

ISSN 0386-5878

土 研 資 料 第1435号

荒川河道計画模型実験報告書

— 荒廃急流河川としての荒川河道改修について —

昭和53年12月

建設省土木研究所
河川研究室・篠崎試験所

目 次

第1章 序 説	1
第1節 はじめに	1
第2節 荒川の流域概要	3
第3節 荒川扇状地と災害形態	7
第4節 河川改修の経緯	16
1) 水害防備林の形成	16
2) 霞堤の築造	16
3) 除石工の施工	18
4) 床固工の設置	18
第2章 荒川河道の現況調査	20
第1節 はじめに	20
第2節 流出土砂量の推定	20
第3節 荒川0～14 km間の河床変動調査	21
第4節 砂礫堆を形成する流れについて	23
1) 砂礫堆とは	23
2) 複列蛇行とウロコ状砂礫堆	31
3) 扇状地河道のその他の特徴	32
第5節 荒川の河道状態の解析	33
第6節 荒川水害防備林	39
第7節 床固工群とその問題点	40
第8節 現況築堤高	41
第3章 荒川10～14 km河道模型実験	42
第1節 実験目的	42
第2節 模型実験の相似律	43
1) 水の流れの相似律	43
2) 模型実験のための各種水理量の縮尺	46
3) 移動床実験の相似律	46
第3節 実験方法	49
1) 模 型	49
2) 諸量の測定方法	49
第4節 実験条件	52
第5節 実験結果	54

1) 各実験ケースの流況	54
2) 流速測定結果	63
3) 河床変動と土砂移動状況	64
4) 床固工下流の局所洗掘	64
5) 水位測定結果	65
第4章 荒川河道の改修計画案	103
第1節 実験結果より抽出された問題点	103
第2節 地蔵原ダムの貯砂効果と下流の計画河床高	105
第3節 河道改修の考え方(荒川10～14km区間)	108
第4節 改修工法	112
1) 築堤	112
2) 護岸根固工	112
3) 床固工の洗掘防止対策	112
4) 第14床固工	113
5) 除石工	113
6) 水防林	113
結 語	114

図 一 覧 表

図 1-1	阿武隈川・荒川流域概要図	4
1-2	荒川上流山地地質図	5
1-3	荒川扇状地平面図	9
1-4	荒川河道近傍堤内地横断模式図	10
1-5	荒川扇状地横断地形概要図	11
1-6 (1)~(3)	洪水氾濫流路図	12
1-7	河道近傍微地形解析図	15
1-8	荒川水防林	16
1-9	河川構造物築造経過一覧図	17
2-1	荒川山地流域と砂防ダム群	21
2-2	荒川における平均河床高の変動	22
2-3	砂礫堆の概念図	24
2-4	測定を対象とした「砂礫堆」	26
2-5	10% 流量線図	27
2-6	砂礫堆上の流れの等流速分布図	28
2-7	砂礫堆上の流れの水面及び底面における流線図	28
2-8	抵抗係数 $1/\sqrt{f}$ と hm/dm の関係	29
2-9	粗度係数 n と hm/dm の関係	30
2-10	砂礫堆の形状と F_r 数の関係	30
2-11	2列蛇行と砂礫堆	31
2-12	ウロコ状砂礫堆	31
2-13	荒川河道縦断図	34
2-14	荒川粒度分布縦断図	34
2-15	荒川河道代表幅縦断図	34
2-16 (1)~(4)	河床形態解析図	35
2-17	築堤高と計画高水位の関係	41
図 3-1	荒川河道模型概略図	50
3-2	模型と原型での粒径加積曲線	51
3-3	荒川高水ハイドログラフ	52
3-4	模型実験による堤防越流部	54
3-5	河床形態解析図	56
3-6 (1)	河道条件と流況観察結果 (ケース 10)	59

図 3-6 (2) 河道条件と流況観察結果 (ケース 11)	59
3-6 (3) " (" 12)	61
3-6 (4) " (" 13)	61
3-7 流速図	63
3-8 (1) ケース 10 土砂移動状況図	70
3-8 (2) " 11 "	71
3-8 (3) " 12 "	72
3-8 (4) " 13 "	73
3-9 (1)~(2) 河床横断面図	74
3-10 (1) 床固工下流の局所洗掘 (地蔵原ダム)	85
3-10 (2) " (第 12 床固)	86
3-10 (3) " (第 1 床固)	87
3-10 (4) " (第 13 床固)	88
3-10 (5) " (第 10 床固)	89
3-10 (6) " (第 2 床固)	90
3-10 (7) " (第 5 床固)	91
3-10 (8) " (第 9 床固)	92
3-11 水位比較図 ($800\text{m}^3/\text{s}$)	93
3-12 水位比較図 ($1,100\text{m}^3/\text{s}$)	94
3-13 (1)~(4) 水位縦断面図	95
3-14 (1) ケース 10 各流量時床固水面測定図	99
3-14 (2) " 11 "	100
3-14 (3) " 12 "	101
3-14 (4) " 13 "	102
図 4-1 模型実験により抽出された問題点	104
4-2 計画高水位 (案) と現況築堤高	109

表 一 覧 表

表 1-1	荒川河道計画に関する打合せ経過表	2
1-2	使用した報告書類一覧表	3
1-3	流域諸元一覧表	4
1-4	地質別面積および崩壊特性一覧表	5
1-5	地質による岩石の物理的風化作用の相違	8
1-6	床固工一覧表	18
表 2-1	砂防区域流出土砂量	20
2-2	荒川砂防ダム一覧表	21
2-3	砂礫堆の形成による流速の変化	29
2-4	床固工の流過可能最大流量	40
表 3-1	幾何学的相似模型の主な水理量の縮尺	46
3-2	原型と模型での諸量の比較表	48
3-3	実験条件一覧表	53
3-4 (1)~(3)	測定水位一覧表	66
3-5	横断水位差一覧表	69
表 4-1	非常大洪水時における流出土石量の推定	106
4-2	平常時洪水における年流出土砂量	106
4-3	昭和34年台風8号による富士川上流部流出土石量表	106
4-4	$d_{50}=50\text{ cm}$ に対する静的平衡勾配一覧表	107
4-5	計画高水位と築堤高	110

写 真 一 覧 表

写真 1	明治 43 年水害後に建設された築堤	115
2	荒川第 10 床固とその下流の河状	115
3	第 2 床固工下流右岸の状況	116
4	第 4 床固工の水叩部	116
5	地蔵原堰堤左岸より下流の河道状況	116
6	荒川航空写真	117
7	各実験の流況写真	118
8	同 上	119
9	ケース 8 流況	120
10	ケース 8 流況	121
11	ケース 8 流況	122
12	ケース 10 流況	123
13	ケース 10 流況	124
14	ケース 11 流況	125
15	ケース 11 流況	126
16	ケース 12 流況	127
17	ケース 12 流況	128
18	ケース 13 流況	129
19	ケース 13 流況	130
20	堤防越流状況写真	131
21	床固工の流況	132

第1章 序 説

第1節 はじめに

本報告書は、阿武隈川左支川の荒川について、その河道計画を作成するための参考資料を得る目的で、昭和51年度～昭和53年度にかけて実施された模型実験の成果を中心にとりまとめたものである。実験の実施に先立ち、本河川がもつ改修計画上の問題点について、工事担当の福島工務所から提出された事項について数回の打合せ会が開催され、また現地調査や実験成果の報告等も行なわれた。その経過は表1-1に示すとおりである。

このような経過を経て、荒川河道の改修計画作成にあたり問題とされた事項は、要約すると次のとおりである。

- 1) 荒川河道の0～14km区間は扇状地荒廃急流河川であり、その改修工法として、床固工、霞堤、水防林、の組合せによる改修が進められてきたが、この方式の評価及び問題点等についての検討が必要である。
- 2) 治水安全度を上げるため流量改訂を検討しているが、流量増に伴う問題点の把握と対策法を検討すること。
- 3) 上流域の治山・砂防工の工事進捗により流出土砂量も軽減されてきているが、地蔵原堰堤の貯砂効果の評価と、下流河道の河床低下により生ずる問題点を検討すること。
- 4) 荒川の0～13km区間の現状河道の解析を行ない、それを改修方式に反映させること。

これらの課題に対して、模型実験や数値解析を含む調査研究が行なわれた。このうち模型実験で検討する具体的な課題として以下の項目がとりあげられた。模型実験区間は10～14km間である。

- ① 床固工の形状および配置の検討
- ② 地蔵原堰堤の貯砂効果の検討
- ③ 霞堤開口部における氾濫形態の把握
- ④ 河床変動、計画高水位の検討
- ⑤ 流量増に伴う問題点の把握
- ⑥ その他（水防林の減勢および貯砂効果の検討等）

これらの詳細について以下にその調査成果を報告する。

この報告書は荒川河道計画模型実験についてのものであるが、本実験の検討内容が実験区間10～14kmに限られるため、荒川の河道計画の作成には実験区間外についても前記1)～4)項のような総合的な検討が必要とされる。そこでこれまでの河川工学上の知見から荒川河道の改修計画作成にあたり考慮すべき事項等を含めた調査報告としてこの報告書を作成した。したがって荒川流域の特徴、河道特性等についても資料を収集し分析することを目的とした調査が行なわれた。その成果を集大成してここに記載してある。その際に使用された各種資料を表1-2に示す。

表 1-1 荒川河道計画に関する打合せ経過表

順	年月日	担当者	内 容
1	50.10. 1	土研 須賀 事務所 志摩 刀 称 斎 藤	(配布資料) 荒川河道計画調査概要(事務所) (主旨) 荒川の河道計画の調査方針及び 51 年度からの模型実験の打合せ ○荒川の荒廃急流河川としての改修工法を調査する手段として模型実験の必要性が事務所より提出され、その規模、範囲等の打合せが行なわれた。
2	50.10.31	土研 石崎 事務所 橋本 佐々木 斎 藤	(配布資料) 荒川河道計画調査概要(事務所) (主旨) 荒川の河道計画の調査成果を報告し、水理水文解析について打合せ ○流出解析法の方針を決定
3	50.11.11 } 11.12	土研 須賀 事務所 折敷 阿部 石崎 橋本 佐々木 志摩 刀 称 斎 藤	現地調査
4	51. 1.28	土研 須賀 事務所 馬場 折敷 阿部 石崎 橋本 志摩 斎 藤	(配布資料) 荒川河道計画調査について(事務所) (主旨) 50 年度調査成果及び模型実験について打合せ ○水文解析の最終方針及び実験範囲等について最終的な案が決定された。
5	51. 6.10	土研 折敷 事務所 山本 刀 称 斎 藤	○模型実験に備えて現地調査を実施し、必要な資料類の入手を行なった。
6	51. 7.21	土研 須賀 事務所 山本 志摩 刀 称 斎 藤	(配布資料) 荒川河道計画調査(事務所) ○模型実験の仕様に関する打合せ
7	52. 8.25	土研 須賀 事務所 吉野 西田 本間 中野 杉 山	(配布資料) 荒川模型実験打合せ資料(事務所) 荒川河道計画と模型実験(土研) ○模型実験の見学及び結果の概要についての打合せ
8	52.10.13	土研 吉野 事務所 田間 本 野 中 藤 加 藤	(配布資料) 扇状地急流荒廃河川としての荒川河道改修計画(土研) ○52 年度の実験結果の報告と現地調査及び 53 年度の実験概要の打合せ
9	53. 6. 6	土研 須賀 事務所 吉野 吉 田 五 田 加 藤 本 間 局 白波瀬	(配布資料) 52 年度実験成果概要(土研) ○52 年度の実験成果の報告と 53 年度実験計画の決定

表 1-2 使用した報告書類一覧表

部	分類	名称及び規格	摘要
	河道計画	1. 荒川河道解析調査報告書 (50. 3)	
	構造図	2. 荒川河道計画解析報告書 (51. 3)	
	地形図	3. 荒川現況構造図 (51. 7)	
		4. 横断面 $V = 1/100$, $H = 1/500$ 0.0-13.00 Km 区間 測量年 41, 42, 43, 45, 46, 47	
		5. 流域図 $S = 1/50,000$	
		6. 河道計画平面図 $S = 1/2500$	
		7. 縦断面 $V = 1/500$ $H = 1/10,000$ 0.0-13.00 Km 区間	
		8. 平均河床高変遷縦断面 $S 34 \sim 48$ 年	
		9. 氾濫及び改修経緯図 $S = 1/2500$	
		10. 写真集	
	その他	11. 航空写真 $S 22, 32, 38, 48$	
		12. 阿武隈川水系砂防調査報告書 (崩壊地調査解析編) (43. 3)	

第2節 荒川の流域概要

荒川は奥羽山脈の吾妻山系吾妻山 (1,975m), 一切経山 (1,949m), 安達太良山系鉄山 (1,710m) 等の山々を水源とし, 火山群からの熔岩による高原状丘陵地を深く侵蝕しながら流下し, 西鴉川, 東鴉川, 塩の川等の小支川を合流, 地蔵原地点に至る。これより下流は半径約 8 km もの扇状地を北東流し, 支川須川合流後東へ向きを変え, 約 4 km 下流で阿武隈川本川 280 km 地点に合流する。流路延長 25.1 km, 流域面積 179.3 km² の左支川である (図 1-1 表 1-3 参照)。

流域の地質は, 大別して, 基盤をなす新第三紀層とこれを震う吾妻火山, 安達太良火山の噴出物によって構成されている。荒川流域の基盤岩類は火山活動に伴う熱水変質作用によって著しく破碎されたり変質しており, このことが荒川流域の山腹崩壊や地送り性崩壊の原因となっている。この流域の地質図を図 1-2 に 7 種類に大別して示す。この分類は河道への土砂供給源としての特性を把握するために採用したものであり, 地質学的な詳細分類とは異なる。

(1) 基盤岩類

この流域は吾妻火山群, 安達太良火山群の東方にあたり全体的な基盤岩類は花崗閃緑岩類であるが, 直接の基盤をなすのは, 新第三紀層である。

(2) 新第三紀層

粘板岩・頁岩類, 凝灰質砂岩・頁岩凝灰質砂岩互層 (G), これは土湯峠層と呼ばれる新第三紀中～下部中新世に堆積した地層で, この地域でもっとも古い地層である。

模式地や上流部では板状層理のよく発達した黒色粘板岩や黒灰色頁岩等からなり概して堅硬であるが, 局所的に激しい温泉変質作用を蒙っている。一方下流部では, 岩質はやや異なり, 石英安山岩質凝灰岩, 砂岩等をはさむ黒色頁岩からなり, かなり激しい岩相変化を示している。

表 1 - 3 流域諸元一覧表

河川名 項目	荒 川	須 川	荒川本川
流域面積	82.7 km^2	96.6 km^2	179.3 km^2
山地面積	61.5 km^2	73.7 km^2	135.2 km^2
平地面積	21.2 km^2	22.9 km^2	44.1 km^2
流路延長	25.1 km	16.1 km	25.1 km
水源標高	1975 m	1949 m	1975 m

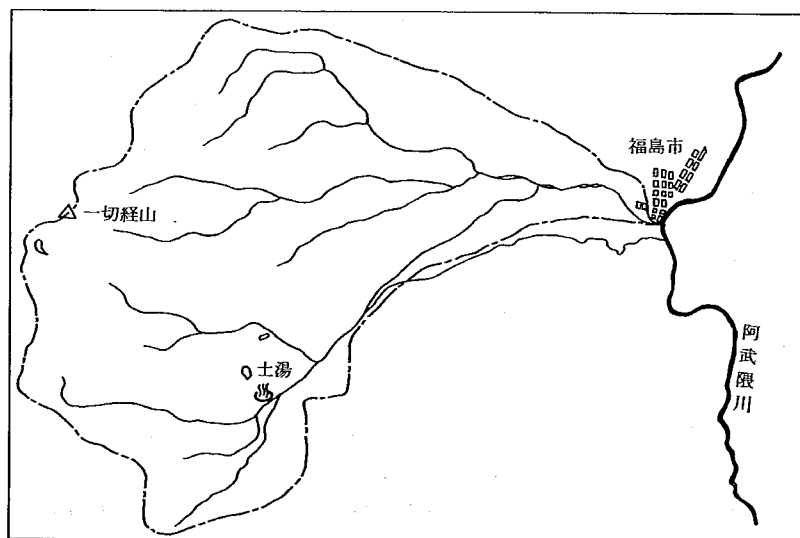
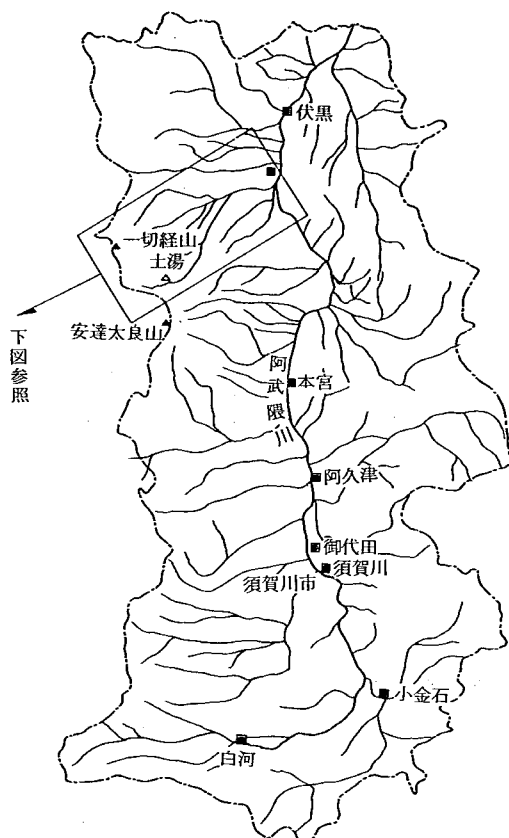


図 1 - 1 阿武隈川・荒川流域概要図

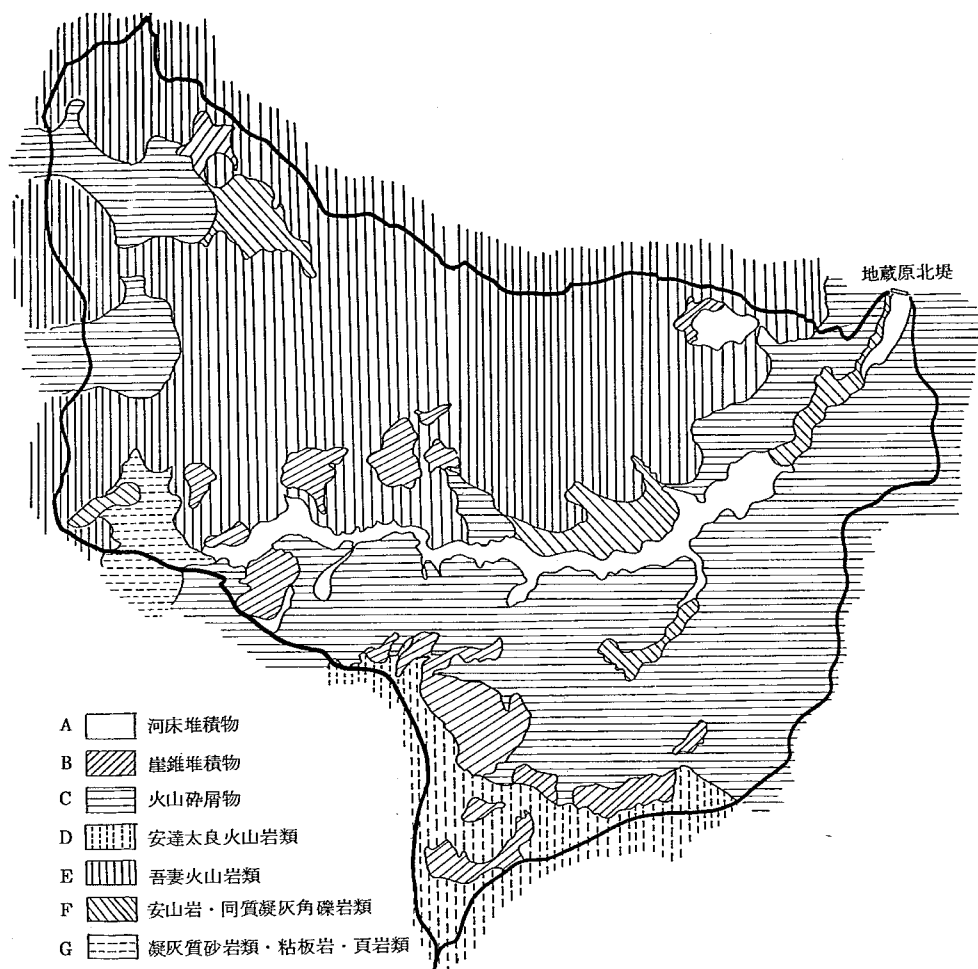


図 1-2 荒川上流山地地質図

表 1-4 地質別面積および崩壊特性一覧表

	地 質	面 積	百分率%	崩壊ヶ所数	崩壊面積
A	河床堆積物	0.83 km^2	1.30	0 ケ/ km^2	0 nl/km^2
B	崖錐堆積物	6.66	10.42	2.25	3,119
C	火山碎屑物	16.22	25.39	5.70	6,255
D	安達太良火山岩類	2.87	4.49	22.45	20,558
E	吾妻火山岩類	32.32	50.59	6.73	8,533
F	安山岩乃至同質凝灰角礫岩類	2.90	4.54	56.71	147,478
G	凝灰質砂岩類・粘板岩・頁岩類	2.09	3.27	31.58	44,928
計		63.89	100	9.7	15,309

阿武隈川水系砂防調査報告書（崩壊地調査解析編 S 43. 3 1 b）

(3) 安山岩乃至同質凝灰角礫岩類 (F)

荒川中流部、土湯温泉街下流に、前記土湯峠層の分布の中間地域に広く分布するもので、輝石安山岩、同質変朽安山岩、凝灰角礫岩凝灰質砂岩等よりなる。(G)(F)とも、その上部は吾妻火山、安達太良火山の噴出物によって広く覆われているので本来の分布状況は判然とせず、また荒川右岸では安達太良火山噴出物の一部と区別し難い岩相を呈することもある。

(4) 吾妻火山岩類 (E)

荒川左岸から塩の川全域に亘って広く分布している。吾妻火山は12をこえる火山の集合体を意味しており、吾妻火山群とも称せられる。塩の川に分布するのは、主にこの中の東吾妻火山、高山火山、一切経火山に属するものである。

吾妻火山群の基礎をなす熔岩およびそれに伴った火山碎屑岩は、川上温泉—鳩花温泉—黒沢にかけて荒川左岸に分布している。東吾妻火山に属するものは、流域西部に分布する。一応二時期に分けられ、下位は粗しょう、多孔質の熔岩を主とし、東吾妻火山の主体をなす。上位は山頂部に分布し、黒色ち密な熔岩からなる。高山火山に属するものは塩の川流域の大きな部分を占めている。高山は、吾妻火山の更に東に、略々これと同時期に噴出した火山であるとされており、東方に広い裾野を広げている。主に暗灰色、比較的多孔質から、ち密なものにいたるまで種々の岩相を呈する熔岩流である。

一切経火山に属するものは流域の西北隅に分布する。一切経火山はいわゆる吾妻火山の主部を占めるもので、大別して古期と新期の2期に噴出した熔岩流の組合せによって構成されている。新期のものは、一切経火山を構成するものでかんらん石を含むやや玄武岩質の両輝石安山岩を主体とする熔岩、同質の凝灰角礫岩、火山碎屑物よりなっており判読や地形的にかなりよく区分出来る。

浄土平から一切経山にかけては大小の噴気孔や爆裂火口跡があり周囲の岩石は激しく変質している。

吾妻小富士火山は、浄土平東方の小コニーデ型の独立火山であり、その中央部には直径400mに及ぶ火口が存在している。数枚の熔岩と火山碎屑物の互層から構成されている。岩質は両輝石安山岩である。吾妻小富士南西側の小規模の火口である。

(5) 安達太良火山岩類 (D)

荒川の右岸に広く分布するが、産ヶ沢流域には、その主要部は現れない。安達太良火山は鉄山火山、箕輪火山から構成されているが、荒川流域に分布するのは、前二者に属するもので、何れも何枚もの熔岩や火山碎屑岩から構成されている。荒川右岸では、産ヶ沢流域を含め最上部が火山碎屑物層で広く覆われているので、本グループの分布は正確には判らない。

(6) 火山碎屑物 (C)

荒川左岸、東鴉川、産ヶ沢の流域に広く分布している。変質安山岩質乃至火山灰質の基質中に安山岩の岩塊、角礫を多量に含むもので、火山碎屑岩流ないし泥流状に生成されたもののようである。最上部は数mの厚さで火山灰層に覆われていることが多い。

この地層は所々に非常に平坦な堆積面を形成している。東松倉沢と白水沢の上流部、西鴉川上流のスカイラインと工事用の道路の分岐点付近、東鴉川中流左岸の湿地帯等である。

(7) 崖錐堆積物(B)

崖錐は規模の大小はあるが、山腹斜面のいたる所に分布する。地質図には代表的なもののみを示した。大きなものとしては、東吾妻山の東斜面、浄土平などがあげられる。

(8) 旧河床堆積物

各川とも河床の処々に現在の定常流水面より1～数m高くなった砂礫堆がある。何れも何らかの植生が侵入しており、過去に於ては河床であったが、現在はあまり水をかぶることがない。

(9) 現河床堆積物(A)

現在の河床に分布している砂礫である。

これら7種類の面積比率および単位面積あたりの崩壊ヶ所、崩壊面積を昭和32年と昭和41年調査の平均値として、表1-4に示す。これによれば個数ではF(安山岩乃至同質凝灰角礫岩類)が非常に多く次にG(凝灰質砂岩類、同板岩、頁岩類)D(安達太良火山岩数)の順となり、これは単位面積当りの崩壊面積(m^2/km^2)と同傾向でありこの三種類の地質が崩壊し易いことを示している。特にFGの分布は荒川本流部に多く、温泉による熱水変質により脆弱化した岩質であることが崩壊に影響していると考えられる。このような地質の山地流域をもつため、荒川は洪水時に流送される土砂量が多く、かつ安山岩質岩石は粗大な礫に風化されることが知られており(表1-5)、荒川河道の9～13km区間に存在する巨礫の生産源ともなっている。荒川の0～14km区間は上流山地から流出した土砂が形成した扇状地を流下しているが、この区間の改修方式を考えるにはこのような山地流域の地質が河相に及ぼしている影響を大略把握しておく必要がある。

第3節 荒川扇状地と災害形態

荒川は地蔵原堰堤地点で山地から出て、その下流に半径約8kmの扇状地を形成し阿武隈川に合流している。荒川は前述したように山地流域がほとんど火山活動による噴出岩により構成され、流出土砂量が多く、扇状地流路も変遷が激しくて古来から扇状地面の開発には苦慮していたと考えられる。そのため、流路固定及び土砂害の防除を目的として江戸時代半ば頃より、松林を主とした水防林の造成が計られた。

荒川流域の開発のためには用水の確保と共に治水は欠くべからざるものであった。荒川は洪水時大量の土石を流出し、その主体は安山岩系の粗礫であるため、ひとたび出水をみれば、扇状地田面は一朝にして石河原に変じてしまう。殊に30cm～1mの大石が田面に堆積するので農地の復旧には多大の労力と時間が費される。明治43年水害によって一面石河原となった荒川左岸佐原地区では当時離村するものが多かったと伝えられている。

図1-3は荒川扇状地平面図である。各等高線の間隔からもわかるように扇面は日倉橋付近を境としてその上流の急傾斜面と下流の緩傾斜面にわけられており、扇面の形成に作用した営力の違いがあらわれている。この扇状地面の代表的な地点の横断形をとりだすと、図1-4、1-5のようになっている。12km～6km間は現河床高と扇面の高さの差がほとんどなく、氾濫すれば流路が扇面内を流下することも考えられる。同図によれば、8km附近は特に左岸側堤内地が低く、氾濫時の災害が生じやすい地形となっている。また两岸に顕著な自然堤防の形成が見られる。図1-6は既

表 1-5 地質による岩石の物理的風化作用の相違

地 質			物 理 的 風 化 過 程						備 考
			基 岩	岩 塊	礫	砂 利	砂	粘 土	
火 成 岩	深成岩	花 崗 岩 (閃 緑 岩) (斑 岩)	○	→	○				マサ化作用による変質帯斑礫岩は堅硬で砂にはなりにくい。
	半深成岩	石英斑岩 (玢 岩) (溶結凝灰岩) (流紋岩)	○	→	○	→	○		基岩の節理の状態異なる。
	火山岩	安 山 岩 玄 武 岩	○	→	○				礫程度の風化産物もかなりできるが砂利以下にはなりにくい。
水 成 岩 類	古生層	頁 岩	○	→	○	→	○	→	平板状か厚めの基石状にこわれる傾向があり大きな岩片になりにくい。
		粘 板 岩	○	→	○	→	○		
	中生層	砂 石	○	→	○	→	○		三畳紀の頁岩は古生層のそれに類似、時代が新しいほど砂になり易い。
		頁 岩 (白亜紀)	○	→	○	→	○		
	第三紀層	砂 岩 (白亜紀)	○	→	○	→	○		砂利の期間は短い。若い砂岩ほどこの傾向が強い。
		頁 岩	○	→	○	→	○		
	第三紀層	砂 岩	○	→	○	→	○		古第三紀の岩石は、短期間砂利程度の大きさになることがある。
		頁 岩	○	→	○	→	○		
	第三紀層	縞状構造の 荒い珪岩	○	→	○	→	○		珪石はチャートともよばれ主として古生層に分布する。 古生層の中では粗大な風化産物をつくりやすい。
		縞状構造の 細かい珪岩	○	→	○	→	○		
	第三紀層	石 灰 岩	○	→	○	→	○		
		緑色岩と緑 色凝灰岩	○	→	○	→	○		

小出 博：日本の国土(上)，東大出版会，1973.8.P59～P64より作成

凡例：岩塊：人身大～それ以上の大きさ

礫：上半身大～人頭大

砂利：こぶし大～玉砂利

応出水による流水の氾濫流路を示すものであって、前述の事を裏付けている。図1-7は地蔵原堰堤～第11床固区間の荒川河道近傍の微地形を等高線表示したものであるが、右岸の第1床固上流には水防林内に比高4～6mの顕著な自然堤防が形成されていて、氾濫による災害を防ぐ役割を果たしていることがわかる。また地蔵原堰堤～第12床固間の河道内左岸側に比高5～6mの河岸段丘が形成されており、この区間では出水時に右岸沿いに流路が形成され易くなっている。同図には既応出水による破堤地点も記入されているが、河道蛇行による水衝部である右岸12km付近、左岸11km付近、右岸10km上流に氾濫が多いことが注目される。なお近年では上流区域での築堤の効果と共に扇頂部での河床低下の傾向により、災害発生地点が下流になってきているようである。

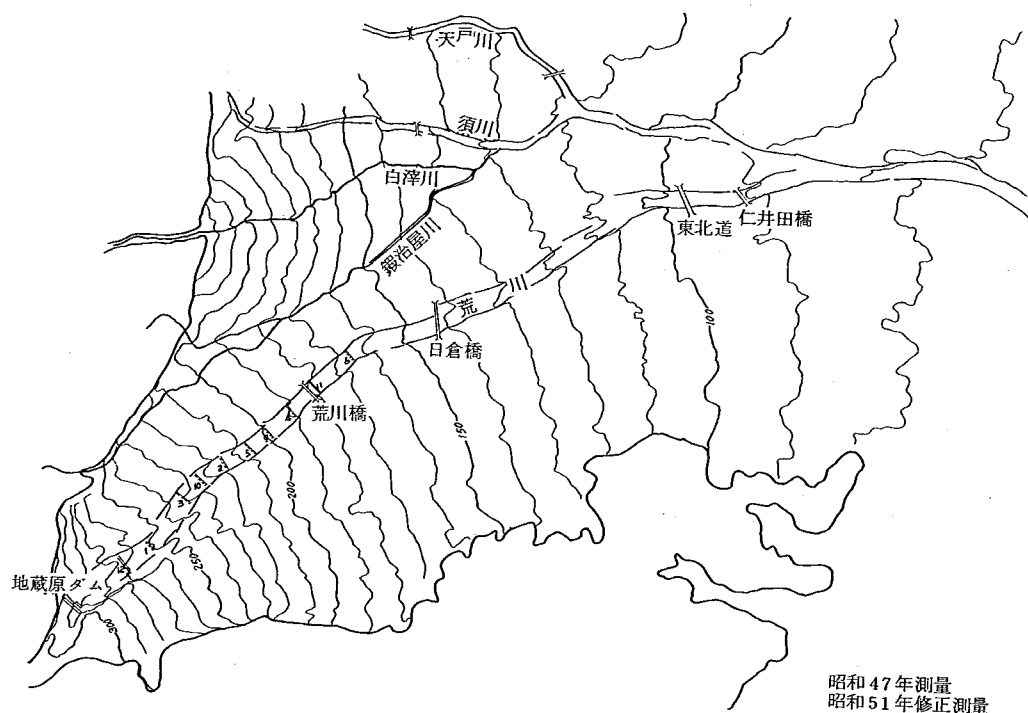


図1-3 荒川扇状地平面図

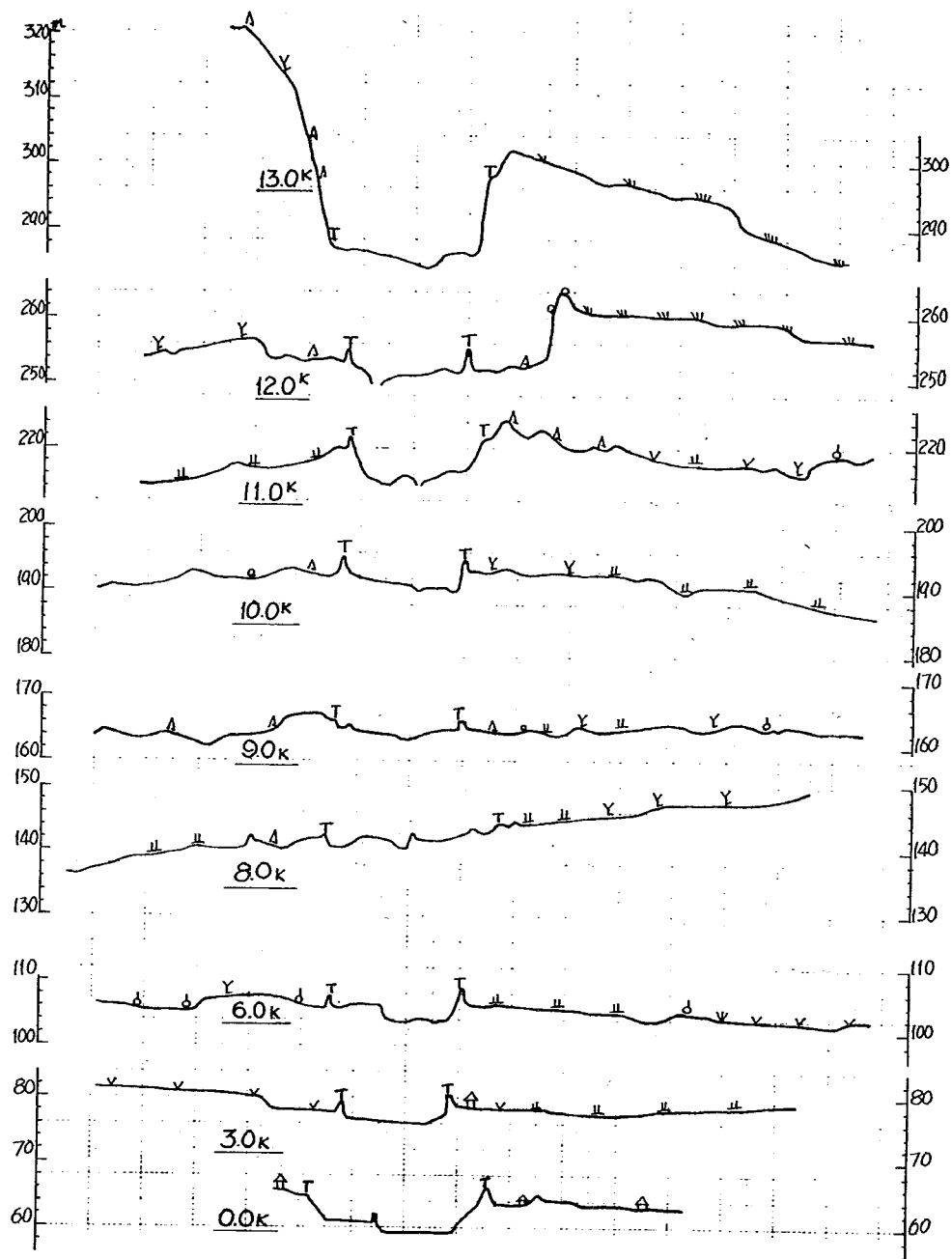


图 1-4 荒川河道近傍堤内地横断模式图

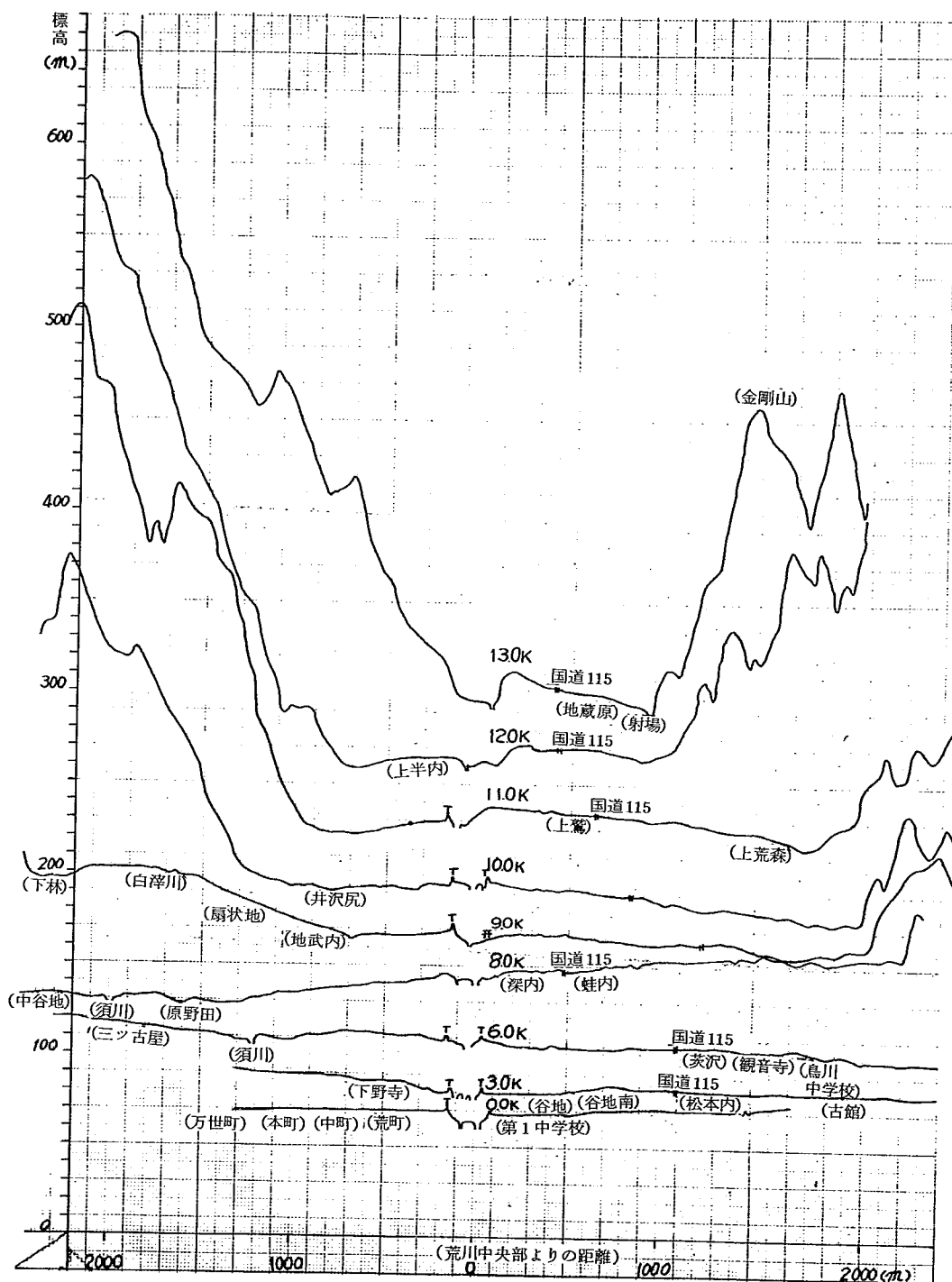
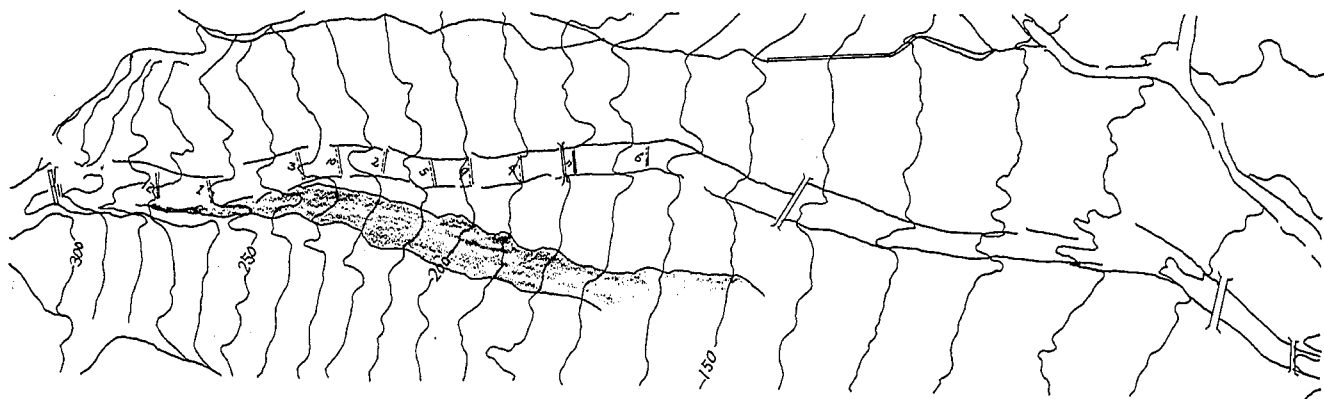
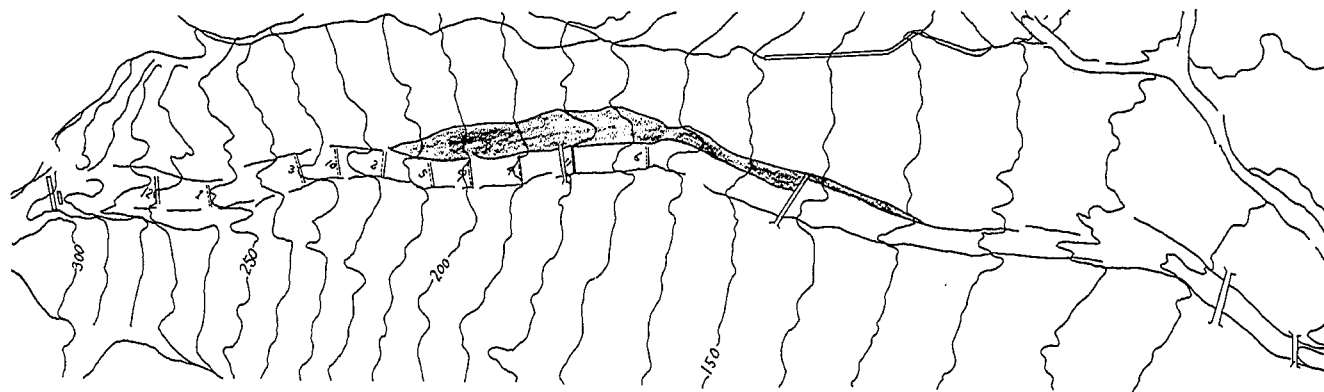


図1-5 荒川扇状地横断地形概要図

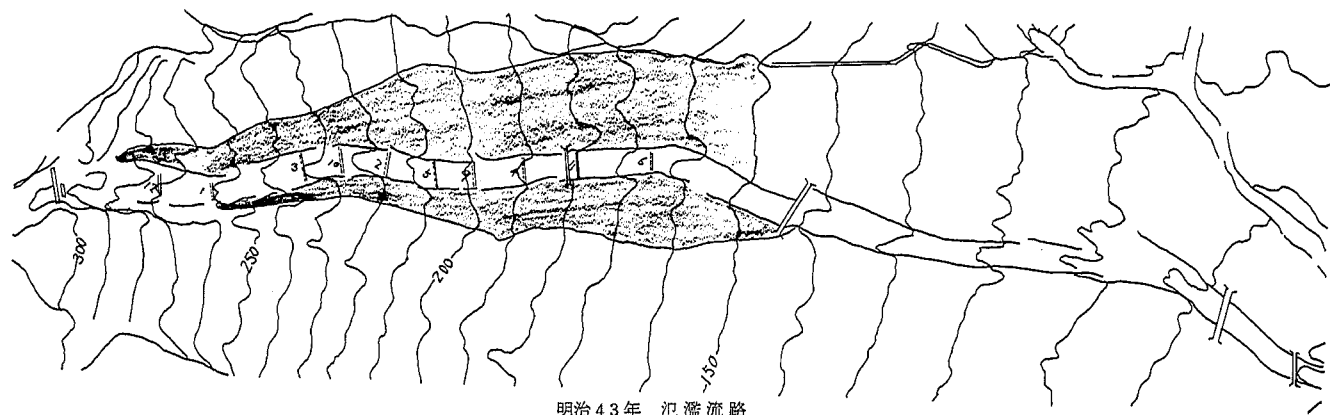


明治2年 氾濫流路

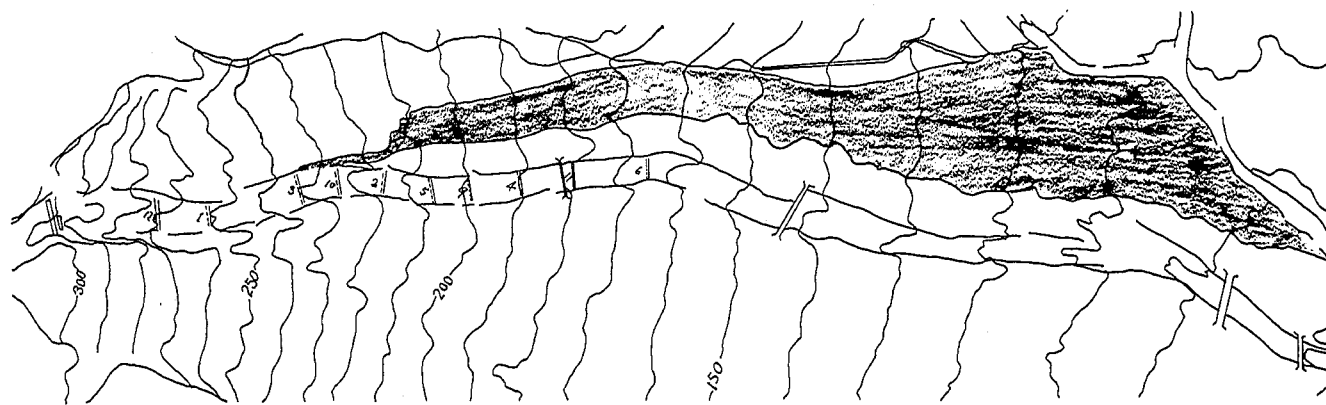


明治16年 氾濫流路

図1-6(1) 洪水氾濫流路図



明治43年 氾濫流路



大正2年 氾濫流路

图1-6(2) 洪水氾濫流路图

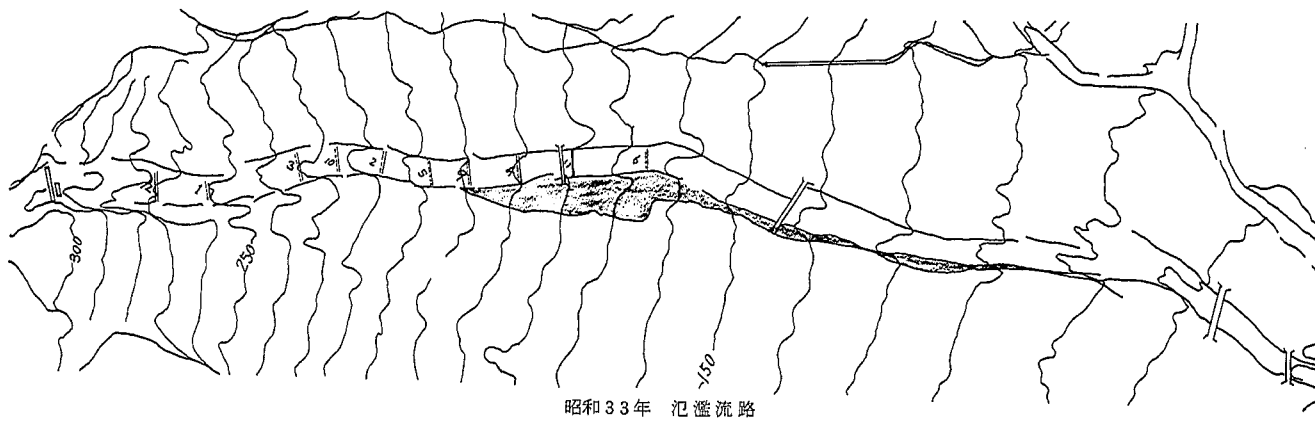
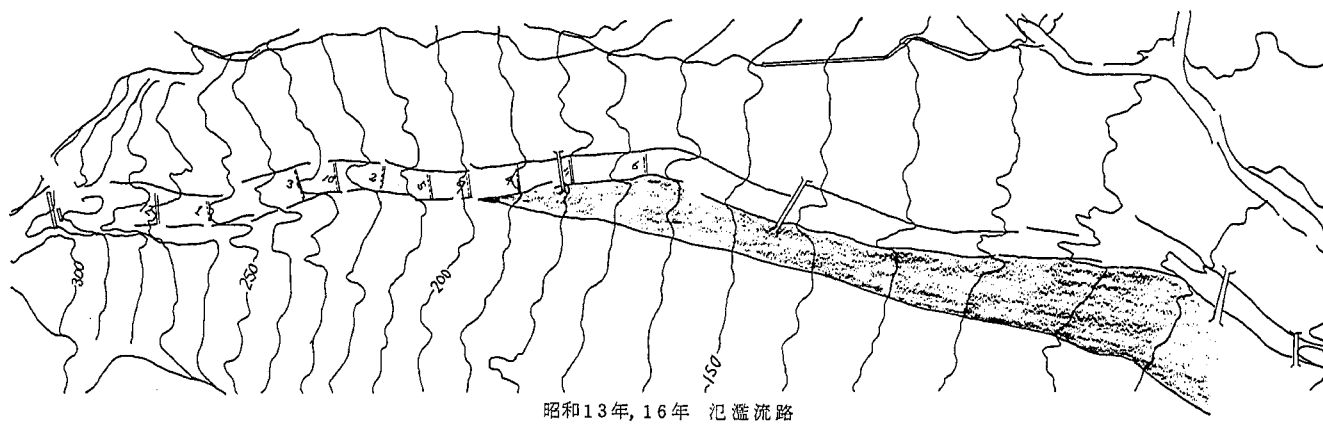


图1-6(3) 洪水氾濫流路图

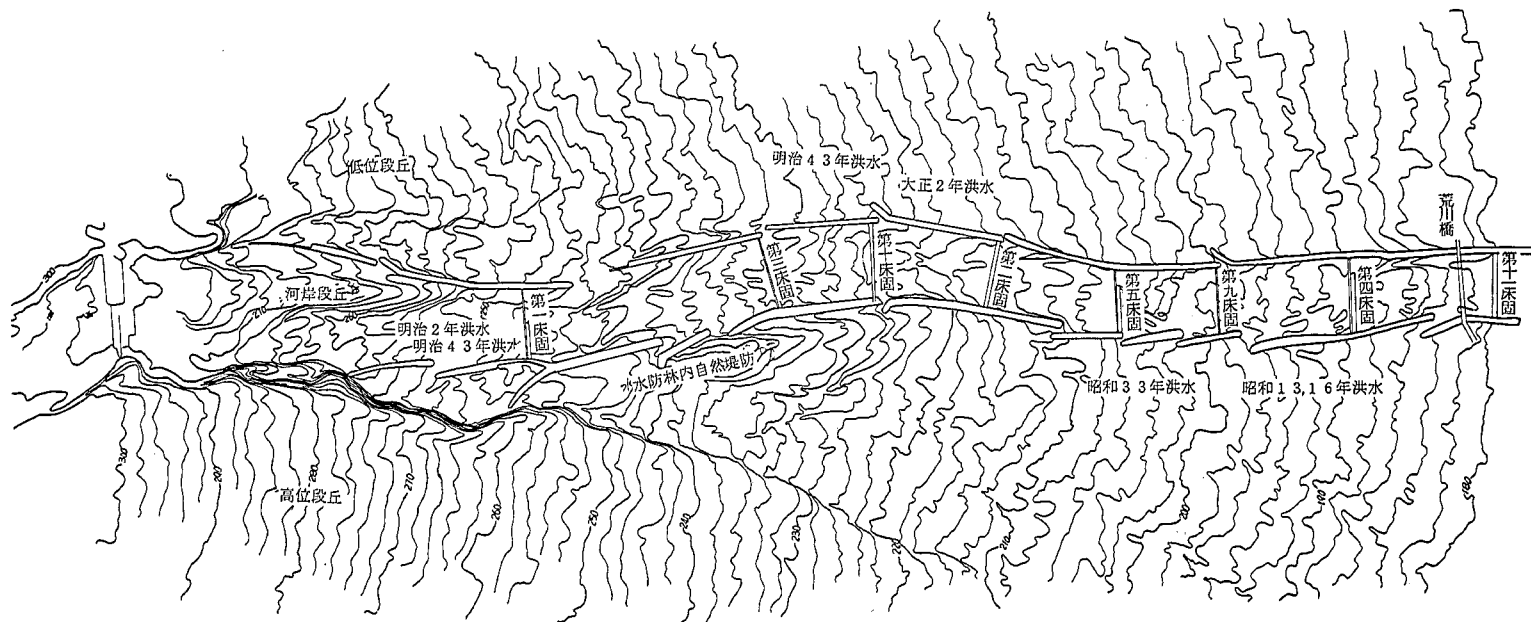


図1-7 河道近傍微地形解析図

第4節 河川改修の経緯

1) 水害防備林の形成

荒川扇状地の開田には、荒川の治水特に土砂害の防除が不可欠であったと考えられる。そのため地蔵原堰堤下流には図1-8に示すような水害防備林が現存しているが、この水防林の育成、維持の歴史は江戸時代中期にさかのぼる。水防林の主体は自生の赤松であり、樹令100年を越す大木が数多く存在する。主に仁井田橋上流に発達していて、下流はあまりみられない。

