

土 木 研 究 所 資 料

大谷川流路工水理模型実験報告書
(瀬尾第12号～芹沼床固工)

昭和59年 3 月

建 設 省 土 木 研 究 所

Copyright © (1984) by P. W. R. I

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P. W. R. I

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は、土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

は　じ　め　に

本報告書は、昭和58年度に建設省関東地方建設局日光砂防工事事務所の依頼により、建設省土木研究所が実施した大谷川の複断面河道計画に関する水理模型実験の結果をとりまとめたものである。

本実験で対象とする図－1に示す瀬尾第12床固工～芹沼床固工区間は、すでに護岸と複断面形状の床固工、単断面形状の帯工を組み合わせた流路工が完成していて同区間の護岸沿いには今市市の都市化の進行に伴い家屋が建ち並ぶなど、背後地の高度な土地利用が行われている。（写真－1参照）

現況河道内は土砂の堆積による河積不足が生じて護岸越水による災害の危険度が高い。河道内の土砂堆積を防ぐためには、掃流力を増すことと、河床勾配の連続性をはかることが考えられ、現在の流路工内に低水路を固定する複断面河道計画が立案された。

本実験は先ず現況河道での問題点と原因を調べ、さらに既設の床固工や帯工を利用して低水路を固定することによって、河道内の土砂堆積は低減できるのか、土砂堆積を低減するためには、どのような低水路の形状が良いかを検討したものである。

建設省土木研究所砂防研究室

室　　長	瀬　尾　克　美
主任研究員	阿　部　宗　平
建設技官	大　場　　章

図-1 模型取り入れ範囲

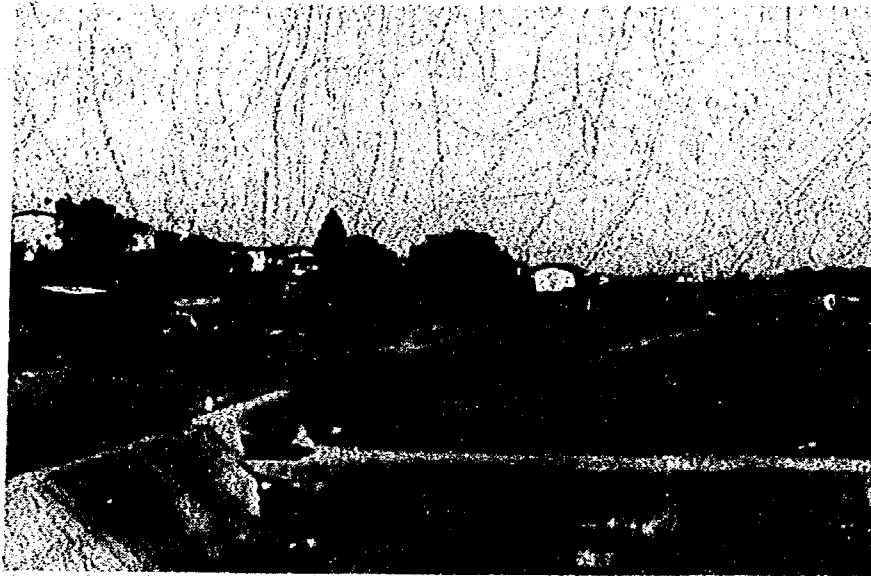


写真-1 大谷橋付近の流路工護岸沿いには民家が建ち並んでいる。

目 次

はじめに	1
§ 1 実験の概要	6
1.1 実験目的	6
1.2 模 型	6
1.3 実験方法と実験条件	7
1.4 実験ケース	9
§ 2 模型実験からみた現況河道の問題点と原因	13
2.1 現況河道の問題点	13
2.1.1 既設護岸の越水	13
2.1.2 既設床固工と帯工の前庭部及び、袖上流部の洗掘	28
2.1.3 既設橋橋脚天端の越水	30
2.1.4 給砂土砂量と流出土砂量の関係	31
§ 3 対策案の検討	32
3.1 計画案の基本的な考え方	32
3.2 低水路計画案の検討	32
3.2.1 低水路法線形	32
3.2.2 計画河床勾配	34
3.2.3 低水路護岸高	34
3.2.4 高水敷の水深	34
3.2.5 流下能力の検討	35
3.3 計画案の問題点と原因	37
3.3.1 低水路河道内での土砂堆積	37
3.3.2 高水敷を流下する流れ	40
3.3.3 低水路護岸沿いの局所洗掘	40
3.3.4 既設床固工、帯工上、下流部の局所洗掘	43

3.4 修正案の検討	46
3.4.1 低水路法線	46
3.4.2 低水路内の土砂堆積の防止対策	47
3.4.3 計画河床勾配の修正	53
3.4.4 低水路護岸高	65
3.4.5 低水路護岸根入れ深	65
3.4.6 前庭保護工	65
§ 4 まとめと提言	70
おわりに	74

§ 1 実験の概要

1.1 実験目的

- 1) 現況河道の問題点把握
- 2) 低水路法線形状の検討
- 3) 低水路流路幅の検討
- 4) 低水路縦断形状の検討
- 5) 低水路護岸高と根入れ深の検討
- 6) 床固工前庭保護工の検討

1.2 模 型

模型の取り入れ範囲を図-1に示している。大谷橋付近は土砂堆積による護岸越水の危険度の高い場所であることと、前新田床固工～前新田第2床固工間に交角(θ) = 56° 、曲率半径(R) = 340 m 、流路幅(B) = 190 m 、 $\frac{R}{B} = 1.8$ のきつい彎曲部が挿入されていて、この彎曲部で低水路の固定が可能であるか否かが問題となっている。そこで、図-1に示すように上流端を瀬尾第12床固工、下流端を芹沼床固工とする 3.4 km 間を実験対象区間として模型に取り入れた。

模型の縮尺は鉛直、水平ともに $\frac{1}{70}$ とし、フルード相似則と幾何学相似により実験を行なった。フルード相似則と幾何学相似を用いて実施した中流部の大谷川流路工水理模型実験^{1),2)}で流水の蛇行や河床変動等の現象面がうまく相似することが確認されている。表-1に模型諸量の実物値に対する縮率を示す。

表-1 諸 量 の 縮 率

諸元		次元	縮率	
			比	縮尺
幾何学的な量	水平(X)	L	Xr	1 : 70
	鉛直(h)(水深・橋高)	L	hr	1 : 70
	勾配(h/X)	—	hr · Xr ⁻¹	1 : 1
	面積(A)	L ²	hr · Xr	1 : 4,900
	体積(Vm)	L ³	hr · Xr ²	1 : 343,000
流水に関する量	フルード数(Fr)	—	1	1
	流速(V)	LT ⁻¹	hr ^{1/2}	1 : 8.3666
	流量(Q)	L ³ T ⁻¹	Xr · hr ^{3/2}	1 : 40,996
	時間(T)	T	Xr · hr ^{-1/2}	1 : 8.3666
	圧力の強さ(P)	FL ⁻²	hr	1 : 70
	粗度係数(n)	L ^{-1/3} T	hr ^{2/3} · Xr ^{-1/3}	1 : 203009
	流量係数(c)	—	1	1
	掃流力(Z)	FL ⁻¹	hr	1 : 70
	エネルギー(E)	FL	hr ²	1 : 24,010,000
	運動量(mv)	FT	hr ^{1/2}	1 : 2869,790

1.3 実験方法と実験条件

(1) 流量及び実験時間

流量は、建設省日光砂防工事事務所から提示された図-2に示す洪水波形流量と、表-2に示す計画高水流量 $Q = 1300 \text{ m}^3/\text{S}$ (100年超過確率)と低水路設計流量 $Q = 800 \text{ m}^3/\text{S}$ (5年~10年超過確率)を各実験ケース毎の実験目的に応じて与えた。

実験時間は、定流実験の場合に、河床変動の傾向が一定となる時間の60分、不定流実験の場合は図-2に示す流量~時間曲線図により90分とした。

表-2 超過確率年毎の降雨量と流出流量の関係

超過確率年	日雨量(R24)	流出流量
2	171 mm	540 m^3/sec
3	203	645
4	223	705
5	238	775
10	281	890
20	322	1,020
30	345	1,095
40	361	1,145
50	373	1,180
60	383	1,215
70	392	1,245
80	399	1,265
90	406	1,285
100	411	1,300

洪水波形

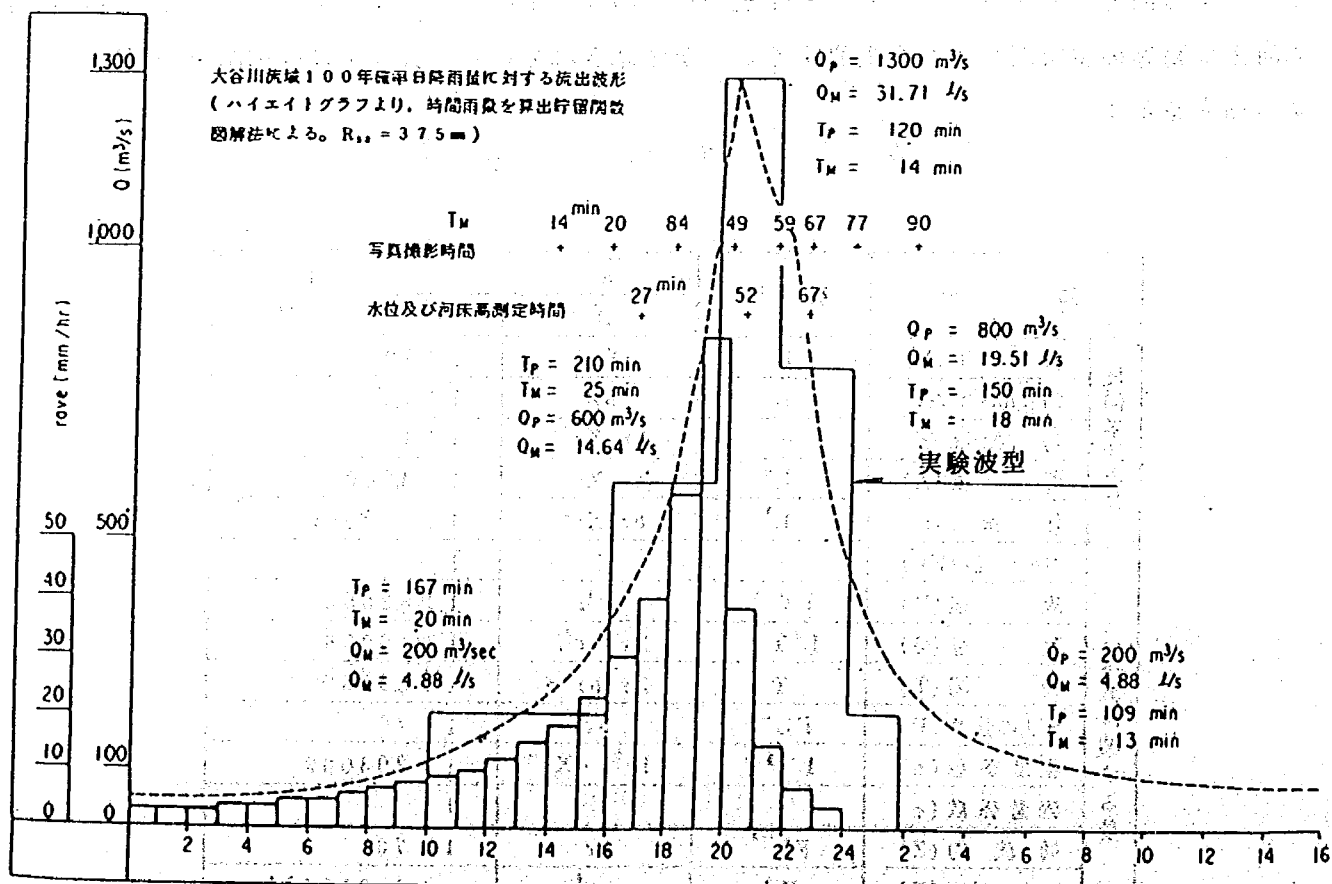


図-2 実験洪水波形

(2) 給砂量及び河床材料

給砂量は、本実験区間の上流の大谷川第4床固工～所野第13号床固工区間を対象として実施した水理模型実験の結果から表-3に示す量を実験条件とし、給砂を行なった。

給砂材料の粒度分布は河床材料のそれと同一であり図-3に示すように $d_m = 2.054 \text{ mm}$ (実物値で 143.8 mm) である。

表-3 給砂量一覧表

流量 $Q \text{ m}^3/\text{s}$	流砂量 g_s (%)
200	0.2
600	0.4
800	0.5
1300	0.6

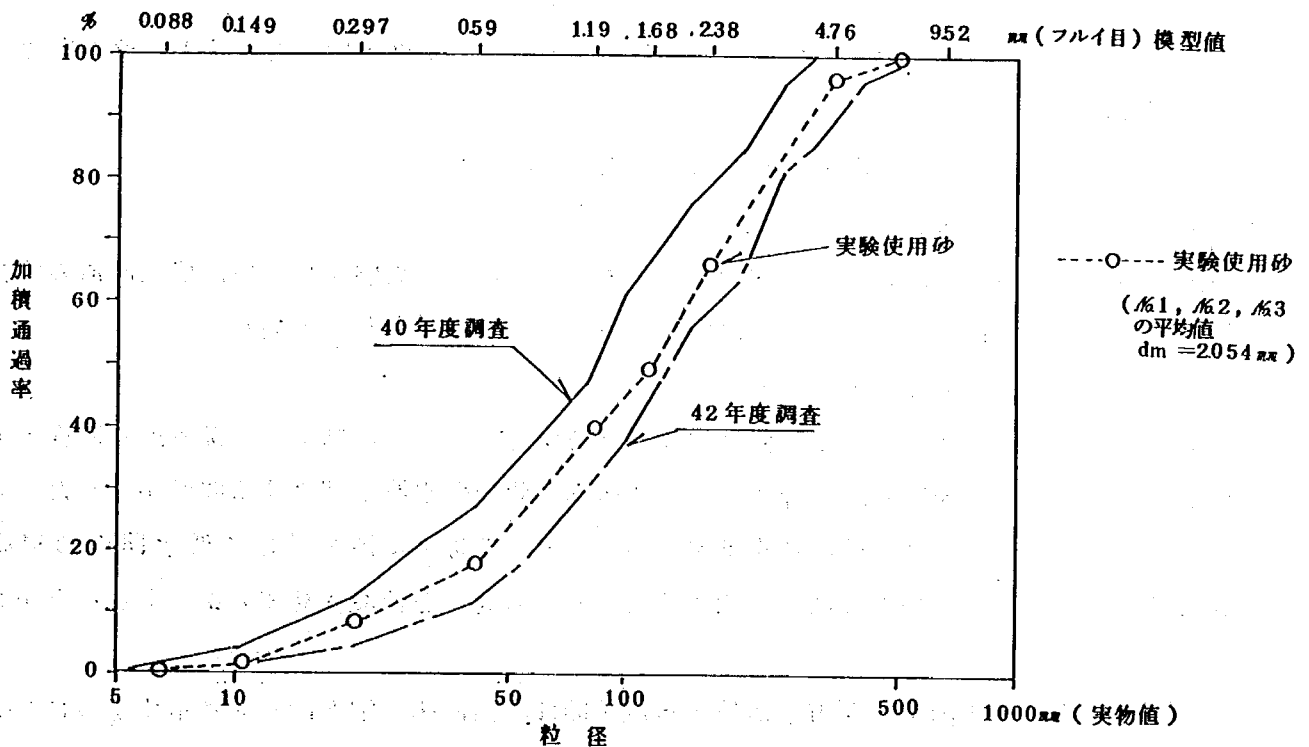


図-3 実験使用砂粒度分布加積曲線

(3) 測定項目と測定方法

① 水位及び河床高測定

定流実験は、実験開始より10分と30分後に、不定流実験では20分 ($Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$)、40分 ($Q = 600 \text{ m}^3/\text{s}$)、50分後 ($Q = 1300 \text{ m}^3/\text{s}$) における各断面の水位と河床高の縦横断の変化を 1 mm 目盛のスケールで測定した。

② 流向測定

模型上流端より水性ペイントを流下させ、流線と河床の平面変動の状態をモータードライプカメラ撮影して記録した。撮影は定流実験の場合は10分間隔と実験終了時に、また、不定流実験の場合は流量変化毎と実験終了時に行なった。

③流況観察測定

実験中にあらわれる局所洗掘、護岸越水状況、土砂の移動状況や水衝部の流速等の観察、測定を行ない、特徴的現象をカメラ撮影した。

④流砂量測定

模型末端（芹沼床固工）より流出する土砂量の時間的变化を3分間隔毎に $\phi = 0.08\text{mm}$ の金網で製作した採取箱で採取し、計測を行ない、実験終了後に模型末端に設けてある沈砂地に流出した土砂の全量を測定した。

⑤河床高測定

実験終了と同時に各断面の横断測量を1mm目盛スケールで基準高より河床面までの高さを測定した。

1.4 実験ケース

実験は全部で7ケースについて行なった。各ケースの実験条件と内容を表-4（模型形態、検討内容欄参照）に示した。

各実験ケース毎の条件は、次のような考えをもとに決めた。

(1)実験ケース1，ケース2

模型の河床を実河川の河床に幾何学的に一致させて整形して実験を行ない、現況河道の問題点を把握し、複断面河道計画のための基礎資料を得ることを目的として実施した。

(2)実験ケース3，ケース3-1，ケース3-2

実験ケース3とケース3-1で計画案の妥当性を検討した。その結果、現況河道と同様に土砂堆積が生じて、今市下流床固工～今市下流第1床固工間の低水路が埋没する問題が生じた。そこで、実験ケース3-2では土砂堆積を低減する対策として帯工に袖を付けて低水路内の掃流力を強めることを考えた。帯工に袖を設置すると砂礫堆の高さを低減させる効果のあることがわかった。

しかし、今市下流床固工～今市下流第1床固工間は計画河床勾配が図-4に示すように $1/66.5$ から $1/18.8$ に急変するためにまた土砂が堆積した。そこで同区間の計画河床勾配を $1/60.8$ として、上、下流との整合性をはかることにした。

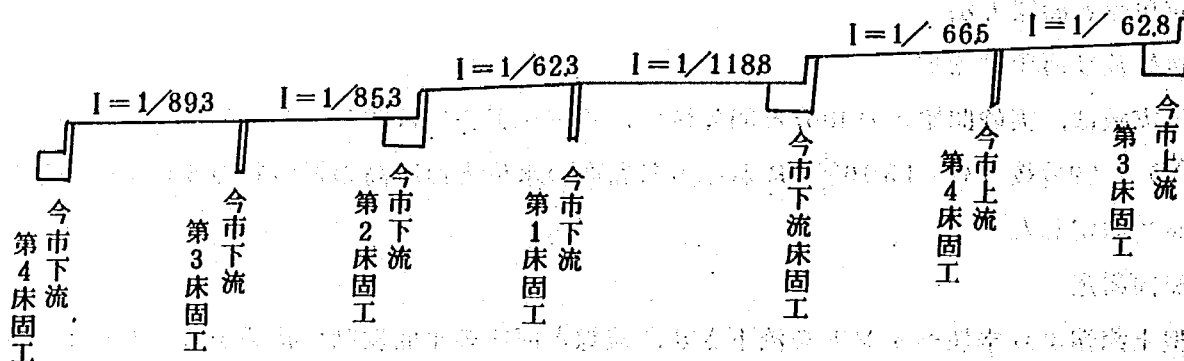
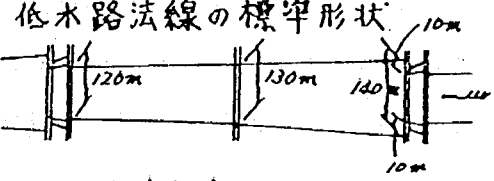
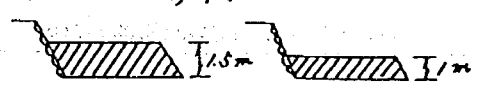
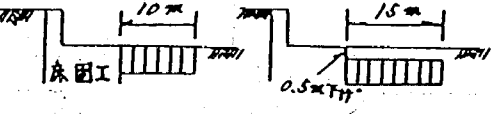
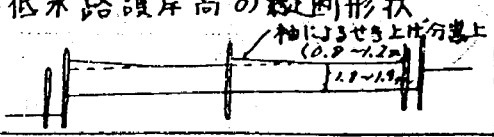
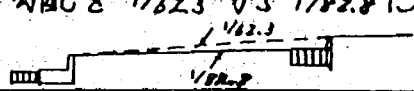


図-4 今市上流第3床固工～今市下流第4床固間の計画河床勾配

表-4 実験ケース一覧表

CASE	実験条件	模 型 形 態	検 討 内 容
1	Q = 洪水波形 $\beta_s = 0.2 \sim 0.6\%$ T = 90 分	・昭和 年の現地横断測量による現況河道	・現河道における問題点の把握
2	Q = $1300 \text{ m}^3/\text{s}$ $\beta_s = 0.6\%$ T = 60 分	・下流の大谷橋は架換前の状態	
3	Q = $800 \text{ m}^3/\text{s}$ $\beta_s = 0.5\%$ T = 60 分	・低水路法線の標準形状 	・法線形状の検討 ・縦断形状の検討 ・断面形状の検討
3-1	Q = $1300 \text{ m}^3/\text{s}$ $\beta_s = 0\%$ T = 30 分	・低水路護岸高 (H) m, I:河勾配 $1/75 \leq I < 1/60 \rightarrow H = 1.8 \text{ m}$ $1/95 < I \leq 1/80 \rightarrow H = 1.9 \text{ m}$ $1/118.8 = I \rightarrow H = 2.1 \text{ m}$	
3-2	Q = $800 \text{ m}^3/\text{s}$ $\beta_s = 0.5\%$ T = 40 分 Q = $1300 \text{ m}^3/\text{s}$ $\beta_s = 0.6\%$ T = 30 分	・帯工袖の形状 	・床固工袖形状の検討 ・前庭保護工の検討 ・縦断形状の検討
4	Q = $800 \text{ m}^3/\text{s}$ $\beta_s = 0.5\%$ T = 40 分 Q = $1300 \text{ m}^3/\text{s}$ $\beta_s = 0.6\%$ T = 30 分	・前庭保護工の形状 	
5-1	Q = $800 \text{ m}^3/\text{s}$ $\beta_s = 0.5\%$ T = 60 分	・低水路護岸高の縦断形状 	・縦断形状の検討 ・断面形状の検討
5-2	Q = $1300 \text{ m}^3/\text{s}$ $\beta_s = 0.6\%$ T = 60 分	・CASE-5-1と同形態	
6	Q = $1300 \text{ m}^3/\text{s}$ $\beta_s = 0.6\%$ T = 60 分	・今市下流第1~第2床固工間の河床勾配を $1/62.3$ から $1/82.8$ に修正 	・造路工の安全性の検討
7	Q = 洪水波形 $\beta_s = 0.2 \sim 0.6\%$ T = 90 分	・CASE-6と同形態	

また、前新田第1床固工～前新田第2床固工間の彎曲部の右岸側（外彎側）での局所洗掘深が大きいので、同区間に根固工を設置した。

(3)実験ケース4

今市下流床固工～今市下流第1床固工間の計画河床勾配の修正と、帯工に袖を設置して帯工を複断面形状とすることによって低水路内の土砂堆積は低減できる。

流量800 m^3/s において、袖による流水のせき上げで低水路護岸を越水する。低水路は800 m^3/s 以下の流量は、高水敷上を流下させないとのことを基本的な考え方としているので、低水路の護岸天端高を800 m^3/s 時の水面勾配に合わせた。

(4)実験ケース5-1, ケース5-2

低水路の護岸天端高を修正すると床固工、帯工上流部の越水は防止できるが、帯工下流では図-5に示すように、帯工上、下流の護岸天端高に段差が生じ、帯工上流の護岸法肩間の流路幅が帯工下流の護岸法肩間の流路幅より段差分広くなり、帯工上流の低水路護岸天端高いっぱい流下してきた流水は、帯工下流の低水路護岸天端や法面を直接叩き越水する。

そこで、帯工前庭部の法線を床固工の前庭部と同形状に拡幅した。

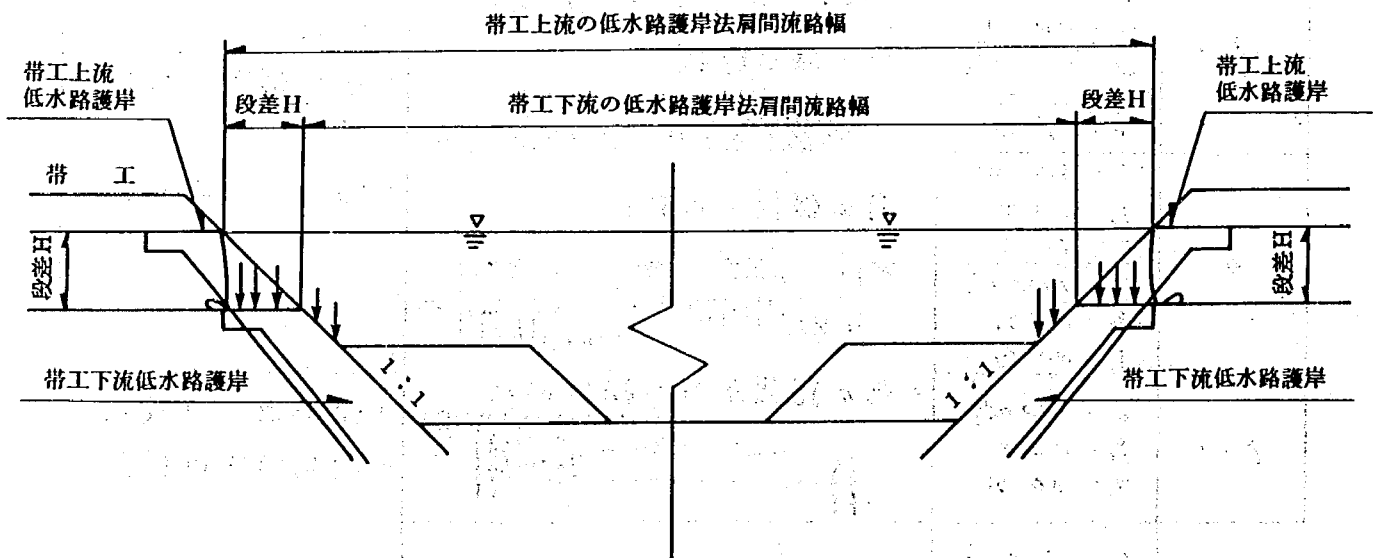


図-5 帯工下流低水路護岸の越水

計画高水流量（1300 m^3/s ）を条件とした実験結果は、今市下流第3床固工～今市下流第4床固工間で著しい土砂堆積を生じて、既設護岸を越水した。他の区間では顕著な土砂堆積が見られな

いことからこの原因として図-4に示すように計画床勾配が不連続であるためではないかと考え、今市下流第1床固工～今市下流第2床固工間の計画河床勾配の修正を行なった。

この結果、わずかではあるが土砂堆積を低減でき、既設護岸の越水も防止できた。

(5)実験ケース6, ケース7

実験ケース6で計画高水流量($Q=1300\text{m}^3/\text{s}$), 実験ケース7で洪水波形流量を流し、最終案の妥当性と安全性について検討を行なった。

この結果、既設護岸の越水や低水路内の極端な土砂堆積、高水敷の洗掘などは生じなかったが、床固工、帯工の前庭保護工下流で局所洗掘が生じ、今後の問題点となった。

項目	内容
計画高水流量	$Q=1300\text{m}^3/\text{s}$
洪水波形流量	洪水波形流量
計画河床勾配	計画河床勾配
計画護岸勾配	計画護岸勾配
計画帯工勾配	計画帯工勾配
計画前庭保護工勾配	計画前庭保護工勾配

§ 2 模型実験からみた現況河道の問題点と原因

2.1 現況河道の問題点

2.1.1 既設護岸の越水

洗掘，堆積平面図を図－6－1と図－6－2に，砂礫堆の形成状況を図－7に，通水後の河床の縦断的变化を図－8に，土砂堆積状況を写真－2に，流水の流向状況を写真－3に示している。

