



土木研究所資料

第 887 号

最上川河口模型実験報告書

昭和 49 年 3 月

建設省 土木研究所

鹿島試験所

須賀 堯三 高橋 晃
山本 晃一 野積 尚
林 敏夫

目 次

1章 序 説	1
2章 最上川の自然条件	3
2-1 最上川の概要	3
2-2 河口の概要	4
2-3 最上川の縦断形と川幅	5
2-4 流 量	6
2-5 洪水時の水位	8
2-6 粗 度	9
2-7 河床材料および海部の底質材料	9
2-8 風	11
2-9 波 浪	13
2-10 潮 位	18
2-11 塩水くさび	18
2-12 最上川河口改良工事と地形変化	20
2-13 汀線の変化	20
2-14 河口幅の変化	32
2-15 海床の変化	36
3章 最上川下流河道計画	37
3-1 計画高水流量	37
3-2 計画河道	37
3-3 計画河道における疎通能力	39
4章 模型実験の相似律	41
4-1 相 似 律	41
4-2 最上川河口模型実験における模型縮尺について	53
5章 実験ケースと実験方法	58
5-1 実験施設	58
5-2 実験の概要	58
5-3 実験ケース	60

6 章 模型の相似性に関する検証実験	66
6-1 検証実験の意義	66
6-2 洪水時の現象の相似性に関する検証	66
6-3 波による砂州の形成、海岸地形の相似性に関する検証	73
7 章 洪水時の河口水位、河道の安定性に関する検討	90
7-1 洪水時の水位	90
7-2 河口付近の流れと河床変動	93
7-3 河道の安定性	105
8 章 洪行特性を利用することによる砂州フラッシュの検討	108
8-1 はじめに	108
8-2 低水路法線と河床変動	108
8-3 低水路法線形と砂州フラッシュの関係	121
9 章 導流堤による河口維持に関する検討	139
9-1 はじめに	139
9-2 実験結果	139
9-3 導流堤による河口維持	153
10 章 最上川河口の塩水遡上について	155
10-1 二層境界面の抵抗係数	155
10-2 淡塩境界面からの塩分拡散について	157
10-3 塩水くさび形状の計算	159
10-4 ま と め	176
11 章 結 論	178
あ と が き	182

図 表 目 次

図 2-1	最上川河口位置図	3
図 2-2	最上川河口付近平面図	3
図 2-3	最上川改修前河道	4
図 2-4	改修後酒田港	5
図 2-5	河 床 勾 配	5
図 2-6	最上川の川幅	6
図 2-7	流量観測所位置	6
表 2-1	高屋流況表	7
表 2-2	高屋月別平均流量	7
表 2-3	両羽橋流況表	8
図 2-8	洪水時水位	8
図 2-9-1	42年8月洪水水位時間変化	9
図 2-9-2	河 床 材 料	9
図 2-10	砂州部の粒径	10
図 2-11-1	海底質粒径分布図	10
図 2-11-2	" 	11
図 2-12	全年風向図	11
図 2-13	強風風向図	12
表 2-4	強 風 頻 度	12
図 2-14-1	強風季節別方向頻度	12
表 2-5	年次別最大風速	13
表 2-6	台 風	13
図 2-14-2	波浪観測位置	14
表 2-7	酒田港における最大波高	14
表 2-8	波向別周期ひん度表	15
表 2-9	波高別周期ひん度表 (- 14.0 m)	16
図 2-15		17
図 2-16		17
図 2-17		18
図 2-18	最上川河口の塩分遡上	19
図 2-19	最上川河口変遷図	21
図 2-20	河口改良工事による地形変化	22

図 2-2 1	汀線変化図	26
図 2-2 2	河口部の河口幅, 半旬別流量, 河積の関係	31
図 2-2 3	河口支配流量と河口幅	32
図 2-2 3-2	河口幅と河口の河積	33
図 2-2 4	河口横断面図	33
図 2-2 5	河口基準測点番号	36
図 2-2 6	河口外深浅図	36
図 3-1	計画高水流量	37
表 3-1	計画高水量改訂の変遷	38
図 3-2	両羽橋地点ダム調節前後のハイドログラフ	39
図 3-3	不等流計算結果	39
図 4-1	碎波水深におよぼす周期の効果	47
図 4-2	表層移動および完全移動の限界水深	49
表 4-1	A および B の値	50
図 4-3	全面移動の限界水深	51
図 4-4		51
図 4-5	石炭粉の粒度分布	53
図 5-1	模型平面図	59
図 5-2	不定流実験ハイドログラフ	60
表 5-1	実験ケース一覧表	61
図 5-3	ケース 2-2, ケース 2-3 の法線	63
図 5-4-1	実験 2-4 の模型の状態	64
図 5-4-2	模型平面図	65
図 5-5	沖波波高と周期	64
図 6-1	水位時間曲線ケース 1-1	67
図 6-2	〃 ケース 1-3	68
図 6-3	現地と模型の河床変動の比較	69
図 6-4	実験 1-3 河床変動図	70
図 6-5	現地 0.1 K 地点 4 4 年洪水前後の変化	70
図 6-6	実験 1-3 等深線図	71
図 6-7	4 2 年 8 月等深線図	75
図 6-8-1 ~ 図 6-8-5	汀線変化および波向変化	77
図 6-9-1 ~ 図 6-9-5	等深線図	80
図 6-10	最狭部横断形状の時間変化図	87
図 6-11	砂州の形成	88

図 6-1-2 波高の時間変化	89
図 7-1 ピーク水位縦断面図	90
表 7-1 0.2 Km 地点の水位	91
図 7-2-1 ~ 図 7-2-5 流況平面図	94
図 7-3 最上川河口付近表面流速分布 ($Q = 2,947 m^3/S$)	97
図 7-4-1 ~ 図 7-4-4 河床変動図	97
図 7-5-1 ~ 図 7-5-4 等深線図	101
図 7-6 河床変動計算結果	106
図 8-1-1 ~ 図 8-1-10 流況図	108
図 8-2-1 ~ 図 8-2-4 河床変動図	114
図 8-3-1 ~ 図 8-3-4 等深線図	117
図 8-4 砂州最狭幅の時間変化	122
図 8-5 0.2 K 地点横断面比較図	122
図 9-1-1 ~ 図 9-1-15 等深線図	124
図 9-2-1 ~ 図 9-2-15 汀線と波峰線の時間変化	139
図 9-3 波高時間変化図	151
図 10-1 塩水くさびの抵抗係数	156
図 10-2-1 内部フルード数と U_m/U_1 の関係	158
図 10-2-2 内部フルード数と $U_m/\sqrt{\epsilon gh_1}$ の関係	158
図 10-3-1 最上川塩水くさび形状図	162
図 10-3-2 最上川濃度分布, 塩水くさび形状図	162
図 10-4 河口限界水深	163
図 10-5-1 最上川塩水くさび形状図	163
図 10-5-2 "	164
図 10-6-1 " (形状)	164
図 10-6-2 " (計画)	165
図 10-7 塩水くさび遡上距離と流量の関係	165
図 10-8-1 塩水くさび形状の計算に用いた抵抗係数値	166
図 10-8-2 塩水くさび形状の計算に用いた抵抗係数値	166
図 10-9-1 淡塩境界面からの塩分混入速度 (現状)	167
図 10-9-2 " (計画)	167
図 10-10-1 塩水くさび各点の逆流量 (現状)	167
図 10-10-2 " (計画)	167
図 10-11-1 塩水くさび上層淡水部の平均塩分濃度 (現状)	168
図 10-11-2 " (計画)	168

図 10-12 塩水くさび上層淡水部の平均塩分濃度	169
図 10-13	169
図 10-14-1 最上川塩水くさび形状図	173
図 10-14-2 ".....	173
図 10-15 淡塩境界面からの塩分混入速度	174
図 10-16 塩水くさび各点の逆流量	175
図 10-17 塩水くさび上層淡水部の平均塩分濃度	175

1章 序 説

最上川は東北地方の三大河川の一つで山形・福島県境の吾妻連峰を源として、置賜、村山、最上の諸盆地、庄内平野を通して日本海に注いでおり、全国屈指の米産地帯を流下する大河川である。

庄内平野の海岸沿には、延長3.5km、巾1.5～3kmの大砂丘があり、最上川はこの砂丘を突きぬけて、北西方向に、日本海に注ぐ。したがってシベリア大陸より吹きつける冬冬季節風により、河口は埋没し、流路幅は最小50～60mに減ずる事もある。この河口砂州のためか、最上川下流部では、計画流量7000m³/Sより小さい流量で計画高水位を上まわる水位も観測され、以前より問題となっており、本格的な検討が望まれていた。

建設省東北地方建設局酒田工事事務所では、計画高水位を越える原因として

- a) 河口部に発達する砂州によるせき上げ
- b) 下流部河積の不足

の2つが大きな原因だとし、水位を低下させる対策の検討を始めた。

砂州に対する対策としては

- a) 砂州の現状を認めて、その背水に対しては堤防を嵩上げする方法
- b) 砂州を洪水前に掘削し、河口部河積を確保する方法
- c) 一部掘削あるいは発破、ジェットなどの方法により、洪水時におけるフラッシュを助長する方法
- d) 導流堤等を設けて砂州の発達を防止する方法

などが考えられる。また河積の不足に対しては、

- a) 堤防嵩上げあるいは引堤による方法
- b) 掘削浚渫による方法

などが考えられている。これらの対策の選定にあたっては、各々の利害、得失を見きわめる必要があるが、計算等では答を出せない問題が多い。そこで第一次的な案として導流堤による砂州の発達の防止、および掘削浚渫案がとり上げられ、現地調査および水理計算を行う一方、この案に対する模型実験による検討を行うことになった。

模型実験による検討項目は次のとおりである。

- a) 砂州の影響……フラッシュ程度の解明
- b) 掘削を行なった場合の河床維持の問題の検討
- c) 砂州の発達を防止するための工法の検討
(導流堤の長さ、方向等の検討)
- d) 砂州を有効にフラッシュさせるための工法の検討

e) 掘削を行なった場合の合理的な掘削順序の検討

f) 河口処理工の二次的影響

土木研究所では、東北地建の依頼に基づいて昭和46年度より上述の諸問題の調査試験を実施し48年度で一応のとりまとめを終了したので以下にその概要を報告する。

2章 最上川の自然条件

2-1 最上川の概要

最上川は東北地方三大河川の一つで山形・福島県境の吾妻連峰（標高2,024m）に源を発し、飯山連峰より源を発している白川と合流して最上川となり、奥羽山脈に並行して北流し、新庄南部で大きく迂回し、出羽丘陵の狭作部を通して、日本海に注ぐ流域面積7,042.6Km²幹線流路延長

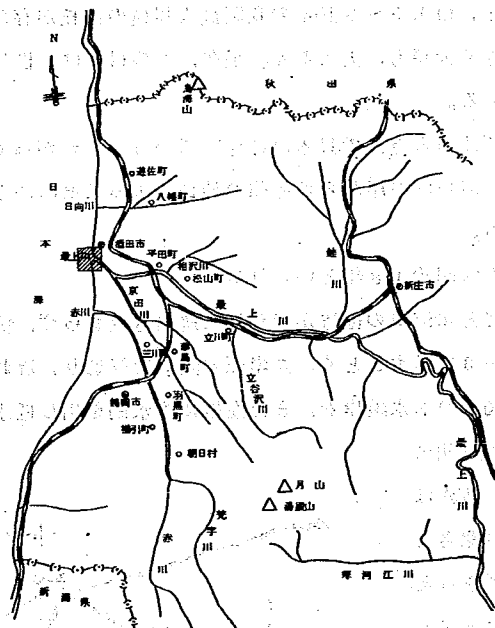


図 2-1 最上川河口位置図

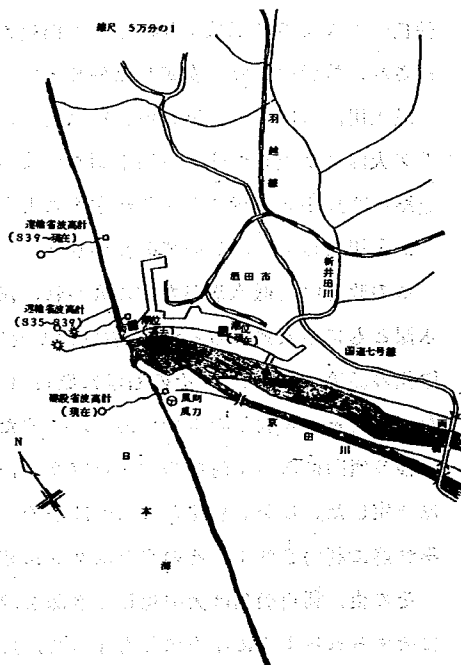


図 2-2 最上川河口付近平面図

249Kmである。流域は西に出羽三山、朝日連峰、東に蔵王山系北に鳥海山系の各峰々によって分水界が形成され、流域内には置賜、村山、最上の諸盆地と庄内平野が形成されている。これらの沿岸、諸平野は、全国屈指の米作地帯で、最上川は灌漑用水として、古くは米の運送のための航路として利用され、その恩恵を広く施してきた。

しかし一方ではこの本川に羽毛状に流入する100 有余の諸支川が標高の大なる山岳地帯に源を發し、かつ流程が極めて短距離であるために、山地の降雨が短時間に平野に流出し、洪水が多量の土砂を含んだ濁流となって一時に殺到する。このため高水位は常に上・下流共不規則なること、およびただしく、また3・4月の融雪期には数日間の増水が継続して、本川一帯予想外の大洪水を起こすこともまれではない。

2-2 河口の概要

庄内平野の日本海沿岸には延長35 Km, 巾1.5~3 Kmの我国最大規模の砂丘が存在する。砂丘は主なもので三条あり、東ほど標高が大きく面積も、大である。現在、この砂丘は、松等が植林され、移動の少ない安定した砂丘となっている。

最上川河口は、この砂丘地帯を横断し、ほぼ北西の方向で日本海に注いでいる。したがってシベリア大陸より吹きつける冬期季節風によって、河口は左岸からの砂州の伸長によってせばめられ、流路巾は最小50~60 mに減ずることもある。

最上川河口に、はじめて改良が加えられたのは明治18年といわれる。

この改良は、低水路が左右に分かれ、洪水ごとに河口の位置が変動して航路も定まらず、線形、水深ともに不安定であった。河口において図2-3に示すごとく、左岸側の派流を締切り、流れを右岸側の派流に集約し、その右岸に延長1.6 Kmの導水護岸を、また左岸には水制を出し低水路幅を144 mに規制したものである。このため右岸側に偏移の傾向にあった河口の位置が定まり、みお筋がほぼ一定した。しかし船路としては沖合のバーの深さのみお筋に制約されて、その水深は2.5 m程度であった。

その後、利用船舶は大型化し、水深を増加する必要にせまられるようになるにともなう、最上川改修工事が大正6年に着工され、酒田港の改良もこれに折りこんで計画されることになった。すなわち当初計画では右岸に水深6 mに達する導流堤を突出し、その掃流力をかりて4.5 mの水深を維持し、河口をそのまま港にする方針であった。しかるに河状精査の結果導流堤のみで、水深4.5 mに維持することは極めて困難であり、また港の将来発展に伴う所要水深増加をも考えあわせ

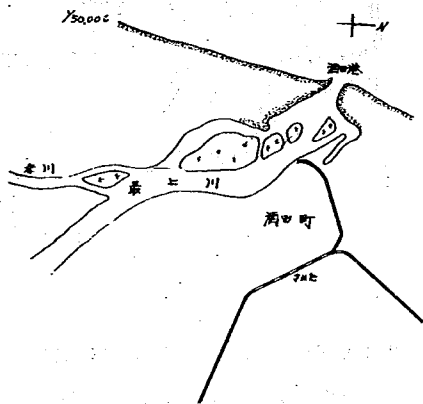


図2-3 改修前河道

河口港たる難点を一挙に解決すべく、港と河口を分離する計画に改められた。この分離計画は最上川本流を左側に付替え背割堤で港域と分離し、さらに堤端から水深10 mに達する突堤を出した。一方、港の外かくは、この突堤と、これに相対して約500 m北方から総延長710 m、水深8.2

mに達する防波堤とで外港水域32万 m^2 を囲った。このようにして酒田港は河口港本来の性格を失なったが、最上川と港口とは相接している関係上、最上川の排出土砂の一部が、港内に侵入し、このため水深7.5m、幅90mの航路を保つには、年58,000 m^3 の土砂を浚渫しなければならない。さらに港内侵入土砂量の軽減と静穏とを期するため昭和25年度以降、背割突堤と140度の角度をなし港口をカバーする防砂堤延長250mの補足工事が実施された。図2-4に改修後酒田港を示す。

2-3 最上川の縦断形と川幅

図2-5に最上川の河床勾配を、図2-6に最上川の川幅変化図を示す。これによると河床勾配は5Km、15Kmに勾配の変化点があり、低水路幅はほぼ300~400mである。

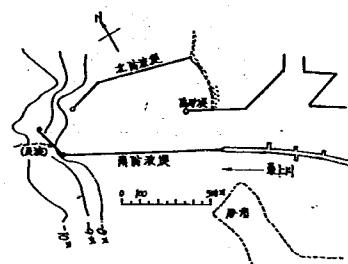


図2-4 改修後酒田港

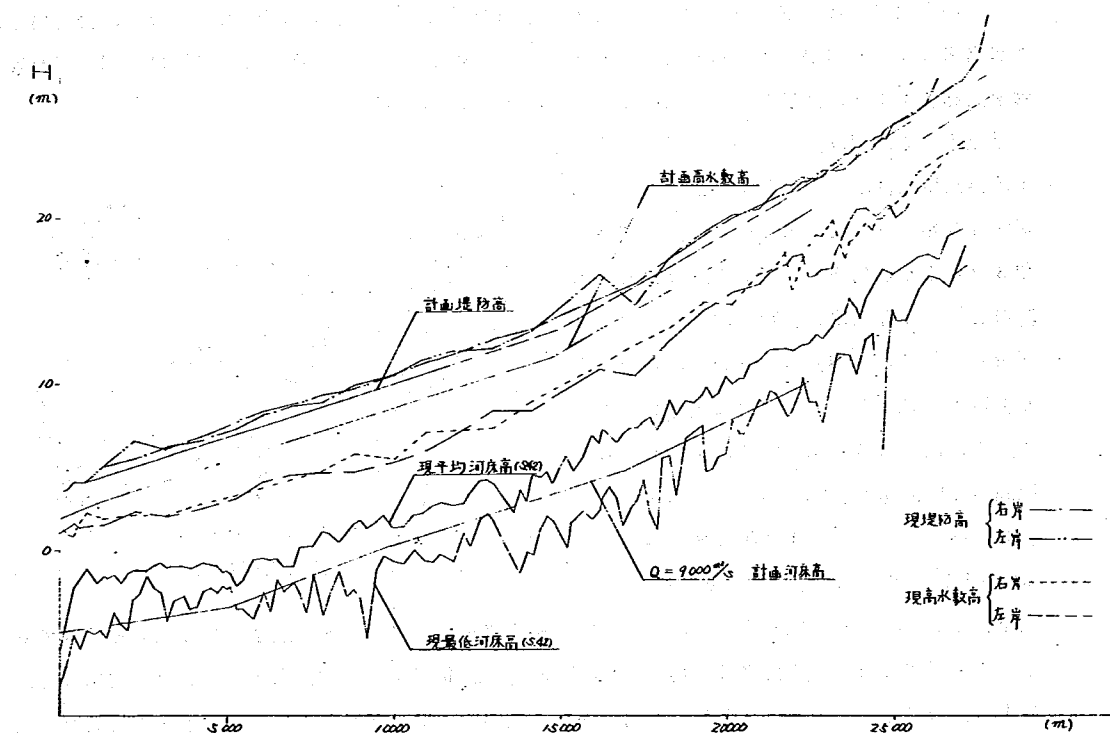


図2-5 河 床 勾 配

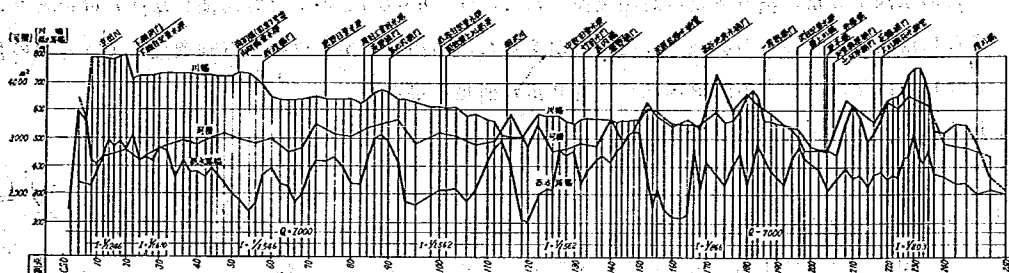


图 2-6 川 幅

2-4 流 量

最上川河口に存在する砂州は不安定で、冬期季節風によって河口幅がせまくなり、融雪出水、夏水出水により河口幅が広くなるというパターンを毎年くり返している。よって河口砂州の変動要因を把握するには、流量変化をも調べておかなければならない。

最上川の流量観測所は、図2-7の最上川下流観測所配置図に示される。上流の高屋は昭和33年より、白ケ沢、砂越、両羽橋は昭和39年より継続観測している。また最上川河口と下流の高水位に影響をおよぼしていると考えられている相沢川において、合流点より上流1.5 Kmの石名坂地点で観測がなされている。最上川の平均的な流況を見るために、観測の多い高屋の流況を示すと、表2-1、表2-2のごとくで、10年間平均年最大流量 $2916\text{ m}^3/\text{S}$ 、豊水流量 $436.3\text{ m}^3/\text{S}$ 、平水流量 $265.4\text{ m}^3/\text{S}$ 、低水流量 $161.9\text{ m}^3/\text{S}$ 、り、月別では4月に融雪出水で平均 1000 m^3 、最上川河口砂州をフラッシュさせる作用があり、をおよぼしている。この融雪出水は $3,000\text{ m}^3$ 、る心配もほとんどない。

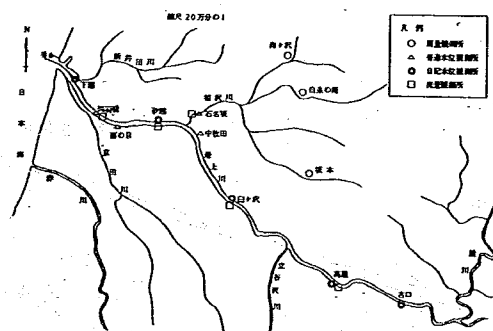


图 2-7 流量观测所位置

表 2-3 には、河口に近く、河口流出河川個有流量に近い両羽橋の流況を示した。高屋とそれほど差は無く、高屋の流況でもって、河口近くの流況としても、それほど問題は無いと思われる。

表 2-1 高 屋 流 況 表

年 流況	最 大	豐水流量	平水流量	低水流量	渇小流量	最小流量	年平均流量
33	5,803.4	450.9	284.7	197.0	77.3	57.9	418.5
34	2,389.0	420.2	276.0	197.6	105.3	57.5	356.1
35	1,827.0	423.5	252.6	139.3	69.2	24.6	329.3
36	2,316.5	420.4	245.2	175.8	91.7	60.8	376.9
37	2,394.2	410.4	221.9	144.9	85.3	44.5	334.9
38	2,373.7	374.4	224.2	134.8	83.0	53.5	331.9
39	2,587.8	488.3	285.5	132.4	55.4	25.7	390.3
40	3,054.1	580.0	354.3	165.7	73.9	58.2	454.6
41	2,989.4	469.1	288.4	186.1	64.7	51.2	385.6
42	3,425.1	365.7	221.6	145.5	61.2	35.7	339.7
合 計	29,160.2	4,362.9	2,654.4	1,619.1	767.0	469.6	3,717.8
平 均	2,916.0	436.3	265.4	161.9	76.7	47.0	371.8

表 2-2 高 屋 月 別 平 均 流 量 表

月 年	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
33	236.8	228.8	454.4	790.0	347.1	95.8	745.2	353.7	608.2	341.4	272.2	532.9
34	245.8	434.0	547.9	629.2	257.0	190.6	569.8	353.7	251.2	238.6	266.6	339.5
35	273.5	349.9	540.5	804.1	378.9	171.2	247.3	308.1	141.3	140.2	243.7	558.4
36	216.5	225.2	462.1	1219.6	483.7	261.4	372.2	105.8	131.9	232.7	357.7	321.5
37	237.8	207.7	367.8	1152.1	483.5	278.7	237.4	238.9	232.4	120.1	229.1	321.0
38	184.8	92.5	453.3	1026.6	436.9	250.8	429.6	156.2	178.4	148.0	295.1	314.1
39	241.2	127.6	345.5	1099.9	234.5	115.3	647.7	163.8	620.0	311.6	443.0	404.3
40	312.3	188.8	303.8	813.5	1079.8	438.1	852.5	99.0	186.4	131.3	430.9	533.5
41	289.9	354.6	773.1	742.9	414.1	334.9	597.7	160.2	185.2	249.5	291.3	252.9
42	160.9	185.9	552.0	1068.0	347.3	146.8	215.7	138.4	321.2	207.3	271.0	231.3
合計	2399.5	2395.0	4800.4	9345.9	4462.8	2283.6	4915.1	2092.3	2856.2	2120.7	3100.6	3809.4
平均	240.0	239.5	480.0	934.6	446.3	228.4	491.5	209.2	285.6	212.1	310.1	380.9

表 2-3 両 羽 橋 流 況 表

年 流況	最 大	豊水流量	平水流量	低水流量	渇水流量	最小流量	年平均流量
39	2,691.4	377.3	228.2	158.5	84.1	29.1	401.5
40	2,908.8	670.9	326.7	211.2	120.9	80.0	509.6
41	3,811.6	540.1	305.4	218.2	137.1	94.6	473.7
42	3,227.6	402.0	248.2	166.1	90.0	62.0	366.7
合 計	12,639.4	1,990.3	1,108.5	754.0	432.1	265.7	1,751.5
平 均	3,159.8	497.6	277.1	188.5	108.0	66.4	437.9

2-5 洪水時の水位

昭和 (高屋最大 $5,699 \text{ m}^3/\text{S}$); 42 年洪水 (砂越最大 $3,3369 \text{ m}^3/\text{S}$)

44 年 ($Q_{\max} = 6,200 \text{ m}^3/\text{S}$) における洪水水位記録を図 2-8 に示す。これによると 44 年は計画高水流量以下で計画高水位を越えている。なおこの洪水のハイドログラフを図 2-9 に示す。下

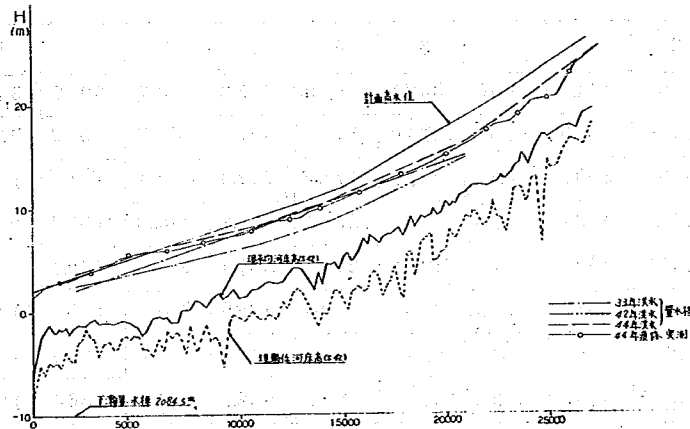


図 2-8 洪 水 水 位

瀬における最高水位時が、流量ピーク時より前に現われ、砂州によるせきあげと砂州のフラッシュがあることがわかる。

昭和44年8月8日洪水 時間水位

2-6 粗 度

不等流計算と実測水位の観測より、下流部の粗度係数 $n = 0.030$ と言われている。なお河口部では $n = 0.025$ が実測水位と合う。しかし河床高が洪水時どの程度であるかはつきりしないため正確には言えない。

2-7 河床材料および海部の底質材料

昭和36年12月に実施された最上川河道の河床材料調査の結果を図2-9-2に示す。これをみると縦断的粒度分布特性は、ほぼ0K~6K区間、6K~17K区間、17K~27K区間で明らかに異なっており、河床勾配の変化とはほぼ対応している。ただ5K~6K附近と17K附近の粒径の減少は河床材料調査地点が、1横断面で1地点であり、1地点のみの資料で全断面粒径を代表させたことに問題があるよう

で、再度の両地点の調査によれば粒径が大きくなっている。粒度分布特性はオーダー的な傾向の把

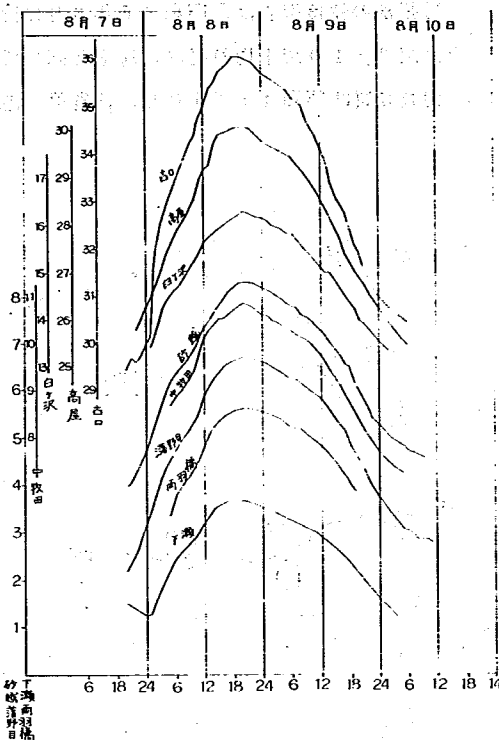


図2-9-1 洪水ハイドロ

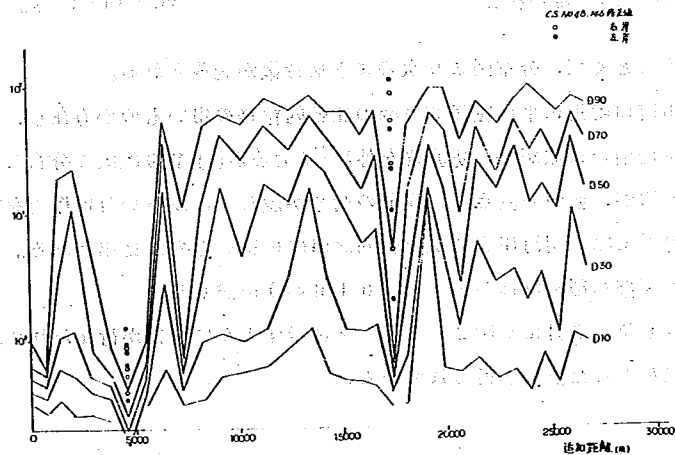


図2-9-2 河床材料

握にとどめるべきであろう。これによると、0～5 Km の下流部は、平均粒径 0.5～1 mm にあると考えられる。

砂州部の粒度調査は、昭和46年3月に行なわれ、図2-10に示す地点で行なわれた。その結果は図2-10で平均粒径は、河道と同じで0.5 mm～1 mm位の平均粒径と思われる。

海底底質は昭和41年10月運輸省第一港湾建設局新潟調査設計事務所が行なった調査によると

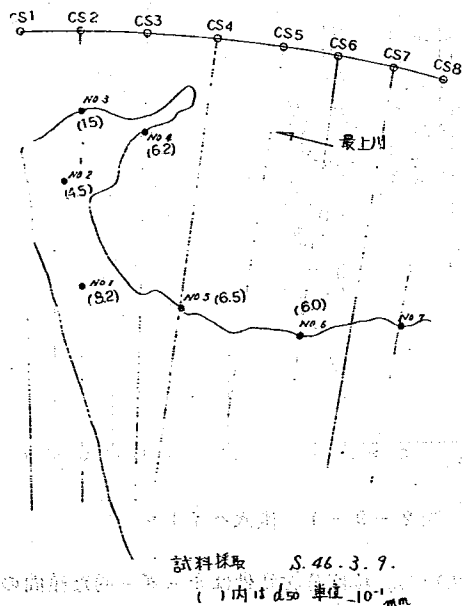


図2-10 砂州部の粒径

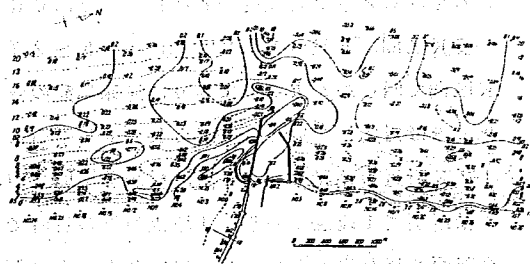


図2-11-1 底質分布図

図2-11のごとくで、分布図より次のような特徴が読みとれる。

- (1) 最上川河口附近に平均粒径 3.0 mm の比較的粒径の粗いものが存在し、次いで粗い粒径のものが南防波堤沿いに拡がり、防波堤を外れるところから北寄りに広く分布している傾向がある。これはこの辺が、波の碎波点で、底砂の動きが激しく、ふるい分け作用を受けたものと思われる。
- (2) 汀線附近では、南海岸よりも比較的北海岸に粗いものが見出される。
- (3) 河口の深掘れ部に粒径の小さい (0.16 mm) 所がある。

なお昭和38年12月にも図2-11-2に示すように調査が行なわれており、この2回の調査結果は大体似かよった結果が得られている。

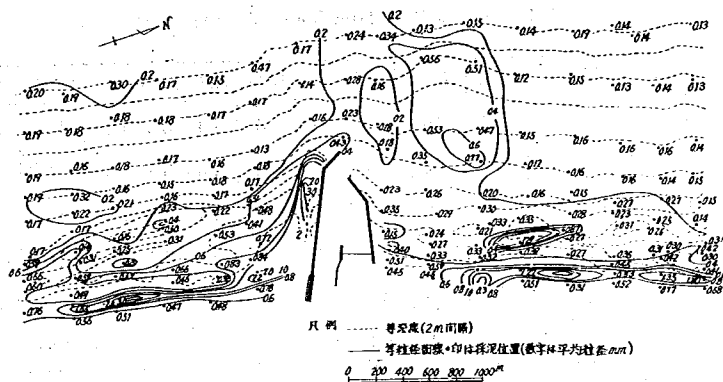


図 2 - 11 - 2 床粒度分布図

2 - 8 風

風は建設省酒田工事事務所によって河口宮野浦において、昭和 4 2 年 5 月以降行なわれている。また運輸省第一港湾建設局酒田工事事務所でも観測されている。ここでは資料の揃っている酒田港工事事務所の昭和 3 7 年 1 月から 3 8 年 1 2 月の 2 ケ年の資料を使って河口における風について述べる。

1) 卓越風向

2 ケ年間の風向別頻度は、図 2 - 1 2 に示すとおり S E が卓越しており、全風向観測数 1 5 % を占め次いで S S E が多く 1 4 % となっている。季節別の内訳は、冬期においては N W が卓越し、春および夏、秋において W N W または W 方向が多くなっている。

2) 強風 (10 m/sec 以上) の最多風向

2 ケ年間の強風 (10 m/sec 以上) の風向頻度については表 2 - 4 および図 2 - 13 に示すとおりである。これによると年間を通じ W - N W 方向が圧倒的に多く約 6 0 % を占めている。1) の全年風向図で、高い頻度を示している S E 方向は、強風風向図では極度に減少している。これは夏期における 10 m/sec 以下の風が多数を占めることによる。

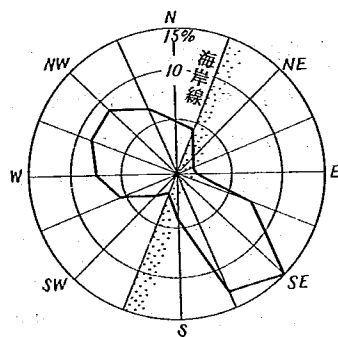


図 2 - 1 2 全年風向図

表 2-4 強風 (10m/sec) の季節別発生回数

季節別	N	NNE	NE	ENE	E	ESE	SE	SSE	S	SSW	SW	WSW	W	WNW	NW	NNW	計
春	22	26	1			19	39	4	3	6	14	63	120	138	82	73	610
夏	4					32	22	1		2	23	35	60	33	6	5	224
秋	53	40	18	11		26	28	1	2	2	14	43	140	132	135	137	782
冬	69	23	8	7	1	4	6	5	7	7	21	55	165	394	515	265	1,552
計	148	89	27	18	1	81	95	11	12	17	72	196	485	697	738	480	3,167
%	4.7	2.8	0.8	0.5	0.1	2.5	3.2	0.3	0.3	0.5	2.2	6.2	15.3	22.0	23.2	15.1	100

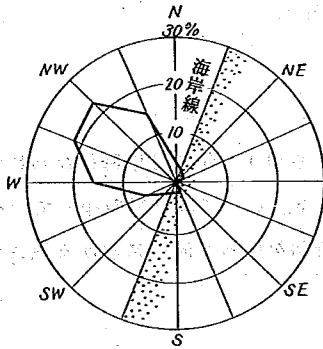


図 2-13 強風風向図

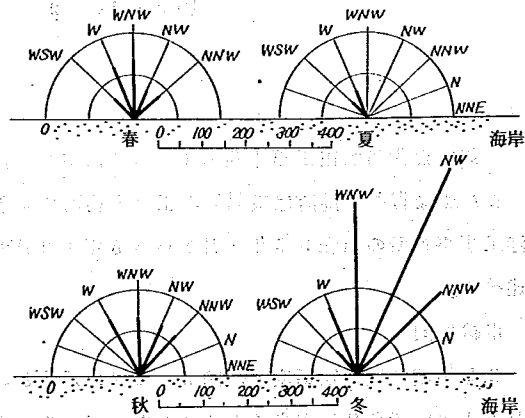


図 2-14-1 強風季節別方向頻度

季節別強風風向頻度は図 2-14-1 のとおりで、冬期において NW 方向、次いで WNW 方向、春期において WNW 方向、夏期および冬期においては W 方向となっている。

ハ) 最大風速と台風について

酒田湖候所観測による年次別 (昭和 21 年～昭和 41 年) 最大風速は表 2-5 のとおりである。また台風の気圧と最大風速は表 2-6 のとおりである。これによると最大風速は大部分が冬季節風によるもので、また台風は 7 月末～10 月初めの夏期に来襲している。昭和 36 年 9 月 16 日の台風 18 号による WSW の方向の 37.7 m/sec が最高を示している。

表2-5 年次別最大風速

酒田測候所

年次	月日	最大風速 (m/sec)	風向	摘要
昭和28年	1. 1	29.1	NW	
29	12.23	27.5	WNW	
30	10. 1	26.7	SW	
31	1.29	32.2	NW	
32	12.13	33.2	WSW	瞬間最大風速 42.9
33	1.10	28.1	NWW	" 37.7
34	1.15	27.0	NNW	" 30.2
35	1.27	24.4	WNW	" 33.9
36	9.16	37.7	WSW	" 49.0
37	2.19	23.3	W	" 30.6
38	1.21	25.5	WNW	" 34.1
39	1.21	23.5	WNW	" 34.2

表2-6 台風

年次	月日	気圧 (mb)	最大風速 (m/sec)	風向	摘要
昭和28年	9.26	980.7	20.4	NW	台風13号
29	9.26	993.9	26.7	SSW	15号
30	10. 1	993.7	26.7	SW	22号
31	8.18	987.8	21.9	WSW	9号
32	9. 8	997.8	18.5	NNW	10号
33	8.28	980.0	19.6	NW	22号
34	9.27	974.0	26.4	SW	15号
35	8.12	1004.3	17.3	WSW	11号
36	9.16	993.6	37.7	WSW	18号
37	8.4	1002.0	23.2	NW	19号
38	6.14	995.7	15.3	NW	3号
39	9.25	987.3	17.0	NNW	20号

2-9 波 浪

建設省酒田工事事務所では宮の浦観測所において波浪の観測を行なっているが、計器の故障

も多く、充分な資料を得てないので、参考として運輸省酒田工事事務所で観測した記録を載せる。

波浪観測については、昭和39年3月より図2-14-2の(水深-10m)で観測しており、また昭和44年11月は全国波浪拠点観測網の一環として水深-14mに水压式波高計を増設し観測を開始しそれぞれ記録の収集を行なっている。その結果を整理すると次のとおりである。

- ① 最大波過去昭和40年～44年の資料から H_{max} , $H_{1/10}$, $H_{1/3}$, 年間最大値をまとめたものが表2-7である。

これによれば水深-10mでの観測値は

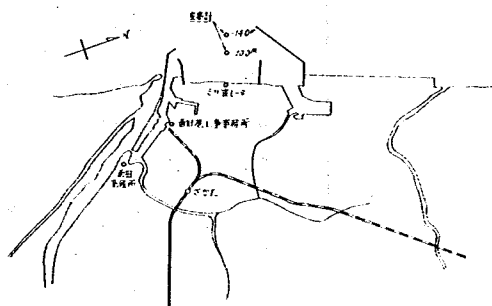


図2-14-2 波浪観測位置

表2-7 酒田港における最大波高

観測 水深	H	H_{max}			$H_{1/10 \max}$			$H_{1/3 \max}$		
		発生年月日時	H (m)	T (sec)	発生年月日時	H (m)	T (sec)	発生年月日時	H (m)	T (sec)
(-10m)		40. 1.10. 4	7.38	9.2	40. 1.10. 4	6.51	10.3	40. 1. 9.22	5.68	10.6
(")		41.1.12.1.22	6.51	9.8	41.1.12.2. 6	5.73	11.0	41.1.12.2. 6	5.04	11.7
(")		42.1.11.3. 2	7.7	6.6	42.1.11.3. 2	6.09	8.4	42.1.11.5.20	4.91	10.0
(")		43.1.2.16.12	3.17	10.7	43.1.2.16.20	2.70	9.5	43.1.2.16.12	2.28	11.1
(")		44. 3.23. 0	8.91	12.3	44. 3.23. 0	6.65	11.1	44.1.22.6.20	5.35	9.7
(-14m)		45. 1.3.1.18	12.17	10.6	45. 1.3.1.24	9.88	10.0	45. 2.10. 2	9.31	12.9

H_{max} では昭和44年3月に8.91m, $H_{1/10}$ では同年3月に6.65m, $H_{1/3}$ は昭和40年1月5.68mが記録されている。

また、水深-14m地点での観測値では昭和45年1月に発生した異常低気圧(台湾坊主)のさいに発生して $H_{max} = 12.17\text{m}$, $H_{1/10} = 9.88\text{m}$, $H_{1/3} = 9.31$ が記録されている。

表2-8 波向別周期ひん度表

単位：回

H _{1/3}	期間 T _{1/3} 年別	sec 0 ~ 5.0	5.1 ~ 6.0	6.1 ~ 7.0	7.1 ~ 8.0	8.1 ~ 9.0	9.1 ~ 10.0	10.1 ~ 11.0	11.1 ~ 12.0	12.1 ~ 13.0	13.1 ~ 14.0	計
		5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	11.0	12.0	13.0	14.0	
0	40年	764	287	463	301	116	27	4	2			1,964
	41	685	131	183	69	17	7	1				1,093
	42	10	15	25	45	48	12					155
	43	326	36	184	151	104	33	5				839
	44	1,112	212	508	446	153	13	1				2,435
1.0	計	2,887	681	1,363	1,012	438	92	11	2			6,486
		326	77	154	114	49	10	0.1	—			73.1%
1.0	40	1	19	111	191	143	30	2				497
	41		43	116	117	37	2					315
	42		2	5	45	67	17	1				137
	43				7	22	39	15	2			85
	44		6	79	104	51	31	3				274
2.0	計	1	70	311	464	320	119	21	2			1,308
		—	0.7	3.5	5.2	3.6	1.4	0.2	—			14.6%
2.01	40			11	77	103	62	8				261
	41		4	16	40	20	7	2				89
	42				3	16	15	2	1			37
	43						3	4	1			8
	44			22	49	50	24	8	1			154
3.00	計		4	49	169	189	111	24	3			549
			0.1	0.6	1.9	2.1	1.3	0.3	—			6.3%
3.01	40				5	40	74	41	9	1		170
	41				5	16	10	5	1			37
	42				4	8	15	6				33
	43											
	44			3	18	50	19	2	1			93
4.00	計			3	32	114	118	54	11	1		333
				—	0.4	1.3	1.3	0.6	0.1	—		3.7%
4.01	40					4	15	27	14			60
	41					1	12	13	1			27
	42					5	7	4				16
	43											
	44				1	21	33	12	5			72
5.00	計				1	31	67	56	20			175
					—	0.4	0.8	0.6	0.3			2.1%
5.01	40							5	1			6
	41								1			1
	42											
	43											
	44					2	3	1	2			8
6.00	計					2	3	6	4			15
						—	—	0.1	0.1			0.2%
合	40	765	306	585	574	406	208	87	26	1		2,958
	41	685	178	315	231	91	38	21	3			1,562
	42	10	17	30	97	144	66	13	1			378
	43	326	36	184	158	126	75	24	3			932
	44	1,012	218	612	618	327	123	27	9			3,036
計	計	2,888	755	1,726	1,678	1,094	510	172	42	1		8,866
		326	85	195	189	123	58	1.9	0.5	—		10.0%

表 2-9 波高別周期ひん度表(- 14.0 m)

S44. 10. 24~45. 6. 30単位: 回

周 期 sec $H^1/3$	5.1 ~ 6.0	6.1 ~ 7.0	7.1 ~ 8.0	8.1 ~ 9.0	9.1 ~ 10.00	10.1 ~ 11.0	11.1 ~ 12.0	12.1 ~ 13.0	13.1 ~ 14.0	計
0.1 ~ 1.00	131 % 6.1	222 % 10.6	222 % 10.6	92 % 4.4	17 % 0.8	10 % 0.5	1 —			698 % 33.3
1.01 ~ 2.00	5 % 0.2	50 % 2.4	180 % 8.6	238 % 11.4	73 % 3.5	2 % 0.1				548 % 26.2
2.01 ~ 3.00	4 % 0.2	59 % 2.8	171 % 8.3	115 % 5.5	30 % 1.4					379 % 18.2
3.01 ~ 4.00		3 % 0.1	62 % 3.0	102 % 4.9	49 % 2.3	12 % 0.6	1 —			229 % 10.9
4.01 ~ 5.00			4 % 0.2	38 % 1.8	50 % 2.4	14 % 0.7		1 —		107 % 5.1
5.01 ~ 6.00				11 % 0.5	35 % 1.7	8 % 0.4	3 % 0.1			57 % 2.7
6.01 ~ 7.00				1 —	9 % 0.4	10 % 0.5	3 % 0.1			23 % 1.0
7.01 ~ 8.00					1 —	5 % 0.2	19 % 1.0	8 % 0.4	2 % 0.1	35 % 1.7
8.01 ~ 9.00				1 —	1 —	3 % 0.1	13 % 0.7	3 % 0.1		21 % 0.9
9.01 ~ 10.00								1 —		1 —
	139 % 6.6	276 % 13.2	464 % 22.1	567 % 27.3	358 % 17.0	187 % 8.8	53 % 2.5	39 % 1.9	13 % 0.5	20.98 % 10.0

② 波と周期

昭和40年～44年の5ケ年について波高別、周期別に発生ひん度を調べてみると表2-8のとおり、全波の約73%が波高1m以下でその周期は6.0～8.0^{sec}の発生が多い。さらに波高が増大するにつれて周期も増大するが、12^{sec}以上の発生は極めて稀である。そのことは、-14m地点の観測値(s 44.10～45.6)について整理した表2-9をみても周期12^{sec}を超えるものは1%にも満たない。

図2-15は水深-10m地点の $H^{1/3}$ 波高と周期の関係プロットしたものである。

③ 波 向

波向観測は図2-14-2の位置に昭和43年11月、海象観測用ミリ波レーダー測定装置を設置現在まで測定を実施しているが、このうち昭和40年10月～昭和45年6月までの測定結果から波高と波向の関係を表わすと図2-16のとおりである。

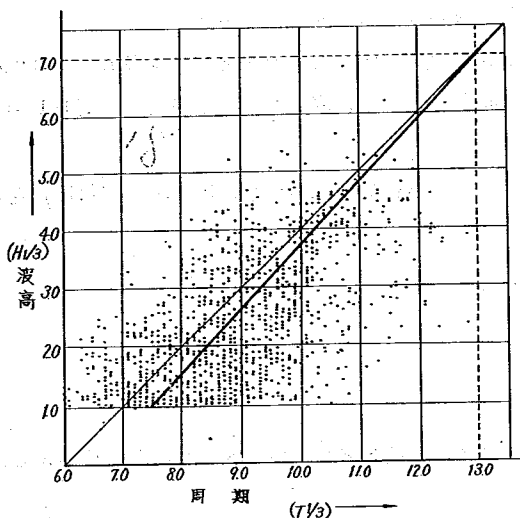


図 2 - 1 5

また、同整理期間中の強風ひん度と、波向の関係と比較したものが図2-17である。

両者の図をみても波の主方向は汀線に直角方向のWNWで全体の約60%を占め、次いでW, NWの20%ではば3方向に制約される。

このことは強風のひん度とも一致しており波高の大きいもの程W～NWの発生が多い。

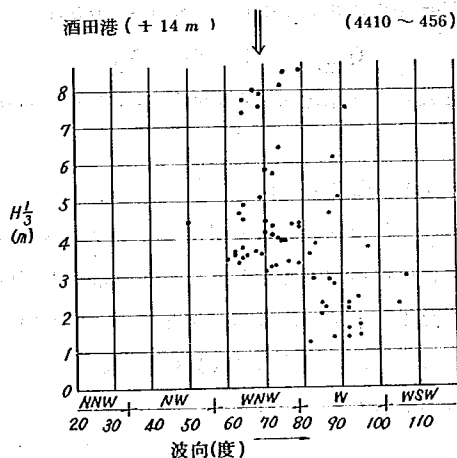


図 2 - 1 6

2-10 潮位

日本海側における潮位差は、大潮差で0.1 m～0.2 m、小潮差で0.1 m程度であるに比べ、太平洋側では大潮差0.7～1.7 m、小潮差0.3 m～0.7 m、また有明海では4.6 mもあるといわれている。このように日本海側では、潮差は他の海岸に比べて小さく、河口入退潮量の影響は大きく無く、最上川河口閉塞におよぼす影響は少ないと思われる。

酒田港の潮位観測記録を見ると、昭和36年の日平均潮位の

平均はD.L.=46cm、昭和31年から35年までの記録によると 凡例

平均潮位D.L.=33cm、朔望平均満潮位D.L.=0.56m、朔望

平均干潮位、D.L.=0.08mであり、既応最高潮位D.L.=1.40m（昭和21年12月7日）、既応最低潮位はD.L.=−0.40m（昭和27年3月22日）、である。但し35年以前。

なお最上川不等流計算に使う出発水位（計画高水位を算定するための出発水位はD.L.=1.20mを使っている。また昭和39年6月16日の新潟地震による潮位変動は記録上最高で最高D.L.=1.50m、最低−1.75mであった。

潮位差が小さいので、河口流量へ影響は小さいと思われる。簡単に潮汐流による河口流量を計算してみよう。

潮位をサインカーブでおきかえて

$$y = a \sin \left(\frac{2\pi}{T} t \right) \dots\dots\dots(1)$$

ここでa：潮位差，T：周期

$$y' = a \cdot \frac{2\pi}{T} \cos \left(\frac{2\pi}{T} t \right) \dots\dots\dots(2)$$

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

$$Q = S \cdot y' + Q_0 \dots\dots\dots(3)$$

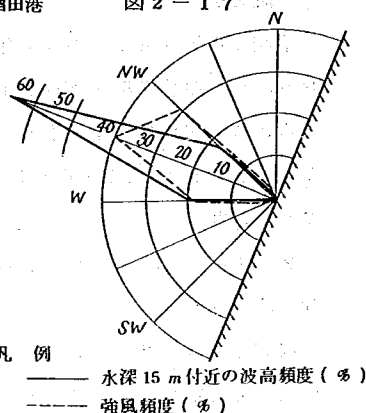
$T = 12 \times 60 \times 60 \text{ sec}$ ， $S = 3100 \text{ m} \times 400 \text{ m}$ ， $a = 15 \text{ cm}$ とすると

$$Q_{\max} = 27 \text{ m}^3/\text{s} + Q_0$$

となる。低水流量 $168 \text{ m}^3/\text{s}$ の16%であり、これよりあまり河口流量に影響の無いことがわかる。

酒田港

図2-17



2-11 塩水くさび

河口は、比重の異なる二つの液体がぶつかる所でもある。この密度差は、混合が少ない場合に河口に塩水くさびと言われる塩水層を河口より奥深く進入させる。

最上川下流の塩水調査例として、1971年10月20日の調査例を示す。これによると最上川の塩水遡上は弱混合型で成層性が強いことが解かる。太平洋岸と違って汐潮差の小さいことが主要な原因であろう。

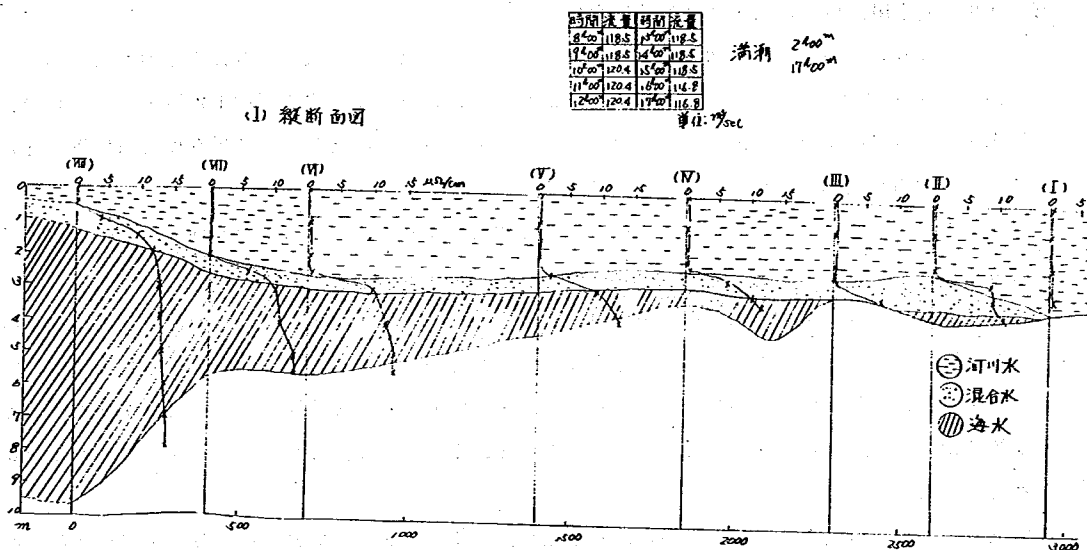


図 2-18-1 最上川河口の塩分遡上

塩水くさびの浸入長は、河川固有流量と河口開口巾に関係し、開口巾がせまく、固有流量が大きいほど浸入長は小さい。

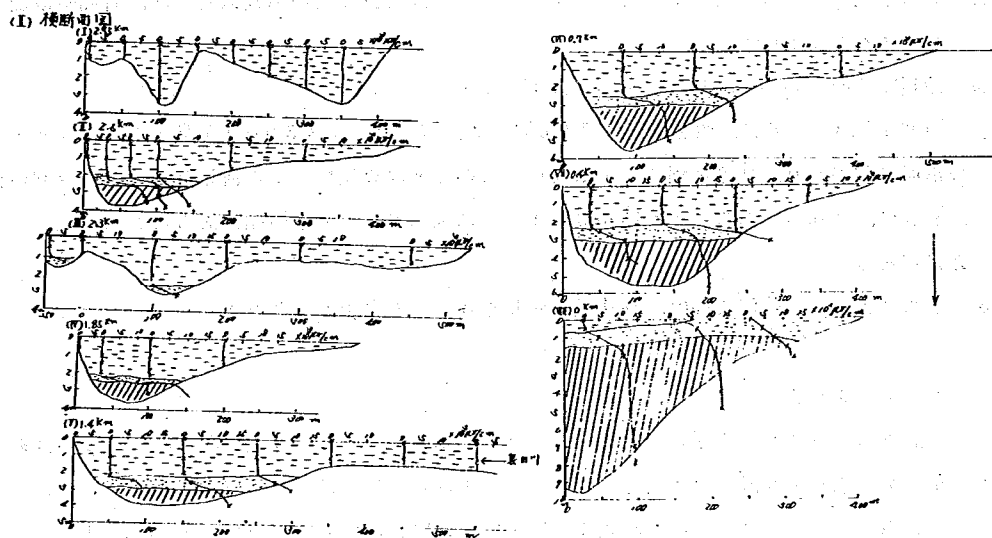


図 2-18-2

2-12 最上川河口改良工事による地形変化

最上川河口は、2-3 最上川河口の改良工事で述べたように長年の改良工事の歴史がある。

図 2-19 は最上川河口の千数百年前の状態から、酒田港が完成する昭和 12 年までの河口の状況を示したものである。現在の最上川河口は数百年前から、ほぼ落ちついて現在の河口位置に近い。ほぼここ数百年間は河口位置が落ちついている。

酒田港築造による最上川河口の変化は、河口導流堤を作った時の河口附近の地形変化の予想に参考になる。

大正 8 年 7 月 6 日から大正 10 年 8 月 14 日までの築港が始まっていない時の河口変化は、水深約 30 尺 (9 m) までと考えられ、この水深まで洪水時の土砂が運ばれている。洪水直後には、河口のまわりに円弧状のバーが発生し、これが秋、冬の波浪によって陸側に運ばれ河口が塞がり、等深線は海岸汀線に平行になろうとしていたと考えられる。なお導流堤が無い時で河口水深が 3~6 m であることは注目しておいて良い。

築港による河口地形の変化は、図の流れを見れば良く判るが、簡単に注目する点を述べると次のごとくである。

- ① 大正の始めごろの酒田港右側防波堤の築造は、河口からの流出水を、右側に向ける作用をおよぼしている。これは、防波点と河口の間に生じる循環流によって、河口右側の水位が左側より低くなるためと思われる。
- ② 酒田港左防波堤の延長によって、冬期波浪による両防波堤間の海底床変化は、右側防波堤だけより小さくなっている。
- ③ 砂州は冬期に陸側へ、夏期に海岸に向かうことが多い。
- ④ 昭和 4 年 3 月 18 日、昭和 5 年 1 月 26 日の両防波堤間 (幅 450 m) を見ると、水深 4~5 m の沿岸砂州があり、極端に埋ることはない。このことは導流堤による河積維持という今回の目的にとって、好都合である。ただ昭和 6 年 1 月では水深 2 m の沿岸砂州があることに注意しておく必要がある。
- ⑤ 出水によって両防波堤間には、河床低下が見られる。(昭和 5 年 7 月)

2-13 汀線の変化

最上川河口における汀線変化を図 2-21 に示す。この図より大略次の様なことが言える。

- (イ) 冬冬季節風により河口巾は狭くなり、雪代および夏水出水により河口巾は広がっている。
- (ロ) CS ㉒ 2 について見てみると昭和 40 年 12 月以降には、従来の河巾 400 m に対して最近では 300 m 以上には、広くならなくなっている。
- (ハ) 昭和 42 年 1~2 月には CS ㉒ 2 がわずかに 50 m まで狭くなったが、4 月の雪代でほとんどフラッシュされた。
- (ニ) 昭和 43 年、44 年、45 年、46 年とも冬期に河口巾が狭くなり、春季の雪代出水でフラッシュされている。

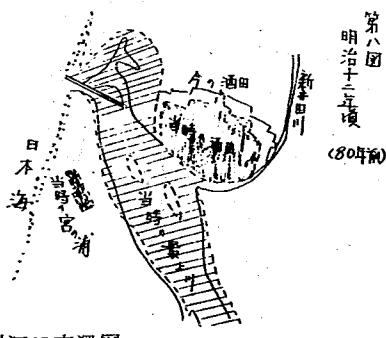
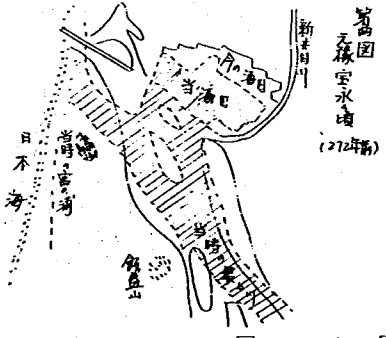
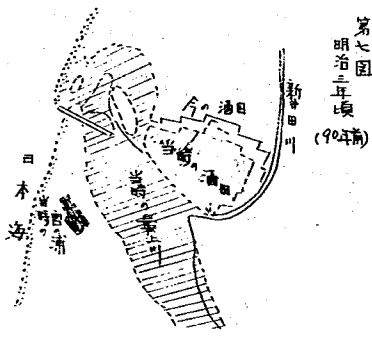
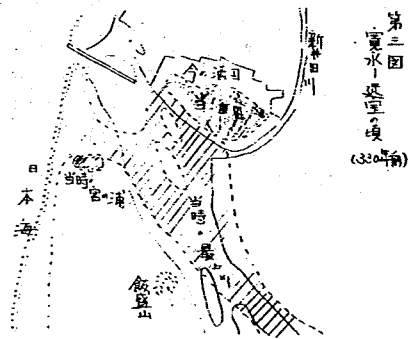
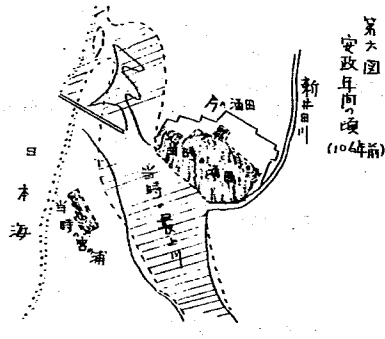
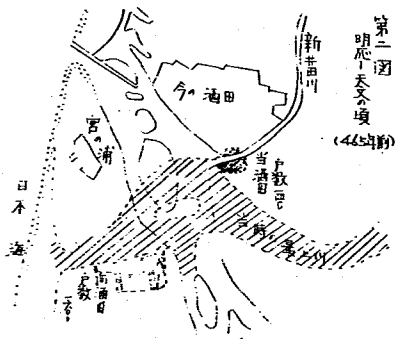
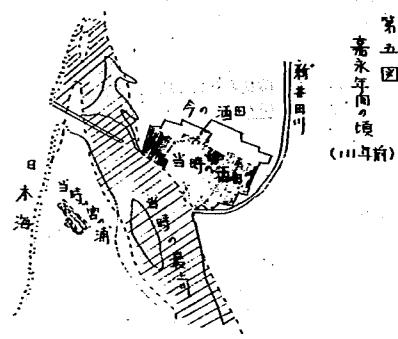
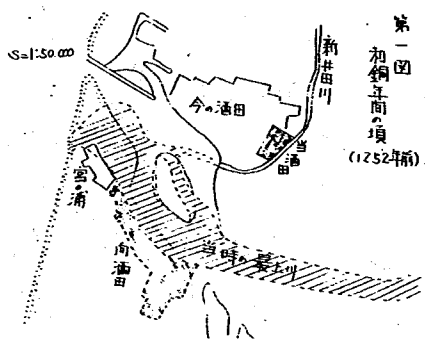
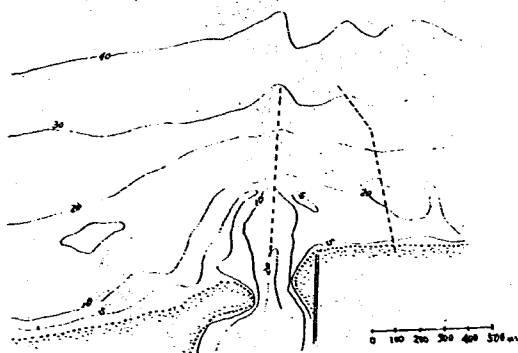
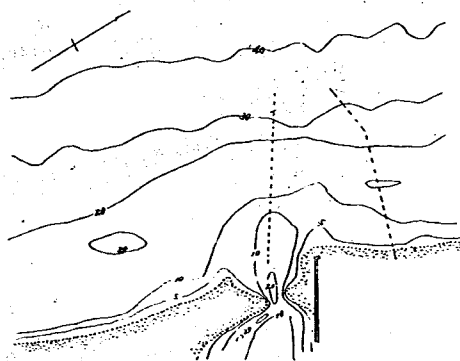


