

ISSN—0386—5878
* 土研資料第1446号

土 木 研 究 所 資 料

信濃川小千谷地区低水路計画に関する検討
(その2)

昭和54年 2 月

建設省土木研究所
鹿 島 試 験 所

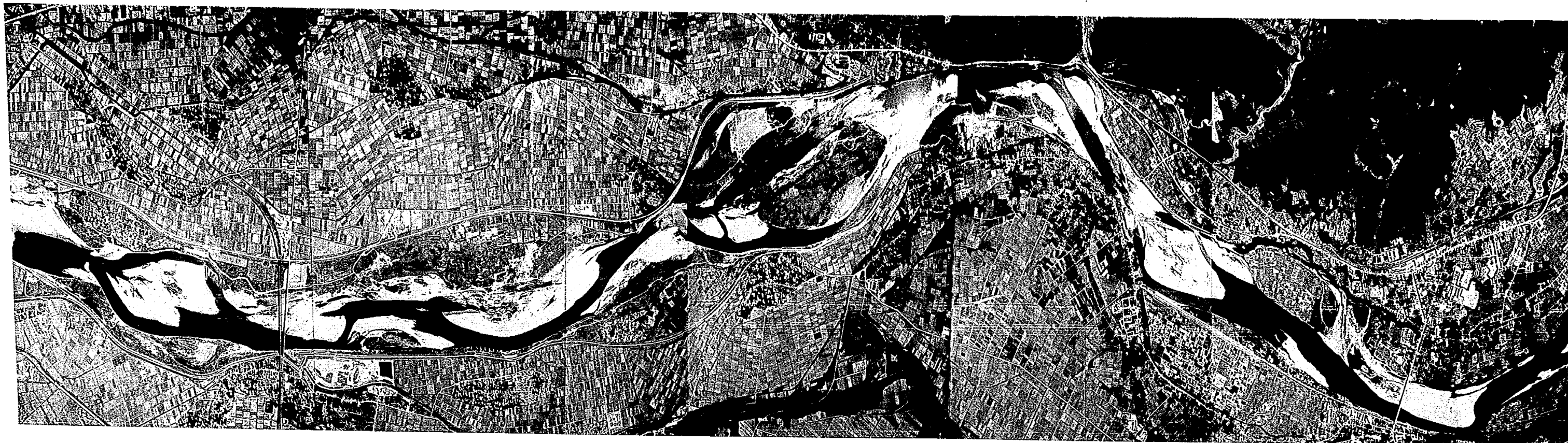


写真-1 信濃川航空写真(昭和53年撮影)

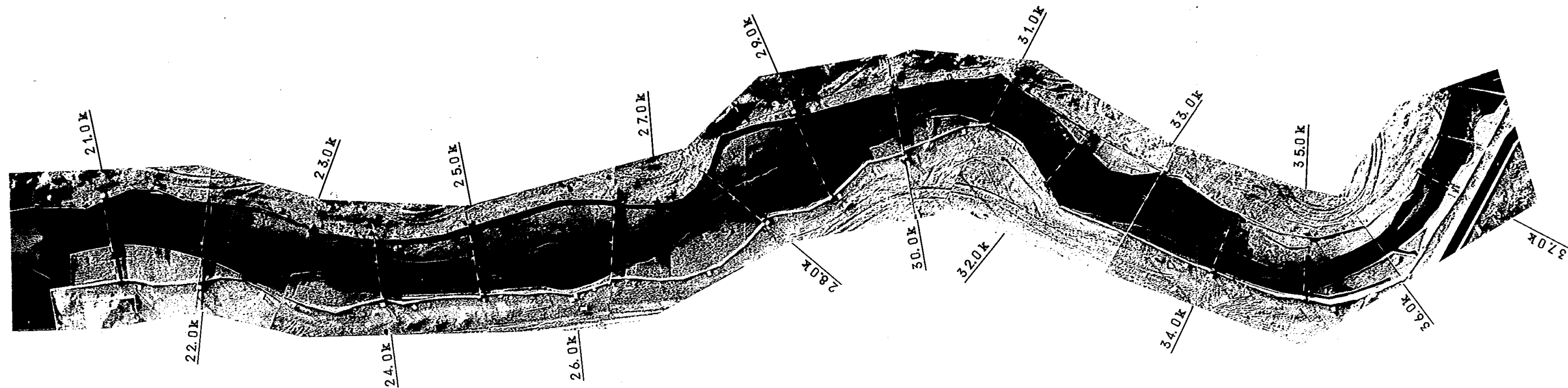


写真-2 低水路法線形状 P-2d RUN. 8-3
(流量 $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、40時間通水後河床)