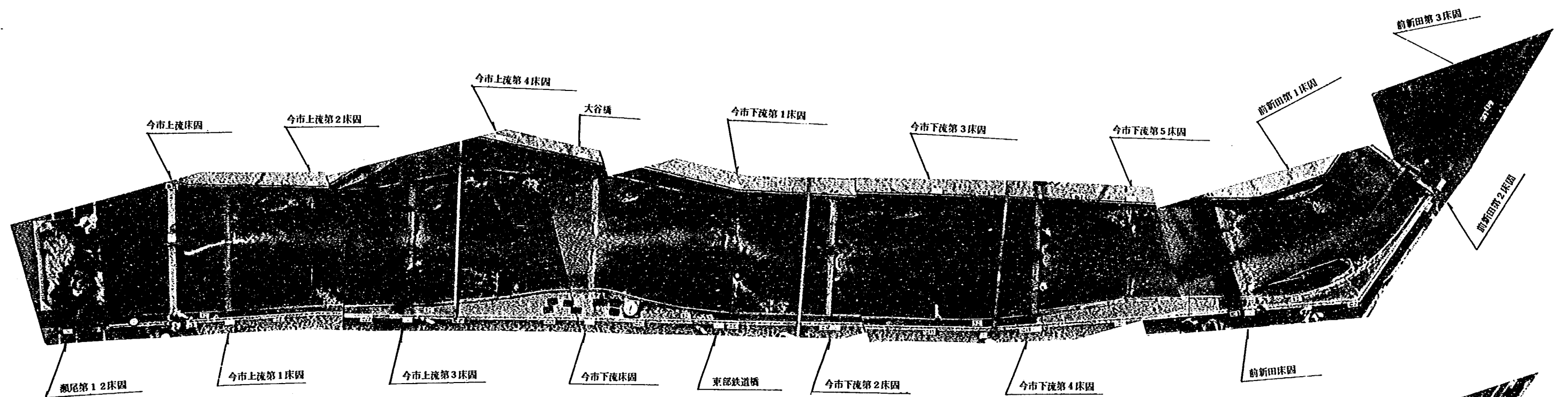
計画高水流量 ($Q=1300\text{ m}^3/\text{s}$) の流下時に表－5に示す位置で護岸越水が生じる。図－9－1，図－9－2に護岸越水時の水位及び河床高を整理し，写真－4～8に護岸越水状況を示す。以下に記述する理由から護岸越水の原因として，①流路工流下断面積の河積不足，②既設床固工や帯工の袖形状がもたらす土砂堆積，③河床勾配の急変がもたらす土砂堆積が挙げられる。



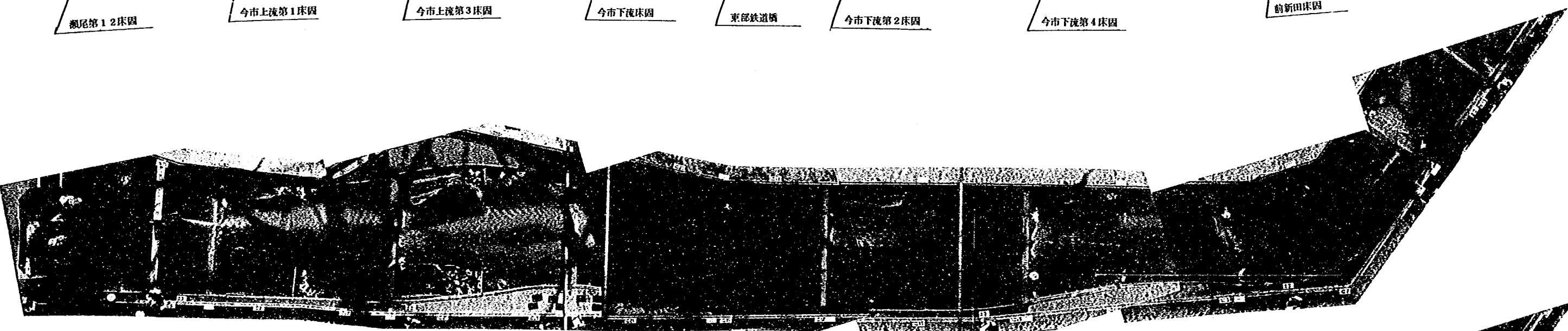
写真－2 今市上流第3床固工～今市下流床固工区間の土砂堆積

表－5 既設護岸越水位箇所

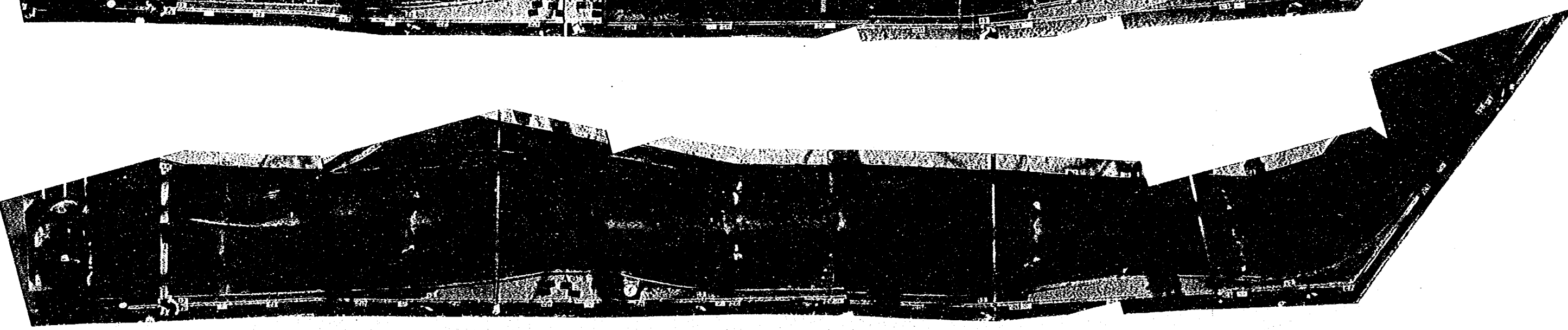
C A S E 1		C A S E 2	
護 岸 越 水 箇 所	越流水深	護 岸 越 水 箇 所	越流水深
今市上流第3床固工(左右岸)	余裕高なし	今市上流第1床固工(左右岸)	0.6 m
今市下流床固工(左岸)	0.2 m	今市上流第3床固工(左岸)	0.2 m
今市下流第4床固工(左右岸)	0.2～0.3 m	今市下流床固工(左岸)	0.2 m
		今市下流第1床固工(右岸)	0.2 m
		今市下流第4床固工(左右岸)	0.2 m



T = 30分



T = 40分



T = 50分

写真-3 流水の流向状況 (case 2 $1300 \text{ m}^3/\text{s}$ 定流 $q_s = 0.6\%$)

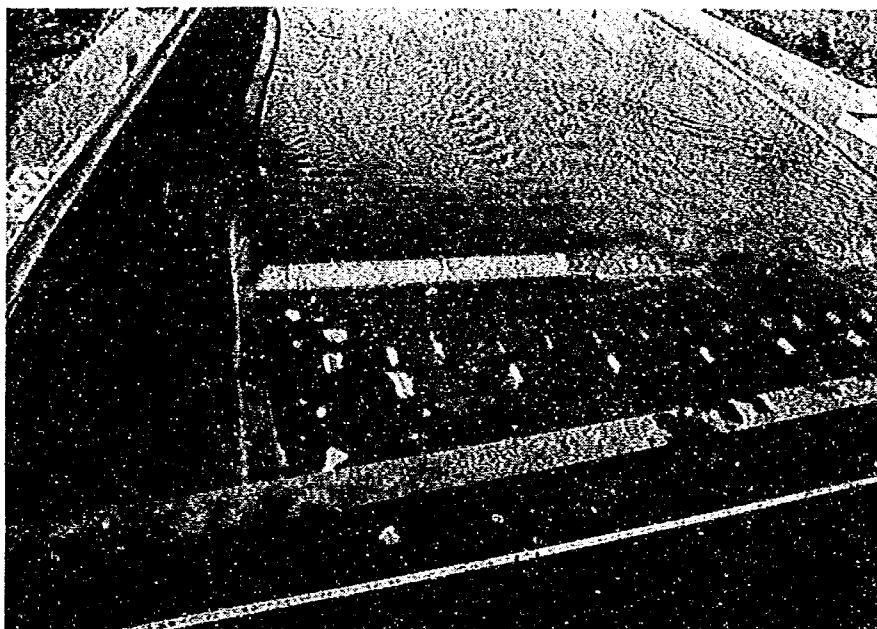


写真-4 今市下流床固工左岸部より越水（実験ケース1）

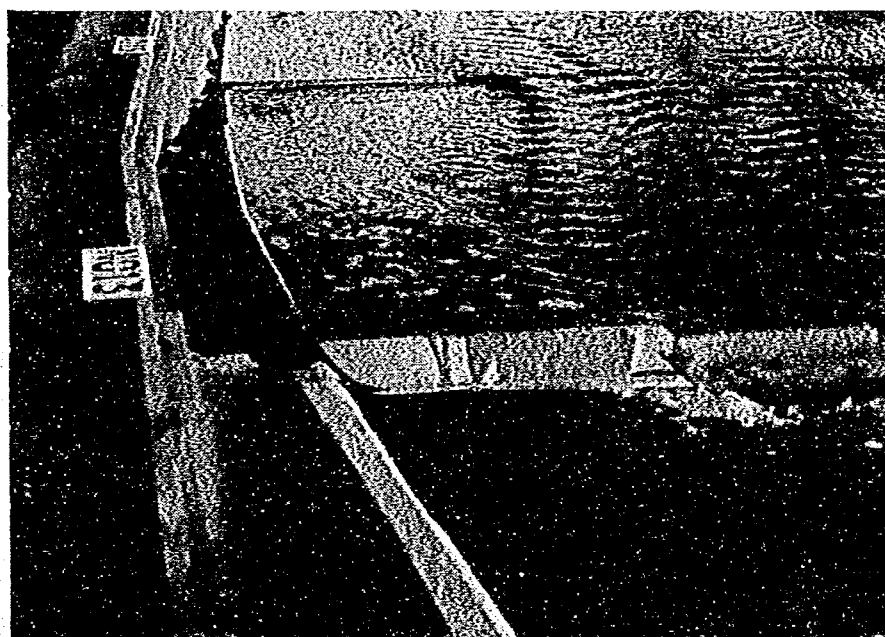


写真-5 今市下流第4床固工右岸より越水（実験ケース1）

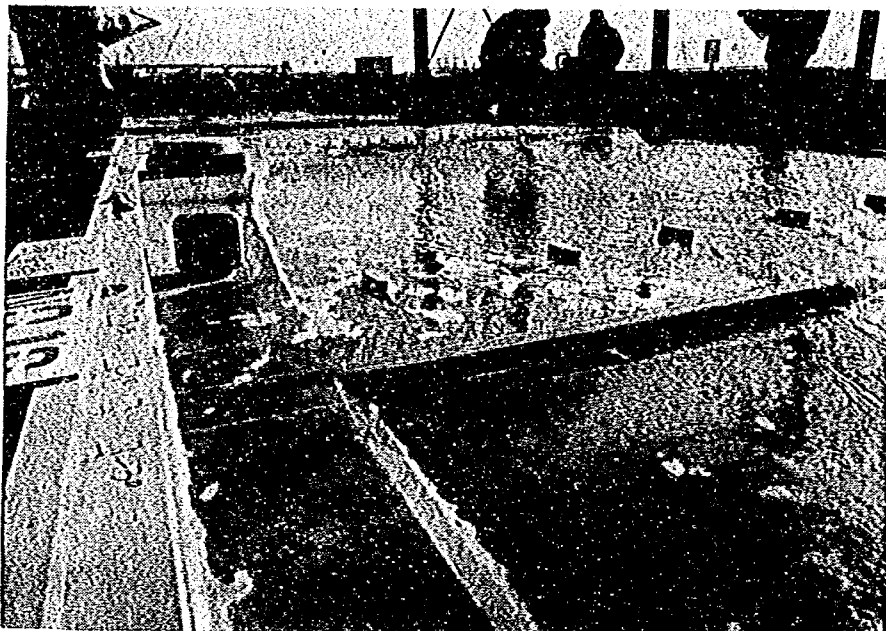


写真-6 今市下流床固工右岸部より越水（実験ケース2通水開始より5分後）

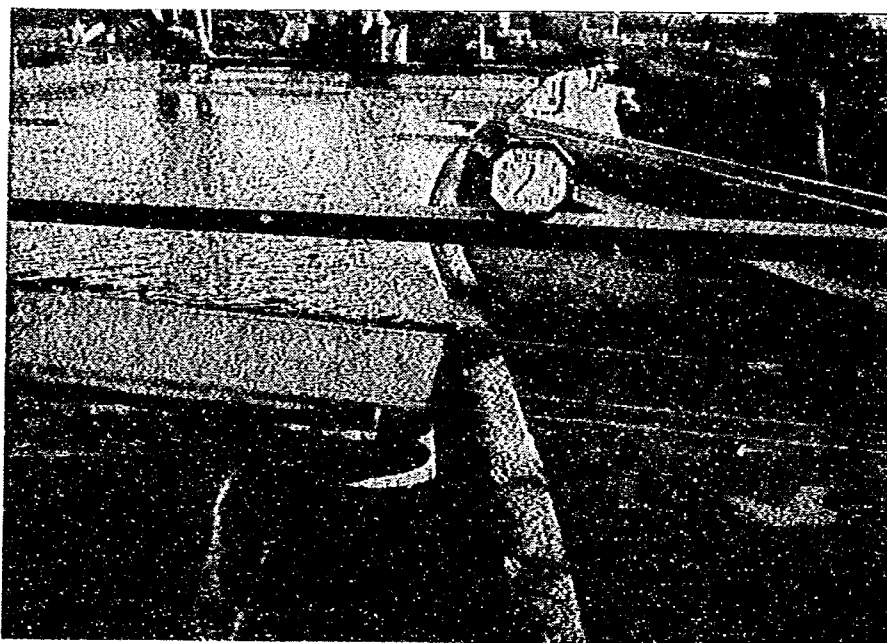
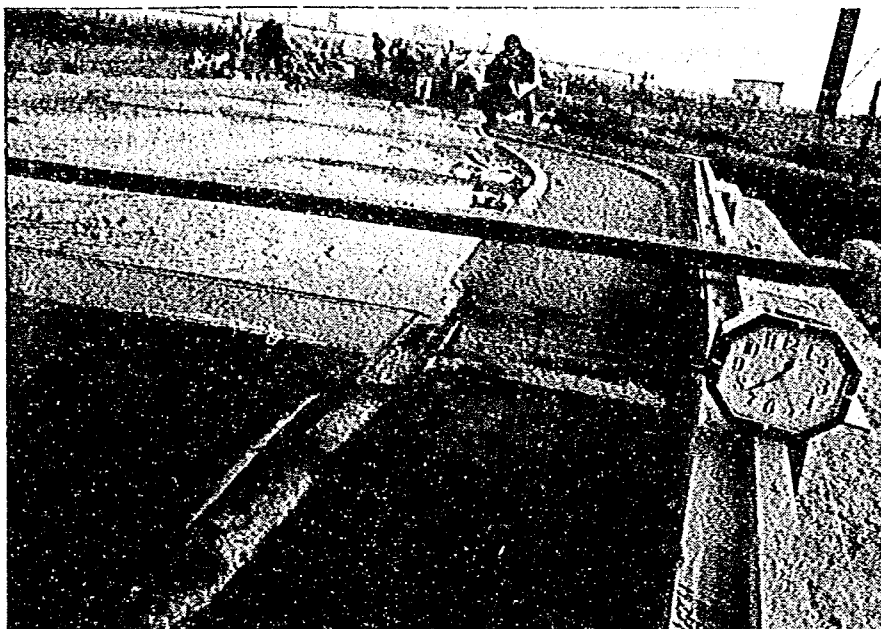


写真-7 今市上流第3床固工左岸部より越水（実験ケース2）



写真－8 今市下流床固工左岸部より越水（実験ケース２）

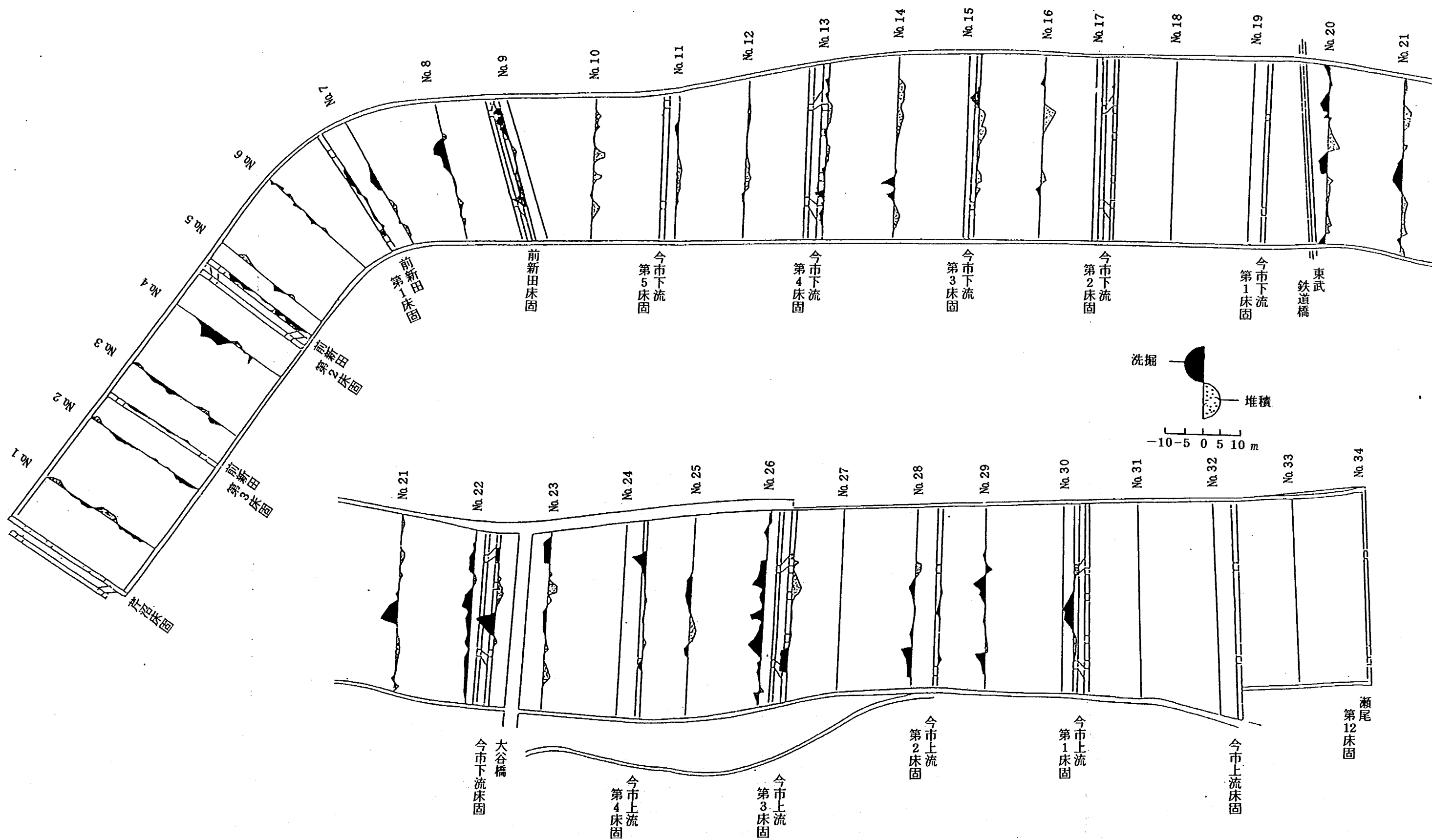


図-6-1 洗掘・堆積平面図 (CASE-1)

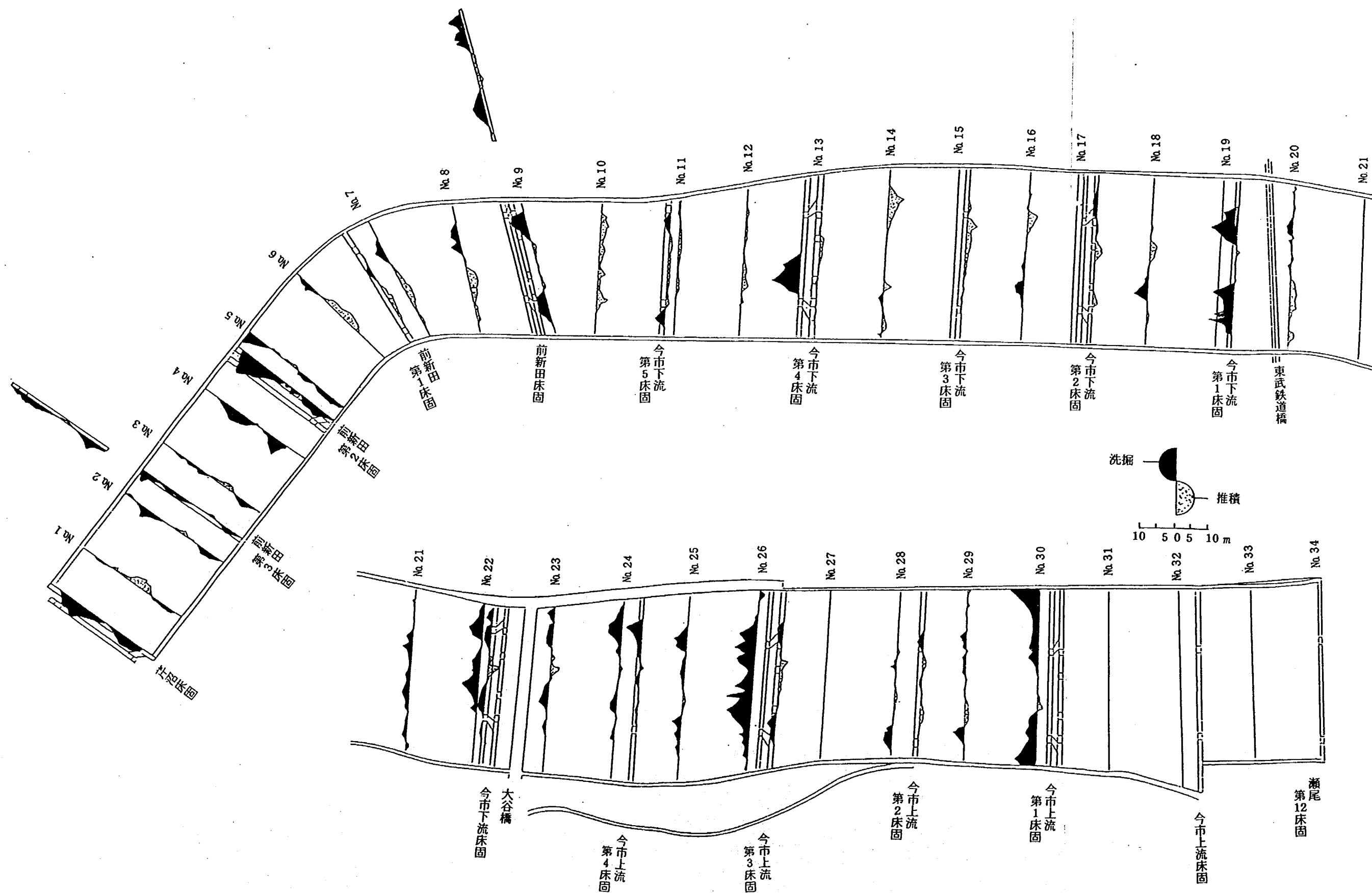


図-6-2 洗掘・推積平面図 (CASE-2)