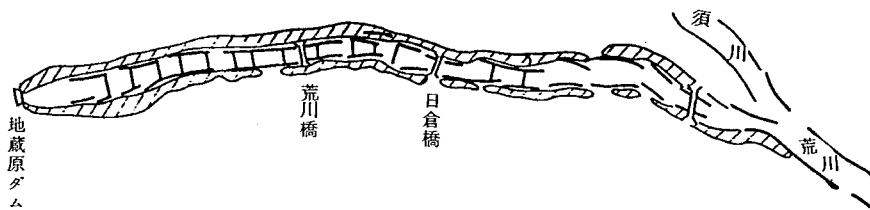


図1-8 荒川水防林

扇頂部右岸水防林は現在扇頂部から和光神社付近まで「水林自然林」として保健保安林に指定されている。林内には石積の旧堤があり、江戸時代の築造とつたえられている。明治43年の水害では洪水がこの水防林を押し切り扇頂部右岸は一面に川原になってしまったという。この水防林内には水防林による土砂除去効果を示すような見事な自然堤防が形成されており、右岸築堤高よりも高い部分もある。この水防林は荒川治水の要として扇頂部での流路変遷を押える役割を果たしてきた。

その下流の和光神社近辺およびその対岸の室石地区でも水防林の発達が著しく、古文書によればこの付近の水防林の造成に対する住民の悲願がしのばれる。ここは荒川扇状地の扇央部で破堤常襲地帯であって、明治43年、大正2年の大洪水によって相次いで破堤している。室石水防林と呼ばれる左岸10km～7.5km区間の水防林は江戸時代の領主溝口氏の助力により育成されたといわれているが現在は共有林となって保護されている。この水防林内にも自然堤防の発達が著しい。

これより下流には現在桜本水防林等が散在しているが上流程見事なものは見られなくなる。

(写真2参照)

2) 霞堤の築造

これらの水防林はもともと流路の固定と土砂害の除去を目的としたものであって、湛水害は除去しえない。しかし荒川が急流の扇状地河川であることから、その効果は大であったと考えられる。一方扇面の開田が進み、氾濫による被害をなくするという要求が強くなってきて図1-9に示すような経緯で霞堤の築造が進められるようになる。特に明治43年水害を契機として日倉橋上流の築堤が進められ、昭和10年頃までにはほぼ現在の河道法線形に河道は固定されてきた。この当時の築堤の例を写真1に示す。構造は練石三面張、あるいは一部空石張のものであって、ほとんどが1.5～2割の表法勾配である。また一貫した改修思想で改修されたものではないらしく、霞堤の形状やその法線形もなめらかにはなっていない。

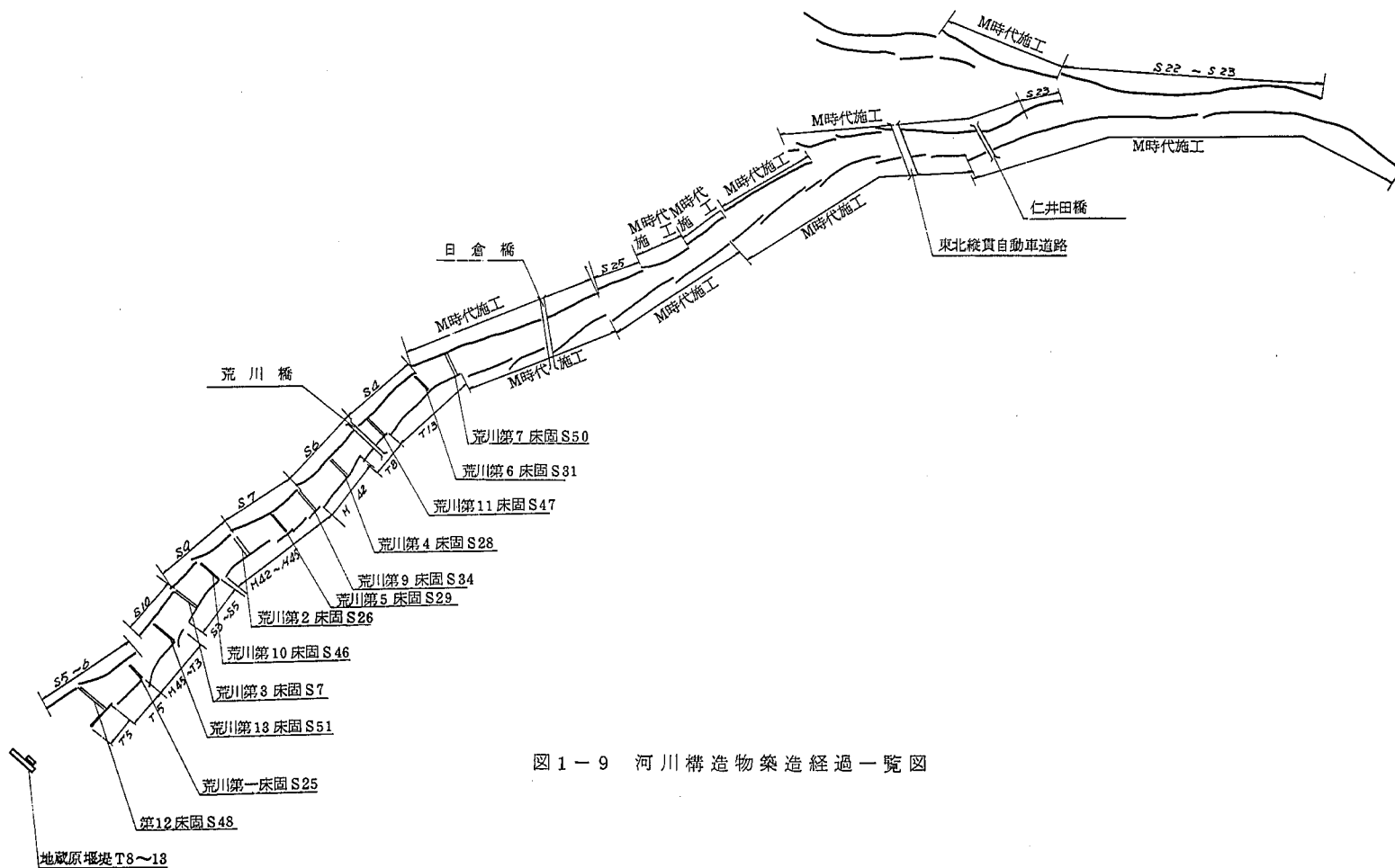


図 1 - 9 河川構造物築造経過一覽図

3) 除石工の施工

荒川は流送土砂が多く大出水時の河床上昇も顕著であつたらしい。大正年代には採石による河床低下、河道整理事工が行なわれその効果は顕著であつたと、「日本水制工論」に真田秀吉は報告している。この工事は明治23年、同43年、大正2年の水害による土砂除去であつたらしい。現在でも日倉橋上流に半身大以上の安山岩が河原一面に存在しているが、除石工による河床整理を採用することも、改修方式の一貫にとりあげて検討する必要があるらう。

4) 床固工の設置

阿武隈川筋は支川荒川も含めて直轄改修が大正8年3月に開始された。大正3年から大正7年にかけて行なわれた調査結果をもとに樹立された阿武隈川改修工事計画によると、荒川筋については次のような改修計画が樹立された。

「支川荒川においては、その勾配急にして土砂の移動甚しく洪水毎にその河身を変化し、ために乱流を極め激流堤脚の破堤を来たすを以て、その河身を一定すると同時に努めて激流を堤脚に近づかしめざるの目的を以て、須川合流点以上に制水工を施し、河幅を整理し、かつ無堤においては新堤を築き、在来堤防の低きものはこれを嵩置を施し、薄弱なるものはこれに腹付けをするものとす。荒川は河床の移動甚だしきため、これが防止の目的をもって上流の適処に床留堰堤を築造せんとす。」（荒川河道解析資料Ⅱ2、阿武隈川改修計画の経過）より。

すなわち、

- ① 乱流の防止—制水工施工
- ② 新堤の築堤
- ③ 在来堤防の嵩上げ腹付
- ④ 河床変動防止—床留堰堤の築造
- ⑤ 河床低下と河積の拡大—採石・除石工

として、改修方針が打出され、前述したような霞堤、除石工が施されると共に、扇頂部に地蔵原堰堤が大正8年から施工され同13年に完成を見ている。その後荒川には表1-6に示すような経過で床固工が順次築造され現在に至っている。

表1-6 床固工一覧表

	位置 (Km)	延長(m)	高さ(m)	実施高(m)	施工年度
地蔵原ダム					
Ⅱ12	12.32	244.00	2.0	261.400	昭和48年
Ⅱ1	11.90	171.08	3.0	247.220	25
Ⅱ13	11.62	186.00	3.5	237.400	51
Ⅱ3	11.32	187.72	3.0	228.791	27
Ⅱ10	11.05	190.16	3.0	221.444	46
Ⅱ2	10.77	157.47	3.0	213.200	26
Ⅱ5	10.46	167.20	3.0	203.700	29
Ⅱ9	10.23	169.80	3.0	196.700	34
Ⅱ4	9.90	184.13	2.5	178.854	28
Ⅱ11	9.55	170.00	3.0	178.210	47
Ⅱ6	9.09	158.00	3.0	165.000	31
Ⅱ7	8.876	60.07		160.645	33

この既設床止工は、落差が1～2 m程度で、河道全体にわたって帯工として建設され、水通し幅が70 m前後、兩岸の袖部が30～50 mのものとなっている。この兩岸から出る袖部が非常に長くかつ水通し高との差が1 m前後であって、横堤のような形で流路を固定する役割を果たしている。(写真3, 4 参照)このような工法は大正～昭和初期に多用されていたらしい。昭和13年に出版された木幡長命著「河川工作物」によると、

「床止工の両端河岸相より相当長さを洪水面以上に高くする場合は主として急流、中流河川の床止に適し、洪水量に比し河川の幅員大なる箇所、および荒廃せる原始的河川の床止に使用する事多し。

元来急流河川に於ては、洗掘力非常に強大なるのみならず流勢の衝撃力亦大なるを以て、法覆工、根固工、水制工等何れも堅牢なる工法と為すに非ざれば維持容易ならざるべく又河川の状況によりては従来の護岸、水制主義のみにては如何に努力するも破壊を免れざる事少からず、仮に輕うじて維持し得るとしても莫大なる工費を要し結局不経済となる事免れ得るものとす。床止兩翼の洪水越流せざる部分は、川幅にして許すならば出来得る丈長く施工する方が堤防並に護岸の爲安全なるべし、故に荒廃せる幅員大なる河川に於いては、兩翼の洪水越流せざる部分を可成長くし、兩岸の護岸若くは堤防の位置は、出来得る丈後退して築造すべし」

と記載されている。荒川の床固工群はこの考え方がとり入れられているものと考えられるが、後にものべるように非越流部の袖部が長くかつ水通幅が計画流量に対して小さすぎる傾向にあり、洪水が袖を越流することもあるため、河道設計上の問題点となってきた。

第2章 荒川河道の現況調査

第1節 はじめに

荒川の河道計画模型実験を実施するに当たり、その実験上の境界条件、初期条件を、現状河道調査により把握する必要がある。ここでは特に、山地流域から流送されてくる土砂量の見積り、河道区間の河床上昇及び低下の傾向把握、および荒川の河床形態の解析、等を取りあげて検討する。これらの調査で得られた特性値を実験上で入力および検証値として使用する。

第2節 流出土砂量の推定

砂防区域（地蔵原堰堤上流）からの土砂流出量として、砂防調査報告書（42～46年度編）によると、昭和32年から昭和41年の9年

表2-1 砂防区域流出土砂量（単位 m^3 ）

流域名	崩壊地からの供給量	残土からの供給量	支流からの供給量	(A) 供給量計	(B) 河床変動量	(C)=(A)-(B) 流出土砂量
西 鴉 川	5,870	27,100	5,320	38,290	(+) 9,130	29,160
東 鴉 川	26,950	1,930	5,900	34,770	(-) 119,070	153,840
塩 の 川	24,250	10,960	0	35,210	(-) 90,610	125,820
荒川本流	137,390	55,150	63,060	255,600	(+) 47,540	208,060
全 流 域	194,460	95,140	74,280	363,880	(-) 153,000	516,880

間の地蔵原堰堤上流の土砂の収支は上表のように算出されている。

この結果、

年間平均流出土砂量 $57,430m^3/\text{年}$ （ $=516,880m^3/9\text{年間}$ ）

異常流出土砂量 年間平均流出土砂量 $\times 5 = 287,150m^3$

が結論として報告されている。したがって計画規模の出水時には約29万 m^3 程度の土砂が地蔵原堰堤に流入すると考えられているがこれは、地蔵原上流6.4 km^2 に対しては4,500 m^3/km^2 に相当し、第4章でもふれるがこのような荒廃河川では若干少なすぎる値であると考えられる。年平均の比流砂量は約900 $m^3/km^2/\text{年}$ でありこの10倍程度の値を流出土砂量とすることが望ましい。この流出土砂量には掃流砂と浮流砂が含まれるが、河道区間0～1.3 km には砂分が比較的少なく（0～4 km で50%，5～7 km で10%，7 km 以上で0%）計画流量時には57万 m^3 のうち半分の29万 m^3 程度が礫分で掃流砂的な運搬形態と考えられる。特に8 km 上流河道にある安山岩の巨礫は掃流運搬あるいは土石流的な集合運搬の形で運ばれたものと考えられ、山地流域が火山岩類や安山岩・凝灰角礫岩類系統のものであるため、前述したように崩壊地も多く、生産源での粒度特性も砂分と礫分が同程度に混合されていると思われるが、河道内での分級作用をうけ、地蔵原地点上・下流では巨礫が堆積し細粒分はより下流に流送されていると推定できる。したがって山地流域から地蔵原堰堤への供給土砂量として、計画出水時には約57万 m^3 の土砂が流出し、そのうち半分を掃流土砂量として計画することとする。

第3節 荒川〇～14 km間の河床変動調査

荒川の地蔵原堰堤上流には現在図2-1、表2-2に示すような砂防ダム群が建設され、全体で141万 m^3 の貯砂量をもっているが、これらはすでにほとんどが満砂状態に近くなっている。この貯

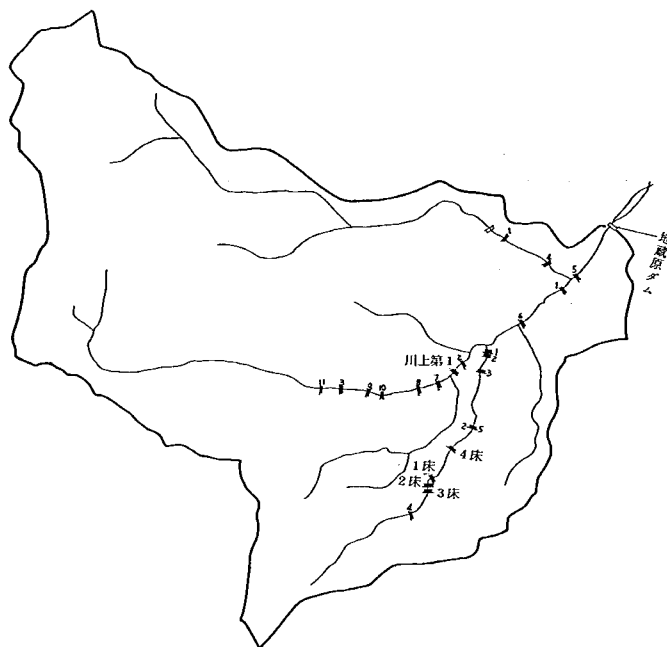


図2-1 荒川山地流域と砂防ダム群

表2-2 荒川砂防ダム一覧表

溪流	番号	ダム名	形状寸法			計画貯砂量	施工年
			高	長	体積		
荒川	1	荒川第1ダム	10m	57m	1,510 m^3	23,800	S11~S12
	2	第2	13	54	3,269	73,500	S11~S16
	3	第3	15	47	1,720	62,000	S12~S15
	5	第5	12	150	7,096	371,000	S26~S29
	6	第6	12	54	2,850	128,000	S24~S25
	7	第7	12	69	4,200	84,000	S25~S26
	8	第8	12	60	3,379	66,600	S26~S27
	9	第9	18.5	45	5,063	103,000	S34~S39
	10	第10	10	49.5	3,330	40,000	S32~S34
	11	第11	24	71	17,372	158,800	S42~S47
		川上第1ダム 地蔵原	9	72	2,808	3,500	S16~S21
東鴉川	1	東鴉川第1ダム	7.5	56	1,112	3,000	S22~S26
	2	第2	5	33	298		S23~S24
	3	第3	15	65.5	3,762	35,000	S27~S28
	4	第4	12	67	4,539	80,000	S29~S32
	5	第5	10	42.8	2,530	30,000	S46~S47
塩川	1	塩川第1ダム	15	47	2,740	30,000	S28~S29
	4	第4	15.5	56	3,882	88,000	S30~S31

砂量は計画洪水時流砂量の約3倍に相当するものであり、下流河道区間への土砂供給量が減少したものと考えられる。一方0～14 km区間の河道では砂利採取、採石が行なわれており、そのためあって、地蔵原堰堤から阿武隈川合流点までは図2-2示すような河床低下を呈している。これによれば10～13 kmの床固設置区間では昭和34年を基準にした昭和48年の平均河床高の低下はあまりみられないが、7～10 km区間で約1 m、5～7 km区間で2 m、0～5 km区間で約1 m程度の河床低下を生じている。

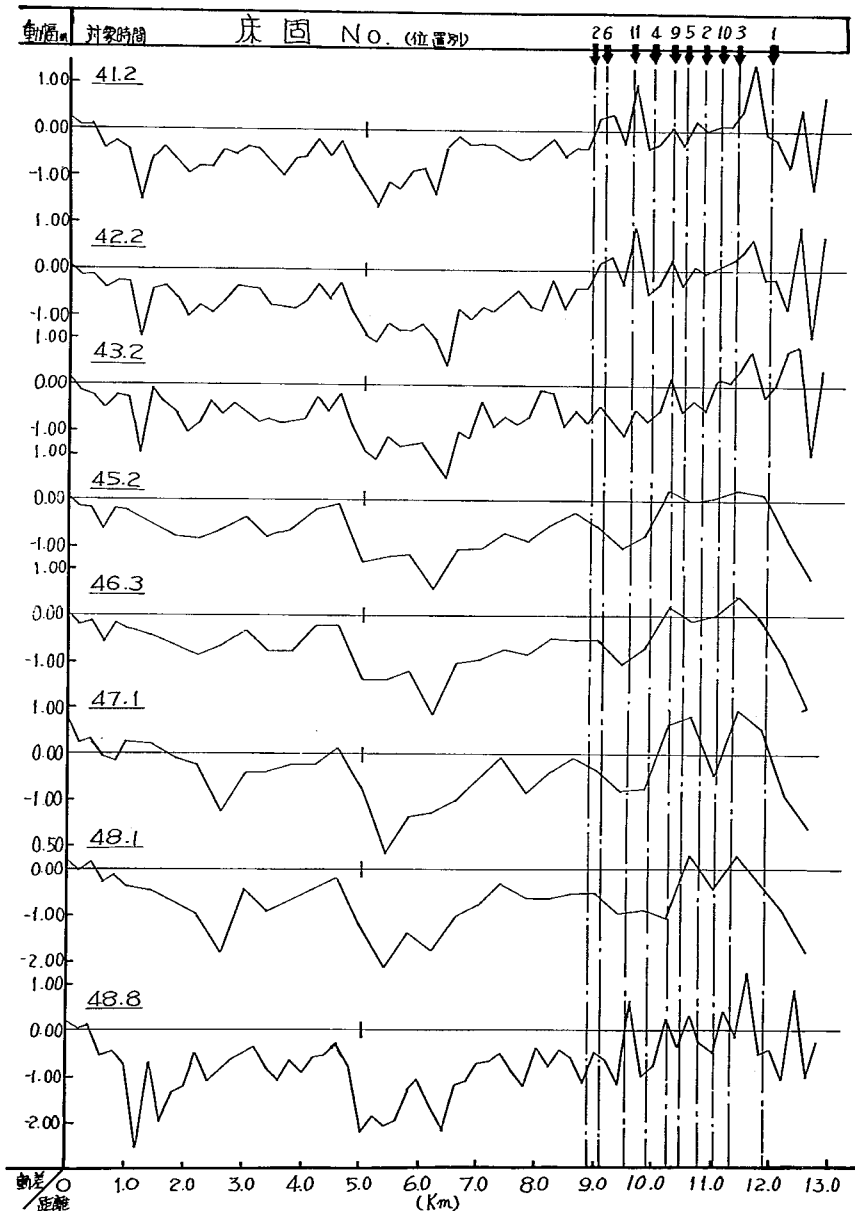


図2-2 荒川における平均河床高の変動

一方昭和34年を基準にした昭和45年の河床低下量と昭和48年のそれとはほぼ同じような値であり、0～13 km区間の土砂採取を禁止した昭和46年以降、河床低下はあまり生じていないようにみられることから、現況の河床高は、昭和46年以後ほぼ平衡状態にあることが推察される。これは近年あまり大きな出水がないことも関連しているが一応現河道の維持という面から荒川の0～13 km区間については計画河床高を現況平均河床高とすることが考えられる。5～7 km間の河床低下量が多いことは砂利採取が5 km～10 km区間で主に行なわれたことによるものと考えられる。この区間は後述するように河相の変化する区間を含み、玉石や砂利の堆積が生じやすいため、河道維持のためには、出水後の異常堆砂を除去することが今後必要な区間であると考えられる。

第4節 砂礫堆を形成する流れについて

1) 砂礫堆とは

流水と流砂の洪水時の洗掘・堆積の相互作用によって、河床面には「砂礫堆」と呼ばれる巨大な砂洲が形成され、その上で洪水流が三次元的な流動をする現象がいろいろな河川でみうけられる。

図2-3の略図にみられるように、「砂礫堆」は扁平な一種の砂丘のような形をなし、砂漣や砂堆(ripples and dunes)などと呼ばれる河床表面の小さな凹凸よりはずっと規模の大きな砂礫洲である。この図に示すように、これは水流の蛇行現象とも密接に関連しており、この種の蛇行は流れの集中による洗掘とそれを運びながら拡散して堆積するという交互の作用による現象として、これをとらえることができる。

この現象は河岸が非浸食性の河道で発生するものであって、直線的な河道で顕著に認めることができる。したがって河道が蛇行するその前駆現象としての水流の蛇行現象ともみられる。この砂礫堆の諸性質は実験的にかなり深く追求されており、その詳細はそれらの実験報告類を参照されたいが、そのうちのいくつかの事例を以下に略記する。

① 直線水路における砂礫堆とその上の流れについて

自然状態の河道では流量が大きく変化している。そして一般に流量が少ない時には水は河道内の一部分だけにしか流れていず、他の大部分には広大な洲があらわれている。その時よく観察すると、洲にそうように左岸から右岸へと交互に低水の流れは蛇行あるいは網流していることがわかる。流量が多くて河道を全面にわたって水が流れるような状態の時を考えると、その時の水深は河道の巾に比し非常に小さいものであって、水深と水路巾の比が $\frac{1}{10}$ になることさえ稀で、大多数の河川でこれよりも相当小さな比の値を示す。このことを考慮して直線水路内に適当な粒径の砂を敷き均し、水深と水路巾の比を $\frac{1}{10}$ 以下になるようにして水を流す。もちろん砂の限界掃流力以上になるような水流を通水する。このような条件を実験水路に与えると、大抵の場合水路床こう配をかなり急なものにしなければならなくなる。一定時間通水すると、実際の河川と同様な砂礫堆が形成される。このような種類の実験のうちで巾50 cm、こう配 $\frac{1}{50}$ 、河床砂の平均粒径0.23 cmの条件で流量 $Q=4.90 \text{ l/s}$ を通水した時の実験をとりあげその結果を要約しておく。

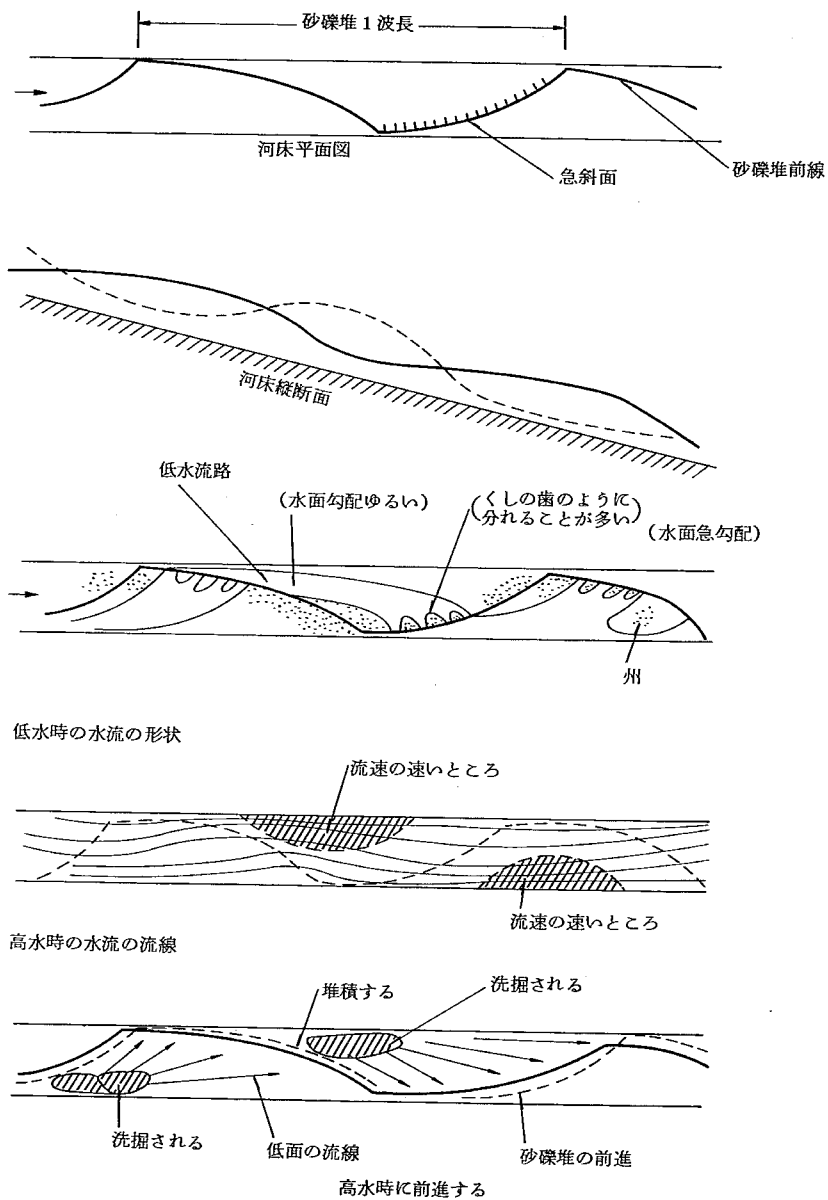


図 2 - 3 砂 礫 堆 の 概 念 図

0.23cmの砂を平坦に敷き均し、4.90ℓ/sの流量の水を約30分通水し、断水した後河床変形状態を測定した。この結果は図2-4に示すとおりである。この図からもみられるように、最初平坦に敷き均されていた河床が水路側壁にそって極端な深みをもつ細長い部分と、その他の大部分のところで平坦で浅い部分との二つの部分に変形されていることがわかる。そして深みのある淵の部分が左右岸交互に形成され、その深みを分離する峯が流れを横断して斜めに連なっている。

この状態での水の運動を調べるために河床砂の移動をとめて、流水の流速分布を詳細に観測した。河床砂を図2-4の状態に固定するために、水性ビニール塗料を塗布して乾燥させた。そして再び4.90ℓ/sの流量を通水して流速をピトー管で測定した。その結果を用いて計算された等流量線を示すと図2-5のようになる。この図は実線ではさまれた部分にそれぞれ全流量の10%の流量が流れていることを示し、太実線は流量の二等分線を示している。この図から深みの部分に次第に流量が集中していき、砂礫堆の巾が拡がり始める付近で最も流量が集中することがわかる。すなわち流れの蛇行は河道横断の最低点を縦断方向に連ねた線である谷線の蛇行とほぼ $\frac{1}{4}$ 波長だけずれていることがわかる。

各測定点における平均流速の分布を示すと図2-6のようになる。この図によると淵の上流端では流速が遅く、その横断方向に反対側の洲の高まっている部分で最も速くなっている。そして等流量の狭い巾で流れる部分と広い巾で流れる部分のような流れが収束、発散を繰り返す現象と対応して平均流速が加速、減速を繰り返す。

砂礫堆上の流れの状態を概括的にみるために水面及び底面における流線を描くと、図2-7のようになる。この図から流れが淵に集中し次第に砂礫堆の前縁に沿って拡がり、深み及び砂礫堆の前縁に沿う部分では水面と底面における流線の方法は一致しており、この部分では二次元的な流れをしていると考えられる。

② 砂礫堆の流水抵抗について

砂礫堆を形成する水流は全体としては三次元的な流動をし、一断面内の水深や流速は場所による差が著しいことは先に述べた通りで、平均量を取り扱うこれまでの水理学的手法では、この種の現象を充分表現し得ないだろうことは想像に難くない。しかしここでは、現象を総括的に表現する意味で流速、水深、こう配などの断面全体の平均的な水理量を用いて流れの抵抗を検討する。

固定床乱流と比較するためにDarcy-Weisbachの摩擦係数 f と平均水深 hm および砂礫の平均粒径 dm の関係を図示すると図2-8となる。図中 $Ks=dm$ の直線は hm を径深 R でおきかえると、

$$\frac{U_m}{U_*} = 6.25 + 5.75 \log \frac{R}{Ks}$$

となり開水路固定床乱流での対数則を表わすKeulegan式に相当するものである。この図から砂礫堆が形成されている時の水路床の抵抗は固定床開水路の抵抗と比べて大きくなっていることがわかる。それに対応して流速は、河床波が形成される以前に比べて形状抵抗の増加により、全体の抵抗が増加するものと考えられている。巾50cmの水路で平均径0.23cmの砂を敷き均し、実測した結果を表2-3に示す。こう配は $\frac{1}{50}$ で流量は5.2ℓ/sを通水し、45回の実測値の平均値を示したものである。

これによるとこの条件のものでは表面流速、平均流速とも砂礫堆の形成により、形成前のそのの

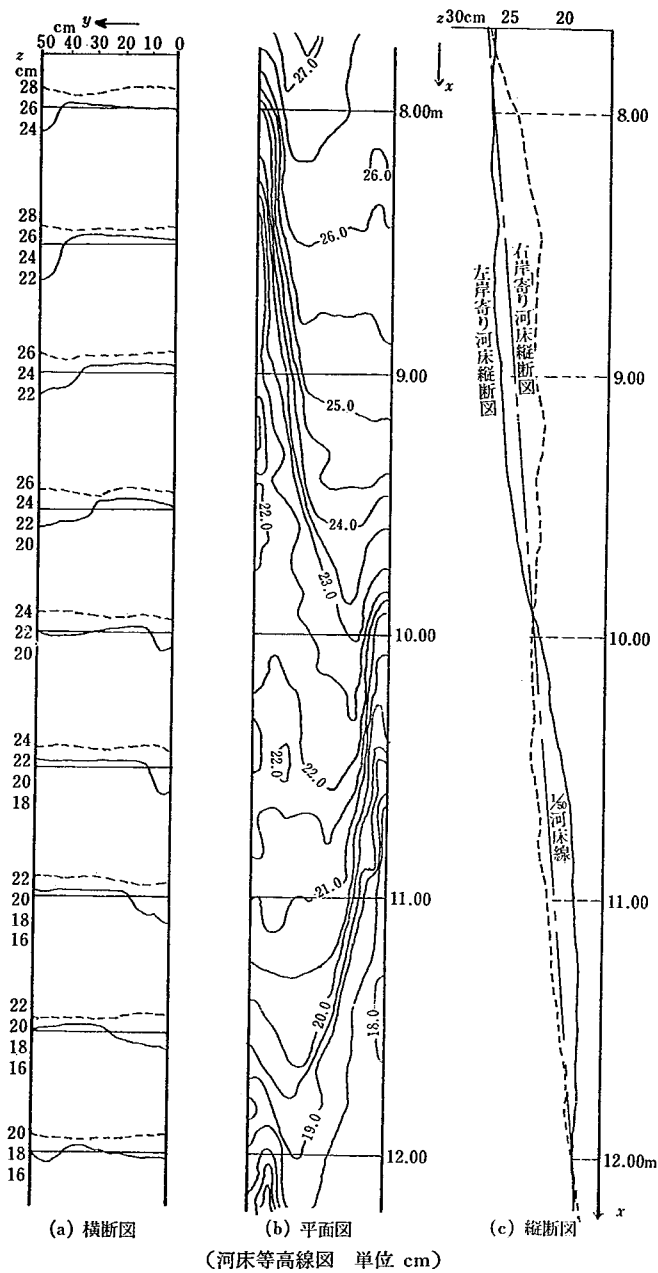


図 2-4 測定を対象とした「砂礫堆」

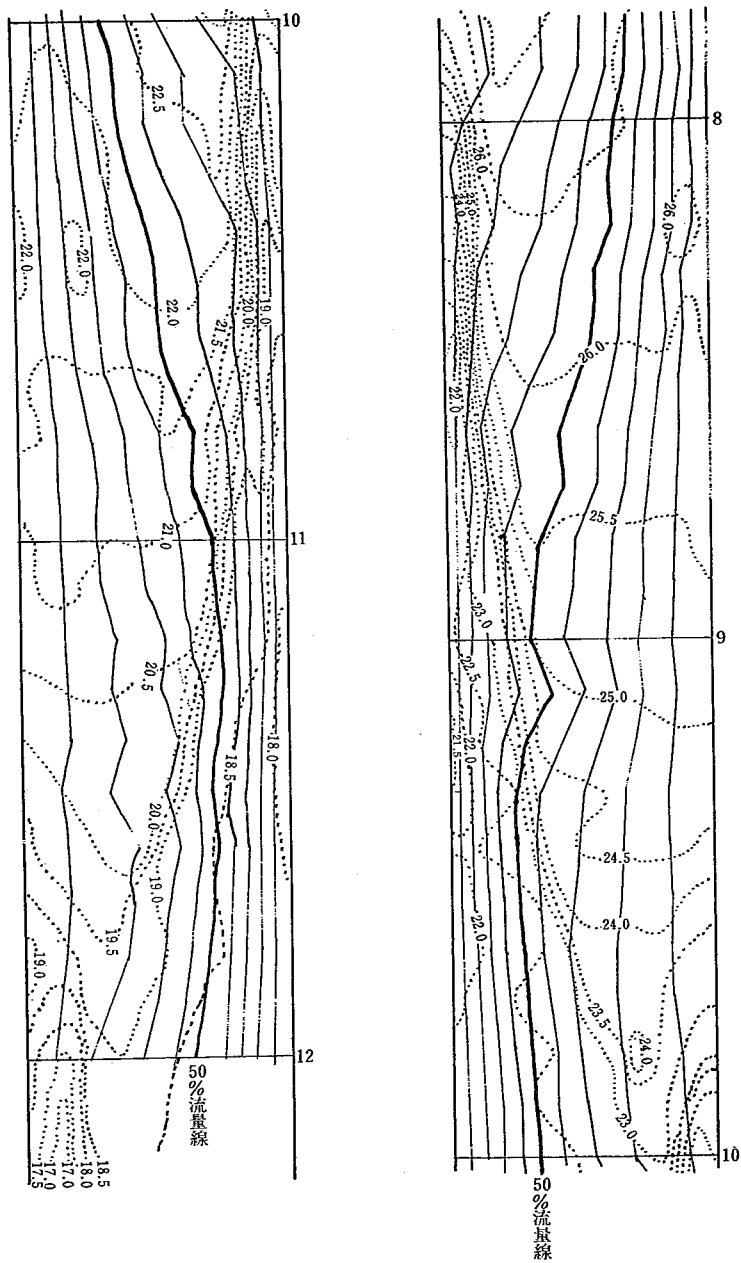
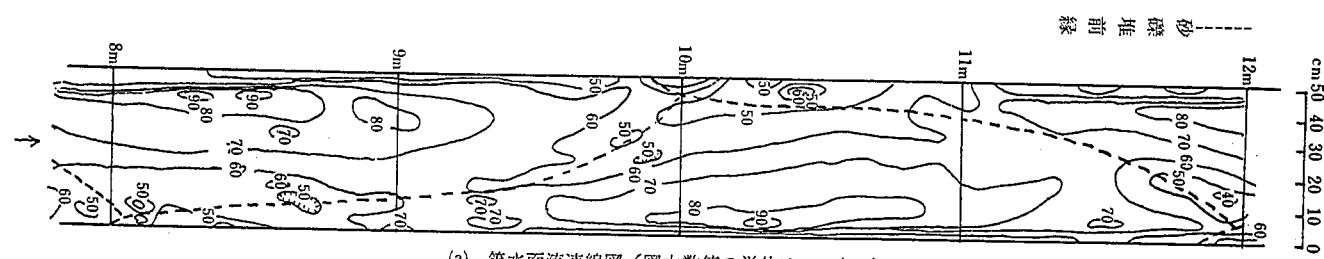
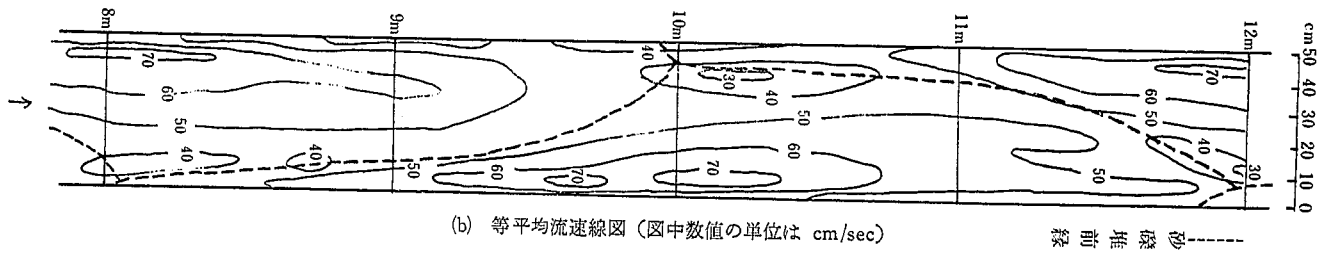


圖 2-5 10 % 流量線圖



(a) 等水面流速線図 (図中数値の単位は cm/sec)



(b) 等平均流速線図 (図中数値の単位は cm/sec)

図 2-6 砂礫堆上の流れの等流速分布図

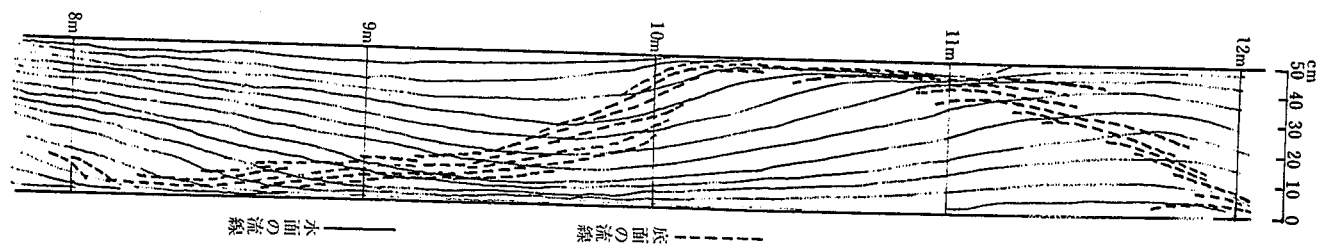


図 2-7 砂礫堆上の流れの水面及び底面における流線図

表 2-3 砂礫堆形成による流速の変化

流 速	砂礫堆	形 成 前 (I)	形 成 後 (II)	(II) / (I)
平均流速 u_m		53.8 cm/s	51.3 cm/s	0.954
表面流速 v_m		74.0 cm/s	71.2 cm/s	0.962

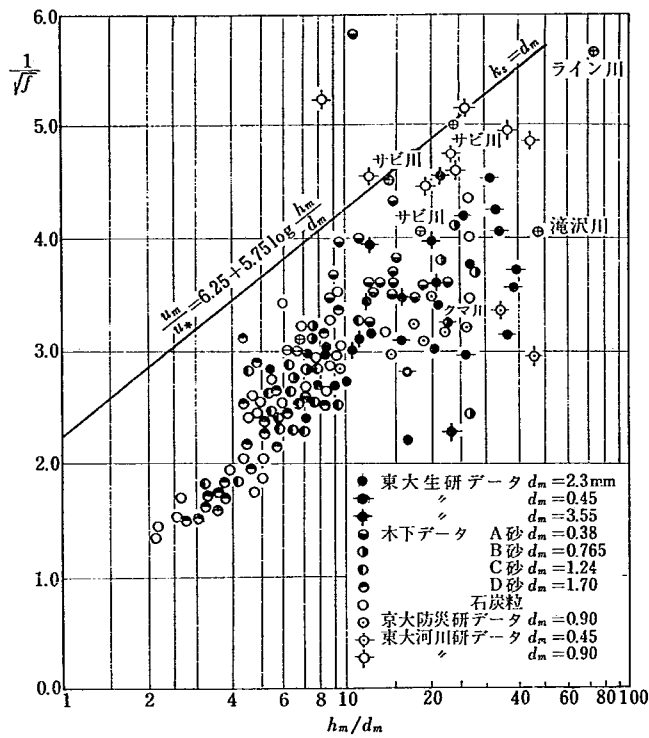


図 2-8 抵抗係数 $1/\sqrt{f}$ と h_m/d_m の関係

約 95% になっていることがわかる。この結果からは、砂礫堆の形成抵抗の増加はあまり大きなものではなく、砂礫堆を形成する水流の抵抗はほとんど粒子抵抗によって規定されるものでありということが推察される。これを検討するために、マンニングの粗度係数についての Strickler 公式、

$$n = 0.015 dm^{1/6} \quad (dm: \text{平均粒径 } mm)$$

と砂礫堆の抵抗とを比較したものが図 2-9 である。この図から $hm/dm > 10$ の範囲では、粗度係数は Strickler 公式、すなわち砂の粒径だけの関数として表わされることがわかる。

(3) 砂礫堆の形状について

現在のところ砂礫堆の形状や規模を水力諸量と関係づけた一般的な関係はまだ知られていない。sand waves のひとつとしての砂礫堆の形状を代表する量として、砂礫堆の長さとその高さの比をとると、フルード数 Fr とこの配 I の間にはかなり強い相関があることが考えられるので I と Fr の相関を検討したが、図 2-10 以上に点が散らばるので、図 2-10 は一応砂礫堆の形状とフルード数

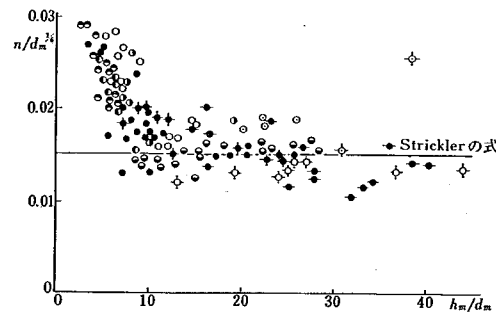


図 2-9 粗度係数 n と hm/dm の関係

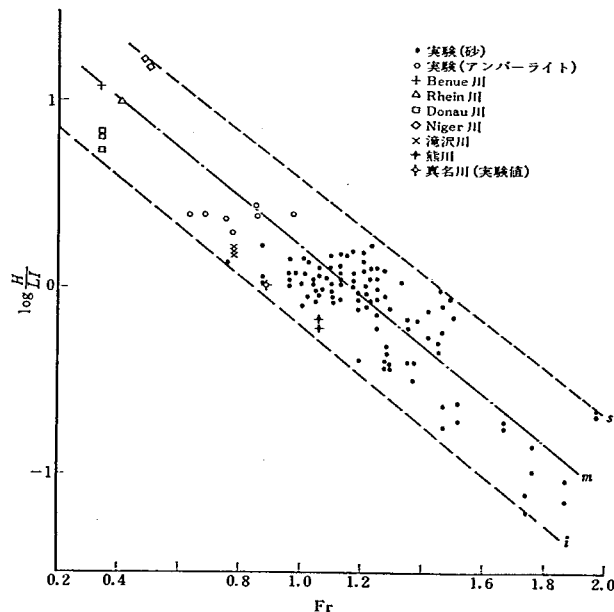


図 2-10 砂礫堆の形状と Fr 数の関係

の間の関係を表現するものと考えられる。砂礫堆の高さや長さ各々については、同一の実験でもばらつきが大きく、水理量との関係は明らかではない。

2) 複列蛇行とウロコ状砂礫堆

上述した砂礫堆は水深に比べて河道巾が大きい場合（通常 B ：水路巾， hm ：平均水深で $B/hm > 10$ 以上の時明瞭にみられる）に発生しやすい。反対に B/hm が大きくなりすぎると、その限界の数値はいまだ明らかではないが、もはや一本の蛇行水流による砂礫堆形成は限界に達し、図 2-11 のように二列の蛇行があらわれるようになる。

B/hm が限りなく大きくなれば水流の蛇行の列は 3 列、4 列と増大していく（図 2-12）。そして低水時には流路が網状流のように複雑な形となり荒廃河床の状況を呈することが多い。

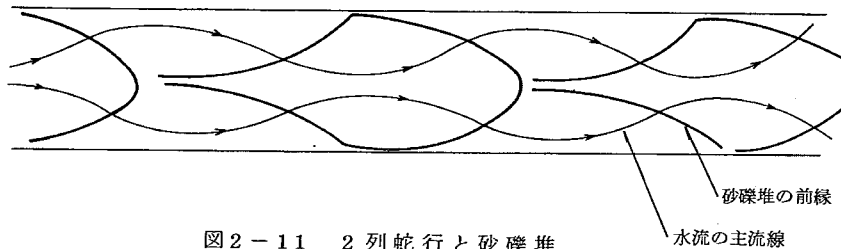


図 2-11 2 列蛇行と砂礫堆

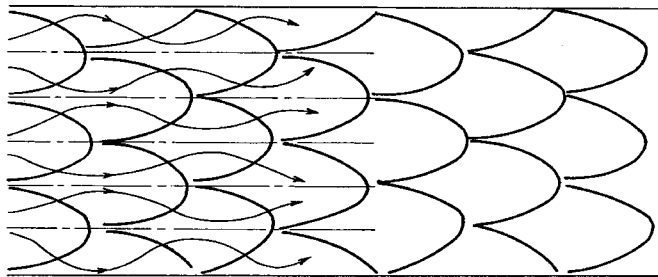


図 2-12 ウロコ状砂礫堆

この現象はいろいろな河川でみることができる。例えば千曲川，渡良瀬川中流部（桐生，足利間），阿武隈川下流などで、洪水流の航測や通常の航空写真の判読から上述のような河床形態がみつめられている。

このウロコ状砂洲の形成は緩流河川で明瞭にみつめられているが、扇状地河道でも詳細に砂洲の形状を調べると、このような形をなしていることが多い。

例えば、常願寺川，黒部川，大井川等で認められる。ここにとりあげている荒川河道も床固の影響で明らかではないが、ウロコ状の砂洲を形成する河道である。扇状地河道の特色の一つは、一般に川幅が広大であり、したがって高水時といえども B/hm の値はきわめて大であって、ウロコ状砂礫堆が形成配列され易いのである。扇状地河道では礫は粗く、したがって砂礫堆の高さも高く（砂礫堆の高さを最低河床と最高河床の差とすれば河床構成物質が粗くなると高くなり細くなると低

くなる傾向がある。)、高水時の流量が減少してくるといたるところに洲が水面上にあらわれてくる。しかし扇状地河道は一般に勾配が強く、急流河川という性質があるため、幾筋にもわかれはじめた細流はそれぞれの部分の河床の砂礫を動かして、二次的三次的の小さな砂礫堆を形成しつつ、それぞれ小さい蛇行を示すようになる。平時の網状流路の河道はこのようにして形成されている。

3) 扇状地河道のその他の特徴

① 洪水流の局所的現象

扇状地河道の洪水時の局所的現象として、恐竜の背びれがあらわれたような一列あるいは数列の巨大な波が生ずることがある。これは移動床実験では Antidune or Standing Waves と呼ばれている射流域で発生する現象である。

この線状跳水の生じる部分のフルード数は 1.2 程度であって、この部分の流速は周辺よりも速く、平均河床も溝のように低下し流砂量もその部分で増大する。この跳水が砂礫堆を変形させることがあり、急流河川では洪水の減水時にも発生して砂礫堆を変形させる。

この跳水現象のみならず、扇状地河道では勾配が強いほど洪水時の水面の波の立ち方は凄まじい。

また強い流れが岸に当たると、その部分だけ水面が隆起して流れの一部が堤防をのり越えることもあり、一方霞堤の間隔がかなり空いていても、洪水流が眼前に山のように盛り上がって流れるにもかかわらず、堤内地に水が入ってこないこともある。

② 扇状地流路の平面形状に関する問題

急流河道ではある範囲の洗掘現象が起ると、その下流のある範囲には堆積現象が起る。河床があるかないかの浅い自然の扇状地流路では、堆積は流路幅の拡張をともしやすい。そして再びその下流で洗掘に転じ、結果的に長波長の流路幅の広狭変化が起っていたように考えられる。このような波動的現象がその後の流路改修に次のような形で影響を与えている。

荒川河道は主として災害復旧工事的な性格をもつ築堤の連続によって現在の姿を呈するに至ったものであろう。そして扇状地への出口にあたる部分に砂防堰堤(地蔵原堰堤)をつくり、扇頂部の流路の首振現象を規制すると共に床固工を施工し、流路の固定化を計ったものと考えられる。これらの諸工事には一貫した改修方針があったとは考えられず、時々の当時者によって個々の堤防の法線設定が行われ、川なりの検討が繰返えされた。そしてそれらの集大成が現在の姿となったものであろう。

荒川の須川合流点より上流での長波長の蛇行はこのような経過で形成されたものと考えられる。

全国的にみて扇状地の河道では、このようなゆるやかな長波長の蛇行を描くことが多い。(例 黒部川、蛇尾川、常願寺川、大井川等)

第5節 荒川の河道状態の解析

荒川河道の航空写真をみてまず目につくのは地蔵原堰堤より下流から日倉橋までの区間と日倉橋から阿武隈川合流点までの区間とで河床状態に顕著な相違があることである。この荒川の0~14km区間のうち0kmから8km(日倉橋は約8km地点)までの区間には明瞭な単列砂礫堆が認められ、8~14km区間は網状流と複列砂礫堆の形成が認められる。

この河床形態の相違をもう少し別の角度から調べてみよう。図2-13は平均河床高の縦断変化を示している。河床高は指数関数的に変化しているが、詳細にみると10~14km区間では約 $1/32$ 、8~10km区間では約 $1/40$ 、6~8km区間では約 $1/60$ 、4~6km区間では $1/100$ 、0~4km区間では $1/200$ 程度の河床勾配をなしている。特に8kmより上流では河床勾配が強く、かつ後程ふれるが河床材料も粗大な礫を中心としており、上述の河床形態の相違を生ずる一因ともなっている。扇状地河川は通常河床勾配が一様な直線勾配をなすことが多いが、この荒川では4.0km上流での須川の合流による影響、流出土砂の堆積が5~8km区間で主に生ずると推察されること、阿武隈本川の背水の効果等によってこのような指数関数形の縦断面となったものと思われる。特に山地が凝灰岩系統が主体をなす須川の合流による影響は大きいと考えられる。

図2-14は荒川の0~14km区間の河床材料の粒度構成を示している。前述したように、右岸では5km、左岸では6kmを境としてその上流の河床材料は $D_{50} \div 30\text{cm} \sim 50\text{cm}$ 、下流では $D_{50} \div 1 \sim 3\text{cm}$ と極端に異なっている。この違いが河床形状にも変化を与えていると考えてよい。なお河床材料はそのサンプルの採取位置や深さで結果が異なることも考慮すると、荒川では5~8km区間を遷移区間と考えて、その上、下流での河床形状の相違を考慮すると良いと思われる。

荒川の河床材料に極端な差のある原因のひとつは、河川改修との関係であろう。荒川の8~14km区間には12基の床固工が施工されたことと、地蔵原砂防ダムが築造されたことによって、土砂の移動に変化を与え、最近の出水規模の小さいことともあいまって、この区間にアーマコートを形成しつつあるとみてよい。また荒川のこの区間では改修工法として除石工が行なわれていたこともあり、これらの効果が重なって現況の粗礫による河道となったものであろう。この除石工については「日本水制工論」中に特に荒川についてふれられており、その効果が著しかったことを類推させるものである。

図2-15は荒川の河幅(堤防間の距離)の縦断変化図である。かなり不規則な変化をしているが大略150~200m程度の河道である。したがって河床状態の変化には河幅の変化は影響していないとみてよい。

図2-16は航空写真(写真6参照)より読みとった河床形態の分析図である。ここには四種の年次の異なる航空写真があるが、10~13km間はこれらの各年次の状態をとりあげ、0~10km区間は昭和22年と昭和48年のものを示してある。

この航空写真のうち8~14km区間では河道内に樹木の繁茂が生じており、各年次を比較しても大局的にはその低水流の配置や常に流水に洗われて河床が移動しているため白く見える部分も、昭和22年を除きほぼ同じである。したがって昭和32年以降においてはそれ程大きな出水はなかったものと見る事ができよう。詳細に見れば地蔵原堰堤下流左岸の樹林も昭和22年にはそれ程大