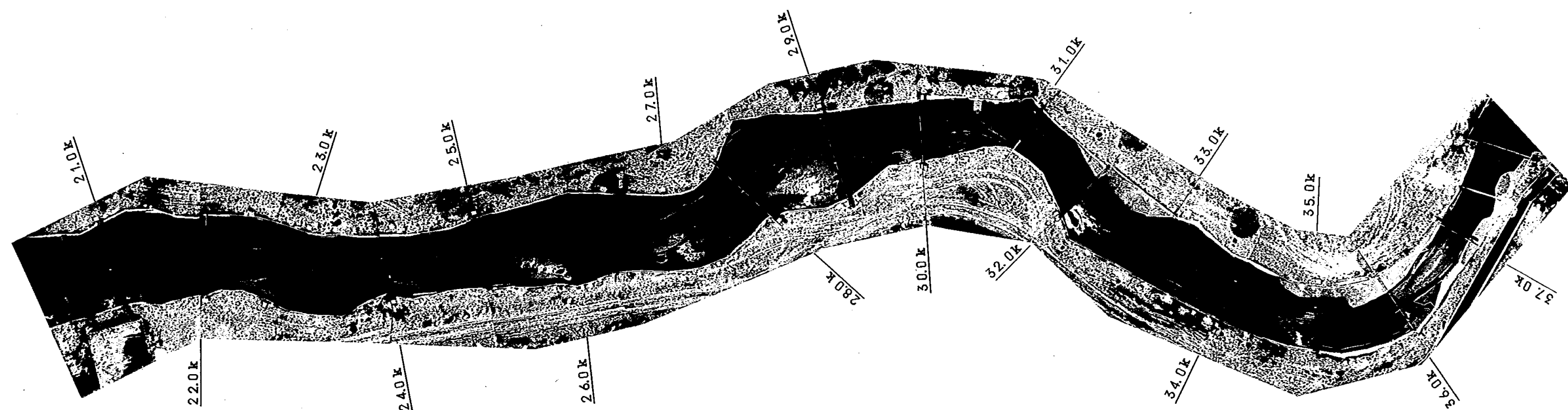


写真-3 低水路法線形状 P-2c RUN. 9-6
(流量 $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、10時間通水後河床)

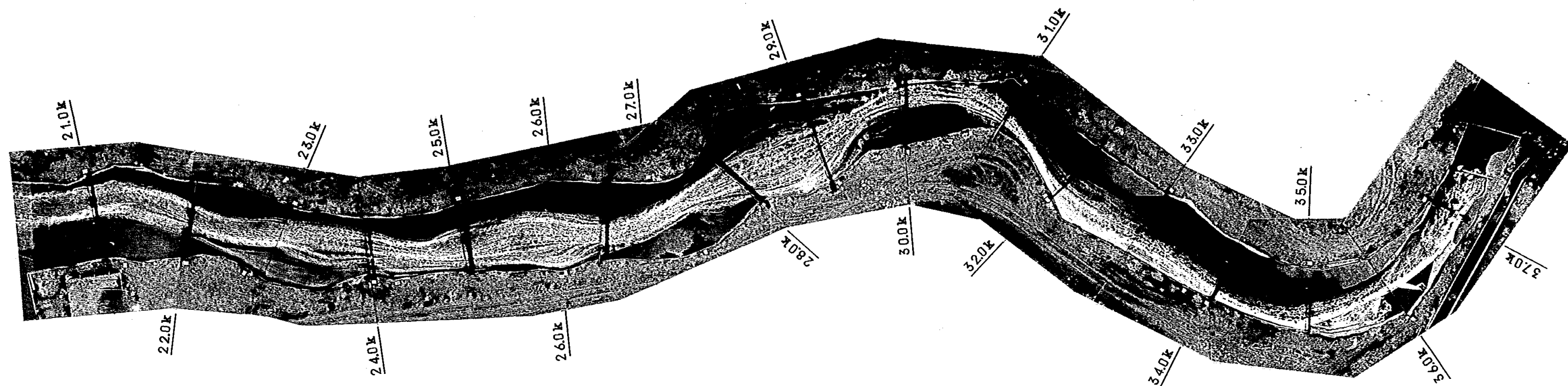


写真-4 低水路法線形状 P-2e RUN.9-6
(流量 $8.000 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水中流況)