0 100 200 m

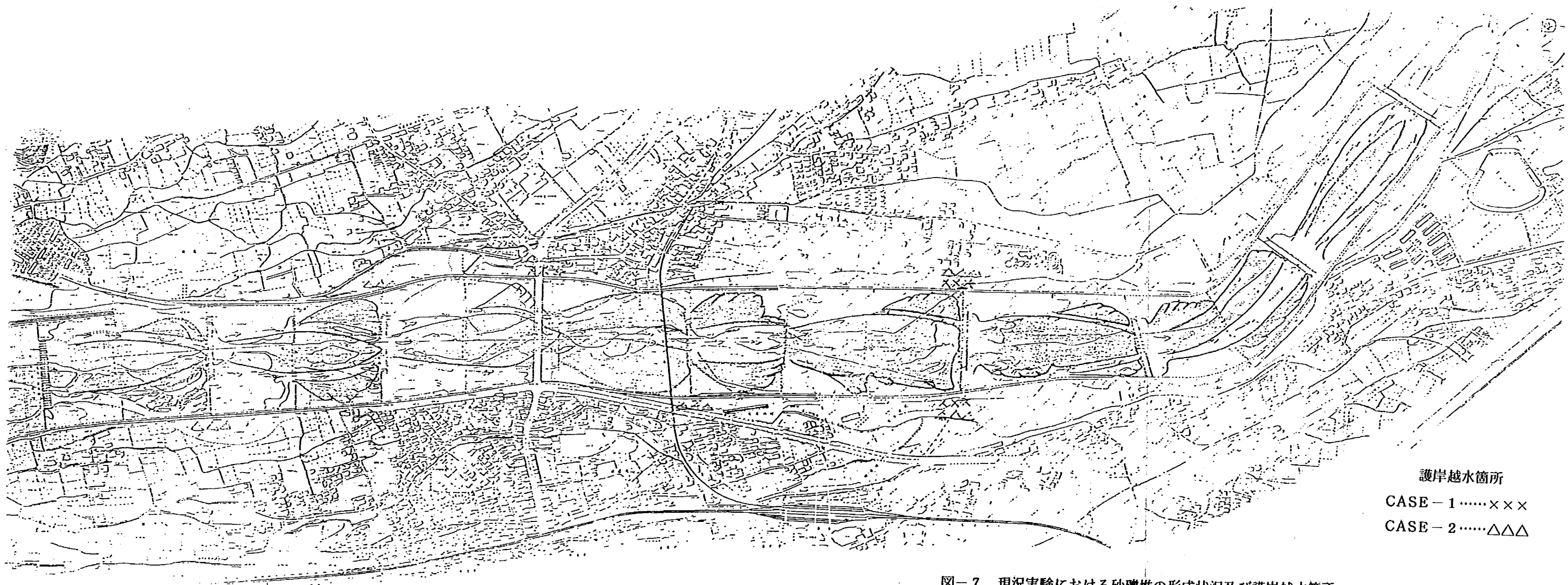


図-7 現況実験における砂礫堆の形成状況及び護岸越水箇所

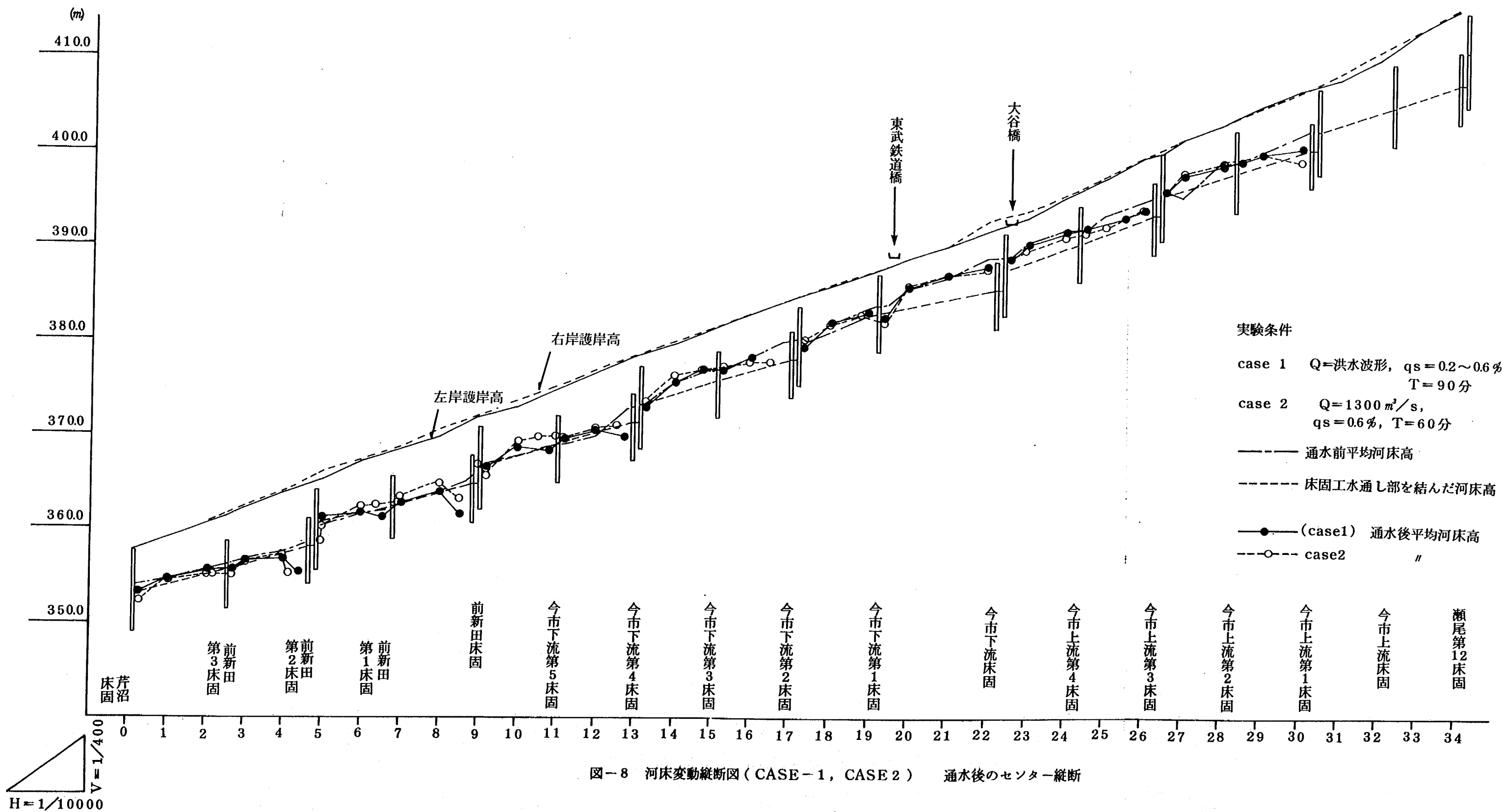


図-8 河床変動縦断面図 (CASE-1, CASE 2) 通水後のセンサー縦断

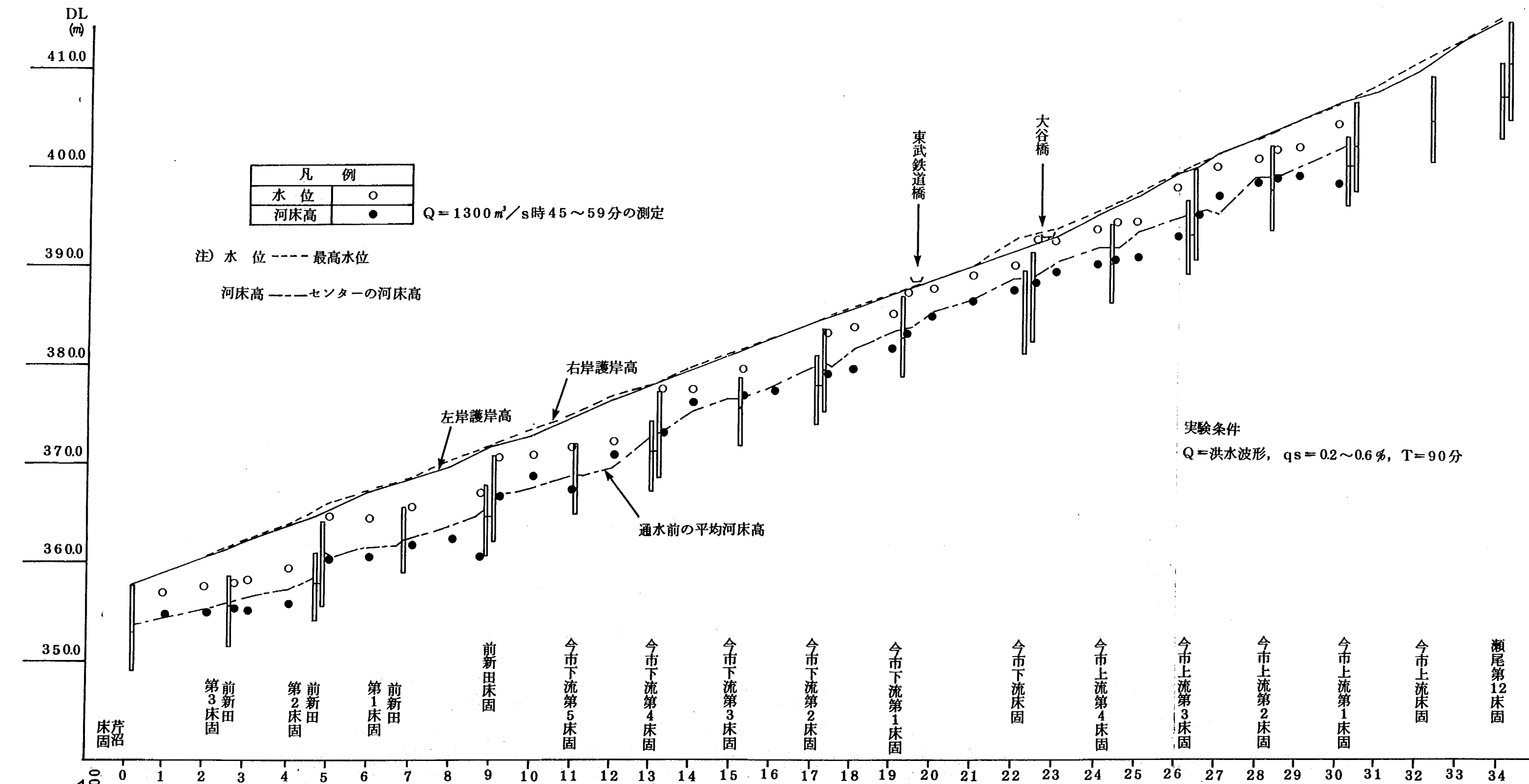
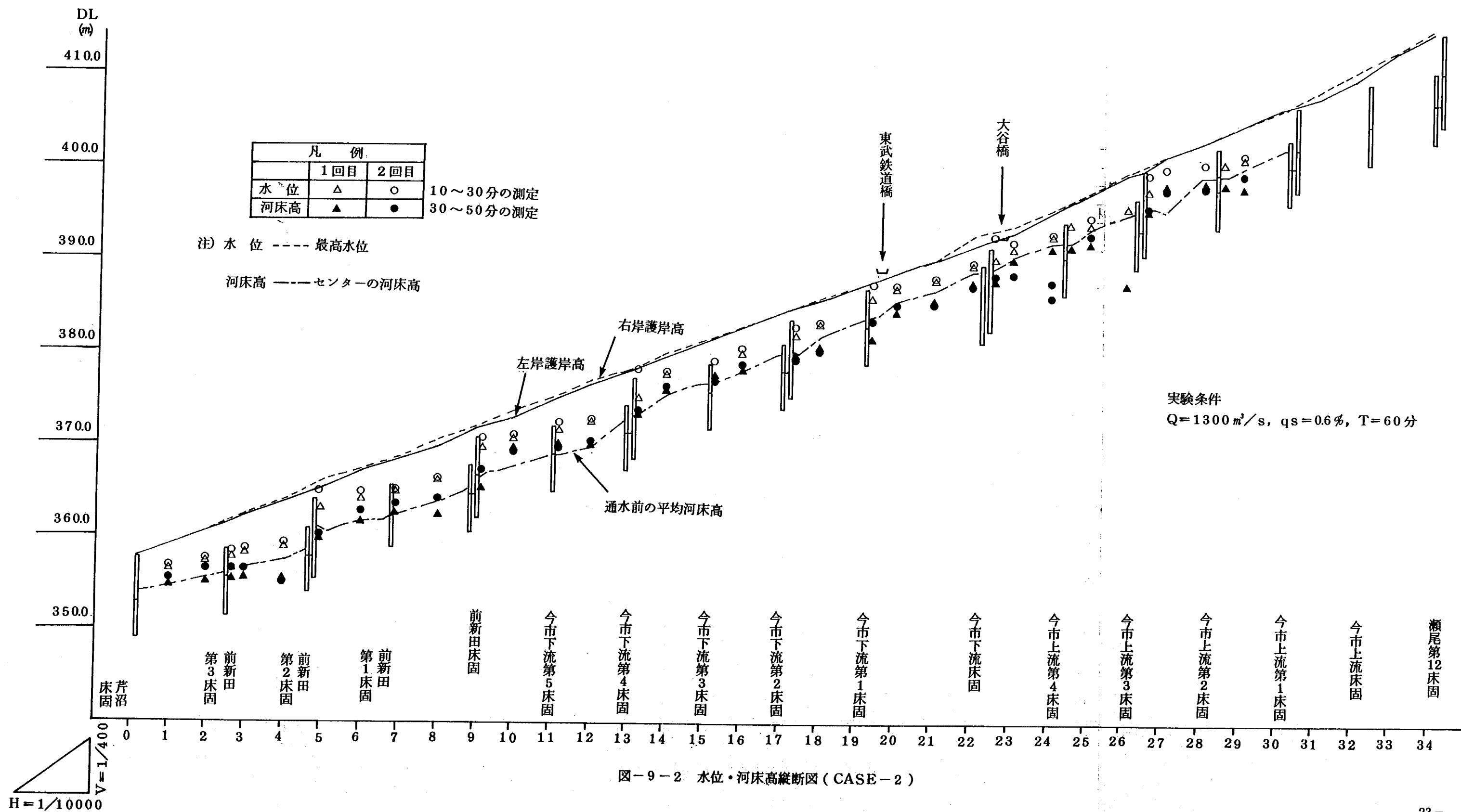
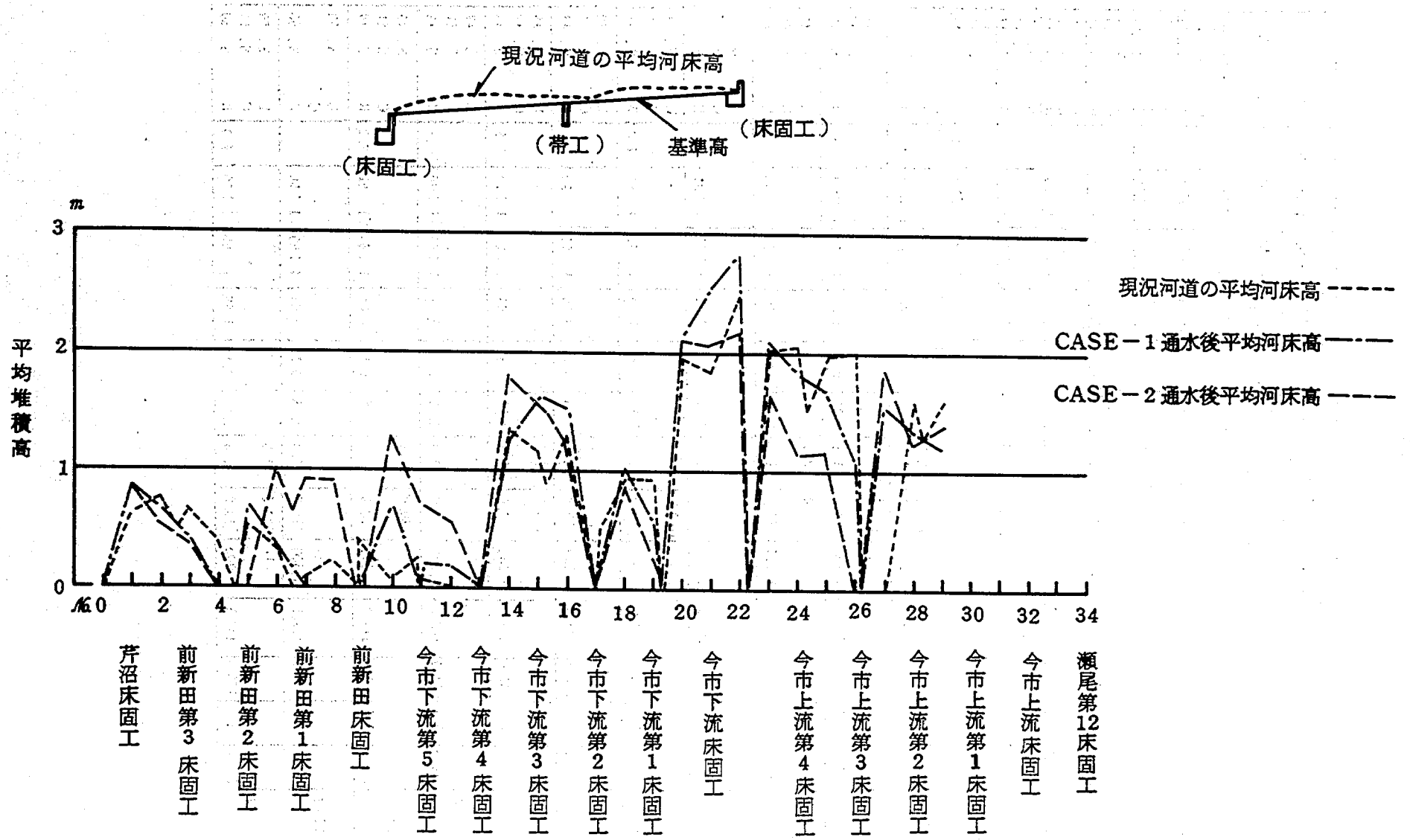


図-9-1 水位・河床高縦断面図 (CASE-1)





第 - 6 既設工作物一覽表

渠 道 名	間隔	高	長	護岸山	計面高 水流散	(上) 高 水 路 (下) 低 水 路		計面 水深	余 裕 高		元河床 勾 配	計面河 床勾配	有効 落差	施 工 年 次
						市	深		水路	護岸				
瓶尾第12床園	175.5	4.5	267.0	262.4	1,270	164.0	3.5	1.90	1.60	2.30	1:54	1:87.5	3.5	L S. 45 C S. 46 R S. 44
今市上流床園	176.5	2.5	310.0	304.6	1,270	120.0	3.0	2.20	0.80	4.10	1:54	1:75	—	L S. 45 C S. 49 R S. 44
今市上流第1床園	200.0	3.0	272.0	267.3	1,270	45.0	1.5	3.05	0.95	1.60	1:54	1:75	2.0	L S. 45 C S. 49 R S. 44
今市上流第2床園	199.5	2.0	259.0	254.7	1,270	130.0	4.0	2.15	1.85	3.48	1:54	1:80	—	L S. 45 C S. 50 R S. 44
今市上流第3床園	200.0	3.0	273.0	268.7	1,270	50.0	1.5	3.05	0.95	1.60	1:54	1:80	2.0	L S. 45 C S. 47 R S. 44
今市上流第4床園	200.5	2.0	284.5	280.2	1,270	130.0	4.0	2.05	1.95	3.32	1:54	1:66.7	—	L S. 46 C S. 47 R S. 46
今市下流床園	M	M	M	M	M ² /sec	M	M	M	M	M			M	L S. 46 C S. 47 R
	199.5	3.0	249.2	244.7	1,300	120.0	2.5	2.95	1.05	1.60	1:63	1:66.7	2.0	L S. 47 C S. 49 R S. 47
今市下流第1床園	315.0	3.0	263.0	258.9	1,300	50.0	1.5	3.35	0.65	1.02	1:63	1:118.8	—	L S. 47 C S. 49 R S. 47
今市下流第2床園	205.5	2.5	261.0	257.8	1,300	50.0	1.5	3.15	0.85	1.60	1:63	1:90	1.5	L S. 47 C S. 48 R S. 47
今市下流第3床園	204.0	2.5	260.0	256.5	1,300	130.0	3.0	2.25	0.75	3.25	1:63	1:90	—	L S. 47 C S. 52 R S. 47
今市下流第4床園	205.5	3.5	243.5	240.0	1,300	50.0	1.5	3.15	0.85	1.60	1:63	1:90	2.0	L S. 48 C S. 50 R S. 48
今市下流第5床園	205.0	2.5	207.5	204.0	1,300	130.0	3.0	2.25	0.75	3.25	1:63	1:90	—	L S. 48 C S. 52 R S. 48
前新川床園	205.5	4.5	207.0	203.4	1,300	50.0	1.5	3.15	0.85	1.65	1:63	1:90	1.5	L S. 48 C S. 49 R S. 48
前新川第1床園	216.5	3.5	194.0	188.7	1,300	130.0	3.0	2.25	0.75	3.37	1:63	1:90	—	L S. 49 C S. 51 R S. 49
前新川第2床園	201.0	3.0	185.0	179.2	1,300	50.0	1.5	3.15	0.85	1.65	1:63	1:90	2.0	L S. 49 C S. 51 R S. 49
前新川第3床園	225.0	2.5	184.0	179.7	1,300	130.0	3.0	2.25	0.75	3.55	1:55	1:90	—	L S. 50 C S. 50 R
片川床園	225.0	3.0	185.0	180.3	1,300	50.0	1.5	3.15	0.85	1.65	1:55	1:90	2.0	L S. 50 C S. 51 R S. 50

①流路工流下断面の河積不足、②既設床固工や帯工の袖形状がもたらす土砂堆積

現況河道と現況実験での平均堆積高を比較して示したのが図-10である。ここで平均堆積高とは、各断面の平均河床高と上流の床固工の水叩き天端高と下流の床固工の水通し天端高を結ぶ河床高を基準とする差である。

図-10でみるように現況河道の平均堆積高は1~2mで、特に今市下流第4床固工より上流での堆積高が大きい。現況実験の結果の平均堆積高も現況河道と同様な傾向をしており、今市下流第4床固工上流の平均堆積高に差がないことから、同区間の河床勾配は動的に安定していることが考察できる。今市下流床固工~今市下流第1床固工間で特に平均堆積高が大きいのは、図-4に示すようにこの区間の河床勾配が $1/18.8$ と極端に緩くなっているためだと考えられる。逆に今市下流第1床固工~今市下流第2床固工区間の堆積高が低いのは、上、下流の河床勾配に比べて急になっているからである。

現況河道に比べて実験での今市下流第4床固工より下流の平均堆積高との差が大きいのが、このことは現河床勾配が動的安定勾配に達しておらず上流からの土砂の移動に伴い、今後さらに河床が上昇することが推察される。さらになぜ現況河道において土砂が堆積するかについて考察してみたい。

筆者らの実験的研究によると、床固工や帯工の袖形状の相違が河床変化に与える影響が大きく、水通し幅が流路工幅の60%以下になると流路工内に土砂が堆積することが結論されている。表-6に床固工の諸元について整理し、表-7に流路工幅(B)と水通し幅(Bo)との比を計算して整理している。また、袖の名称について図-11のように定義しておく。表7にみるように土砂堆積の著しい区間では $Bo_2/B < 0.2$ で極端に水通し幅が狭いことがわかる。

また、表-8に示すように既設床固工や帯工袖天端高と既設護岸高の差は、0~2.8mと小さい箇所が多く、土砂堆積等による水位の上昇が起これと横工袖の水位のせき上げにより既設護岸の越水が生じる原因となる。

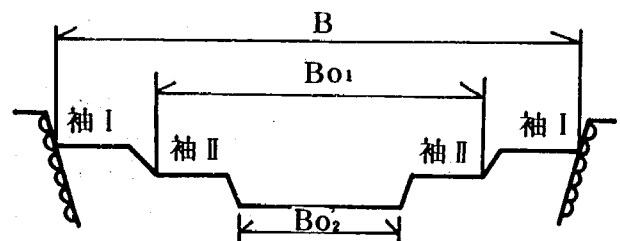


図-11 床固工、帯工袖名称

表-7 床固工、帯工の Bo/B 一覧表

床 固 名	水通し 形 状	Bo / B		Bo / B 区間平均値
		袖 I Bo_1/B	袖 II Bo_2/B	
瀬尾第12床固工	単	0.625		$Bo_1/B=0.483$
今市上流床固工	単	0.394		
今市上流第1床固工	複	0.449	0.168	
今市上流第2床固工	単	0.510		
今市上流第3床固工	複	0.447	0.186	
今市上流第4床固工	単	0.464		$Bo_2/B=0.192$
今市下流床固工	複	0.490	0.204	
今市下流第1床固工	複	0.464	0.193	
今市下流第2床固工	複	0.465	0.194	
今市下流第3床固工	単	0.507		
今市下流第4床固工	複	0.500	0.208	$Bo_1/B=0.645$
今市下流第5床固工	単	0.637		
前新田床固工	複	0.590	0.246	
前新田第1床固工	単	0.689		
前新田第2床固工	複	0.670	0.279	
前新田第3床固工	単	0.723		$Bo_2/B=0.255$
芹沼床固工	複	0.666	0.277	
平 均		0.546	0.217	

表-8 床固工袖天端高と護岸高の関係

床固工の名称	床固工袖天端高(m)	護岸天端高(m)	余裕高(m)
瀬尾第12床固工	414.70	L 414.70	0
		R 414.70	0
今市上流	409.20	L 409.20	0
		R 410.84	1.64
今市上流第1	406.65	L 406.65	0
		R 406.65	0
今市上流第2	402.15	L 403.13	0.98
		R 403.17	1.02
今市上流第3	399.65	L 399.65	0
		R 399.65	0
今市上流第4	394.00	L 395.37	1.37
		R 395.55	1.55
今市下流	391.00	L 391.55	0.55
		R 391.55	0.55
今市下流第1	386.45	L 386.82	0.37
		R 386.89	0.44
今市下流第2	383.15	L 383.90	0.75
		R 383.90	0.75
今市下流第3	378.40	L 380.89	2.49
		R 380.90	2.50
今市下流第4	377.10	L 377.85	0.75
		R 377.85	0.75
今市下流第5	371.80	L 374.30	2.50
		R 374.60	2.80
前新田	370.55	L 371.35	0.80
		R 371.35	0.80
前新田第1	365.30	L 367.92	2.62
		R 368.08	2.78
前新田第2	364.00	L 364.80	0.80
		R 364.80	0.80
前新田第3	358.50	L 361.30	2.80
		R 361.30	2.80
芹沼	357.00	L 357.80	0.80
		R 357.80	0.80

注) 余裕高=護岸天端高-床固工袖天端高

実験での計画高水流量時における護岸越水は表-5に示すように土砂堆積の著しい区間かつ横工の袖天端高と既設護岸高との差が小さい箇所が生じている。

③河床勾配の急変がもたらす土砂堆積

河床勾配の縦断的变化を表-9に示している。

表-9でみるように計画河床勾配は不連続である。このことは土砂堆積の原因となり得る。特に土砂堆積の著しい今市上流第3床固工～今市下流第4床固工間の計画河床勾配を図-4に示した。図-4でみるように今市下流床固工～今市下流第1床固工間の計画河床勾配が極端に緩く上流との勾配の変化率は1.8であることから土砂堆積はまぬがれない。図-10でみるように現況河道においても最も土砂堆積が顕著な区間である。現況実験でも土砂堆積の傾向を示し、平均堆積高が現況河道にくらべて0.3～0.5 m程度上昇し、計画河床高より最大2.85 m上昇している。

これら護岸越水が生じた今市上流第1床固工～今市下流第4床固工間は、図-1に示すよう

に右岸に今市市街地、左岸に大谷向町があり流路工沿いには家屋が建ち並び、また、大谷橋付近は天井川を形成しているため、護岸越水が生じると大災害を引き起こす恐れがあり危険である。

2.1.2 既設床固工と帯工の前庭部及び、袖上流部の洗掘

既設床固工と帯工は、瀬尾第12床固工を除いて前庭保護工が施工されていない。また、水通し部が複断面形状のものが多く、中央部に流水が集中するために計画高水流量($Q=1300 \text{ m}^3/\text{s}$)が流下する時に図-12に示すように前庭部で5～7 m洗掘される。また、護岸沿いに流下する流水が直接袖部に当たるために水通しが複断面となっている床固工と帯工の上流部の護岸沿いや袖周辺は3～5 mの局所洗掘が生じる。副床固工の下流では、図-13に示すように直下流で流水が拡がるために生じる二次流で10～15 mの横侵食を生じる。特に前新田床固工と前新田第2床固工の前庭部は、彎曲部の影響を受けるため局所洗掘が大きい。前新田床固工は水通しが外彎側に位置しているために、二次流が直接既設護岸に当たり護岸沿いでは法留工底面より2 mの局所洗掘を生じる。

表-9 流路工計画河床勾配

床 固 工 名 称	計画河床勾配
瀬尾第12床固工	
今市上流床固	1/65.8
今市上流第1床固工	1/80
今市上流第2床固工	1/75
今市上流第3床固工	1/30
今市上流第4床固工	1/62.8
今市下流床固工	1/66.5
今市下流第1床固工	1/118.8
今市下流第2床固工	1/62.3
今市下流第3床固工	1/85.3
今市下流第4床固工	1/89.3
今市下流第5床固工	1/83.9
前新田床固工	1/91.3
前新田第1床固工	1/90.9
前新田第2床固工	1/87.4
前新田第3床固工	1/85.2
芹沼床固工	1/90

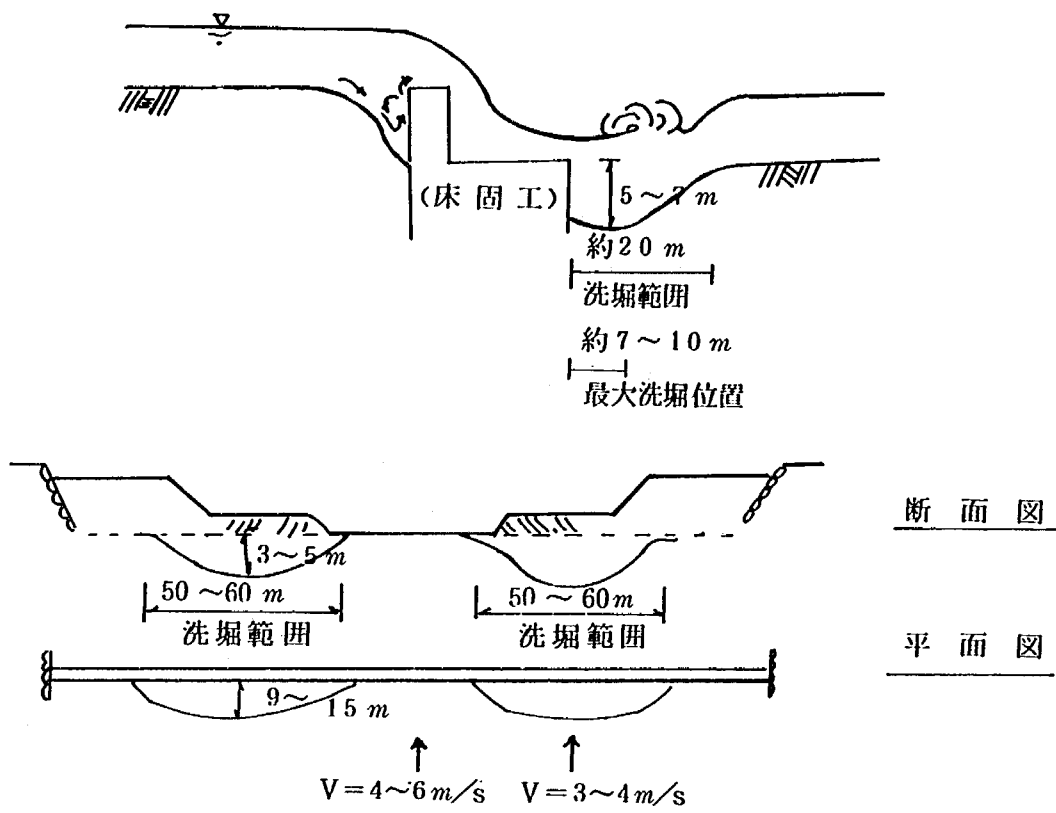


図 - 12 床固工上下流部の洗堀

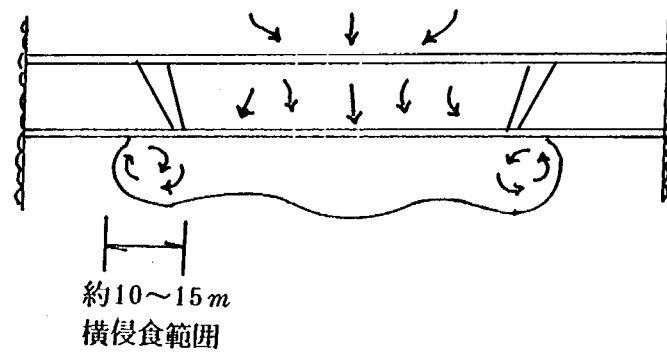


図 - 13 床固工抽下流の横浸食

流水が袖天端を越流する床固工と帯工を表-10に示しているが、流水が袖部を越流すると横工の下流の護岸沿いや横工の袖の直下流で根入深程度の洗掘が生じている。

表-10 床固工袖の越水箇所

CASE - 1 (洪水波形)	CASE - 2 (1300 m^3/s 定流)
今市上流第3床固工 (左右岸)	今市上流第1床固工 (左右岸)
今市下流床固工 (左右岸)	今市上流第3 " (左右岸)
今市下流第1床固工 (左右岸)	今市上流第4 " (左岸)
今市下流第2 " (右岸)	今市下流第 " (左右岸)
今市下流第3 " (左右岸)	今市下流第1 " (左右岸)
今市下流第4 " (左右岸)	今市下流第2 " (右岸)
今市下流第5 " (右岸)	今市下流第3 " (右岸)
前新田床固工 (右岸)	今市下流第4 " (左右岸)
前新田第2床固工 (右岸)	今市下流第5 " (左右岸)
	前新田第 " (左右岸)
	前新田第1 " (左岸)
	前新田第2 " (右岸)

以上のように床固工や帯工の上、下流で大きな局所洗掘を生じることから構造物の安全性が欠ける。

2.1.3 既設橋橋脚天端の越水

今市上流第3床固工～今市下流第1床固工区間は前述しているように土砂堆積が著しいため、河床上昇に伴う水位の上昇や河道中央部の橋脚による水位のせき上げにより、写真-9に示すように計画

高水流量($Q=1300m^3/s$)の出水時に流水は大谷橋で0.5m程度、東武鉄道橋で0.3m程度橋脚天端を越水する。また、河道両端部の橋脚も図-9-1、図-9-2に示すように大谷橋で0.5m、東武鉄道橋で1.3mと余裕高が小さい。



写真-9 大谷橋橋脚天端越水状況 (実験ケース2)

2. 1. 4 給砂土砂量と流出土砂量の関係

実験ケース 1, ケース 2 の給砂土砂量と流出土砂量の関係を表-11に示す。給砂土砂と流出土砂の収支を比較することによって給砂土砂の約50~60%が河道内へ堆積していることがわかる。

表-11 給砂土砂量と流出土砂量の土砂収支

case	流量 m^3/s	給砂量 m^3	給砂濃度%	(A) 総給砂量 m^3	流出土砂濃度 %	(B) 流出土砂量 m^3	B/A	河道内残留 土砂 m^3
1	200	4,000	0.2	129,000	0.120	59,300	0.460	27,432,000
	600	30,200	0.4		0.144			
	1,300	56,000	0.6		0.248			
	800	36,000	0.5		0.157			
	200	2,600	0.2		0.107			
2	1,300	234,900	0.6	234,900	0.186	88,900	0.378	39,156,000

