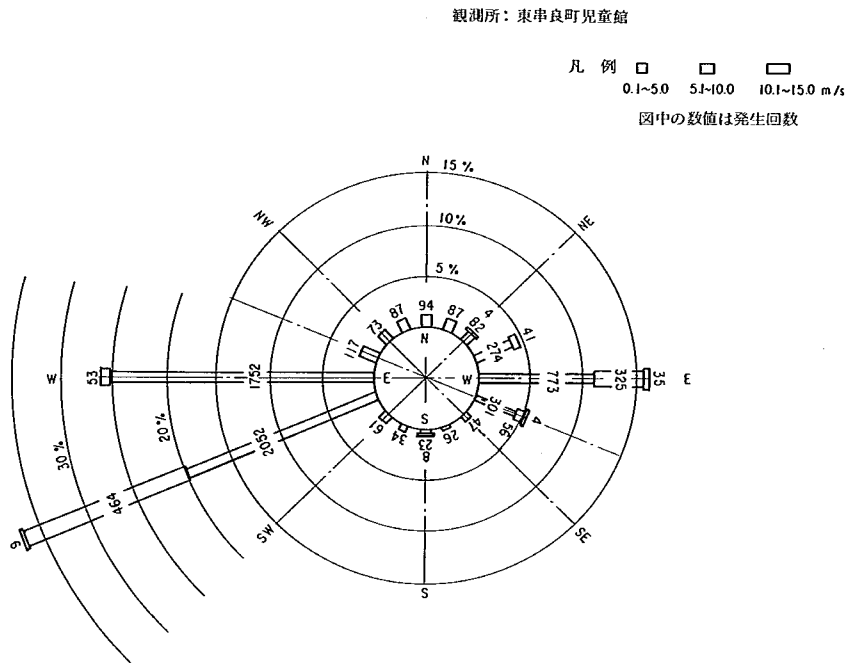


図 2.2.4 風向・風速頻度図（昭和48年）

b 波 浪

肝属川河口においては、波浪の観測が昭和35年から昭和41年までは7年間にわたって行われているが欠測が多くデータとして不足である。そのため近接海岸である志布志湾の枇榔島観測所（運輸省第四港湾建設局に所属）における波浪の資料^{4), 16), 17)}について引用あるいは整理した結果について述べる。

これによれば、波高と周期の関係は、図2.2.5、表2.2.1のようであり、波高 $H_{1/3}$ は0.8 m、周期 $T_{1/3}$ は7.0 sec程度までの波が全体の約78%を占め、これより大きい波はほとんどが台風による波であった。

台風時における波の波高と周期の関係は、図2.2.6、表2.2.2に示すとおりであり、その平均値は波高 $H_{1/3}$ で1.3 m、周期 $T_{1/3}$ で8.6 secである。

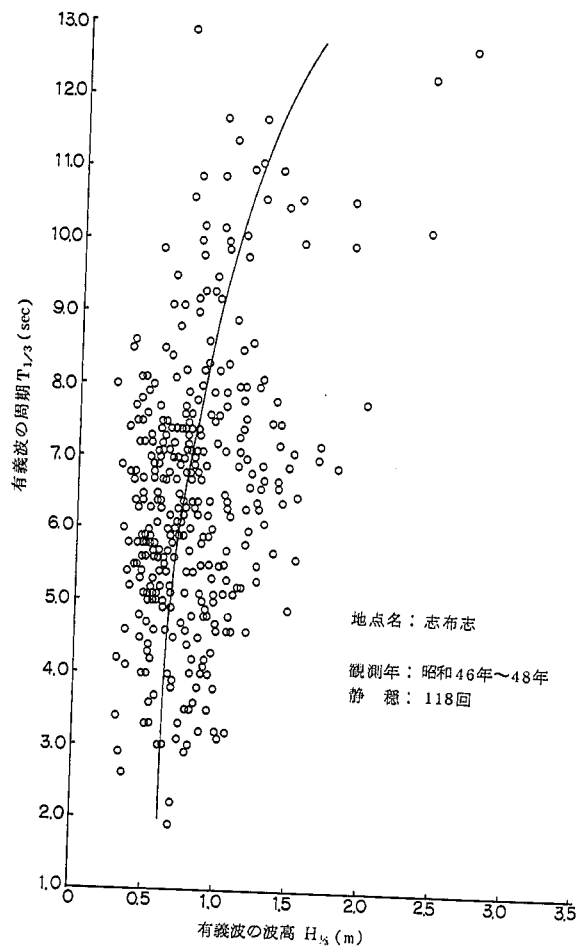


図 2.2.5 波高・周期分布図

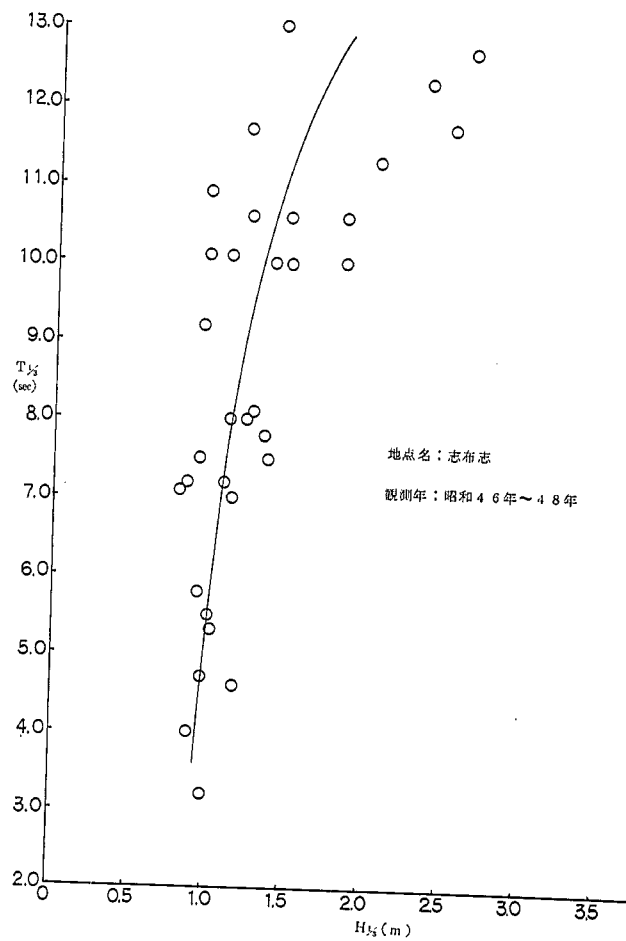


図 2.2.6 波高・周期分布図 (台風)

表 2.2.1 波高周期分布表 (志布志)

地点名：志布志														観測年：昭和46年～51年2月					
波 高(m)	周 期 (sec)	2.0 以下	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 以上			計	%	累計 %
0.30 以上		239		1	2			2									244	20.3	20.3
0.31～0.40			2	1	7	14	34	11	8	1							78	6.5	26.8
0.41～0.50				3	9	30	33	35	10	3							123	10.3	37.1
0.51～0.60				6	20	49	52	26	10	2	1						166	13.9	51.0
0.61～0.70	1	3	6	15	71	60	31	10	4	3							204	17.0	68.0
0.71～0.80		2	3	10	17	44	24	11	2	2		1					116	9.7	77.7
0.81～0.90				7	8	13	25	17	6	4	2						82	6.8	84.5
0.91～1.00				5	5	8	5	22	3	3	2	1					54	4.5	89.0
1.01～1.50				1	5	15	35	28	10	7	7	3	1	2			114	9.5	98.5
1.51～2.00						1	2	5	1	1	1			1			12	1.0	99.5
2.01～2.50											1	1	1				3	0.3	99.8
2.51～3.00												1	1				2	0.2	100.0
3.01 以上																	0	0	100.0
計		240	7	33	81	218	290	201	69	27	19	6	4	3			1198	100.0	
%		20.0	0.6	2.8	6.8	18.1	24.1	16.8	5.8	2.3	1.6	0.5	0.3	0.3			100.0		
累 計 %		20.0	20.6	23.4	30.2	48.3	72.4	89.2	95.0	97.3	98.9	99.4	99.7	100.0					

表 2.2.2 台風による発生波一覧表

地点名: 志布志

起 時				波 高		周 期		波 向	台風番号	摘 要
年	月	日	時	H _{max} (m)	H _{1/3} (m)	T _{max} (sec)	T _{1/3} (sec)			
47	7	20	02	3.82	2.65	13.0	12.7	SE~SSE	7207	
46	9	21	22	3.05	2.51	14.0	11.7	SE	7127	
47	8	16	24	3.45	2.38	13.6	12.3	SSE	7214	
46	9	22	00	2.95	2.05	8.0	11.3	SE	7127	
47	7	19	02	3.08	1.84	13.4	10.6	SE~SSE	7207	
47	7	18	22	2.45	1.84	13.1	10.0	SE	7207	
47	7	17	22	1.95	1.50	10.0	10.0	SE	7207	
47	8	15	06	2.12	1.49	11.4	10.6	SE	7214	
46	9	20	20	2.45	1.43	12.0	13.0	SE	7128	
47	8	17	24	1.96	1.39	9.8	10.5	SSE	7214	
47	7	21	20	1.96	1.37	6.8	7.5	SE~SSE	7207	
47	7	22	12	1.95	1.34	8.1	7.8	SE	7207	
48	7	20	04	1.90	1.27	9.0	8.1	ESE~SE	7306	
47	8	14	20	1.62	1.24	10.7	10.6	SE	7214	
46	9	23	08	1.65	1.23	7.5	8.0	SSE	7127	
47	9	15	24	1.70	1.22	8.0	11.7	SSE	7220	
47	10	30	16	1.60	1.17	3.1	4.6	SE	7226	
47	7	27	02	1.82	1.14	7.0	7.0	ESE	7207	
47	10	6	12	1.62	1.13	12.5	8.0	SE	7222	
47	7	16	18	1.95	1.11	10.0	10.1	E	7206	
47	7	26	22	1.78	1.09	5.4	7.2	SE	7207	
47	10	7	08	1.66	1.02	2.9	5.3	ESE	7222	
47	7	24	06	1.50	1.01	4.2	5.5	SE	7207 7209	
47	10	5	16	1.50	0.97	6.3	3.2	SE	7222	
47	10	8	10	1.62	0.96	6.5	4.7	ESE~E	7222	
48	10	8	12	1.38	0.96	10.0	10.9	S	7315	
48	10	7	16	1.30	0.96	10.0	10.2	S	7315	
48	7	21	02	1.54	0.94	13.3	9.2	E~ESE	7306	
47	10	31	02	1.20	0.93	8.0	5.8	SE	7226	
47	7	25	18	1.12	0.93	8.5	7.5	SE	7207	
47	10	13	06	1.13	0.88	5.6	4.0	ESE	7224	
47	10	14	08	1.02	0.86	19.5	7.2	E	7224	
46	9	24	10	1.40	0.82	6.0	7.1	S~SSE	7127	

波向は、波高と周期には関係が少なく、卓越波向はE～Sの範囲である。肝属川の河口は、図2.2.7からもわかるように南側が国見山を主とする大きな岬となっているため、S方向の波は、河口には直接影響がなく、E方向の波が卓越していると推定される。

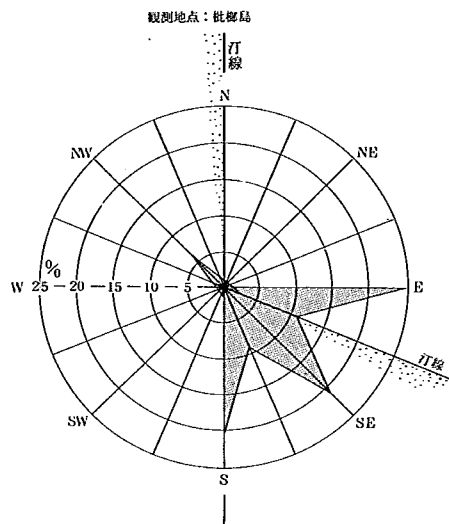


図2.2.7 波向頻度図（昭和47，48年）

3) 天文潮（潮位，入退潮量）

a 潮位（外海潮位及び河口潮位）

硯石検潮所（外海）における潮位観測は、昭和32年4月1日以降から現在まで継続されており、ここでは、その昭和32年4月1日から昭和52年11月13日までの記録をまとめた結果⁴⁾について述べる。表2.2.3は硯石検潮所における朔望平均満潮位，同干潮位，平均潮位，年最高潮位等について示したものであり，この約20年間の平均満潮位はT.P. 0.660 m，平均干潮位はT.P. -0.495 m，平均潮位はT.P. 0.041 mとなっている。

次に波見検潮所（0.2Km地点）における河口潮位の観測結果について述べる。波見検潮所における観測は，硯石検潮所におけるそれよりも古く，昭和25年以降（一部欠測の年月もあるが）現在まで継続されている。

これらの観測結果を硯石検潮所と同様にまとめたものが表2.2.4である。この表より，河口地点における約24年間の平均満潮位はT.P. 0.781 m，平均干潮位はT.P. 0.277 m，平均潮位はT.P. 0.254 mとなっており，外海潮位である硯石潮位よりそれぞれ0.12 mから0.22 m高い傾向を示している。この外海潮位と波見河口潮位とが異っている理由として，波による河道内の水位上昇（Wave Set up），河川流量あるいは河口部形状による影響があげられる。

表 2.2.3 硯石潮位記錄

(T.P.m)

硯石檢潮器							
年	年最滿潮位		年最干潮位		平均滿潮位	平均干潮位	平均潮位
	潮位	月日時	潮位	月日時			
32	1400	9. 20. 19	- 1140	7. 28. 13	0.760	- 0.400	0.180
33	1600	9. 16. 8	- 1080	3. 6. 13	0.760	- 0.460	0.150
34	1450	11. 3. 7	- 0950	7. 17. 10	0.780	- 0.440	0.170
35	1800	5. 24. 12	- 1240	3. 15. 2	0.740	- 0.550	0.100
36	1350	8. 26. 6	- 1060	3. 15. 1	0.700	- 0.570	0.060
37	1450	10. 28. 15	- 1300	8. 6. 12	0.670	- 0.610	0.030
38	1370	10. 4. 6	- 1200	5. 24. 14	0.660	- 0.550	0.060
39	1800	9. 24. 6	- 1100	8. 8. 13	0.710	- 0.480	0.120
40	1460	5. 31. 19	- 1180	11. 1. 2	0.820	- 0.390	0.075
41	1376	8. 18. 7	- 1124	1. 5. 1	0.606	- 0.604	0.004
42	1376	9. 7. 7	- 1824	5. 25. 14	0.636	- 0.574	0.026
43	1276	9. 24. 19	- 1474	2. 25. 23	0.546	- 0.644	-0.054
44	1076	9. 26. 18	- 1324	10. 14. 0	0.566	- 0.604	-0.024
45	1226	6. 5. 6	- 1374	2. 22. 1	0.586	- 0.674	-0.044
46	1676	8. 4. 17	- 1204	11. 18. 5	0.606	- 0.614	-0.004
47	1866	8. 8. 18	- 2124	2. 2. 2	0.676	- 0.624	0.026
48	1376	8. 15. 6	- 1324	3. 8. 14	0.596	- 0.604	-0.004
49	1636	8. 18. 6	- 1304	7. 20. 12	0.616	- 0.594	0.016
50	1,296	9. 6. 6	- 1164	8. 8. 12	0.706	- 0.554	0.076
51	1,556	7. 8. 4	- 1,984	7. 11. 12	0.566	- 0.694	-0.064
52	1,136	8. 29. 6	- 1,264	3. 5. 0	0.556	- 0.644	-0.044
計					13862	- 11878	0.855
平均					0.660	- 0.495	0.041

表2.2.4 波見潮位記錄

(T.P.m)

波 見 檢 潮 器							
年	年 最 滿 潮 位		年 最 干 潮 位		平均滿潮位	平均干潮位	平均潮位
	潮 位	月 日 時	潮 位	月 日 時			
25	2.494	9. 13. 7	- 0.806	8. 31. 14	0.944	- 0.256	0.344
26	1.824	6. 3. 20	- 0.756	8. 21. 3	0.944	- 0.256	0.344
27	1.744	9. 5. 19	- 0.756	12. 1. 0	0.894	- 0.276	0.314
28	1.694	8. 26. 7	- 0.806	2. 2. 2	0.894	- 0.296	0.304
29	1.594	6. 2. 7	- 0.876	12. 30. 1	0.914	- 0.196	0.364
30	1.644	10. 1. 4	- 0.936	9. 17. 13	0.864	- 0.396	0.234
31	1.814	7. 9. 8	- 0.806	5. 28. 8	0.904	- 0.266	0.324
32	1.544	8. 20. 1	- 0.556	2. 6. 16	0.794	- 0.146	0.324
33	1.554	9. 16. 20	- 0.596	9. 3. 3	0.774	- 0.196	0.284
34	2.144	8. 8. 21	- 0.616	7. 31. 10	0.784	- 0.236	0.274
35	1.694	8. 28. 22	- 0.656	7. 16. 6	0.744	- 0.276	0.234
36	2.044	9. 15. 21	- 0.586	9. 26. 13	0.744	- 0.296	0.224
37	1.364	8. 1. 6	- 0.606	2. 7. 2	0.714	- 0.336	0.204
38	1.714	8. 8. 6	- 0.596	10. 5. 18	0.724	- 0.306	0.214
39	2.294	9. 24. 18	- 0.686	9. 9. 14	0.784	- 0.256	0.264
40	1.274	5. 31. 19	- 0.826	1. 5. 1	0.684	- 0.366	0.154
41	1.524	9. 10. 5	- 0.726	10. 4. 15	0.704	- 0.316	0.194
42	1.354	7. 25. 22	- 0.706	1. 7. 22	-	-	0.164
43	1.474	9. 24. 18	- 0.576	6. 2. 16	0.644	- 0.246	0.204
44	1.374	9. 25. 18	- 0.676	7. 27. 12	0.704	- 0.236	0.234
45	1.544	9. 13. 12	- 0.716	7. 6. 14	0.704	- 0.256	0.224
46	1.584	9. 7. 7	- 0.616	1. 10. 1	0.724	- 0.226	0.244
47	1.424	7. 21. 1	- 0.576	1. 5. 1	-	-	0.184
48	2.074	4. 2. 5	- 1.676	9. 29. 1	0.604	- 0.456	0.074
49							
50							
51							
52							
計					17.188	- 6.092	5.578
平均					0.781	- 0.277	0.254

また、硯石及び波見における平常時の記録より、大潮、中潮、小潮時の潮位時間曲線を示したものが図2.2.8（昭和52年2月）であり、この図から、波見河口潮位は外海潮位より約1時間遅れの位相のずれがあることがわかる。

なお、ここでは詳しく述べなかったが、硯石及び波見検潮所の位置は、図1の肝属川概要図に示した。

b 入退潮量

肝属川河口における入退潮量の現地観測は、昭和27、30、33及び34年度に行われ、その後は行われていない。また、昭和27、30、34年度のデータは入手していないので、ここでは、昭和33年度の入退潮量の観測結果⁵⁾について述べる。

昭和33年度の観測は、河川流量の平常時の潮汐の大・中・小とを組合せて行っており、観測時期は、

昭和33年7月25日～26日（中潮時）

昭和33年9月26日～27日（大潮時）

昭和33年10月24日～25日（小潮時）

昭和34年3月24日（大潮時）

の4回である。

観測は、30分毎に流量と10分毎に水位を測定したもので、その結果を示したものが表2.2.5と図2.2.9（昭和33年9月26日～27日の水位・流量曲線図）である。また、図2.2.10は、この4回の観測における硯石の潮位差と最大入潮量の関係を示したものであるが、河川流量（俣瀬地点での流量）の相違もあってその関係は明確でない。

表2.2.5 入退潮観測結果

観測年月日	入退潮量	入 潮 量		退 潮 量		備 考
		最大流量 m ³ /s	潮 量 m ³	最大流量 m ³ /s	潮 量 m ³	
33年 7月25～26日		24.5	743455	36.5	596160	14時間観測
33年 9月26～27日		64.0	988425	63.0	1274875	
33年10月24～25日		50.0	1,185,425	49.0	603,175	
34年3月24日		36.5	358,605	55.0	720,870	

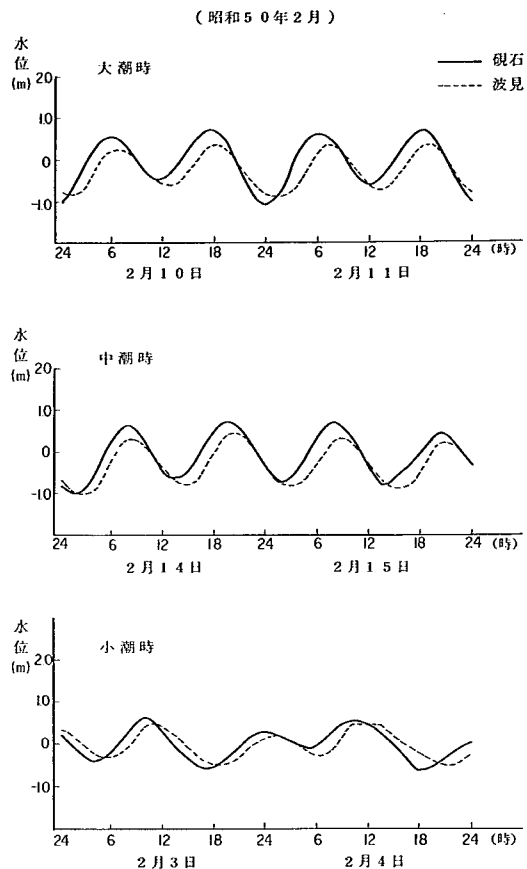


図2.2.8 硯石・波見潮位時間曲線

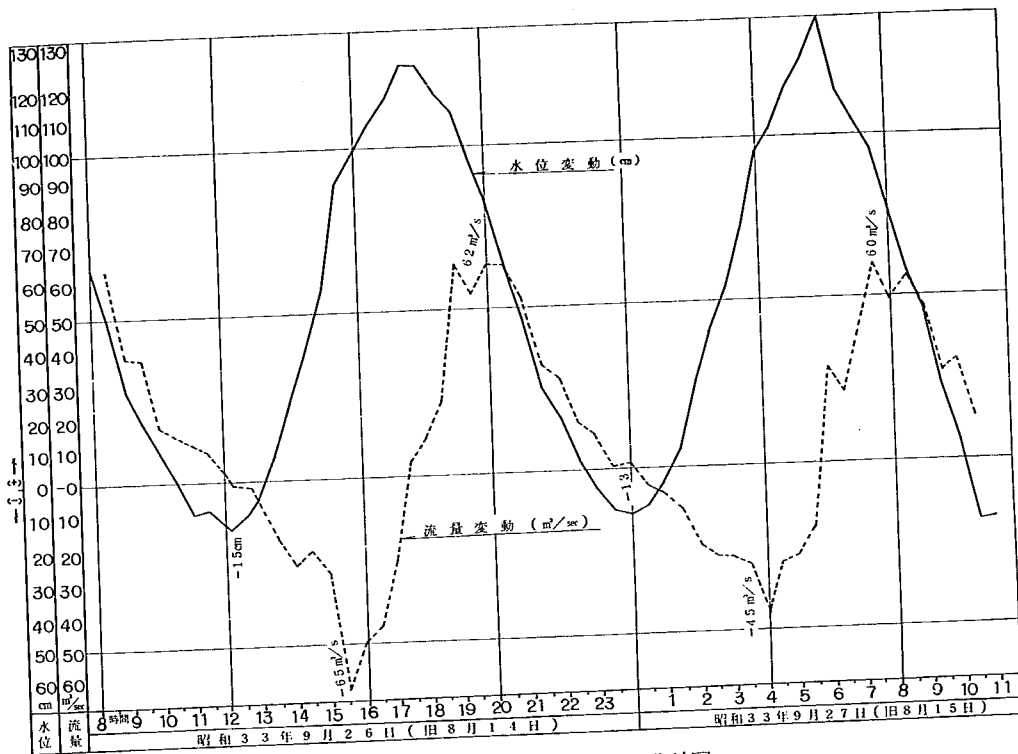


図 2.2.9 河口水位・流量時間曲線図

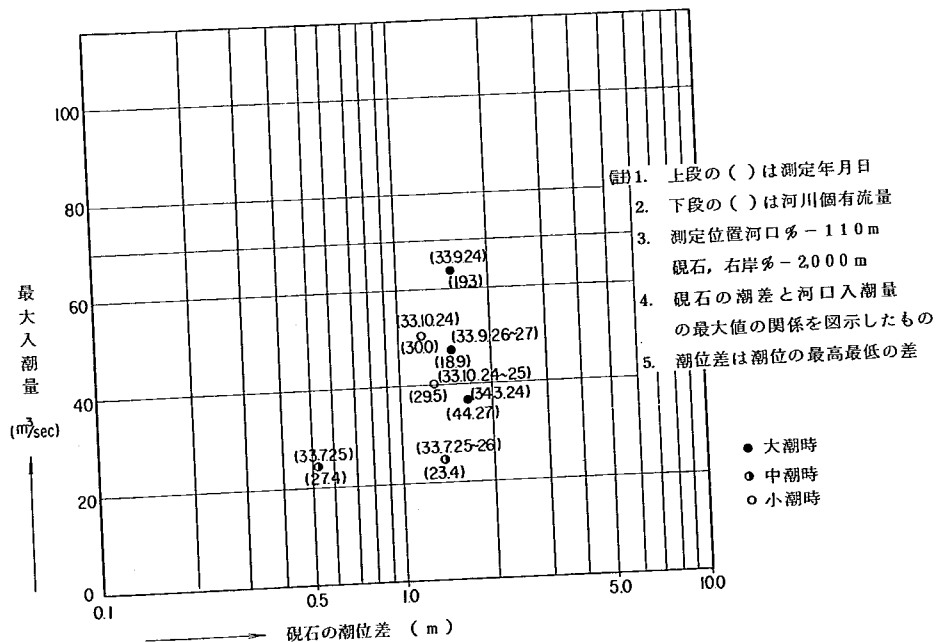


図 2.2.10 潮位差—最大入潮量関係図

この観測結果より、肝属川河口の入退潮量は、 $20\text{ m}^3/\text{s}$ から $60\text{ m}^3/\text{s}$ とされている。

4) 底質材料及び漂砂

ここでは、河口部付近の底質材料の特性と漂砂について述べるが、これと関連する砂州の変化、汀線変化等は、第1節で述べた河床変動量と同様に河道部あるいは河口部の工事による影響が多分にあると思われるため、第3章において述べる。

a 海浜部の底質材料^{4),5)}

河口部及びその付近の海浜部の底質材料の成分は、主に石英長石、雲母、軽石類、珪石、磁鉄鉱等である。底質材料の成分の中で比重の大きい磁鉄鉱、石英等の分布は、河口より汀線沿いに北上するに従って漸減する。また比重の小さい軽石等の分布は、水深によって変化が大きく、河口から沖合（水深が増す）になるにつれて漸増する傾向がある。

海浜部の底質材料調査は、昭和34年以降行われている。図2.2.11は、底質材料の採取断面（No.1～No.4）を示したものであり、また、図2.2.12(1), (2)は、各測線における海床高と平均粒径分布を示したもので、左岸導流堤より北の測線（No.2～No.4）においては、T.P.-3.0mの海床高を境にして、それより浅い所では粒径1.0mm、深い所では0.3mmと急激な変化がみられる。

また砂州部の底質材料は、平均粒径が1.10mm、比重が2.70である。

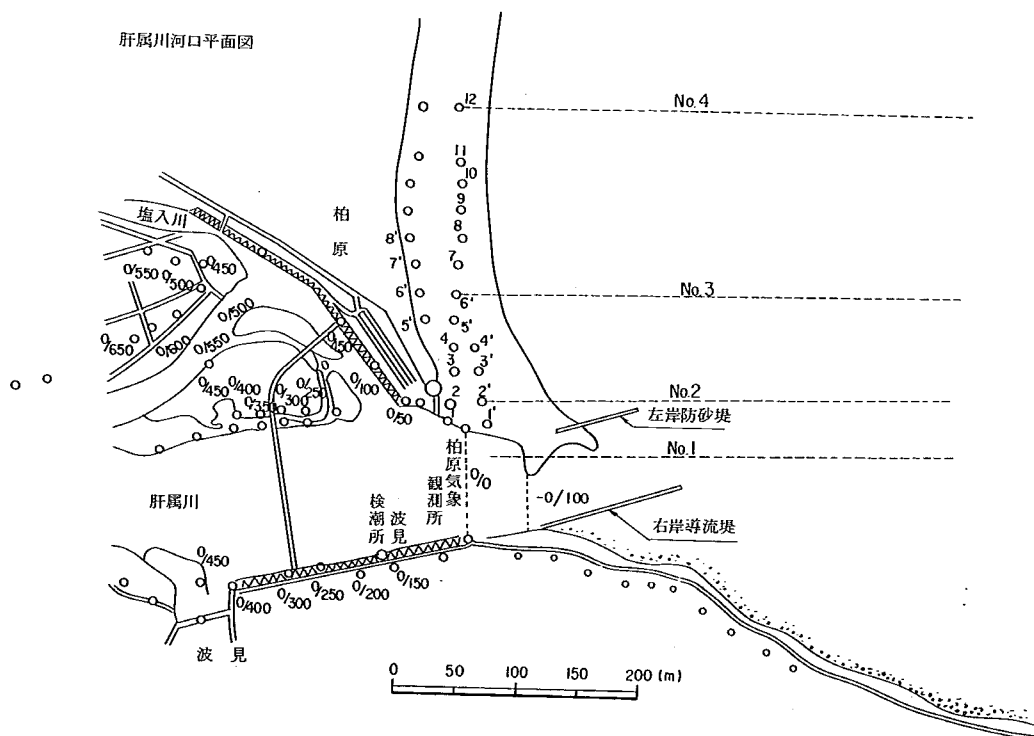


図2.2.11 底質採取断面図

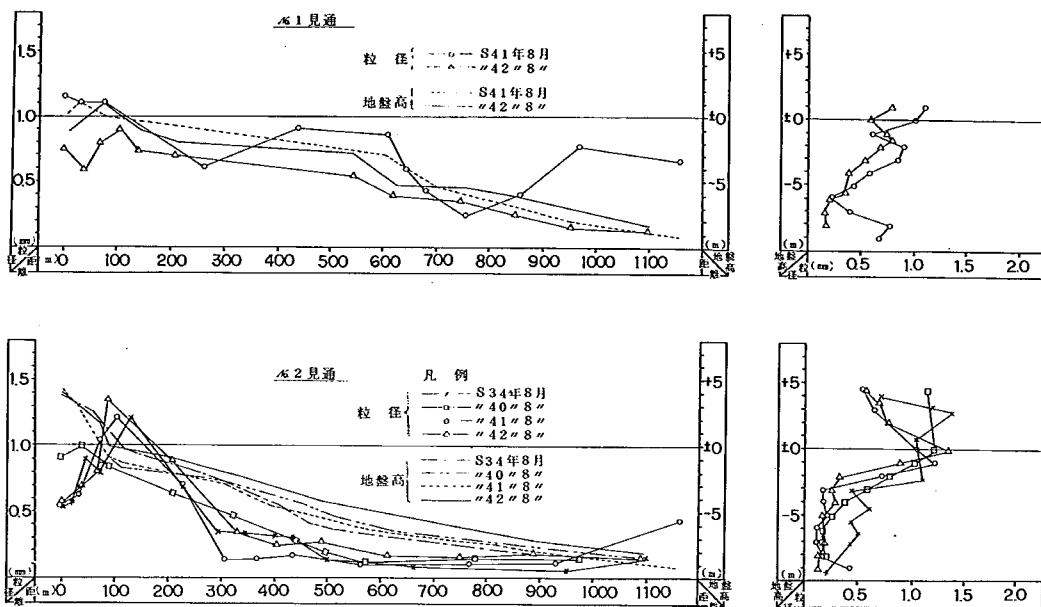


図 2. 2. 1 2 (1) 海浜部の平均粒径分布図(1)

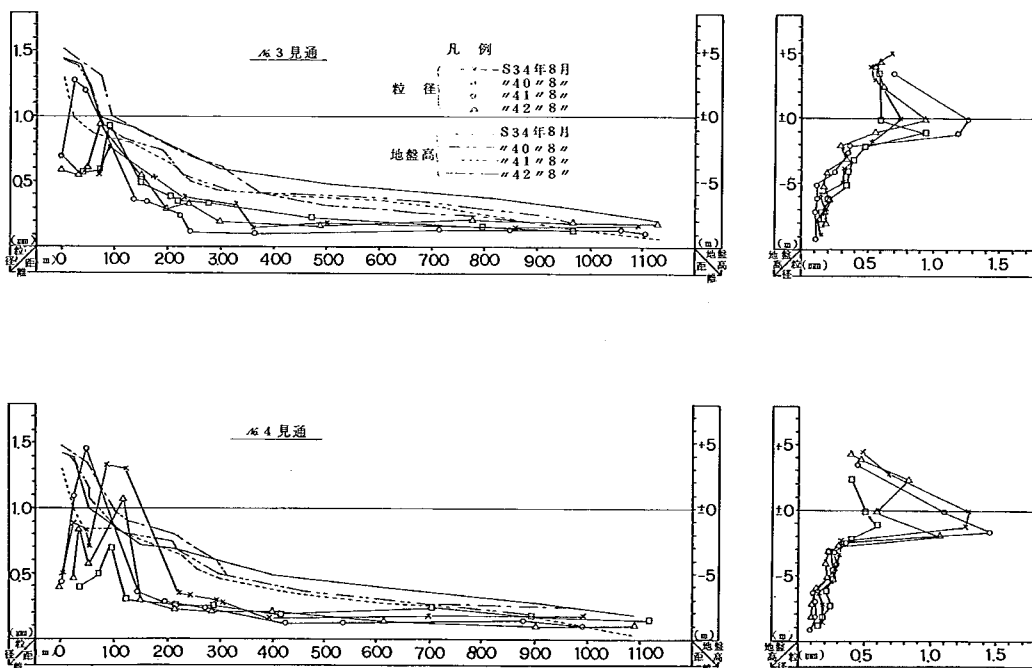


図 2. 2. 1 2 (2) 海浜部の平均粒径分布図(2)

b 漂 砂

漂砂に関する調査は、昭和32^{5),6)}、43、46¹⁸⁾年度の計3回行われている。

昭和32年度の調査では、河口北側の汀線沿いの碎波点内で行われたが、定量的な結果は得られていない。また定性的にも不明確で、汀線方向の漂砂よりも岸沖方向の漂砂が多いということが知られたのみであった。

昭和43年度の漂砂観測は、左岸導流堤の北側の海浜から左岸導流堤を越えて河道内に入る漂砂があるかどうかを調査するために行ったもので、10cm角の軽石に塗料を塗ったものを用いて行われた。その結果、左岸導流堤を越えて導流堤内に入る漂砂があるということがわかったが、その量については不明とされている。

昭和46年度の観測は、8月27日に蛍光砂を用いて導流堤内で行われた。この観測は退潮時と入潮時の2回に分けて行われ、導流堤内の砂の移動とその量が測定されている。図2.2.13(1)、(2)は、退潮時及び入潮時に投入した蛍光砂の重心の移動を時間毎に示したものであり、図2.2.14、図2.2.15は、それぞれ、実測漂砂量とサベージ公式とを比較したもの、同様に実測漂砂量と岩垣・樺木公式とを比較したものである（詳しくは、文献18を参照されたい）。

この結果、導流堤内の漂砂量は、約 $5.5 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{s}$ とされている。

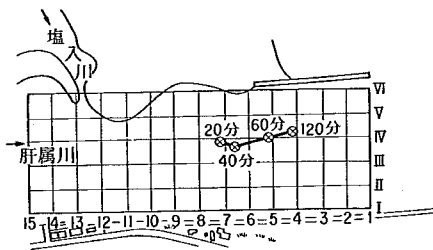


図2.2.13(1) 漂砂の重心の移動（退潮時）

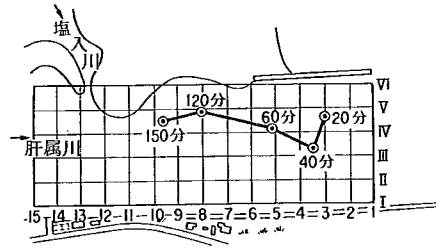


図2.2.13(2) 漂砂の重心の移動（入潮時）

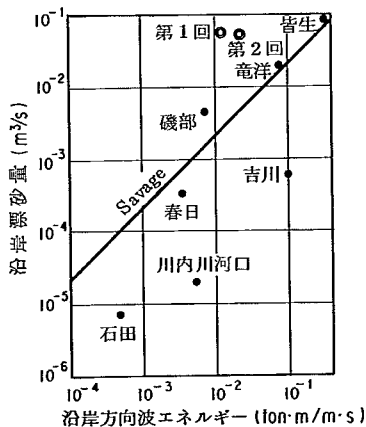


図2.2.14 沿岸漂流量と波エネルギーの関係

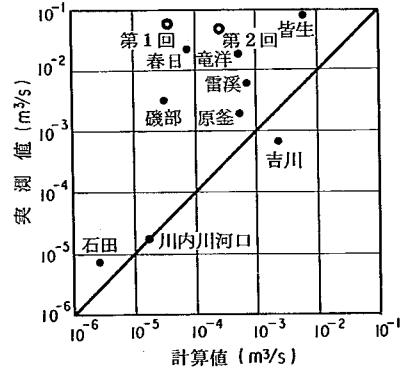


図2.2.15 岩垣・樺木公式による漂砂量と実測値の比較

第3章 改修工事と地形変化

第1節 河道改修工事の経緯

河道改修の歴史を振り返ると、藩政時代から始まる。藩政時代は、新田開発に伴う用水堰の設置等の利水工事が主であり、治水工事は災害復旧工事による流路の整正などが行われた。しかし、現在藩政時代の工事について記されたものは残っていないため、工事規模、構造等については不明である。また、藩政時代以降から直轄改修以前（明治初年から昭和12年度）までは、大正6年6月の水害から串良川と鹿屋川を県営工事として応急的に河床を掘削して築堤した。

昭和12年から肝属川は直轄河川に編入された。直轄河川編入以前は、全国的にまれにみる蛇行河川であったため、改修工事の主眼は、築堤と流路の整正におかれた。捷水路工事は、昭和15年以降、表3.1.1に示すように14箇所においてなされ、これらの捷水路工事によって流路は整正され、流路延長は、本川42%、高山川で57%及び始良川で63%に短縮された。

表3.1.1 捷水路工事一覧表

河川名	番号	区 間	通水年月	区 間		流路短縮 延 長
				通 水 前	通 水 後	
本 川	1	4/2 ~ 4/6	17.7	1,170 ^M	450 ^M	720 ^M
	2	5/25 ~ 5/7.5	15.7	1,910	490	1,420
	3	6/25 ~ 7/1	17.6	2,850	820	2,030
	4	7/8.5 ~ 8/1	19.8	460	290	170
	5	8/1 ~ 8/6	18.9	880	490	390
	6	9/1.5 ~ 9/4	18.9	540	220	320
	7	9/5 ~ 9/9.5	24.6	520	385	135
	8	10/25 ~ 10/8.5	25.6	570	460	110
	9	10/8.5 ~ 11/0.5	24.6	280	210	70
		計		9,180	3,815	5,365
高 山 川	1	0/6.5 ~ 1/0.5	24.6	460	370	90
	2	1/2 ~ 1/7.5	24.6	1,130	530	600
	計			1,590	900	690
始 良 川	1	0/3 ~ 0/6	27.9	380	300	80
	2	0/6 ~ 0/8	26.10	290	190	100
	3	1/25 ~ 1/5.5	28.6	640	340	300
	計			1,310	830	480

また、その他の改修工事として築堤、河道掘削、護岸工事、高山川、始良川の砂防工事及び串良川上流の高隈ダムの建設（昭和42年）等の河道に与える影響の大きい工事があげられる。特に、高山川の砂防堰堤工事は、昭和14年から昭和18年の4年間で9箇所、昭和30年に1箇所（施工年月日不明3箇所、始良川の4箇所の砂防堰堤についても施工年月日不明）が行われている。この工事と捷水路工事とは時期が一致し、かつその工事期間が短いことから判断すると、直轄河川編入直後の昭和13年10月15日洪水により、これらの工事が急務であったと推測される。

第2節 河口改修工事の経緯^{4),5)}

河口部は治水及び航路維持のため昭和25年以来諸調査を行うとともに、表3.2.1及び図3.2.1に示したように昭和31年度より左岸試験導流堤と砂留工（これらは昭和35年度に撤去）、昭和34年度からは右岸試験導流堤、昭和41年度からは左岸導流堤を施工し、また各年度にわたる波見及び塩入川左岸における護岸、左右岸導流堤の嵩上げ延長等の幾多の工事を経て今日に至っている。

表3.2.1 河口試験導流堤施工状況

工 事 名	施 工 年 月 日	施工 延長	構造	費 目	摘 要
左岸試験導流工	31.12 ~ 32.3.	100 ^m	詰杭工	測量及試験費	
	33.1.14~33.3.22	40 ^m	〃	〃	
	33.12.9~34.3.8	30 ^m	〃	〃	
左岸試験導流工撤去	35.8.16~35.10.31	(170 ^m)	〃	〃	
砂 留 工	31.12.9~32.3.8	66 ^m	詰杭枠	測量及試験費	
〃 撤 去	35.8.16~35.10.31	(66 ^m)	〃	〃	
右岸試験導流堤	34.12.30~35.3.12	63 ^m	捨石堤	測量及試験費	
	35.11.6~36.2.3	40 ^m	〃	工 事 費	
	37.2.2~37.3.30	12 ^m	〃	〃	
	37.4.5~37.7.28	25 ^m	〃	〃	
	38.6.12~38.10.18	30 ^m	六脚 ブロック堤	〃	
	39.5.28~39.8.17	40 ^m	〃	〃	
	40.12.4~41.3.6		補強 工事	〃	捨石堤(150 ^m ³) 六脚ブロック堤(100個)
	41.7.15~42.3.20	50 ^m	六脚 ブロック堤	〃	
	42.1.11~43.3.26		補強 工事	〃	
	43.12.17~44.3.20		〃		捨石堤ヶ所 六脚ブロック(30個) 捨石(140 ^m)
左岸試験防砂堤	41.10.1~42.2.6	155 ^m	ホロスケー ブロック堤	測量及試験費	
	43.12.17~44.3.20		積上 工事	〃	基点より30 ^m 迄ホロスケーブロッ ク(105個)2段積上

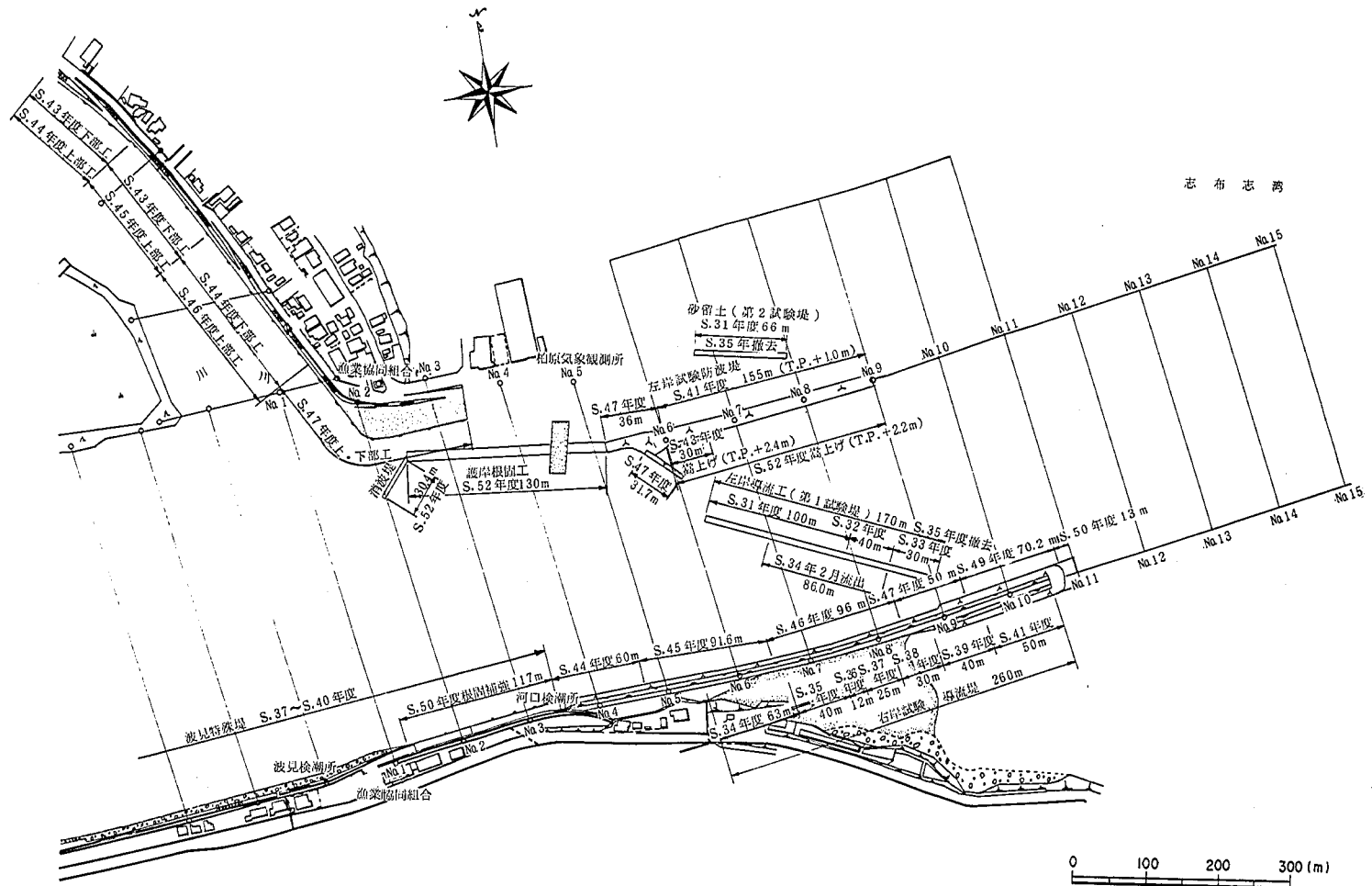


図3.2.1 河口部周辺工事

また、昭和47年8月からは、塩入川合流点付近に砂州が発達しはじめ、地元漁船の航行に支障を来たため、河口部の浚渫が行われている。

表3.2.2、図3.2.2は昭和47年度以降の掘削量、掘削の理由等及び掘削位置を年度別に示したものである。この掘削事業の年平均掘削量は、約13,000 m³/年であり、昭和47年度から昭和49年度までの3年間で約1,500万円の工事費を用いた（昭和49年度以降は採取許可）。

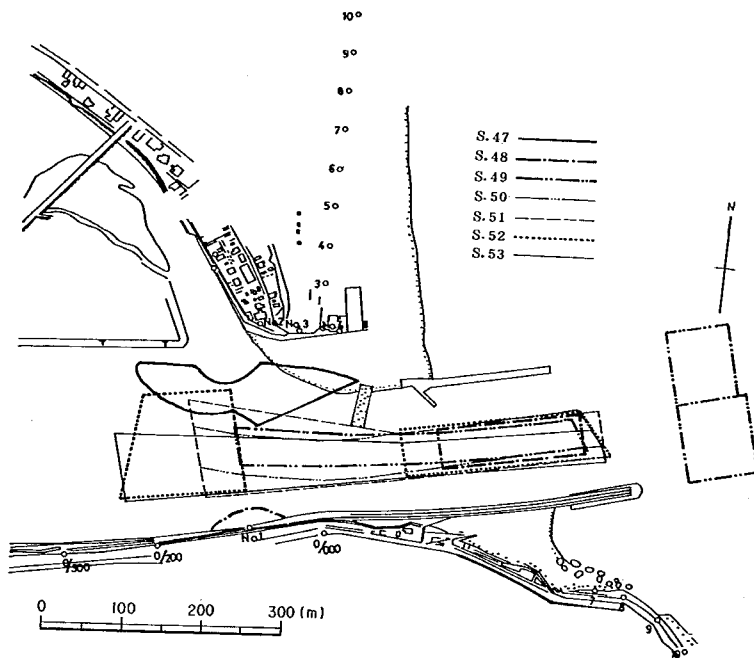


図3.2.2 河口部掘削位置図

第3節 地形変化

ここでは、河道部及び河口部の地形変化について、前述の工事の経緯と対応させながら述べる。

なお、ここでいう「地形変化」は河道部では河床変動、河口部では砂州形状、汀線、河口幅（開口幅）及び海床高の変化を総称したものである。

1) 河道部の地形変化（河床変動量）

肝属川河床変動量の検討は、昭和50²⁾、51³⁾年度に行われている。

昭和50年度の解析結果についてまず述べる。図3.3.1は肝属川平均河床高（低水路）経年変化を示したものであり、全般的な傾向として、年々河床低下が進んでいると考えられる。特に8.0～10.0 Km 付近

表 3. 2. 2(1) 河口堆積砂州の処理経過一覧表

年度	掘削場所	図面 No.	理由	掘削土量	工期	工事費	摘要
47年度	本川左岸 0/100 付近 (柏原漁協)	3. 2. 2	塩入川合流点付近に砂州が発達し 塩入川を閉塞させはじめ、出水の 際流水の正常な機能を阻害すると 共に地元漁船の出入に支障をきた した。 平均干潮位以上を掘削した。	12,800 m ³	S 47. 8. 16) 47. 11. 15	7,650 千円	*) 柏原漁協より陳情 掘削土は本川右岸 0/950 付近 (平後園地区) の築堤ヶ所に 引均した。
	河口派川の掘削	"	上記の堆積土砂の除去と併せて派 川河床を掘削して塩入川の掃流力 の増加を計り、閉塞防止をはかつ た。	19,100 m ³	S 47. 10. 6) 47. 12. 25	2,400 千円	掘削土は高水敷に位置した。
48年度	河口浚渫 0/0-150~0/0-390 (220 ^M)	"	船舶の航行に支障をきたすため、 航路筋を浚渫し航路の維持をはか った。	7,267 m ³	S 48. 5. 22) 48. 6. 5	3,680 千円	鹿児島県施行 (県単港湾整備事業) *) 河川法第 27 条にて処分し た。浚渫土は河川区域内の低 地の民地に捨土した。
	本川右岸 0/150 付近 (波見漁協荷揚げ場付近)	"	波見漁協荷揚げ場付近に砂州が発 達し、流水に対する正常な機能を 阻害すると共に漁船が接岸できな くなり荷揚げができなくなった。 平均潮位以下 1.0m を掘削した。	2,500 m ³	S 48. 11. 12) 48. 11. 20	900 千円	*) 高山町漁協より陳情 掘削土は河川区域内の民地に 捨土した。
49年度	本川左岸 0/100 付近及 び 0/0 付近 (柏原漁協船着場及び 船揚げ場)	"	船着場及びドック用船揚げ場付近 に堆砂し、漁船の接岸及び船揚げ が困難になった。	800 m ³	S 49. 6. 12) 49. 6. 19	400 千円	*) 柏原漁協より陳情 掘削土は河川区域内の低地に 捨土した。

表 3. 2. 2(2) 河口堆積砂州の処理経過一覧表

年度	掘削場所	図面 No	理由	掘削土量	工期	工事費	摘 要
49 年 度	河口砂利採取 0/0-180~0/100+65	図 3. 2. 2	船舶の航行に支障をきたしたので 砂の採取許可を与えて航路の維持 をはかった。	9660 m ³	S 49. 8. 12 } 50. 1. 31	採取許可	*) 東串良, 高山両漁協より陳情 砂利採取業者による砂の採取 を行った。
	図 参 照	"	流水の正常な機能阻害及び漁船の 航行に支障をきたすため, 採取許 可を与えて航路維持をはかった。	9930 m ³ 8,000 m ³	S 49. 6. 16 } 49. 8. 31 S 49. 6. 16 } 50. 3. 31	" (鹿児島県)	"
50 年 度	" 0/100~0/0-325	"	" "	17,900 m ³	S 50 年度	"	*) 地元漁協より陳情
51 年 度	" 0/150~0/0-350	"	" "	30,000 m ³	S 51 年度	"	
52 年 度	" 0/100 ~ 0/250 0/0-100~0/0-350	"	" "	30,000 m ³	S 52 年度	"	*) 東串良漁協より陳情
53 年 度	0/250 ~ 0/0-350	"	" "	30,000 m ³	S 53 年度	"	*) "