図 2 - 1 9 最上川河口変遷図

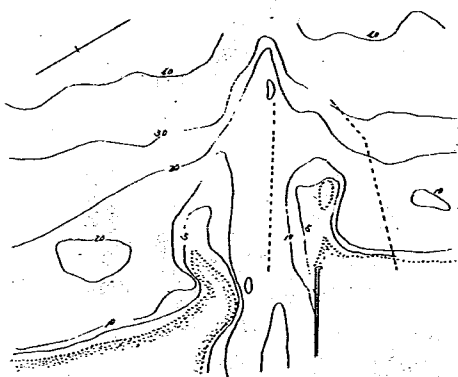
図2-20 河口改良工事に伴う地形変化
大正8年7月6日



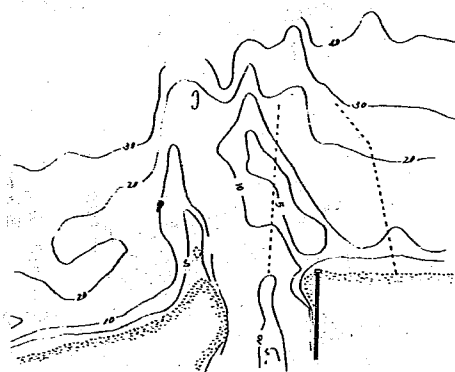
大正8年10月1日



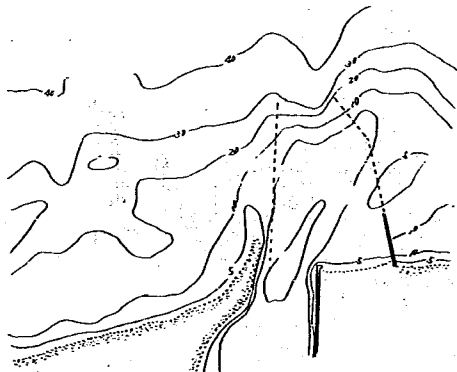
大正9年6月30日



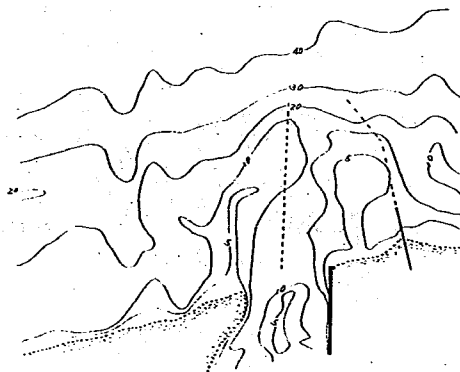
大正10年8月14日



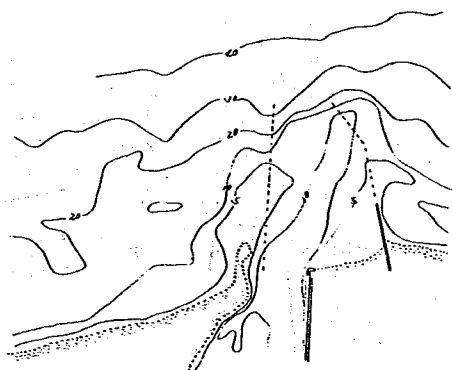
大正12年8月10日



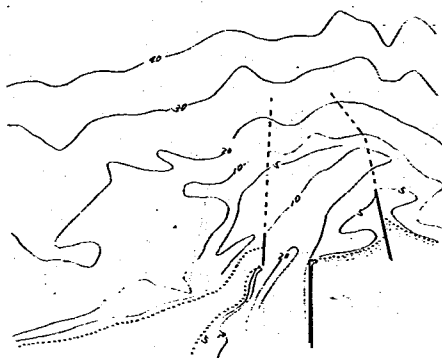
大正13年4月29日



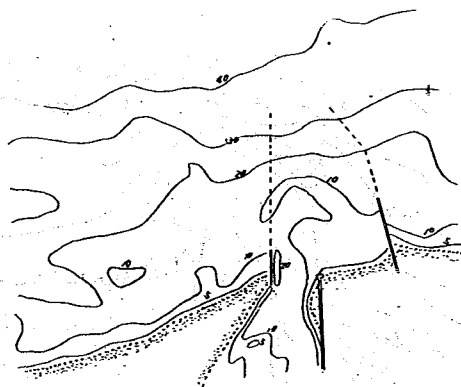
大正14年 7月7日



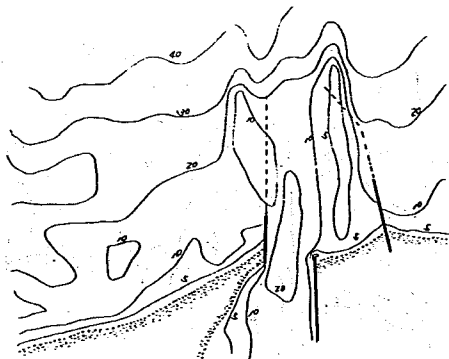
大正14年 11月11日



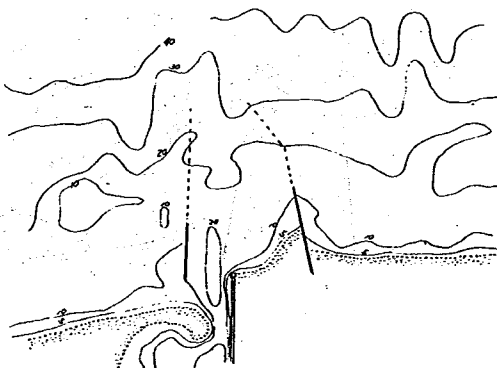
大正15年 4月17日



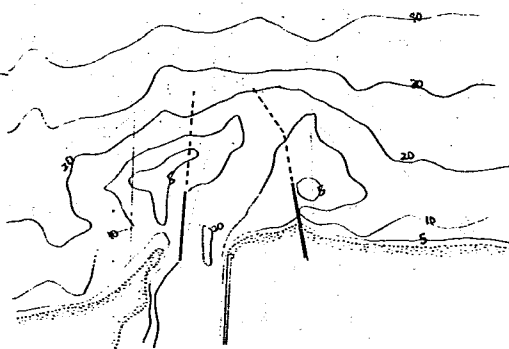
大正15年 8月24日



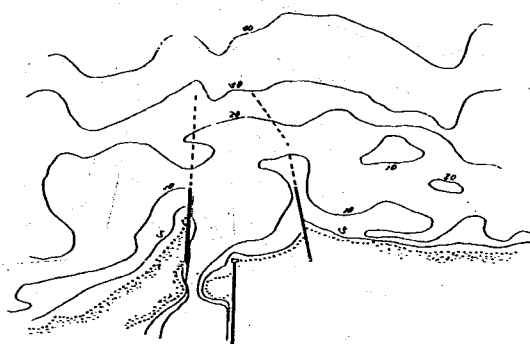
昭和2年 1月7日



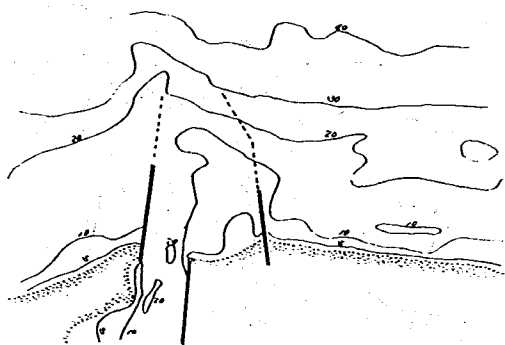
昭和2年 1月7日



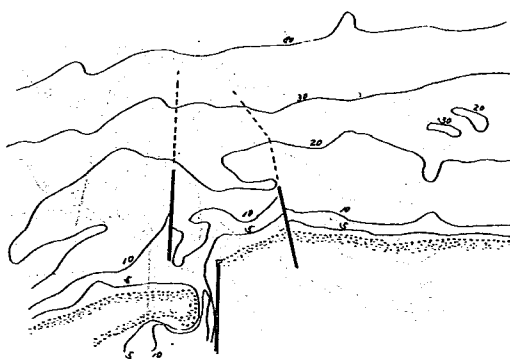
昭和3年1月23日



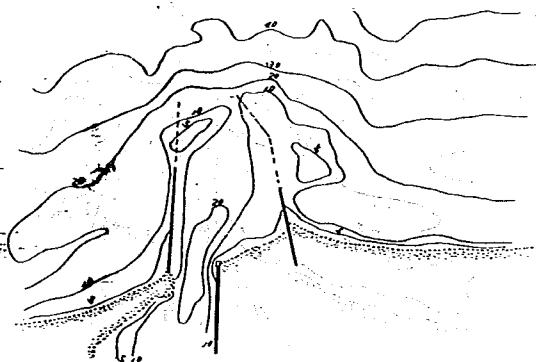
昭和3年10月3日



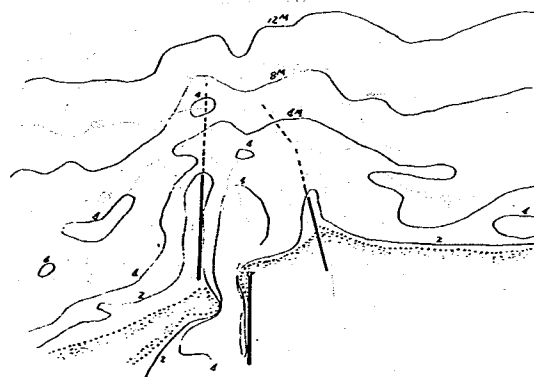
昭和4年3月18日



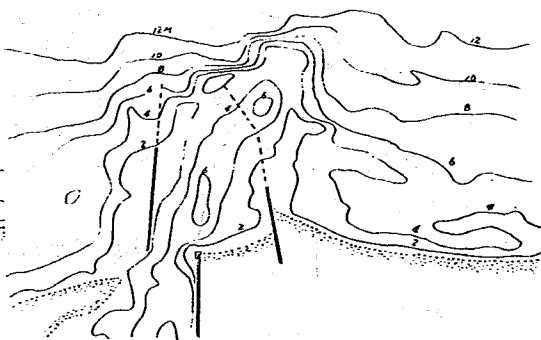
昭和4年8月24日



昭和5年1月26日

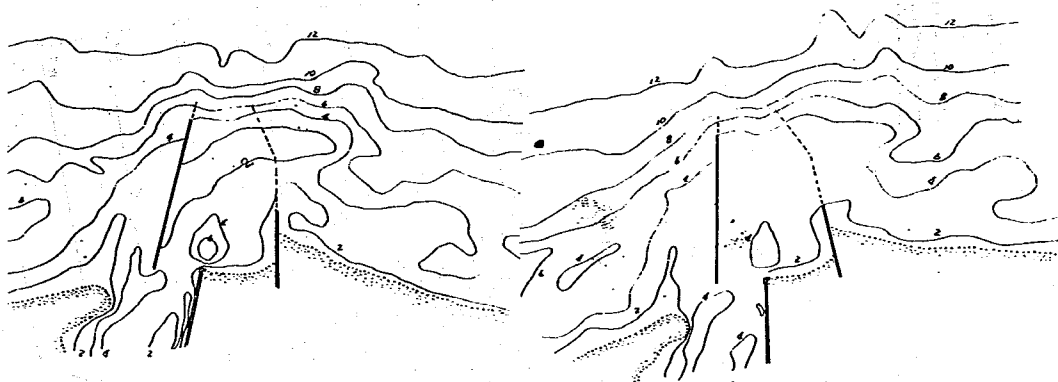


昭和5年7月

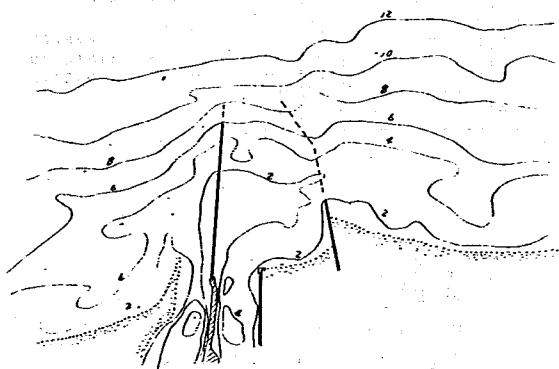


昭和 6 年 1 月 27 日

昭和 6 年 10 月 5 日

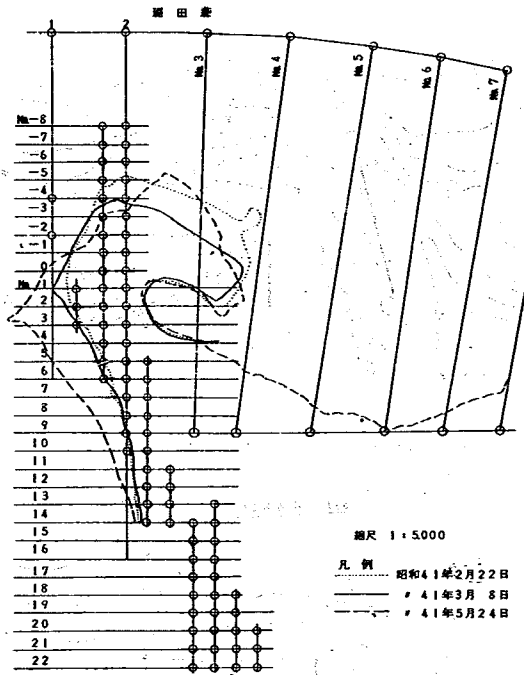
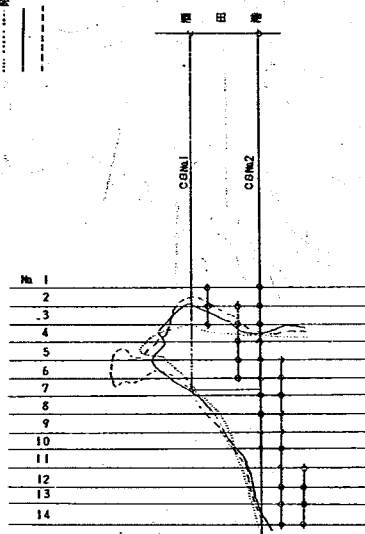


昭和 7 年 6 月 20 日



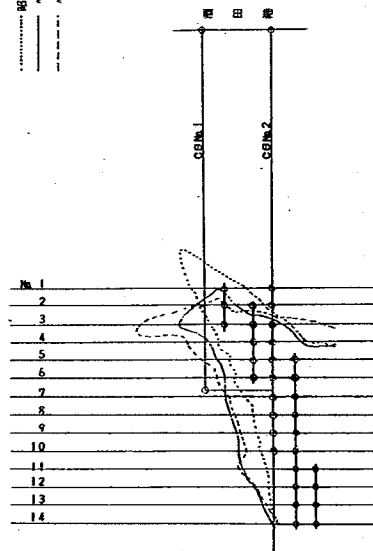
縮尺 1/5000

凡例
昭和40年7月24日
40年7月21日
40年10月13日



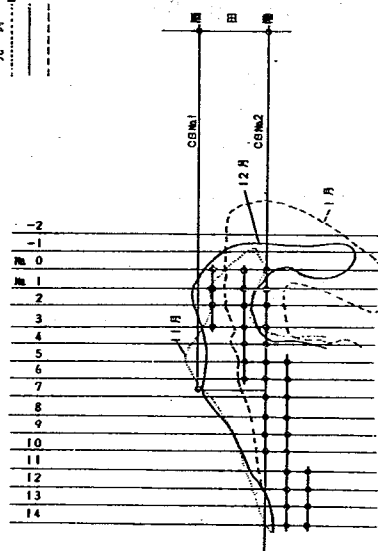
縮尺 1/5000

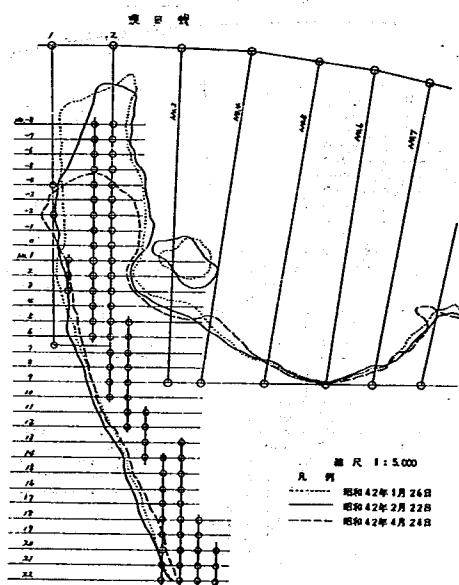
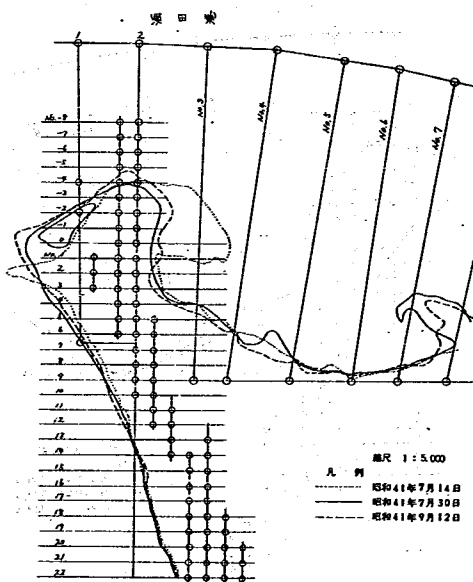
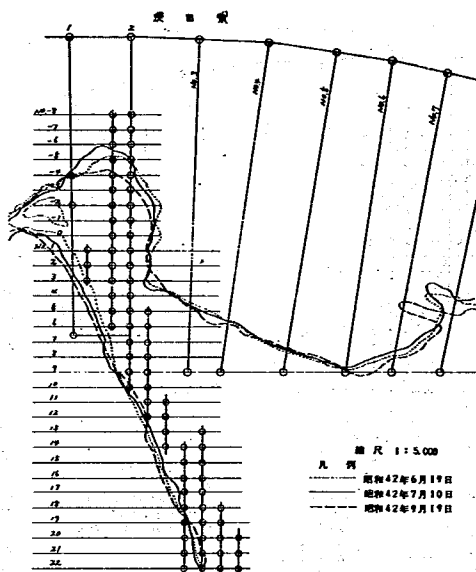
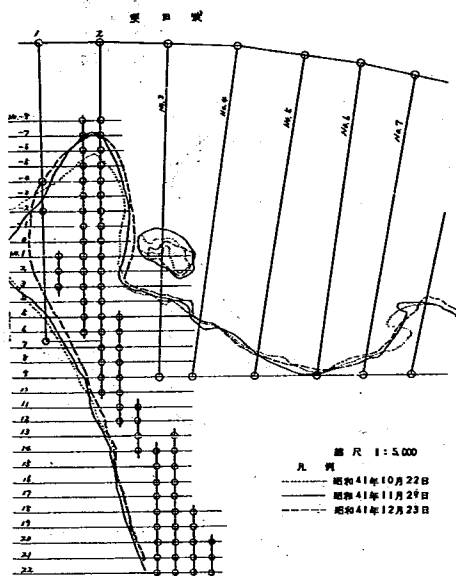
凡例
昭和40年4月23日
40年5月25日
40年6月22日

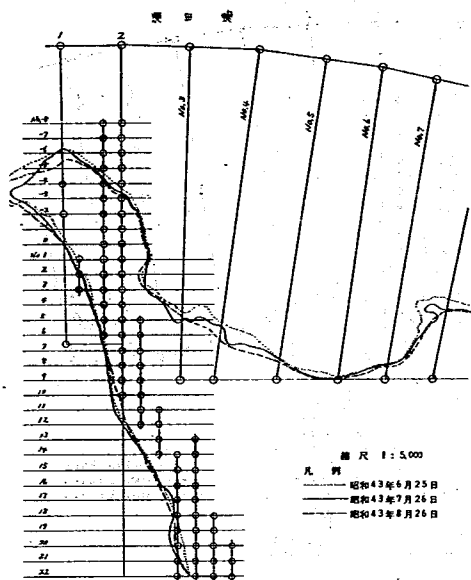


縮尺 1/5000

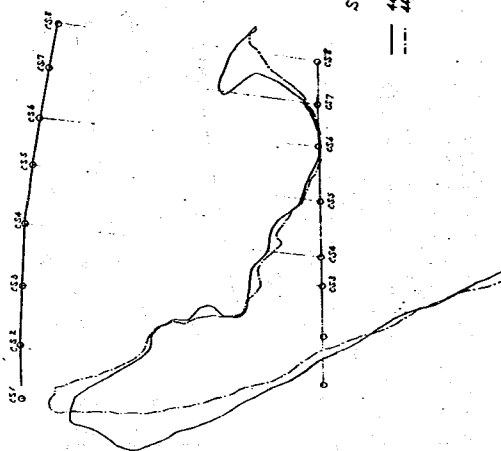
凡例
昭和40年1月20日
40年2月14日
41年1月13日



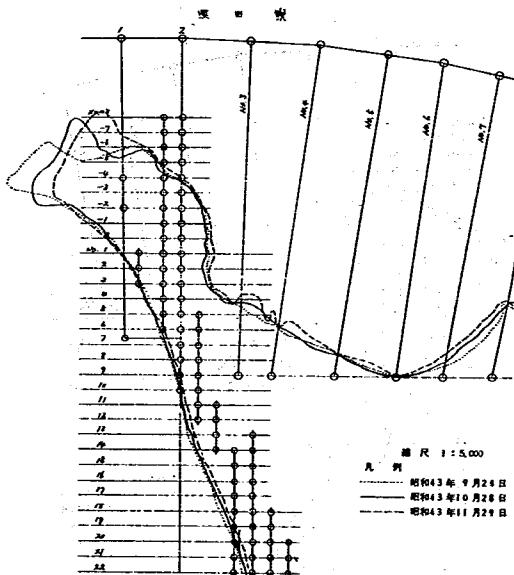
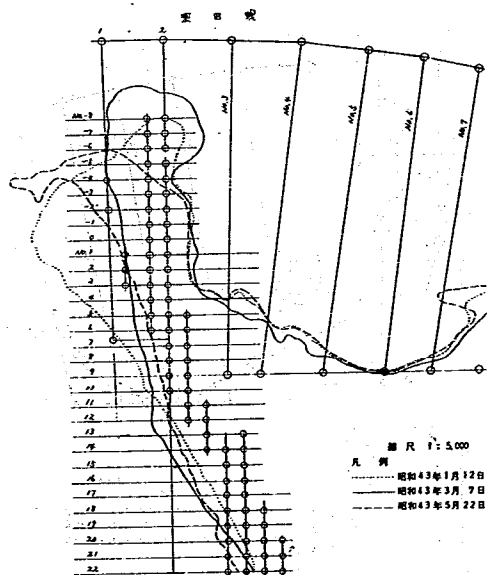




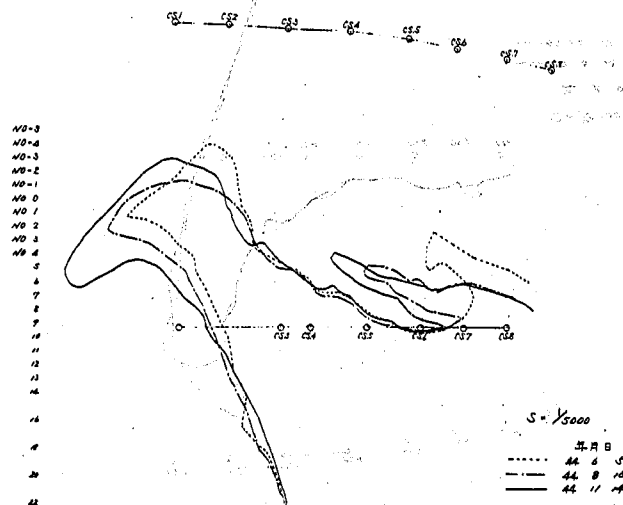
昭和44年 瀬田川河口調査



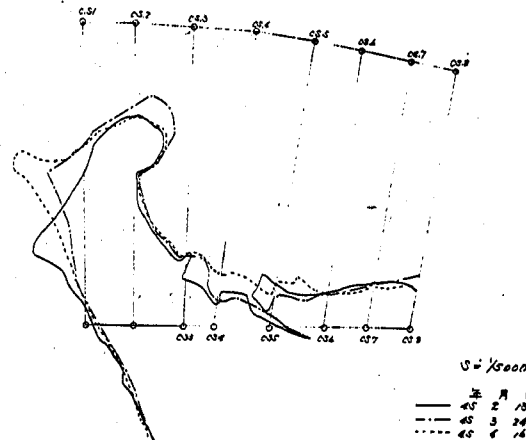
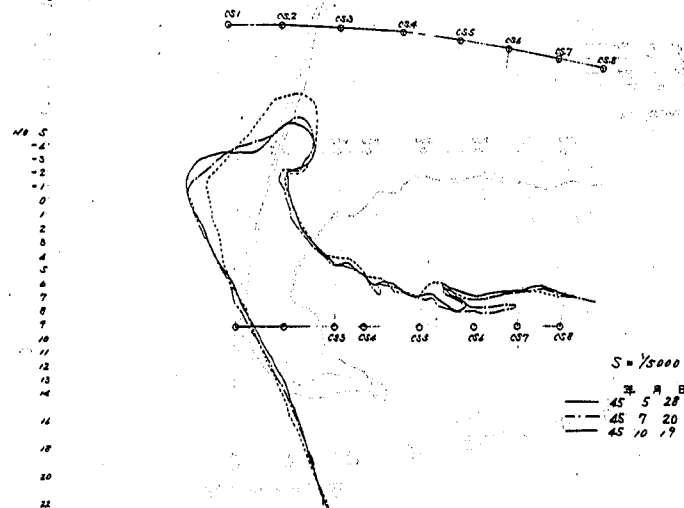
400-5
 400-4
 400-3
 400-2
 400-1
 400-0
 400-1
 400-2
 400-3
 400-4
 400-5



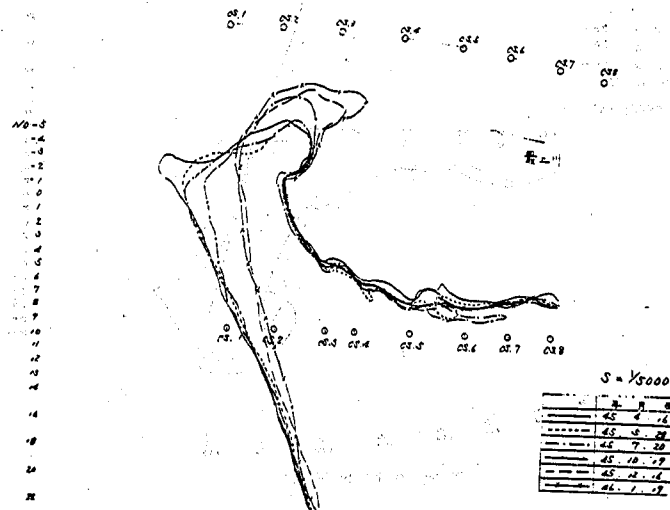
昭和44年 最上川河口調査測量



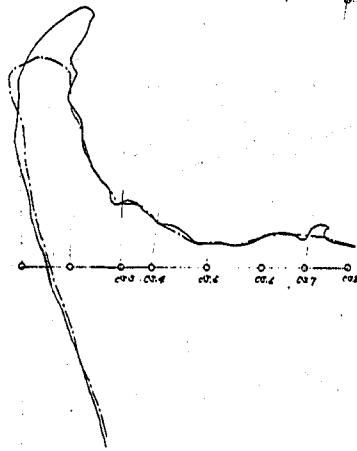
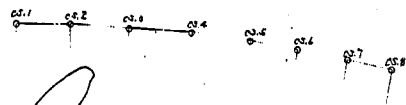
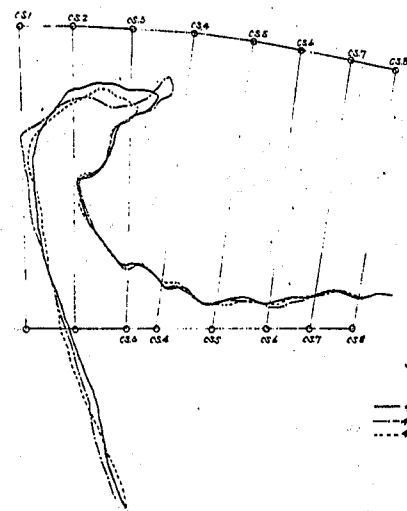
最上川河口調査



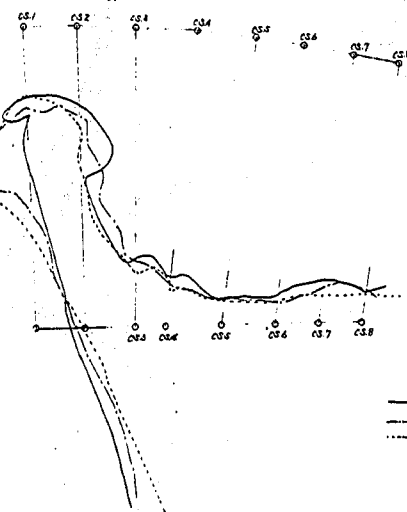
昭和45年度 最上川河口調査



最上川河口調査



最上川河口調査

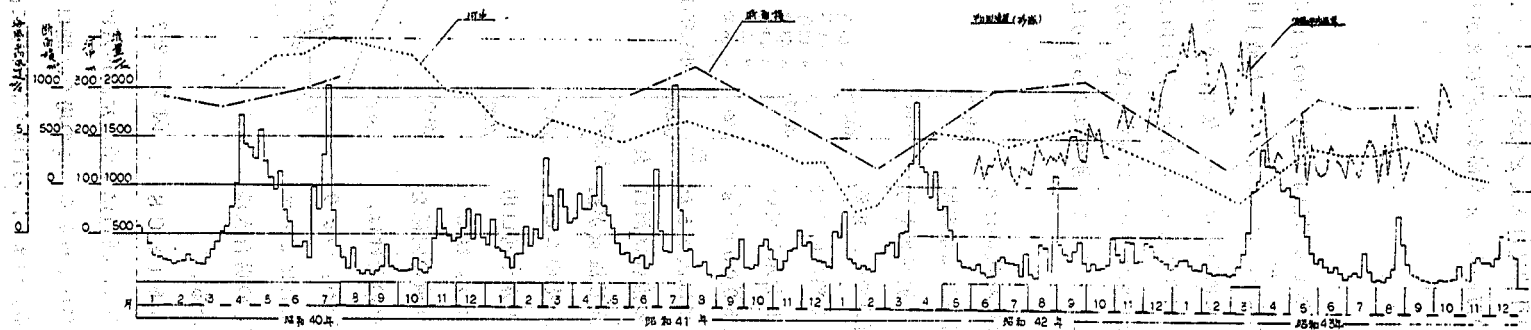


NO-5
-4
-3
-2
-1
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22

日
月
年
46 4 8
46 4 17
46 10 28

日
月
年
47 9 10
47 9 22

图2-22 平均流量、最大河口、最小断面、流量、平均流量、流速



(ハ) 夏季に大出水が無いと河口汀線はほとんど動かない。

(ニ) 出水によって、河口砂州の方向は、先端部が海側にまがり、徐々に波によって先端部が河側にまがってくる。

2-14 河口巾の変化

図2-22には、昭和40年より昭和43年までの河口巾と半旬別流量、断面積と海風の平均風速の関係図を示した。この図より、今まで述べてきた最上川河口の砂州変化パターンが良く分かる。つまり、冬期の風浪によって河口巾は小さくなり、春の融雪出水によって河口巾が広がる。夏、初秋は波が小さく、また河川流量も大きいため、河口巾は、春の出水後の大きさを維持しているというパターンである。ただし昭和40年においては河巾が他の年度に比較して広い。これは、39年度から引き続き広がったようで、この原因ははっきりしない。(39年度の4月の融雪出水量は他の年より多かった。)

図2-23は河口巾と、河口巾を決めたと考えられる河口巾測定時より前の日流量の関係を示したものである。点線は、流量に対する最低河口巾であり、現況の河口では、ある流量 Q が流れた時、河口巾は、点線の所までしか広がらない可能性があることを示している。これによれば、日平均流量 $5000\text{ m}^3/\text{s}$ では河口巾は 275 m ぐらいまでは広がるだろうことを示している。ただこの点線は河口巾の動的平衡な河巾ではなく、同じ流量が続けば河口巾はより広がっていく。そのことは図2-22によっても夏期の小出水で河口巾が広がっていることからわかる。図2-23-2は河口最小巾と河口断面積の関係を示したものであり、昭和40年をのぞけば、河口断面積は河口巾に比例している。つまり水深は変化せず河口巾を広げることによって河口断面積を増加させている。この場合水深は約 5 m をたもっていることになる。

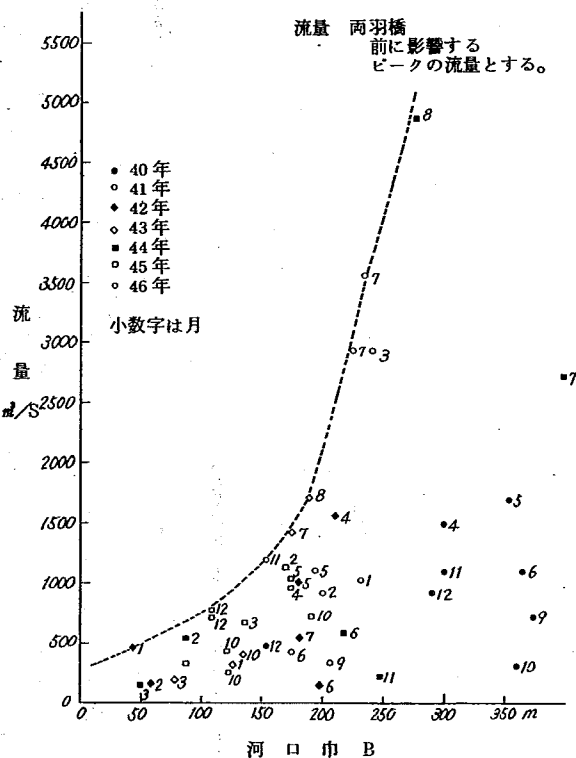


図2-23 河口支配流量と河口幅

図2-24は砂州部であるCS₁とCS₂の横断図である。これによると、河口は冬季に左側からはりだす砂州によってせまくなり、春の出水によって広がっているのが良くわかる。この場合、開口部の水深が、ほとんど変化していないことに注意しておく必要がある。つまり、河口部は、汀線に直角方向の漂砂移動は少なく開口部

が一様に浅くなっていくのではなく、汀線沿いの
漂砂のみによって左岸から閉塞していくことを
示していると考えて良いであろう。

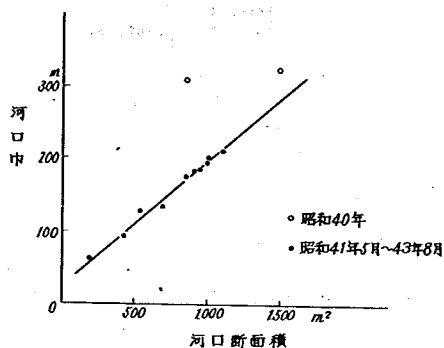
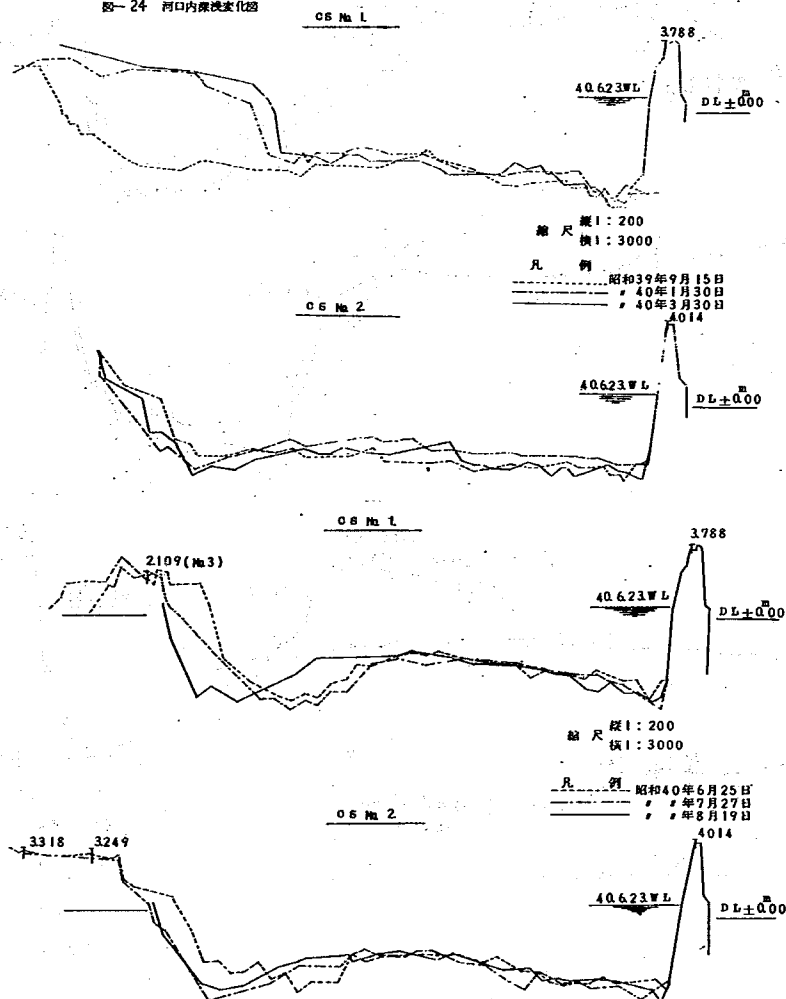
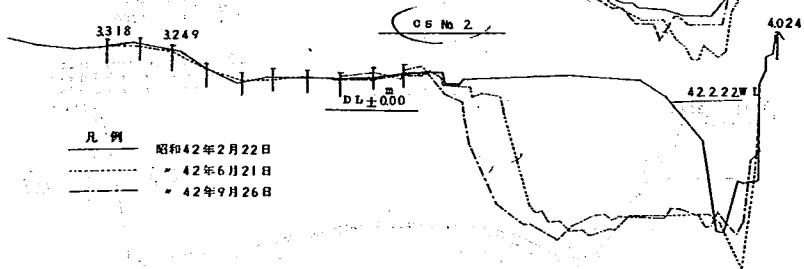
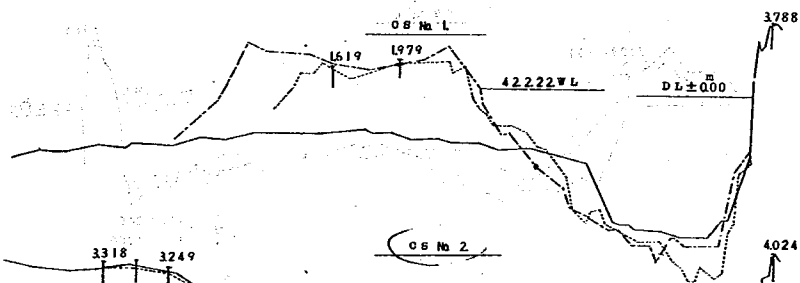
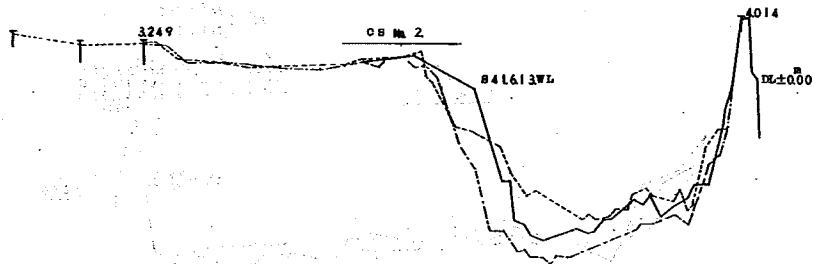
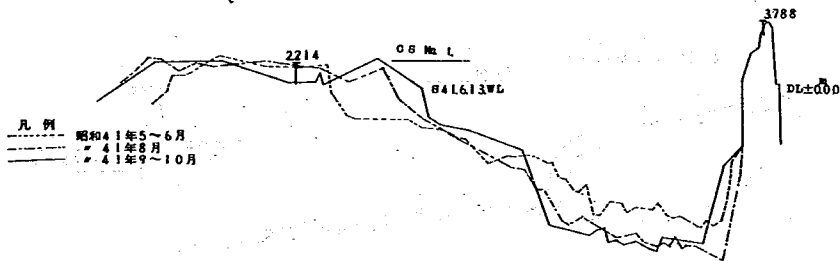
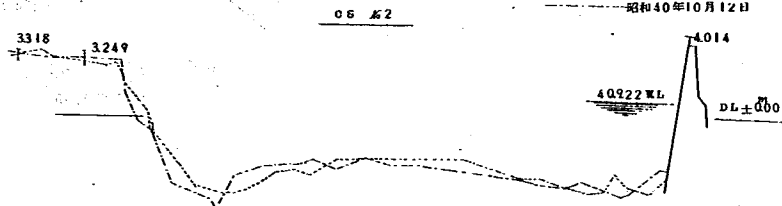
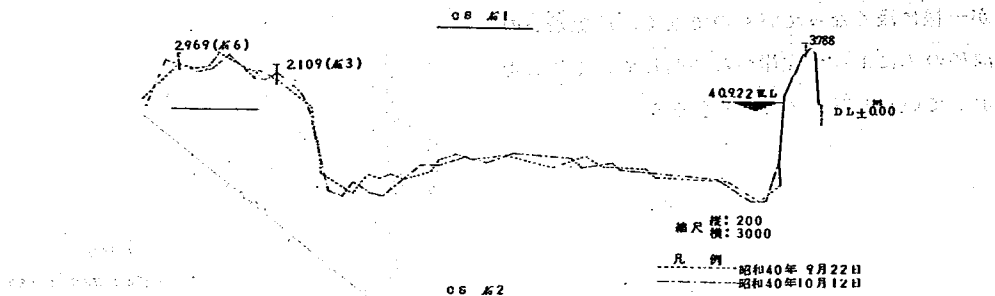
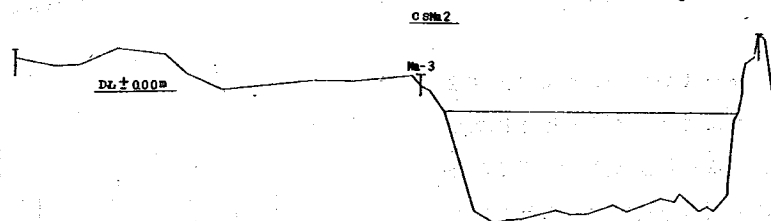
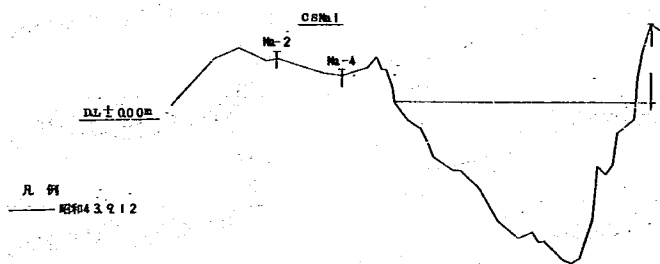
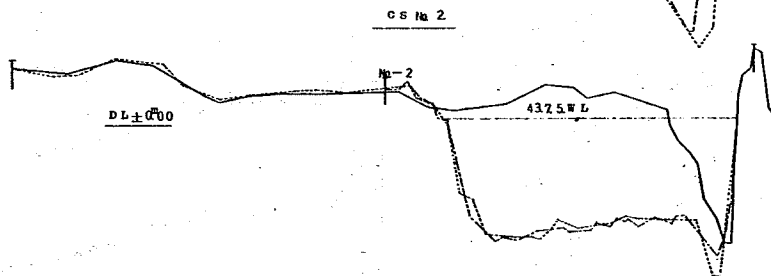
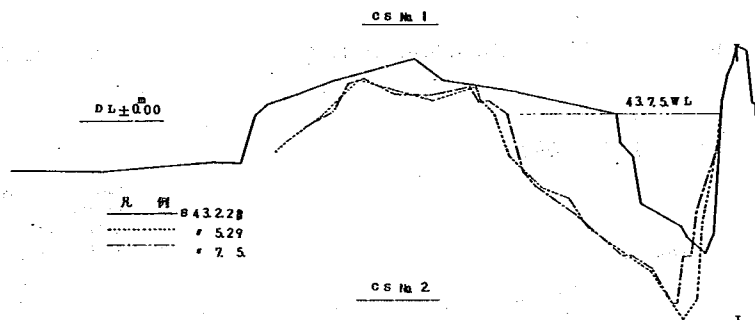


図-24 河口内深浅変化図



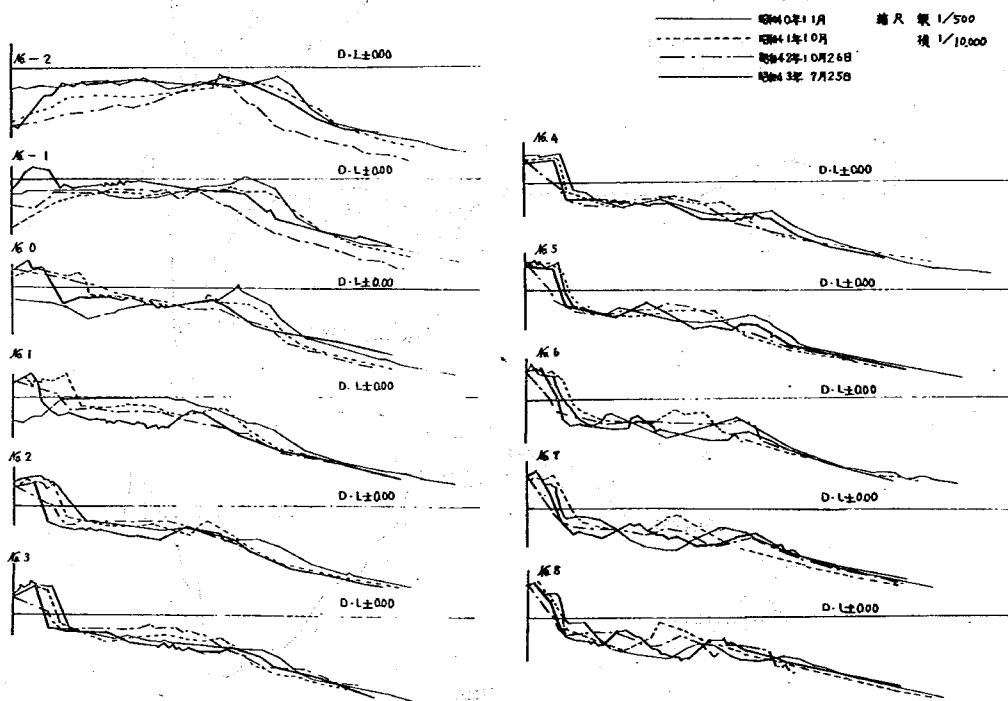




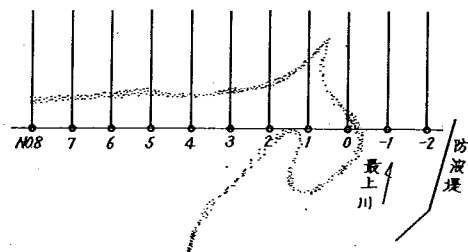
2-15 海床の変化

図2-26に図2-25に示す地点で測定した河口外深浅図を示した。また図6-7は等深浅図である。

図2-26 河口外深浅図(経年変化)



これによるとNo.1からNo.2までは大きな変化が見られ、洪水によってはき出された土砂の推積、波による変化が大きい。No.2からNo.8は、それほど大きな変化はみられないが碎波点の違いによる沿岸砂州の移動がみられる。沿岸砂州は汀線より200から500.mの間で変動がある。水深5m以上は変動がほとんど見られず、これ以上深い所は、あまり動いて無いと考えられる。



3章 最上川下流河道計画

3-1 計画高水流量

最上川の計画高水流量は、記録を上回る大出水、ダム建設、赤川ショートカットなどのたびに表-3-1のように変更され昭和28年に明治12年以降の洪水資料を参考にし、清川より河口までの計画高水流量を $7,000\text{ m}^3/\text{S}$ と決定し、現在に至っている。

その後、昭和33年7月、42年8月、44年8月、46年7月の出水を考えて、再度、過去の洪水の検討が加えられ最上川計画高水流量の改訂が考えられている。

それによると河口で $8,000\text{ m}^3/\text{S}$ （確率150年）の計画高水流量であり現計画より $1,000\text{ m}^3/\text{S}$ 増加している。最上川下流の計画高水流量の配分を図-3-1に示す。京田川相沢川は本川ピーク流量時には $0\text{ m}^3/\text{S}$ としている。また図-3-2には計画ハイドログラフを示す。

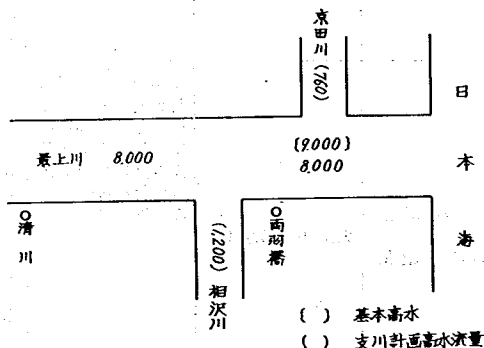


図-3-1 計画高水流量

3-2 計画河道

上述の計画高水流量に基づいて次のような河道計画が立てられている。

イ) 堤防法線

現在築堤は全川にわたり、ほぼ完成しており、本計画においては、これを踏襲することにした。

ロ) 低水路法線

低水路法線は、原則的に現況河岸とすることを基本とし、水制箇所については、施工済みのものは極力残し、水利頭部を包絡するような線形とした。

ハ) 計画河床縦断形の決定

計画河床は、長期計画の河床を若干高くする方向で修正することを基本とし、現最低河床高と、現平均河床高との平均河床高とする。

GS₂₄₆から上流の計画河床は、GS₂₅₆において中流部にとりつくよう、その高さを中流部計画河床高（177.47m）とした。

GS₀における計画河床高（T.P-450m）は、導流堤の設置により維持可能となる河口中300m前後と考え、次に計画河床設定の基本をふまえ等流計算による流下能力計算を行ないT.P-450mとした。

表-3-1 計画高水量改訂の変遷

計 画 内 容	着手及び改訂年月日	流量改訂を必要とした要因	計画高水流量検討経過及び根拠	最上川下流計画高水流量配分図
直轄改修着手	大正6年9月	明治40年以降数度の洪水被害により、新たに高水防禦を目的とした改修計画を樹立するため	明治42年4月洪水をもとにして河道内外の流量及び氾濫率を考慮して計画最大流量を22万個と決定し、更に明治12年洪水を考慮し安全率を定め実際河道の設計を行なった模様。赤川は明治17年以降の最大洪水を参考として、最大流量を求め時差を幹川最大流量をもって計画高水流量とした。(最上川改修計画説明書記載)	左支川大山川 10,000個(280m^3/S) 左支川赤川 90,000個(2500m^3/S) 左支川京田川 13,050個(360m^3/S) 津川 幹川最上川 220,000個(6,100m^3/S)
第一次計画 高水流量改訂	大正10年3月4日	支川赤川を黒森地点からショートカットして、日本海に放流するよう計画変更したのに伴って行なわれたものと推定される	当初計画をもとに大正6年度から工事着手をしたが、赤川については黒森地点から日本海への放水路を作る要望が強く変更を行なった。放水路は流量を6万個(1,670 m^3 /S)に落とすよう設計されているので、この際改訂が行なわれているものと推定されるが詳細は不明。(大正11、12年、年度工事年報記載) 改訂内容はH-O曲線の修正及び流出係数により行なわれた模様。	津川 幹川最上川 6,950m^3/S 鶴岡 赤川 1,670m^3/S
第二次計画 高水流量改訂	不明 (昭和16年と推定)	支川赤川が昭和15年出水において計画高水流量を超えたため	昭和15年赤川に計画高水流量を超す出水があり、直ちに当初計画の9万個(2,500 m^3 /S)に流量改訂を行なったものと推定されるが詳細不明(昭和16年度工務報告記載)	津川 幹川最上川 6,950m^3/S 鶴岡 赤川 2,500m^3/S
第三次計画 高水流量改訂	昭和24年	昭和19年出水以降本川筋は大規模な災害が繰返されそれに伴って全般的な流量検討が行なわれた	昭和24年治水調査会最上川小委において討議されたが、幹川筋は計画高水流量を超える出水がなかったもので、流量は端数を切り上げ7,000 m^3 /Sの出水ありとし、計画高水流量を3,000 m^3 /Sとし、荒沢ダムを500 m^3 /S調節、なお支川大山川は直轄区域に編入され、計画高水流量と決定された。(治水調査会議事録)	左支川京田川 (360m^3/S) 津川 幹川最上川 7,000m^3/S 左支川大山川 (280m^3/S) 鶴岡 赤川 2,500m^3/S (500m^3/Sは荒沢ダムで調節)
第四次計画 高水流量改訂	昭和28年	赤川上流 字川に新たに八久和ダムの計画ができたため	赤川についてその後八久和発電所建設に伴い荒沢、八久和のダムにおいてそれぞれ840 m^3 /S、160 m^3 /Sの調節を行なうものとして、赤川計画流量は2,000 m^3 /Sと決定された。なお最上川については支川、相沢川の流量配分について現在検討中である。	左支川京田川 (760m^3/S) 津川 幹川最上川 7,000m^3/S 左支川相沢川 (590m^3/S) 左支川大山川 (280m^3/S) 幹川 赤川 2,000m^3/S

ニ) 計画高水数高の決定

計画高水数高は、現況を掘削しないことを原則とし、縦断勾配が計画高水位勾配より急にならないように定めると共に、横断勾配は1:300とした。

計画高水数巾は、片岸20m以上を確保するように極力つとめた。

3-3 計画河道における疎通能力

過去の洪水資料を使って不等流計算をし河道の粗度係数を求め($n=0.030$)この粗度係数を使うことにより、計画断面における水位を計算したものが、図-3-3であり、現計画高水位内に納まっている。また低水路流量は概ね $Q=4,000\text{ m}^3/\text{S}$ であることが不等流計算より判明された。

この $4,000\text{ m}^3/\text{S}$ は5年に1回起るぐらいの流量である。

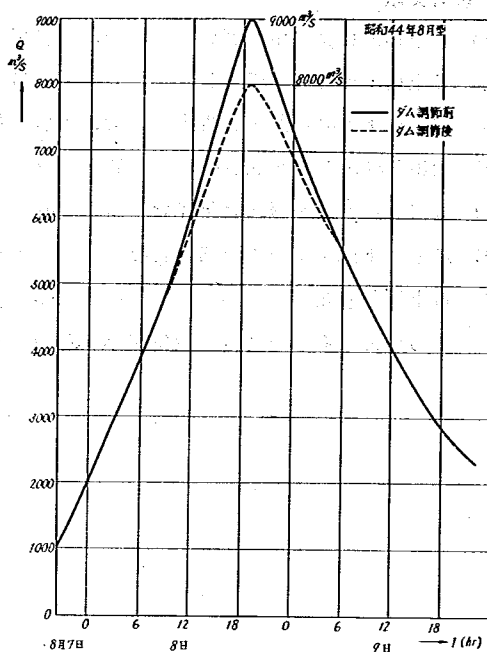


図-3-2 両羽橋地点ダム調節前後のハイドログラフ

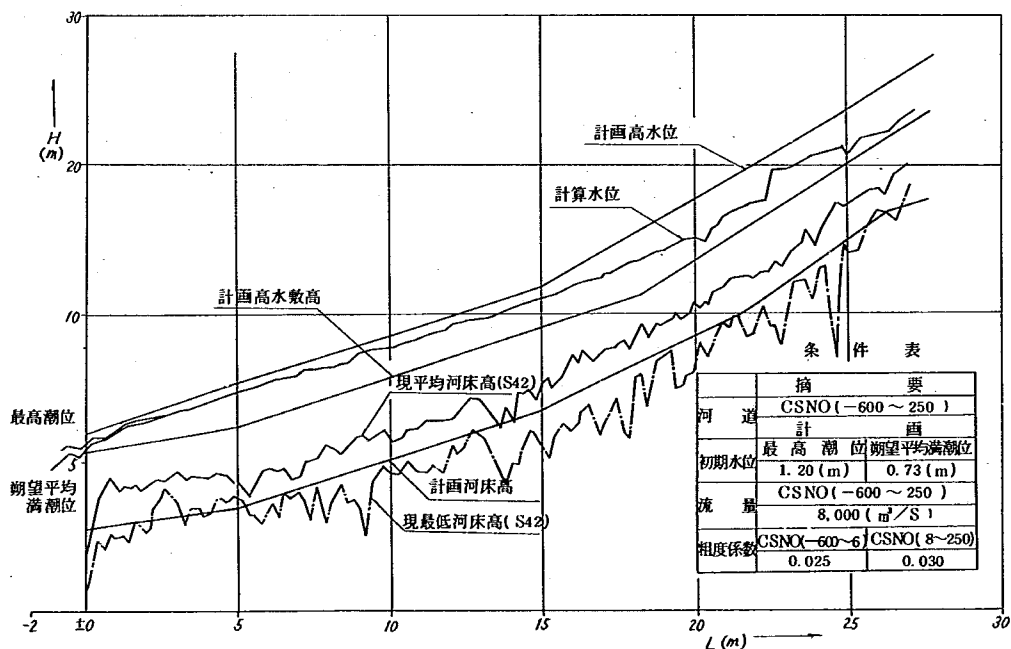


図-3-3 不等流計算結果

参考文献

- 1) 最上川河口調査中間報告書 酒田工事事務所 1969年
- 2) 最上川下流河道計画報告書 酒田工事事務所 1972年5月
- 3) 最上川下流河道計画報告書 酒田工事事務所 1972年2月
- 4) 酒田北港調査成果報告書 新潟調査事務所 1968年3月
- 5) 酒田港調査成果報告書第Ⅳ報 新潟調査事務所 1966年3月
- 6) 最上川下流河川調査中間報告書 酒田工事事務所 1969年12月
- 7) 最上川工事史 酒田工事事務所 1971年1月
- 8) その他にも多くの資料を酒田工事事務所より貸りうけた。

4 章 模型実験の相似律

4-1 相 似 律

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

○河川を流れる流水に関する相似性

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

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

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

が現地現象を支配する基礎方程式である。(2-1)式が流れの運動方程式、(2-2)式は連続式である。模型でも同様な式が成り立ち、

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

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

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

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

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

とおくと

(4-5)式は

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

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

水平縮尺 X_r , 鉛直縮尺 h_r を選べば、

(2-6)式より

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

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

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

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

となる。なお断面積と流量の縮尺はそれぞれ

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

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

となることは明らかである。

○河床面の相似性について

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

河床変化の時間縮尺は次のようにして求まる。河床流砂の連続式は

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

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

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

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

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

佐藤・古川・芦田公式(土研式)は

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

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

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

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

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

よって(4-16)式は

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

Brown 式の場合

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

ここで d は粒径

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

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

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

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

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

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

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

$$= \frac{(1-\lambda)_r (\sigma / \rho - 1)_r^2 \cdot d_r}{h_r^4} \cdot x_r^{7/2} \quad \text{Brown 式} \dots\dots\dots (4-23)$$

となる。

○ n_r について

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

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

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

$$= \frac{2g n^2}{R^{1/3}} \quad \dots\dots\dots (4-24)$$

である。今 f_r を求めると

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

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

平均流速公式として対数公式を使えば

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

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

でなければならない。ここで R は径深 k_s は相当粗度

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

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

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

が成立すると主張している。ただし、 τ_* は無次元化された河床せん断力で

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

で表わされる。また τ'_* は

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

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

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

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

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

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

○河口からの流水の拡散に関する相似性

河口からの流水拡散現象は二次現象であり、

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

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

が基礎方程式であり、今代表的なスケールにサフィクスOを付け、 $V_* = v/v_0$, $h_* = h/h_0$,

$y_* = y/x_0$, $x_* = x/x_0$, $U_* = U/v_0$ なる無次元量を(4-31)に代入すると、

$$U_* \frac{\partial U_*}{\partial x_*} + V_* \frac{\partial U_*}{\partial y_*} = -\frac{gh_0}{U_0^2} \frac{\partial h_*}{\partial x_*} + \frac{E_x U_0}{x_0^2} \left(\frac{\partial^2 U_*}{\partial x_*^2} \right) + \frac{E_y U_0}{x_0^2} \left(\frac{\partial^2 U_*}{\partial y_*^2} \right) \dots\dots\dots (4-33)$$

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

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

$$(R_{ex})_r = \left(\frac{U_0 X_0}{E_x} \right)_r = 1 \quad \text{つまり } E_{xr} = U_r X_r \dots\dots\dots (4-45)$$

$$(R_{ey})_r = \left(\frac{U_0 X_0}{E_y} \right)_r = 1 \quad \text{つまり } E_{yr} = U_r X_r \dots\dots\dots (4-46)$$

であれば良い。ところで、Free Jet の場合

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

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

ところで $K_r = 1$, $b_r = 1$, $U_{\max r} = U_r$ であるので、(4-45)式は成立する。また

(4-33)式の右辺第2項は第3項に比べ影響が小さいので無視すれば、フルード数が現地と模型で同一であれば、流出の拡散巾、流速分布はほぼ相似すると考えられる。

○河口から出た土砂の堆積の相似性について

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

○波の変形に対する相似性について

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

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

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

○反射に対する相似性

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

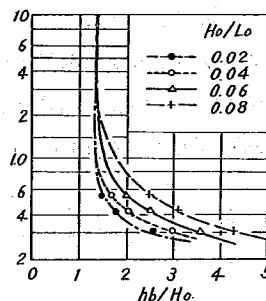
○表面張力の影響

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。

○砕波条件に対する相似性について

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

砕波水深と沖波波高の比 h_b/H_0 は波長が 2 秒より大きいときは、沖波の波形勾配 H_0/L_0 の関数であり、模型を幾何学的相似、フルード相似とすれば、砕波点の位置、砕波波高は、ほぼ相似になる。しかし模型が小さく、周期の短い波を使用すると、砕波水深に周期の効果が入り、



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

図-4-1 砕波水深におよぼす周期の効果

○海底部移動床の相似性について

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

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

となる。

これより“河床面の相似性について”で述べたと同様な方法で

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

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

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

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

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

でなくてはならない。つまりどの方向にも地形変化の時間縮尺は同一でなければならないことを示している。(4-51)式は(4-14)式と似ている。もし漂砂の運動機構が河床流砂と同じなら、同一の時間縮尺を取ることができる。しかし波による漂砂の運動機構は、河床流砂より複雑で、場所的にもその運動機構が異なる。(たとえば汀線付近と碎波点付近では、その運動は異なる。) また、一般的には $q_{sxr} \approx p_{syr}$ であるのが普通であり、相似性は正確には成立しない。

次に t_{sr} がその運動機構の違いによってどう異なるか調べてみよう。

a) 汀線方向の漂砂に関する相似性

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

$$\frac{Q_s}{\psi} = 317 \left(\frac{E_i \cdot i^{2/3}}{\phi} \right)^{3/2} \quad \dots\dots\dots (4-52)$$

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

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

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

Q_s : 沿岸漂砂量, H'_b : 相当沖波波高, d : 底質の平均粒径, σ, ρ : 底質および海水の密度, j 碎波点から汀線までの平均海底こう配, H : 波高, L : 波長, T : 周期, 添字 o, b : 沖波および碎波点での条件。

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

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

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

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

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

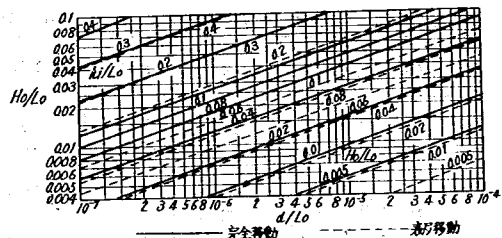
$$\begin{aligned} t_{sr} &= \ell_r^2 \cdot q_{sr}^{-1} = \ell_r^2 \cdot \ell_r^{-3} (\sigma - \rho)_r^{\frac{3}{2}} d_r^{\frac{1}{2}} \cdot B_r^{-1} \\ &= (\sigma - \rho)_r^{\frac{3}{2}} d_r^{1/2} \cdot \ell_r^{-1} \cdot B_r \dots\dots\dots (4-55) \end{aligned}$$

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

b) Bについて

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

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



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

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

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

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

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

① 境界層が層流および底面が滑面状態で境界層が乱流の場合

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

② 底面が粗面状態で境界層が乱流の場合

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

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

表-4-1 A および B の値²⁹⁾

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

なお、底面および境界層の状態は次式で表わされる。

1) 滑面領域 $d/\delta < 0.153$

2) 粗面領域 $d/\delta > 0.153$

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

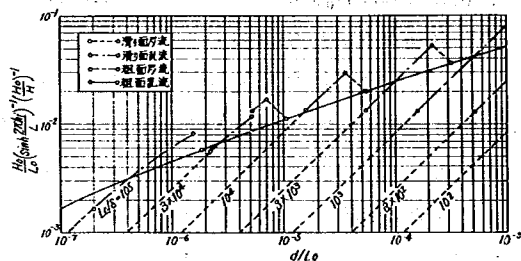


図-4-3 全面移動の限界水深

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

c) 汀線に直角方向の漂砂に関する相似性

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

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

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

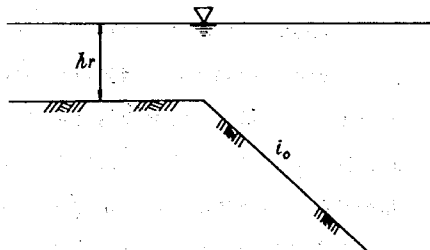


図4-4

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

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

なる関係をあたえている。ここで t は波の作用時間、 T は周期である。

平衡形状は $t \rightarrow \infty$ で

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

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

$$(H_0/d)_r = 1 \text{ より}$$

$$d_r = \ell_r$$

$$(d\sqrt{gH_0}/\nu)_r = 1 \text{ より}$$

$$d_r = \ell_r^{-1/2} \quad \dots\dots\dots (4-59)$$

となり、(4-59) 式を両方とも満足することができない。

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

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

しかし $(\sigma/\rho)_r \approx 1$ の場合には、平衡海浜に σ/ρ の効果が入り、相似性の条件は、より成立しなくなる。もし σ/ρ の影響が他の項より小さく無視しえるか、 σ/ρ が他の項と積の形で(6)式に入れば、模型の粒径を変えることによって相似性を満足させることができるが、今までの実験によれば σ/ρ は一つの独立の変数であるようで、平衡海浜を相似にするためには $(\sigma/\rho)_r = 1$ としなければならないようである。

○塩水くさびが相似性におよぼす影響について

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

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

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

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

○相似則の検討からの結論

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

イ) 模型は歪ますことはできない。

ロ) 模型の波の周期は、1.0秒以上になるように大縮尺の模型を必要とする。

ハ) 模型上の波高をあまり小さくすることができない。波長5cm以上が良い。

ニ) 沿岸漂砂と汀線と直角方向の漂砂とを同時に相似せしめることは困難である。

ホ) 砂州フラッシュ実験において、水位を相似にたもつことは一般に困難である。

ヘ) 塩水くさびの影響を再現することは不可能であり、河口部の波の変形を相似にたもつことはできない。

ト) 沿岸砂州等、汀線に直角方向の地形を相似にたもつには現地と模型の底質材料の比重は同一にした方がよい。

チ) すべての相似性を同時には満足させることはできず、河口模型実験の再現性には疑問が残

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

4-2 最上川河口模型実験における模型縮尺について

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

○力学的相似はフルードの相似則より

$$X_r = h_r = 60$$

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

$$A_r = 60^2 = 3600$$

$$I_r = 1$$

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

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

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

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

○流砂量および河床変化より求まる Q_{sr} , t_{sr}

実験に使用した河床材料は図-4-5に示したごとく粒径

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

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

河床材料の粒径比 d_r は、現地が砂州部、河道部 0.75 mm として

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

さらに空隙比 $(1 - \lambda)_r$ は、現地・模型共に空隙率は等し

いとして $(1 - \lambda)_r = 1$ とする。以上の結果より(4-18)

(4-21), (4-22), (4-23)より時間縮尺、流砂量縮

尺を求めてみると流砂量として Brown 式を使った時、

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

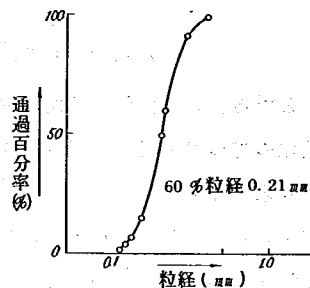


図-4-5 石炭粉の粒度分布

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

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

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

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

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

○粗度について

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

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

$$\text{長良川模型実験} \quad n = 0.0152$$

$$\text{大淀川模型実験} \quad n = 0.0182$$

で約 $n = 0.017$ 位である。最上川の現地粗度は 0.03 位であり、模型と現地の粗度比 $n_r = 1.76$ であり 1.98 に比較して小さく、模型の粗度が幾分大きすぎる。また、この粗度の計算は洪水ピーク時の粗度であり、流量の小さい時でも粗度が相似であるか明確ではない。検証実験によってそれは明らかになろう。

○無次元掃流力比の相似性について

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

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

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

○河口から出た土砂の堆積の相似性

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

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

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

ここで U_r はフルード則より求まる。

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

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

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

○表面張力の影響

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

○反射に対する相似性

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

○碎波点に関する相似

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

○汀線方向の漂砂に関する相似性

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

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

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

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

○漂砂の移動限界水深に関する相似性

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

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

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

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

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

よって底面は滑面領域となる

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

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

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

今限界水深が20mとすると,

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

となる。

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

$$\begin{aligned} 160(d/L_0)(d/\delta)^{-1} &= 160 \times 1.58 \times 10^{-6} \times \frac{1}{0.118} \\ &= 2.14 \times 10^{-3} \end{aligned}$$

となる。これより境界層の状態は滑面乱流域となる。

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

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

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

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

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

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

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

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

よって粗面領域

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

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

$$H_0/L_0 = 0.0158$$

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

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

これより $A = -0.45$ であるから

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

$$\begin{aligned} \text{よって } (\sinh 2\pi h_i/L)^{-1} \left(\frac{H}{H_0}\right) &= 2.3 \times 10^{-4} \times \frac{1}{1.0158} \times 0.4575 \\ &= 0.673 \end{aligned}$$

これを Wiegel の表より求めて

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

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

○汀線に直角方向の地形変化の相似性

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

以上のことをまとめると、模型で使われた石炭粉 ($d_{60} = 0.21 \text{ mm}$, $\sigma = 1.5$) は、現地と比較して、移動の限界状態では動きにくく、又一度浮き上がった落ちにくく遠くまで運ばれやすい。河川による地形変化の相似性は比較的現地と適合するだろうが、波による地形変化は $S(=\sigma/\rho-1)$ の効果もあり、相似性は良くなく定性的な判断を実験から読みとるべきであり、定量的な判断はすべきでないと思われる。

5 章 実験ケースと実験方法

5-1 実験施設

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

最上川の模型は水平鉛直とも $1/60$ モルタル製で、その上に河床材料の石炭粉を敷き、現地の地形と幾何学的相似にすることができる。模型範囲は図-5-1に示すように、河道は上流 3.4 K まで、外海部は 2 km 程度の沖合まで入るようにした。

模型上流端には量水槽および整流装置を設け、定ヘッド水槽から所定の流量を与えるようになっている。一方模型下流端には、下流端水位調節用フラップゲートを 5 門取り付けられている。

造波機は、幅 6 m、造波板高 90 cm の造波機を 4 基接続できるタイプでヒンジのベンチュラム型式で、模型内をはば任意に移動させることが可能である。造波能力は波高 (H) 0 ~ 20 cm、周期 0.9 ~ 2.5 sec の波を発生させることができる。