※ 表内数字は実物値

§ 3 対策案の検討

3.1 計画案の基本的な考え方

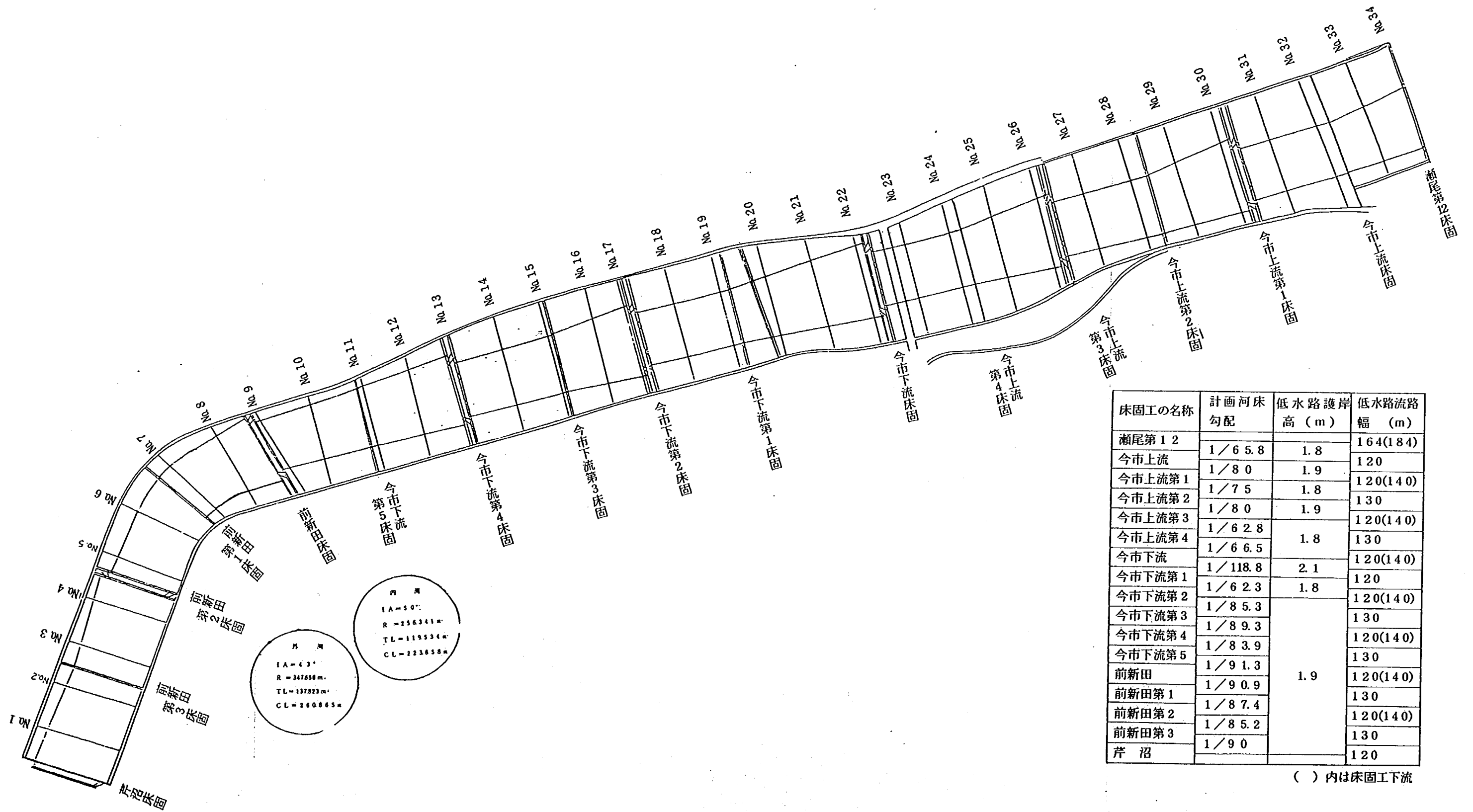
床固工と帯工は、複断面形状に施工されており袖の影響と河床勾配の不連続が河道内に土砂を堆積させ護岸越水の原因となると考察した。護岸越水を防止するためには、護岸の嵩上げを行う方法、堆積する土砂を排土する方法、河床勾配の急変を避けかつ掃流力を増大させて河道内に堆積する土砂を低減する方法が考えられる。

建設省日光砂防工事事務所は、部分的な河床勾配の修正と、袖部による掃流力の低減を防ぐことを考え、低水路を設ける方法を採用している。この低水路は、設計流量 $800\text{ m}^3/\text{s}$ （5～10年超過確率）として、 $800\text{ m}^3/\text{s}$ の流過能力を有する断面で計画高水流量（ $Q=1300\text{ m}^3/\text{s}$ ）規模の出水に対しては、高水敷を構成する河床材料の平均粒径以上の粒子が移動しない水深で流水を高水敷上に流下させる複断面河道の形状を検討している。

3.2 低水路計画案の検討

3.2.1 低水路法線形

昭和55年の実験⁴⁾で床固工下流では二次流により低水路護岸の越水や根入れ部の局所洗掘を生じたので、床固工水通しから左右岸に10mずつ拡幅した形で護岸を設ける方が良いとの実験的結論が得られていることから本実験対象区間は図-14に示す法線形とした。



() 内は床固工下流

図-14 低水路計画法線図

また、前新田第1床固工～芹沼床固工間の左岸は、前新田床固工～前新田第2床固工間の彎曲部の影響で護岸沿いの流速が小さいと考えられるので、固定的な低水路護岸を設けていない。

3.2.2 計画河床勾配

計画河床勾配は、既設床固工によって制約される。上流の床固工の水叩きの高さの下流床固工（帯工）の天端高とを結んだ表-12に示す勾配を計画河床勾配とする。

3.2.3 低水路護岸高

低水路水深は、連続式とManning式で $R \div h$ とみなすと次式によって水深 h が求まる。

$$h = \left(\frac{n \cdot Q}{B \sqrt{I}} \right)^{3/5}$$

ここに $Q = 800 \text{ m}^3/\text{s}$ 、粗度係数 $N = 0.045$ （実験値）、 $B = 120 \text{ m}$ を代入し各勾配に対する水深 h を求めると表-13の通りとなる。（水路幅 B は $120 \sim 130 \text{ m}$ であるが安全側を取り水位が高くなる 120 m とした）

3.2.4 高水敷の水深

計画高水流量 $1300 \text{ m}^3/\text{s}$ 時に高水敷上の平均粒径以上の土砂が移動しない限界水深は次式により求まる。

$$U_*^3 = U_{*c}^3$$

$$g h I = 80.9 d$$

$$h = \frac{80.9 d}{g I}$$

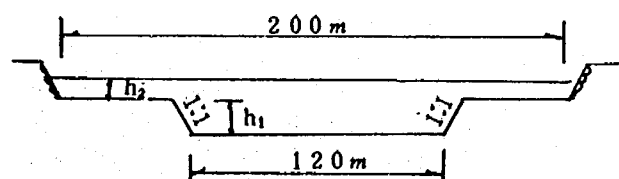
ここに $d = 14 \text{ cm}$ を代入すると各勾配の限界水深は表-14のようになる。

表-12 低水路計画河床勾配

床固工名称	計画河床勾配	水通し幅 (m)
瀬尾第12床固工		139
今市上流床固工	1/65.8	120
今市上流第1床固工	1/80	120
今市上流第2床固工	1/75	130
今市上流第3床固工	1/80	120
今市上流第4床固工	1/62.8	130
今市下流床固工	1/66.5	120
今市下流第1床固工	1/118.8	120
今市下流第2床固工	1/62.3	120
今市下流第3床固工	1/85.3	130
今市下流第4床固工	1/89.3	120
今市下流第5床固工	1/83.9	130
前新田床固工	1/90.9	120
前新田第1床固工	1/90.9	130
前新田第2床固工	1/87.4	120
前新田第3床固工	1/85.2	130
芹沼床固工	1/90	120

表-13 勾配と水深の関係

河床勾配 (I)	水深 (h1)	限界水深 (h2)
1/62.3	1.68 m	0.72 m
1/62.8	1.68	0.73
1/65.8	1.71	0.76
1/66.5	1.71	0.77
1/75	1.77	0.87
1/80	1.81	0.92
1/83.9	1.83	0.97
1/85.2	1.84	0.98
1/85.3	1.84	0.99
1/87.4	1.86	1.01
1/89.3	1.87	1.03
1/90	1.87	1.04
1/90.9	1.88	1.05
1/91.3	1.88	1.06
1/118.8	2.04	1.37



断面図

表-14 河床勾配と低水路護岸高・高水敷水深の関係

河床勾配 (I)	低水護岸高	Q=1300m ³ /s 流下時の 高水敷水深	高水敷上の τ^*
1/62.3	1.8 m	0.6 m	0.042
1/62.8		0.6 m	0.041
1/65.8		0.6 m	0.039
1/66.5		0.6 m	0.039
1/75		0.7 m	0.035
1/80	1.9 m	0.7 m	0.032
1/83.9		0.7 m	0.031
1/85.2		0.7 m	0.030
1/85.3		0.7 m	0.030
1/87.4		0.7 m	0.030
1/89.3		0.7 m	0.029
1/90		0.7 m	0.029
1/90.9		0.8 m	0.029
1/91.3		0.8 m	0.028
1/118.8	2.1 m	0.8 m	0.022

$$\tau^* = \frac{g \cdot h \cdot I}{(\sigma/\rho - 1) g \cdot d}$$

3.2.5 流過能力の検討

低水路で流量800m³/sを流下させ、計画高水流量の1300m³/sの洪水時に高水敷上を流下する水深を限界水深 (h2) 以下におさえる複断面形状は、図-15に示すようになる。表-14に示すように高水敷上の無次元掃流力 τ_* は、0.05以下であるので高水敷の保護は特別には必要ないことになる。

床固工の名称	計画河床 勾配	低水護岸 高 (m)	低水路流路 幅 (m)
瀬尾第1.2			164(184)
今市上流	1/65.8	1.8	120
今市上流第1	1/80	1.9	120(140)
今市上流第2	1/75	1.8	130
今市上流第3	1/80	1.9	120(140)
今市上流第4	1/62.8	1.8	130
今市下流	1/66.5		120(140)
今市下流第1	1/118.8		120
今市下流第2	1/62.3		120(140)
今市下流第3	1/85.3		130
今市下流第4	1/89.3	1.9	120(140)
今市下流第5	1/83.9		130
前新田	1/91.3		120(140)
前新田第1	1/90.9		130
前新田第2	1/87.4		120(140)
前新田第3	1/85.2		130
芹沼	1/90		120

() 内は床固工下流

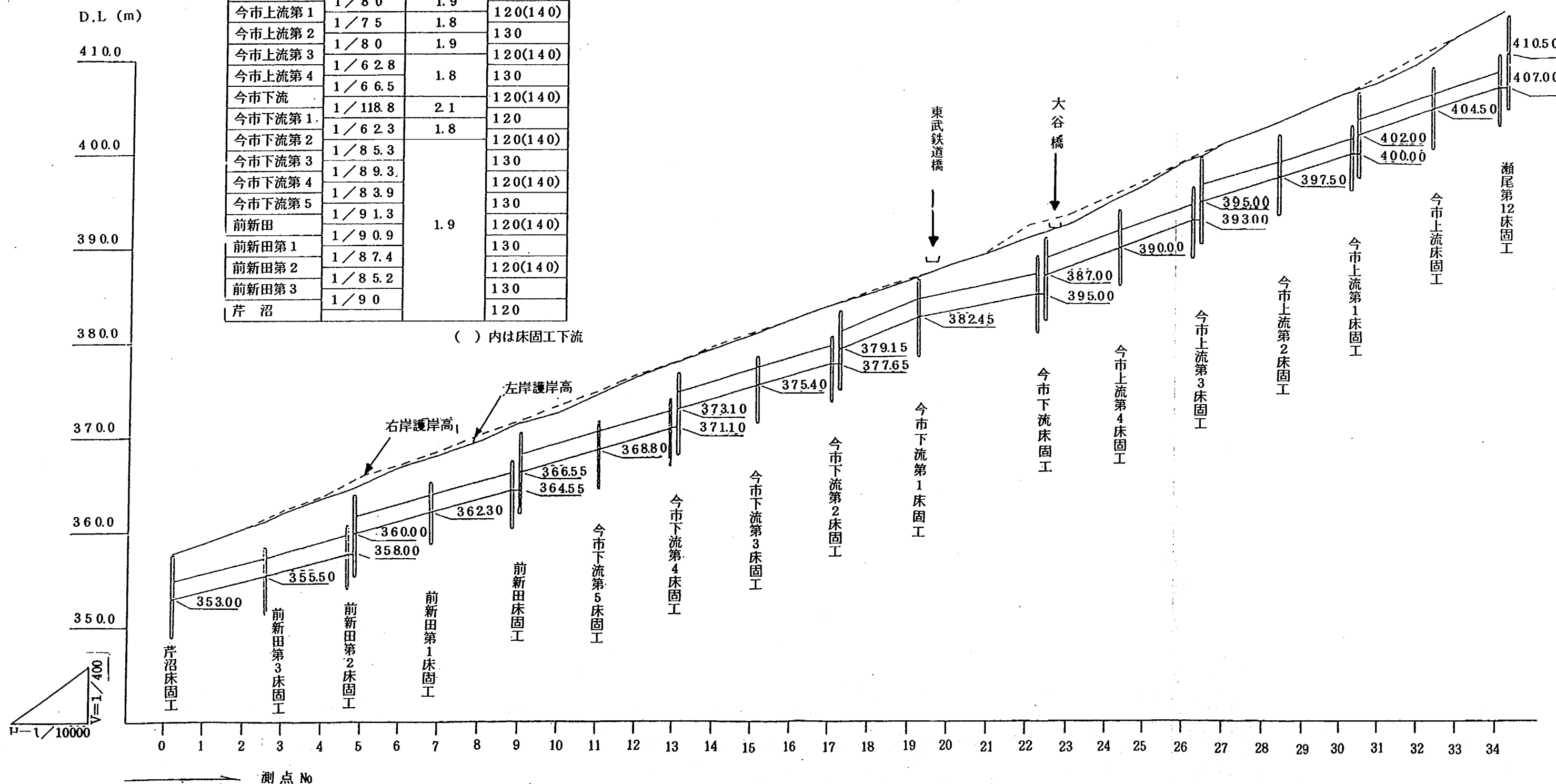


図-15 流路工計画縦断形状

3.3.計画案の問題点と原因

低水路の設計流量を $800 \text{ m}^3/\text{s}$ とし計画高水流量を $1300 \text{ m}^3/\text{s}$ とする条件を与えた計画案の検討実験で、次のような問題があきらかとなった。

3.3.1 低水路河道内での土砂堆積

河道内に堆積する土砂を低減し護岸越水を防止する目的で、図-15に示すような形状の低水路を計画したが、図-16と図-17に示すように現況実験と同じ場所で著しい土砂堆積が生じた。図-16の水位及び河床高の縦断的变化と図-17の通水後の河床高の縦断的变化をみるように、 $800 \text{ m}^3/\text{s}$ においても低水路内に土砂が堆積し、特に今市下流床固工～今市下流第1床固工間の土砂堆積が著しく、最大約 2.8 m の堆積高となり、写真-10に示すように低水路が土砂により埋没し、計画高水流量 $1300 \text{ m}^3/\text{s}$ 流下時には今市下流第1床固工右岸より約 0.2 m の水深で既設護岸を越水した。さらに、今市上流第2床固工～今市上流第3床固工間は土砂が堆積して水位を上昇させ、今市上流第3床固工の左右岸で余裕高が約 0.2 m となって護岸越水の危険性を生じた。その他の区間においても低水路内で $1 \sim 2 \text{ m}$ の土砂堆積が生じている。流路工内中央部に土砂を堆積させることは減水時や小規模な出水時に流水が低水路護岸沿いを流れて、床固工や帯工の袖に直接当たるため、低水路護岸沿いや床固工、帯工の袖の上流部の局所洗掘を引き起こし構造物が被害を受ける原因となる。（写真-11参照）



写真-10 土砂堆積による低水路の埋没（今市下流床固工～今市下流第1床固工間 実験ケース3計画高水流量 $1300 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水後）

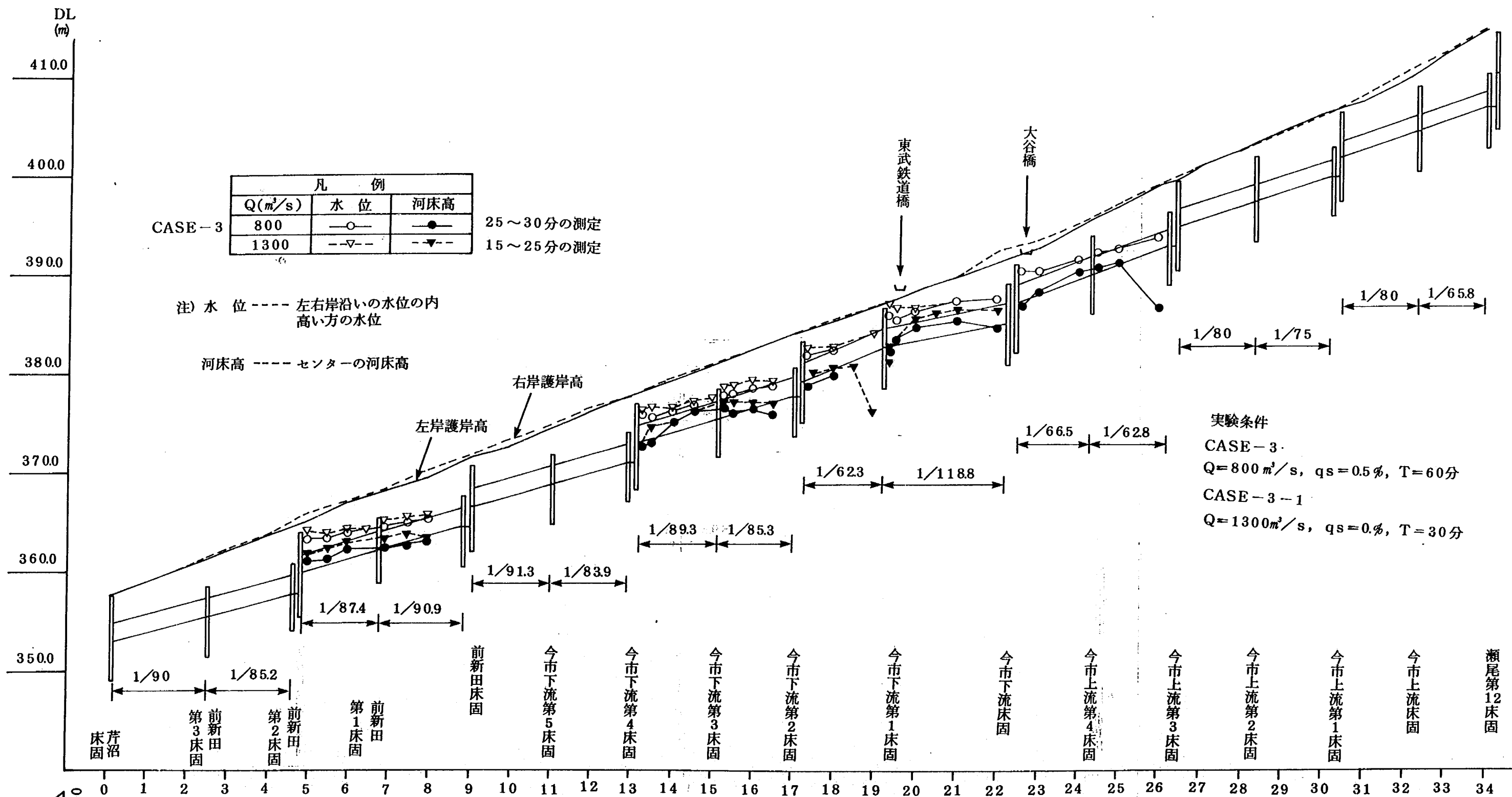


図-16 水位・河床高縦断図 (CASE-3, 3-1)

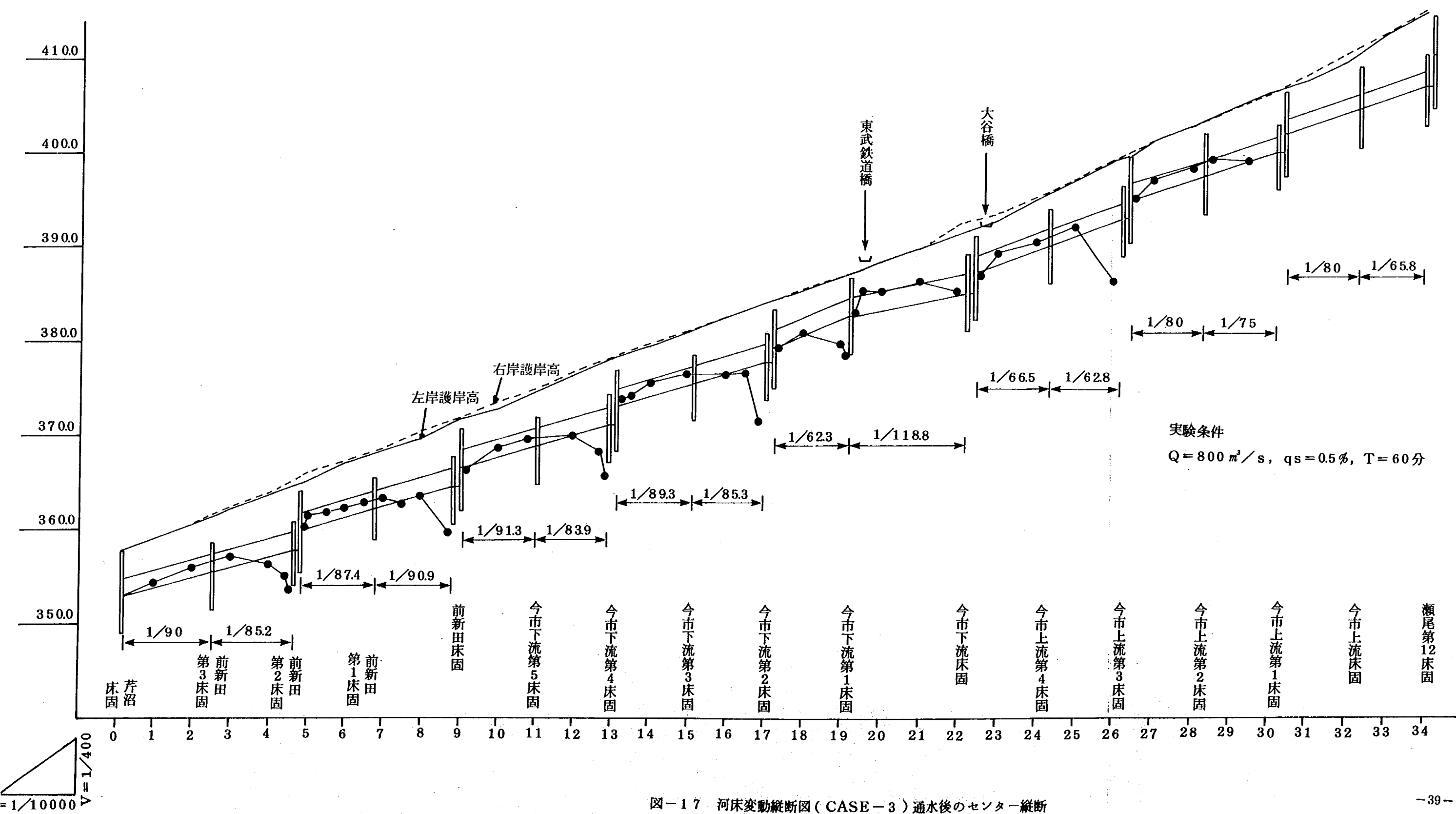
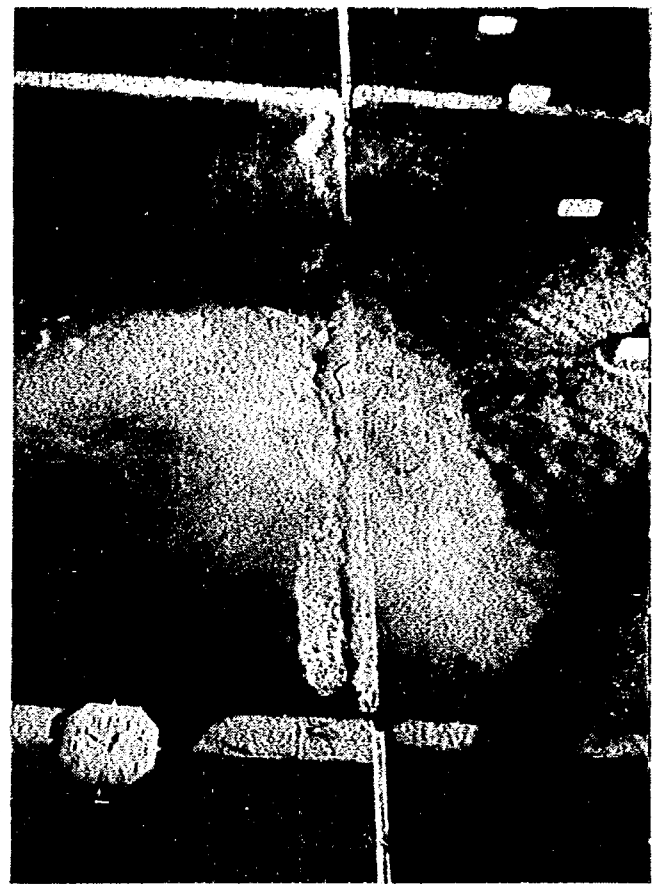


図-17 河床変動縦断面図 (CASE-3) 通水後のセンター縦断



写真－１１ 低水路内土砂堆積による低水路護岸沿い及び、床固工、
帯工上、下流部の洗掘

3.3.2 高水敷を流下する流れ

複断面形状の床固工や帯工は、袖部が水位をせき上げて通水直後より写真－12に示すように床固工や帯工の上流部の高水敷が冠水する。低水路内で河床が上昇するのに伴って水位も上昇し、高水敷上の水深は1.0 m程度となる。(図-16 参照) しかし、床固工の袖が影響して流水はたん水状態となるので、高水敷の平均粒径($d_m = 14\text{ cm}$)以上の土砂の移動は生じていない。

前新田床固工～前新田第2床固工間の彎曲部では、外彎側へ流水が集中するために水位が上昇し、外彎側の高水敷上で流水は1.5 mの水深で流下する。(図-16 参照) このことによってN 0.5 + 50 m～前新田第2床固工間では低水路護岸裏で最大1.0 mの局所洗掘が生じる。また、前新田第2床固工の右岸袖部では、計画高水流量の1300 $\frac{m^3}{s}$ のときに外彎側の高水敷上の水深が2.1 mとなり右岸袖部を0.2 mの水深で越水し、床固工下流の高水敷で2 m、低水路護岸沿いで3.8 mの局所洗掘を生じた。(図-16 参照)

3.3.3 低水路護岸沿いの局所洗掘

前新田床固工～前新田第2床固工間は交角(θ) = 43° 、曲率半径・河幅比(R/b) = 2.9のきつい彎曲法線の影響により流水が外彎側に集中し、前新田第1床固工～前新田第2床固工間の外彎側で計画高水流量1300 $\frac{m^3}{s}$ 流下時に低水路護岸根入れ部で3～3.5 mの局所洗掘を生じた。(図-18 参照)

筆者⁵⁾らの彎曲部の流れに関する基礎実験によると、このような幾何学形状をもつ彎曲部においては、床固工や帯工を設置しても局所洗掘深は低減できないことになるので、護岸根入れ深を大きくするか、あるいは根固工を施工して基礎部を保護する対策が必要となる。また、横工に袖を設置して護岸沿いの局所洗掘を低減する対策も考えられる。

彎曲部と横工の前庭部を除く区間の低水路護岸沿いの洗掘深は図-19-1に示すように1.0～2.0 mであり、計画根入れ深は、洗掘深の平均である1.5 mを取れば安全であると考える。

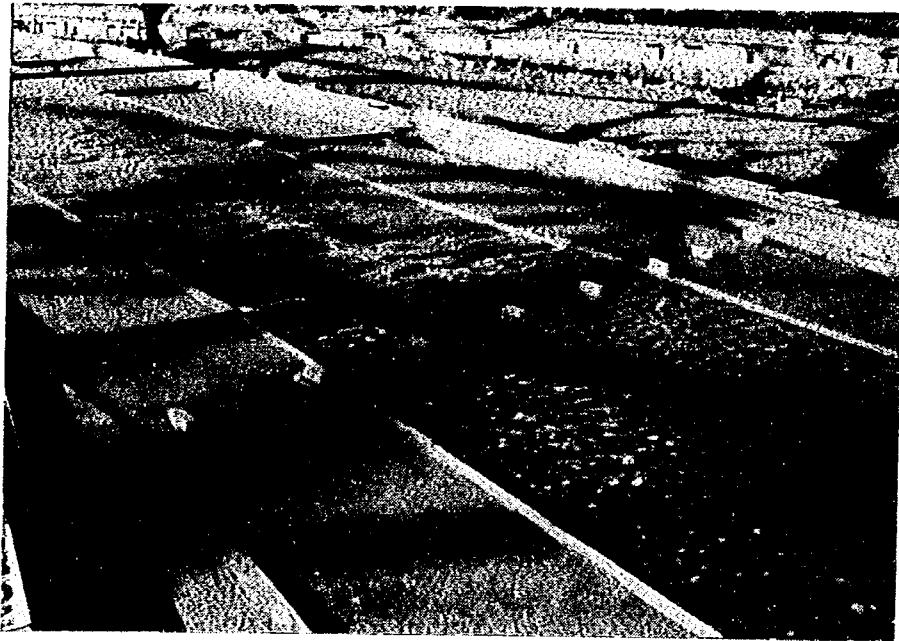


写真-12 床固工及び帯工の上流部高水敷の冠水
(実験ケース3 低水路設計流量 $800\text{ m}^3/\text{s}$ 通水5分後)