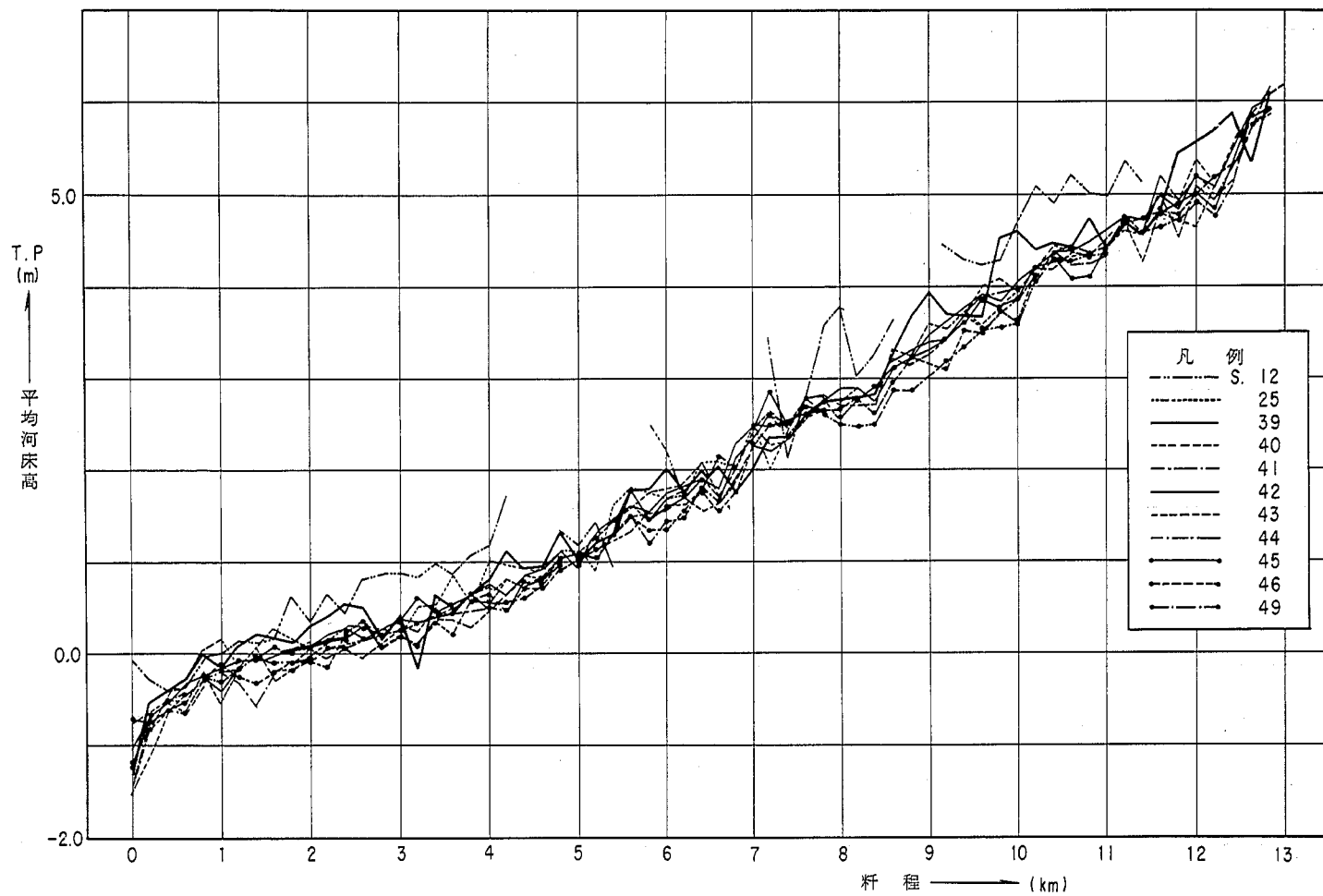


图 3. 3. 1 肝属川平均河床经年变化图

では河床低下が著しく、昭和40年～49年の間に30 cm～60 cm低下している（この区間の低水路法線は直線的であるためと考えられる）。また、6.4 Km～8.0 Km付近では、河床低下と上昇を繰返している（この区間は、低水路法線が若干蛇行しているためと考えられる）。

河口部付近では、0.0 Km～1.2 Kmでは、河床高はほぼ安定しており、1.2 Km～2.8 Km昭和25年から昭和49年の間で20 cm～30 cmの河床低下が見られる。

昭和51年度の解析は、河道の横断面図（200 mピッチ）より河床変動量を推算したもので、人工による掘削（河口部の浚渫等）及び盛土（高水敷の増成等）の量を補正して行ったものである（昭和50年度の解析では、この補正を行っていない）。

その結果及び区間を示したものが、表3.3.1、表3.3.2であり、プラスを河床上昇とした場合に、年平均変動量は、

昭和12年～25年	- 45.950 m ³ /年
昭和25年～39年	- 26.260 m ³ /年
昭和39年～45年	- 4.000 m ³ /年
昭和45年～49年	- 1.950 m ³ /年

であり、年々その変動量が小さくなる傾向にある。

昭和12年から昭和25年にかけて河床変動量が大きい理由として、大正6年6月洪水、昭和13年10月15日洪水あるいはそれ以前の洪水によって、流域の崩壊土砂が直接本川へ流出されたためと推測される。

また昭和39年頃を境として河床変動量が1オーダー異なる理由として前に述べた昭和15年以後の捷水路工事によって流路が著しく短縮されたことと、高山川、始良川の支川での砂防堰堤工事によって上流からの崩壊土砂が直接河道へ流出しなくなったことがあげられる。さらに、昭和45年以降の変動量の減少は、串良川に建設された高隈ダム等の影響によるものと考えられる。

2) 河口部の地形変化

a 砂州及び汀線変化

肝属川の砂州の経月変化は、梅雨期から台風期の出水によってフラッシュされ、それ以外の時期には生長するというパターンを毎年繰返している。図3.3.2(1)(2)は、昭和50年1月から12月までの12ヶ月間の等深線（T.P. 0 m, -2 m, -4 m）の変化を示したものであり、6月には、梅雨による小洪水が3回（Opeak = 250, 260, 323 m³/s）発生しており、そのため6月27日測量時には、砂州（T.P. 0 m）はフラッシュされてはほぼなくなっている。また、T.P. -2 mの等深線の位置は、5月（出水前）より約150 m沖合となり、T.P. -4 mの等深線についても同様に約50 m沖合となっている。その後、9月から10月にかけて、T.P. -2 mの等深線が河道上流に押込まれるにしたがって、砂州（T.P. 0 m）が次第に形成されている。これに対し河口付近の汀線の経月変化はあまり明確ではない。

図3.3.3は、昭和25年10月から昭和53年2月までの各月毎の砂州形成位置（砂州形成範囲の最狭部）の変化と、前節で述べた改修事業とを示したものであり、また図3.3.4(1)～(4)及び表3.3.3は、汀線変化の様子を大正12年から昭和52年の間を3年から15年毎に区切って示したものである。

表 3.3.1 実測測量横断図そのままの変動量

河川名	比較年次	変 動 量 (m^3)	年平均変動量 ($\text{m}^3/\text{年}$)	1 km当りの 変 動 量 ($\text{m}^3/\text{km}/\text{年}$)	区 間
肝 属 川	S. 12 ~ S. 25	- 60,600	- 4,660	10	0/0 ~ 7/6
	S. 25 ~ S. 39	- 74,400	- 5,310	11	"
	S. 39 ~ S. 45	- 108,400	- 18,070	37	0/0 ~ 12/8
	S. 45 ~ S. 49	- 326,600	- 81,650	168	"
串 良 川	S. 12 ~ S. 25	13,200	1,020	8	0/0 ~ 8/8
	S. 25 ~ S. 39	26,200	1,870	15	0/0 ~ 7/4
	S. 39 ~ S. 45	26,000	4,340	34	"
	S. 45 ~ S. 48	6,200	1,550	12	0/0 ~ 9/0
高 山 川	S. 12 ~ S. 39	- 17,400	- 644	11	0/0 ~ 3/6
	S. 39 ~ S. 45	51,200	8,530	145	0/0 ~ 4/4
計	S. 12 ~ S. 25	- 55,800	- 4,290	9	
	S. 25 ~ S. 39	- 57,200	- 4,090	8	
	S. 39 ~ S. 45	- 31,200	- 5,200	11	
	S. 45 ~ S. 49 (48)	- 320,400	- 80,100	165	

(注) 1. (+)堆積 (-)洗堀
 2. 流域面積 肝属川 485.0 km^2 串良川 126.6 km^2 高山川 58.8 km^2

表 3.3.2 実測測量横断図を修正した変動量

河川名	比較年次	変 動 量 (m^3)	年平均変動量 ($\text{m}^3/\text{年}$)	1 km当りの 変 動 量 ($\text{m}^3/\text{km}/\text{年}$)	区 間
肝 属 川	S. 12 ~ S. 25	- 473,400	- 36,415	- 75	0/0 ~ 7/6
	S. 25 ~ S. 39	- 330,600	- 23,614	- 49	"
	S. 39 ~ S. 45	9,400	1,567	3	0/0 ~ 12/8
	S. 45 ~ S. 49	- 8,600	- 2,150	- 4	"
串 良 川	S. 12 ~ S. 25	- 115,600	- 8,892	70	0/0 ~ 8/8
	S. 25 ~ S. 39	- 28,000	- 2,000	16	0/0 ~ 7/4
	S. 39 ~ S. 45	- 13,000	- 2,167	17	"
	S. 45 ~ S. 48	800	200	50	0/0 ~ 9/0
高 山 川	S. 12 ~ S. 39	- 17,400	- 644	- 150	0/0 ~ 3/6
	S. 39 ~ S. 45	- 20,400	- 3,400	58	0/0 ~ 4/4
計	S. 12 ~ S. 25	- 597,400	- 45,950	95	
	S. 25 ~ S. 39	- 367,600	- 26,260	54	
	S. 39 ~ S. 45	- 24,000	- 4,000	8	
	S. 45 ~ S. 49 (48)	- 7,800	- 1,950	4	

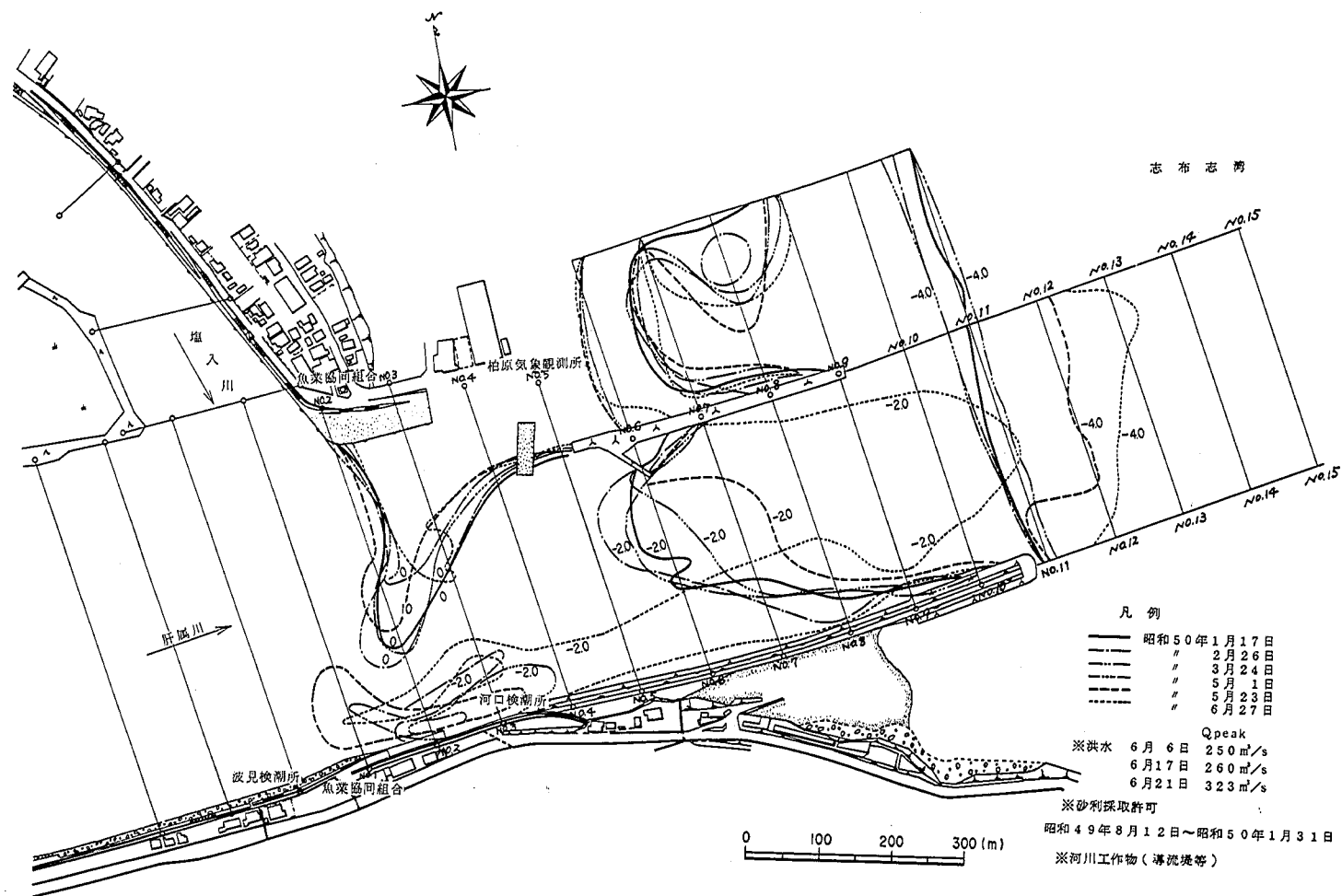


図 3.3.2(1) 等深線変化図
(昭和50年1月～6月)

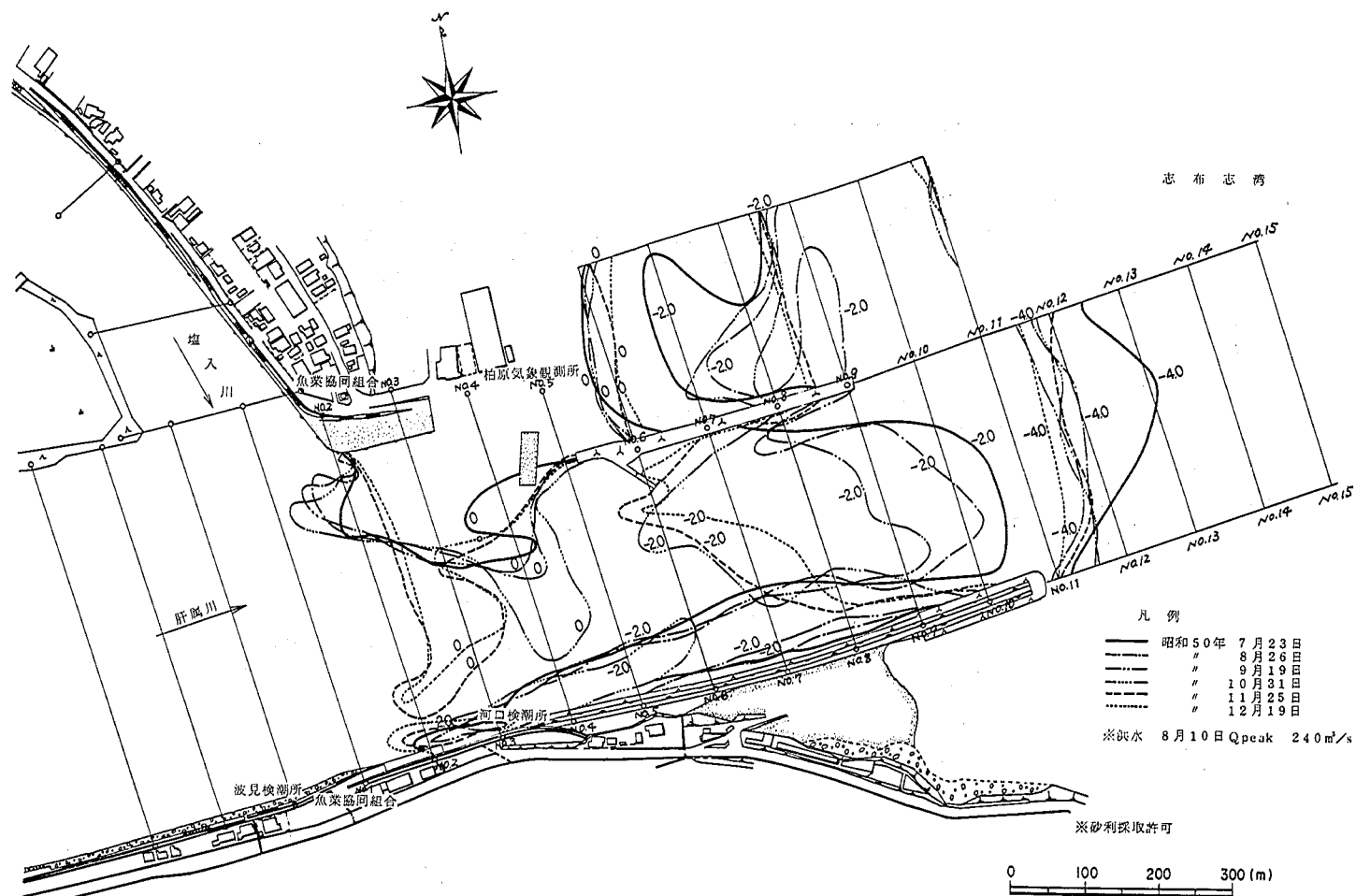


図 3.3.2(2) 等深線変化図

(昭和50年7月~12月)

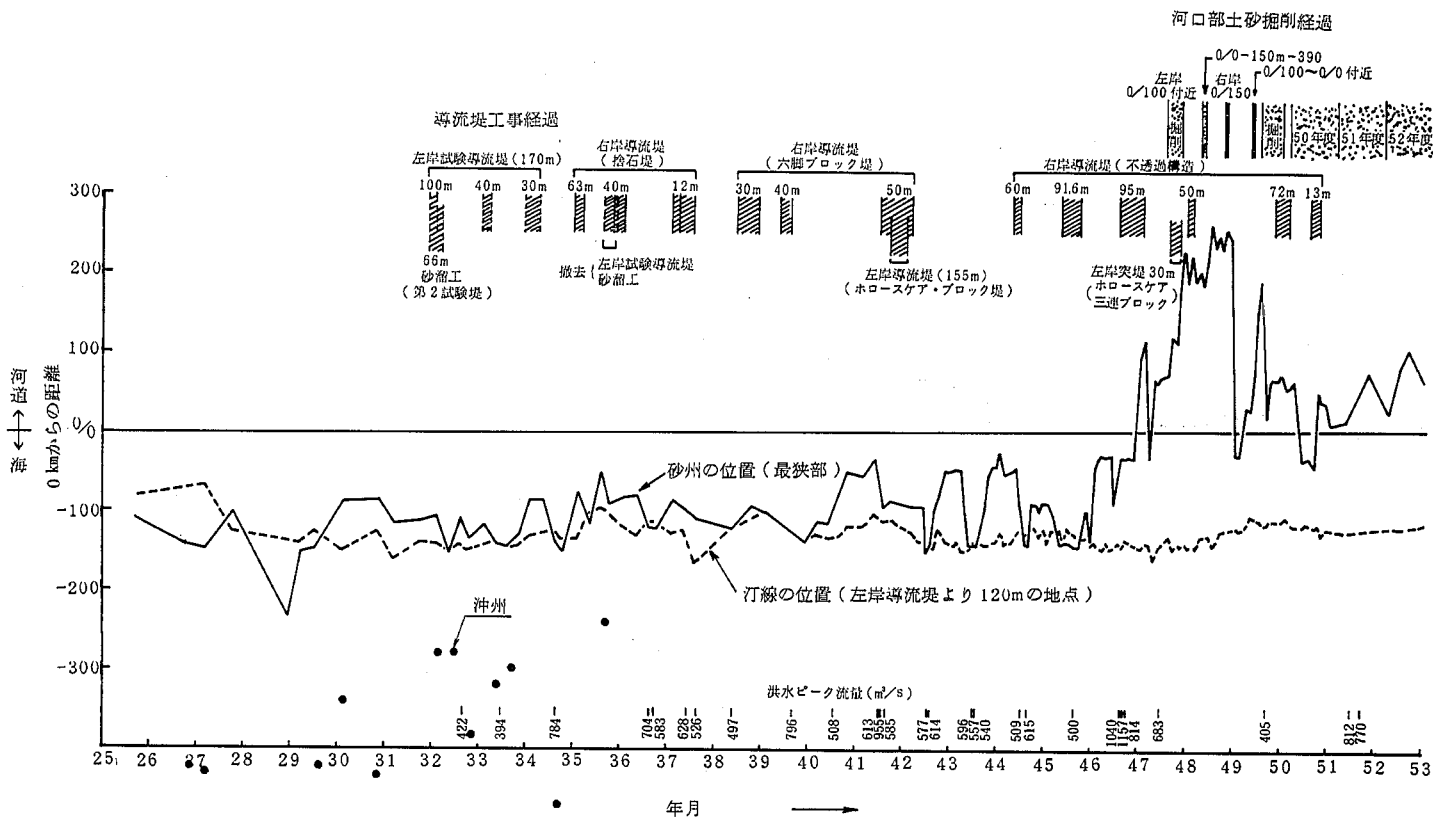


図 3.3.3 砂州および汀線位置の経年変化図

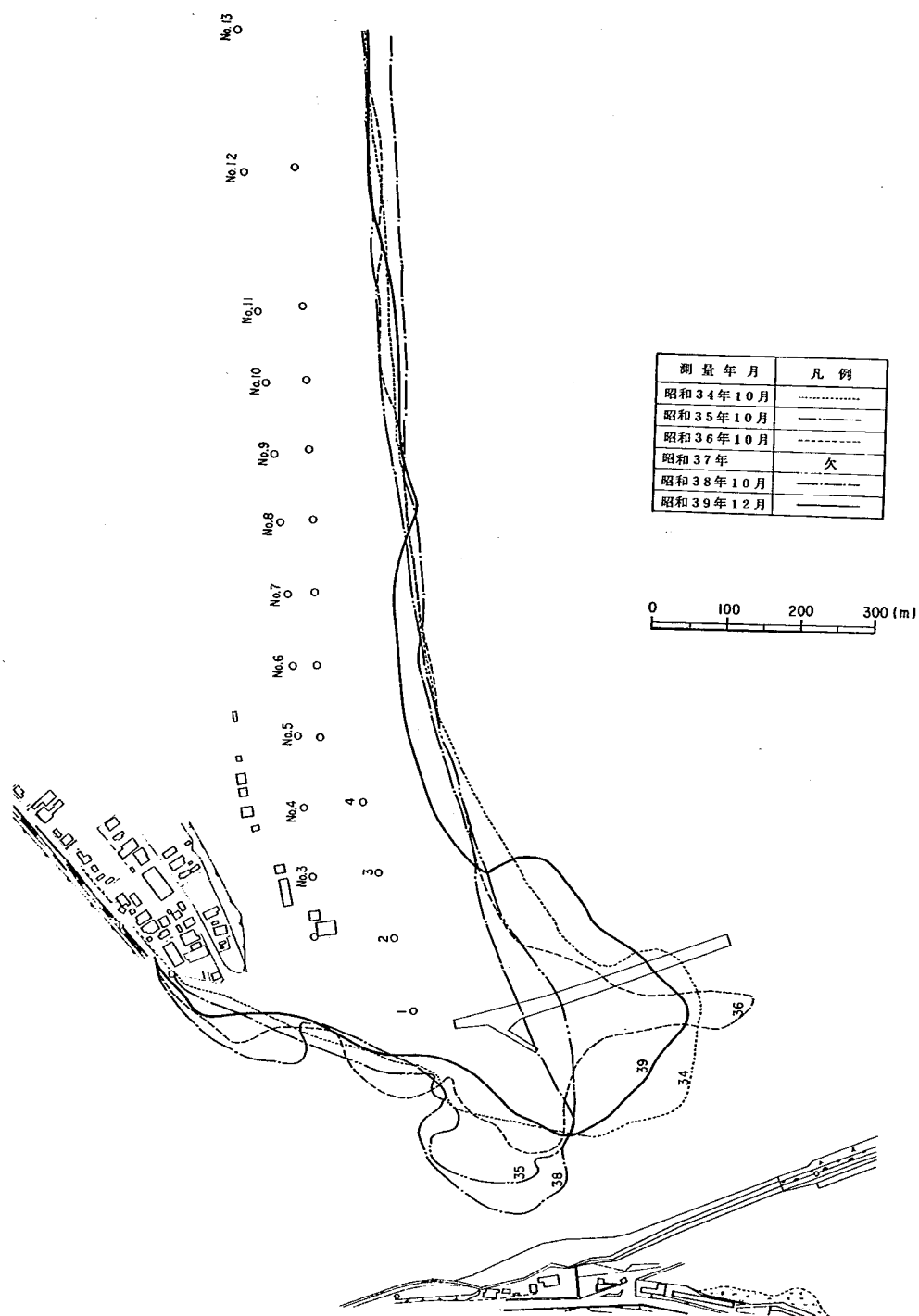


図 3. 3. 4 (2) 砂州と汀線の変化 (昭和34年~39年)

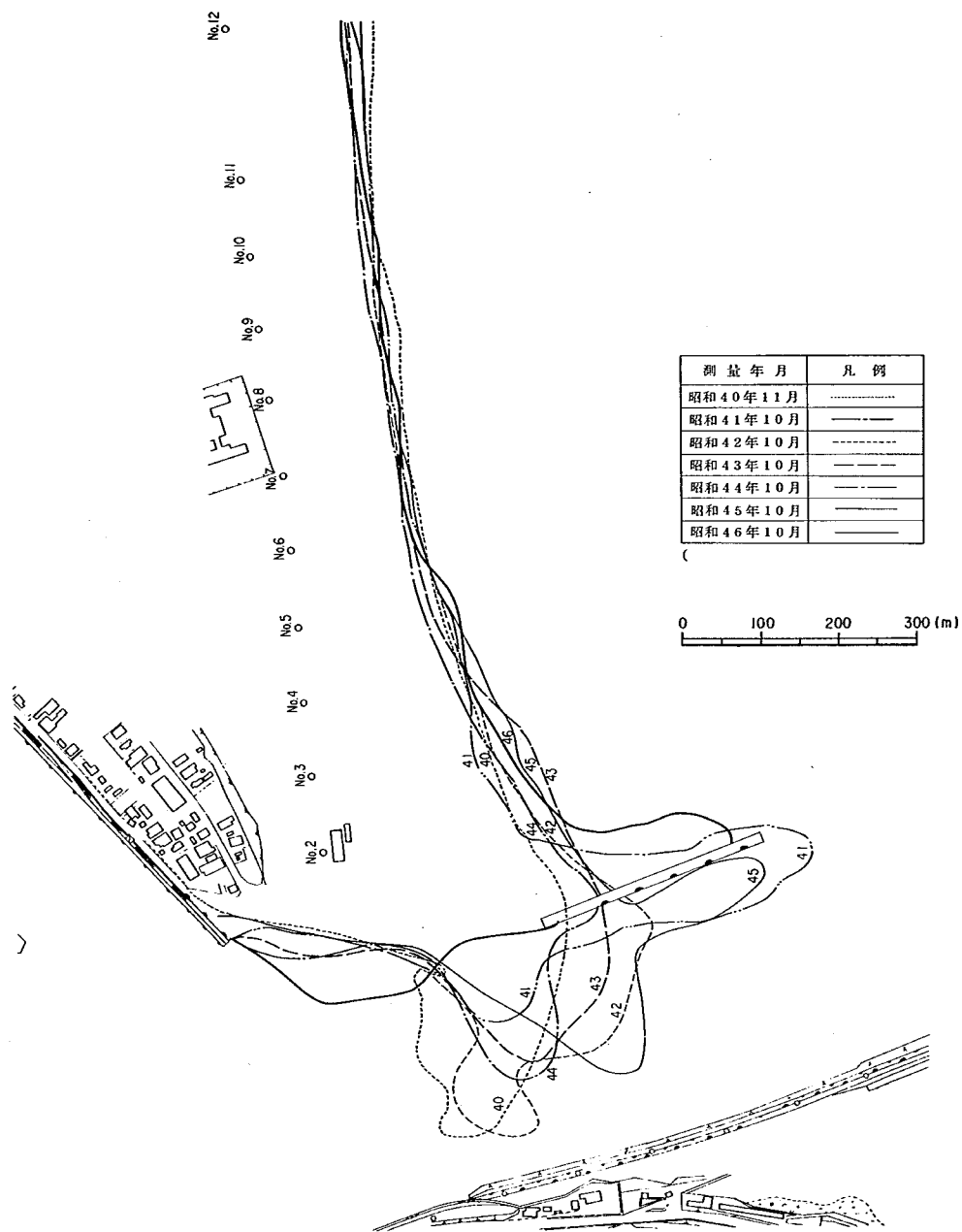


図 3. 3. 4 (3) 砂州と汀線の変化 (昭和40年～46年)

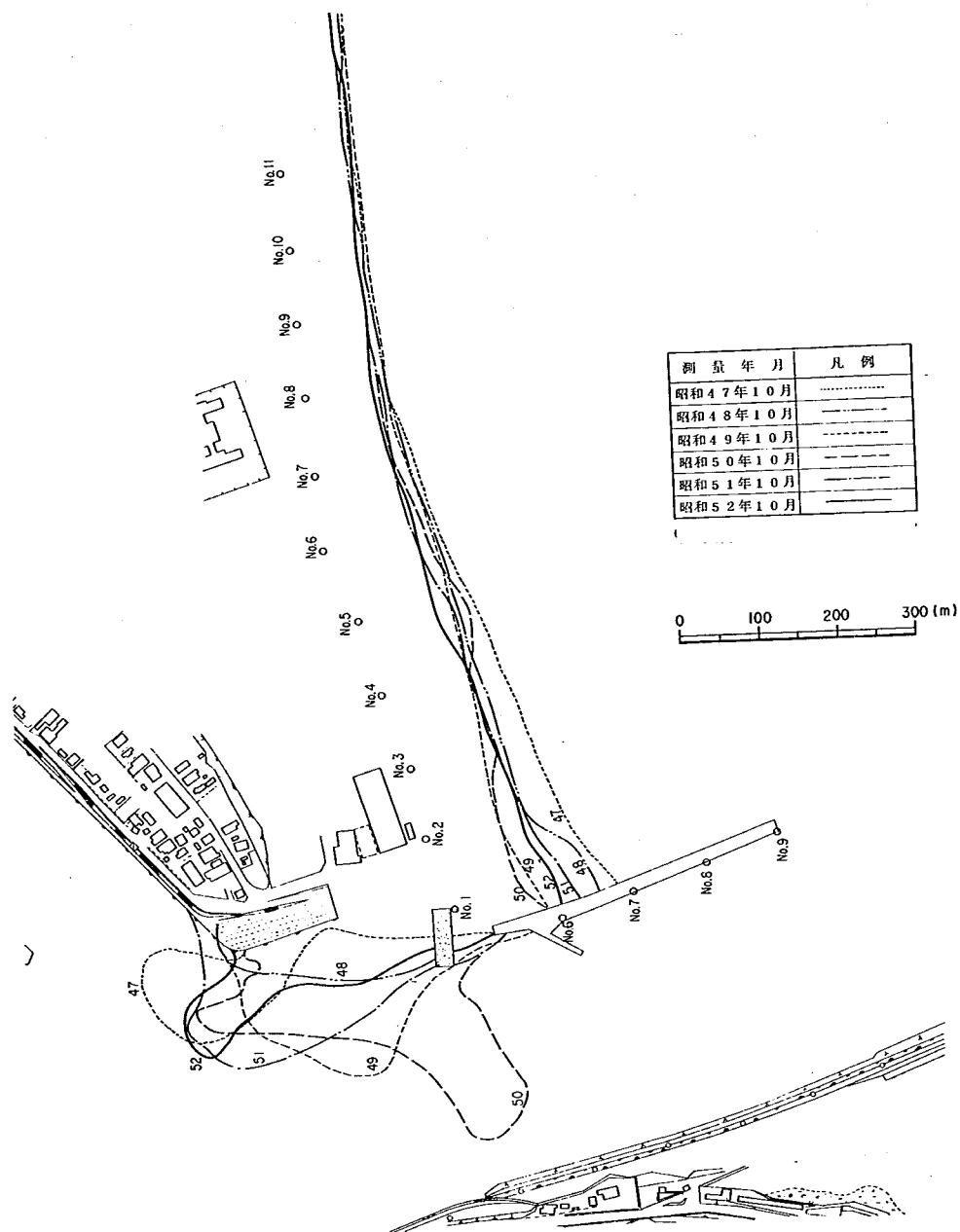


図 3. 3. 4 (4) 砂州と汀線の変化（昭和47年～52年）

表3.3.3 汀線移動状況 (T12~13年を基準)

(単位: m)

年次 地点	T 12 ~ 13	S12年 ~12月	S25年 ~10月	S35年 ~10月	S40年 ~10月	S45年 ~10月	S49年 ~10月	S52年 ~10月
1	0	-15	65	62	55	77	35	40
2	0	4	60	69	67	85	48	58
3	0	10	55	51	48	93	63	66
4	0	9	39	73	70	82	66	65
5	0	10	33	69	62	68	66	55
6	0	11	25	65	63	57	65	51
7	0	15	22	66	62	56	57	49
8	0	15	22	65	63	53	53	44
9	0	16	25	60	67	55	55	50
10	0	7	32	62	58	57	55	52
11	0	-10	35	60	54	53	50	52
12	0	7	25	60	67	57	50	50
平均	0	6.6	36.5	63.5	61.3	66.1	55.3	52.7
汀線移動距離	36.5-6.5=29.9 29.9÷13=2.30m/年							
	63.5-36.5=27.0 27.0÷15=1.80m/年							
	61.3-63.5=-2.2 -2.2÷5=-0.44m/年							
	66.1-61.3=4.8 4.8÷6=0.80m/年							
	55.3-66.1=-10.8 -10.8÷4=-2.70m/年							
	52.7-55.3=-2.6 -2.6÷3=-0.87m/年							

(注) プラスを前進, マイナスを後退とした

これらによると、砂州形成位置及び汀線変化は、次の4期に大別される。

第1期 昭和36年以前（右岸導流施工前）

第2期 昭和36年～昭和41年（左岸導流堤施工以前）

第3期 昭和41年～昭和46年

第4期 昭和46年以降

第1期は、右岸導流堤が施工される以前で、1)で述べたように河床変動量が多く、そのため砂州形成位置及び形状の変化が大きい。この時期の砂州は、左岸側から張出している砂州と、現在の右岸導流堤付近に形成されている沖州（図3.3.3）の二種類ある。ここで沖州とは、-0.4Km付近に形成され、左岸から張出した砂州から独立した砂州をいう。

また、汀線の前進は、大正12年から昭和12年の約15年間で10m、昭和12年から昭和25年で約30m、さらに大正12年から昭和35年までは約65mである（表3.3.3）。一方、汀線の後退は、昭和46年から昭和52年までの約7年間において、約13mである。

汀線の前進は、河道部の地形変化でも述べたように、大正6年6月洪水、昭和13年10月15日洪水による土砂流出（土砂崩壊資料がないため、今後さらに検討すべき事項である）が影響しているものと考えられる。

第2期の昭和36年から昭和40年にかけては、左岸から張り出している砂州の位置あるいは汀線の前進・後退はほとんどない。しかし、第1期では現在の右岸導流堤先端付近に形成されていた沖州は、右岸導流堤工事が進むにつれて形成されなくなった。これは、右岸導流堤によって、みお筋が安定してきたためと推測される。

第3期の昭和41年から昭和46年の砂州形成位置の経年変化は、ほとんど見られない。しかし、表3.3.3の汀線の変化から、昭和40年と昭和45年とを比較するとわかるように、左岸導流堤に近いほど汀線は前進している。これは、左岸導流堤によって、それより北側からの沿岸漂砂が止められたためと推測される。

第4期の昭和46年以降は、昭和46年に8月5日洪水（ $O_{peak} = 1,040 \text{ m}^3/\text{s}$ ）、8月31日洪水（ $O_{peak} = 1,157 \text{ m}^3/\text{s}$ ）、9月22日洪水（ $O_{peak} = 814 \text{ m}^3/\text{s}$ ）と近年まれにみる大洪水が3回続いたためか、河口市全体の河床低下がみられ、河道内への波浪の侵入が著しくなり、第3期までは-0.1Km付近に形成されていた砂州が、河道上流の0.2Km付近に形成されるようになった（図3.3.4(4)）。

また、昭和47年度以降行われている河口市浚渫事業あるいは河口市の河床低下のため、左岸の汀線は、昭和45年と昭和52年の7年間で約13m後退している。この汀線の後退が著しい区域は、左岸導流堤から北側200mの範囲であり、この範囲では20m～30mの後退量となっている。

b 河口幅変化

図3.3.5は、昭和42年3月から昭和51年3月までの9年間の河口幅（開口幅）の変化を示したものである。この図からもわかるように、河口幅についても昭和46年以前とそれ以降との2期に分けることが出来る。

昭和46年以前では、河口幅が30m～100mの範囲で1年周期に変動しているが、昭和46年以降で

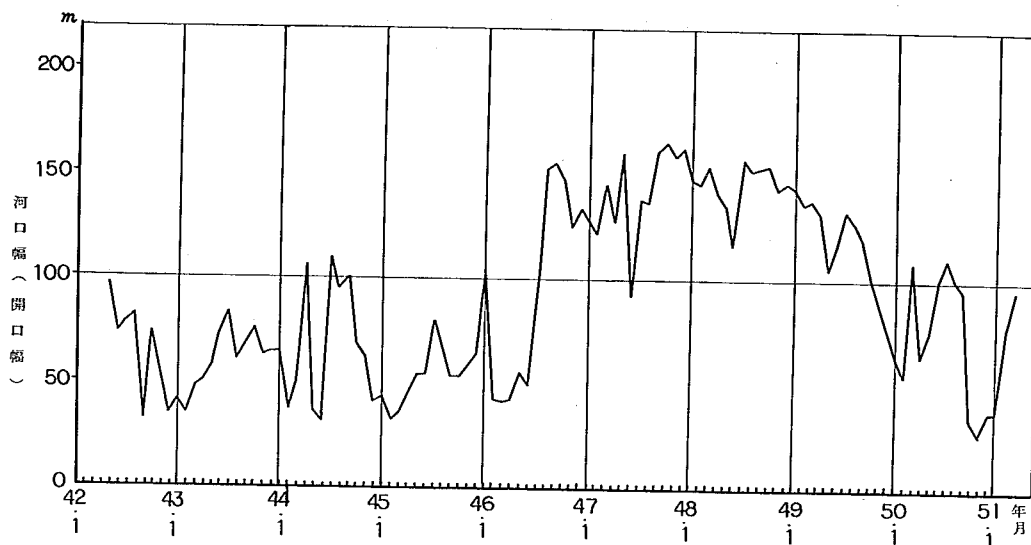


図 3.3.5 河口幅経年変化

は、導流堤間隔とはほぼ同じ160mとなっている。

c 海床変化

図3.3.6(1)~(4)は、昭和40年~昭和49年の海床縦断図を示したものである。これらの図は、洪水時の8月、9月についてまとめたためフラッシュ等の影響により、海床の経年変化は明確ではない。しかし、河口からの位置の違いによって、海床縦断形状にはかなりの相違が見られる。

河口部に近い、図3.3.6(1)（河口測線No.4からE方向）及び図3.3.6(2)（海浜測線No.2）は河道からの流出土砂が堆積した部分（T.P.-2m~T.P.-4mの平坦な海床）が岸沖方向に200m~300m見られるが、河口から300mあるいは500m離れた地点（図3.3.6(3)、図3.3.6(4)）では、その傾向はみられない。

第4節 現状の問題点

肝属川河口では、これまで述べたように調査検討あるいは改修工事を数多く行って努力して来たが、砂州は現在も引き続き形成され、洪水時の水位上昇、平常時の航路維持の問題は、完全に防ぎきれていない。さらに前節で述べたように、河口部の浚渫事業あるいは河口部の河床低下によると思われる左岸汀線の後退という問題が生じている。

これらの現状の問題とともに、計画高水流量の改訂予定に伴う河口部の河積確保の問題も加わり、新たな河口処理計画が必要となった。

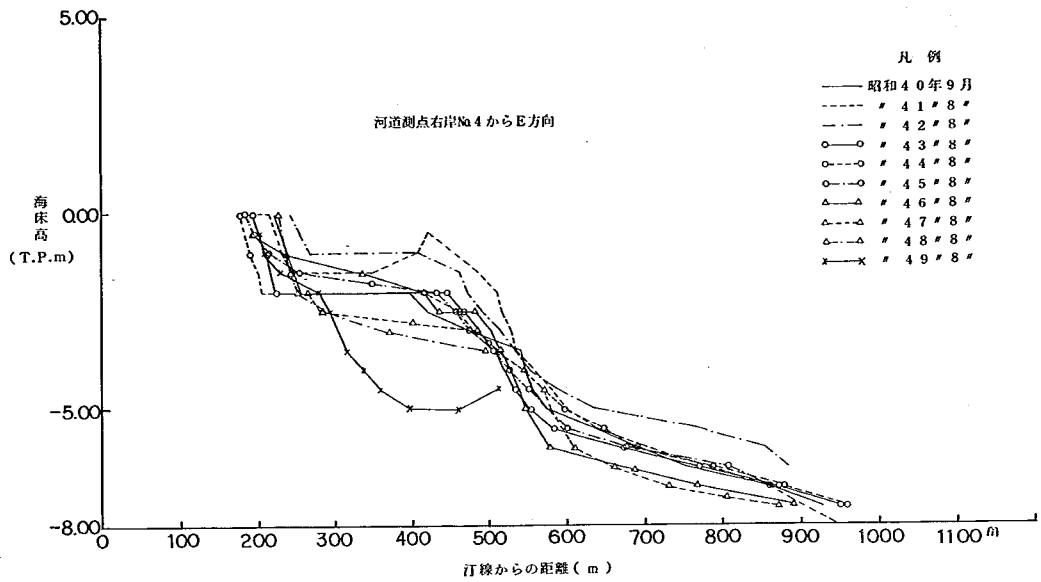


図3.3.6(1) 海床経年変化

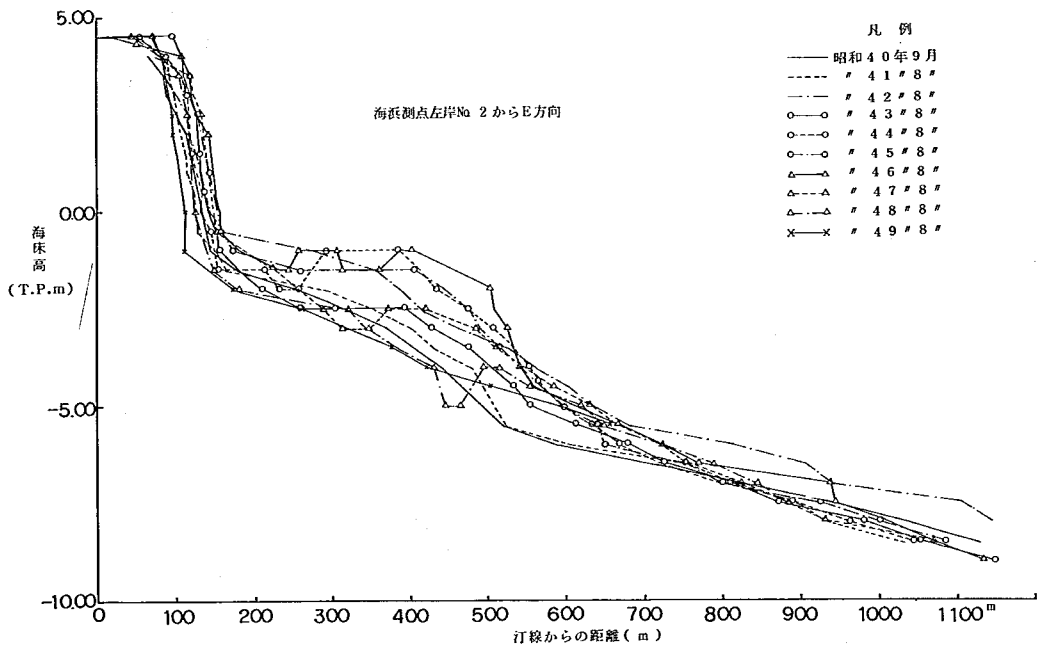


図3.3.6(2) 海床経年変化

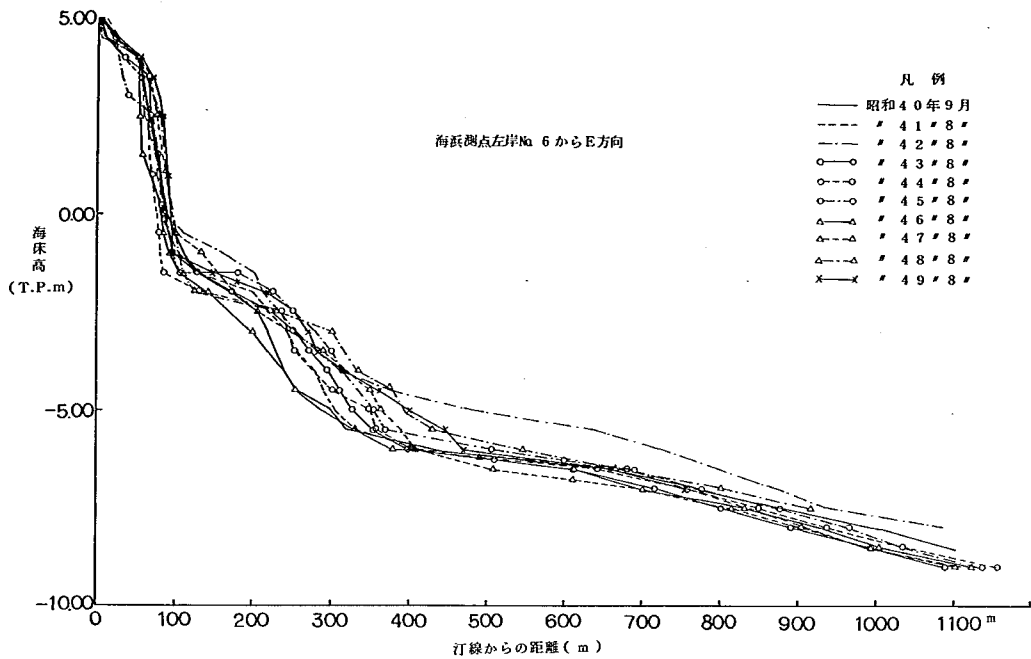


図 3.3.6(2) 海床経年変化

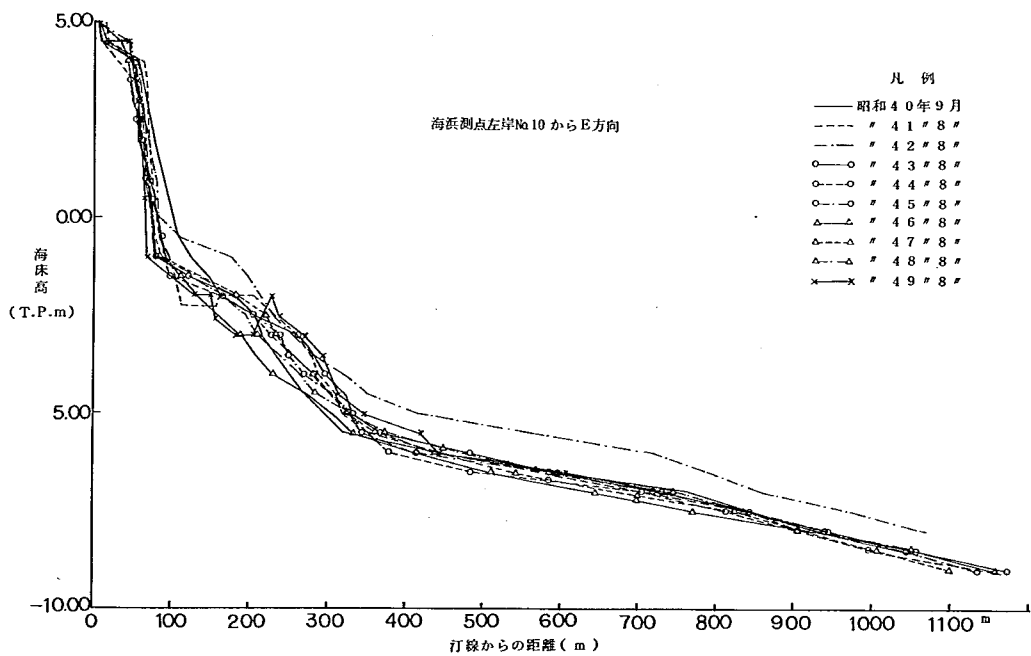


図 3.3.6(4) 海床経年変化

第4章 肝属川河口部の計画

河口処理計画は、第3章で述べたような現状の問題点を解決するばかりでなく、河口処理によって生じる新たな問題点を予測し、それに対処できるものでなければならない。

新たな問題点を予測する方法として、1)現地資料の解析、2)水理計算による検討、3)模型実験による検討等があげられる。また、これらを検討することによって、現在提案されている河口処理計画の妥当性を裏付けることができるばかりでなく、さらにすぐれた河口処理計画の立案が可能となる。

本章の第1節では、現在提案されている河口処理計画の概要と将来生じられると思われる問題を述べ、第2節では、現地資料の解析結果と水理計算による検討結果から、どのような導流堤形状が望ましいかについて若干の考察を述べる。

また、模型実験による検討については、次章の第5章から第7章において述べる。

第1節 河口処理計画とその問題点

1 河口部の計画と河口処理計画

a 河口部の計画

肝属川河口部での現計画高水流量は、図4.1.1(1)に示す河口部で $1,900 \text{ m}^3/\text{s}$ である。しかし、この計画高水流量は、近く改訂が予定されており、それによれば図4.1.1(2)に示すように河口部での計画高水流量は、 $2,100 \text{ m}^3/\text{s}$ となる。

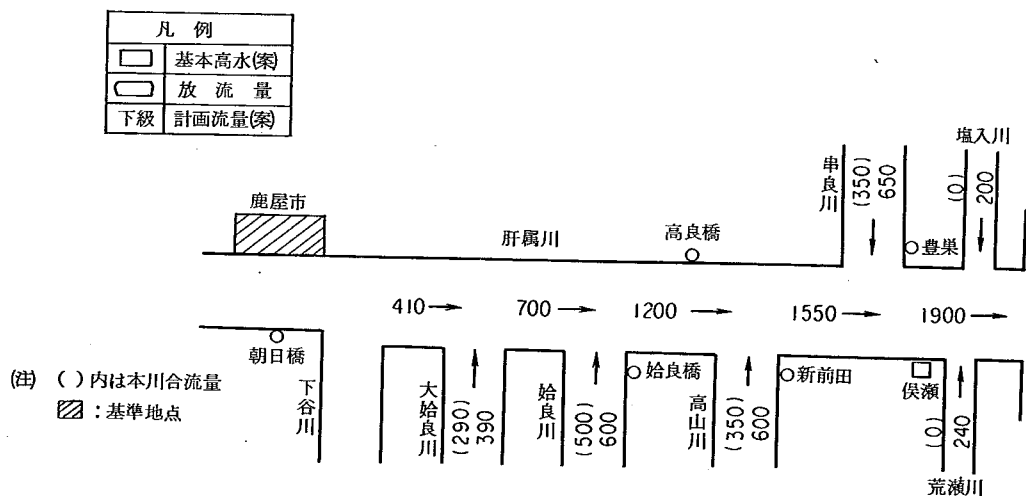


図4.1.1(1) 現計画流量配分図

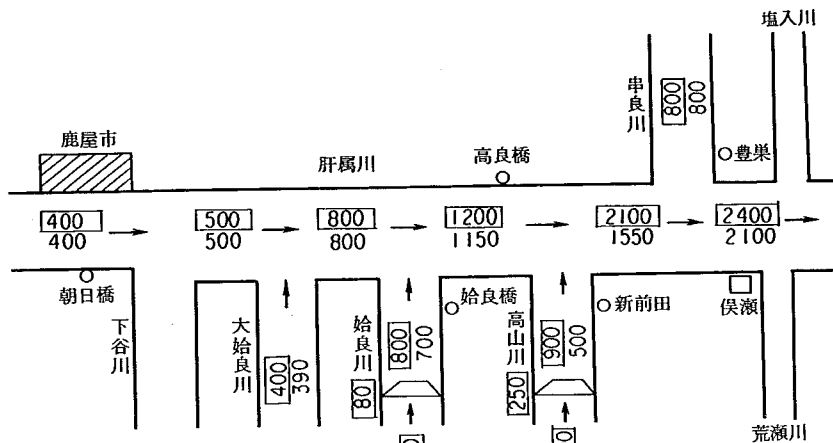


図 4.1.1(2) 計画流量配分図 (昭和 52 年 3 月検討)