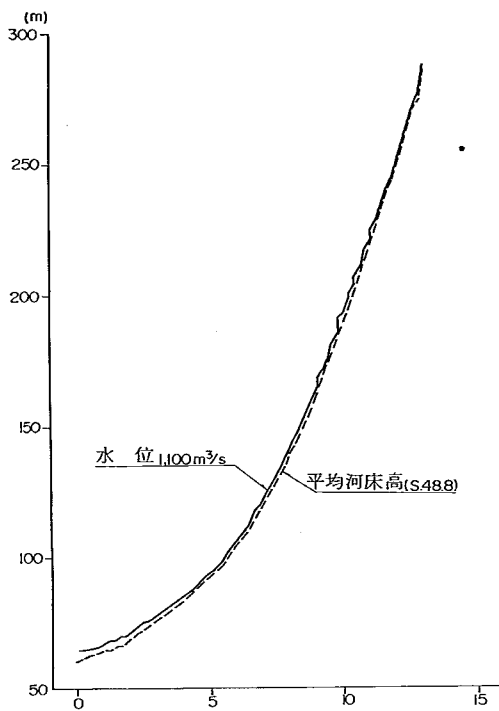


图 2-13 荒川河道縱断面图

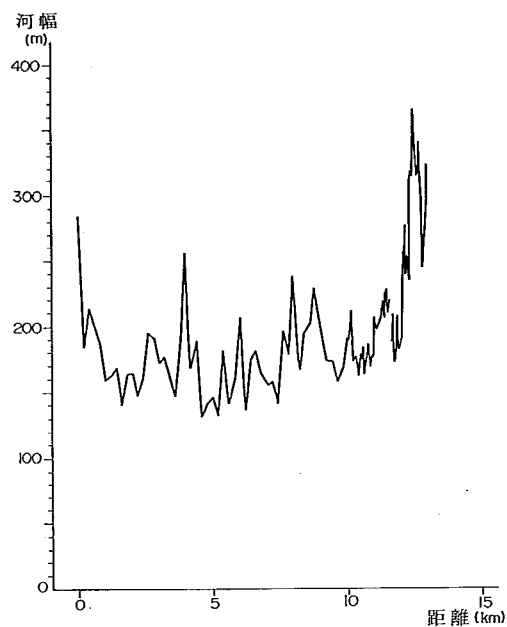


图 2-15 荒川河道代表幅縱断面图

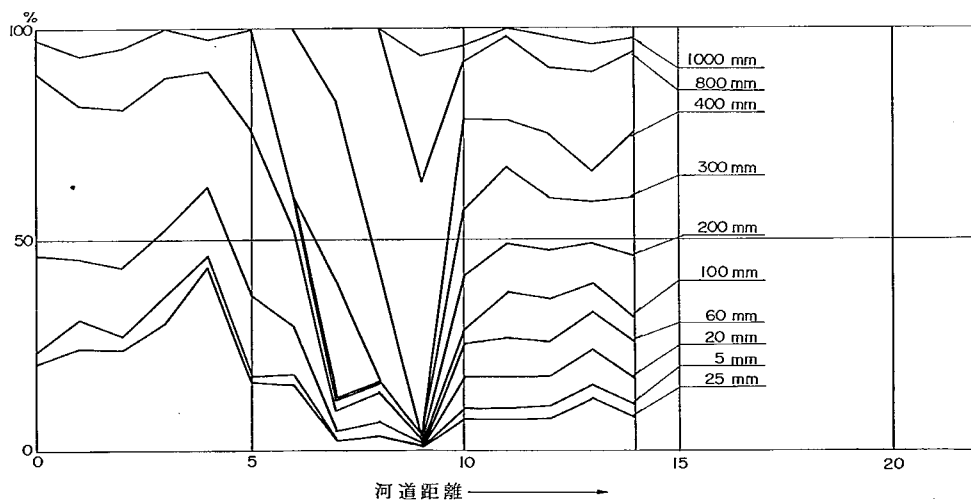


图 2-14 荒川粒度分布縱断面图

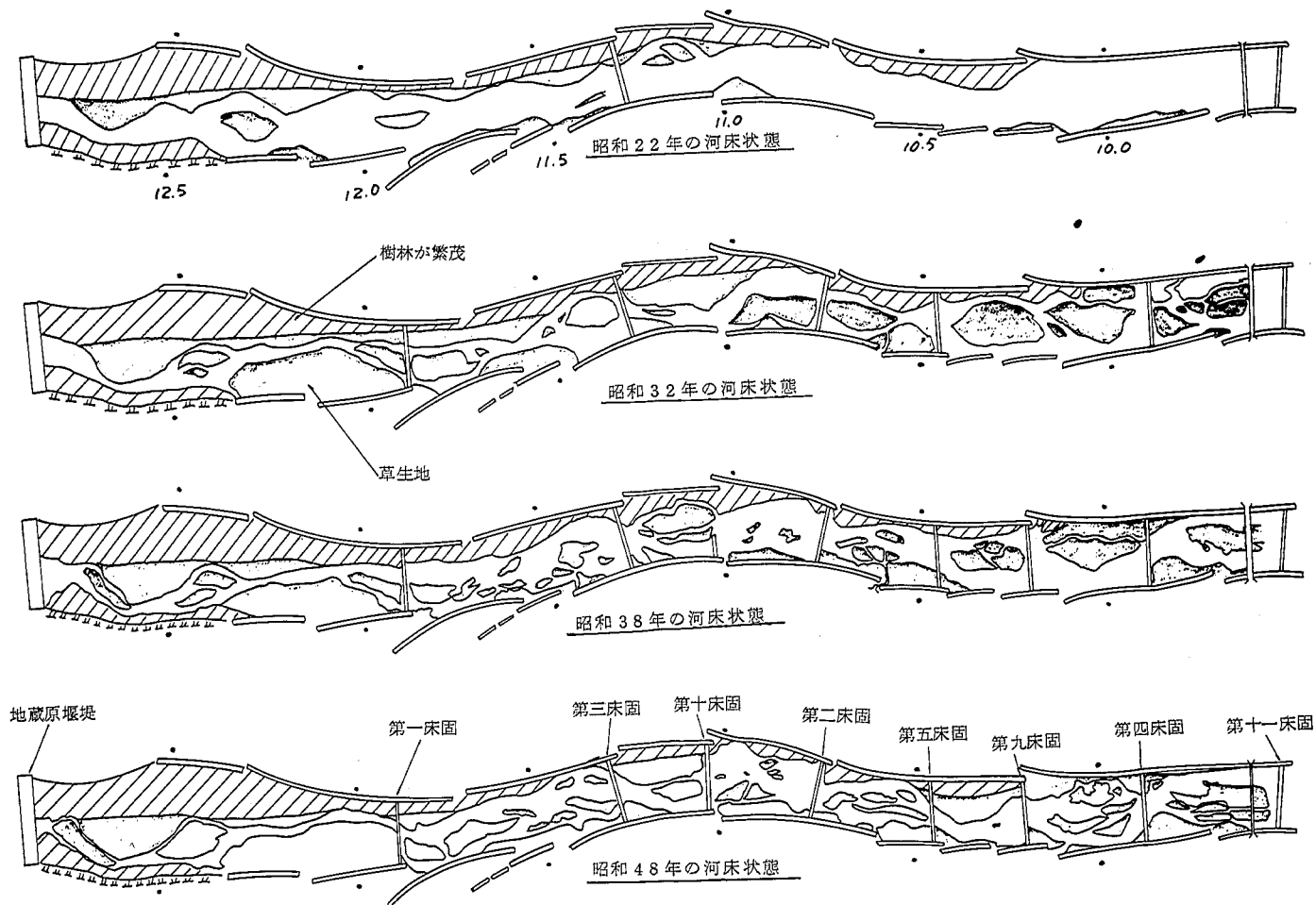


図2-16(1) 河床形態解析図

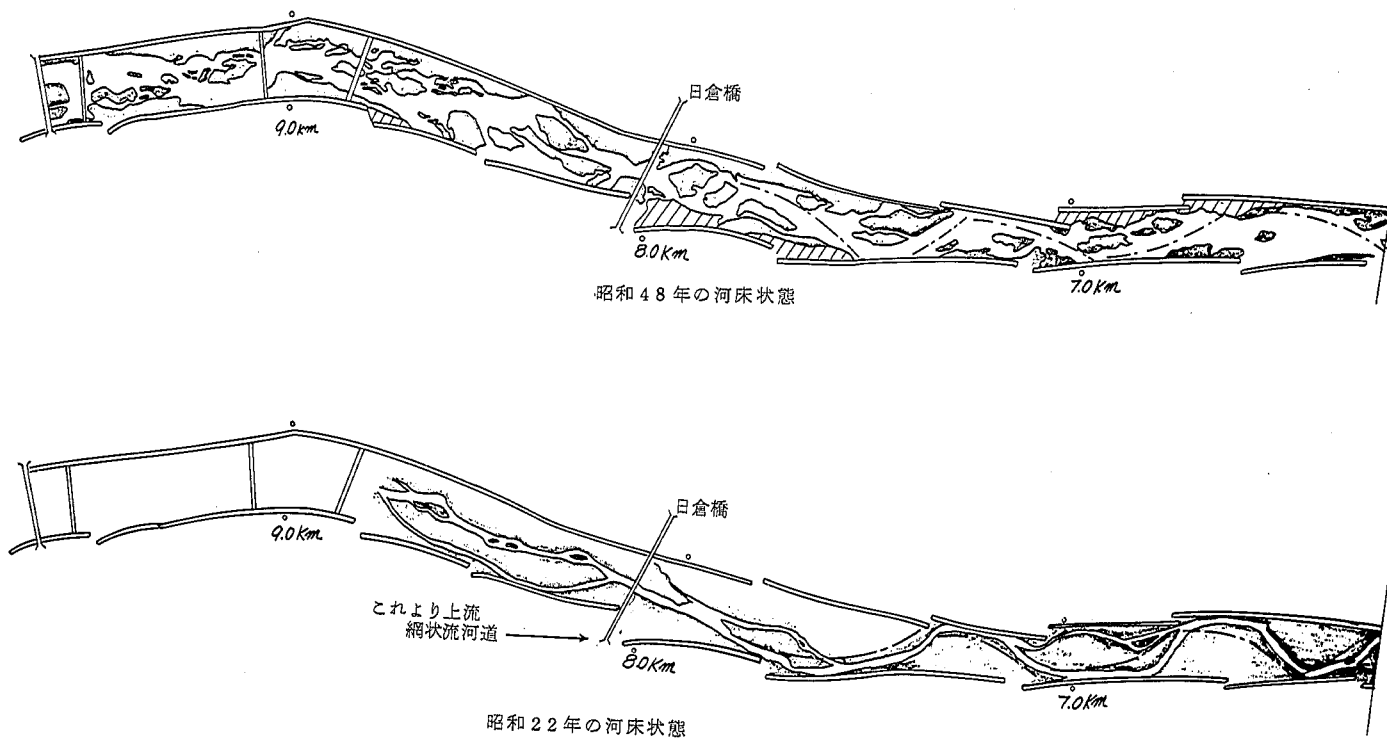
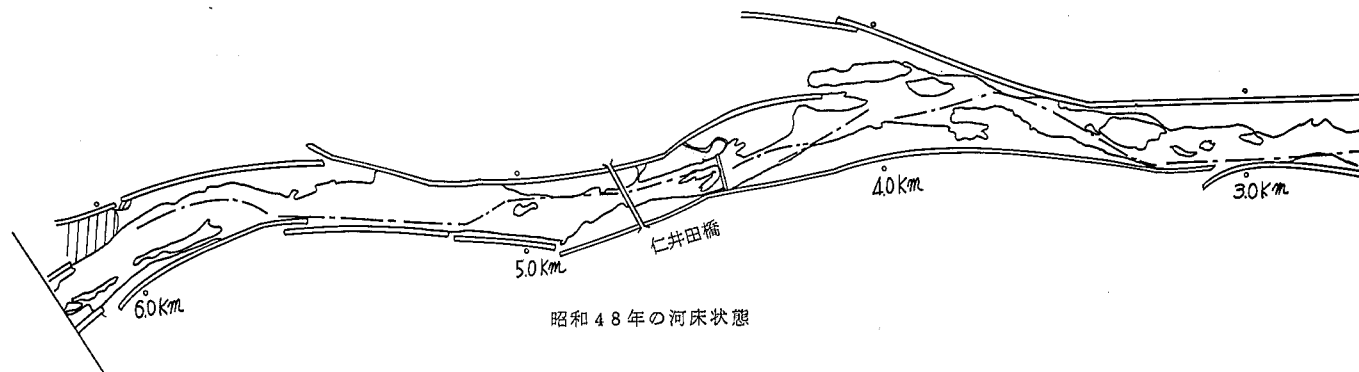
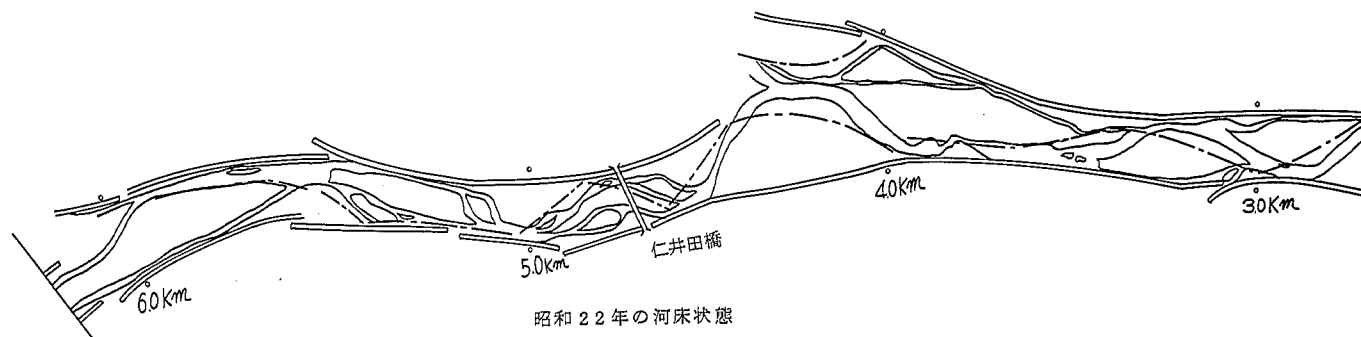


図2-16(2) 河床形態解析図



昭和48年の河床状態



昭和22年の河床状態

図2-16(3) 河床形態解析図

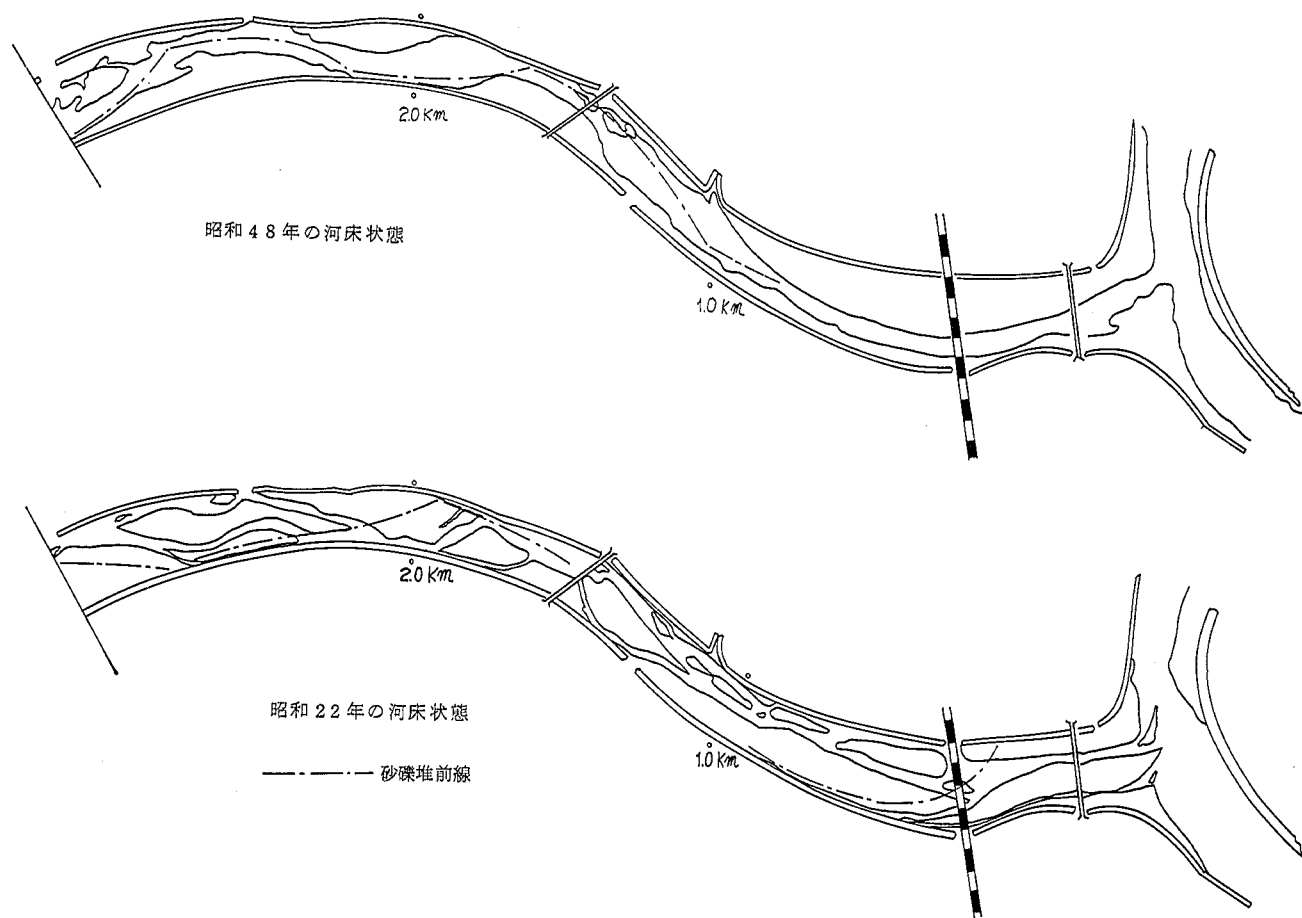


図2-16(4) 河床形態解析図

きくはなく、またその樹林のすぐ下位にまだ草生地もあったようだが、昭和48年にはこの草生地にも樹令20年を越えるものが密生しており、この堰堤直下流の流れを左岸側に向けていることが読みとれる。(写真5参照)

なお8~13km区間の河床状態はこれらの航空写真で見ると八字蛇行と二列砂礫堆の形成とも見られるが、床固工の水通し部が低水流を集めているためにそのように見られるのであって、この区間は複利砂礫堆の形成と網状流の河道であると考えた方がよい。

一方8km下流では昭和22年撮影の航空写真には顕著に低水流の蛇行と砂礫堆の形成が認められ、この状態は昭和48年の写真でも不明瞭ながら認められる。したがってこの相違を考えに入れた河川改修法を採用することが望ましい。

荒川の河床高は昭和34年7月を基準にすると昭和48年8月には0~9km区間において1~2m、平均的に1m程度低下している。これはこの期間中にそれ程大きな出水がなかったことと共に、上流での砂防工事と砂利採取の影響であると考えられる。このような河床低下は扇状地河川では一般に望ましいことであるが、護岸、根固の維持の面とも合せて今後の対策をたてる必要がある。その中心となるのは計画河床高をどう決めるかであろう。これに伴ない上流域からの洪水時流砂量も問題とされる。

一方10kmより上流では床固工が10基あることによって河床高もほぼ規制され、あまり大きな変動は生じていない。したがってこの下流域の河床低下傾向を今後どう取扱うかについての検討を要する。

第6節 荒川水害防備林

福島市阿武隈川に合流する荒川は扇状地河川であって、この合流点より13km上流の地蔵原堰堤下流から須川の合流に至る約9km区間には、その左右岸堤内地に主として赤松よりなる水害防備林がある。この区間は河床勾配約1/30~1/50という急流であるため流路の変遷が激しく土砂害の頻発した河川である。この水防林には樹命100年を越えるものもみられ流路固定と土砂害の防除を目的として造成されたものと考えられる。荒川は明治末から昭和にかけ霞堤方式による小規模な築堤(石積)が行なわれ、水防林と霞堤による治水対策がとられてきた。なお近年ではこの沿川の開発も進み、水防林に防災機能の他にレクリエーションの場としての機能をもたせ、水林自然林公園として活用されてきている。

第7節 床固工群とその問題点

荒川の9.8 km上流～地藏原堰堤までには現在№4, №9, №5, №2, №10, №3, №13, №1, №12の9基の床固工が施工されている。この床固工はその施工年次も異なり、一定の河道改修方針に基づき施工されていないため、その水理設計上の問題が生じてきている。例えば床固工の水通し幅が狭すぎるため、計画洪水流量を変更すると床固工の水通しだけでは流通しきれず、両袖の部分を超流して水が流れたり、またその配置間隔が不適当なため水通しに流れを集中させることができない等といった問題がある。以下に現状の床固工の問題点をいくつか列記する。床固工は両袖部の天端が兩岸の堤防高とほぼ同じ高さであるので、洪水は水通しだけで流すような考えと思われる。そしてこの実験区間にある床固工の水通しの設計対象流量がどの程度であるかが問題である。最も古い床固は昭和7年に施工された第三床固であり、その後昭和25年から昭和29年にかけて第一床固、第二床固、第四床固、第五床固が施工されている。そして昭和49年に、第10床固、昭和48年に第12床固が施工され現在に至っている。このように施工年月が長期間にわたり、かつ一定の改修方針のもとに施工された床固工とは考えられないため、水通し部の設計流量も異っている。次表は概算による床固工の水通し部の疎通可能な洪水流量である。この表によれば水通し部の

表2-4 床固工の流通可能最大流量

床固工	位 置	水通面積	水通流速	流 量
№4	L 9.8 km+ 97.5 m	125.0 m ²	5.0 m/s	625 m ³ /s
№9	L 10.2 km+ 25.0 m	164.5 m ²	"	823 m ³ /s
№5	L 10.4 km+ 60.0 m	125.1 m ²	"	625 m ³ /s
№2	L 10.6 km+ 169.0 m	104.6 m ²	"	523 m ³ /s
№10	L 11.0 km+ 45.5 m	156.8 m ²	"	784 m ³ /s
№3	L 11.2 km+ 118.0 m	112.6 m ²	"	563 m ³ /s
№1	L 11.8 km+ 100.0 m	100.9 m ²	"	504 m ³ /s
№12		109.4 m ²	"	547 m ³ /s
地藏原		306.5 m ²	"	1,532 m ³ /s

平均流速を4.5 m/sとして約500 m³/s前後、5.0 m/sとして600 m³/s前後の洪水流量に相当するが、なかには第2床固、第3床固、第12床固のように流積が100 m³程度しかなく、袖部を通して流さなければ600 m³/sを流しえない床固もある。したがってこの床固群では共通の設計流量としては600 m³/s程度が想定される。ところで荒川では流量改訂で1,100 m³/sの計画洪水流量が考えられているが、このためには、床固工の流通能力を約2倍にしなければならないという問題があり、これを達成するには既設の床固群の流通能力を増すような改修方式を検討しなければならず、相当困難な問題を含んでいる。

第8節 現況築堤高

荒川の10～13km区間には空石あるいは練石による小規模の築堤があり、この築堤は明治時代末から昭和初期にかけて概成されたものである。この築堤の経過は図1-9に見るとおりであるが、一貫した築堤計画によるものではないと考えられ、図2-17に示すように現在の計画高水位と比較すると11.8～12.6km右岸の築堤高が、計画高水位より低くなっている。また10～11.8km区間についても、計画高水位より0.5～1.0m程度高いだけであり、床固工の設置とそれによる袖部の堰上げを考えれば、越水する部分も生ずると考えられ、検討を要すると思われる。

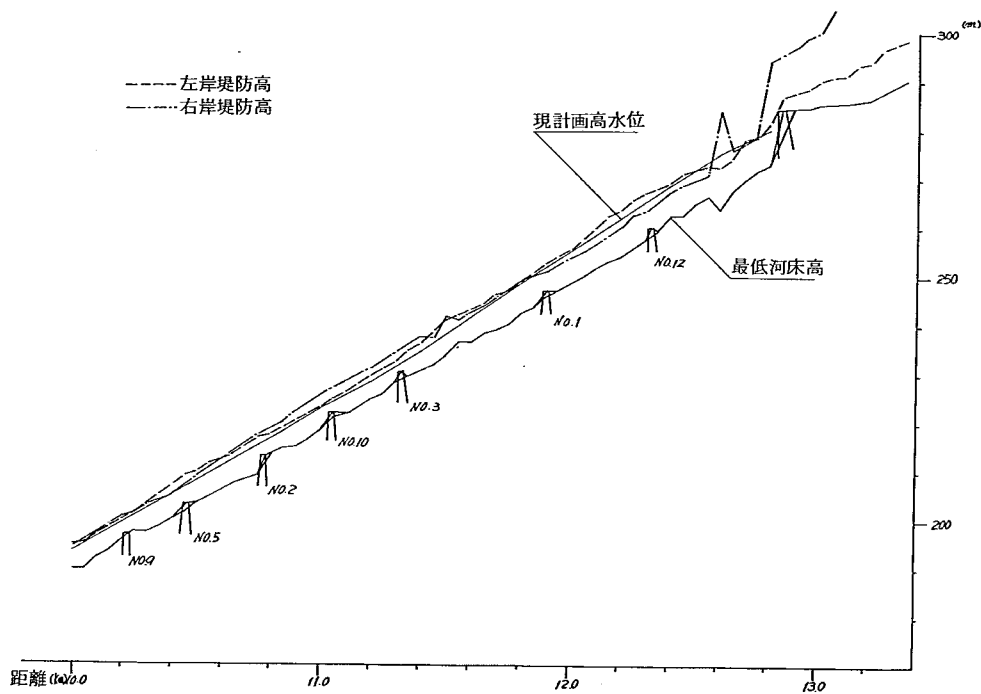


図2-17 築堤高と計画高水位の関係

第3章 荒川10～14km河道模型実験

第1節 実験目的

扇状地急流河川では霞堤と水制あるいは床固工群による改修が行なわれる例が多い。荒川も同様に明治末以降、これらの方法で流路の固定が計られ、一応の治水対策は施工済みとなっている。

このような状態にある荒川河道を現計画洪水流量 $800\text{m}^3/\text{s}$ から $1,100\text{m}^3/\text{s}$ に変更し、洪水に対する安全度をたかめることが考えられ、それにもなって、現治水対策の根幹をなしている床固工群の水利機能を実験で検討することとなった。実験の対象区間としては扇頂部の最も傾斜の急な河道区間10～14kmをとりあげた。この区間の採用には、床固工が10基建設されその機能を評価することと共に、過去の災害はこの扇頂部において生じている例が多いことも考慮された。

実験は移動床実験とし、前もって航空写真類から判断されるところでは、この区間の洪水流は網流河道のそれと同じ現象であることに着目し、この現象を模型上で再現させ、この時の洪水流の運動と床固工群の機能を中心として観察に主体をおいた実験とすることにした。実験は1/60縮尺のモデルを作製して行なわれた。この時の原型と模型の対応にはフルードの相似則が用いられた。

実験上で明らかにすべき項目として、数回の打合せの結果

1. 流量増 ($800\text{m}^3/\text{s}$ から $1,100\text{m}^3/\text{s}$ に) に伴う問題点とその対策
2. 現況床固工群の機能の評価

現況の床固工群がもつ水利上の問題点を検討し、その方向、配置間隔及び保護対策等の検討を行う。

3. 水防林の治水機能の評価

水防林が治水上どのような役割を果たすか、その配置上の問題を明らかにする。

4. 霞堤開口部における氾濫形態の把握

霞堤のもつ治水上の問題点とその対策法を検討する。

5. 河床変動、計画高水位の検討

がとりあげられた。一方、福島工事事務所では荒川の河道計画案を作成するために、縦横断測量、構造物調査、空中写真図化等の現地調査成果を用いた、河床変動解析、霞堤氾濫解析、水面形計算等を行なっている。これらの調査成果もあわせて、前記実験検討項目のうち、3と4は実験による検討項目というよりもむしろ改修方式の考え方を問題にする面が強いので、総合的な検討課題として採用することにした。したがって実験上の主眼は1, 2, 5の項目におかれることとなった。

第2節 模型実験の相似律

模型実験を行なうには原型と模型の間に「相似」の関係がなければならない。

一般に「相似」という語からは、二つのもの（実験と模型）で、大きさや形だけに一定の比例関係（幾何学的相似）が成立している印象を受けるが、ここで述べる「相似」という語は幾何学的相似のみならず、そこに作用し、発生する力（力学的相似）、運動状態（運動学的相似）などと全てに亘り、一定の関係が成立しているという意味で使われる。

模型は縮尺で実物と幾何学的相似を保つよう製作されるが、事情により幾何学的相似が保たれない場合がある。その時は鉛直方向の縮尺と水平方向の縮尺の異なる「ひずみ模型」となる。また力学的相似に関しても実際に実験を行なう場合、そこに出現する総ての水理量間に相似関係を成立させることは非常に困難であり、後に述べるように着目するいくつかの限られた要素間の比例関係だけしか成り立たせることができない。従って、水理模型実験が行われる場合、全てに亘って相似関係が保たれることが望ましいが、主要な役割を果さない水理量に関しての相似関係を保つことはあきらめざるを得ない。言い換えると、着目する要因とそれによって生ずる現象ごとに必要な相似律が定まることになる。

普通、境界面をもつ水の流れは大きく分けて二つの領域からなる。粘性力の大きい境界層領域と慣性力の支配的な境界層外の領域である。普通の実験では、模型と原型の間で二つの領域に同時に同じ相似律を適用することはできないので、どちらか一方の領域にのみ着目して行なわれる。ところが、流れと河床構成材料の相互作用が問題にされる移動床の実験では、二つの領域での相似が要求される。しかし現段階では統一された理論による一個の相似律がないので便宜的に二つの領域に別々の型の相似律が適用される。

ここでは、運動方程式により流れの相似律を説明した後、2章で述べられた砂礫堆上の流れに関する考察を基に、今回の移動床実験に必要な相似律について述べる。

1) 水の流れの相似律

模型実験を行なう場合、模型の寸法の縮尺を考えるが、目に見える模型の幾何学的相似のみならず、模型での水の動きに関する要素や作用する諸力に関しても縮尺が考えられ、その縮尺の間に何らかの関係がなければならない。

模型と原型での水の流れが同じ方程式に従う時、その流れは相似であるという。水の動きに関する要素には流速や流線があり、これらは流線の方程式や連続方程式で表現されるが、これらが模型に関しても、原型に関しても同じ型の方程式に従い、力に関しては加速度、外力、圧力、粘性力などが同じ方程式に従うということである。

流線の方程式は

$$\frac{dx}{u} = \frac{dy}{v} = \frac{dz}{w} \quad (3.1)$$

である。通常の実験では水は非圧縮性として扱われるから、連続方程式は

$$\frac{du}{dx} + \frac{dv}{dy} + \frac{dw}{dz} = 0 \quad (3.2)$$

であり、Navier-Stokes の運動方程式は

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} &= F_x - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \nu \nabla^2 u \\ \frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} &= F_y - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + \nu \nabla^2 v \\ \frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} &= F_z - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + \nu \nabla^2 w \end{aligned} \right\} \quad (3.3)$$

但し, $\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$

ここに, x, y, z は空間座標を表わす独立変数
 t は時間を表わす独立変数
 u, v, w は各々 x, y, z 方向の流速
 F_x, F_y, F_z は各々 x, y, z 方向の外力
 p は圧力, ρ は流体の密度, ν は動粘性係数

} を表わす

である。

(3.1) あるいは (3.2) 式を模型と原型で共に満たす時運動学的相似であるといい、(3.3) 式が満たされる時、力学的相似であるという。

原型に関する変数には p という添字を、模型のそれには m という添字をつけ、各変数の縮尺を K で表わし、次の様に定義する。

a) 幾何学的要素の縮尺

$$K_x = \frac{x_m}{x_p} = \lambda_x K_z, K_y = \frac{y_m}{y_p} = \lambda_y K_z, K_z = \frac{z_m}{z_p}$$

b) 運動学的要素の縮尺

$$K_u = \frac{u_m}{u_p}, K_v = \frac{v_m}{v_p}, K_w = \frac{w_m}{w_p} \quad (3.4)$$

c) その他の物理的要素の縮尺

$$K_t = \frac{t_m}{t_p}, K_{F_x} = \frac{F_{x_m}}{F_{x_p}}, K_{F_y} = \frac{F_{y_m}}{F_{y_p}}, K_{F_z} = \frac{F_{z_m}}{F_{z_p}}$$

$$K_\rho = \frac{\rho_m}{\rho_p}, K_p = \frac{p_m}{p_p}, K_\nu = \frac{\nu_m}{\nu_p}$$

原型での水の流れと模型でのそれが同じ方程式 (3.1), (3.2), (3.3), (3.4) 式の縮尺の間にある関係が生ずる。その関係は二つの水流の相似を律するという意味で、相似律あるいは相似則と呼ばれる。

1) 運動学的相似則

(3.1) 式と (3.2) 式について運動の相似を考えてみる。模型についての方程式は各々次の式になる。

$$\frac{dx_m}{u_m} = \frac{dy_m}{v_m} = \frac{dz_m}{w_m} \quad (3.5)$$

$$\frac{\partial u_m}{\partial x_m} + \frac{\partial v_m}{\partial y_m} + \frac{\partial w_m}{\partial z_m} = 0 \quad (3.6)$$

(3.4)式により原型の式に変換すると,

$$\frac{Kx}{Ku} \frac{dvp}{up} = \frac{Ky}{Kv} \frac{dvp}{vp} = \frac{Kz}{Kw} \frac{dvp}{wp} \quad (3.5)'$$

$$\frac{Ku}{Kx} \frac{\partial up}{\partial xp} = \frac{Kv}{Ky} \frac{\partial vp}{\partial yp} = \frac{Kw}{Kz} \frac{\partial wp}{\partial zp} = 0 \quad (3.6)'$$

となる。(3.5)'および(3.6)'式は共に原型に関する式なので,

$$\frac{Ku}{Kx} = \frac{Kv}{Ky} = \frac{Kw}{Kz} \quad (3.7)$$

を得る。(3.4)式により,

$$\left. \begin{aligned} Kv &= \frac{\lambda y}{\lambda x} Ku \\ Kw &= \frac{1}{\lambda x} Ku \end{aligned} \right\} \quad (3.8)$$

(3.7)式あるいは(3.8)式は運動学的相似則を与える。これは幾何学的相似が与えられ、運動方程式による力学的相似が満たされると自づと満たされる。

ii) 力学的相似則

(3.3)式の運動方程式についても(3.7)式を導いたと同様に

$$\left. \begin{aligned} \frac{Ku}{Kt} &= \frac{Ku^2}{Kx} = \frac{KuKv}{Ky} = \frac{KuKw}{Kz} = K_{Fx} = \frac{Kp}{K\rho Kx} = \frac{KvKu}{Kx^2} = \frac{KvKu}{Ky^2} = \frac{KvKu}{Kz^2} \\ \frac{Kv}{Kt} &= \frac{KvKu}{Kx} = \frac{Kv^2}{Ky} = \frac{KvKw}{Kz} = K_{Fy} = \frac{Kp}{K\rho Ky} = \frac{KvKv}{Kx^2} = \frac{KvKv}{Ky^2} = \frac{KvKv}{Kz^2} \\ \frac{Kw}{Kt} &= \frac{KwKu}{Kx} = \frac{KwKu}{Ky} = \frac{Kw^2}{Kz} = K_{Fz} = \frac{Kp}{K\rho Kz} = \frac{KvKw}{Kx^2} = \frac{KvKw}{Ky^2} = \frac{KvKw}{Kz^2} \end{aligned} \right\} \quad (3.9)$$

を得る。(3.4)式と(3.8)式を使うと(3.9)式の中のいくつかの項が省略され、また開水路の流れで卓越する速度に注目して整理してみると,

$$\frac{Ku}{Kt} = \frac{Ku^2}{Kx} = K_{Fx} = A = B = \frac{\lambda x^2}{\lambda y^2} B = \lambda x^2 B \quad (3.10)$$

$$\text{ただし} \quad A = \frac{Kp}{K\rho Kx}, \quad B = \frac{KvKu}{Kx^2}$$

(3.10)式は $\lambda x = \lambda y = 1$ のときのみしか成立しない。すなわち幾何学的に相似の場合に限り成立する。そのとき $Kx = Ky = Kz = K_L$, $Ku = Kv = Kw = K_v$, $K_{Fx} = K_{Fy} = K_{Fz} = K_F$ となると(3.10)式は,

$$\frac{Kv}{Kt} = \frac{Kv^2}{K_L} = \frac{Kp}{K\rho K_L} = \frac{KvKv}{K_L^2} = K_F \quad (3.10)'$$

となり、慣性項と外力項の比をとると,

$$\frac{Kv^2}{K_L K_F} = 1 \quad (3.11)$$

さらに、慣性項と粘性項の比をとると,

$$\frac{KvK_L}{Kd} = 1 \quad (3.12)$$

を得る。(3.11)式を模型に関する項と原型に関する項で表わすと, $\frac{Vm^2}{LmFm} = \frac{Vp^2}{LpFp}$ となるが, 外

力の代表的なものは重力であり、普通は原型も模型も重力場の流れなので $F_m = F_p = -g$ とかけ、

$$\text{結局 } \frac{Vm^2}{gLm} = \frac{Vp^2}{gLp} \quad (3.11)'$$

となる。これは両辺共にフルード数の自乗を表わしていて、フルードの相似則と呼ばれる。

(3.12)式に関しても同様にして

$$\frac{VmLm}{\nu m} = \frac{VpLp}{\nu p} \quad (3.13)$$

を得る。これは両辺共にレイノルズ数を表わしていて、レイノルズの相似則と呼ばれる。模型と原型で同じ流体を用いた場合、(3.11)式と(3.12)式は同時に成立させることはできないのは明らかで、注目する現象に応じていづれか一方の相似則しか採用されないため、厳密な意味で、模型と原型の間に相似関係を保たせるのは不可能である。外力による影響が小さい時には慣性項と粘性項に関する相似則(3.12)を適用すればよいが、(3.10)式からわかるように、その時は当然 $K_x = K_y = K_z$ でなければならない。粘性による影響が小さい時は粘性項を省略して、慣性項と外力による相似則(3.11)式が適用されるが、その時は必ずしも $K_x = K_y = K_z$ でなくてもよく、その場合は(3.10)式より改めて相似則を求めればよい。

2) 模型実験のための各種水理量の縮尺

幾何学的縮尺を定めると、定義や相似律などにより、必要な水理量は決定される。幾何学的に相似な場合における各種水理量の中、主なるものが表3-1に示されている。

表の中で、実験を遂行するに当り、特に問題になるのは、粗度係数である。これは壁面での抵抗に関する項であり、模型により相似律より決定された流量を流したとしても、水流の壁面との境界条件を考慮に入れてないと、必要な流速がでるとは限らない。所要の流速を出すには何らかの形で壁面の抵抗の状況を考慮に入れる必要があり、ここではManningの平均流速の公式

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2} \quad (3.14)$$

によって表現される粗度係数 n を抵抗を表わす項として採用している。

この粗度は実験に用いる材料の表面粗さにより決ってしまうので、粗度に影響を及ぼす材料の選定には充分な注意が必要である。移動床上の粗度の相似については後述する。

3) 移動床実験の相似律

移動床模型実験では水の運動以外に、河床を構成する砂礫が移動するので、この砂礫の運動を模型と原型

で相似にする必要がある。しかしながら、現在のところ、砂礫の運動と水の運動の相互作用を適切に表現する式は存在しないので、それにかわるものとして、砂礫の移動に影響を与える力すなわち、

表3-1 幾何学的相似模型の主な水理量の縮尺

各種水理量		縮 尺	
		フルードの相似律による場合(但し $K_F = 1$)	レイノルズの相似律による場合(但し $K_v = 1$)
幾 何 学 的 縮 尺		K_L	K_L
幾 何 学 的 縮 尺	エネルギー勾配 I	1	1
	流れの断面積 A	K_L^2	K_L^2
	潤 辺 P	K_L	K_L
	径 深 R	K_L	K_L
相 互 作 用 的 縮 尺	流 速 V	$K_L^{1/2}$	K_L^{-1}
	流 量 Q	$K_L^{3/2}$	K_L
	粗 度 係 数 n	$K_L^{1/6}$	$K_L^{1/6}$
	時 間 t	$K_L^{1/2}$	K_L^2

掃流利並びに前節で述べられたように同じ掃流利でも河床形態が異なるので、原型の河床形状を現す sand waves と同一の範疇に属する sand waves を模型で再現するような水理量の二面から「相似」を考察する。実験対象とした荒川では図 2-16 にみられる如く砂礫堆が形成されている。従って、河床形態としては、砂礫堆を対象とした実験がなされなければならない。砂礫堆の形成とその上の流れに關与する水理量はフルード数と掃流利であることが井口昌平博士の研究により示唆されている。掃流利に關しては、その河床材料に及ぼす影響が運動の中で果す役割を同一にする意味で、流れに対する砂礫の抵抗力との比をとった無次元掃流利

$$\tau_{0*} = \frac{u_*^2}{Sjd} \quad (3.15)$$

$$S : \text{河床材料の水中比重。} \quad S = \frac{\sigma}{\rho} - 1$$

σ は河床材料の密度

j : 重力加速度

d : 河床材料の粒径

を模型と原型で等しくすることが考えられる。このことは流水により流送される流砂量が、無次元掃流利の関数として表現できるということによっても裏づけられる。

(3.15) 式により粒径に關する縮尺が求まる。すなわち、同じ比重の河床材料を使うなら

$$K_d = K_L \quad (3.16)$$

を得る。

同じ sand waves の範疇にあるものでも規模とか形状とかが異なるものが存在するので、模型実験を行なう場合、注意しなければいけないが、これを表わす指標は、図 2-10 に見られる如く、砂礫堆の長さとその高さの比とフルード数の間の関係しか見出されていない。これからは新しい相似則は求まらないし、また規模に關する情報も得られない。

一方、河床材料は流れの境界面を構成し、粗度係数を決めるものであるが、荒川では $hm/dm \approx 5$ 程度であり、図 2-9 では Strickler 公式の適用できない部分にあたる。しかし河床材料を $dm \approx 0.5 \text{ cm}$ とすれば、 $n \approx 0.027$ 程度になることが推定されるので、これはフルード則から得られる n 値 (原型での $n = 0.063$ とすれば、 $n = 0.032$) とほぼ同程度であることから、この材料の選定で良いと考えられる。

以上の検討に基づき相似則をフルード則として求めた、今回の模型実験に必要な水理量の諸元は、表 3-2 に示すとおりである。

表 3 - 2 原型と模型での諸量の比較表

項 目	縮 率	数年に1回程度の洪水			数10年に1回程度の洪水			現 計 画 洪 水 流 量			100年計画洪水流量			異常出水と考えられる 洪水流量		
代 表 河 幅 B	λ^1	180 m 3 m			180 m 3 m			180 m 3 m			180 m 3 m			180 m 3 m		
河 床 勾 配 I	λ^0	1/35			1/35			1/35			1/35			1/35		
流 量 Q	$\lambda^{5/2}$	200 m ³ /s 7.2 l/s			500 m ³ /s 179 l/s			800 m ³ /s 28.8 l/s			1100 m ³ /s 39.6 l/s			1500 m ³ /s 54.0 l/s		
流 速 V	$\lambda^{1/2}$	1.89 m/s 24.5 cm/s			2.72 m/s 34.9 cm/s			3.28 m/s 42.7 cm/s			3.73 m/s 47.5 cm/s			4.22 m/s 54.3 cm/s		
平 均 水 深 H	λ^1	0.59 m 1.0 cm			1.02 m 1.7 cm			1.35 m 2.3 cm			1.64 m 2.7 cm			1.97 m 3.3 cm		
摩 擦 速 度 U*	$\lambda^{1/2}$	0.41 m/s 5.29 cm/s			0.53 m/s 6.90 cm/s			0.61 m/s 8.02 cm/s			0.68 m/s 8.69 cm/s			0.74 m/s 9.61 cm/s		
粗 度 係 数 N	$\lambda^{1/6}$	0.063 0.032			0.063 0.032			0.063 0.032			0.063 0.032			0.063 0.032		
フルード数 Fr	λ^0	0.79			0.868			0.90			0.93			0.96		
代 表 粒 径 D	λ^1	5cm 0.083cm	30cm 0.5 cm	60cm 1 cm	5cm 0.083cm	30cm 0.5 cm	60cm 1 cm	5cm 0.083cm	30cm 0.5 cm	60cm 1 cm	5cm 0.083cm	30cm 0.5 cm	60cm 1 cm	5cm 0.083cm	30cm 0.5 cm	60cm 1 cm
限界摩擦速度 U*c		20.1cm/s 2.14cm/s	49.3cm/s 6.36cm/s	69.7cm/s 8.99cm/s	20.1cm/s 2.14cm/s	49.3cm/s 6.36cm/s	69.7cm/s 8.99cm/s	20.1cm/s 2.14cm/s	49.3cm/s 6.36cm/s	69.7cm/s 8.99cm/s	20.1cm/s 2.14cm/s	49.3cm/s 6.36cm/s	69.7cm/s 8.99cm/s	20.1cm/s 2.14cm/s	49.3cm/s 6.36cm/s	69.7cm/s 8.99cm/s
流 砂 量 Q _B		2.5 l/s 0.06 cm ³ /s	0 l/s 0.02 cm ³ /s	0 l/s 0 cm ³ /s	5.7 l/s 0.12 cm ³ /s	1.1 l/s 0.02 cm ³ /s	0 l/s 0 cm ³ /s	8.7 l/s 0.20 cm ³ /s	3.8 l/s 0.09 cm ³ /s	0 l/s 0 cm ³ /s	12.1 l/s 0.25 cm ³ /s	8.4 l/s 0.17 cm ³ /s	3.6 l/s 0.02 cm ³ /s	15.6 l/s 0.34 cm ³ /s	12.8 l/s 0.14 cm ³ /s	1.6 l/s 0.03 cm ³ /s
限界摩擦速度は岩垣式による。 上段：原型での値 流砂量は佐藤・吉川・芦田式による。 下段：模型での値																

第3節 実験方法

実験は縮尺1/60の移動床模型とすることにした。作成された実験模型および通水装置の概要を図3-1に示す。模型は下流端が第四床固、上流端が荒川第5砂防ダムで、移動床実験のため土砂の供給は第5ダム～地蔵原ダムのほど中央部において、その部分の河床高が変化しないようにして行なった。したがって各ケース毎に供給土砂量には違いがある。通水流量は上流端に設けた三角堰で調節した。

以上の実験の実施にあたり用いた実験設備と諸量の測定方法は以下のものである。

1) 模型

模型は、実物河道の荒川第五堰堤(14^k2)より、荒川第四床固(9^k9)が、縮尺1/60で再現された。模型の全体的な配置は、図3-1に見られる通りで、模型の主要部分は次のとおりである。

① 上流水槽

水槽は、実験に必要な流量調節の出来るようにバルブが設けられ、整流板が設置された、三角堰である。

② 河道部

河道部は現況の堤防を境いに、堤外は移動河床にするため、現地盤より6.0 m (模型: 10 cm) 下げた高さに固定床をモルタル仕上げされ、堤内は現地盤高で仕上げられている。

なお河道には、第5堰堤、地蔵原堰堤、その他8箇所にも床固めが設けられている。移動河床部には、粒度を調節した材料を敷つめ現地盤を整形した。なお図3-2に原型と模型での使用材料の粒度分布図を原型に換算して示す。

2) 諸量の測定方法

実験上の観測項目として次のものがあり、

- ① 流況に関する調査
- ② 土砂の移動に関する調査
- ③ 水面に関する調査
- ④ 流速に関する調査

それらについて以下のような方法で計測した。

① 計画流量

上流水槽に設置された流量検定三角堰の水位を1/10 mm 読みポイントゲージにより測定し実物値に換算した。

② 流況観察

観察は、全体把握を目的として、固定8 mmと継ぎ合わせ35 mm写真を撮影台(高さ6 m, 3 m)上より写し、部分的には8 mmと35 mmカメラにて、模型固定床上で撮影した。

③ 土砂量測定

- a. 実験開始より、測点13^k6に給砂場を設け13^k6～13^k55区間が常に現地盤高さを保つよう給砂量を測定しながら給砂した。
- b. 河床変動の測定は、一定時通水後、水を止め模型時に設置された基準点 $\#1 \sim \#3$ を用いレベ

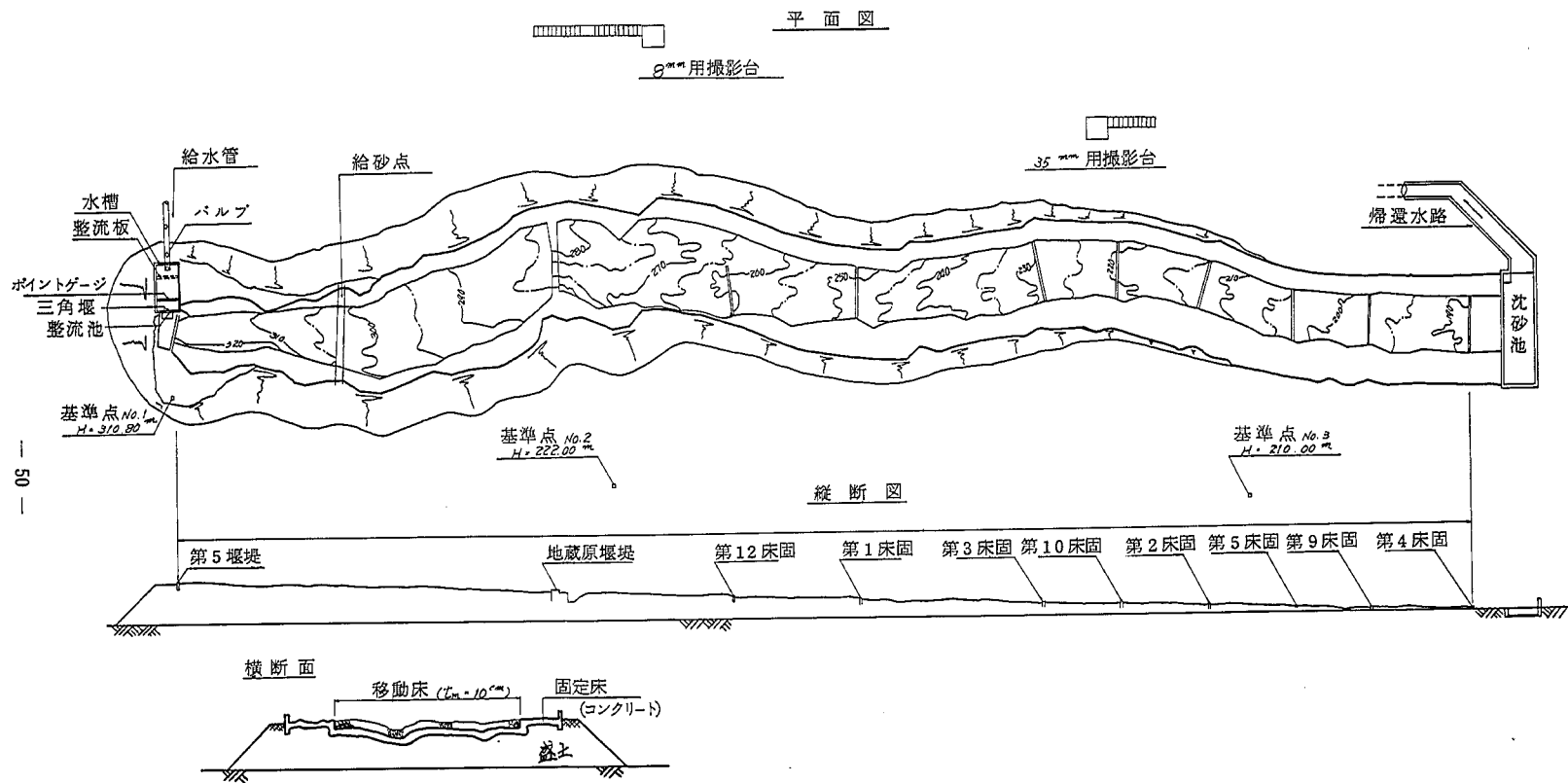


図3-1 荒川河道模型概略図

ルにより、各横断の砂面の測定を行なった。

c. 模型範囲外に流出した土砂は、実験完了時に沈砂池の土砂体積を測定した。

④ 水面測定

前記③bと同様の測定方法による。

⑤ 流速測定

流速は、地蔵原堰堤(12^k8)より、最下流の第4床固(9^k9)間の平均流速を、アルミ粉末を用いて計測した。

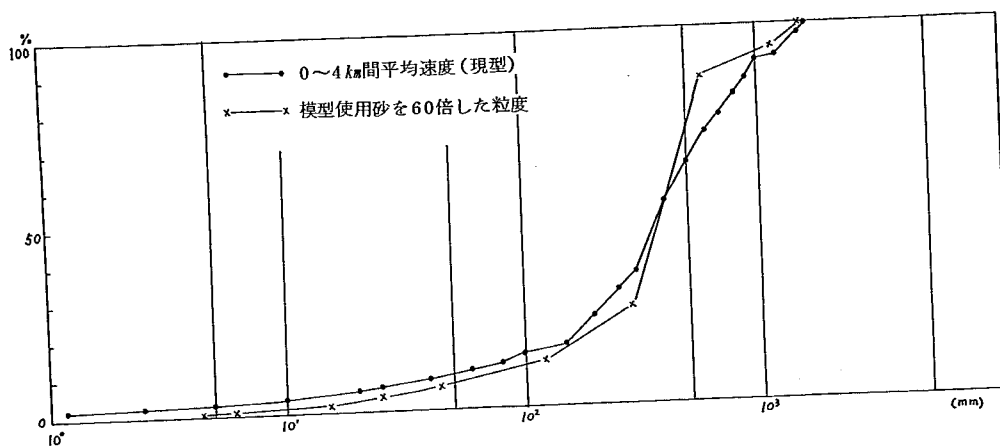


図3-2 模型と原型での粒径加積曲線

第4節 実験条件

荒川10~14km間の洪水流況の観察と床固工群の機能を評価するため、表3-3に示す実験を実施した。各実験ケースごとの実験条件は次のような考えのもとに決めた。

1) Case 1

現在の河床状況をそのまま模型化して実験を行なった。このケースの目的は次のようである。

- ① 現在の河床状況のもとで現計画洪水流量 $800\text{ m}^3/\text{s}$ の洪水があった場合どのような障害（氾濫や異常堆砂，河床変動）が生じて災害が発生するかをみる。
- ② フルドの相似律だけでは実験の妥当性がはっきりしない（急こう配河道の河床変動はフルドの相似律で結果が妥当かどうかを確かめる必要がある）。そこで現河道の解析の結果から、ほゞ網流河道の諸現象と同じ現象を模型で発生させる必要があり，その検証の意味をもたせた。
- ③ この他に床固工群の機能を大略把握する必要がある。

以上のことから実験を実施した結果，後に詳述する様に，越水が各所で発生すること，床固補部を洪水が越水すること，等から現河道の許容洪水流量がどの程度かを判断するため，次の実験に移った。

2) Case 2

現河道の許容洪水流量を $500\text{ m}^3/\text{s}$ 程度（床固水通し部の流過能力から求めた）と考え，この時の堤防越水があるかどうかを検討した。その結果，一部分で越水が認められることを考え，河道整理を行えばこの災害は防げるであろうと考え次の実験に移った。

3) Case 3

現河道を尊重し，除石工だけでどの程度流況改善を計れるかをみるため，地藏原堰堤と第3床固間に，深さ1.8mの低水路を設け，その流況を計測する。この結果をCase 6, 7の実験に生かした。

4) Case 4, Case 5

現河道に，新計画洪水流量 $1,100\text{ m}^3/\text{s}$ および最近の出水量 $300\text{ m}^3/\text{s}$ の洪水があった時，どのような流況を呈するかを調べる。