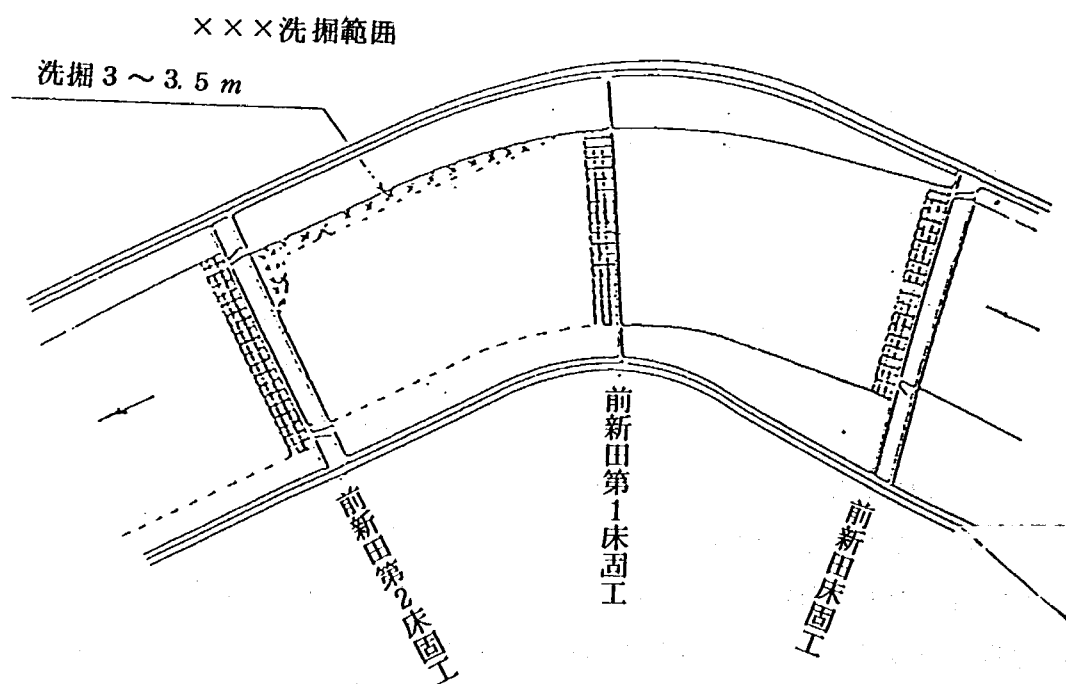


図-18 彎曲部における護岸沿いの洗掘範囲

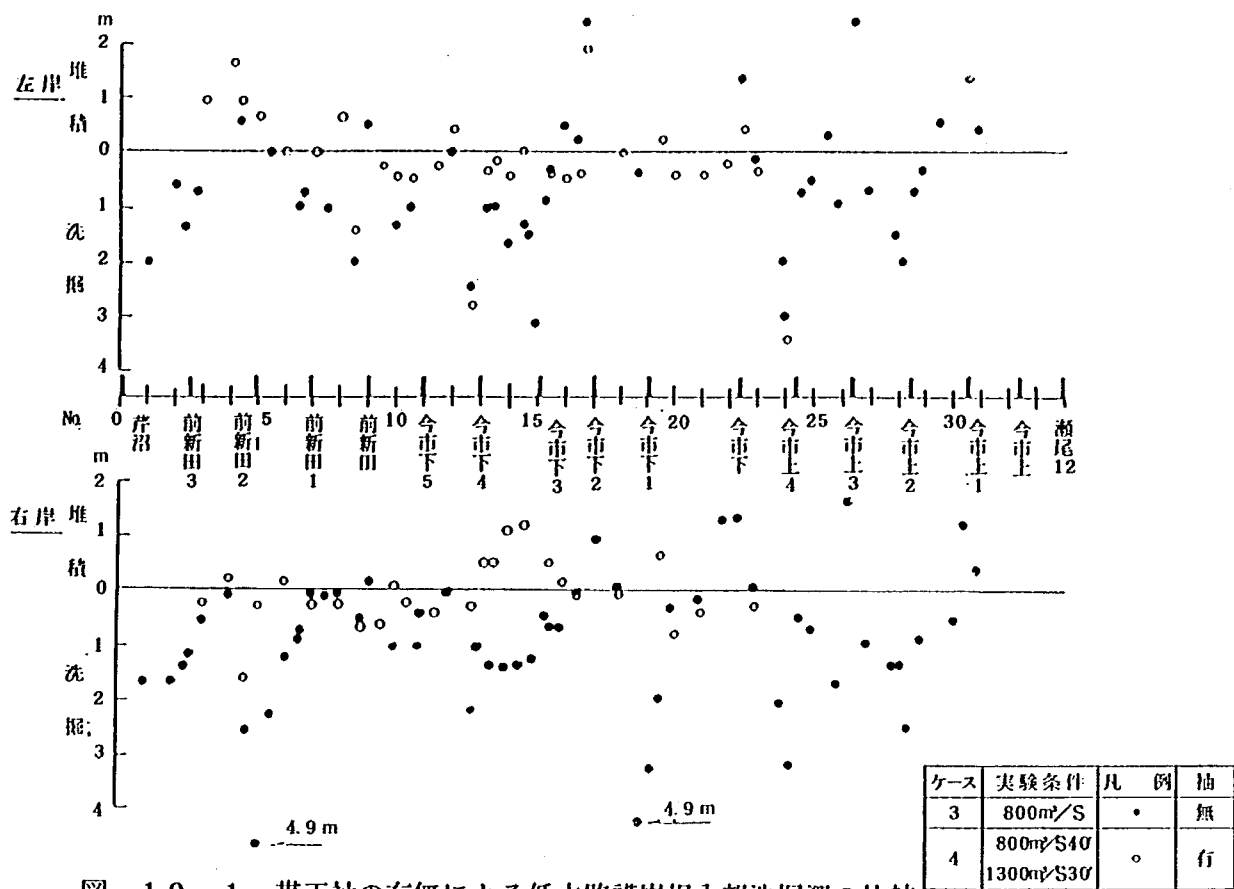


図-19-1 帯工抽の有無による低水路護岸根入部洗掘深の比較

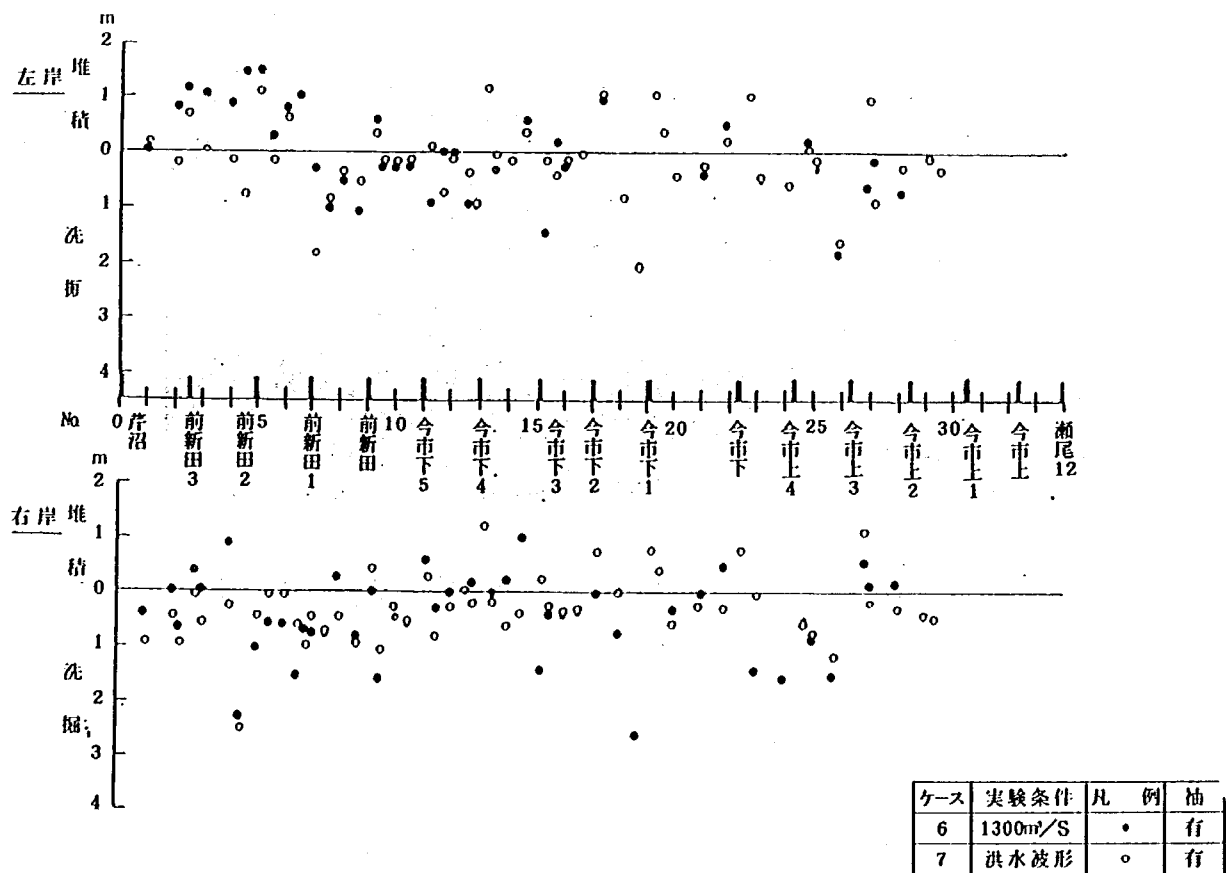


図-19-2 低水路護岸根入深の検討

3.3.4 既設床固工、帯工上、下流部の局所洗掘

前述のように既設床固工、帯工のほとんどが前庭保護工をおこなっていないので前庭部の局所洗掘が大きい。複断面形状の床固工と帯工（今市下流第1床固工）の前庭部は流水が中央部に集中するため図-12に示すように計画高水流量 $1300\text{ m}^3/\text{s}$ が流下する時に水叩工の下流端から約 20 m の範囲で $5\sim 7\text{ m}$ の局所洗掘を生じる。これに対して単断面形状の帯工の前庭部では写真-13に示すように流路中央部に土砂が堆積して、流水は低水路護岸沿いに集中して流下するため、流路中央部の土砂堆積が顕著である帯工直下流の両端部では図-20に示すように 6 m の局所洗掘を生じ、低水路護岸根入れ部も図-19-1に示すように最大 5 m 程度の局所洗掘を生じる。

また、複断面形状の床固工と帯工の袖の上流部は、低水路護岸沿いを流下する流水が直接袖に当たるため、図-21に示すように $2.5\sim 3.0\text{ m}$ の局所洗掘を生じる。特に彎曲部の影響により流水が右岸側に集中する前新田第2床固工の袖上流部では、 6 m 程度の局所洗掘を生じる。（写真-14参照）



写真-13 河道中央部の土砂堆積による低水路護岸沿いの洗掘
（実験ケース3-1）

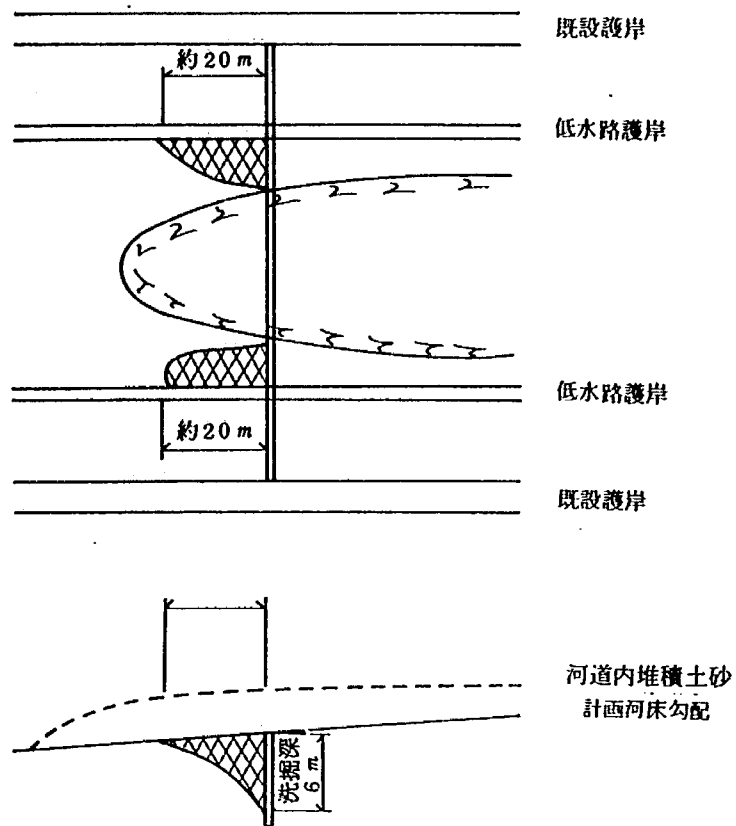


図-20 帯工下流部の洗掘状況

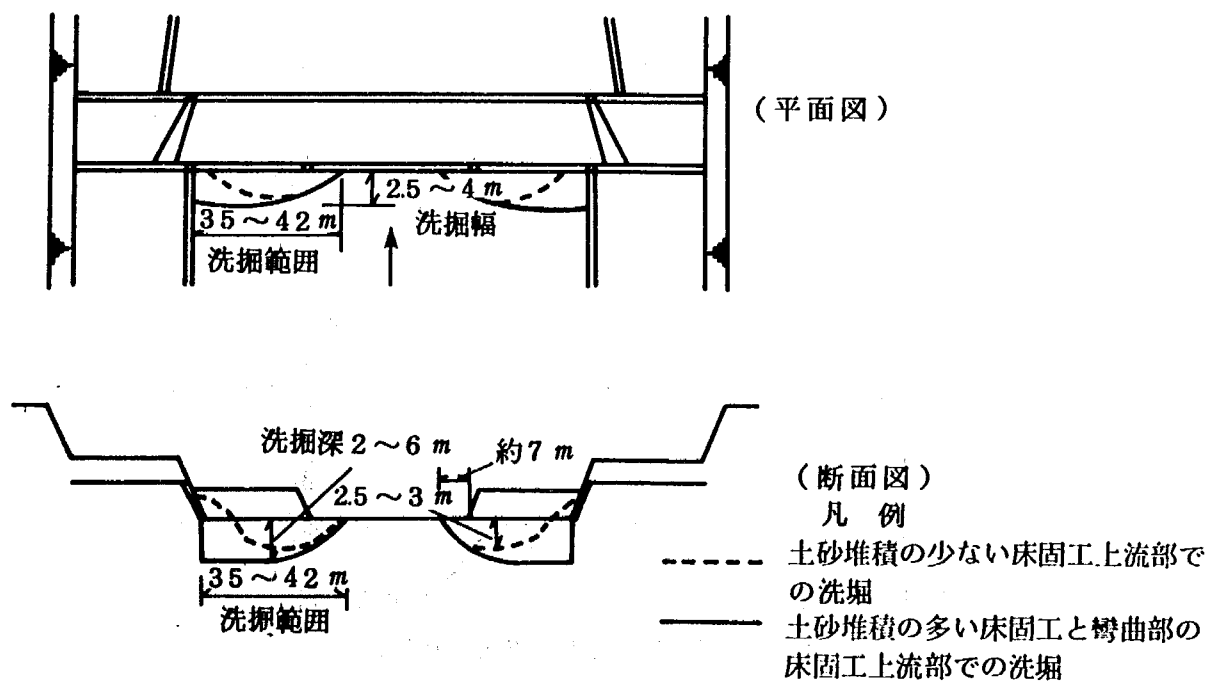
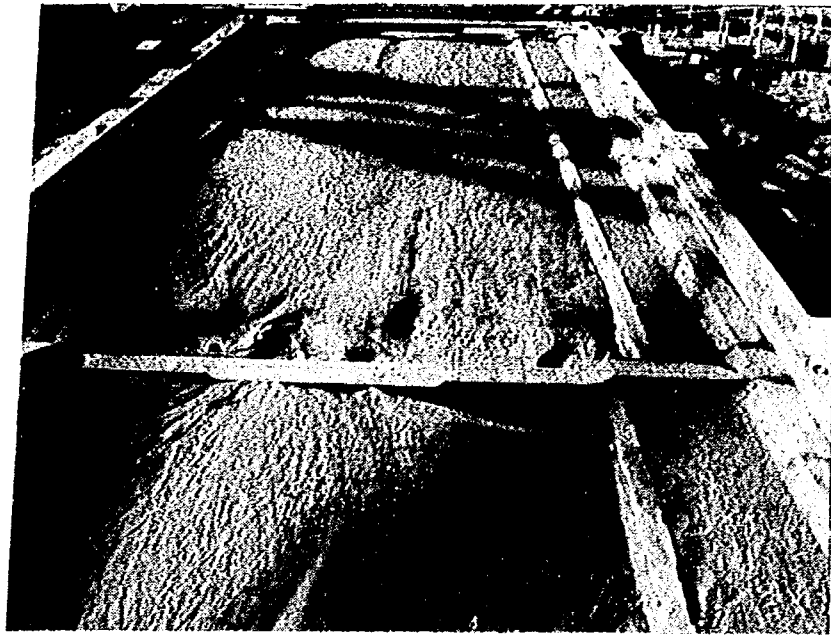


図-21 床固工袖上流部の洗掘状況



写真－１４ 前新田第２床固工右岸側袖上流部の局所洗掘

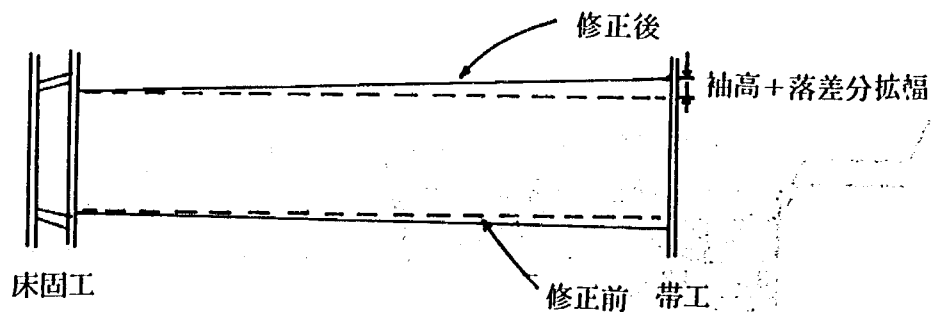
3.4 修正案の検討

3.4.1 低水路法線

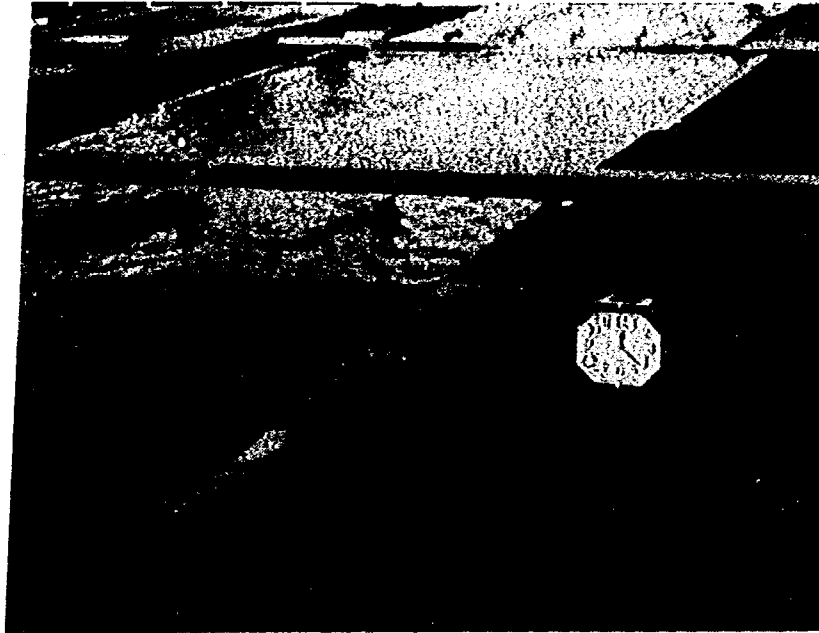
①低水路護岸法線形

図－14に示すような低水路護岸の法線は、写真－15でみるように帯工の直下流で流水が高水敷上にのるので図－22に示すように法線を修正した。法線を修正することによって、計画案の問題点は解消された。

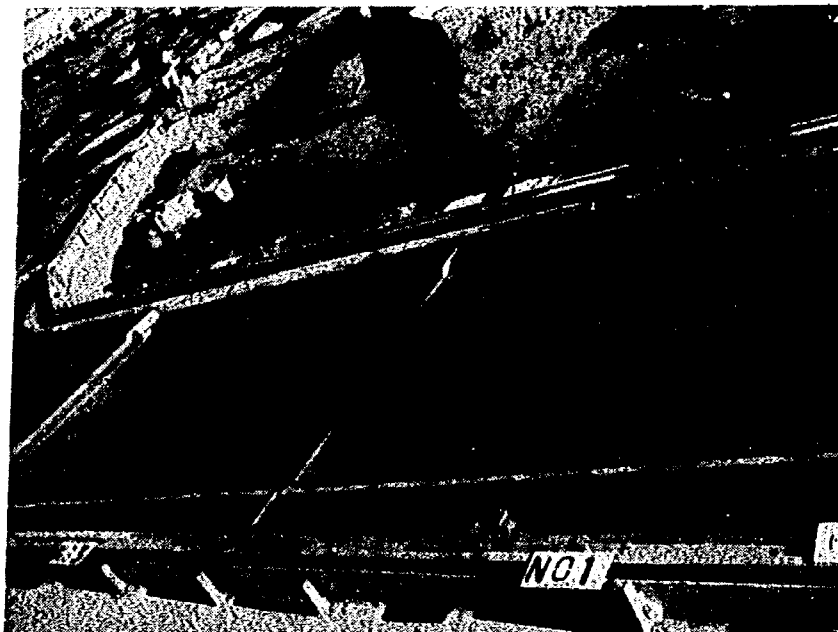
前新田第１床固工～芹沼床固工間左岸側は彎曲部の内彎側に砂州を形成して、極端な流水の集中は生じないであろうという考えのもとに、低水路は固定的な護岸を行はない計画とした。実験結果によると同区間の横侵食は２～４ｍ程度であって、床固工の直下流においても既設護岸沿いまで洗掘されることはない（写真－16参照）



図－22 帯工下流法線の拡幅



写真－１５ 帯工直下流高水敷の越水状況
（実験ケース５－１低水路計画流量 $800 \text{ m}^3/\text{s}$ 流下時）



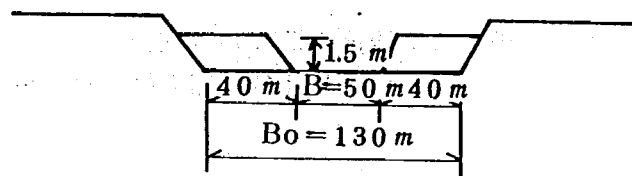
写真－１６ 低水路護岸末施工部高水敷の洗掘状況
（前新田第１床固工～芹沼床固工間左岸側，実験ケース３通水後）

3.4.2 低水路内の土砂堆積の防止対策

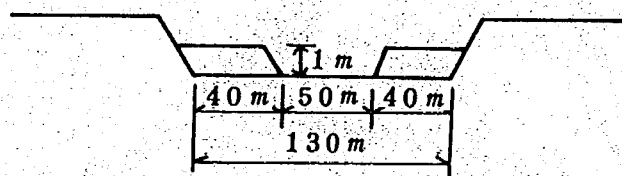
河道内に堆積する土砂を低減して護岸越水を防止する目的で低水路を計画し、低水路の効果について実験的検討を行った。この結果、前述しているように計画案では若干堆積高が低くなって護岸越水する箇所が少なくなったが、低水路内にやはり土砂が堆積して低水路が埋没する区間があるなどの問題が生じている。一方、複断面形状の床固工や帯工の下流では写真-11に示すように、流路の中央部に流水が集中して、いわゆる複断面的な流路が形成された。筆者³⁾らの実験的研究により、床固工の水通し幅が流路工幅の60%程度となるように床固工に袖を設置すると、砂礫堆の高さは小さくなることが明らかにされている。

そこで、帯工に袖を設置することによって、低水路内の土砂堆積高を低くすることができないかと考え、次に記述する3つのタイプの袖について実験的に検討した。実験的に検討した袖の形状を図-23に示す。

タイプⅠ (床固工の水通し部の袖形状と同じ)



タイプⅡ (袖高は $Q = 800 \text{ m}^3/\text{s}$ 流下時の水深の約 $1/2$)



タイプⅢ ($B_1/B_0 = 0.6$ 袖高1m)

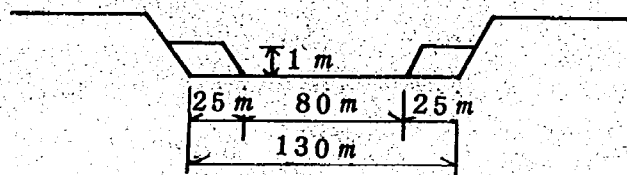


図-23 帯工水通し袖形状の検討

①タイプⅠは、既設床固工の袖と同じ形状の袖を設置した。この場合の B_0/B は0.38となる。(B: 流路工幅, B_0 : 水通し幅)

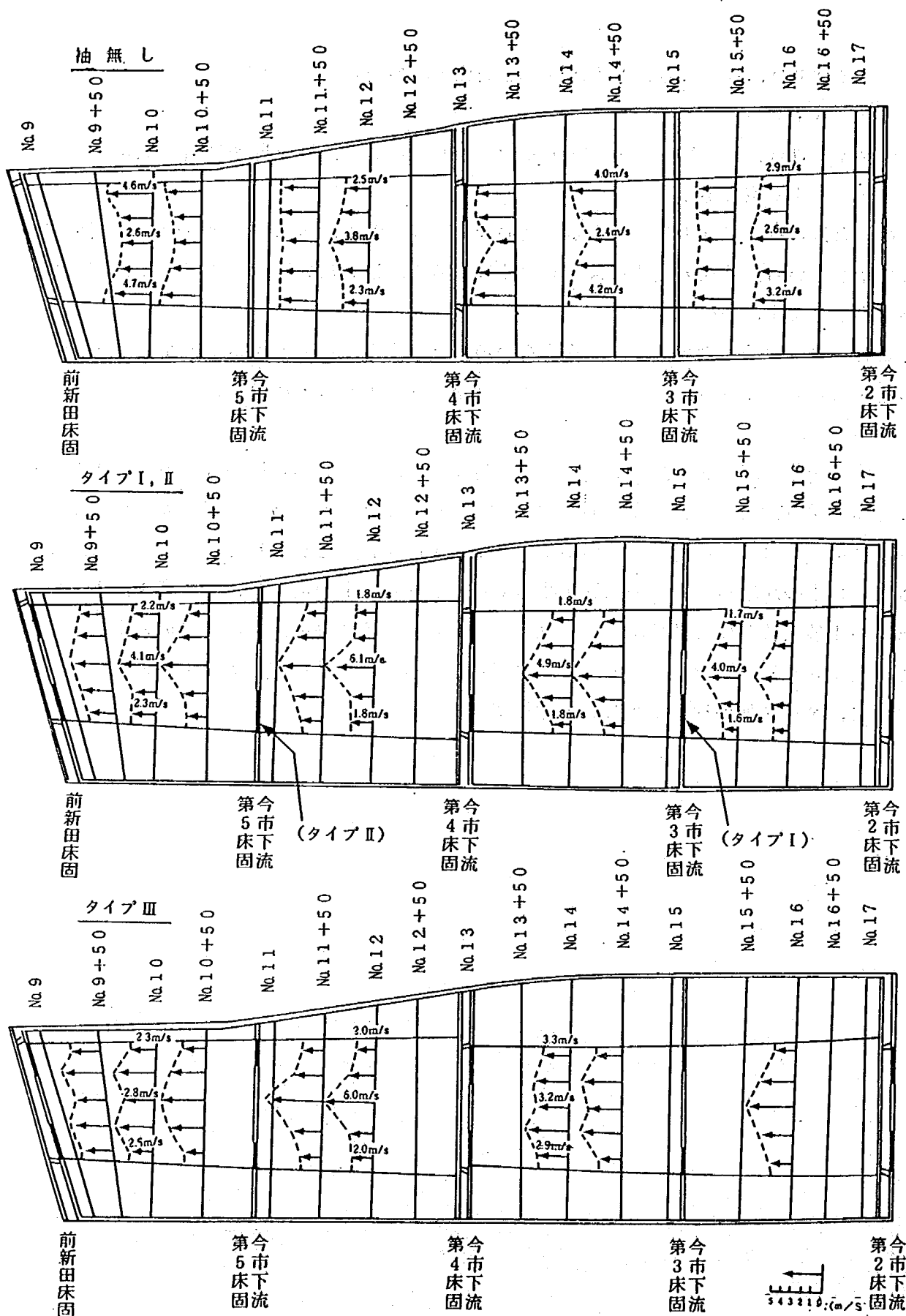


図-24 袖の有無による流速分布の比較 ($Q = 800 \text{ m}^3/\text{s}$)