計画高水位は、0.6 Kmまでの高潮区間は、T. P. 2.70 m となっており、0.6 Km～4.4 Km 区間の計画水勾配は、1/1,100とされている。

計画粗度係数は、高水敷0.035、低水路0.030であるが、河口部では単断面にほぼ近いため0.033とされている。

b 河口処理計画

肝属川の現在の河口処理計画案は、図4.1.2の改修計画平面図に示すように、河積確保（流量改訂予定に伴い）のため導流堤間隔を現在の170mから250mに拡幅し、かつ河口部の河床を掘下げたものとされている。また、平常時の砂州形成に対しては、導流堤長を現況の左岸300m（0.0Kmからの距離）、右岸380mからそれぞれ780m、840mへと延長する計画となっている。

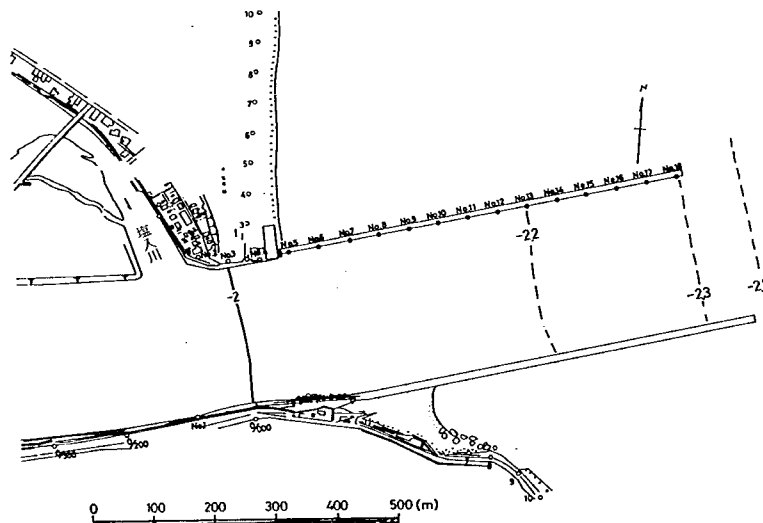


图 4.1.2 改修計画平面図

2) 現計画での問題点

現計画での問題点を大別すると、1)導流堤間隔が広いこと、2)導流堤長が長いこと、3)河口部の掘削を行うことの3点があげられる。その3点によって生じると予想される弊害について述べると次のことがあげられる。

a 導流堤間隔が広いことによって生じる問題

- ① 波浪の侵入が狭い場合よりも大きく、そのため、護岸、堤防、第二有明橋等の構造物の維持に困難を来すものと考えられる。また、将来河口部に堆積が生じると、波浪の侵入が大きいため、あるいは向岸漂砂により、砂州の形成につながり、現在と同様の問題が生じると予測される。
- ② 洪水時のみお筋が安定せず、そのため導流堤全体の護岸根固めを必要とし、さらに上流河道の水衝部の位置の変化が予測される。

b 導流堤長が長いことによって生じる問題

- ① 波浪の侵入は減少するが、導流堤付近の汀線の変化及び導流堤の特定の場所に波の集中が予測される。
- ② 導流堤による洪水時の水位上昇、上流からの土砂のポケット不足により導流堤内の河床上昇（将来において浚渫が必要）、導流堤内のみお筋の不安定などがあげられ、これによって維持費が大となると予想される。

c 河口部を掘り下げたことによって生じる問題

- ① a ①と同様に、波浪の侵入が大きく、そのため、護岸、堤防、第二有明橋等の構造物の維持に困難を来す。これらの問題点を解決するため2節以降の検討を行った。
- ② 塩水の遡上により、河口付近の田畑の塩分化、漁業権の問題等が予想される。

このように、波の侵入防止あるいは洪水時の河積確保のために立案された現計画には、まだ問題点があると考えられる。

第2節 現地資料の解析

肝属川河口では、試験導流堤による調査、長年にわたる河口部深淺測量等の現地資料が豊富である。その資料の解析結果と、さらに他の河口で処理が成功している河川とを比較して、どのような導流堤形状が望ましいかを検討する必要がある。

しかしながら、本報告書作成時点では、現地資料の解析が十分でなく、第2章、第3章で述べただけのものであった。よって、現地資料からの導流堤形状の検討は、来年度において報告する予定である。

第3節 水理計算による検討

導流堤形状及び河口部の断面を決定する場合には、洪水時に対しては不等流計算あるいは河口断面平衡計算、平水時に対しては波の遡上、回折の計算、また河口断面を掘下げた場合には、塩水くさびの計算等によ

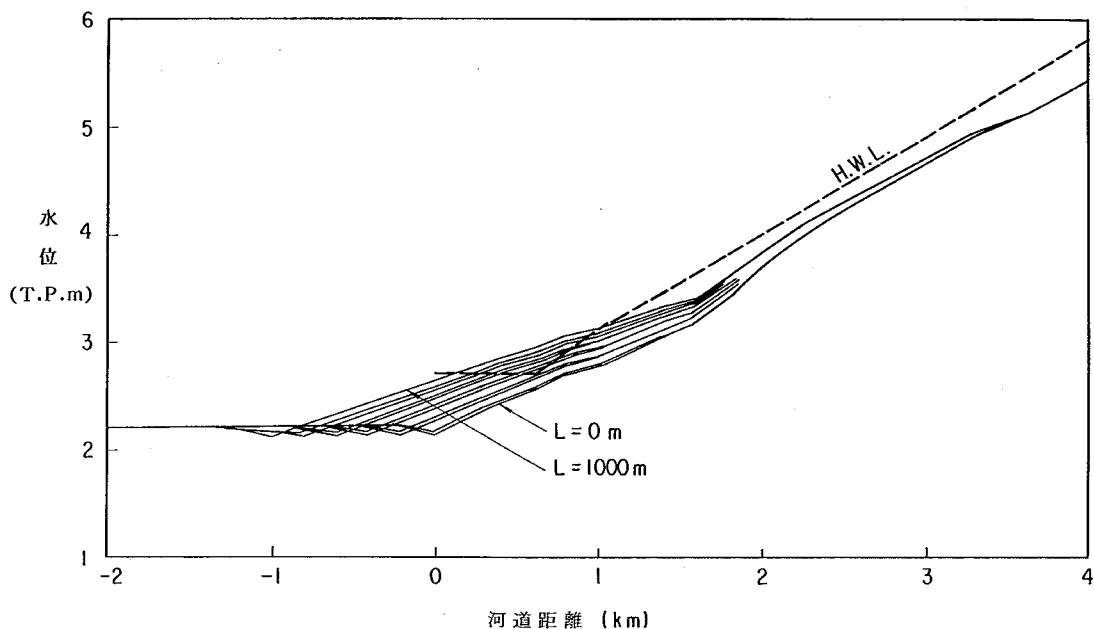


図 4.3.1 計算水位縦断面図 ($B = 250 \text{ m}$, $L = 0 \text{ m} \sim 1,000 \text{ m}$)

る検討が必要である。

ここでは、そのうち不等流計算によって、導流堤間隔、導流堤長、河床掘下げ量について検討を行った結果について述べるものである。

1) 導流堤長について

計算条件として、導流堤間隔を 250 m 、 0.0 Km から上流は計画河道、 0.0 Km から下流の河床勾配は導流堤先端まで河口部の計画河床勾配の $1/2,500$ 、導流堤先端から沖合については現況の海床勾配(図 3.3.6(1)～(4))を基にして T. P. -6.0 m までの海床勾配は $1/70$ 、T. P. -6.0 m より深くなった場合の海床勾配は $1/200$ 、また、出発水位を -2.0 Km で T. P. 2.20 m 、流量は計画高水流量 $2,100 \text{ m}^3/\text{s}$ を与えた。

このような計算条件で、導流堤長を 0 m から 100 m 間隔で $1,000 \text{ m}$ まで計算した結果が図 4.3.1 であり、計画河道で導流堤間隔を 250 m とした場合に、計画高水位をすべての地点で越えないためには導流堤長を 400 m 以下としなければならない。しかし、導流堤長 400 m の場合には、 0.6 Km で H. W. L. をわずかに越えるだけであるので、第 7 章 2 節において述べる導流堤計画実験では、導流堤長を 400 m としている。

2) 導流堤間隔について

導流堤間隔の効果を検討するために、ここでは導流堤長 $L = 840 \text{ m}$ と $L = 400 \text{ m}$ の 2 ケースについて計算を行った。また、計算条件は、1) の導流堤長を算定した場合と同様である。

図 4.3.2, 図 4.3.3 は, それぞれ導流堤長 $L = 840 \text{ m}$ と $L = 400 \text{ m}$ の場合の計算結果を示したものであり, H.W.L. を越えないためには $L = 840 \text{ m}$ に対しては 290 m , $L = 400 \text{ m}$ に対しては 270 m 以上の導流堤間隔が必要である。

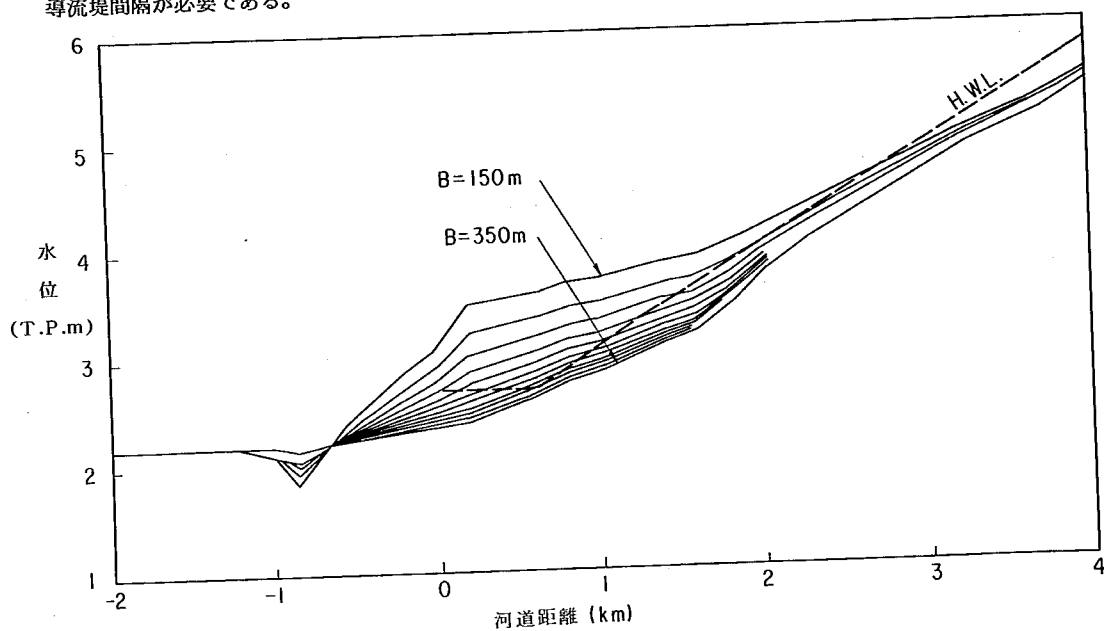


図 4.3.2 計算水位縦断図 ($L = 840 \text{ m}$, $B = 150 \text{ m} \sim 350 \text{ m}$)

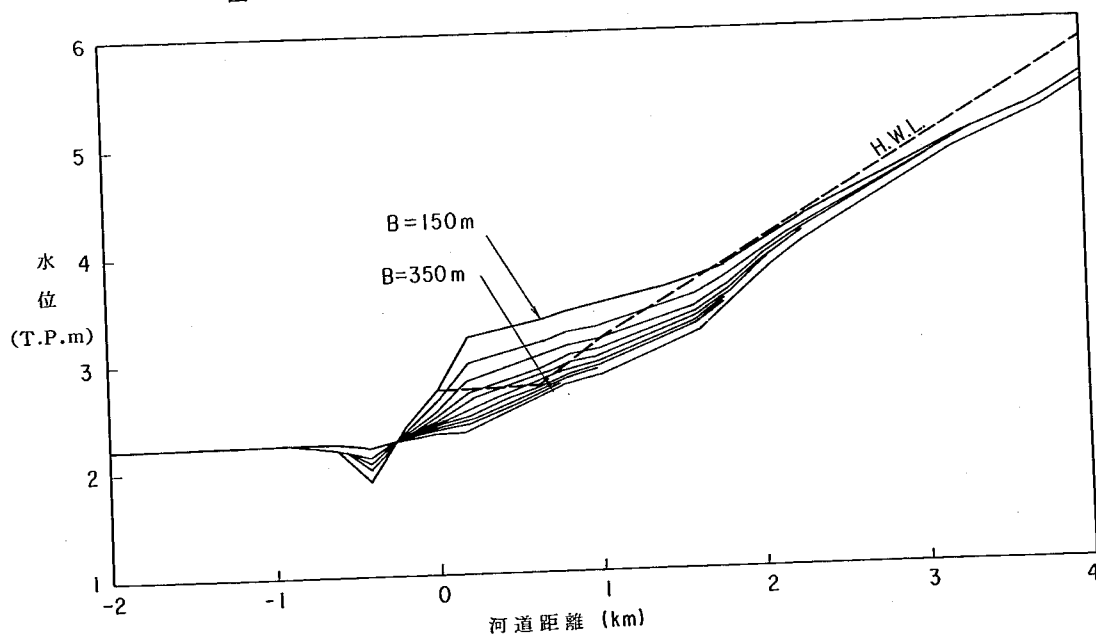


図 4.3.3 計算水位縦断図 ($L = 400 \text{ m}$, $B = 150 \text{ m} \sim 350 \text{ m}$)

3) 河口部掘り下げ量について

ここでは、導流堤間隔を現況の170 mとした場合に、河口部の河床高をどれくらいまで掘り下げたらよいかを不等流計算によって求めたものである。この計算は、2ケース行い、そのうちの1ケースは、現状の導流堤長でどれだけ掘り下げをしたら上流部でH.W.L. 以下になるかを検討したものである。また、別のケースは、導流堤長を500 mとした場合の掘り下げ量を検討したものである。

計算条件として、導流堤先端から0.8 Kmまで河床勾配を一定とし、0.8 Km上流河道の河床高は、現計画河床高とした。その結果、現況の導流堤の場合は、図4.3.4に示す、河床高で計画高水位以下となり、導流堤長500 mの場合は、図4.3.5となる。

これらの計算結果を、考慮して次章からの模型実験を実施した。

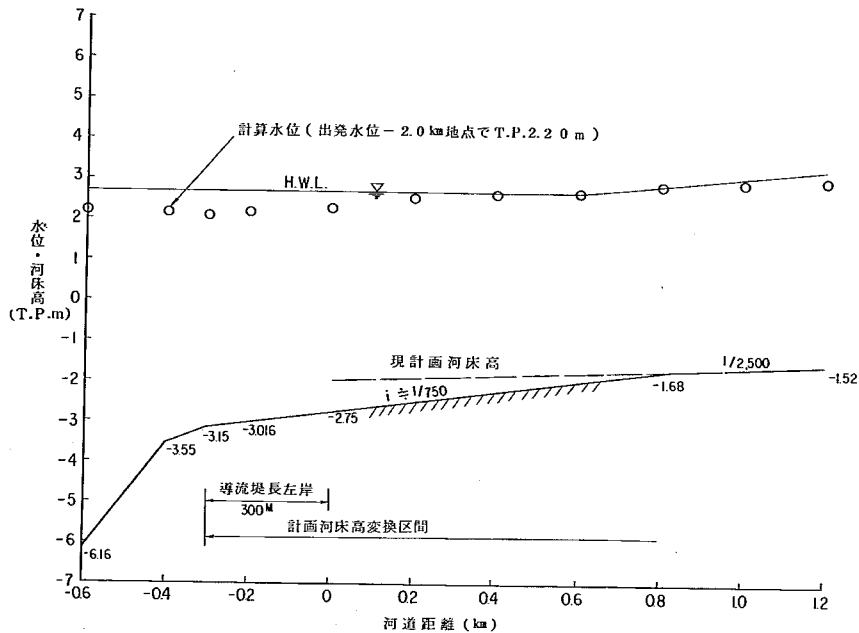


図4.3.4 河床高・計算水位縦断面図（導流堤現況）

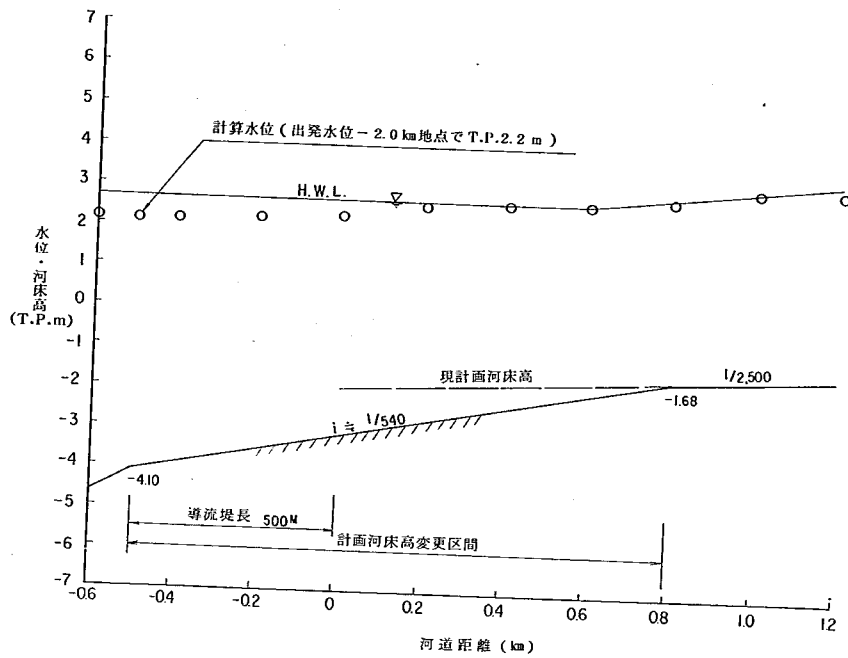


図 4.3.5 河床高・計算水位縦断面図 ($L = 500 \text{ m}$, $B = 170 \text{ m}$)

第5章 模型実験の概要

第1節 相似律

模型実験は、現地に対して大きさを変えた模型を使って、実際に起こる現象を予測しようとするものであり、現地および模型に生じる現象が相似でなければならない。そのためには模型が幾何学的に相似であることが必要であるとともに諸物理量の縮尺には一定の条件が必要で、それは現地と模型とに対応する流れの基礎方程式が相似であることから決められる。

1) 河川の流水に関する相似性

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

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

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

が現地の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。

模型も同様な式が成り立ち、

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

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

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。

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

ここでは、

$$\frac{g_p}{g_m} = g_r = 1, \quad \frac{U_p}{U_m} = U_r, \quad \frac{t_p}{t_m} = t_r, \quad \frac{h_p}{h_m} = h_r, \quad \frac{x_p}{x_m} = x_r, \quad \frac{n_p}{n_m} = n_r, \quad \frac{-i_p}{-i_m} = i_r$$

とくと (5.5) 式は、

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

(5.6) 式において径深 $R \equiv h$ と表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。よって二種類の物理量を決定すれば、他は (5.6) 式から求まる。

いま、水平縮尺 x_r 及び鉛直縮尺 h_r を選定すると、

(5.6) 式は、

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

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

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

$$n_r = h_r^{3/8} \cdot x_r^{-1/2} \quad (5.10)$$

となる。なお断面積と流量の縮尺は (5.2), (5.4) 式より

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

$$Q_r = x_r \cdot t_r^{-1} \cdot A_r = u_r \cdot A_r = x_r \cdot h_r^{3/2} \quad (5.12)$$

となる。

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、河床面の形が時間の経過とともに変化していく。よってこの変化の形あるいは速度が、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、一般には、流砂の連続の式より求められる時間縮尺を模型に使った方が、河床変化については、現地の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められ、流砂の連続式は、

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

ここに、 λ : 空隙率, Q_s : 流砂量, t_s : 流砂に対応する時間である。流水に関する相似性の場合と同様な方法で、(5.13) 式より、

$$t_{sr} = h_r \cdot (1-\lambda)_r \cdot x_{r2} \cdot Q_{sr}^{-1} \quad (5.14)$$

となる。

流砂量については種々の式が知られているが、掃流砂量を対象とした佐藤・吉川・芦田の式(土研式)、掃流砂と浮遊砂とを含んだ全流砂量を対象とした Brown 式、石炭粉に対して求められた実験式の計三式について検討すると次のようになる。

a 佐藤・吉川・芦田式

$$Q_B = Bq_B = B \frac{\varphi \cdot F}{(\rho_s/\rho - 1) \cdot g} U_*^3 \quad (5.15)$$

ここで、 Q_B は掃流砂量, q_B は単位幅当りの掃流砂量, $\varphi = 0.623$, $n \leq 0.025$ ならば $\varphi = 0.623$ (40

n)^{3.5}, F は τ_o/τ_c の関数である。

次に (5.15) 式は

$$\begin{aligned} Q_{Br} &= Q_{Bp}/Q_{Bm}, \quad B_r = B_r/B_m, \quad \varphi_r = \varphi_p/\varphi_m, \quad F_r = F_p/F_m, \\ (\rho_s/\rho - 1)_r &= (\rho_s/\rho - 1)_p / (\rho_s/\rho - 1)_m, \\ U_{*r} &= U_{*p}/U_{*m}, \quad g_r = g_p/g_m \end{aligned}$$

とすると次のようになる。

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

また、摩擦速度 U_* は、 $U_* = \sqrt{ghI_e}$ で求まり、摩擦速度の比 U_{*r} は $U_{*r} = \sqrt{g_r h_r I_{er}}$ となる。

ここで、 $g_r = 1$, $I_{er} = h_r/X_r$ であるので、 U_{*r} は次のようになる。

$$U_{*r} = \sqrt{h_r I_{er}} = \sqrt{h_r} \sqrt{h_r/X_r} = h_r / \sqrt{X_r} \dots\dots\dots (5.17)$$

よって (5.16) 式は

$$Q_{Br} = X_r \frac{\varphi_r F_r}{(\rho_s/\rho - 1)_r g_r} \frac{h_r^3}{\sqrt{X_r}} = \frac{\varphi_r F_r}{(\rho_s/\rho - 1)_r} \frac{h_r^3}{X_r^{1/2}} \dots\dots\dots (5.18)$$

(5.17) 式を (5.18) 式に代入して t_{sr} を求めると、

$$\begin{aligned} t_{sr} &= (1 - \lambda)_r X_r^2 h_r \left\{ \frac{\varphi_r F_r h_r^3}{(\rho_s/\rho - 1)_r X_r^{1/2}} \right\}^{-1} \\ &= \frac{(1 - \lambda)_r (\rho_s/\rho - 1)_r}{\varphi_r F_r} \frac{X_r^{5/2}}{h_r^2} \dots\dots\dots (5.19) \end{aligned}$$

となる。

b Brown 式

$$Q_T = Bq_T = B \cdot 10 \cdot \left\{ U_{*r}^5 / (\rho_s/\rho - 1)^2 g^2 d \right\} \dots\dots\dots (5.20)$$

ここで、 Q_T は全流砂量、 q_T は単位幅当りの全流砂量である。

(5.20) 式において $d_r = d_p/d_m$ として土研式と同様に示すと次式で表される。

$$Q_{Tr} = B_r \cdot q_{Tr} = B_r \frac{1}{(\rho_s/\rho - 1)_r^2 \cdot g_r \cdot d_r} \frac{h_r^5}{X_r^{3/2}} \dots\dots\dots (5.21)$$

(5.21) 式を (5.14) 式に代入すると、 t_{sr} は次のように表される。

$$\begin{aligned} t_{sr} &= h_r (1 - \lambda)_r X_r^2 \left\{ X_r \frac{U_{*r}^5}{(\rho_s/\rho - 1)_r^2 d_r} \right\}^{-1} \\ &= \frac{(1 - \lambda)_r (\rho_s/\rho - 1)_r^2 d_r X_r^{7/2}}{h_r^4} \dots\dots\dots (5.22) \end{aligned}$$

c 実験式²¹⁾

次式は、土木研究所で行った石炭粉の流砂量を求める実験式である。

$$Q_e = Bq_e = B \frac{u^4}{(\rho_s/\rho - 1)^{3/2} d^{1/2} g^{3/8}} \quad \dots\dots\dots (5.23)$$

次に (5.23) 式は $u_r = h_r^{1/2}$, $g_r = 1$, $d_r = d_p/d_m$ とすると, 流砂量の縮尺は,

$$Q_{er} = Bq_{er} = X_r h_r^2 (\rho_s/\rho - 1)^{-3/2} d_r^{-1/2} \quad \dots\dots\dots (5.24)$$

となる。

(5.24) 式を (5.14) 式に代入して, 時間縮尺 t_{sr} を求めると,

$$\begin{aligned} t_{sr} &= (1 - \lambda)_r X_r^2 h_r \left\{ \frac{X_r h_r^2}{(\rho_s/\rho - 1)^{3/2} d_r^{1/2}} \right\}^{-1} \\ &= \frac{(1 - \lambda)_r (\rho_s/\rho - 1)^{3/2} d_r^{1/2} X_r}{h_r} \quad \dots\dots\dots (5.25) \end{aligned}$$

となる。

3) 無次元掃流力の相似性について

河床面に働く無次元掃流力 τ_* は,

$$\tau_* = \frac{U_*^2}{(\rho_s/\rho - 1) g d} \quad \dots\dots\dots (5.26)$$

で表され, これが現地と模型とで相似であるためには, その縮尺が $\tau_{*r} = \tau_{*p}/\tau_{*m} = 1$ でなければならない。

τ_{*r} は,

$$\tau_{*r} = \frac{U_{*r}^2}{(\rho_s/\rho - 1)_r g_r d_r} = \frac{h_r}{(\rho_s/\rho - 1)_r g_r d_r} \quad \dots\dots\dots (5.33)$$

で表されるから, $\tau_{*r} = 1$ となるためには, $h_r = (\rho_s/\rho - 1)_r d_r$ という条件が必要となる。

4) 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浜部に堆積するが, 掃流砂は別として, 浮遊砂の堆積には, 砂粒の沈降速度 W_0 と流れの速度 U の比が重要要因となる。 W_0/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_0/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。

5) 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 % 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。

6) 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少なくとも幾何学的相似（無歪）をもたなければならない。

7) 碎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、碎波によるエネルギーに基づくところが大きい。したがって、碎波地点が模型と現地とで同一地点でなければ、海浜地形の変化の相似性を満足することができない。

碎波水深と沖波波高の比 hb/H_0 は周期が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、碎波点の位置碎波高はほぼ相似になる。しかし模型が小さく周期の短い波を使用すると、碎波水深に周期の効果が入り、Diephuis の実験によると図 5.1.1 のようである。図によれば、 H_0/L_0 の値が 0.22 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。

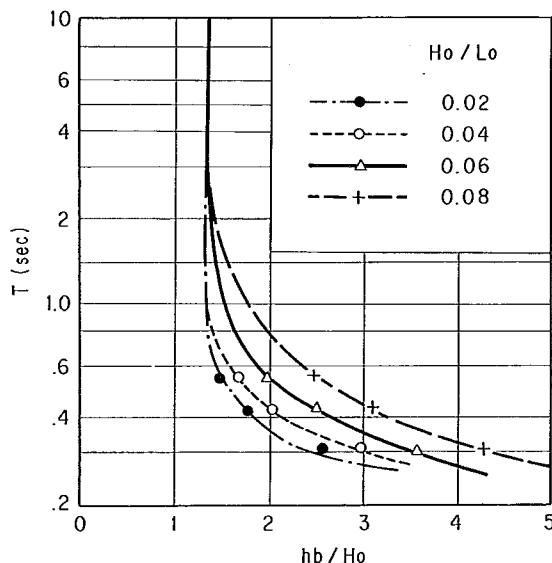


図 5.1.1 碎波水深に及ぼす周期の効果

8) 海床変化の相似性について¹⁹⁾

均一粒径海床の場合、海床変化の相似性は

$$h/L_0 = f(X/L_0, H_0/L_0, \sqrt{gH_0}/W_0, \rho_s/\rho, \sqrt{\mu} (H_0)^{1/4} g^{3/4}/W_0^2, i_0) \dots \dots \dots (5.3.4)$$

で表せる。ここで右辺第5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 : 粒子の沈降速度、 i_0 は海床の初期形状である。

したがって、 Ho/Lo 、 $\sqrt{gHo}/Wo$ 、 ρ_s/ρ 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、現地海浜の粒径 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、通常は移動床材料の幾何学的相似律を合わせることができない。したがって ρ_s/ρ の小さな材料を使い Ho/Lo と $\sqrt{gHo}/Wo$ のみを合わせるのが普通である。 ρ_s/ρ の効果は 0.5 ぐらいまでであ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かっている。なお移動限界水深は底質が小さくなると $\sqrt{\mu} (Ho)^{1/4} g^{3/4}/Wo^2$ 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 $\sqrt{gHo}/Wo$ は底質の動きやすさの指標と考えて良い。

9) 河口密度流の相似性に及ぼす影響

河口には、塩水くさびが存在し、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、砂州に対して浸食力は実物の方が強い。
- 2) 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。
- 3) 浮遊土砂の海浜部での堆積が密度流によって異なること。
- 4) 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を及ぼさないが、海浜部での堆積の仕方には違いが生じると思われる。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、海浜部に塩水をためて実験を行う方法もあるが実験施設等の制限もあって困難である。

第2節 模型の概要

1) 実験施設及び実験材料

模型の製作を行う際には、前節で述べたような条件を満たすように努力しなければならないが、本実験では、実験場の空間の都合あるいは移動床用河床材料の入手に困難があるなどの理由により、模型縮尺は1/50(図5.2.1)とし、また、移動用河床材料は、図5.2.2のような粒度特性をもつ平均粒径 $d_m = 0.32\text{ mm}$ 、沈降速度 145 cm/s の石炭粉を用いた。

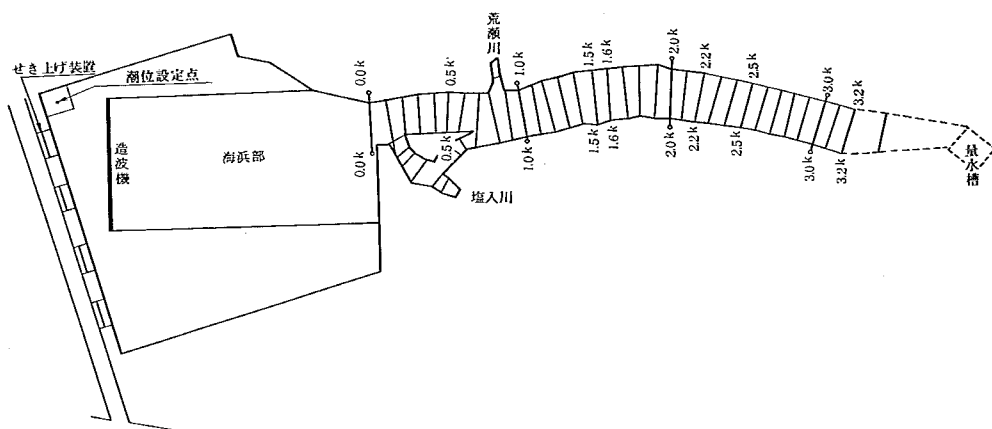


図5.2.1 模型概図

模型は、河道部と海浜部とに分かれていて、河道部の0 Km~2.4 Kmは移動床用、2.4 Km~2.8 Kmは固定床、2.8 Km~3.2 Kmは補給砂のための移動床用となっている。また、0.1 Km~0.6 Km左岸付近の派川及び塩入川は固定床となっている。なお、高水敷は、現地の高水敷が草で覆われ河床変動に影響がないと思われたので、5 mm程度の豆砂利を敷いて保護を行った。

海浜部は、幅36 m、長さ約40 m、深さ60 cmの平面水槽となっているが、石炭粉の量が不足したため、その平面水槽を幅18 m及び長さ約30 mに仕切った。平面水槽には、この仕切板(以降導波板)の他に、造波機(ペンジュラム型式3連)、給水ポンプ(このポンプは、漏水に対処するためと入潮時の給水のためのもの)及び潮位

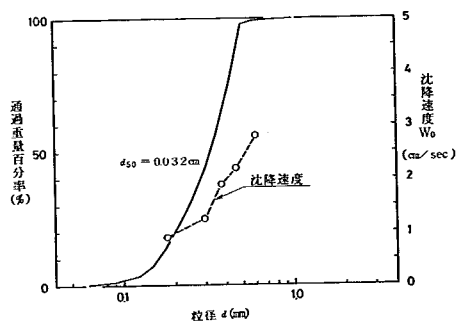


図5.2.2 実験砂(石炭粉)

調節用ゲートが設置してある。

これら以外の諸施設として河川流量を与えるための量水槽とポンプ等があり、模型の付帯構造物として第二有明橋橋脚を木で製作し、導流堤を砕石及びセメントペーストで製作し、それぞれを設置した。

以上の様な模型製作を行った訳であるが、この模型と現地の諸物理量との縮率は次の様になる。

2) 肝属川河口模型の諸物理量の縮尺

ここでは、第1節相以律の各項と対応して述べる。

① フルードの相似則

前節で求めた(5.7)～(5.12)式を使って、肝属川河口模型の各物理量に関する縮尺を求めると次のようになる。

ただし、前述のように水平・鉛直縮尺は共に $1/50$ である。

$$X_r = 50$$

$$h_r = 50$$

$$A_r = X_r h_r = 50 \times 50 = 2,500$$

$$Q_r = X_r h_r^{3/2} = 50 \times 50^{3/2} = 1,767.8$$

$$V_r = h_r^{1/2} = 50^{1/2} = 7.07$$

$$t_r = X_r h_r^{-1/2} = 50 \times 50^{-1/2} = 7.07$$

$$i_r = h_r / X_r = 50 / 50 = 1$$

$$n_r = h_r^{2/3} X_r^{-1/2} = 50^{2/3} \times 50^{-1/2} = 1.92$$

② 河床面の相似則

流砂量および河床変化の時間縮尺を、土研式より評価する場合には、 φ_r 及び F_r の取り扱い方が問題となる。

前にも述べたように φ は粗度係数 n の関数であって、 $n \geq 0.025$ ならば $\varphi = 0.623$ 、 $n \leq 0.025$ ならば $\varphi = 0.623 (40n)^{-3.5}$ で与えられる。また F は掃流力と限界掃流力の比 ($\tau_o / \tau_c = U_*^2 / U_{*c}^2$) の関数である。肝属川河口付近では、粗度係数の計画値及び実測値が 0.033 と 0.025 より大きく、模型においてもほとどの粗度係数が 0.025 より大きい（詳細は、次章の洪水流の検証実験結果にて述べる）、従って $\varphi_p = \varphi_m = 0.623$ となり、 $\varphi_r = 1$ となる。また F は現地において不等流計算結果と河床材料の平均粒径 (1mm) より本模型実験で対象した洪水流 ($1.040\text{m}^3/\text{s}$) 以上では $F_p = 1$ であり、模型でも $F_m = 1.0$ であった。従って φ_r と同様に $F_r = 1$ となる。

次に、土研式、Brown 式及び実験式に共通する $(\rho_s / \rho - 1)_r$ 、 d_r 及び $(1 - \lambda)_r$ は、以下のようになる。 $(\rho_s / \rho - 1)_r$ は、現地の砂の比重が 2.65 、石炭粉の砂の比重が 1.55 であることから、

$$(\rho_s / \rho - 1)_r = (\rho_s / \rho - 1)_p / (\rho_s / \rho - 1)_m = 1.65 / 0.55 = 3.0 \text{ となる。}$$

河床材料の粒径比 d_r は現地平均粒径 1.02mm (S 44 年肝属川河床材料調査結果 $0\text{Km} \sim 4\text{Km}$ の平均值)、模型の石炭粉の粒径 0.32mm であるから、

$$d_r = d_p / d_m = 1.02 / 0.32 = 3.2 \text{ となる。}$$

さらに、空隙比 $(1-\lambda)_r$ は現地・模型ともに空隙は等しいとすると、

$$(1-\lambda)_r = (1-\lambda)_p / (1-\lambda)_m = 1 \text{ で与えられる。}$$

以上の結果より (5.18), (5.21), (5.24) 式を用いて流砂量の縮尺を, (5.19), (5.22), (5.25) 式を用いて河床変化の時間縮尺を, それぞれ求めると次のようになる。

i) 佐藤・吉川・芦田式 (土研式)

$$Q_{Br} = \frac{\varphi_r F_r}{(\rho_s/\rho - 1)_r} \frac{h_r^3}{X_r^{1/2}} = \frac{1 \times 1 \times 50^3}{3.0 \times 50^{1/2}} = 5.893$$

$$t_{sr} = \frac{(1-\lambda)_r (\rho_s/\rho - 1)_r}{\varphi_r F_r} \frac{X_r^{5/4}}{h_r^2} = \frac{1 \times 3.0 \times 50^{5/2}}{1 \times 1 \times 50^2} = 21.2$$

ii) Brown 式

$$Q_{Tr} = \frac{1}{(\rho_s/\rho - 1)_r^2 d_r} \frac{h_r^5}{X_r^{3/2}} = \frac{1 \times 50^5}{3.0^2 \times 3.2 \times 50^{3/2}} = 30690$$

$$t_{sr} = \frac{(1-\lambda)_r (\rho_s/\rho - 1)_r^2 d_r X_r^{7/2}}{h_r^4} = \frac{1 \times 3.0^2 \times 3.2 \times 50^{7/2}}{50^4} = 4.07$$

iii) 実験式

$$Q_{er} = \frac{X_r h_r^2}{(\rho_s/\rho - 1)_r^{3/2} d_r^{1/2}} = \frac{50 \times 50^2}{3.0^{3/2} \times 3.2^{1/2}} = 3448$$

$$t_{sr} = \frac{(1-\lambda)_r (\rho_s/\rho - 1)_r^{3/2} d_r^{1/2} X_r}{h_r} = \frac{1 \times 3.0^{3/2} \times 3.2^{1/2} \times 50}{50} = 9.30$$

以上のように、各流砂量式から評価した時間縮尺にはそれぞれかなりの相異がみられる。前に述べたフルード則からの時間縮尺は $t_r = 7.07$ 、佐藤・吉川・芦田の式からは $t_{sr} = 21.2$ 、Brown 式からは $t_{sr} = 4.07$ 、実験式からの $t_{sr} = 9.30$ となる。しかし、石炭粉の流送特性を考慮すると Brown 式あるいは実験式から得られた時間縮尺を用いることが望ましいと考えられる。Brown 式と実験式とを比較すると t_{sr} は 2 倍ほど実験式の方が大きい。そのため、ここでは、両者のほぼ平均値に近いフルード則から得られた $t_{sr} = 7.07$ を用いることにした。

③ 無次元掃流力の相似性について

現地と模型との無次元掃流力の比 τ_{*r} は、

$$\tau_{*r} = \frac{h_r^2}{(\rho_s/\rho - 1)_r g_r d_r X_r} = \frac{50^2}{3.0 \times 1 \times 3.2 \times 50} = 5.2$$

となる。したがって流砂の移動限界に関する無次元掃流力は現地の方が 5 倍ほど大きいことになる。このことは現地の河床材料の方が動きやすいことを示し、現地において砂が移動している流量を、模型値に換算して通水した場合に、模型においては砂が移動しないということが生じる。なお、前に述べた流砂量の相似性は河床砂が全面的に動いている所で成立するものであって移動限界付近では、流砂の相似が成立していないと考えられる。しかし、砂州のフラッシュのような問題では、砂が全面的に動いてい

7

るような所が問題となるから、移動限界付近の現象の相似性が満たされなくとも無視して差し支えないと思われる。

④ 河口から出た土砂の堆積の相似性

模型で用いた石炭粉の沈降速度は、 $W_m = 1.45 \text{ cm/sec}$ (実測値) であり、また、現地河道部の砂の沈降速度は、 $W_p = 9.9 \text{ cm/sec}$ ($d = 1.02 \text{ mm}$, $\rho_s/\rho = 2.65$, 水温 20.3 , Rubey の式) であるから、

$$(W/U)_r = W_r U_r^{-1} = 9.9/145 \times 50^{-1/2} = 0.97$$

となる。なお、 U_r はフルード則より決定されている。

この結果より現地と模型はほぼ同一に沈降すると考えられるため、河口から出た土砂の堆積状況は、塩水の効果は無視すると模型と現地とがほぼ相似であると考えられる。

⑤ 表面張力の影響

表面張力の影響は、前に述べたように波長が 5 cm 以下の場合に生じるが、この実験では波長は模型上で 1 m 以上であるため、表面張力波の影響はほとんどない。

⑥ 反射に対する相似性

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ため多少の反射率の相違があると考えられる。

⑦ 碎波点に関する相似性

この実験は、波形勾配 H_o/L_o が $0.01 \sim 0.02$ の範囲で行ったので $T \geq 0.7 \text{ sec}$ であれば碎波点に関する相似性は成立する。実験は周期 1 sec 以上で行ったので碎波点に関する相似性は満足している。

⑧ 海床変化の相似性

これまで述べた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の様であるか問題である。

石炭粉の沈降速度 $W_o = 1.45 \text{ cm/sec}$ であることは前述のとおりであるが、現地の砂の特性は、汀線付近で $d = 0.8 \text{ mm}$, $W_o = 8.4 \text{ cm/sec}$ (Rubey の式, 水温 25°C) であるから、波による汀線付近の底質の運びやすさの比は、

$$(\sqrt{gH_o}/W_o)_r = \sqrt{H_{or}}/W_{or} = \sqrt{50}/(8.4/1.45) = 1.22$$

となる。

また、 $T.P. - 2 \text{ m} \sim T.P. - 4 \text{ m}$ の砂の特性は、 $d_m = 0.4 \text{ mm}$, $W_o = 5.2 \text{ cm/sec}$ であるから、同様に、

$(\sqrt{gH_o}/W_o)_r = \sqrt{50}/(5.4/1.45) = 1.90$ となり、波を作用させた場合は汀線付近から海浜部全域が現地より模型の方の低質材料が動きにくいと考えられる。

第3節 実験の概要

1) 実験方法

実験はまず河床整形からはじまる。実験準備で作製した横断指示書に従って約 200 m (現地) 間隔に基準帯を作製し、次に基準帯と基準帯をつないで帯間の整形を行った。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可能なかぎり現地の状態あるいは計画の状態になるように心掛けた。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するため模型の上下流から模型内にゆっくりと注水を行い、一定量の注水が完了したところで所定の下流端水位、波を与えて実験を開始した。実験中は、所定の位置、所定の時間に水位、流速、波高、河床高及び流況の測定を行い、水位の測定はポイントゲージとサーボ式水位計、波高は波高計あるいはものさし、及び流速・流況はフルオレッセン溶液と白色ペイントを投下したものを撮映するためカメラをそれぞれ用いた。

実験後は、模型内の水をゆっくり排水して、実験後の河床あるいは海床の縦横断測定を行い、その形状を調べた。

2) 実験ケース及び実験条件

表 5.3.1 は、実験ケース及び実験条件一覧表を示したもので、実験No.1—9 までは砂州形成の検証実験、実験No.2—1 から実験No.2—3 までは洪水流の検証実験と現況河道実験、実験No.3—1 から実験No.3—3 までは導流堤間隔 170 m についての検討実験、実験No.4—1 から実験No.4—5 までは導流堤間隔 250 m についての検討実験である。

実験に際しては、諸条件を次のように決定した。

a 検証実験及び現況河道実験

① 砂州形成の検証実験

砂州形成の検証実験は、まず河道の浚渫事業を行っていない昭和 4 6 年以前の昭和 4 4 年 8 月の断面形状を用いて実験No.1—1 から実験No.1—7 までを行い、その実験の中で、現地と現象が相以になるような実験条件（波浪、潮位等）を探した。次に、実験No.1—8、実験No.1—9 では、実験No.1—7 まで用いた河口形状の 1 部（昭和 4 9 年度採取許可区域）を T. P.—2 m まで掘削した断面を用い、波浪条件等は実験No.1—1 から実験No.1—7 までで探し当てた条件を与えた。

この実験No.1—1 から実験No.1—9 までで共通している実験条件は、上流からの流量 $26 \text{ m}^3/\text{s}$ （昭和 4 4 年 8 月から 4 5 年 1 月までの平均流量、一部 $20 \text{ m}^3/\text{s}$ ）と E 方向の波向（肝属川河口付近で卓越）である。その他の実験条件は、表 5.3.1 に示すように変化させた。

② 現況河道実験

現況河道実験は、洪水流の検証実験（実験No.2—1、実験No.2—3）と現況河道の洪水疎通能力把握実験（実験No.2—2）の二種類について行った。

本実験に使用した河道部断面は昭和 4 5 年 1 2 月、河口部付近（導流堤内）の断面は昭和 4 6 年

7月及び海浜部の形状は昭和44年8月に測量されたものである。

実験No 2-1の検証実験において対象した洪水は、昭和46年8月5日洪水 ($Q_{peak} = 1,040 \text{ m}^3/\text{s}$) であり、下流端の境界条件は、硯石の実績の潮位を与えた。実験No 2-2の洪水疎通能力把握実験では、流量を改訂予定の計画ハイドロ ($Q_{peak} = 2,120 \text{ m}^3/\text{s}$) とし、下流端水位を T. P. 2.20m とした。実験No 2-3は、現状河道での粗度係数の検証を行ったもので流量は $2,120 \text{ m}^3/\text{s}$ 定流、下流端水位は T. P. 2.20m と与えた。

b 導流堤計画に関する実験

① 導流堤間隔 170m 実験

本実験は、導流堤間隔を現況と同じ 170m とした場合の実験であり、河道は計画河道とした。しかし、実験No 3-1の河口部形状は、昭和46年7月(砂州を1部誇張) 測量の断面とし、導流堤長は現況とした。また実験No 3-2の河口部形状は、第4章の第3節で述べた図 4.3.4 の河床高とし、導流堤長は現況とした。実験No 3-3の河口部形状は、図 4.3.5 の河床高とし、導流堤長は、500m とした。

また、実験No 3-1、実験No 3-3は、洪水流 ($Q_{peak} = 2,120 \text{ m}^3/\text{s}$) を通水し、その後波(砂州形状実験で用いた条件)を与え、実験No 3-2では波のみを与えた。

② 導流堤間隔 250m 実験

導流堤間隔を 250m とした実験で、河道は実験No 4-4、及び実験No 4-5では昭和45年12月、他の実験では計画河道とした。また、導流堤内の形状は、実験No 4-1では河床を 0.0Km から導流堤先端まで $1/2,500$ の平坦とし、実験No 4-2から実験No 4-5までは河床を $1/2,500$ より浅い部分を掘り下げた断面を用いた。さらに導流堤長は、実験No 4-1を除き 400m を用いた。

実験No 4-1から実験No 4-5までは洪水流を通水し、その後波を与えた。

表 5.3.1 実 験 ケ ー ス 一 覧 表

実 験 名		実 験 №	導流堤隔 (m)	導流堤長 (m)	河 道 (測量月日)	導流堤内 (測量月日)	海 浜 (測量月日)	流 量 (m ³ /s)	潮 位 (T.P.m)	波 高 (m)	周 期 (sec)	波形勾配	実験時間	備 考	
検証 実験 及び 現況 河道 実験	砂州 形成 の 検証 実験	1-1	170	300	S 44.2	S 44.8	S 44.8	20	0.3±0.6	-	-	-	2 潮汐		
		1-2	"	"	"	"	"	26	0.3±0.6	2.16	11.0	0.0114	11 潮汐		
		1-3	"	"	"	"	"	20	0.3±0.6	1.63	7.0	0.0212	6 潮汐		
		1-4	"	"	"	"	"	26	0.3±0.6	1.66	9.2	0.0126	8 潮汐		
		1-5	"	"	"	"	"	26	0.3±0.6	1.05	7.0	0.0138	17 潮汐		
		1-6	"	"	"	"	"	26	-0.3	1.04	7.0	0.0137	10 時間		
		1-7	"	"	"	"	"	26	0.3	1.00	7.0	0.0131	15時間25分		
		1-8	"	"	"	浚渫(49年)	"	26	0.3±0.6	1.01	7.0	0.0132	17 潮汐		
		1-9	"	"	"	"	"	26	0.3	0.96	7.0	0.0125	15時間25分		
現況 河道 実験	2-1-F	170	300	S 45.12	S 46.7	S 44.8	S46.8洪水 1.040	実験	-	-	-	-	-		
	2-1-W	"	"	(2-1-Fの通水後河床)			26	0.3	1.01	7.0	0.0132	14 時間			
	2-2	"	"	S 45.12	S 46.7	S 44.8	計画ハイドロ 2.120	2.20	-	-	-	-	-		
	2-3	"	"	(2-2の通水後河床)			定流 2.120	2.20	-	-	-	-	-		
導流 堤 計画 に 関 する 実験	導流 堤間 隔 170 m 実験	3-1-F	170	300	計 画	砂洲削 S 46.7	S 46.8	計画ハイドロ 2.120	0.3	-	-	-	-	-	
		3-1-W	"	"	(3-1-Fの通水後形状)			26	0.3	1.73	9.2	0.0131	11 時間		
		3-2-W	170	300	計 画	掘下げ	S 46.8	26	0.3	1.6	9.2	0.0121	9 時間		
		3-3-F	170	500	"	"	S 46.8	計画ハイドロ 2.120	0.3	-	-	-	-	-	
		3-3-W	"	"	(3-3-Fの通水後形状)			26	0.3	1.88	9.2	0.0142	20 時間		
	導流 堤間 隔 250 m 実験	4-1-W(1)	250	840	計 画	計 画	S 44.8	26	0.3	0.99	7.0	0.0129	30 時間		
		4-1-F(1)	"	"	(4-1-W(1)の実験後形状)			計画ハイドロ 2.120	2.20	-	-	-	-	-	
		4-1-W(2)	"	"	(4-1-F(1)の通水後形状)			26	0.3	1.01	7.0	0.0132	19 時間		
		4-1-F(2)	"	"	(4-1-W(2)の実験後形状)			2.120	1.8	-	-	-	-	-	
		4-2-F	250	400	計 画	計 画	S 46.8	2.120	2.20	-	-	-	-	-	
		4-2-W	"	"	(4-2-Fの通水後形状)			26	0.29	1.30	7.0	0.0170	20 時間		
		4-3-F	"	"	計 画	計 画	S 46.8	2.120	0.30	-	-	-	-	-	
		4-3-W	"	"	(4-3-Fの通水後形状)			26	0.23	1.17	7.0	0.0153	20 時間		
		4-4-F	"	"	S 45.12	計 画	S 46.8	1.157ハイドロ 1.157	0.3	-	-	-	-	-	
		4-4-W	"	"	(4-4-Fの通水後形状)			26	0.3	1.13	7.0	0.0148	20 時間		
		4-5-F	"	"	S 45.12	計 画	S 46.8	1.600	0.3	-	-	-	-	-	
		4-5-W(1)	"	"	(4-5-Fの通水後形状)			26	0.34	1.13	7.0	0.0148	4 時間		
		4-5-W(2)	"	"	(")			26	0.27	1.50	9.2	0.0114	31 時間		

第6章 検証実験及び現況河道実験

前章で述べたように、模型実験には種々の相似性に関する問題点がある。模型の縮尺と河床材料を決めてしまうと、現地と模型での現象は完全には相似に保つことは出来ない。それゆえ検証実験によって、模型上でおこる現象と現地でおこっている現象とが相似であるかどうかを確かめ、相似性の程度を明らかにしておかなければならない。

ここでは、波による砂州の変化及び海床変形の相似性と、洪水時の現象及び流出土砂の堆積傾向の相似性の二つに分けて検証した。前者については第1節、後者と現況河道の把握実験については第2節において述べる。なお、波を与えた実験時間は、模型値であり、洪水流の実験の時間は、現地に換算してある。

第1節 砂州形成の検証実験

この検証実験は平水時における砂州の形成位置、砂州の規模、海浜変形の相似性を確かめるために行った実験である。

実験No. 1-1から実験No. 1-7までは、模型と現地との現象（砂州の形成位置及びその規模等）が相似となるような実験条件（波浪、潮位の条件）を探したものである。また、実験No. 1-8、実験No. 1-9は、浚渫をした場合に昭和46年以降の砂州が形成されるかどうかを検証した実験である。

次に実験結果について、各実験ごとに述べる。

1) 実験No. 1-1 ($Q = 20 \text{ m}^3/\text{s}$, 潮位 T.P. $0.3 \pm 0.6 \text{ m}$)

河口では、平水流量 $20 \text{ m}^3/\text{s} \sim 26 \text{ m}^3/\text{s}$ と比較して、潮位差による入退潮量が $20 \text{ m}^3/\text{s} \sim 60 \text{ m}^3/\text{s}$ と大きく、また潮位差によって碎波点の位置も異なり、この潮位変動の影響は無視することが出来ないと考えられる。

そのため、実験No. 1-1は、模型上で潮位変動を与えることが可能かどうかを確認するために行った予備実験であり、さらに潮位変動を与えることによって入退潮量がほぼ現地と相似になるかどうかを確かめた実験である。