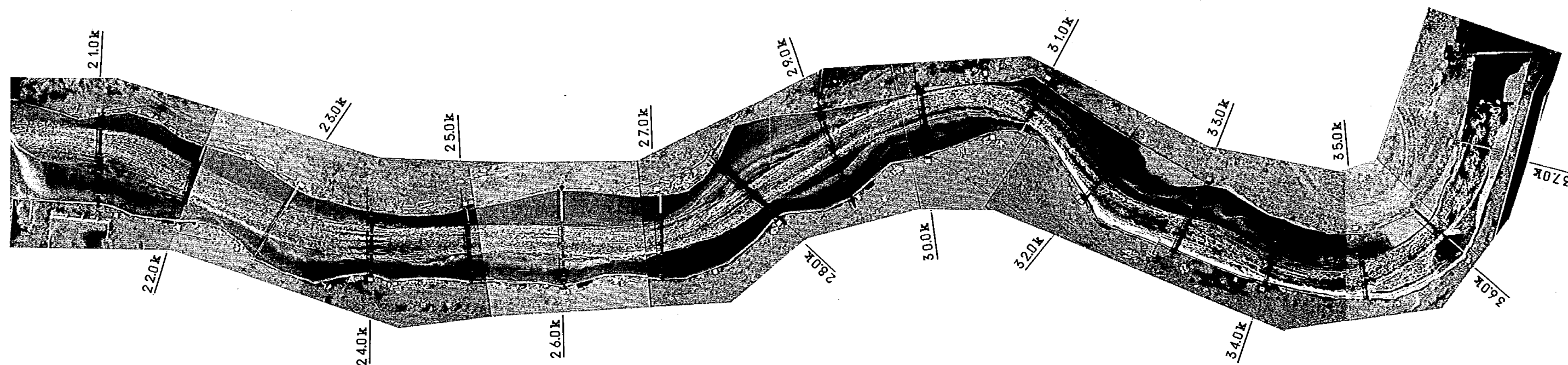


写真-5 低水路法線形状 P-3a RUN.10-4
(流量 $11.000 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水中流況)

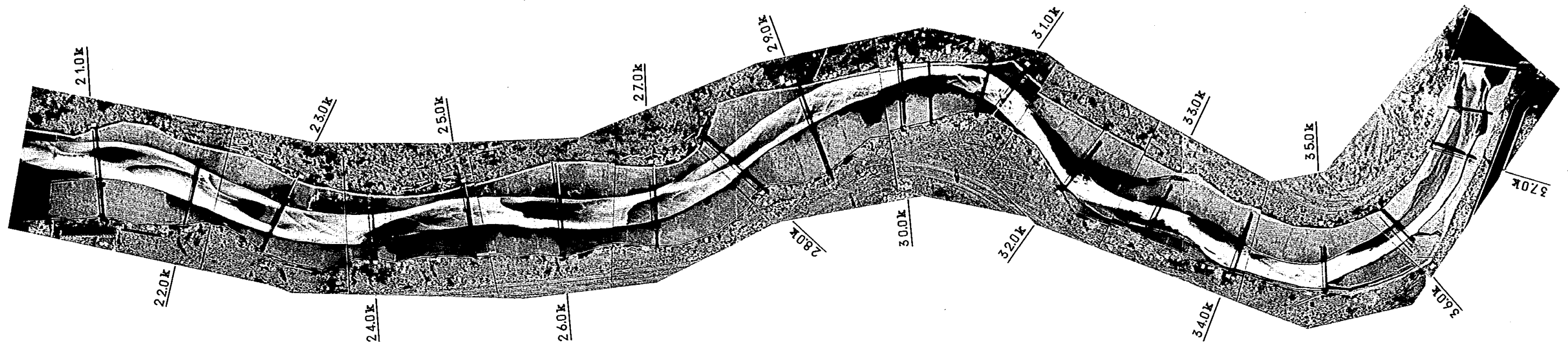


写真-6 低水路法線形状 P-3b RUN.12-2
(流量 $5.000 \text{ m}^3/\text{s}$, 30時間通水後河床)

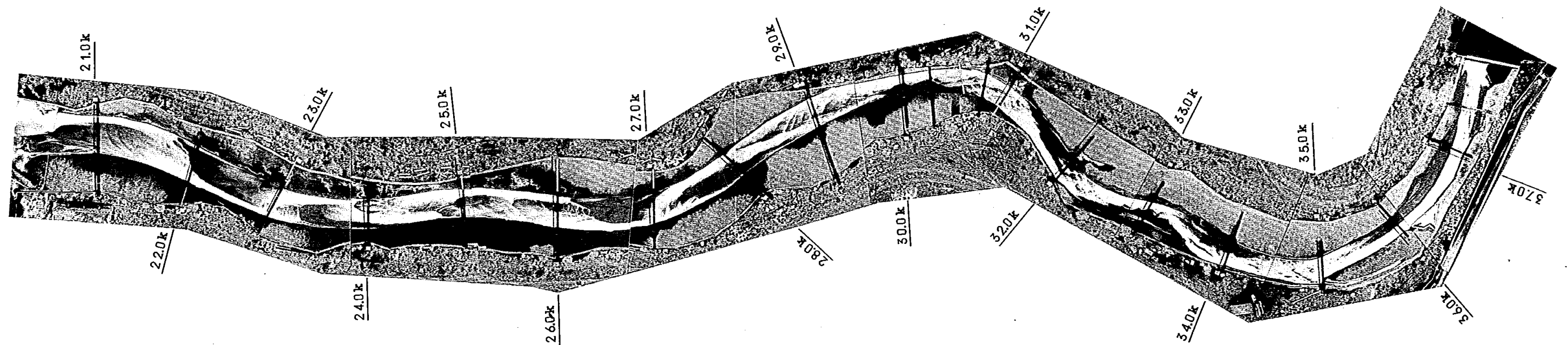


写真-7 低水路法線形状 P-3b RUN.12-4
(流量 $5.000 \text{ m}^3/\text{s}$, 40時間通水後河床)