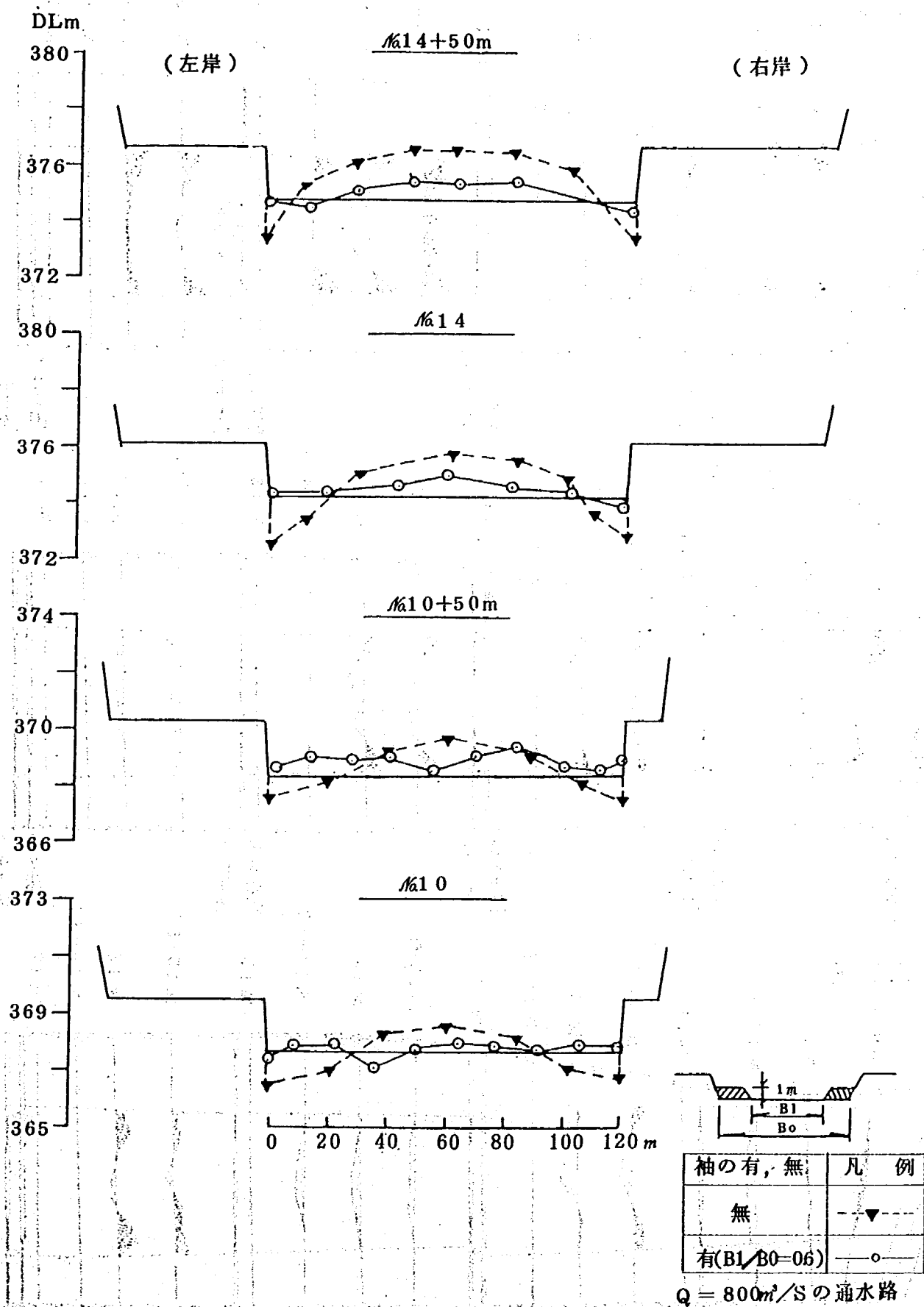


図-2.5 帯工水通し袖の有, 無による土砂堆積の比較

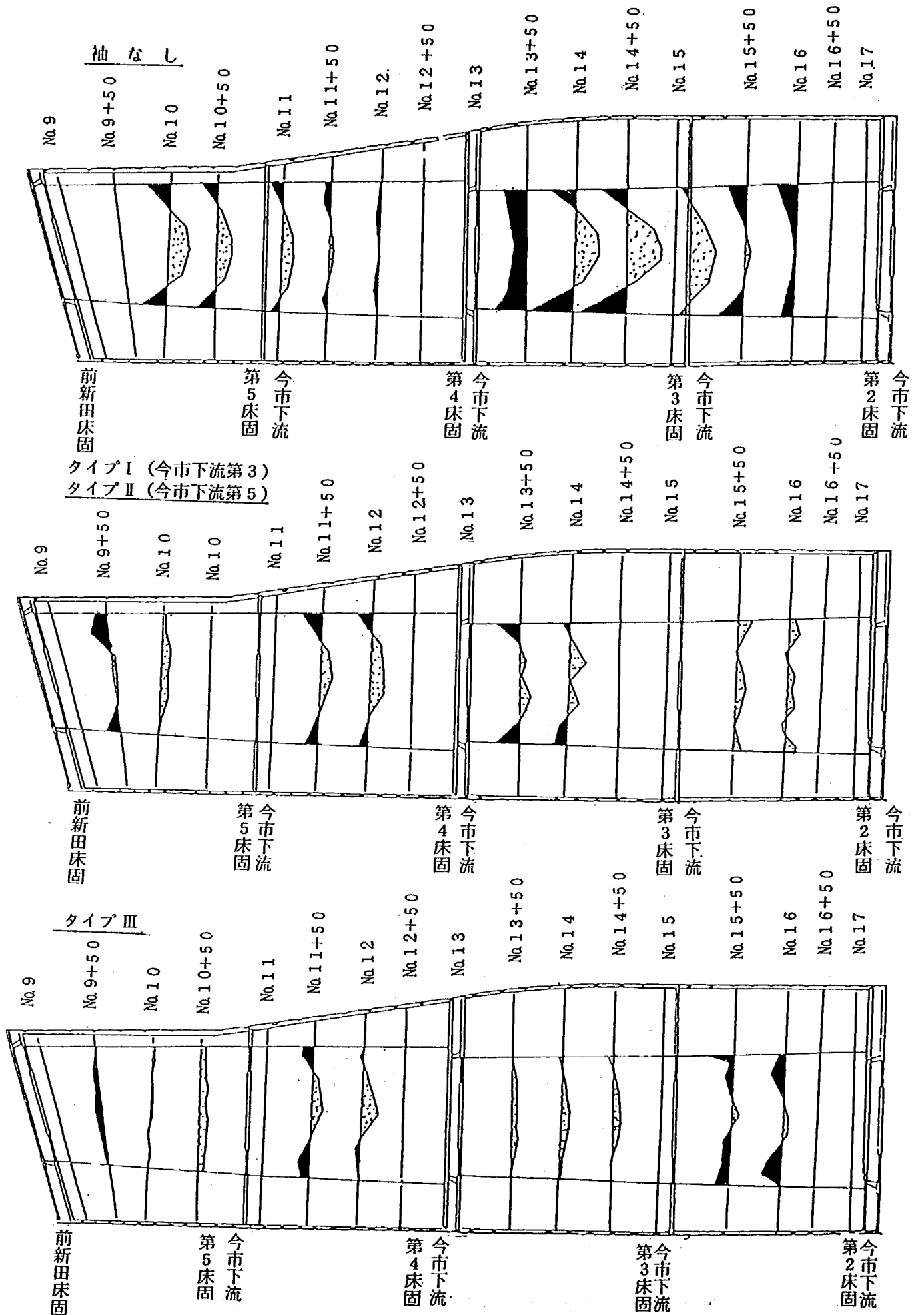


図-26 洗掘、堆積平面図 (床固工袖の検討 $Q=800\text{ m}^3/\text{S}$ 通水後、

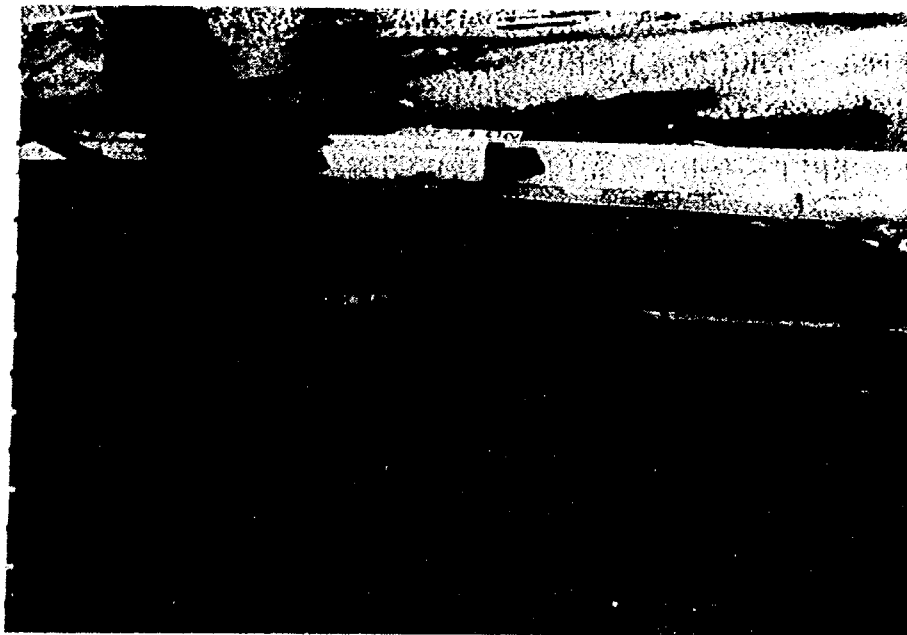


写真-17 袖タイプⅠは、袖天端まで土砂が堆積し、高水敷へ氾濫する。



写真-18 袖Ⅱタイプ（ $H=1m$ ）は、袖天端まで土砂は堆積するが高水敷への氾濫は見られない。

3.4.3 計画河床勾配の修正

今市下流床固工～今市下流第1床固工間の計画河床勾配は図-4及び図-15に示すように上、下流に比べて極端に緩くなっていることが土砂堆積の原因となっていると考察される。このことから、今市下流床固工～今市下流第1床固工間の計画河床勾配を、図-27に示すように $\frac{1}{80.8}$ に修正して実験的に検討した。実験結果を図-28、図-29、図-30に示すように土砂の堆積は低減して、既設護岸の越水は防止できることがわかった。

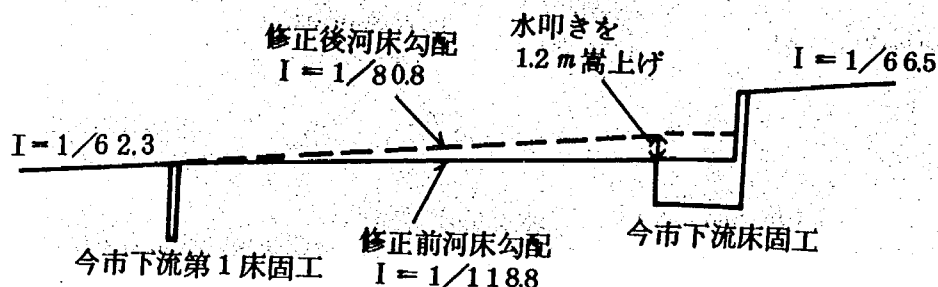


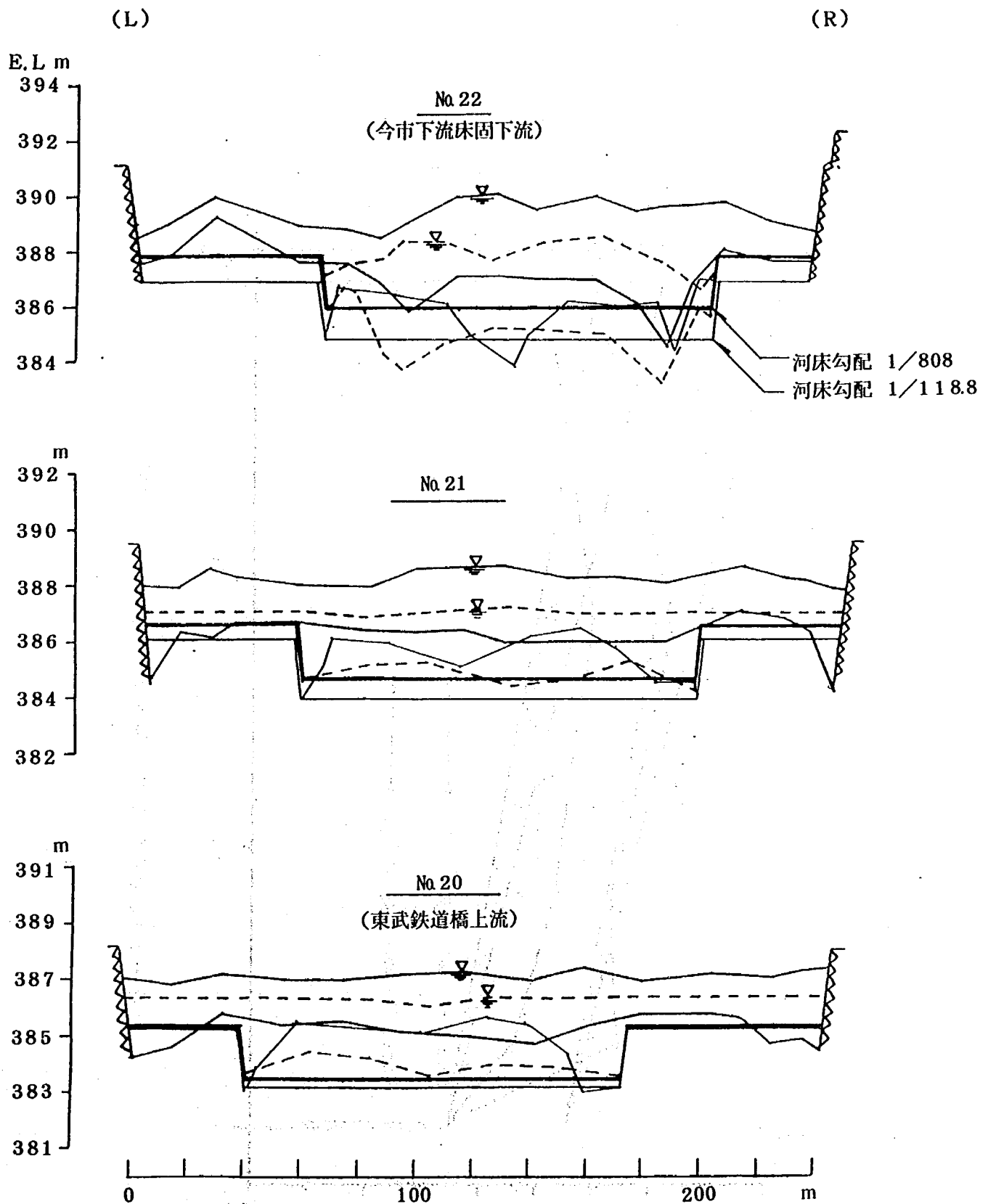
図-27 計画河床勾配の修正（今市下流床固工～今市下流第1床固工間）

今市下流床固工～今市下流第1床固工間での土砂の堆積が低減される反面、同区間に堆積していた土砂は下流に移動して、今市下流第3床固工～今市下流第4床固工間の低水路内で図-31及び図-32に示すように極端な土砂堆積を生ずようになり、計画高水流量である $1300\text{m}^3/\text{s}$ の定流実験において通水開始より30分後には土砂堆積が著しくなっており、50分後に約10cmの水深で今市下流第4床固工右岸側護岸を越水する問題が生じた。

この原因として図-15で今市下流床固工～今市下流第4床固工間の計画河床勾配をみるように今市下流第1床固工～今市下流第2床固工間の計画河床勾配は $\frac{1}{62.3}$ で、上、下流の計画河床勾配（ $\frac{1}{80.8}$ ～ $\frac{1}{85.3}$ ）に比べて急勾配となっていること、さらに今市下流床固工、今市下流第1床固工、今市下流第2床固工の低水路に相当する部分の水通し部が50mであるのに対して、今市下流第3床固工では80mに施工されていることなどが表-15に示すように今市下流第3床固工～今市下流第4床固工間の掃流力を減じることになり、土砂を堆積させる原因と考察される。

表-15 無次元掃流力（実験値）

区 間	*
今市下流第1床固工 ～今市下流第2床固工	0.162
今市下流第3床固工 ～今市下流第4床固工	0.124
今市下流第4床固工 ～今市下流第5床固工	0.128



実 験 条 件		水 位	河 床 高
CASE-1	(現況) 洪水波形 $Q=1300\text{m}^3/\text{S}$ 時	—▽—	——
CASE-3	$Q=800\text{m}^3/\text{S}$, 1時間通水後の河床状態	——	——
CASE-4	$Q=800\text{m}^3/\text{S}$ を 40分通水した後の $1300\text{m}^3/\text{S}$ 時	—▽—	----

(1/118.8)
(1/80.8)

図-28 河床勾配の変化による水位・河床高の変化

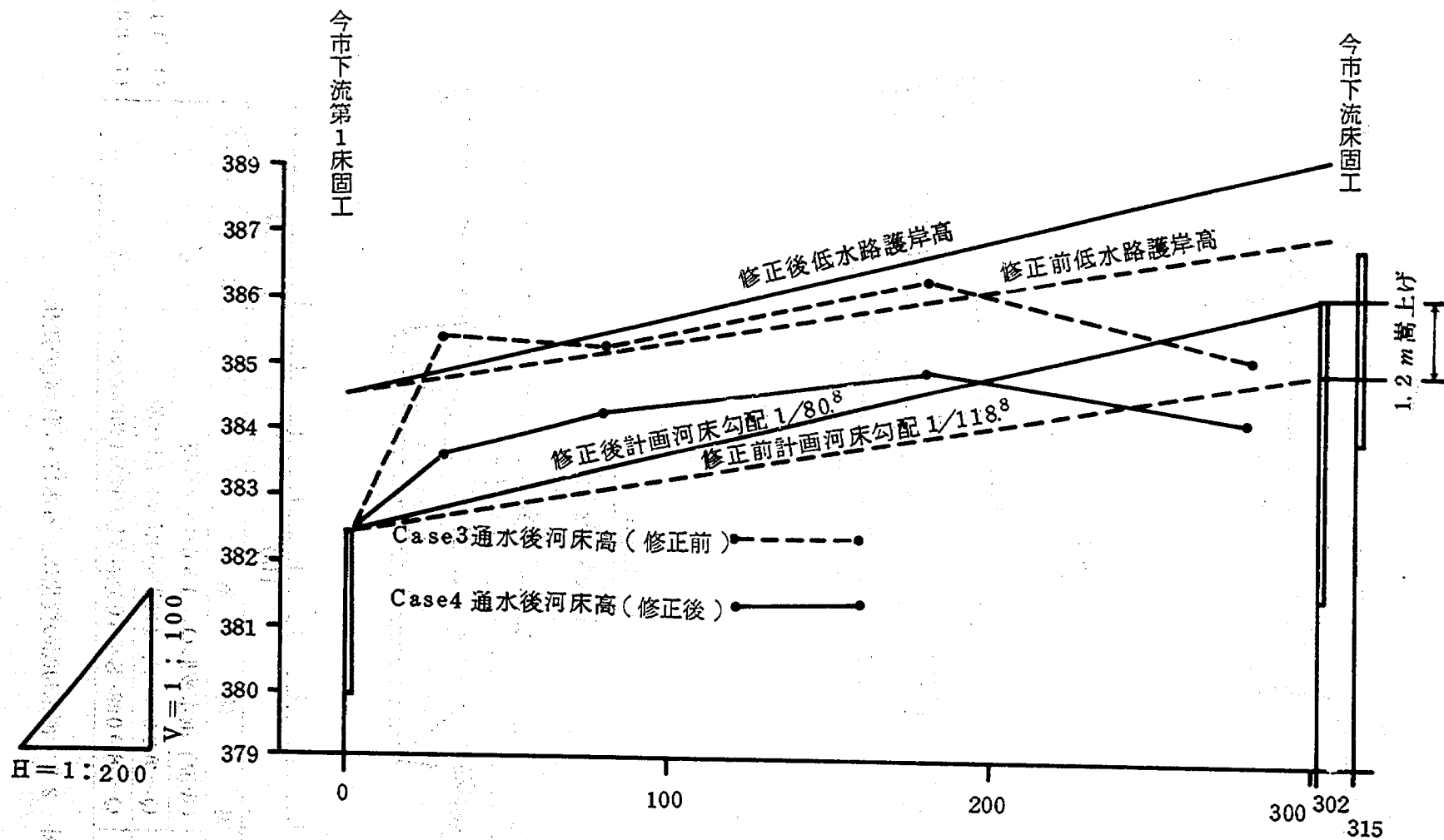
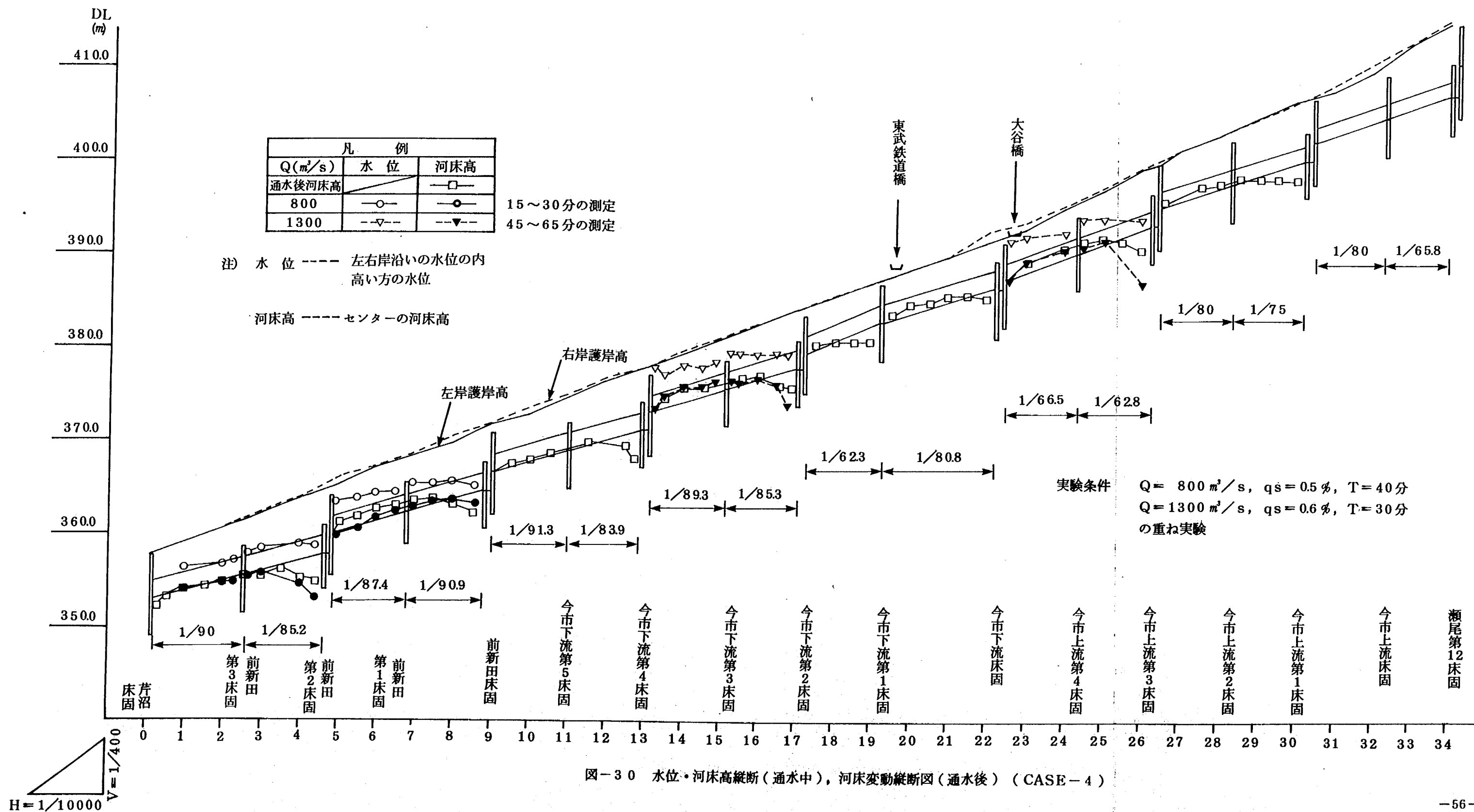


図-29 CASE 3, CASE4通水後河床 (センター) 継断図



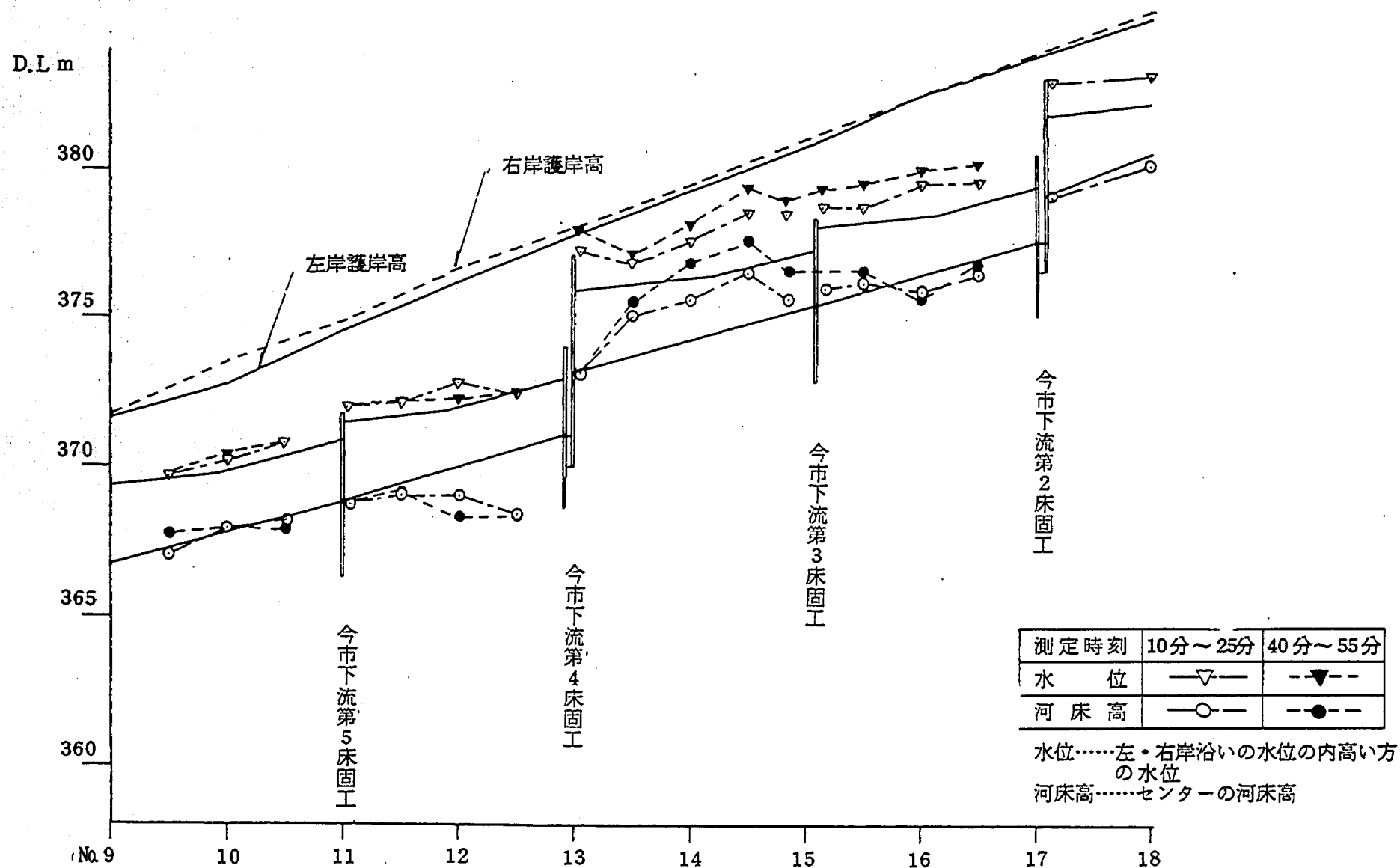


図-31 水位・河床高縦断図 (CASE-6)