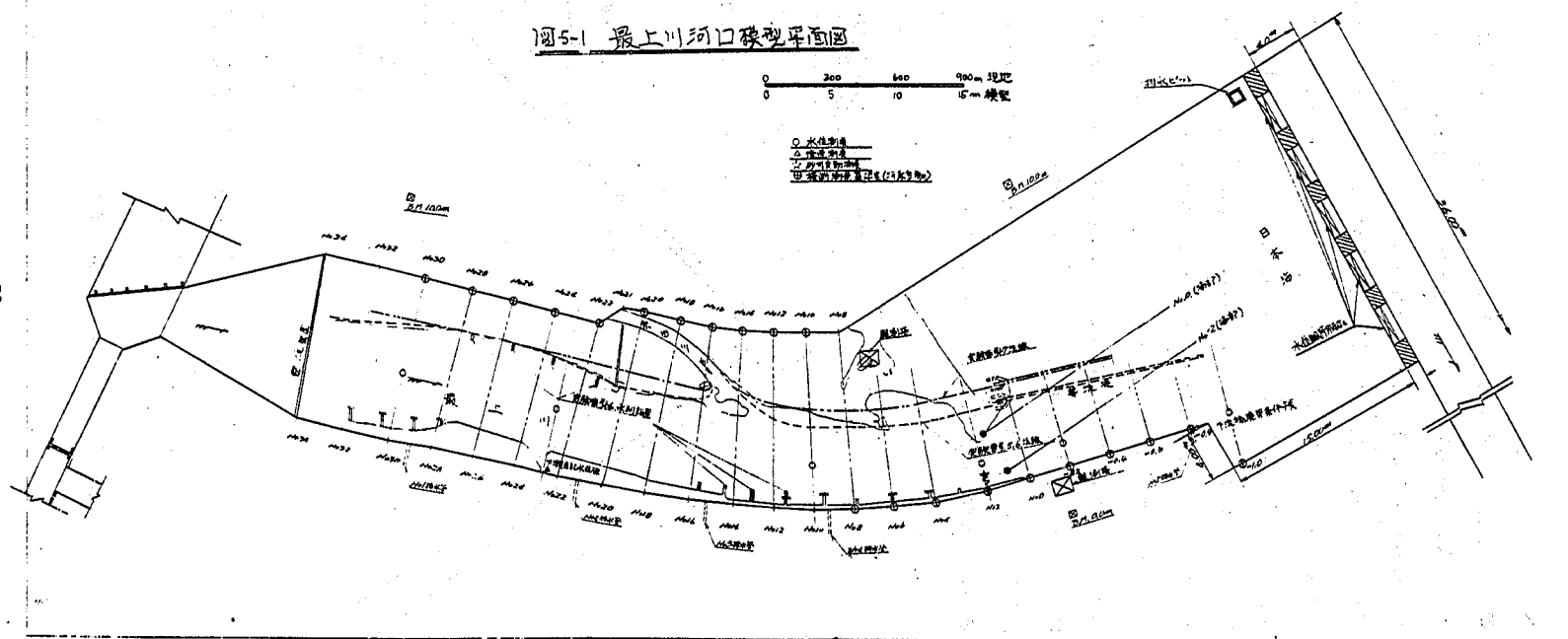
5-2 実験の概要

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

图5-1 最上川河口模型平面图

0 200 400 800m 比例尺
0 5 10 15cm 模型

- 水位观测点
- △ 流量观测点
- 泥沙观测点
- 泥沙淤积量观测点(1:10000)



5-3 実験ケース

この河口模型実験で行なった実験ケースを表-5-1に示す。実験1-1から実験1-3は洪水時における河口現象の検証実験で、現地現象と模型上の現象がどれほどの相似を示すか、時間縮尺が適切かどうかを検証する意味で行なったものである。洪水は昭和44年8月を対象とした。実験1は時間縮尺を1:25、実験2は時間縮尺が実験1によって適切でないことが判明したので1:40で行なったものである。実験1-3は、水制の先端に碎石を置き水制先端の洗堀防止を施し、さらに実験1-1及び1-2では、宮野浦渡船場をモルタルで製作し、不透水制の役割りをしていたのを、現地工事事務所の指摘で、これは浮さん橋の構造になっており透過性で流水をさまたげないことが判ったのでこれを取り除き、昭和44年8月洪水を流したものである。なお河床断面は、42年9月の横断測量断面を使い基本とし、実験1-1、実験1-2においては、模型0.2kmの断面には42年9月の0.1k断面、0.0km以下は適当に決めた。実験1-3は、0.2k、0.4k、0.6k砂州は44年の測量結果より求めたものを使っている。

実験1-4は、模型の河床は実験1-3と同一にし、計画流量($8000 \text{ m}^3/\text{S}$)のハイドロをあたえたものである。洪水波形は、図-5-2に示してある。

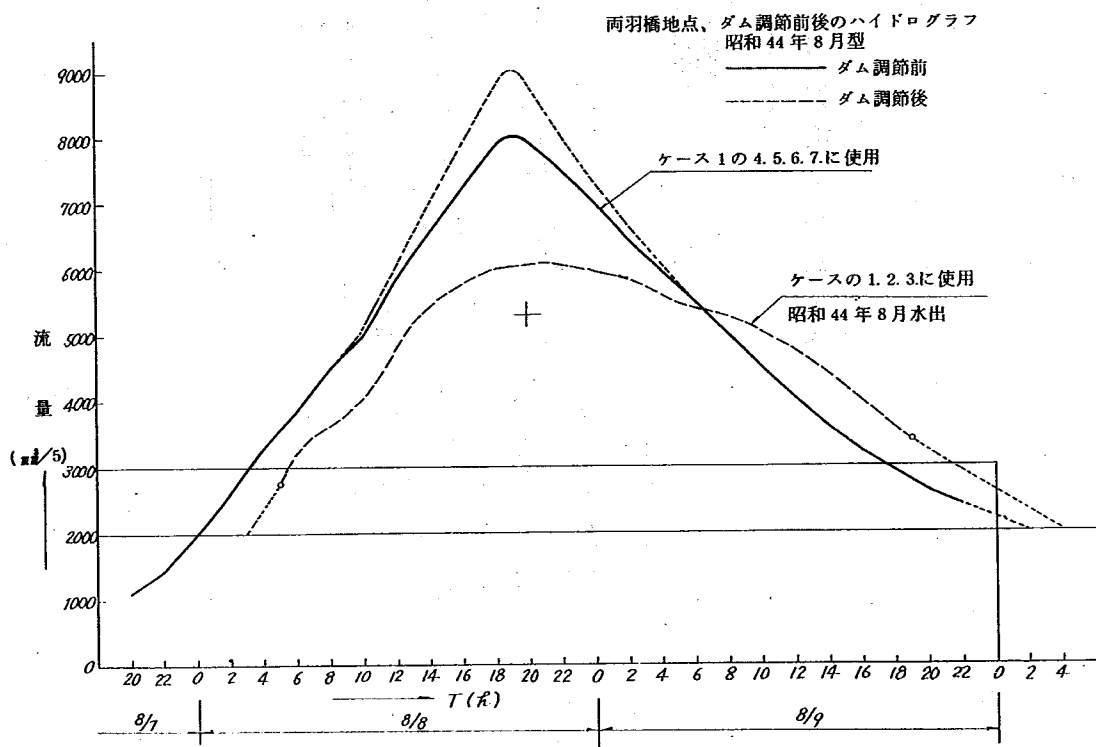


図-5-2 不定流実験ハイドログラフ

表-5-1 実験ケース一覧表

実験 ケース	実験の 種 類	最大流量	潮 位	河 床 状 態	時間縮尺	そ の 他
1-1	検 証	6,067m ³ /S	実測潮位 H _{max} =0.86m H _{min} =0.59m	42年9月の横断測量を基本とし、0.2kは42年9月の0.1k海部は勾配が沖になだらかなるようにならかに決めた。	t _{sr} =20	S44年8月洪水
		8,000m ³ /S		不定流通水後の状態		定流で1時間給砂15分に18ℓ
1-2	"	6,067m ³ /S	実測潮位	ケース1-1の不定流と同じ	t _{sr} =40	S44年8月洪水
1-3	"	6,067m ³ /S	"	42年9月の横断測量を基本とし、0.2, 0.4, 0.6kは44年洪水前の側量	t _{sr} =40	S44年8月洪水 宮野浦渡船所の改良
		3,000m ³ /S		不定流通水後の状態		定流で10時間給砂1時間に18ℓ
1-4	本実験	8,000m ³ /S	H=0.73m	1.0k~3.4kは42年9月測量0.8k~0kおよび砂州はS46年測量	t _{sr} =40	計画洪水ハイドロ
		2,000m ³ /S	"	不定流通水後の状態		模型で10時間給砂15分に18ℓ
1-5	"	8,000m ³ /S	"	地建案低水路計画断面護岸計画法線	t _{sr} =40	計画ハイドロ
		3,000m ³ /S	"	不定流通水後断面		模型で20時間通水 給砂15分に18ℓ
1-6	"	8,000m ³ /S	"	地建案低水路計画断面導流堤長1/2, 水制追加	t _{sr} =40	計画ハイドロ
		3,000m ³ /S	"	不定流通水後		模型で10時間 給砂15分に1回18ℓ
1-7	"	8,000m ³ /S	"	土研案計画法線形	t _{sr} =40	計画ハイドロ
		3,000m ³ /S	"	不定流通水後		模型で10時間給砂15分に18ℓ
2-1	検 証	3,000m ³ /S	H=0.41m	S42年9月の横断面図にS42年8月の河口外深淺図より整形、ただし、0.2kはS42年9月の0.1k		定流で10時間通水 全中4時間目に止水し河床測定
2-2	本実験	3,000m ³ /S	"	断面形状は2-1と同じ断面を20~28左岸側に4基水制を設置		"
2-3	"	3,000m ³ /S	"	断面形状は2-1と同じ実験2-2で設置した。左岸側に4基水制を設置、218~222右岸側の低水路護岸未施工区間に低水路護岸を施行し、216より下流右岸側水制を河心寄りに延長		"
2-4	"	3,000m ³ /S	"	断面形状は前ケースと同じとし、216より下流左岸側の低水路法線を216より下流の低水路内河床高をT.P-1mまで掘削さらに216より下流右岸側の水制群を河心に寄せる。		"

ケース 番号	河床整形断面	流 量	入射 波向	波高	周期	H_0/L_0	潮 位	実験 時間	そ の 他
3- 1	ケース 2-1 に同じ	162m ³ /Sを8h 1500m ³ /Sを2h	NW	4.0 ^m	12.0	0.018	T, P 0.41m	時間 10	検証実験
3- 2	"	162m ³ /S	"	2.0	9.0	0.016	"	15	"
3- 3	"	162m ³ /Sを3h その後324m ³ /S	"	1.0	7.7	0.011	"	10	"
3- 4	"	250m ³ /S	WNW	1.0m 4時間 以後 0.6m	7.7 7.3	0.011 0.007	"	11	"
3- 5	S 4 2年測量に S 4 2 年の河口外深浅図 開口部形状を訂正	800m ³ /S (0~10h) 500m ³ /S (11~29h)	NW	0.6 1.0	7.3 7.7	0.007 0.011	"	29	"
3- 6	土研案導流堤 導流堤内(T, P-4.5 m) 海部 2-1 と同じ	162m ³ /S	WNW	2.0	9	0.016	"	13	導流堤内の河床維持の 検討
3- 7	3- 6 終了後断面	"	"	4.0	12.0	0.018	"	10	"
3- 8	ケース 3-6 に同じ	"	NW	1.0	7.7	0.011	"	10	"
3- 9	3- 8 終了後断面	"	"	4.0	12.0	0.018	"	15	"
3-10	3- 9 終了後断面	"	"	2.0	9.0	0.016	"	10	"
3-11	3-10 終了後断面	2000m ³ /S 4時間通水後 3000m ³ /S	—	—	—	—	"	8	砂州のフラッシュ実験
3-12	地建案導流堤長-0.4 kまで、海部は 2- 1 と同じ	162m ³ /S	NW	2.0	9.0	0.016	"	10	導流堤内の河床維持
3-13	3-12 終了後断面	"	"	2.0	9.0	0.016	"	10	"
3-14	3-13 終了後断面	"	"	1.0	7.7	0.011	"	10	"
3-15	3-14 終了後断面	3000m ³ /S	—	—	—	—	"	6	砂州のフラッシュ実験
3-16	3-15 終了後断面	162m ³ /S	NW	2.0	9.0	0.016	"	10	導流堤内の河床維持
3-17	3-16 終了後断面	"	"	"	"	"	"	10	"
3-18	土建案計画断面 導流堤長-0.2とまで 海部は 2-1 と同じ ただし導流堤の前は T, P-4.5 まで掘る。	"	"	"	"	"	"	20	"
3-19	3-18 終了後断面	3000m ³ /S	—	—	—	—	"	10	砂州のフラッシュ実験
3-20	3-19 終了後断面	800m ³ /S	NW	2.0	9.0	0.016	"	20	

実験1-5は、河道の低水路法線を地建計画法線に模型を改造し、河床整形は計画断面で実施したものである。不定流のハイドロには計画高水ハイドロをあたえた。ただし導流堤内は-0.2 KmまではT.P-4.5 m, -0.4 kでは約T.P-5 mとし、それ以上は現地の地形に合わせて徐々に河床を下げてある。

実験1-6は、実験1-5の結果を検討し、河道の低水路法線は、地建案のままとし、次の個所を改造して実験を行なったものである。

- i) No. 22からNo. 28の左岸側低水路内に半透過水制を4基設置した。
- ii) 左岸導流堤を実験5の長さの半分とした。
- iii) No. 16からNo. 12右岸側に新しく半透過水制2基を設置した。
- iv) No. 16からNo. 12, 右岸側既設水制の長さを河側に約35 mつきだした。

実験1-7は、本実験4, 5, 6の結果を検討し、河道の左岸側低水路法線を修正したものである。計画河床高は地建案のままとした。

図-5-1に各実験における低水路法線を示す。

実験2-1から2-4は、低水路法線形を変えて流量 $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を通水した場合、砂州のフラッシュがどの程度変化するかを調べたものである。

実験2-1は、低水路法線形が変化した場合の砂州フラッシュ程度を比較するために、現況河床で行なったものである。実験2-2, 2-3, 2-4の法線形は図-5-3, 図-5-4-1に示す。

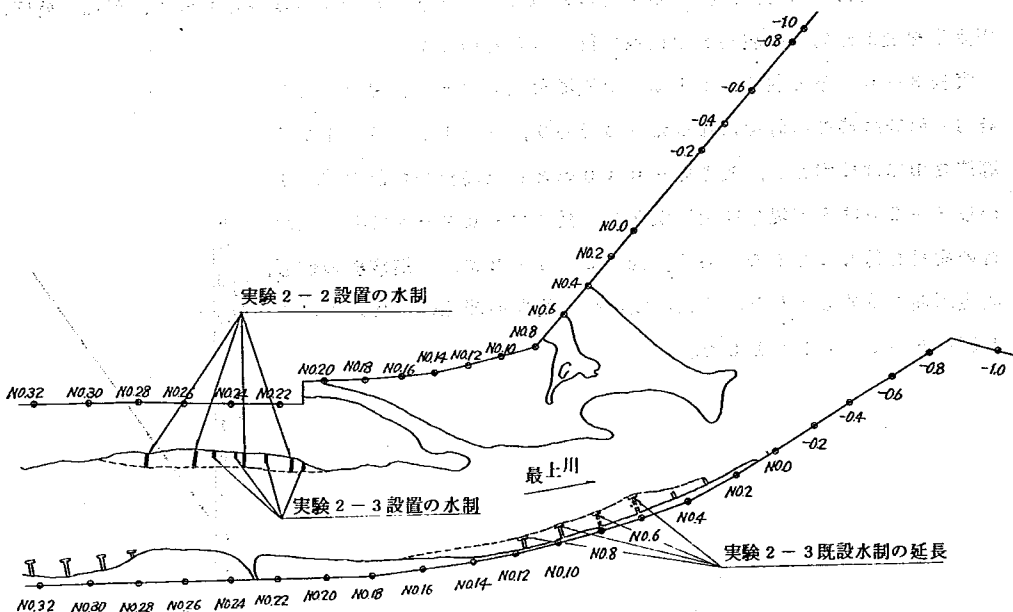


図-5-3 ケース2-2, ケース2-3の法線

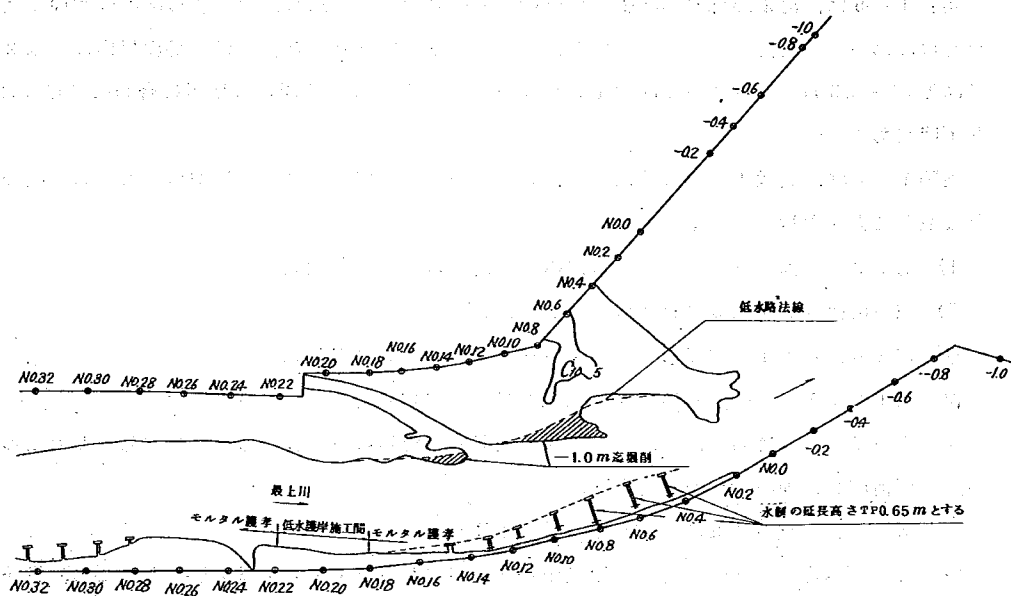


図-5-4-1 実験2-4の模型の状態

実験3-1から実験3-20は、導流堤による河口維持の検討のための実験で、3-1から3-5までは、波による河床、海床の変化の相似性を検討するために行なったもので、波高、波向、河川流量を変えた場合の現地との比較を行なったものである。

実験3-6から実験3-11は、導流堤を土研案とした場合の導流堤内の河床維持の検討を行なったものであり、3-12、3-17は、導流堤巾は地建案とし、長さを-0.40 Kmとした場合の検討を、3-18から3-20は導流堤巾は土研案とし、長さを-0.2 Kmまでとした場合の検討を行なったものである。図-5-4-2には、造波板の位置、測定断面の位置を示した。また沖波波高と周期の関係は、現地資料より図-5-5のとおりとした。

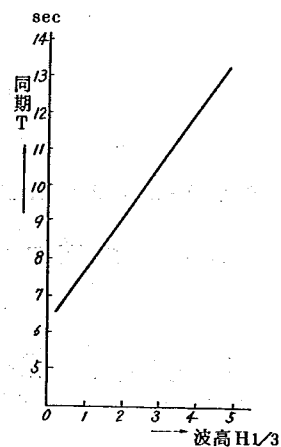


図-5-5 沖波波高と周期

酒田港南防波堤

背割堤 (酒田港と最上川の分離堤)

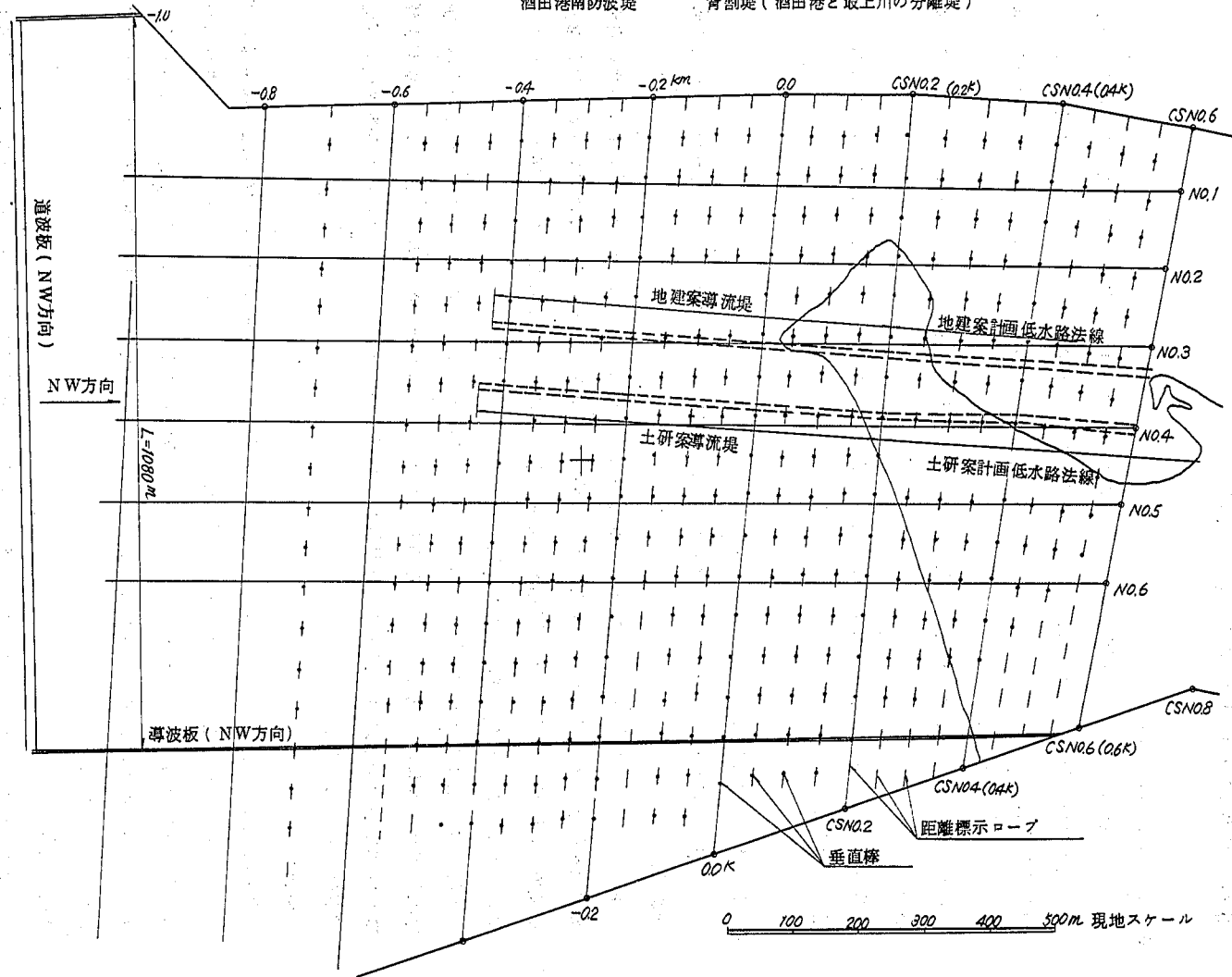


図-5-4-2 模型平面図

6 章 模型の相似性に関する検証実験

6-1 検証実験の意義

前章で述べたように模型実験には種々の相似性に関する問題点が残っている。模型の縮尺を決め河床材料を決めてしまうと、現地と模型での現象は完全に相似にたもつことはできない。それゆえ検証実験によって、模型上で起こる現象がはたして現地でおこる現象と相似しているかを確かめ、相似性の程度、歪の影響などを明らかにしておかなければならない。

相似性を確かめるには、水面と河床の時間的変動が現地とどういう対応関係になっているかを確かめればよい。

ここでの検証は、洪水時の現象の相似性と、波による河口砂州の変化の相似性の二つに分けて検証をしてみた。

6-2 洪水時の現象の相似性に関する検証

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

検証のための現地洪水は、昭和44年8月洪水を選んだ。模型の状態は、昭和42年度の河床横断測量結果に基づいて整形し、砂州部だけは昭和44年8月（洪水前）の測量結果より河床を整形してある。昭和44年度測量は河道部2.4km、1.4kmの横断図のみで、この二断面について42年度と比較してあまり違いはないので、問題は少ないと思える。

下流の境界条件（下流端水位）は同出水時の潮位記録によって与えた。実験の時間縮尺は、相似率で述べたように流砂量より求めた時間縮尺を使った。時間縮尺を決めるにあたって、特に注目しなければならない水理量は流砂量、貯留量および粗度係数などである。これらが時間や流量に応じて変化するのである。

○検証実験1-1

時間縮尺として、土研式より求めた、1:25を使つての実験である。その水位の時間変化を見ると図-6-1のごとくであり、模型の方が洪水ピークが早く現われている。これは、模型の流砂量が土研式で計算される流砂量より大きいためと考えられる。（砂州が早くフラッシュされてしまう。）よって時間縮尺を小さくすることによって現地と模型の河床変動の相似性をたもつことができると考えられる。

○検証実験1-2

時間縮尺を1:40にして行なった実験である。この実験で、下瀬のピーク水位は、ほぼ模型と現地で同一にすることができた。

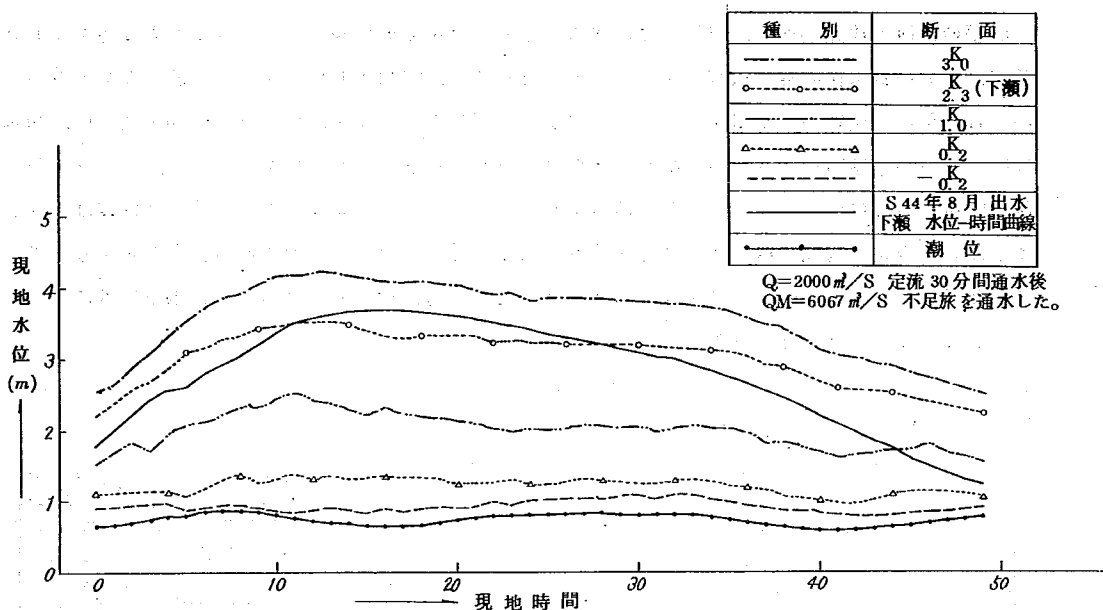


図-6-1 水位時間曲線ケース1-1

○ 検証実験 1-3

実験1, 実験2において, 宮野浦渡船場を不透過で作製して実験を行っていた。これが流況に相当大きな影響を与えていたので, 酒田工事事務所に問い合わせたところ, これが間違いであることがわかり, 現地と同一の不透過に作成しなおした実験である。また砂州部は, 44年洪水前測定の資料が在ったので0.2, 0.4, 0.6 kは洪水前の断面で整形した。時間縮尺は1:40である。この時の水位変化を示すと図-6-2のごとくであり, 下瀬(2.3 km)地点の水位ピーク時刻, 水位とも, はば現地と一致を見た。ただし洪水ピーク後の水位は, 模型の方が高くなっている。これは模型上で洪水時に河床に発生する砂澱が数cmの高さであり, 粗度が模型上で相対的に大きくなったためと考えられる。またピーク水位が下流の方が早く現われ, 砂州によるせき上げと砂州のフラッシュがあることが判る。

砂州巾は240 mから285 mに広がり, 現地の広がり巾240 mから280 mとはほぼ相似であった。しかし0.2 k地点の河床の低下の仕方は, かなり異なり, 右岸よりに深くはれている。模型では0.2 kmは44年8月の河床横断より河床を整形したが, 0.0 km断面は44年8月の測量が無かったために, 図-6-4のように河床整形し, 0.2 kと接続させている。ところが, 実際には, 0.1 kmにおける44年8月の横断面は, 図-6-5のごとくであり, 0.0 k地点も, 模型整形断面より河床がflatで河積も大であったと思われる。この0.0 km断面の違いが, 流れを右岸に集中させ, 右岸よりに深堀れを作ったのであろう。0.4 km, 0.6 km地点の河床変動の相似性は非常に良い。こ

のことから、河道内の河床変動は、河床整形を現地と正しく合わせれば、ほぼ満足のいくものであることが判った。

海部の土研の沈積形態は、現地では塩水の存在のため密度流現象を生じ、模型と異なると思われるが、模型の洪水後の等深図(図-6-6)を見ると、河口より出た土砂は主流の左側に堆積し浅い部分を作っている。現地においてもこのような現象を生じるが、模型ほど極端ではない。現地では、この堆積は右岸よりもっと離れ、またより flat な形のように見うけられる。(洪水直後の現地資料が無いのではっきりしたことは言えないが)また模型のように沖までは土砂は運ばれないようだ。このような傾向は、河床整形が流れを右岸に呼びこむような形であったことにより強調されたと思われる。塩水の存在は密度流効果を持つため、河口近くの乱れの大きい場所以外は、相似性がかなりくずれると思われる。

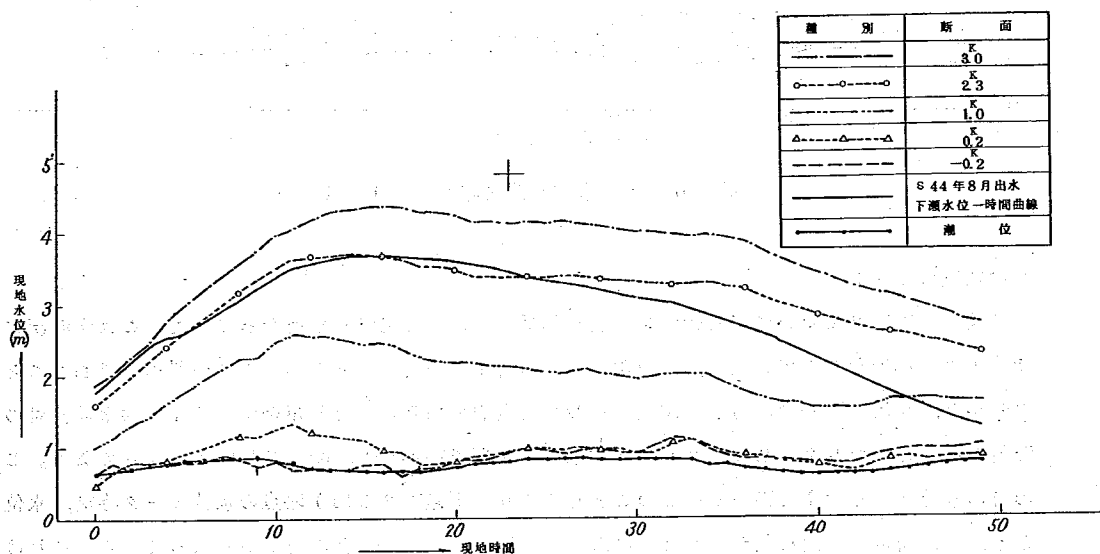


図-6-2 水位時間曲線ケース1-3

図6-3 現地と模型の河床変動の比較

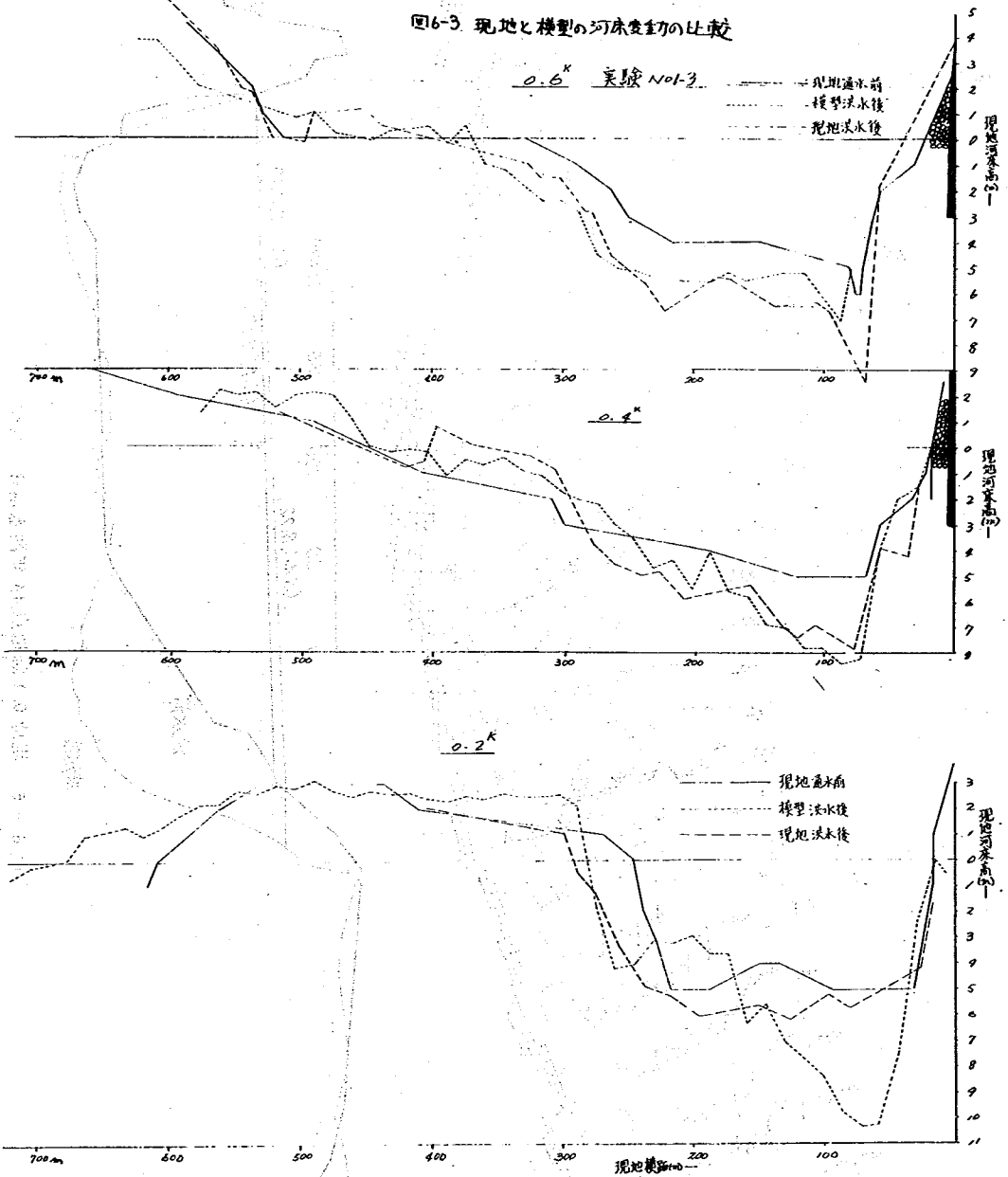


図6-4 実線1-3河床変動図

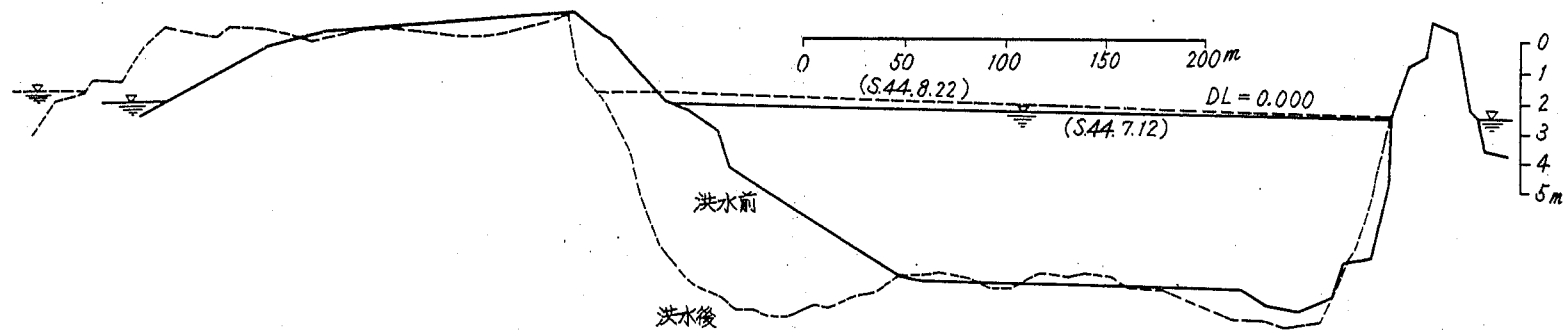
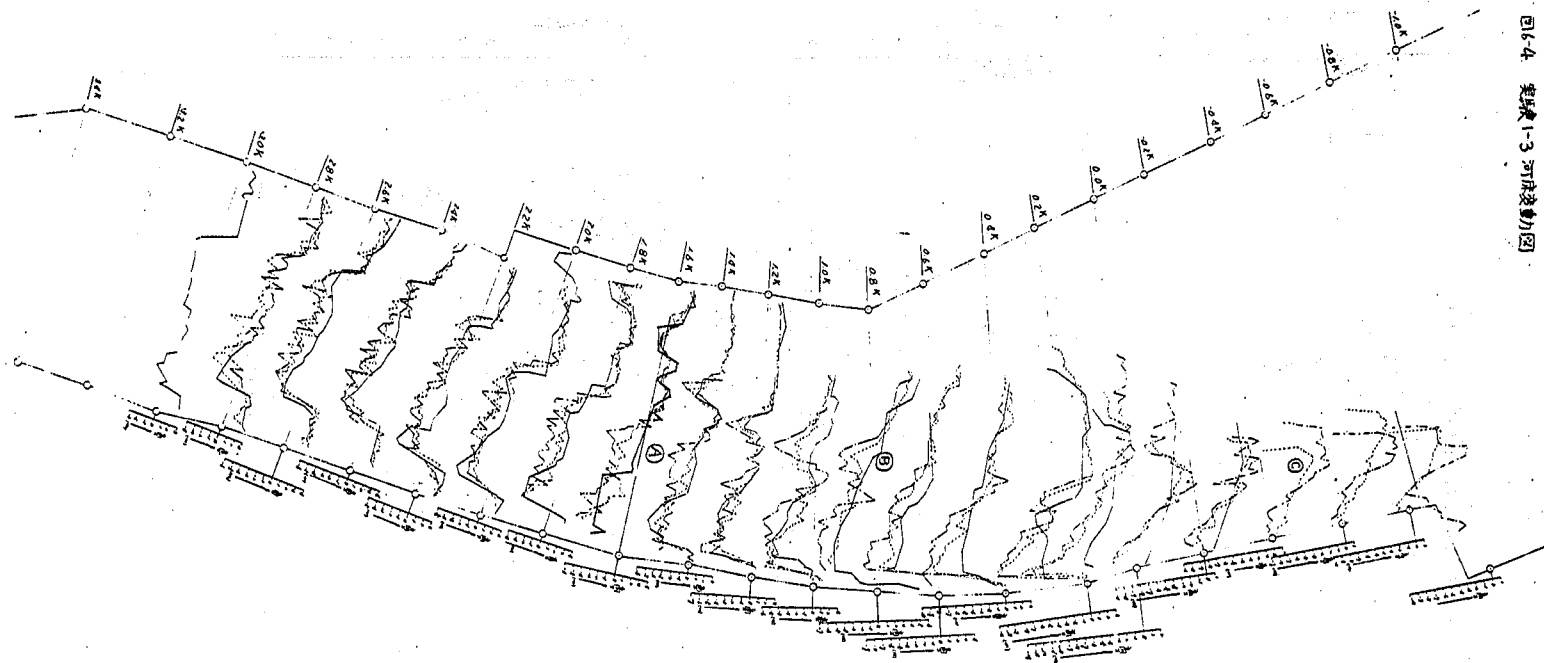
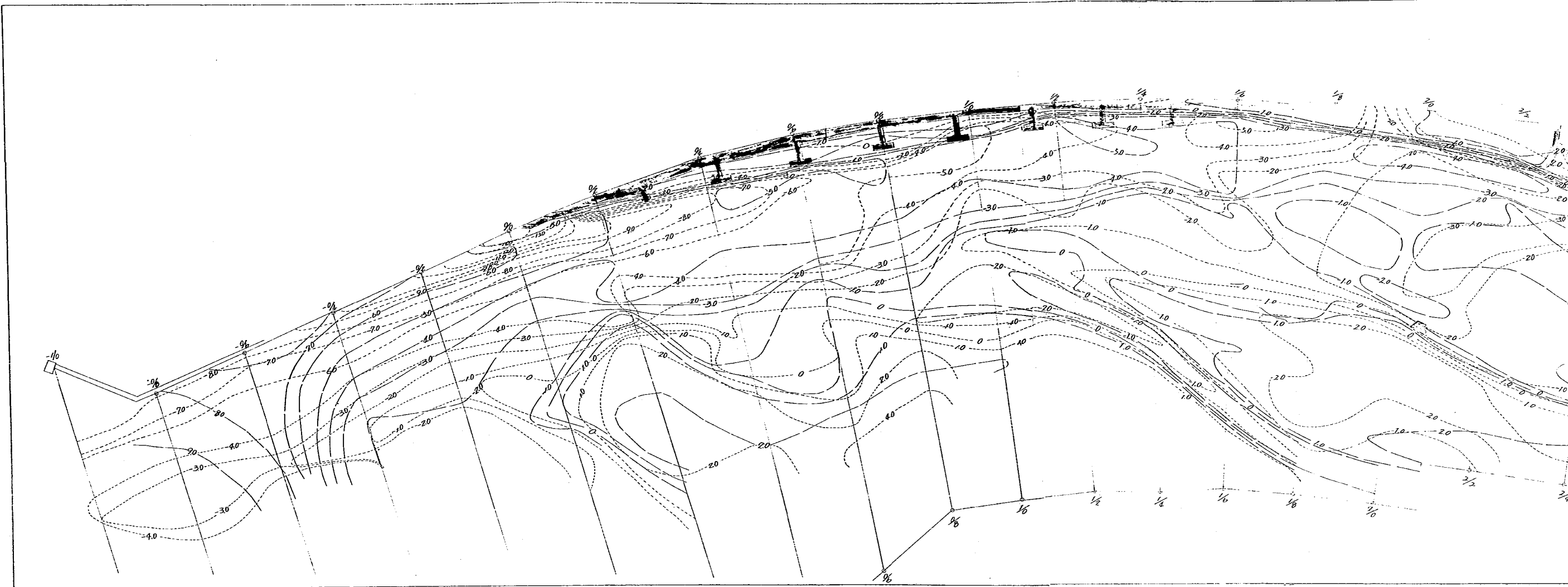


図6-5 現地0.1Km地点44年洪水前後の変化



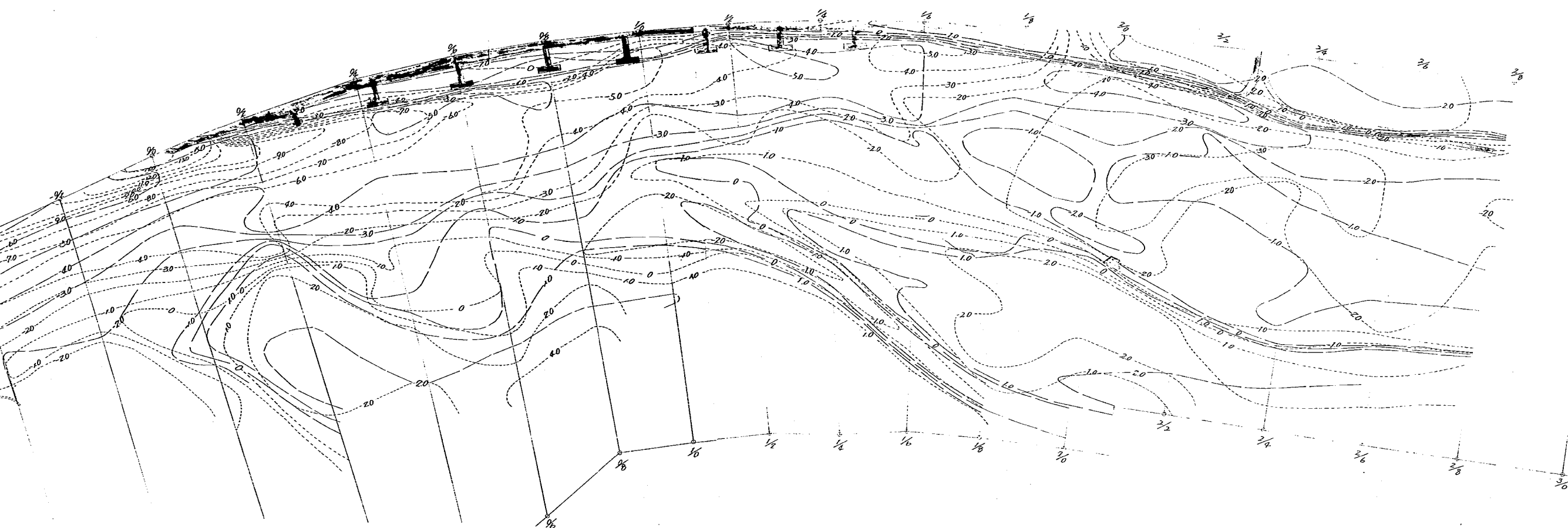


图6-6 金河口断面示意图

工程名称	比例尺	图例
金河口	1:1000	金河口
金河口	1:1000	金河口
金河口	1:1000	金河口

6-3 波による砂州の形成、海岸地形の相似性に関する検証

波による砂州の形成、海底床の変形の相似性の検討をするために行なった実験である。

○検証実験にもちいた断面形について

検証実験として使用した断面形状は、実験ケース一覧表に記したように河道部CS_＃1～＃34は昭和42年測量の断面形を使用し、砂州および海浜形状は昭和42年8月調査の等深線をもとに河床を整形した。ここで昭和42年測量の横断面図にはCS_＃2(0.2Km)が無く、この断面はCS_＃1を代用して断面を製作した。また昭和42年8月測量の等深線図は右岸防波堤(酒田港南防波堤)より約600m南側までしか作図されていないので、それより南側は作図されている現地等深線の最南端と同一形状に整形した。

以上2点の断面形の違いにより次の問題点が生じる。

- ㊦ 砂州最狭部がCS_＃2に近く、CS_＃1を片替りした時、河口開口巾が大となる。また水面下の形状が少し異なる。
- ㊧ 砂州頭部より南側海岸の汀線形状は、他の現地平面図を見ると、河口右岸側より600mの地点から南側の汀線は東側に後退している。整形断面は海側に前進した形となる。(現地では南側海岸の汀線はWNW方向と直角に近い形状であるが模型ではNWと直角に近い方向の形状となっている。)

しかし、これらの問題も、巨視的に見た時、実験目的をそこなうものではない。

○各ケースの実験結果

ケース3-1

波高4mは、最上川河口では最大波に近い。またNWは10月より翌年2月までの卓越方向である。以上の条件の波浪を合計10時間与えたが、そのうち最後の2時間は、融雪出水程度の小洪水流出(1,500m³/S)をあたえた。

観察によると

- ㊦ 実験開始後2時間目までは砂州が右岸側へ伸びて、現地の現象に近い変化を呈していた。
- ㊧ 2時間目以後、砂州頭部へ向う波が砂州頭部を走るようになり、河川の上流側へ砂州が伸び始めた。
- ㊨ その結果、開口巾が拡がり始め、砂州の上流への発達が顕著に現われ始めた。
- ㊩ 河水の河口からの流出は、波高の低い、右岸防波堤沿いに見られた。流量を1,500m³/Sとした場合も同様であった。

これらの原因となるのは、図-6-9-1の等高線図を見ても判るように、右岸防波堤に沿って0.4Km附近まで水深の深い所(-7m)があり、一方砂州頭部より海側の水深は浅い。このため水深の相違によって波が屈折し、波は砂州頭部に打ち上げ、また打ち上げ後の砂州に沿う走り波によって、河道内に砂州が伸びた。また砂州前面の海底高が高く、波の減衰も激しく、また0.6Km附近で発生している砕波による減衰も加味されて、南側海岸線からの沿岸漂砂も少なかったのが原因であろう。

図6-7

昭和42年8月調査

最上川河口深浅図

縮尺 3000:1

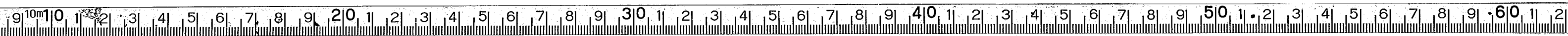
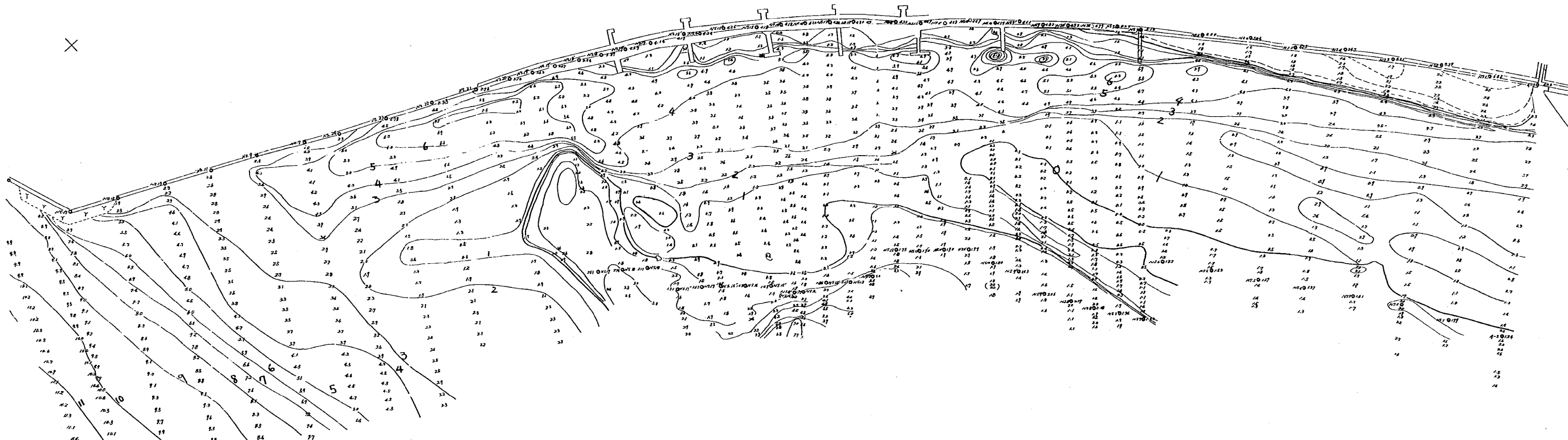
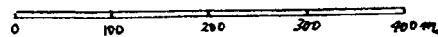


図 6-8-1 訂線変化および波高変化 ケース 3-1

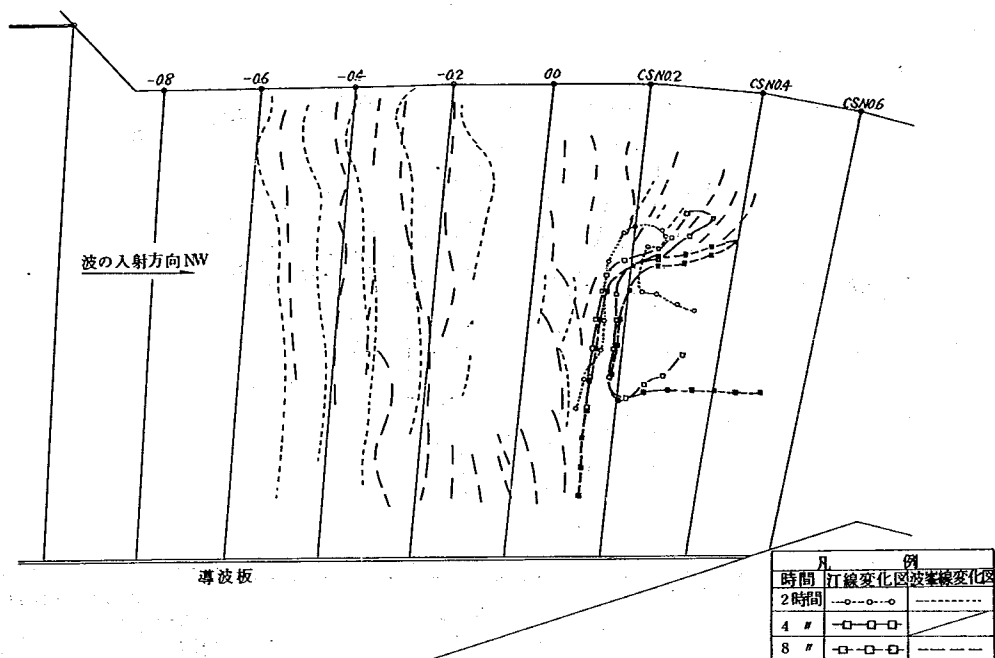


図 6-8-2

ケース 3-2

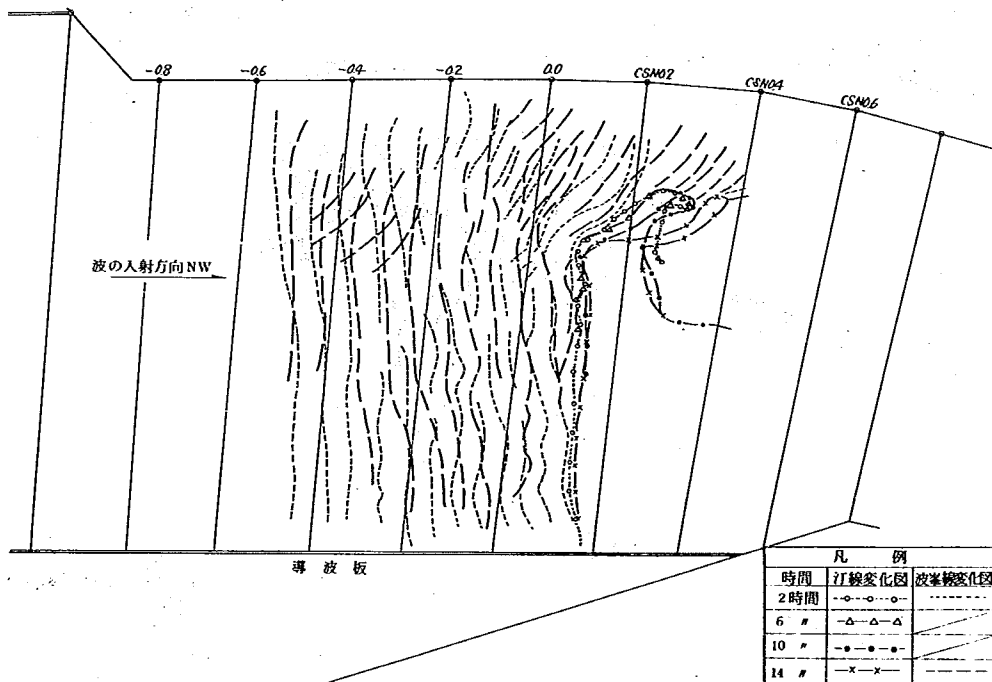


図 6-8-3

ケース 3-3

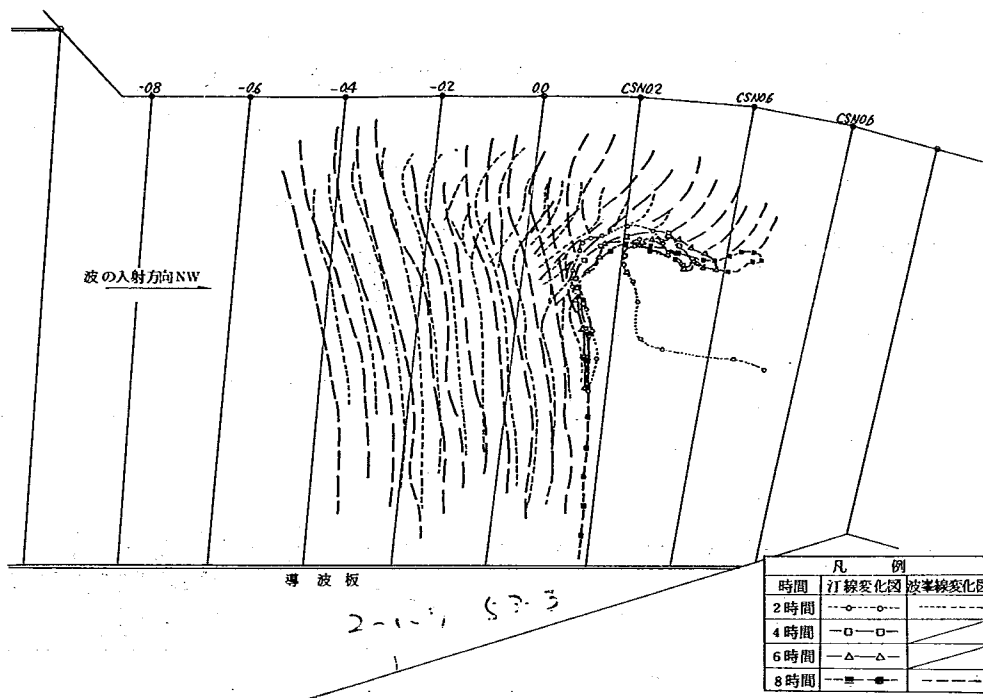
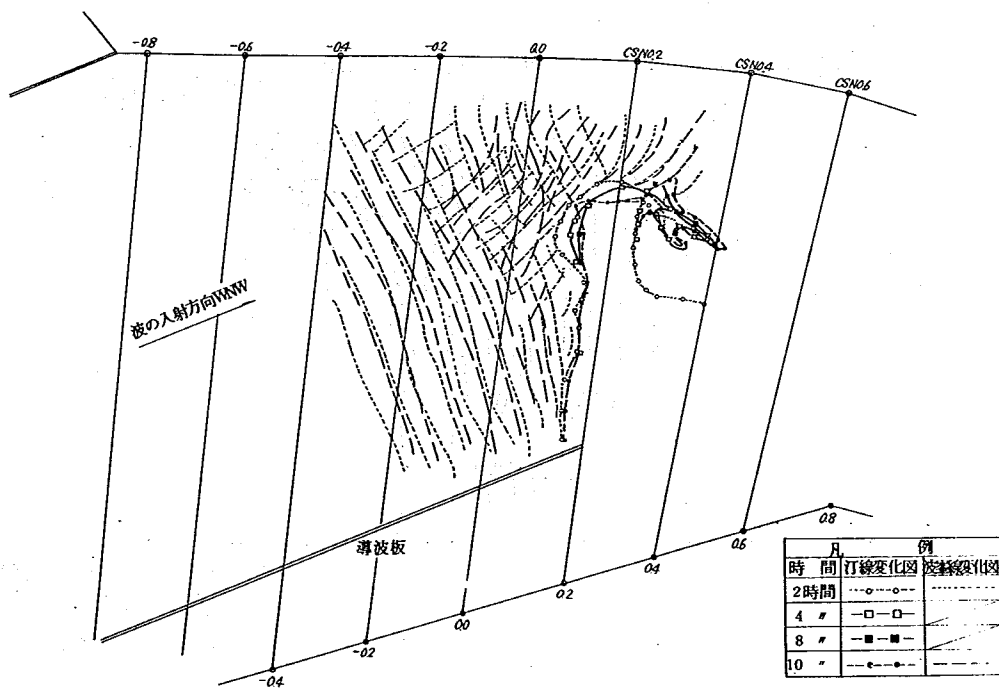
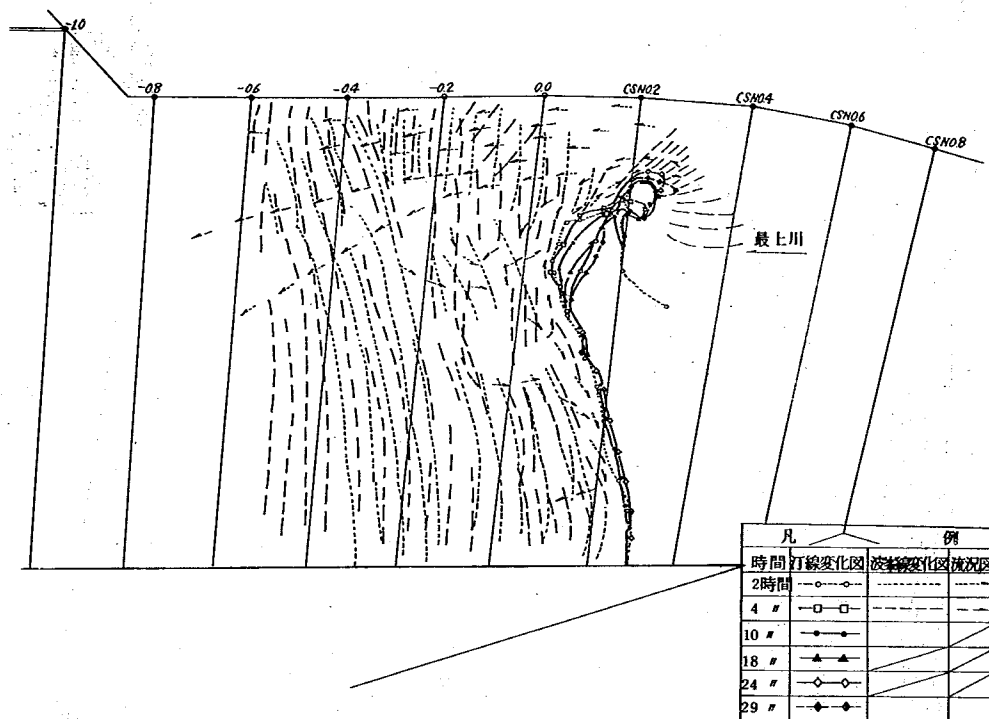
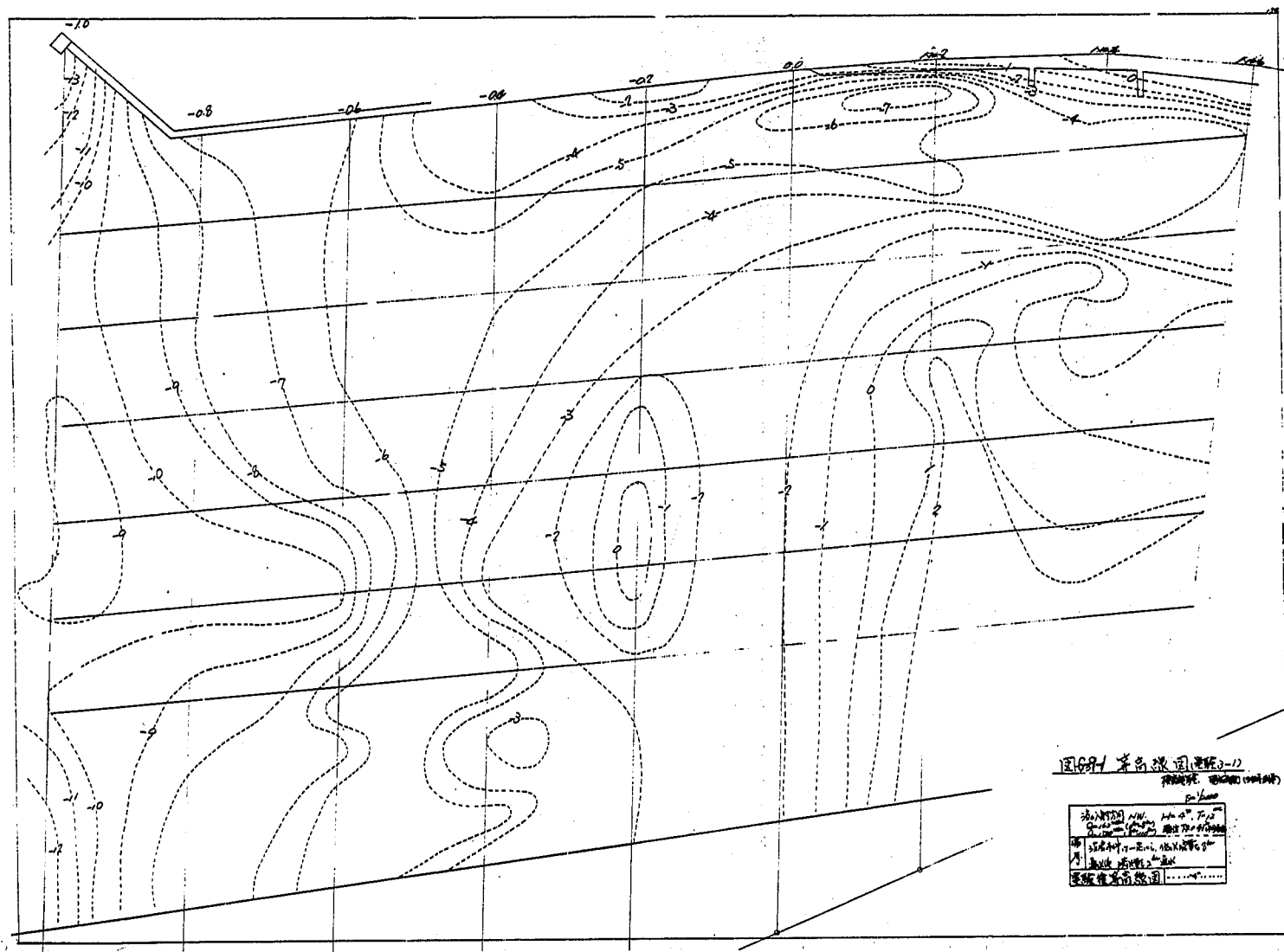