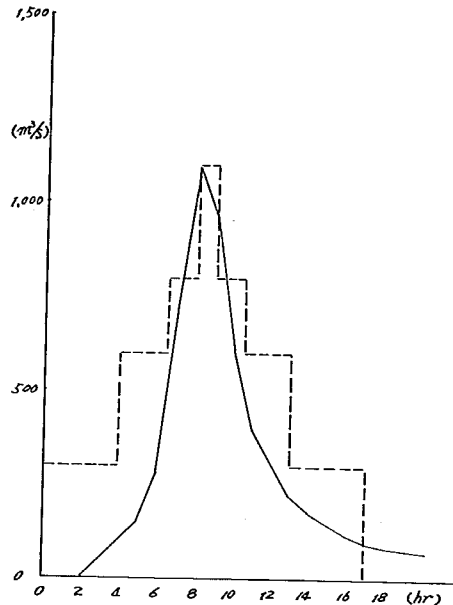


図3-3 荒川高水ハイドログラフ

表 3-3 実験条件一覧表

ケース	流量 m^3/s	通水時間 hr	実験開始時の河道条件
1	800	0→2→4→5 (38.7 hr)	○現況河道 ○給砂は地藏原上流 1.3.6 Km地点の河床変動がないように給砂した。以下のケース全て同一給砂条件である。
2	500	0→1→2→3 (23.2 hr)	
3	500	0→3/4 (5.8 hr)	○地藏原ダムより第3床固の間を現況床固の通水巾で各床固を結び、深さ 1.8 m (模型 3 cm) の台形水路を低水路として整形した。 ○その他の範囲は Case-2 終了時の河道とした。
4	1,100	0→1→2→3 (23.2 hr)	○現況河道
5	300	0→2→4→5 38.7 hr	
6	800	0→1→2→3 (23.2 hr)	○第1.2床固より下流の床固通水巾を 120 m (現況約 72 m) に拡げる。 ○地藏原ダム～第1床固間は第1床固より上流に 1/40 の河床勾配で計画低水路として 1.8 m 巾 120 m の除石工断面とした。 ○第1床固～第4床固間は 1/30 の勾配で計画低水路 1.8 m 深さで 120 m 幅の河床に整形した。
7	1,100	0→1→2→3 (23.2 hr)	
8	計画ハイドログラフ 300→600→800→1100		○河床は現況に整形 ○床固工水通し幅 120 m とした。 ○築堤高は計画 HWL + 1 m とした。 ○水防林配置
9	同	上	○ケース 8 河床に通水
10			○現況河道 水防林有
11	同	上	○河床は現況に整形 ○築堤高は計画 HWL + 1 m とする。 ○床固工水通し幅 120 m 第1.4床固工設置
12	同	上	○Case 11 河道条件、床固工を現況に修正
13	同	上	○Case 12 河道に局所洗掘防止のため根固工護床工を配置 ○築堤高は越水しない高さとする。

5) Case 6, Case 7

以上の各ケースで計画流量 $1,100 m^3/s$ の河道設計はかなり困難と考えられたが、できるだけ対策工法を簡単にして処理する一方法として、床固工の袖部による流況の乱れを小さくするため、計画河道として、床固水通し流過能力を $800 m^3/s$ 程度に切広げ、かつ河道整理を表 3-3 に示すように行なって、その流況を調査した。

6) Case 8, Case 9

以上の各実験は定常流量を 3～5 時間 (現地換算約 24～40 時間に相当) 通水したものであり、河床変動に及ぼす洪水波形の効果は調査されていない。そこでこのケースでは図 3-3 に示すような流出波形を階段波形で近似して通水し、前記各実験結果と比較することを考えた。なお越水が激しい部分の築堤高を現計画 HWL + 1 m に修正し (現状築堤のかさあげ) た。床固工群は水通し幅 120 m としてある。

7) Case 10

現状河道に計画ハイドログラフが流れた場合の問題点を検討する。

8) Case 11

計画河道（水通し幅 120 m，築堤高＝計画 HWL + 1 m）に計画ハイドログラフを通水した。

9) Case 12

事務所案計画河道（床固工は現況，築堤高修正）に計画ハイドログラフを通水した。

10) Case 13

Case 12 に除石工及び局所洗掘域の保護工を施し，その効果を調べた。築堤高は堤防越水を生じない高さとした。

各ケースにおける観測項目は，河床変動量（河床高），通水中の各横断水位（護岸前面の左右岸水位，および特定の床固工の上下流水位），流況観察（写真及び 8 $\frac{1}{2}$ フィルムによる），主流部の平均流速（ケース 1～7），床固工等の局所洗掘深とその範囲である。河床高の測定は表に示す通水時間中の時点で行なった。通水中の河床変動と水衝部の位置の変化が激しいため，水位の観測値は同一時点で行なう必要があるが，計測にある程度の時間を要するため（地蔵原下流区間で左右岸水位を全区間測定するのに約 30 分を要する），この間の河床変動による差が計測値に含まれることになる。このことを考えて，各計測値を評価する必要がある。

ケース 8～13 では河道内にある水防林を 5 寸釘で代用しその範囲に配置してある。若干粗度係数等に問題もあるが，概略の検討には役立つであろう。

第5節 実験結果

1) 各実験ケースの流況

各実験ケースの流況を観察及び写真記録（写真 7～20 に一例を示す）に基づき以下に記載する。

① ケース 1

現在の計画流量である 800 m³/s を通水し，その時の問題点を抽出する目的で実施した。ところがこの模型区間にある床固工群がすべて 500～600 m³/s 程度の水通し流下能力しかもたないため，床固工の袖部の越流と堤防越水を生ずるという状態が現われた。堤防越水部は図 3-4 に Case 1～Case 9 をまとめて図示してある。なお航空写真の解析からも認められた複列砂礫堆の形成と水流の網状流化が生じていることから，この実験での相似律は妥当なものと判断される（図 3-5 参照）。

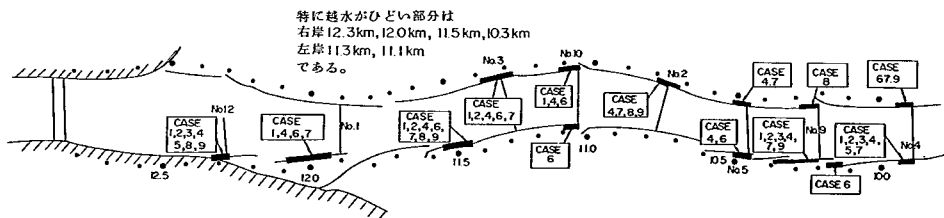


図 3-4 模型実験による堤防越流部

② ケース 2

現況河道での許容洪水流量を調べることを主目的として $500 \text{ m}^3/\text{s}$ の通水を行なった。これは床固水通部の流下能力をもとに決めたものである。その結果、部分的には河床砂の移動により異常堆砂が生じて堤防越水する部分もみられるが、ほぼ $500 \text{ m}^3/\text{s}$ の流量に対しては安全な河道であると考えられる。なお地蔵原堰堤の現況での貯砂能力が大きいため、全ての実験ケースに共通していえることであるが、この堰堤から下流への掃流砂の土砂供給はなく、河床変動は地蔵原堰堤より下流の土砂移動により生じている。この流量でも砂礫堆の形成により水衝部では床固袖部の越流が生じることがあり、水通部を堆砂が進行して床固工の落差が埋めつくされることが認められた。このことは、この区間の河床勾配 $1/33$ と大きく、土砂の移動を全面的に阻止しなければ、このような水衝部での床固袖部の越流は防ぎえないことを示している。

③ ケース 3

初期河床を地蔵原堰堤から第三床固工の水通し幅で低水路部に深さ 1.8 m の除石工を施した断面とし、それ以下は原型のままとして通水した（写真 7 参照）。これは河道の除石工を想定して、その予備実験としたものである。その結果、河積が $1.28 \sim 1.13 \text{ km}$ 間では単列砂礫堆を形成するものに対応したため、側岸浸食が複利砂礫堆より強くあらわれ、水衝部の洗掘力が非常に大きくなり再び網状流化する傾向が見られた。除石工の効果は 1.24 km 付近の現況河通での水衝による堤防越水を防ぎ得るが、その効果は永続しないことが明らかとなった。

④ ケース 4

これは現況河道に新計画洪水流量 $1,100 \text{ m}^3/\text{s}$ を流したものである。結果は他のケースと同様、各所で堤防越水を生じている。河床形態は複列砂礫堆の形成となっているが、大局的に単列に近い水衝部を生じており、これは河道の弱く蛇行した平面形と関係をもっているとみられ後に述べるように、水衝部もほぼ固定しているとみてよいようである。ただし、土砂の移動が激しくモルタル床があらわれるところもあり、また床固水通しの流下能力不足による袖部の越水がいたるところで生ずるため、床固工による流況の乱れが激しくあらわれている。したがってこの流量では床固工の適否からみれば不良な例が多い。また床固工を堆砂が埋めることも生ずる。

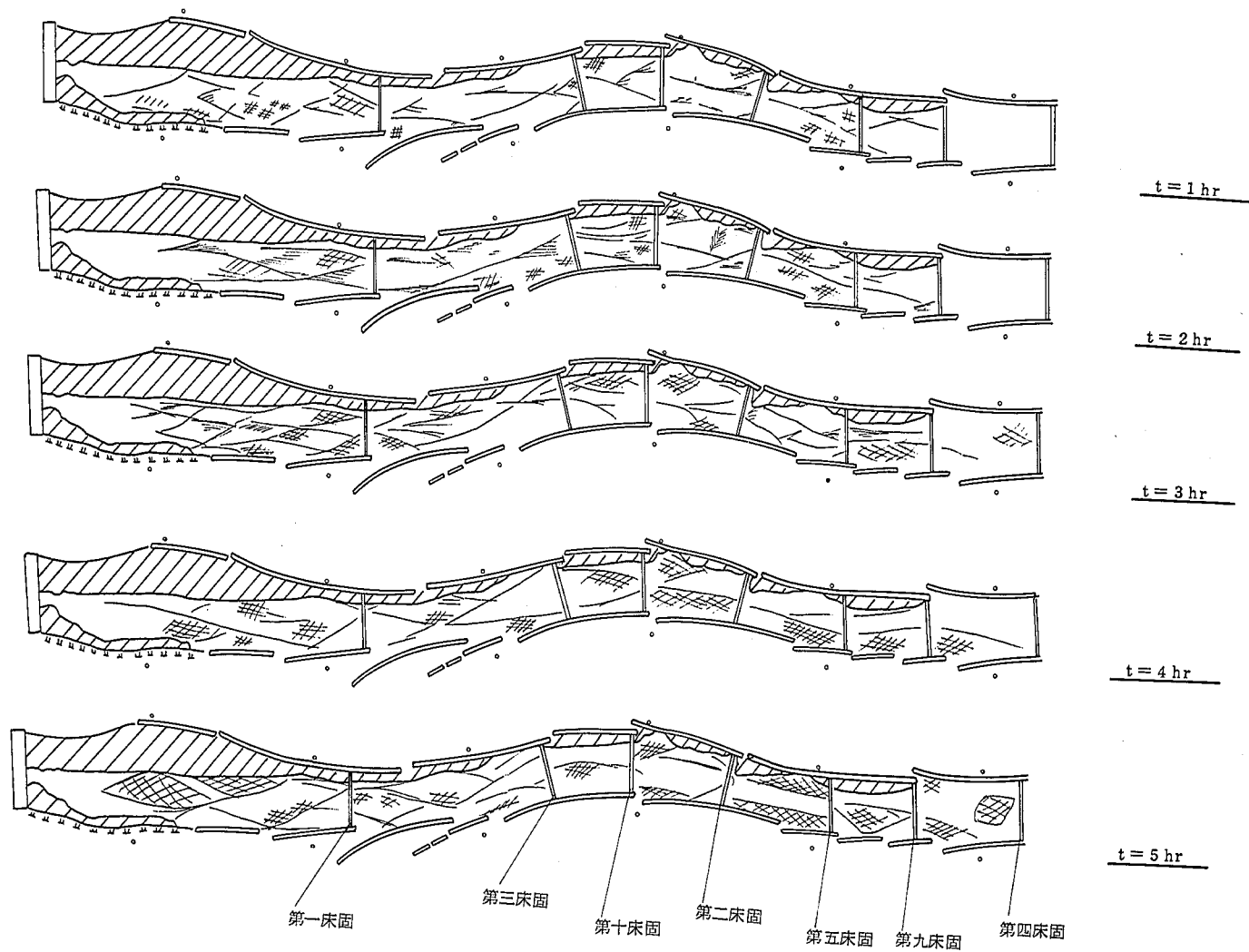


图 3-5 河床形态解析图

⑤ ケース 5

現況河道に $Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ を通水し、小流量時の河道災の発生の有無を検討した。網状流河道となり水衝部も生じるが現存する床固工で流水を河道中央部に集中しうるのである。なお水衝部は他のケースと同様に固定されている傾向にある。

⑥ ケース 6

床固工の水通し幅を 120 m にし、地蔵原ダム～第1床固間を $1/40$ の勾配で河床整形して現計画洪水量 $800 \text{ m}^3/\text{s}$ を通水した。ケース3の例と同様に上流部では単列砂礫堆の形成がみられるが、低水路側岸の浸食の進行と共に、流況は変化し、複列砂礫堆の形成に変化した。なおケース1と比べて、床固袖部の影響は小さくなっているが、やはり水衝部では、袖部を越水することもある。なお、地蔵原堰堤下流の河床低下が激しく時間の経過と共にBarの移動がなくなって、水衝部はほぼ固定されるようである。したがって水衝部の固定したところを護岸等で保護する方法を考えればよいと思われるが、堤防前面の流速も後述するように $7 \sim 8 \text{ m/s}$ 程度になり、根固工を必要としよう。

⑦ ケース 7

通水に先立ち計画河道として設定された状態がほぼ 120 m の一様幅のものであったことと流量が $1,100 \text{ m}^3/\text{s}$ という大きなものであったことにより、通水後ただちに河床は変形され始め、15分後（現地1.9時間）には、 $11 \sim 12.5 \text{ km}$ 区間に明瞭な四個の砂礫堆が形成された。これに伴ってこの区間の河床移動は全て地蔵原堰堤直下流での土砂の移動によるものとなり、堰堤下流の洗掘と河床低下が進行するにつれてBarの移動はほとんどみられなくなった。

水衝部の位置はあまり変化せず、越水部も時間的には若干の変化は認められるが、その場所は固定していると見てよい。このことはこの河道区間が大きく蛇行していることと無関係ではないようである。通水中の越水が認められる部分は右岸 $11.4 \sim 11.8 \text{ km}$ でありこの部分には、地蔵原堰堤下流の土砂が堆積しやすく、河積の不足を生じている。

⑧ ケース 8, ケース 9

○ 越水部

第12床固工右岸地点はケース8において $1,100 \text{ m}^3/\text{s}$ 流下時には越水は起らなかったが、堤防前面に土砂が堆積した。この結果引き続き流下した流量 $800 \text{ m}^3/\text{s}$ の時点で水流が土砂の上を走り越水が始まった。この越水は流量が $300 \text{ m}^3/\text{s}$ に減少する時点まで継続した。

この地点はケース9において洪水流上昇時の流量 $600 \text{ m}^3/\text{s}$ で再び越水が生じ、それがピークの $1,100 \text{ m}^3/\text{s}$ まで続く、しかし洪水低減時の $800 \text{ m}^3/\text{s}$ では一時越水がなくなり、続く $600 \text{ m}^3/\text{s}$ で再び越水する等、複雑な現象を呈した。これは流路の変遷と水衝部の変化等が複雑にからんだ急流河川特有の現象である。

右岸 $11.40 \text{ km} \sim 11.45 \text{ km}$ 地点は現河床形状において洪水波形の立上りの $300 \text{ m}^3/\text{s}$ から越水が始まり、通水終了時の $300 \text{ m}^3/\text{s}$ を除く全流量で越水が生じた。ケース9でも同様である。これは同地点の堰堤部が開口していて、堤防のオーバーラップがないことに主因があり、また同地点に土砂堆積の傾向があることによるものと考えられる。

○ 洗掘

ケース8において特に洗掘現象が目立った地点は 12.30 km 左岸（水防林沿い）である。ケース9

においては同上12.30 km左岸地点と11.90 km（第1床固直下流）左岸寄り、および10.10～10.20 km（第9床固直下流）中央部である。地蔵原堰堤直下流はケース8での洗掘深とケース9での洗掘深は変わらず、この洗掘深はピーク流量の時間のみで決まるようにみられる。なお、この部分は非常に土砂が移動するため、その下流の第12床固上流に堆砂を生じ、流況を悪化させている。この区間では河道中央部の低位の段丘化した砂洲を除去する必要がある。河道全域にわたり主流路の変遷に伴う洗掘、堆積が生じ複雑な河状を呈する。しかし大局的な水衝部は変化しない。

○水防林

10.70 km 左岸水防林及び12.00 km 左岸水防林内に流路が生じるので倒木の恐れがある。

⑨ ケース10～13

ケース11を除き、河道内の条件がほぼ同じケース10, 12, 13において、流路の変遷および実験終了後の河床形状は大略類似している。堆砂、洗掘、水衝部等、細部の現象も同様な傾向である。このケース11～ケース13の河道条件と流況観察結果を図3-6に示す。

○洗掘

各ケースを通して移動床下部のモルタル面の露出する程度の洗掘現象は主として各床固工下流部に現われている。流況観察図（図3-6）には記入されていないが地蔵原堰堤下流部および上流の建設省第5堰堤下流の洗掘量は大きく、この二地点はあらかじめモルタル面を深くして移動河床層を厚くしてあるため、モルタル面露出の表示はされていない。

上記二地点を別として各ケースごとの下流部を洗掘された床固工を列記すると以下の様になる。

ケースNo	下流部を洗掘された床固工
10	第12, 1, 13, 10, 9
11	第14, 12, 13, 9
12	第12, 1, 10, 9
13	第12, 1, 13, 10, 9

左記の床固工の他にも若干下流部の洗掘を受けている床固工はある。

また、ケース13の図3-6に示す根固工を設けた地点は、ケース12の実験結果を基にして洗掘現象のあった地点に特に粒径の大きい河床材料（模型で2～3 cm、巾20 cm）を入れて河床整形を行なった所である。

各ケースを通じて床固工周辺以外にも堤防基部などの洗掘現象は見られた。ケース13の実験結果を見ると、根固工を入れた各地点は、

(1) 12^k50 右岸, 12^k60 右岸はそれぞれ洗掘現象を受けており洗掘深は、現地換算値で2 m～2.5 m程度となっている。

(2) 10^k00 左岸, 10^k80 左岸, 11^k20 左岸, 11^k20 右岸, 11^k3～11^k4 右岸, 12^k00～12^k10 右岸等の地点は流水の流れを受けているが、洗掘には至らず効果があると考えられる。

水防林で洗掘現象を受けたのは、各ケースを通じて11^k9 左岸, 11^k45 左岸, 10^k7 左岸地点等である。

○堆砂

堆砂現象は河道内の洗掘部の下流に生じる現象であるが、広い部分にうすく土砂がちらばるため、量的に把握しにくい。床固工に注目してみると右の様になる。

ケースNo	堆砂傾向が表われる床固工
10	第3
11	第1, 13, 3, 10, 5
12	第3, 5
13	第3, 5

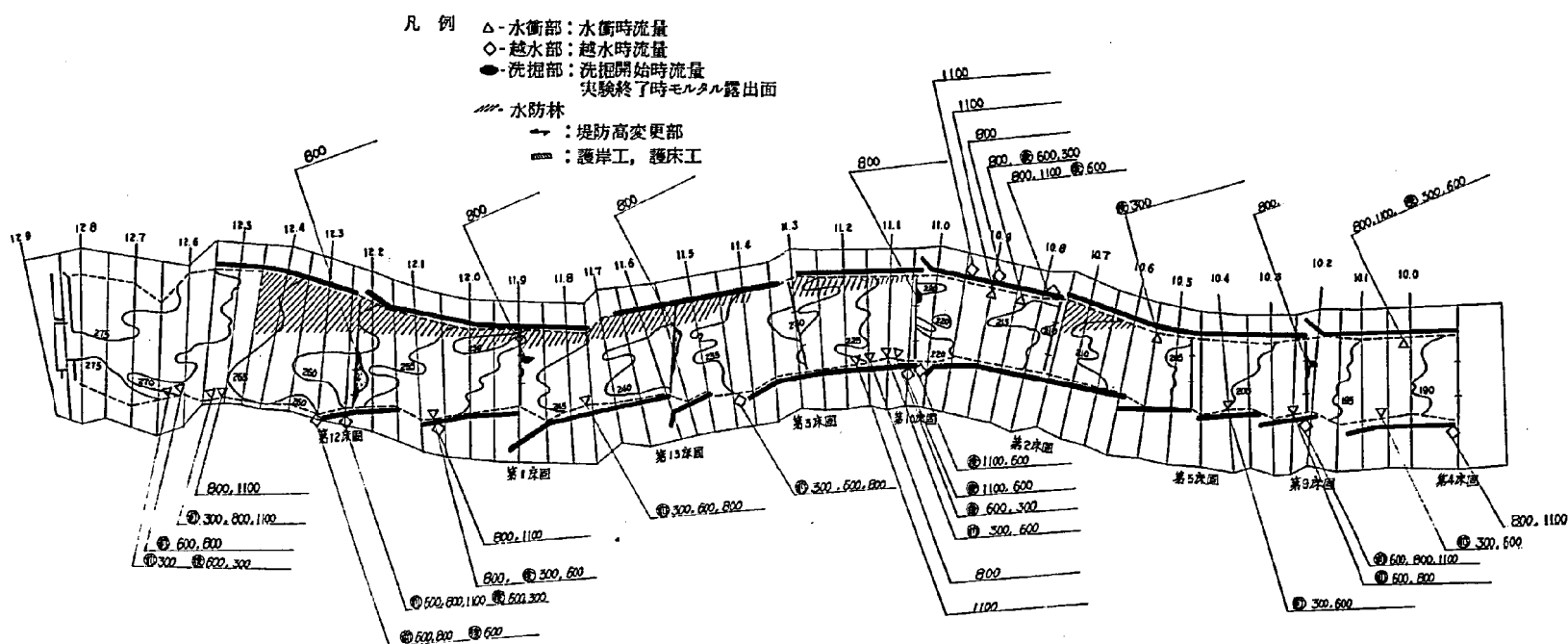


図3-6(1) 河道条件と流況観察結果(ケース10)

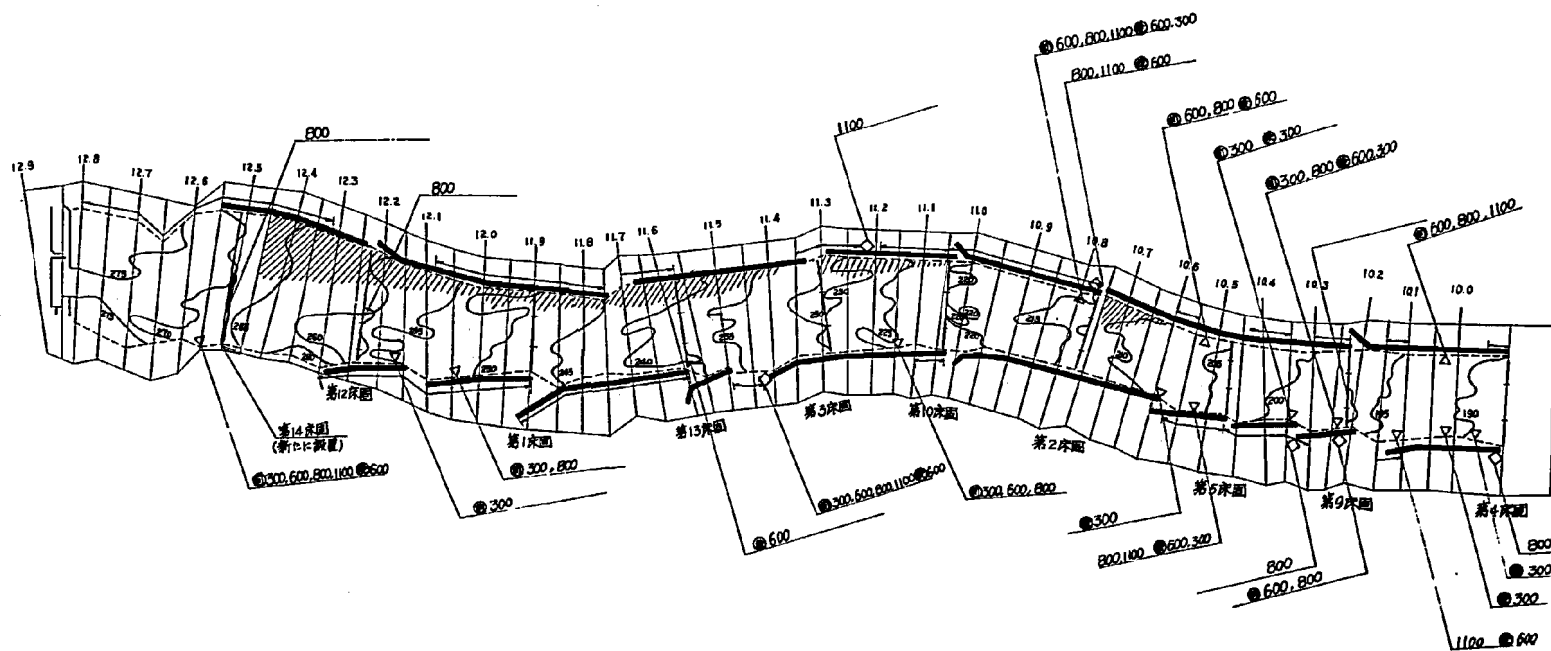


図3-6(2) 河道条件と流況観察結果(ケース11)

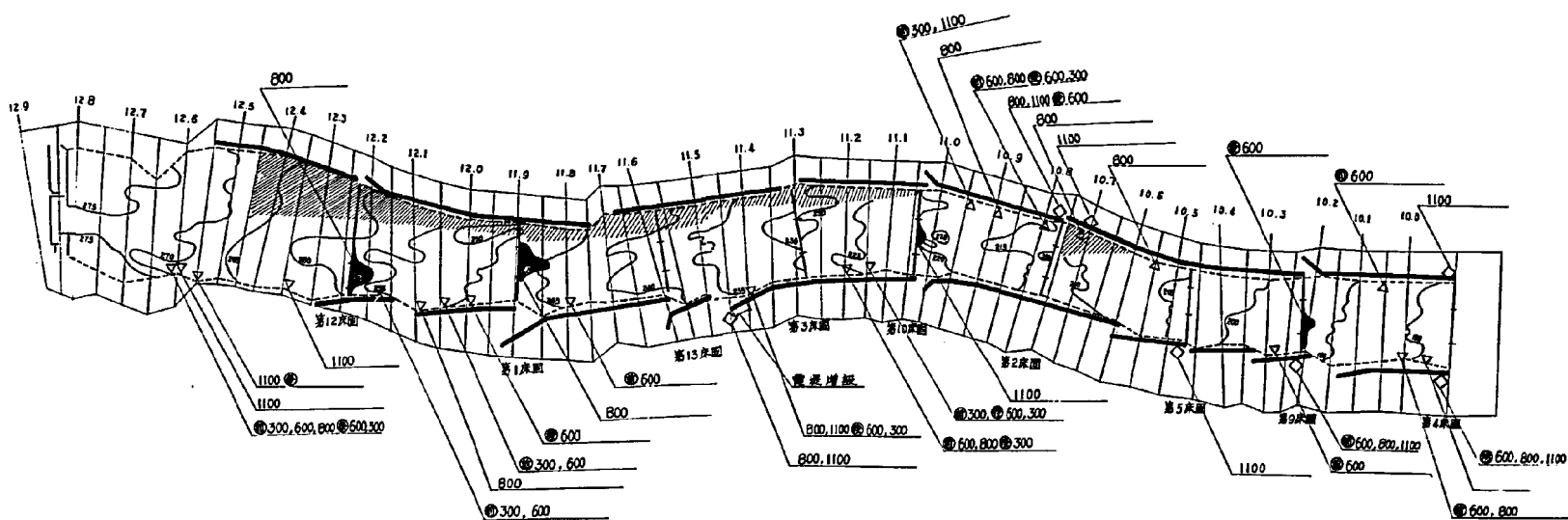


図 3 - 6 (3) 河道条件と流況観察結果 (ケース 12)

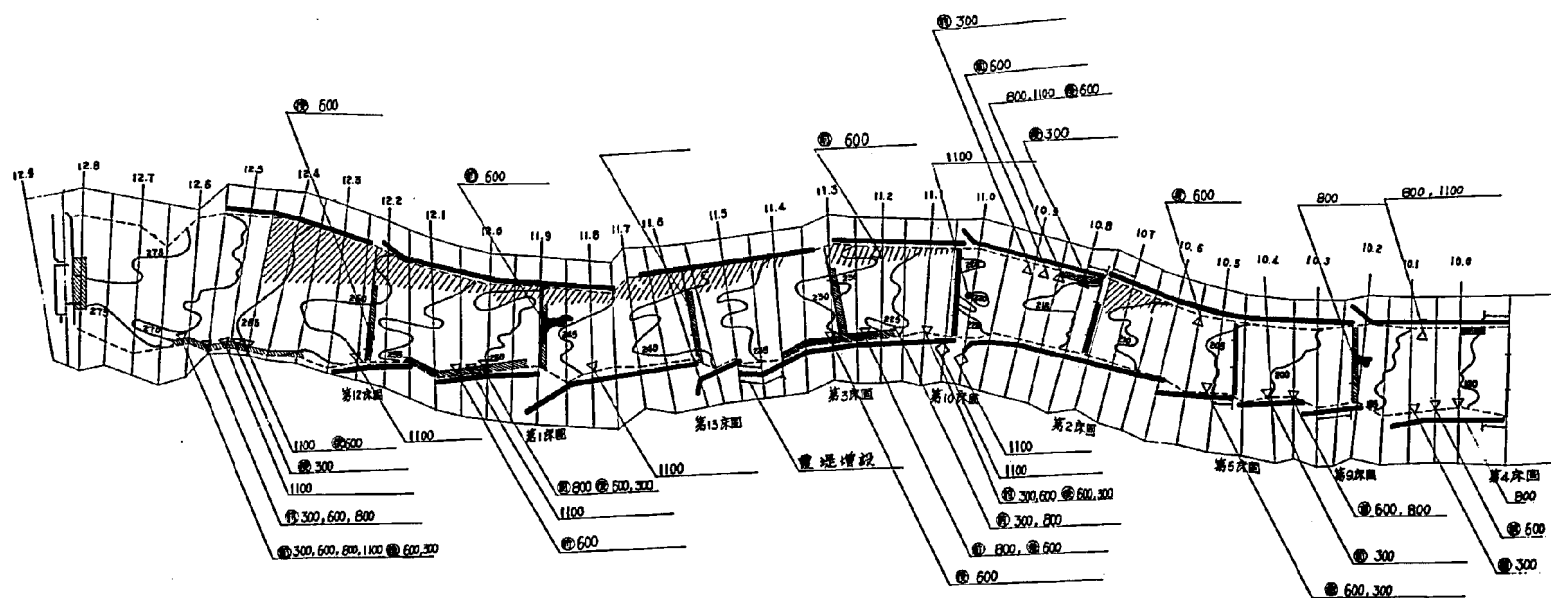


図 3 - 6 (4) 河道条件と流況観察結果 (ケース 13)

床固工以外の河床部については、上記床固工の上下流部分で堆砂が生じていると見受けられる。

○越水（写真21～23参照）

ケース10：越水の状況は、ケース1～ケース7の現況断面の実験とほぼ同様であり、 12^k2 右岸、 11^k45 右岸、 10^k75 左岸、第4床固工右岸等の地点で越水している。

ケース11：堤防は計画堤防高まで嵩上げしてあるが、堤防のない 11^k45 右岸は水衝部であり、また、床固工左岸では床固工袖部を越流した流水がかすみ堤を乗り越えて堤内に越流する等の現象が見られる。

ケース12： 11^k45 地点右岸は、かすみ堤形式で下流の堤防を上流へ向って延長したが、水衝部に当たり、水位の上昇と共に越水を起こした。第2床固工左岸部はケース11と同様である。流量 $1,100 \text{ m}^3/\text{s}$ では、 10^k70 左岸、 10^k20 右岸等でも越水が起ったが、 10^k70 左岸は水防林に面しており、また 10^k20 右岸は床固工袖部の影響があると思われる。

ケース13：ケース12で越水現象の生じた箇所はさらに堤防を嵩上げし実験を行なった。

流量 $1,100 \text{ m}^3/\text{s}$ 流下時において 11^k0 右岸、 10^k3 右岸のかすみ堤部分でかすみ堤から水が逆流する現象が生じた。 11^k0 地点では直上流の床固工袖部越流と同時に袖部取付部分の堤防越水の影響、 10^k3 地点では、第9床固工右岸側袖部の影響による水位上昇と上流の堤防を嵩上げたため、かすみ堤からの堤内流入の現象を生じたと思われる。

2) 流速測定結果

模型実験区間での各ケースの水深は $1 \sim 3 \text{ cm}$ 程度がほとんどであり、かつ流況変化、河床変化が激しく、小型流速計で流速をはかることが不可能であったため、便宜的にアルミ粉末が地蔵原ダム～第四床固工間を流下する時間を10分間隔程度（現地時間1.3時間）で計測した。アルミ粉末は表面に浮いて主流部を流れる傾向があるため、計測値は主流部の水面の平均流速と考えてよい。結果を図3-7に示す。

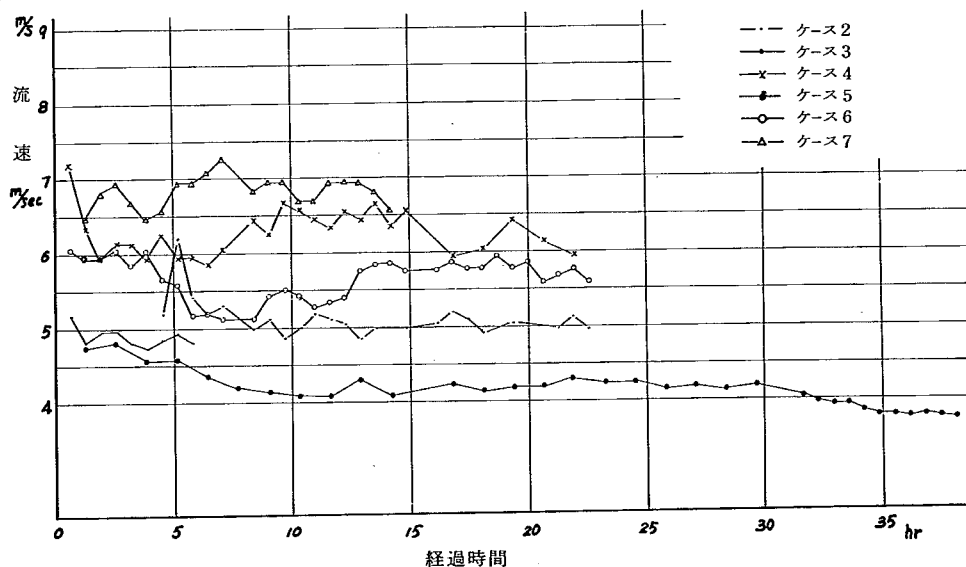


図3-7 流速図

ケース5の流量 $300\text{ m}^3/\text{s}$ のものが最も流速が小さく約 4.2 m/s 程度である。ケース2(流量 $800\text{ m}^3/\text{s}$)では約 5 m/s 、ケース4(流量 $1,100\text{ m}^3/\text{s}$)では $6\sim 6.5\text{ m/s}$ となっているがケース6($800\text{ m}^3/\text{s}$)、ケース7($1,100\text{ m}^3/\text{s}$)では床固水通幅を 120 m としたため流速が早くなり、ケース6で $5.5\sim 6\text{ m/s}$ 、ケース7で 7 m/s 程度となっている。したがって床固工の水通し幅を拡大すると、流下能力は大きくなるが、平均流速が $1\sim 2$ 割程度増加し、水衝部の保護に新たな問題を生ずると考えられる。

なおこの流速は主流部の水面流速であって、主流部の平均流速はこれより2割程度遅いことが過去の経験から知られているので、荒川に計画流量 $1,100\text{ m}^3/\text{s}$ が流れた時の主流平均流速は 6 m/s 程度と考えられる。なお水衝部では局部的に 7 m/s 前後になることもありえよう。

3) 河床変動と土砂移動状況

河床面の変形量は通水量と通水時間によりそれぞれ異なる。各実験ケースに共通していえることは、地蔵原ダム上流からの掃流土砂の補給が全くない、ということである。このため地蔵原ダム～第四床固工間の河床変動はこの区間内の砂礫の移動で生じるものに限定され、かつ流況観察結果からも知られるとおり、水衝部や床固下流での洗掘がその直下流での堆積を生ずる、という波動的な傾向を示している。河床変動の総量は河床面に作用する外力により左右されるので、各ケースを同列に評価することが難しい。そこで同一ハイドログラフを通水したケース(8～13)を比較することにする。

図3-8は縦断的に見た土砂の移動状況図である。これら全てについて、第3床固、第5床固、以外の床固工はその直下流の洗掘が大きく、かつそのすぐ下流にある床固工の上流に堆積を生ずる傾向にあるが、第3、第5床固工では、土砂が水通しを埋める場合が見られることを指摘できる。河道条件による顕著な差はあまりないが、床固水通し巾を 120 m に拡大すると、全体的に移動量は減ずると共に、床固直下流の局所洗掘も減少することがわかる。

図3-9はケース10～13の河床横断面図である。局部的に大きな変化をケース毎に生ずる断面は床固工下流のものに多く、その他の断面では大略同様な形状となっている。なお実験区間の下流端第四床固工からの掃流土砂量はケース11が最小であり、ケース12、13では $1\text{ 万}\sim 1.5\text{ 万 m}^3$ 程度となっている。この違いは河道条件の違いにもよるが、主として第4～第9床固工区間の初期河床の整形によるものと見られ、計画ハイドログラフ流出時に第四床固工を通過する掃流土砂量は、最大で 1.5 万 m^3 程度あるものと考えられる。

4) 床固工下流の局所洗掘

図3-10は各床固工下流の局所洗掘の状況を示す等高線図である。このうちケース13は床固工下流の洗掘防止のために、現地材料の粗礫、径 1.0 m 以上のものを護床工に用いたものであるが、第2床固、第13床固、第12床固、及び地蔵原ダムの下流では、その効果が明瞭に認められるが、第1床固、第9床固では全く効果がなく、第3床固、第5床固工では前述したように、もともとあまり洗掘が生じないので効果は不明であることが指摘できる。

このように床固工による差があることは、各床固工の流水に対する規制力の違いを示すものとも考えられ、特に第1、第9床固工の下流の洗掘防止は、粗礫によるものでなく、方塊ブロックを連

結する、などの工法を用いる必要があることを示している。

5) 水位測定結果

模型上の水位は通水中の河床変動が早いいため同一流量条件下でも各測点で時々刻々変化している。また模型区間が同時測定するには長すぎるため、各測点の水位計測も同一時点では行えない。このため、水位測定結果を解釈するにも制約があるが、一応、通水流量を一定とした条件で、各ケース毎に100mピッチで左右岸、ならびに河道中央部附近の水位を計測した。その結果を表3-4に示す。この結果によると、左右岸並びに河道中央部で水位に2~3mの差が生ずる場合もある(表3-5参照)ことが指摘される。この水位測定結果は、ケース1~ケース7については各単一流量の長時間通水中(ケース1では現地時間28~35時間、ケース2~ケース7では15~21時間の通水量に相当する)の測定であるので、現実との対応にも問題を残すが、各ケースの河床変動の大局的な傾向からみればほぼ各通水流量が荒川河道を流れた時の水位に相当する、と考えて良いであろう。

図3-11、図3-12は流量 $800\text{m}^3/\text{s}$ 、流量 $1,100\text{m}^3/\text{s}$ の時の測定最高水位、計画高水位($1,100\text{m}^3/\text{s}$ のもの)、平均河床高を縦断的に描いたものである。図3-11は流量 $800\text{m}^3/\text{s}$ の時、ケース1は現況河道ケース6は床固工水通し幅を120mとした河道での水位を比較してあるが、河道条件の違いによる水位差はあまりないこと、10.8km~11.4km間では計画洪水位を越える場合があること、10.8kmより下流ではほぼ計画高水位に近いこと、が読みとられる。図3-12も $1,100\text{m}^3/\text{s}$ についてほぼ同様の結果となっており、現計画高水位は10.8km下流ではやや妥当であるが、10.8km~11.4km間では河床変動の結果を反映してやや低く、12.0kmより上流では河床が低下傾向を示すため、高すぎることを示している。

左右岸沿いの横断水位差をみると(表3-5参照)、現況河道での水位差(ケース1~ケース4)の方が床固工の水通し幅を120mに拡幅した場合より(ケース6、ケース7)も同一流量条件下において、大きいことが指摘される。これは床固工の袖部による流水への影響を示すものと考えてよい。

図3-13はケース10~13の $800\text{m}^3/\text{s}$ 流量時の水位縦断図である。この結果も同様に11.8km~12.8km区間では計画高水位はかなり計測された洪水位より高いこと、11.8km~10km区間では床固工の直上流部付近で $800\text{m}^3/\text{s}$ 時の計測水位より低いこと、が指摘される。これは床固袖部による堰上げと袖部の越流により生じているものであり、このような区間では左・右岸の水位差も大きく、水衝部となっているところもあり、この床固工と堤防の取付けの關係に注意を払う必要がある。

図3-14はケース10~13の第1、第10床固工の上・下流の水面横断図であり、これをみても床固工上流では、水位が高く、床固袖部を越流する時に左右岸に大きな水位差が生ずることが認められる。ここでは第1、第10床固工だけをとりあげているが他の床固工も大同小異であり、また図3-14は床固水通し巾を120mにした場合のものであるが、拡巾した効果が水面を水平に近づけていることを示している。

表3-4(1) 測定水位一覽表

CASE KM	CASE 1			CASE 2			CASE 4		
	左 岸	中 央	右 岸	左 岸	中 央	右 岸	左 岸	中 央	右 岸
14.1	315.42	312.18	314.1	—	—	—	318.9	—	319.14
14.0	309.48	310.08	309.78	318.42	—	319.56	317.22	—	317.04
13.9	309.48	310.08	309.78	316.02	315.78	316.92	314.28	—	314.28
13.8	309.18	308.88	309.0	312.3	312.42	313.56	312.36	312.66	312.48
13.7	307.02	307.56	307.26	309.9	309.84	309.42	309.48	—	309.9
13.6	307.72	304.92	305.88	306.18	304.14	303.72	306.42	—	306.84
13.5	301.38	303.24	302.52	304.44	302.04	302.1	305.52	303.54	302.34
13.4	299.46	300.3	300.18	300.84	297.54	297.48	301.68	301.62	300.84
13.3	296.1	295.56	297.3	295.32	294.36	295.32	297.18	296.58	296.76
13.2	293.28	292.98	295.74	292.74	291.9	292.62	293.16	292.98	293.52
13.1	290.7	291.06	291.36	289.92	289.38	291.18	291.78	—	291.06
13.0	288.96	288.3	289.44	288.42	288.54	288.78	289.38	—	289.14
12.9	288.24	288.3	288.36	287.88	287.34	287.52	289.44	—	288.18
12.8	—	—	—	—	—	—	272.22	—	272.4
12.7	270.06	269.64	268.56	271.26	—	270.06	269.82	—	269.82
12.6	265.02	266.04	265.68	267.54	268.14	267.78	267.14	—	267.3
12.5	264.36	265.32	265.8	265.92	266.58	269.22	265.62	—	266.28
12.4	263.04	261.3	263.4	263.76	263.82	265.2	263.94	—	264.6
12.3	261.00	—	261.54	261.6	260.58	261.36	262.2	262.44	262.5
12.2	256.86	—	256.26	255.12	255.72	254.64	257.22	—	257.7
12.1	254.52	—	252.54	252.72	252.54	251.88	254.34	—	254.76
12.0	253.02	—	250.44	250.74	250.26	250.08	252.48	252.66	251.1
11.9	250.5	250.02	249.6	248.76	249.0	249.0	250.68	248.58	250.2
11.8	245.7	—	246.9	244.98	244.56	244.68	245.16	245.34	244.2
11.7	242.7	243.48	243.96	242.4	242.82	241.68	242.64	245.52	241.98
11.6	240.6	—	240.66	239.82	239.82	239.76	238.14	238.14	239.58
11.5	237.66	238.26	238.74	236.52	236.4	237.84	237.12	235.62	234.78
11.4	235.14	235.38	233.52	232.8	232.38	234.3	234.18	233.64	233.22
11.3	231.84	231.06	231.9	230.16	230.88	231.54	232.26	232.74	231.66
11.2	229.56	229.38	228.18	227.04	226.0	225.6	228.78	229.32	228.78
11.1	225.56	225.96	227.76	225.12	252.3	225.24	226.32	224.64	226.14
11.0	222.78	220.68	220.5	220.56	220.8	220.8	220.08	219.9	220.74
10.9	(202.08)	217.38	217.68	217.68	218.22	217.32	216.42	217.74	217.44
10.8	217.26	215.7	215.06	215.11	—	215.16	216.12	215.4	215.1
10.7	214.68	209.22	210.66	210.72	210.72	210.96	211.74	211.86	211.26
10.6	209.22	208.02	207.9	208.8	207.78	207.84	209.64	208.62	208.86
10.5	207.06	206.16	206.46	207.24	205.5	206.52	208.74	205.98	207.0
10.4	204.78	204.24	202.56	201.96	202.68	202.62	204.18	203.34	202.74
10.3	201.66	200.94	200.04	199.62	200.34	200.16	201.72	200.16	201.78
10.2	197.04	196.02	198.18	197.58	197.7	196.5	197.94	197.22	197.28
10.1	194.82	195.18	195.24	193.62	194.22	193.5	194.04	194.04	193.74
10.0	191.76	192.84	190.2	190.92	191.04	190.5	193.26	192.0	190.56

表3-4(2) 測定水位一覽表

CASE KM	CASE 5			CASE 6			CASE 7		
	左岸	中央	右岸	左岸	中央	右岸	左岸	中央	右岸
14.1	32238	—	32154	3180	31692	3156	3186	—	31842
14.0	31962	—	31782	31368	31326	31398	3158	—	31722
13.9	3144	—	31434	31224	31212	31212	—	3144	—
13.8	31188	—	3117	30996	30972	3096	31074	—	31332
13.7	30882	30798	30816	30876	30762	3075	30762	31008	30966
13.6	—	—	—	3063	30516	30438	30516	3078	30708
13.5	30228	30024	29988	30366	30288	30246	30174	3039	3039
13.4	29874	29574	29562	3003	29988	30066	30018	29934	29934
13.3	26982	2925	29262	29682	2958	29736	29586	29664	29724
13.2	2889	—	28908	29346	29358	2961	29358	—	29334
13.1	28824	—	28824	29232	2922	29166	29094	—	2910
13.0	28764	28782	2877	2898	—	2898	28854	28824	2895
12.9	28704	—	28686	28818	—	28824	2880	—	28782
12.8	—	27546	—	—	—	—	27252	27282	27192
12.7	27222	—	27174	26952	—	2697	27006	—	27042
12.6	—	26844	—	26694	—	26676	—	26796	—
12.5	26688	—	2661	26448	26352	26262	2658	—	26568
12.4	26328	—	26388	2625	—	26262	—	2640	—
12.3	26106	2607	26154	26166	26172	26124	26178	—	26196
12.2	25782	25722	25644	26022	25872	25668	2577	25902	25842
12.1	25518	2547	2538	25566	25284	2520	25434	—	25572
12.0	25104	25188	25098	25092	25146	25206	2520	25254	25296
11.9	24942	2487	24954	24786	24804	25116	24852	24888	25038
11.8	24402	—	24468	24408	2445	24498	24366	2436	24372
11.7	24144	—	24108	2424	24294	24228	24096	2409	24156
11.6	2385	23814	2394	23904	23958	23844	23802	—	24096
11.5	23508	23616	23586	2355	23562	23682	23724	23658	23742
11.4	23334	—	23352	23328	2337	2340	23466	23328	23388
11.3	22896	—	23094	2334	23364	23214	2307	23106	23052
11.2	—	22668	—	22034	22986	22884	22758	22758	22656
11.1	22344	—	2238	22692	22728	22704	22488	2244	22512
11.0	—	22044	—	22268	22404	22368	22074	2220	2214
10.9	2175	—	21744	22098	22074	21948	21846	21858	21804
10.8	21504	—	21498	21666	21594	21684	21582	21582	21564
10.7	—	20952	—	21186	—	21228	21036	21204	21132
10.6	20886	20706	20706	2094	20922	2094	20826	2088	20862
10.5	20568	20568	20562	20664	—	20994	20622	2061	20712
10.4	20184	20148	20166	20304	—	20208	20268	2025	20244
10.3	19944	19944	1998	20076	20046	20076	20016	20184	20118
10.2	19794	19794	19674	19884	19704	19914	1971	19866	19782
10.1	19362	19368	19314	19524	19722	19458	19458	19422	19458
10.0	19086	19068	19104	1935	19302	19308	18984	18984	19098

表3-4(3) 縱面水面形数值表 流量—800 m³/s

SECTION 断面	Case - 11		Case - 11		Case - 12		Case - 13	
	左岸側	右岸側	左岸側	右岸側	左岸側	右岸側	左岸側	右岸側
1 2.8	276.96	275.88	276.72	276.60	276.84	276.84	276.96	276.06
7	274.38	272.82	273.84	273.00	274.02	272.58	274.56	272.88
6	272.16	270.00	271.20	271.26	270.18	272.04	271.32	271.56
5	266.82	266.16	266.40	265.56	267.18	266.94	267.24	266.34
4	262.56	265.14	264.00	263.10	269.34	264.24	264.06	264.18
3	262.26	261.48	261.72	261.30	262.08	262.14	261.24	261.78
第1 2床固上流	261.60	261.18	260.10	261.18	261.60	261.54	261.30	261.48
下流	257.76	257.88	258.48	257.70	257.04	257.22	258.42	256.58
1 2.2	256.74	257.22	256.32	256.98	256.62	256.74	256.86	256.56
1	254.34	255.24	253.98	254.46	253.56	254.82	253.80	254.82
0	252.06	251.70	251.88	250.98	251.70	251.22	251.28	251.64
第1床固上流	248.94	249.78	249.42	249.96	250.08	249.90	248.04	250.52
1 1.9	248.58	249.78	247.56	249.36	249.24	249.96	248.52	250.68
第1床固下流	246.30	246.12	247.44	246.12	247.38	247.32	246.66	246.72
1 1.8	244.08	243.36	244.44	243.72	244.32	243.42	244.38	243.78
7	243.42	243.12	242.58	242.64	241.62	242.34	241.86	242.64
6	240.96	241.68	239.46	240.12	240.06	239.82	240.12	240.12
第1 3床固上流	240.72	241.56	239.22	240.30	240.06	239.76	240.06	239.94
下流	236.46	238.02	239.52	238.80	238.74	238.32	238.14	238.02
1 1.5	236.16	235.74	235.74	236.40	237.18	236.58	236.64	235.98
4	233.16	233.04	232.50	233.64	233.40	235.50	233.16	232.68
3	229.80	232.08	230.64	231.12	229.98	231.84	229.80	231.24
第3床固上流	231.36	232.02	230.52	229.20	231.42	232.02	231.00	231.42
下流	230.16	230.58	231.54	233.28	229.86	228.30	229.80	229.74
1 1.2	227.70	230.58	227.88	227.70	227.16	226.68	227.64	228.60
1	225.42	224.94	225.42	224.82	224.70	224.88	225.18	225.72
第1 0床固上流	225.24	226.20	223.32	225.12	224.40	225.24	255.12	226.38
下流	221.34	222.84	220.62	221.52	221.64	222.12	221.22	222.84
1 1.0	219.36	222.36	220.08	221.82	220.02	221.94	219.36	222.72
1 0.9	219.72	217.68	218.76	218.64	219.24	217.68	218.52	218.40
8	216.30	215.82	216.84	214.98	216.42	216.06	217.62	215.28
第2床固上流	216.48	216.06	216.54	214.02	216.42	216.12	217.44	215.46
下流	214.74	212.22	214.62	212.40	214.02	212.16	214.50	212.28
1 0.7	210.12	211.20	211.26	211.08	211.68	201.20	212.16	211.02
6	208.20	208.20	208.68	208.56	208.50	208.80	208.98	209.34
5	207.00	206.64	207.12	207.48	206.76	206.70	207.00	207.30
第5床固上流	207.24	206.64	206.28	207.42	207.06	206.94	207.12	207.30
下流	205.62	203.40	205.26	203.88	204.12	203.10	204.30	203.70
1 0.4	203.94	201.90	203.34	202.08	203.22	202.50	203.82	202.50
3	201.24	201.24	201.36	201.30	201.00	200.80	200.70	201.06
第9床固上流	198.84	201.36	198.54	201.42	199.02	201.00	199.50	201.12
下流	197.40	196.62	197.94	200.22	197.64	197.04	198.30	196.62
1 0.1	194.52	192.96	194.34	193.44	194.88	193.74	194.76	194.16
0	193.74	192.90	193.38	192.24	193.20	192.30	193.74	192.00
第4床固上流	191.10	191.40	191.28	191.22	191.40	191.40	191.40	191.82

表3-5 横断水位差一覧表

ケース 断面	1 800 m/s	2 500 m/s	3 500 m/s	4 1,000 m/s	5 300 m/s	6 800 m/s	7 1,100 m/s
14.1 KM	3.66			0.24	0.84	0.18	2.40
14.0	3.24	1.14		0.18	1.80	1.92	0.84
9	1.14	1.44		0.00	0.06		0.12
8	0.30	1.26		0.30	0.18	2.58	0.36
7	0.54	0.48		0.42	0.84	2.46	1.62
6	2.28	2.58		0.42		2.64	1.14
5	1.92	3.54		3.18	2.44	2.76	1.20
4	1.56	3.54		0.84	3.12	0.84	0.78
3	2.28	1.26		1.14	4.32	1.68	1.56
2	2.76	1.38		0.54	0.18	0.24	2.64
1	1.20			0.72	0.00	0.06	1.14
13.0	1.14	0.72		0.24	0.18	1.26	0.54
9	0.18	0.72		1.26	0.18	0.18	0.06
8				0.18		0.90	
7	1.50	1.20		0.00	0.48	0.42	0.18
6	1.02	0.60		0.16			0.18
5	1.44	3.30		0.66	0.78	0.12	1.86
4	2.10	1.44		0.66	0.60		0.12
3	0.54	1.02		0.30	0.84	0.18	0.42
2	0.60	1.08		0.48	1.38	1.32	3.54
1	1.98	0.84		0.42	1.38	1.38	3.66
12.0	2.58	0.66		1.56	0.90	0.96	1.44
9	0.90	0.60		2.10	0.84	1.86	3.30
8	1.56	0.42		1.14	0.66	0.48	0.90
7	1.26	1.44		0.66	0.36	0.66	0.90
6	0.06	0.54		1.62	1.26	2.88	1.14
5	1.08	1.44		2.34	1.08	0.84	1.44
4	1.92	1.92		1.56	0.18	1.38	0.72
3	0.90	1.44		1.56	1.98	0.54	1.50
2	(1.56)	1.56		1.02		1.02	1.50
1	2.16	2.94		1.68	0.36	0.72	0.36
11.0	(2.46)	0.24		0.90		1.26	1.36
9	(15.66)	0.90		1.32	1.14	0.54	1.50
8	(2.04)	0.00		2.22	0.06	0.18	0.90
7	(5.46)	0.48		1.32		1.68	0.42
6	(4.08)	1.02		1.02	1.80	0.54	0.18
5	(2.22)	1.92		2.76	0.06	1.02	3.30
4	(4.50)	0.96		1.44	0.36	0.24	0.96
3	2.94	0.72		1.62	0.36	1.68	0.30
2	2.52	1.20		1.14	1.50	1.56	2.10
1	1.74	0.72		0.66	0.54	0.42	1.98
10.0	4.26	0.54		2.70	0.36	1.08	0.42
9.9		0.30					
平均	1.67	1.24		1.06	0.93	1.09	1.24