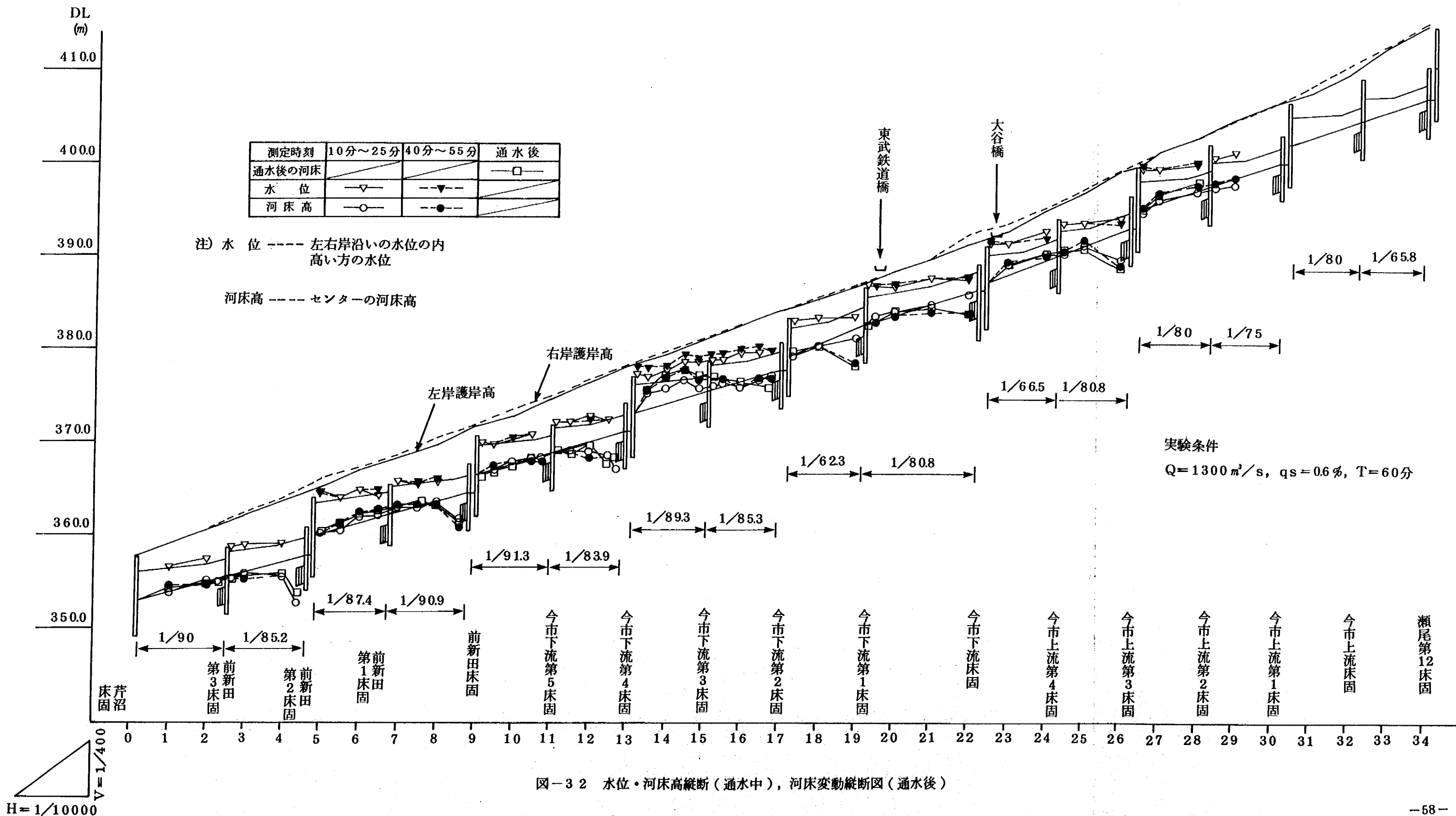


図-32 水位・河床高縦断(通水中), 河床変動縦断図(通水後)

河床の縦断的变化を図-34、図-35、図-36に示している。図-34、図-35、図-36でみるように今市下流第2床固工～今市下流第4床固工間の土砂堆積は、洪水波形流量を与えた実験ではあまり顕著ではないが、計画高水流量($Q=1300\text{ m}^3/\text{s}$)の実験条件のもとでは今市下流第3床固工～今市下流第4床固工間の流路中央部の河床は低水路護岸高と同じ高さまで堆積し、図-32に示す勾配修正前の河床の変化高と比較すると、勾配修正による河床変化への顕著な差はないことがわかる。しかし、低水路内に堆積する土砂は減水時に徐々に流送されて、河床は低下する傾向を示しており特に河床上昇による問題はないと考察される。なお、図-37と図-38でみるように勾配を修正することによって護岸越水を防止できる。

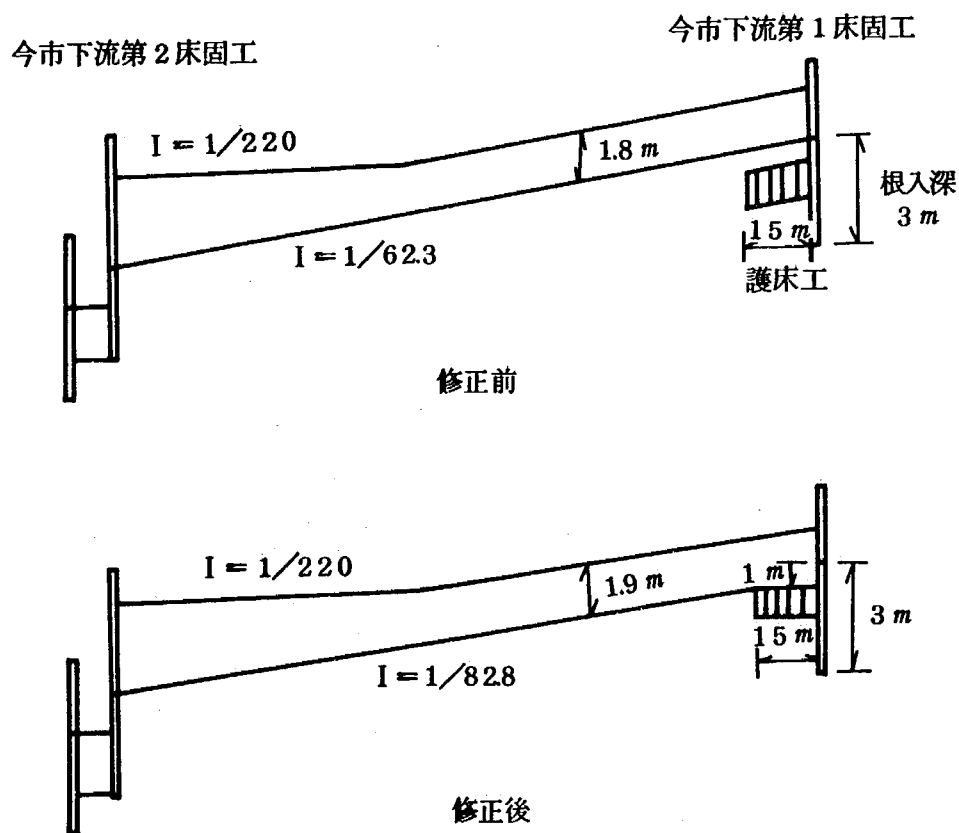
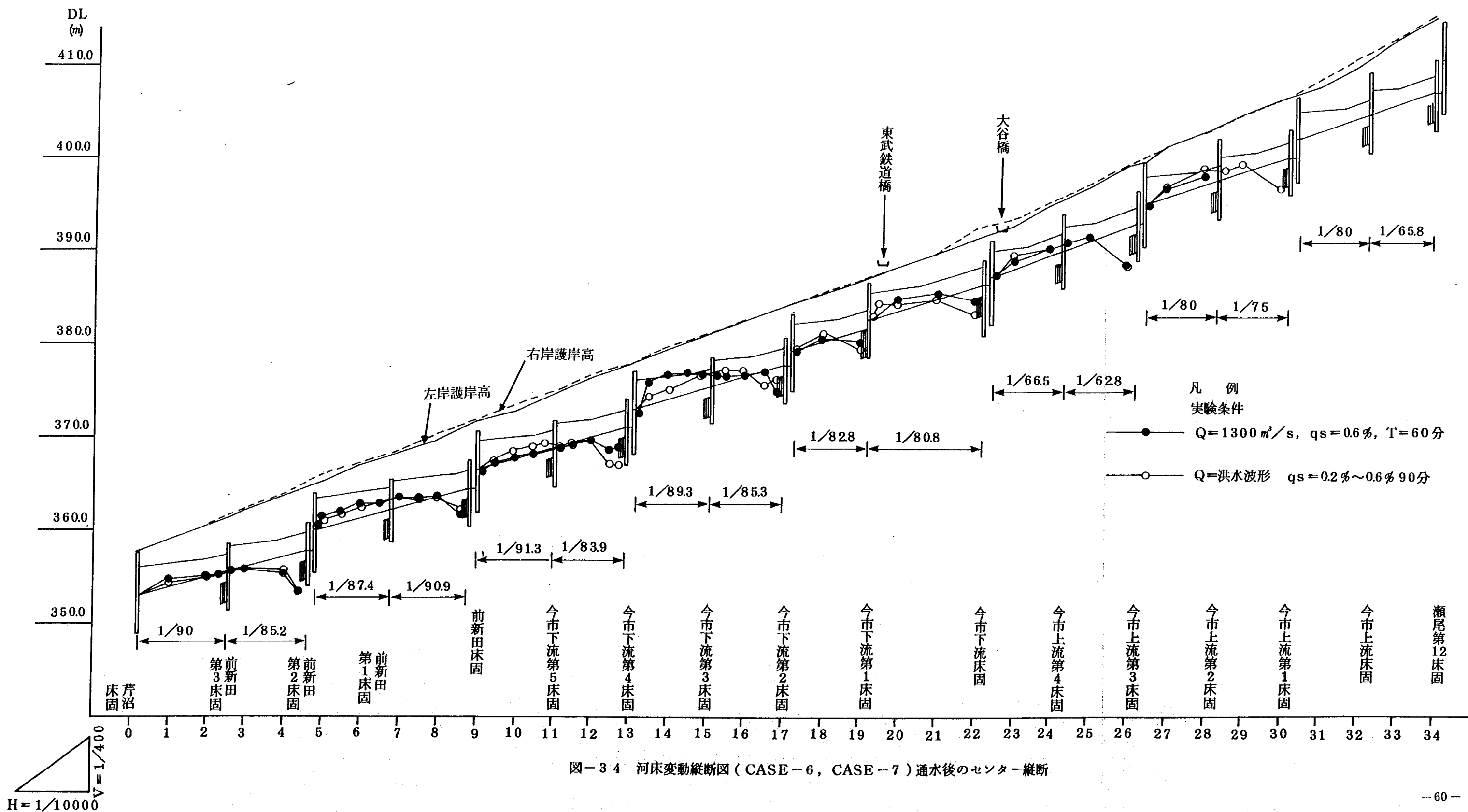


図-33 計画河床勾配の修正（今市下流第1床固工～今市下流第2床固工間）



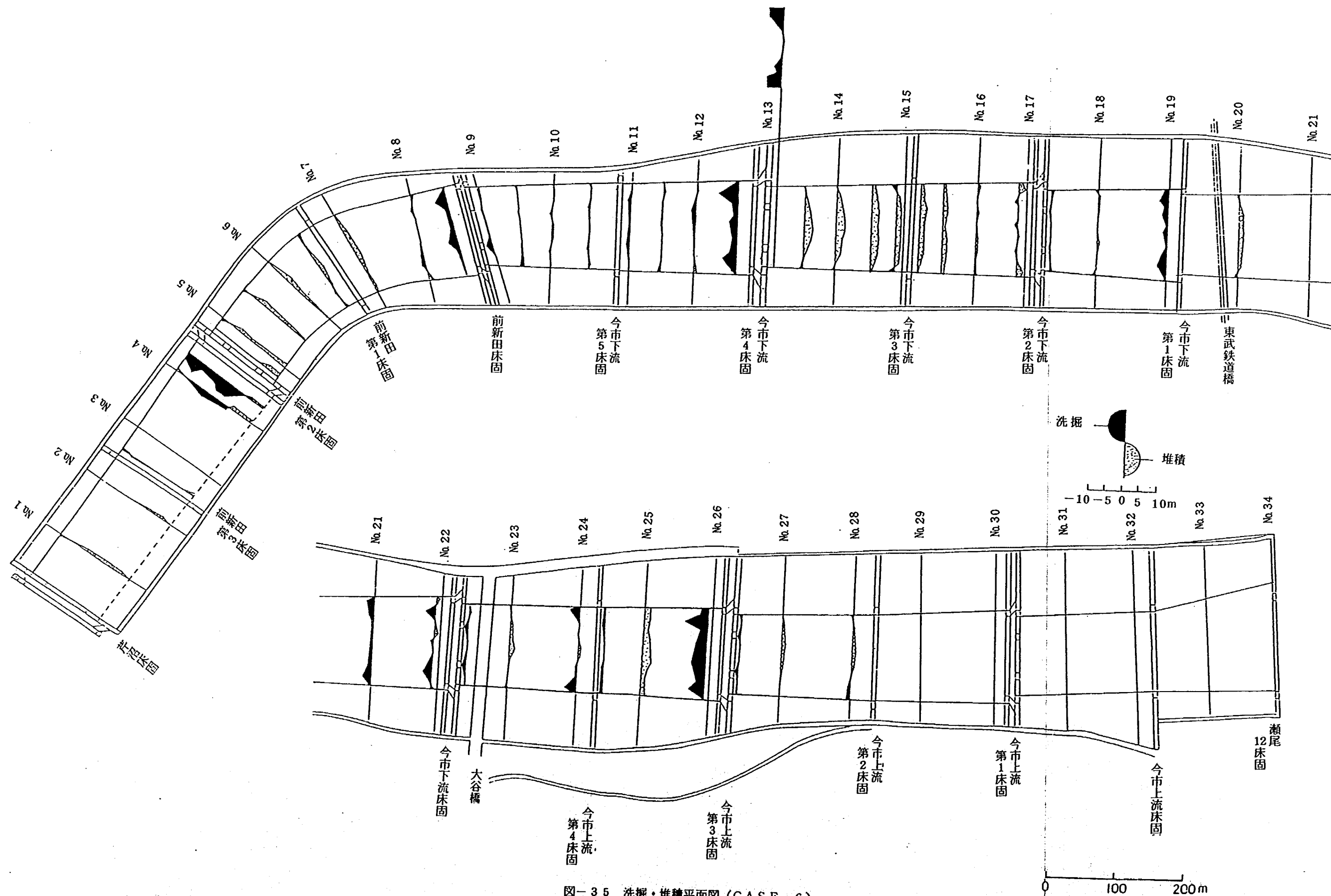


図-35 洗掘・堆積平面図 (CASE-6)

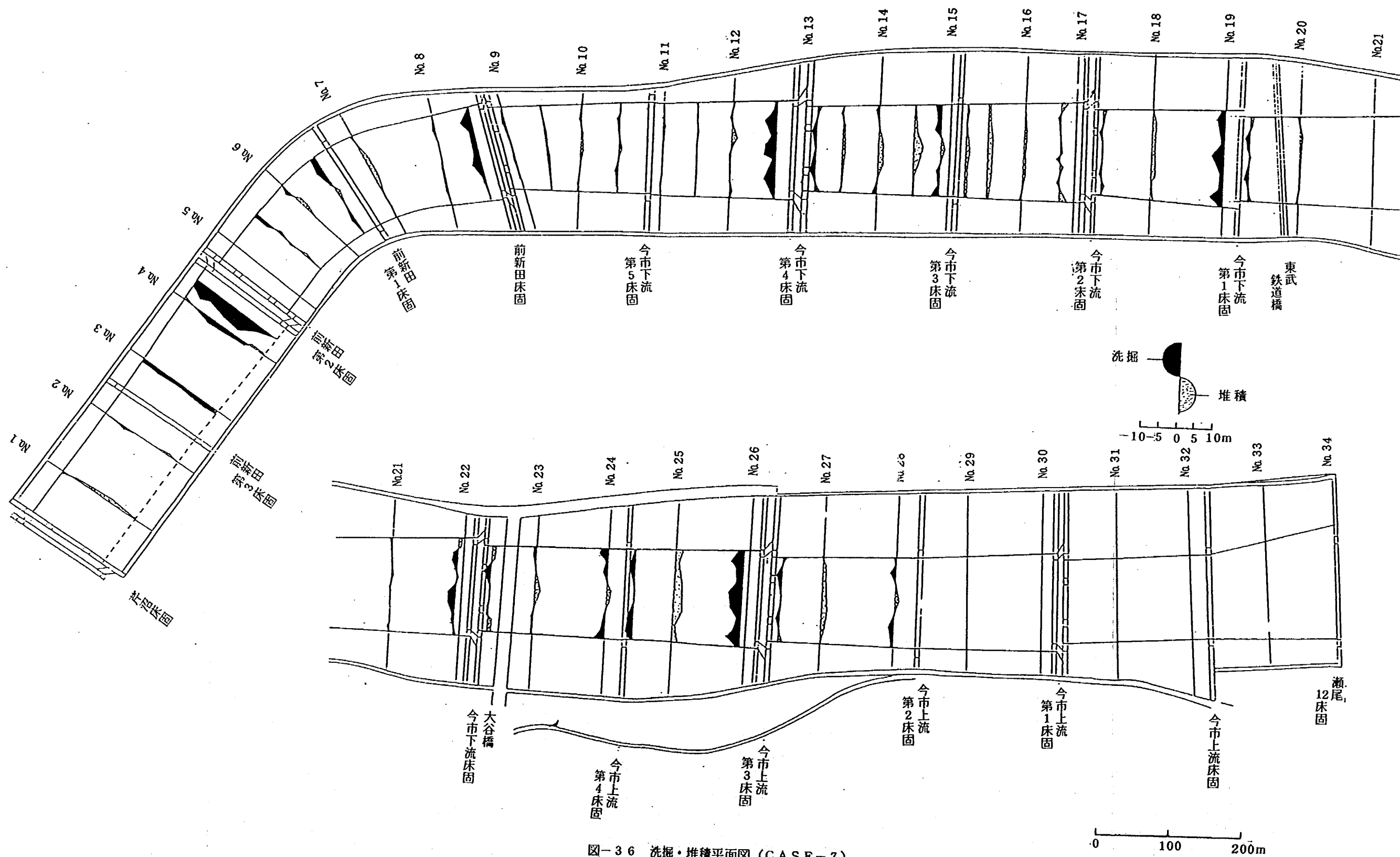


図-36 洗掘・堆積平面図 (CASE-7)

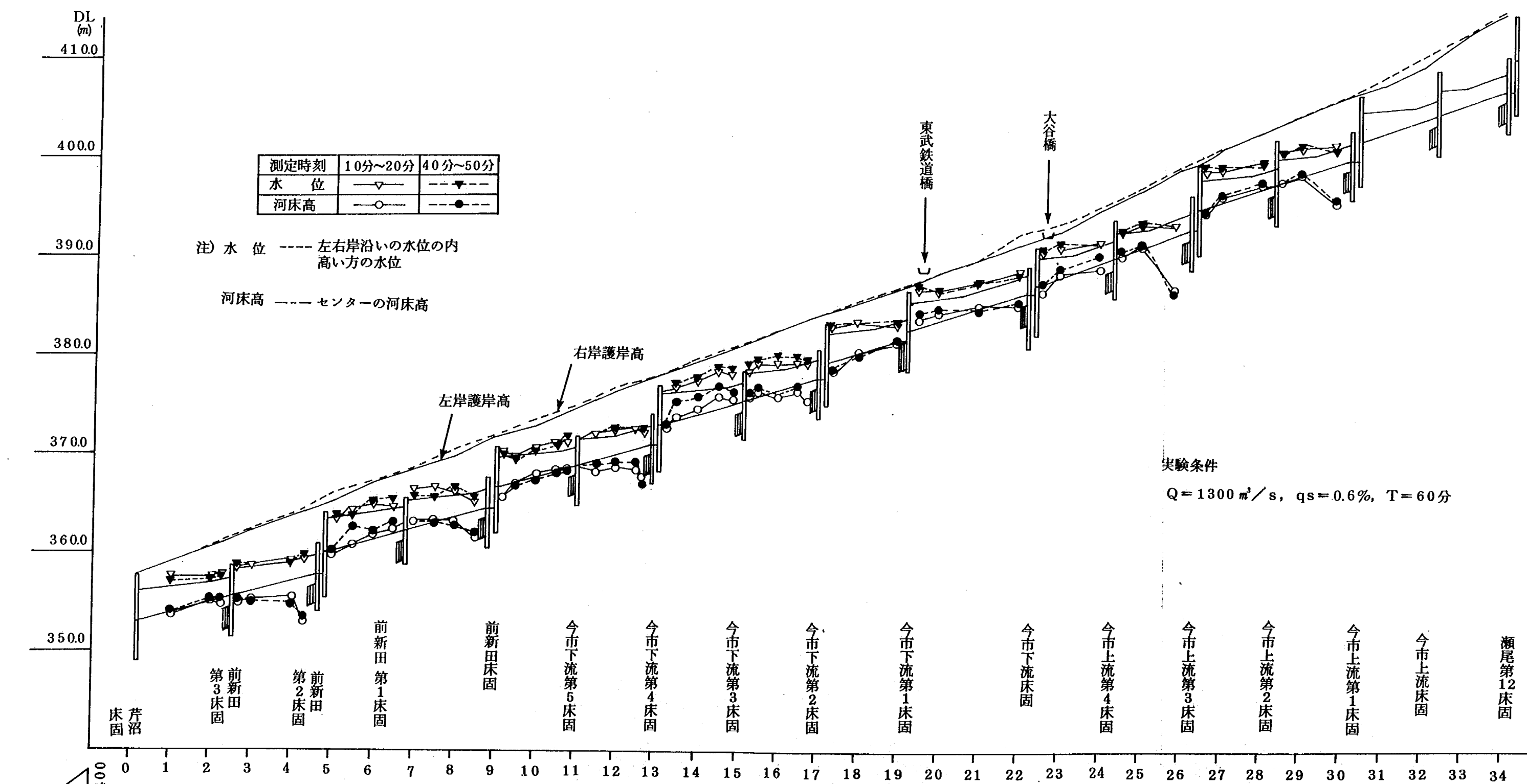


図-37 水位・河床高縦断面図 (CASE-6)

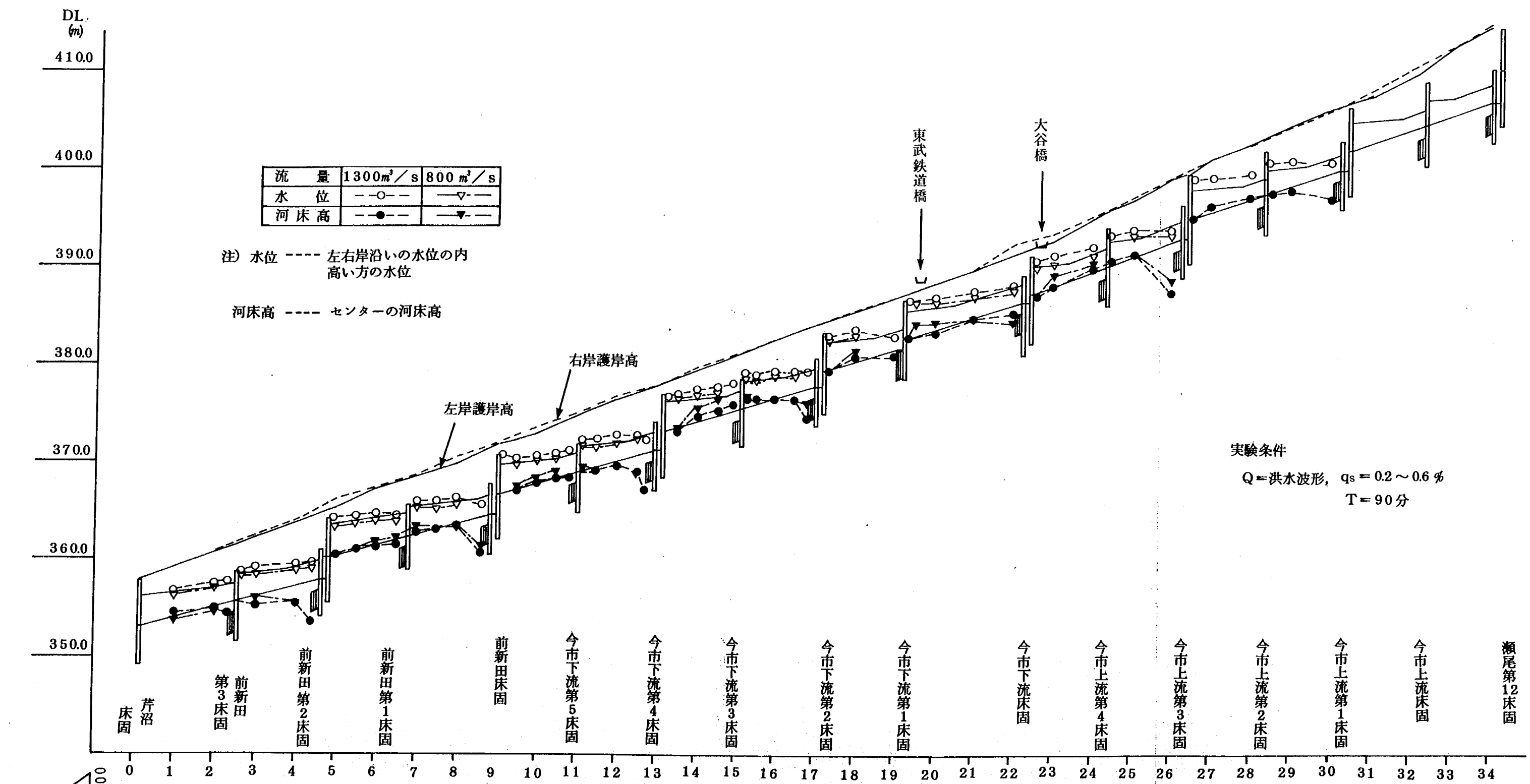


図-38 水位・河床高縦断面図 (CASE-7)

3.4.4 低水路護岸高

800 $\frac{1}{s}$ (5～10年超過確率)の流量は高水敷を流下させることなしに低水路で流下させる基本的な考えに基づいて設計した計画案の検討実験の結果を図-16と図-30に示している。図-16と図-30でみるように、床固工及び帯工の上流部と前新田床固工～前新田第2床固工間の彎曲部の外彎側で800 $\frac{1}{s}$ の流量で高水敷が冠水する。床固工及び帯工の上流部での高水敷上の流れは袖部の流水のせき上げが原因し、彎曲部外彎側の流れは流水の集中によるものである。床固工及び帯工の上流部の高水敷上は土砂の移動がないが、彎曲部において高水敷上に1.5 mの水深で流れる流水は、低水路の護岸裏を洗掘(最大3.8 m)する問題がある。

高水敷上に流水がのることを防止するために次のようにして、低水路護岸高を修正した。図-39は、低水路護岸天端高を基準とする高水敷上水深を示している。前新田床固工より上流部では、床固工の上流で1.2 m、帯工の上流で0.8 m水位が上昇して、このときの水面勾配は $\frac{1}{220}$ となることから図-40に示すように水面勾配に合わせて低水路護岸高を修正した。彎曲部では、前新田第1床固工の上流部で1.0 m、前新田第2床固工の上流部で1.5 mの水位上昇が生じているので、彎曲部の外彎側の低水路護岸高も図-40に示すように修正した。(図-44参照)

水位の縦断変化を図-41に示している。図-40に示すように低水路護岸高を修正すると図-41でみるように高水敷上を流下する流れは防止できることがわかる。

3.4.5 低水路護岸根入れ深

計画高水流量を条件とする低水路護岸沿いの洗掘深を示したのが図-19-1、19-2である。図-19-1で帯工に袖を設置した場合とそうでない場合との洗掘深を比較しているが、床固工や帯工の前庭部及び彎曲部の局所洗掘を除くと帯工に袖を付けない場合の護岸沿いの洗掘深は2.0 m以内であり、袖を設置すると護岸沿いの洗掘深は低減して1.5 m以内の洗掘深となっている。袖を付けることを考えると護岸根入れ深は1.5 mが基準となる。

床固工や帯工の前庭部では最大7 m程度の洗掘を受けるので護床工を設けることが望ましい。また、彎曲部の外彎側では前新田第1床固工～前新田第2床固工間で3～3.5 mの局所洗掘を受けるので、直線部に比べて根入れ深を大きくとるか根固工を施工するかのいずれかを選択することになる。根固工を施工する場合、図-42に示すように根固工の先端で2 m程度の洗掘が生じている。

3.4.6 前庭保護工

床固工や帯工の前庭部は図-12に示すように水叩の下流端より約10 mの位置で最大7 m程度の局所洗掘を受けるので護床工が必要となる。実験は護床工の長さを10 mに行なったが、護床工の前庭部が、さらに10 mの範囲で6～7 m洗掘されており護床工に期待する機能が得られていない。この原因として、実験での護床工はモルタルを材料として使用しているので、実際の粗度と合わないことが指摘されよう。実際に施工する護床工は河床材料となじみの良い粗度を有する材料を用いることが大切である。