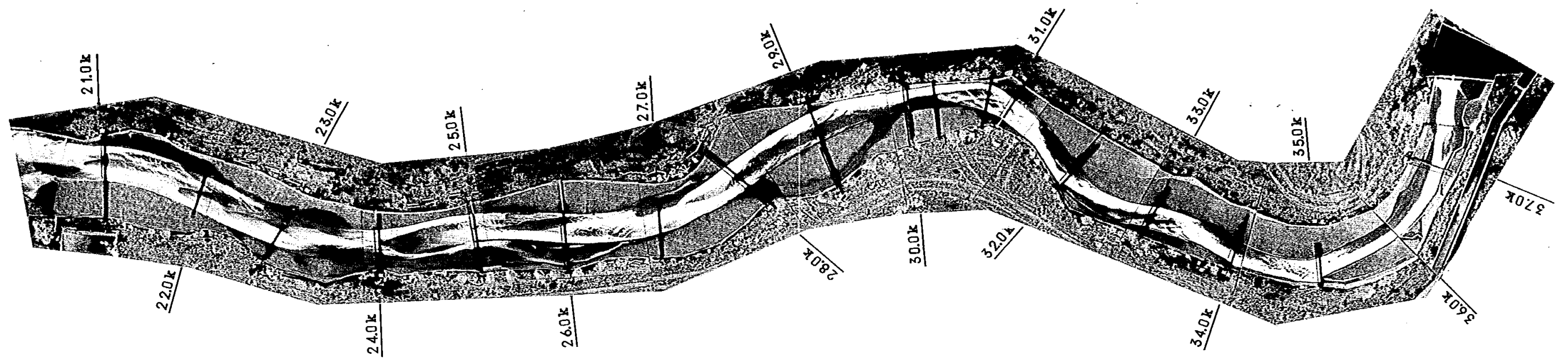


写真-8 低水路法線形状 P-3c RUN. 13-1
(流量 $5.000 \text{ m}^3/\text{s}$, 60時間通水後河床)

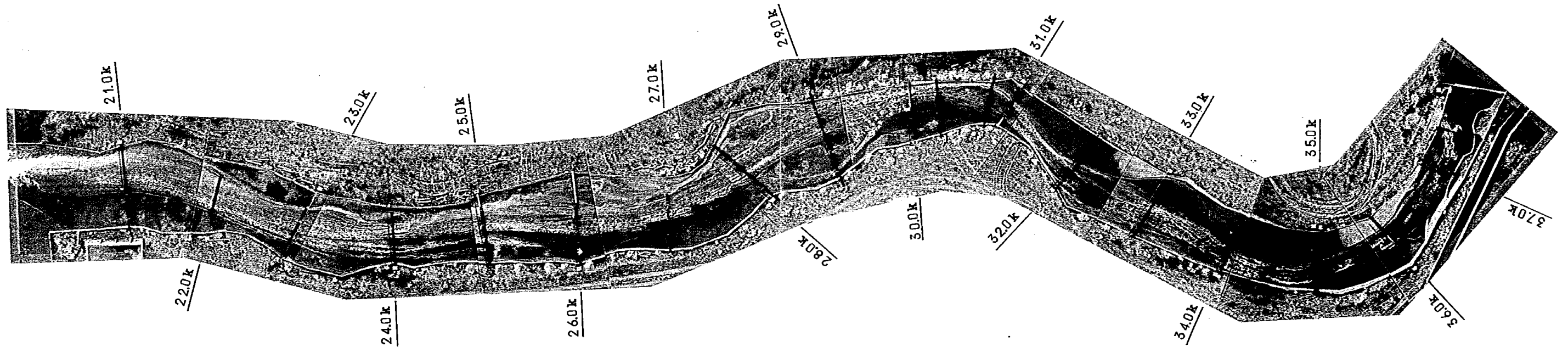


写真-9 低水路法線形状 P-3c RUN. 13-2
(流量 $11.000 \text{ m}^3/\text{s}$, 通水中流況)

ま え が き

信濃川小千谷地区は、ちょうど信濃川が小千谷市から長岡市にかけて、不明瞭ながら扇状地を形成しようとする区間である。扇状地河川の典型は、河道の中を流水が網目状に乱流するような河川であるが、現在の小千谷地区の河道は激しく乱流するほどではなく、大きく見れば中州を形成し、それに伴って河幅が広狭をくり返す、二列蛇行河川と言えよう。また、最近の河床は下刻傾向にあり、二本ある低水路のうちの一本に沿って、みお筋が固定されてきており、中小洪水は、ほとんどこれに沿って流下している。また、流路が一本になったため、その中で新たな蛇行を呈している箇所もある。小千谷地区における河道計画の問題としては、このような下刻傾向にある河道の安定化の傾向と、本来扇状地河川であることによる不安定な要素との対比が、ひとつの問題になると考えられる。