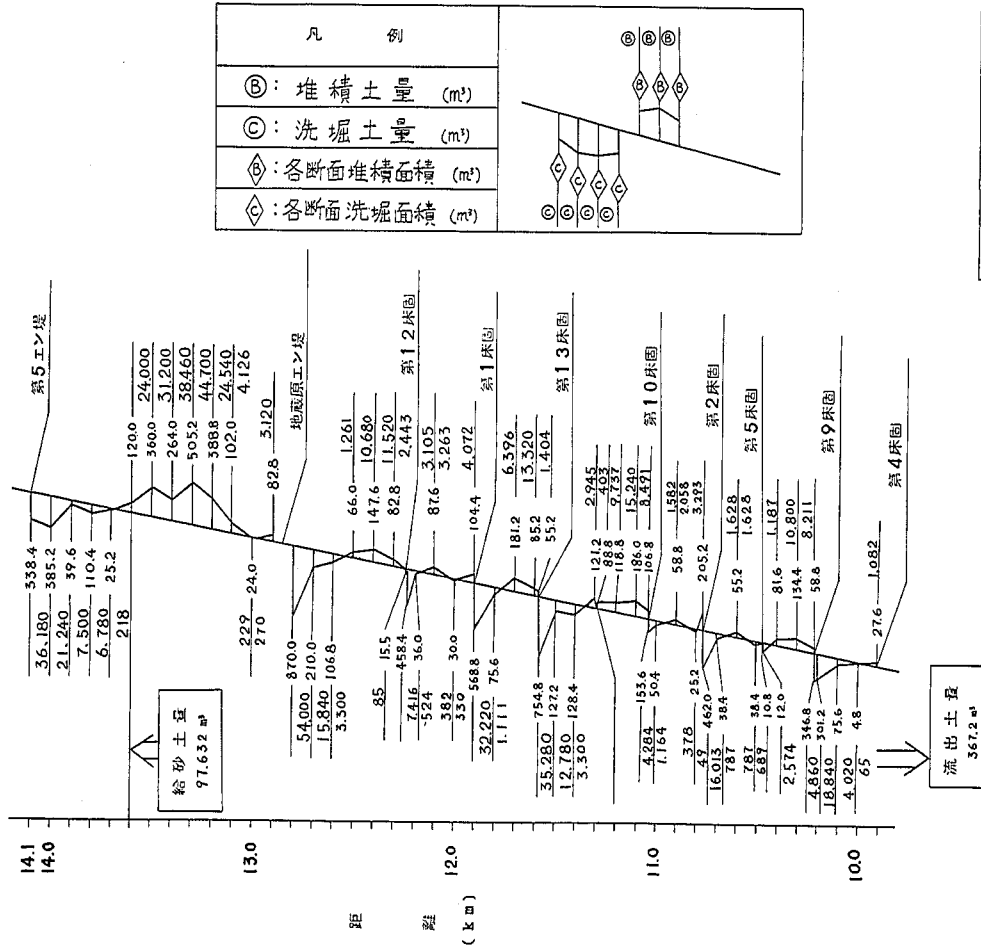


図 3-8(1) ケース 10 土砂移動状況図

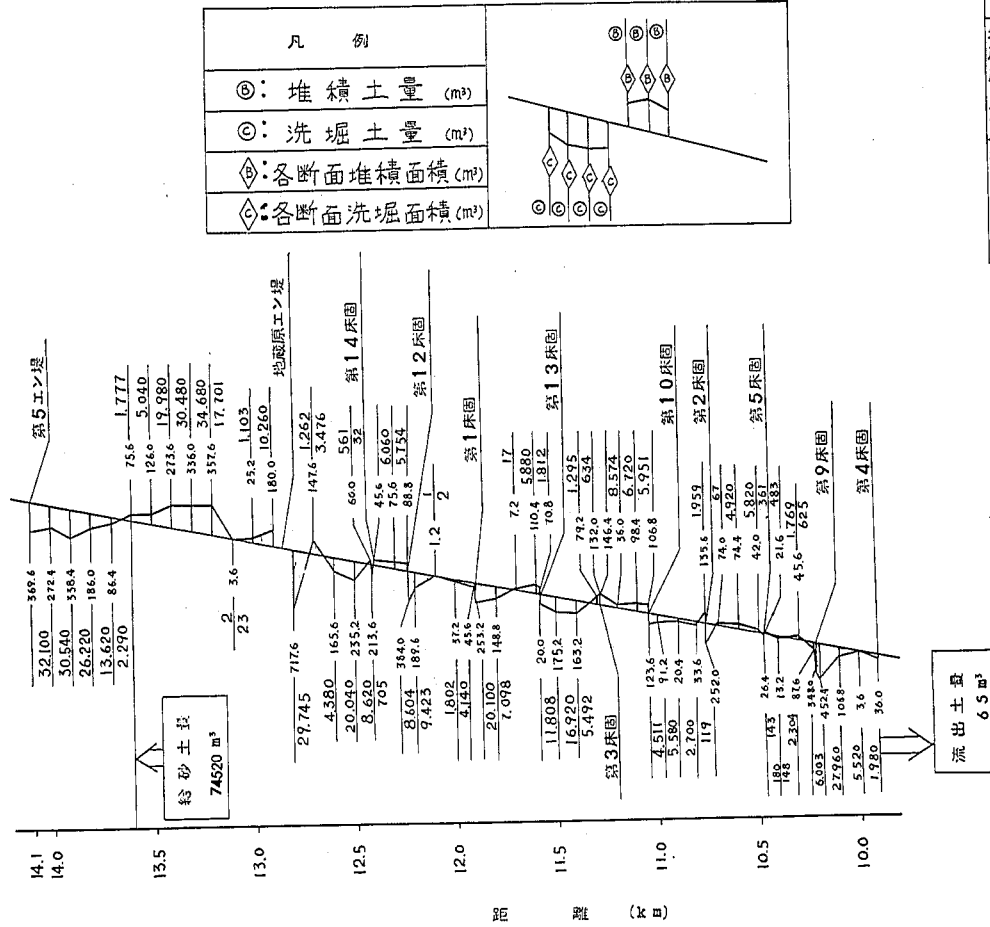
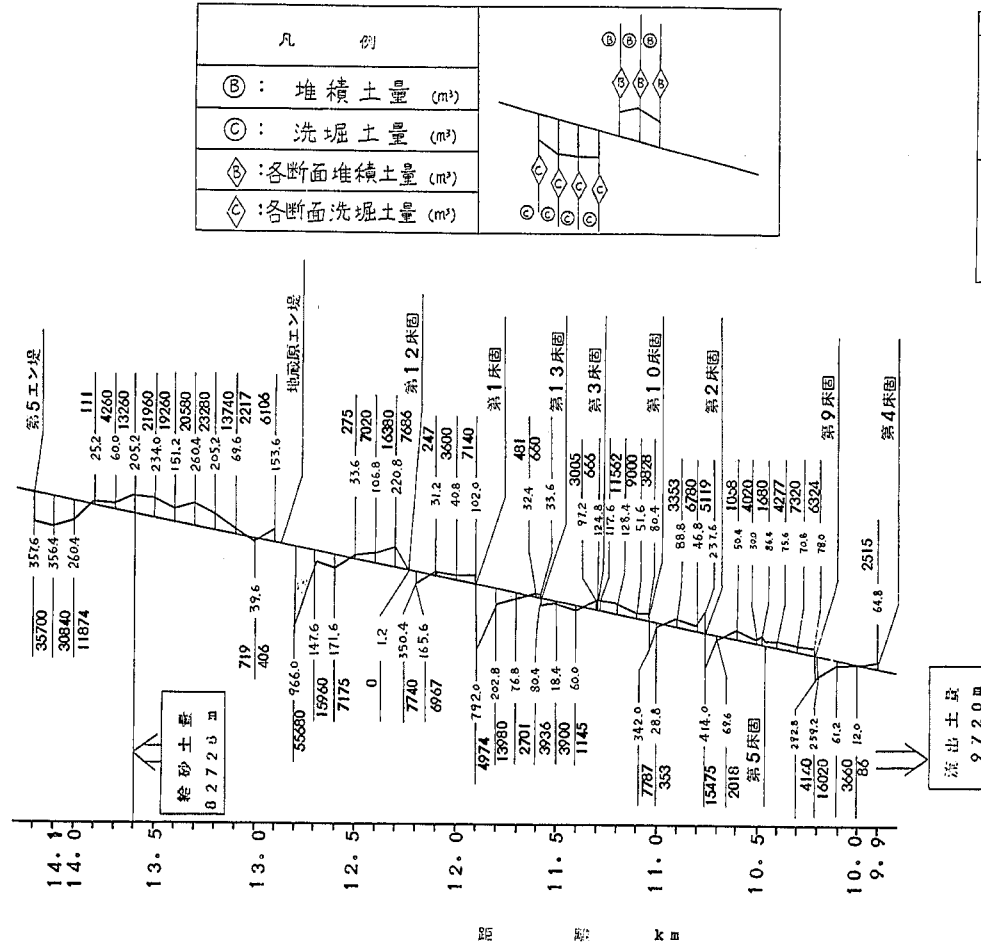
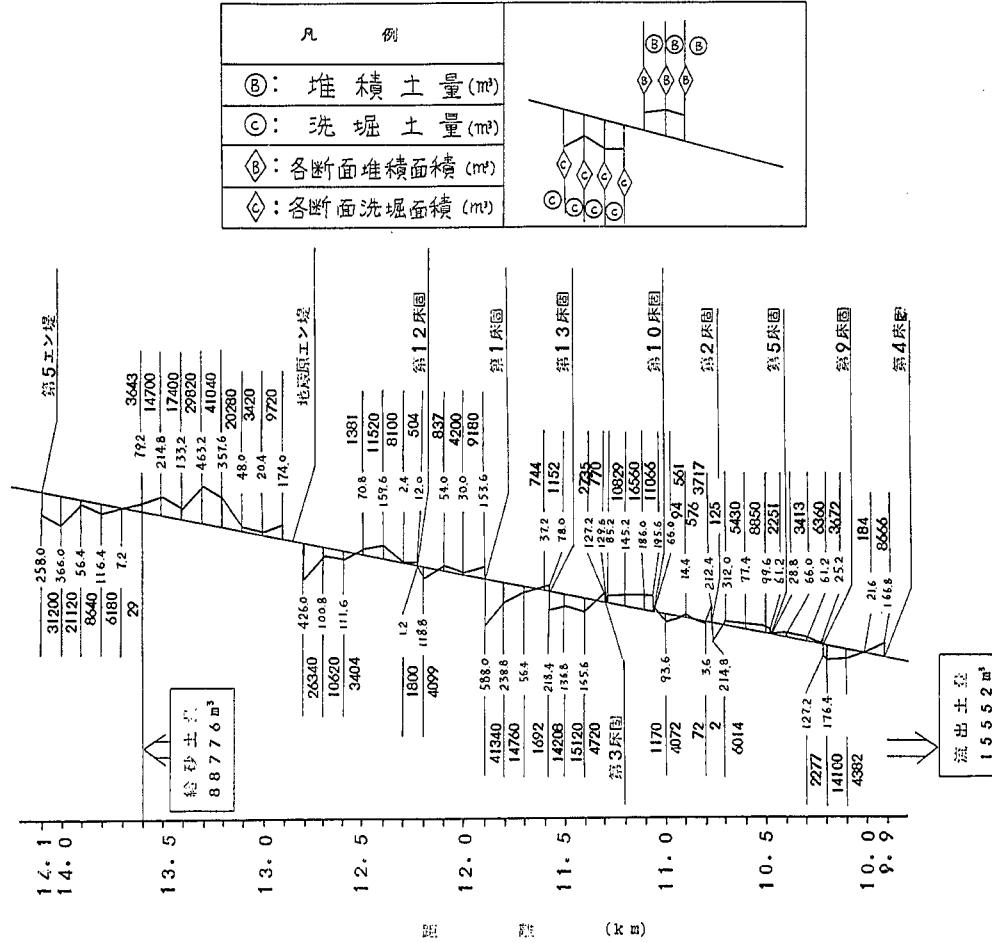


図 3-8(2) ケース 11 土砂移動状況図



集計土量		
堆積土量	+	124774
洗堀土量	-	79539
給砂土量	-	82728
差引土量	-	37493
移動総量		287041
堆積土量	+	113996
洗堀土量	-	218463
流出土量	+	9720
差引土量	-	94747
移動総量		342179

図 3-8(3) ケース 12 土砂移動状況図



集 計 土 量 m³		
地積土量	+	14,002.32
洗堀土量	-	6,716.88
給砂土量	-	8,877.6
差引土量	-	1,592.16
移動総量		2,959.68
地積土量	+	12,347.64
洗堀土量	-	1,701.92
給砂土量	+	15,552
差引土量	-	3,116.28
移動総量		3,092.196

図 3-8(4) ケース13 土砂移動状況図

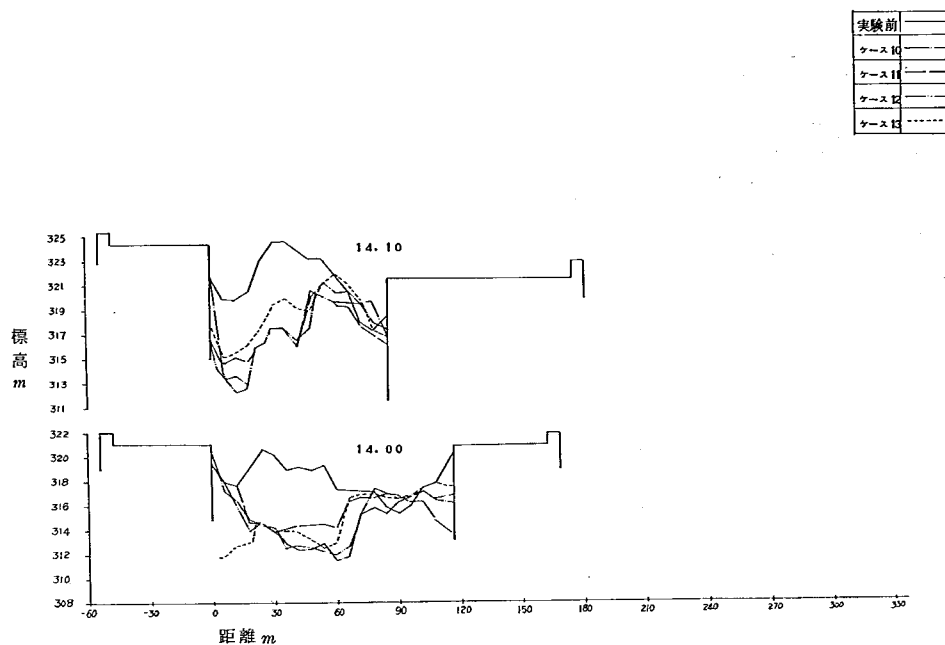


図 3-9(1) 河 床 横 断 図

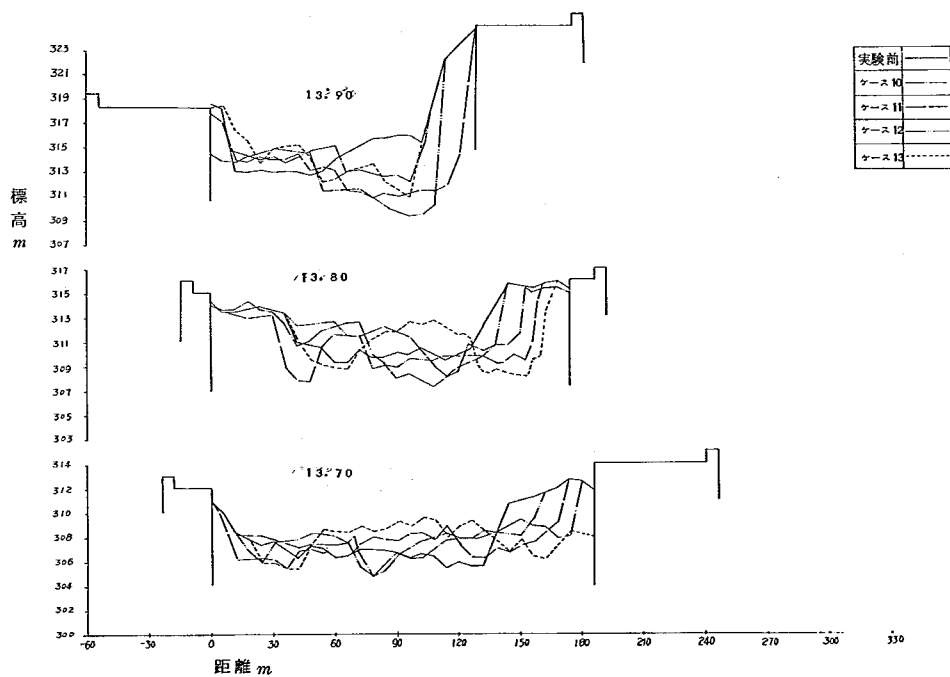


図 3-9(2) 河 床 横 断 図

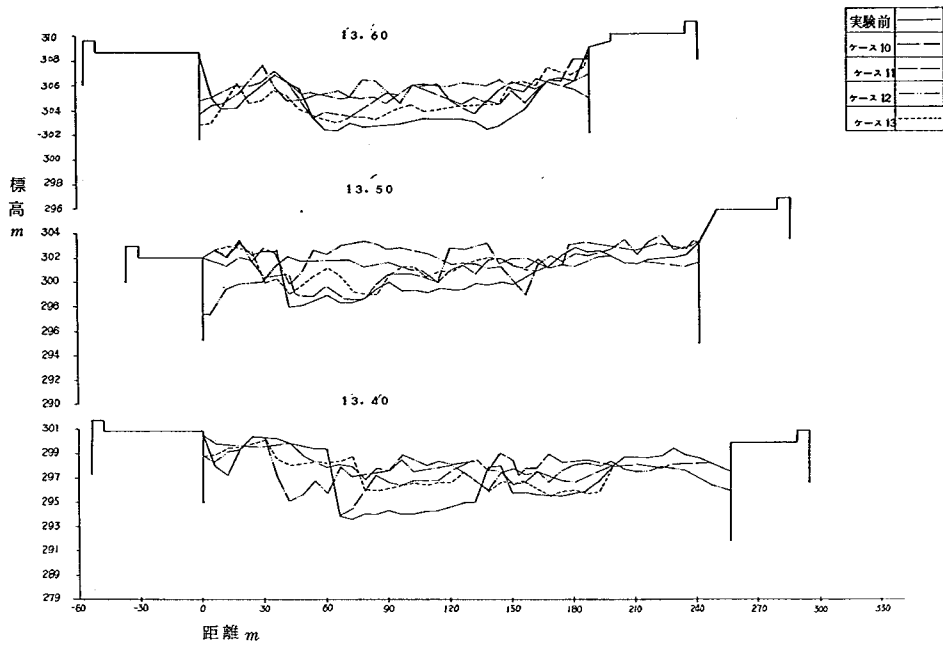


図 3-9 (3) 河 床 横 断 図

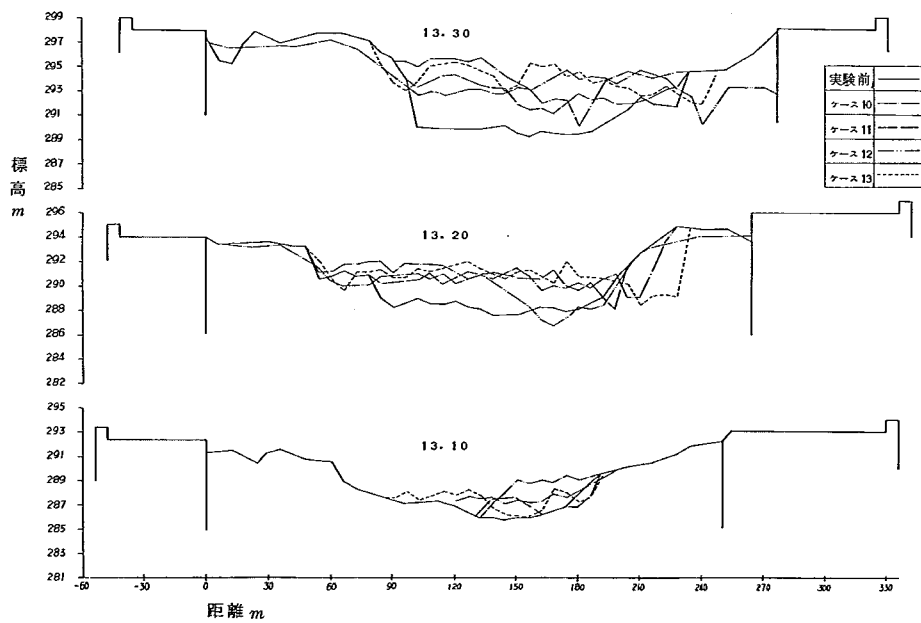


図 3-9 (4) 河 床 横 断 図

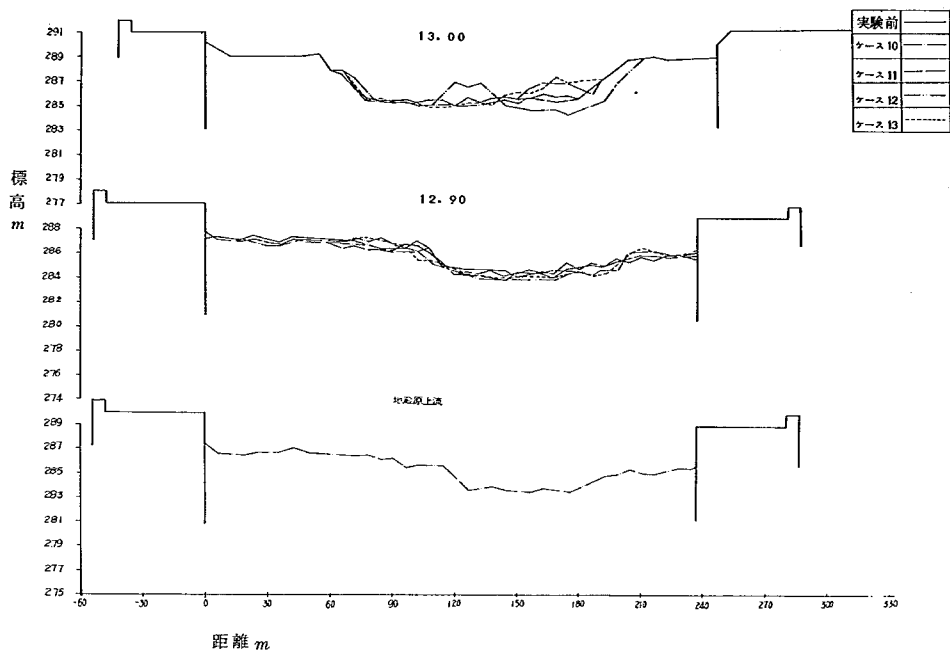


図 3-9(5) 河床横断面図

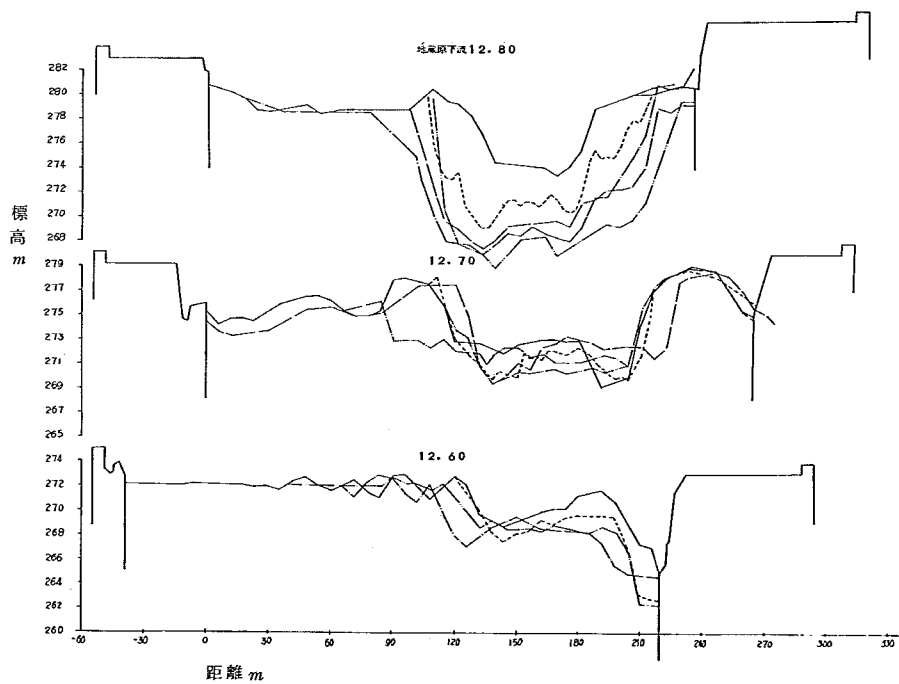


図 3-9(6) 河床横断面図

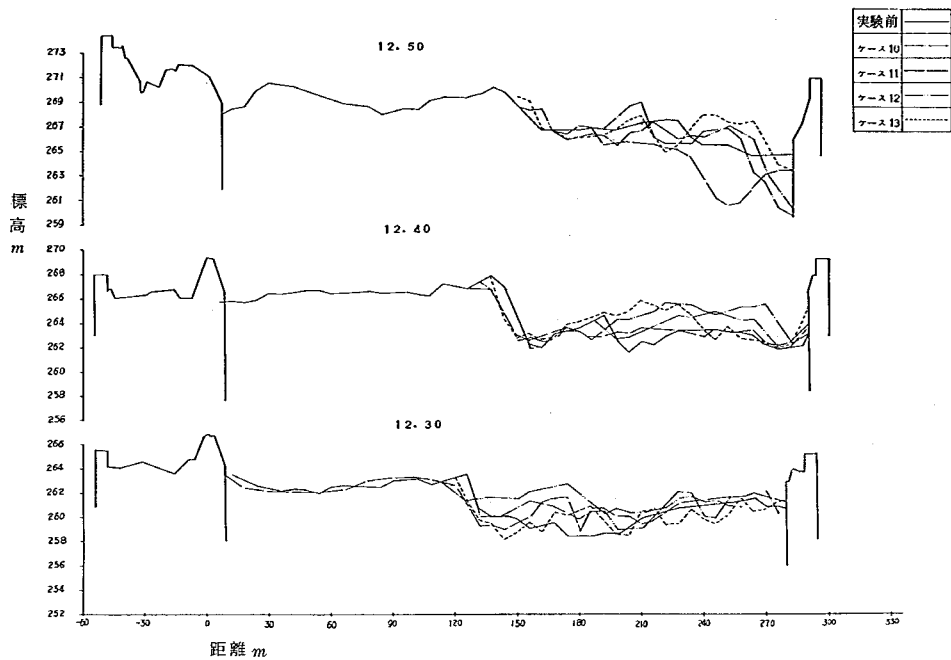


図 3-9 (7) 河 床 横 断 図

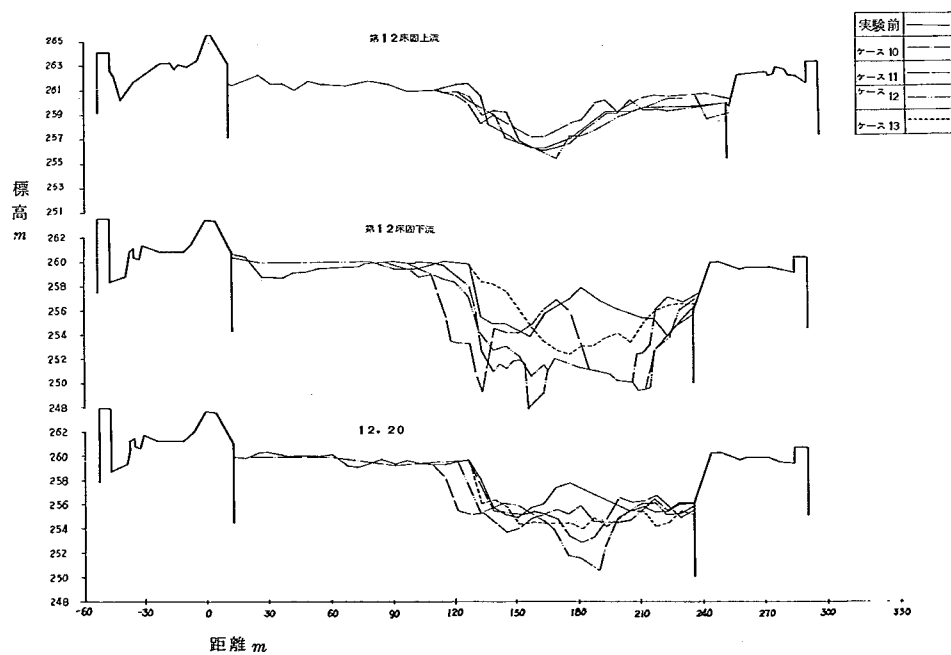


図 3-9 (8) 河 床 横 断 図

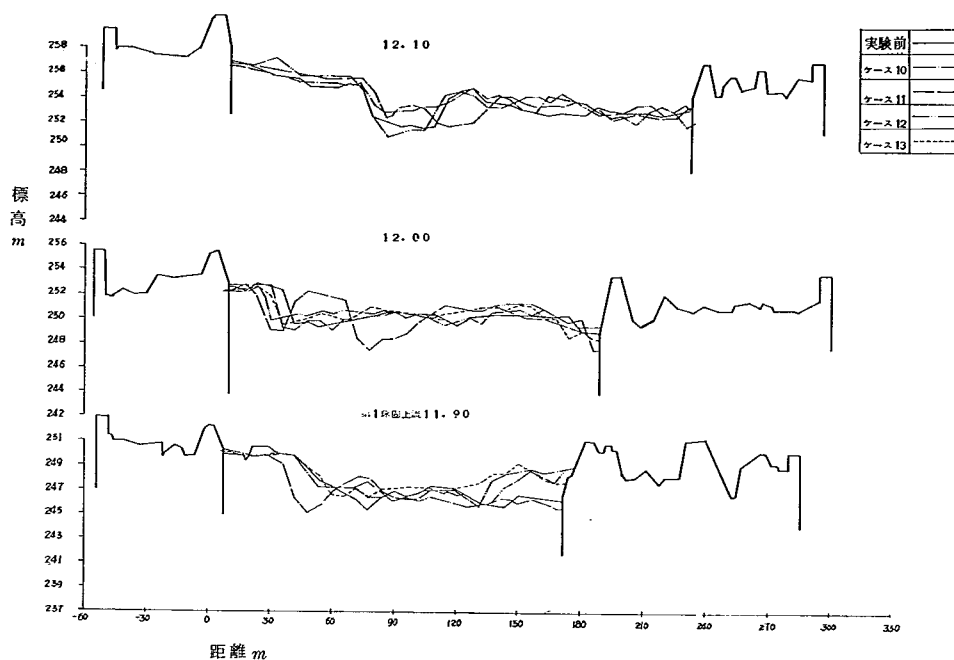


図 3-9 (9) 河 床 横 断 図

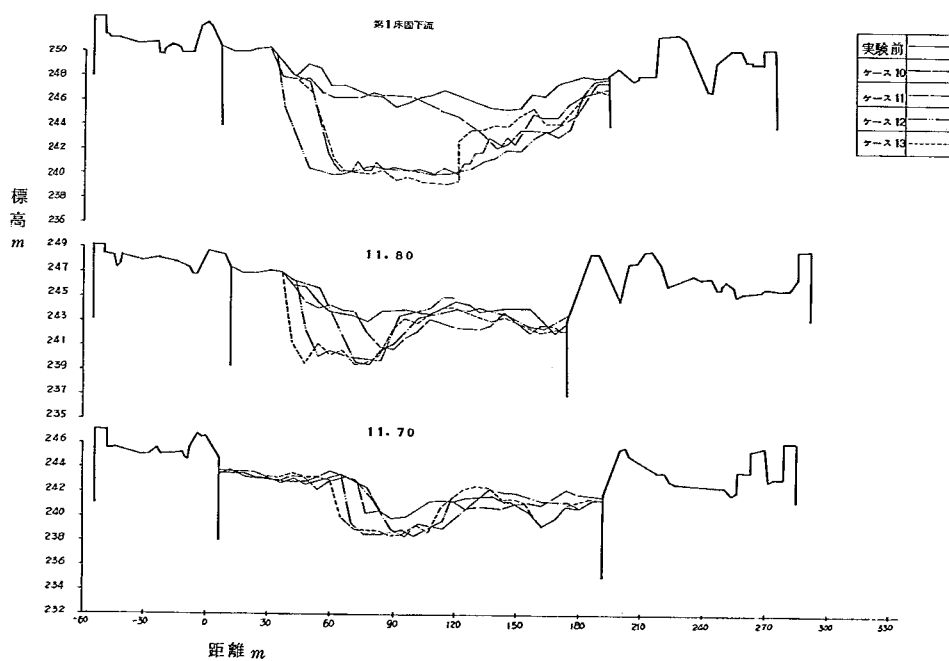


図 3-9 (10) 河 床 横 断 図

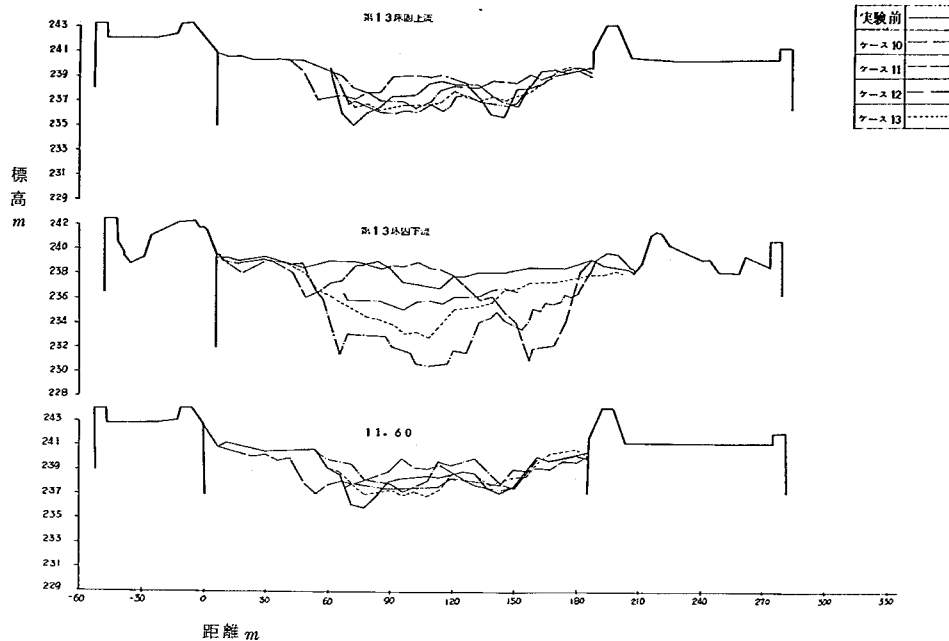


図 3-9 (i) 河床横断面図

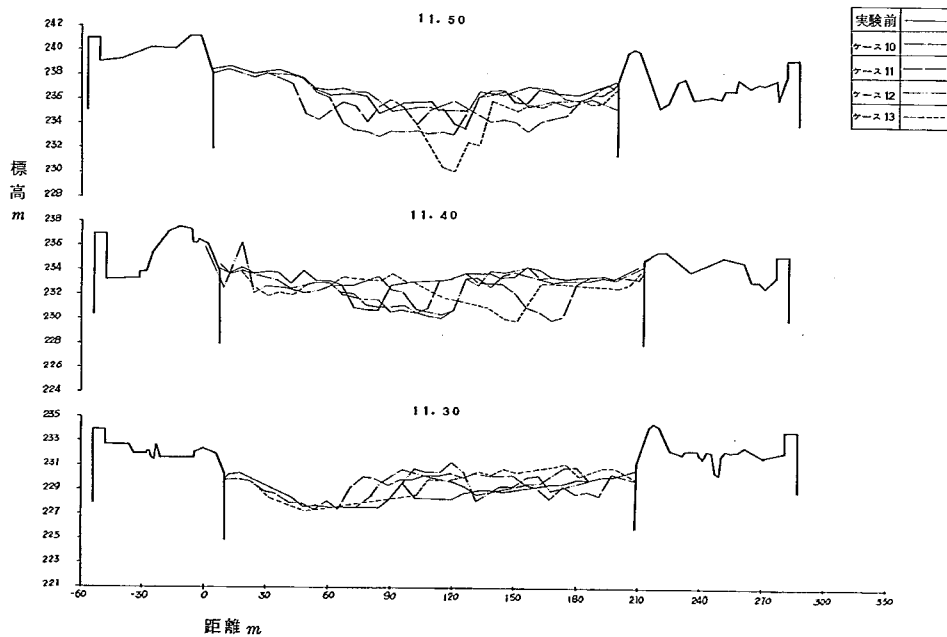


図 3-9 (ii) 河床横断面図

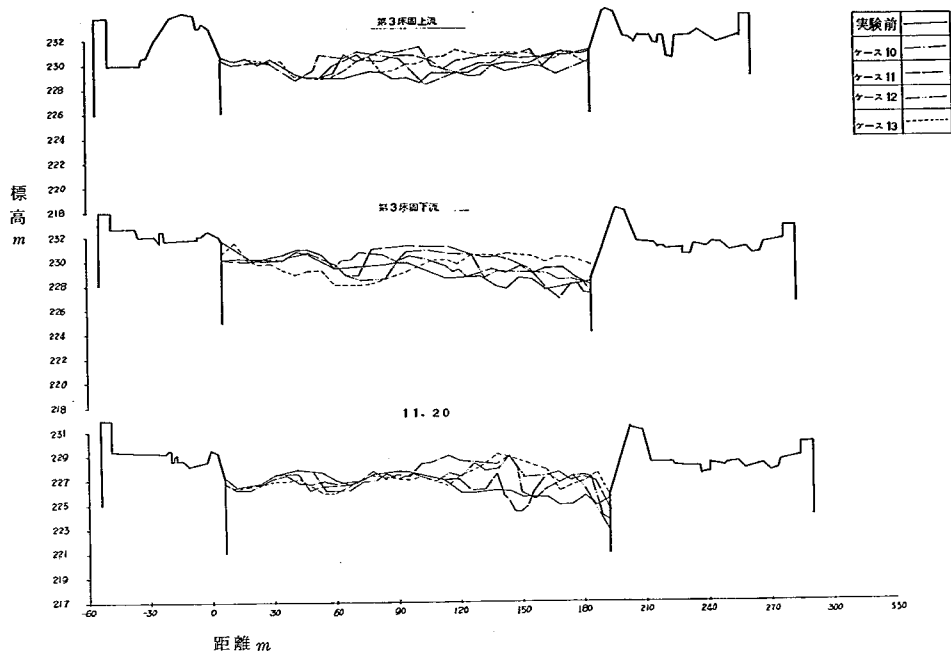


図3-9(3) 河床横断面図

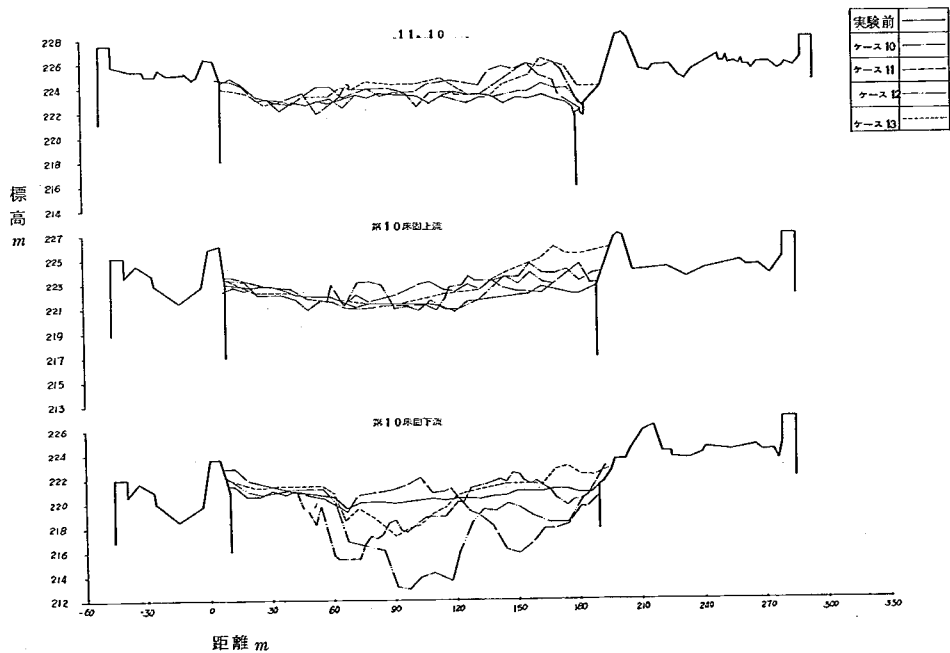


図3-9(4) 河床横断面図

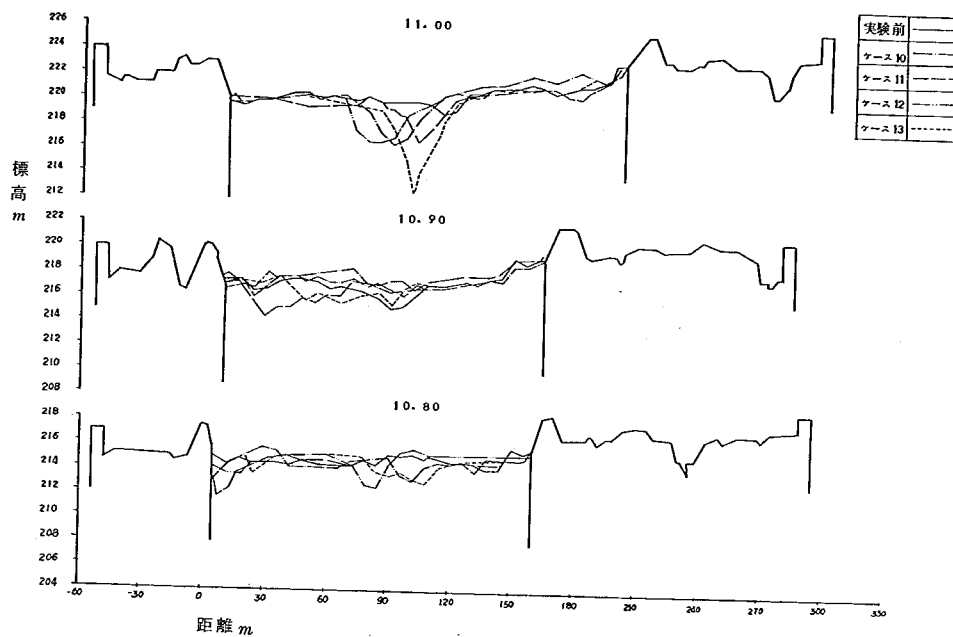


図 3-9(9) 河床横断面図

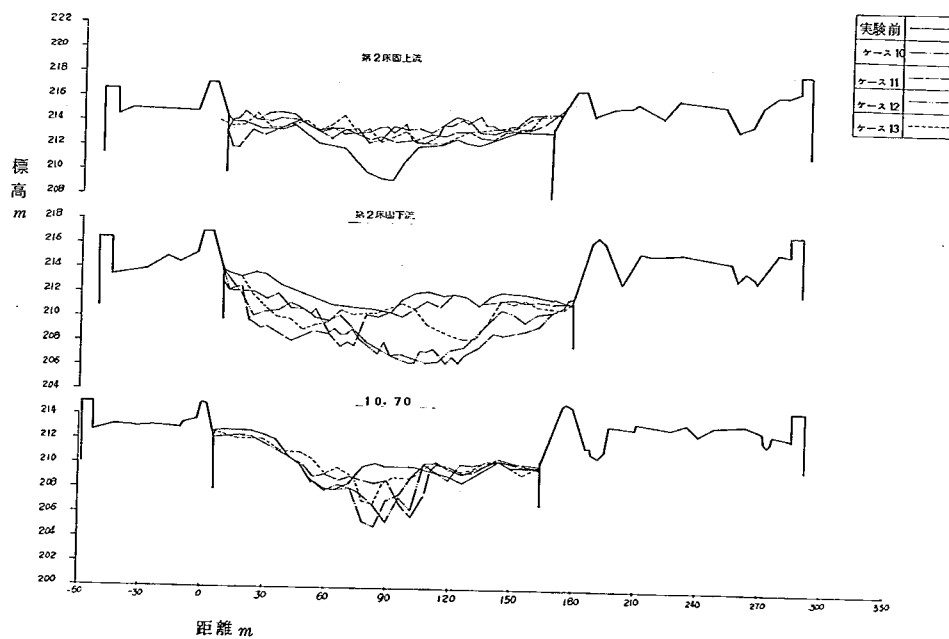


図 3-9(10) 河床横断面図

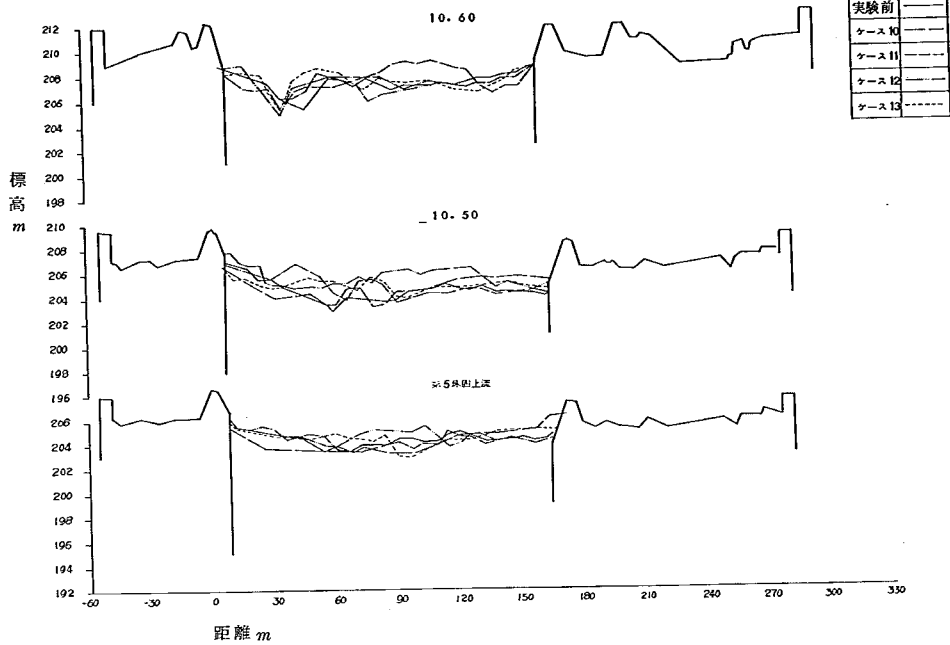


図 3-9(a) 河床横断面図

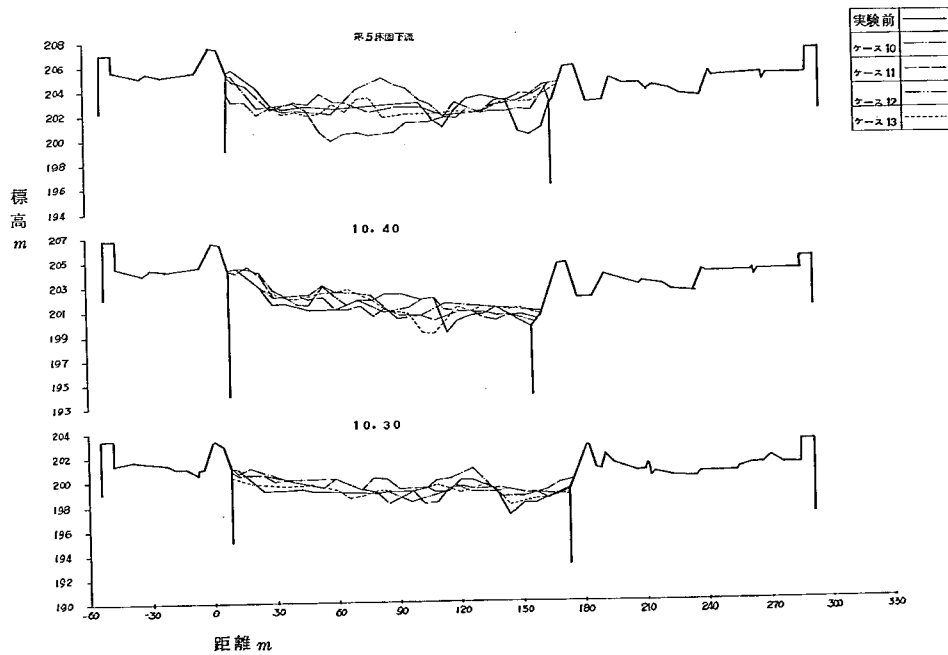


図 3-9(b) 河床横断面図

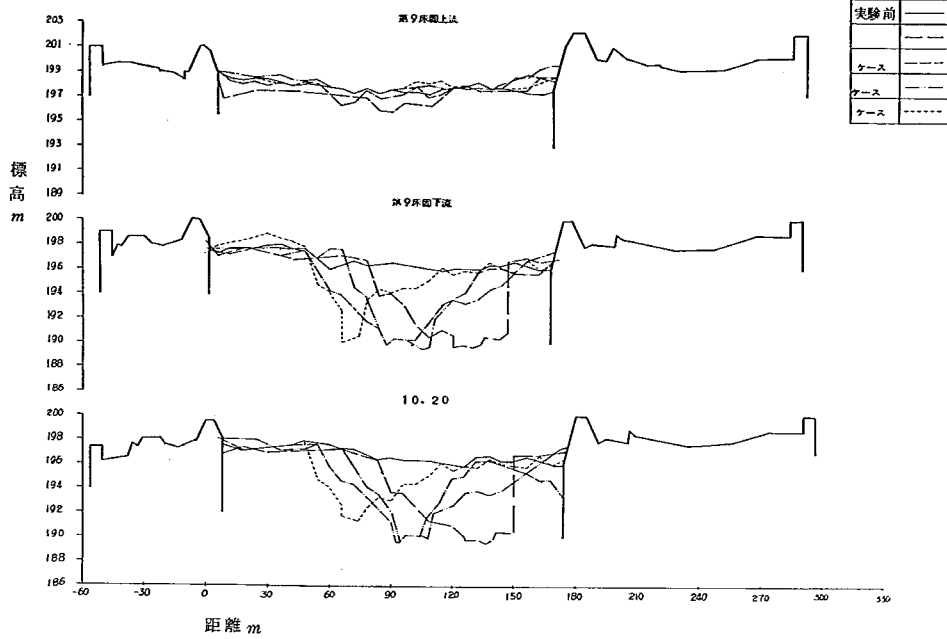


図3-9(19) 河床横断面図

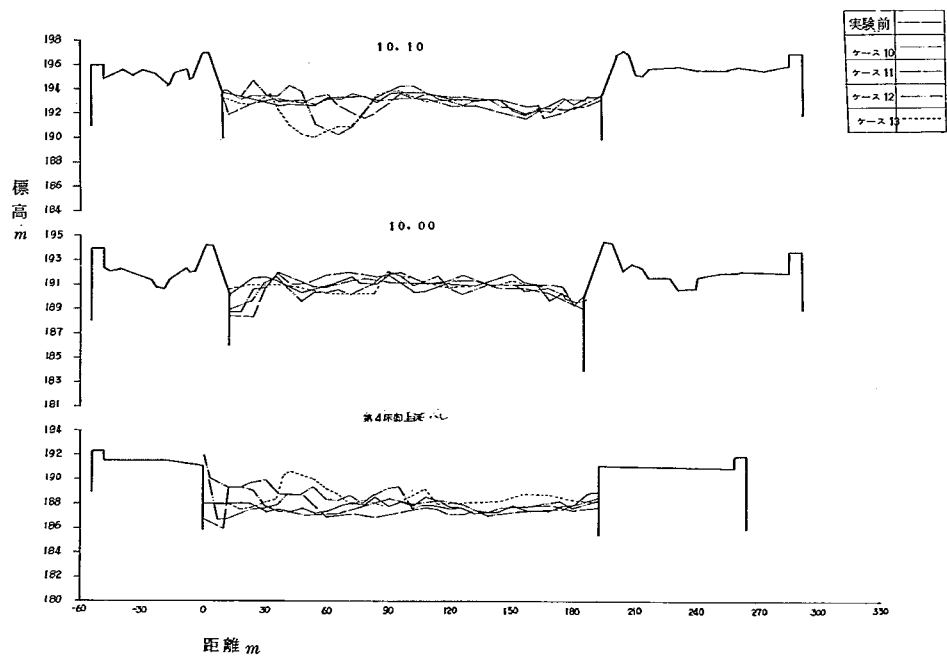


図3-9(20) 河床横断面図

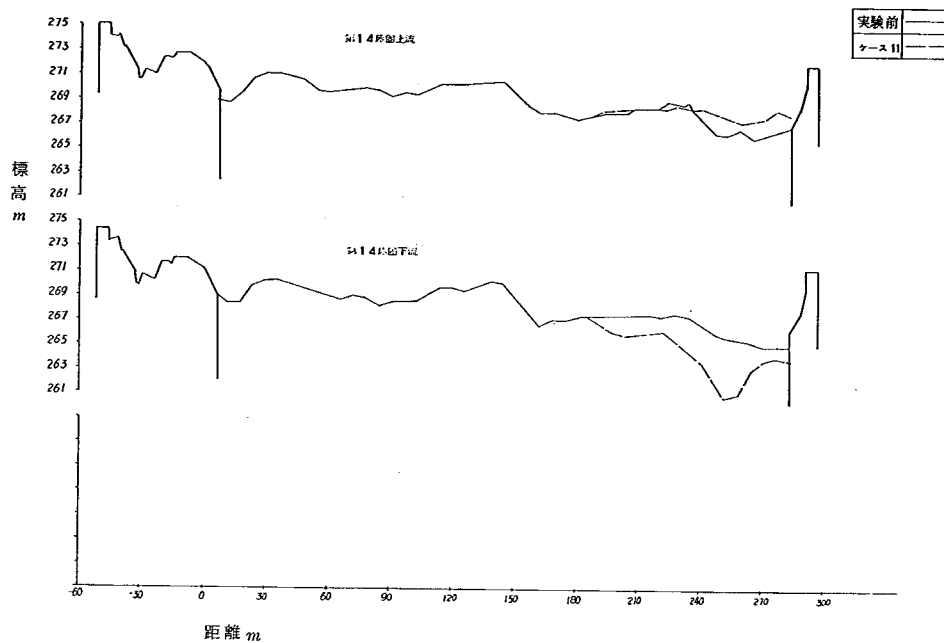


図 3-9(2) 河床横断面図

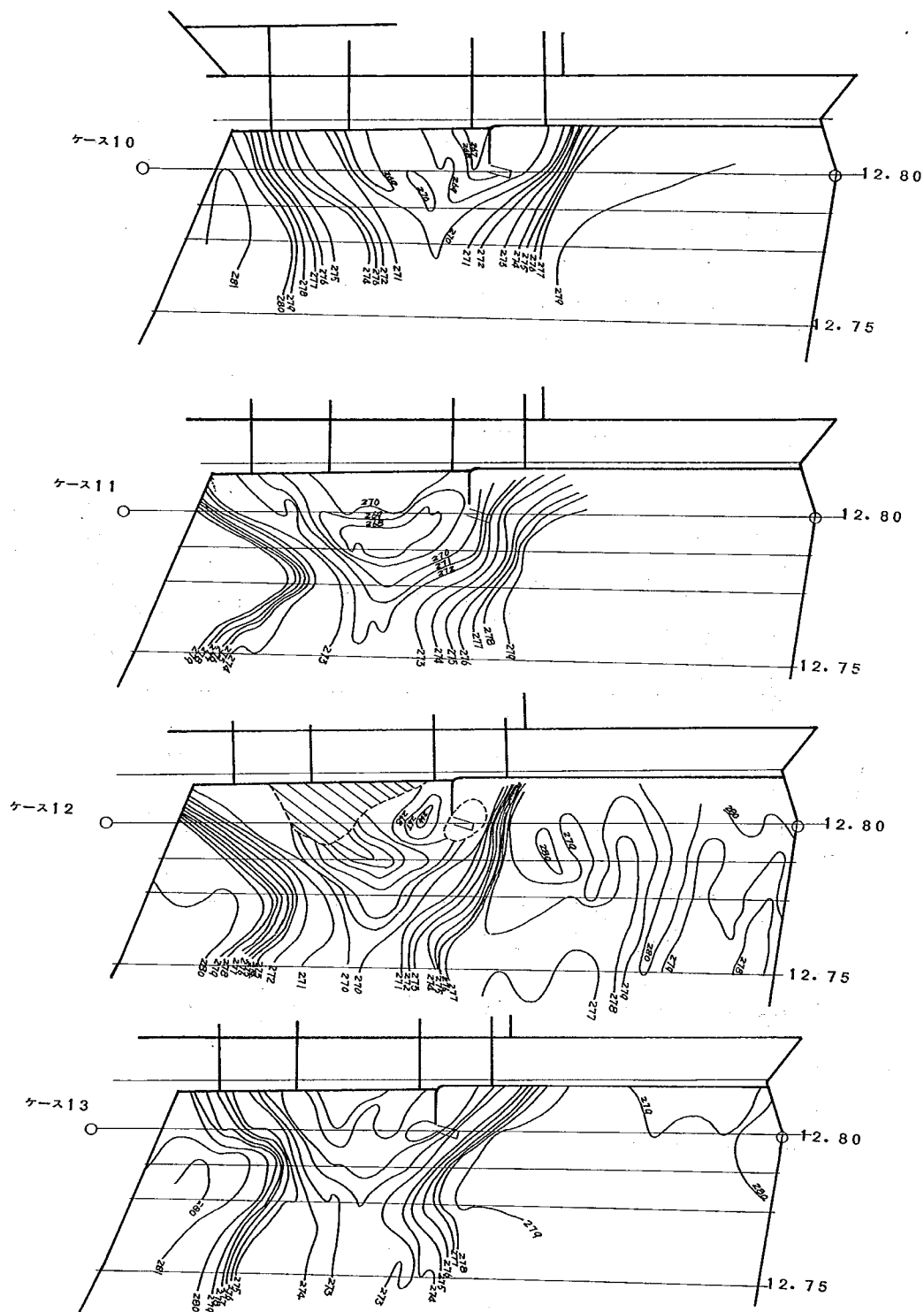


図3-10(1) 床固工下流の局所洗掘(地蔵原ダム)