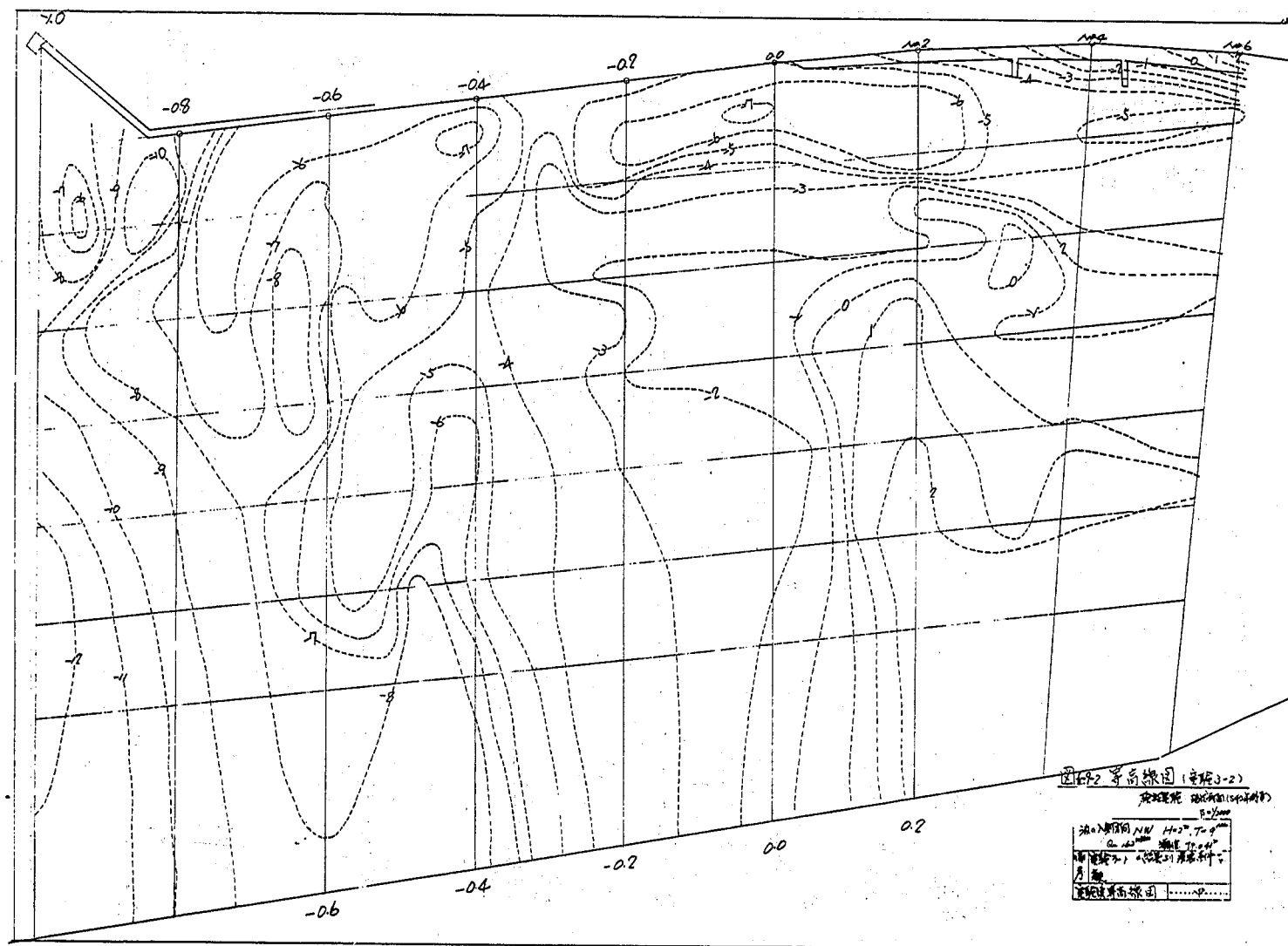
図 6-8-4

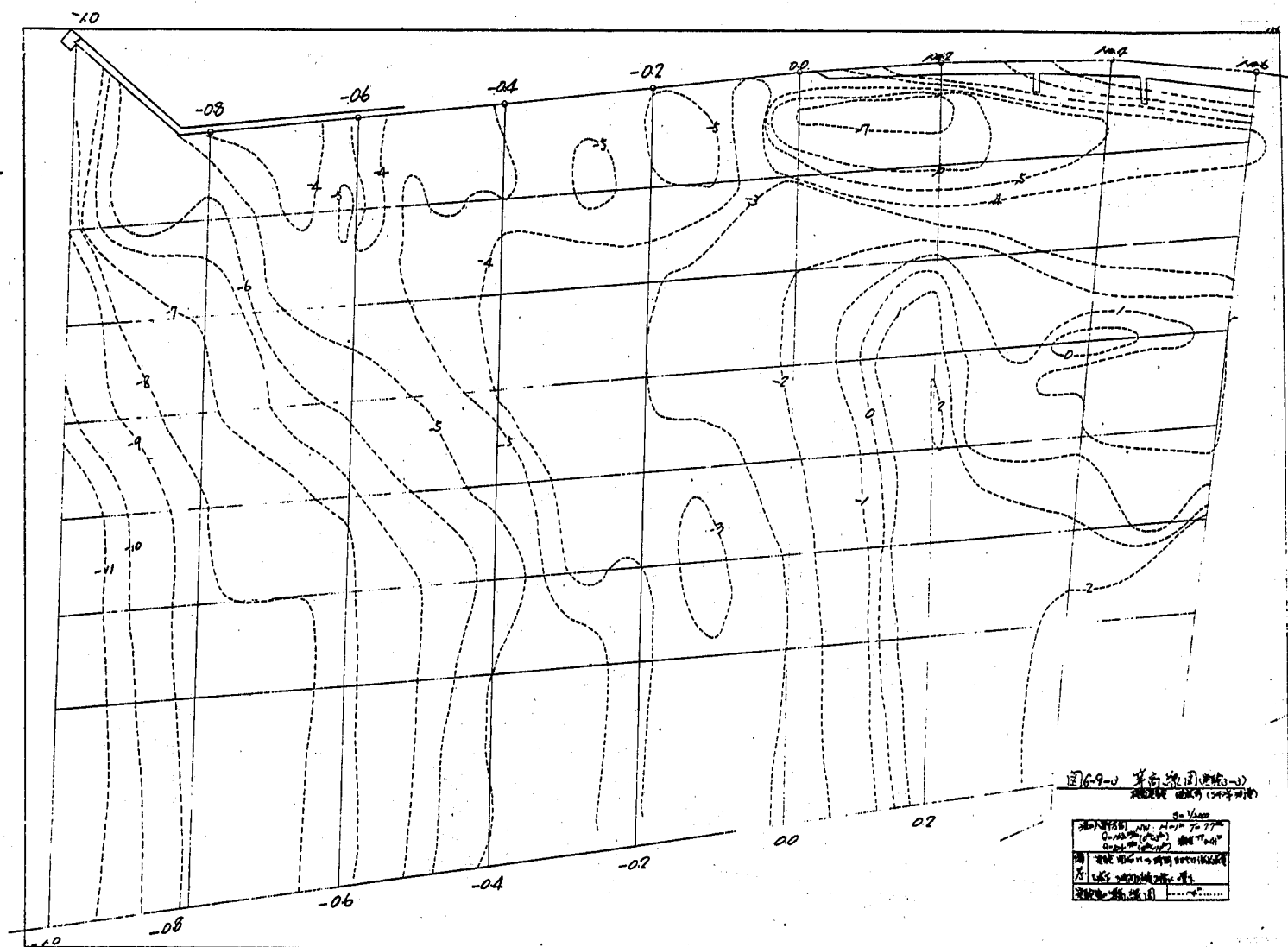
ケース 3-4

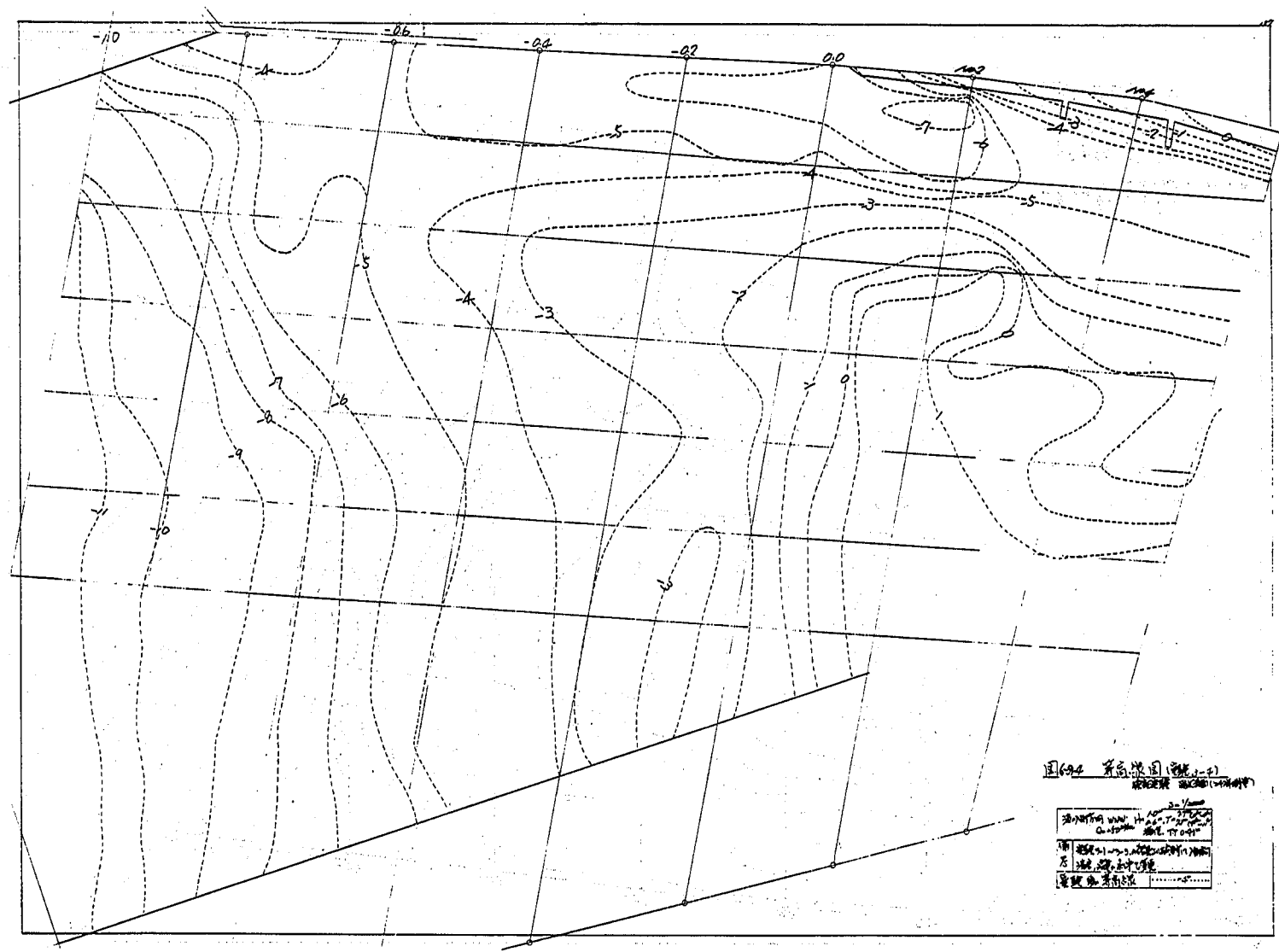


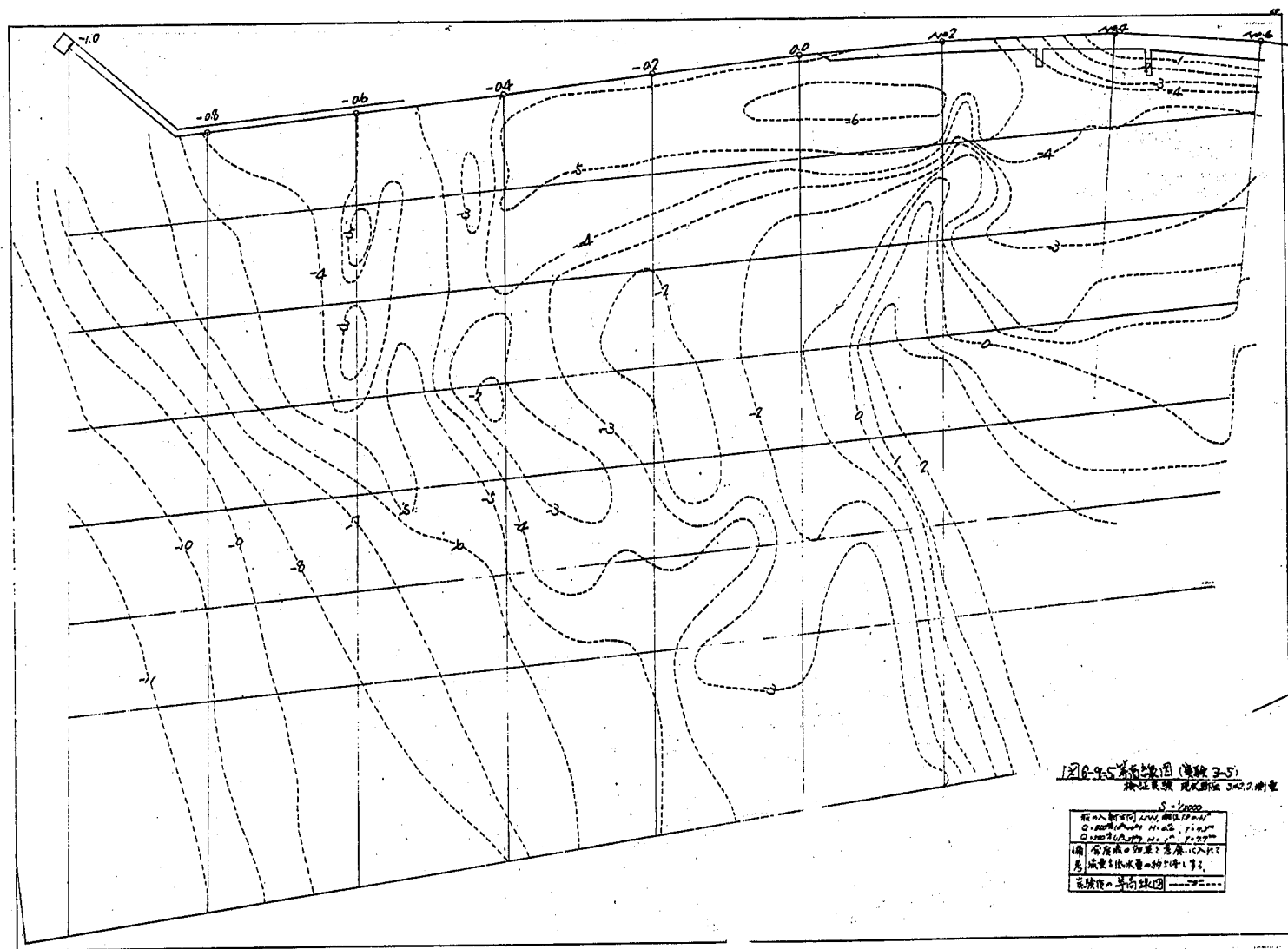












ケース 3-2

ケース 3-1 では現地の定性的形状が表われなかったので波のエネルギーを小さくして $H=2\text{ m}$ $T=9\text{ sec}$ で実験を行なった。

- ① 屈折波の状況は実験 3-1 と同様であった。
- ② 波高が 3-1 に比較して小さく、沖側での碎波による波の減衰は小さく、実験開始後 3 時間位経過した時、砂州の前面海側 - 0.2 Km 附近にかなり高い沿岸砂州の発生が見られた。
- ③ ②の沿岸砂州が、砂州に近い、汀線に直角方向の漂砂の補給で 8 時間位までは砂州形状が変わらなくて、CS 底 0.2 + 5.0 m (0.25 Km) 附近で実験前より開口巾が狭くなっていた。
- ④ - 0.2 Km 附近の沿岸砂州は、汀線方向に移動し、10 時間位で、汀線に到達した。
- ⑤ 沿岸砂州の汀線の到達により、補給砂が減り、波も直接砂州にぶつかるようになり、10 時間以降は 3-1 と同様に上流に河口砂州が延びた。

ケース 3-3

波浪規模を小さくして、河口附近のエネルギーのバランスを保つことにより定性的な現地砂州を再現しようとして、波高を 1 m と更に小さくして実験を行なった。しかし結果は前 2 ケース同様むしろ早く砂州が上流へ伸びる傾向が表われた。よって開始後 3 時間目に河川流を $324\text{ m}^3/\text{S}$ と倍増させた。しかし結果は同様であった。この原因として

- ① 波高が小で、ほとんど沖側での碎波が見られず、波のエネルギーが減衰せず、汀線まで到達する。
- ② 流量を大にしても河道特性により流れが右偏し、右岸堤防沿いに流れ、河水の流出領域内では波高の減衰が見られたが、前 2 ケースに見られた屈折波は、河水流出領域外線に沿って砂州頭部へ打ち上げ、砂州に沿ってかなり高い波が河道内へ侵入していた。

ケース 3-4

前 3 ケースの結果、現地の砂州形状と定性的な性質が再現できない一つの理由として波向きが関係していないかと考え、波向きを WNW として沿岸漂砂を河口方向に促進させようとした実験である。波浪条件および流量は、実験ケース一覧表に示した通りである。

実験は意図したように汀線附近の漂砂量は多く、閉塞を促す方向へと移動していた。しかし、河道内への侵入波は、河水流出領域内においては減衰されていたが、領域外線、すなわち流出領域の境界に沿う波は大きく石岸防波堤に沿って直進する波を左岸砂州方向に反射させたような状況を呈し、この反射波 砂州頭部への直進波により砂州に沿って、砂州裏側（河川側）へ廻り込む波によって、砂州方向に移動して来た土砂を砂州後方へと運び、前 3 ケースと同様、河口巾の縮小は臨めず、むしろ拡大の傾向となった。

ケース 3-5

以上 4 ケースで実施した検証実験は相似性が悪く、その原因として密度流の影響が考えられた。しかし実験施設よりして模型河道に塩水くさびを形成させ現地と同様な状態にすることは不可能に

近い。2章塩水くさびで述べたように現地では、塩水の遡上により、淡水層の厚さは減じられて、表層流速は大きくなっている。現地観測によると河口の淡水層の厚さは1 m前後であり、現地流量の約5倍の流量を模型上で流せば、現地の表層流速に近くなるものと思われる。また砂州の延進は、走り波による速度と、流れの速度がぶつかり、つりあつて流速が遅くなった所に延びていくことが今までの実験でわかったので、流速を5倍にすれば、現地現象を再現しうるものと思われた。そこで流量 $800\text{ m}^3/\text{S}$ 、波高1 m、周期7.7 secで実験を行なった。砂州は昭和42年8月測量の等深線図より断面平面形状を詳細に模型上に再現させ、南側海岸も、前実験で不足していた、海浜形状を昭和45年度測量等深線図を参考に整形した。

波高1 m、流量 $800\text{ m}^3/\text{S}$ にて実験を開始したが、前ケース同様-0.4 k右岸より左岸河口砂州向きに屈折する波によって、砂州が侵食され、上流側へと砂州の伸びる傾向が見られたので波のエネルギーを小さくし、波高0.6 m、周期7.3 secとした。

実験開始より3時間過ぎより砂州頭部、および側方の侵食量は砂州側方に沿って河道内へと波により押し込まれていた。しかし、砂州上流(河道)より廻り込む流れによって図-6-9-5のように押しもどされ0.2 k附近へ堆積する傾向が強まった。0.2 k~0.1 k間の砂州頭部および砂州側方の沿岸漂砂量は大きで、砂州部の変動が激しく、30分~1時間でかなりの平面的な変動を示す。傾向としては砂州は延進し、河口開口巾はせまくなっていった。漂砂の動きは、右岸側より砂州方向へ屈折した波により0.1 k附近の砂州が侵食され、それが、砂州に沿って河道内に移動し1.5 k~0.2 k附近に堆積し、0.1 k附近の砂州侵食分は、その南側砂州頭部より漂砂によって補給されていた。

実験開始後6時間位までは砂州の右岸への伸長する速度は大きであったが、6時間以後は伸びが緩慢となり、砂州巾が厚くなる傾向がみられた。これは流量、河口断面積、漂砂量の間で動的な平衡状態に達したものと推測される。そこで11時間以後流量を $500\text{ m}^3/\text{S}$ 、波高1 m、周期7.7 secとし実験を続けた。河川流量を小とし、波高を大としたため、右岸へ伸びていた砂州はやや上流側へ移動し、0.25 k附近に最狭部が発現した。波高が大きくなったため、砂州頭部での侵食が増大し、汀線附近での漂砂量は大きとなっていた。この傾向は現地の状況と良く似ている。

実験は29時間波を与えて行なったが、定性的な平面形状を現地と相似形に模型上に再現することができた。なお図-6-10は0.2 k地点の横断形状の時間変化図で、冬期に砂州巾が小さくなっていく様子と良く似ている。

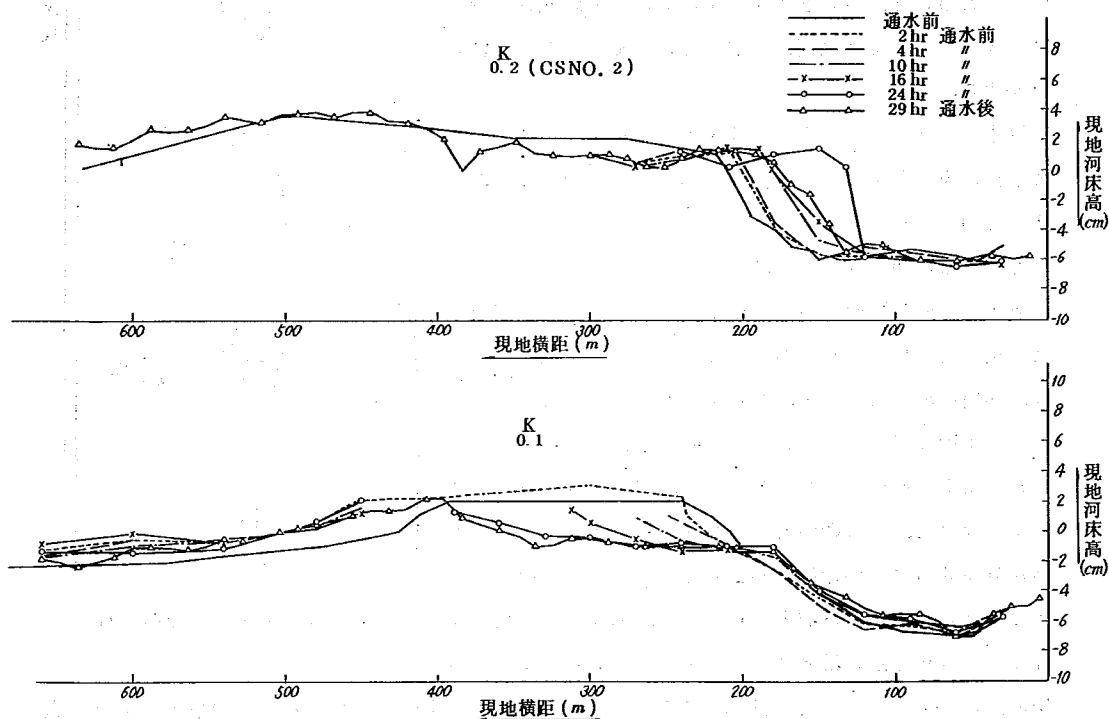


図-6-10 最狭部横断形状の時間変化図

○砂州の伸延について

我々は初め、砂州の伸延速度は、当初波高が高いほど速いものと予想されていた。しかし実際には波が高いと、波のエネルギーが強く、波が砂州先端を回り州を河道内に延長していった。それ故ケース3-2波高2m、ケース3-3波高1mとしたが依然として波のエネルギーが強く、州は河道内に伸延し、河口開口巾はせまくならなかった。ケース3-4では波高1m、河川流量 $250\text{m}^3/\text{S}$ に増して実験を行なったが依然として河口巾は小さくならなかった。

この原因を良く考えたところ、塩水くさびの作用に気づき、河口では淡水層の厚さが1mぐらいしかないので、河川流量を約5倍、 $800\text{m}^3/\text{S}$ 、波高0.6mにしてケース3-5を行なった。その結果、州は、現地河川と良く似た変形を示し、ほぼ現地冬期砂州を再現することができた。また、開口部の水深はあまり変化していない。これより最上川の砂州の形成は次のように説明することができる。開口部の水深が5~6mあり、ここを動く土砂は少なく、州は、砂州汀線付近を動く土砂によって形成される。図-6-11に示すように、波が強いと砂州の点をけずり取り、波は河川側に奥まで入って回折波によって州はD型のように鎌型になり、開口巾をむしろ広げることもある。流れが強い時には波は河口内に入らず砂州をけずった土砂はB型のように堆積する。波と流れがうまく釣合くと土砂はC型のように州は延びる。その形、方向は、波の強さと、流れの変化によって

微妙に変わり、その変化の程度によっては複雑な砂州型を作る。この場合、海水と淡水の密度差による塩水楔の影響は大きく、河口では表面流速が速くなっていることに注意を要する。

以上のことより、最上川の砂州の伸延を防ぐには、汀線に平行な漂砂を主に防げば良いと思われる。導流堤工法は、その目的にかなうものとなろう。

○海底地形の相似性について

河床変動の相似性は現地河床が、波と洪水によって種々に変化して、模型と比較のしようが無いが、現地においては、冬の波浪によって、洪水時に河口に堆積した土砂を、汀線に平行な深浅になるような方向に運かしている。模型においても、そのような傾向があり、波高が高いほど、移動量も大きく、沿岸砂州も複雑な形となっている。この複雑な沿岸砂州は、離岸流の影響と思われるが詳しいことははっきりしない。なお波高1 mの時は、海底床の移動は少なく0.3 km地点に沿岸砂州頂部を作っている。現地の沿岸砂州頂水深は3 m前後が多く、このような沿岸砂州を作るのは1~2 m前後の波と考えられる。なお砂州開口部の水深は、模型でもほとんど変化せず、現地の現象と似ている。

なお模型には海底砂として石炭粉を使っているため、汀線に直角方向の海沿地形の相似性には種々の問題があり、模型実験の結果を軽々しく信用するべきではなく、慎重な判断を必要としよう。

○波高変化について

図-6-12に波高の時間変化を示す。これによるとケース3-1から3-4の0.2 km地点の波高は、入射波高にもかかわらず、ほぼ0.5 m位である。このことより波高の高い波は沖で砕波し、エネルギーが減衰し、河口に達するエネルギーは、それほど波によって変わらないということになる。波高1 mの波は砕波せず、そのエネルギーは河口にまであまり減衰せず達している。

○密度流の影響

塩水くさびの存在は、河口で上層の流速を増大させ、一方、下層は逆向きの流れを生じせしめる。このことは現地の波と模型の波の変形が相似性をたもっていないことを示し、現地と同一流量に相等する流量を模型で通水した場合、現地の波の方が表層流速の大的ため、波のSteepnessが河口近くで大きくなり砕波しやすい。また底層近くの流れが異なることは、海底地形の変形に関係する。このようなことから、密度流の存在は、汀線に直角方向の漂砂移動に影響をあたえ、導流堤を作った場合の河道内の波による河床変形には、相似性に疑問が残る。

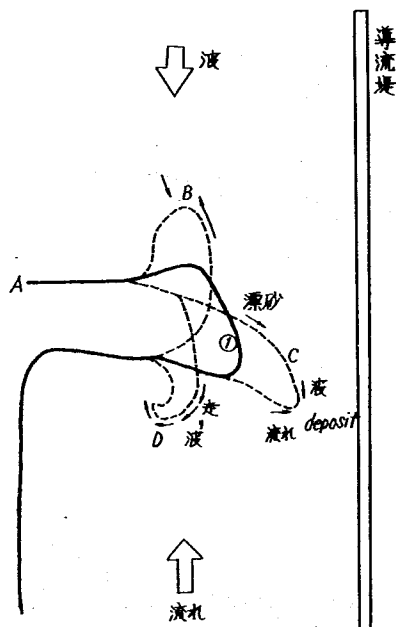


図-6-11 砂州の形成

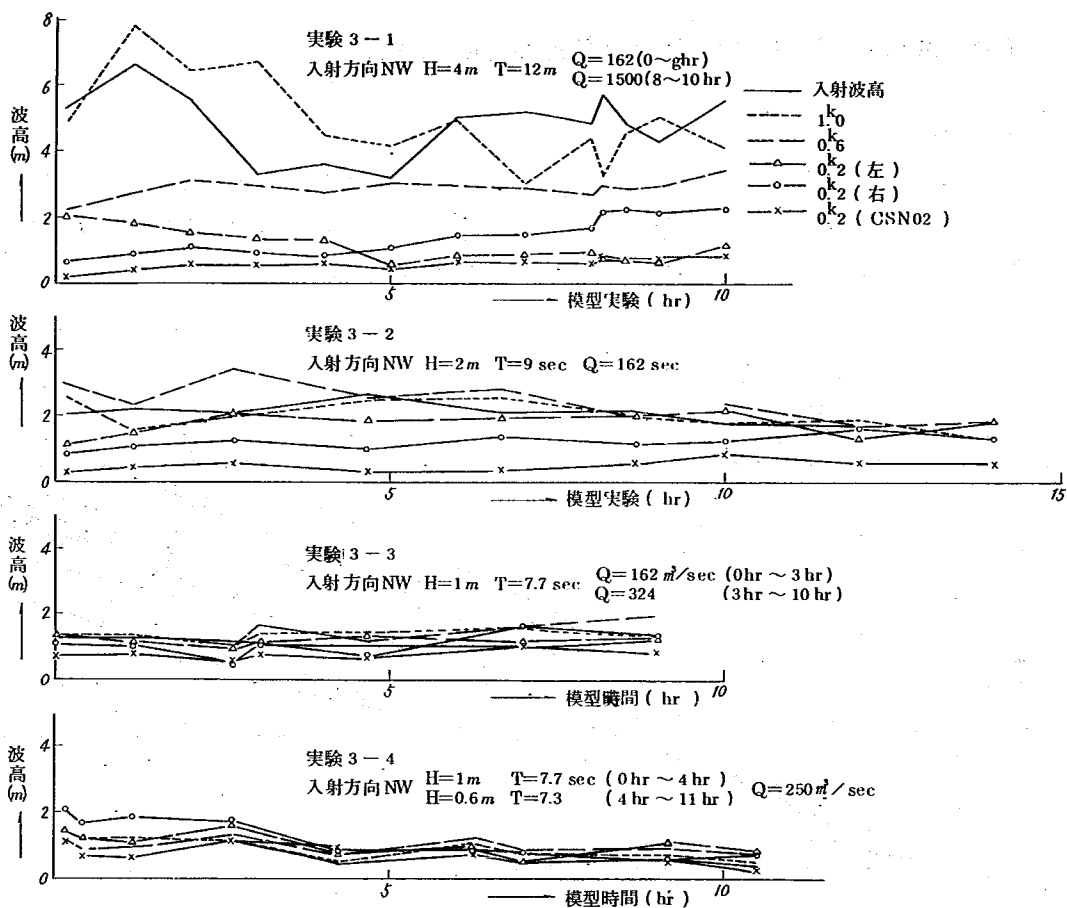


図 - 6 - 1 2 波高の時間変化

7章 洪水時の河口水位、河道の安定性に関する検討

7-1 洪水時の水位

洪水時の水位は、検証実験1-3によつて、洪水ピーク流量時は、ほぼ現地と同一水位に成ることが確認された。図-7-1は、模型上の各々の実験ケースにおける洪水時最高水位縦断変化図と、不等流計算（地建案計画河道）8000 m^3/S 時の水位を示したものである。

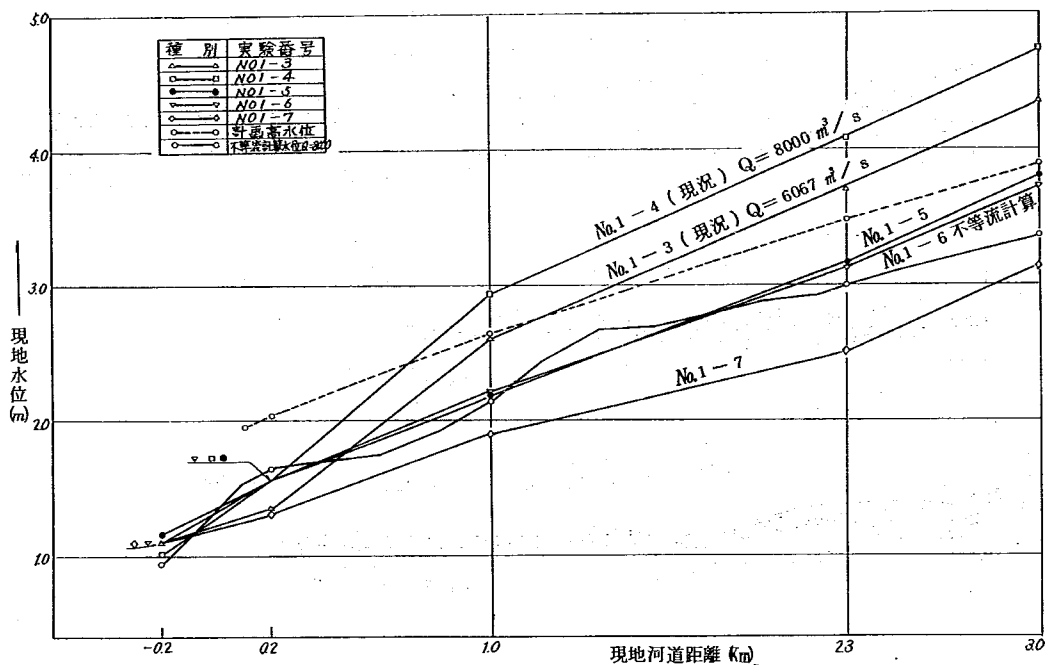


図-7-1 ピーク水位縦断図

3.0 km地点の水位は、模型が3.2 kmであり、上流からの補給砂量の正確さ、上流端の影響などを考えて、正確度が落ちると考えられ、2.3 km以下を検討の対象とする。実験5の地建案（ $Q_{max} = 8,000 m^3/S$ ）と、不等流計算水位（ $Q = 8,000 m^3/S$, $n = 0.03$, 河口水位（-0.6 km）= T.P 1,200 m導流堤無し $K = 0.0 k$ より1 fの拡算幅計算）を比較すると、1.0 kmで水位が T.P = 2.16 m前後で、ほぼ同じ、2.3 km地点で、不等流計算 T.P = 2.99 m, 実験5は T.P = 3.15 mで16 cmの差がある。この差は小さく、ほぼ模型上のピーク水位は、現地の水位と相似性をたもっていることがこれからも確認された。

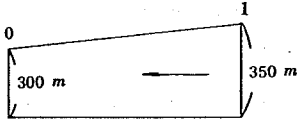
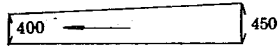
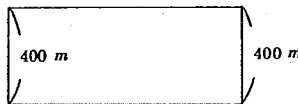
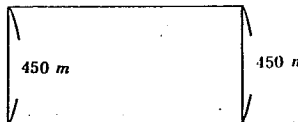
さて現況における河道の疎通能力（計画高水位を越えない流量）は、河口潮位、洪水前の砂州の大きさ等に影響を受けるが、昭和44年8月洪水 $Q_{max} = 6,067 m^3/S$ で計画水位を越えていること。図-7-1を考えると、5,000 ~ 6,000 m^3/S と考えられる。現況河道に $Q = 8,000 m^3/S$

(潮位 T.P = 0.73 m) を流すと、1.0 km 地点で T.P = 2.93 m、2.3 km 地点で T.P = 4.08 m となり、明らかに計画高水位を越え、何らかの対処工法を取らなければならないことを示している。

地建案(実験1-5)、地建案改良案(実験1-6)は、ほぼ最高水位は同じである。河積がほぼ同一であり、導流堤が小さく短いだけであるから当然であろう。1.0 km 地点で T.P = 2.15 m、2.3 km 地点 T.P = 3.15 m 前後で、計画高水位に対して、30~40 cm の余裕がある。ただ実験56は潮位 T.P = 0.73 m で行なっているが、計画潮位を T.P = 1.20 m にした場合には、計画高水位ぎりぎりぐらいであろう。

表-7-1 0.2 km (OS2) 地点の水位

計画高水位 H = 2.025 m

ケース	N	L(m)	H ₀ (cm)	△H(cm)	H ₁ (cm)	そ の 他 (B ₀ と B ₁)
1	0.03	1100	1.2	2.02	3.22	
2	0.03	700	1.2	1.51	2.71	
3	0.03	200	1.2	0.76	2.96	
4	0.03	1100	0.73	2.58	3.31	
5	0.03	700	0.73	1.94	2.67	
6	0.03	200	0.73	1.00	1.73	
7	0.025	700	1.2	1.21	2.41	
8	0.025	200	1.2	0.66	1.86	
9	0.025	700	0.73	1.57	2.30	
10	0.025	200	0.73	0.87	1.60	
11	0.03	700	1.2	0.82	2.02	
12	0.03	700	0.73	1.06	1.79	
13	0.03	1100	1.2	1.45	2.67	
14	0.03	700	1.2	1.01	2.21	
15	0.03	200	1.2	0.35	1.55	
16	0.03	1100	0.73	1.86	2.69	
17	0.03	700	0.73	1.33	2.06	
18	0.03	7200	0.73	0.49	1.22	
19	0.025	700	1.2	0.76	1.96	
20	0.025	200	1.2	0.25	1.45	
21	0.025	700	0.73	1.00	1.73	
22	0.025	200	0.73	0.36	1.09	
23	0.03	1100	1.2	1.12	2.32	
24	0.03	700	1.2	0.97	1.97	
25	0.03	200	1.2	0.25	1.45	
26	0.03	1100	0.73	1.44	2.17	
27	0.03	700	0.73	1.01	1.74	
28	0.03	200	0.73	0.35	1.08	
29	0.025	700	1.2	0.57	1.77	
30	0.025	200	1.2	0.18	1.38	
31	0.025	700	0.73	0.75	1.48	
32	0.025	200	0.73	0.25	0.98	
33	0.03	1100	1.2	0.89	2.09	
34	0.03	700	1.2	0.61	1.81	
35	0.03	200	1.2	0.19	1.39	
36	0.03	1100	0.73	1.15	1.88	
37	0.03	700	0.73	0.80	1.53	
38	0.03	200	0.73	0.27	1.00	ケース13と同様
39	0.03	600	1.2	0.90	2.10	

実験7の土研案は、川幅も地建案より広く水位はそれだけ下り、より安全となる。

もう少し、潮位と導流堤長が河口水位にどれだけ影響をあたえるか考えてみよう。今河口出口水位 H_0 と河口より距離 L における水位を H_1 としよう。そうすると定流の場合の運動方程式は、

$$\frac{dH}{dx} + \frac{\alpha}{2g} \cdot \frac{d}{dx} \left(\frac{Q}{A} \right)^2 + \left(\frac{n^2 Q^2}{h^{4/3} A^2} \right) = 0$$

上式を差分化して

$$H_1 = H_0 + \frac{Ln^2 Q^2}{2} \left(\frac{1}{h_0^{4/3} A_0^2} + \frac{1}{h_1^{4/3} A_1^2} \right) + \frac{\alpha Q^2}{2g} \left(\frac{1}{A_0^2} - \frac{1}{A_1^2} \right)$$

として河口より距離 L における水位が求まる。

今河口潮位（導流堤先端水位）を T.P 1.20 m（既往最高潮位に近い）と、T.P 0.73 m（塑望満潮位より約 20 cm ぐらい高い）の二つを考え、CS 2（0.2 km 地点）の水位が、流量 8,000 m³/S 導流堤の幅を変えた時、どうなるかを調べてみよう。ただし、河床高は導流堤先端まで T.P - 4.50 m とする。なお粗度は 0.03 と 0.025 の場合を調べてみた。今までの洪水時の水位から調べた粗度は河口部では、0.025 程度と言われている。ここで $L = 1,100$ m, $B_0 = 300$ m, $B_1 = 350$ m が地建案に、 $L = 700$ m, $B_0 = 300$ m, $B_1 = 350$ m, と $L = 600$ m, $B_0 = 350$ m, $B_1 = 350$ m の中間状態が地建改良案、 $L = 600$ m, $B_0 = 400$ m, $B_1 = 450$ m が土研案に当る。この計算によると、地建案は導流堤が長いので、それだけ、CS 2 地点水位が上昇し、計画高水位を $n = 0.03$, $n = 0.025$ 共越えてしまう。地建改良案は河口を 300 m としぼらずに 350 m とすれば計画高水位を越え無い。地研案は、計画高水位内におさまる。なお、模型実験の結果と比較して、この計算水位が高いのは、実際の河口では、河口部の水面型が低下背水曲線となり河口部で河床低下を生ずるためであり、図-7-4, 7-5 でも河口部の河床低下が見うけられる。また導流堤内の河床を T.P - 4.5 m に整形せず、河床が計算より低いためである。この計算で求めた水位はかなり安全側の水位になっている。なお地建案における不等流計算水位がかなり低くなっているが、これは、潮位を - 0.6 km にあたえ、0 km より河口拡散巾を 1 f 10" として、不等流計算しているためで、0 km で断面の急拡となり、水位が下がっているためである。この不等流計算によると - 0.6 km で T.P = 1.2 m, - 0.2 km で T.P = 0.930 m, 0.1 km で T.P 1.540 m, 0.2 km で 1.640 m となり、河口部（0 km）で水位が潮位より約 27 cm 低くなっている。実際の河口では、このような現象は生ずることはなく、河口部で T.P = 1.20 m に近いはずであり、河口で T.P = 1.20 m をあたえれば、計画高水位を越えるものと思われる。

以上のことより、河口での計画潮位を T.P = 1.20 m とし、導流堤間の河床を T.P - 4.5 m とすると、地建案（導流堤長約 900 m）は、計画高水位を上まってしまう。また地建改良案（ケース 3, ケース 9）でも計画高水位を上まわる。土研案（ケース 11）は計画高水位は越えない。このことより、河口巾は 350 m から 400 m 前後とし、導流堤は 400 m ~ 500 m 位にすべきであ

ることがわかる。但し、この計算には洪水時の河床低下が入っていないので安全側の結論と言える。なお粗度係数としては、2章2-6で述べたように $n=0.03$ は大きすぎると思われ、 $n=0.025$ で検討して良い。

7-2 河口付近の流れと河床変動

図-7-2-1～図-7-2-5に洪水ピーク時にフロールエッセンを流した結果より求めた流況図を示す。

実験1-3, 実験1-4は、現況河道の場合で、流量が $6,073\text{ m}^3/\text{S}$, $8,000\text{ m}^3/\text{S}$ と異なるが流況はほぼ同じで、0.8 km付近から流れは砂州開口部に集中し始める。昭和42年8月30日 $Q=2,947\text{ m}^3/\text{S}$ の洪水の航測写真で求めた流速と流向(図-7-3)を見ると2.8 km地点では左側より流速 $2.25\text{ m}/\text{S}$ の速い所があるが、1.6 km地点では右岸により、そのまま右岸より河口から流出している。この流速の速い所は図-6-7の等深線図を見て分かるように水深の深い所に対応し、この河道の蛇行にそって流れていると考えてよい。実験1-5, 1-6, 1-7は河床を計画断面に整形したため流れはよりスムーズに流れている。

次に洪水時の河床変動を図-6-4・図-7-4-1から検討してみよう。実験1-3, 1-4は現況断面に洪水を流したものであり、河床の変動はほぼ同じである。ただ1-4の方が流量が大きいので、1.4 km以下の右岸沿いの洗堀深が深く、洪水直後には1.4 km地点でT.P-9 mにおよんでいる。一方実験1-3ではT.P-4.0 mにすぎない。また河口近くにおいても1.4 km地点と同じように、 $8,000\text{ m}^3/\text{S}$ (実験1-4)では洗堀深が深くなっている。そのほか、河床変動量の大きい地点を述べると、1.8 kmから1.4 km地点にかけての京田川右岸側に存った州がけずられ(㊤部分)、上流の主流巾と同一になろうとしている。また実験1-3($Q_{\max}=6,067\text{ m}^3/\text{S}$)では、上流の高水敷を流れた河水が、京田川筋に流れこみ、この流れによって㊤部分が河床低下している。実験1-4では、流量大きく、水位が高く、流れが直進したためか、京田川筋の低下は少ない。なお上流3.0 kmから2.4 kmの河床低下は、上流の補給砂量が少なかったためと思われ、現地河床では、このような低下は無いと思われる。なお、実験1-3にあてた洪水に対して、現地河川で洪水前後の河床横断測量が行なわれている。その結果の一部は、すでに6章で述べたが、ここに再図すると図-6-3, 図-6-4の如くであり、ほぼ模型と同じような河床低下をしている。これによって $Q=6,000\text{ m}^3/\text{S}$ に対して0.6 km以下の河床は主流部分が1~2 m低下することが分かる。 $Q=8,000\text{ m}^3/\text{S}$ に対しては、河床の全体的な低下より、右岸沿いに局所的な洗堀が非常に強くなり、そのため流れは右岸により集中し、河口巾を広げる力は弱くなる。模型上では、洪水前245 mが、洪水後280 mに広がったにすぎない。これは実験1-3とはほぼ同一であった。このことより流れを局所的に集中させてしまうと砂州を開口させる力が弱くなることが分り、砂州を広げるためには、砂州側流速を速くしなければならないことが分かる。なお、河口付近の右岸側の深堀れは、河道の湾曲にもよるが、0.0 km, -0.2 kmの河床整形が流れを集中させるような形であったことも原因である。海部は検証実験の所で述べたように模型上で㊤部分に沈積する。

図 7-2-1 流況平面図 洪水ピーク時 ケース 1-3

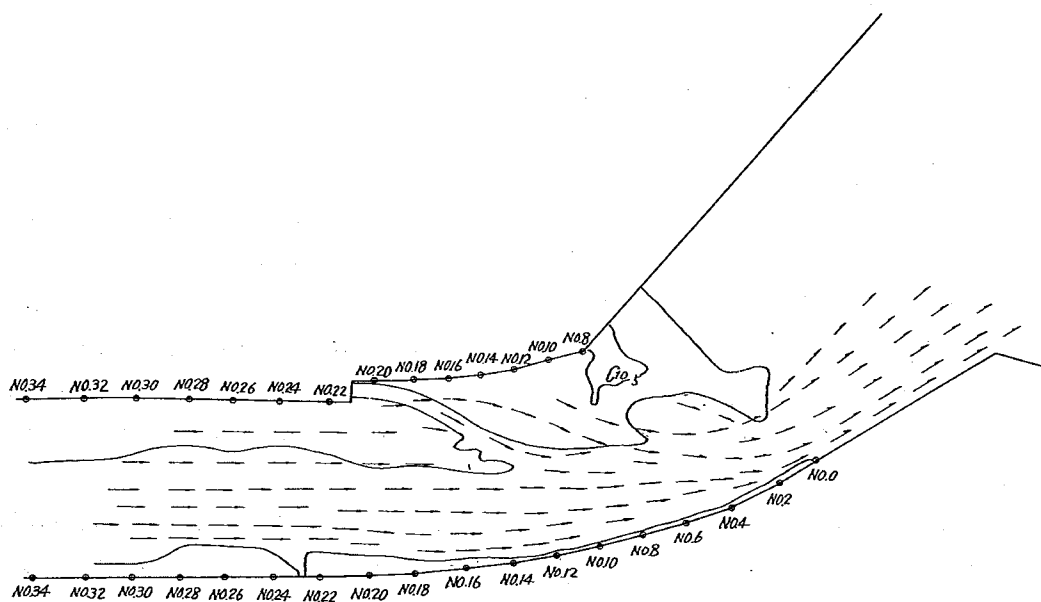


図 7-2-2 ケース 1-4

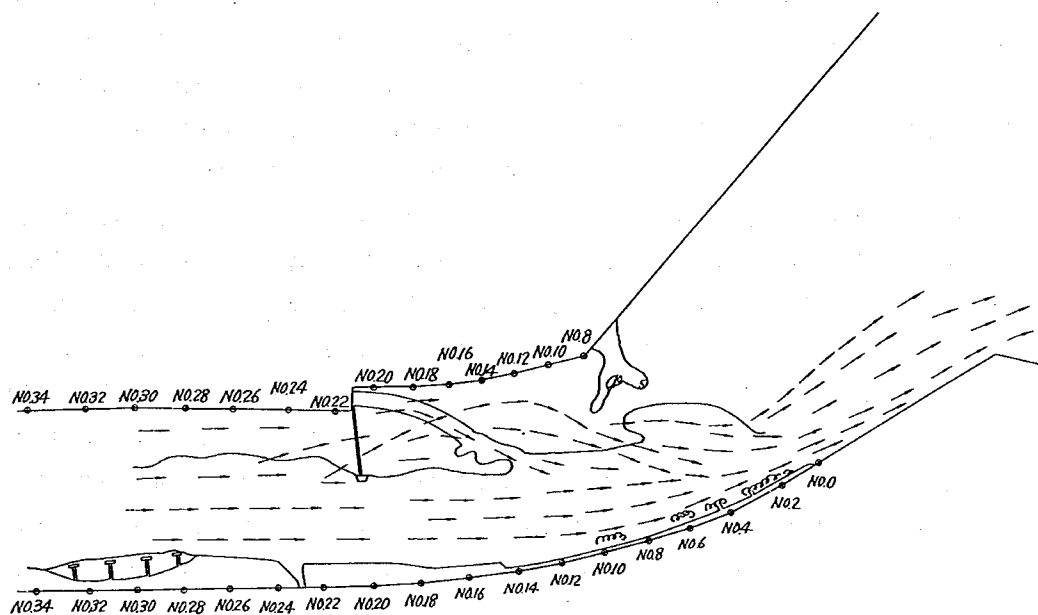


図 7-2-3 ケース 1-5

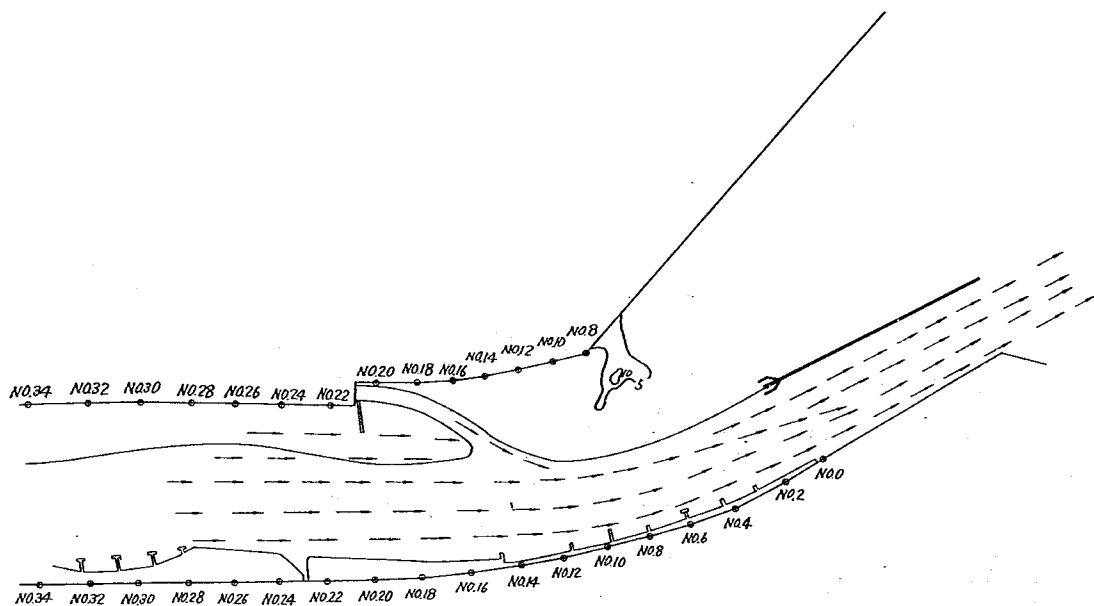


図 7-2-4 ケース 1-6

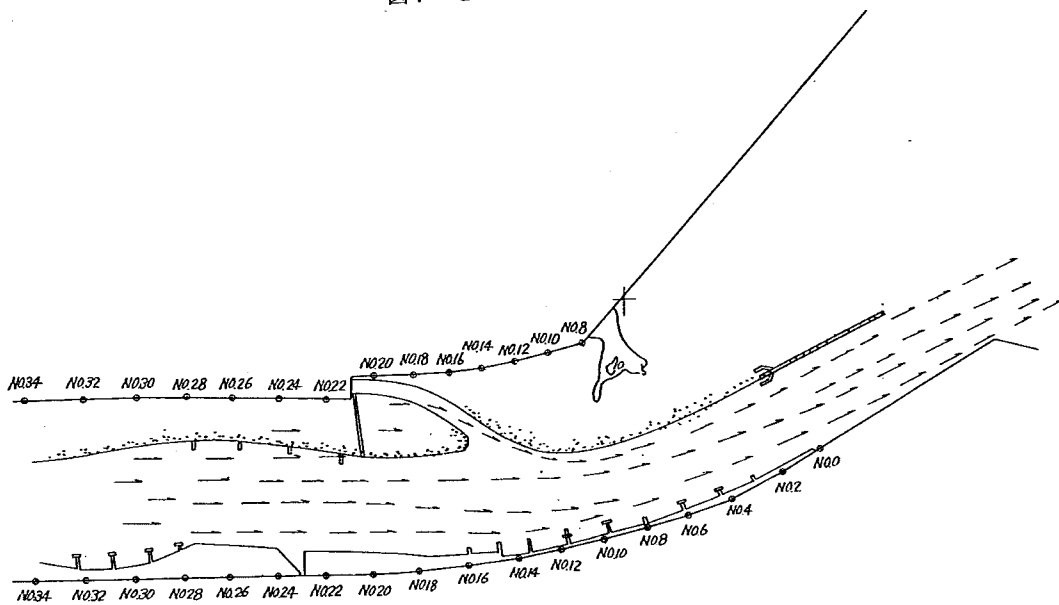
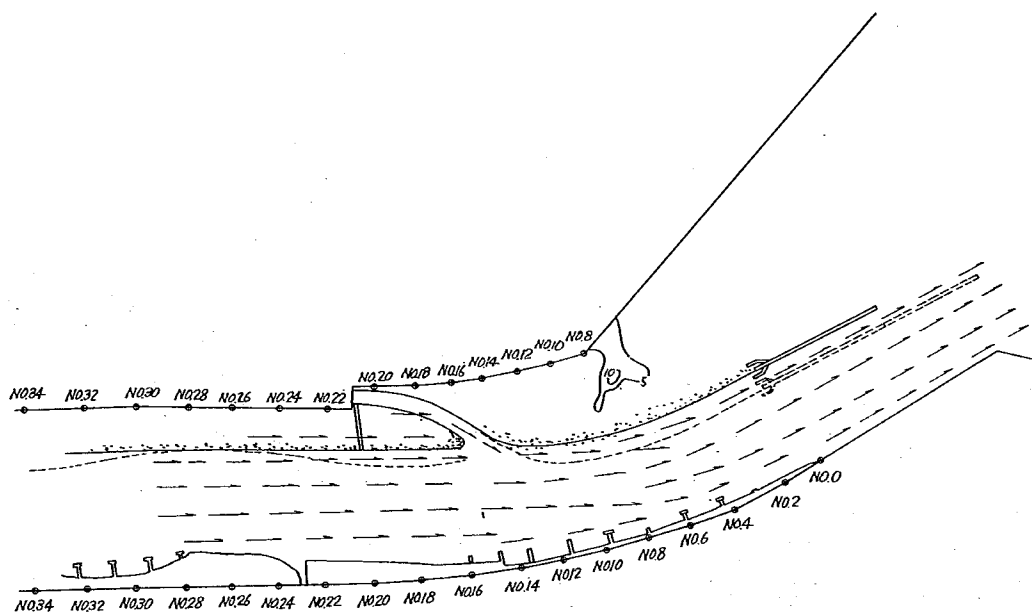
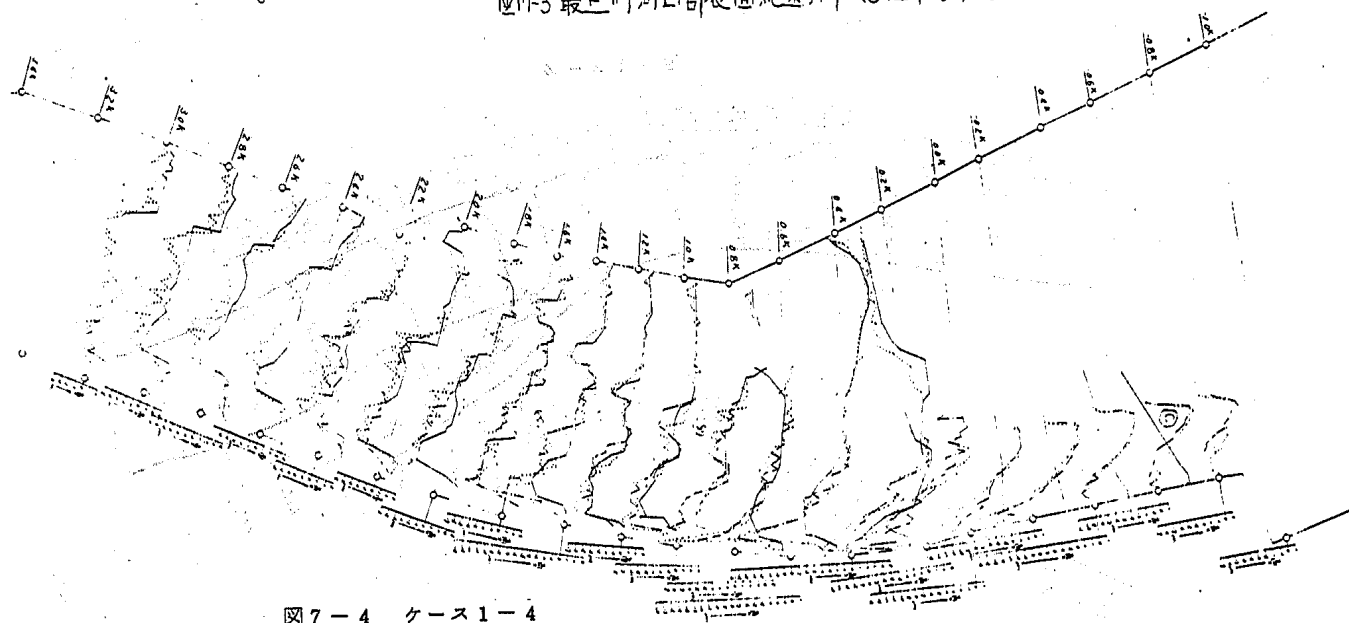
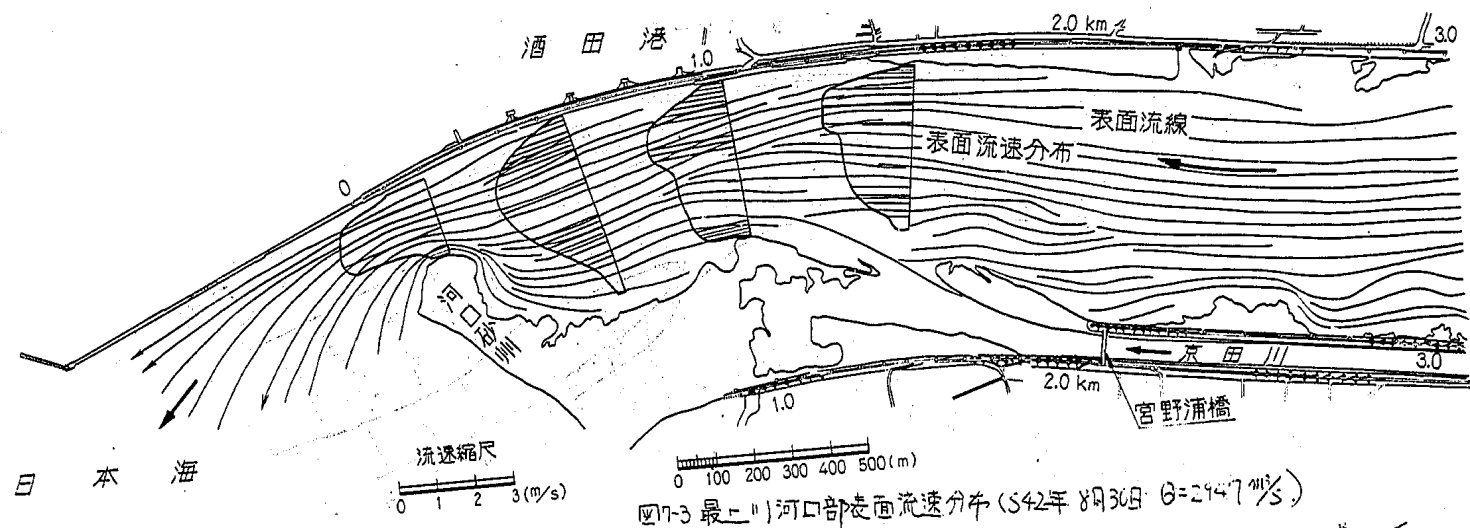
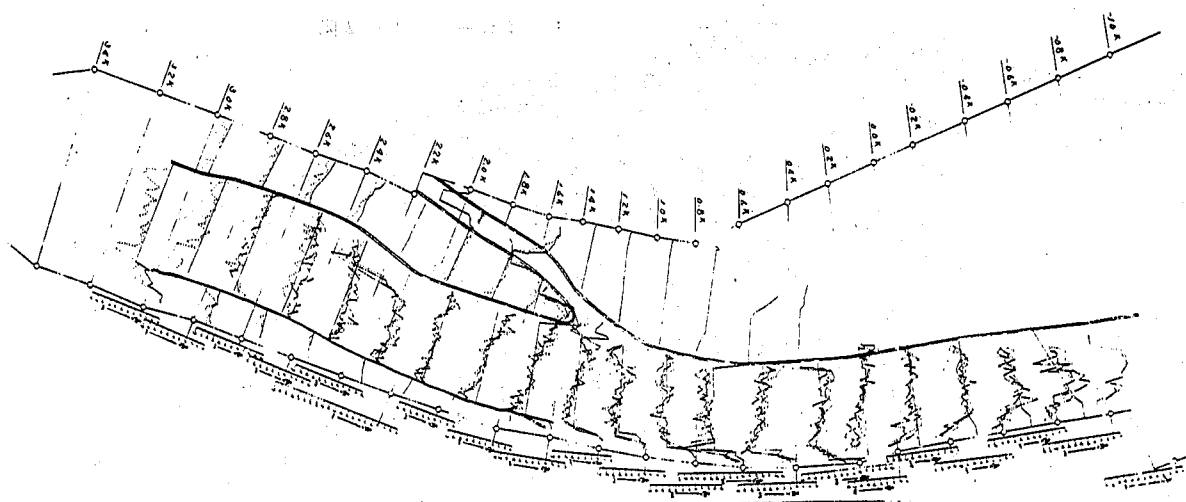


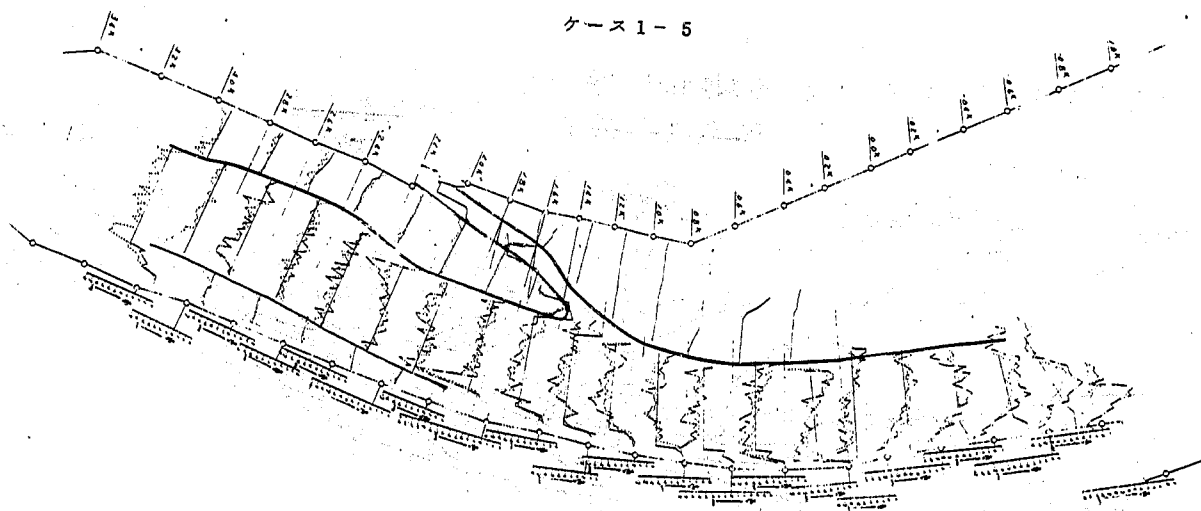
図 7-2-5 ケース 1-7



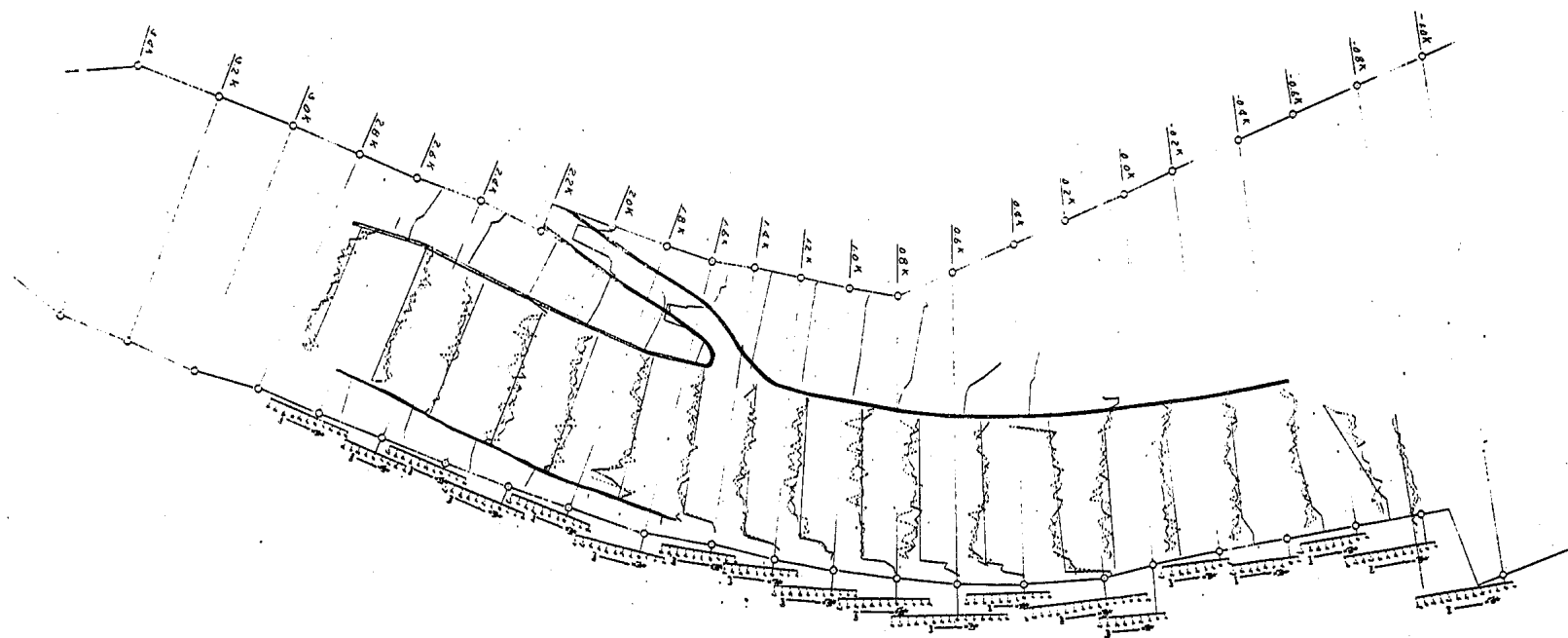




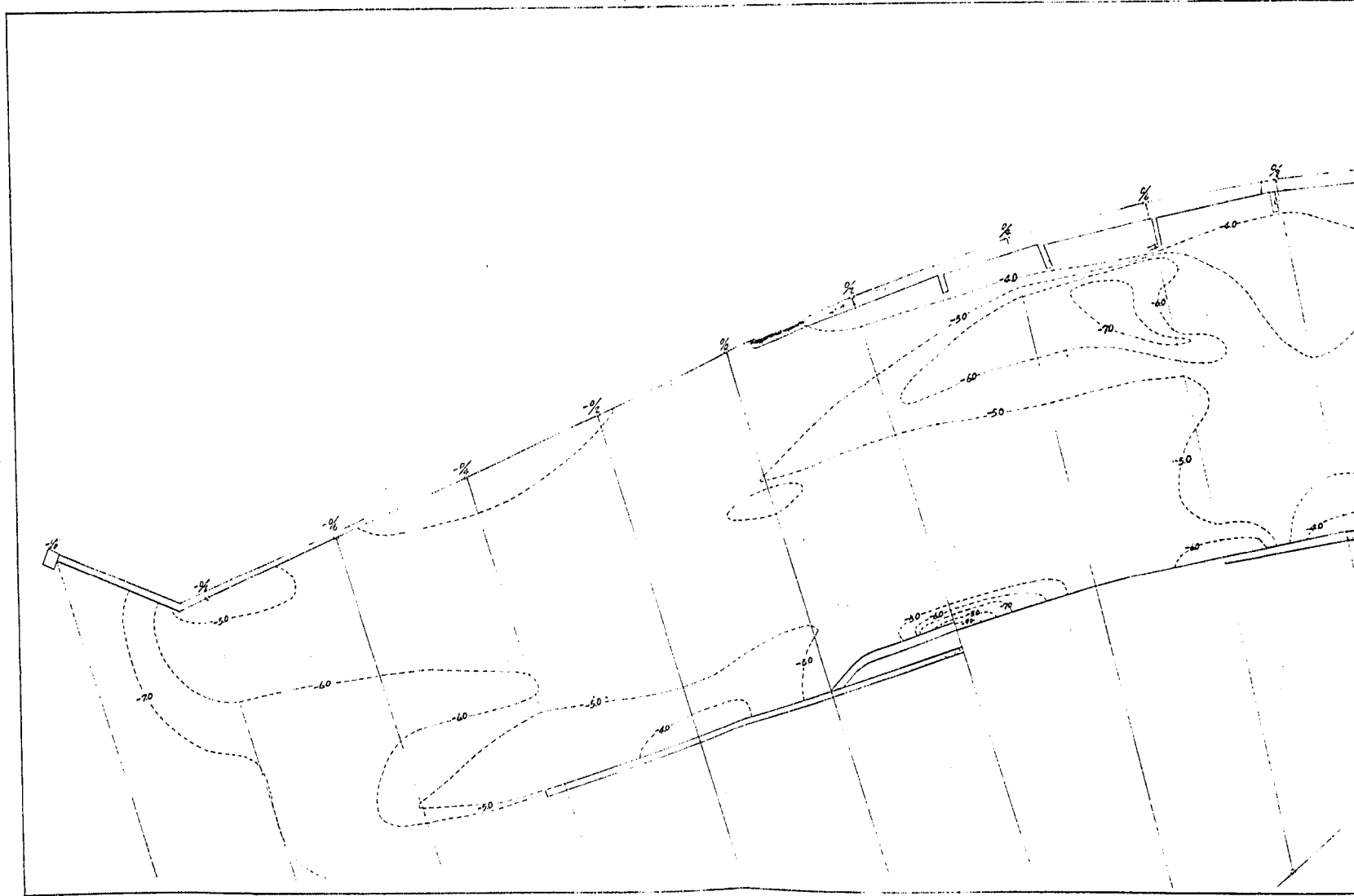
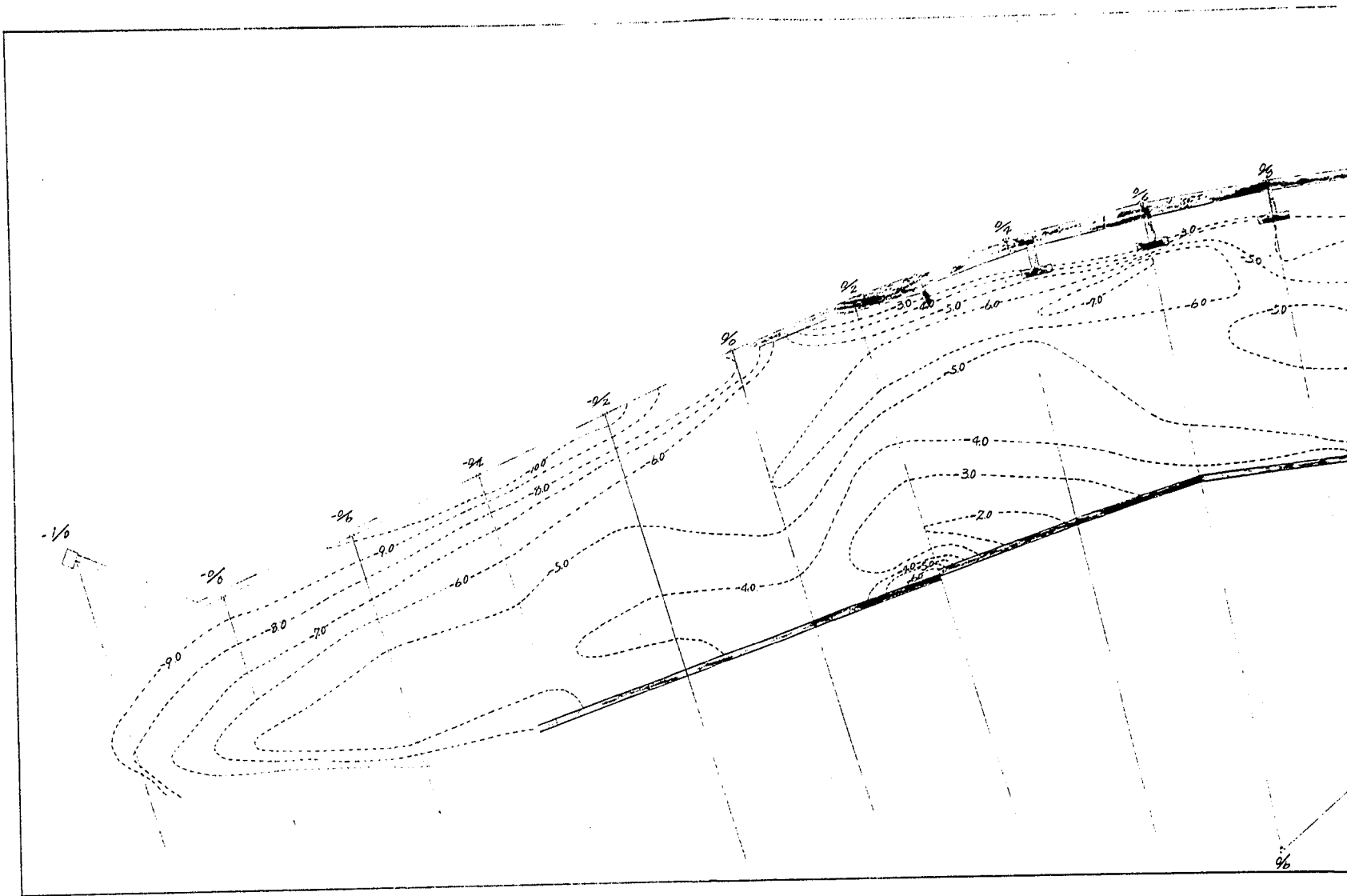
ケース 1-5