図6.1.1は潮位を与えた点、0.0 Km、0.2 Km及び1.2 Kmの水位時間曲線と、その時の0.0 Km地点における流量を示したもので、この図からもわかるように模型において潮位変動とそれによって生じる入退潮量が与えられる。ただし、干潮位付近では、堰上げ装置の敷高が若干高いため堰上げ板の調節がむずかしく、水位時間曲線がうまく与えられていない。

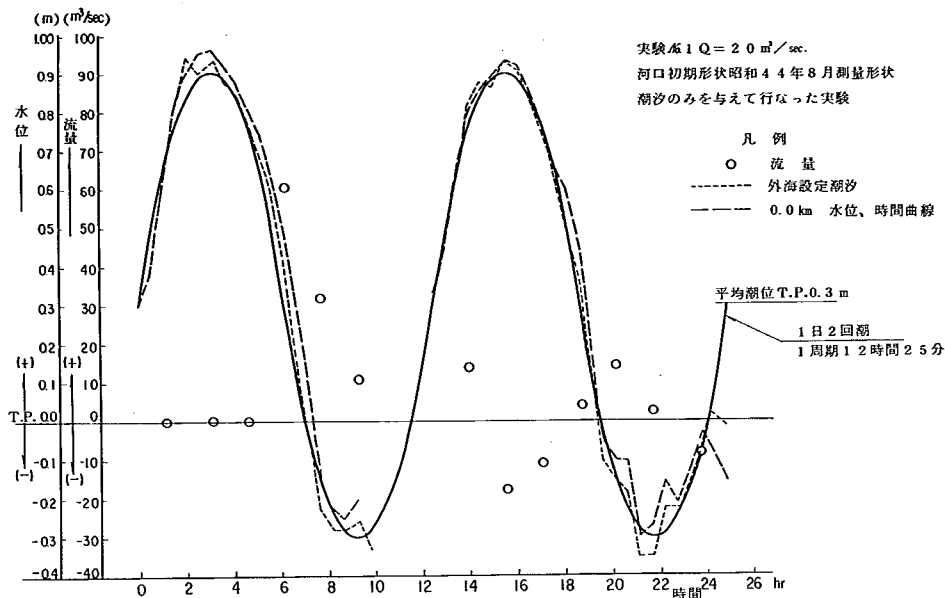


図 6.1.1 水位・流量時間曲線（実験 No. 1-1）

2) 実験 No. 1-2 ($Q = 2.6 \text{ m}^3/\text{s}$, 潮位変動 $\text{T.P. } 0.3 \pm 0.6 \text{ m}$, $H_o = 2.14 \text{ m}$, $T = 11.0 \text{ sec}$, $H_o/L_o = 0.0114$, 実験時間 11 潮汐)

実験 No. 1-1 は潮位変動が与えられるかどうかを確かめた実験であるが、本実験以降実験 No. 1-7 までは、昭和 46 年以前の砂州の検証実験である。

本実験では、沖波波高 2m, 周期 11sec の波を与えた。沖波波高 2m, 周期 11sec の波は、昭和 46 年から昭和 48 年の 2 年間に来襲した台風の時間毎の有義波の上位 10 回を平均した値であり、この波浪条件を与えた理由は、砂州は荒天時に打ち上がると考えたためである。

実験結果について、波、砂州、海浜変形の三つに分けて述べると次のようである。

a 波について

図 6.1.2(1)の海浜流況図に示した沖の砕波点付近は、浮遊砂が多く、海床の移動が激しかった。また、図 6.1.2(2)は、導流堤内の波高を示したものであり、波高は導流堤先端で約 1.0 m, 0.0 Km で約 0.3 m となっている。

砕波点は、干潮時に沖合いとなり満潮時に河道寄りと時間的に変動するが平均的には河口から約 500 m で一次砕波を起こし、その後二次、三次と砕波を繰り返しながら河口へ達していた。

b 砂州について

実験初期の河口形状は、梅雨期の出水により砂州がフラッシュされ、河口左岸側が T.P. -1 m と浅く、みお筋が右岸側を走っているものを用いた。

測定時間 1 周期目退潮時 6 hr : 12 min

$Q=26 \text{ m}^3/\text{sec}$, $H=2.03 \text{ m}$, $H_0=2.14 \text{ m}$, $T=1 \text{ sec}$, $H_0/L_0=0.0114$

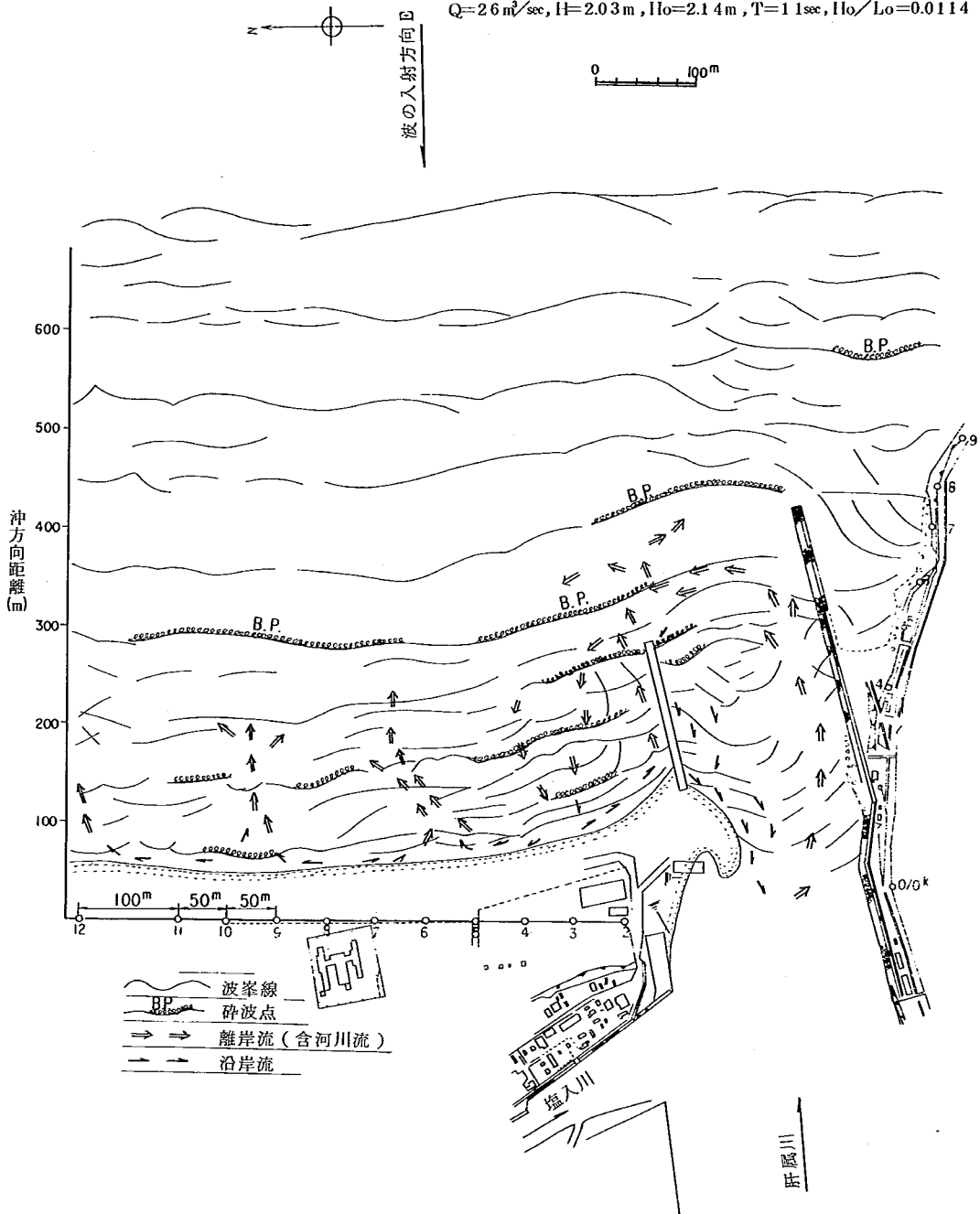


図 6. 1. 2 (1) 海浜流況図 (実験 No. 1 - 2)

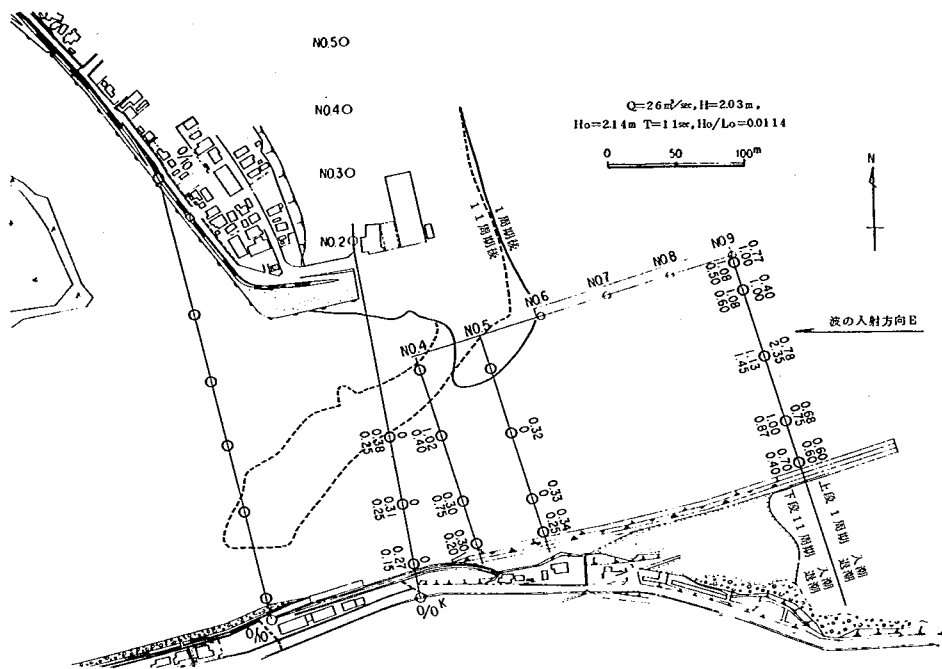


図 6. 1. 2(2) 波高分布図 (実験 No. 1 - 2)

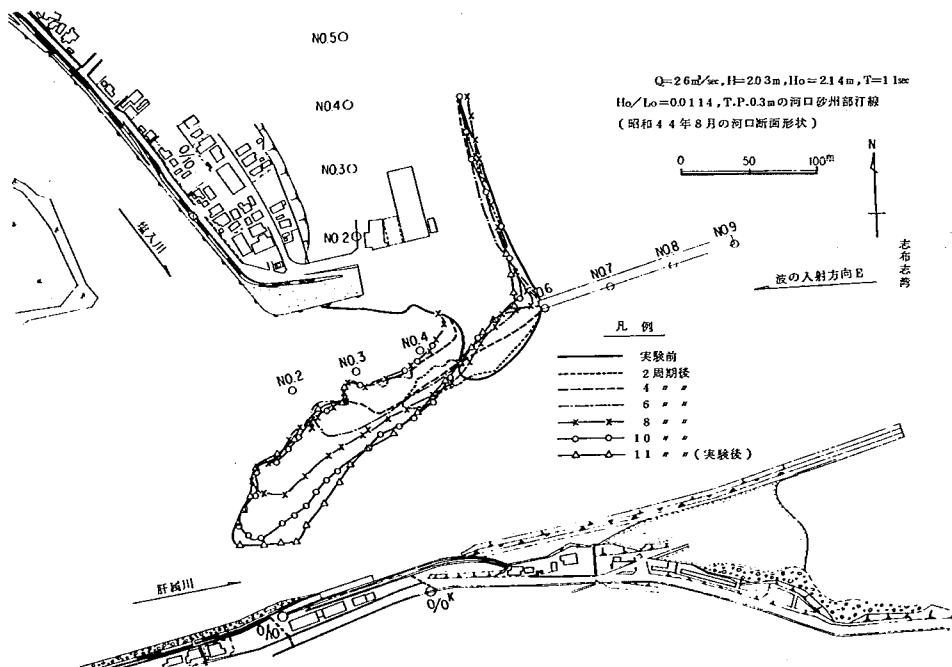


図 6. 1. 3 河口砂州変化図 (実験 No. 1 - 2)

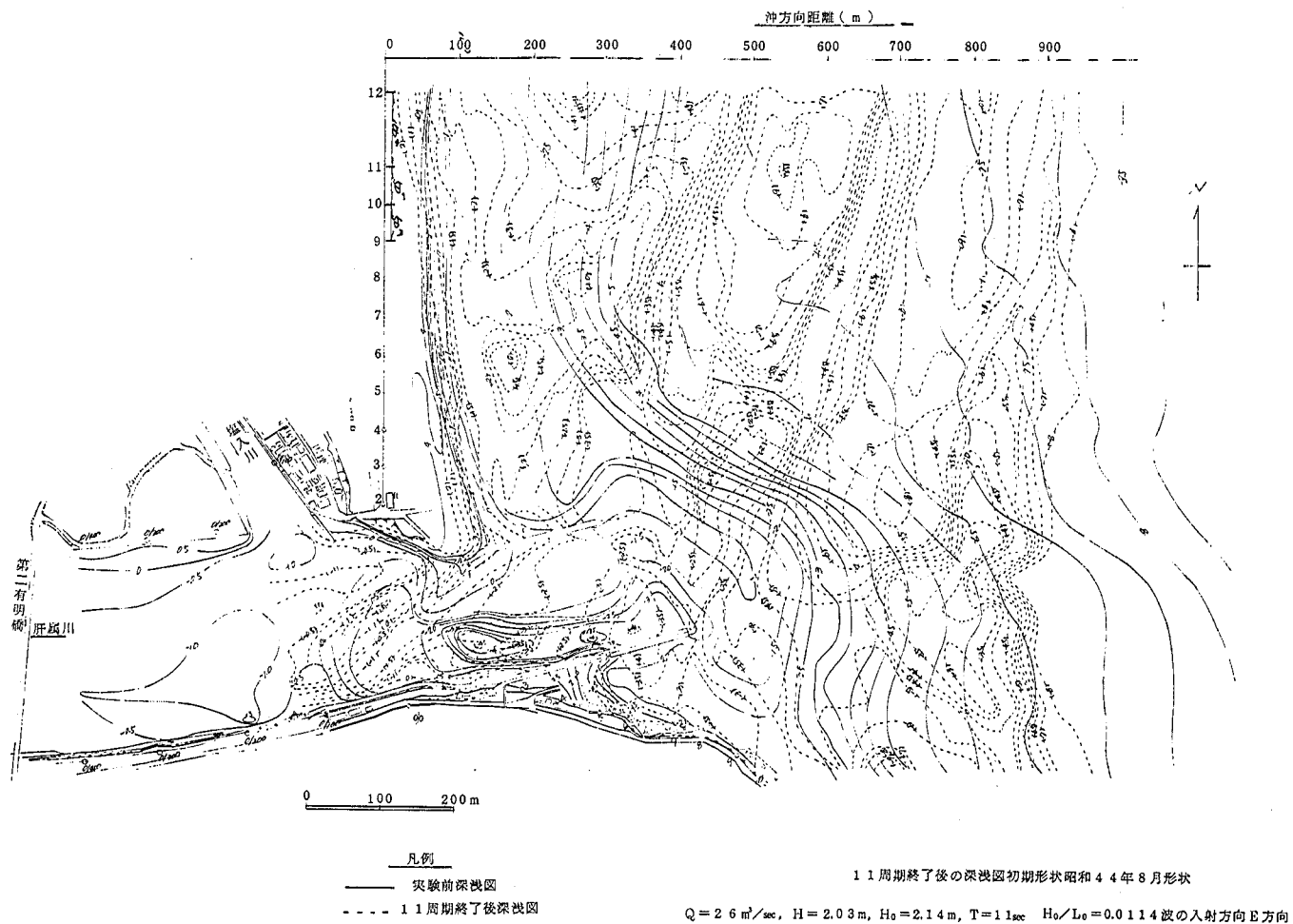


図 6.1.4 深 浅 図 (実験 No. 1 - 2)

砂州は、上流からの河川流が右岸側の導流堤沿に流下することと、導流堤の方向と入射波向が 15° 異なっていることのため、左岸側に形成された。

特に、入潮時は河口水深が増すにつれて河口での波高も大となり、向岸漂砂が多く、砂州の伸延を助長している。

実験でみられた砂州の生長の現象を、次に述べる。

実験初期の6潮汐までは、砂州を廻り込む回折波により、砂州は鎌型の形状になりながら、左岸導流堤にはほぼ平行に伸延していた。

しかし、7潮汐目より砂州は、図6.1.3に示すように右岸へ弓形に曲がりながら伸延し、10潮汐目には開口幅50mまで閉塞した。なお、10潮汐から11潮汐目にかけて砂州幅が広がっているが、これは、左岸導流堤末端まで汀線が後退したため、北側汀線からの漂砂によって広がったものである。

この実験結果からもわかるように、砂州の形成位置は昭和46年以前の砂州の位置（図3.3.3）にはほど遠く、砂州復元の相似性は悪い。したがって、本実験で用いた波浪条件は、現地で砂州を形成している卓越波浪条件でないと考えられる。

c 海浜変形について

海浜形状は、波高約2mの波を11潮汐も継続して作用させたため、図6.1.4に示すように、大幅な形状の変化がみられる。図6.1.4のような海浜形状は、現地で砂州が形成されているときの海浜形状とは異なる。このことにより、海浜変形についても、本実験で用いた波浪条件では、相似性は満足されていないと考えられる。

以上の実験結果から、以降の実験では波高を小さくした。

3) 実験No.1-3 ($Q=2.0\text{ m}^3/\text{s}$, 潮位T.P. $0.3\pm0.6\text{ m}$, $H_0=1.63\text{ m}$, $T=7.0\text{ sec}$, $H_0/L_0=0.0212$, 実験時間6潮汐)

実験No.1-2では、波高が大き過ぎ砂州及び海浜変形の検証が出来たと言ひ難い。そのため、本実験では、現地において年10%程度発生すると思われる波高約1.5mを用いて実験を行うことにした。また、第2章の表2.2.1からもわかるように、波高1.5mに相当する周期は $6.1\text{ sec}\sim8.0\text{ sec}$ が卓越しているため、ここではその中間をとって周期 7 sec とした。

a 波について

波形勾配が0.021とやや急で侵食型の波に近く、そのため、導流堤先端付近の漂砂は、河道へ運ばれるよりもむしろ沖へ運ばれる傾向であった。また、碎波形式は崩れ波型であったため、碎波後の波は、減衰が少なく、したがって、導流堤内の波高は、図6.1.5からわかるように、沖波波高を2mとした実験No.1-2よりも大きいものとなった。

b 砂州について

砂州は、実験No.1-2と同様に左岸側に鎌型形状に形成された。砂州の伸延及び発達、入潮時から満潮時にかけての間が著しく、平均潮位近くまで潮位が下がると、入射波の減衰が大きく砂州形状の変化は見られなかった。このような状況となる原因は、退潮時に約 $6.0\text{ m}^3/\text{s}$ の流量が流下するが、右岸側のみお筋で十分に流下可能な河積を有すること及び砂州の汀線沿いを遡上する波の影響のため砂州

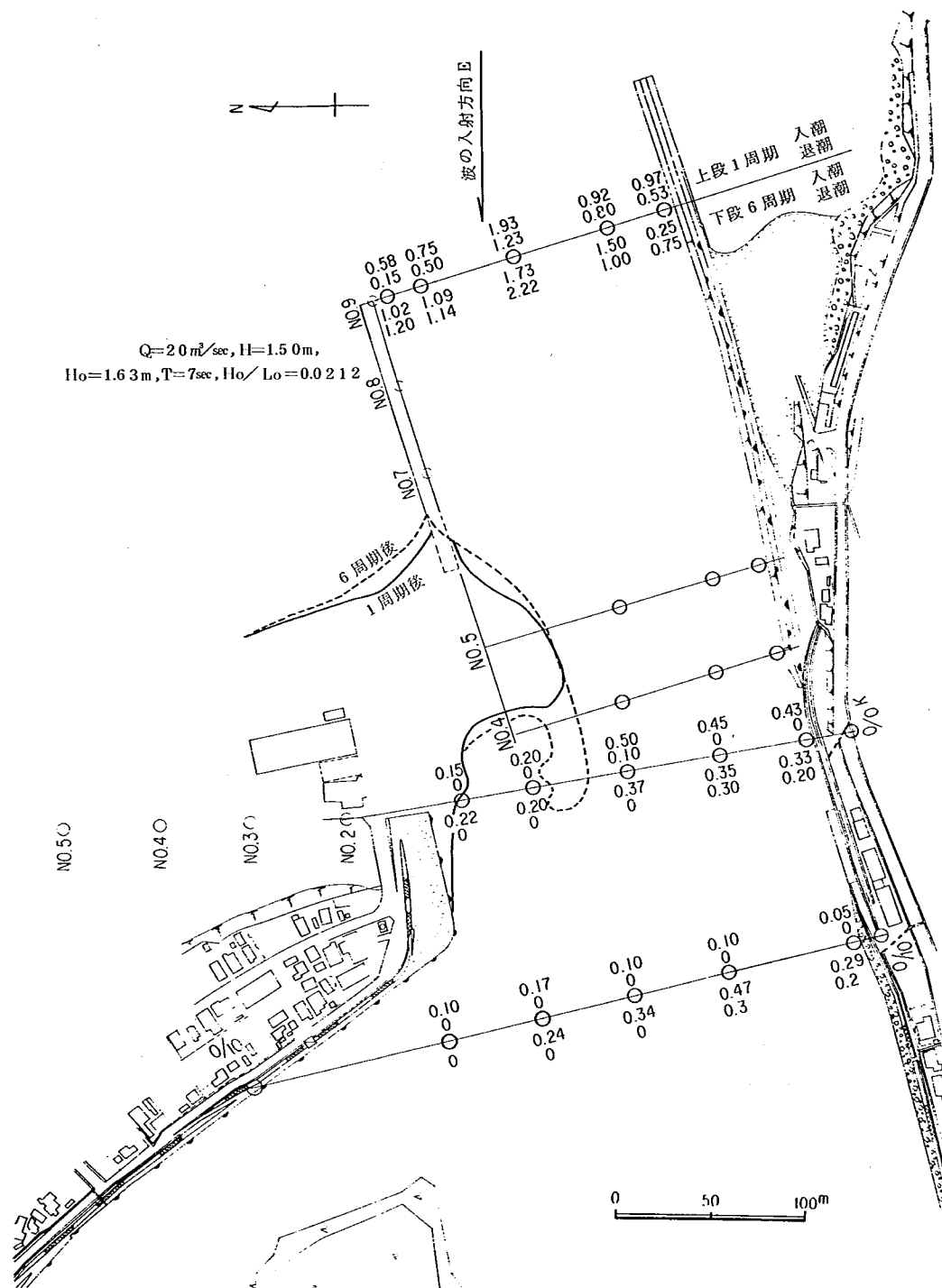


図 6.1.5 波高分布図 (実験 No. 1 - 3)

の形状あるいはその周辺の河床形状が変形しにくかったことがあげられる。

砂州の生長は、図 6.1.6 に示すように、上流へ鎌型に延びるだけであつた。実験は 6 潮汐で終了したが、砂州は、まだ鎌型に伸びる傾向にあつた。しかし、本実験で形成された鎌型状の砂州は実験 No. 1-2 と同様に、現地と相似であるとは言い難い。したがって、波浪条件をさらに変える必要があると思われる。なお、本実験及び実験 No. 1-2 のように、鎌型状の砂州の伸延は砂州形成位置での波のエネルギーが河川流のそれよりも大きいときに生じる現象である。²⁰⁾

c 海浜変形について

図 6.1.7 は、実験前と実験後の海浜形状を示したものである。現地では、T.P.-4.0 m の等深線付近での砂の移動が少ない。これに対して、図 6.1.7 からわかるように、T.P.-7.5 m 付近まで、模型では移動している。この移動が、波形勾配の違いによるものか、あるいは波高によるものかは明確でないため、次の実験では波形勾配（つまり周期）を変化させて行うこととした。

d Wave set up について

実験 No. 1-2 では、昭和 44 年 8 月から昭和 45 年 1 月の平均流量 $Q = 26 \text{ m}^3/\text{s}$ を用いたので、実験 No. 1-1 とは河川流量が多少異なっていた。ここでは、Wave set up 量を定量的に検討しようとしたため、実験 No. 1-1 と同様の河川流量 $Q = 20 \text{ m}^3/\text{s}$ を与えた。

実験 No. 1-1 の図 6.1.8 と本実験の図 6.1.9 とを比較するとわかるように、沖波波高 1.6 m、波形勾配 0.021 の波のときは、0.0 Km 地点の Wave set up 量は、約 10 cm 程度である。

4) 実験 No. 1-4 ($Q = 26 \text{ m}^3/\text{s}$, 潮位 T.P. $0.3 \pm 0.6 \text{ m}$, $H_o = 1.66 \text{ m}$, $T = 9.2 \text{ sec}$, $H_o/L_o = 0.0114$, 実験時間 8 潮汐)

実験 No. 1-3 では、波形勾配が急であつたため、砂州形成位置及び海浜変形の相似性は満足されなかつた。そこで、本実験では、波高は前ケースと同様にし波形勾配を変化させるため周期を 9.2 sec に変えた。

a 波について

実験 No. 1-3 では、侵食性の波を対象としたが、本実験では、堆積性の波を作用させた。砕波点は前の二実験と同様に平均潮位以下では導流堤先端より沖合いであつた。また、平均潮位以下では巻き上げられた土砂は、入潮時に砂州下流端付近まで輸送される傾向があつた。

導流堤先端の砂州形成前の波高は、0.35~0.70 m であつて、沖波波高がほぼ等しい実験 No. 1-3 の 0.89 m~1.03 m より小さい値を示しており、波形勾配が緩いと波の減衰が大きいことがわかる。また、砂州形成後では、導流堤先端付近が深くなったため、導流堤先端付近の波高は図 6.1.10 に示すように砂州の形成前より大きくなっている。

b 砂州について

1 潮汐目に低い砂州が、実験前の砂州（河口断面測線 No. 5 以降測線 No. 5 と略す）より海寄り（測線 No. 7~No. 8）の地点に横断方向約 50 m にわたって形成された。しかし、1 潮汐目に形成された低い砂州は、2 潮汐目の平均潮位から満潮位にかけての入潮時に、実験初期の砂州付近まで押し込められた。

さらに、3 潮汐から 4 潮汐目までの平均潮位以上で、この砂州は実験前の砂州へと打上り、ひとつの

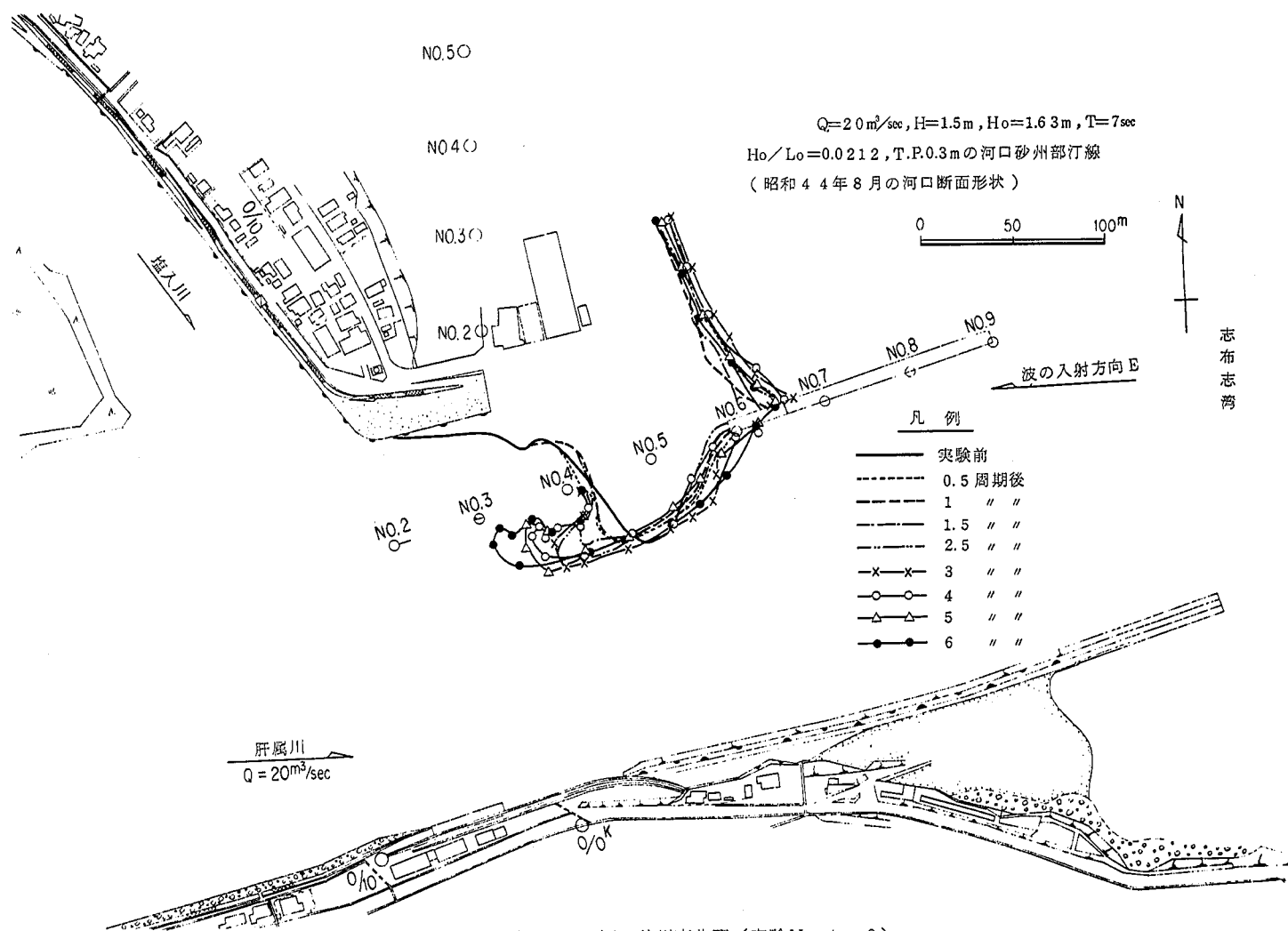


図 6.1.6 河口砂州変化図 (実験No. 1 - 3)

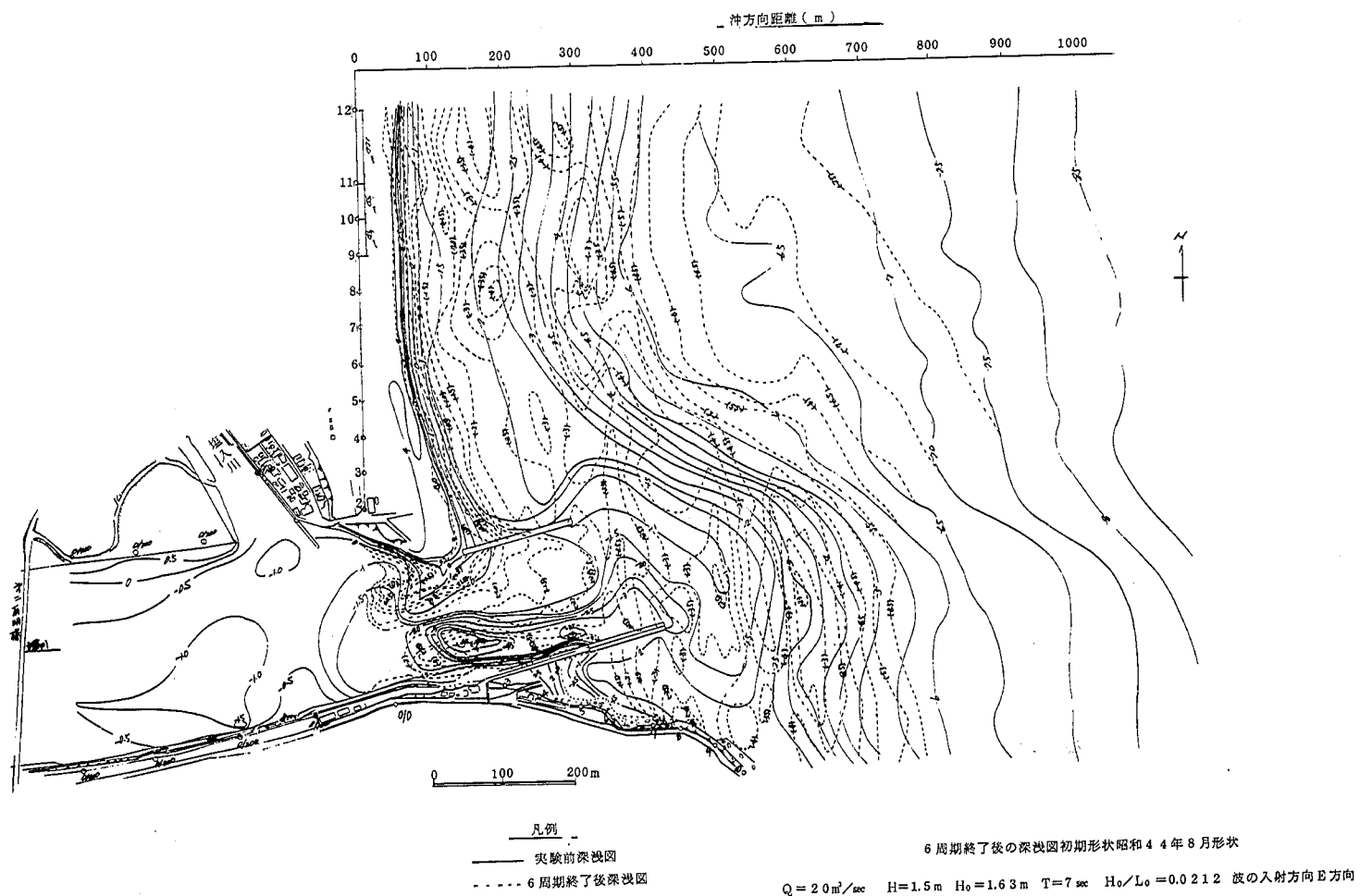


図 6.1.7 深図 (実験 No. 1-3)

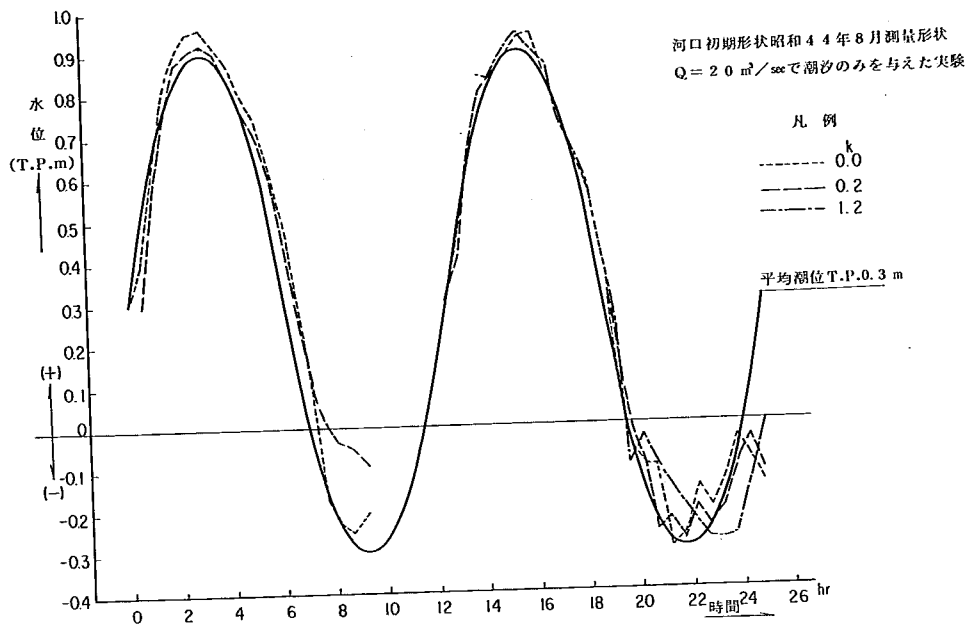


図 6.1.8 水位時間曲線図 (実験 No. 1-1)

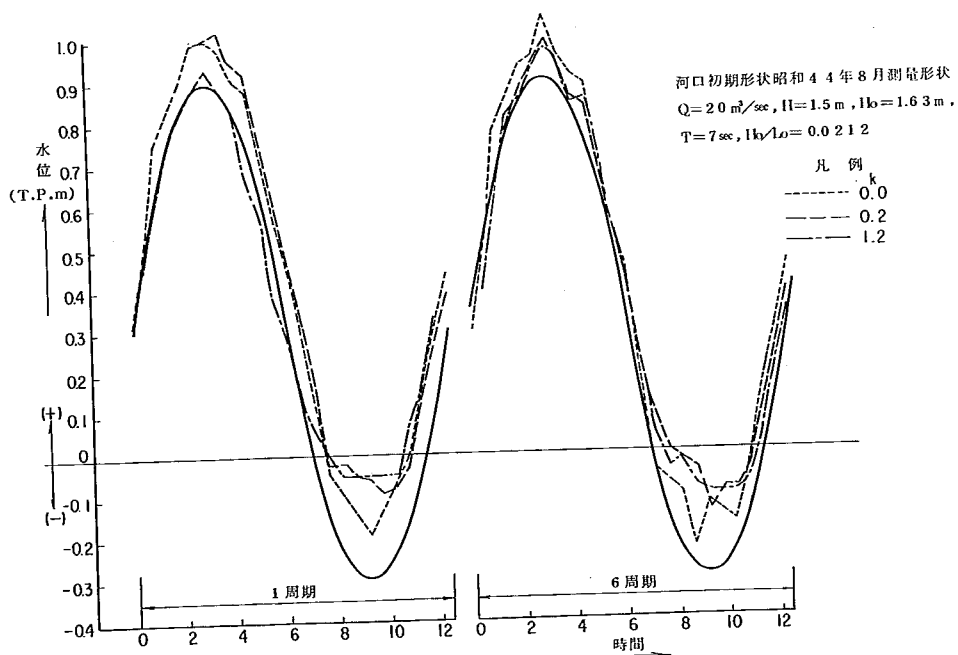


図 6.1.9 水位時間曲線図 (実験 No. 1-3)

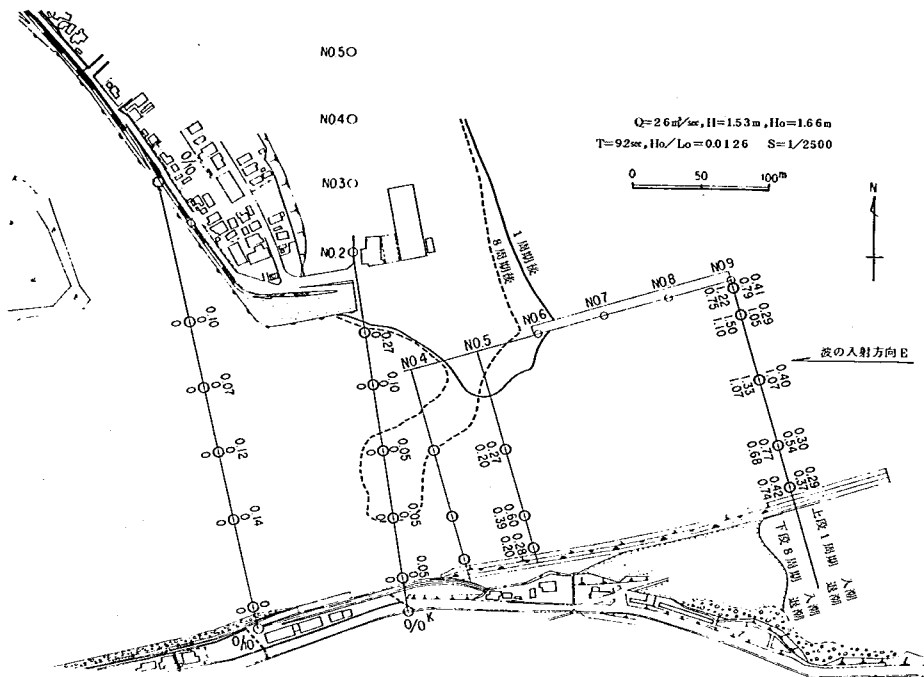


図 6.1.1.0 波高分布図 (実験 No. 1-4)

砂州となって砂州幅を広くした(この時点までは、実験初期の砂州が上流へ伸延するという傾向は見られなかった)。

また 5 潮汐目以降、砂州は、上流へ伸延する傾向が見られた。しかし、実験 No. 1-3 の砂州が河道縦断方向へ伸延する傾向があったのに対して、本実験では砂州は斜め上流へ伸延し河口幅を狭めるように伸延する傾向がみられた。この傾向の違いは、前にも述べたように、波形勾配が緩いため沖合で碎波した後の波高が小さかったためと考えられる。

6 潮汐半まで砂州は、斜め上流に伸延し、測線 No. 3 (0 Km) まで達したが、その後開口幅を狭めるように横断方向へ生長した。

7 潮汐目において砂州は、河川流により上流への伸延を止められ、さらに横断方向に生長し、図 6.1.1.1 に示すようにほぼ動的平衡断面に達した。本実験では得られた砂州形状は、これまでの実験の砂州より、現地に近いものであった。

c 海浜形状について

海浜部の底質の移動は、図 6.1.1.2 からわかるように T.P.-8 m までみられる。前章の模型の相似性に関する項で述べたように、T.P.-8 m 付近では模型砂の方が現地より約 10 倍移動しにくいから、本実験結果では、海浜変形の相似性はあまり良くないと思われる。

以上述べたように、本実験でも砂州の形成位置及び海浜変形の相似性は、満足されていないと思われる。そこで、波浪条件をさらに変えて次の実験を行った。

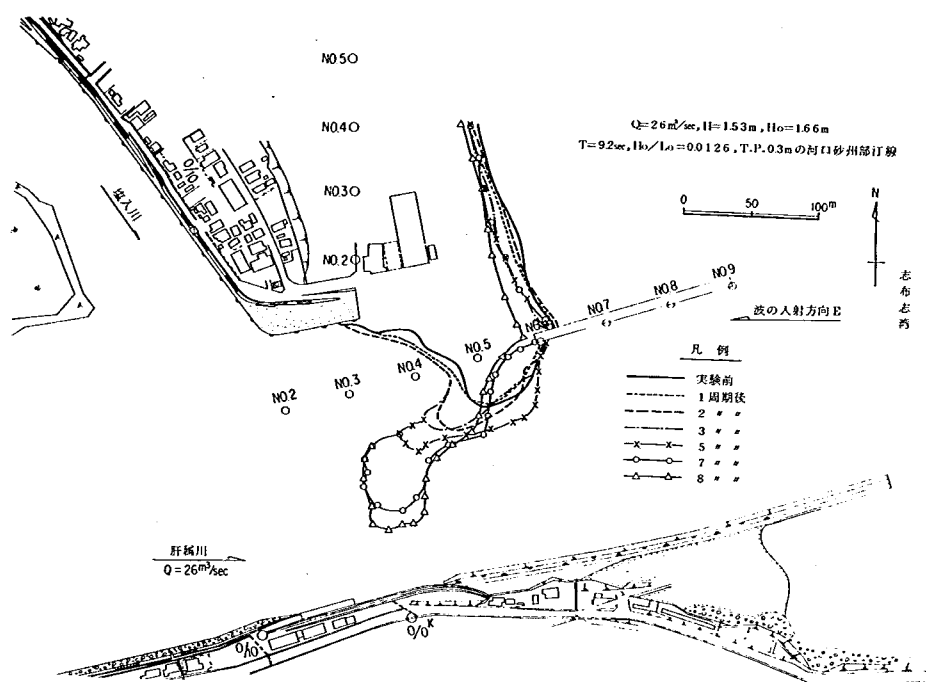


図 6.1.1.1 河口砂州変化図 (実験No. 1-4)

5) 実験 No. 1-5 ($Q = 2.6 \text{ m}^3/\text{s}$, 潮位 $T.P. 0.3 \pm 0.6$, $H_o = 1.05 \text{ m}$, $T = 7.0 \text{ sec}$, $H_o/L_o = 0.0138$, 実験時間 17 潮汐)

本実験では、実験 No. 1-4 と波形勾配をほぼ同じくしたまま、波高を 1.0 m と小さめに变えて実験を行った。なお波高 1.0 m 以上の波は、志布志湾内では、年約 15% 発生している (表 2.2.1)。

a 波について

導流堤先端における波高は、実験初期の段階では、図 6.1.1.3 に示すように $0.55 \text{ m} \sim 0.75 \text{ m}$ (平均潮位時) であった。砂州形成後は、前回までの実験と同様に若干大きくなり、 0.83 m 程度であった。さらに、導流堤内 (測線 No. 5) の波高もまた、砂州形成前に約 0.2 m であったものが、砂州形成後は約 0.4 m と大きくなった。

b 砂州について

実験を開始して 1~4 潮汐目までは、実験前の砂州の下流側が波によって削られ、砂州先端を回り込む回折波により砂州は、鎌型に縦断方向へ伸延した。さらに実験 No. 1-4 と同様に、実験前の砂州より下流にもうひとつの砂州 (底い砂州) が形成されその砂州も徐々に上流へと移動した。

5~6 潮汐目になると、砂州は、横断方向への生長するのように見えた。しかし、7~9 潮汐目では、砂州下流端のつけ根付近が侵食され、その土砂が砂州上流端まで輸送され、その結果砂州が上流へ平行移動したような形状に形成された (図 6.1.1.4)。この現象は、導流堤内の漂砂が、少なかったためと考えられる。

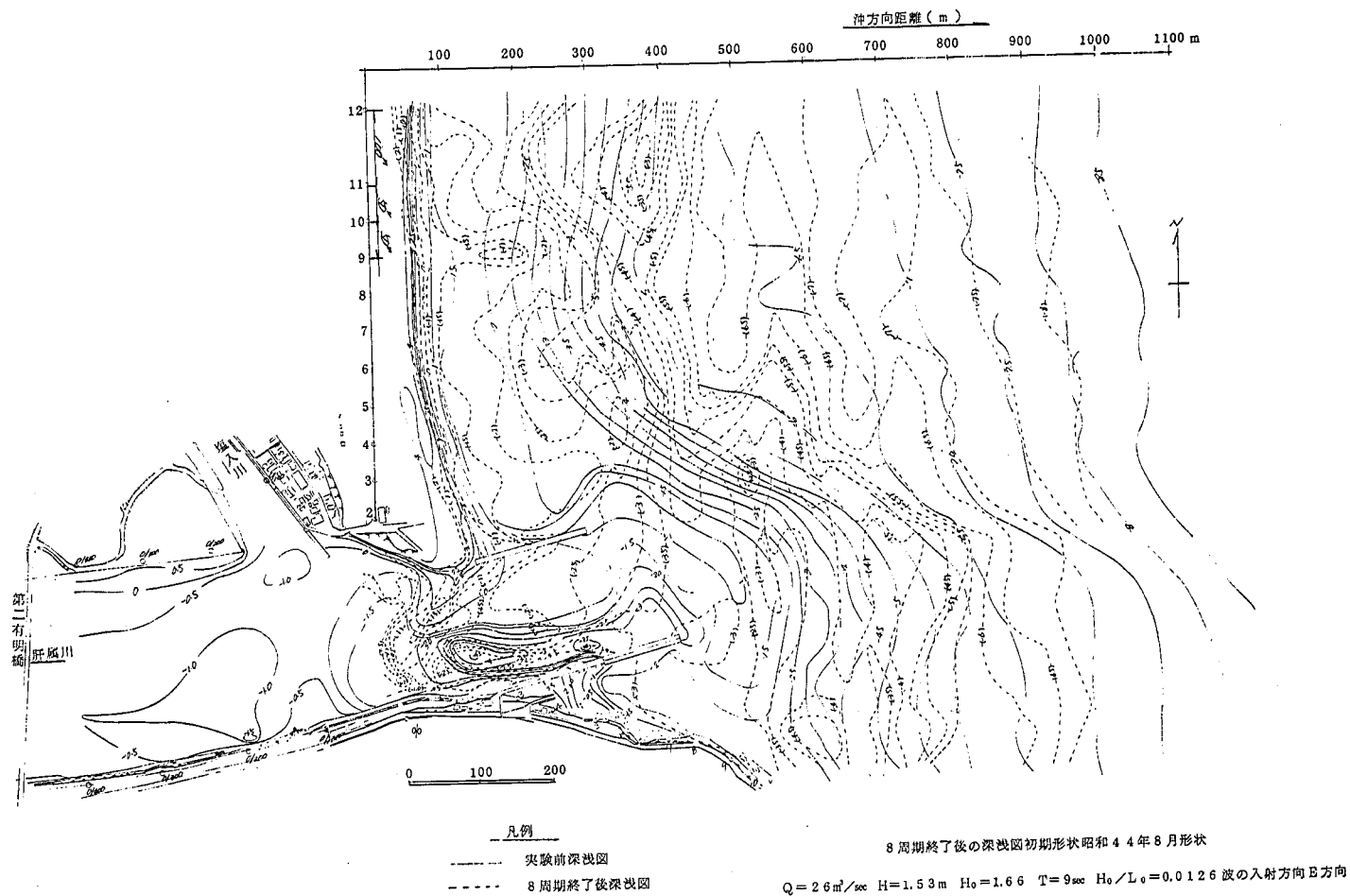


図 6.1.12 深浅図 (実験 No. 1-4)

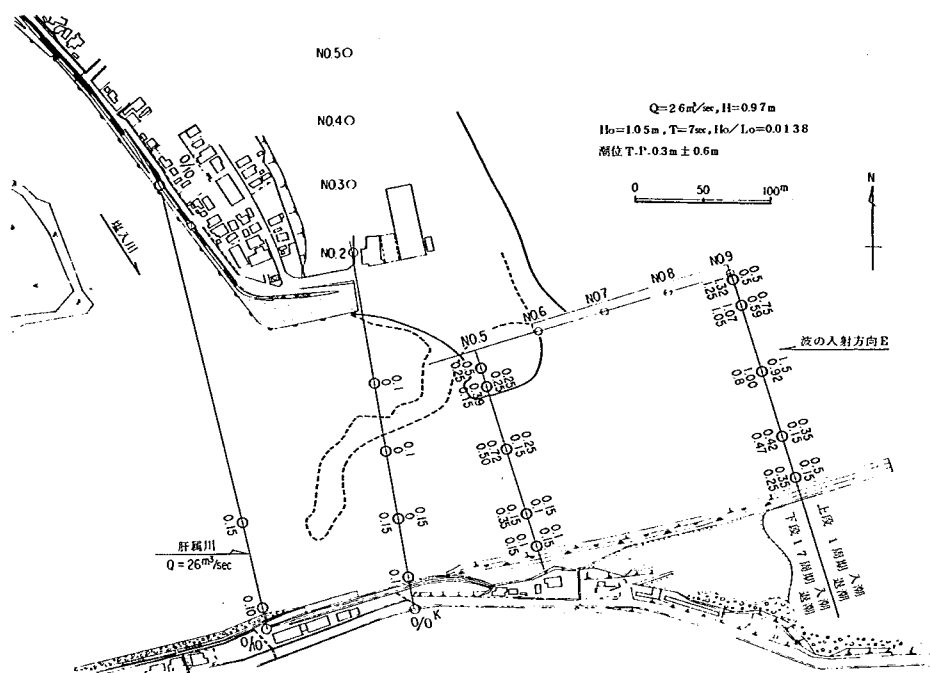


図 6.1.13 波高分布図 (実験 No. 1 - 5)

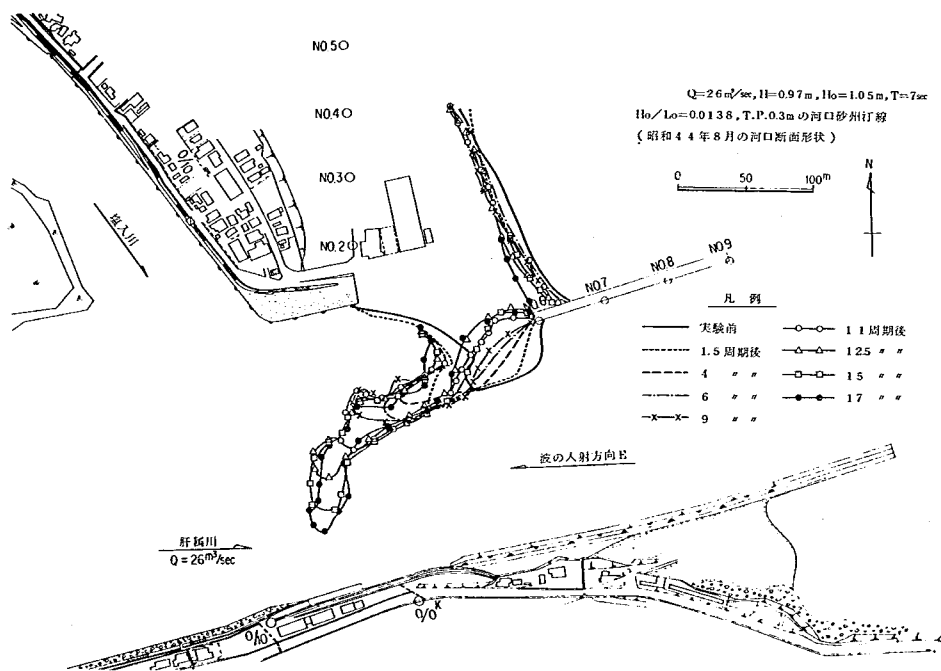


図 6.1.14 河口砂州変化図 (実験 No. 1 - 5)