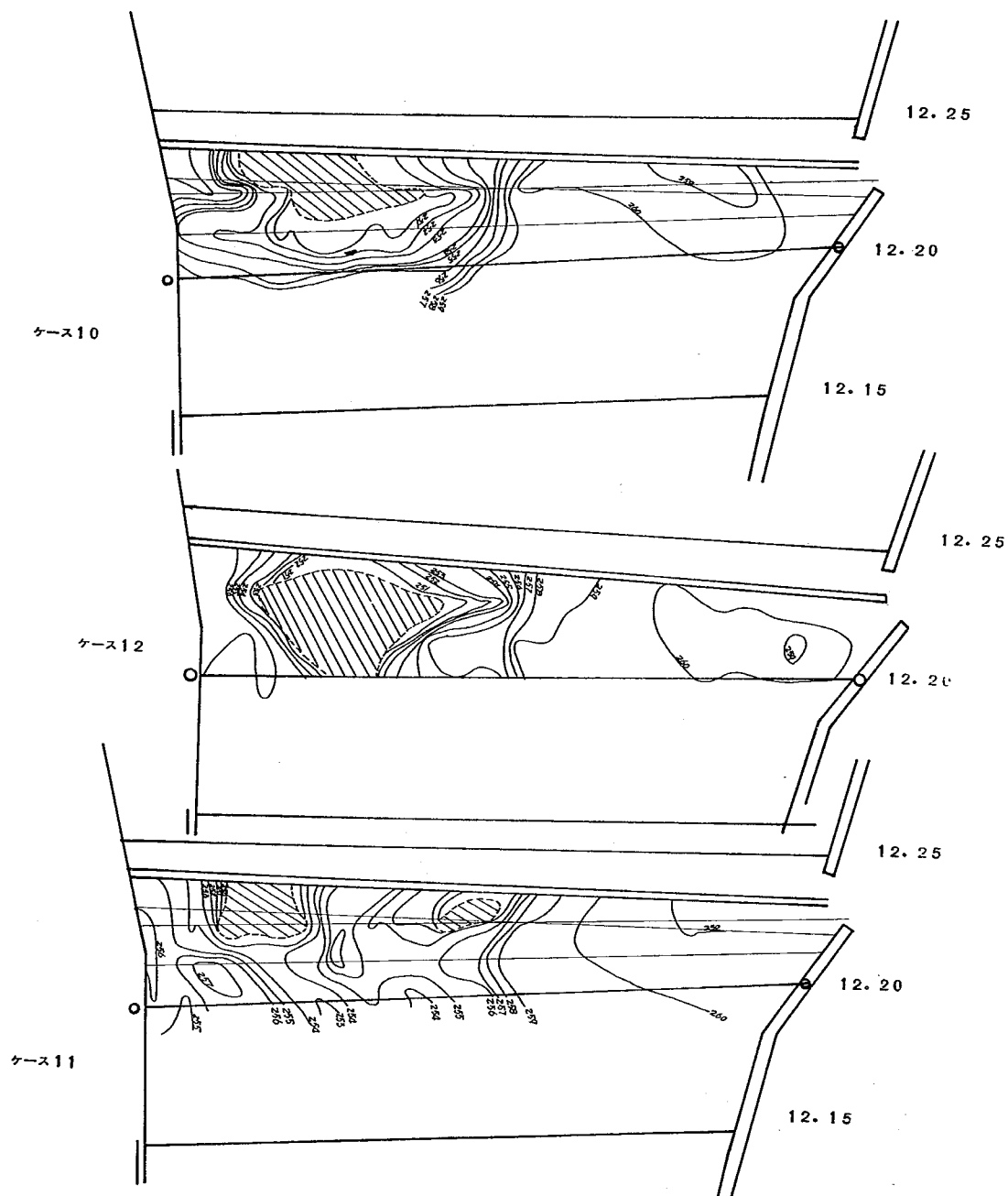


図 3 - 10 (2) 床固工下流の局所洗掘 (第 12 床固)

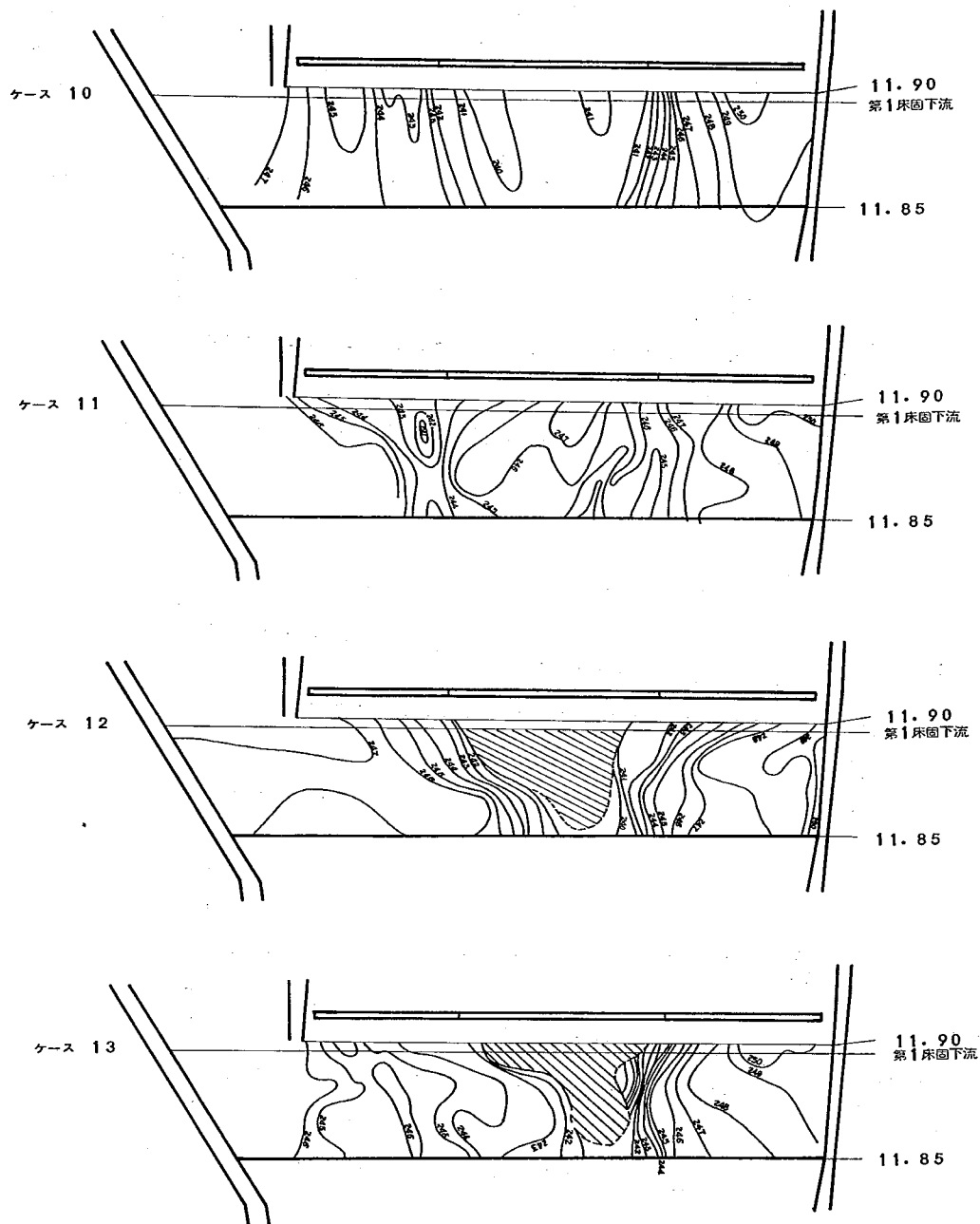


図 3 - 10 (3) 床固工下流の局所洗掘 (第 1 床固)

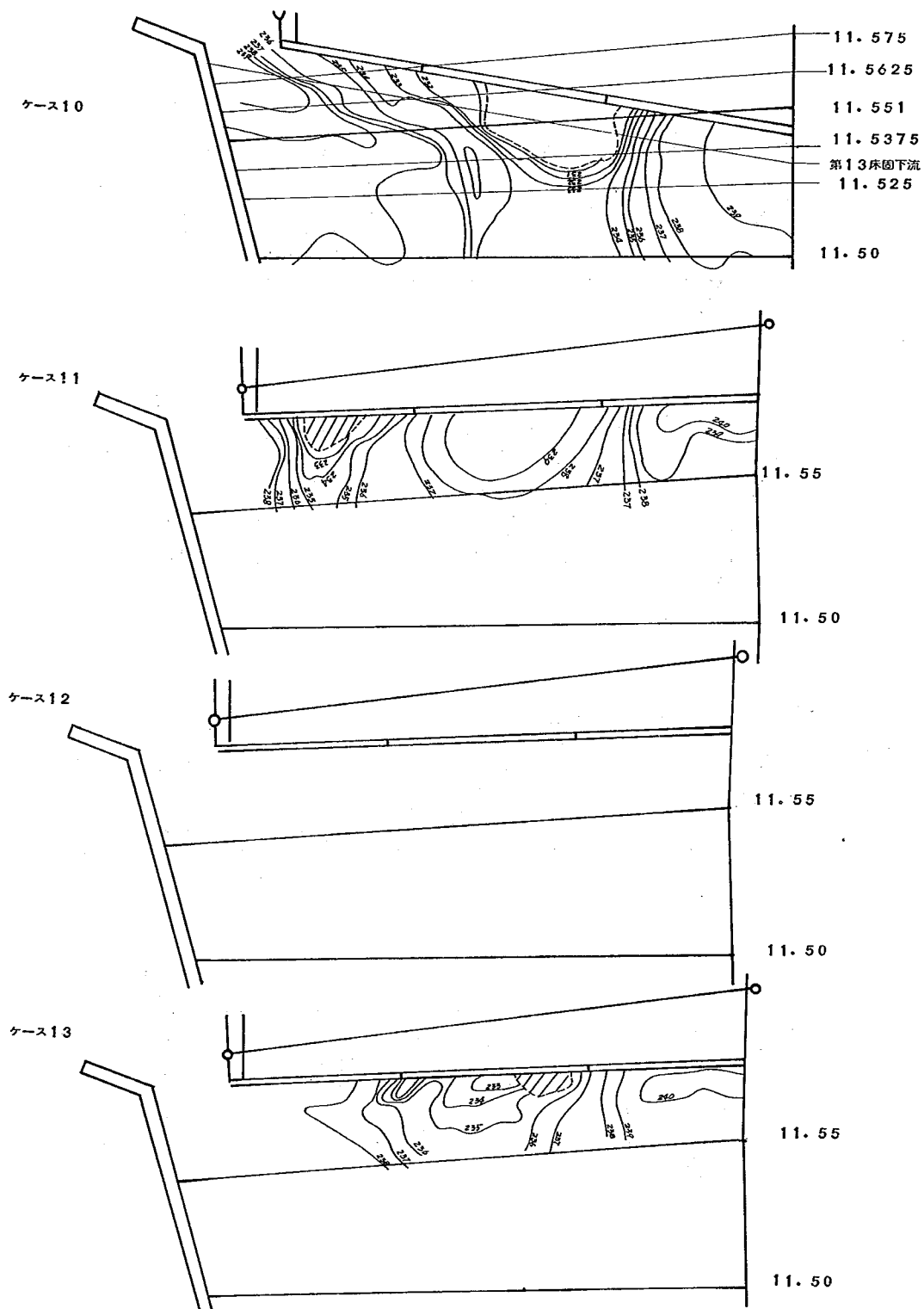


図 3 - 10 (4) 床固工下流の局所洗掘 (第 13 床固)

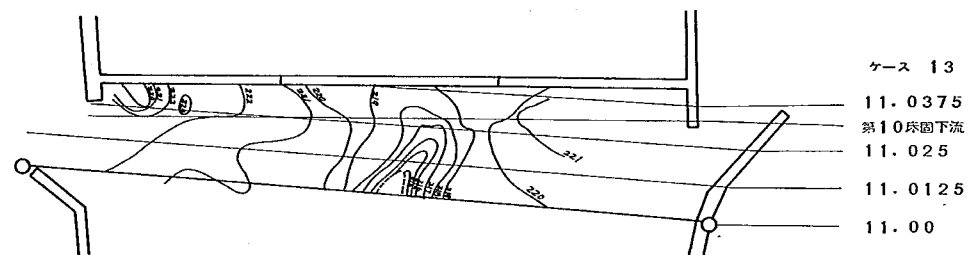
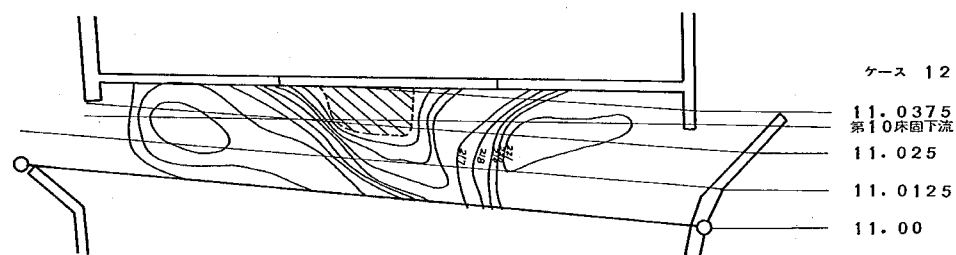
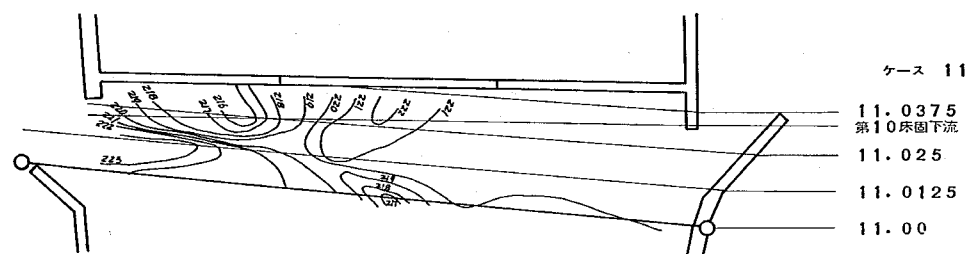
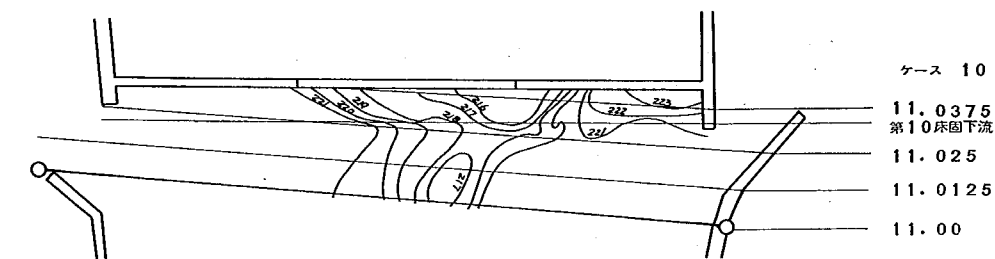


図3-10(5) 床固工下流の局所洗掘(第10床固)

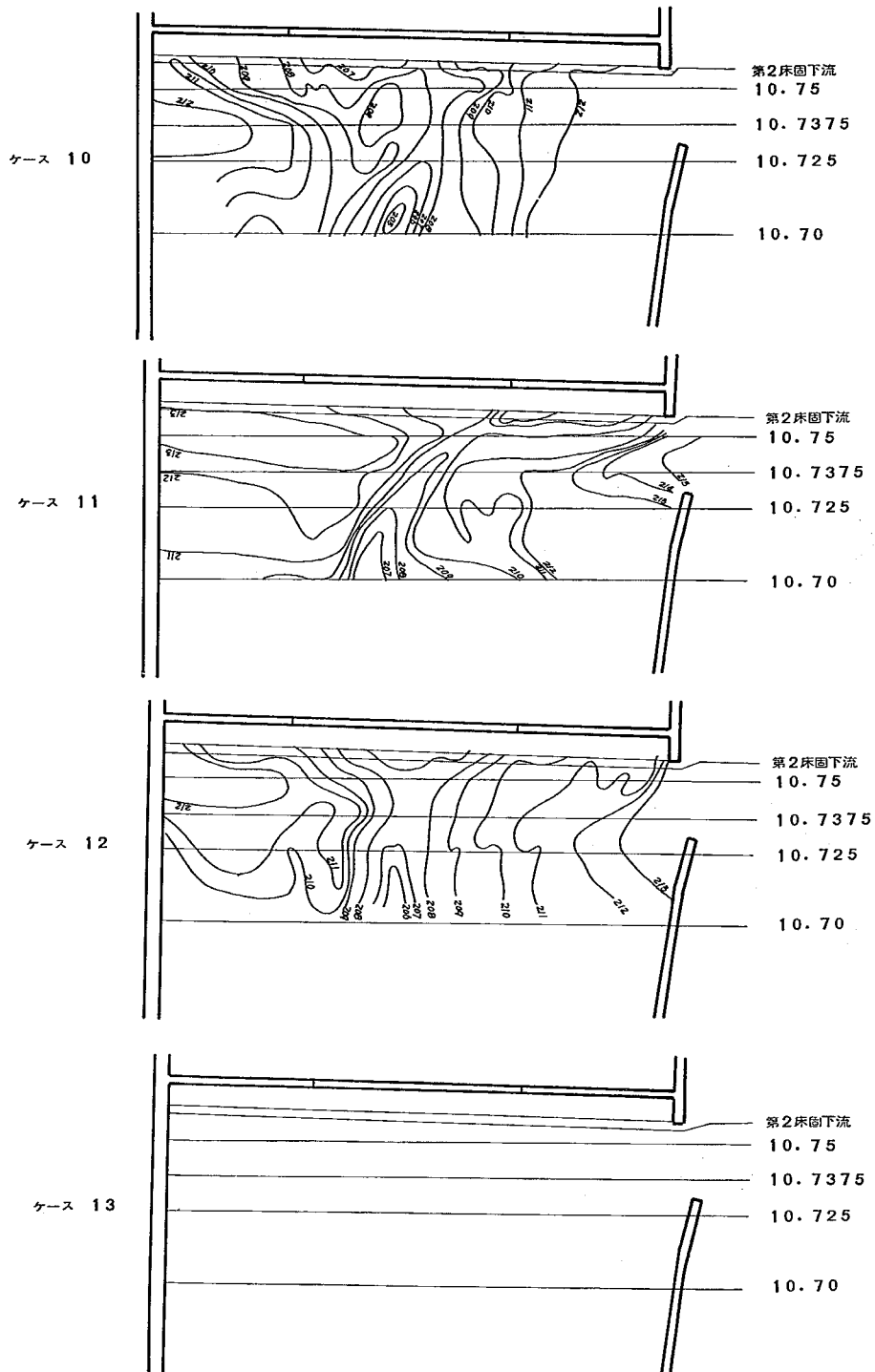


図3-10(6) 床固工下流の局所洗掘(第2床固)

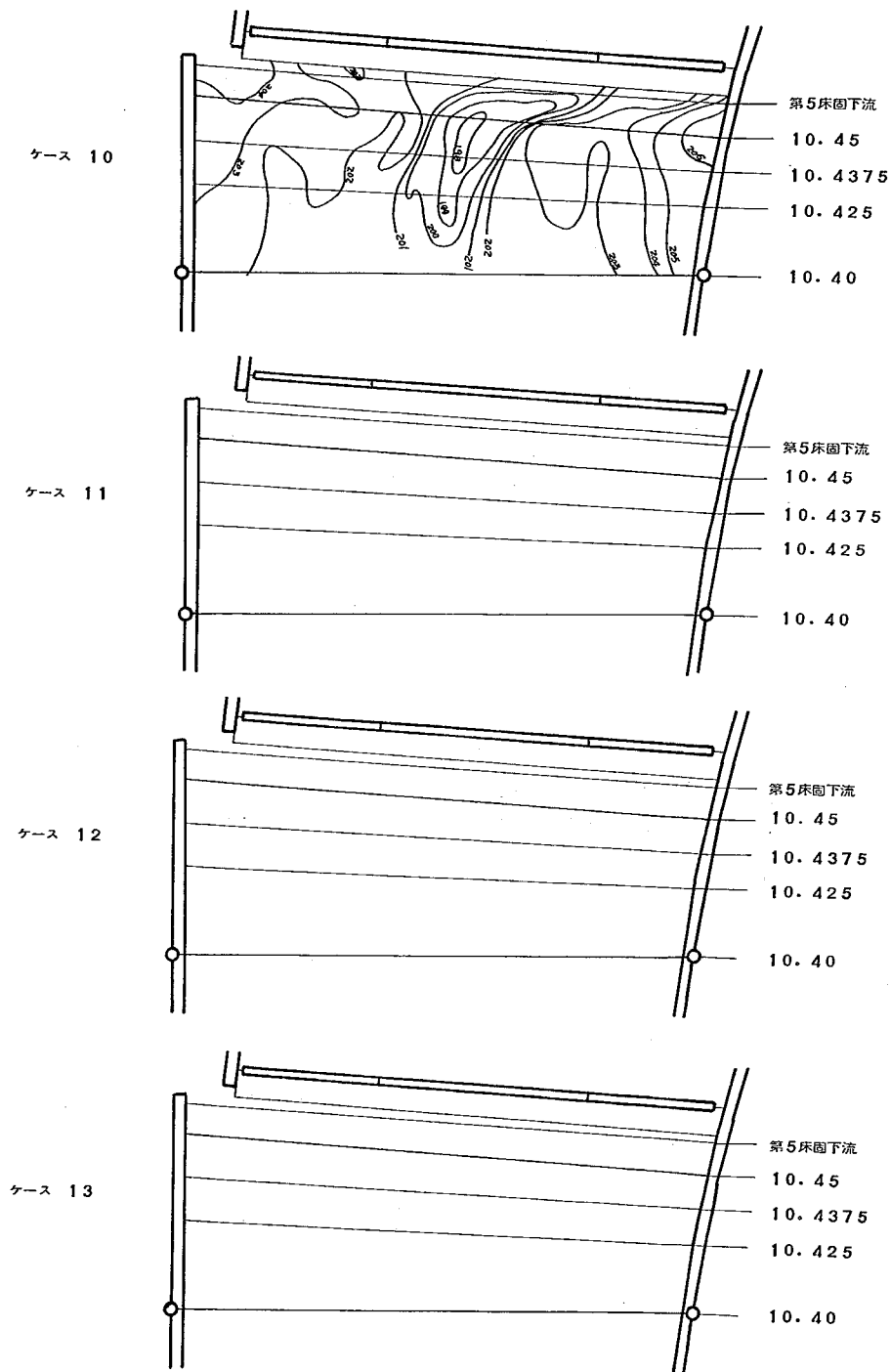


図 3 - 10 (7) 床固工下流の局所洗掘 (第5床固)

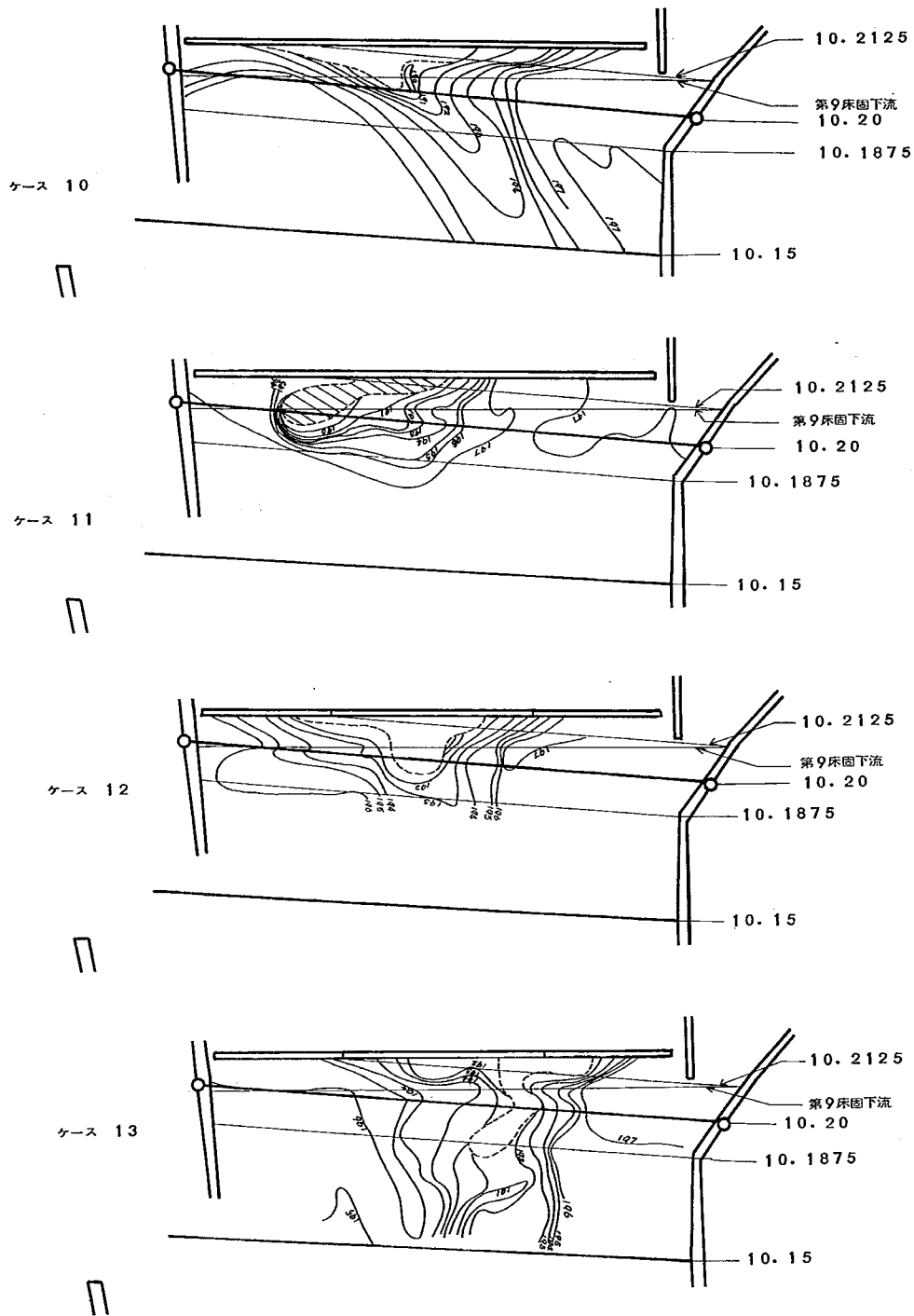


図 3 - 10 (8) 床固工下流の局所洗掘 (第 9 床固)

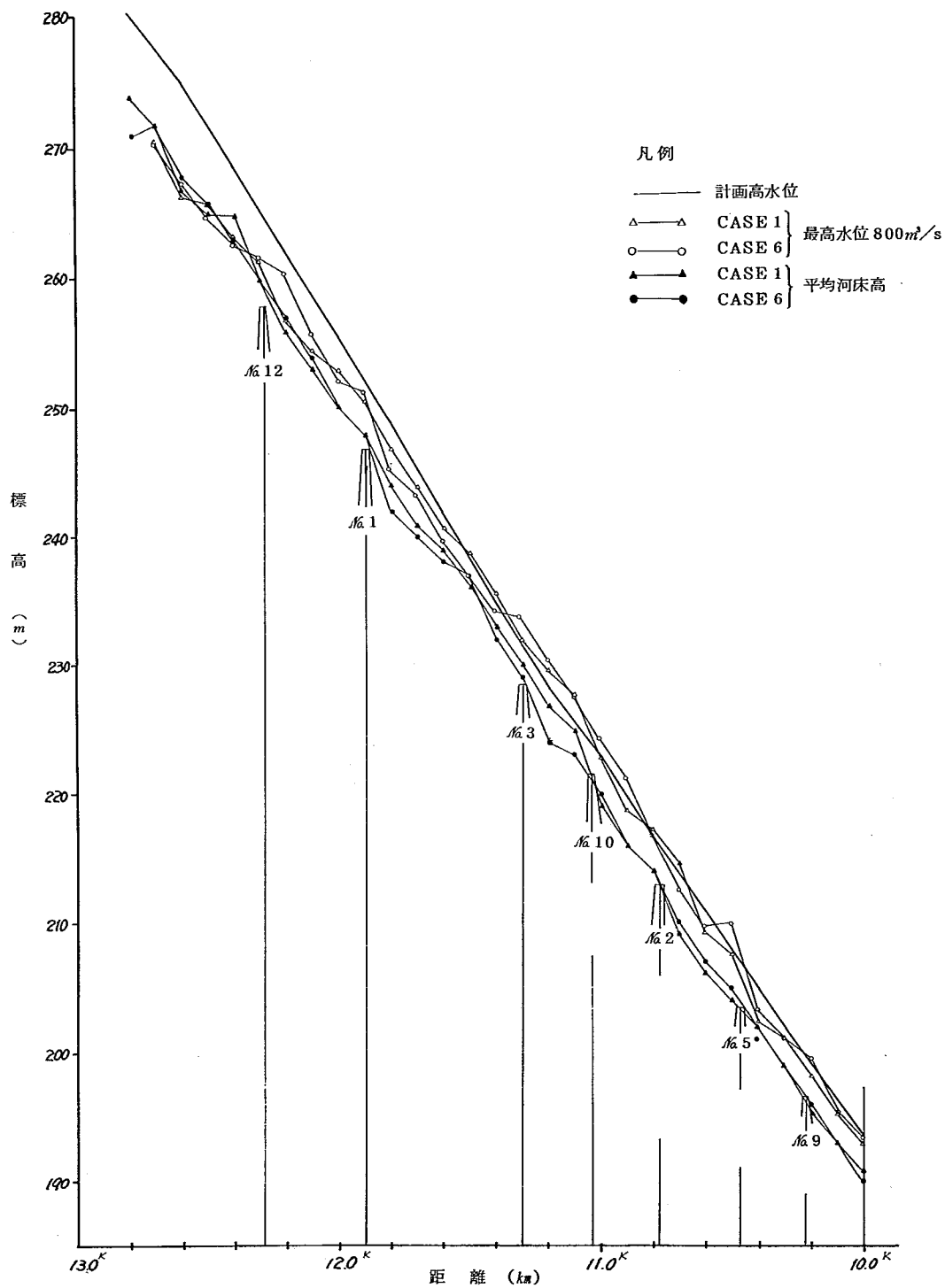


圖 3-11 水位比較圖 ($800\text{m}^3/\text{s}$)

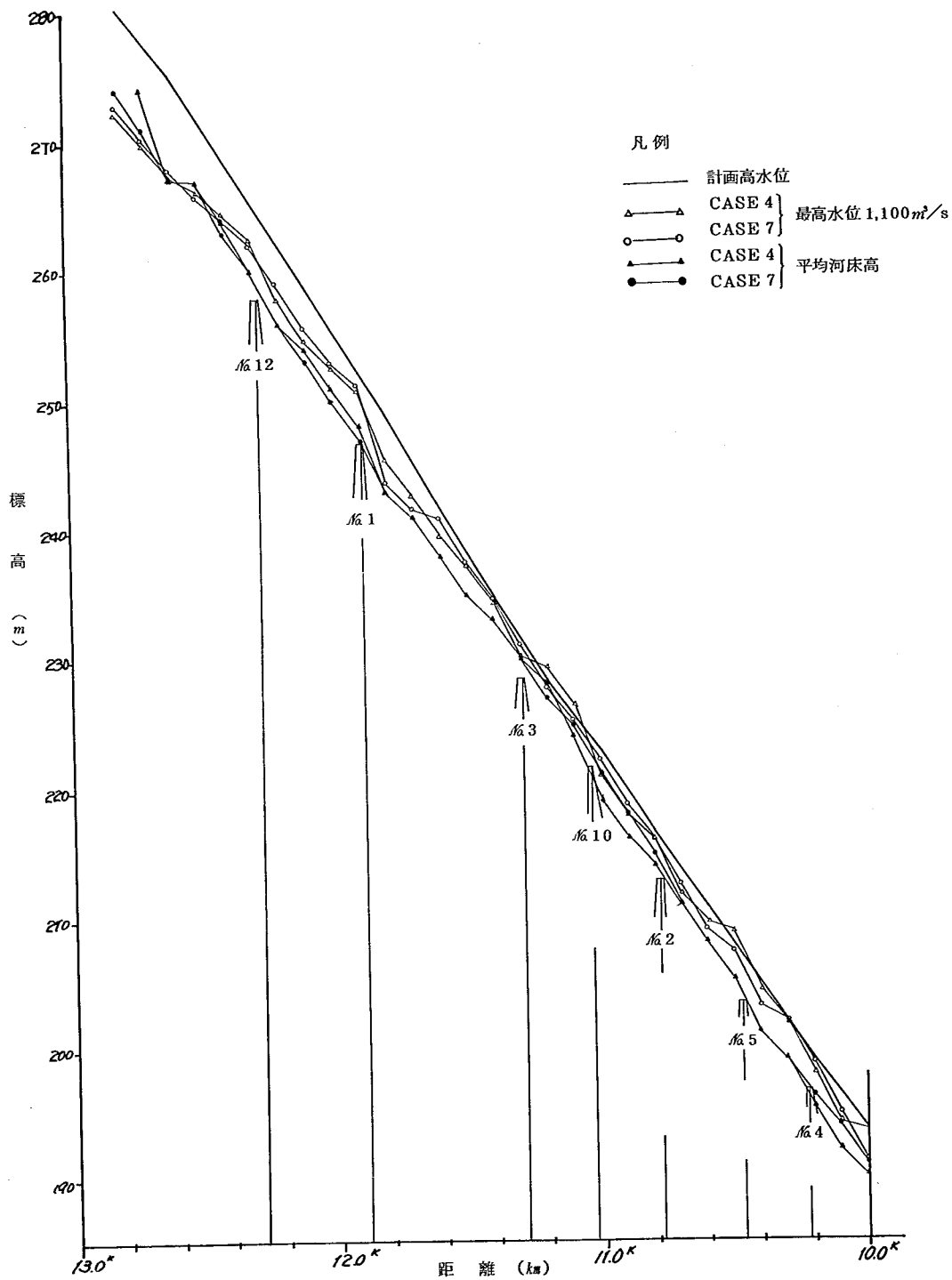


圖3-12 水位比較圖 (1,100 m³/s)