この河道区間において、低水路計画を行うには、上述のように、本来流路が二列蛇行をするような河道に一本の低水路を設定するという自体について、十分な検討をしておかなければならないが、本報告においては、水理模型実験を低水路の設定を前提として行っているため、その点に関する議論にはほとんどふれていない。また、低水路の設定方法に関する2、3の考え方は、既に土研資料第1327号信濃川小千谷地区低水路計画に関する検討（その1）で述べてある通りで、本報告では（その1）と同様に河道の有する蛇行特性をどのように計画にとり入れるかという観点から、水理模型実験結果の検討を行う。

建設省土木研究所鹿島試験所

所 長 馬 場 洋 二

研究員 深 見 親 雄（執筆）

小 川 良 市

目 次

1. 実験の目的	1
2. 実験の経緯	2
3. 実験概要	3
4. 実験の方法	15
4-1 移動床模型実験の相似則	15
4-2 河床材料の選定	18
4-3 実験流量の選定	21
4-4 測定方法	21
5. 現状河道における実験(実験番号1, 2)	23
5-1 昭和43年時の現状河道における実験(RUN1-1~1-15)	23
5-2 昭和47年時の現状河道における実験(RUN2-1~2-11)	33
6. 低水路法線形状P-1bに関する検討(実験番号4)	36
6-1 流量4,000 m ³ /sの流況と河床状況(RUN4-1~4-5)	36
6-2 流量6,000 m ³ /sの流況と河床状況(RUN4-6~4-7)	36
6-3 流量8,000 m ³ /sの流況と河床状況(RUN4-8~4-9)	36
6-4 流量11,000 m ³ /sの流況と河床状況(RUN4-10~4-11)	37
6-5 流量8,000 m ³ /sによる砂礫堆形成の検討	37
7. 低水路法線形状P-2aに関する検討(実験番号5)	53
7-1 流量4,000 m ³ /sの流況と河床状況(RUN5-1~5-4)	53
7-2 流量8,000 m ³ /sの流況と河床状況(RUN5-5~5-8)	54
8. 低水路法線形状P-2bに関する検討(実験番号6)	59
8-1 流量4,000 m ³ /sの流況と河床状況(RUN6-1~6-4)	59
9. 低水路法線形状P-2cに関する検討(実験番号7)	63
9-1 流量4,000 m ³ /sの流況と河床状況(RUN7-1~7-8)	63
9-2 流量8,000 m ³ /sの流況と河床状況(RUN7-9~7-10)	63
10. 低水路法線形状P-2dに関する検討(実験番号8)	67
10-1 流量4,000 m ³ /sの流況と河床状況(RUN8-1~8-5)	67
10-2 流量8,000 m ³ /sの流況と河床状況(RUN8-6~8-7)	78
11. 低水路法線形状P-2eに関する検討(実験番号9)	83
11-1 流量4,000 m ³ /sの流況と河床状況(RUN9-1~9-4)	83
11-2 流量8,000 m ³ /sの流況と河床状況(RUN9-5~9-6)	83

12. 低水路法線形状 P-2f に関する検討 (実験番号 11)	87
12-1 流量 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の流況と河床状況 (RUN11-1, 11-3)	87
12-2 流量 $11,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の流況と河床状況 (RUN11-2, 11-4)	88
13. 低水路法線形状 P-3a に関する検討 (実験番号 10)	96
13-1 流量 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の流況と河床状況 (RUN10-2, 10-5)	96
13-2 流量 $11,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の流況と河床状況 (RUN10-4, 10-6)	97
14. 低水路法線形状 P-3b に関する検討 (実験番号 12)	125
14-1 流量 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の流況と河床状況 (RUN12-2, 12-4, 12-6)	125
14-2 流量 $11,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の流況と河床状況 (RUN12-3, 12-5, 12-7)	127
14-3 堰位置の違いによる流況の変化	127
15. 低水路法線形状 P-3c に関する実験 (実験番号 13)	160
15-1 流量 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の流況と河床状況 (RUN13-1)	160
15-2 流量 $11,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の流況と河床状況 (RUN13-2)	160
16. 実験結果の考察と低水路計画の検討	163
16-1 現状河道における実験の考察	163
16-2 事務所案法線形 P-1a~b に関する考察	163
16-3 低水路法線形 P-2a~f に関する考察	163
16-4 低水道法線形 P-3a~c に関する考察	164
16-5 計画低水路法線形の選定	165
あ と が き	169

1. 実 験 の 目 的

本実験は、信濃川小千谷地区における低水路計画を、水理模型実験により検討しようとするものである。低水路の平面形状としては、設定方法の違いによって幾つかが考えられるが、ここでは、基本的な3種類の法線形について検討を加え、比較、選定を行うことにする。また、30.5 k 付近に計画が考えられている妙見堰の配置についても、検討を行う。