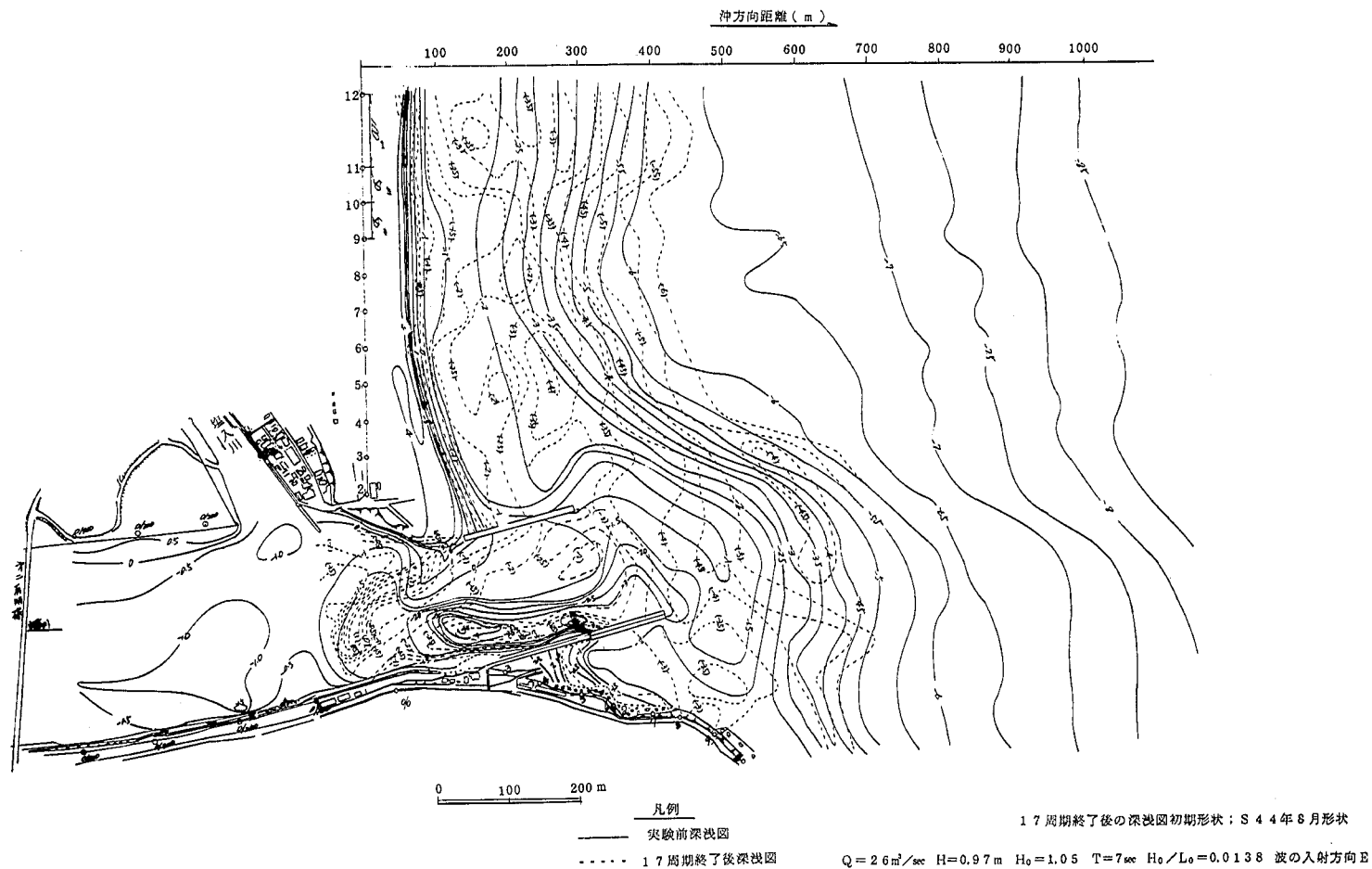


図 6.1.15 深浅図 (実験 No. 1-5)

9 潮汐目以降は実験 No. 1 - 4 と同様に、砂州の上流への伸延は止まり、砂州は、横断方向へと河口を閉塞する方向に生長しはじめ、15 潮汐から 16 潮汐目にかけて最狭部の断面がほぼ動的平衡断面に達し、砂州の生長がほぼ止まった。

この結果、砂州の形成位置は、昭和 44 年から昭和 45 年頃の形成位置より上流となっており、砂州形成位置の相似性は十分でなかった。しかし、砂州の規模は、ほぼ相似と思われる。

c 海浜変形について

海浜部の底質材料の移動は、実験 No. 1 - 4 までとは異なり、17 潮汐まで波を与えたにもかかわらず、図 6.1.15 に示すように少なく、波高 1 m 程度の波は海浜変形の相似性という点からは、妥当であると考えられる。しかし、本実験では、砂州が現地より河道上流側に形成されたのと同様に、現地で四季を通じて変動の少ない T.P. - 4 m の等深線が河道寄りとなっている。このことから、実験条件の潮位の条件についても見直す必要があると思われる。

そこで、次の実験からは、潮位条件を変化させた。

6) 実験 No. 1 - 6 ($Q = 2.6 \text{ m}^3/\text{s}$, 潮位 T.P. - 0.3 m, $H_o = 1.04 \text{ m}$, $T = 7.0 \text{ sec}$, $H_o/L_o = 0.0137$, 実験時間 10 時間)

これまでの実験より、砕波点を沖合にすることによって、砂州を下流側に形成させるとともに、T.P. - 4 m の等深線の移動を少なくすることが出来ると思われる。そこで本実験では、砕波点を沖合にするため、潮位を T.P. - 0.3 m と低くし、波の条件はこれまでと同様の波高 1 m、波形勾配 0.0137 という条件を与えた。

a 砂州形成について

実験初期 (0 ~ 1 時間) においては、実験前の砂州を上流へ押し上げる傾向にあった。しかし、次第に発達した海床波 (ripple) によって底面粗度が増し、波高の減衰が著しく、砂州付近の移動も少なくなり、図 6.1.16 に示すように砂州の伸延等の形状変化は見られなくなった。

以上のことから、本実験では潮位が低すぎるため、現地と相似な砂州が形成されなかったのも、潮位は本実験より高くしなければならないと思われる。

b 海浜変形について

海浜の変形状況は、図 6.1.17 を見てもわかるように、これまでの実験よりその変化が少ない。特に注目されることは、T.P. - 4.0 m の等深線が実験前と実験後でその位置がほとんど変化していないという点である。現地では、砂州フラッシュ後から砂州が形成されるまでの期間には、T.P. - 4.0 m の等高線がほとんど移動していない。この点からも、波高 1 m の波については、ほぼ妥当であると考えられる。

しかし、砂州の発達が見られなかったのは、潮位が低すぎたためと考えられる。

本実験では、潮位が低すぎたため波の減衰が激しく導流堤内へ運ばれる漂砂が少なかった。そこで、次の実験では、潮位を T.P. 0.3 m の平均潮位にして実験を行った。

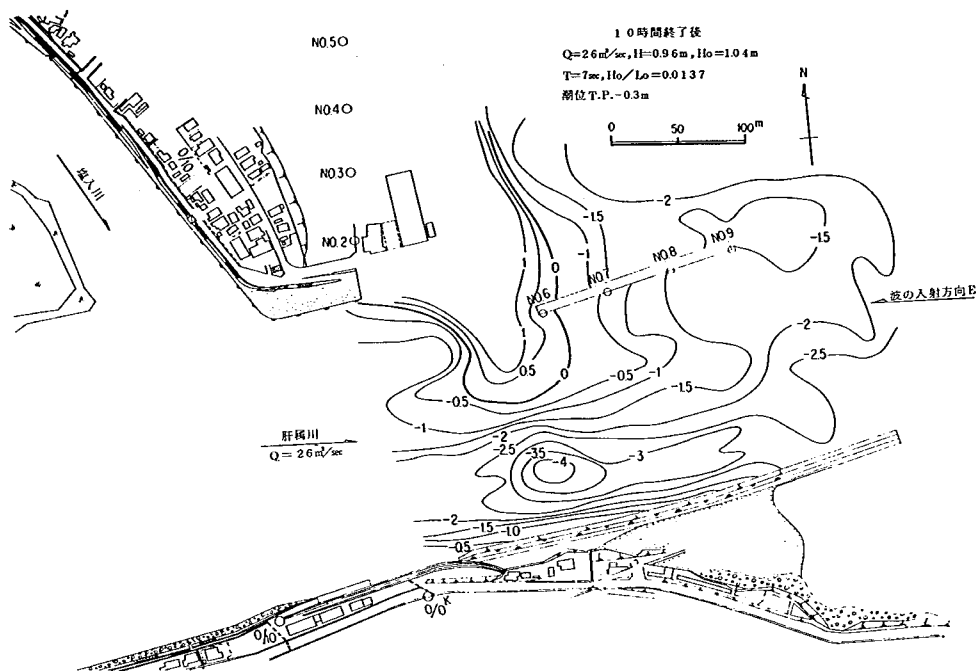


図 6.1.16 河口部深浅図 (実験 No. 1-6)

7) 実験 No. 1-7 ($Q = 26 \text{ m}^3/\text{s}$, 潮位 T.P. 0.3 m, $H_o = 1.0 \text{ m}$, $T = 7.0 \text{ sec}$, $H_o/L_o = 0.0131$, 実験時間 15 時 25 分)

実験 No. 1-6 で潮位が低かったことにより、海床波による波の減衰が著しく、砂州の生長までは至らなかった。そのため、ここでは、潮位を波見の平均潮位の T.P. 0.3 m とし、また波の条件は実験 No. 1-6 と同様にして実験を行った。

a 波について

導流堤先端 (測線 No. 9) の波高は、図 6.1.18 に示すように碎波点がそのすぐ海寄り (右岸導流堤先端、測線 No. 11) であったため実験 No. 1-5 よりも若干小さく、また河道内波高についても、同様に実験 No. 1-5 の潮位変動を与えた場合よりも小さかった。

b 砂州について

砂州は、実験開始から約 3 時間半までは、測線 No. 5 にあった実験前の砂州前面に砂が打ち上がり、その形状を大きくする傾向とともに、測線 No. 8 付近に土砂が堆積し打ち上がる傾向があった。この測線 No. 8 に堆積した砂は実験開始後 5 時間から 6 時間にかけて完全に水面上に打ち上がり、はっきりした砂州となった。この結果砂州は、実験前の砂州 (測線 No. 5) と、測線 No. 8 の砂州の二箇所形成された。

その後砂州は、河口奥へ押し込められ、15 時間 25 分終了後は、図 6.1.19 に示すように測線 No. 7 と測線 No. 5 の位置となった。

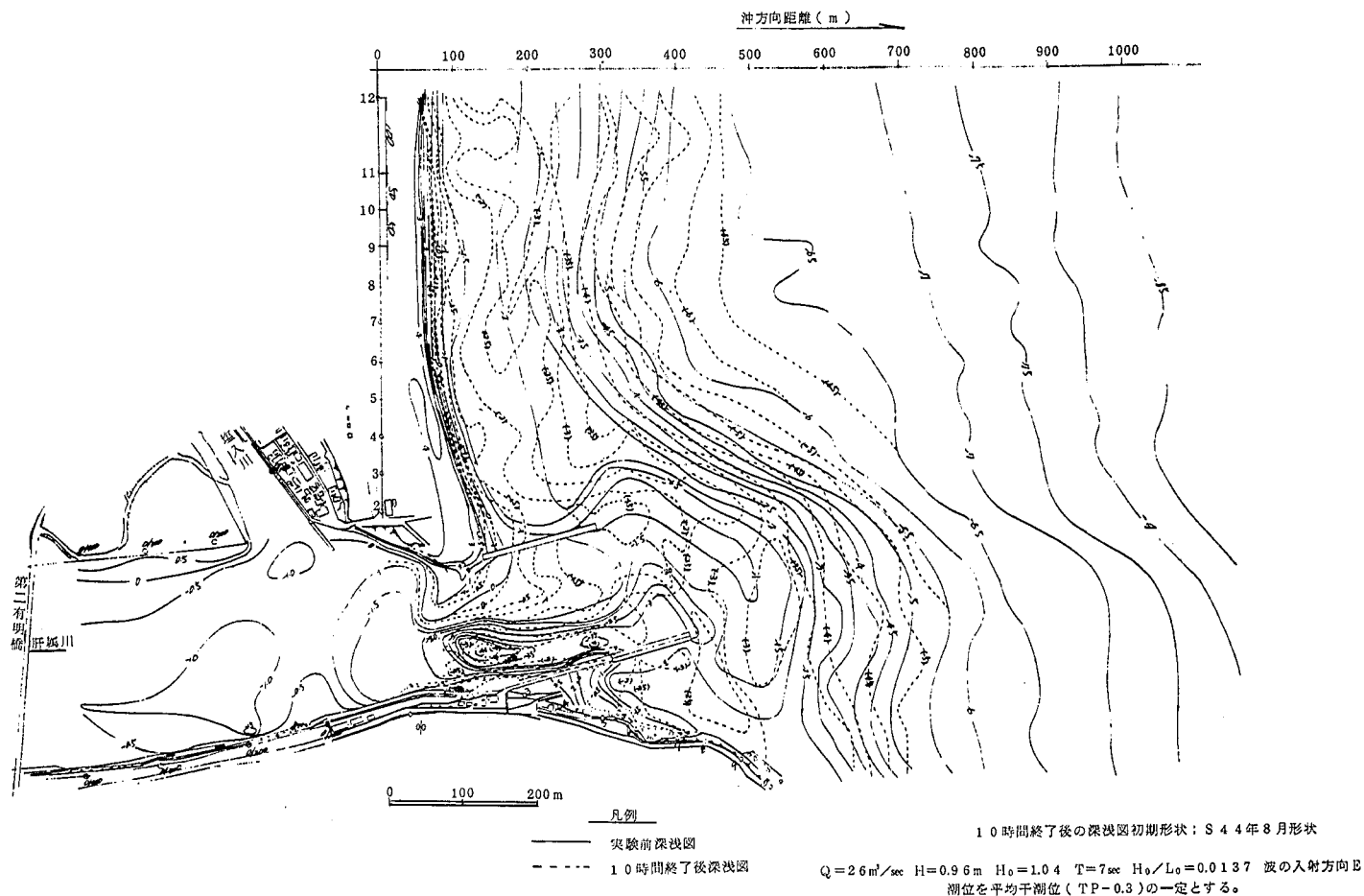


図 6.1.17 深浅図 (実験No. 1-6)

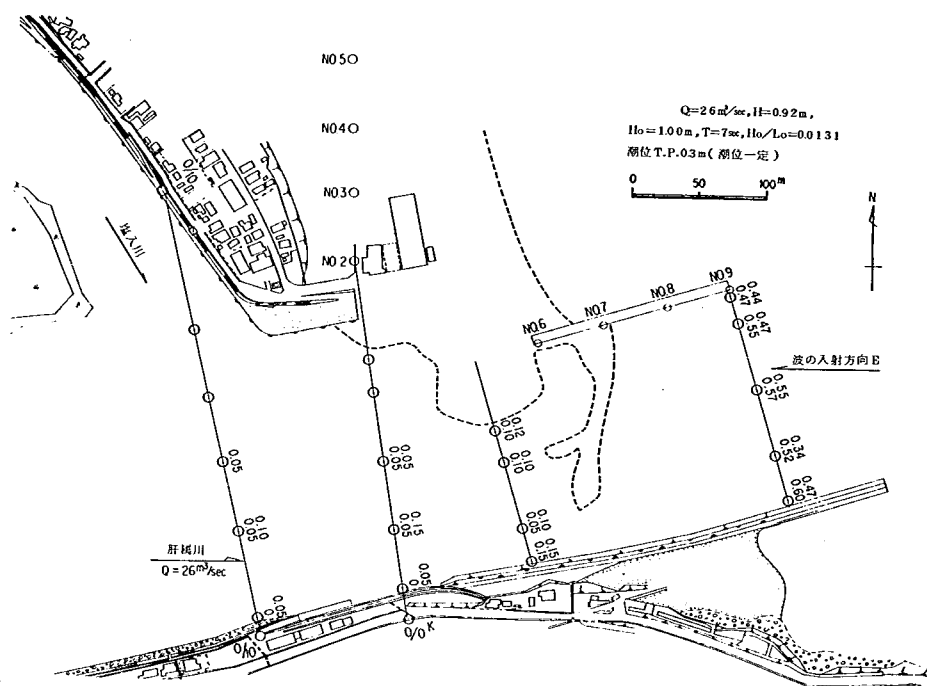


図 6. 1. 1 8 波高分布図 (実験 No. 1 - 7).

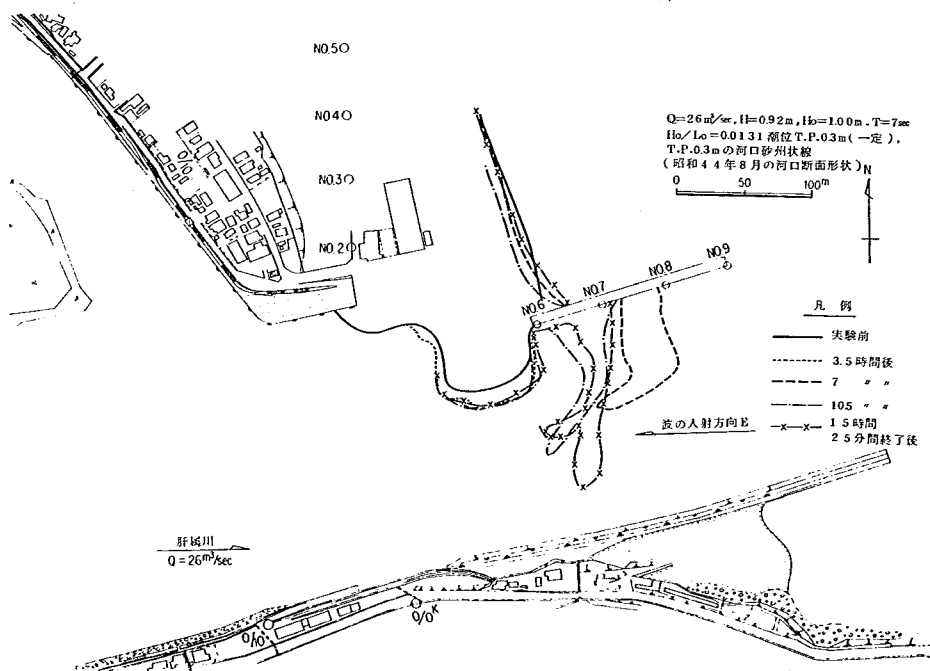


図 6. 1. 19 河口砂州変化図 (実験 No. 1 - 7)

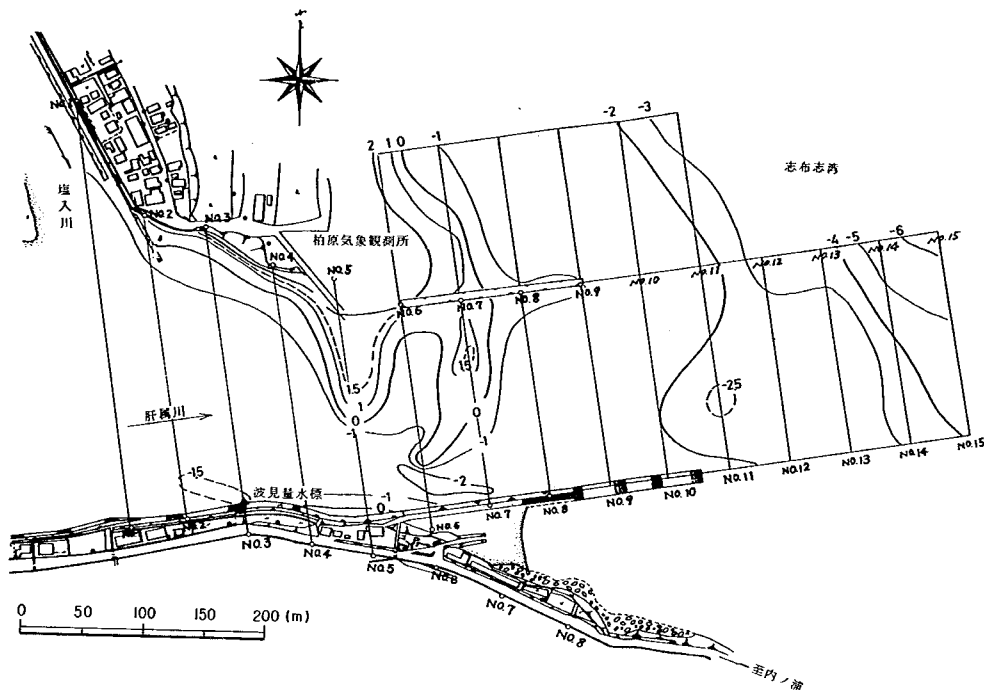


図 6.1.20 河口部深浅図 (昭和45年3月20日)

この二箇所の砂州の位置は、昭和44年8月の砂州フラッシュ後に形成された現地の砂州にかなり近いものである。図 6.1.20 は、昭和45年3月の砂州形状を示したものであり、これと実験結果とを比較すると砂州の位置に関しては、かなりの相似性があるということがわかる。

c 海浜形状について

海浜変形についても、図 6.1.21 に示すように T. P. - 4 m の等深線の変化が少ないこと、及び T. P. - 2 m の等深線の位置がほぼ実験と現地とで一致していることから明かなように、現地と模型がほぼ相似であり、本実験の実験条件で、現地の砂州の形成位置及び海浜変形の状況を、模型実験から推定することができると思われる。

次の実験からは、浚渫を行った場合の、砂州の復元実験である。

8) 実験 No. 1-8 ($Q = 2.6 \text{ m}^3/\text{s}$, 潮位 T.P. $0.3 \pm 0.6 \text{ m}$, $H_o = 1.01 \text{ m}$, $T = 7.0 \text{ sec}$, $H_o/L_o = 0.0132$, 導流堤内浚渫, 実験時間 17 潮汐)

本実験及び次の実験 No. 1-9 は、河道部の浚渫事業が、砂州形成にどのような影響を与えるかを検討するために行ったものである。また、本実験では、再び潮位変動を与えた。この理由は、一定潮位では、砂州の生長現象が明確でなく、砂州の生長現象をみようとしたためである。

なお、海浜及び河口形状は、図 6.1.22 に示すようにこれまでの実験で用いた河口部形状の 1 部 (昭和49年度採取許可区域) を T.P. - 2 m まで掘削した断面を用いた。

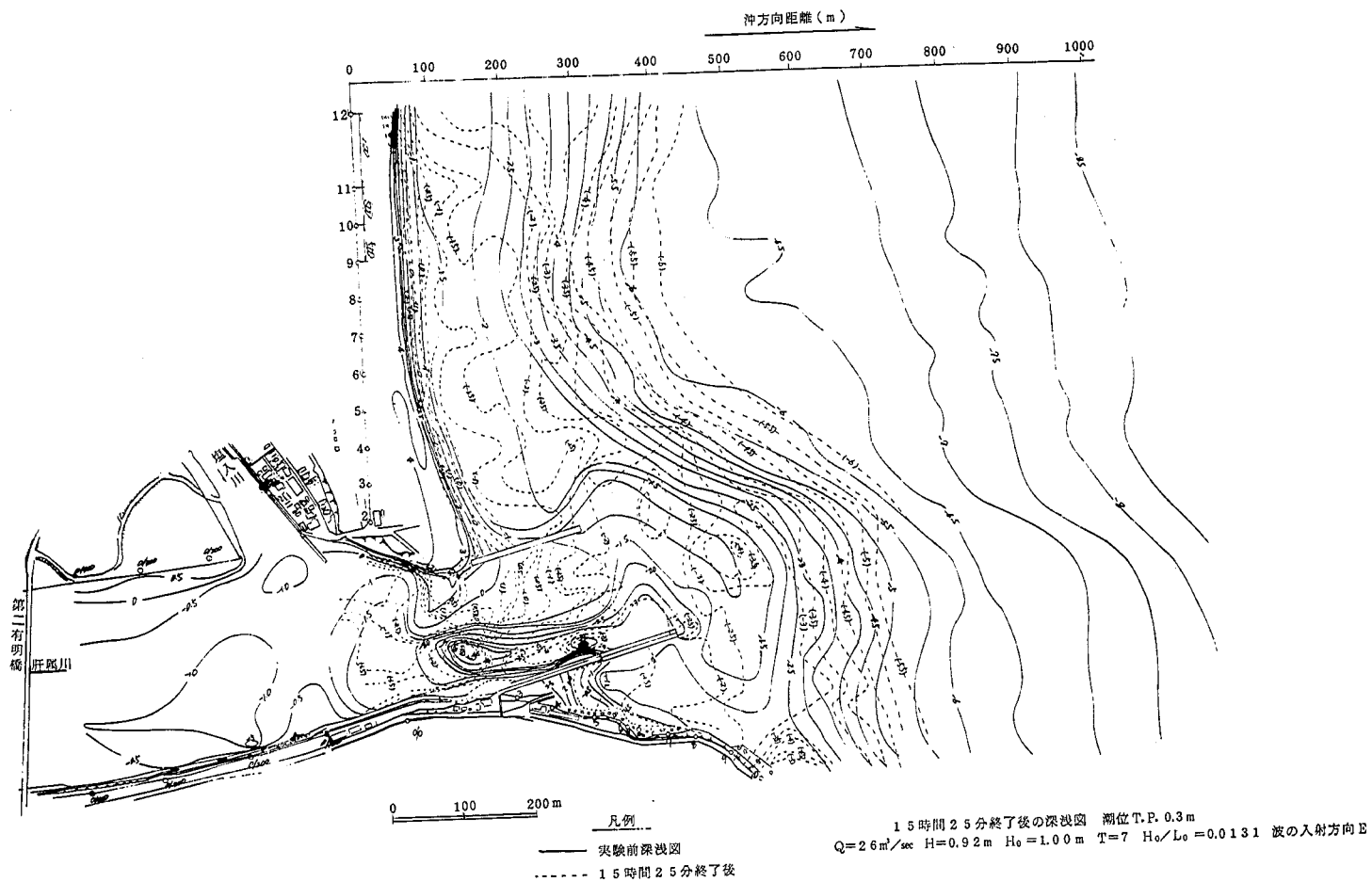


図 6.1.2.1 深図 (実験 No. 1-7)

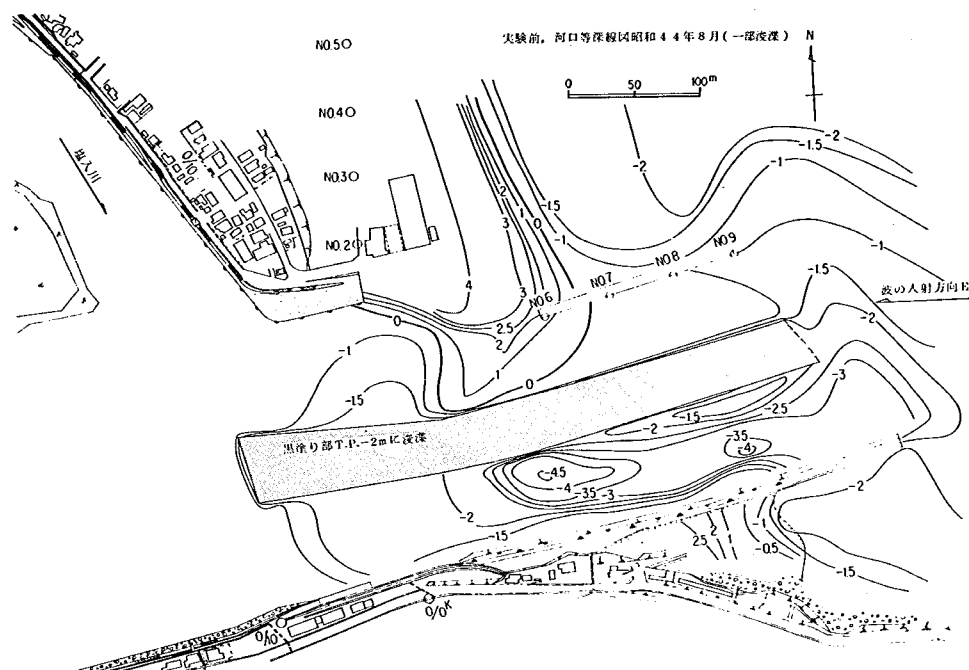


図 6.1.2.2 河口部深浅図 (初期形状)

a 波について

図 6.1.2.3 は、河道内の波高を示したものであり、図から明らかなように平均潮位時の河道内波高について実験 No. 1-5 と比較すると、導流堤先端付近 (測線 No. 9) で実験 No. 1-5 で約 0.6 m であったものが、本実験では約 0.9 m であった。また、測線 No. 5 においても実験 No. 1-5 では約 0.2 m のものが、本実験では約 0.3 m となったことを考慮すると、河道を昭和 49 年の砂利採取許可区域に浚渫しただけで、約 5 割波高が大きくなると考えられる。

b 砂州について

図 6.1.2.4 は、砂州の変化を示したものである。河道を掘削した場合には、1 潮汐目の入潮時からかなりの速度で縦断方向へ砂州が伸延し、1~2 潮汐で測線 No. 5 にあった砂州が、測線 No. 3~4 へと伸びた。またこれまでの実験と著しく異なる点として、河道を浚渫した場合には、平均潮位より低い潮位時においても砂州の伸延が見られた。

3 潮汐目になると、砂州の伸延速度は、浚渫区域が埋め戻されたため遅くなった。しかし、砂州の先端は、測線 No. 3 (0.0 Km 付近) まで達し、その位置は左岸導流堤に平行であった。

さらに浚渫の効果を見るために、3 潮汐目までに埋め戻された砂を取り除いて浚渫区域を -2 m までとし、続けて波を与えた。この際、浚渫区域外は 3 潮汐目までの河床形状そのままにした。以降、3 潮汐目ごとに河口部の浚渫区域の掘削を行った。

3 潮汐終了後に、河口部を浚渫したため、4 潮汐目は、河道部の波高が大きくなり、平均潮位から満潮位にかけての入潮時に砂州を越波する現象が見られた。そのために、砂州は、左岸側上流へと移動し、

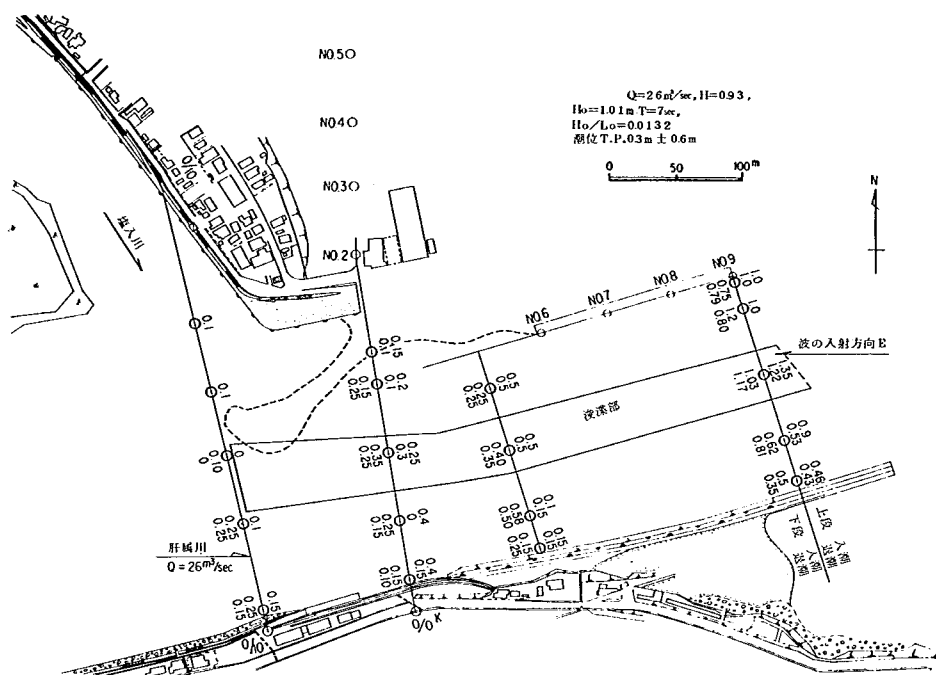


図 6.1.2.3 波高分布図 (実験 No. 1-8)

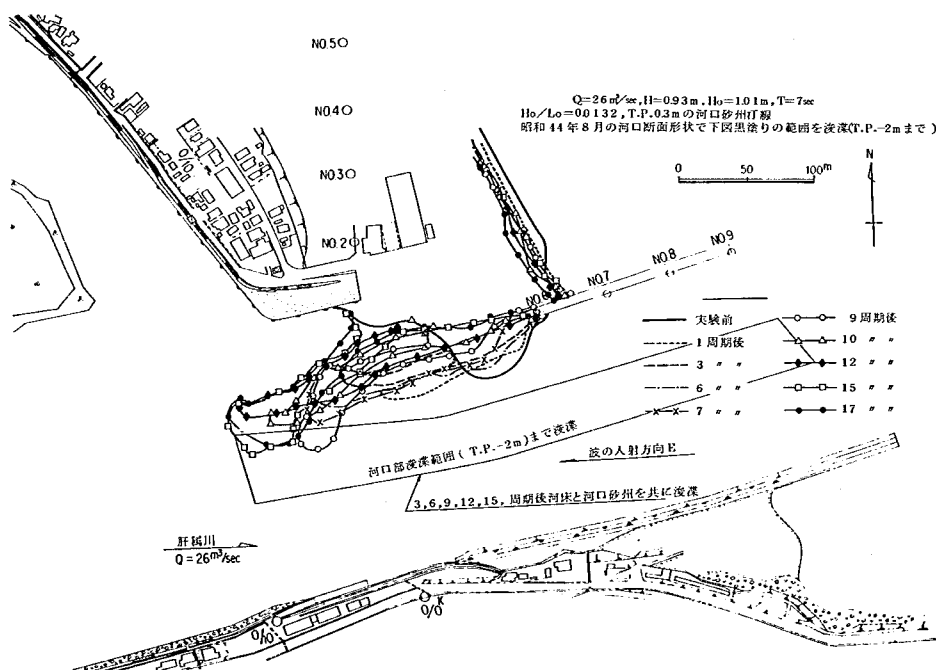


図 6.1.2.4 河口砂州変化図 (実験 No. 1-8)

その先端は塩入川の方向へと三日月状を呈していた。砂州の伸延速度は、3潮汐目ほど速くはなかった。しかし、満潮時には、砂州側面に走る波が、砂州下流側の土砂を、運び込み退潮時に側面に堆積させ砂州幅を広くした。

5, 6潮汐目にかけでは、砂州幅を広くするような傾向がさらに著しくなった。また、沖からの漂砂によって導流堤先端付近(測線No. 9)が浅くなり、河道内の波が減衰したため、砂州先端は、T. P. - 2 mまで掘削した時点とは逆に右岸側(つまり横断方向)へ生長する傾向が見られた。

6~9潮汐にかけては、6潮汐終了後に河口を掘削したにもかかわらず測線No. 2付近で砂州先端が厚みを増して、斜め上流へ生長した。

さらに、9潮汐終了後に河口を掘削したら、砂州は、前回の6潮汐から9潮汐にかけてとは全く違う傾向で生長した。その現象を説明すると、砂州は掘削後導流堤とはほぼ平行な形状となり、上流へ50 m程(測線No. 1)伸延した(12潮汐目)。

その後13潮汐目からは、砂州は再び斜め方向に生長し、15潮汐目では、9潮汐終了後の砂州とはほぼ同じような形状の砂州が、9潮汐の砂州より約50 m上流へ形成された(15潮汐目)。

このように、砂州は、6潮汐から9潮汐目にかけでは、横断方向へ生長したが、9潮汐から12潮汐目にかけでは、上流に伸延した。このことは、導流堤先端の水深あるいは砂州下流の補給砂源等の違いによるものと考えられる。本実験で得られた砂州は、現地で浚渫を行っている昭和47年以降の砂州の位置と、ほぼ相似な砂州が形成された。

d 汀線変化について

ここでは、汀線変化について浚渫を行った本実験と浚渫を行っていない実験No. 1-5とを比較して述べる。

図6.1.25(1)及び図6.1.25(2)は、それぞれ本実験と実験No. 1-5の汀線の時間変化を示したもので、これらの図からもわかるように、浚渫を行った場合には、左岸導流堤つけ根付近の汀線の後退が見られる。

現地でも、浚渫が行われた昭和46年以降と時期を同じくして、汀線が後退しているが、これが、浚渫によるものか、あるいは最近土砂流出が減少したためか、現在までの検討範囲では明確ではない。

9) 実験No. 1-9 ($Q = 2.6 \text{ m}^3/\text{s}$, 潮位 T.P. 0.3 m, $H_o = 0.96 \text{ m}$, $T = 7.0 \text{ sec}$, $H_o / L_o = 0.0125$, 実験時間15時間25分)

前の実験No. 1-8は、河道を浚渫した場合において潮位変動の効果を考慮した実験であるが、一定潮位の場合にも、実験No. 1-8と同様に砂州が上流へ伸延するかどうかを確かめるために行ったものが本実験である。

砂州の最終形状(実験15時間25分後)を示したものが、図6.1.26であり、砂州の先端は、測線No. 2(0.05 Km地点)に達している。実験No. 1-8では砂州の先端は、測線No. 1(0.1 Km地点)付近にあったが、本実験とはほぼ同様の位置にあった。このことから、一定潮位でも浚渫の効果(影響)が再現出来た。しかし、潮位が一定で左岸導流堤を越える波がなかったため、左岸導流堤つけ根付近の汀線の後退は見られなかった。

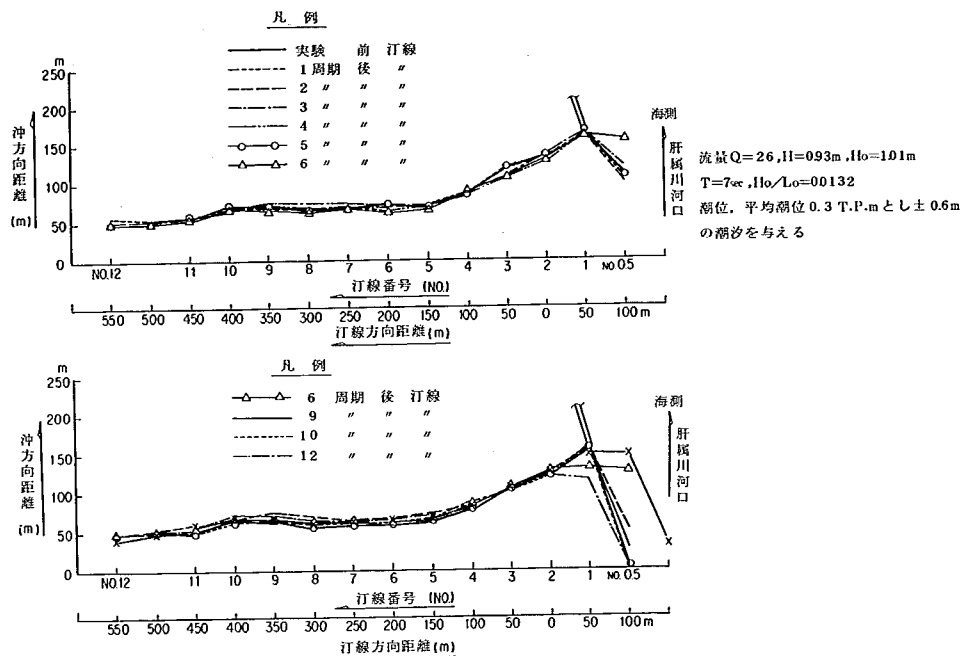


図 6. 1. 2 5 (1) 左岸側海浜汀線変化図 (実験 No. 1 - 8)

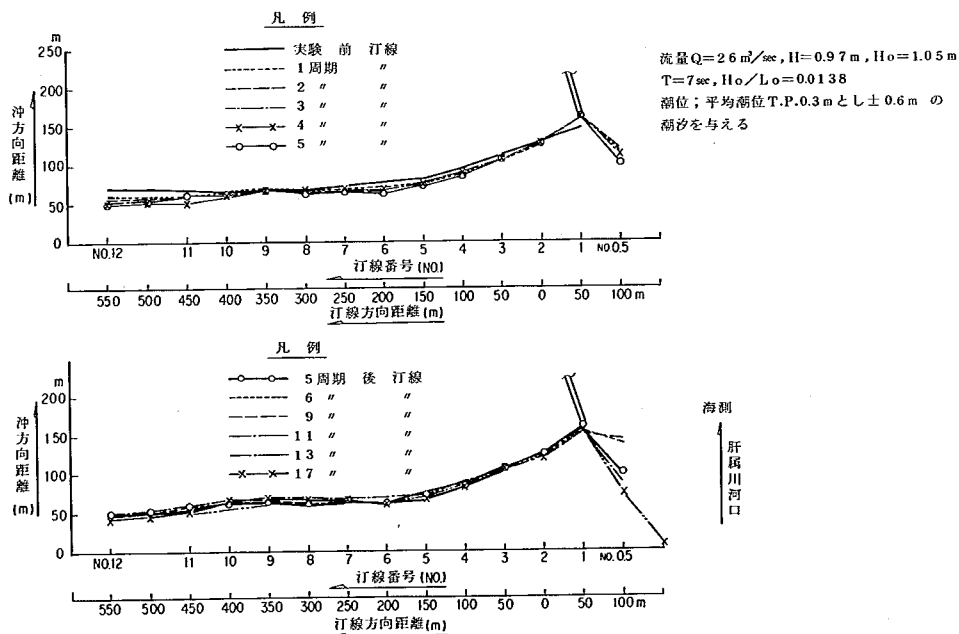


図 6. 1. 2 5 (2) 左岸側海浜汀線変化図 (実験 No. 1 - 5)

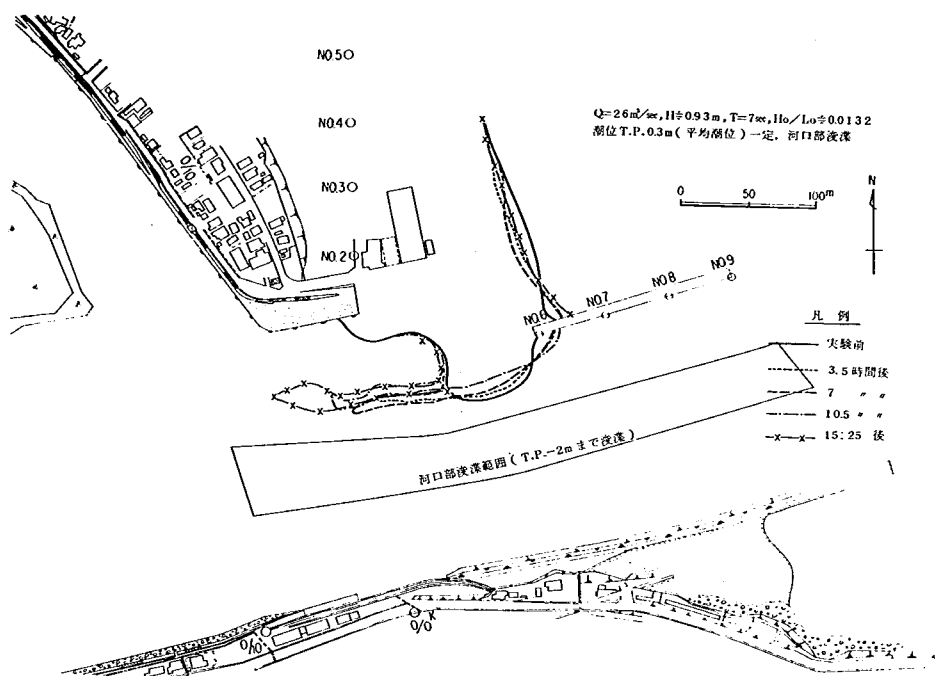


図 6.1.2.6 河口部深浅図 (実験 No. 1 - 9)

第2節 現況河道実験

現況河道実験の目的は、

- 。洪水時における砂州のフラッシュ、水位、河床変動、河口での土砂堆積状況等の相似性を確かめること。
- 。現況河道での洪水疎通等の問題点を把握すること。
- 。次章で述べる導流堤計画実験の比較資料を得ること。

にある。これらの目的にそった実験ケースを簡単に述べると次のようになる。

実験No. 2-1-Fは、昭和46年8月4日～6日洪水 ($Q_{peak} = 1.040 \text{ m}^3/\text{s}$) を通水し、現地と模型との間で水位、及び河口部における流出土砂の堆積傾向の相似性を検討するために行ったものであり、実験No. 2-1-Wは、後に詳しく説明するが、実験No. 2-1-Fで相似でなかった項目について補足したものである。

実験No. 2-2は、計画高水の疎通能力を現況河道について検討するため及び今後の実験との比較資料を得るために行ったものである。

実験No. 2-3は、模型の現況河道での粗度係数を得るために行ったものである。

以下、これらの実験結果について順を追って説明を加えることとする。

1) 実験No. 2-1

a 実験No. 2-1-F ($Q_{peak} = 1.040 \text{ m}^3/\text{s}$, 潮位: 実績)

本実験は、現地と模型との間で河口部の水位及び実験後の土砂堆積傾向の相似性を確かめるために行ったものであり、さらにこの実験結果を用いて現地の砂州のフラッシュ状及び洪水流況の諸特性を推定しようとしたものである。

① 水位について

図6.2.1は、実験及び現地の水位、流量時間曲線を示したもので、硯石潮位、0.0 Km、0.2 Km地点の水位について実験と現地とを比較すると次のことが言える。

0.0 Km及び0.2 Kmの実験水位の位相は実験潮位とはほぼ同じであるため、水位の最大値及び最小値は実績の水位より時間的に1時間ないし2時間ほど早めになっている。この理由については不明であるが、第2章の天文潮のところで述べたように、硯石潮位と波見潮位との間には、約1時間の位相差があり前節の実験No. 1-1の実験結果(図6.1.1)を見ても明らかのように、模型においては、その位相差はみられなかった。

② 流況について

増水時には、左派川(0.7 Km)への分流量が多く、したがって塩入川から本川へ合流する流れ(以降本報告書では、この流れを簡単に廻り込む流れと書く)も強く、0 Km付近の主流部は右岸よりとなっている。

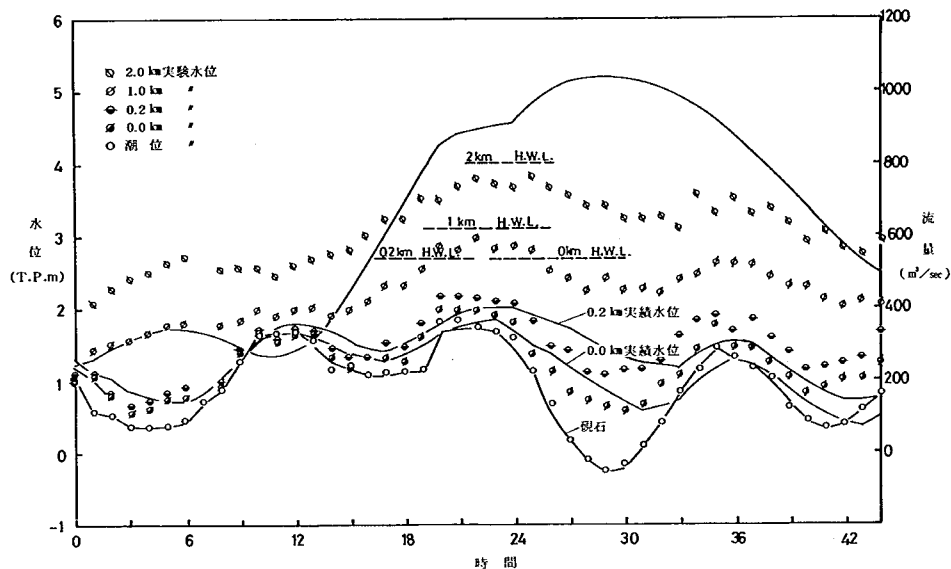


図 6.2.1 水位・流量時間曲線

流量ピーク時においても増水時と同様に、廻り込む流れにより 0.0 Km 付近のみお筋は右岸寄りとなっている。ただし、図 6.2.2 に示すように河道上流部の流れは直線的となる傾向が強い。

これに対し、減水時は、0.7 Km 左岸側分流点付近の堆積により、派川への分流量が減水し、廻り込む流れも少なくなった。したがって、本川的主流部を右岸へ押すほどの勢いはなくなり、本川の流れと塩入川からの流れの計二本の主流線がみられた。

ここでの流量ピーク時の水衝部は、1.8 Km ～ 2.0 Km の左岸、1.1 Km ～ 1.5 Km 右岸、-0.4 Km ～ 0.0 Km 右岸であった。

③ 砂州のフラッシュ状況について

図 6.2.3 は、測線 Na 5 (-0.1 Km 地点) の砂州フラッシュ況の時間変化を示したものであり、約 17 時間目の流量 $600 \text{ m}^3/\text{s}$ までは、砂州を越流する流れがあるものの、掃流力が小さいため、砂州上面の侵食は少なく、砂州は側方のみが侵食されていた。その後、流量が $600 \text{ m}^3/\text{s}$ から $700 \text{ m}^3/\text{s}$ へと増加するにつれて、砂州の上面が徐々に侵食されはじめた。砂州のフラッシュは $700 \text{ m}^3/\text{sec}$ ～ $800 \text{ m}^3/\text{sec}$ で激しく、流量ピーク前には完全にフラッシュされていた。

本実験において砂州のフラッシュは、潮位、流況などの影響をかなり受けていた。

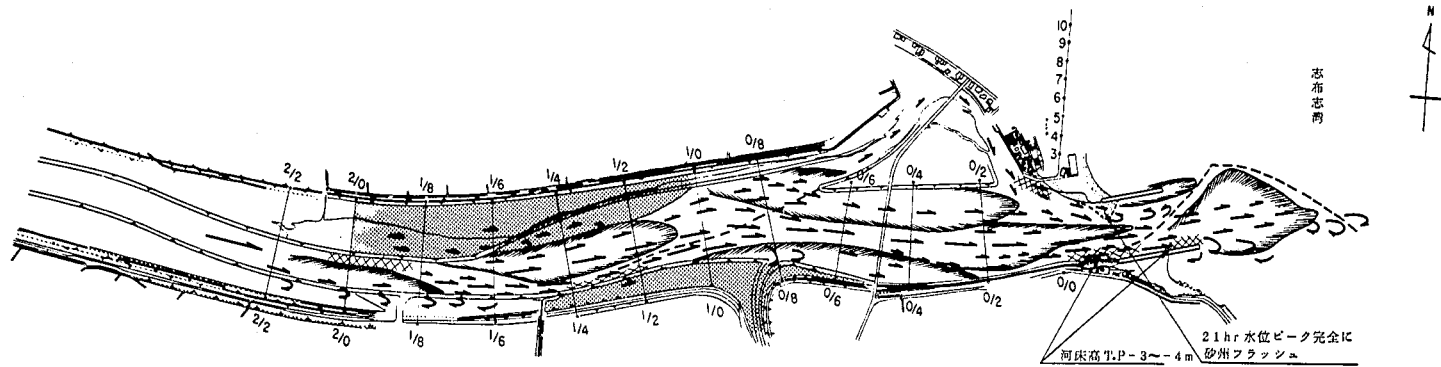
④ 実験後の河口部の形状について

図 6.2.4(1)は、実験初期(昭和 46 年 7 月)の河口部形状を示したものである。また、図 6.2.4(2)は、昭和 46 年 8 月 4 ～ 6 日洪水後(同月 19 日測量)の河口部の深浅図であり、さらに図 6.2.5(1)は本実験の通水後河床を示したものである。図 6.2.4(2)と図 6.2.5(1)とを比較して、河道からの流出土砂の堆積傾向の相似性について検討すると次のようになる。

i 左岸導流堤付近の T.P. 0 m の等深線の位置は、模型と現地とではほぼ等しい。また、流出土砂の先

0 100 200 300 400 m

現況河道 昭和46年8月4日～6日既往洪水流す（検証実験），河口砂州
フラッシュ実験 $Q_{max}=1040 \text{ m}^3/\text{sec}$ ，潮位；硯石観測潮位を与える。