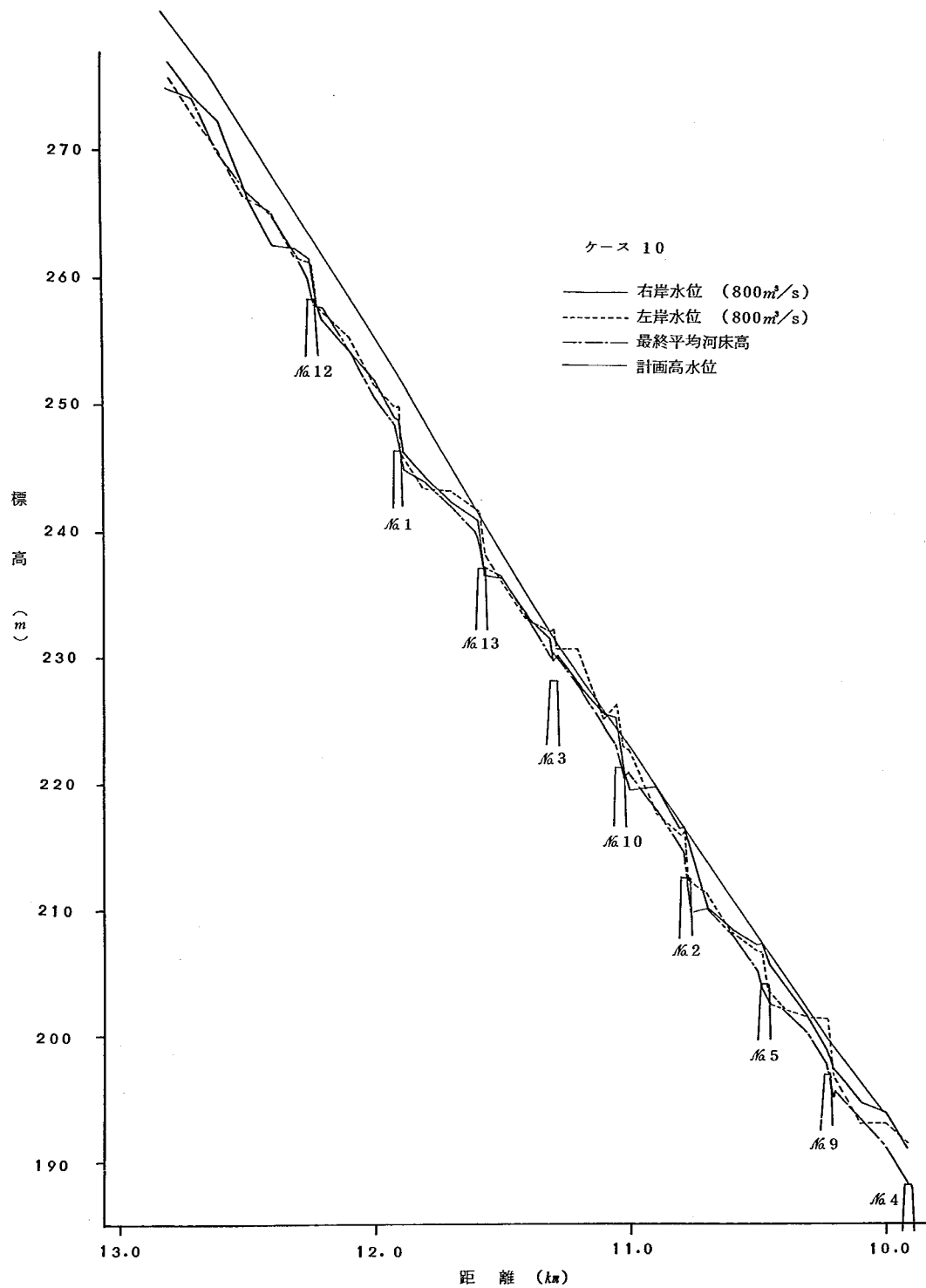


図 3-13 (1) 水位縦断面図

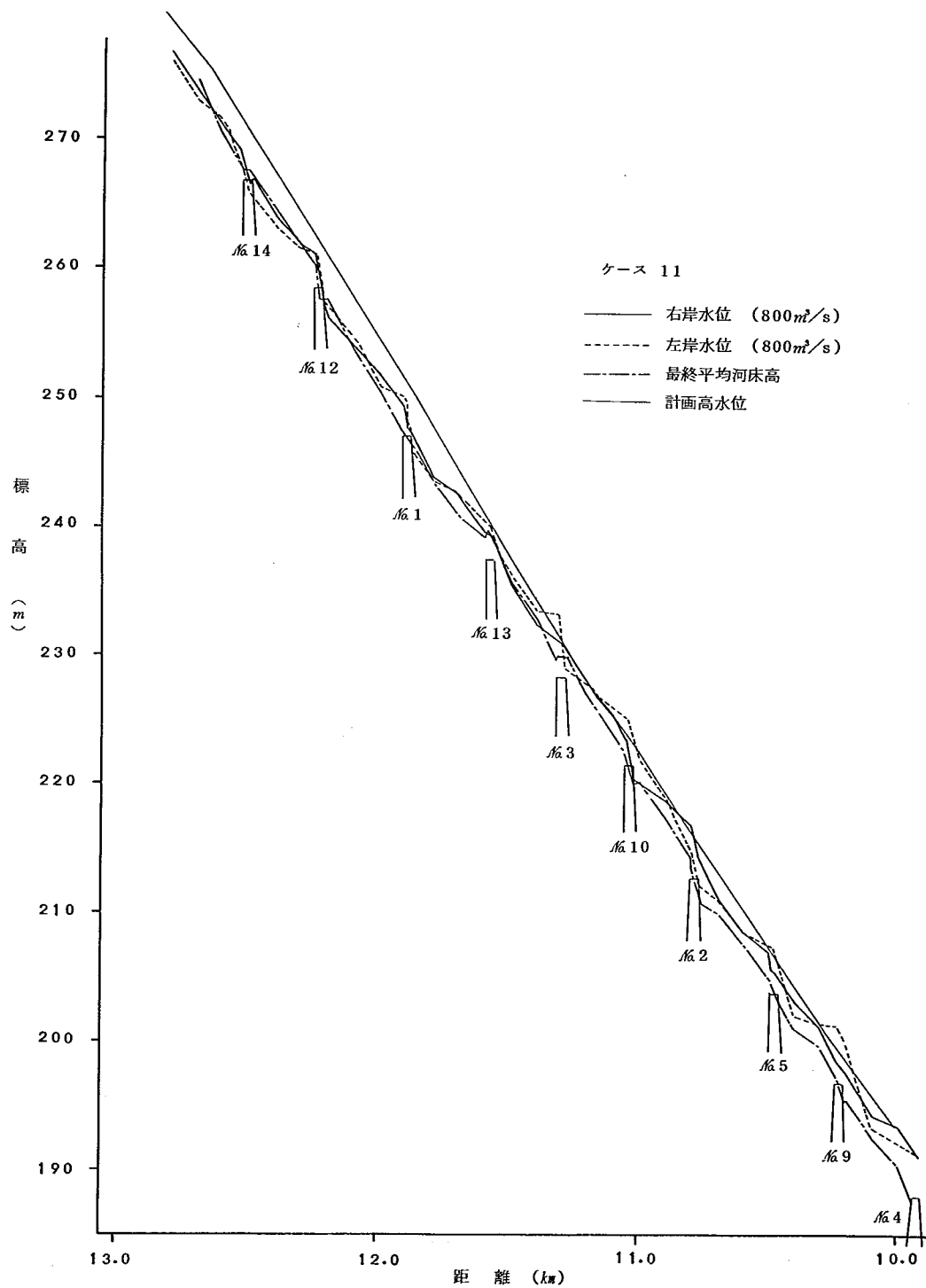


図 3-13 (2) 水位縦断面図

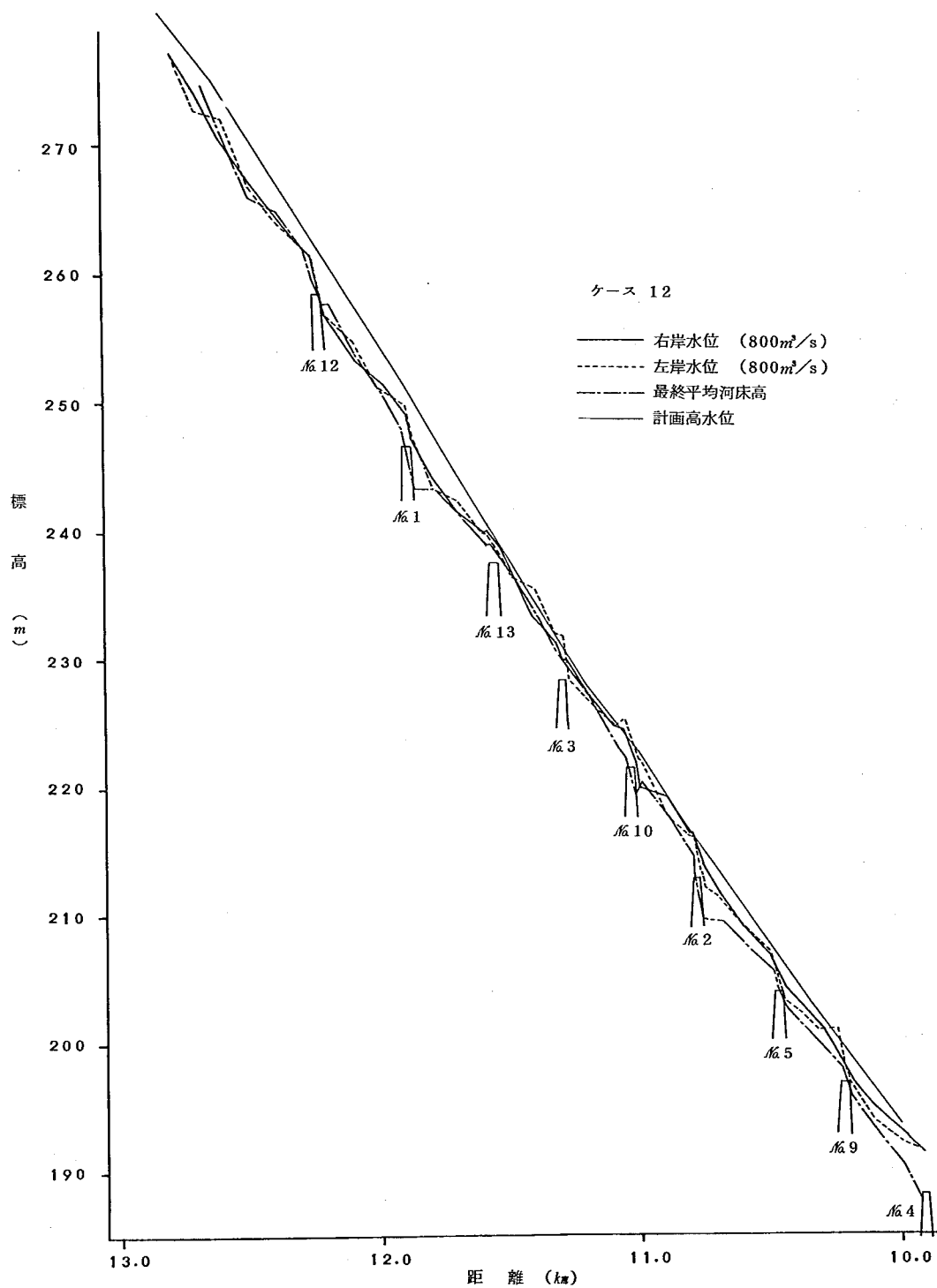


図 3-13(3) 水位縦断面図

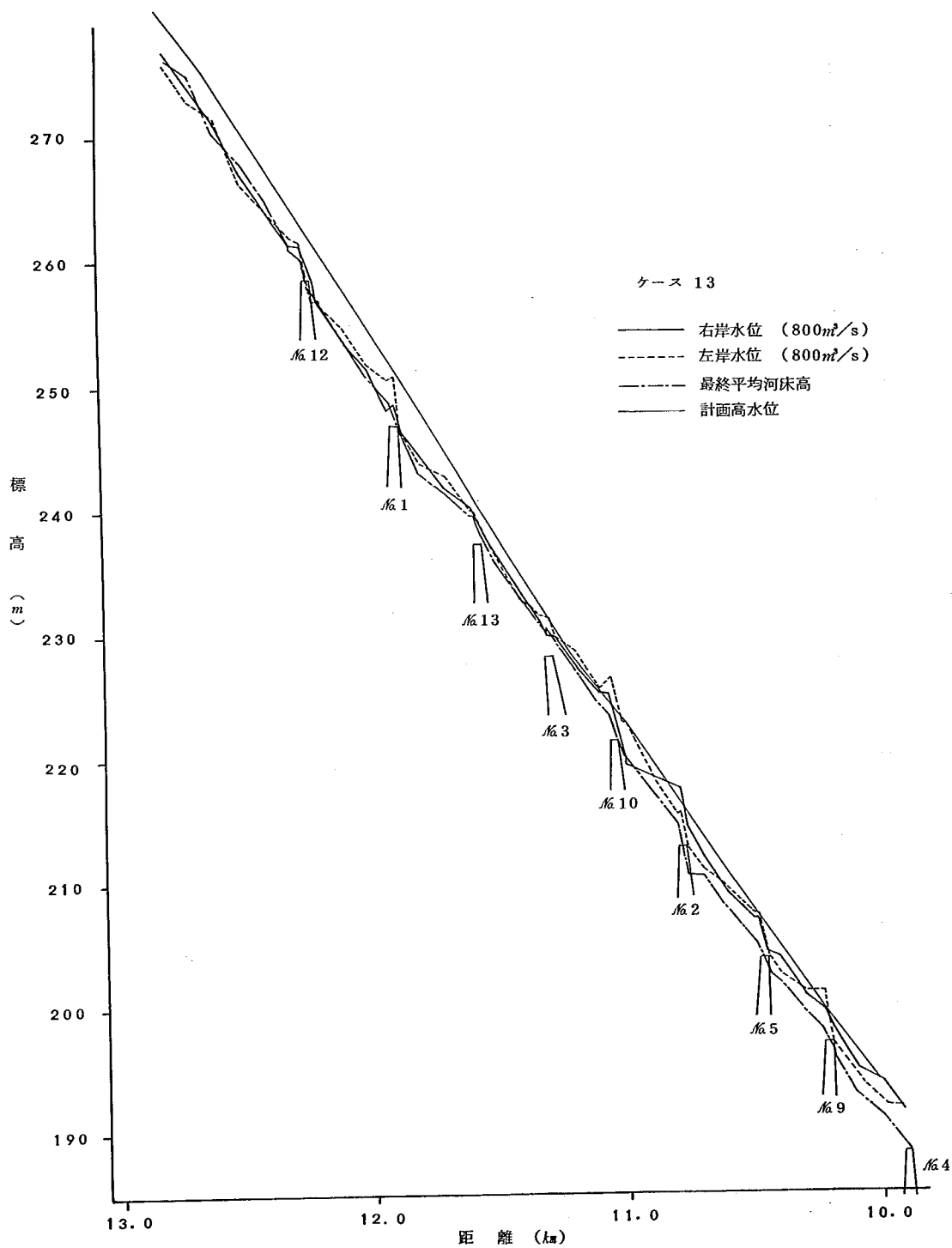


図3-13(4) 水位縦断面図

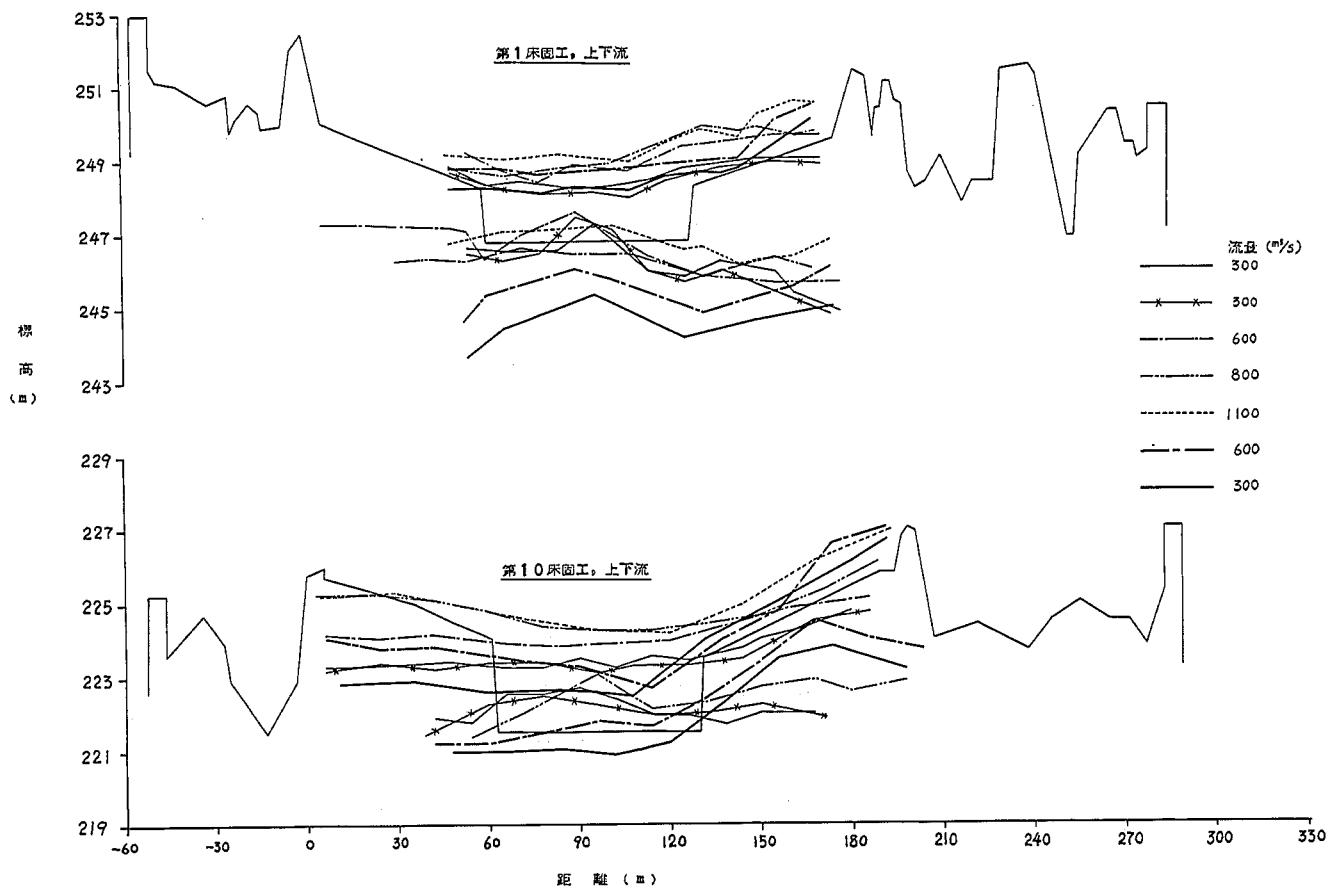


図 3-14 (1) ケース 10 各流量時床固水面測定図

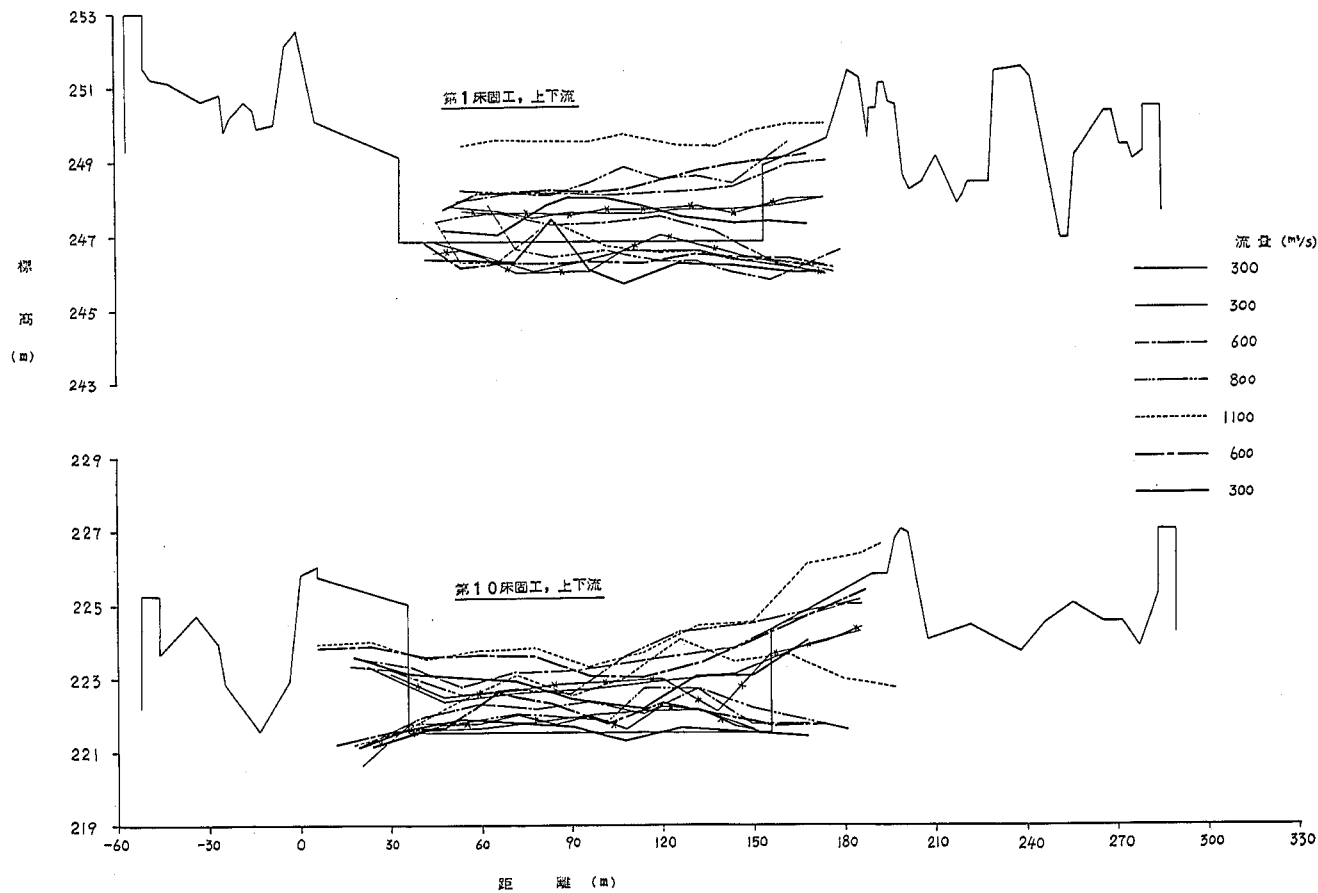


図 3-14 (2) ケース 11 各流量時床固水面測定図

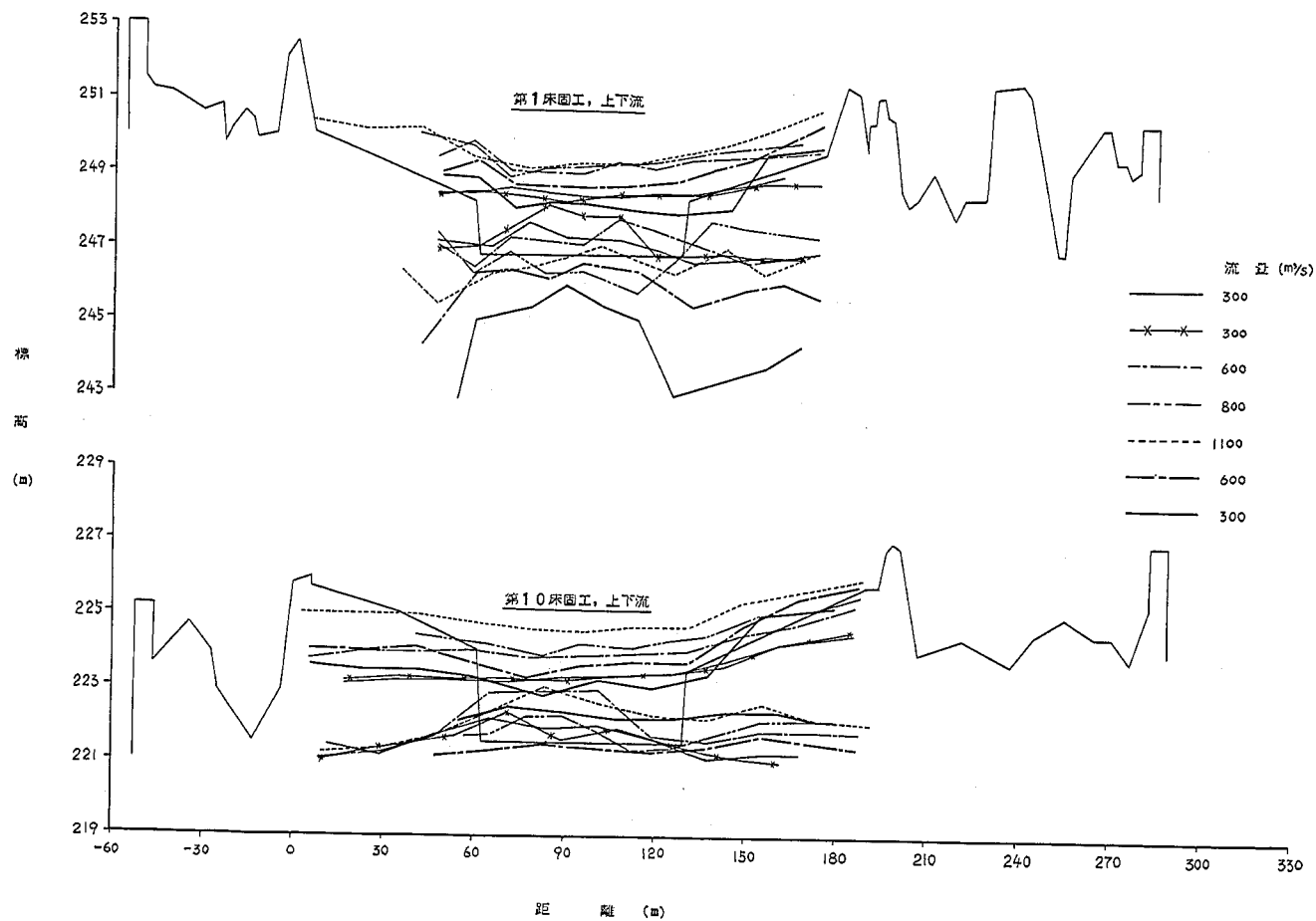


図3-14(3) ケース12 各流量時床固水面測定図

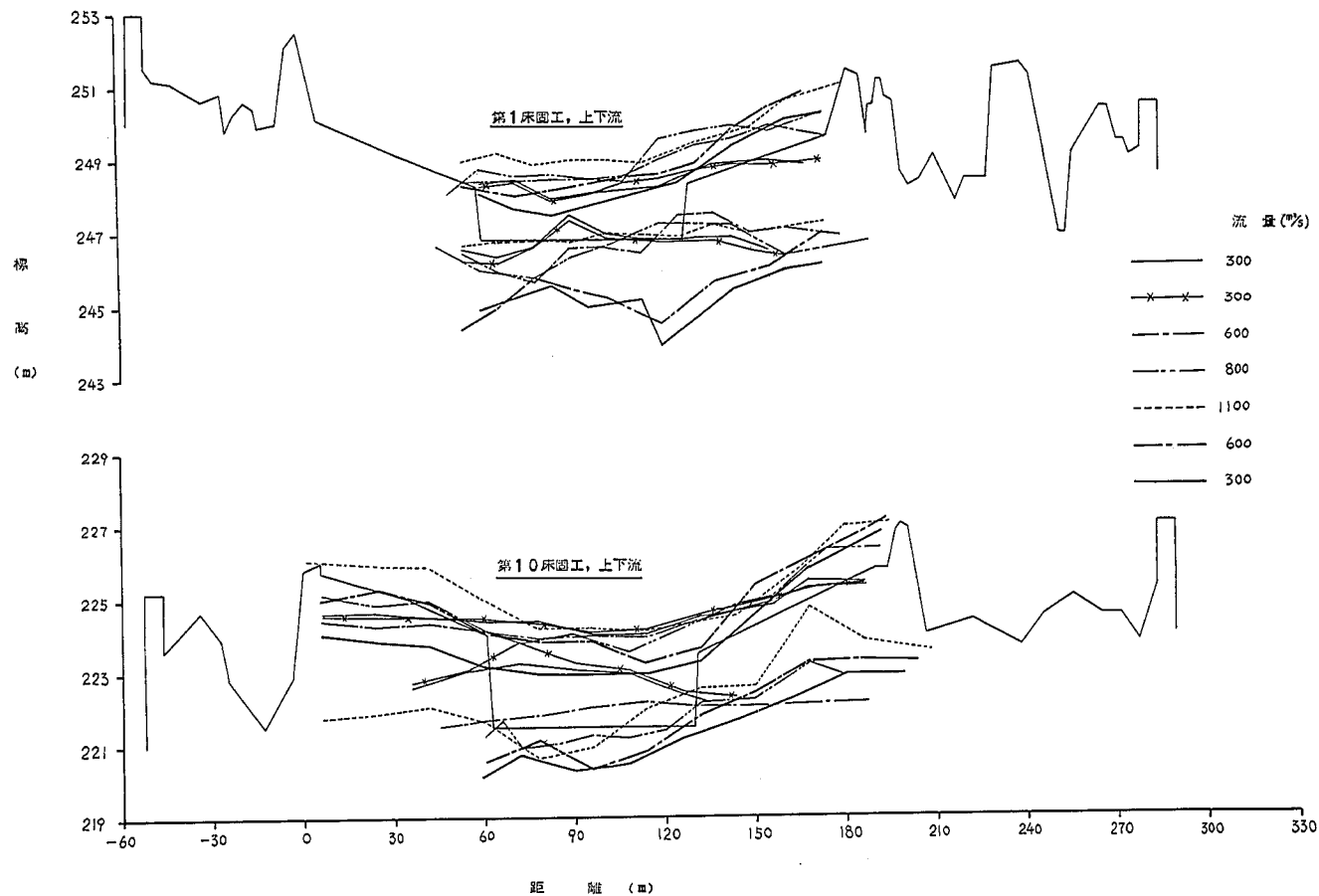


図 3-14 (4) ケース 13 各流量時床固水面測定図

第4章 荒川河道の改修計画案

第1節 実験結果より抽出された問題点

実験の結果、荒川10～14km区間について抽出された問題点は以下のようである。

- ① 現況築堤高では主に各床固工兩岸の袖部上流で、堰上げにより堤防越水が発生する。越水が多く発生するのは $800\text{m}^3/\text{s}$ 以上の流量の時であるが、 $500\text{m}^3/\text{s}$ の流量でも発生する場合があります、これは床固工上流の砂礫堆による水衝部と関係している。
- ② 床固工の流下能力は水通部で約 $600\text{m}^3/\text{s}$ 前後であるため、袖部を越流して流れる。
- ③ 霞堤の平面法線の形状および延長が短いものが見られる。特に11.4～11.5km右岸には霞堤の開孔部があり、堤内に氾濫するケースがある。
- ④ 床固工の下流の局所洗掘が激しい。
- ⑤ 砂礫堆の形成により護岸前面の洗掘が生ずる場所がある。
- ⑥ 堤外水防林の流失のおそれが生ずる場所がある。
- ⑦ 地蔵原ダムでは掃流土砂量のほぼ全量20万 m^3 程度は貯砂可能である。
- ⑧ その他、地蔵原ダム直下流の流れが右岸に奇りすぎること、水通部に堆砂が進行する床固工があること、などがあげられる。

これらの結果を平面図上に図示すれば図4-1となる。この図ではケース1～9までをとりあげて記載してあるが、ケース10～13についても図3-6、写真12～19を参照すればほぼ同様な結果であることが認められるであろう。これらの問題点に対し以下に改修計画を中心として列記する。

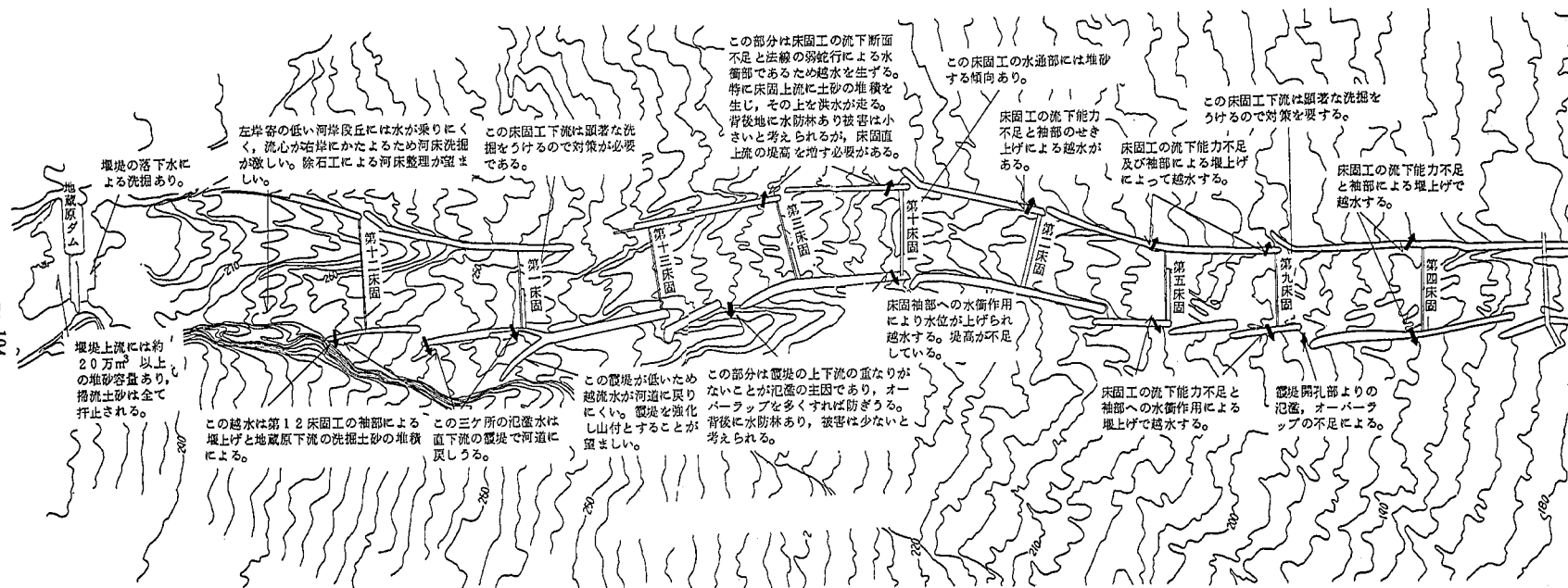


図4-1 模型実験により抽出された問題点

第2節 地蔵原ダムの貯砂効果と下流の計画河床高

1) 地蔵原ダムの貯砂効果

地蔵原ダムは荒川河道の扇頂部に位置し、荒川下流河道の改修の要ともいえる役割を果たすダムである。一般に扇状地性急流河川では山地からの供給土砂量が多いため流路の変遷が激しく、流路を固定するには供給土砂を扇状地面へ流出させる以前に除去する必要がある、上流の砂防工事を進めると同時に扇頂部において流路を固定させ、有害な土砂流出を防ぐ方策がとられる。荒川河道では、下流床固工群の機能は地蔵原ダムの貯砂効果の如何により決定されるといって過言ではないであろう。

地蔵原ダムは現在その上流堆砂池で砂利採取が行なわれており未満砂の状態にある。このことは現況河道での実験全てについて実験中に供給された土砂量が全てこのダムに堆砂し下流への掃流土砂の供給がないことでも明らかである。実験で供給された土砂量は第5ダム下流で最大19万 m^3 にも及ぶが通水中この土砂は全て堰堤にとらえられ地蔵原ダム下流への土砂供給は生じなかった。このことは、地蔵原ダムの貯砂能力が現況でも掃流土砂量にして約20万 m^3 以上あることを示すと共に、このダムの上・下流での土砂移動が不連続になっていることを意味している。このためダム下流では河床低下を生ずるが、このことについては次項で述べることにし、ここでは地蔵ダムの貯砂効果を中心に述べる。

第2章でふれたように、荒川山地流域から地蔵原ダムへの流出土砂量は、

年平均流出土砂量	57,430 m^3
異常流出土砂量	287,150 m^3 (一洪水による)

と見積られている。この量を前提にすれば、地蔵原ダムでは一洪水による異常流出土砂量のうちの掃流砂はその全量をカットしてしまうと考えてよい。このことは実験で生じた条件(地蔵原ダム下流への土砂流出はない)と同様な状態が洪水時に出現することを意味しているため、以下の検討は全てこの地蔵原ダムの貯砂機能を永続して保持しておくことを前提に話をすすめる。もしこの前提が成立しなくなるような事態になれば、下流の河床変動はより激しくなり、床固工群による流路規制も、床固水通しを埋め尽すような形での堆砂も生じることを考えれば、不可能に近くなると考えられる。この一例がその程度は小さいが本実験での第3、第5床固工に見られる。

ところで前記の流出土砂量は平年の平均値としては妥当な値であるが、異常流出土砂量は平年値の5倍として見積られており、小さめの推定値と考えてよい。鷲尾が北陸扇状地河川で推定した値では、平年値の10~20倍のものと指摘しており、(表4-1, 4-2 参照)または昭和34年台風8号での富士川上流被災時には、表4-3に示すような大量の土砂の流出があったと報告されている。勿論これらは降雨、洪水の発生状況や山地の地形、地質条件、砂防工事の進捗状況等で異なるものであり、同一には論じられないが、比流出土砂量は同程度の流域面積をもつ尾白川、大武川、小武川、重川、いづれをとっても2万~6万 m^3/km^2 となっており、この荒川においても異常な出水時には最低1万 m^3/km^2 程度の土砂流出を考えておく必要があろう。このうち約半分を掃流土砂とすれば64 km^2 について32万 m^3 の掃流土砂が流出するが、実験で観察した限りではこの程度の量は地蔵原ダムで扞止できると思われるので、今後、このダムの堆砂機能を現況程度に維持していけ

ば、かなりの異常出水にも下流河道を現況程度に維持可能と考えられる。

表 4-1 非常大洪水時における流出土石量の推定（ワシオによる）

河 川 名	調 査 所 に 於 て			全 流 域 に 対 し て		
	流域面積	流出土石量	比流出土砂量	流域面積	流出土石量	比流出土砂量
常 願 寺 川	200 km^2	1,200万 m^3	60,000	368 km^2	1,500万 m^3	41,000
手 取 川	600	2,400	40,000	809	2,500	31,000
庄 川	1,100	1,100	10,000	1,125	1,100	10,000
黒 部 川	600	300	5,000	683	300	4,400

表 4-2 平常時洪水における年流出土砂量（ワシオによる）

河 川 名	調 査 所 に お い て			全 流 域 に 対 し て		
	流域面積	比流出土砂量		流域面積	比流出土砂量	
		範 囲	平 均		範 囲	平 均
常 願 寺 川	200 km^2	4,000~8,000	5,000	368 km^2	2,200~4,400	2,700
手 取 川	600	400~3,000	1,500	809	300~2,200	1,000
庄 川	1,100	350~2,500	1,600	1,125	350~2,500	1,600
黒 部 川	600	300~1,000	600	683	300~ 900	550

表 4-3 昭和 34 年台風 8 号による富士川上流部流出土石量表

	水 系 名	山地面積	流出土石量	比流出土砂量	流域面積	流路長	標高差 流路長
主 要 本 川	富士川上流部右岸	317.6 km^2	7,174,000 m^3	22,600 m^3/km^2			
	左岸	417.4	2,452,000	5,900			
	下流部右岸	897.3	18,907,000	21,100			
	左岸	314.7	2,439,000	7,700			
	笛 吹 川 右岸	254.3	1,470,000	5,800			
	〃 左岸	359.1	3,492,000	9,700			
激 甚 河 川	濁 川	14.8	287,000	195,000	15.623	8.2 km	0.121
	尾 白 川	30.8	666,000	21,600	32.770	14.3	0.112
	大 武 川	54.1	3,221,000	59,500	65.612	16.6	0.090
	小 武 川	41.6	1,177,000	28,300	43.836	19.8	0.093
	早 川	478.3	14,100,000	29,500			
	重 川	62.1	1,475,000	23,700			

2) 計画河床高と縦断計画

荒川河道の 10~13 km 区間では床固工により河床の縦断形状の変化が拘束されているため、改修方式として新たに縦断形を設定しなおすのは困難と考えられる。そこで現況の縦断形を尊重した時、計画量が流過する時の問題点を静的平衡勾配理論の面から以下に検討してみよう。

荒川河道では地蔵原堰堤の貯砂効果が大きく、実験的検討によれば、計画流量でもこの堰堤を通しての下流への掃流砂の補給はほとんど生じていない。このような、上流からの給砂がないという条件下における安定な河床の縦断勾配の最大値は、河道の縦断方向のあらゆる点で流砂が存在しないという、いわゆる静的平衡の勾配である。与えられた河床材料に対する静的平衡勾配は、それら

の粒径に対する限界掃流力の解析によって得られるが、とくに河床材料がいろいろな粒度の混合されたものである場合には、90~95%粒径以下の粒子が河床から選択流出する状態になっても、河床の平均的な低下量は少なく、河床表面が河床構成材料のほぼ最大粒径の粒子で覆われたような状態（アーマールコート）になって安定する。荒川では地蔵原堰堤下流はこのような状態に対応しているため、小出水ではほとんど土砂の移動はみられない。しかし一度、大出水でこのアーマールコートが破壊されると、河床は全面にわたり変動し、土砂害も発生する。特に荒川のような急流河川では水流の局所的な集中とそれによる河床変動も生ずるので、静的平衡という断面平均的な、一次元的な考え方では安定状態を達成するのはむずかしいと考えられるが、河床が全面的に移動する状態よりも、その被害は局限されるので、従来の静的平衡理論による河道解析を試みよう。

静的平衡状態とは水流の土砂流送能力が河床構成材料の限界掃流力と釣り合った状態をいう。ここでは水流として等流状態を考え、横断面形も幅Bの矩形水路と仮定する。

荒川の10~13km区間の河床材料は $d_m = 30 \sim 100 \text{ cm}$ 程度であり、ここでは $d_{50} = 50 \text{ cm}$ としてこの砂礫が移動しないことをもって静的平衡と考えることにする。この区間の粗度係数は $n = 0.05 \sim 0.07$ 程度と想定されるが、計画粗度係数0.063を用いる。

限界掃流力の概略値は

$$q_c \doteq 0.05 (\sigma - \rho) g d_m$$

で与えられる。

一方、水流のもつ掃流力は

$$q_o = \rho g h i$$

h は水深、 i は勾配で与えられ、この両者の比が1になる状態を静的平衡という。したがって

$$q_{l=c} = \frac{g h i}{\left(\frac{\sigma}{\rho} - 1\right) g d_m} = \frac{h i}{\left(\frac{\sigma}{\rho} - 1\right) d_m} = 0.05$$

一方、マンニングの式から、流量は

$$Q = B \cdot h \cdot \frac{1}{n} h^{2/3} i^{1/2}$$

で与えられるので、

$$h = \left(\frac{n Q}{B i^{1/2}} \right)^{3/5}$$

したがって、

$$i^{7/10} = 0.05 \left(\frac{\sigma}{\rho} - 1 \right) d_m \left(\frac{B}{n Q} \right) \%$$

$$i = \left\{ 0.05 \left(\frac{\sigma}{\rho} - 1 \right) d_m \right\}^{10/7} \left(\frac{B}{n Q} \right)^{6/7} \%$$

として、静的平衡勾配が求められる。この式に具体的な数値を入れて計算した結果を右の表に示す。

右の表は $d_m = 50 \text{ cm}$ と考えた時の静的平衡勾配であり、混合粒径河床では通常、静的平衡勾

表 4-4 $d_{50} = 50 \text{ cm}$ に対する静的平衡勾配一覧表

$Q \backslash B$	100 ^m	125 ^m	150 ^m	175 ^m	200 ^m
500 ^m /s	1/35	1/29	1/25	1/22	1/19
800	1/53	1/44	1/37	1/33	1/29
1,100	1/69	1/57	1/49	1/43	1/38

配は d_{90} に対して考えられる場合が多い。荒川では $d_{90}=60\sim150\text{ cm}$ であり $d_{90}=100\text{ cm}$ とした時、計画流量 $1,100\text{ m}^3/\text{s}$ では、流路巾 $B=100\text{ m}$ として約 $1/25$ の勾配であり、現河床勾配 $1/30\sim1/33$ よりも急でなければ $d_{90}=100\text{ cm}$ の礫は動かないことを示している。したがって、ほぼ現河道は静的平衡状態にあるとみてよい。このため河床の縦断形は、現況の平均河床高として計画しておくことが考えられる。

第3節 河道改修の考え方

荒川 $10\sim14\text{ km}$ 区間は既述したように、三面張石積堤、床固工、霞堤、水防林が一体となって現河道を構成している。この河道に現計画洪水流量 $800\text{ m}^3/\text{s}$ が流れた場合、前節で指摘したようないろいろな問題を生ずるが、一応これらの問題点は $1,100\text{ m}^3/\text{s}$ に流量を改訂するしないにかかわらず生ずるので、単に計画流量のみの問題ではない。そこでこれらの難点を克服しかつ、 $1,100\text{ m}^3/\text{s}$ の流量にすることを前提として、河道改修の考え方を以下に列記する。その基本方針としてはできるだけ現況河道の諸元、構築物を尊重することとする。

1) 計画高水位について

表3-4は各実験で計測された水位の一覧表である。このような急流河川では水位もその横断方向の測定位置により前にも述べたように $1\sim2\text{ m}$ 程度は異なり、計画高水位も決めにくい。一応、図3-11～図3-13に示すように 11.8 km 下流では現計画高水位程度のところに測定水位があり、床固工袖部直上流で計画高水位より高くなるが、 12.0 km より上流では計画高水位よりかなり測定水位は低い。計画高水位は $1,100\text{ m}^3/\text{s}$ 時点の不等流計算で求められたものであるが、計算には含まれないような要因、すなわち、床固袖部の堰上げ効果、河床変動、 n 値の妥当性、三次元的な流れの発生、等による差である、と考えられる。特に地蔵原ダム～ 12.0 km 間までの差はこの区間の河床低下によるところが大きく、その現われとして、この区間では現況で河道中央部の中洲が河岸段丘化しつつあることを指摘できる。

一方 11.5 km より下流では計画高水位を越える水位が $800\text{ m}^3/\text{s}$ の流量の時にも計測されており、この部分は特に床固工両袖部の直上流に集中している。そこでこのような床固工の袖部による堰上げ効果を考えて計画高水位を表4-5に示すように修正することが望ましい。この表では、各床固工袖部直上流の水位として、ケース13の $800\text{ m}^3/\text{s}$ の水位を基準に、 $1,100\text{ m}^3/\text{s}$ では約 0.5 m 上昇するものと仮定して、各床固直上流の水位を決め、これと各床固直下流の水位（計画高水位が計測値 $+0.5\text{ m}$ より高ければ計画高水位、さもなければ計測値 $+0.5\text{ m}$ とする）とを直線で結んだ水位として、床固工間の水位を決めている。これによれば現計画高水位を 1 m 程度上げる区間（第4床固上流、第2床固上流、第10床固上流）もあるが、第13床固上流は全て現計画高水位を採用することになる。図4-2は計画高水位（案）と現況築堤高の縦断図である。

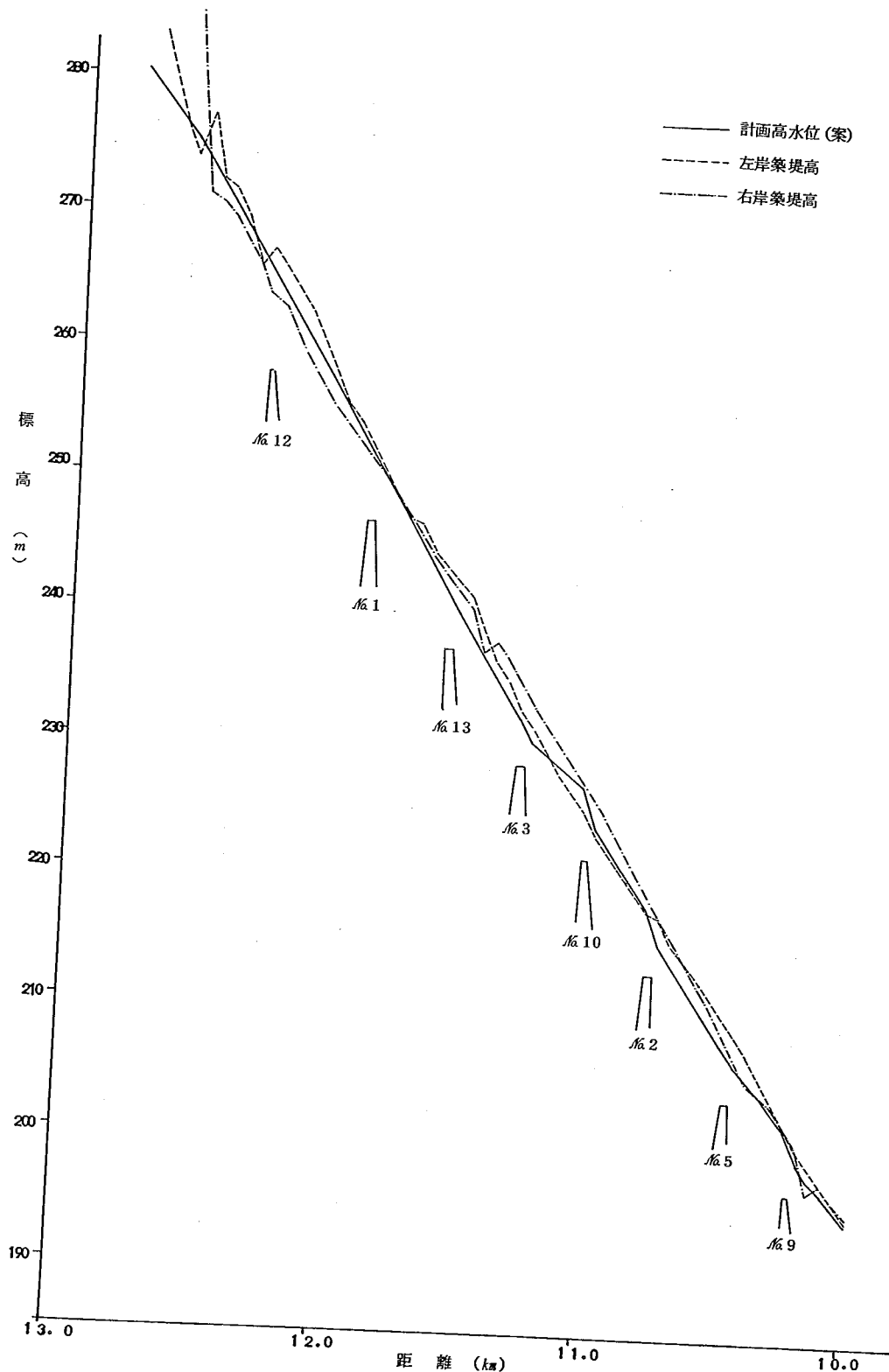


図4-2 計画高水位(案)と現況築堤高

表4-5 計画高水位と築堤高

△(計画高水位+1m)より低い築堤
 +(測定水位+0.5m)が計画高水位より高い

距 離	計画高水位	現況築堤高		ケース13水位(800m ³ /s)		計画高水位 (案)
		左 岸	右 岸	左 岸	右 岸	
10.00	19330	19422	19452	+193.74	19200	(19424)
05	19469	△19560	19572			(19540)
10	19609	△19704	19710	19476	19416	(19656)
15	19748	△19836	△19620			(19772)
20	19887	△19968	19998			19887
第9床固下流				19830	19662	
第9床固		(200.217)	(200.647)			
第9床固上流				19950	20112	(20162)
25	20033	20154	20148			(20162)
30	20179	20334	20292	20070	20106	(20277)
35	20325	20496	△20370			(20392)
40	20470	20658	△20466	20382	20250	(20507)
45	20622	20820	△20652			20622
第5床固下流				20430	20370	
第5床固		(206.72)	(207.22)			
第5床固上流				20712	20730	(20780)
50	20774	20976	△20850	20700	+20730	(20780)
55	20925	21120	21048			(20927)
60	21076	21240	21198	20898	20934	(21074)
65	21223	21360	21384			(21221)
70	21370	21510	21546	21216	21102	(21368)
75	21517	21708	21708			21517
第2床固下流				21450	21228	
第2床固		(216.122)	(215.966)			
第2床固上流				21744	21546	(21794)
80	21663	△21756	21864	+21762	21528	(21794)
85	21817	△21894	22038			(21942)
90	21971	△22032	22206	21852	21840	(22089)
95	22125	△22182	22392			(22237)
11.00	22280	△22308	22566	21936	22272	(22384)
第10床固下流				22122	22284	
第10床固		(225.705)	(224.957)			
第10床固上流				22512	22638	(22688)
05	22419	△22494	22704			(22688)
10	22558	△22644	22842	+22518	+22572	(22774)
15	22697	△22782	22992			(22860)
20	22837	22956	23142	22764	+22860	(22946)
25	22996	23118	23286			(23030)
第3床固下流				22980	22974	
第3床固		(231.924)	(232.390)			
第3床固上流				23100	23142	(23192)
11.30	23155	△23250	23454	22980	+23142	(23192)
35	23314	23484	23616			(23354)
40	23472	23634	23772	23316	23268	(23516)
45	23649	23874	△23700			(23678)

距 離	計画高水位	現況築堤高		ケース水位(800m ³ /s)		計画高水位 (案)
		左 岸	右 岸	左 岸	右 岸	
50	238.25	241.14	240.18	236.64	235.98	(238.40)
55	240.02	242.22	241.44			240.02
第13床固下流				238.14	238.02	
第13床固		(241.167)	(241.200)			
第13床固上流				240.06	239.94	
60	241.78	243.38	△242.63	240.12	240.12	241.78
65	243.54	△244.44	△244.08			243.54
70	245.30	246.60	△245.58	241.86	242.64	245.30
75	247.06	△247.02	△247.14			247.06
80	248.80	△248.58	△248.64	244.38	243.78	248.80
85	250.45	△250.62	△250.32			250.45
第1床固下流				246.66	246.72	
第1床固		(249.953)	(250.223)			
第1床固上流				248.04	250.52	
90	252.10	△252.48	△251.34	248.52	250.68	252.10
95	253.75	△254.22	△252.66			253.75
1200	255.41	△255.60	△253.98	251.28	251.64	255.41
05	257.09	△257.94	△255.36			257.09
10	258.77	260.16	△256.86	253.80	254.82	258.77
15	260.44	262.44	△258.54			260.44
20	262.11	263.88	△260.22	256.86	256.56	262.11
第12床固下流				258.42	256.58	
第12床固						
第12床固上流				261.30	261.48	
25	263.79	265.62	△262.62			263.79
30	265.47	267.00	△263.76	261.24	261.78	265.47
35	267.15	△265.68	△265.56			267.15
40	268.82	△269.28	△267.60	264.06	264.18	268.82
45	270.46	△271.44	△269.22			270.46
50	272.10	△272.10	△270.30	267.24	266.34	272.10
第14床固下流						
第14床固						
第14床固上流						
55	273.74	△276.90	△271.08			273.74
60	275.37	△273.78	284.24	271.32	271.56	275.37
65	276.60	△276.24				276.60
70	277.83			274.56	272.88	277.83
75	279.10					279.10
80	280.28	286.08	294.37	276.96	276.06	280.28

2) 堤内氾濫について

前記のように計画高水位を変更すれば、築堤高は計画高水位+1 mとなるので、越流は防ぎうるが、第3章でも述べたように左右岸の水位差が1~2 m生ずることもあるので、若干の越水は許容することを考えておく必要があろう。もし水位差が1.5 mとすれば50 cmの越水深で越水することになり、その幅も水衝部10 m程度と考えると、約5m³/s程度のものでよい。したがって河道沿いの水防林及び霞堤の組み合わせられている現状河道のもつ遊水機能を保持しておく方が望ましい。

3) 霞堤と水防林

以上のことより、堤防は霞堤とし水防林はその保全を計るものとする。なお霞堤についてはオーバーラップが少ないところが見られ(たとえば11.4~11.5 km右岸)修正の要がある。霞堤と水防林は単に計画流量の時の不測の事態(堤防越水の発生)だけではなく、異常出水にも効果を発揮するものであり、積極的にとり入れておくことが大切である。

4) 床固工

床固工の流下能力は現況で600m³/s前後であるが、このような河道では、水衝部が護岸前面に発生することがあり、かつ床固工の流下能力を増した実験ケース(例えばケース11)でもそれ程の効果は見られないこと、逆に流速を大きくすることがあるので、水衝部の固定、土砂移動の抑止、の効果を考え、現況どおりとする。なお床固工下流には洗掘防止対策が必要である。

第4節 改修工法

1) 築堤

- 築堤法線形は現況通りとする。右岸11.4~11.5 km区間の霞堤を延長する。
- 築堤高は計画高水位(案)+1.0 mとする。
- 施工順位は11.6 km下流を優先する。これは11.6 km~地蔵原堰堤間では計画高水位に対して計測された水位が1~2 m低くなっていること、水防林が両岸に密生していて安全性が高いと見られることによる。11.6 km下流では特に第4床固上流の築堤、第9床固上流右岸築堤、第2、第10床固上流左岸築堤が水衝部として重要である。なお11.6 km上流では右岸堤防が計画洪水位より低く、この部分の改修がその次の段階で必要となる。
- 築堤の構造は、先述したように若干の越流にも耐えるものとする。その方法としては現況のような三面張の練石堤とするか堤防本体をブロック、アスファルト等で被覆した構造のものとする。

2) 護岸根固工

- 護岸根固工は図3-6(ケース13)の図中の範囲について設置する。
- 構造は現地採取による粗礫(径1~2 mのもの)を使用するか、現地施工の方塊ブロックによるものとし、設置高は現況河床高が平均河床高より低ければ埋め込む必要があるが、それ以外は現地の河床高程度とする。

3) 床固工の洗掘防止対策

- 最も洗掘をうける床固工は第1、第9床固工下流で、ここでは現地施工の方塊ブロックが望ましい。

- 。 第2, 第13, 第12床固工下流も洗掘をうけるが, 現地粗礫(径1~2mのもの)を使用することも考えられる。
- 。 第3, 第5床固工は堆積傾向にあり, 河道条件が採石等によって極端に変化しないものであれば, 現況程度の保護で充分と思われる。この両床固工では水道部に堆砂が進行するため, 出水後には異常堆砂を除去する必要がある。
- 。 地蔵原ダム下流は洗掘が激しいが, 現況では基岩の出ている部分も見られ, 粗礫が多いことを考えれば, 特に対策は要しない。

4) 第14床固工

- 。 現況では第14床固工の増設は必要なしと判断される(ケース11実験結果による)。この区間には河道中央部に洲があり, このため設置しても, 床固工の機能は充分発揮されないであろう。

5) 除石工

- 。 第12床固工~地蔵原ダム間の河道内中央部に低い段丘化しつつある洲が堆積しており, 流れを右岸側に寄せる因となっている。この洲は昭和22年撮影航空写真によるとそれ程の植生も見られず移動性のものであったと判断されるが, 昭和32, 38, 48年撮影の写真では, 河床低下及び大出水がなかったこと等により, 灌木類が繁茂し固定砂洲の状況を呈してきており, 流れを偏流させることとなっている。このため低水路を中央部へ寄せるため, 洲の一部を除去することが望ましい。
- 。 なお各床固工区間について水通し巾程度の除石工と, 粗礫を護岸前面の根固工に用いることは考えてよいであろう。

6) 水防林

- 。 堤内水防林は前述したように異常な出水による減災方法として有用であり, 特に土砂害を減少させるためにも現況を保全しておくことが望ましい。
- 。 第2床固工右岸下流にある堤外の松林部は, 第2床固工よりの洪水流が水衝部として働くため, 洪水時に流失するおそれがあるが, 伐採する程の必要はないと見られる。

結 語

本報告書は東北地方建設局福島工事事務所の依頼により51~53年度にかけて実施した荒川河道計画模型実験の成果をとりまとめたものである。この荒川のような扇状地急流河川では、流路の変動および河床堆砂が激しいため、数理的な検討による改修計画案の作成は困難であり、実験による検討が加えられた。そして流況の観察、水理諸量の計測をとおして、より良い河道計画への追求を試みた。しかしながら、本報告書にも指摘したように、急流であることや河床材料が粗大であること、等のため、水理量の計測にも問題を残している。その代表的な例は水位の横断差が大きいこと、時間的な変動が激しいこと、が挙げられ、これは河床高の変動にも同様にあてはまる。このようなことを前提として、ここにとりあげた各種の水理量はそれらの状況を全て代表しているものではなく、ある側面をつたえるものであることを指摘しておきたい。このような河道の洪水に対する応答を適切に評価するには、単なる数値計算や実験だけに依存するだけでなく、類似の河川の改修例やその成果及び現地での経験的な全体像の把握の仕方、が重要であろう。その意味で改修工事にたずさわってきた現場技術者の方々の御批判を得られれば幸いに思う。なお本実験は(株)日本工営が担当し、報告書は河川研究室吉野主任研究員がとりまとめた。

写真 1 明治43年水害後に建設された築堤

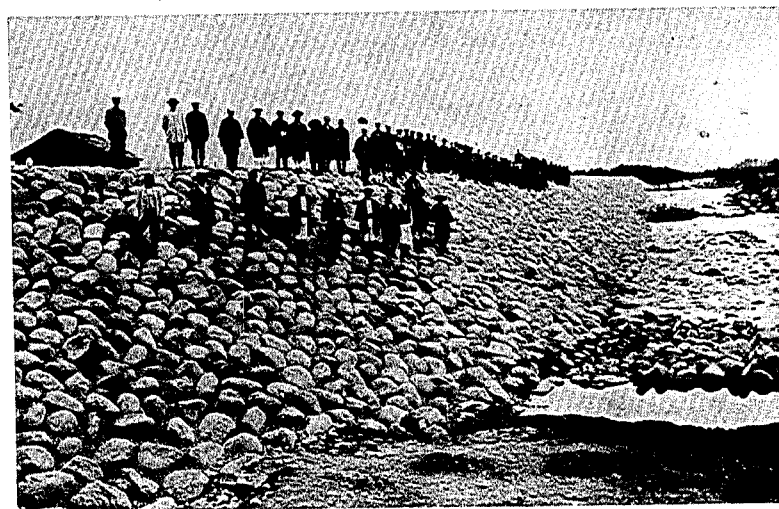


写真 2 荒川第10床固とその下流の河状



安山岩の粗礫が河床面を被覆している
左岸堤内地に赤松の水防林が存在

写真 3 第2床固工下流右岸の状況



写真 4 第4床固工の水叩部

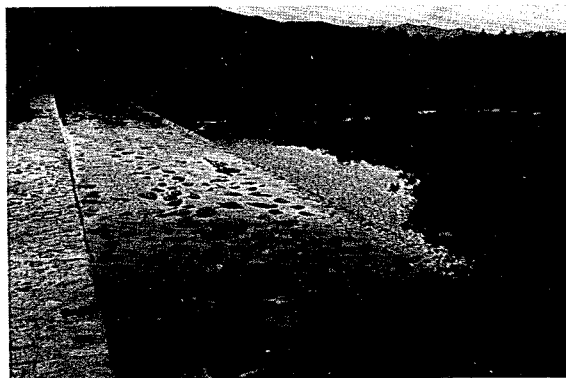


写真 5 地藏原堰堤左岸より下流の河道状況

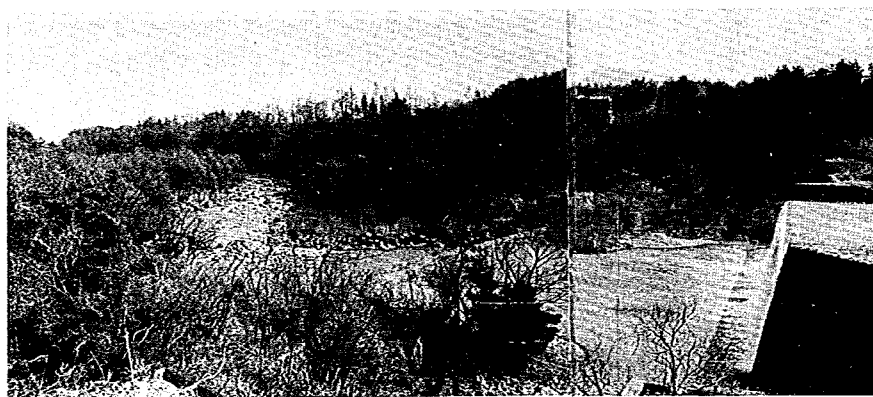


写真 6 荒 川 航 空 写 真

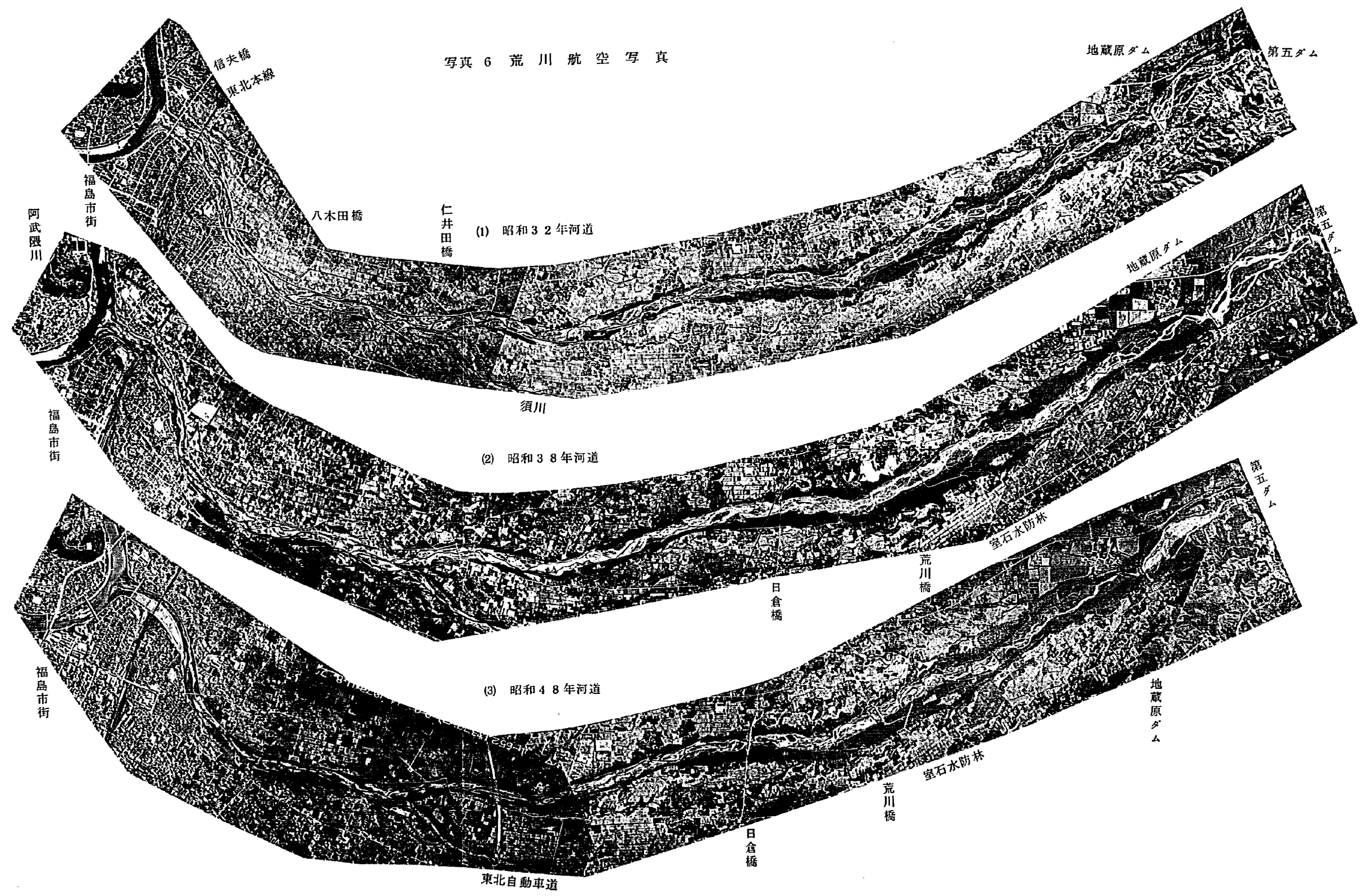


写真 7 各実験の流況写真

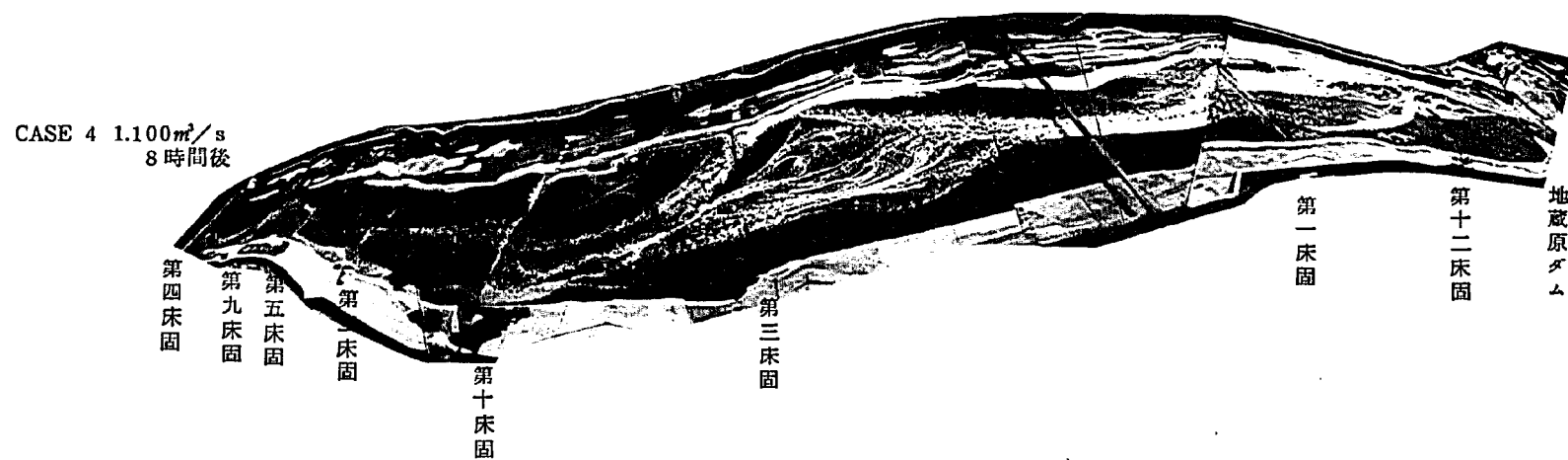
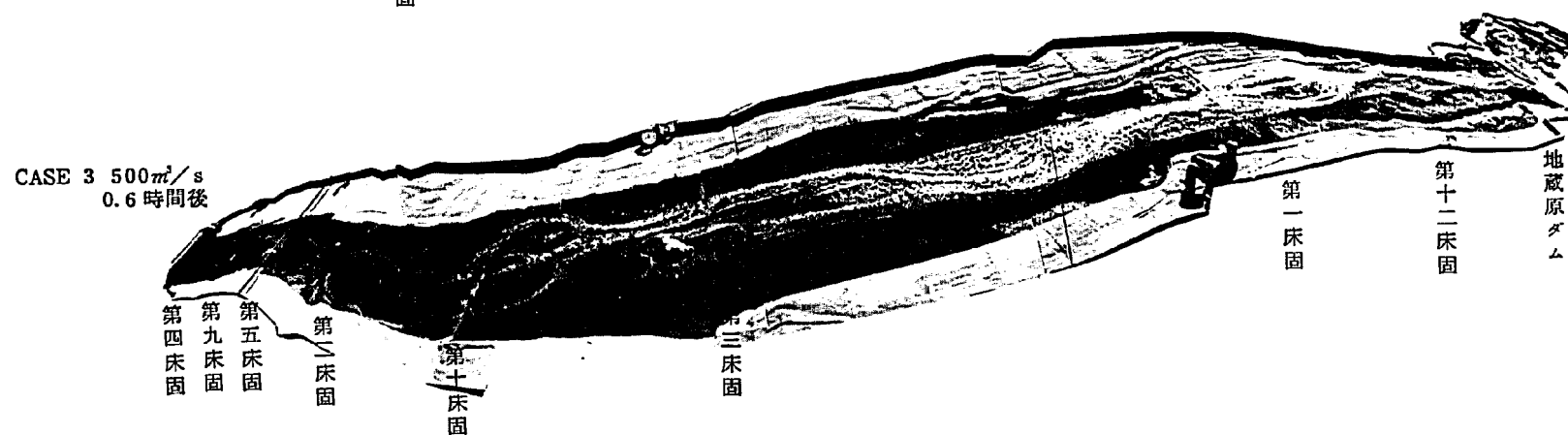
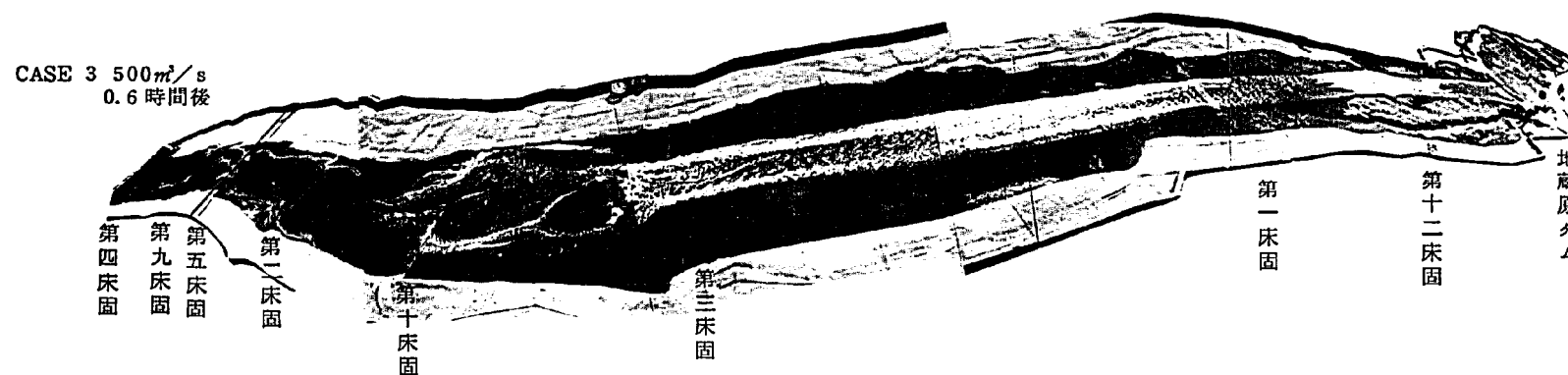
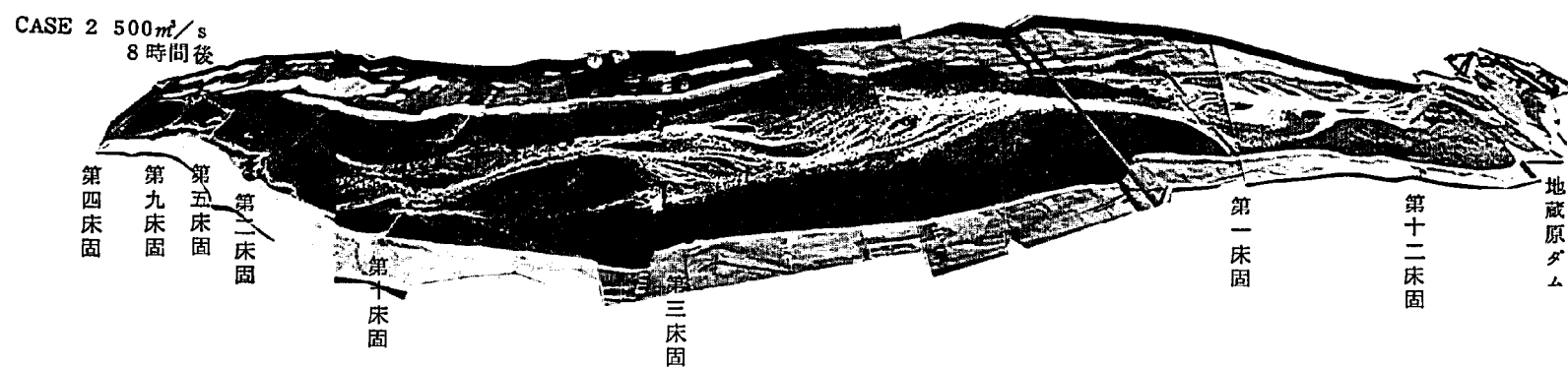