2. 実 験 の 経 緯

本実験は、信濃川小千谷地区水理模型実験として、土木研究所鹿島試験所において、昭和49年度に模型製作が開始されてから、昭和53年度まで実験、検討がなされてきた。途中、担当者の交替、検討内容の変更などが若干行われたが、実験方針は、前節に述べた目的に沿ったものである。これまでの実験の経緯は、概略以下の通りである。

○ 昭和49年度

縮尺1/80の移動床用模型が信濃川2.05k～3.8kにわたって製作された。また、実験に用いる河床材料の準備が行われた。

○ 昭和50年度

昭和43年度に測量された形状の、現状河道模型によって、河床粗度、河床形態等の検証実験を行った。また、昭和47年度に測量された形状の、現状河道模型により、洪水流況の把握、計画河道との比較資料を得た。

その後、工事事務所によって呈示された低水路法線形、P-1についての実験を開始した。

○ 昭和51年度

前年度に引き続き、工事事務所の原案による低水路法線形P-1についての実験、検討を行った。次に河道の蛇行特性を考慮した低水路法線形P-2についての実験を開始した。

○ 昭和52年度

前年度に引き続き、河道の蛇行特性を考慮した低水路法線形P-2についての実験、検討を行い、法線形P-2に関する最終案を決定した。このほか、3.05k地点に設ける堰に関する実験、検討を行った。さらに、河道の蛇行特性を考慮したもうひとつの低水路法線形P-3についての実験を開始した。

ここで、一連の実験、検討を総括するために、小千谷地区の低水路法線の設定方法と問題点の整理を行った報告書「信濃川小千谷地区低水路計画に関する検討(その1)」を作成した。

○ 昭和53年度

河道の蛇行特性を考慮した低水路法線形P-3についての検討を引き続き行い、堰に関する実験もあわせて行った。本報告書「信濃川小千谷地区低水路計画に関する検討(その2)」を作成した。

3. 実 験 概 要

本実験で行われた主な検討内容と主な測定項目を、表－3.0.1に示し、それぞれに対応する河道形状平面図を、図－3.0.1～図－3.0.8に示す。以下、本報告書では、ここに用いた実験番号、河道形状について各実験の検討を進めることとする。

表 - 3.0.1 実 験 概 要

実験 番号	RUN	実 験 件 名	期 間	実 験 概 要	流 量 m^3/s	通水時間 (模型値) hr	測 定 項 目					気 球 写 真		
							水 位	流 速	河 床 高	流 速 ス ケ ー プ 床 チ	河 床 ス ケ ー プ 床 チ	流 速	流 況	河 床
1	1-1	43年度測量河道 形状による現状河 道実験	50.11.23) (51.1.21)	河道をS43年度の形状にし て、S44~S47までの主 要洪水流量とその頻度を目安 に模型上で模式的な洪水の通 水を行った。 これは河床粗度、河床変化な どについて現地と模型との検 証を行うためである。	500	8				○		○	○	
	1-2				800	4							○	
	1-3				1,200	4				○		○	○	
	1-4				1,500	4							○	
	1-5				1,889	8	○		○	○	○	○	○	
	1-6				2,550	4	○		○	○	○	○	○	
	1-7				3,223	3	○		○	○	○	○	○	
	1-8				4,000	3	○						○	
	1-9				6,106	6	○		○	○	○	○	○	
	1-10				4,000	3	○						○	
	1-11				3,223	4	○	○		○		○	○	
	1-12				2,550	3	○						○	
	1-13				1,889	3	○	○		○		○	○	
	1-14				1,000	3	○	○					○	
	1-15				500	10	○		○	○		○	○	
2	2-1	47年度測量河道 形状による現状河 道実験	(51.11.23)) 51.1.21	S47年度の形状を計画案設 定の基準とする為現状河道と 計画河道とにおける現象の比 較資料とし、また、現状河道 における流況(洪水主流線な ど)の把握を行う。	4,000	5	○		○	○		○	○	
	2-2				"	5	○			○		○	○	
	2-3				"	5	○		○	○		○	○	
	2-4				"	5				○		○	○	
	2-5				"	5	○		○	○	○	○	○	
	2-6				6,000	2				○		○	○	
	2-7					3	○		○	○	○	○	○	
	2-8				8,000	2	○			○		○	○	
	2-9				3,223	3	○		○	○	○	○	○	
	2-10				11,000	2	○			○		○	○	
	2-11				"	3	○		○	○	○	○	○	
3	3-1	低水路法線形状 P-1a	51.2.17) 51.3.6	S47年の河道事務所案によ る低水路法線形内を掘削、た だし深掘れ部等はそのまま残 しておく。 4,000, 6,000, 8,000 m^3/s の流量を用いて、流況、河床 変動、砂礫堆の形状を把握。	4,000	5	○			○		○	○	
	3-2				"	5	○						○	
	3-3				"	5	○			○		○	○	
	3-4				"	5	○						○	
	3-5				"	5	○		○	○	○	○	○	
	3-6				6,000	2	○						○	
	3-7				"	3	○		○	○	○	○	○	
	3-8				8,000	2	○						○	
	3-9				"	3	○		○	○	○	○	○	
4	4-1	低水路法線形状 P-1b	S.51.226) S.51.325) S.51.7.3	前述と同様の低水路法線形状 で、高水数の高い部分も計画 高に掘削した状態で、4,000, 6,000, 8,000, 11,000 m^3/s の各流量で実験を行う。	4,000	5	○			○		○	○	○
	4-2				"	5	○							
	4-3				"	5	○			○		○	○	○
	4-4				"	5	○							
	4-5				"	5	○		○	○	○	○	○	○
	4-6				6,000	2	○						○	