凡 例

	流 線
	砂 洲 形 状
	水 閘 部
	相 対 的 に 流 速 が 小 さ い 部

流線はピーク流量時，河床形状は実験後のものである。

図 6.2.2 流況図（実験 No. 2-1-F）

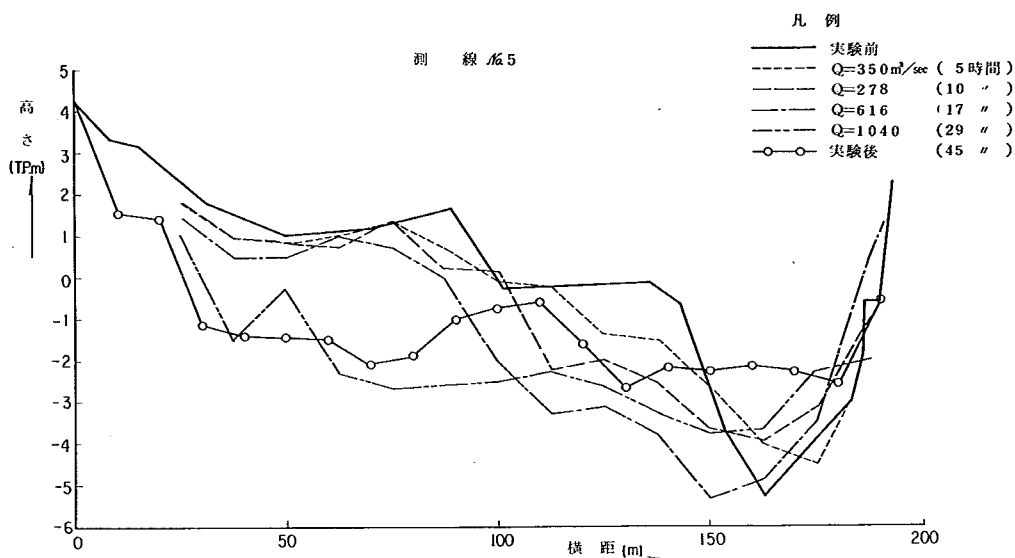


図 6.2.3 河口断面変化図 (実験No. 2-1-F)

端付近のT.P.-5 m、及びT.P.-4 mの等深線の位置は、現地においては左岸導流堤先端から、それぞれ、約250 m及び約220 mとなっており、模型でも同じように左岸導流堤先端から、それぞれ約260 m及び約220 mとなっている。

これらのことから、河口部での流出土砂の堆積傾向については、現地と模型とではほぼ相似であると考えられる。

- ii 洪水時に局所洗掘が生じる場所は、現地及び模型のいずれにおいても右岸導流堤先端付近であった。しかし、洗掘深については、現地在T.P.-4 mであるのに対して、模型ではT.P.-3 mと若干浅くなっている。
- iii 模型では、導流堤内に2本のみお節がみられ、河道中央部の河床高はT.P.-0.5 mと現地より若干浅くなっている。
- iv 模型では塩入川合流点付近にT.P.-3 mという局所洗掘がみられるが、これは廻り込む流れによるものと、固定床と移動床の継ぎ目によって生じたものと考えられる。また、左岸導流堤先端から約100 m沖合に局所洗掘が認められるが、これは実験後の排水の際に生じたものである。

これらの実験結果のうち、現地と模型とが相似であると言える点は、i、iiであり、これに対し、iii、ivについては相似性があまり満足されていない。iiiとivのうち、ivについては、理由が明らかであるため、ここでは省略する。一方iiiについては、現地の深淺図が洪水の約2週間後に測量されたものであり、その間に波が作用して、左岸側のみお筋が埋め戻されたと考えられる。そこで、次の実験No. 2-1-Wで、この実験後河床に波を与えて、左岸側のみお筋が埋め戻されるかどうかの検討を行った。

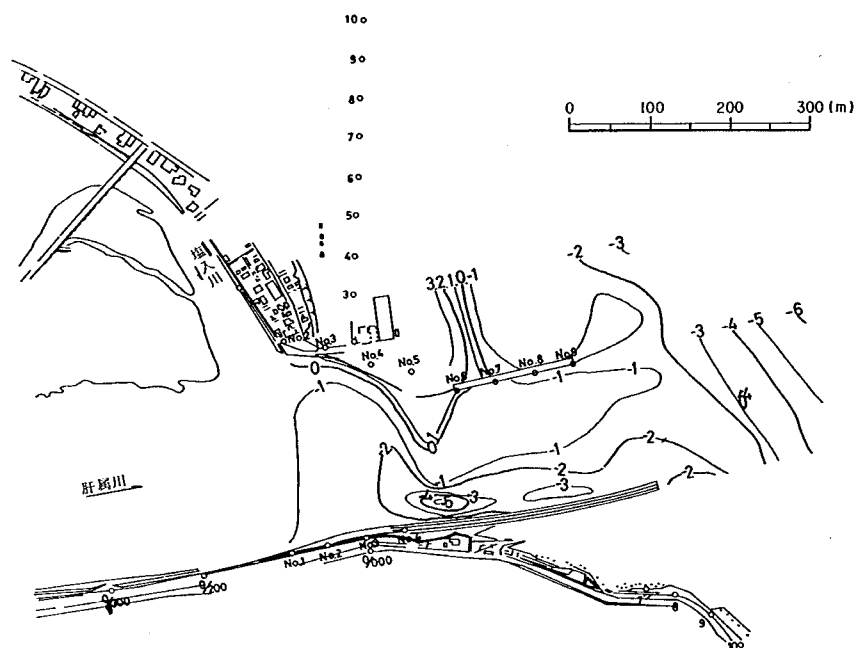


図 6.2.4(1) 河口部深浅図 (昭和46年7月)

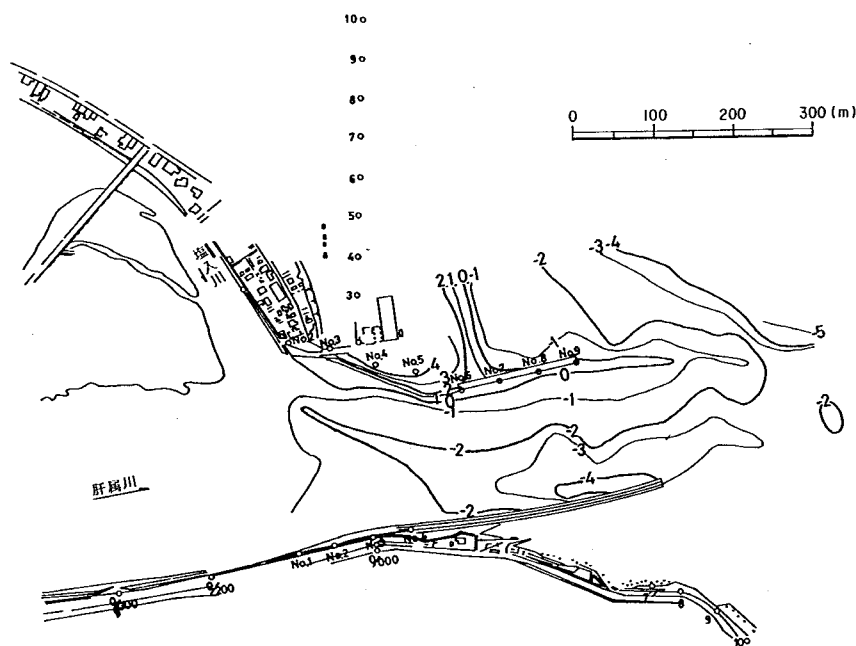


図 6.2.4(2) 河口部深浅図 (昭和46年8月)

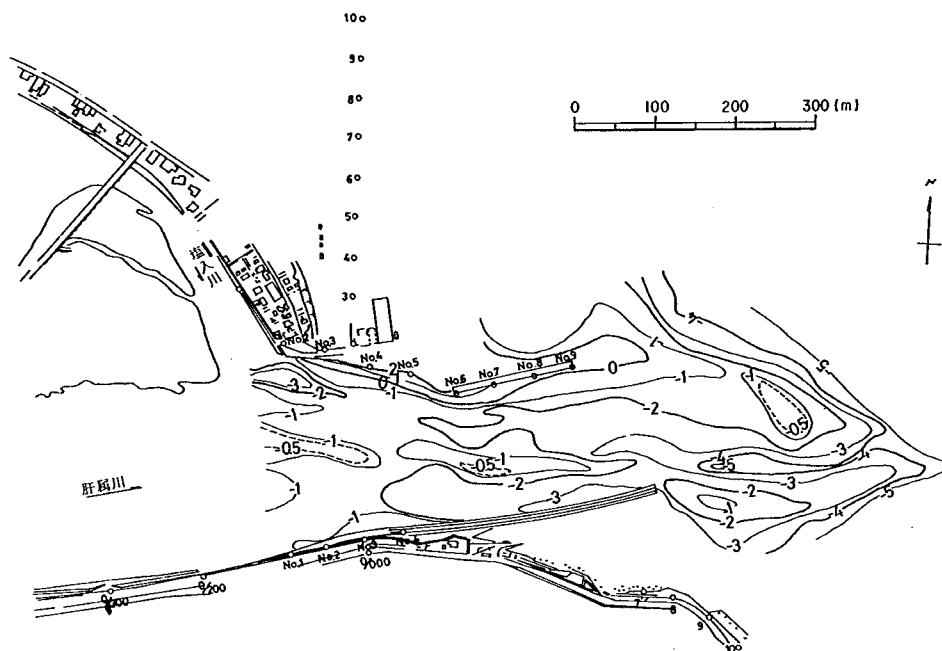


図 6.2.5(1) 実験後河口部深浅図 (実験No. 2 - 1 - F)

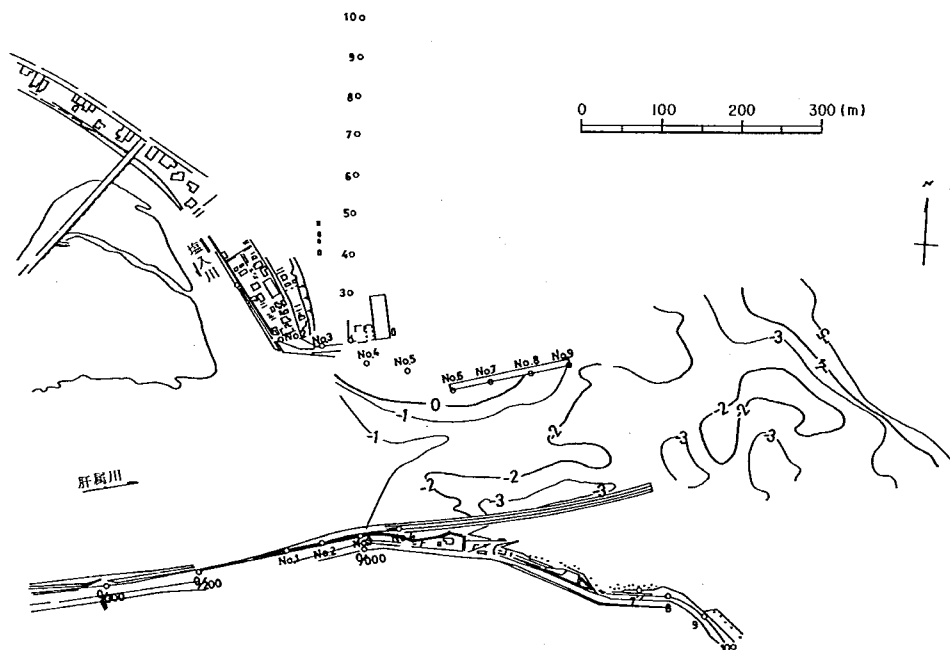


図 6.2.5(2) 実験後河口部深浅図 (実験No. 2 - 1 - W)

- b 実験No. 2-1-W ($Q = 26 \text{ m}^3/\text{s}$, 潮位: T.P. 0.3 m, $H_o = 1.01 \text{ m}$, $T = 7 \text{ sec}$, $H_o/L_o = 0.0132$, 実験時間 14 時間)

図 6.2.5(2)は実験後の深浅図を示したものであって、左岸側に生じていたみお筋は、波によって埋め戻され、右岸側のみお筋だけとなり、現地の図ときわめて似た形状になっている。

このような傾向及び実験No. 2-1-Fで述べた結果から、模型における流出土砂の堆積傾向は、定性的には相似であると考えられ、本模型を用いた実験により現地の河口部における流出土砂の堆積状況にある程度把握することが出来ると思われる。

2) 実験No. 2-2 ($Q_{\text{peak}} = 2120 \text{ m}^3/\text{s}$, 潮位 T.P. 2.20 m)

本実験は、現況河道における洪水時の問題点を把握することと、今後の導流堤計画実験との比較資料を得ることを目的として行った実験である。なお、河口部の初期形状としては、砂州のフラッシュ状況を把握するために昭和46年7月の砂州を図 6.2.6 に示すように砂州高を高くして誇張したものを使用し、また、河道部及び海浜部は、実験No. 2-1と同様に、昭和44年8月の形状を初期形状とした。

次に、水位、流況、砂州のフラッシュ、河口部形状について項目ごとに述べると次のようになる。

a 水位について

実験潮位がT.P. 2.20 mとかなり高い潮位に設定していたため、図 6.2.7 に示されるように、0.0 Km ~ 1.0 Km の水位は流量が約 $900 \text{ m}^3/\text{s}$ となったときに、また 2.0 Km 地点では約 $1200 \text{ m}^3/\text{s}$ となったとき、それぞれ H. W. L. を越えている。

また、水位のピークは、砂州によるせき上げのため、流量ピークの約 1 時間前の流量が $1970 \text{ m}^3/\text{s}$ となったとき生じており、水位と流量のピークは必ずしも一致していない。

b 流況について

T.P. 2.20 m という外海潮位の影響により、流量が約 $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ となるまでは派川から塩入川へ廻り込む流れが少なく、塩入川からの合流量が本川流況に及ぼす効果は顕著でなかった。しかし、流量が $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ より増加するにともない、廻り込む流れが強くなり、0.0 Km 付近では、本川の主流部が右岸寄りとなっていた。

一方、減水時には、増水時からピーク時にかけて河口部の河床が平坦化されたため、水当りの強い場所あるいは洗掘の激しい場所がみられなくなり、ゆったりとした流況を呈していた。

なお、流量ピーク時の水衝部は、図 6.2.8 に示したように、0.9 Km ~ 1.5 Km の左岸、及び -0.3 Km ~ 0.4 Km の右岸であり、実験No. 2-1-Fの水衝部の位置とほとんど変わっていない。しかし、流量が実験No. 2-1より約 2 倍と多かったため、水衝部の範囲は広がっている。

また、1.6 Km 下流では左岸側の低水路法線が急拡となっているため、実験No. 2-1-Fと同様に、1.6 Km より下流側では左岸側に砂礫堆が形成され、土砂の堆積傾向が著しくなっている。

c 砂州のフラッシュについて

潮位がT.P. 2.20 mと高潮位であったため、実験中を通じて河道部及び河口部（導流堤内）の河床変

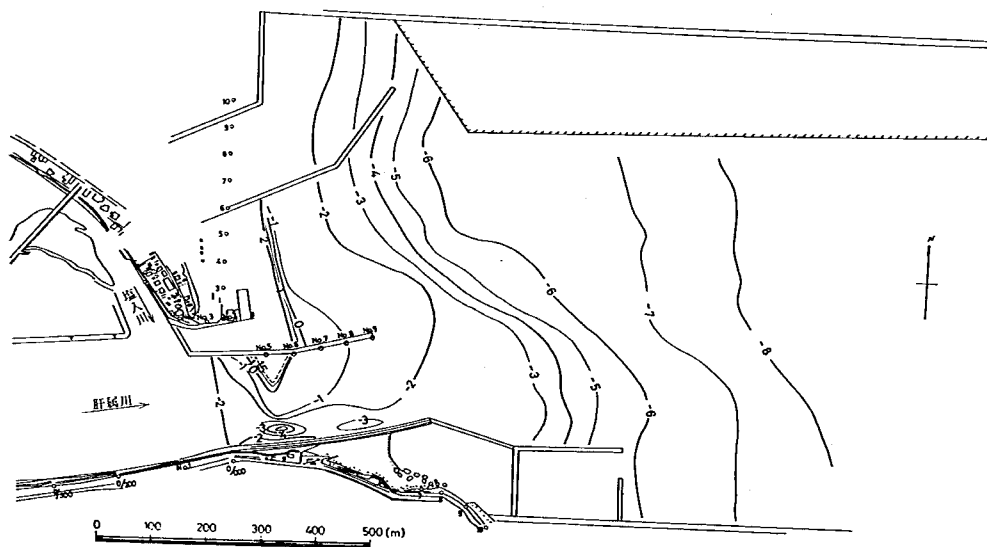


図 6.2.6 実験前河口部深浅図 (実験No.2-2)

動量は少なかった。

図 6.2.9 は、測線 No.5 (- 0.1 Km 地点) の砂州のフラッシュ状況を示したものであり、砂州は、流量が約 $600 \text{ m}^3/\text{s}$ となったとき、上面が侵食され始め、流量の増加に伴って、さらに激しく侵食され、約 $1,500 \text{ m}^3/\text{s}$ で完全になくなっている。

d 実験後の河口部形状について

図 6.2.10 は、実験後の河口部深浅図を示したものである。図において実験 No. 2-1-F に二本のみお筋はみられず、右岸導流堤付近のみが洗掘され、一本のみお筋となっている。また右岸導流堤先端では局所洗掘が著しく、河床高は T.P. - 5.0 m と深く、実験 No. 2-1-F の場合よりも約 2 m 洗掘されている。なお、左岸導流堤付近は T.P. 0 m 程度まで堆積している。

流出土砂の堆積部の先端を T.P. - 4 m の等深線で表すと、本実験では - 0.8 Km 地点まで堆積部が達しており、実験 No. 2-1-F より約 100

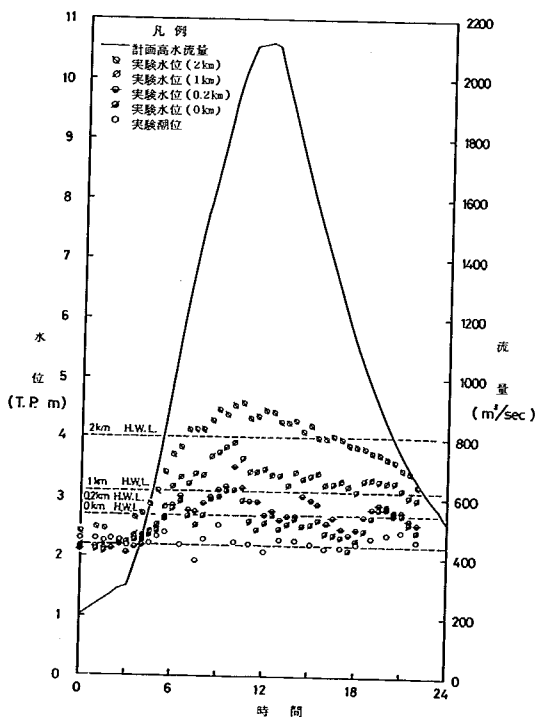


図 6.2.7 水位・流量時間曲線 (実験 No. 2-2)

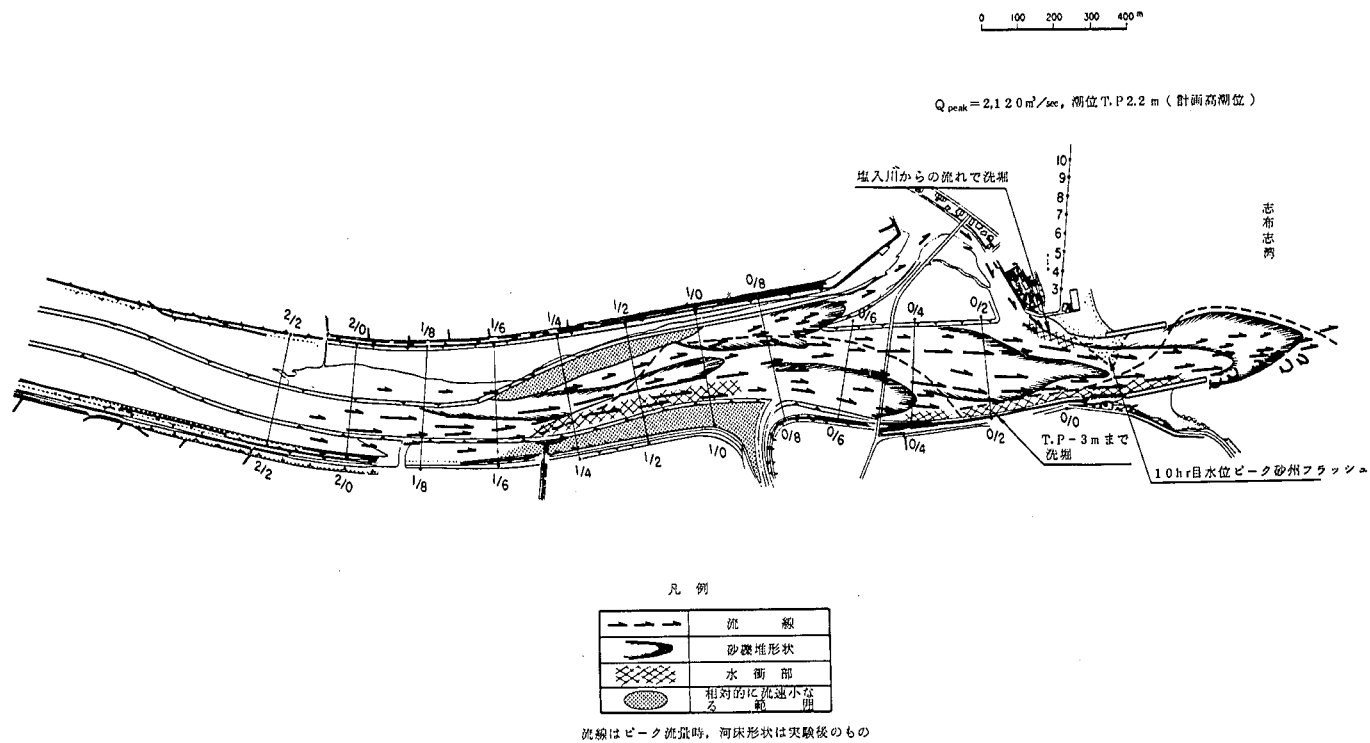


図 6.2.8 流況図 (実験 No. 2-2)

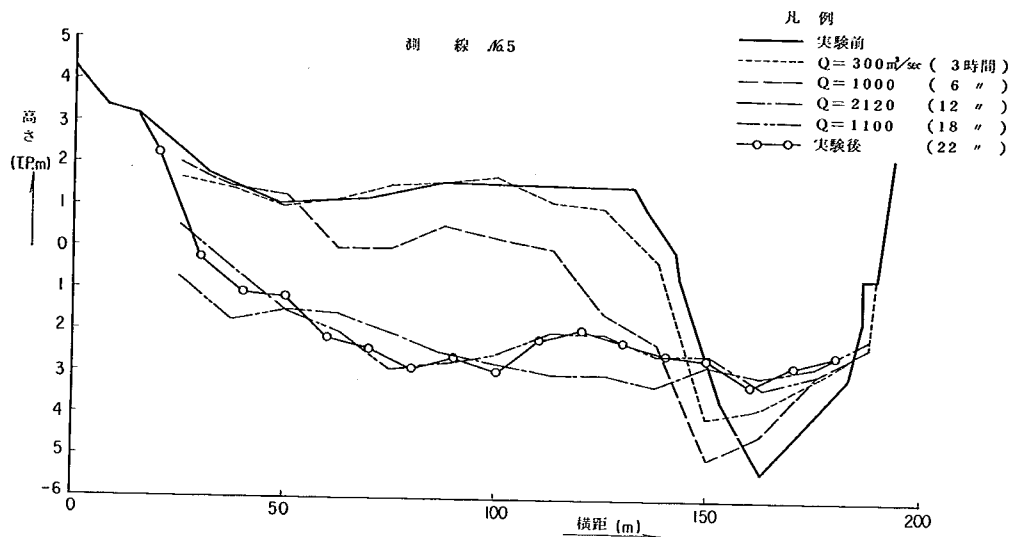


図 6.2.9 河口断面変化図 (実験No. 2-2)

m 沖合となっている。

このように、本実験と実験No. 2-1-Fとを比較すると約 1,000 m³/s 多くなることによって、河口部の形状が異なり、局所洗掘深が若干深くなるとともに、河道からの流出土砂は沖合にまで達することがわかる。

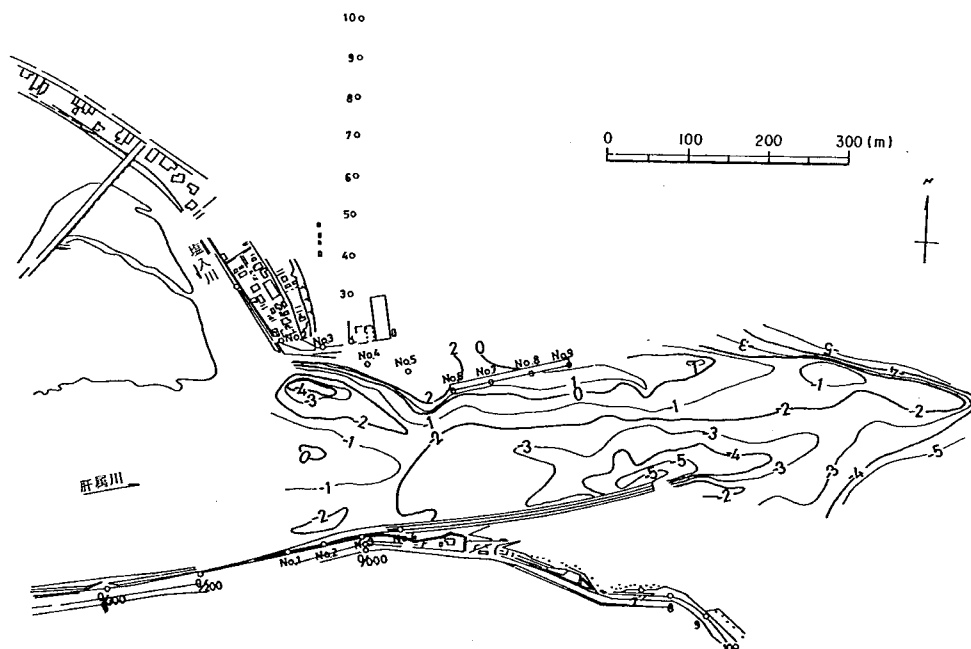


図 6.2.10 実験後河口部深浅図 (実験No. 2-2)

3) 実験 No.2-3 ($Q = 2.120 \text{ m}^3/\text{s}$, 潮位: T.P.2.20 m)

本実験は、粗度係数の検証のために実施した実験で、実験 No.2-2 の通水後河床を用いている。さらに、ここでは、実験水位と不等流計算結果との比較をも行った。

a 粗度係数について

表 6.2.1 は、実験水位から評価した粗度係数を示したものであって、その平均値は、 $n = 0.0285$ であった。また、分流量の多い 0.7 Km から下流の派川及び塩入川の区間を除くと $n = 0.030$ とほぼ現地の 0.030 ~ 0.035 の値に近い値であった。

b 実験水位と計算水位

実験中の河床は、移動床の場合には常に変動しており、そのため、実験水位は、河床上昇あるいは河床低下、さらに河床形態の影響が入ったものとなっている。したがって、実験水位が現地と相似になるためには、河床変動の相似性と、河床形態によって変る粗度係数の相似性が満足されていなければならない。なお、前に述べたように、粗度係数については現地と模型とがほぼ相似であるが、河床変動の相似性については明確ではない。

そのため、水位については不等流計算を用いて検討した方がよいと思われる。

次に、実験水位と計算水位とを比較した結果について述べる。

表 6.2.1 模型の粗度係数
(実験 No.2-3)

図 6.2.1.1 は、実験 No.2-2 の流量ピーク時の水位、実験 No.2-2 の通水後の河床を用いた実験 No.2-3 の水位、及び実験 No.2-2 の実験前と後の断面特性を用いた計算水位を示したものである。

図 6.2.1.1 から明らかなように、実験 No.2-2 の実験前の断面特性を用いた計算水位は、実験 No.2-2 あるいは実験 No.2-3 の実験水位とかなり異っている。しかし、実験 No.2-2 の実験後河床を用いた計算水位は、粗度係数を 0.030 とした場合には 0.0 Km より上流で、実験 No.2-3 の実験水位とはほぼ一致している。

このように、実験水位は、河床変動による影響が入っている。本実験では、河床変動の相似性が明確でないことから、前に述べたように水位は、不等流計算を用いて検討した方がよいと思われる。

断面 Km	n
2.0	0.0268
1.8	0.0316
1.6	0.0268
1.4	0.0359
1.2	0.0237
1.0	0.0313
0.8	0.0192
0.6	0.0374
0.4	0.0332
0.2	0.0249
0.0	0.0089
-0.1	0.0279
-0.2	
平均	0.0285

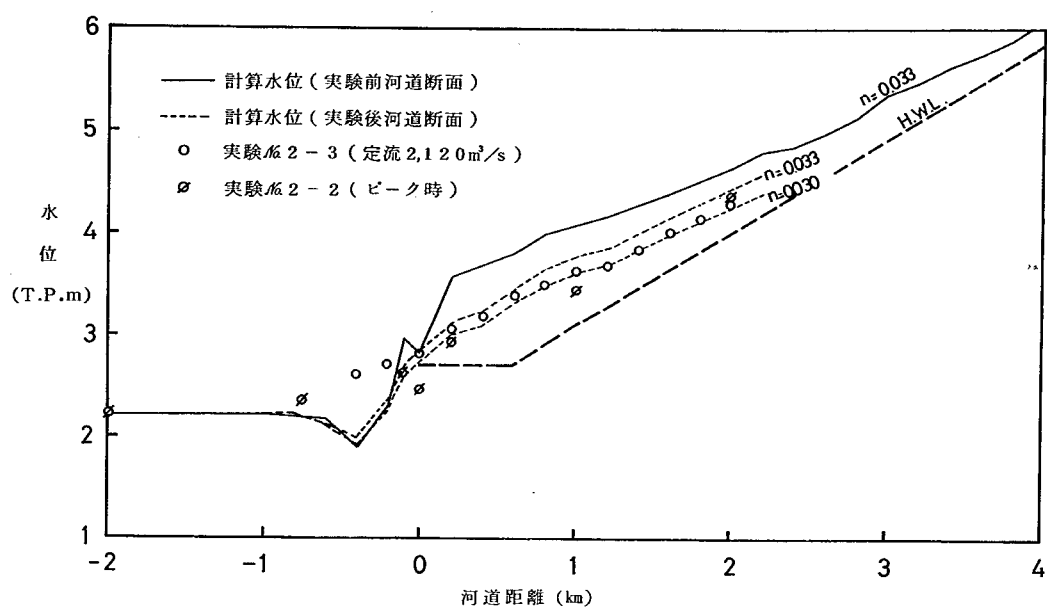


図 6.2.1.1 水位縦断比較図 (実験No. 2-2, 実験No. 2-3, 計算水位)

第 3 節 ま と め

1) 砂州形成の検証実験

砂州形成の検証実験結果について簡単にまとめると、次のようになる。

- a 現地、砂州は、向岸漂砂、北側海岸からの漂砂と飛砂によって形成されているが、実験では砂州は向岸漂砂によってのみ形成された。
- b 砂州形成あるいは海浜変形を模型で再現する場合、波浪条件としては沖波波高 1.0 m、周期 7 sec の波がよいと考えられる。
- c 潮汐を与えた場合、砂州の形成位置とその形状は、満潮時にほぼ決定されるようであった。ただし、このときの形成位置は現地の砂州より上流側であった。
- d 潮位が一定の場合には、砕波点の位置がほとんど移動しない。また、潮位を T.P. 0.3 m と一定にした実験では、砂州の形成位置は、現地とはほぼ相似であった。
- e 河口部を浚渫した場合には、潮位変動を与えた実験及び一定潮位の実験のいずれにおいても、砂州浚渫をしない実験よりも上流側に形成され、現地の昭和 46 年以降の砂州の位置とはほぼ相似の砂州が得られた。しかし、浚渫事業の開始後に現地で顕著となった左岸導流堤のつけ根付近の北側汀線の後退は、一定潮位の場合は見られなかった。

以後行う導流堤計画に関する実験では、汀線の前進後退の問題よりも、砂州の形成位置の方が重要となる。したがって、以上の砂州形成に関する検証実験の結果より、今後波を作用させる場合には、外海潮位を平均潮位とするとともに、原則として沖波波高 1 m、周期 7 sec の波を与えるものとする。

2) 現況河道実験

現況河道の実験結果について簡単にまとめると、次のようになる。

- a 水位は、実験によってもある程度把握できるが、河床変動の相似性が明確でないため、正確な水位を得るためには不等流計算による方がよい。
- b 現況河道の粗度係数は、現地と模型とではほぼ一致しており、ほぼ相似と思われる。
- c 河道からの流出土砂の堆積及び洗掘位置は、河口部（導流堤内）あるいは海浜部で、ほぼ相似となっており、この点に関しては時間縮尺 $tr = 7.07$ が妥当であったと考えられる。しかし、塩入川合流点付近は、固定床と移動床とのつなぎ目であったため、極端な局所洗掘が生じていた。
- d 従来より知られているように、本実験でも砂州がある場合の水位ピークは、流量ピークよりも早い時期に生じるという結果が得られた。
- e 砂州は、実験 No. 2-1-F では、潮位約 T.P. 1.0 m、流量 $700 \text{ m}^3/\text{s} \sim 800 \text{ m}^3/\text{s}$ の時に完全にフラッシュされ、また、実験 No. 2-2 では潮位が T.P. 2.20 m と高潮位であったため、実験 No. 2-1-F の流量より約 2 倍近い流量 $1,500 \text{ m}^3/\text{s}$ で完全にフラッシュされた。このことから、潮位が砂州フラッシュに与える影響は大きいことがわかる。

- f 現況河道において、計画高水流量 ($Q_{peak} = 2.120 \text{ m}^3/\text{s}$) を通したとき、河口部の主流部は、0.0 m 付近では右岸寄りであり、また導流堤先端付近の -0.3 Km では、左岸寄りとなっている。
- g 現況河道では、ピーク流量によって水衝部は多少異なるが、定性的には 1.8 Km ~ 2.0 Km の左岸、1.0 Km ~ 1.5 Km の右岸及び -0.3 Km ~ 0.4 Km の右岸であった。
- h 現況河道の問題点として、洪水の疎通能力が不足するというもののほかに、1.0 Km ~ 1.6 Km で砂礫堆が形成され、この区間での堆積傾向が著しくなるということがあげられる。これは、1.6 Km から下流における低水路の急拡によるものであって、このような法線形状については、今後さらに検討する必要があると考えられる。

第7章 導流堤計画に関する実験

導流堤計画に関する実験は、平水時を重視した導流堤間隔170m実験（3ケース）と、洪水時を重視した導流堤間隔250m実験（5ケース）の二種類を行った。

ここでは、第1節においては導流堤間隔170mの実験について、第2節では導流堤間隔250mの実験について、それぞれ、その結果を述べるとともに導流堤形状の問題点等を述べるものである。

第1節 導流堤間隔170m実験

導流堤間隔170m実験ではつぎのような3ケースの実験を行った。3ケースのうち導流堤長を現況とし、さらに導流堤内を現況としたものが実験No. 3-1であり、また-0.3Kmまで掘削したものが実験No. 3-2である。これに対し、導流堤長を約500mと延長したものが実験No. 3-3である。各実験ケースについてさらに詳細に説明を加えると次のようになる。

実験No. 3-1は、計画河道における砂州のフラッシュ状況と河口部での流出土砂の堆積状況を把握するために行ったものであって、導流堤形状は現況とし、また導流堤内の初期河床としては、実験No. 2-2と同様に、昭和46年7月測量結果に基づき砂州を与えた（図6.2.6）。また、通水後に波を与えて砂州の形成実験を行った。

実験No. 3-2は、導流堤間隔を170mとした場合に計画高水を疎通させるために必要な河積が得られるように、導流堤先端の-0.3Kmから0.6Kmまでの河床を掘削した場合の砂州形成実験である。

実験No. 3-3は、砂州がさらに形成されにくいように導流堤長を500mとし、実験No. 3-2と同様に河口を掘り下げた場合の実験で、洪水時における流出土砂の堆積傾向と、波による砂州の形成状況等を把握するために行った実験である。

次に、これらの実験結果について述べる。

1) 実験No. 3-1

a 実験No. 3-1 -F ($Q_{peak} = 2.120 \text{ m}^3/\text{s}$, 潮位: T.P. 0.3m)

本実験では、計画河道とした場合の砂州フラッシュ状況及び流出土砂の堆積状況の検討を行ったもので、潮位を平均潮位のT.P. 0.3mとした。

① 水位について

図7.1.1は、実験の水位・流量時間曲線を示したものであり、各地点の水位は、潮位がT.P. 0.3mと低いにもかかわらず、砂州によるせき上げのため、2.0Km地点で流量 $1.600 \text{ m}^3/\text{s}$, 1.0Km地点では流量 $1.980 \text{ m}^3/\text{s}$ のときにH.W.L.を越えている。

② 流況について

増水時から流量ピーク時にかけては、現況河道実験の場合と同様に廻り込む流れが多く、導流堤内の主流部を右岸寄りとしていた。一方、減水時には、実験No. 2-2-Fと同様に、ゆったりとした流れであった。

流量ピークにおける水衝部は、図7.1.2に示すように1.4 Km～2.0 Kmの右岸、0.4 Km～1.0 Kmの左岸及び、-0.4 Km～0.0 Km右岸であった。これらの水衝部のうち、0.4 Km～1.0 Kmの左岸の水衝部は、現況河道実験においては明確でなかった。この水衝部が新たに生じた理由として、潮位を低くしたことで、河道を計画にしたことによって、砂礫堆の位置あるいは砂礫堆の規模が変わり河道部の流況が変化するため考えられる。

③ 砂州のフラッシュについて

図7.1.3は、砂州のフラッシュ状況を-0.1 Km（測線No. 5）の横断形状の時間変化で示したものであって、砂州のフラッシュは、流量が約 $600 \text{ m}^3/\text{s}$ となるまでは側方侵食によるものであった。その後流量が増加するにつれて、砂州上面の侵食が激しくなり、流量 $1700 \text{ m}^3/\text{s}$ で完全にフラッシュされた。

④ 実験後の河口部形状について

図7.1.4は、実験後の河口部深淺図を示したものであり、右岸導流堤付近は洗掘され、逆に、左岸導流付近は堆積した。この傾向は、実験No. 2-2-Fの現況河道実験でも同様であった。

堆積土砂の先端（ここではT.P.-4mとする）は-1.0 Km地点であり、実験No. 2-2-Fと比較して約200m沖合になっている。これは、潮位がT.P.0.3mと低かったため河口部での掃流力が大きく沖合まで輸送されたものと考えられる。

b 実験No. 3-1-W ($Q = 26 \text{ m}^3/\text{s}$, 潮位: T.P.0.3m, $H_o = 1.73 \text{ m}$, $T = 9.2 \text{ sec}$, $H_o/L_o = 0.0131$, 実験時間11時間)

本実験は、実験No. 3-1-Fの通水後河床に波を与えて砂州の形成状況をみようとしたものであり、ここで沖波波高を1.73mとした理由は、砂州の形成状況を短い実験時間でみようとしたためである。

① 波について

図7.1.5は、河口部の波高を示したものであり、沖波波高は1.73mであったが、0.0 Km地点では、波高が約0.1mと小さい値を示している。なお波高については、第2節の導流堤間隔を250m

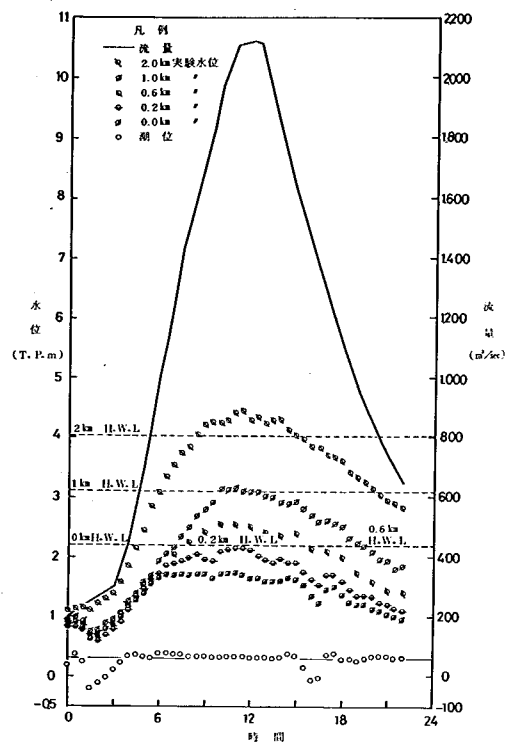


図7.1.1 水位・流量時間曲線(実験No. 3-1-F)

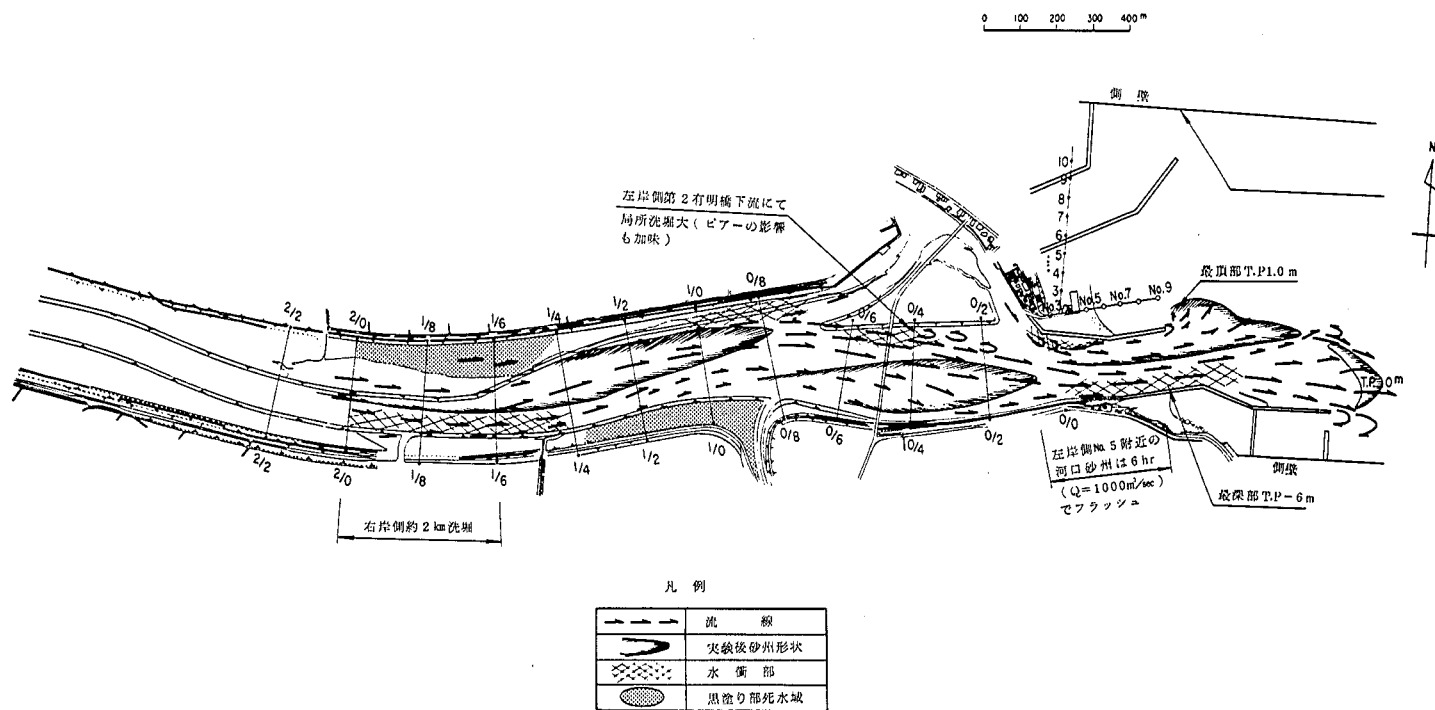


図 7.1.2 流況図（実験 No. 3-1-F）

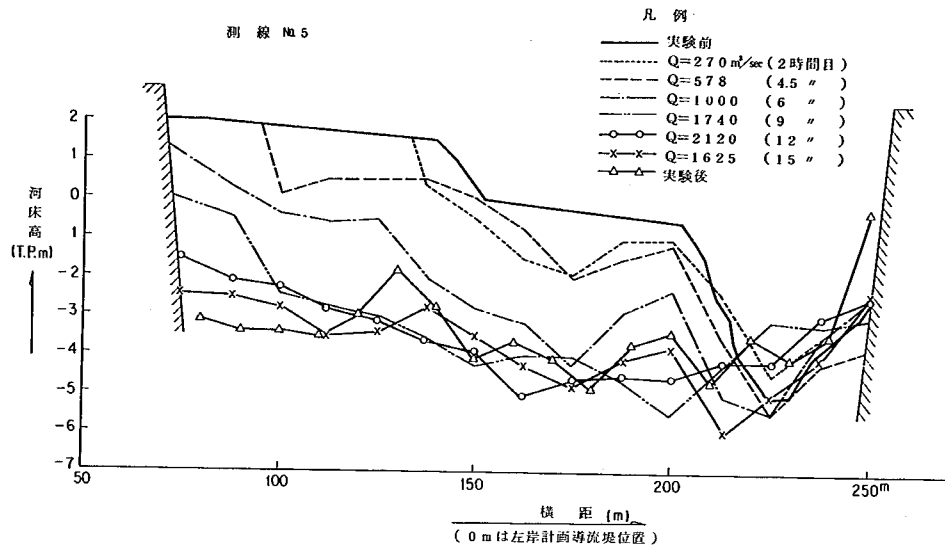


図 7.1.3 河口断面変化図 (実験 No. 3-1-F)

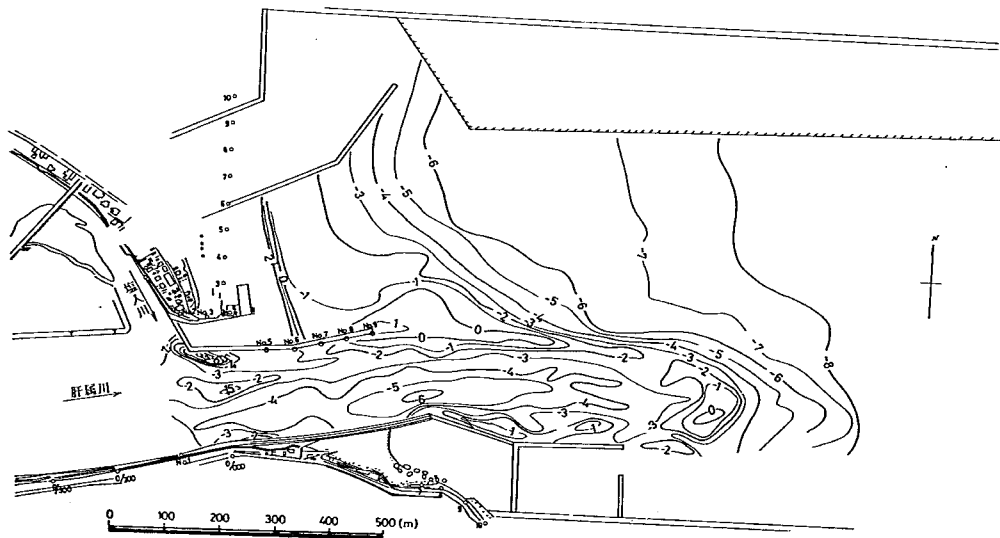


図 7.1.4 実験後河口部深浅図 (実験 No. 3-1-F)

とした実験において詳しく述べる。

③ 砂州について

実験 No. 3-1-F の洪水流によって左岸導流堤先端付近に堆積した土砂は、波によって一部は導流堤内へ運ばれ、残る大半は北側の海浜部へ移動した。

導流堤内へ運ばれた土砂は、実験初期において、左岸導流堤測線 No. 7 付近に砂州として打ち上が

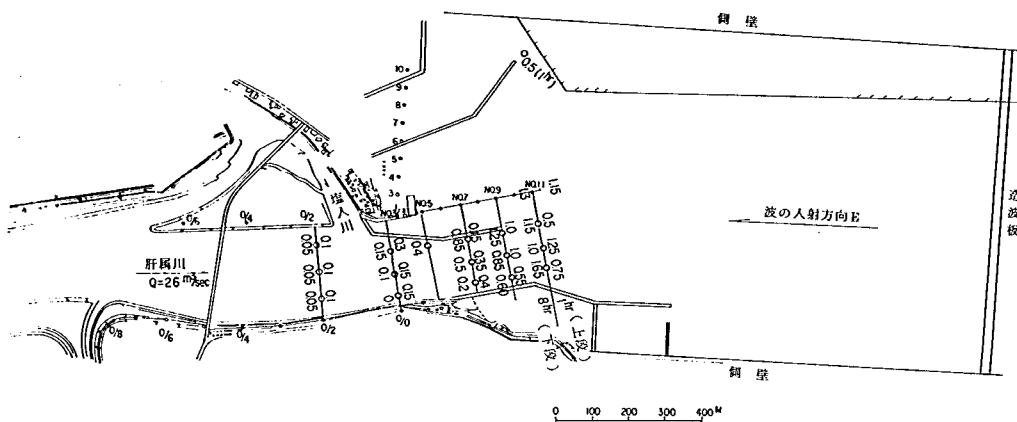


図 7.1.5 波高分布図 (実験 No. 3-1-W)

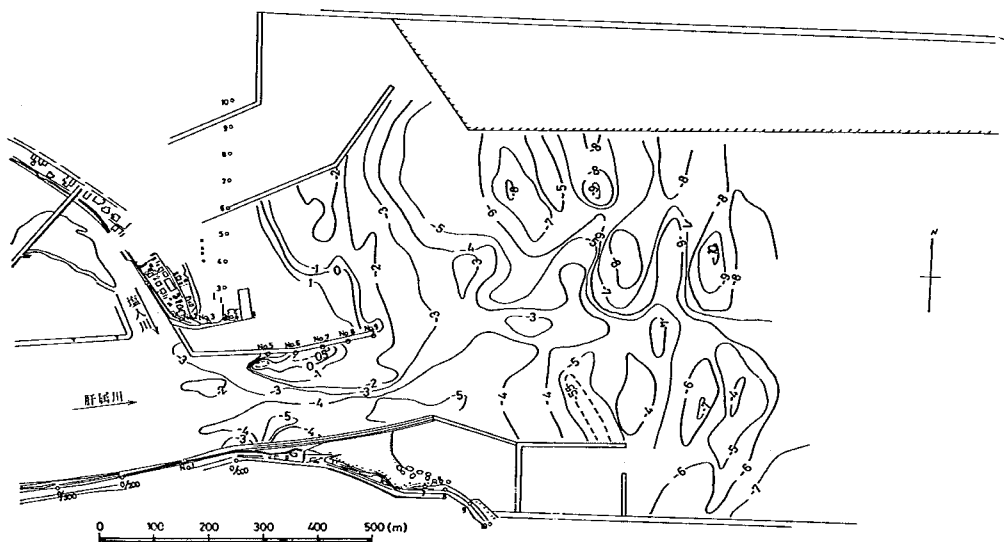


図 7.1.6 実験後河口部深浅図 (実験 No. 3-1-W)

った。また、その砂州は、規模は小さいものの実験開始 5～6 時間でさらに上流へ伸延し、実験終了後においては、図 7.1.6 に示すように測線 No. 5 付近の位置へと移動した。

一方、北側の海浜部へ運ばれた土砂は、汀線を前進させ、図 7.1.6 と実験前の形状である図 6.2.6 とを比較してわかるように北側の汀線は、実験前より約 100m 前進している。

以上の実験結果から明らかなように、河道からの流出土砂が導流堤先端より、かなり沖合に堆積した場合には、流出土砂の大半が波によって、北側の海浜部に運ばれる。そのため、河道内へ輸送される漂砂は少なくなり、砂州の形成速度は遅くなると考えられる。

2) 実験 No.3-2-W (潮位: T.P.0.3m, $H_o = 1.60\text{m}$, $T = 9.2\text{sec}$, $H_o/L_o = 0.0121$, 実験時間 9 時間)

本実験は、河口部を掘り下げた場合の砂州の形成実験である。実験では、導流堤を現況の形状とし、河口部は第4章の図4.3.4に示すような、計画高水流量 $2,100\text{m}^3/\text{s}$ が疎通可能となるまで河床を掘り下げた形状を用いた。実験結果を簡単に述べると次のとおりである。

図7.1.7は実験前、図7.1.8は実験後の河口部深淺図を示したものであり、実験後の河口部は、測線No.3及びNo.7付近で若干の堆積がみられる。しかし、これらがすぐに砂州形成につながるという傾向はみら