写真 8 各実験の流況写真

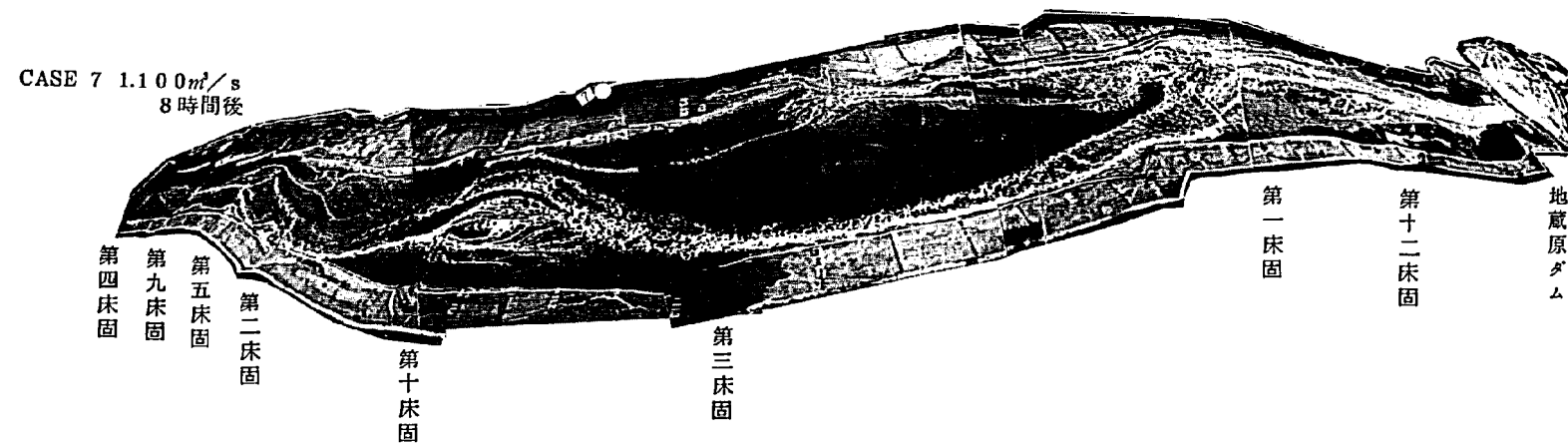
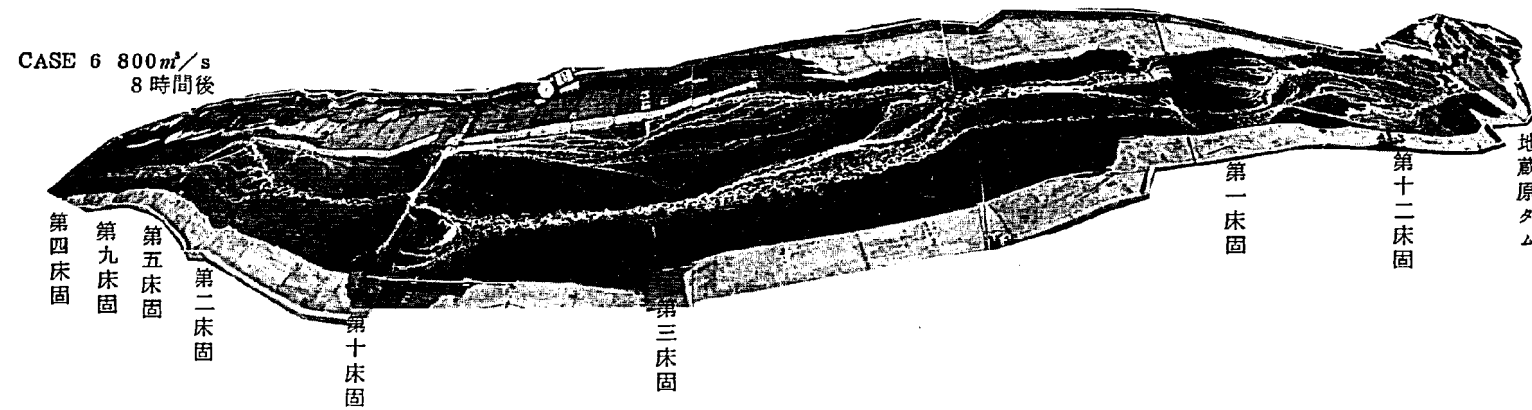
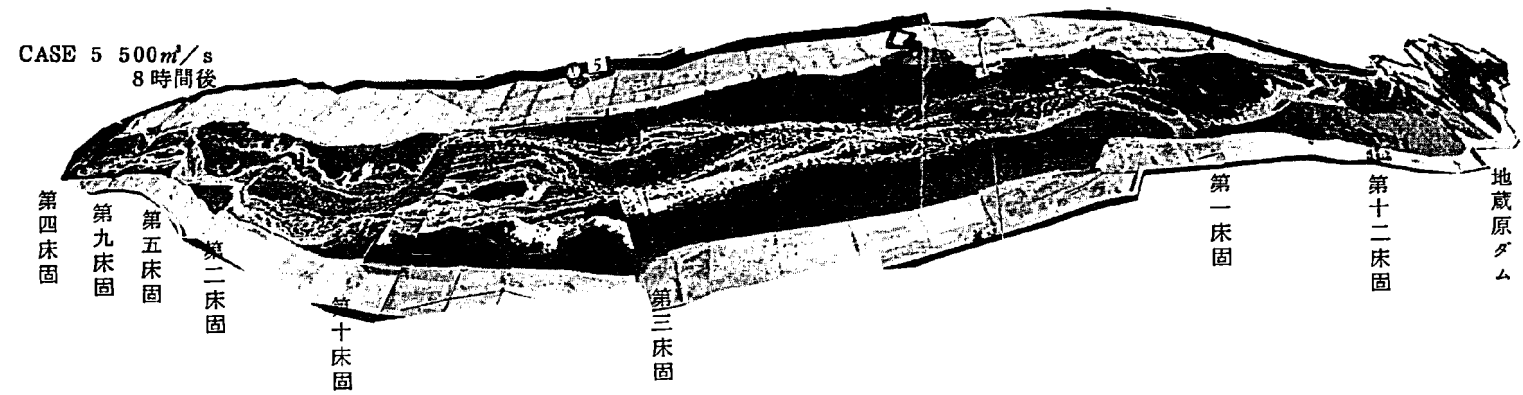


写真 9 ケース 8 流 況

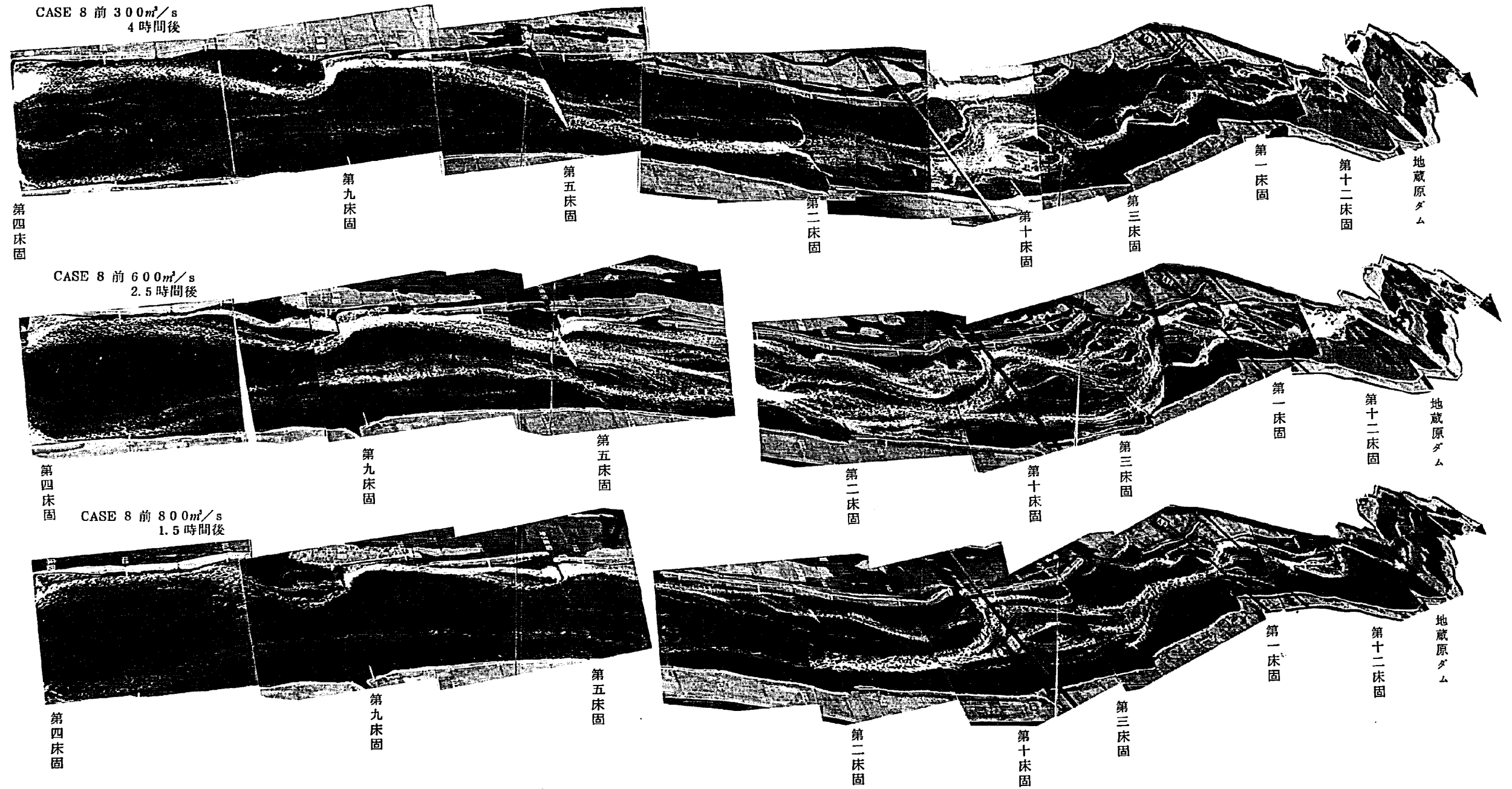


写真10 ケース8 流況

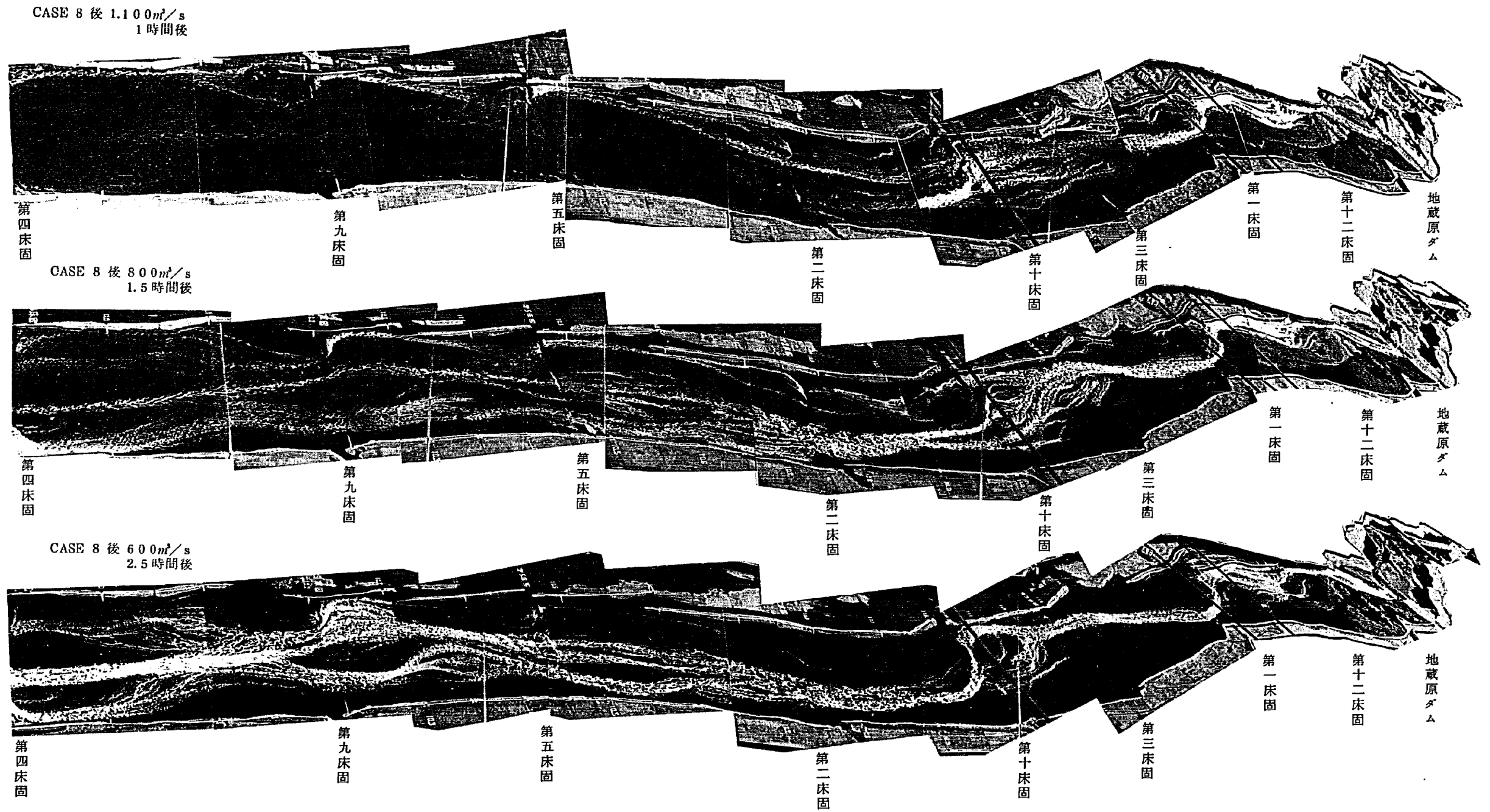


写真11 ケース8 流況

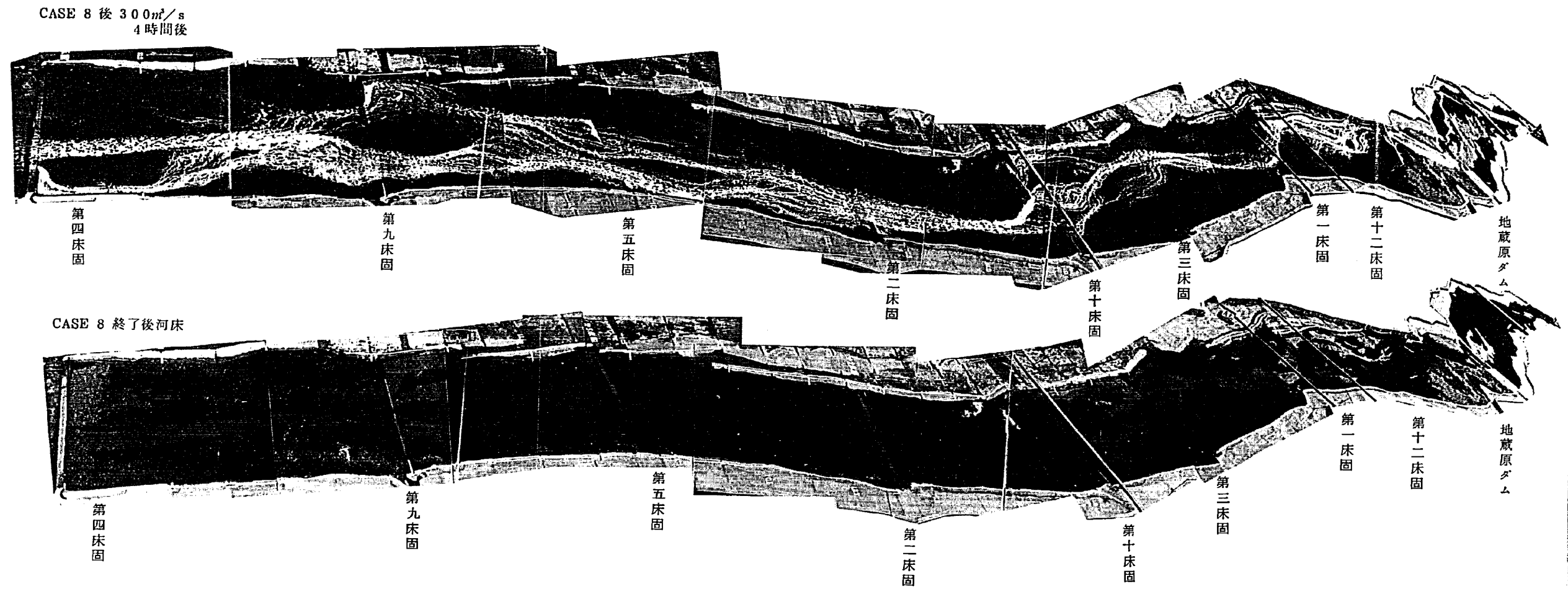


写真12 ケース10 流況

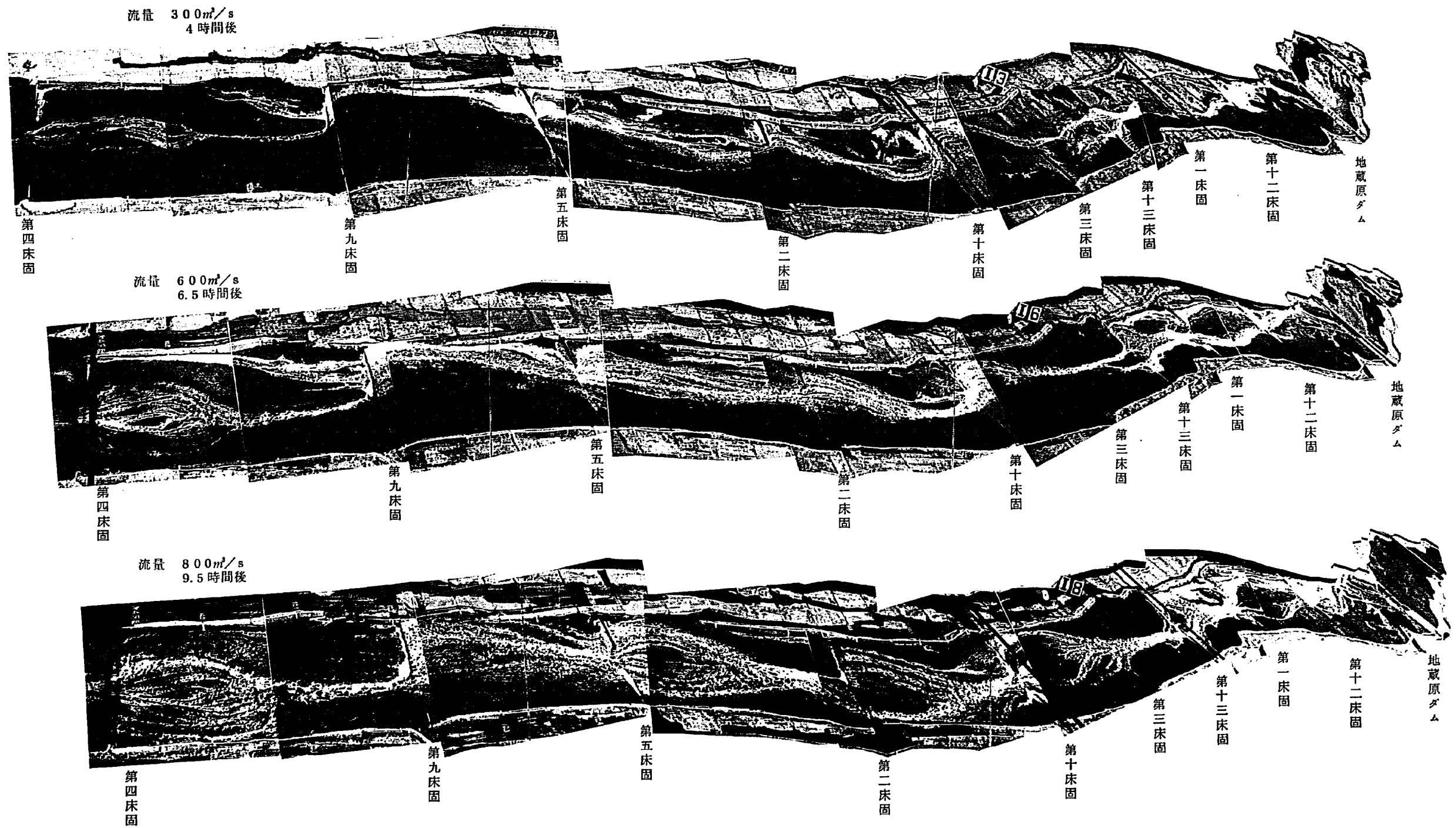


写真13 ケース10 流況

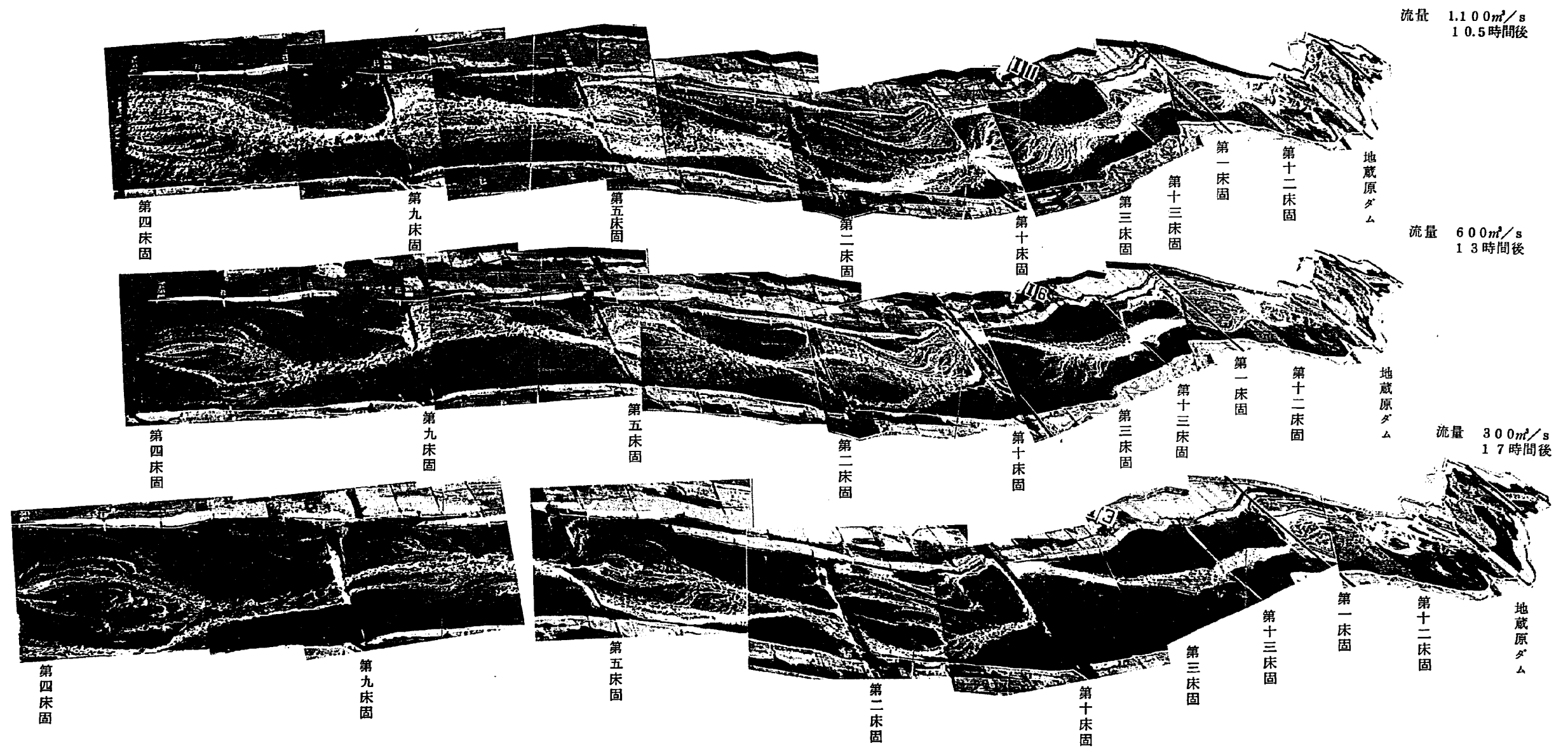


写真 14 ケース 1 1 流 況

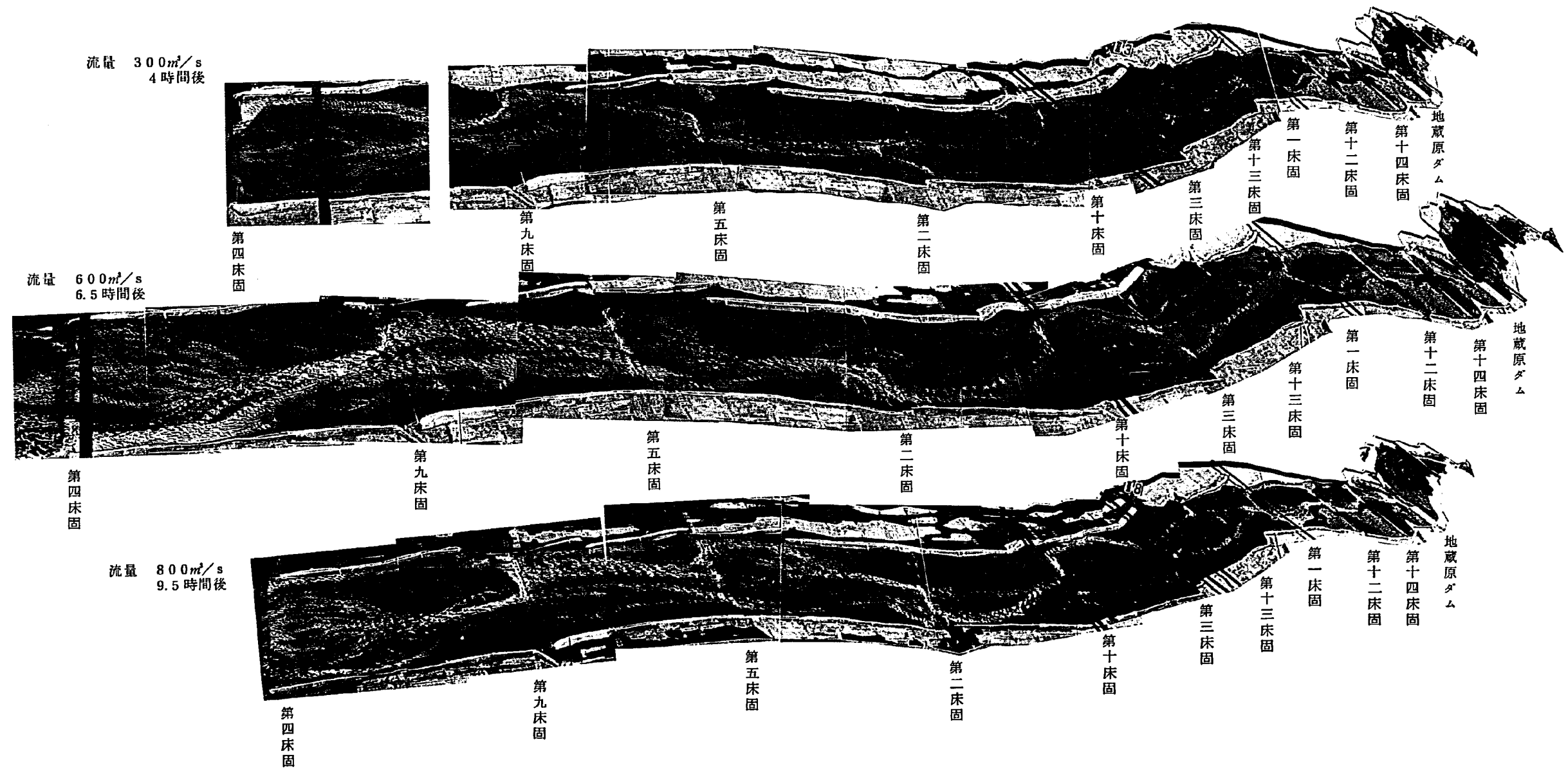


写真15 ケース11 流況

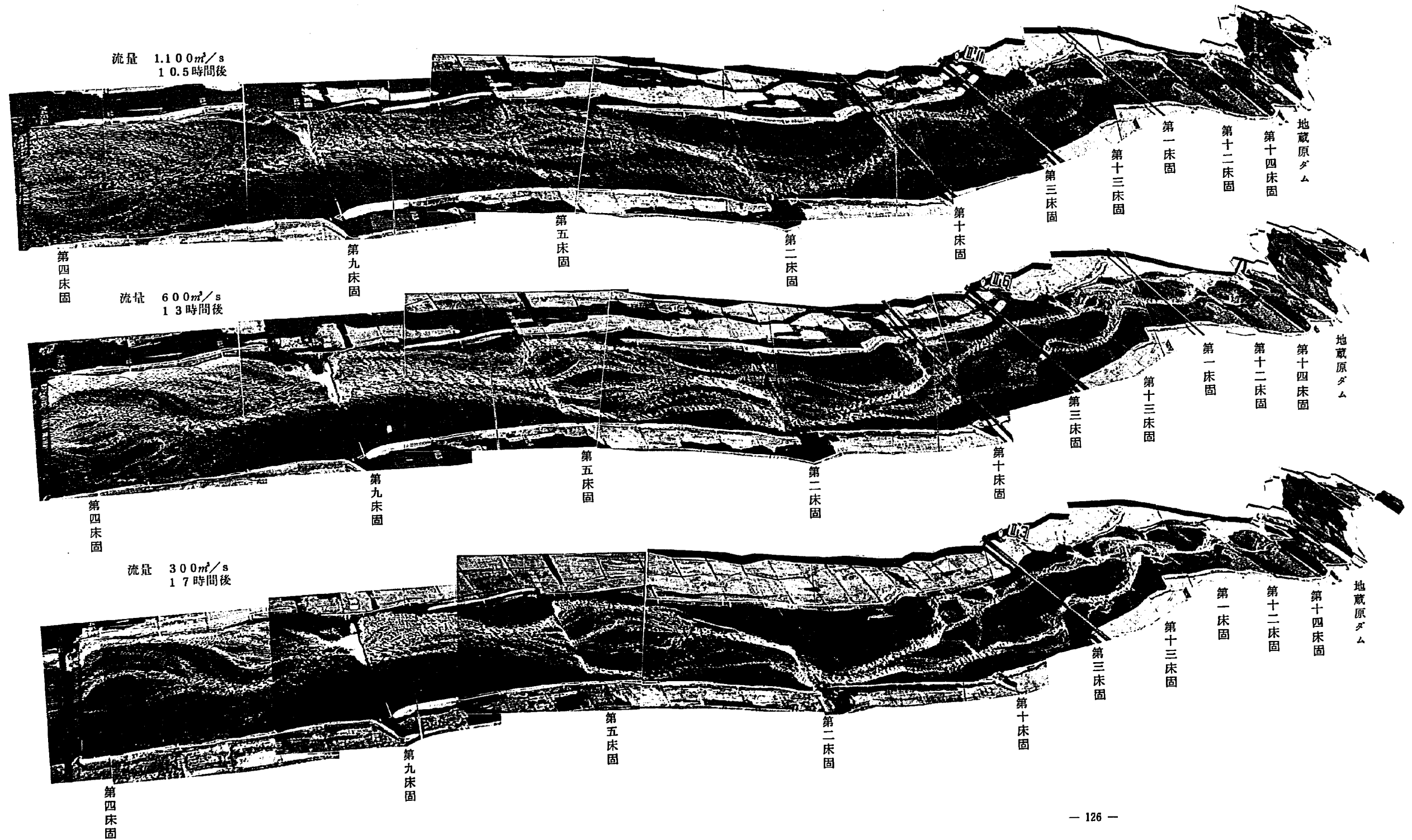


写真 16 ケース 12 流況

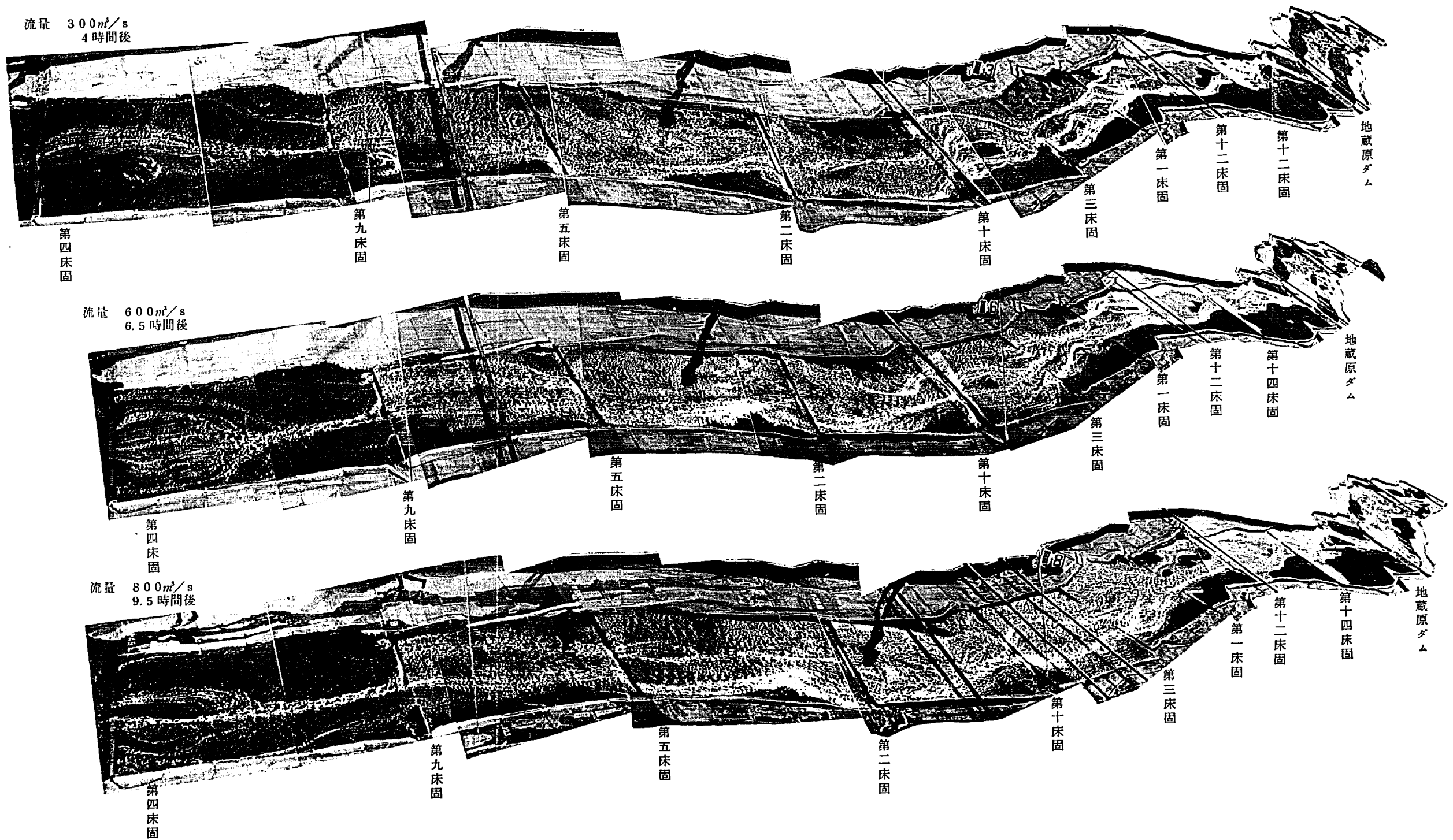
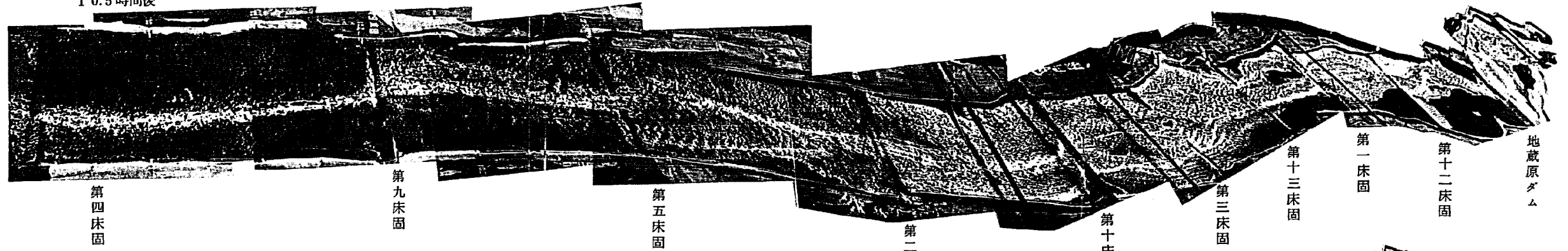
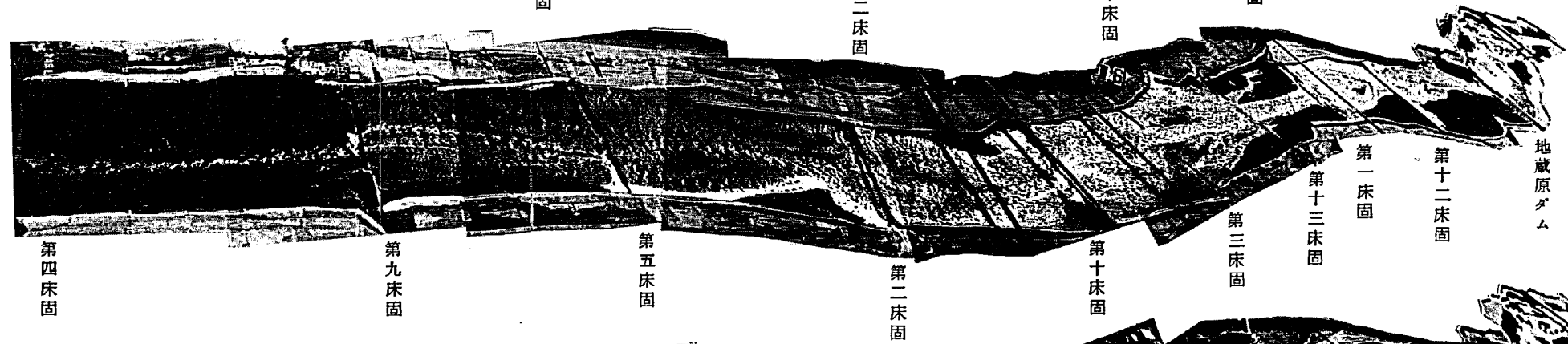


写真17 ケース12 流況

流量 $1.100\text{ m}^3/\text{s}$
10.5時間後



流量 $600\text{ m}^3/\text{s}$
13時間後



流量 $300\text{ m}^3/\text{s}$
17時間後

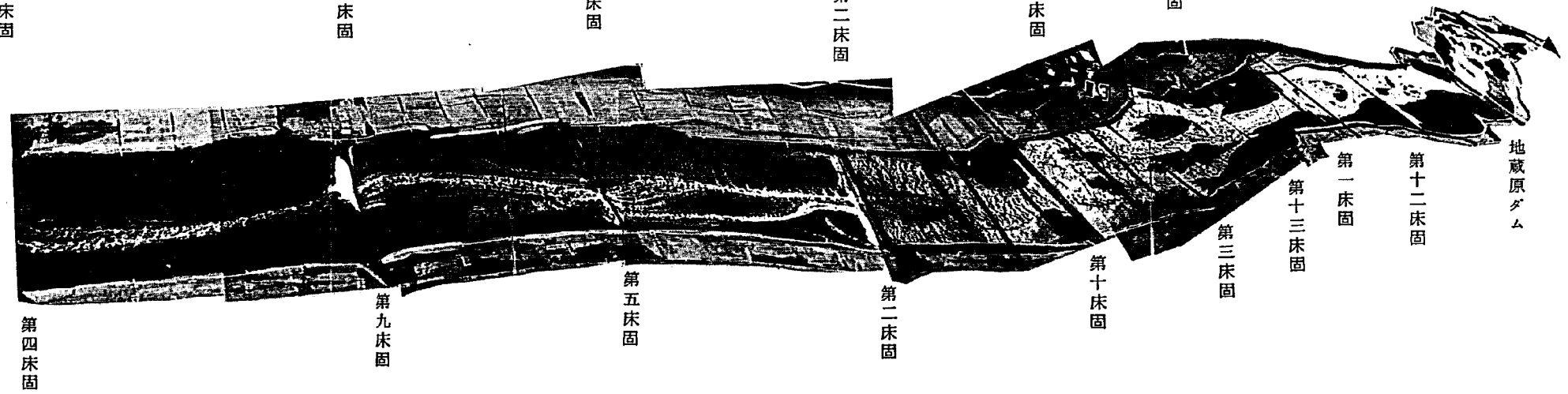


写真18 ケース13 流況

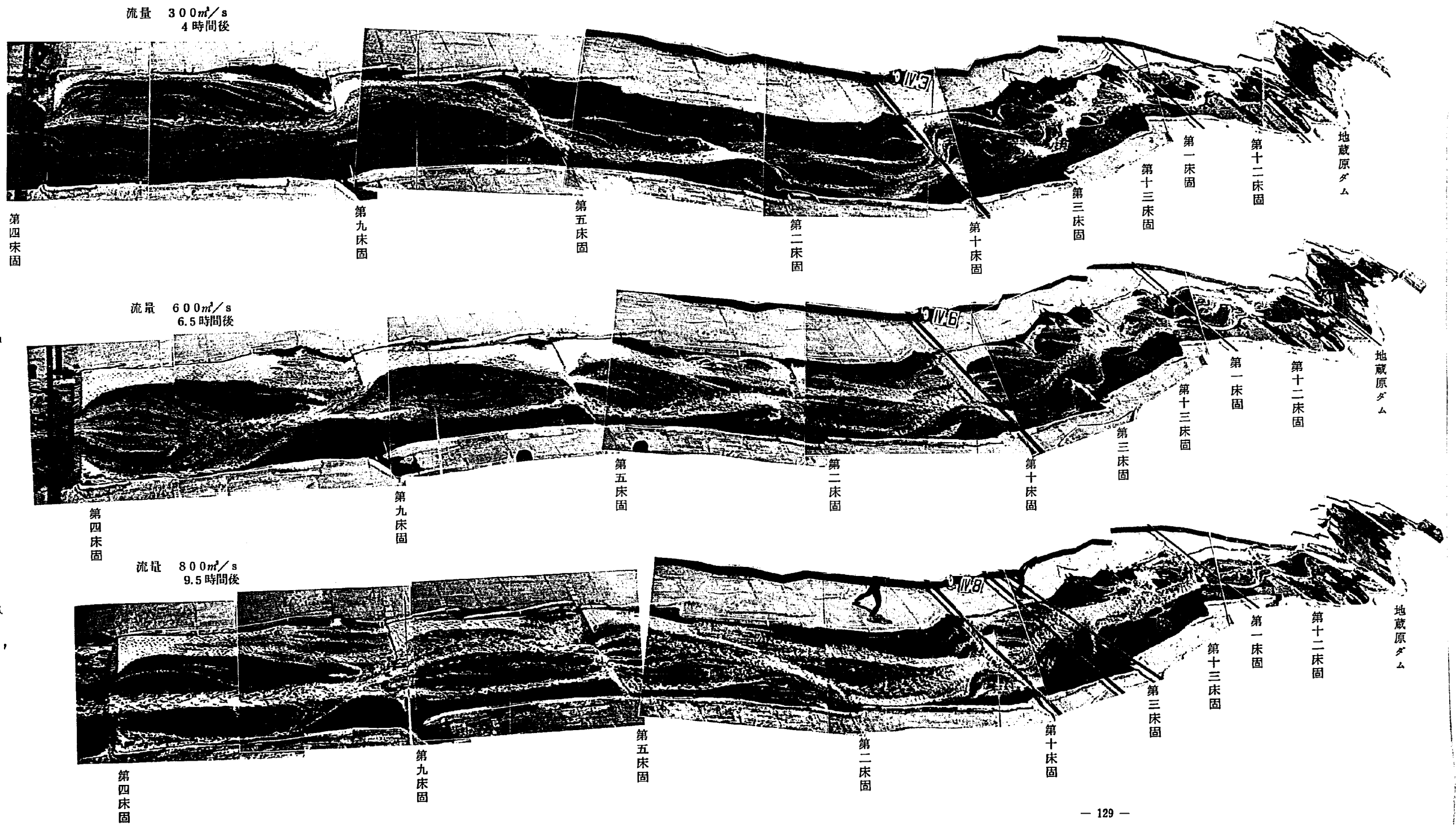


写真19 ケース13 流況

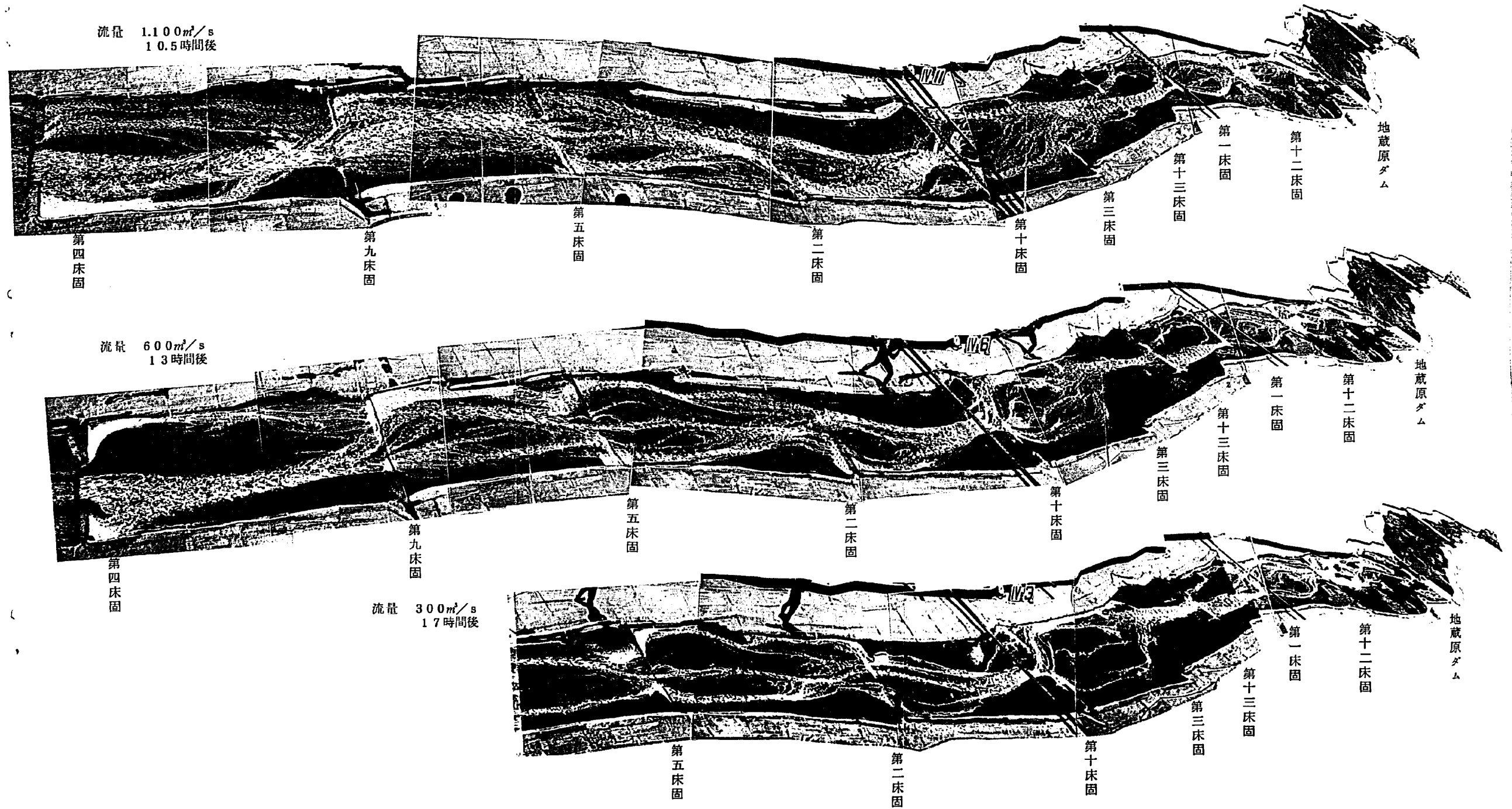
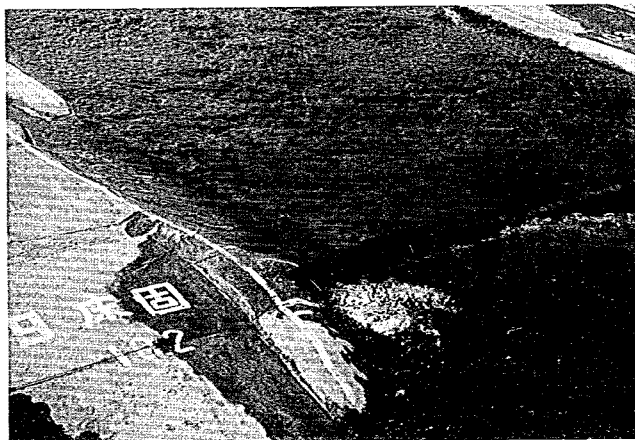


写真20 堤防越流状況写真



ケース11 流量後 $600\text{m}^3/\text{s}$
第2床固工左岸袖部付近の
越水状況



ケース12 流量前 $800\text{m}^3/\text{s}$
第9床固工右岸袖部越水状況



ケース12 流量 $800\text{m}^3/\text{s}$
第4床固工右岸袖部越水状況



ケース 12 流量 $800\text{m}^3/\text{s}$
11.45k右岸新設かすみ堤氾
濫状況

写真 21 床固工の流況



ケース 13 流量 $1,100\text{m}^3/\text{s}$
第10, 第2, 第5床固工
袖部越流状況



ケース 12 流量 $1,100\text{m}^3/\text{s}$
第10, 第2, 第5床固工
袖部越流状況