実験 番号	RUN	実 験 件 名	期 間	実 験 概 要	流 量 m ³ /s	通水時間 (模型値) hr	測 定 項 目					気 球 写 真			
							水 位	流 速	河 床 高	流 ス ケ レ 況	河 ス ケ レ 床	流 速	流 況	河 床	
4	4-7		S.51. 722		6,000	3	○		○	○	○	○	○	○	
	4-8				8,000	2	○			○	○	○	○	○	
	4-9				"	3	○		○	○	○	○	○	○	
	4-10		S.51. 728		11,000	2	○							○	○
	4-11				"	3	○		○	○	○	○	○	○	
	4-12				8,000	(2×10) 20	○				○			○	
	4-13		S.51. 811		"	20					○				
	4-14				6,000	5					○		○	○	
	4-15				4,000	5					○				
5	5-1	低水路法線形状 P-2a	S.51.1.16	砂礫堆および洪水の蛇行ピッチを考慮する意図で幅350m波長約2kmの蛇曲型低水路法線形状を新たに設定し、実験検討を開始。低水路内は深い部分を残して計画高に掘削し、高水敷は一樣に計画高で掘削、造成する。流量は4,000m ³ /s、8,000m ³ /sを通水する。	4,000	10				○		○	○		
	5-2				"	10	○				○		○	○	
	5-3		S.51.2.10		"	10	○				○		○	○	
	5-4				"	10				○		○	○		
	5-5				8,000	5				○		○	○		
	5-6				"	5				○		○	○		
	5-7				"	5	○			○		○	○		
	5-8				"	5				○		○	○		
6	6-1	低水路法線形状 P-2b	S.51.2.18	前述の法線形状を修正し、河幅も250mを中心に上下流を漸近させる。4,000m ³ /sによって低水路内の砂礫堆形状、流況を把握。	4,000	10				○	○	○	○		
	6-2		"		10				○	○	○	○			
	6-3		S.52. 1.6		"	10				○	○	○	○		
	6-4		"		10	○			○	○	○	○			
7	7-1	低水路法線形状 P-2c	52. 1.29	同様の法線形状で、高水敷低部を造成するかわりに低水護岸と水制によって高水敷部への洪水の流入を止める形とした。低水路幅は、300mを中心に上下流を漸近させる。4,000、8,000m ³ /sの流量で、低水路内および河道全体を流れる洪水について実験する。	4,000	10				○		○	○		
	7-2				"	10				○	○	○	○		
	7-3		52. 2.22		"	10	○			○	○	○	○		
	7-4				"	10				○	○	○	○		
	7-5				"	10				○	○	○	○		
	7-6				"	10				○	○	○	○		
	7-7				"	10				○	○	○	○		
	7-8				"	10	○			○	○	○	○		
	7-9				8,000	5				○	○	○	○		
	7-10				"	5	○			○	○	○	○		
8	8-1	低水路法線形状 P-2d	52. 2.27	若干の法線修正を行い、4,000m ³ /sにおいて砂礫堆の形成状態を検討、その後30.5kに堰を設置し、その影響を見る。	4,000	20	○			○	○	○	○		
	8-2				"	10				○	○	○	○		
	8-3		52. 3.25		"	10	○	○		○	○	○	○		
	8-4				(堰設置)	10				○	○	○	○		
	8-5				"	10	○			○	○	○	○		
	8-6				8,000	5				○	○	○	○		
	8-7				"	5	○			○	○	○	○		
	9-1	低水路法線形状 P-2e	52. 7.20	法線修正を行い、波長2kmの低水路法線最終案とする。	4,000	10				○	○	○	○		
	9-2				"	10	○				○	○	○	○	