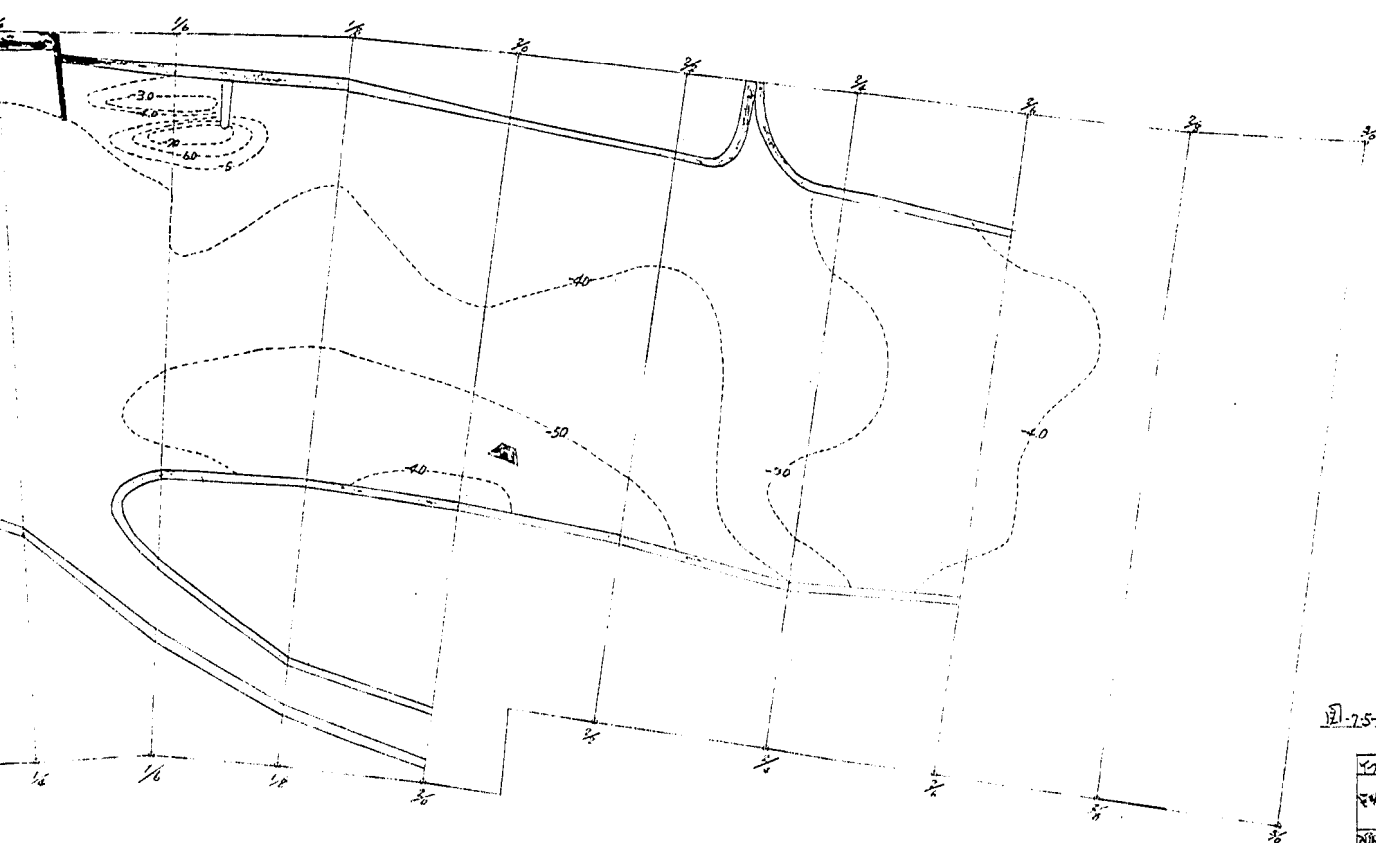
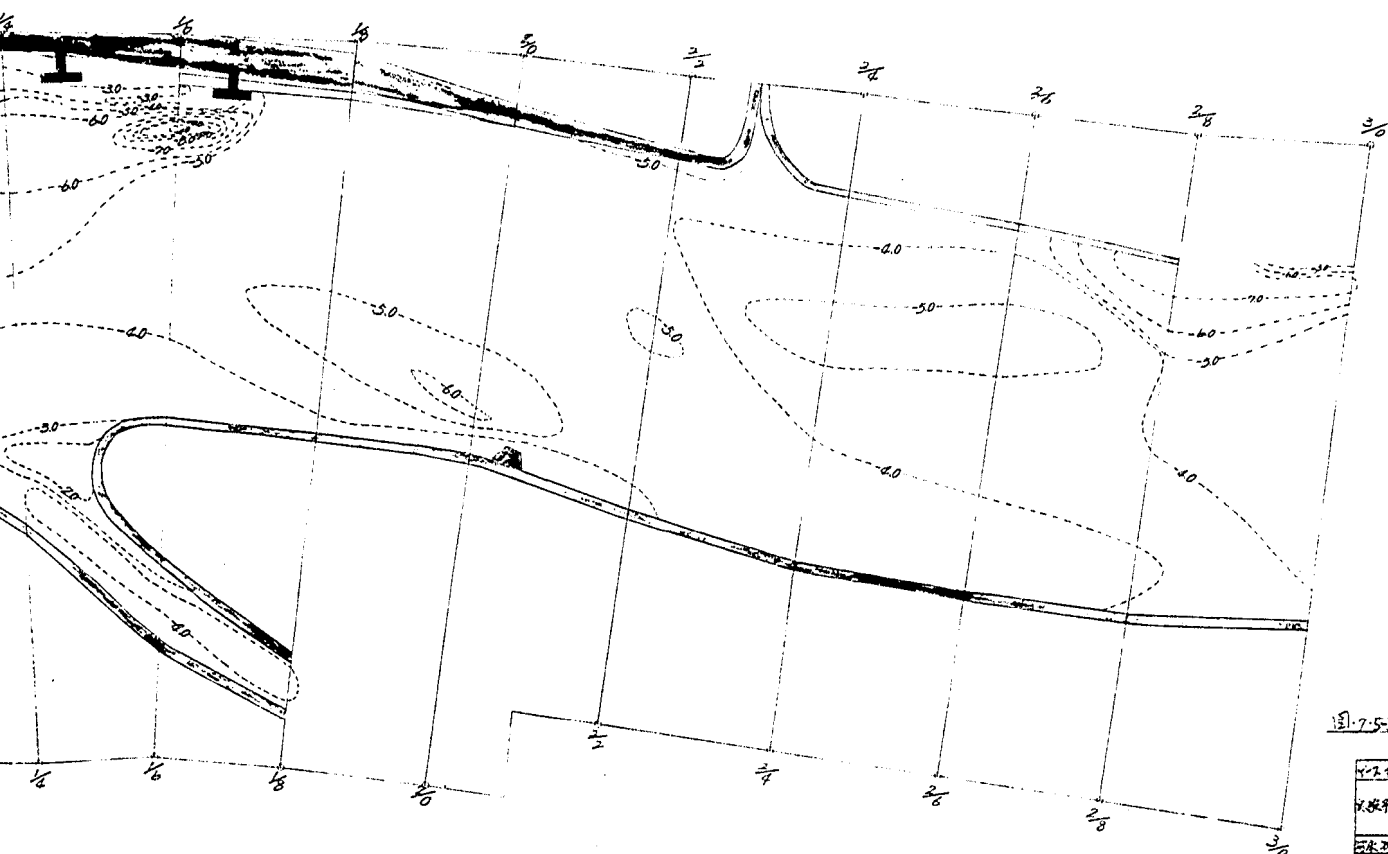


ケース 1-6



ケース 1-7





実験 1-5 の地建案では、2.0 km 地点の低水路巾が小さくなる所で左側に局所洗堀が見られた。この部分は低水路の方向が変わり水当りになるためである。1.0 km 以下は河道のゆるやかな湾曲の影響を受け右岸側が洗堀左岸側が堆積の傾向に有る。特に 0.2 k ~ 0.4 間左岸側に堆積がみられる。

実験 1-6 の地建案改良案は、実験 1-5 と河道がほとんど変わらないので、河床の変化は全体としてはほぼ同じである。しかし水制の設置（ $\Delta 2.2$ から $\Delta 2.8$ の左岸側に半透過水制 4 置）のため、流れはよりスムーズになり水制先端部の局所的な洗堀をのぞいて、2.0 km までの河床は、ほとんど洪水前と変わらない。 $\Delta 6.6$ から $\Delta 1.2$ の水制の設置は右岸側の河床低下を防いでいる。

実験 1-7 の土研案は、低水路巾が模型内の河道で、ほぼ同一であるので流れは、スムーズで局所的な洗堀、堆積も無く好ましいものであった。

7-3 河道の安定性

最上川下流河道の安定性を考える場合、洪水時の河床変動のように短時間で生じる河床変動のみならず、長期間の河床変動についても考えておかなければならない。このような長期的な河床変動は模型実験では把握できないので、他の手段によるほかない。ここで問題になるのは次のようなことである。

- i) 計画河道の河床高は維持できるか。
- ii) 低水路巾は維持できるか。
- iii) 州 (Bar) の発生、位置、変動はどうか。

○ 計画河道の河床高は維持できるか

ここでの検討は、波による河口閉塞が計画河床高にどのような変化をあたえるかということではなく、河道側だけで考えていく。河床高が安定であるかどうかは、検討対象区間の流砂を運ぶ能力と上流からの給砂のバランスがたもたれなければならない。河道の安定の一つの解析手段として河床変動計算がある。最上川では、計画断面に対して河床変動計算がすでに行なわれている。その結果を要約すると次のごとくである。

計算条件

i) 流砂公式

掃流砂：土研式

浮流砂：Lane - Kalinski 公式

但し粒径は掃流砂で d_{65} を使い、浮流砂は d_i ($i=10, 30, 50, 70, 90$) の 5 分割した。

ii) 河道条件

初期河道は、地建計画河道案、計算対象区間は河口より上流 26.5 km まで。

iii) 変動回数は、1ヶ月を ΔT とし、7年間つまり $12 \times 7 = 84$ 回河床を変動させた。

iv) 下流端条件 (H_0) 及び流量 (Q_0) は

H_0 ：潮汐表より酒田検潮所の平均潮位

Q_0 ：流量年表より白ヶ沢流量を取った。ただし昭和 40 年より昭和 47 年の流量を使う。

V) 上流端境界条件は上流端で変動なしと考える。つまり上流端二断面が変動しないだけの流砂が上流から供給される。

VD 砂の空隙率 (λ) は $\lambda = \text{const.} = 0.35$ とした。

VII) 粗度係数

海部 ~ C.S. 6 (0.6 km) $n = 0.025$,

C.S. 6 ~ 上流端 $n = 0.030$,

VIII) 計算法

いわゆる河床変動計算であり、特殊な計算はしていない。

その計算結果を図-7-6に示す。自然河川に於いて、河道が平衡状態に到達するには、莫大な時間を要するもので7ヶ年程度で最上川の安定性を断定するのは早計であるが、計算結果を見る限り逐次安定の方向に向っており、変動巾も小さい。急激な河床の変動は生じないと思われる。ただ上流端では、より上流の河道となめらかに接続させないと河床の上昇を生じせしめる恐れがあり注意を要しよう。

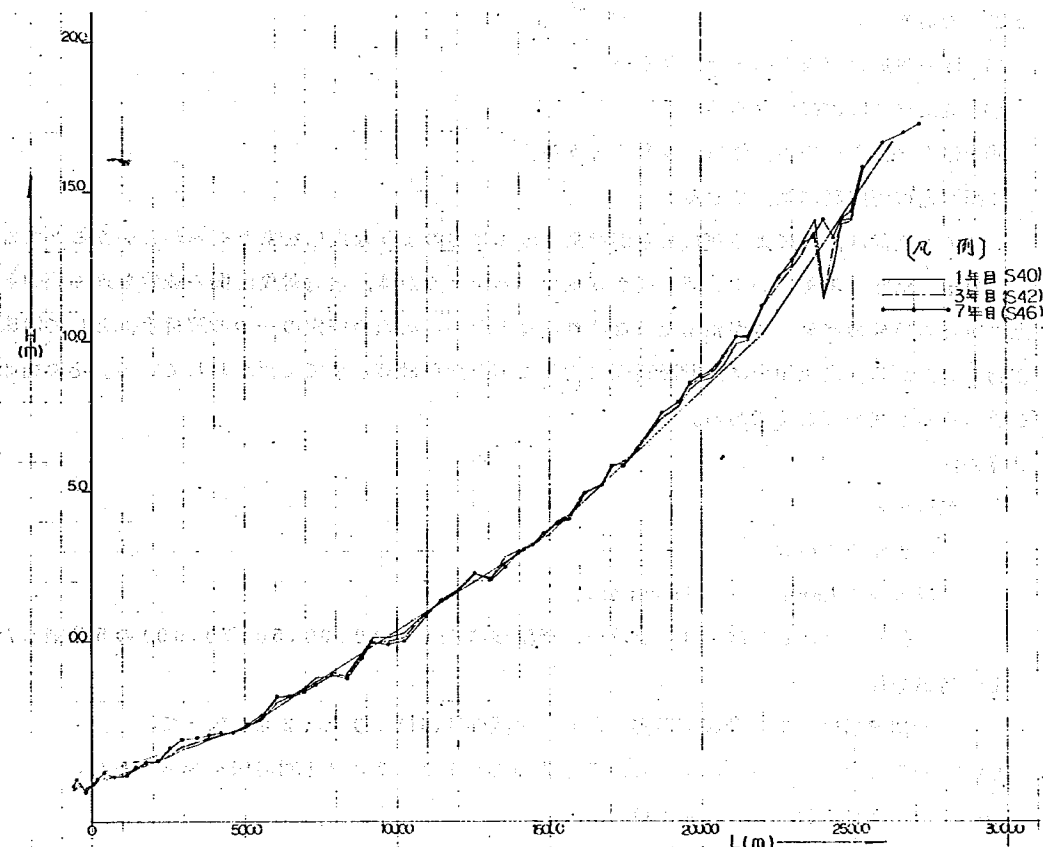


図-7-6 河床変動計算結果

○低水路巾は維持できるか

最上川はかなりの蛇行河川で蛇行を水制でコントロールしてきた。計画低水路を維持するためには現河川の低水路巾を尊重しなければならない。現計画の低水路は、現況河岸を尊重し、水制箇所については、施工済みのものは極力残し、水利頭部を包絡するような線形であるので、維持できるものと思われる。ただし、河床が低下し河積が増加しているので、流速のおそくなる所に州を作る恐れは残ろう。

○州の発生、深堀、位置はどうか

現在の我々の河道に対する認識段階では、州の発生、深堀位置が、どこで、いつ起るか知ることができない。ただ現状河道の洗堀部、堆積部は、現状河道を尊重するかぎり、計画河道でも、その傾向を持っていると考えて良いだろう。それゆえ深堀れ部の洗堀深さは、一応の目安として、現況より低水路平均河床の低下分だけ下がると考えて護岸等の対策を行なう必要がある。

第8章 蛇行特性を利用することによる砂州フラッシュの検討

8-1 はじめに

河口砂州が側方浸食の形でフラッシュされる場合、砂州上流河道の蛇行特性も砂州フラッシュ速度に影響をあたえるようである(須賀り)。ここでの検討は、河道の蛇行特性(低水路法線形)を変えた時、砂州のフラッシュにどのように影響をあたえるか検討するものである。

低水路、高水敷の形成は、水制を想定法線に合わせて水の流れを規制し、水制間には土砂が自然に堆積するようにして、高水敷を造成することにした。

流量は融雪出水を対象とし $3000 \text{ m}^3/\text{s}$ とした。現地の融雪出水は $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ 前後であり、模型にあたえる流量もこの程度にするべきだが、 $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ では模型上の河床砂がほとんど動かず、検討の対象とならないので $3000 \text{ m}^3/\text{s}$ としたのである。

8-2 低水路法線と河床変動

図8-1, 8-2, 8-3に実験ケースごとの河床変動図, 流況図および等深浅図を示す。流況図には流況の説明も記した。

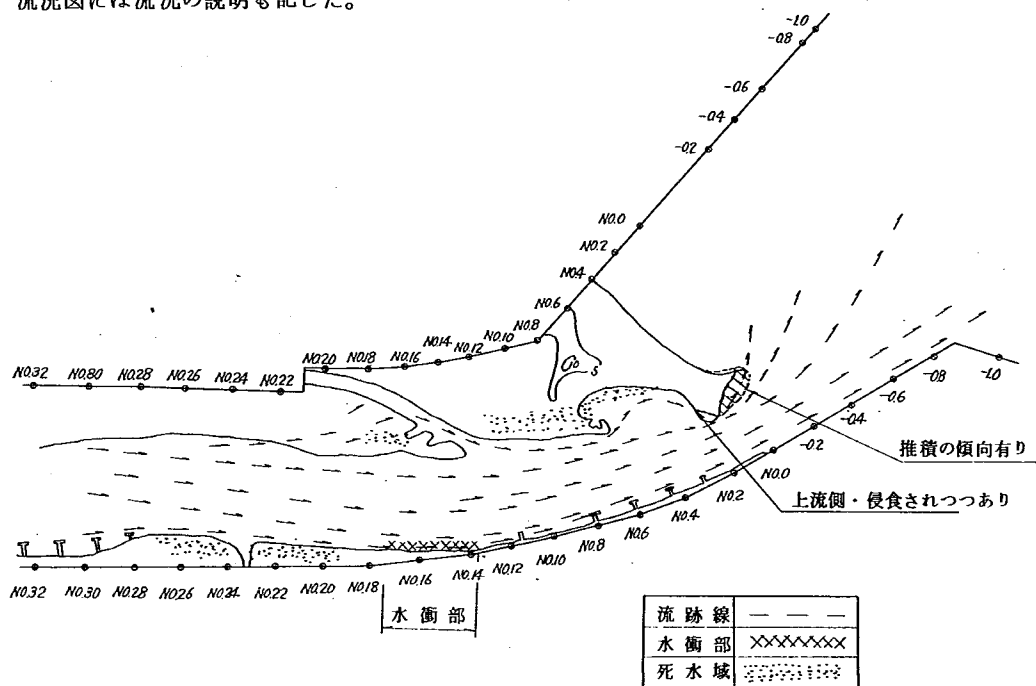


図8-1 流況図 実験2-1, 1時間後

実験2-1の場合, 3.0K地点で流れは低水路全巾に平均的に流れていたのが, 2.4K地点から右岸側に集中しだし, 右岸側に深堀れを生じる。特に1.8K, 1.6K地点は水衡部となりD, L-8

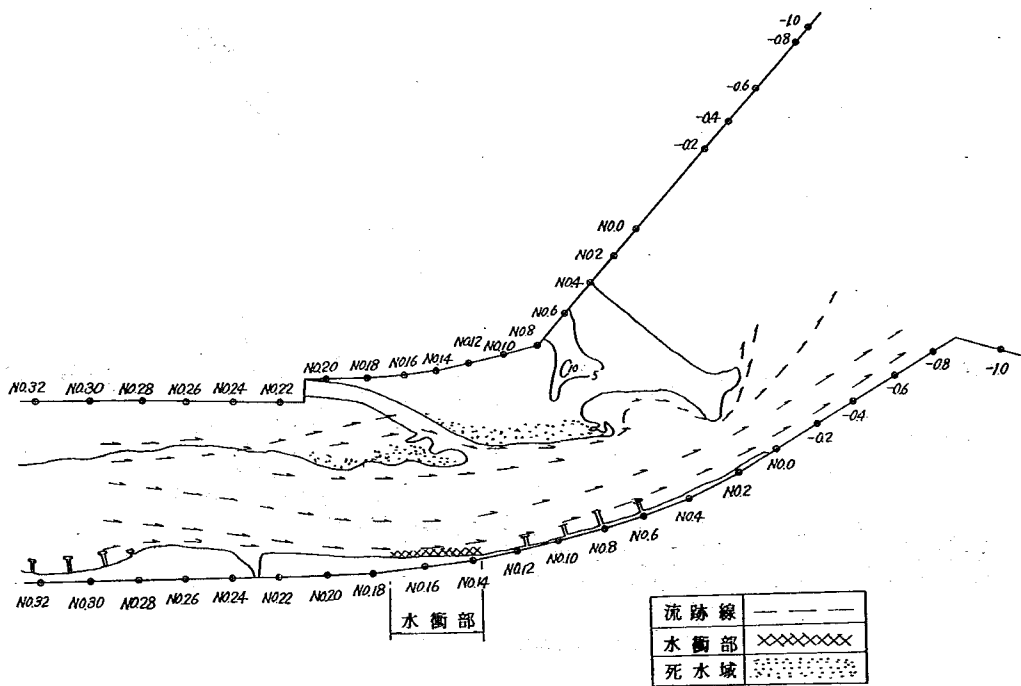


図 8-2 流 況 図 実 験 2-1, 8 時間後

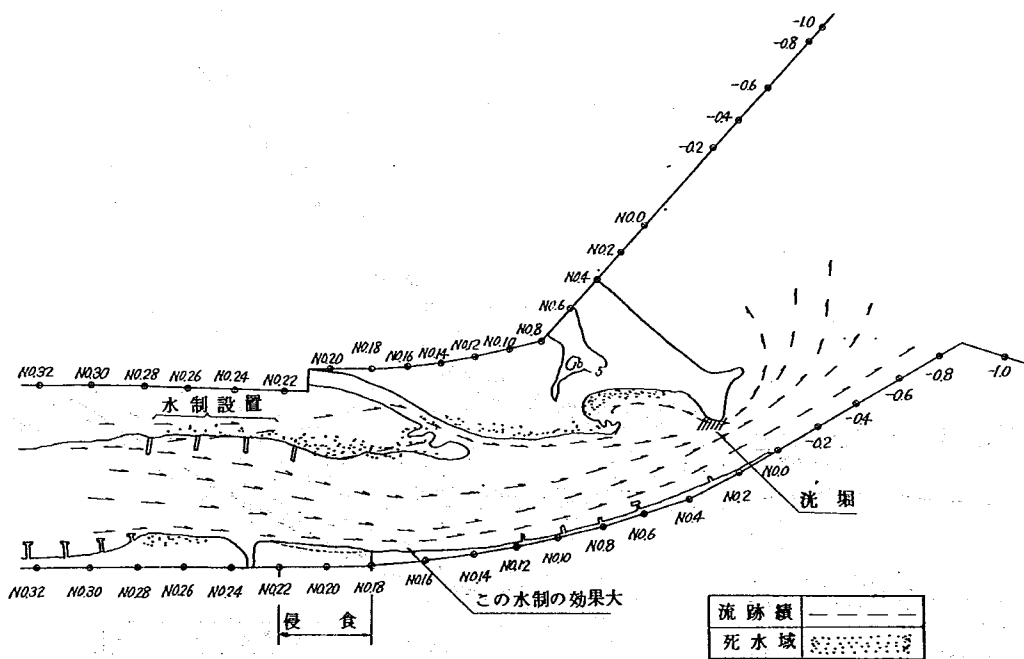


図 8-3 流 況 図 実 験 2-2, 1 時間後

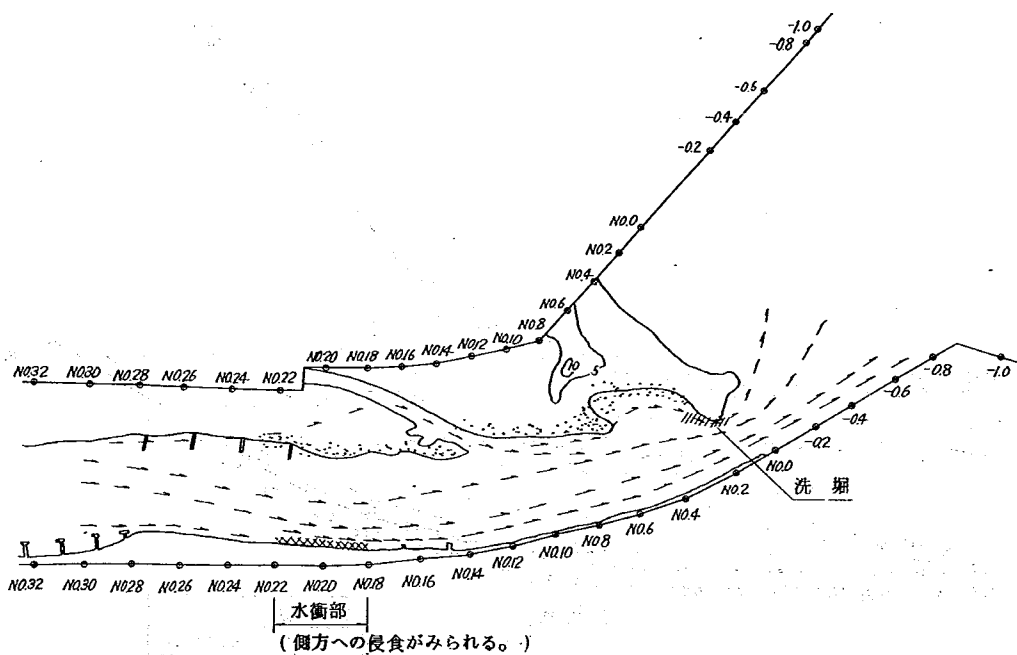


図 8-4 流 況 図 実験 2-2, 8 時間後

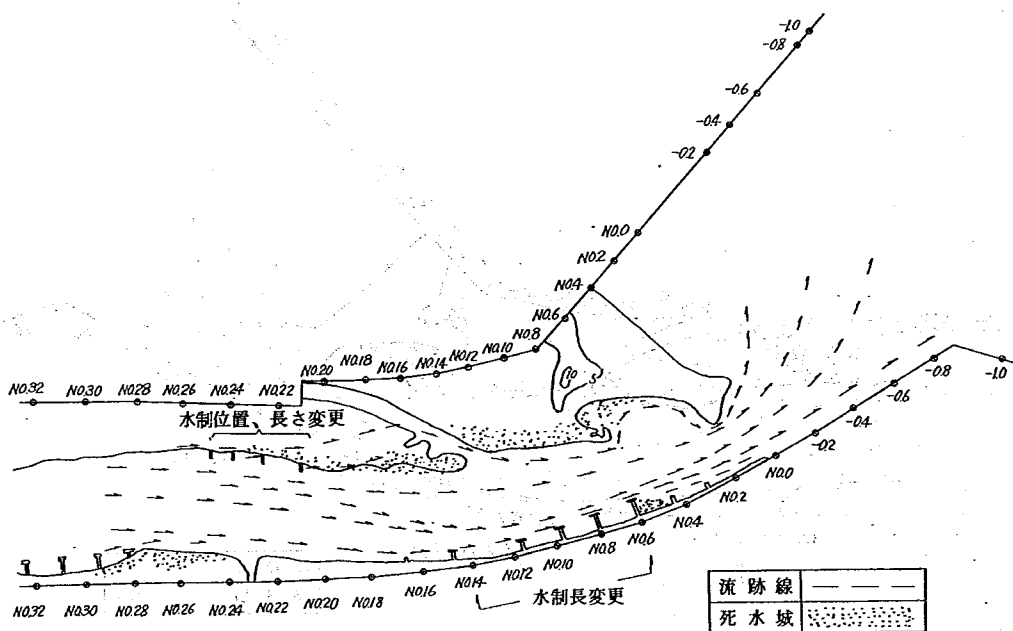


図 8-5 流 況 図 実験 2-3, 1 時間後

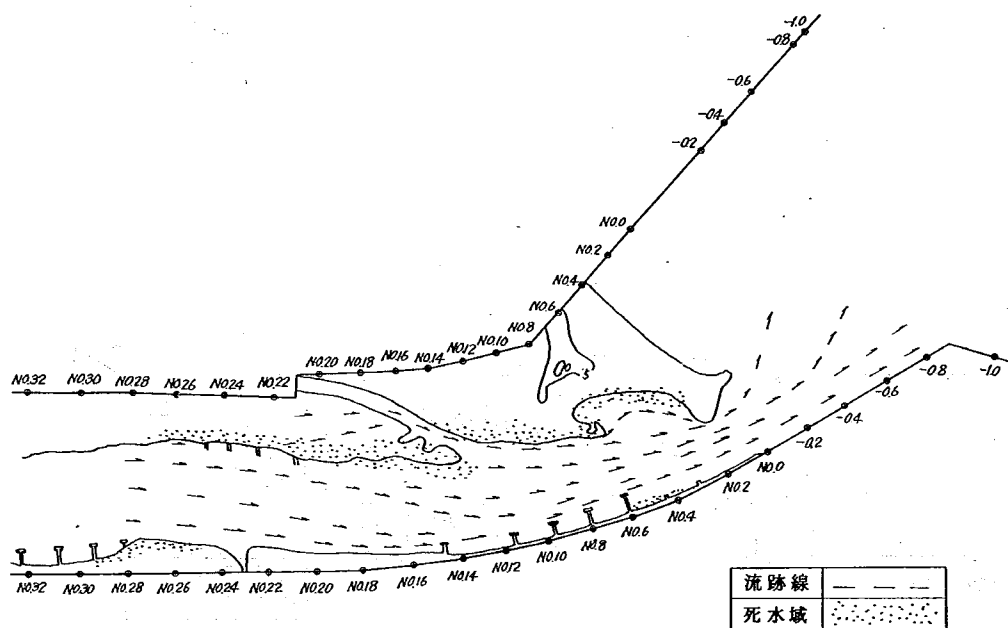


図 8-6 流 況 図 実験 2-3, 4 時間後

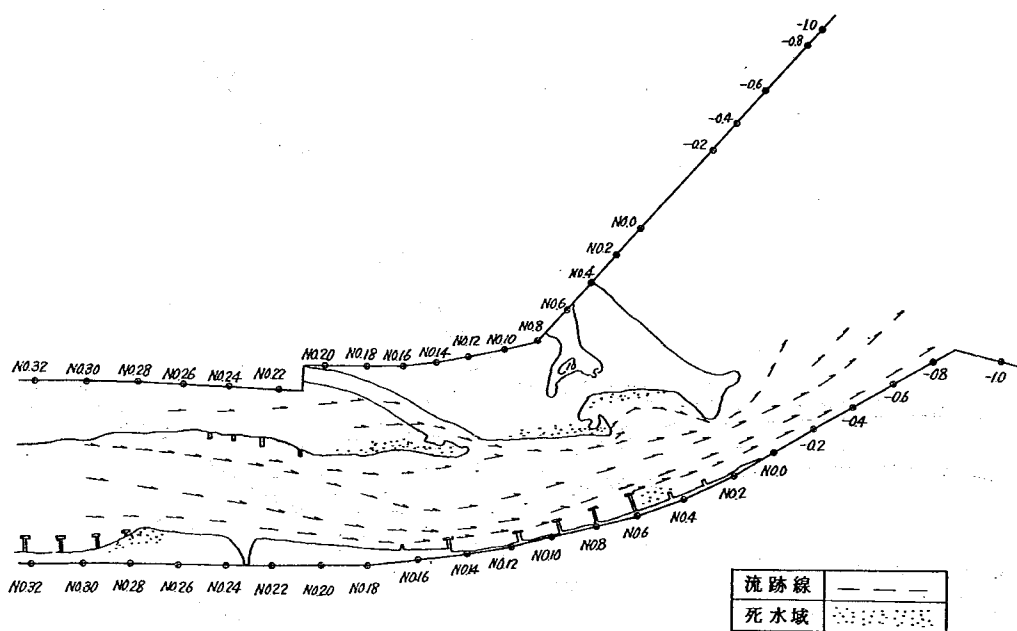


図 8-7 流 況 図 実験 2-3, 8 時間後

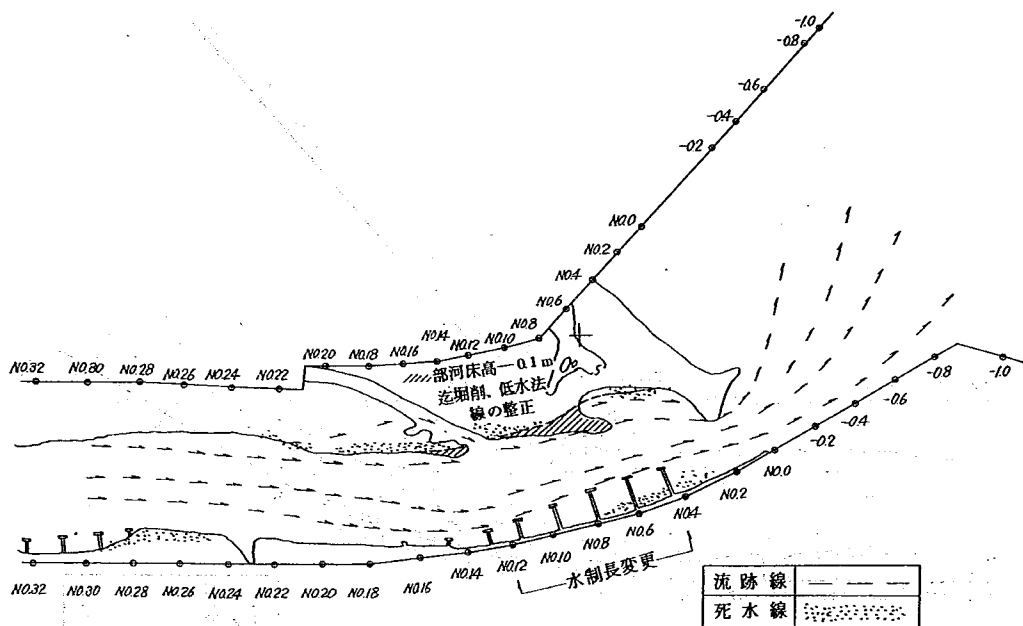


図 8-8 流 況 図 実験 2-4, 1 時間後

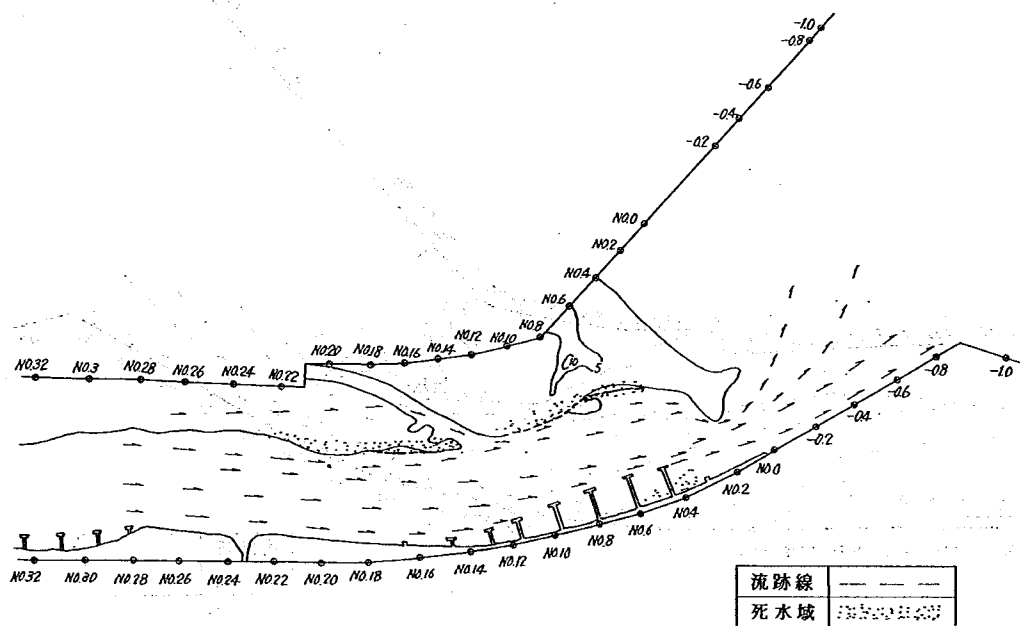


図 8-9 流 況 図 実験 2-4, 4 時間後

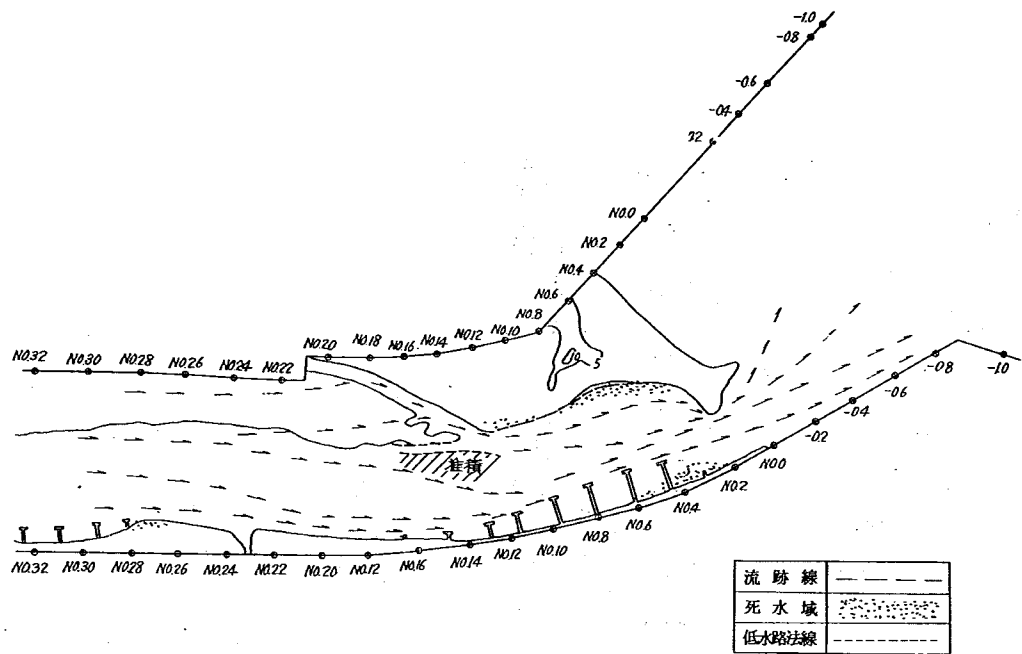


图 8-10 流 況 圖 实 験 2-4, 8

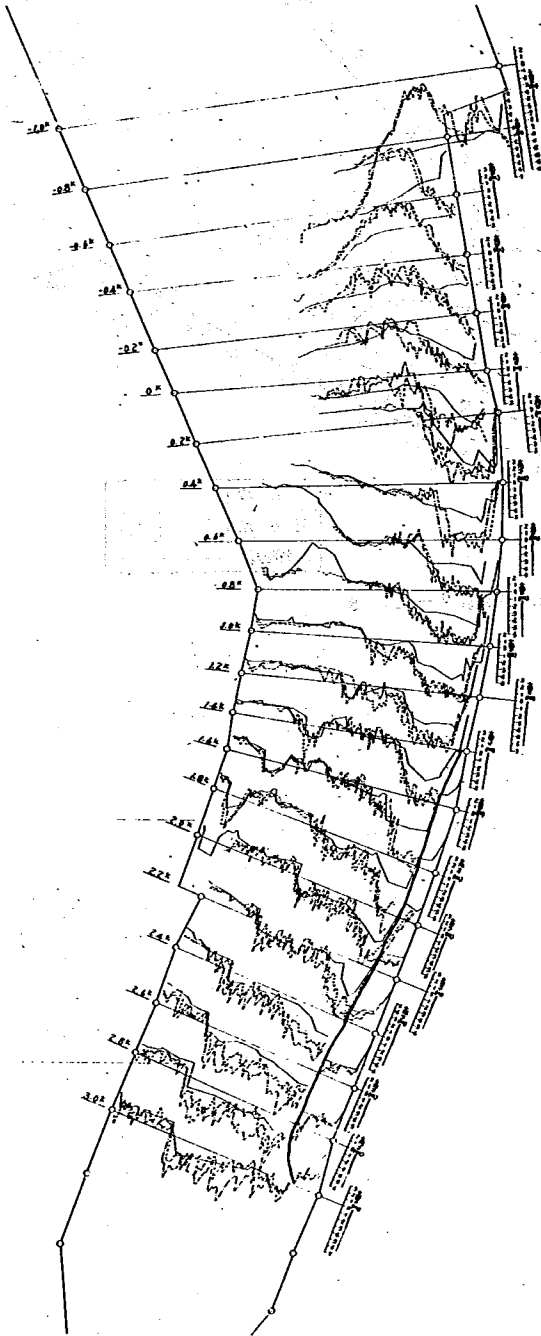


図 8-2-1 河床変動図 ケース 2-1

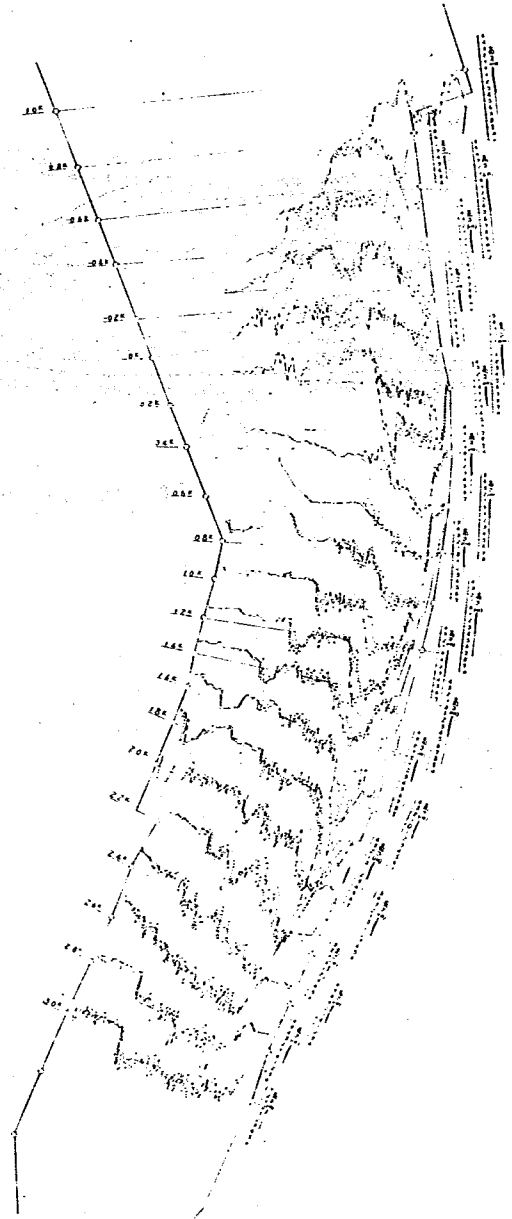


図 8-2-9 河床変動図 ケース 2-2

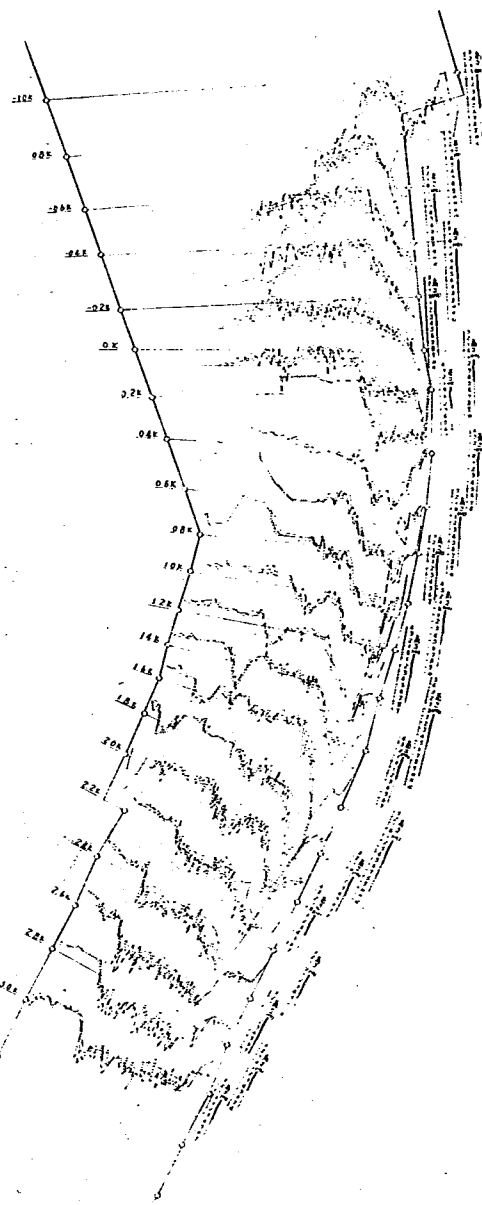
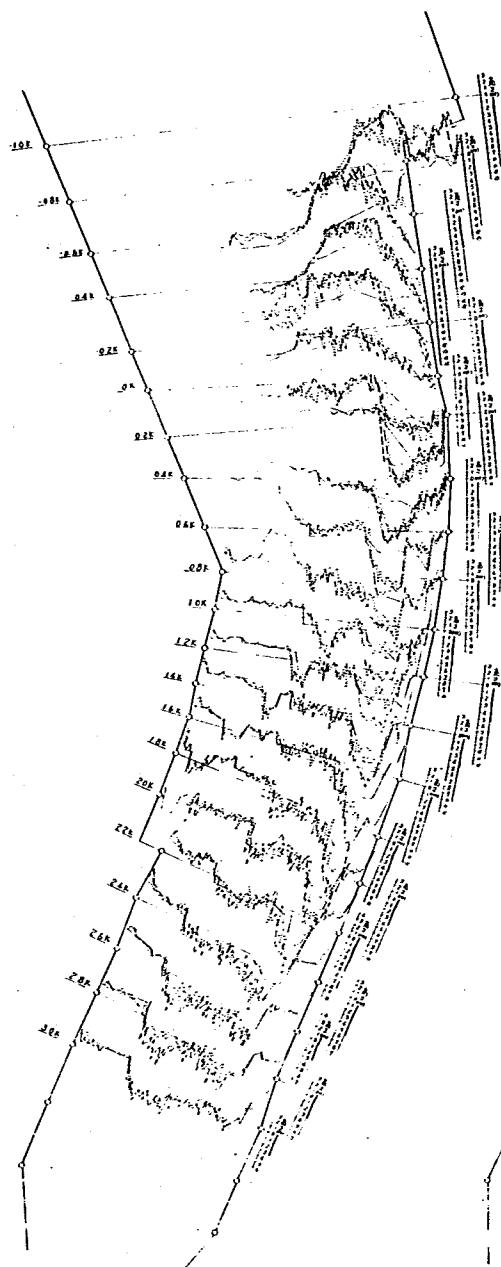
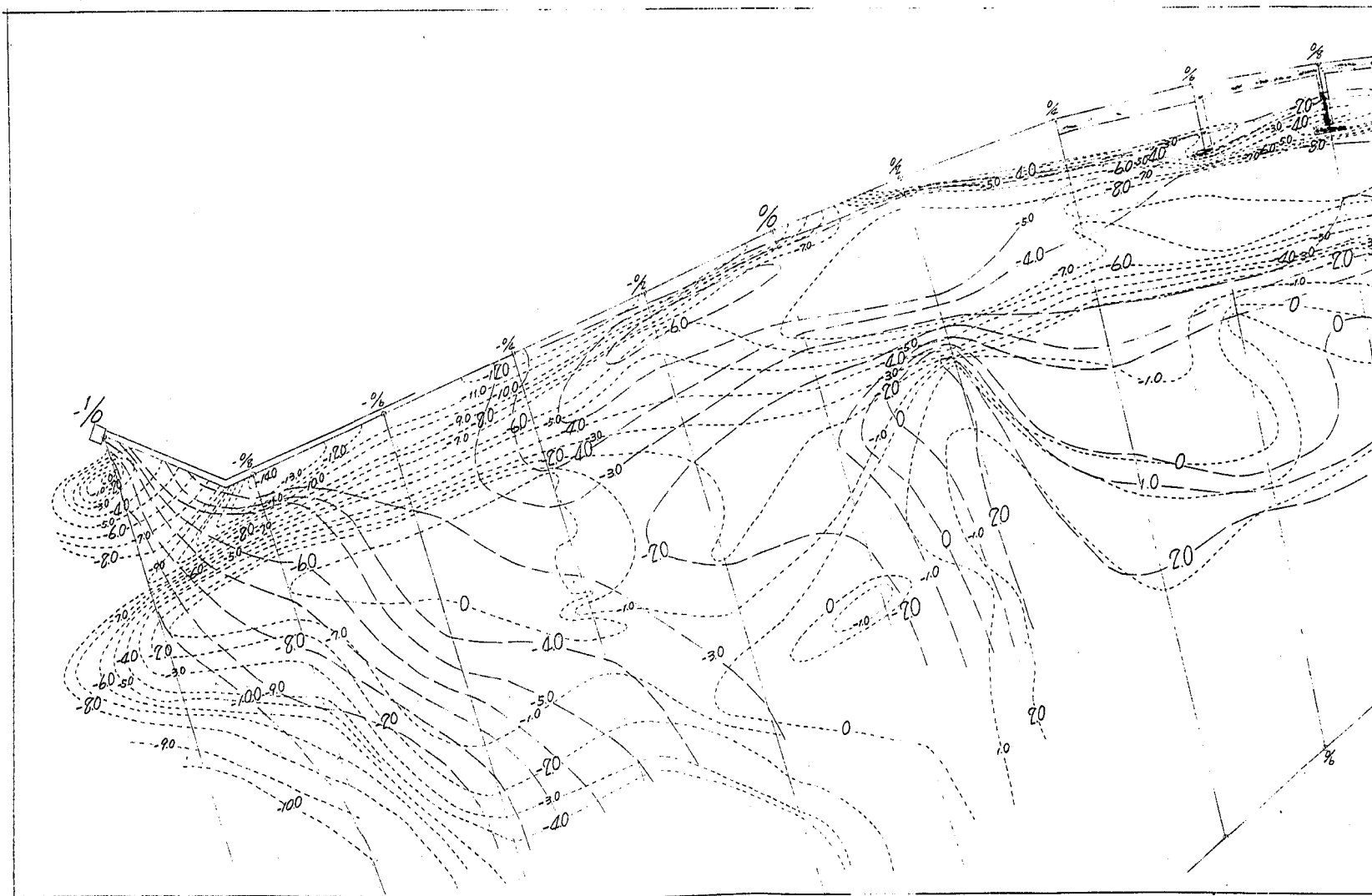
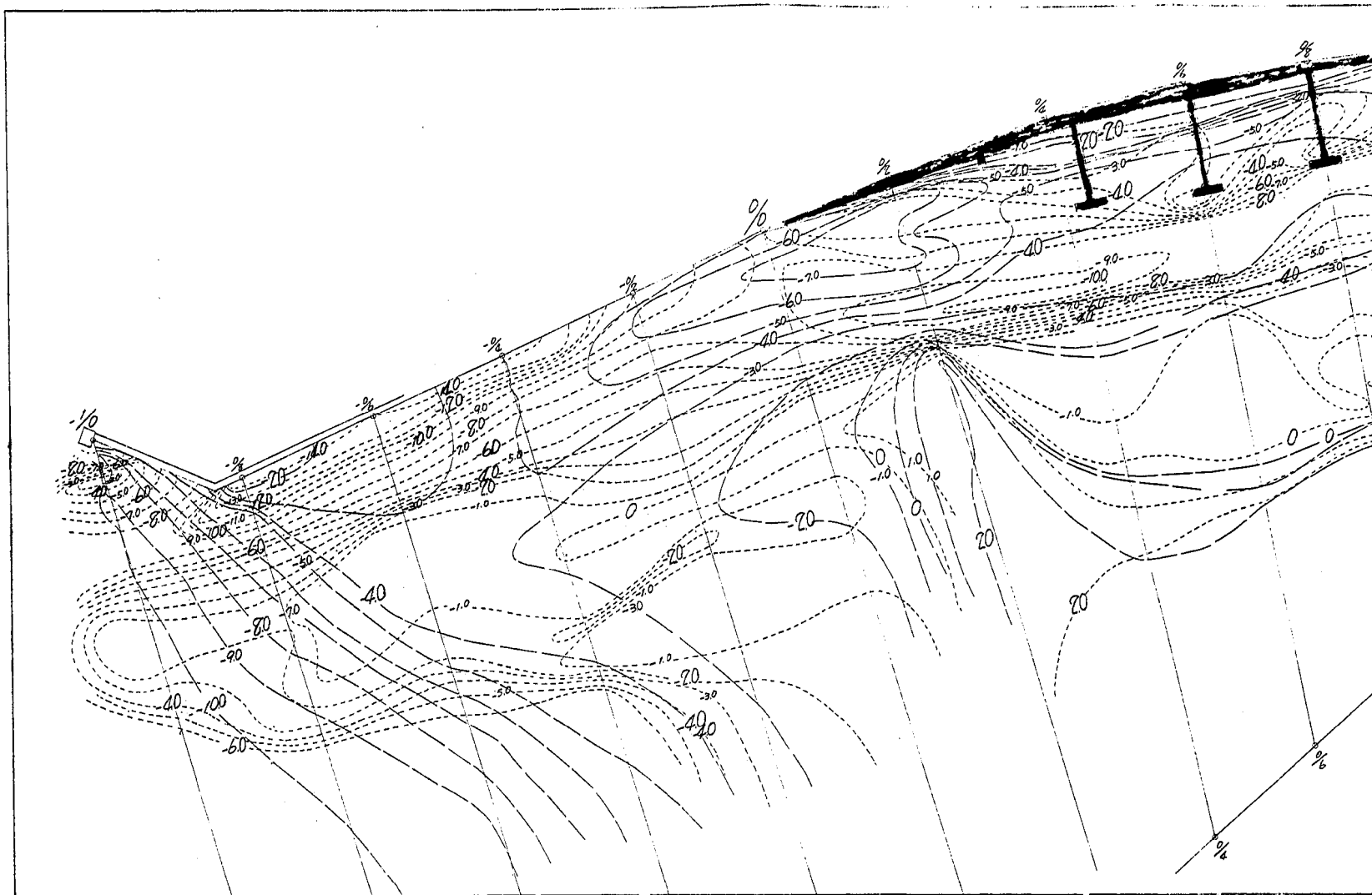
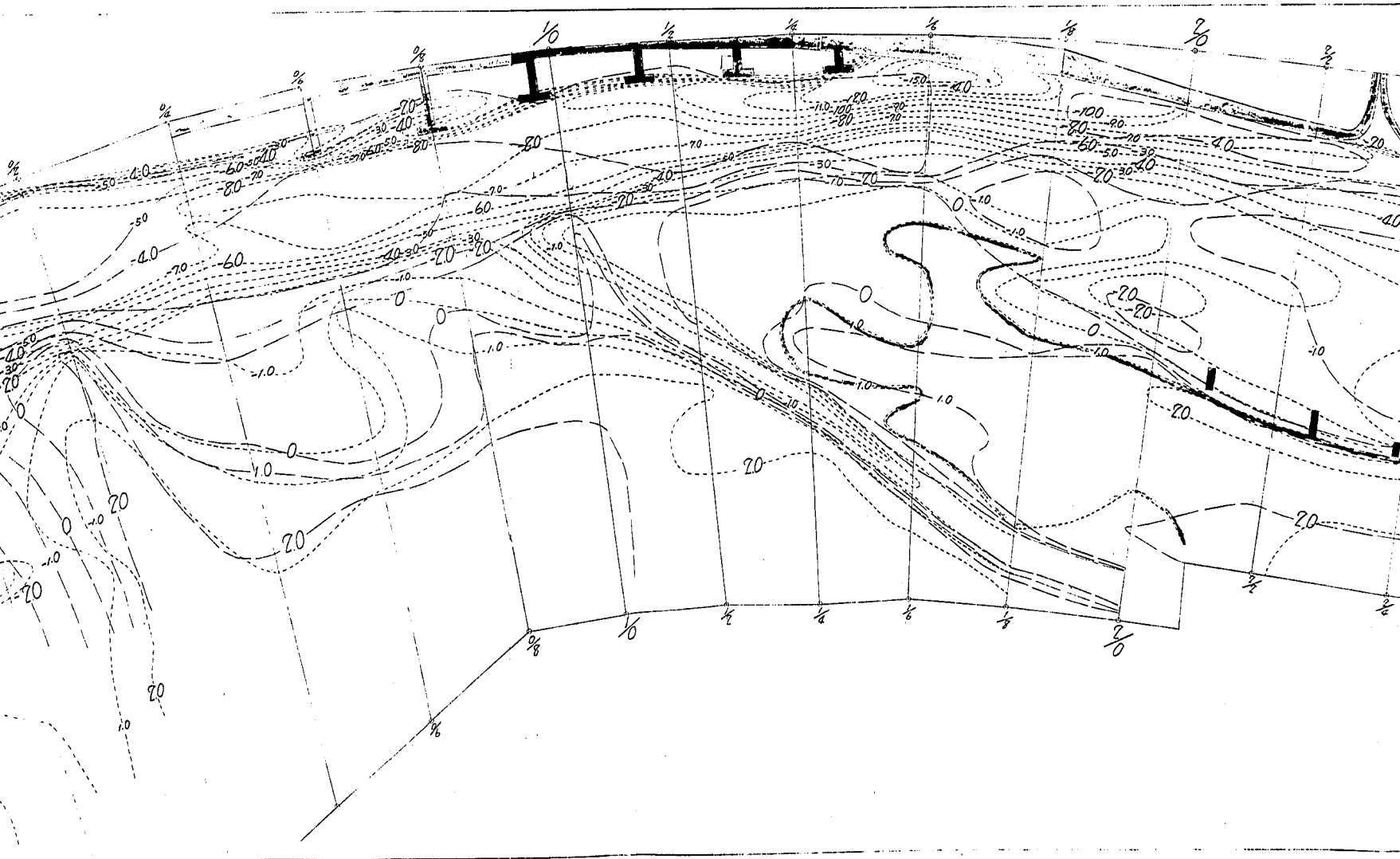
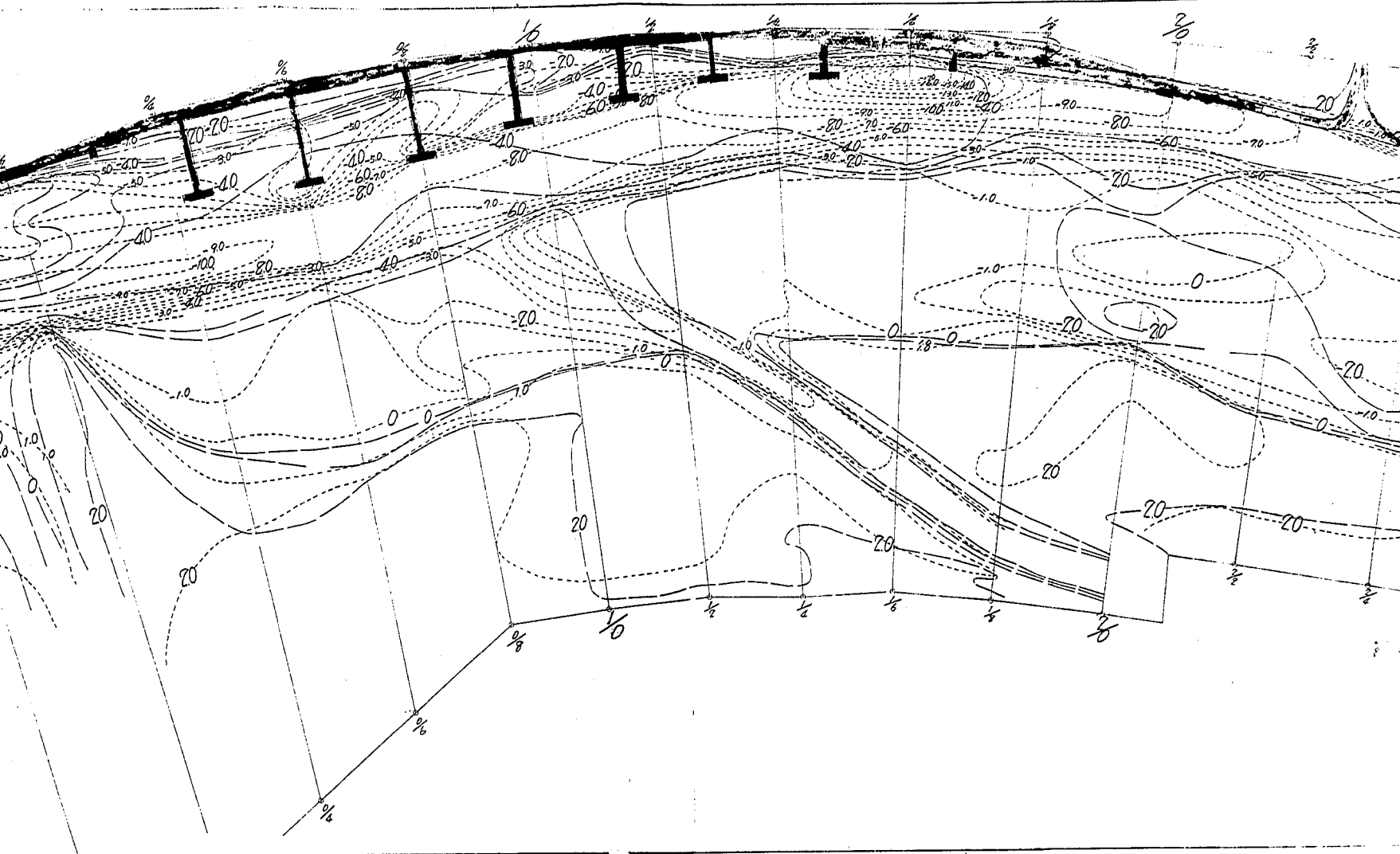
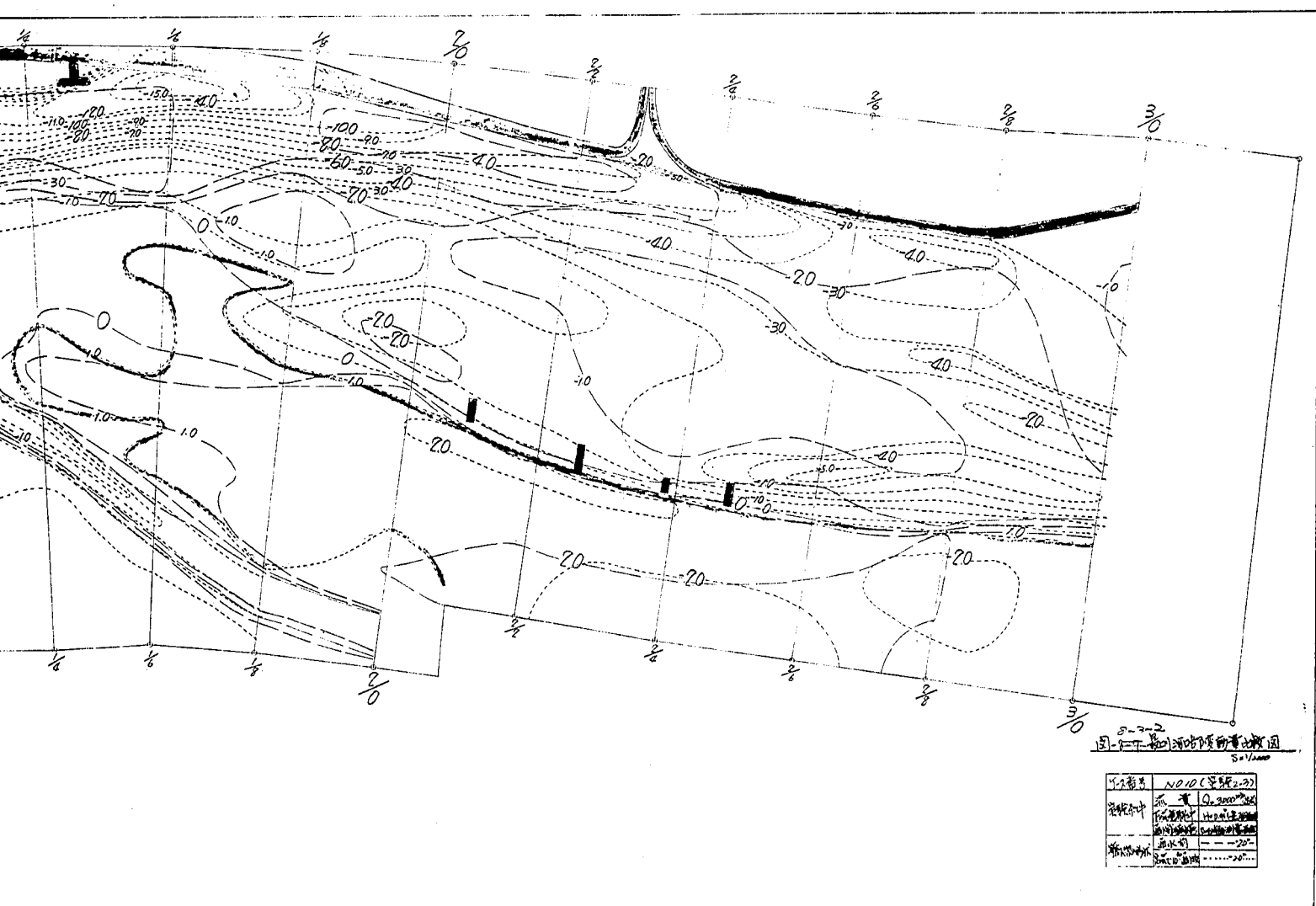
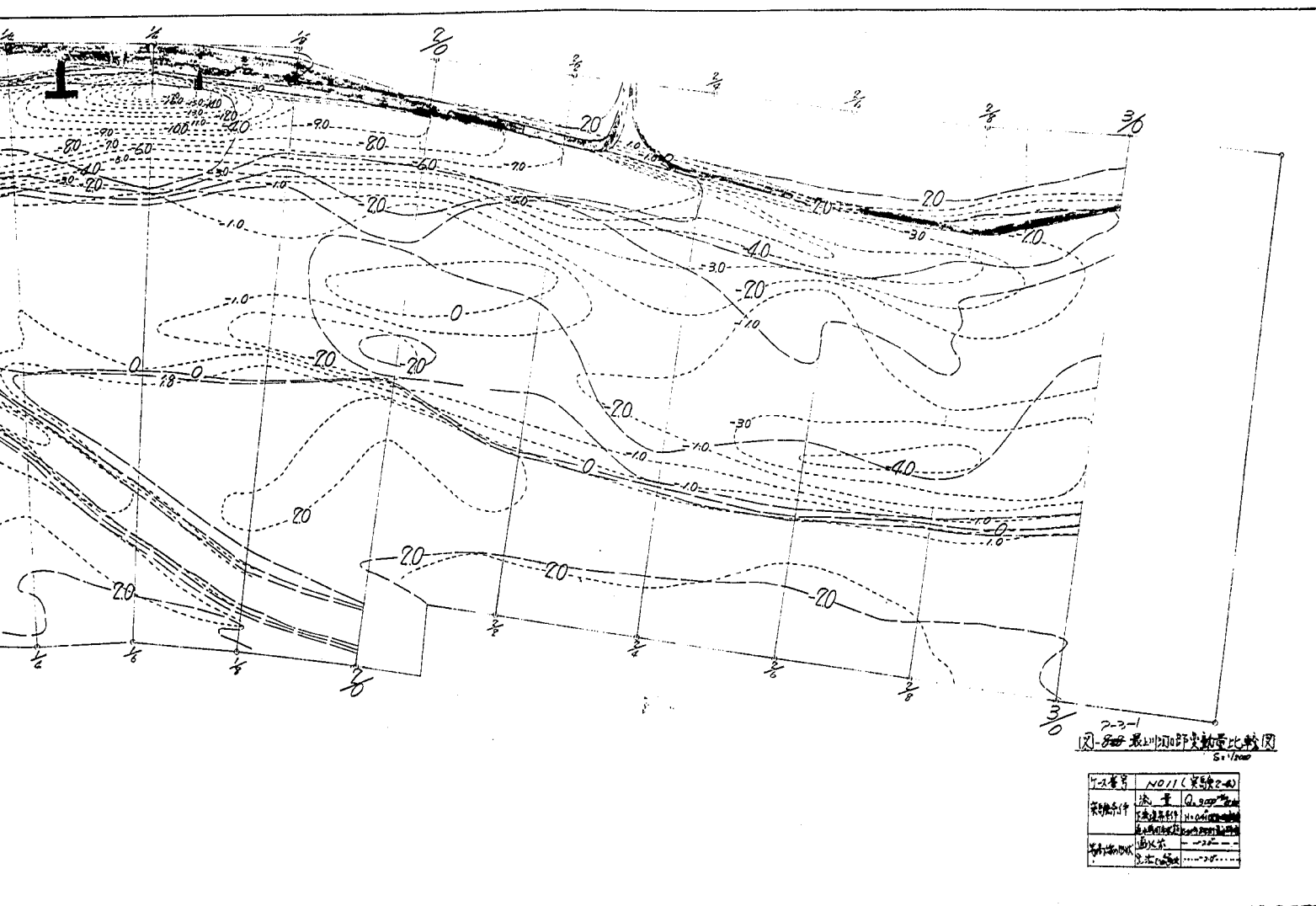