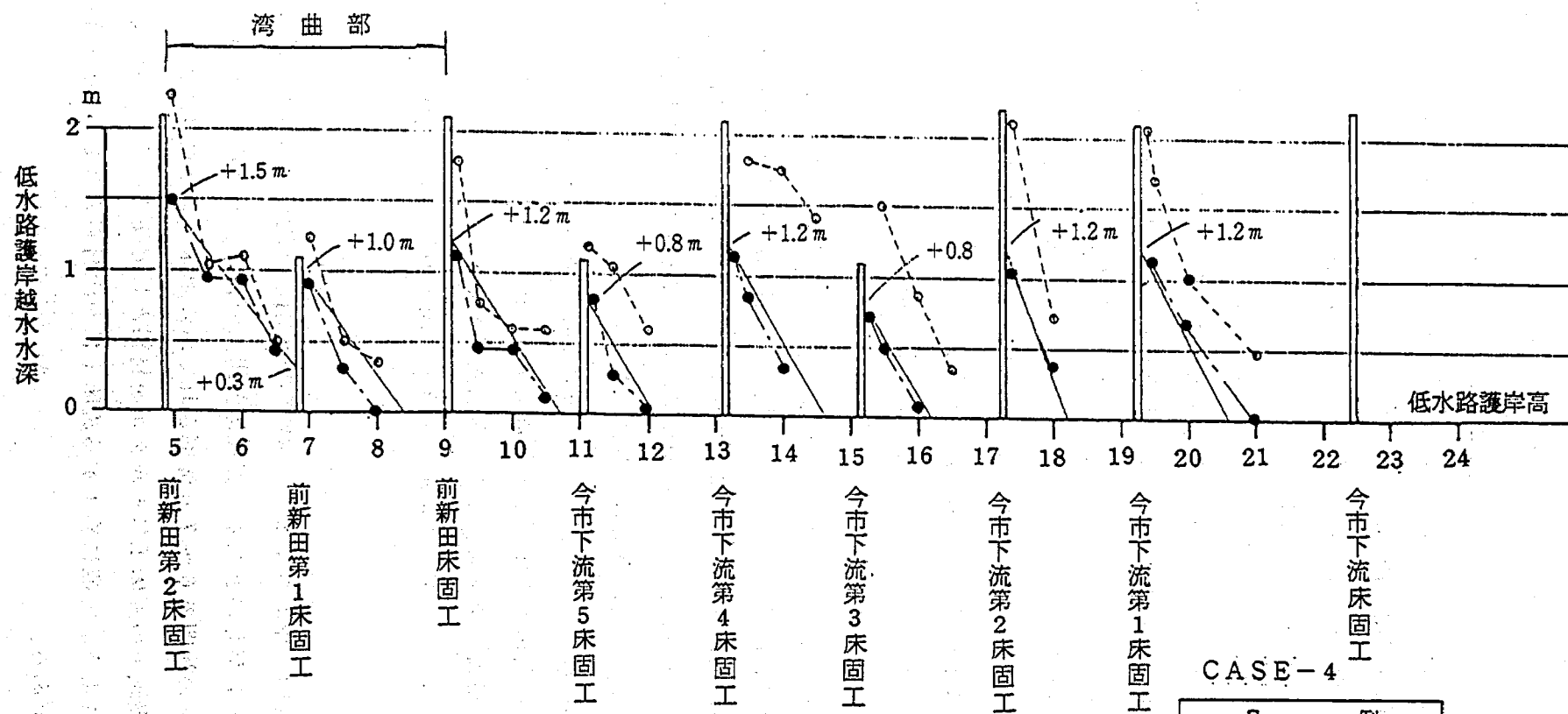
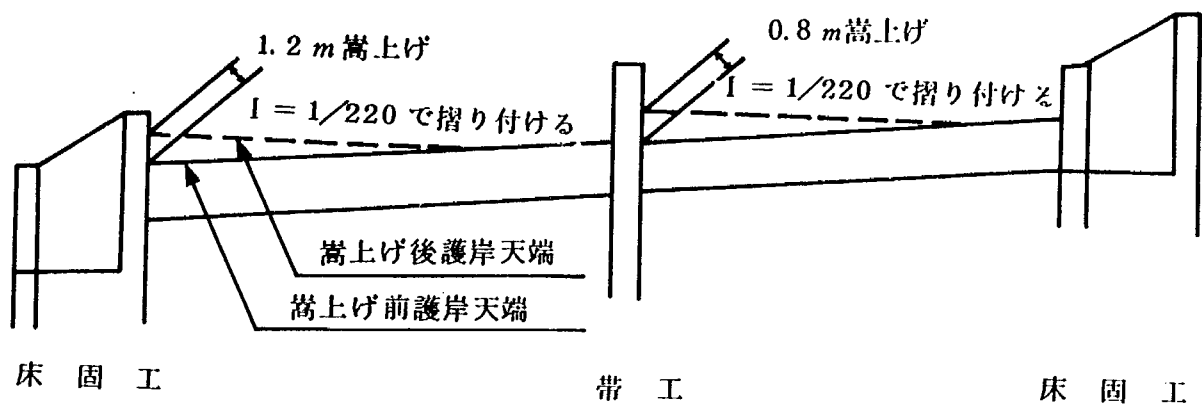
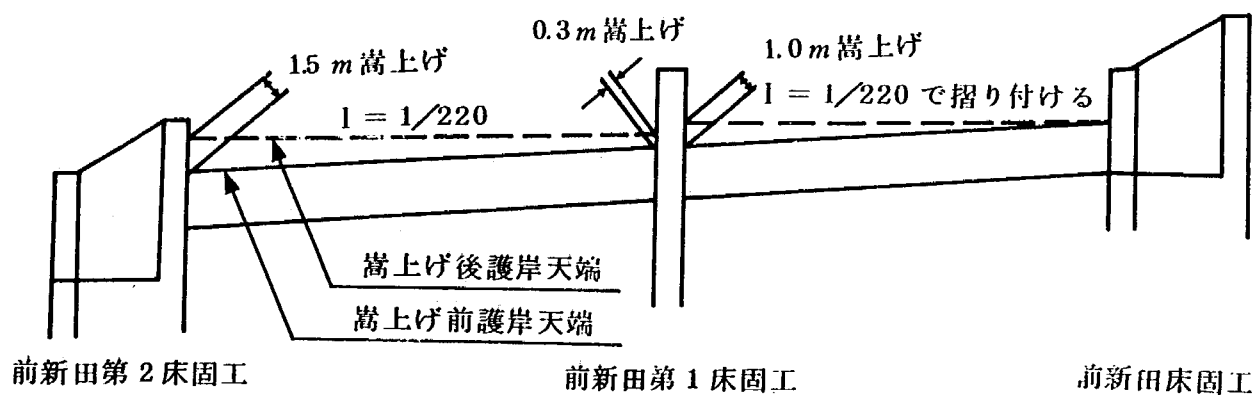


図-39 袖のせき上げによる低水護岸の越水



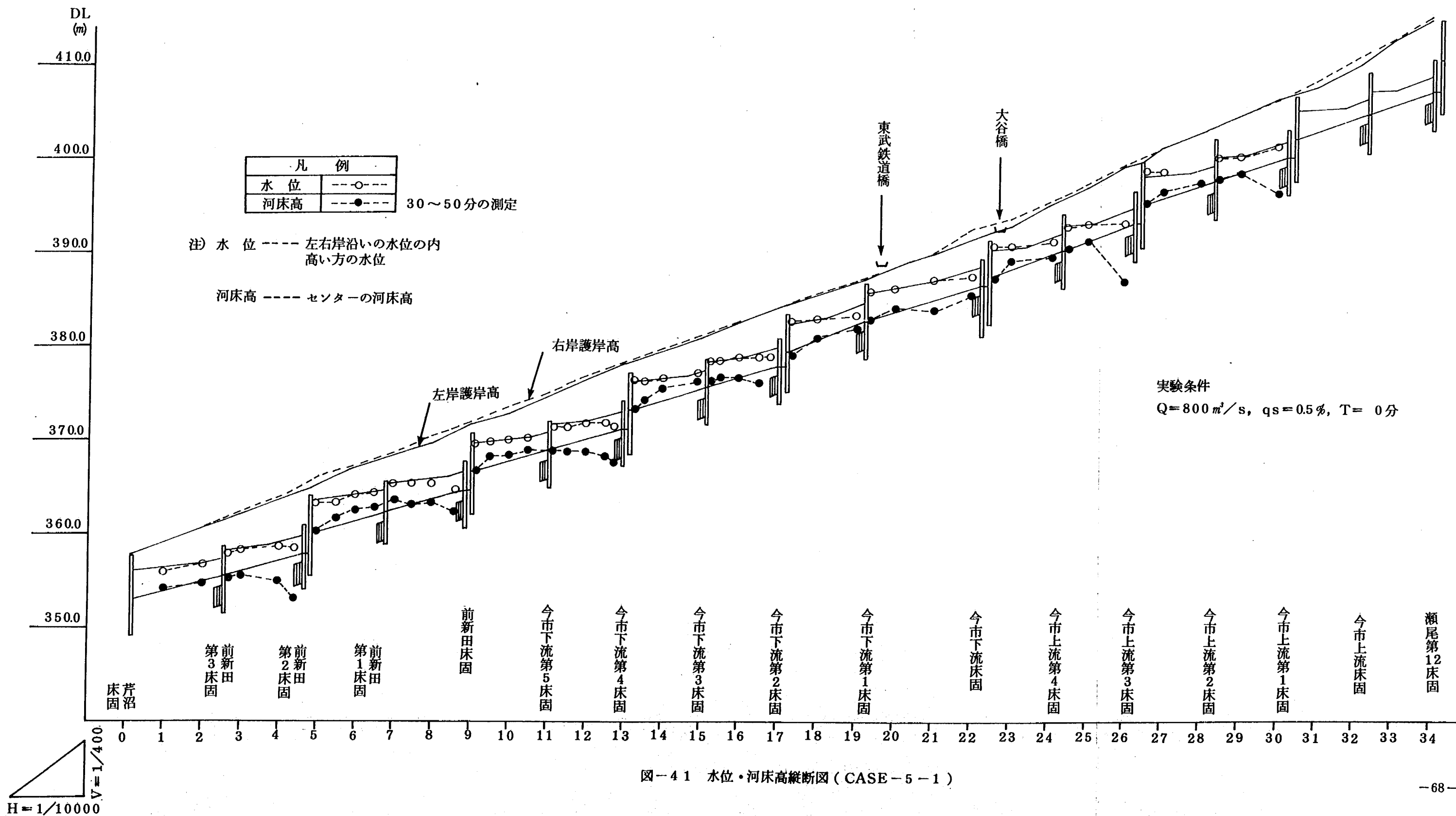
床固工～帯工間の嵩上げ



注) 嵩上げは右岸側 (外彎側) のみ

前新田床固工～前新田第2床固工間 (彎曲部) の嵩上げ

図 - 4 0 低水路護岸高の修正



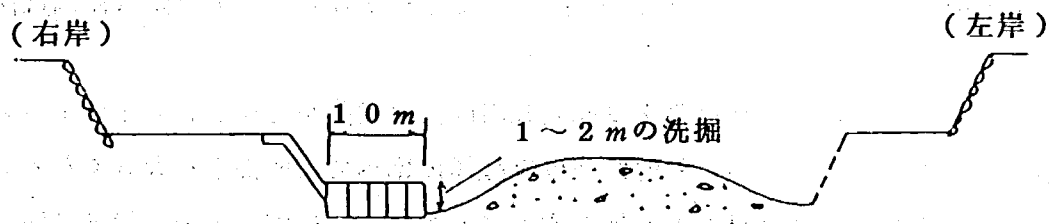
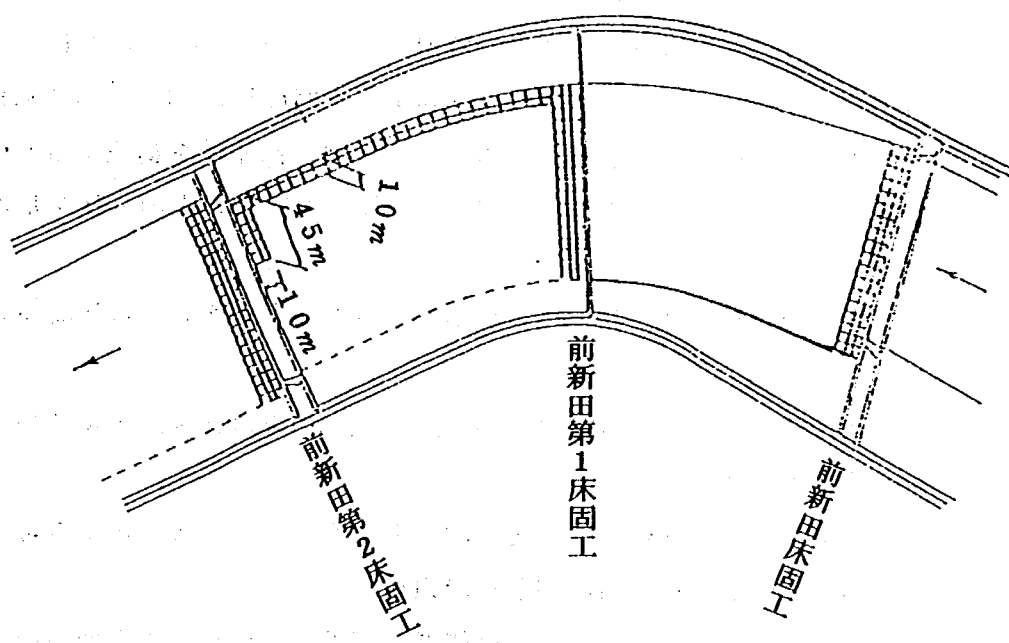


図-4 2 彎曲部外彎側低水路護岸根入れ部の洗掘

§ 4 まとめと提言

現況河道の問題点として、河積不足と既設床固工の袖形状、さらに河床勾配の不連続などの原因による護岸越水が挙げられる。このような問題点を解消するための1つの対策として、低水路を設ける複断面河道案が計画された。この複断面河道計画で低水路の形状は800 m^2/s の流過能力を有する断面であって、計画高水流量($Q=1300\text{m}^3/\text{s}$)規模の出水に対しては、高水敷を構成する河床材料の平均粒径以上の粒子が移動しない水深で流水を高水敷上に流下させる複断面の形状を基本的な考え方としている。

複断面形状について実験的検討を行い次のような結論を得た。低水路計画最終案検討時の流向状況を写真-19に示した。

1)低水路を設けると、現況河道で洪水がある場合に発生する護岸の越水と床固工及び帯工の袖上流部の局所洗掘を防止する効果が期待できる。

2)横工の前庭部に二次流が発生して護岸沿いの洗掘深を大きくする。二次流による護岸沿いの洗掘深を低減させるには図-43に示す低水路法線形状が良い。

また、図-43に示す法線形状にすると落下水が直接低水路護岸法面を叩く問題を解消できる。

3)河床勾配の不連続は、低水路内に土砂を堆積させる原因になるので、図-44に示すように計画河床勾配を修正する方が良い。

4)帯工に図-23(タイプⅢ)に示す形状の袖を設置すると低水路内に堆積する土砂は低減できる。

5)800 m^2/s の流量時に流水を高水敷上に流下させないことを条件とする低水路護岸高は図-44に示すようになる。

6)帯工に袖を設置した場合の低水路護岸根入れ深は、洗掘深から判断して1.5 mをとれば安全だと考えられる。ただし、彎曲部の外彎側では直線部に比べて局所洗掘が大きくなるので、護岸根入れ深を1.5 mとする場合は根固工を施工する必要がある。根固工の施工範囲を図-42に示す。

7)計画高水流量の1300 m^3/s 規模の出水が長時間(実験では現地にして約8時間)連続する状態のもとでは、今市下流第3床固工～今市下流第4床固工間の低水路内で土砂堆積が一時的に大きくなるが、この間の堆積土砂は除々に流送されるようになるので護岸越水等の問題はみられない。また、一洪水波形流量では顕著な土砂堆積は生じない。

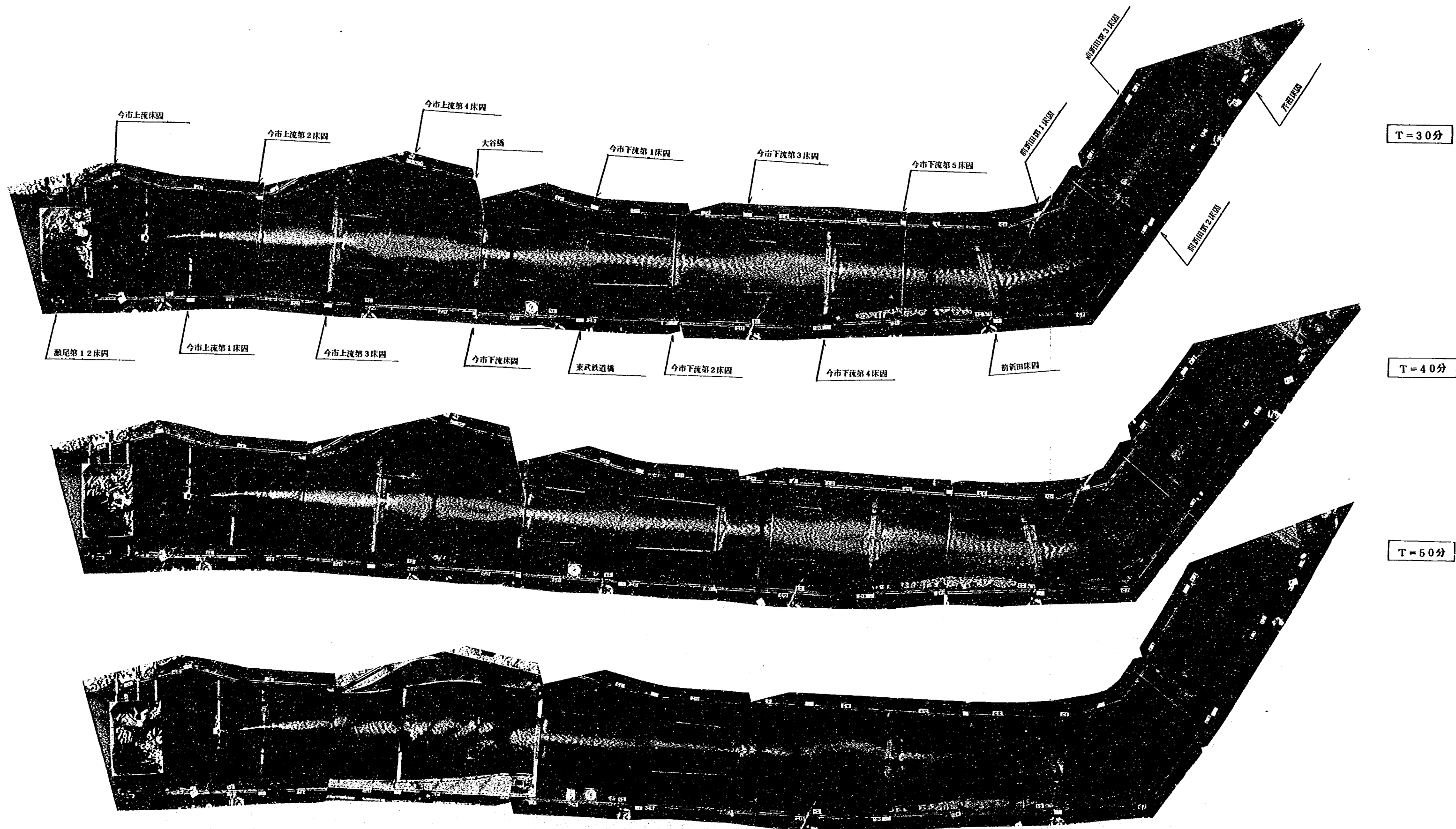


写真-19 流水の流向状況 (case 6 $1300 \text{ m}^3/\text{s}$ 定流 $q_s=0.6\%$)

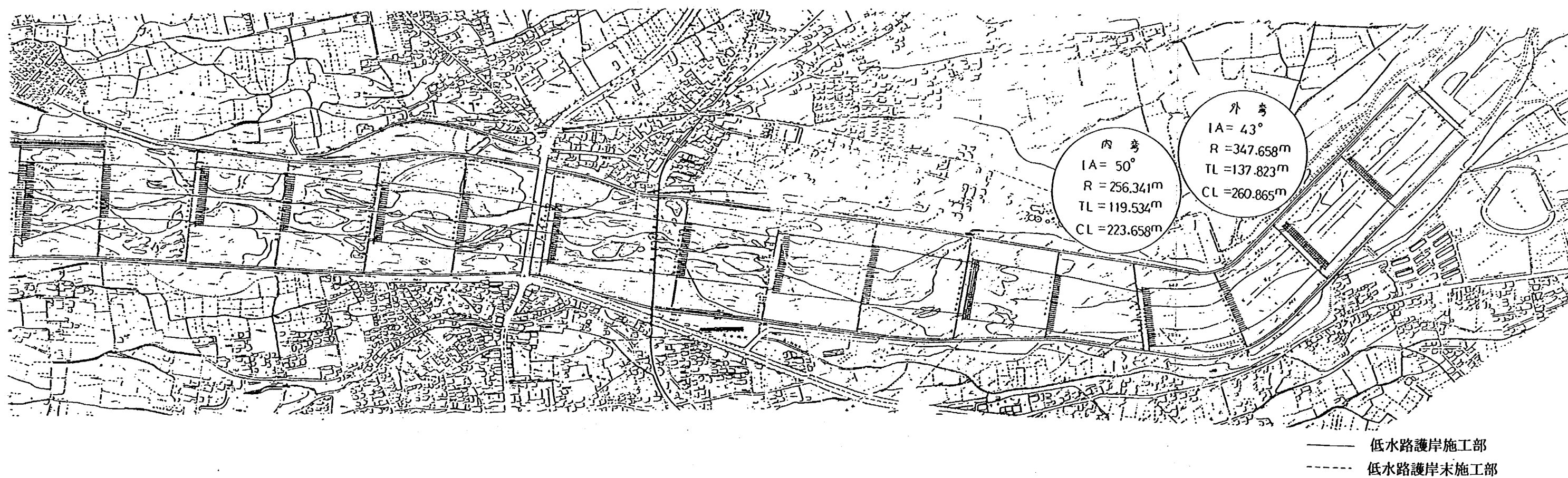


図-43 低水路護岸法線図 (最終案)

床固工の名称	計画河床勾配	低水護岸高 (m)	低水路流路幅 (m)
瀬尾第12		上流側床固	1.8m
Na 33 + 6.6 m	1 / 65.8	下流側床固	2.6m
今市上流		開始点	1.9
Na 31 + 8236 m	1 / 80		3.1
今市上流第1			1.8
Na 29 + 2303 m	1 / 75		2.6
今市上流第2			1.9
Na 27 + 8286 m	1 / 80		3.1
今市上流第3			1.8
Na 25 + 181 m	1 / 62.8		2.6
今市上流第4			1.8
Na 23 + 4637 m	1 / 66.5		3.0
今市下流			1.9
Na 20 + 1916 m	1 / 80.8		2.7
今市下流第1			1.9
Na 18 + 7082 m	1 / 82.8		3.1
今市下流第2			1.9
Na 16 + 1895 m	1 / 85.3		2.7
今市下流第3			1.9
Na 14 + 8238 m	1 / 89.3		3.1
今市下流第4			1.9
Na 12 + 5.5 m	1 / 83.9		2.7
今市下流第5			1.9
Na 10 + 7878	1 / 91.3		3.1
前新田			1.9
Na 8 + 29.9 m	1 / 90.9		2.9(2.7)
前新田第1			

床固工の名称	計画河床勾配	低水護岸高 (m)	低水路流路幅 (m)
前新田第1		2.2m	130(136)
前新田第2	1 / 87.4	3.4m	120(140)
Na 3 + 60.24 m	1 / 85.2	1.9	
前新田第3		2.7	130(136)
Na 2 + 6.77 m	1 / 90	1.9	
芹沼		3.1	120

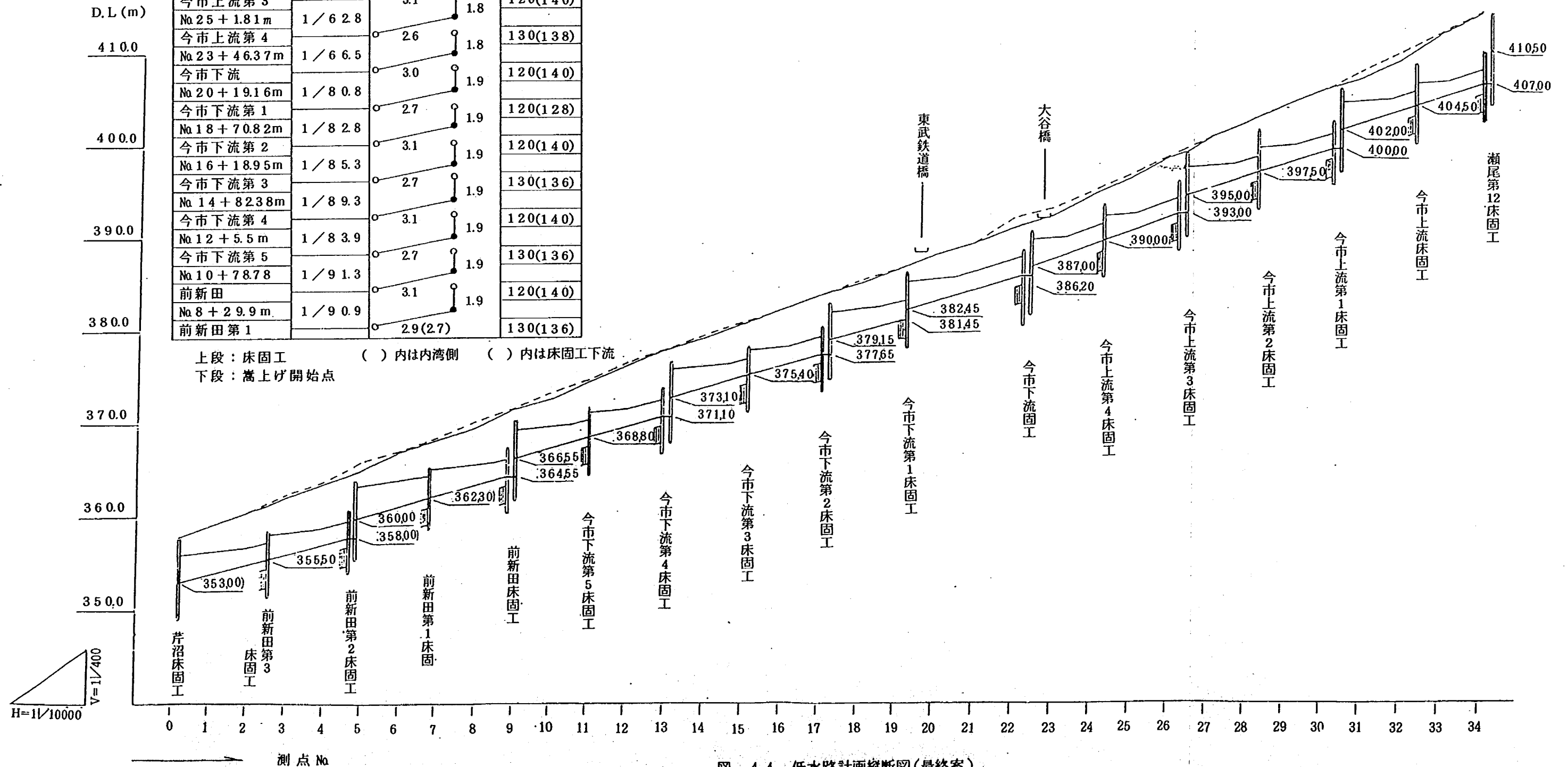


図-44 低水路計画縦断面図(最終案)

おわりに

大谷川の現況河道においては、護岸越水する危険度の高い箇所が存在している。この原因は、既設床固工の袖の形状、河床勾配の不連続、袖による流水のせき上げ等が考えられる。低水路の固定は護岸越水を防止するのに有効な対策の1つであると実験的に考察される。

しかし、実験には必ず仮定条件が入るので、工事の実施計画を立てる場合には実験結果からの判断だけでなく実河川の河床の変動の実態把握などの総合的な考察を行うことが大切である。

また、低水路を固定したことによる河床の変化の追跡調査を行って実験結果の妥当性を検討することも大切である。

最後に、本文をまとめるにあたり御世話を頂いた建設省日光砂防工事事務所の方々に厚く御礼申し上げる。

参 考 文 献

- (1)阿部宗平，上原信司；大谷川流路工水理模型実験報告書，土研資料第1424号，昭和53年10月
- (2)阿部宗平；流路工計画における水理模型実験，土木技術資料 V o l 24 - 3
- (3)阿部宗平，鈴木浩之；流路工計画の横工に関する実験的考察，土木技術資料 V o l 25 - 1
- (4)建設省関東地方建設局日光砂防工事事務所；大谷川流路工水理模型実験概要書，昭和56年3月
- (5)阿部宗平，鈴木浩之；流路工の彎曲部に関する実験的考察，土木技術資料，V o l 25 - 3

大谷川流路工(瀬尾第12号~芹沼床固工)
水理模型実験報告書

ISSN 0386-5878

土研資料第2105号

昭和59年3月(1984)

阿部宗平

要旨

大谷川の複断面河道に関する計画諸元を実験的に検討して
考察をおこなっている。

キーワード 流路工



郵便はがき

四十円切手
をはって下
さい

3 0 5 - □ □

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

砂防研究室 御中

No. _____

土研資料 第2105号

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第2105号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印