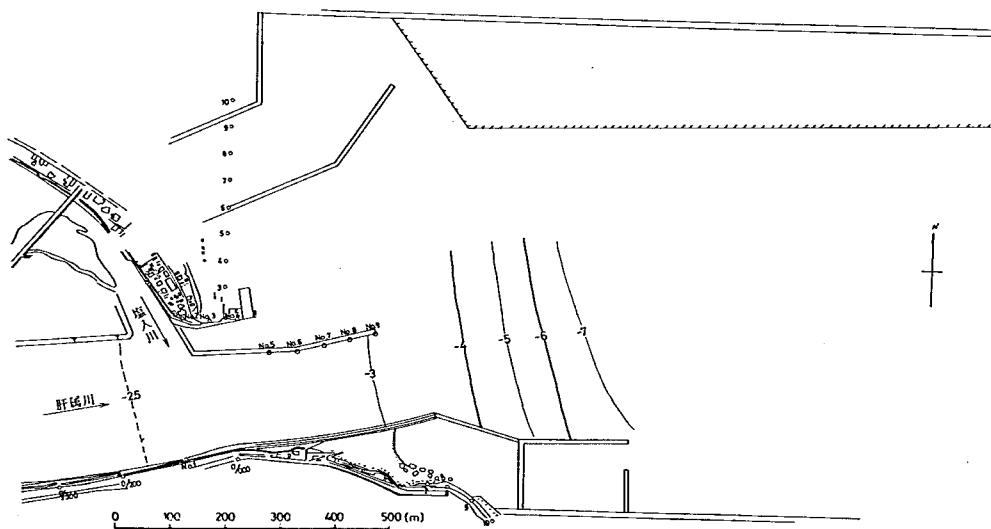


図 7.1.7 実験前河口部深淺図 (実験 No. 3-2)

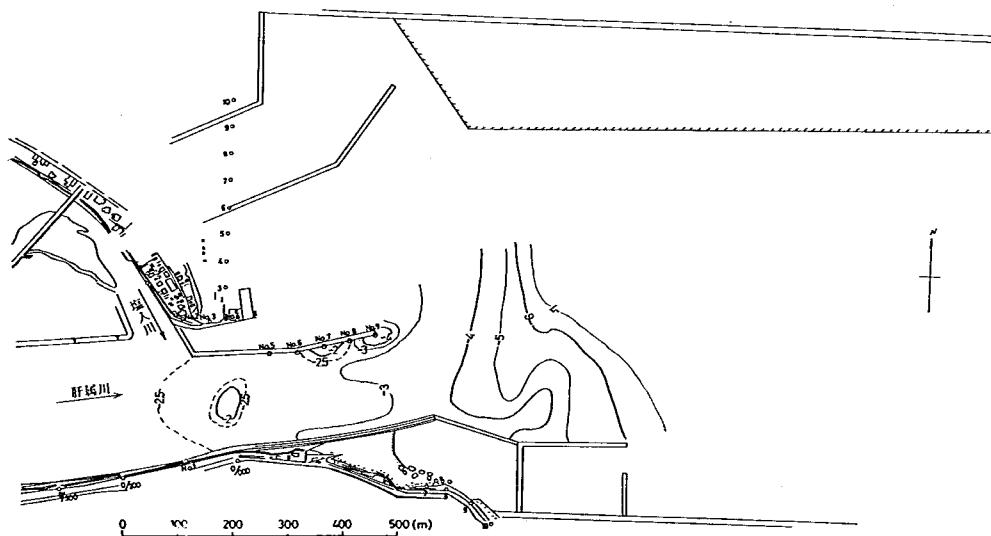


図 7.1.8 実験河口部深淺図 (実験 No. 3-2)

れなかった。また、河道内の波高は、0.0 Km地点で約0.4 mと高く、1.6 Km付近まで波が侵入していた。

このように、河口部をある程度掘り下げると、砂州は形成されにくくなるが、波浪は上流まで侵入するという傾向がみられる。

3) 実験 No. 3-3

実験 No. 3-2 の結果から河床を掘り下げることによって、現況導流堤でも砂州は形成されにくくなることがわかった。しかし、河道内に侵入する波浪が減衰されないため、ここでは、導流堤長を500 mに延長して実験を行った。なお、河口部の形状は、洪水疎通のため図 4.3.5 及び図 7.1.9 に示すように、実験 No. 3-2 よりさらに掘り下げた形状を用いた。

a 実験 No. 3-3-F ($Q_{peak} = 2,120 \text{ m}^3/\text{s}$, 潮位: T.P.0.3 m)

本実験は、導流堤長を500 mとした場合、洪水時に河道部及び河口部にどのような問題点が生じるかを検討したものであり、実験結果は次のとおりである。

① 水位について

水位は、潮位をT.P.0.3 mと平均潮位に設定したため、図 7.1.10 に示すように、各地点ともH.W.L.を越えていない。また、河口部に砂州がなかったために、流量ピークと水位ピークとが一致しており、これまでの砂州があった実験と異なっている。

② 流況について

河口部の流れは、河口部を掘り下げたため、砂州が存在した実験 No. 3-1-F と比較して、ゆっく・りとした流れであった。また、導流堤内のみお筋は、0.0 Km 付近から導流堤先端にかけて、右岸寄りであった。

一方、流量ピーク時の水衝部は、図 7.1.11 に示すように1.3 Km～1.8 Km右岸、0.4 Km～1.0

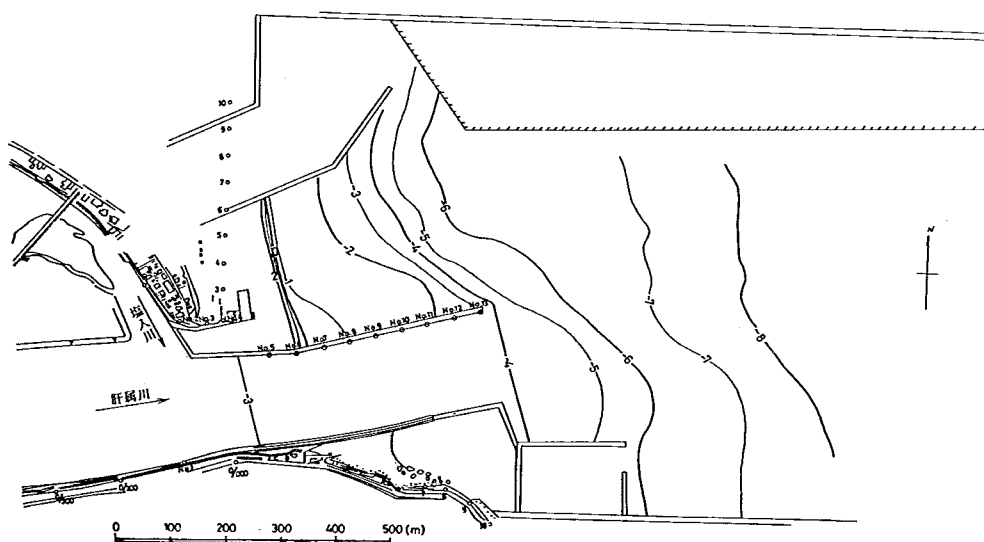


図 7.1.9 実験前河口部深浅図 (実験 No. 3-3-F)

Km左岸及び-0.5 Km~0.0 Km右岸であり、
現況導流堤で行った実験No 3-1-Fとほぼ同じ
位置であった。

さらに、現況河道実験と同様に、1.6 Km地点
からの下流側では低水路の急拡により、左岸側に
砂礫堆が形成され、土砂の堆積が著しかった。

③ 実験後の河口部形状について

実験後の河口部形状は、図 7.1.1 2 に示される
ように、右岸導流堤付近が洗掘されているのに対
して、左岸導流堤先端付近が堆積している。この
傾向は実験No 3-1-Fと同様であったが河道を
掘り下げたため、堆積部の最頂部はT.P.-2mと
実験No 3-1-FのT.P. 0mより約2m低いもの
であった。

また、堆積土砂の先端(T.P.-4 m)は、-0.9
Km地点にあり、導流堤を現況とした実験No 3-
1-Fより約100 m上流の河道寄りであった。

- b 実験No 3-3-W ($Q = 26 \text{ m}^3/\text{s}$, 潮位: T.P.
0.3 m, $H_o = 1.88 \text{ m}$, $T = 9.2 \text{ sec}$,
 $H_o/L_o = 0.0142$, 実験時間20時間)

本実験は、実験No. 3-3-Fの通水後河床に波を与えて、砂州の形成状況をみたものである。

① 波について

図 7.1.1 3 は、河口部の波高を示したものであり、この図からもわかるように、波高は、0.0 Km
地点で約0.2 mであった。なお、波高については、前にも述べたように次節の導流堤間隔を250 mとした
実験において、さらに詳しく述べることにする。

② 砂州形成について

導流堤内の河床高が最頂部でT.P.-2 mと低かったため、図 7.1.1 4 の実験後の河口深淺図に示す
ように、砂州の形成はみられなかった。しかし、局所洗掘が生じていた右岸導流堤沿いは、導流堤先
端からの漂砂によって若干埋め戻されていた。

また、北側の汀線の前進は、左岸導流堤末端付近で約50 mであり、実験No. 3-1-Fのように
大きな前進量はみられなかった。

以上、導流堤間隔を170 mとした場合の実験結果について述べたが、次節では、導流堤間隔を
250 mとした場合の実験結果について本実験と比較しながら述べることにする。

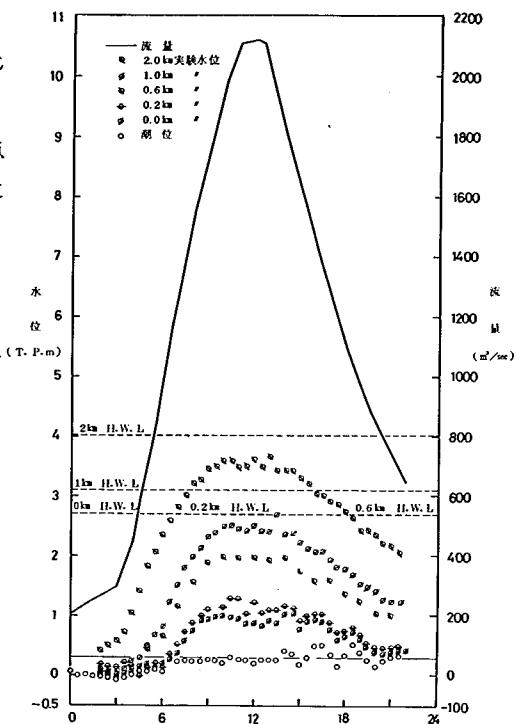


図 7.1.1 0 水位・流量時間曲線
(実験No. 3-3-F)

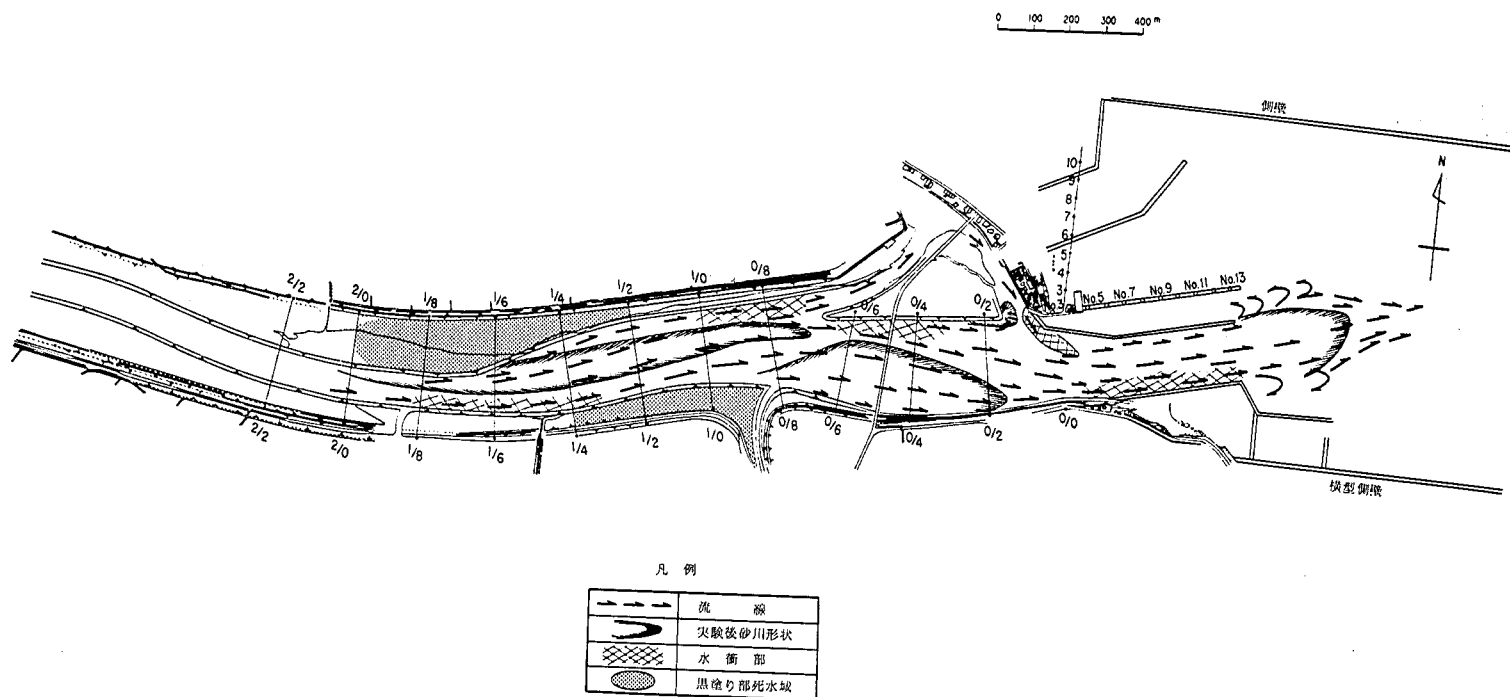


図 7. 1. 1 1 流況図 (実験 No. 3 - 3 - F)

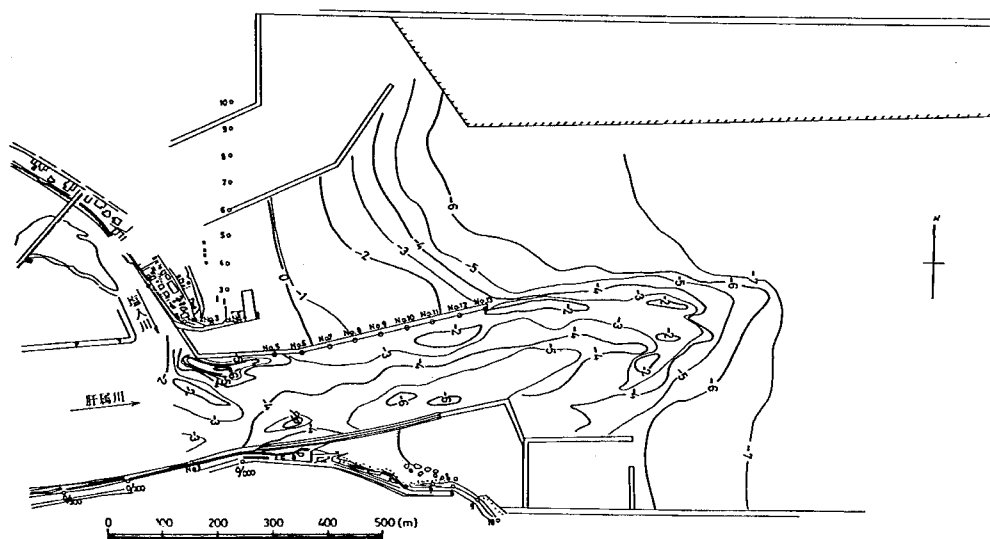


図 7.1.1.2 実験後河口部深浅図 (実験 No. 3-3-F)

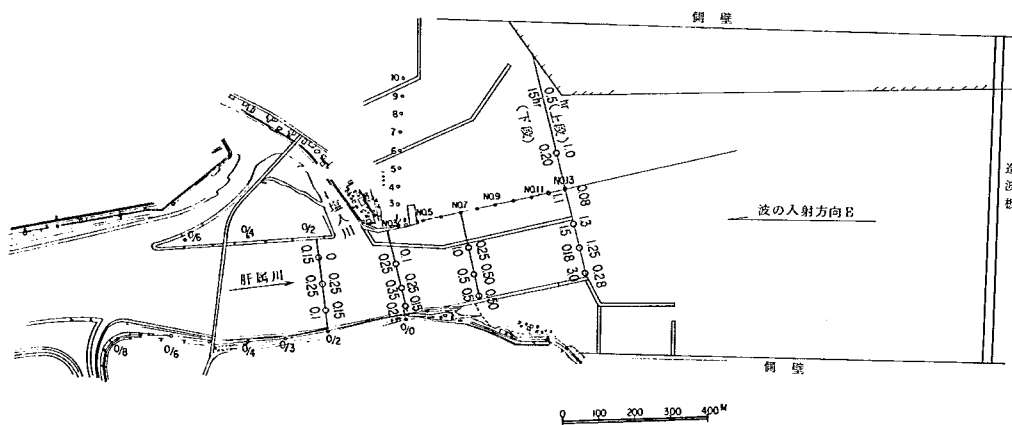


図 7.1.1.3 波高分布図 (実験 No. 3-3-W)

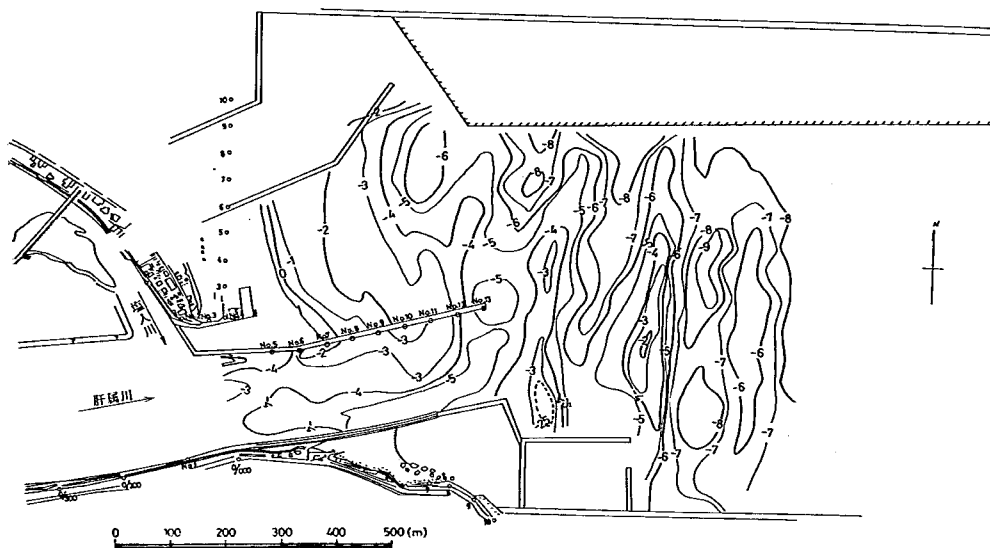


図 7.1.1 4 実験後河口部深浅図 (実験 No. 3 - 3 - W)

第2節 導流堤間隔250m実験

洪水の疎通を図るためには、導流堤間隔は広い方が望ましいと考えられる。ここでは、導流堤間隔を現況の170mから250mに広げた場合に、どのような問題点が発生するかを幾つかの実験を通して検討した。

実験No. 4-1は、現在九州地方建設局で提案されている導流堤、すなわち導流堤長が左岸を740m、右岸を840m（以降長さ840mの導流堤とよぶ）としたもの、また実験No. 4-2は第4章の不等流計算結果から得られたように導流堤長を400mとしたものについて実施したものである。これらの実験では、下流端の境界条件としてT.P. 2.20mという高潮位を与えた。一方、実験No. 4-3は、実験No. 4-2の下流端の境界条件を平均潮位のT.P. 0.3mとした場合の実験で、潮位の差による流出土砂の堆積傾向の違いを定性的に把握するために行った。以上の三実験は、計画河道に計画洪水流を通水し、その後波によって砂州が形成されるかどうかについて検討したものである。

しかし、現実には河口処理計画の方が河道計画よりも先に実施される可能性が十分にあり、また洪水の出水確率からみても計画高水流量より小さい流量の方が、河口部の土砂堆積に与える影響は大きいと思われる。

したがって、実験No. 4-4、実験No. 4-5では、導流堤長を400mとし、河道部を現況河道とした。また、流量は、実験No. 4-4では戦後最大流量（ $Q_{peak} = 1,157 \text{ m}^3/\text{s}$ ）を二回重ね合わせたものであり、実験No. 4-5では30年確率流量（ $1,600 \text{ m}^3/\text{s}$ ）を定流で4時間（模型値）通水した。これらの実験についても、通水後に波を与えて砂州の形成状況を把握した。

次に、これらの実験結果について述べる。

1) 実験No. 4-1

- a 実験No. 4-1-W(1) ($Q = 26 \text{ m}^3/\text{s}$, 潮位: T.P. 0.3m, $H_o = 0.99 \text{ m}$, $T = 7 \text{ sec}$, $H_o/L_o = 0.0129$, 実験時間30時間, 導流堤長840m)

本実験における河口部（導流堤内）の初期形状は、前に述べたように、0.0Kmから導流堤先端まで1/2500となっている。このように河口部が平坦化された場合にも、砂州が形成されるかどうかをまず本実験で検討した。その結果は次のとおりである。

① 波について

本実験では、波高を測定していないため、現象についてのみ述べる。

導流堤内の波高は、導流堤が波の入射方向に対して 15° 北の方へ傾いているため、左岸導流堤沿いが右岸側より波高が大きくなっている。

実験初期では、河床が平坦であったため波高の減衰が小さく、0.0Km付近まで大きな波が侵入している（ただし、波高の実測は行っていない）。実験終了時30時間後には、河床にRippleが生じて河床面の抵抗が大きくなったため、遡上する波高は小さくなった。

砕波点は導流堤内にあり、右岸側では-0.6Km付近、左岸側では-0.7Km付近であった。

② 砂州について

実験初期の段階においては、測線No. 5付近の二次砕波点付近で河床の上昇が若干みられた。しかし、

本実験においては、波による河床高の変化は顕著でなく、図 7.2.1(1)、図 7.2.1(2)の実験前後の河口部深浅図を見ても明らかなように、30時間波を与えた後でも堆積部の河床高はT.P. -1.5m 程度で、砂州の形成はみられなかった。このような現象は実験No.3-2及び実験No.3-3-Wの場合にもみられたものであり、ある程度河口部の掘り下げを行った場合には、砂州は形成されにくいものと考えられる。

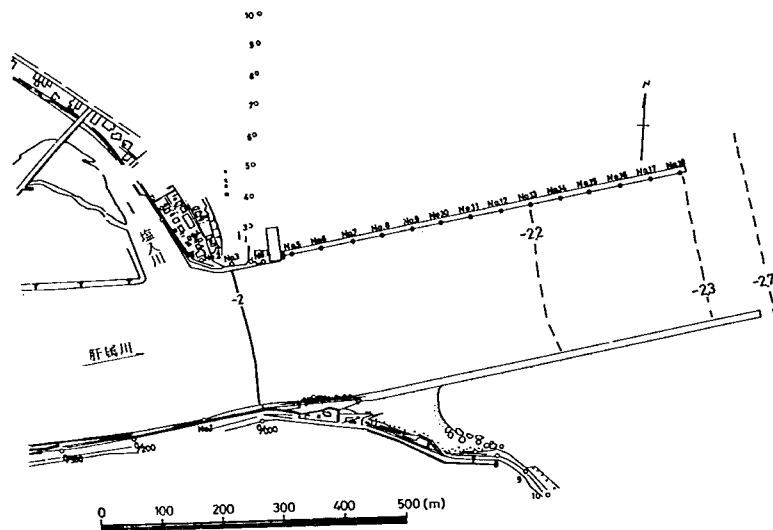


図 7.2.1(1) 実験前河口部深浅図 (実験No. 4-1-W(1))

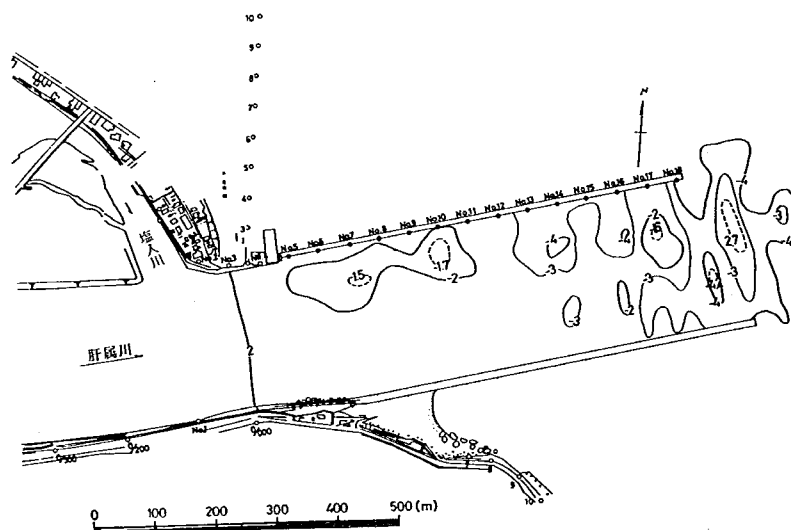


図 7.2.1(2) 実験後河口部深浅図 (実験No. 4-1-W(1))

b 実験No.4-1-F(1) ($Q_{peak}=2,120 \text{ m}^3/\text{s}$,
潮位: T.P. 2.20m)

本実験は、実験No.4-1-W(1)の実験後河床に計画ハイドロを通し、河道の疎通能力と流出土砂の堆積状況を検討した実験である。

① 水位について

図7.2.2は、実験の水位・流量時間曲線を示したものであり、潮位はT.P. 2.20mと一定にし、また河口部(導流堤内)は平坦であったため、流量ピークと水位ピークとが一致している。さらに、ピーク時の実験水位は0.2Km地点でH.W.L.を若干(2~3cm程度)越えている。

本実験では、0.6Km地点の水位測定を行っていないため、不等流計算によって検討したものが図7.2.3であり、計算結果によると、出発水位T.P. 2.20mの計算水位は、0.2Km地点ではH.W.L.を越えていないが、0.6Km地点では越えている。

② 流況について

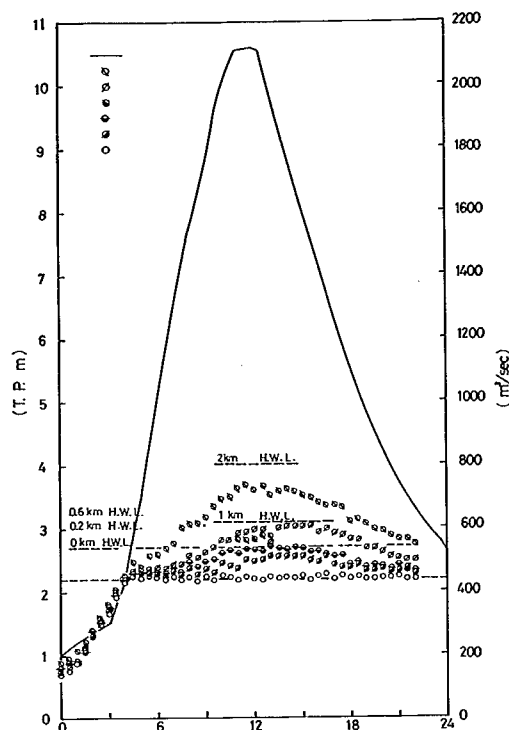


図7.2.2 水位・流量時間曲線

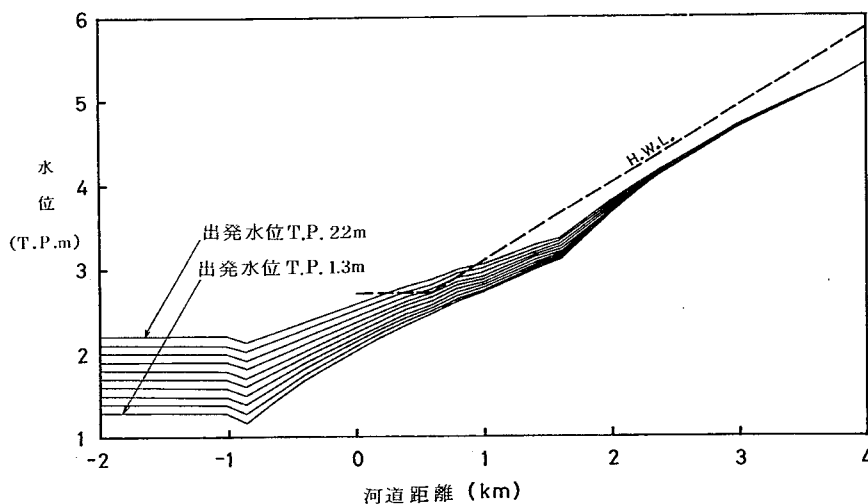


図7.2.3 計算水位縦断面図

河口部を掘り下げたこと、導流堤間隔が250mと広いこと及び潮位がT.P.2.20mとかなり高潮位であったことのため、流量が $1.400\text{ m}^3/\text{s} \sim 1.500\text{ m}^3/\text{s}$ となるまでは、かなりゆったりとした流れであった。また、 $1.000\text{ m}^3/\text{s}$ までの河床は平坦(Flat)であったが、 $1.400\text{ m}^3/\text{s}$ くらいからは、河床に砂漣(Ripple)が発生し始めた。

図7.2.4は、流量ピーク時の流況を示したものであり、急拡部(1.6Km)下流の0.4Km～1.2Kmには、いままでの実験と同様に、砂礫堆が形成された。また、流量ピーク時の水衝部は、1.3Km～1.8Kmの右岸、0.5Km～1.0Kmの左岸及び0.0Kmの右岸付近であった。

③ 実験後の河口部の形状について

図7.2.5は実験後の河口部深淺図であり、この図と実験No.4-1-W(1)の実験後の河口部深淺図(図7.2.1(2))とを比較すると、今回の結果の方が導流堤先端のT.P.-4.0mの等深線は約50m、T.P.-2.0mの等深線は約400m(0.0Kmから-0.4Km地点へ)と、それぞれ、海寄りとなっている。

- c 実験No.4-1-W(2) ($Q=2.6\text{ m}^3/\text{s}$, 潮位: T.P.0.3m, $H_o=1.01\text{ m}$, $T=7.0\text{ sec}$, $H_o/L_o=0.0129$, 実験時間: 19時間)

本実験は、実験No.4-1-F(1)の通水後河床に沖波波高1.01mの波を与えて、砂州の形成状を検討しようとしたものである。

① 波について

波の河道内への侵入現象は、導流堤間隔を170mとした実験No.4-1-W(1)と同様であって、波による河床砂の移動は少なく、河口部(導流堤内)の河床高の変化も少なかった。

波高は、図7.2.6に示されるように、導流堤先端の測線No.18では約1.1m、0.0Km付近では0.2mであった。しかし、各地点の波高は、それぞれの実験において沖波波高が多少異なっているため、他の実験と直接的な比較はできない。したがって、波高を比較する場合には、各地点の平均波高 $\bar{H}$ を沖波波高 H_o で無次元化した $\bar{H}/H_o$ を用いることにする。このような表示法により導流堤形状による河道内波高の分布を検討すると次のようになる。0.0Km地点における $\bar{H}/H_o$ は、この実験では0.3であり、また実験No.3-1-W及び実験No.3-3-Wでは約0.1であった。このように、導流堤間隔が250mの場合には、導流堤長を長くしても河道内波浪の減衰はあまり期待できないと思われる。

② 砂州について

図7.2.7は波を与えた後の河口部深淺図を示したものであり、この図を見ても明らかなように、測線No.10(-0.35Km地点)付近から海側においてのみ砂が移動しており、砂州形成は本実験時間内においては明確でなかった。

この実験No.4-1の一連の波の実験、実験No.3-2及び実験No.3-3-Wの実験結果からわかるように、河口水深がある程度維持されているならば、砂州は形成されにくいと思われる。

- d 実験No.4-1-F(2) ($Q=2.120\text{ m}^3/\text{s}$, 潮位: T.P.1.8m)

本実験は、計画河道における粗度係数を把握するために行ったものであり、実験No.4-1-W(2)の

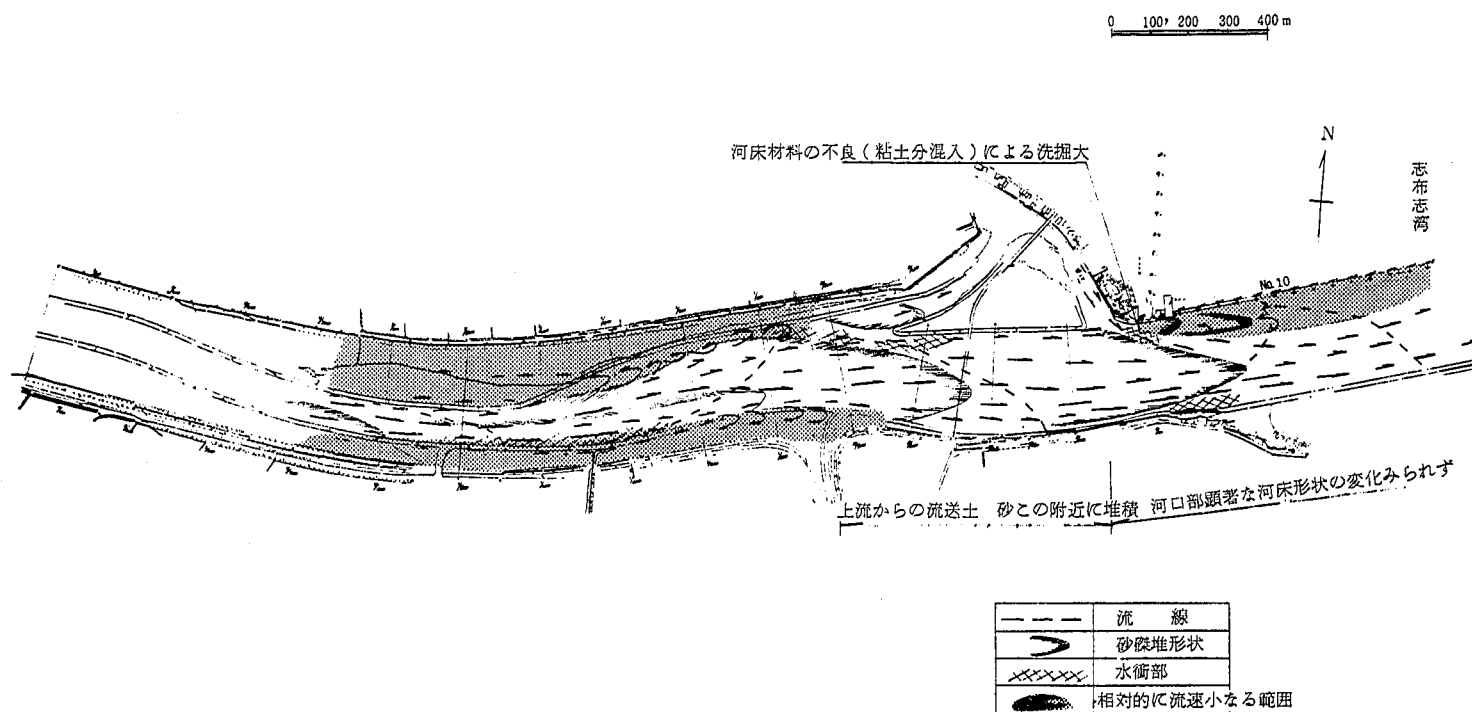


図 7.2.4 流況図 (実験No. 4-1-F(1))

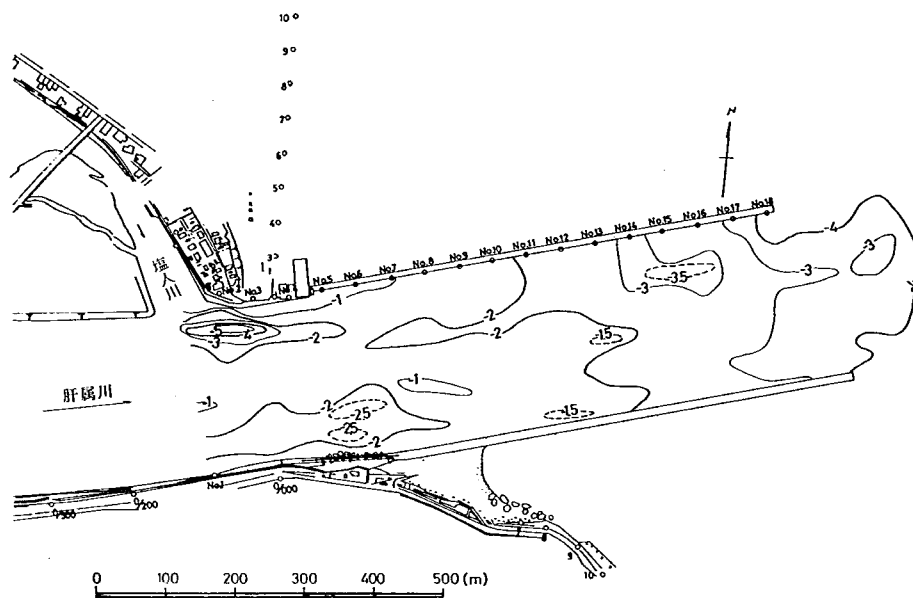


図 7.2.5 河口部深浅図 (実験No. 4-1-F(1))

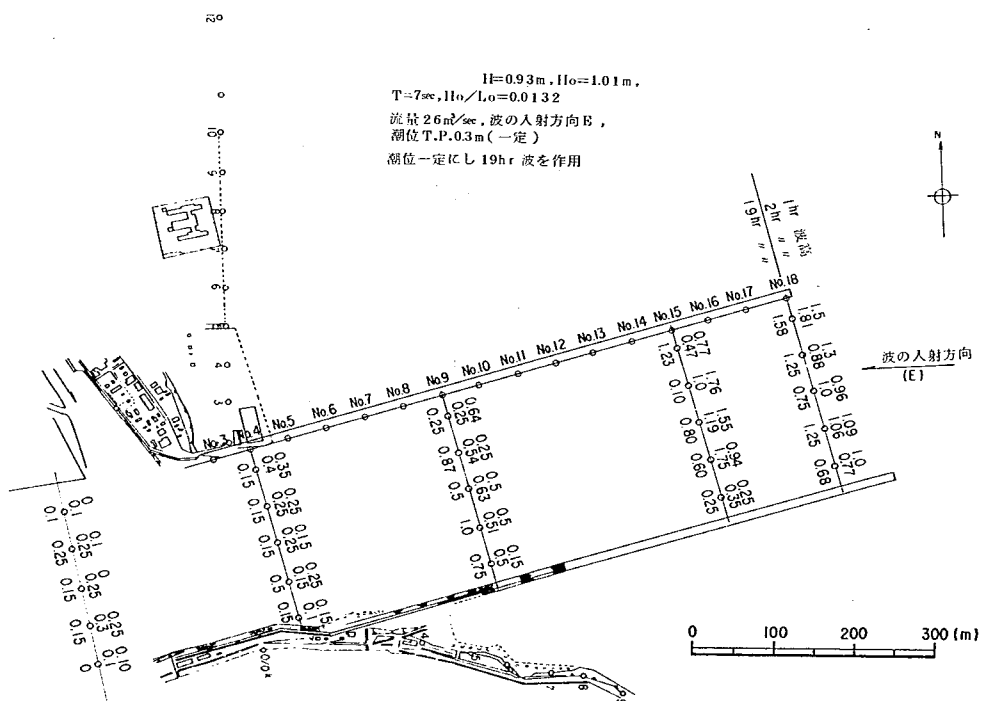


図 7.2.6 波高分布図 (実験No. 4-1-W(2))

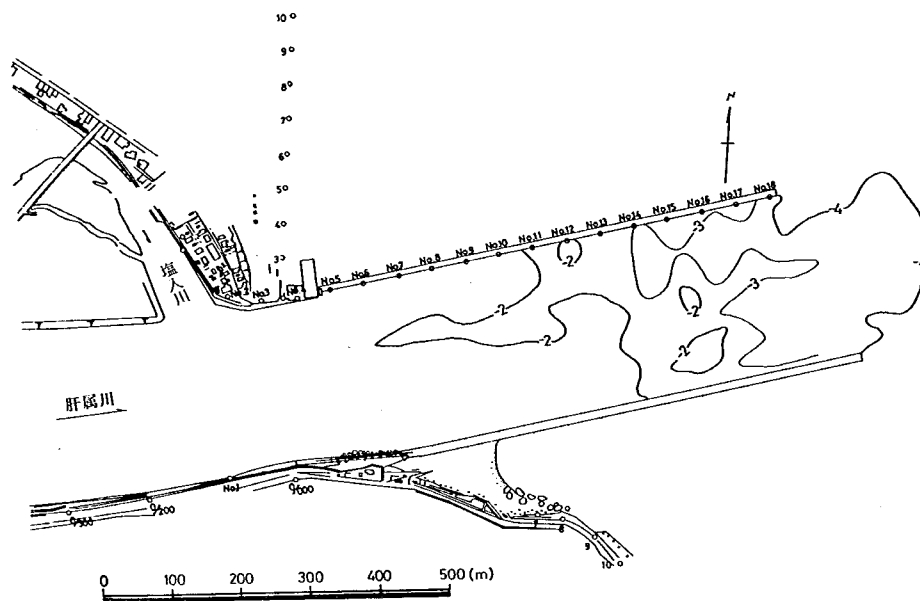


図 7.2.7 河口部深浅図 (実験 No. 4-1-W(2))

終了後河床に定流 $2.120 \text{ m}^3/\text{s}$ を通水してその粗度係数を求めた。

表 7.2.1 はこの結果を示したものであり、実験 No. 2-3 の現況河道での粗度係数 (0.0 Km ~ 0.8 Km を除く) 0.030 に対して、計画河道では 0.022 とかなり小さい値となった。

表 7.2.1 模型の粗度係数
(実験 No. 4-1-F(2))

以上、実験 No. 4-1 の導流堤長 840 m 案の実験結果について述べてきたが、導流堤長がこんなに長い場合には、不等流計算からも明らかなように、洪水の疎通に支障をきたすものと思われる。したがって、次の実験からは導流堤長を約半分の 400 m とした。

断面 Km	n
2.0	0.0207
1.8	0.0261
1.6	0.0205
1.4	0.0305
1.2	0.0212
1.0	0.0141
0.8	0.0173
0.6	0.0237
0.4	0.0570
0.2	
平均	0.0243

2) 実験 No. 4-2

洪水流の実験 (No. 4-2-F) は、前実験の実験 No. 4-1-F(1) と同じ実験条件のもとで行い、また波の実験 (No. 4-2-W(1), (2)) では二種類の波を与えた。

a 実験 No. 4-2-F ($Q_{\text{peak}} = 2.120 \text{ m}^3/\text{s}$, 潮位: T.P.2.20 m)

導流堤長を 400 m とした本実験は、前の導流堤長が 840 m の場合と比較するために行ったものである。ここでは、導流堤長の違いによる水位、河道からの流出土砂の堆積状況等の比較を行った。前の実験 No. 4-1-F(1) の結果と本実験の結果とを比較して述べると次のようである。

① 水位について

図 7.2.8 は実験の水位・流量時間曲線を示したものであり、流量がピークとなる頃、0.2 Km 地点では 2~3 cm、また 0.6 Km 地点では 40 cm ほど洪水水位が H.W.L. を越えている。なお、0.6 Km 地点では増水時の 1,740 m³/s においてすでに H.W.L. を越えている。

実験 No. 4-1-F(1) と本実験との水位を比較すると、流量ピーク時において 1.0 Km、2.0 Km の両地点とも 30 cm ~ 40 cm 本実験の方が高い値であった。この原因としては、本実験では河床波の発生が前実験よりも著しく、図 7.2.9 に示されるように、粗度係数が 0.036 と大きい値であったことがあげられる。しかし、0.2 Km 地点より下流の河口部の水位は、潮位によりほぼ決定されているため、実験 No. 4-1-F(1) とほとんど同じ水位であった。

② 流況について

増水時には、ゆったりとした流況を示し、流水の蛇行はあまり見られなかったが、流量

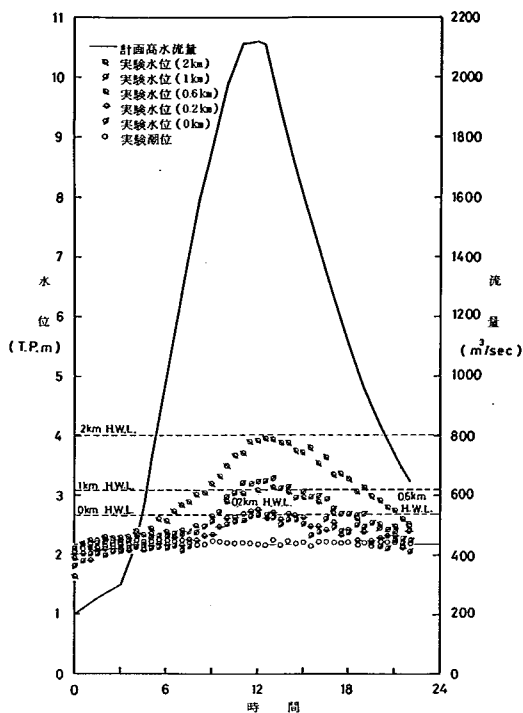


図 7.2.8 水位・流量時間曲線 (実験 No. 4-2-F)

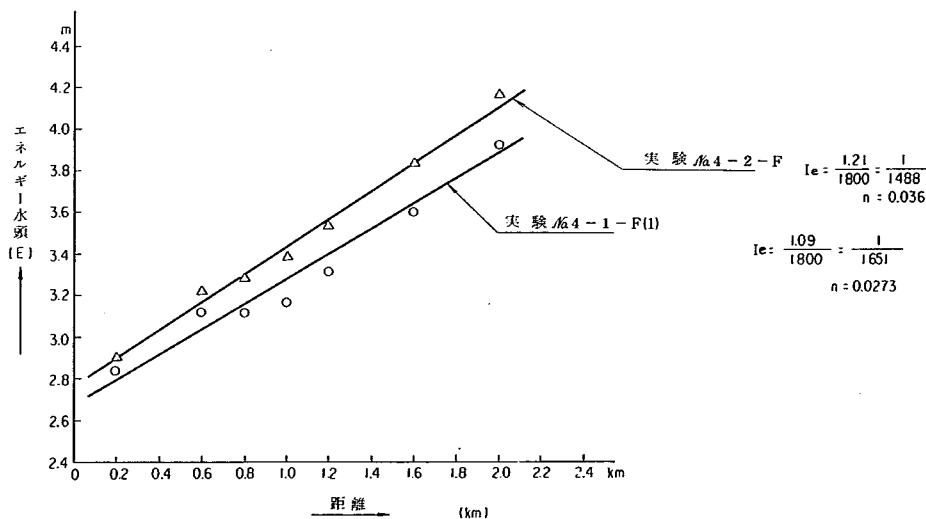


図 7.2.9 計画河道におけるエネルギー勾配

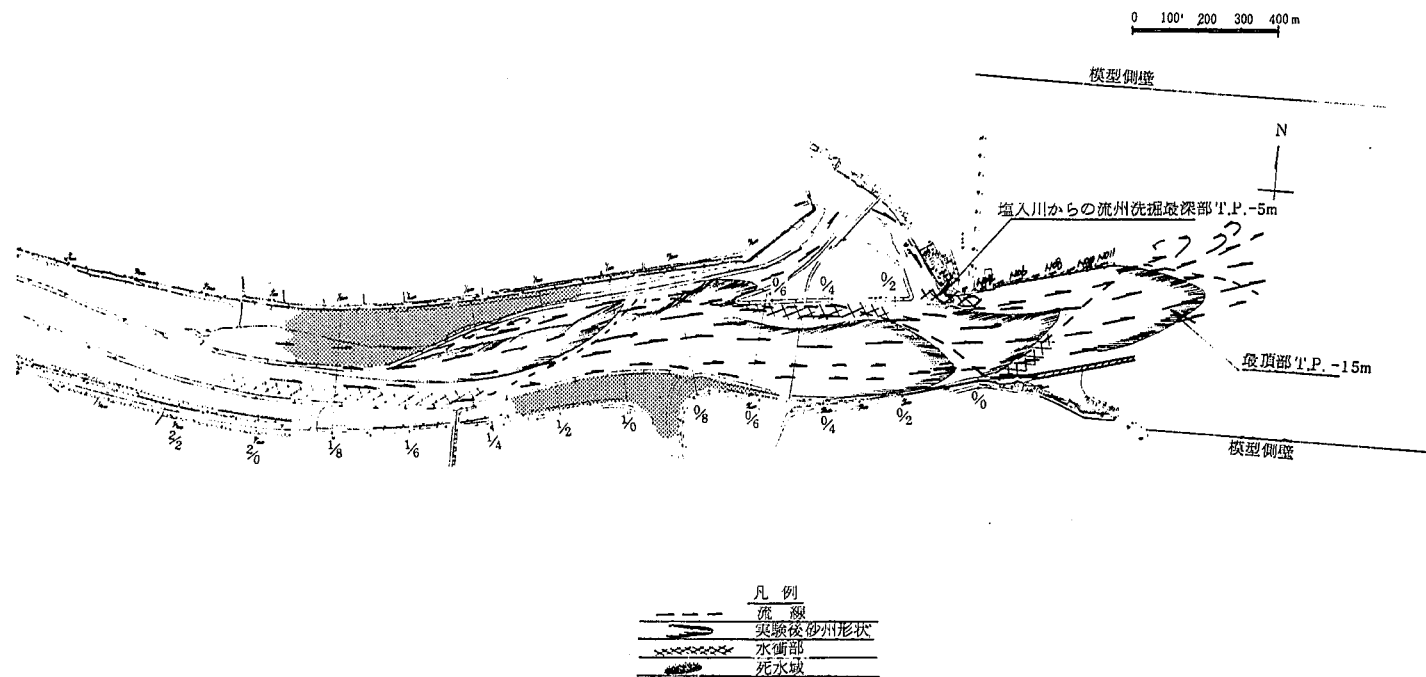


図 7. 2. 1 0 流況図 (実験 No. 2 - 2 - F)

ピーク時から減水時の流量 $1.700 \text{ m}^3/\text{s}$ ごろにかけては、砂礫堆の発達により流水の蛇行がみられた。

流量ピーク時における水衝部は、図 7.2.10 に示すように $1.4 \text{ Km} \sim 2.1 \text{ Km}$ 右岸、 $0.2 \text{ Km} \sim 0.7 \text{ Km}$ 左岸及び $-0.1 \text{ Km} \sim 0.0 \text{ Km}$ 右岸であった。河口部付近の水衝部は、実験 No. 4-1-F(1)と同様に、実験 No. 3-3 までの実験より狭い範囲であった。

③ 実験後の河口部形状について

図 7.2.11(1), (2) は実験前後の河口部深浅図を示したものであり、実験後の河口部の河床高は、河道からの流出土砂により若干高くなっている。しかし、堆積土砂の最頂部の高さは、実験 No. 4-1-F(1)と同様に、T.P. - 1.5 m であった。また、局所洗掘は 0.0 Km 付近の左右岸に見られ、右岸の深掘れ部は T.P. - 4 m であった。

b 実験 No. 4-2-W(1) ($Q = 2.6 \text{ m}^3/\text{s}$, 潮位 : T.P. 0.29 m, $H_o = 1.30 \text{ m}$, $T = 7.0 \text{ sec}$, $H_o/L_o = 0.0170$, 実験時間 20 時間)

本実験は、実験 No. 4-2-F の実験後河床に沖波波高 1.30 m の波を与えて、砂州の形成状況を検討したものである。

① 波について

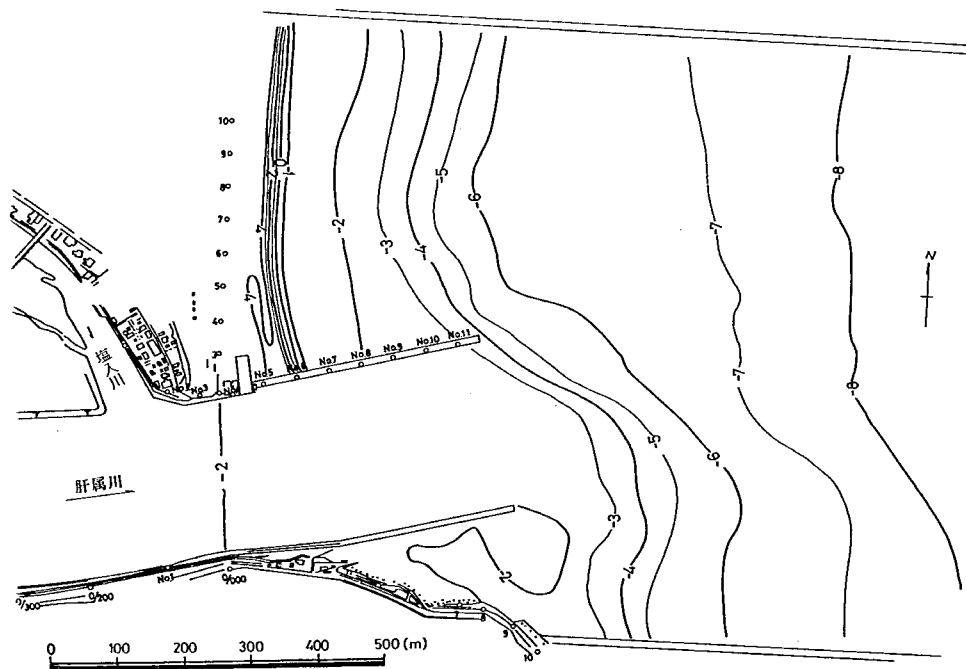


図 7.2.11(1) 実験前河口部深浅図 (実験 No. 4-2-F)