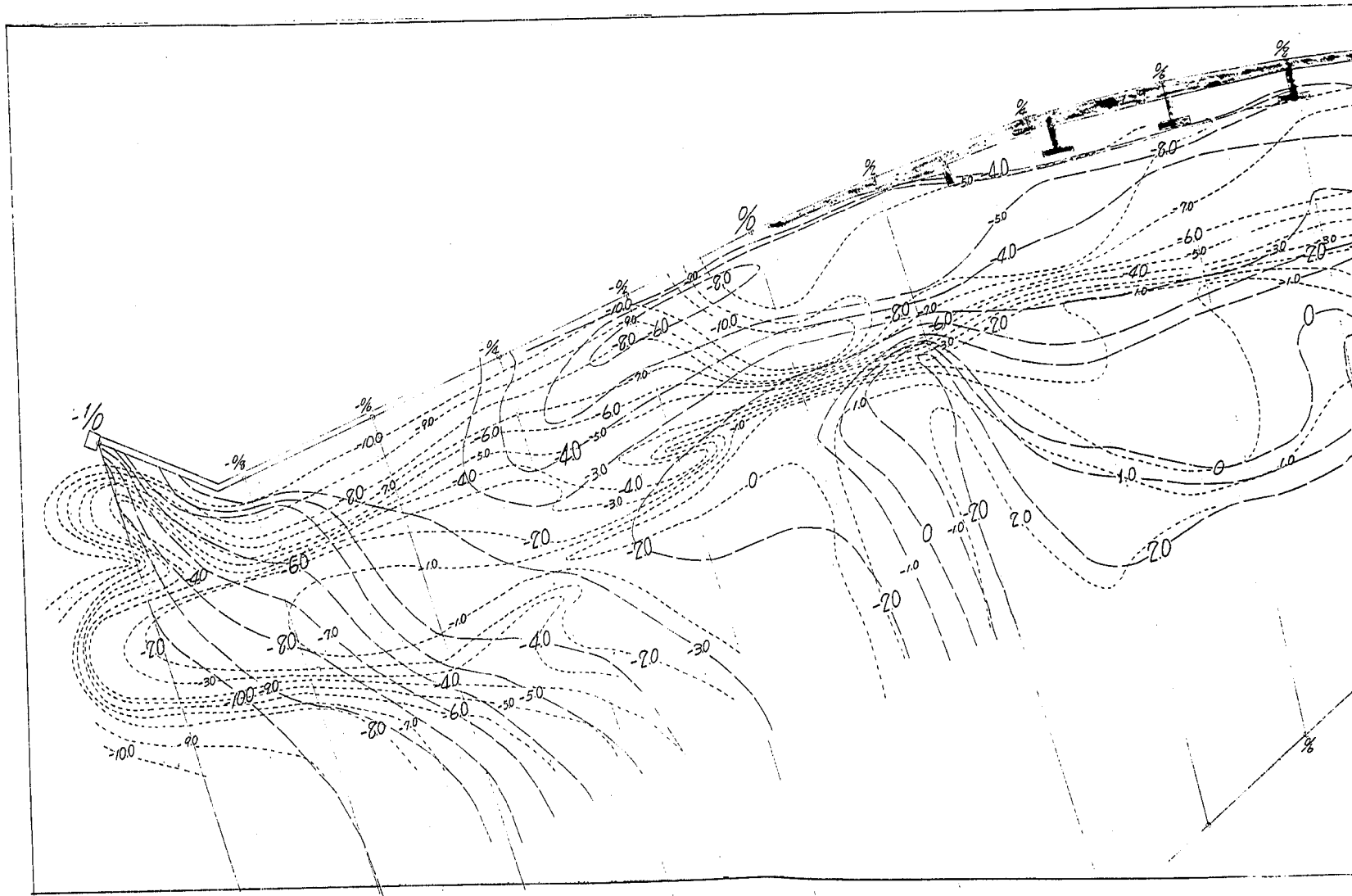
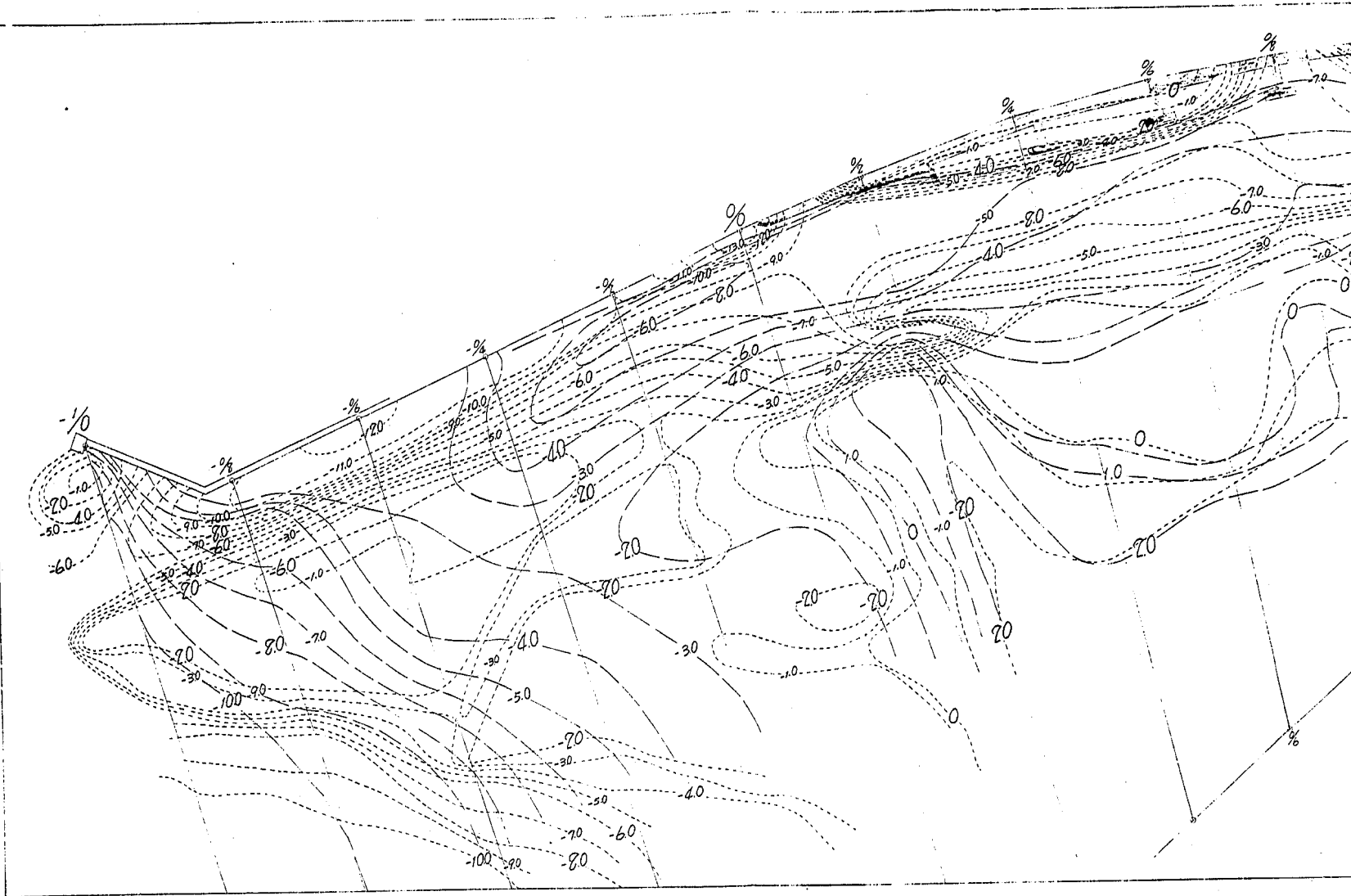
図 8-2-3 河床変動図 ケース 2-3

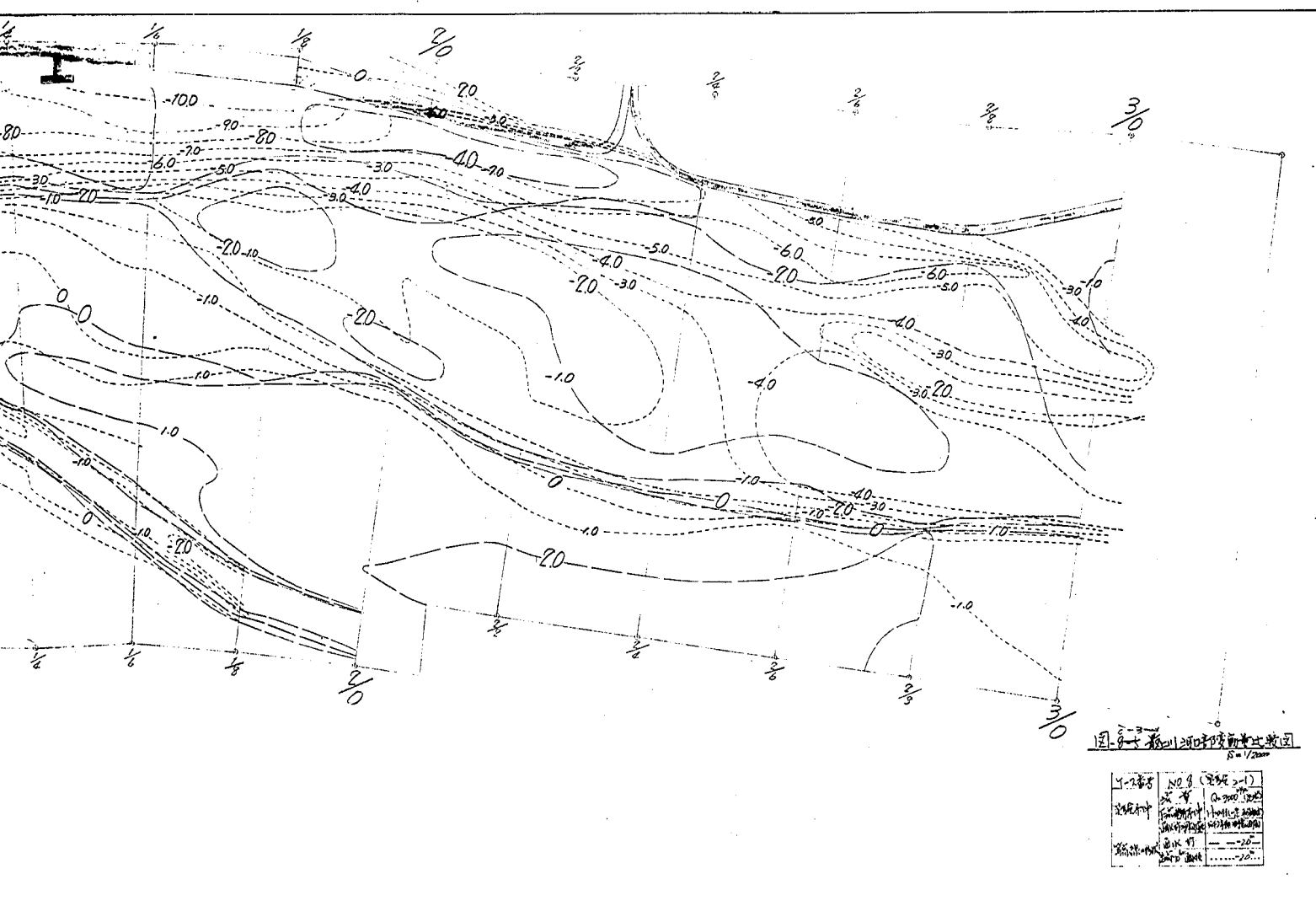
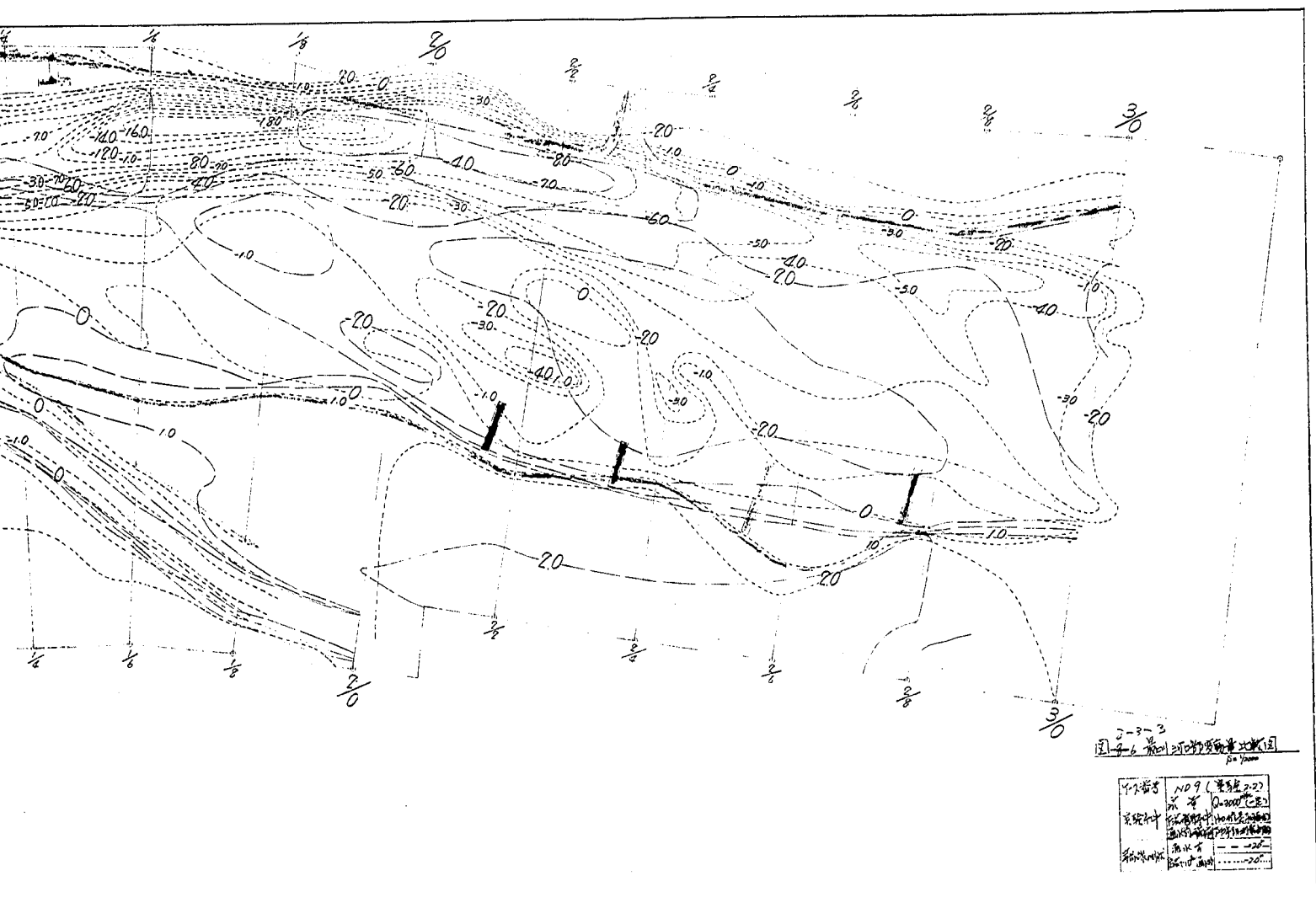
図 8-2-4 河床変動図 ケース 2-4











mまで掘れている。その後、流れの主流は右岸側に沿ったまま河口から出ていく。そのため、右岸沿いに巾150から200mの主流部が流れる水深の深い部分を作った。このような現象は他ケースの場合も生じ3000 m³/sに対する動的な平衡に川巾と考えられ、より長時間通水をつづければ、この川巾に落ちつこうとする川巾であろう。

実験2-2の場合は、2.8Km~2.2Kmの左岸側に水制4基、1.6Km附近に1基取りつけ、1.6Km地点に主流をぶつけ、左岸側の方にはね返し河口附近で主流を左岸よりに走らそうと考えたものだが実際には、たしかに2.2Kmから1.4Kmで主流は、右岸にぶつかったが、流れは反転すること無く、そのまま右岸沿いに流れてしまった。最上川の蛇行のピッチは、河口近くでは大きく、現況河道の蛇行の中に、小さいピッチの蛇行を無理やり作ろうとしても無理であるのかも知れない。河床変動は、水衝部の2.2Kmから1.8Kmに深堀れ部が生じている。この深堀れは2.21から1.8Kmにかけて護岸をせず、石炭粉のままで実験を行なったので側方浸食を生じ、そのため流れがより集中してしまい、深堀れが極端になったさらいがある。

実験2-3は、2.2Kmから1.6Kmの右岸に碎石でもって護岸し、側方浸食を防ぎ、また、1.6Km~0.6Kmにかけて水制長を長くし、もって主流を砂州にぶつけようとしたものである。実験2-2では1.8Km~2.2Km右岸側附近に水衝部を生じたが、今ケースは、やや下流側に水衝部が移っていた。その下流側では右岸の水制群の頭部に沿って流心が発達していたが、0.6Km以下では、流れは砂州のためか右岸側に寄せられた。そのため河床変動も、流心に沿って深い所が生じた。

実験2-4は流れをより左岸に寄せ、砂州フラッシュ速度を早めようとしたものである。なお流況図の斜線の部分は河床高を-1.0mまで掘削し、流れを現在存在する京田川沿いの州によって右岸側に寄せられるのを改良したものである。この法線形でも流れの大勢は変わらず、主流が水制におされて左岸側によったにすぎない。主流の集中は、他ケースに比較して大きく、そのため、水深の深い所の河床高は低く、また巾も他ケースに較べてせまくなっている。

8-3 低水路法線形と砂州フラッシュの関係

図8-4は、0.2Km断面巾(B)と、時間の関係を示したものである。ここで模型時間を40倍すれば、ほぼ現地時間に対応するものと考えられる。これによると模型時間で2時間経過すると、実験2-1を除いて、河口巾はほぼ一定値となり、ほとんど増加しない。また広がり巾も、当初期待したものとは反対に、実験2-1、2-2、2-3、2-4の順に小さくなっている。水制によって流れを砂州側に寄せた効果は無かったことになる。

図8-5は0.2Km地点横断面の10時間後の断面を示した。ケース3-1の場合、初期断面形が低下するように断面が拡大し、3-2の場合、左岸よりに深堀れ部が生じた。この深堀れの原因は明確でないが、特別この流速が早いわけではなく、何らかの原因でこの地点で渦が発生してこの渦によって深堀れが生じたのかも知れない。実験2-3の場合には、ほぼ台形状の形に広がった。実験2-4の場合には、水制によって主流が左岸側に寄せられたためか左岸側に深くなった傾むいた断面となっている。流速も左岸よりに速くなっている。(図8-5)

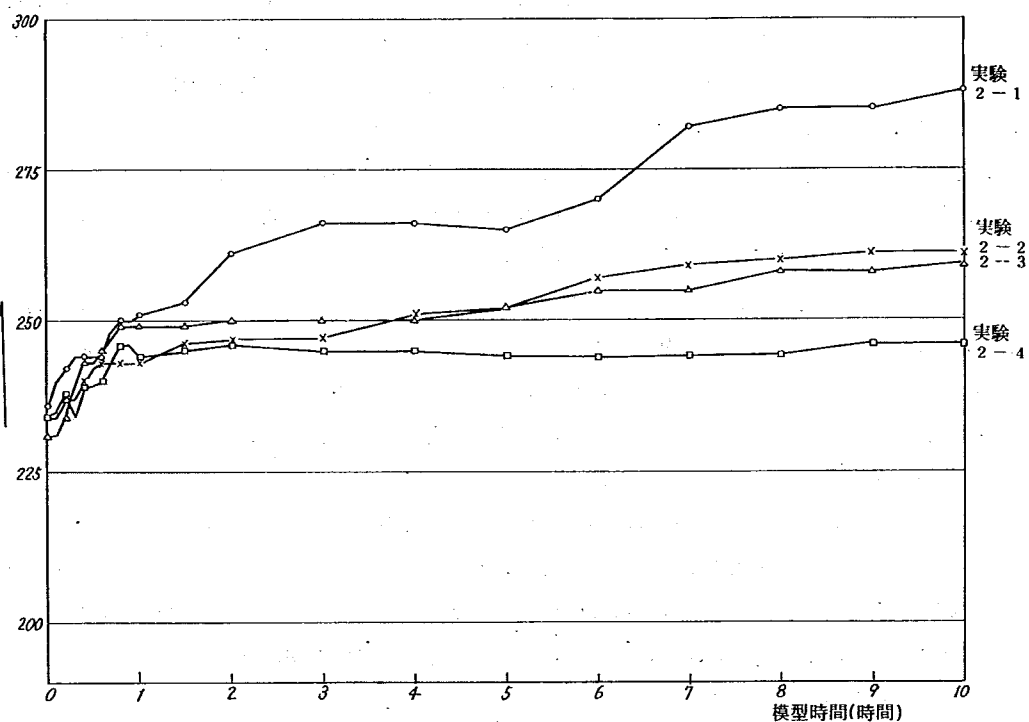


図 8-4 砂州最狭部幅の時間変化

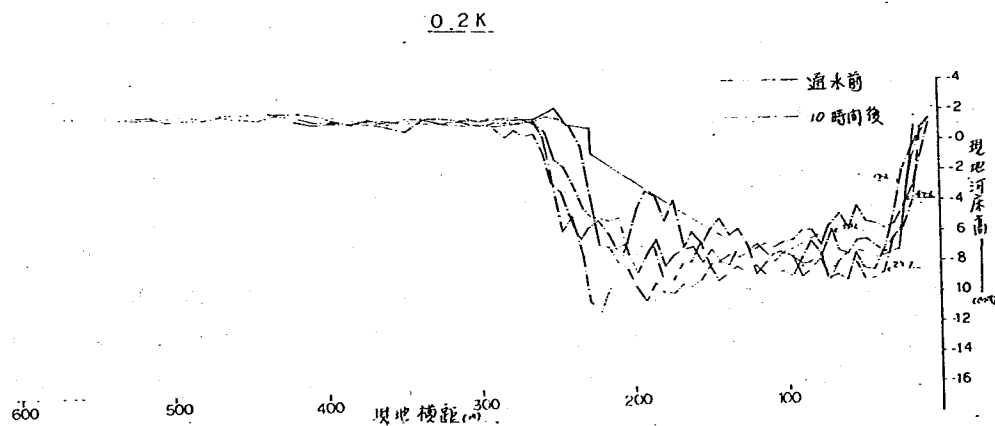


図 8-5 0.2 Km 地点横断面比較図

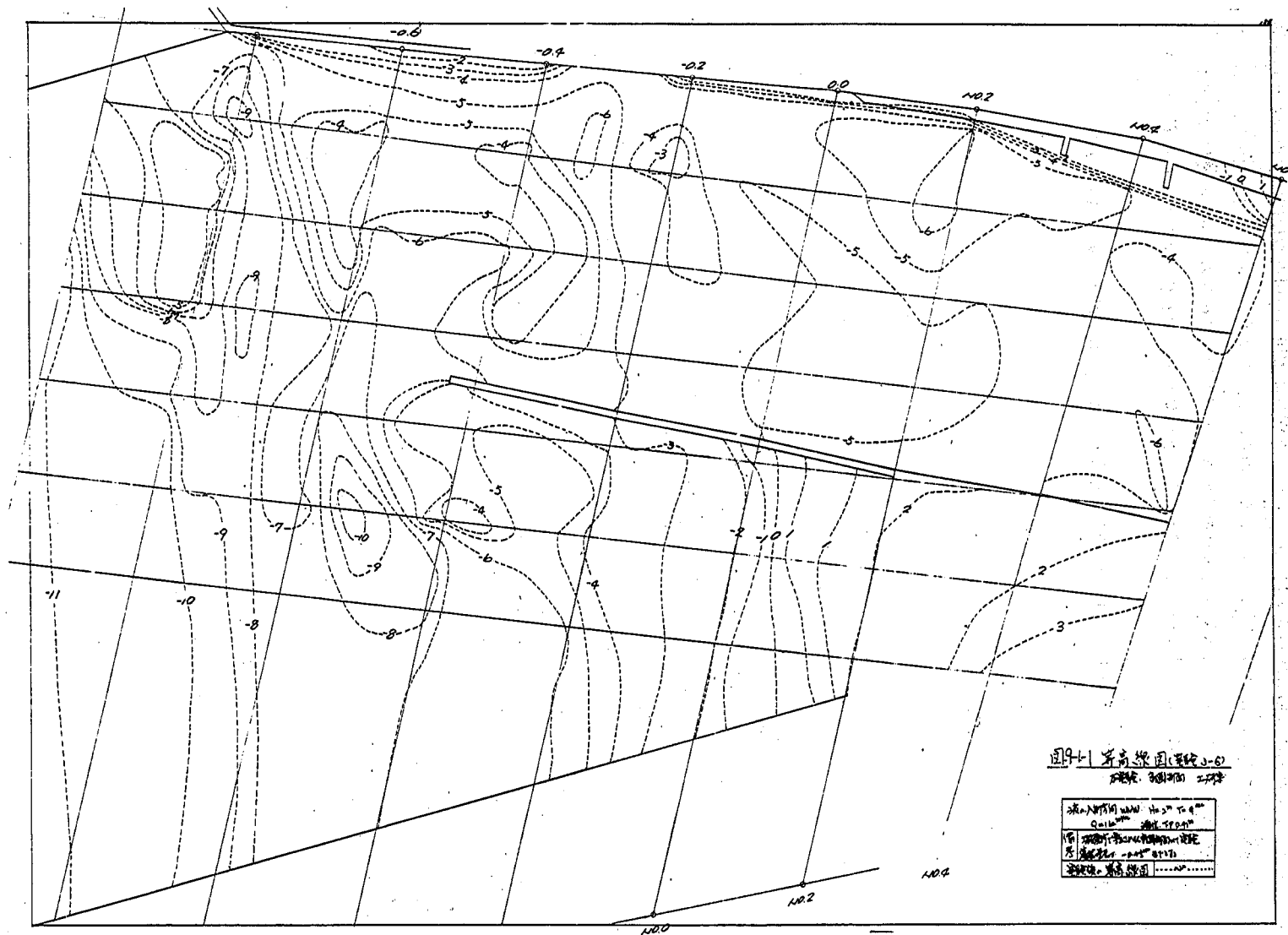
これらのことより、法線形を少しぐらい変えても、河口砂州の拡幅中にはあまり影響しないことが分かった。

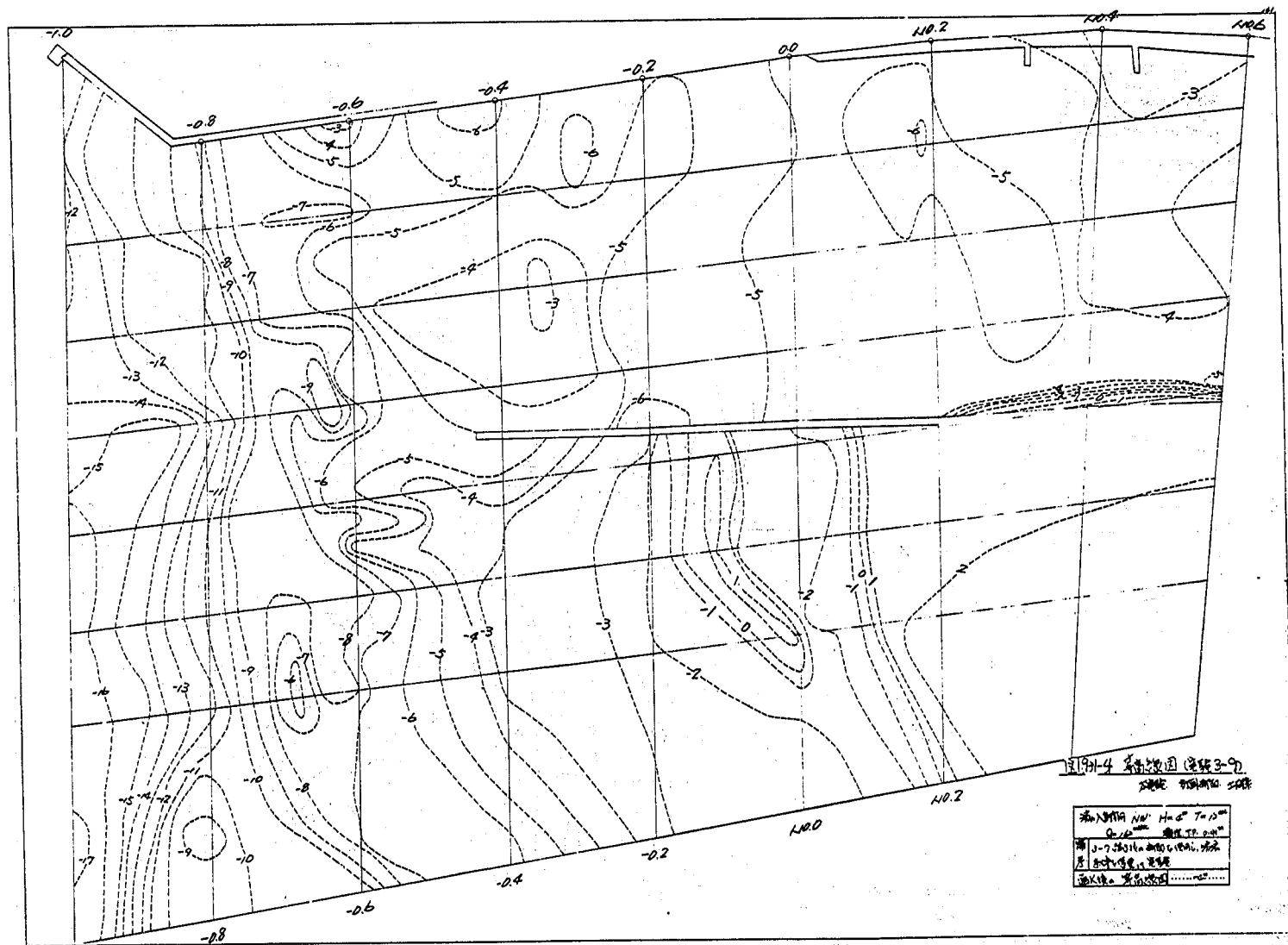
蛇行特性を利用してフラッシュ速度及び量を変えることには、簡単な手当てでは不十分であり、もっと大きな法線改造を必要とすることがわかった。最上川河口の場合、そのためには、さらに上流からの法線形を考慮せねばならず、またその効果の判断にもさらに検討を続行する必要がある。

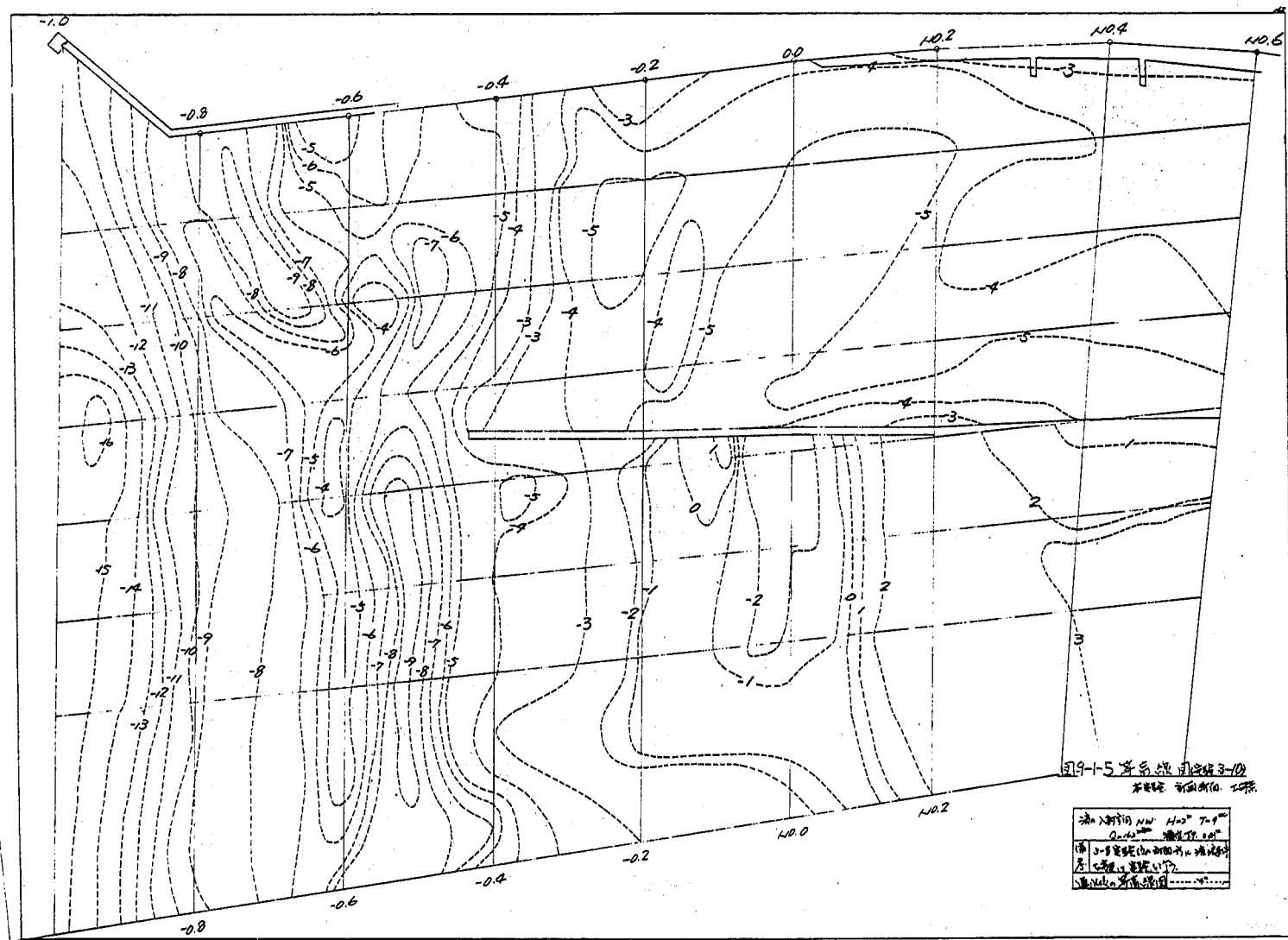
このような対処工を断念することにした。しかしながら最上川河口附近右岸側は市街地をひかえ重要堤防であるうえ、浸透水の影響もあるようであるから、右岸沿いに護岸水制を強化し、流れを左岸側におしやるとともに高水敷の造成を考慮することは得策と思われる。現在の護岸水制前面には捨石などを十分に於て、局所的洗掘を避け、流れを呼びこまないようにすることも必要である。

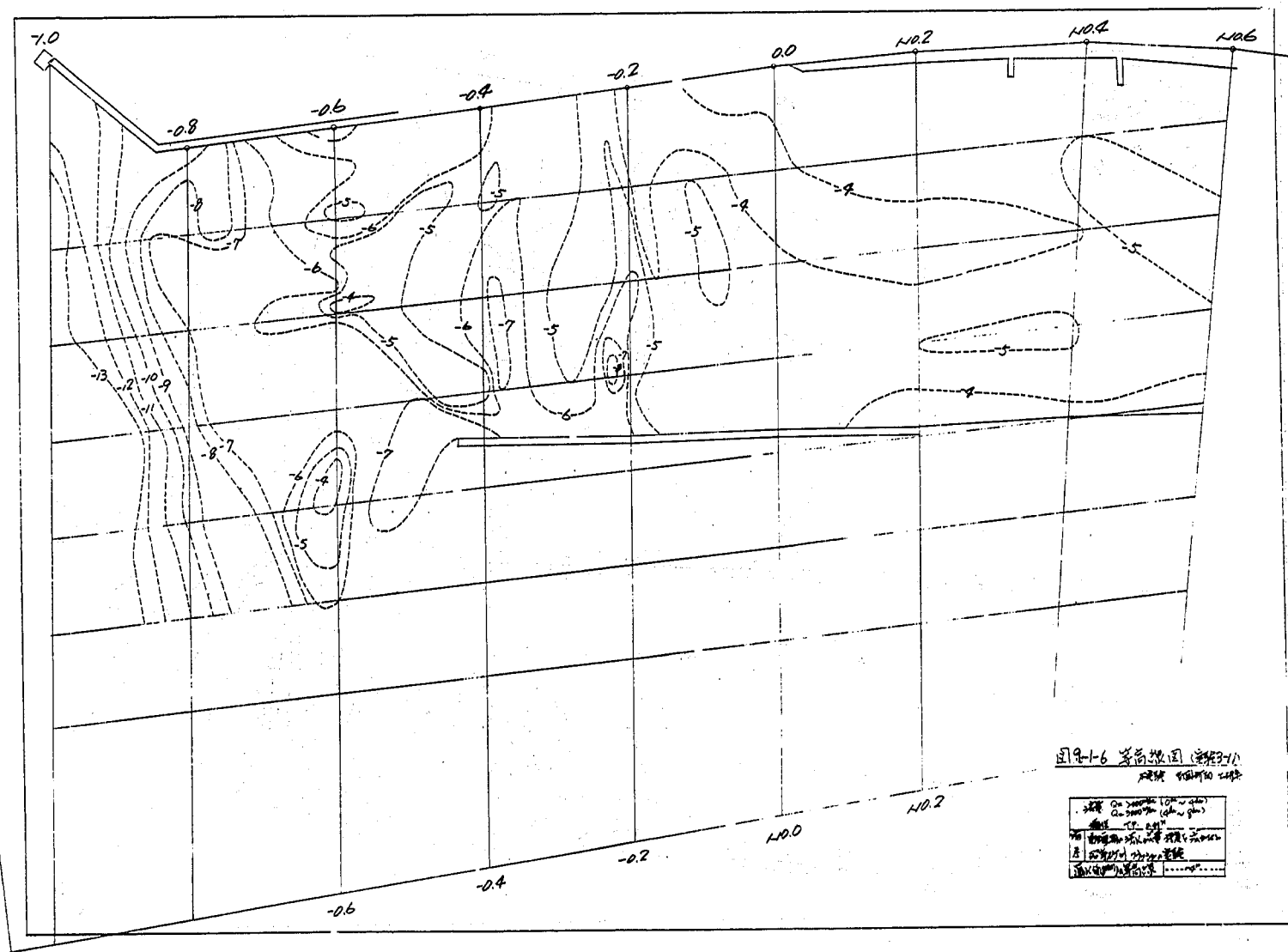
参考文献

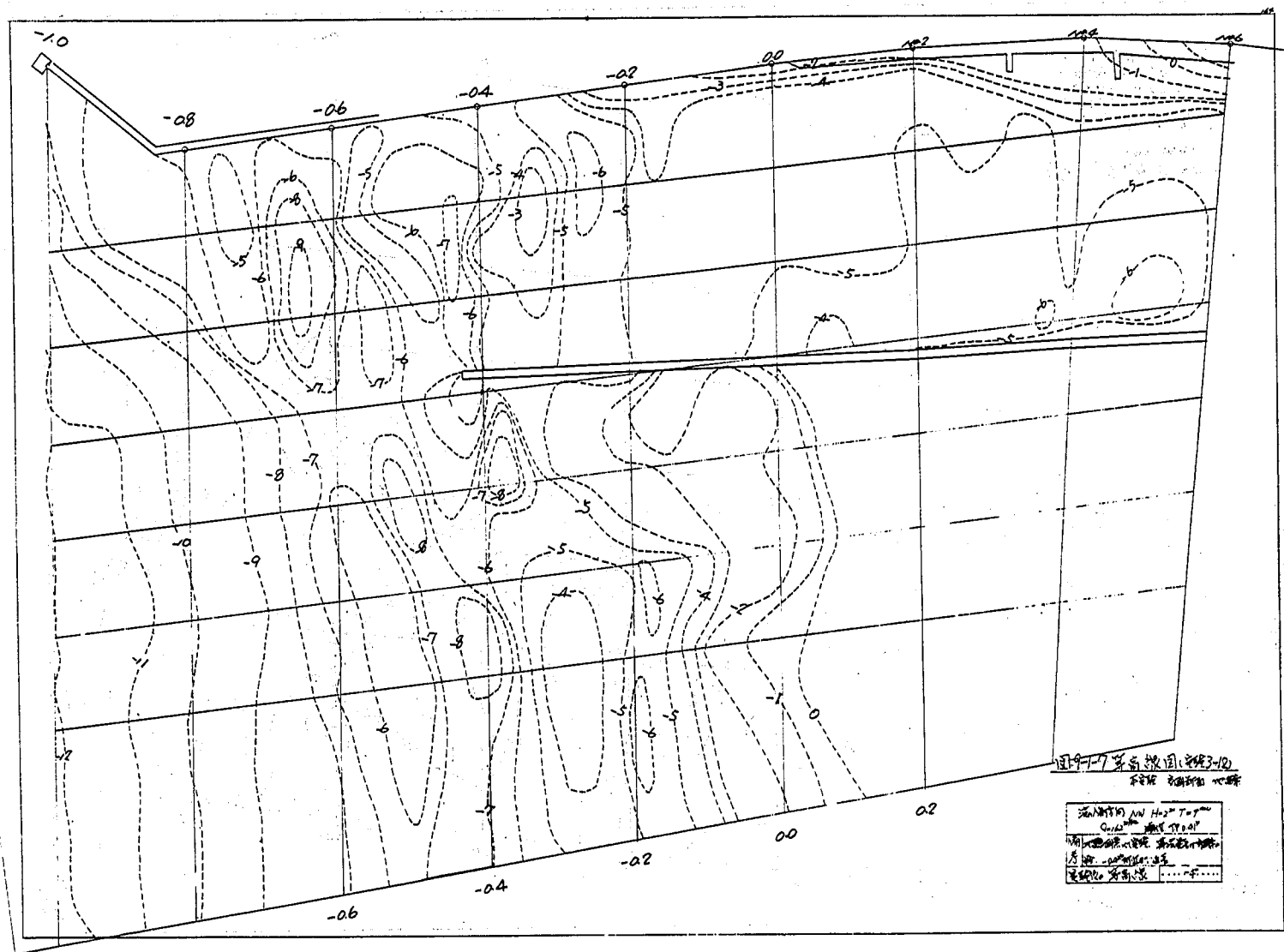
- (1) 須賀堯三 “河口砂州におよぼす河川蛇行流の影響” 土木技術資料 vol 14-11

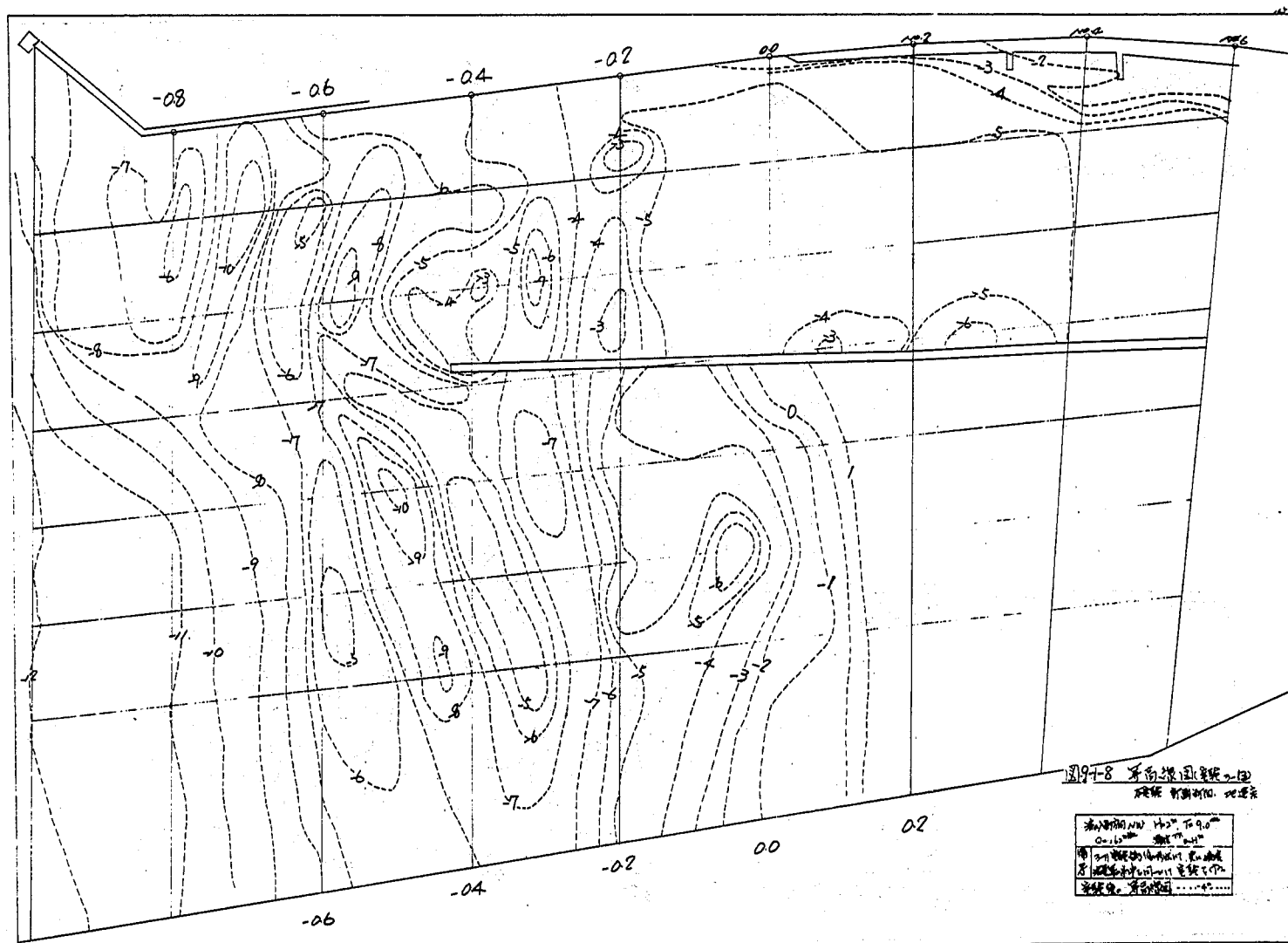












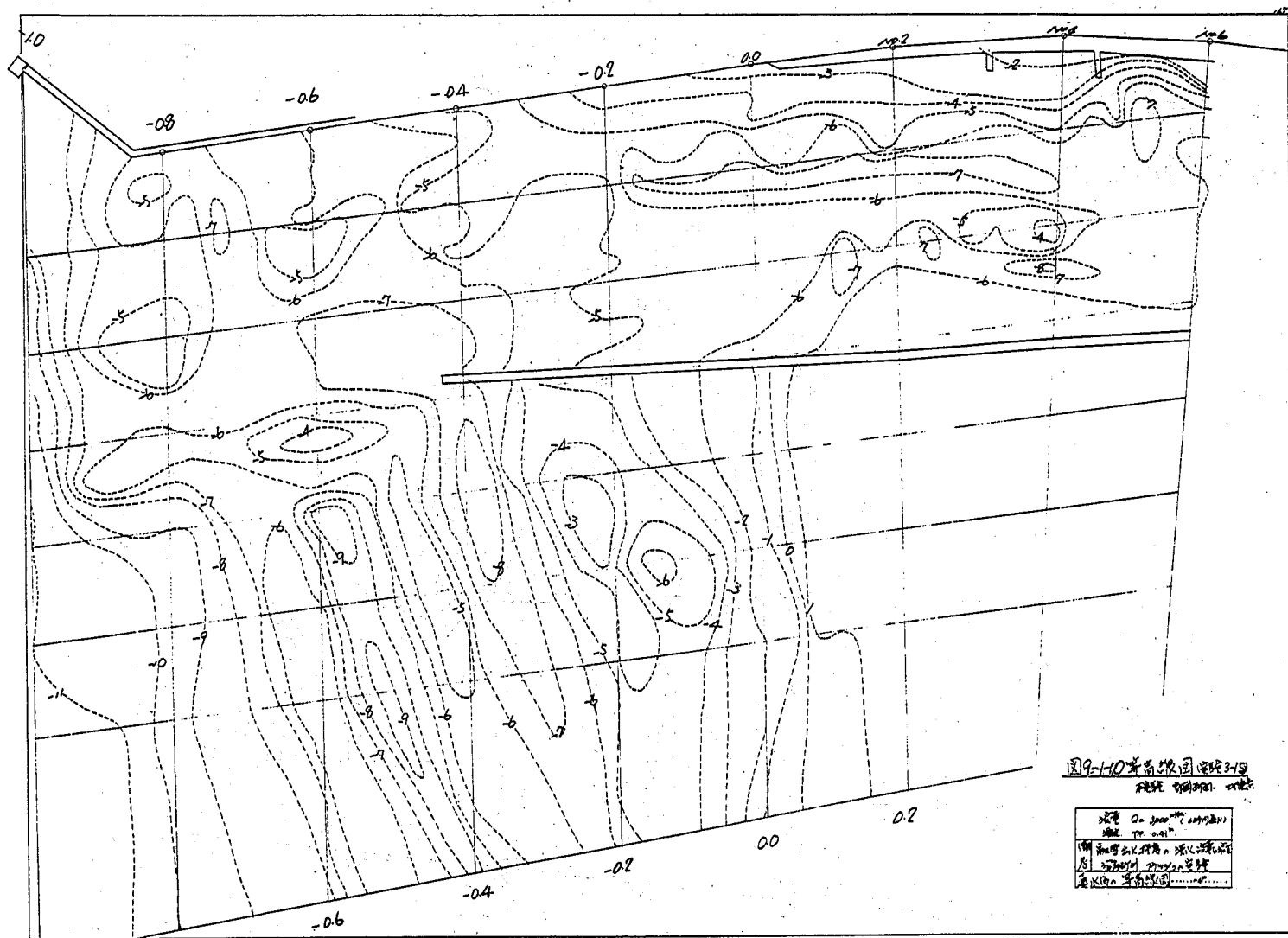
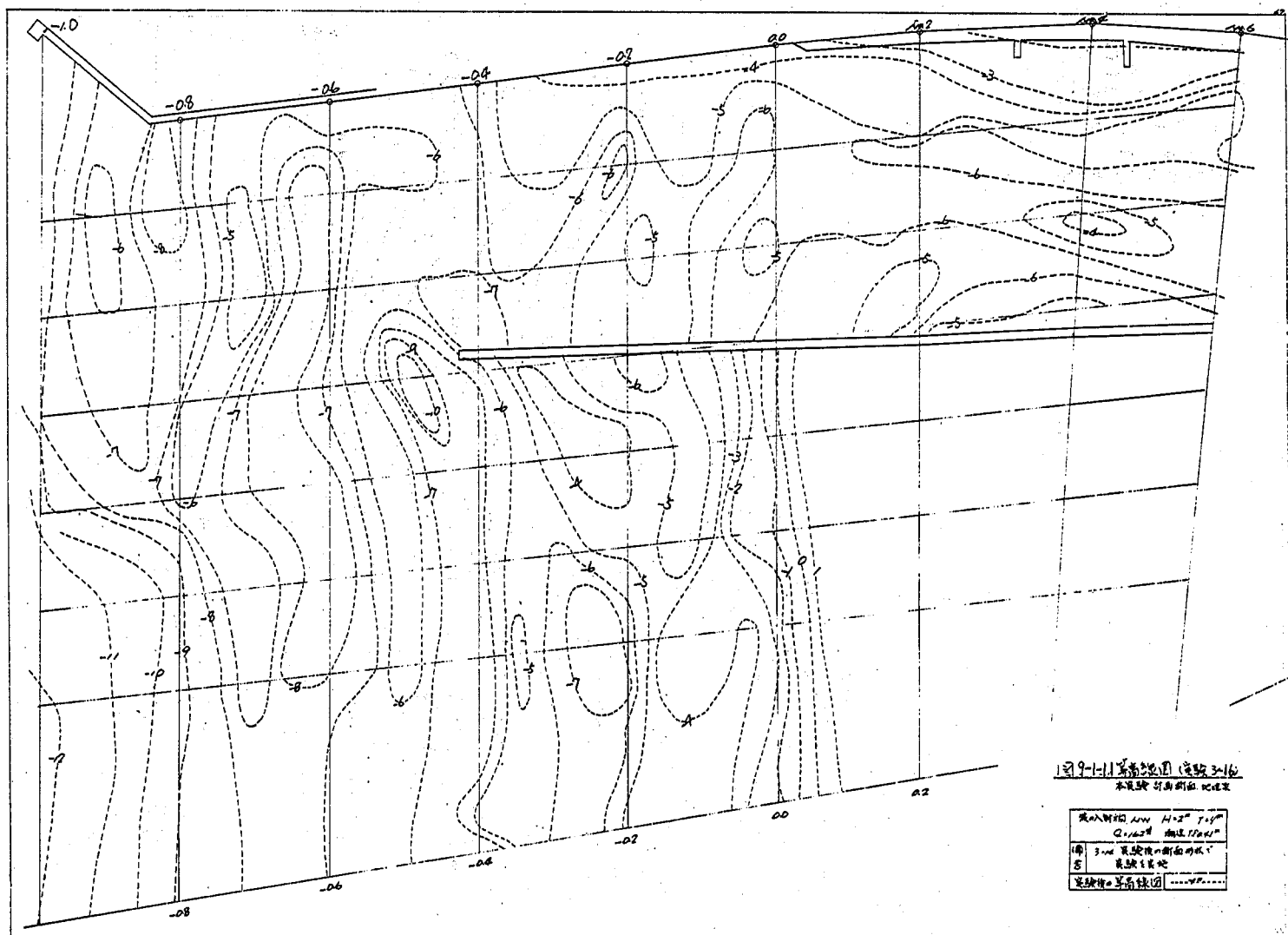
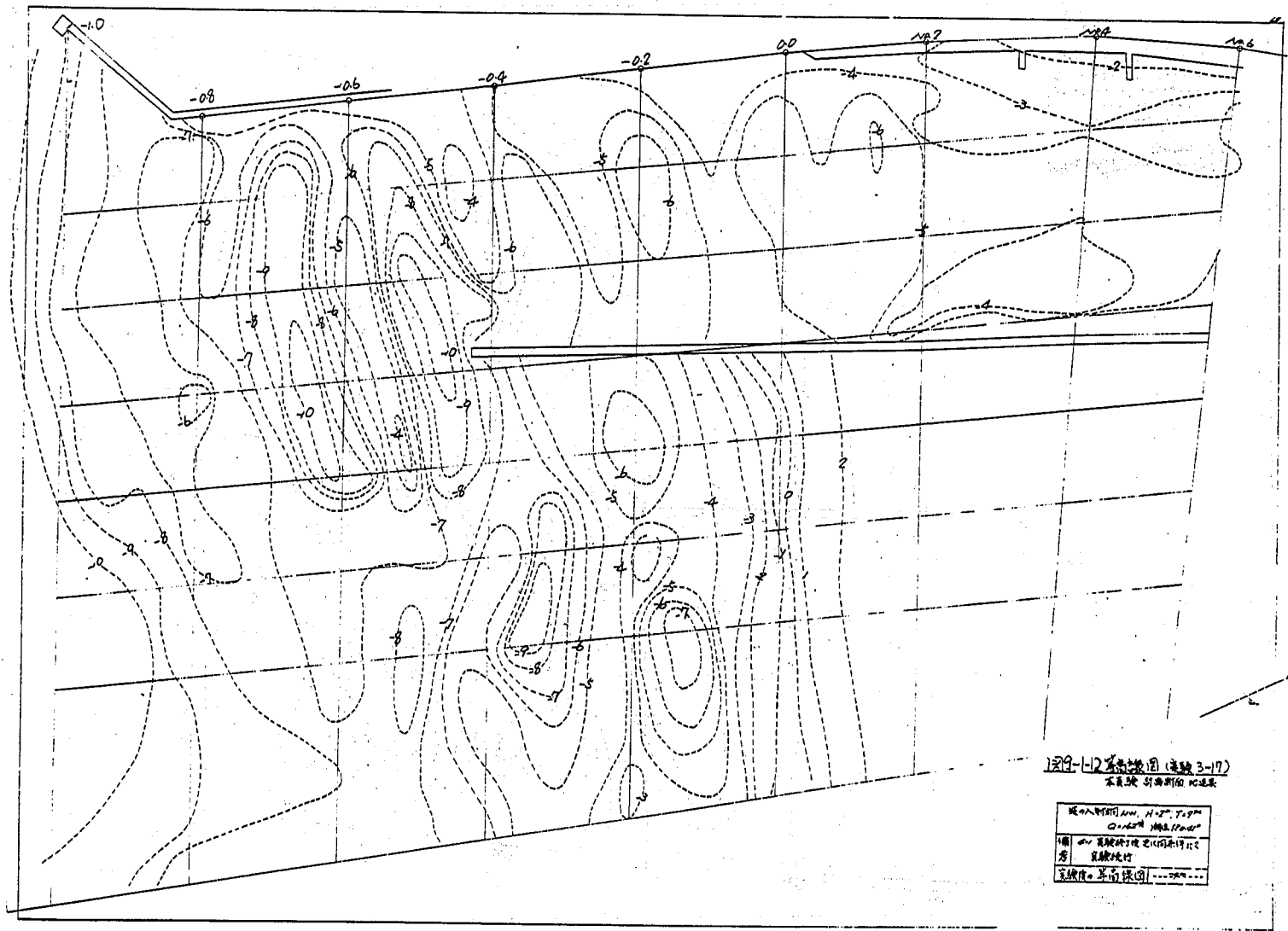
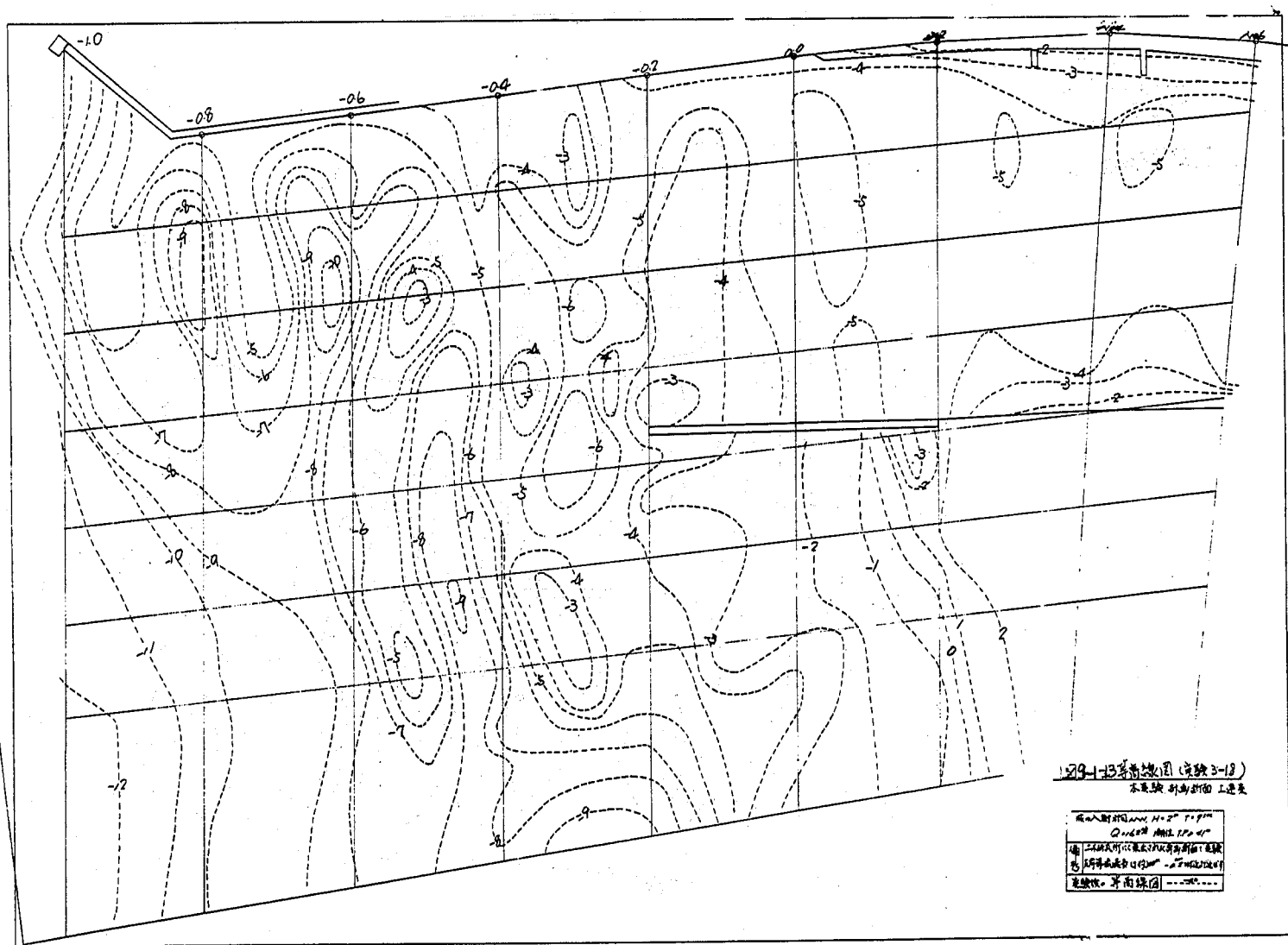


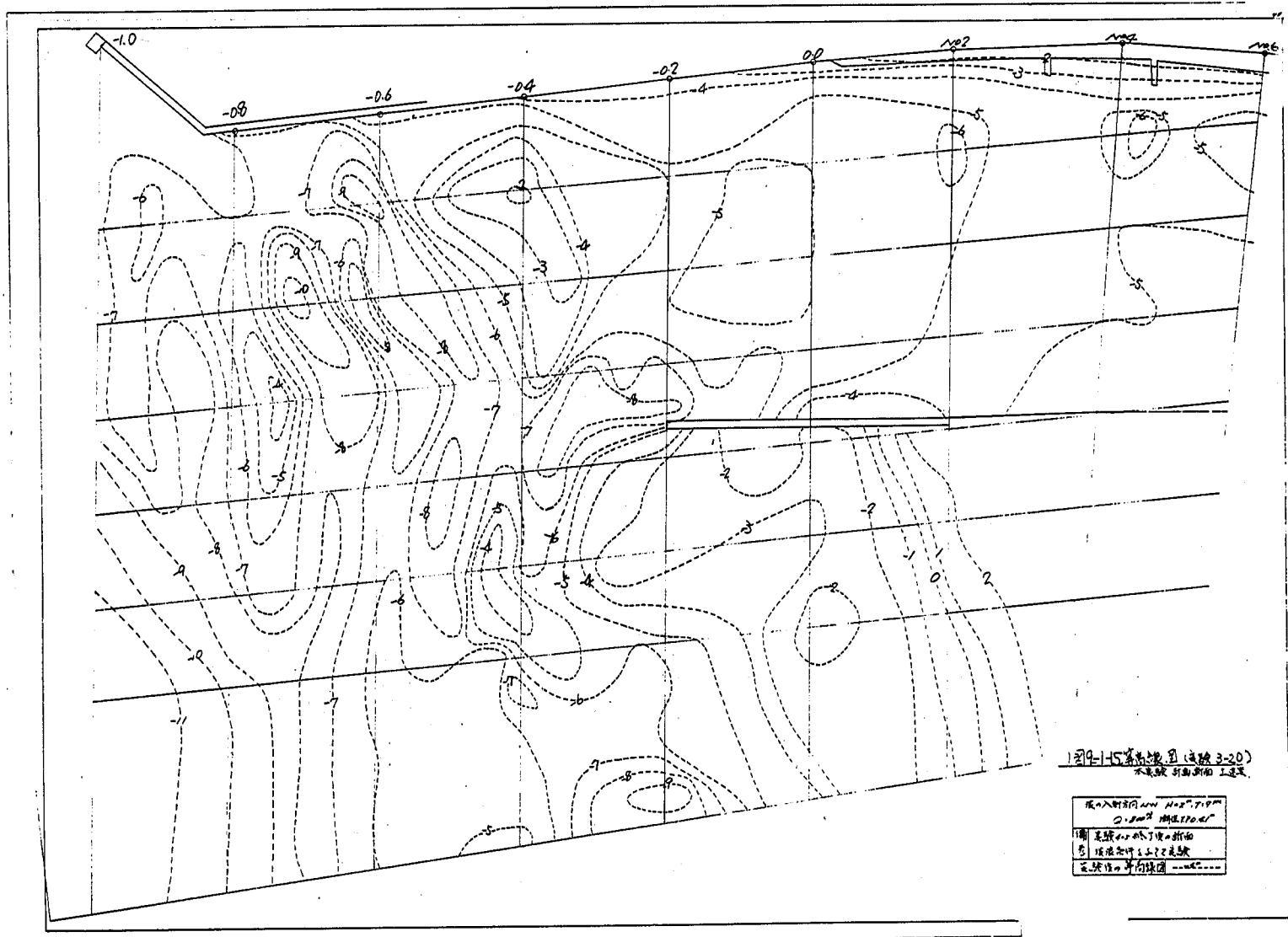
图9-110 黄南地区地质图
地质部地质研究所 地质部

比例尺	1:100,000 (1:100,000)
图例	见说明
说明	1. 黄南地区地质图
2. 黄南地区地质图	见说明
3. 黄南地区地质图	见说明









—139—

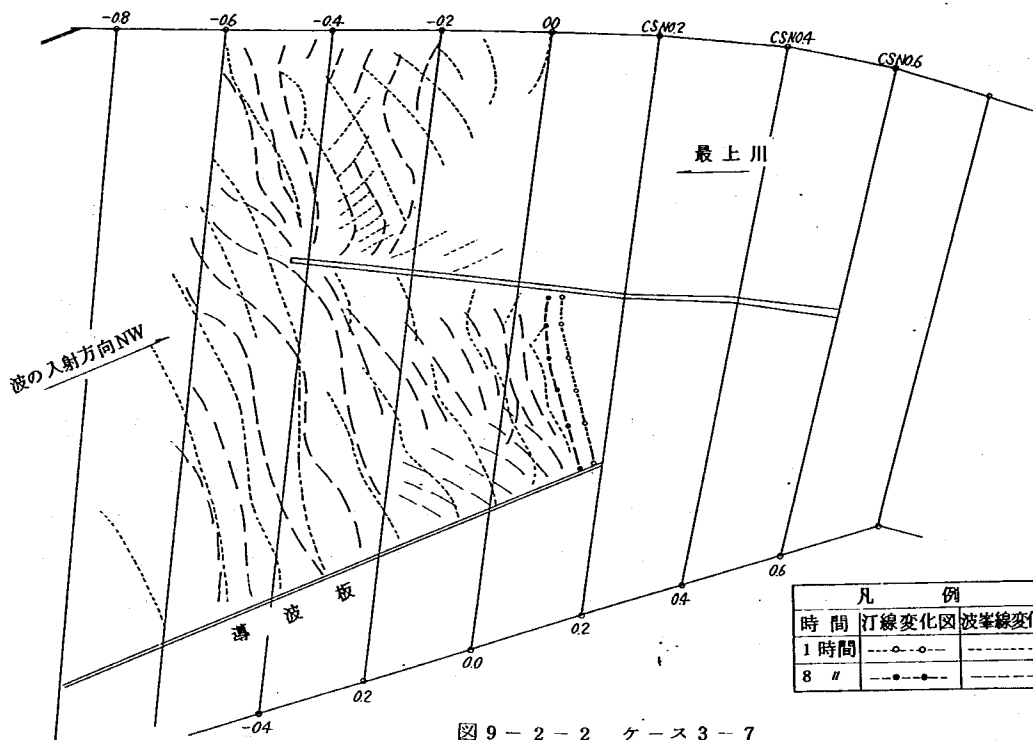


図 9 - 2 - 2 ケース 3 - 7

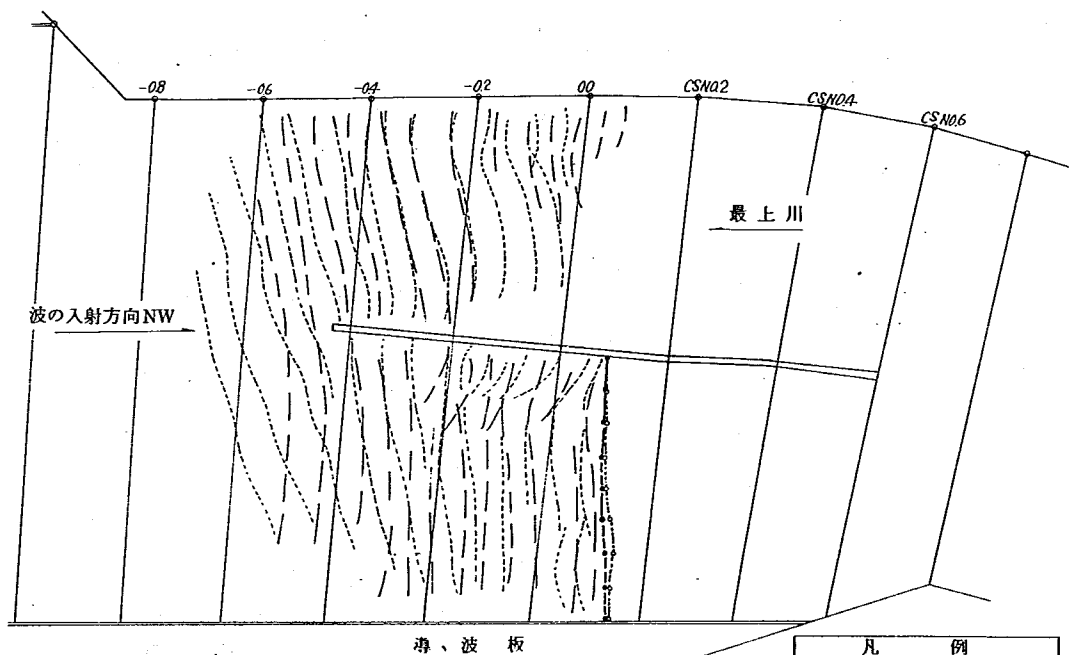
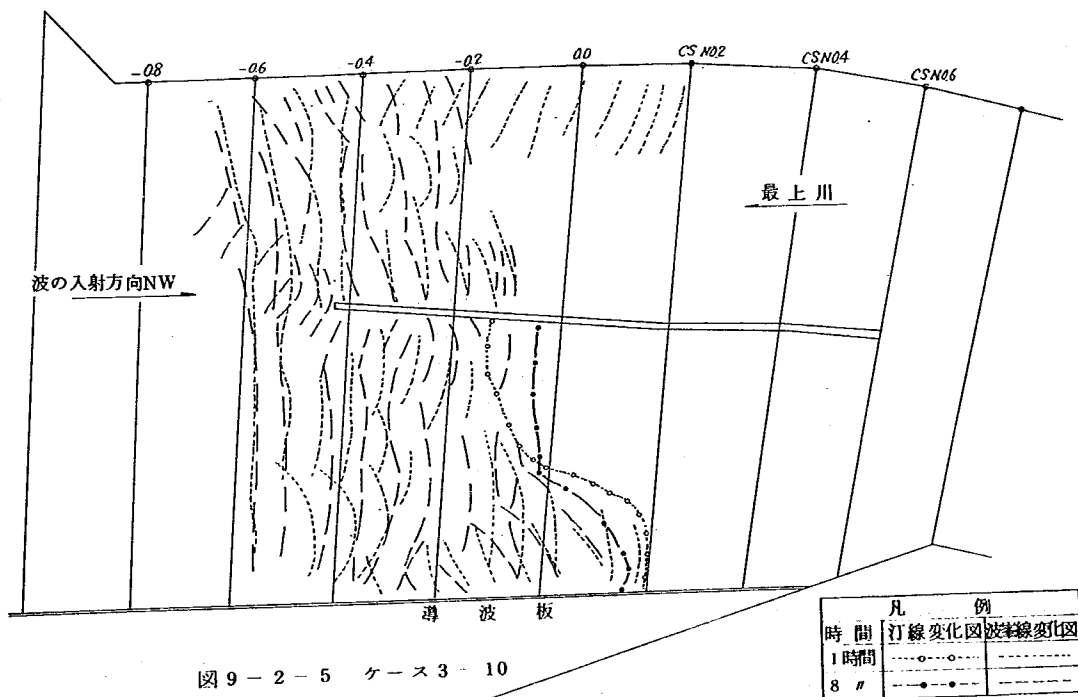
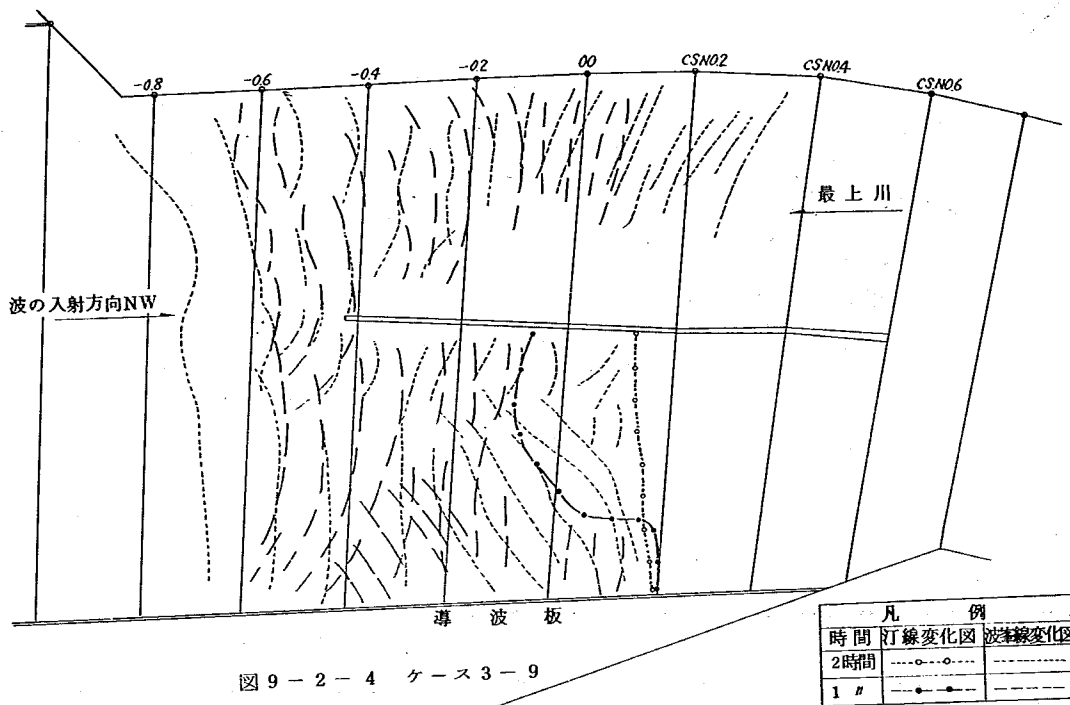


図 9 - 2 - 3 ケース 3 - 8



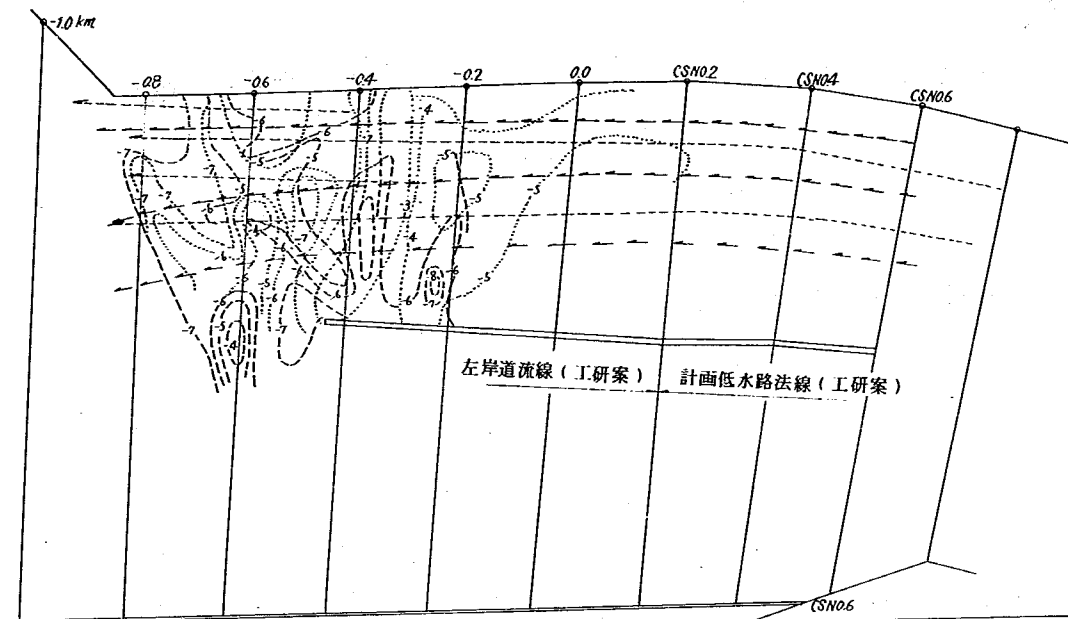


図 9 - 2 - 6 ケース 3 - 11

時間	流 線	等高線	備 考
2 時間	---	-4 m	等高線は通水以前河床形状 (実験 3 - 9 通水後河床) -5 m 以上を黒く塗りつぶす。
8 "	---	-4 m	等高線は通水後 (8 時間) 河床

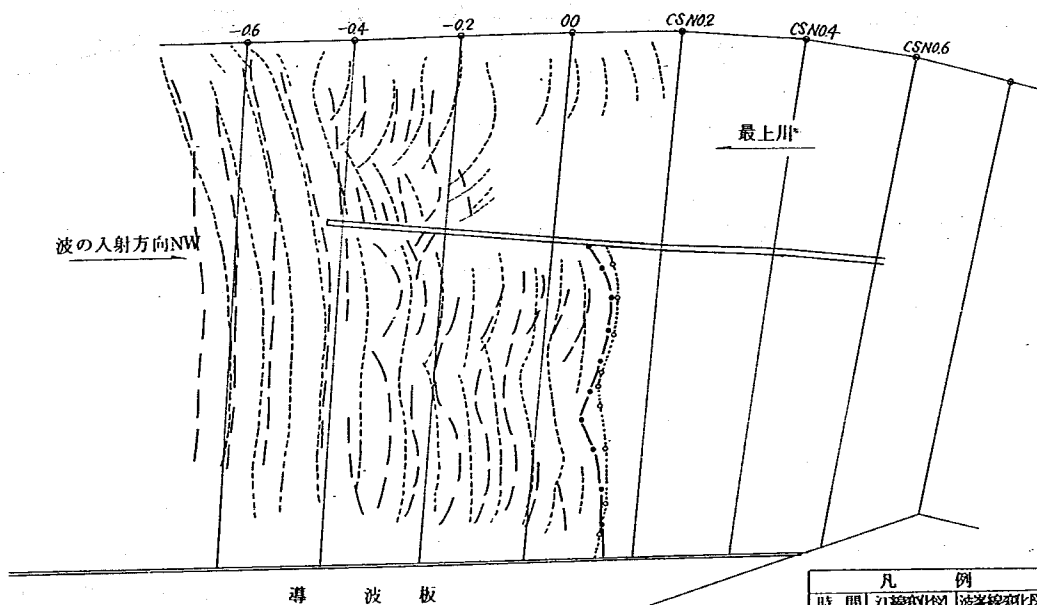


図 9 - 2 - 7 ケース 3 - 12

凡 例		
時間	汀線変化図	波高線変化図
2 時間	---○---	---
10 "	---●---	---

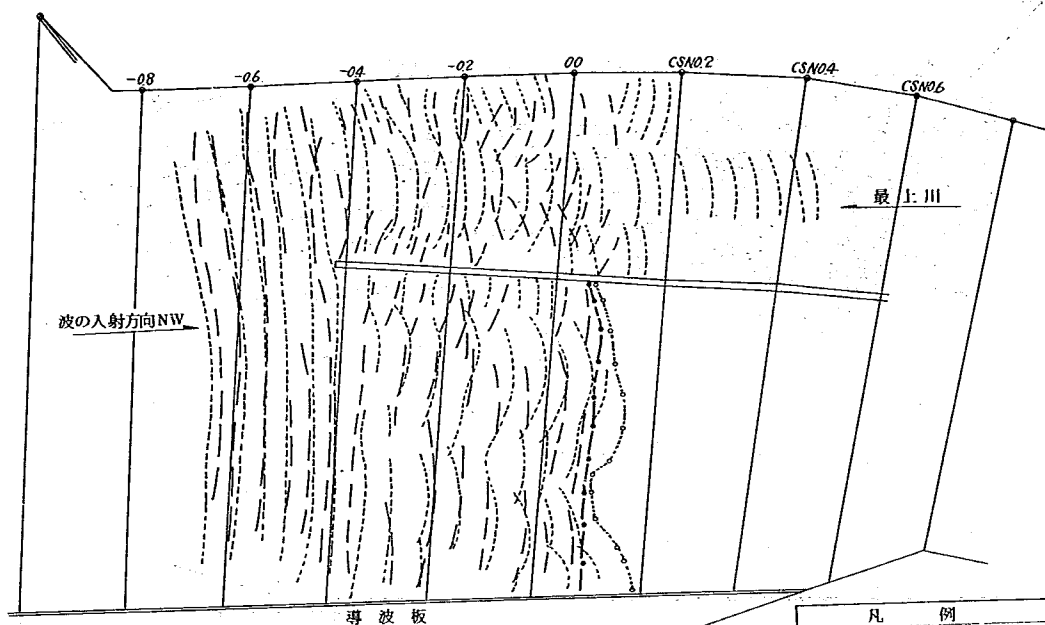


図 9-2-8 ケース 3-13

凡 例		
時間	汀線変化図	波峰線変化図
2 時間	---○---	-----
10 "	---●---	-----

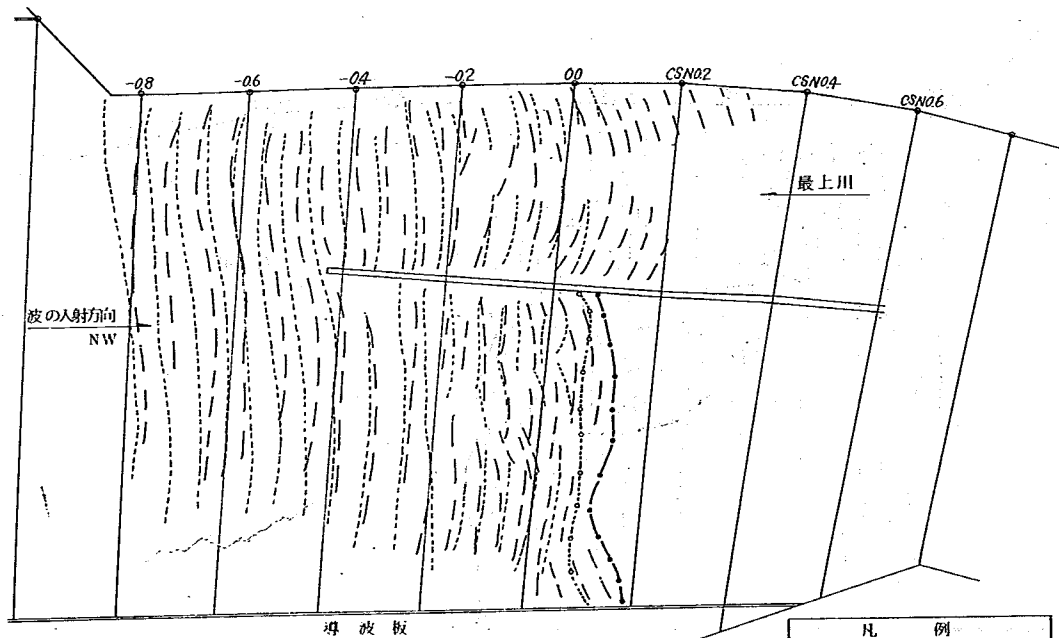


図 9-2-9 ケース 3-14'

凡 例		
時間	汀線変化図	波峰線変化図
2 時間	---○---	-----
10 "	---●---	-----

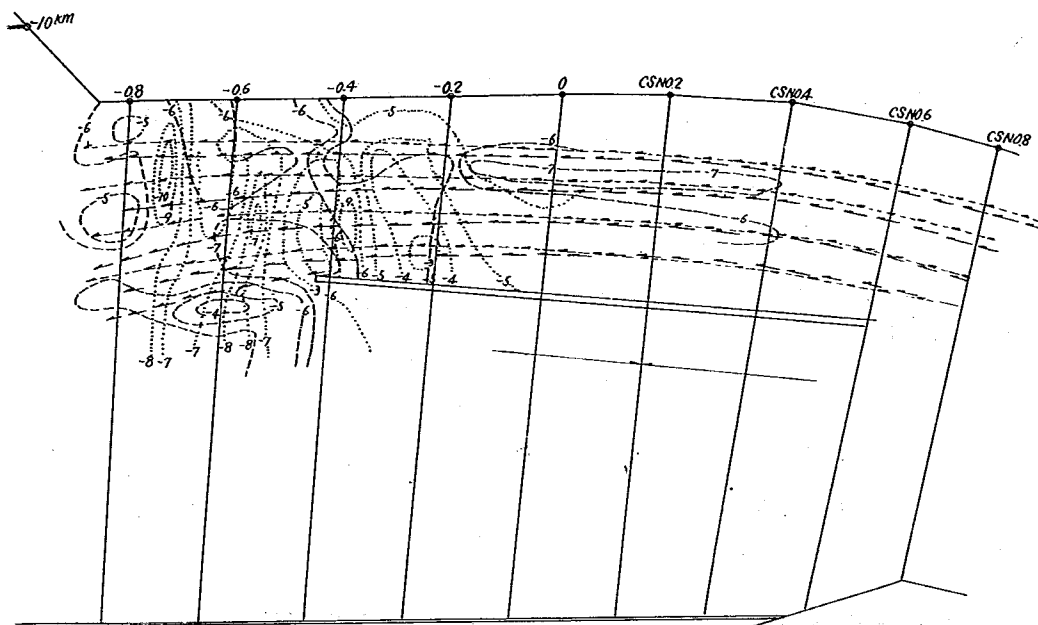


図 9-2-10 ケース 3-15

時間	流線	等高線	備 考
2 時間	---	---	等高線は通水前(実験3-15実験後)河床 -5 cm 以上を距り塗りつぶす
6 //	---	---	等高線は通水後河床

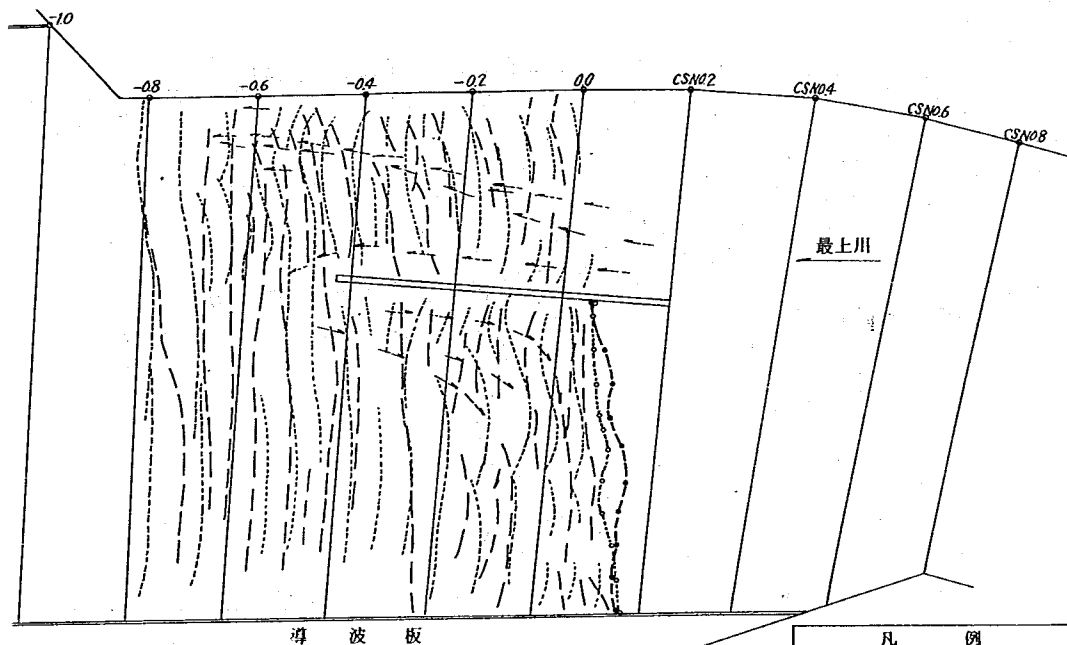


図 9-2-11 ケース 3-16

凡 例			
時間	汀線変化図	波線線変化図	流況図
1 時間	---○---○---	-----	-----
8 //	---●---●---	-----	-----

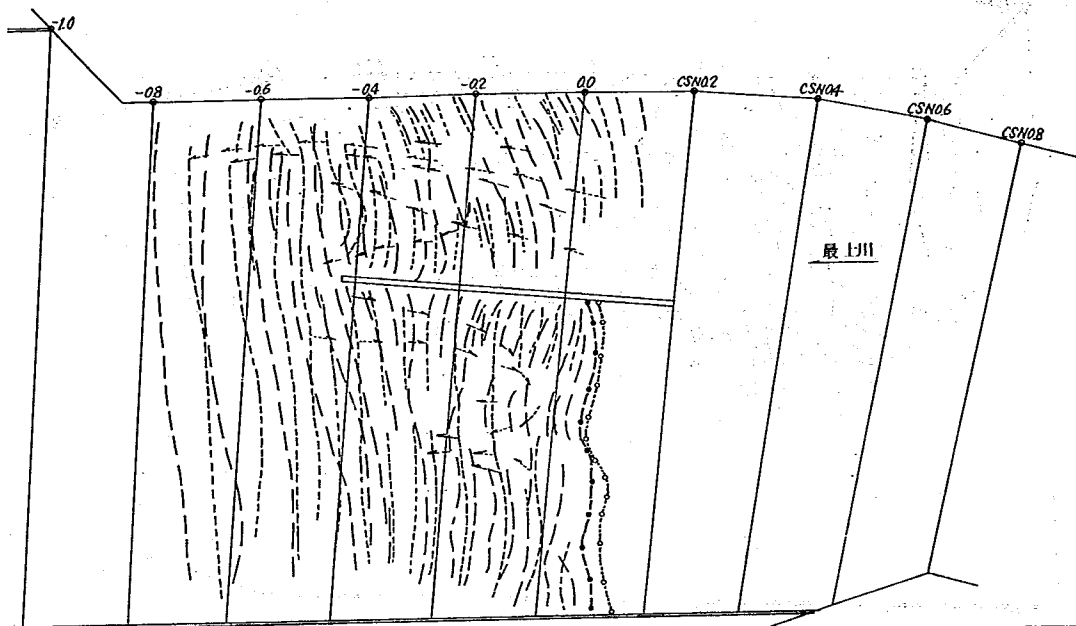


図 9-2-12 ケース 3-17

凡 例			
時間	汀線変化図	波峯線変化図	流況図
2 時間	—○—○—○—	-----	→
10 //	—●—●—●—	-----	→

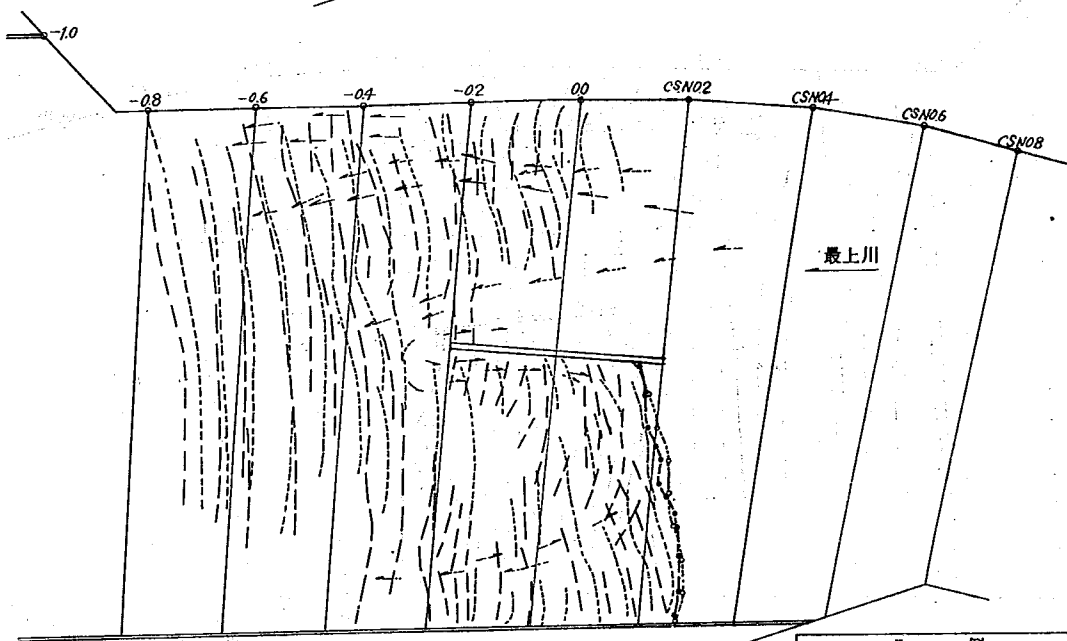


図 9-2-13 ケース 3-18

凡 例			
時 間	汀線変化図	波峯線変化図	流況図
2 時間	—○—○—○—	-----	→
20 //	—●—●—●—	-----	→

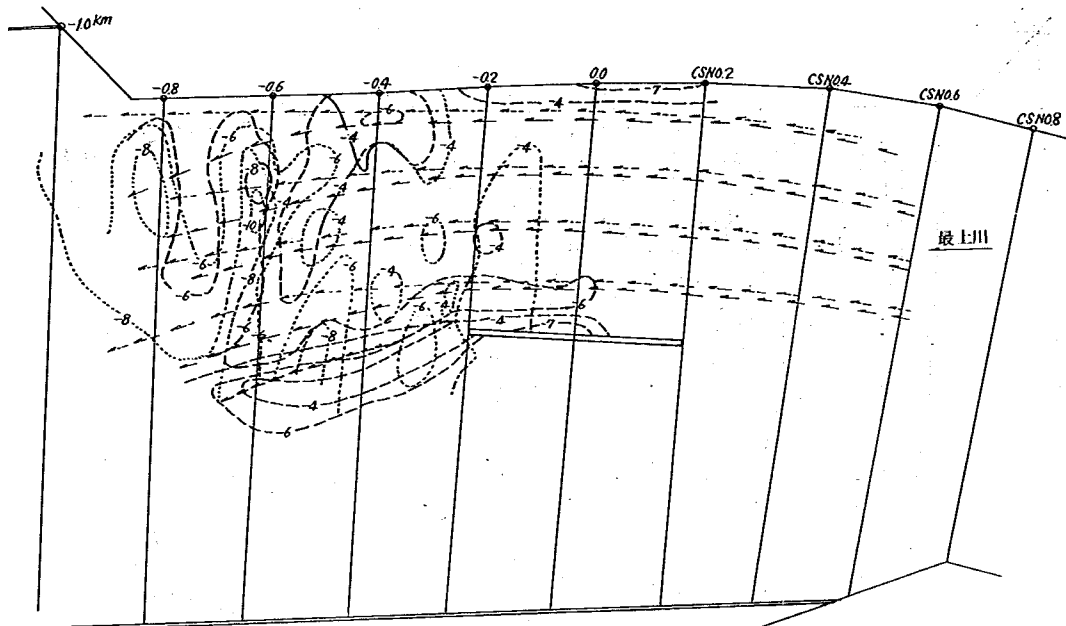


図 9-2-14 ケース 3-19

時間	流線	等高線	備考
2 時間	-----	-4m	等高線は通水前 (実験 4-4 実験後河床)
6 //	-----	-4m	等高線は通水後河床

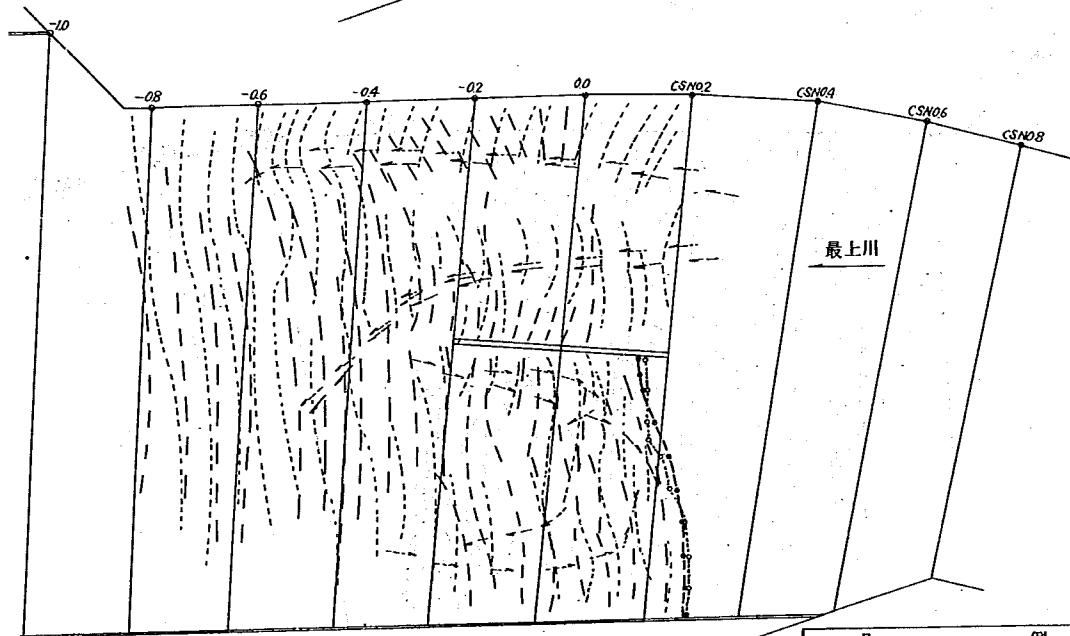


図 9-2-15 ケース 3-20

時間	汀線変化図	河床変化図	流況図
2 時間	-----	-----	-----
15 //	-----	-----	-----

ケース3-6~3-7

この実験は、導流堤を土研案とし、河床の整形は導流堤内をTP-4.6 mとした。また導流堤先端は-0.45 kmとしたが、それより海側および導流堤外の海底形状は、昭和42年8月調査の海底形状を使用した。波は実験3-6で2 mの波高をあたえ、次に3-6の終了後の河床に波高4 mを与えた。波向きはWNWである。この波高条件は、波高1 mでは検証実験より、水深4~5 m前後ある導流堤内では、土砂が動かないと考えられたので、導流堤先端付近に沿岸砂州が生ずると思われる波高2 mと、それより大きい4 mをあたえたものである。

波は、波向がWNWであるため、右岸導流堤および左側導流堤に反射される。この時導流堤に沿って波が走って波高がかなり高くなる。実験3-6の場合、左岸導流堤の河側は、影になるため波高は低い。そのため河川流はOS流2附近より左偏させられ、左岸導流堤沿いに流出していた。実験3-7の場合にも、流れは左偏させられていた。この流れと、導流堤先端の反射波のためか、左岸導流堤沖合で洗掘され(-11 m)ているのが見られた。

実験3-6では導流堤内および導流堤外の-0.2 km、-0.4 km、-0.6 km附近に沿岸砂州の発生が見られた。実験3-7では導流堤より海側の-0.6 km附近にかなり高い砂州の発生が見られた。

時間の経過と共に実験3-6で0.4 km附近にあった砂州はやや上流側へ移動し-0.2 km附近の砂州は波により平らに均きならされていった。

河道内に侵入する波は実験3-6に比べ、3-7の波高の減衰が大であった。これは実験3-6では河口部の-0.4 km附近に砕波帯が見られたが、実験3-7では-0.8 km附近で一次砕波、更に-0.4 km附近で二次砕波していて砕波によるエネルギー減衰が大きいと思われる。

南側海岸線(左岸導流堤外側の海岸線)の形状は実験3-6ではやや後退の傾向があったが3-7では前進していた。

ケース3-8~3-11

波の入射方向をNW、計画法線形状を土研案としたものである。3-11は波浪により河口附近に発生した砂州をフラッシュできるかどうかの実験である。

今回の実験は波向きを変更したが砕波現象は、前ケースと類似していた。波高4 mの場合には、-0.8 kmで一次砕波し、-0.4 kmよりやや上流で二次砕波していた。ケース3-8は波高1 mで実験を行なったが、この場合、河道内の水深大で、砕波が見られず、導流堤内への漂砂による堆積はほとんど見られなかった。

ケース3-9は-0.8 kmで発生している砕波現象により波高が減衰され導流堤内への浸入波高も小さく導流堤内に堆積は見られたが、しかしその規模は次の3-9に比べて小さかった。

ケース3-9では-0.4 kmよりやや上流側へかなり高い砂州の発生が見られた。これより沖では波は砕波しておらず砕波帯の位置は-0.4 km附近であった。すなわち波高4 mでは導流堤先端より沖合の一次砕波により波のエネルギーが減衰し、波高1 mでは入射波高に対する減衰率は小であるが、海底土砂を大きく動かすほどのエネルギーは無く、したがって沿岸砂州の発生は導流堤内に見られない。波高2 m位の時、導流堤先端附近で波が砕波し、したがって最大の砂州規模となった。なお以上の3ケースを通じ-0.2 kmより上流側河道内の河床変動はほとんどなかった。

ケース 3-11 は、前 3 ケース実施後、導流堤内に発生した砂州のフラッシュの実験で、最初 $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水したが、河床変動が見られなかったので、模型時間 4 時間通水後、流量を $3000 \text{ m}^3/\text{s}$ にし、4 時間（現地では 160 時間ぐらい）通水した。その結果、河床は、計画河床まで下がって水中に存在した州は流送された。

ケース 3-12～3-15

このケースは河道を東北地建の計画案とし、左岸導流堤長は -0.45 km 附近までとした。東北地建原案では、 -0.9 km まで導流堤を延ばす計画であったが、この計画では単に河道を延長し、酒田港へ流入土砂量を多くし、また導流堤延長によって河道水位を上昇させるだけであり、また汀線方向の漂砂を防ぐだけの導流堤長があれば充分であると考えたので、この計画を取りやめたのである。

波の入射方向は NW で実験ケース 3-8～3-11 の土研案での実験結果の検討より、最初波高 2 m の波を与え、2 ケース実験を行ない、その後波高 1 m にし実験を行なった。

波高 2 m の場合、前回土研案と同様導流堤内 -0.4 km 附近に沿岸砂州の発生がみられたが、それより沖合 -0.8 km 附近にも -0.4 km ほどの高さでは無いが、一部沿岸砂州が出来ていた。沖合の砂州は波により上流へ移動する傾向に有ったので 3-12 終了後（模型 10 時間送波後）3-12 の実験延長という形で同条件の波浪を与え実験 3-13 を実施した。結果は等高線図に示されるごとく -0.8 km および -0.4 km 附近の砂州共上流へ移動し、 -0.2 および -0.4 km 左岸導流堤先端に計画河床高より約 2 m 位高く堆積しているのが見られた。この砂州高は、実験 3-10 と同程度で、碎波帯の位置も類似していた。

上流よりの河川流は 3-11 実験当初は CS 62 位までは右岸沿いで、それより左偏し、左岸導流堤沿いに流出していたが、州の発生とともに、河道中央よりやや右岸寄りにて流出しているのが見られた。

実験ケース 3-14 は、3-13 終了後の河床断面形に 1 m の波高を与え実験を行なったが、実験 3-13 で発生していた -3 m の河床が均きならされたほかは砂の移動は少ないようである。

実験 3-15 で洪水流を流し、河口に堆積した砂州をフラッシュする実験を行なったが、土研案に比べ、地建案では左右岸の導流堤間距離が狭くなっているの、河口での流速が速く、河道内の河床は、計画高より低下しており、流出された土砂は -0.8 km 附近に堆積しているのが見られた。また河口より流出した流れは右岸方向は直進しているが左岸沿いの流出は導流堤先端より約 10° 位の角度で堆積が見られた。

ケース 3-16～3-17

この実験はケース 15 において洪水流によってフラッシュされた土砂が、波によってどこに運ばれるか検討したものである。波向 NW 波高は 2 m である。この 2 m は、前回の実験で、砂州高が最大となった波高が 2 m であったため使用したものである。

ケース 3-16 開始して 3 時間位までは、導流堤内、およびその延長上に碎波現象が見られなかった。これは洪水によって河床が低下し、碎波水深より深くなったためである。なおこの時 -0.6 km 附近の波形が比較的シャープなどがった形をしていて碎波ぎりぎりであった。その後 -0.6 km ,

—0.2kmにおいて碎波が見られるようになった。この碎波によって導流堤内の波高は小さくなったようであった。10時間波を与えた段階で導流堤内に形成された砂州位置は、実験3-12と似たものとなった。(波の条件は同一)

ただし高さ、および規模を比較すると小さい。なお洪水によってフラッシュされて河道延長上の、—0.8km附近にたまった土砂は、沖に運ばれ、左岸導流堤先端より約 10° 位の角度で拡散して流出する洪水流の流出外縁に沿って導流堤外の南側海岸へ流送されて汀線が前進した。

ケース3-17は、ケース3-16で波を10時間与えたが海底の土砂はまだ移動しており、平衡状態に達していないものと判断されたのでさらに同条件にて、10時間波を与え実験を続けたものである。3-16の時と比べ碎波点が、やや上流へ移行し、それに伴って砂州の位置も上流へ移行する傾向に有ったが、—0.2kmより上流側では、ほとんど河床変動は見られなかった。—0.3km～—0.4kmにかけて河床高が大となり、ほぼケース3-12と同規模位に発達しているのが見られた。この2つの実験によって洪水によって、はき出された土砂は、あまり河道内にもどらないと判断された。

ケース3-18～3-20

この実験は、計画断面、土研案導流堤とし、ただし導流堤を—0.2kmまでと短くしたものである。導流堤を短くした理由は、

- (i) 前回の実験結果—0.4km附近にBarの発生がみられ、それより上流での河床変動がほとんどないこと
 - (ii) 沿岸砂州より岸側としたこと
 - (iii) 汀線方向の漂砂量が少ないこと
 - (iv) 導流堤の延長は、河道延長となり、洪水時水位が上昇し、また酒田港への流入土砂量を増大させる恐れがあること
 - (v) 工事費が安いこと
- などである。

以上の理由を考慮して導流堤を—0.2kmまでの長さにして、計画断面に整形し、波を与えてBarを形成をみ、次に融雪出水程度の流量を与えて、砂州をフラッシュさせ、さらにフラッシュ後の断面に波を与え洪水後断面での漂砂の挙動を観測した。

ケース3-18は計画断面に整形後、波高2mを与えたものである。碎波は前回と同様に—0.6km、—0.35km附近で見られた。この2ヶ所の碎波により波高は減衰し、—0.2km附近での漂砂による土砂の堆積はそれほど大きくない。ただし左岸導流堤先端に堆積が見られた。これは河道内の水深に比べて海岸側の水深が浅く、海側の土砂が、河道内に進入したものである。実験は20時間行なったが—0.6km附近の碎波帯でBarの発達が激しく、時間の経過とともに規模が大きくなっているようであった。それに伴ない、河道内への浸入波は小さくなっており、河道内が大きく堆積するようなことはないようである。

ケース3-19は融雪出水程度の洪水による河道内の河床変動を見るための実験である。

通水後2時間目位いで左岸導流堤先端の砂州はフラッシュされ、河道内はほぼ計画の河床高まで低下した。また-0.3 Km右岸側の砂州も時間の経過と共にフラッシュされていた。しかし-0.5 Kmの所にあった砂州は導流堤が-0.2 Kmまでしかなく、この砂州によって流れが広がりぎみであったので、流れが遅くなり充分にはフラッシュされず、-0.3 Kmからの砂州フラッシュ土砂とかさなつて-0.4 から-0.5 Kmに広く堆積していた。高さは計画河床高より約1 m程度高い位である。-0.5 Kmより下流側の断面形状はほとんど変化していないようであった。また左岸導流堤沿いの流線は先端より約15°で広がり、その外縁に沿って土砂の堆積がみられた。ケース3-20は、洪水後の断面形にケース3-18と同様な波を与え、河川流を、密度流の影響を考慮して $800 \text{ m}^3/\text{s}$ とした。(この $800 \text{ m}^3/\text{s}$ は、汀線附近の漂砂を考える時には、相似性をあわせるために必要であるが、汀線に直角方向の漂砂に対しては、大きすぎる流量であり、密度流の影響はこの実験では再現できない。)

実験3-16と同様、左岸導流堤先端より15°位の角度で堆積していた土砂は導流堤外の南海岸へまた-0.5 Km附近に堆積していた土砂は、河道方向への移動が見られた。最終河床を見ると-0.4

附近に横断方向へ沿岸砂州の発生が見られ、特に河道延長上では、実験3-18の時より砂州高は高くなっていた。これは流量の増大により、波と河水のエネルギーの接点がこの附近であることを示唆しているように思われる。-0.2 Kmより上流河道内の河床は、ほとんど変化していない。なお流水は左岸導流堤沿いに流出し、先端部を洗掘している。

・導流堤内の河床変化

全実験ケースを通じて、波高2 m前後の時、河口附近に発生する砂州高が最大であった。これは波高1 m時には波が碎波せず、底質材料の移動が少なく、逆に波高の高い時には沖で碎波し、沖に沿岸砂州を作ってしまう、導流堤先端附近では、波も小さく、河口に土砂を堆積できないためである。河口に沿岸砂州を作る波は、河口水深-4.5 mに対して碎波する波であり、この波が一番危険になる。この波は計算によれば2~3 mであり実験結果と一致する。なお沿岸砂州頂水深は極端に小さくなることはなく、波高よりは小さいのが普通である。模型実験では最少-3 m位である。なお模型実験によれば、この沿岸州は春の融雪出水によってフラッシュされ、計画河床までもどる。(このフラッシュの程度は導流堤幅の小さい地建案の方が当然大きい。)しかし導流堤内に不均等に土砂が堆積し、流れが一方に集中した場合、一部計画河床高にもどらないような場合もおきよう。(2章2-14で現河道で $5000 \text{ m}^3/\text{s}$ の出水で河口幅が275 mであることに注意しておく必要がある。)

・河道内における進入波高について

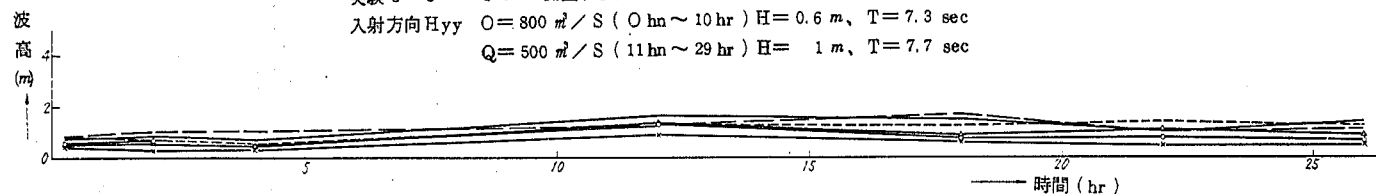
図9-3に波高の時間変化図を示す。これによると、検証実験と同様な結果が現われ、波高4 mの時沖合での碎波による減衰が激しく、波高1 mの場合碎波することなく波が進入するため、波高は、ほとんど減衰しない。

波高4 mも1 mも、0.2 Km地点の波高が1 m前後であり河道内の護岸、構造物は、この波にたえるものにしておかねばならない。また、河道内に入る波のエネルギーを減殺し、反射の影響を少

実験 3-5 S 42.8 測量、検証実験現状形

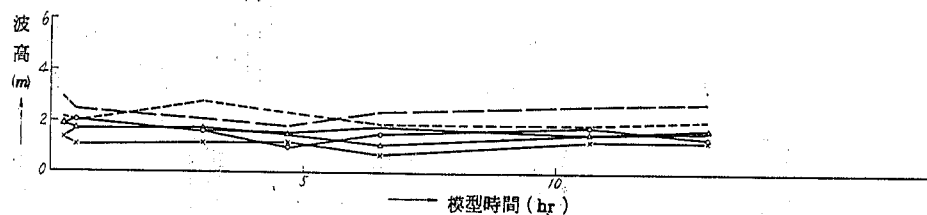
入射方向 Hyy O = 800 m / S (0 hn ~ 10 hr) H = 0.6 m, T = 7.3 sec

Q = 500 m / S (11 hn ~ 29 hr) H = 1 m, T = 7.7 sec



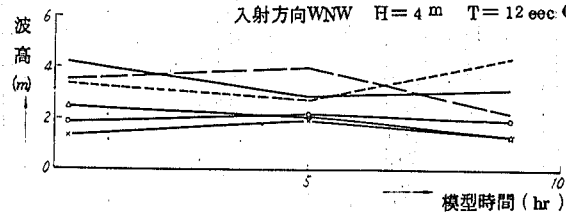
実験 3-6 (土研案)

入射方向 WNW H = 2 m F = 9 sec Q = 162



実験 3-7 (土研案)

入射方向 WNW H = 4 m T = 12 sec Q = 162



なくするためにも、導流堤沿いに消波工が必要となろう。

9-3 導流堤による河口維持

現最上川河口に存在する砂州は、汀線を沿う漂砂によって作られることは、すでに述べた。よって河道内に州を作らないようにするには、主に横方向漂砂を止めれば良いことになる。それには横方向の漂砂が卓越する水深まで導流堤を延ばし、横方向漂砂を防げば良い。よって導流堤長をやたらに長くする必要はなく、計画河床高-4.6 m 前後の水深の所まで延ばしておけば充分である。なお汀線附近の導流堤の高さは、波によって打ち上げられた砂が河道内に入らないように、少なくとも4 m 位必要である。(現砂州高最高3 m 位である。)海部は、波が越波しない方が望ましいがそれほど高くせず人的危険がなければ越波を許しても良いだろう。また導流堤は不透過が良い。

なお導流堤を汀線に直角に作る時、汀線に直角方向の漂砂は防ぐことはできない。現計画-4.5 m の水深の時には波高2 m 位の波が、導流堤先端附近に沿岸砂州を作り、河積を小さくする恐れがある。しかしこの州は水面まで出ることはなく、水深2~3 m 位は維持できると思われる。なおこの州は模型実験の結果によると春季の融雪出水によって流出するが、実験では塩水を考慮していないので、塩水の存在が砂州のフラッシュにおよぼす影響を考えてみよう。

河口にたまった土砂をフラッシュするためには、すくなくとも、淡水(河川水)が河床にまで充分に到達しなければならない。淡水が河床に到するに必要な流量は内部フルード数1の条件より

$$Q = \sqrt{\epsilon g H} \times H \times B$$

の流量が必要である。ここで ϵ :河水と塩水の相対密度差, H :河口水深, B :河口川幅

ここで $\epsilon = 0.022$, 水深5 m (約潮位-計画河床高)とすると,

$$B = 400 \text{ m (土研案)} \text{ で } Q = 2072 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$B = 350 \text{ m} \quad \text{で } Q = 1813 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$B = 300 \text{ m} \quad \text{で } Q = 1558 \text{ m}^3/\text{s}$$

となる。最上川河口の春季の融雪出水が二千数百 m^3/s 前後であることを考えると $B = 400 \text{ m}$ では導流堤内の土砂をフラッシュできない年もありうる。このことを考えると導流堤幅は、狭い方が出水による河床洗掘量が大きく毎年の融雪出水を利用して河口を維持するためには良い。しかし幅の大きい方が水位は上昇しない。計画高水流量を, 計画高水位(2 km地点2.025 m)以下で流すためには幅350 m, 導流堤長を-0.4 kmとした場合が, ぎりぎりの線であり, これ以下に川幅をせまくするには計画高水位を上げる必要がある。 $B = 350 \text{ m}$ とすれば, 毎年の出水によって河口は維持できよう。 $B = 400 \text{ m}$ の場合, フラッシュできない年もあるが, より大きい出水ではフラッシュされるので治水上は問題ないと思われる。将来の流量改訂などを考えれば $B = 400 \text{ m}$ の土研案の方が良いと言える。ただ流れが片よった場合には砂州がフラッシュできなくなるおそれがある。

導流堤の長さは, 現地の沿岸砂州が, 汀線より200 mから500 m沖に発生していることを考えれば-0.4 kmまで延ばしておけば良いだろう。-0.2 kmでは少し短かすぎ, 将来, 汀線の前進等

も考えられ、横方向からの漂砂をまきこむ恐れがある。逆に導流堤長を長くすることは単に河道を延長するだけであり、酒田港への土砂に流入を多くする恐れがあるので得策ではない。また海岸線変動などへの影響も大きくなる。

10章 最上川河口の塩水遡上について

感潮河川の河口部における塩水の遡上現象は、取水、塩害、洪水の疎通あるいは水産資源の保護などの問題に多大の影響をおよぼし、社会的にも技術的にも多くの関心が寄せられている。わが国では潮差の小さい日本海に流入する河川の河口では、淡水と塩水とが層状に重なった弱混合型塩水くさびが形成される。また潮差の比較的大きい大平洋に流入する河口では緩混合型ないし強混合型の河口密度流が生ずる場合が多い。

日本海側に位置する最上川も弱混合型の河口密度流が生じ、渇水時の遡上範囲は最大 6.2 Km 程度まで観測されている。

一般に塩水の侵入距離は、河川流のレイノズル数、内部フルード数あるいは河床勾配の増加に伴ない減少し、同一水理量の場合は淡塩密度差の大なるほど長くなる。また河口部に発生する河口砂州は、塩水の侵入に少なからず影響をおよぼし、洪水の疎通上重大な障害となる大型河口砂州も、塩水侵入防止のうえからは平水時の水質維持に功献している。その他、波浪は間接的には砂州の形成等に大きな影響を有するが、場合によっては直接の影響をも考慮する必要が生ずることもあろう。

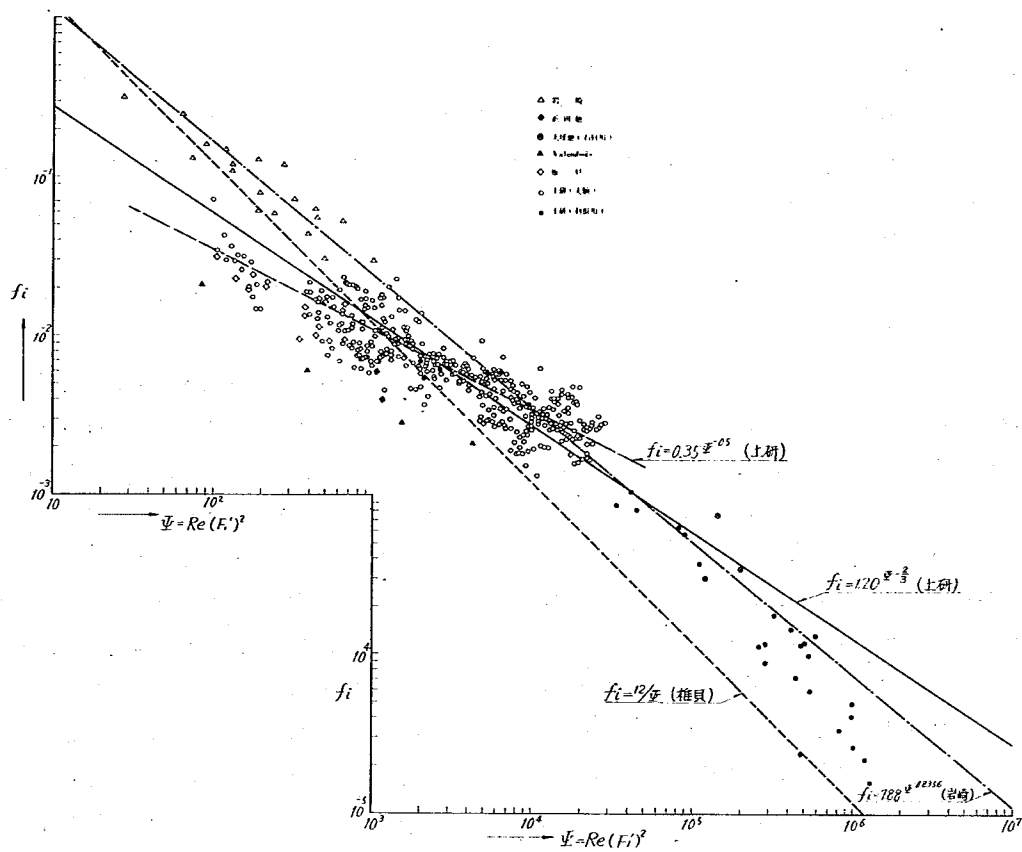
したがって河口流量の減少あるいは河道掘削によって塩水遡上範囲が増大した場合の現取水施設等への影響、さらにこれらの計画に際し、河口底層に侵入する塩水くさびの形状および遡上距離を知することは非常に重要なことである。ここでは鹿島試験所において行なった塩水くさびの境界面抵抗係数および淡塩境界面から上層淡水層への塩分混入速度の実験結果に基づき、最上川の現断面形による塩水くさびの形状と遡上範囲の実測値との比較、すなわち二層境界面抵抗係数の実河川への適用性についての検討、さらに計画断面形による遡上範囲と塩水くさびの形状、および淡塩境界面からの塩分混含量を考慮したくさび形状の計算法についての考察と、この塩水くさび上層淡水部の塩分濃度等について検討を行なった。

10-1 二層境界面の抵抗係数

塩水くさびの形状、長さを求めるには、淡塩境界面の抵抗係数を知る必要があり、抵抗係数の評価を誤れば計算によって得られる塩水くさびの形状、長さは実際と異なったものとなる。この淡塩境界面の抵抗係数については、すでに多くの研究が行なわれており、現在ではその大きさは、二層境界面の安定性に関する Keulegan の無次元数、すなわち内部フルード数の二乗とレイノルズ数との積の関数と考えられていて、表示式もいくつか提案されている。しかし実測値の数は少なく、また実験値は小水路によるものが多く、レイノズル数の大きな現地河口での抵抗係数については、確定的段階までは至っていない。

鹿島試験所ではかなり大型の 100 m 水路（長さ 100 m、幅 0.8 m、深さ 1.0 m）および 30 m 水路（長さ 30 m、幅 0.30 m、深さ 0.50 m）において、より広範囲の実験を行ない、これまであまり実験値のない範囲の抵抗係数についても検討を行なっている。^{(1), (2)} この実験結果によれば、

図10-1 塩水くさびの抵抗係数



くさび各部分の抵抗係数 f_i は、くさびの勾配の大きくなる先端および末端部において大きくなる傾向にあるが、中央部はほぼ一定値となる。この抵抗係数 f_i と $\Psi (=Re \cdot Fr_1^2)$ 、ここに $Re = U_1 \cdot h_1 / \nu$ 、 $Fr_1 = U_1 / \sqrt{g h_1}$ の関係を他研究者の資料とともに図示すると図 10-1 のようである。かなりの精度と信頼のおける大型実験の結果から多少の散乱はあるが、実地的見地から $f_i \sim \Psi$ の関係を求めると、

$$f_i = 0.35 \Psi^{-0.5} \quad (Re = 10^3 \sim 10^5, \quad \Psi = 10^2 \sim 3 \times 10^4) \dots\dots\dots 10.1$$

が得られる。また図 10-1 の・印は、利根川下流部において行なわれた塩分観測の小潮時における濃度分布および流速分布より求めたものである。計算は濃度分布の変曲点を境界面とし、各地点とも最大流速となるような時間を定常状態の塩水くさびと考えた。この場合実験範囲の実測値は (10.1) 式にのるが、レイノズル数の大きい範囲 ($\Psi \geq 3 \times 10^4$) では多少 f_i は小さくなって (10.1) 式からずれるようである。このようなことからレイノズル数の大きな現地の抵抗係数も含めた $f_i \sim \Psi$ の関係は次式で示した方がよいと思われる。あるいは一つの曲線で表示されるようにも思われる。

$$f_i = 1.29 \Psi^{-\frac{2}{3}} \dots\dots\dots (10.2)$$

なお河口で限界水深となっている場合のくさび全長の平均抵抗係数 $\bar{f}_i$ は

$$f_i = 0.13 \Psi^{-0.415} \dots\dots\dots (10.3)$$

ここに (10.3) 式の Ψ は $Re \times Fr_0^2$ ($Fr_0 = U_1 / \sqrt{g h_0}$) である。(10.1)、(10.2) 式と (10.3) 式と異なるのは、くさび上の各点の f_i は縦断的に一定でないことと、内部フルード数 Fr_0 と Fr_1 との違いによるものと思われる。

10-2 淡塩境界面からの塩分拡散について

河口内に二層流を生ずる場合、淡水層平均塩分濃度は、河川流量、風速、潮汐等が影響し、特に河川流量の影響が大きいといわれている。ここでは、この上層淡水流による下層塩水の淡塩境界面からの混入速度について、前述した 100 m の大型水路により実験を行ない、考察した結果について述べる。

淡塩境界層が上下層の遷移層を形成し、流速および密度が連続変化している場合には、淡塩水の混合は主として乱れによる運動量交換によってであり、いわゆる内部波もない。一方淡塩境界面において密度の不連続が存在し (流速ではない)、そして一般に流速差があれば内部波が発生する。内部波が不安定若しくは不安定状態に近づくと、波頂から周期的に渦が発生し、平均的にみて流速の大きい方の流れに混合する。このような場合、塩水が上層淡水流へ混入する鉛直流速 U_m について Keulegan はつぎの実験式を提案している。⁽³⁾

$$U_m = K (U - 1.15 U_c) \dots\dots\dots (10.4)$$

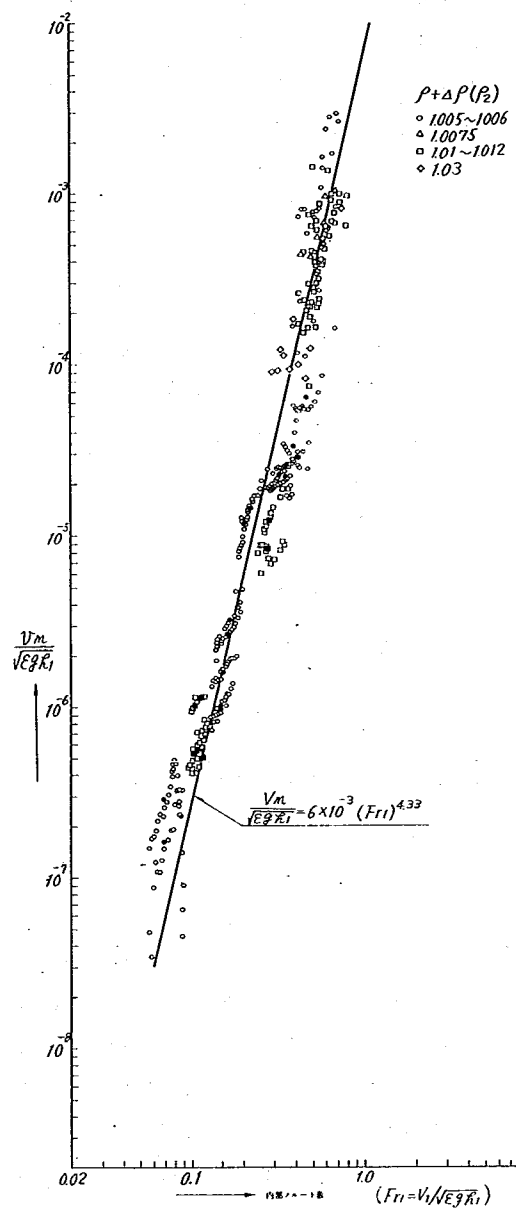
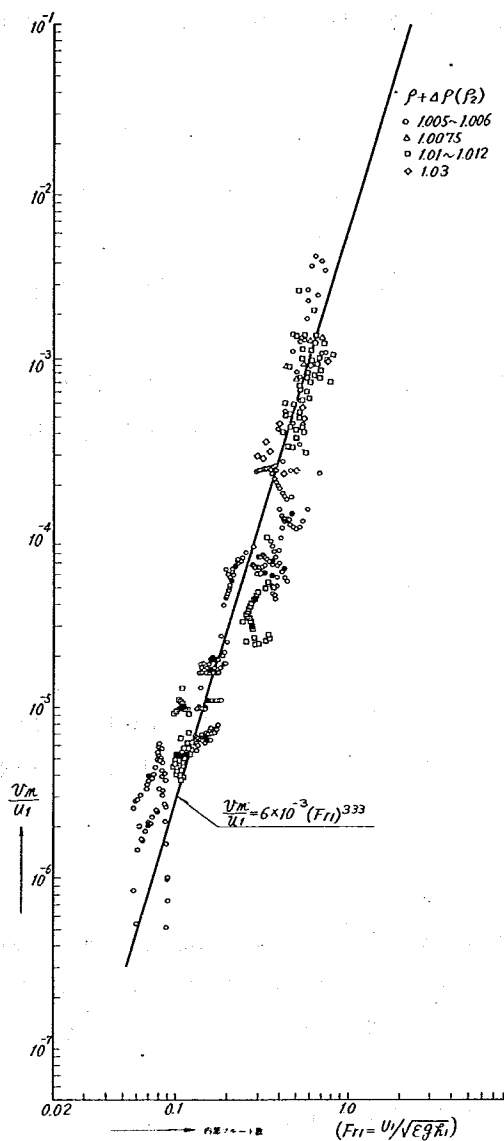


図10-2-1 内部フルード数と $\frac{U_m}{U_1}$ の関数

図10-2-2 内部フルード数と $\frac{U_m}{\sqrt{\epsilon g h_1}}$ の関係

ここに u : 二層の相対速度 $u_c = (r_2 \cdot \varepsilon g)^{1/3} / \theta$: 混合開始時の二層の相対速度

K : 定数 $(= 3.5 \times 10^{-4})$ $\theta = \frac{1}{Fr^{2/3} Re^{1/3}}$: クーリガン数

(10.4) 式については u_c の効果は小さい。 K の値は実験から得られたものであるが、石狩川における実測結果等によれば、 $1/20$ 程度でしかも流量や河口からの距離によって変わるといわれている。また (10.4) 式に含まれる θ は粘性を考慮した内部波の安定限界を知るうえで、重要なパラメーターとなることが知られており、これより前述した淡塩境界面の抵抗係数の関数として $\Psi = 1/\theta^3 = Re \cdot Fr^2$ が導かれている。鹿島試験所では密度流における混合現象を鉛直方向塩分混合の安定度を示すリチャードソン数に注目し、典型的な二層流の場合は内部フルード数で表わされることより、この内部フルード数に対応する塩分混入速度の普遍関数形の検討を行なった。^{4), 5)} 実験は前に述べた 100 m の密度流大型水路により行ない、特に小さい淡水流まで実験の範囲内にいった。この場合には混入速度は非常に小さく長時間の実験 (10 ~ 15 日) になるので、わずかの漏水や採水量も問題となるので注意深く行なった。実験条件は、塩水くさびの実験を含めて、塩水比重 1.005 ~ 1.03, 淡水流量 1.0 ~ 5.0 l/s, 水深 40 ~ 80 cm である。この実験結果より、濃度分布の変曲点を境界面と定義し、塩水の補給を行なわない実験では、通水時間内の淡塩境界面の低下量より塩分混入量を求めた。塩分混入速度の無次元化については、淡塩境界面の摩擦速度を用いればよいが、内部フルード数の小さい範囲は淡塩境界面勾配がわからないので上層の平均流速 U_1 を用いた。この塩分混入速度と上層の平均流速との比と内部フルード数との関係を図 10-2-1 に示す。これの U_m/U_1 が $10^{-2} \sim 10^{-4}$ の内部フルード数の大きい範囲は塩水くさびの実験より求めたものであり、この場合は内部波が発生しておく、Keulegan の実験式に近い値を示す。しかし (10.4) 式では密度差にあまり関係なく上層の流速に比例するが、実験結果によると上下層の密度差による影響が大きい。また U_m/U_1 が 10^{-5} 以下の範囲は内部フルード数が小さく、内部波の発生がみられないようであり、Keulegan の混入開始限界流速より小さい場合である。なお図中の直線は

$$\frac{U_m}{U_1} = 6 \times 10^{-3} (Fr_1)^{10/3} \dots\dots\dots (10.5)$$

である。また他に塩分混入速度の無次元量として内部波の伝播速度 $(\varepsilon gh_1)^{1/2}$ を用いても図 10-2-2 のように整理でき、この関係は

$$\frac{U_m}{\sqrt{\varepsilon gh_1}} = 6 \times 10^{-3} (Fr_1)^{13/3} \dots\dots\dots (10.6)$$

で表わされる。((10.5) 式は (10.6) 式と同じものである)。

10-3 塩水くさび形状の計算

10-3-1 河口、地形、河床抵抗を考慮した塩水くさび形状の計算

実河川の塩水くさびの形状を計算するにあたって考慮しなければならない点として、

断面変化の影響および淡水層と接する側岸と一部河床の抵抗などが挙げられる。水面を水平とみなし、塩水の遡上流速を無視すれば、実河川の定常状態の塩水くさびの形状は次の式から得られる。

$$\begin{aligned} \varepsilon h_{1\ell c} + \frac{Q_1^2}{2gA_1\ell c^2} \left[1 - \frac{K\ell c(R_{1I} + R_{2\ell c})}{R_{1\ell c} \cdot R_{2\ell c}} \Delta X \right] \\ = \varepsilon h_{1\ell c} + \frac{Q_1^2}{2gA_1^2\ell c} \left[1 + \frac{K\ell c(R_{1\ell c} + R_{2\ell c})}{R_{1\ell c} \cdot R_{2\ell c}} \Delta X \right] \quad \dots\dots\dots (10.7) \end{aligned}$$

$$K = \frac{k \cdot R_1 + \left(k \frac{P_i}{P_1} + \frac{n^2 \cdot g}{R_1^3} \cdot \frac{P_{1b}}{P_1} \right) \cdot R_2}{R_1 + R_2} \quad \dots\dots\dots (10.8)$$