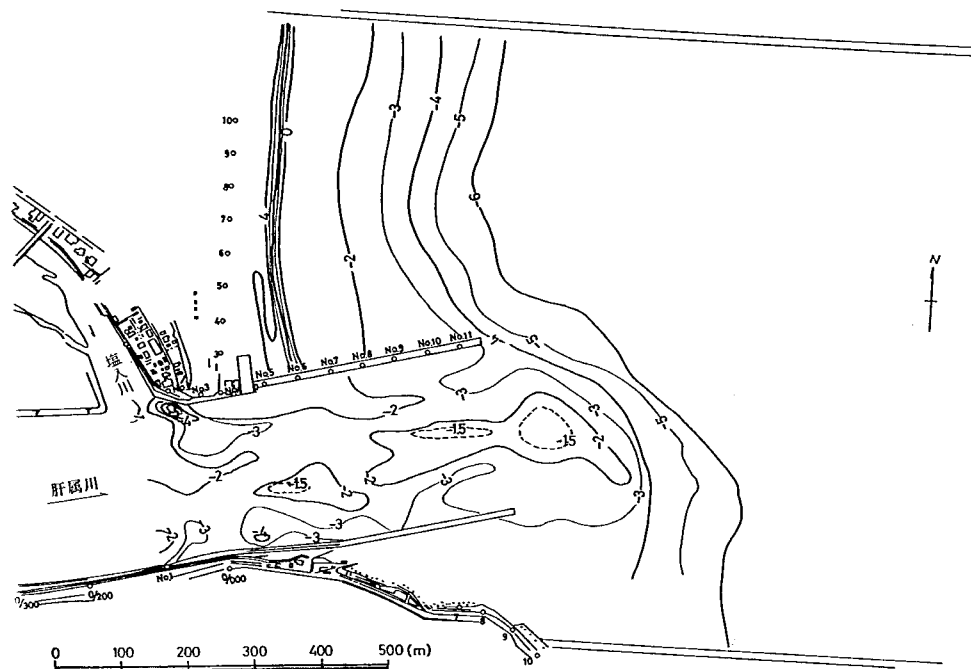


図 7.2.1.1(2) 実験後河口部深浅図(実験 No. 4-2-F)

図 7.2.1.2 は、河口部の波高を示したものであり、導流堤内の河床が全体的に深かったため、波は河道上流にまで遡上していた。

この実験と前の実験 No. 4-1-W(2) とを比較すると、次のようなことがいえる。すなわち、0.0 Km 地点においては本実験の $\bar{H}/H_o$ は約 0.4 であり、実験 No. 4-1-W(2) の $\bar{H}/H_o$ は約 0.3 であった。したがって、導流堤が長い場合には、河道への波浪の侵入が若干少なくなる。

② 砂州について

図 7.2.1.3 は、沖波波高 1.3 m の波を 20 時間作用させた後の河口部深浅図であり、左岸導流堤の測線 No. 10 付近に、小範囲ではあるが T.P. 0 m の砂州が形成されている。

また、波によって導流堤先端は実験前より深くなっているが、導流堤内は全体的に浅くなる傾向があった。

c 実験 No. 4-2-W(2) ($Q = 2.6 \text{ m}^3/\text{s}$, 潮位: T.P. 0.20 m, $H_o = 1.70 \text{ m}$, $T = 9.2 \text{ sec}$, $H_o/L_o = 0.0128$, 実験時間 10 時間)

本実験は、前の実験 (No. 4-2-W(1)) で形成された砂州が、どのように発達するかを検討するために行った実験である。特に、本実験においては波高を 1.7 m と変えているが、その理由は砂州の伸延の状況を短時間の実験時間でみようとしてみたためである。

ここでは波についての説明を省き、砂州形成についてのみ述べる。なお、実験中の波高は、前の実験 No. 4-2-W(1) といっしょに図 7.2.1.2 に示した。

○ 砂州について

前の実験で形成され始めた砂州は、左岸導流堤に沿って塩入川と本川との合流点付近に生じた局所洗掘部まで遡上した。その結果、局所洗掘部は埋め戻されたが、図 7. 2. 1 4 に示されるように、水面

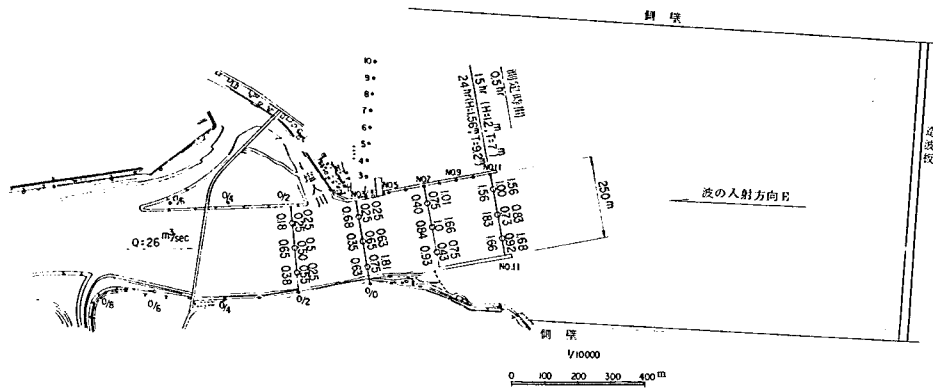


図 7. 2. 1 2 波高分布図 (実験 No. 4-2-W(1))



図 7. 2. 1 3 実験後河口部深浅図 (実験 No. 4-2-W(1))

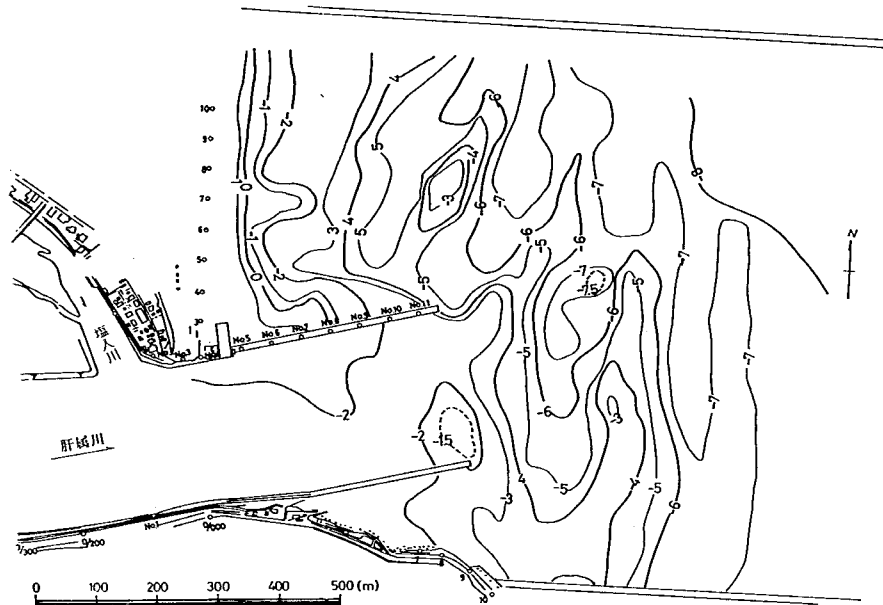


図 7. 2. 1 4 実験後河口部深浅図 (実験 No. 4 - 2 - W(2))

に達するほどの砂州は形成されなかった。しかし、波高の小さい波を長時間作用させた場合、あるいは洪水時の潮位が低く流出土砂がこの実験より多い場合には、砂州は形成され、また生長するものと思われる。そこで、次の実験では洪水時の潮位を低くして河道からの流出土砂を多くさせ、砂州が形成されるかどうかを検討した。

3) 実験 No. 4 - 3

本実験 (No. 4 - 3 - F) では潮位を T.P. 0.3 m と実験 No. 4 - 2 - F より低くし、潮位の差による流出土砂の堆積傾向の違いを検討している。したがって、他の条件は実験 No. 4 - 2 - F と同じ条件を用いた。

また、波の実験 (No. 4 - 3 - W) は、これまでの実験と同様に、砂州の形成状況をみようとしたものである。

a 実験 No. 4 - 3 - F ($Q_{\text{peak}} = 2.120 \text{ m}^3/\text{s}$, 潮位: T.P. 0.3 m)

ここでは、潮位が T.P. 0.3 m と低い条件を与えたので、水位については簡単に説明する。また、流況及び実験後の河口部形状については、潮位及び流量を本実験と同じ条件を与えた実験 No. 3 - 1 - F 及び No. 3 - 3 - F、潮位を高潮位の T.P. 2.20 m と与えた実験 No. 4 - 2 - F と比較して述べる。

① 水位について

図 7.2.15 は、実験の水位・流量時間曲線を示したものであり、水位のピークは 0.0 Km ~ 2.0 Km のいずれの地点においても流量が $1.740 \text{ m}^3/\text{s}$ となったときに現れており、流量ピーク時と一致していない。砂州がある場合は、砂州のフラッシュの影響によって、水位のピークと流量のピークとは必ずしも一致しないという現象がみられるが、本実験の場合には、河道部の砂礫堆あるいは河口部に

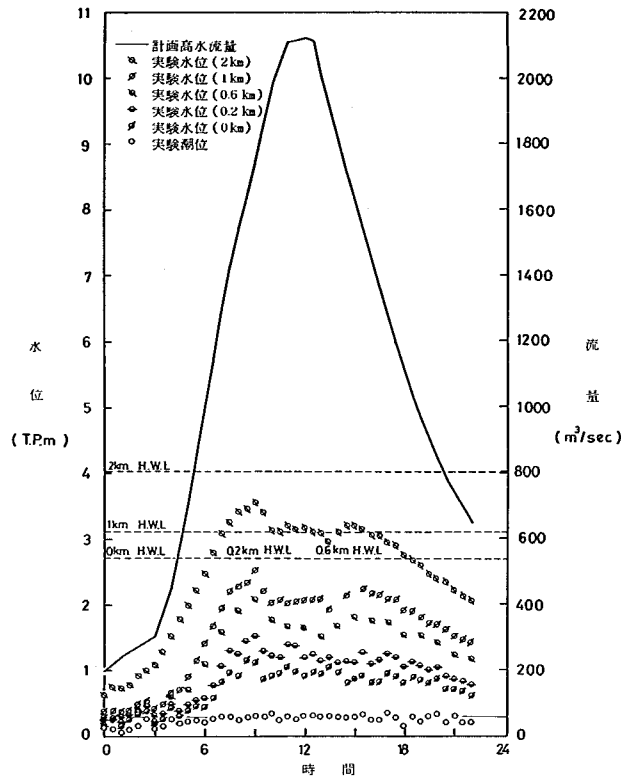


図 7.2.15 水位・流量時間曲線図 (実験 No. 4-3-F)

堆積した土砂の影響によるものと考えられる。ところが、導流堤間隔を 170m とした実験 No. 3-2-F では、水位ピークと流量ピークとがほぼ一致していた。その理由として、導流堤間隔が狭いため、増水期から流量ピーク時にかけては、流送土砂が導流堤先端まで輸送され、導流堤内にはあまり堆積していなかったということがあげられる。

② 流況について

図 7.2.16 は、流量ピーク時の流況を示したもので、-0.1 Km ~ 0.8 Km の河道中央部には大きな砂礫堆が形成されており、この砂礫堆と廻り込む流れとの影響によって、0.0 Km 付近には二本のみお筋が見られた。また、二本のみお筋は、導流堤先端付近で一本となっていた。しかし、導流堤間隔を 170m とした実験 No. 3-3-F (潮位及び流量は本実験と同じ条件) では、廻り込む流れの影響で導流堤内の主流部が右岸堤防寄りとなり、みお筋は一本であったことから、この二本のみお筋は、導流堤間隔を広くしたために生じたものと考えられる。

また、流量ピーク時の水衝部は 1.5 Km ~ 2.0 Km 右岸及び 0.3 Km ~ 0.6 Km 左岸であり、これまでの実験でみられたような右岸導流堤への水当りはみられなかった。

③ 実験後の河口部形状について

図 7.2.17 は、実験後の河口部深淺図を示したものであり、塩入川合流点 (0.1 Km) 付近及び導

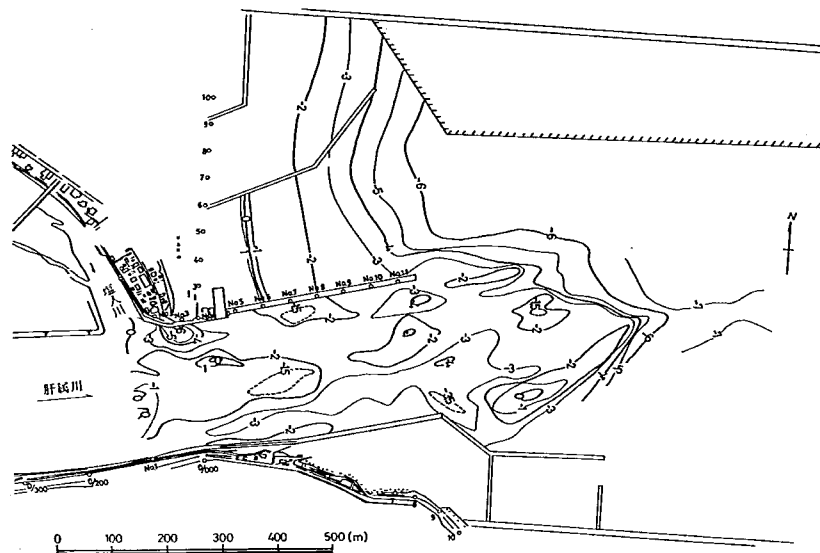


図 7.2.17 実験後河口部深浅図 (実験 No. 4-3-F)

流堤内では、②の流況で述べた砂礫堆のため、河道中央部の河床高が高くなっている。

一方、局所洗掘は、これまでの実験と同様に、塩入川合流点付近の左岸と 0.0 Km 地点の右岸とにみられた。ただし、後者の規模はかなり小さかった。

堆積土砂の先端 (T.P. - 4 m) は - 0.8 Km 地点であり、潮位を T.P. 2.2 m とした実験 No. 4-2-F より約 150 m 沖合となっている。また、導流堤間隔を 170 m とした実験 (No. 3-1-F, No. 3-3-F) と比較すると、導流堤間隔を 250 m としたことによって、河口部における掃流力が減少したため、流出土砂の堆積部の先端 (T.P. - 4 m) が 100 m ~ 200 m 河道寄りとなっている。

b 実験 No. 4-3-W ($Q = 2.6 \text{ m}^3/\text{s}$, 潮位: T.P. 0.23 m, $H_o = 1.17 \text{ m}$, $T = 7 \text{ sec}$, $H_o/L_o = 0.0153$, 実験時間 20 時間)

前実験 No. 4-3-F の通水後河床に波を与えて、砂州の形成状況を検討したもので実験結果を次に述べる。

① 波について

図 7.2.18 は、河口部の波高を示したものであり、0.0 Km 地点の波高は $\bar{H}/H_o \approx 0.4$ であり、実験 No. 3-1-W 及び実験 No. 3-3-W における $\bar{H}/H_o = 0.1$ と比べてかなり大きく、導流堤間隔が広い場合には、河道内奥深くまで波が侵入してくることがわかる。

② 砂州について

波によって導流堤先端付近から運ばれた漂砂は、洪水流によって生じた右岸側のみお筋を若干埋め戻し、また左岸側の漂砂も徐々に河道上流へ運ばれ、塩入川合流点付近に生じていた局所洗掘部を埋

4) 実験 No.4 - 4

本実験は、河道部を現況断面、河口部を計画断面とし、戦後最大の昭和46年8月31日洪水($Q_{peak} = 1.157 \text{ m}^3/\text{s}$)を二回通水して、流出土砂の堆積傾向を把握するために行ったものである。また、その通水後河床に波を与え、砂州の形成状況をみるために行ったものが実験No.4-4-Wである。

a 実験 No.4 - 4 - F(1), (2) ($Q_{peak} = 1.157 \text{ m}^3/\text{s}$ を二回, 潮位: T.P. 0.3m)

① 水位について

図7.2.2.0(1)及び図7.2.2.0(2)は、それぞれ、一回目及び二回目の洪水における水位・流量時間曲線を示したものである。

一回目の洪水では、流量約 $580 \text{ m}^3/\text{s}$ まで河床材料の移動は少なく、河道内の水位上昇も小さかった。その後、流量の増加とともに河床波が発達し、河床の抵抗が大きくなったため、水位は急に上昇した。また、2.0 Km地点での水位は、潮位がT.P. 0.3mと低い条件であったにもかかわらず、河道が現況であったため、流量ピーク時には約20 cm H.W.L.を越えていた。

二回目の洪水では、一回目の洪水ほど水位の上昇は見られなかった。

② 流況について

流量がこれまでの実験で対象としていた計画流量の約半分であったため、流水の蛇行波長は短かった。その影響のため、計画流量の実験より廻り込む流れが強く、0.0 Km付近では、この流れが川幅の約1/3を占め、本川の主流部を右岸寄りとしていた。

流量ピーク時における流れは直線的であったが、実験No.4-3-Fと同様に、導流堤内においては左右岸に2本のみお筋が発生した。また、この実験での水衝部は1.7 Km～1.9 Kmの右岸、0.4 Km～1.0 Km左岸及び-0.2 Km～0.0 Kmの左右岸であった。

以上が、一回目の洪水通水時の流況の概略であり、二回目の洪水流況についても、図7.2.2.1(1)と図7.2.2.1(2)とを比較しても明らかなように、一回目とほとんど同じような状況であった。

③ 実験後の河口部形状について

一回目の通水後河床を示すと図7.2.2.2(1)のようであって、実験No.4-3-Fと同様に、導流堤内中央部が高くなっている。また、最大流量がこれまでの約半分と小さかったため、堆積土砂の先端(T.P. -4.0 m)は、-0.6 Km地点でピーク流量 $2.120 \text{ m}^3/\text{s}$ を通水した実験No.4-3-Fより、約200 m上流側であった。

二回目の通水後河床は、図7.2.2.2(2)に示されるように、-0.1 Km～0.1 Kmの河道中央部は上流から発達した砂礫堆のため高く、-0.2 Kmから導流堤先端(-0.4 Km)までの河道中央部は低くなっている。

b 実験 No.4 - 4 - W ($Q = 2.6 \text{ m}^3/\text{s}$, 潮位: T.P. 0.3 m, $H_o = 1.13 \text{ m}$, $T = 7 \text{ sec}$, $H_o/L_o = 0.0148$, 実験時間 20 時間)

図7.2.2.3は河口部の波高を、また図7.2.2.4は実験後の河口部深浅図を示したものである。図7.2.2.4を見ても明らかなように、河口部(導流堤内)は波によって平坦化される傾向が強く、砂州の明確な形成は認められなかった。

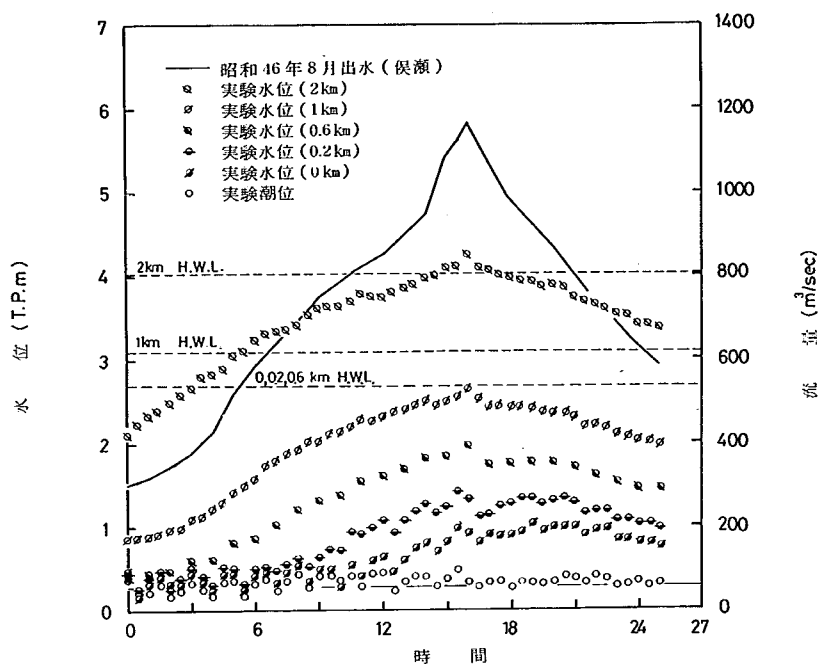


図 7.2.2.0(1) 水位・流量時間曲線図 (実験 No. 4-4-F(1))

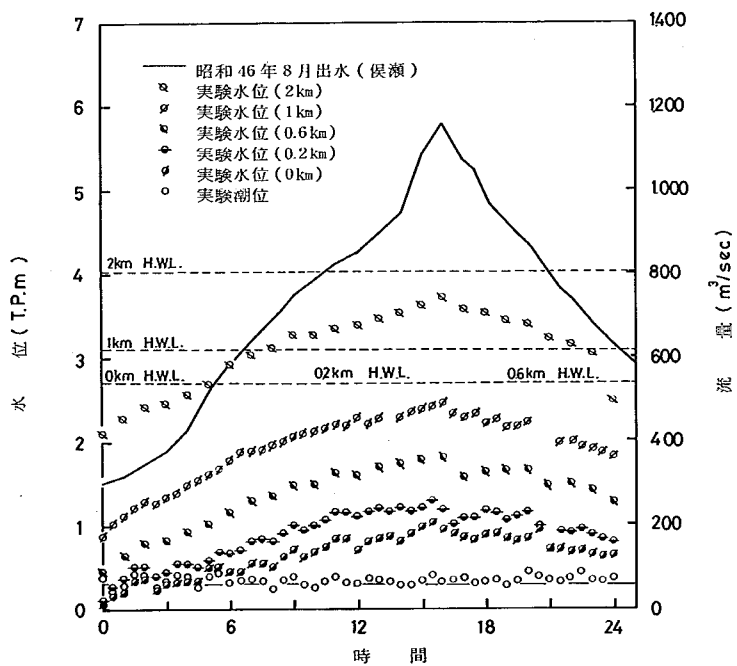


図 7.2.2.0(2) 水位・流量時間曲線図 (実験 No. 4-4-F(2))

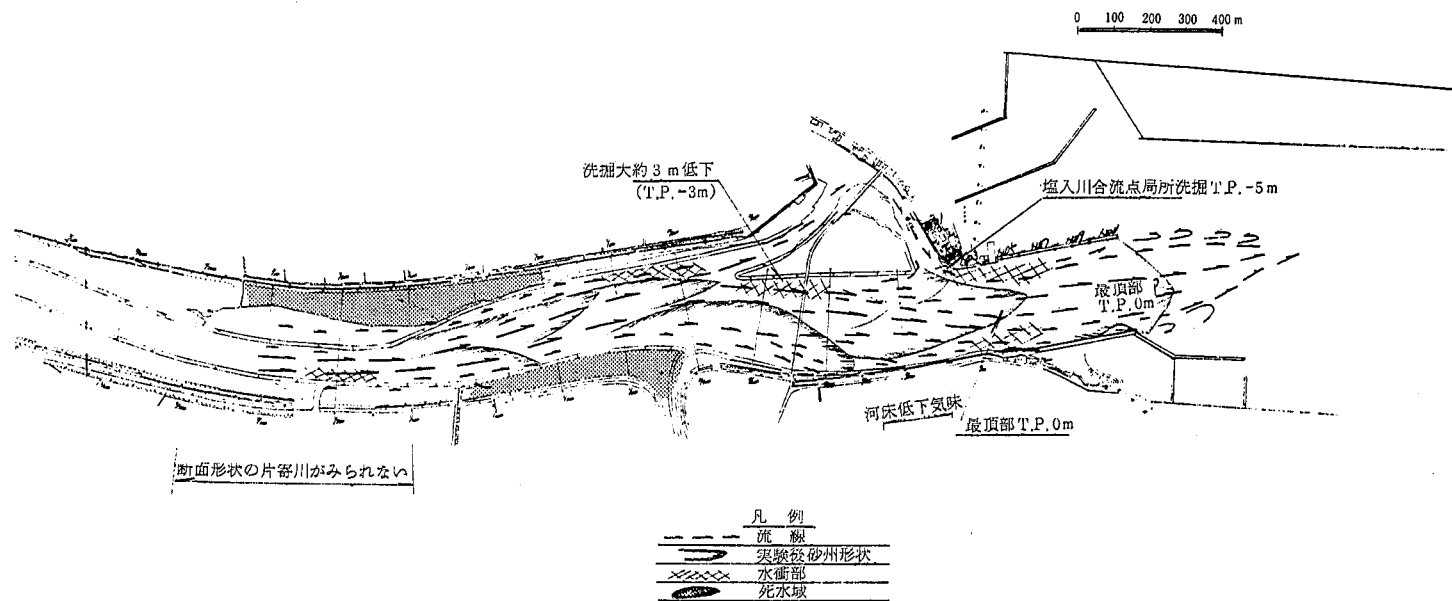


図 7.2.2.1 流況図 (実験 No. 4-4-F(1))

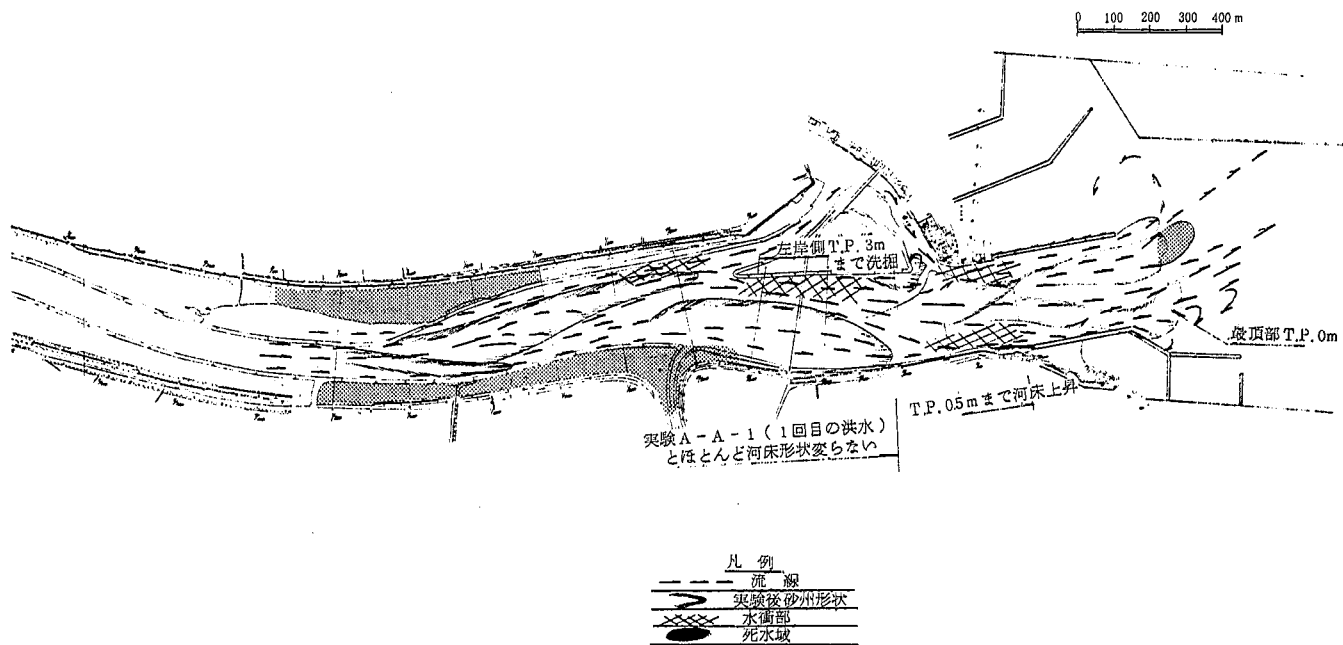


図 7.2.2 1(2) 流況図 (実験 No. 4-4-F(2))

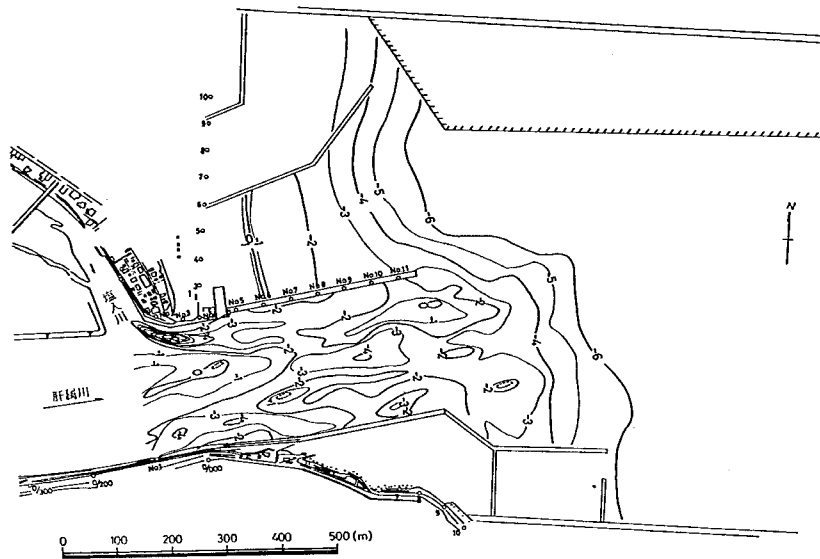


図 7.2.2.2(1) 実験後河口部深浅図 (実験No. 4-4-F(1))

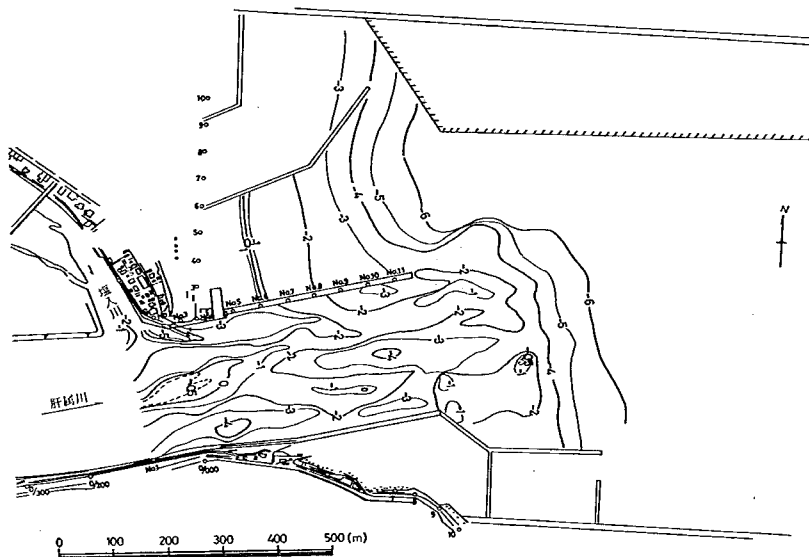


図 7.2.2.2(2) 実験後河口部深浅図 (実験No. 4-4-F(2))

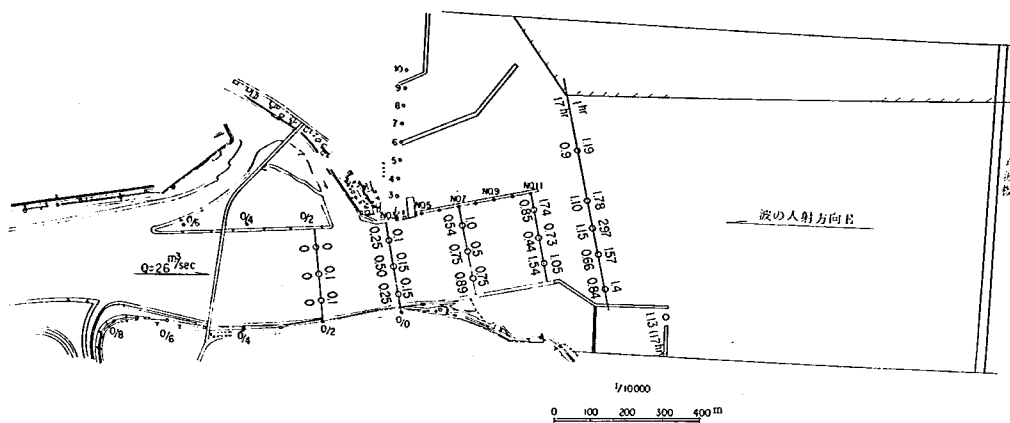


図 7. 2. 2 3 波高分布図 (実験 No. 4 - 4 - W)



図 7. 2. 2 4 実験後河口部深浅図 (実験 No. 4 - 4 - W)

5) 実験 No. 4-5

本実験 No. 4-4 と河道条件等は同じく、30 年確率の流量 $1,600 \text{ m}^3/\text{s}$ を定流で 4 時間流したものである。

a 実験 No. 4-5-F ($Q = 1,600 \text{ m}^3/\text{s}$, 潮位 : T.P. 0.3 m)

本実験は、河道からの流出土砂がどの様に河口部へ堆積するかを見たものである。

① 流況について

本実験における河道部の流況は、大略的にみていままでの実験と大差がなかったが、河口部（導流堤内）の流況及び導流堤先端付近の土砂堆積状況の時間的変化が著しく、以下においてはこの状況について詳述することとする。

・ 実験開始後約 1.5 時間

河口部（導流堤内）の流況は、直線的（主流部）であり、そのため、河道からの流出土砂も図 7.2.25 に示すように、まっすぐ沖へ輸送されていた。

・ 1.5 時間～2 時間

導流堤先端付近では、流れが左右（横断方向）に広がり流出土砂も横断方向に徐々に堆積しはじめた。

・ 2 時間～3 時間

導流堤先端部の左右岸は、横断方向の流れによって、土砂が堆積し次第に浅くなった。

・ 3 時間～4 時間

左右岸の河床が浅くなったため、主流線は中央部に移動し、実験初期と同じ様に、河口部の流況は直線的になり始めた。

図 7.2.26 は、定流 $1,600 \text{ m}^3/\text{s}$ を 4 時間通水した後の流況図であり、導流堤先端では上述のような流れによって、土砂が広がるように堆積していることがわかる。

なお、この時点における水衝部の位置は、1.0 Km～1.4 Km の右岸、0.2 Km～1.0 Km の左岸及び -0.4 Km～0.0 Km の右岸であり、導流堤間隔を 250 m としたいままでの実験より、若

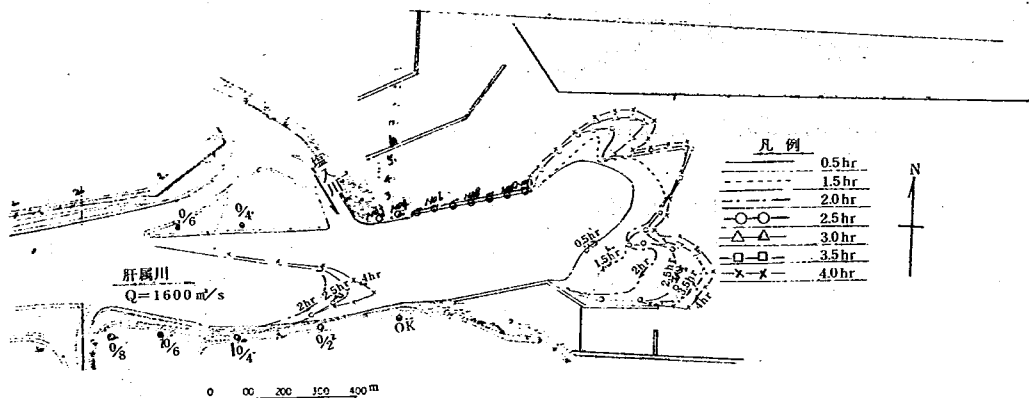


図 7.2.25 流出土砂堆積状況の時間変化図（実験 No. 4-5-F）

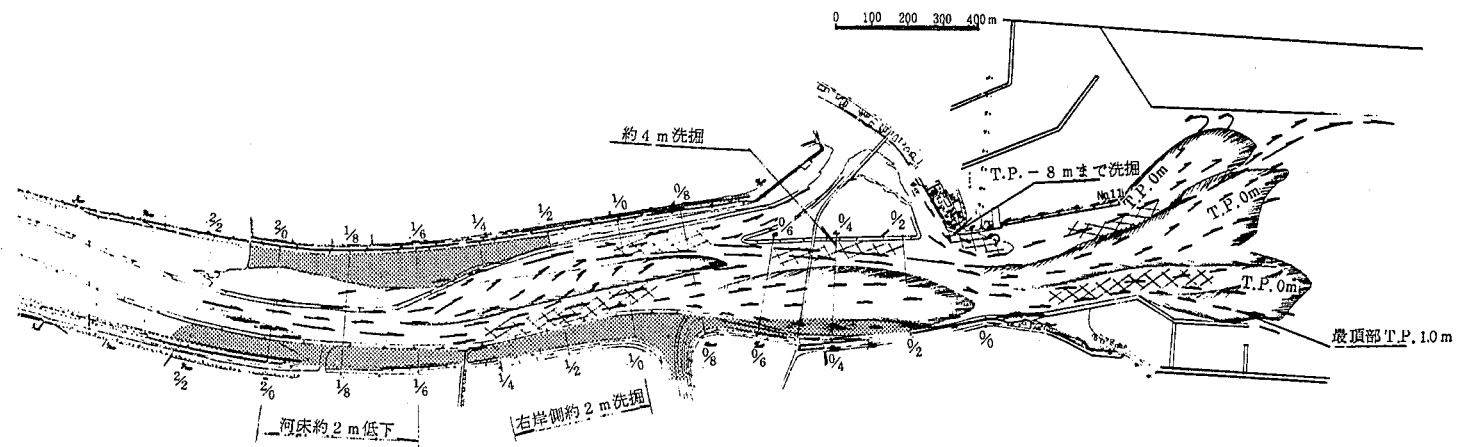


図 7.2.26 流況図 (実験 No. 4-5-F)

干下流側となっている。

② 実験後の河口部形状について

図 7.2.27 は実験後の河口部深浅図を示したものであり、左右岸の導流堤先端付近 (0.4 Km) には洗掘がみられ、中央部には堆積が認められる。この堆積及び洗掘位置は、実験 No. 4-4-F と全く逆の傾向を示している。

以上のように導流堤間隔を広くすると、導流堤先端の堆積土砂によってその地点での流況が変化し、さらには、導流堤先端での流況の変化に伴い導流堤内のお筋が安定しなくなる傾向がある。

- b 実験 No. 4-5-W(1), (2) ($Q = 2.6 \text{ m}^3/\text{s}$, 潮位: T.P. 0.34 m, $H_o = 1.13 \text{ m}$, $T = 7.0 \text{ sec}$, $H_o/L_o = 0.0148$, 実験時間 4 時間) ($Q = 2.6 \text{ m}^3/\text{s}$, 潮位: T.P. 0.27 m, $H_o = 1.50 \text{ m}$, $T = 9.2 \text{ sec}$, $H_o/L_o = 0.0114$, 実験時間 2 7 時間)

波の実験は、実験 No. 4-5-W(1) で沖波波高 1.13 m を与えた。しかし、いままでの実験より流出土砂が大量であったため、沖合で碎波した波浪の減衰が著しく、導流堤内での土砂の移動はみられなかった。そこで、沖波波高を 1.13 m とした実験は 4 時間で打ち切り、以後は沖波波高を 1.50 m として実験 No. 4-5-W(2) を開始した。ここでは、実験 No. 4-5-W(2) の実験結果について述べる。

① 波について

図 7.2.28 に示すように導流堤先端付近の土砂の堆積が多かったため、波高の減衰は激しく、0.0 Km 地点では $H/H_o \doteq 0.1$ となり実験 No. 4-1 ~ 実験 No. 4-4 までの $\bar{H}/H_o \doteq 0.3$ と比較して小さい値であった。

② 砂州について

導流堤先端から約 150 m 沖合の測線 No. 14 付近では、水面近くまで海床が上昇していた。

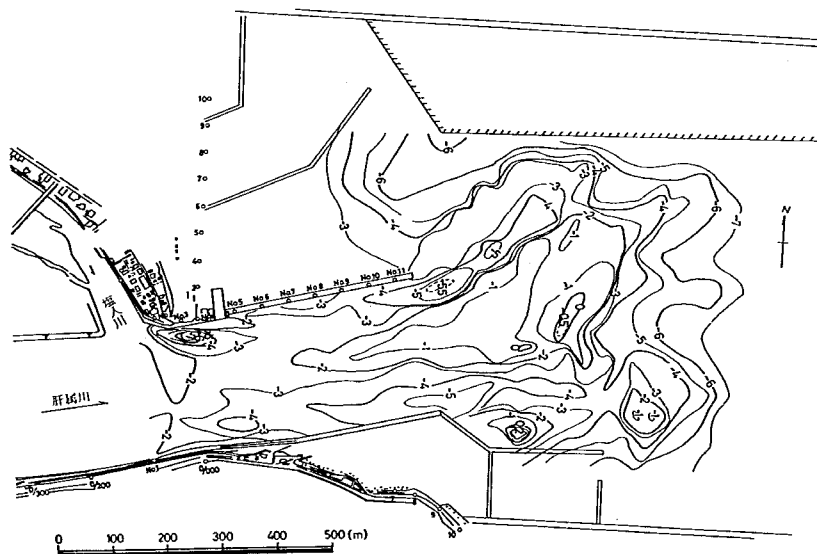


図 7.2.27 実験後河口部深浅図 (実験 No. 4-5-F)

砂州は、実験中期に測線No. 14付近に打ち上がり、さらに導流堤内を遡上し、実験終了時には図7.2.29に示すように、測線No. 5付近に形成された。また、左岸導流堤先端付近に出来ていたみお筋は、波によってかなり埋め戻されているが、右岸導流堤沿いに生じていたみお筋は、導流堤が波向より 15° 傾いているため、左岸側と比較して埋め戻される量は少なかった。

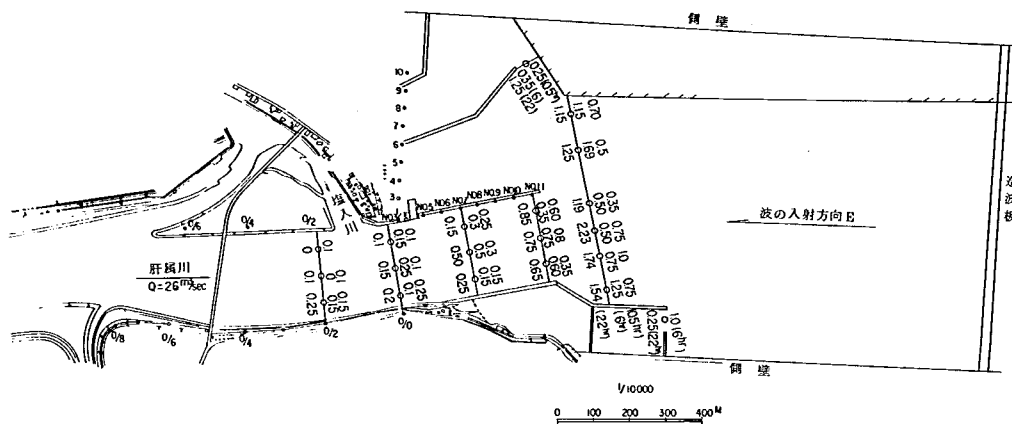


図 7.2.28 波高分布図 (実験 No. 4 - 5 - W(1), (2))



図 7.2.29 実験後河口部深浅図 (実験 No. 4 - 5 - W(1), (2))

第 3 節 ま と め

1) 導流堤間隔 170 m 実験

導流堤間隔を 170 m にした実験の結果について、簡単にまとめると次のとおりである。

- a 現況の導流堤でも、河口部を掘り下げた場合には、砂州の形成はみられなかった。
- b 計画河道とした場合には、現況河道と比較して 0.4 Km ~ 0.8 Km 左岸が新たな水衝部となっている。
- c 導流堤長を 500 m とした場合にも、現況導流堤実験と同様、導流堤内の主流部はほとんど右岸寄りとなるため、右岸導流堤付近は洗掘され、逆に左岸導流堤付近は河床が上昇するという傾向があった。
- d 導流堤外に流出した流出土砂は、北側の海浜に輸送され、北側の汀線を前進させていた。

2) 導流堤間隔 250 m 実験

導流堤間隔 250 m の実験結果について、簡単にまとめると次のとおりである。

- a 導流堤長を 840 m とした場合には、波浪の侵入が少なくなるが不等流計算結果からみても、洪水の疎通に困難を来すものと思われる。
- b 導流堤長を 400 m とした場合には、導流堤間隔を 170 m 案と比較して、河道への波浪の侵入は大きい。したがって、河口部に流出土砂が多量に堆積している場合には、波によって砂州が形成されてくるとと思われる。
- c 洪水時における導流堤内のお筋は、流量、潮位あるいは通水時間の相異によって、変化していた。これに対して導流堤間隔を 170 m とした場合のお筋は、流量による相異はみられたが、潮位による相異はなく流量 $2.120 \text{ m}^3/\text{s}$ を通水した場合には、右岸導流堤付近に限定されていた。

第8章 結 論

各章において、すでに個々の検討結果あるいは実験結果を述べてきたが、ここで全体をとりまとめて結論とし、さらに今後の検討事項について述べる。

1) 結 論

- ① 肝属川の砂州は、主に向岸漂砂によって形成される。言い換えれば、砂州は、河道からの流出土砂が、波により再び河口部へ押し戻されて形成される。したがって、砂州の形成を防止するためには、向岸漂砂を減少させれば良い。向岸漂砂を減少させる方法として、導流堤、中導流堤、離岸堤、暗きょ工、水門等の構造物による方法あるいは浚渫による方法があげられるが、肝属川河口においては、導流堤あるいは浚渫による方法の二つが考えられる。また、砂州は、向岸漂砂のほかに、北側海浜からの漂砂及び飛砂によっても形成されるが、これらを防ぐ方法として、左岸導流堤を不透透構造とすることと導流堤の嵩上げ等が考えられる。
- ② 砂州の形成位置は、波浪が強い場合、河口部上流側となり、弱い場合には下流側となる。また、河口の一部を浚渫した場合には、波浪が減衰されないため、砂州の形成位置は上流側となる。ただし、砂州の形成位置の経年変化（上下流への変化）には、波浪あるいは浚渫以外の原因によると考えられるものもある。
- ③ 現況河道では、不等流計算及び実験結果からも計画高水流量の疎通は困難である。また、砂州が形成されている場合には砂州によるせき上げのため0.0 Kmより上流が計画河道（海浜部が現況）でも計画高水流量の疎通は困難である。
- ④ 河口部を掘り下げて深くすることによって、砂州の形成は、きわめて遅くなる。
- ⑤ 現況導流堤の場合には、0.8 Km地点より上流を計画河道とし、0.8 Km地点より下流を約1/750の河床勾配で掘り下げると、計画高水流量の疎通が可能となる。このように河口部を掘り下げて、その後堆積土砂がない場合には、向岸漂砂が少ないため、砂州の形成速度は遅い。実験では、検証実験より長時間波を与えたにもかかわらず、砂州の形成までは至らなかった。
- ⑥ 導流堤間隔を現況と同じ170 m、導流堤長を500 mとした場合、導流堤先端から0.6 Km地点までの河口部を計画高水流量の疎通が可能になるまで掘り下げると、⑤と同様に、明確な砂州は形成されなかった。
- ⑦ 導流堤間隔を250 m、導流堤内を現計画河床高とした場合にも、導流堤付近に土砂が堆積されない限り、明確な砂州は形成されなかった。
- ⑧ ④～⑦のことより、河口部を掘り下げることによって、向岸漂砂が減少し、砂州は形成されにくくなると考えられる。しかし、河口部を掘り下げると河道内波浪の問題及び塩水遡上の問題等が生じてくる。一方、導流堤外（沖側）の土砂を取り除くことによっても、同様の効果があるものと考えられる。

- ⑨ 導流堤間隔を170m及び250mとし、しかも、それぞれ計画高水流量が疎通可能な断面形状にした場合、両者を比較すると、河道内への波浪の侵入を少なくするためには、導流堤間隔の狭い170mの方が良いと考えられる。
- ⑩ 導流堤間隔が170mの場合には、洪水時における導流堤内のみお筋は、右岸側にはほぼ固定されている（流量によって少し変動するものもある）しかし、導流堤間隔を250mとすると、流量の大小、潮位の高低、河口部の土砂の堆積状態によって、導流堤内のみお筋は固定しない（時間的に位置が変わる）。
- ⑪ ⑩の現象のため、導流堤間隔が170mの場合、河口からの流出土砂は、導流堤先端から紡錘形状に堆積する。導流堤間隔が250mの場合には、導流堤先端付近に扇状に堆積している。
- ⑫ 導流堤間隔として、170mと250mとを比較した場合、④～⑪に述べたような種々の得失がある。また導流堤内については、今後さらに検討しなければならないが、碎波点の位置等を考慮すると、現況の長さを若干延長した方がよいと思われる。

今後さらに検討しなければならない事項として次のことがあげられる。

2) 今後の検討事項

- ① 現地資料を詳細に解析して、今後の導流堤計画に関する基礎資料を得る。
- ② 左右岸導流堤の方向及び構造等の検討を行う。
- ③ 河口部を掘り下げる場合には、塩水遡上や河道内波浪の問題点などについて検討を行う。
- ④ 河道部においては、1.6Kmから下流の低水路法線形状について再検討を加える。
- ⑤ 河口部における突堤等の小構造物の効果について検討を行う。

謝

辞

現地資料の収集、解析、その提供に労を惜まず御協力下された九州地方建設局大隅工事事務所歳田所長、横田前調査課長、吉竹調査課長、横尾調査係長、園田技官、また模型製作の計画実施に御協力いただいた土木研究所河川部河川研究室山本研究員、鹿島試験所佐々木技官、さらに実験結果の解析、検討に対して御指導いただいた土木研究所土屋河川部長、須賀河川研究室長、橋本海岸室長、鹿島試験所高橋研究員に深く感謝するとともに、困難な実験業務に誠意をもって遂行された建設技術研究所の古賀興一氏に対して謝意を表します。

参考文献及び参考資料

- 1) 肝属川工事事務所； 肝属川河道計画調査報告書，昭和46年3月
- 2) 肝属川工事事務所； 肝属川水系河床変動解析業務報告書，昭和50年12月
- 3) 肝属川工事事務所； 肝属川流出土砂量検討報告書，昭和51年7月
- 4) 大隅工事事務所； 肝属川河口調査解析業務報告書，昭和53年8月
- 5) 肝属川工事事務所； 肝属川河口調査報告書，昭和44年2月
- 6) 肝属川工事事務所； 肝属川河口導流堤調査中間報告書，第1報（昭和31年9月），第2報（昭和34年7月），第3報（昭和35年9月）
- 7) 大隅工事事務所； 計画流量配分図，昭和52年3月
- 8) 大隅工事事務所； 肝属川の概要，昭和49年1月
- 9) 鹿児島県； 新大隅開発，昭和52年5月
- 10) 肝属川工事事務所； 肝属川河床変動解析業務報告書，昭和44年3月
- 11) 建設省技術研究会編； 全国河川粗度係数資料集，日本河床協会
- 12) 流量年報
- 13) 大隅工事事務所； 流量資料集
- 14) 宮崎工事事務所； 肝属川河口漂砂解析報告書，昭和48年2月
- 15) 九州地方建設局； 全国河川河口資料集（10）九州地区，昭和48年7月
- 16) 運輸省第四港湾建設局； 管内波浪整理報告書，昭和50年1月
- 17) 運輸省第四港湾建設局； 波浪観測台帳，昭和46年8月～昭和51年2月
- 18) 山下・向井・有村； 河口閉塞機構に関する現地実験について，第26回建設省技術研究会報告
- 19) 山本・野積； 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－土研資料第975号，昭和50年2月
- 20) 例えば，建設省河川局治水課・土木研究所；河口処理対策指針（案），1975年3月
- 21) 例えば，土研資料第705号「大淀川河口模型実験報告書」，昭和47年1月