ここに Q_1 : 淡水流量 h_1 : 淡水水深 A_1 : 淡水層の流水断面積 P_i : 淡塩境界面の長さ
 P_{1b} : 淡水層の接する側岸、河床の長さ $P_1 = P_i + P_{1b}$: 淡水層の潤辺 $R_1 = A_1/P_1$
: 淡水層の径深 $R_2 = A_2/P_{2b}$: 塩水層の径深 (A_2 : 塩水層の断面積 P_{2b} : 塩水層の潤
辺) $k = f_i/2$: 境界面抵抗係数 n : 淡水層の接する側岸、河床の粗度係数
 ΔX : 区間距離 $\varepsilon = \rho_2 - \rho_1 / \rho_2$ ($\Delta\rho / \rho + \Delta\rho$)

なお添字 I, II はそれぞれ下流側断面 I および上流側断面 II における値を示す。また x 軸は下流向きになっているので河口から上流に逐次計算する場合は負とする。また河口限界水深は

$$h_{1c} = \sqrt[3]{\frac{Q_1^2}{\varepsilon g B^2}} \quad \dots\dots\dots (10.9)$$

で、B は河口の川幅である。(10.7) 式は中村ら⁽⁶⁾の提案によるものであるもので神通川および九頭竜川で適合度が確かめられている。

10-3-2 計算結果

最上川の流心部における塩水遡上範囲は、昭和45年の渇水時(約50 m^3/s)調査では約6.2Km、43年の渇水時(約68 m^3/s)調査で約3.6Km、その他の年の調査(流量100 m^3/s 以上)では、大体2~3Kmの遡上が記録されている。これらを考慮し、河川流量 $Q_f = 40 \sim 240 m^3/s$ について(10.7)式により計算することにした。計算は最上川の平均満潮位TP 0.60m について行ない、下層塩水密度は実測結果図10-3-1~10-3-2より、 $\rho_2 = 1.024$ (18000ppm, $\varepsilon = 0.0234$)とした。また淡塩境界面抵抗係数は(10.2)式により求め、粗度係数は $n = 0.03$ 、計算に用いた横断図は昭和42年測量のものである。これらの区間断面面積等は表10-1の通りである。なお表中の計画は土研案のものである。

表 10-1 最上川河口部河川横断面の諸元

断面 No	追加距離 m	区間距離 m	断 面 積		最 大 水 深		川 幅	
			現 状	計 画	現 状	計 画	現 状	計 画
CS 1	92.6		1,260 $\frac{2}{m}$	2,625 $\frac{2}{m}$	TP_m -7.75	TP_m -7.75	215m	465m
4	410.7	318.1	1,320	2,220	-5.40	-5.40	460	469
6	610.5	199.8	1,254	2,290	-6.30	-6.30	512	512
8	788.2	177.7	1,070		-4.95	-4.95	357	
10	953.3	165.1	1,022	2,185	-5.15	-5.15	417	491
14	1,276.7	323.4	859	2,210	-5.20	-5.20	375	525
18	1,621.9	345.2	805	2,005	-3.75	-4.00	387	446
22	1,989.5	367.6	880	1,810	-4.80	-4.80	415	422
26	2,384.0	394.5	753	1,500	-2.60	-3.75	411	411
30	2,772.6	388.6	753	1,550	-2.35	-3.63	435	455
34	3,220.2	447.6	620	1,380	-4.20	-4.20	346	348
38	3,652.9	432.7	584	1,146	-2.70	-3.35	296	313
42	4,111.0	458.1	650	1,090	-3.60	-3.60	353	354
46	4,482.2	371.2	560	1,080	-2.30	-3.09	350	362
50	4,868.7	386.5	594	940	-2.15	-2.95	290	290
54	5,314.7	446.0	710	860	-3.70	-3.70	224	251
58	5,769.3	454.6	582	730	-4.45	-4.45	210	247
62	6,292.2	522.9	420	732	-3.70	-3.70	294	311
66	6,744.8	452.6	387	626	-2.50	-2.50	254	262
70	7,158.6	413.8	221	450	-2.70	-2.70	154	247

(1) 塩水くさびの形状と遡上距離

塩水くさびの定常状態は河口において上層の流れが支配断面になるとされている。すなわち内部フルード数 $Fr_1 = U / \sqrt{g h_1} = 1$ ということであり、このときの淡水深を河口の限界水深とし、(10.9)式で表わしている。この河口限界水深は河川横断面が急激に拡大することで生ずるが、ここでは現状、計画とも横断面の最下流端、断面CS.1で限界水深が生ずるものと考えた(計画では導流堤が設けられるので、限界水深の生ずる断面はもっと下流とも考えられる)。この計算結果を図-10-4に示す。これによれば計画断面の限界水深は現状の6割程度に減少する。この河口の淡水層水深を境界条件として、(10.7)式より求めた最上川塩水くさびの形状と、現地実測値とを比較したのが図-10-1～10-5-2である。これによれば観測時と計算に用いた河床地形、あるいは水位等の違いがあるため、塩水くさびの形状にも若干の差が現

図 10 - 3 - 1 最上川塩水くさび形状図

S 46. 10. 20 実測

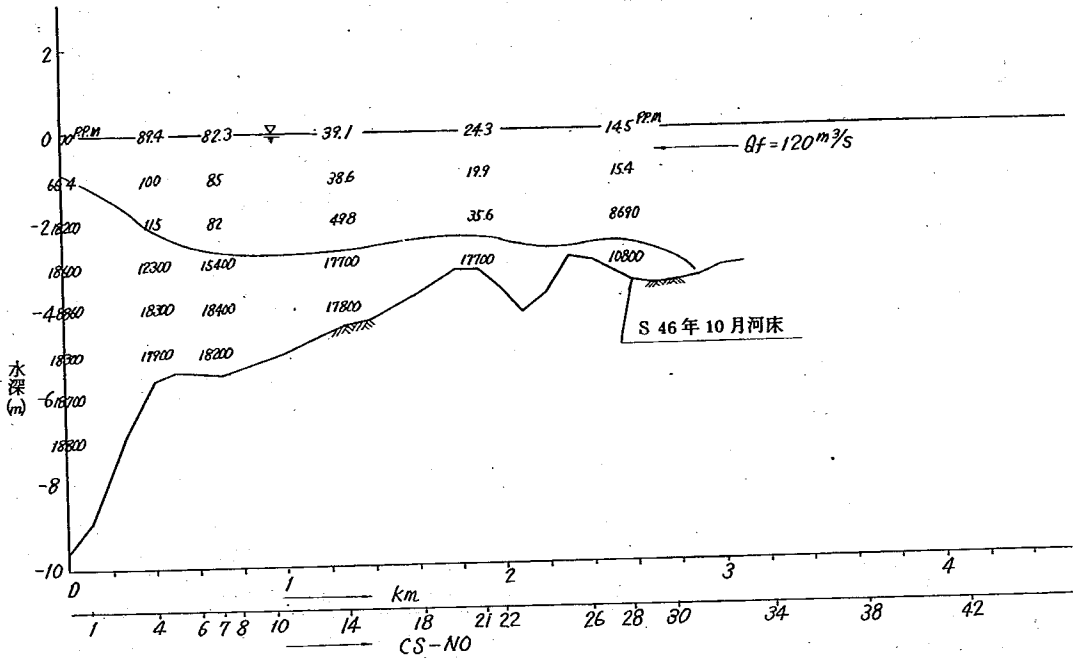
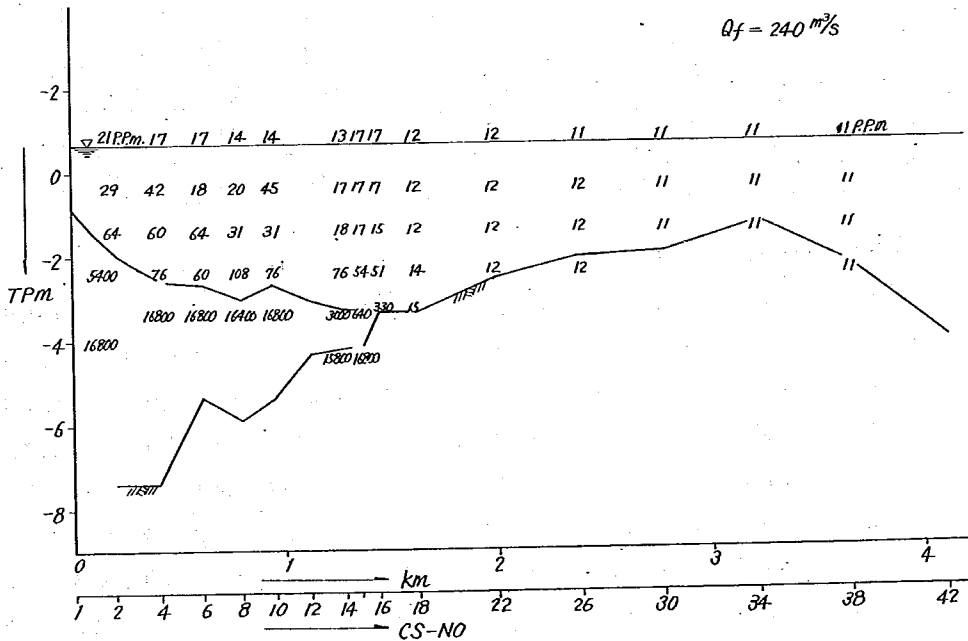


図 10 - 3 - 2 最上川濃度分布、塩水くさび形状図

S 44. 7. 21 実測



われている。とくに塩水くさびの形状は河床地形によって変化するため、この影響によるものが大きいと考えられる。また図-10-5-1の実測値の境界面(濃度分布の変曲点)は、上流より下流の方が低い個所があり、この付近では実測時、断面が狭められていたのか、あるいは平均河床高が高かったとも考えられる。以上のようなことを考慮すると、計算結果と実測結果とはほぼ一致していると思われる。また塩水くさびの長さについても同様かなりよく一致している。そこで各流量

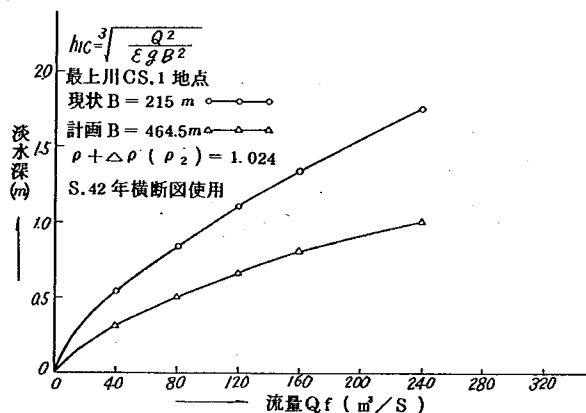


図10-4 河口限界水深

量について求めた塩水くさび形状図を図-10-6-1に示す。この計算によれば淡水層の河積が減少する断面で、淡塩境界面も大きく低下する傾向にあり、塩水くさびの長さは淡水流量 $120 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上の場合には2.5Km 以下、淡水流量 $40 \text{ m}^3/\text{s}$ で6.4Km まで遡上する。さらに計画断面

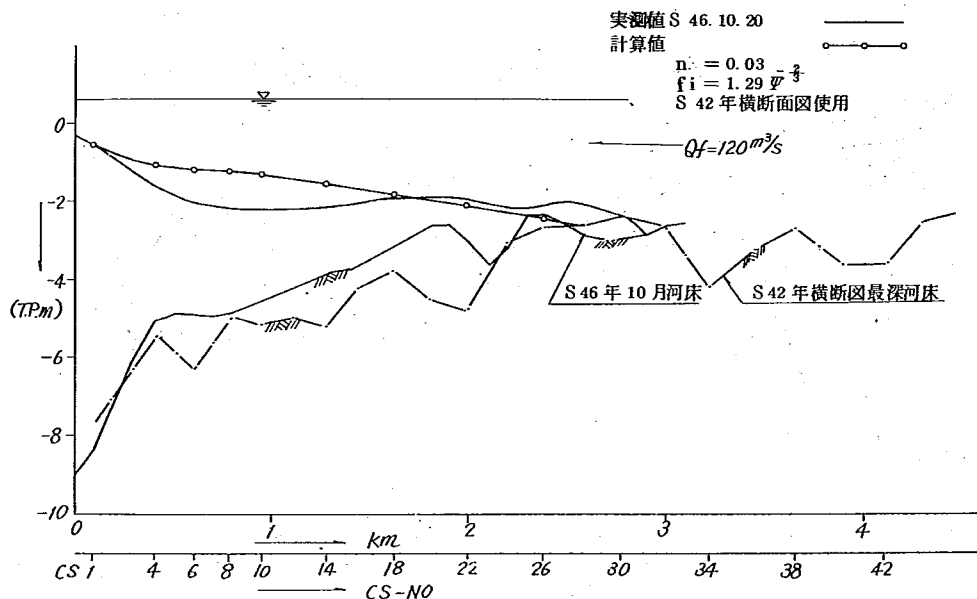


図10-5-1 最上川塩水くさび形状図

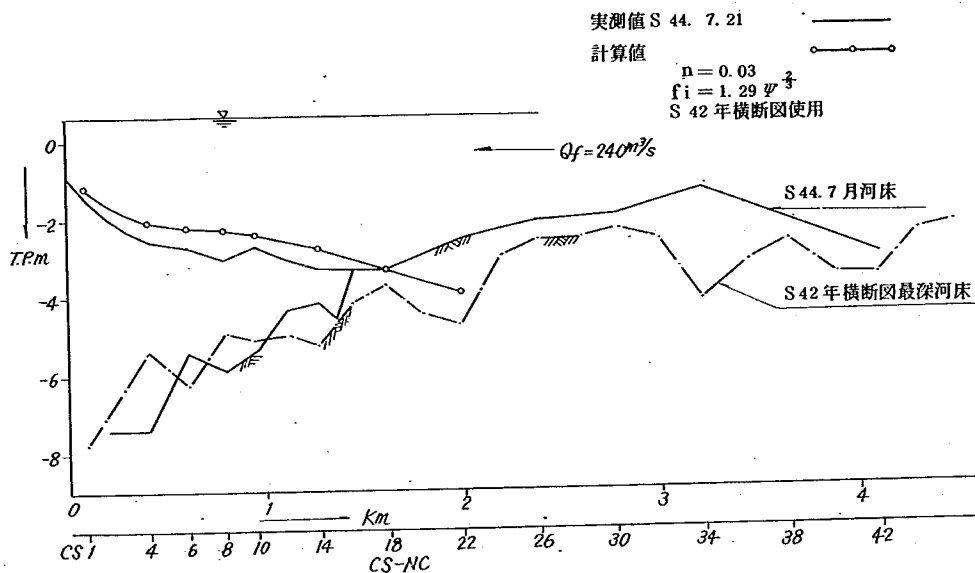


図 10-5-2 最上川塩水くさび形状図

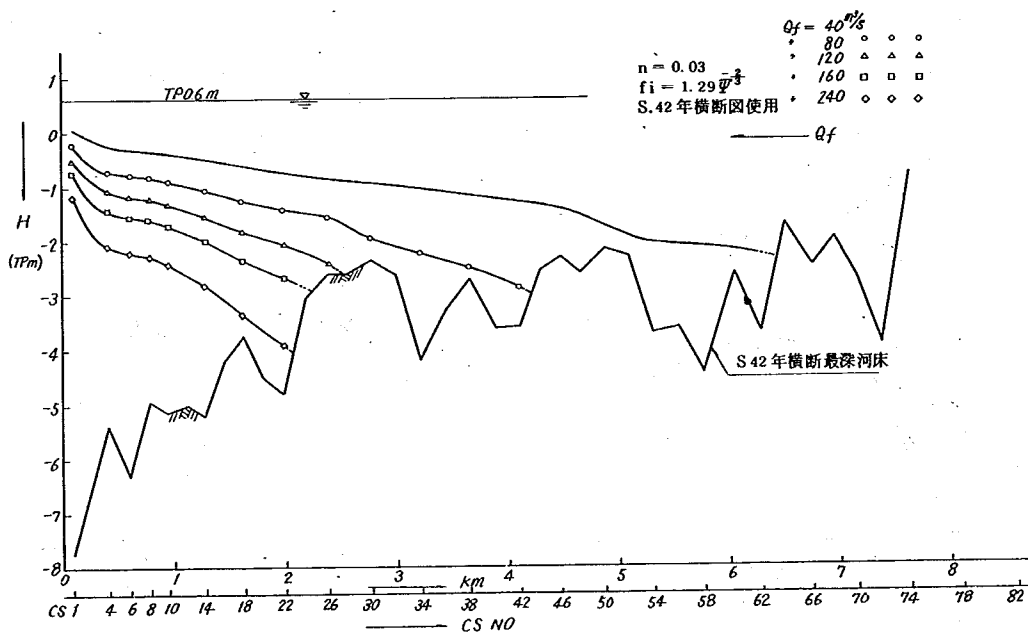


図 10-6 最上川塩水くさび形状図 (形状)

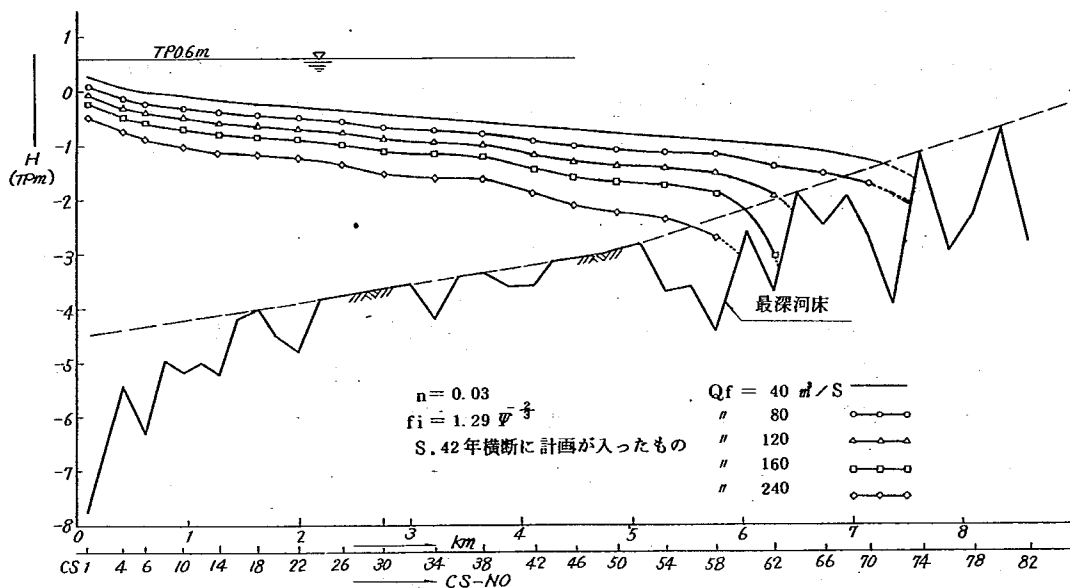


図 10-6-2 最上川塩水くさび形状図 (計画)

(土研案) について同様の計算を行なったのが図 10-6-2 である。計画の場合は現状に比していずれも淡水境界面勾配が緩やかになり、くさびの長さは流量 $160 \text{ m}^3/\text{s}$ が現状の $40 \text{ m}^3/\text{s}$ と同程度となる。しかし、河床勾配が比較的大きいため、流量の違いによる遡上長の変化は少ないようであり、遡上範囲は淡水流量 $40 \text{ m}^3/\text{s}$ で 7.6 Km 程度である。またこれらの塩水くさび遡上距離と流量の関係を示したのが図 10-7

である。これによれば現状の計算値は実測値によく一致しており、抵抗係数を含めて計算の妥当性を示している。ただしここで注意しなければならない点は、図 10-7 の塩水くさび遡上距離と流量の関係は定常状態について求めたものであって、河道の一部に河床の高い部分がある場合、計算上はこれらの河床の高い部分より下流に塩水くさび終端があっても、この上流部の河床の低い部分には塩水が残っている可能性があることである。これは河川流量が増大し、塩水くさびが下

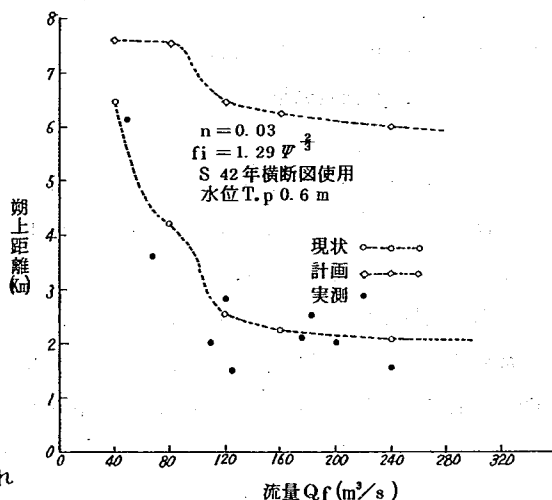


図 10-7 塩水くさび遡上距離と流量の関係

流に押しやられても、河床の低い部分には、塩水が残っている場合で、この部分に残った塩水は境界面から徐々に淡水中に拡散して、その量を減じてゆくのであろうと推論される。したがって増、減水時については図10-7と異ったものになろう。またこのほか潮汐の影響が考えられ、河口潮位の変動によっても塩水くさびの長さはあると考えられる。計画の場合は $120\text{ m}^3/\text{s} \sim 280\text{ m}^3/\text{s}$ で現状より4 Km程度上流へ遡上し、流量 $40\text{ m}^3/\text{s}$ では現状より1 Km程度上流への遡上である。なお上記計算結果は淡塩水の混合がないものと仮定した場合のものであり、計画の場合は後述する淡塩境界面からの塩分混入量が多いため、実際の場合は次節で述べる塩分混入量を考慮した塩水くさびの形状になるものと考えられる。

(2) 抵抗係数

この計算では淡塩境界面の抵抗係数と淡水の接する側岸、河床の抵抗係数との平均抵抗係数を各断面ごとに算出して塩水くさびの形状を求めている。この計算に用いた抵抗係数の一例を図10-8-1～図10-8-2に示す。二層境界面抵抗係数と淡水の接する側岸、河床の抵抗を考慮

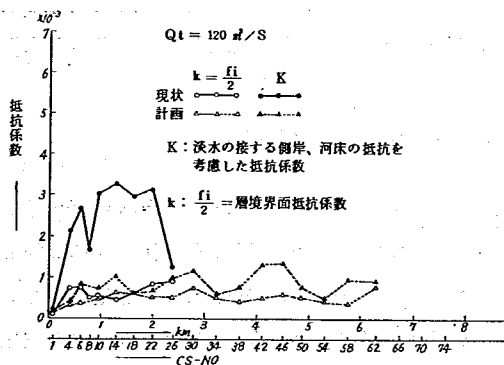


図10-8-1 塩水くさび形状の計算に用いた抵抗係数値

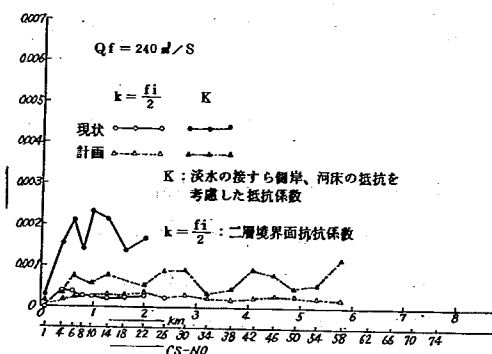


図10-8-2 塩水くさび形状の計算に用いた抵抗係数値

した抵抗係数との差が大きければ、淡水の接する側岸、河床の部分が多いことを示し、反対に小さければ少ないことを示している。また局所的に抵抗係数が小さくなる個所は淡水流速が、この上下流部よりも大きくなり、したがって $\psi = Fr_1^2 \cdot Re$ の値が大きくなるからである。さらに計画の抵抗係数値が小さくなるのは、現状に比して淡水の接する側岸、河床の部分が少なくなるためであり、また断面変化も少ないため、その値の変化も小さい。

(3) 淡塩境界面からの塩分混入量と淡水層平均塩分濃度

(10.7)式より求めた各流量の定常状態の塩水くさび形状より、下層塩水の淡塩境界面からの混入速度を(10.5)式より求めたが図10-9-1～10-9-2である。現状に比して計画の場合は約3倍程度塩分混入速度が大きい。このことは塩水くさびの形状でもわかるように、計画

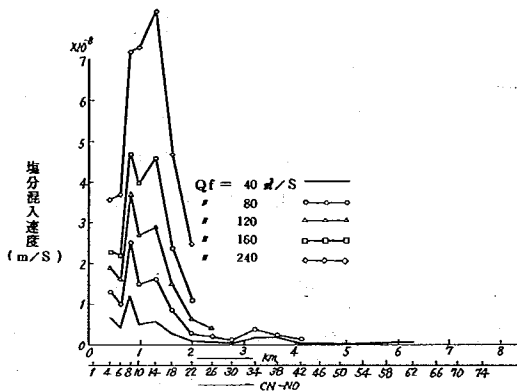


図 10-9-1 淡塩境界面からの塩分
混入速度 (現状)

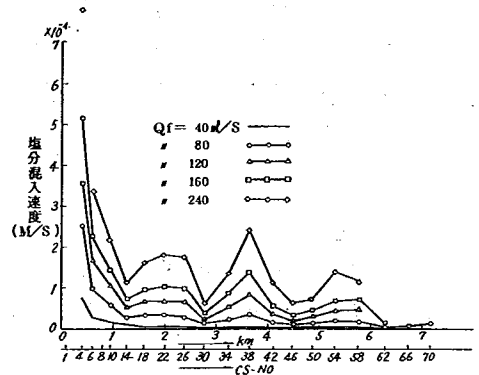


図 10-9-2 淡塩境界面からの塩分
混入速度 (計画)

の場合は淡水層の厚さが小さく、したがって内部フルード数が大きいためである。これより各くさび上の躍層面積を用い、各断面から上流のくさびフロントまでの塩分混入量、すなわち塩水くさび各点の逆流量を求めたのが図 10-10-1～10-10-2である。なお (10.7) 式から求めた塩水くさびの形状は、 $Q_2 = 0$ として求めたものであるから、このような逆流量がある場合は、

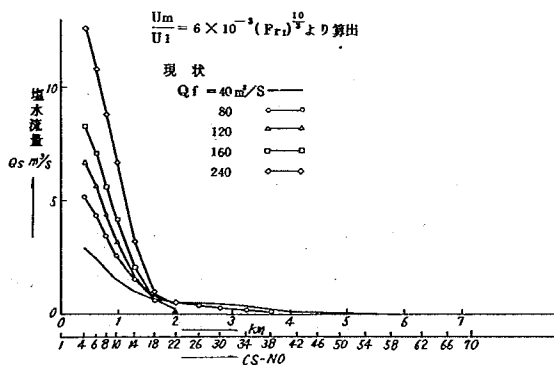


図 10-10-1 塩水くさび各点の逆流量 (現状)

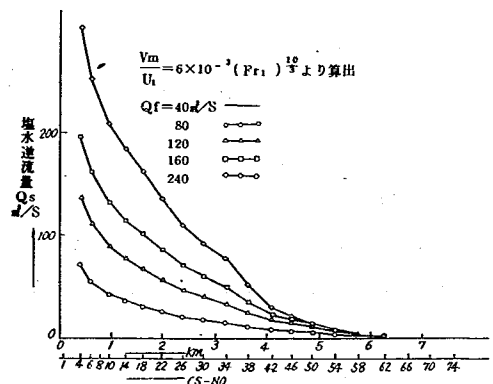


図 10-10-2 塩水くさび各点の逆流量 (計画)

塩水くさびの形状、長さは異なったものとなることが考えられる。とくに計画断面の場合は、内部フルード数が大きく、それに躍層面積も大なるため河口付近では河川流量と同程度若しくは、それ以上の逆流量が存在することになり、したがってこのような場合、淡塩境界面からの塩分混入量を考慮した塩水くさびの形状を求めなければ、実際と異なったものとなることが考えられる。もしこのような混入量が存在すれば河口付近で緩混合型になる可能性もあろう。なお現状の場合の逆流量は河口端付近で河川流量の5～6%程度であり、この場合は(10.7)式で求めた塩水くさびの形状と境界面からの混入量を考慮した形状との差はあまりないと考えられる。またこれをKeuleganの式(10.4)で求めたものと比較すると、内部フルード数の大きい場合はほぼ同程度となるが、内部フルード数の小さい場合は我々の式(10.5)よりかなり大きな値となるようである。したがって逆流量はさらに大きく、現状の河口付近で河川流量の10～50%になり現在の最上川の状況(塩水くさびの形状、濃度分布)を考えると非現実的なようにも思われる。そこでもし塩水くさび上の各断面間で、この逆流量差だけの塩分混入量((10.5)式による)があった場合、上層淡水層の平均塩分濃度がどの程度になるか計算した。この結果を図10-11-1～10-11-2に示す。これによると淡水層平均塩分濃度は河口に近づくにつれて指数関数

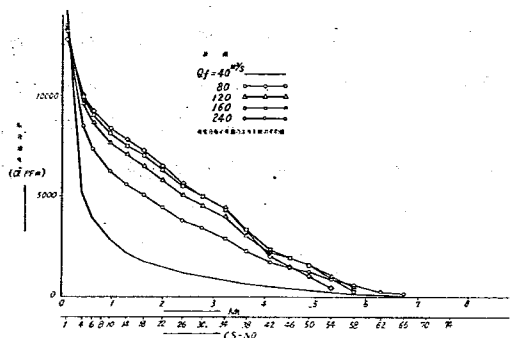


図10-11-1 塩水くさび上層淡水部の平均塩分濃度(現状)

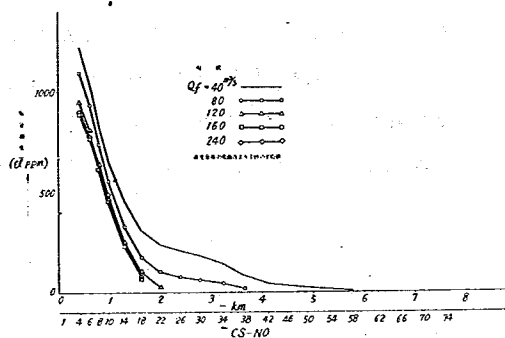


図10-11-2 塩水くさび上層淡水部の平均塩分濃度(計画)

的に増加し、河口付近では海水と河水が激しく混合するため増加の度合は大きくなっている。これは石狩川による観測結果⁽⁷⁾とかなりよく一致している。しかし我々の求めた淡水層平均塩分濃度は濃度分布の変曲点より上層の平均値であり、実際の場合表層塩分濃度はこれの1/5～1/10程度になるものと思われる。これを実測値の濃度より上層淡水部の平均塩分濃度を推定し、比較すると図10-12のようになる。実測値の濃度は水深方向の測定間隔が大きいので、くさび上の平均塩分濃度は各点とも同じような値になっている。しかし表層の塩分濃度は河口の方がいくぶん大きくなっているようである。

以上のように淡塩水の混合がないものとして求めた塩水くさびの形状では、実際の場合かなりの塩分混入量が存在することになり、とくに計画断面形の場合は、このような塩分混入量があれば塩水くさびの形状も当然異なったものとなることが考えられる。したがって、塩分混入量を考慮すれば塩水くさびの形状も、ここで述べた塩分混入量すなわち淡水層平均塩分濃度も変わったものになることが考えられる。

10-3-2 淡塩境界面からの塩分混入量を考慮した塩水くさび形状の計算

淡塩水の混合がないものとして (10.7) 式から求めた塩水くさびの形状より、淡塩境界面からの塩分混入量を推定すると、かなりの量が存在することになり、淡塩水の混合を考慮した場合の塩水くさびの形状は当然変わったものとなることが考えられる。ここでは淡塩境界面から淡水層への塩分混入量を考慮した塩水くさびの形状について考察する。図10-13に示すように、境界面を通して上層流への混合がある場合のモデルを考える。

川幅を一定とし、上層および下層流の運動方程式、連続の式は

$$\frac{dh_1}{dx} + \frac{dh_2}{dx} + \frac{u_1}{g} \cdot \frac{du_1}{dx} + i f_1 - i_0 = 0$$

$$\frac{d(1-\epsilon)h_1}{dx} + \frac{dh_2}{dx} + \frac{u_2}{g} \frac{du_2}{dx} + i h_2 - i_0 = 0$$

$$u_1 \frac{dh_1}{dx} + h_1 \frac{du_1}{dx} = E$$

$$-u_2 \frac{dh_2}{dx} - h_2 \frac{du_2}{dx} = E$$

図 10 - 13

..... (10.10)

ここに h_1 : 上層水深

u_1 : 上層平均流速

h_2 : 下層水深

u_2 : 下層平均流速

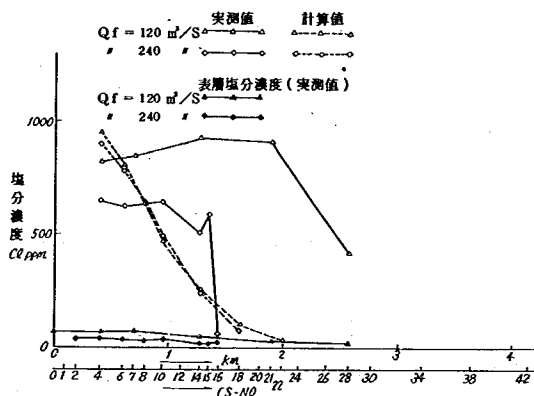
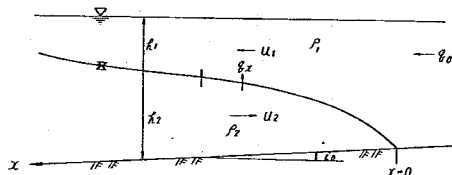


図 10-12 塩水くさび上層淡水部の平均塩分濃度



$$\epsilon = \frac{\rho_2 - \rho_1}{\rho_2} = 1 - \frac{\rho_1}{\rho_2} \quad \rho : \text{上層密度}$$

$$\rho_2 : \text{下層密度} \quad i f_1 = \frac{\tau i}{\rho_1 \cdot g h_1}$$

$$i f_2 = \frac{\tau_0 - \tau i}{\rho_2 \cdot g h_2}$$

$$\tau_1 : \text{二層境界面のせん断応力} (= f i \frac{\rho_1}{2} (u_1 - u_2) | u_1 - u_2 |)$$

$$\tau_0 : \text{河床のせん断応力} (= f_0 \rho_2 u_2 | u_2 |)$$

$$i_0 : \text{河床勾配}$$

$$E : \text{下層の塩水が上層淡水流へ混入する鉛直流速}$$

下層塩水くさび内の塩分濃度は海水と接する下流部から上流すなわちくさびのフロントに近づくにつれて薄まるものと考えられるが、これを一定値と仮定し、式(10.10)の第1式~4式について解くと

$$\begin{aligned} \frac{dh_1}{dx} = \frac{1}{\Phi(x)} & \left[\left(1 - \frac{u_2^2}{gh_2}\right) (i_0 - i f_1) - (i_0 - i f_2) \right. \\ & \left. + E \left(\frac{u_1}{gh_1} \cdot \frac{u_2^2}{gh_2} - \frac{u_2}{gh_2} - \frac{u_1}{gh_1} \right) + \frac{h_1}{\rho_2} \frac{d\rho_1}{dx} \right] \dots\dots\dots (10.11) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{dh_2}{dx} = \frac{1}{\Phi(x)} & \left[\left(1 - \frac{u_1^2}{gh_1}\right) (i_0 - i f_2) - (1 - \epsilon) (i_0 - i f_1) \right. \\ & \left. + E \left\{ -\frac{u_1^2}{gh_1} \cdot \frac{u_2}{gh_2} + (1 - \epsilon) \frac{u_1}{gh_1} + \frac{u_2}{gh_2} \right\} - \frac{h_1}{\rho_2} \frac{d\rho_1}{dx} \left(1 - \frac{u_1^2}{gh_1}\right) \right] \dots\dots\dots (10.12) \end{aligned}$$

$$\text{ここに} \quad \Phi(x) = \frac{u_1^2}{gh_1} \cdot \frac{u_2^2}{gh_2} - \frac{u_1^2}{gh_1} - \frac{u_2^2}{gh_2} + \epsilon$$

いま u_2 は十分小さく、次の仮定において省略すると

$$\frac{u_2}{\sqrt{gh_2}} \ll 1, \quad \left(\frac{u_2}{\sqrt{gh_2}}\right)^2 \ll \left(\frac{u_1}{\sqrt{gh_1}}\right)^2$$

$$\frac{dh_1}{dx} = \frac{1}{\Phi'(x)} \left[- (i f_1 - i f_2) + E \left(-\frac{u_1}{gh_1} - \frac{u_2}{gh_2} \right) + \frac{h_1}{\rho_2} \frac{d\rho_1}{dx} \right] \dots (10.13)$$

$$\begin{aligned} \frac{dh_2}{dx} = \frac{1}{\Phi'(x)} & \left[i_0 \left(\epsilon - \frac{u_1^2}{gh_1} \right) - i f_2 \left(1 - \frac{u_1^2}{gh_2} \right) + (1 - \epsilon) i f_1 - E \left\{ \frac{u_1^2}{gh_2} \cdot \frac{u_2}{gh_2} \right. \right. \\ & \left. \left. - (1 - \epsilon) \frac{u_1}{gh_1} - \frac{u_2}{gh_2} \right\} - \frac{h_1}{\rho_2} \frac{d\rho_1}{dx} \left(1 - \frac{u_1^2}{gh_1} \right) \right] \dots\dots\dots (10.14) \end{aligned}$$

$$\text{ここに } \phi'(x) = \epsilon - \frac{u_1^2}{gh_1}$$

図10-13において流量連続の関係式は、 x をフロントからの距離とすれば次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} q_1 &= h_1 \cdot u_1 = q_0 + \int_0^x E dx \\ q_2 &= h_2 \cdot u_2 = \int_0^x E dx \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (10.15)$$

ここに q_1 : 淡水層流量 q_0 : フロント直前の淡水流量 q_2 : 塩水層流量

いま下層から上層淡水層への塩水混入量を q_x , 下層の塩分濃度を C_2 , 上層の平均塩分濃度 C_1 とすれば

$$q_x = \int_0^x E dx \quad \text{より } E = \frac{dq_x}{dx}$$

$$C_1 = \frac{q_x \cdot C_2}{q_0 + q_x} \quad \text{より } q_x = \frac{C_1}{C_2 - C_1} q_0$$

となり、これより

$$E = \frac{dq_x}{dx} = \frac{C_2 \cdot q_0}{(C_2 - C_1)^2} \cdot \frac{dC_1}{dx}$$

したがって

$$\frac{dC_1}{dx} = \frac{(C_2 - C_1)^2}{C_2 \cdot q_0} E \quad \dots\dots\dots (10.16)$$

となる。ここでKnudsen の式⁽⁸⁾を用いて $\frac{dC_1}{dx}$ を $\frac{d\rho_1}{dx}$ に置きかえると

$$\frac{d\rho_1}{dx} = 1.47 \cdot \rho \{ 1 - At - (0.138 - 2940 \cdot C_1) Bt \} \frac{dC_1}{dx}$$

(10.16)式を用いて

$$\frac{d\rho_1}{dx} = 1.47 \cdot \rho \{ 1 - At - Bt (0.138 - 2940 \cdot C_1) \} \frac{(C_2 - C_1)^2}{C_2 \cdot q_0} \cdot E \quad \dots\dots\dots (10.17)$$

ここに $At = t (4.7867 - 0.098185t + 0.0010843t^2) \times 10^{-3}$

$Bt = t (18.030 - 0.8164t + 0.01667t^2) \times 10^{-6}$

t : 温度 $^{\circ}\text{C}$

(10.17)式を(10.13), (10.14)式に用いると

$$\begin{aligned} \frac{dh_1}{dx} &= \frac{1}{\phi'(x)} \left[- (if_1 - if_2) + \left\{ 1.47 \left[1 - At - Bt (0.138 - 2940 C_1) \right] \cdot \frac{(C_2 - C_1)^2}{C_2} \right. \right. \\ &\quad \left. \left. \cdot \frac{\rho}{\rho_2} \cdot \frac{h_1}{q_0} - \frac{u_1}{gh_1} - \frac{u_2}{gh_2} \right\} E \right] \quad \dots\dots\dots (10.18) \end{aligned}$$

$$\frac{dh_2}{dx} = \frac{1}{\phi(x)} \left[i_0 \left(\epsilon - \frac{u_1^2}{gh_1} \right) - i f_2 \left(1 - \frac{u_1^2}{gh_1} \right) + (1 - \epsilon) i f_1 - E \{ 1.47 [1 - A t - B t \right. \right. \\ \left. \left. (0.138 - 2940 G_1) \right] \cdot \frac{(G_2 - G_1)^2}{C_2} \cdot \frac{\rho}{\rho_2} \cdot \frac{h_1}{q_0} \left(1 - \frac{u_1^2}{gh_1} \right) + \frac{u_1^2}{gh_1} \cdot \frac{u_2}{gh_2} - (1 - \epsilon) \left(\frac{u_1}{gh_1} - \frac{u_2}{gh_2} \right) \right] \\ \dots\dots\dots (10.19)$$

となる。なお (10.18), (10.19) 式を解析的に解くことは困難である。しかし上層流に比して下層塩水層内の流速は微小であり, $u_2 = 0$ としてもさしつかえないと考えられるので, この場合

$$i f_1 - i f_2 = \frac{u_1^2}{2g} \cdot f_i \left(\frac{1}{h_1} + \frac{1}{h_2} \right)$$

となり, これを (10.18) 式に用いて境界面形状を求めることができる。ただし塩水くさびの長さを仮定し, 上流から (10.15) 式を用い試し計算を行なうて, 河口での条件が満されるように繰り返し計算を行なうことが必要である。

10-2-1 計算結果

塩水の混合を無視して, 河口地形, 河床抵抗を考慮した塩水くさび形状からの塩分混入量は, 現状形の場合はかなり少ない量であり, 混合を考慮したくさび形状との差はほとんどないと考えられる。したがって, ここでは混入量の多い計画断面形について計算を行なった。計画断面形の場合は抵水路幅がほぼ一定なので, 計算に使用した川幅は, 6.2 K までの平均値 $B = 360 \text{ m}$ を用いた。また水深は平均河床高から求め, 二層境界面の抵抗係数は (10.2) 式, 境界面からの塩分混入速度は (10.5) 式を用いて塩水くさび形状を求めた。

(1) 塩水くさび形状と遡上距離

(10.18) 式より, 塩水くさびの長さを仮定し, 形状を求めると, 式中の $\frac{d\rho_1}{dx}$ すなわち (10.17) 式の変化率が大きいので, 塩水くさびの長さがある以上にすると, 河口付近で塩水くさび形状が逆勾配になり, 境界条件としての河口で支配断面となるような形状は求められなかった。この原因としては上層で完全混合等の仮定に問題があると思われ, 三層流に分けて考える必要があるのかも知れない。したがって, ここでは (10.18) 式よりくさびが逆勾配とならない長さ, および形状を求めてみた。さらに (10.18) 式より $\frac{d\rho_1}{dx}$ の効果を無視して, 塩水くさびの長さを仮定し, 繰り返し計算を行なうて, 河口で支配断面となるような塩水くさび形状を求めた。これを混合がないものとして河床抵抗を考慮した (10.7) 式の形状, および (10.18) 式より混合を無視して求めた形状とを比較すると図 10-14-1~10-14-2 のようになる。混合を考慮しない場合の, 河口地形と河床抵抗を考慮した塩水くさびの形状と, 川幅を一定とした形状とでは, くさび先端付近でかなり異なり, 川幅を一定とした場合の塩水くさびの長さは前者よりかなり長く計算される。また川幅を一定とし, 混合を考慮した場合は, $\frac{d\rho_1}{dx}$ を無視した場合とも, 上層の淡水深が大きくなり, 塩水くさびの長さは河口地形を考慮した混合のない場合と同程度, 若しくはいくぶん短くなるようである。なお (10.18) 式で求めた形状は, 河口で支配断面となっていないが, これの $\frac{d\rho_1}{dx}$ を無視した場合の形状とを比較すると, 河口付近を除いて形状, 長さとも

図 10-14-1 最上川塩水くさび形状図 (計画)

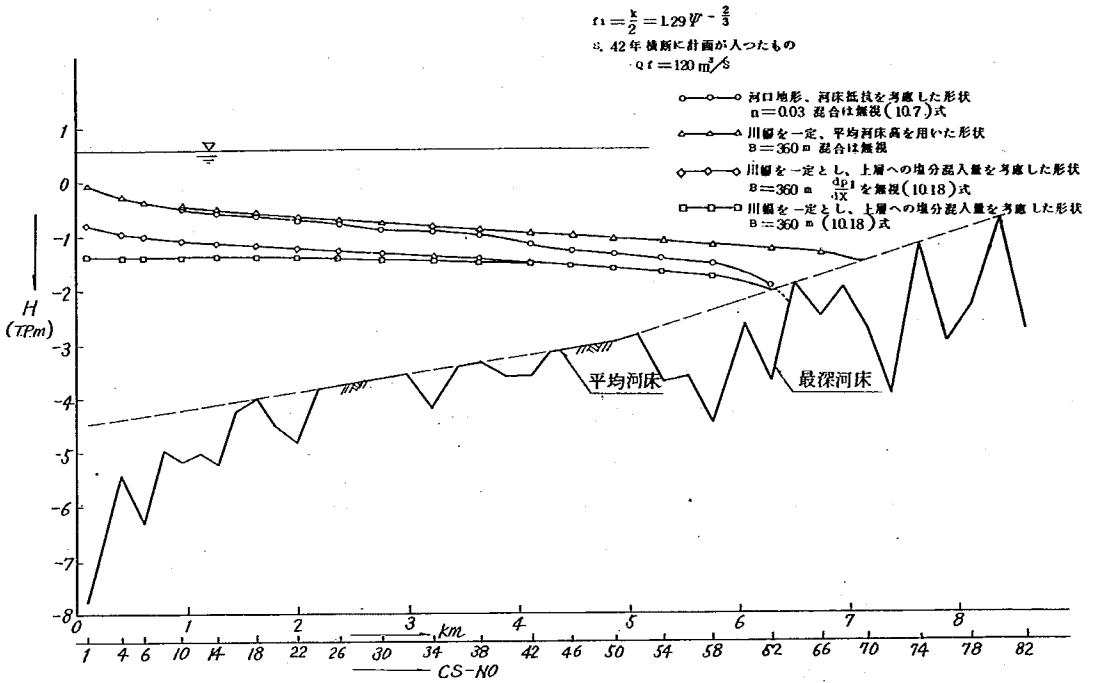
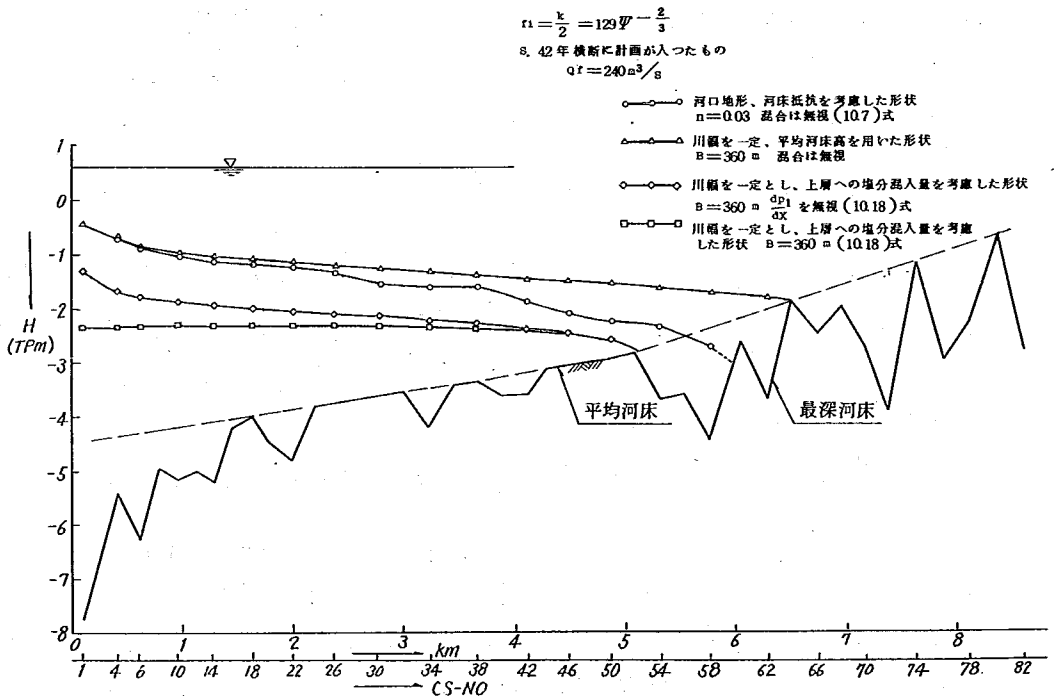


図 10-14-2 最上川塩水くさび形状図 (計画)



ほぼ同じ結果になる。このようなことから河口地形、および混合をも考慮した場合の塩水くさびの長さは、さらに短くなる可能性もある。しかし形状については先端付近を除いて川幅を一定とした場合とさほど変わらないと考えられる。なお計算を行っていない、他の各流量についても、塩水くさびの形状は(10.7)式で求めたものより、上層の淡水深がかなり大きくなるものと考えられる。また長さについては(10.7)式で求めたものと同程度、若しくはいくぶん短くなるものと考えられる。

以上のような計算結果から最上川の計画上の問題に対しての塩水くさびの形状、遡上距離については、(10.7)式で求めたものを用いれば安全側ということがいえる。しかし上層淡水部の取水とか、水質に関しては、混合を考慮したくさびの形状およびこれから求められる淡水層塩分濃度等を考慮しなければならないであろう。したがって河口地形、河床抵抗および混合をも考慮した塩水くさびの形状が求められれば、より実際の現象に近いものとなることが考えられる。これらの解析法については、境界条件等の設定をも含めて今後さらに検討を加えたいと思っている。

(2) 淡塩境界面からの塩分混入量と淡水層平均塩分濃度

淡塩境界面からの塩分混入量を用いた塩水くさびの形状は前述したとおりであるが、この場合の塩分混入速度を示したのが図10-15である。混合を考慮しない(10.7)式の塩水くさび形状からの塩分混入速度に比して、かなり

小さい値となっている。また(10.18)

式の場合は河口で支配断面となってい

ないためその変化も少ない。しかし

(10.18)式の $\frac{d\rho_1}{dx}$ を無視した場合は、河口付近では支配断面となるため、急激に大きくなり、(10.7)式の結果とはほぼ同じ値となっている。これより各断面から上流、くさびフロント間の上層への塩水混入量、すなわち塩水くさび各点の逆流量を示したのが図10-16である。混合を考慮しない塩水くさび形状からの逆流量に比して、(10.18)式の場合、河口付近で約1/6、また $\frac{d\rho_1}{dx}$ を無視した場合でも河口付近で約1/2

その他の地点で1/3以下とかなり小さくなり、河口付近は河川流量の20~50%程度になっている。さらに塩水くさび上層淡水部の平均塩分濃度も図10-17に示すように、混合がないものとした形状から求めた塩分濃度の1/2~1/3以下であり、また流量差による濃度の変化も少なくなっている。以上のような結果から、計画の場合の他の流量の塩水くさびについても、実

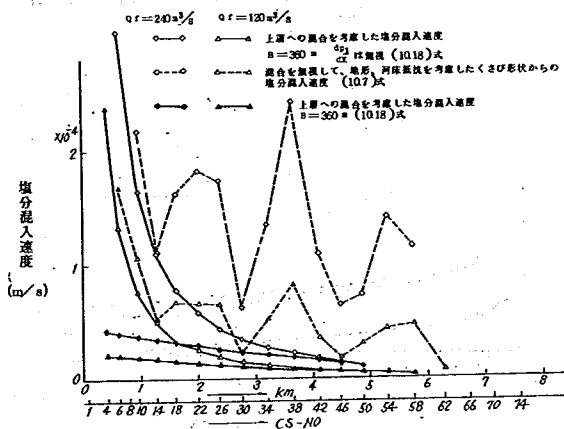


図10-15 淡塩境界面からの塩分混入速度

図 10-16 塩水くさび各点の逆流量 (最上川計画断面)

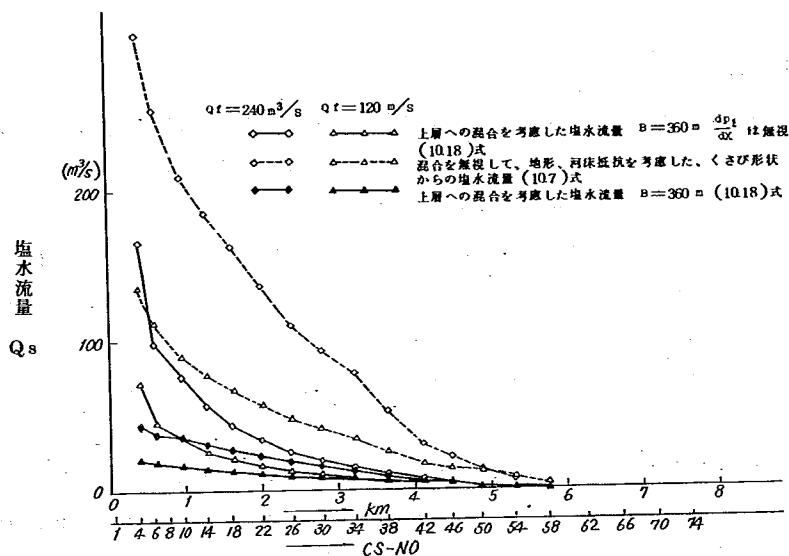
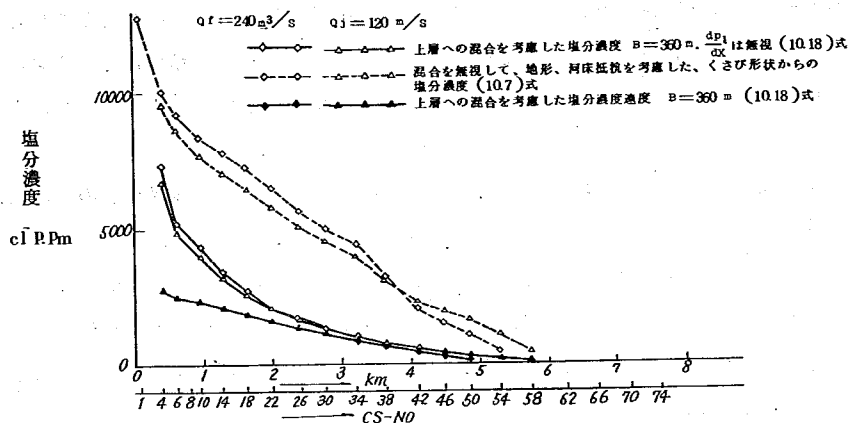


図 10-17 塩水くさび上層淡水部の平均塩分濃度 (最上川計画断面)



際の場合は、3-1で述べた逆流量、淡水層平均塩分濃度よりかなり小さくなると考えられる。しかし現在の塩水くさび上層淡水部の平均塩分濃度に比して、計画断面形にした場合は2~4倍の濃度になることが考えられるであろう。

10-4 ま と め

以上、二層境界面の抵抗係数、および塩分混入速度に関する実験結果より、最上川河口の塩水くさびの形状と遡上距離、混合を考慮したくさび形状と淡水層塩分濃度等について述べたが、ここで明らかにされたことおよび問題点をまとめて記すと、

- (1) 昭和42年実測横断を用いた河口地形、河床抵抗を考慮した塩水くさび形状、長さの計算結果は、実測時の河床地形あるいは水位等の若干の差を考慮すると実測結果とは、かなりよく一致していると考えられる。
- (2) したがって大型水路実験によって得られた二層境界面抵抗係数は、実河川への適用の妥当性を実証しているものと考えられる。
- (3) 塩水くさび遡上距離と流量の関係は、前述したとおりよく実測値と一致しており、河川流量 $120 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上の場合、遡上長の変化は少ないが、 $120 \text{ m}^3/\text{s}$ 以下の場合、流量の減少とともに遡上距離が大幅に増加し、流量 $40 \text{ m}^3/\text{s}$ で6.5 Km 程度まで遡上する。
- (4) 計画断面形の場合は現状よりかなり上流まで遡上するが、流量の増、減少にともなう遡上長の変化は現状に比して少なく、河川流量 $40 \text{ m}^3/\text{s}$ で8.0 Km 程度の遡上と考えられる。
- (5) 塩分混入速度の実験結果より、河口地形、河床抵抗を考慮した（混合は考慮していない）塩水くさびの形状を用い、淡塩境界面から上層淡水層への塩分混入量を計算したところ現状で河川流量の5~6%，計画で河川流量と同程度の混入量が塩水くさび上で存在することが明らかにされた。
- (6) したがって淡塩境界面からの塩分混入量を考慮した。塩水くさびの形状を求めなければ、とくに計画断面形の場合、実際と異なった形状になることが明らかになった。
- (7) 塩分混入量より淡水層平均塩分濃度を求めると、くさびの先端から河口に近づくにつれて、急激に濃度が増加し、現状の河口付近で1000 PPM 前後になるものと考えられる。しかし淡水層平均塩分濃度は濃度分布の変曲点より上層の平均値であるため、実際の場合表層の濃度はこれの $1/5 \sim 1/10$ 程度と思われる。
- (8) 淡塩境界面からの塩分混入量を考慮した塩水くさび形状の計算法を考察した結果、(10.18)式が得られ、これより計画断面形について計算を行なったところ、式中の $\frac{d\phi_1}{dx}$ の効果が大きく、塩水くさびの長さがある以上にすると、河口付近でくさび形状が逆勾配となり、河口で支配断面となるような形状は求められなかった。したがってここでは(10.18)式より、河口付近でくさび形状が逆勾配とならない限界とその形状、および $\frac{d\phi_1}{dx}$ を無視し、河口で支配断面となる塩水くさびの形状を求めた。
- (9) 混合を考慮した塩水くさびの形状は、混合のない場合より、上層の淡水深がかなり大きくなる。

しかし長さについては (10.7) 式で求めた長さと同程度、若しくはいくぶん短くなるようである。

- (10) なお (10.18) 式は川幅を一定として求めているが、計画断面形の場合は、低水路幅がほぼ一定であるので、淡水層と接する側岸、河床の抵抗あるいは断面変化の影響は少ないと考えられる。したがってこれらをも考慮した形状と大差はないと思われる。
- (11) 混合を考慮した塩水くさび上の淡水層平均塩分濃度は、混合がないものとした形状から求めた塩分濃度の半分以下になっている。しかし現状の塩水くさび上層淡水部の平均塩分濃度に比して計画断面形の場合は 2~4 倍の濃度になることが考えられる。
- (12) 以上の結果より、最上川の計画上の問題に対しての塩水くさび形状、遡上距離については、混合を考慮しない、河口地形、河床抵抗を考慮した (10.7) 式で求めたものを用いれば安全側であると思われる。ただし上層淡水の取水とか、水質に関しては混合を考慮したくさびの形状およびこれから求められる淡水層塩分濃度等を考慮しなければならないであろう。
- (13) ここでは下層塩水くさび内の塩分濃度は一定として用いているが、混合が大きい場合は海水と接する下流部から上流、すなわちくさびのフロントに近づくにつれて濃度は薄まるものと考えられる。これらについてはさらに現地河川の観測資料等により検討を加える必要があろう。また現地の河口条件がよくわかっていないので、これらの調査 (流速分布、濃度分布等) も必要と考えられる。
- (14) なお河口地形、河床抵抗および混合をも考慮した形状の解析法については、境界条件等も含めて今後さらに検討を加え、実際の塩水遡上現象をより精度よく把握できるようにしたい。

参 考 文 献

- (1) 須賀堯三、高橋晃：塩水くさびに関する大型水路実験による二、三の考察
第 26 回土木学会年次学術講演会講演集 (1971)
- (2) 須賀堯三：河口からの塩水の遡上
土木技術資料 13-9 (1971)
- (3) Keulegan, G. H : Interfacial instability and mixing in stratified flows,
Jour. Res. Nat. Stand., Vol. 43, 1949,
- (4) 土木研究所資料, 第 834 号: 小川原湖淡水化調査報告書(2) 昭和 48 年 3 月
- (5) 須賀堯三、高橋晃: 淡塩境界面からの塩水の混入速度 第 27 回土木学会年次学術講演会講演集
(1972)
- (6) 中村, 阿部宣行: 河口二層流の研究 (河口地形、河床抵抗を考慮した塩水くさび形状の理論解析), 電研, 技術研究所報告 No. 66074, (1967)
- (7) 福島, 八幡, 高橋, 大谷: 河口における塩水と淡水の混合
第 15 回海岸工学講演会講演集 (1968)
- (8) 水理公式集: 昭和 46 年度改訂版 P 581

11章 結 論

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

① 砂州の形成要因について

最上川河口の砂州は、主に波による汀線方向の漂砂によって形成される。したがって導流堤工法は河口維持に役立つものとなる。

② 現状の砂州は、出水によっても簡単にはフラッシュされない。現地資料によると日平均流量 $5000 \text{ m}^3/\text{s}$ で 27.5 m に広がるにすぎない。模型実験においても計画ヘイドロが流れた時、砂州幅は 245 m から 280 m に広がったにすぎない。

③ 現況河口のままで、計画高水流量を流した場合、計画高水位を越える。その原因は河口砂州によるせき上げ作用である。したがって砂州を取り除き、河口部の河積を増大するか、計画高水位を上げなければならない。

④ 河口の河積を増加させるためには導流堤工法は有効である。

⑤ 導流堤を海に出せば、その分だけ河道は増加する。

⑥ 計画河床高 (T.P-450m を導流堤先端まで延長した場合)、潮位 1.20 m の時、計画流量を現計画高水位以下におさえるためには、導流堤を -0.4 Km 地点までの長さとし、幅 350 m 以上にしなければならない。

⑦ 計画河床高 (T.P-450m) の時、河積を小さくする波は、波高 $2 \sim 3 \text{ m}$ の波であり、水深 $2 \sim 3 \text{ m}$ になる恐れがある。これ以上大きい波は沖で碎波し、エネルギーを失ない導流堤先端では波高が小さくなってしまうため、導流堤内に海底砂を持ちこめなくなるためと思われる。それゆえ、洪水時にはき出された土砂が、河口からある程度離れた所にたまるのは、河口を防るために有効となっている。

⑧ 幅 350 m なら、毎年の融雪出水によって導流堤内にたまった土砂は、フラッシュされるものと考えられる。幅 400 m なら、河道内に塩水くさびが残りフラッシュされない年もある。ただしより大きい出水ではフラッシュされるだろう。

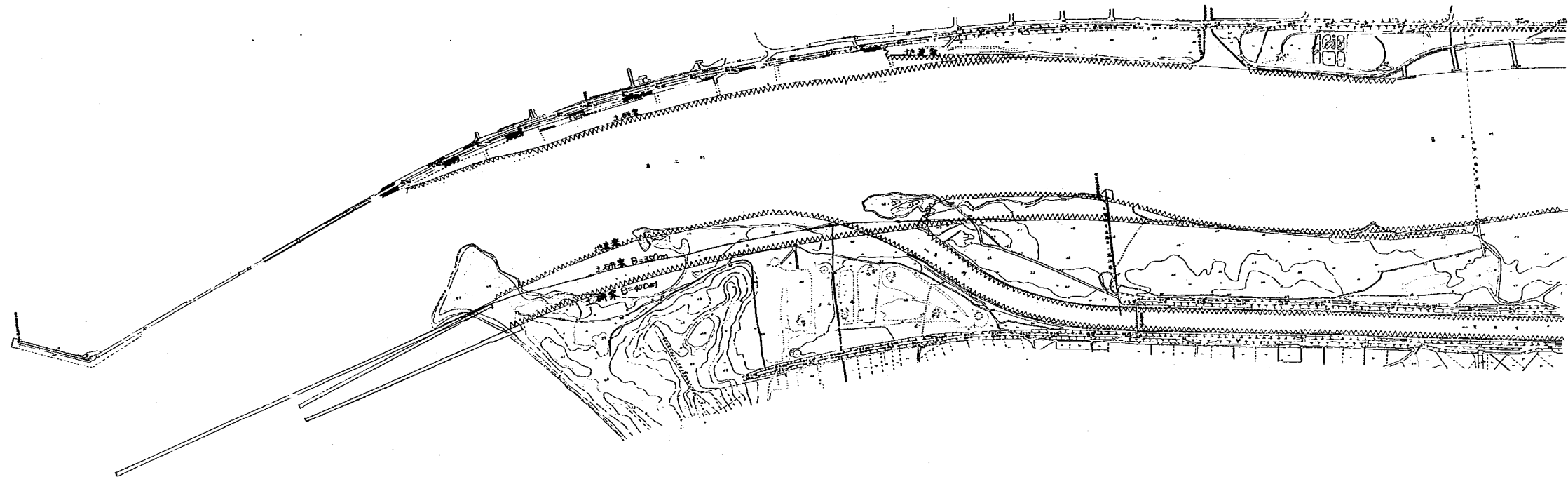
⑨ 河口部では、流れが偏流しないように直線的な法線形が望ましい。川幅がかなり広く、流れが偏流すると、流れが集中し、局部的に深掘れし、導流堤内土砂を一部フラッシュできない恐れがあるからである。

⑩ 導流堤内に水面に顔を出すような砂州を生じた場合、流れが集中し、砂州をフラッシュできない恐れがある。

⑪ 計画河床高は、ほぼ安定であると思われる。ただ上流端付近 ($20 \sim 25 \text{ Km}$ 地点) は、より上流の河道と滑らかに接続させないと河床の上昇の恐れがある。

⑫ 塩水くさびは新河道に河床を掘削し、導流堤を作った場合、現況より上流まで入るようになる。

図11-1 計画法線



しかし 8.81Km 地点にある取水口まで進入する恐れはないと思われ利水上問題となることはないであろう。

⑨以上のことより導流堤は、将来の流量改定安全度等を考えれば幅 400m, -0.4Km までの長さとした方がよい。この場合、河口維持に気をつけておかなければならない。平常時の河床維持を考えれば $B = 350m$, -0.4Km までの長さとした方が安心である。河道法線は、導流堤になめらかに接続するようにすれば大きな問題は起らないであろう。

⑩導流堤は不透過とし、汀線附近の導流堤の高さは、波によって打ち上げられた砂が河道内に入らないように少なくとも 4m 位必要である。海部は越波しない方が望ましいが、それほど高くせず、人的危険がなければ越波を許しても良いだろう。また波のエネルギーを消すため、導流堤沿いに消波工が必要である。河道内は、堤防を防る上でも、0.4Km 地点ぐらゐまで消波工が必要であろう。護岸はかなり上流まで必要となろう。

⑪護岸水制は洪水時、堤防を防るためにも、波のエネルギーを消すためにも、残しておいた方がよい。また護岸水制の先端は根固めが必要である。

⑫土研案 0.1 から 0.7Km の右岸低水路法線は、水制によって制御した方がよい。この辺は波の進入もあり普通の護岸では役立たないだろうし、水制間に自然に土砂のつくのを待った方がよい。

⑬図 11, -1 に計画法線形を示す。

以上要約したが、この河口処理計画をより完全にするために次の検討をしておいた方がよい。

1. 模型実験では導流堤内にたまつた土砂は融雪出水によってフラッシュされたが、これを確認するためにも融雪出水による河床変動計算を行なった方がよい。この場合、導流堤先端付近の導流堤内の河床を $T.P - 2.0m$ ぐらいにしてから計算を始める必要がある。なお計画ハイドロの出水に対しても計算しておいた方がよいだろう。これによって洪水時の河床変動、水位変動を知ることができる。計算法は文献 1), 2) に詳しい。

なお導流堤完成後、汀線の変化、導流堤内および河口付近の深浅測量等、導流堤の施行が河口におよぼす影響の調査はかならず行なっておく必要があろう。

参 考 文 献

- 1) 山本晃一：出水時の砂州フラッシュ機構の検討法
土木技術資料 vol 14-8 1972 年
- 2) 九州地方建設局：第 27 回建設省技術研究会“河口に関する研究” 1973 年 11 月

あ と が き

本報告書は、土木研究所鹿島試験所において、昭和46年、47年、48年の3ヶ年にわたる検討結果を取りまとめたものである。本報告書の作成に当って次の人達がかかわった。

模型作成、洪水時の実験は、須賀、林その他の実験計画は、須賀、山本が実験指導は、山本が、塩水楔の解析は、須賀の指導によって高橋が実行した。

報告書の初稿は10章を高橋が、そのほかを山本が作成し、須賀の最終的な検討を受けた。その他にも、本試験所職員、野積尚、臨時職員 池田富美江さんにも計算図面整理等助力を受けた。なお実験は建設技術研究所が遂行した。

1973年 11月

須賀 亮 三

山本 晃 一

林 敏 夫

高橋 晃

野積 尚