実験 番号	RUN	実験 件 名	期 間	実 験 概 要	流 量 m ³ /s	通水時間 (模 型 値)	測 定 項 目					気 球 写 真		
							水 位	流 速	河 床 高	流 ス テ ッ プ 況 子	河 ス テ ッ プ 床	流 速	流 況	河 床
9	9-3		52. 8.30	堰は初めから設置しておく。	4,000	10				○	○		○	○
	9-4					10	○		○	○	○		○	○
	9-5				8,000	5				○	○			○
	9-6					5	○		○	○	○		○	
10	10-1	低水路法線形状 P-3a	52.12.23	大洪水時の主流線の蛇行形状に合わせた波長 3km の蛇行形状で低水路を設置し実験検討を開始する。30.5k における計画河床高が 1.805m 下げられる。実験はすべて高水敷も計画断面に整形して行う。 上記実験の後 24k ~ 33k を整形しなおして 30.5k に堰を設置する。	4,000	10				○	○		○	○
	10-2				5,000	80	○		○		○	○	○	○
	10-3				8,000	1					○	○	○	○
	10-4				11,000	2	○		○		○	○	○	○
	10-5				5,000	60	○	○	○	○	○	○	○	○
	10-6				11,000	2			○		○	○	○	○
11	11-1	低水路法線形状 P-2f	53. 2.20	低水路法線形状比較のため 2km 波長の蛇行低水路を計画河床高の変更された場合について再度実験する。 上記実験の後 24k ~ 33k を整形しなおして 30.5k に堰を設置する。	5,000	40	○	○	○		○		○	○
	11-2				11,000	2					○		○	○
	11-3				5,000	20	○	○	○		○	○	○	○
	11-4				11,000	2			○		○	○	○	○
12	12-1	低水路法線形状 P-3b	53. 6.27	法線形 P-2a を修正した低水路法線形状で実験を行う。	4,000	30	○				○		○	○
	12-2				5,000	30	○	○	○		○	○	○	○
	12-3				1,1000	4	○	○	○		○	○	○	○
	12-4		53. 9. 4	上記実験の後、30.5k に堰を設ける。 上記実験の後 29.75k に堰を設ける。	5,000	40	○	○	○		○		○	○
	12-5				1,1000	3	○	○	○		○		○	○
	12-6				5,000	40	○	○	○		○		○	○
	12-7				1,1000	3	○	○	○		○		○	○
13	13-1	低水路法線形状 P-3c	53. 9.30	法線形 P-2b と同じ低水路を掘削し、高水敷の低部を造成しないで、導流堤方式で低水路を設置した。	5,000	60	○				○		○	○
	13-2		53.10.29		1,1000	2	○				○		○	○

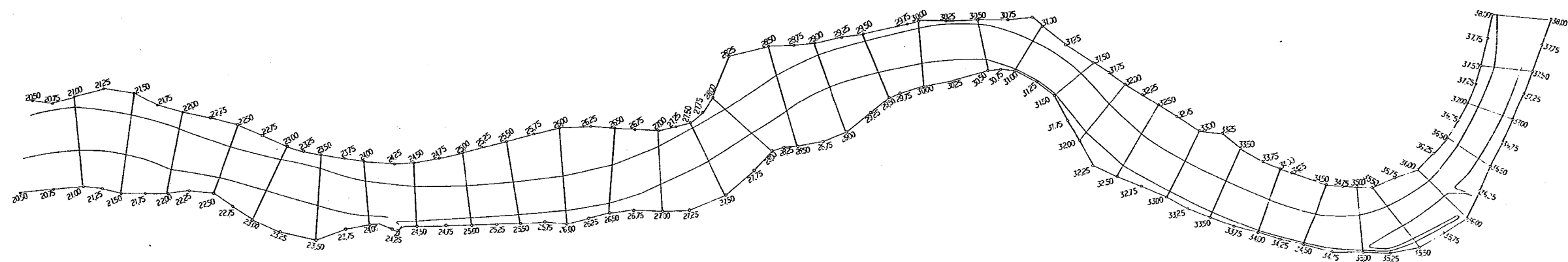


图-3.0.1 低水路法線形状 P-1a, P-1b

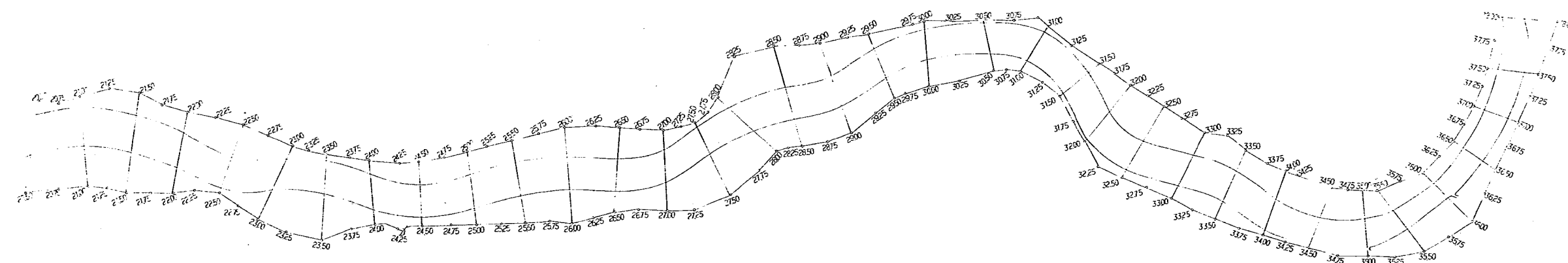


图-3.0.2 低水路法線形状 P-2a

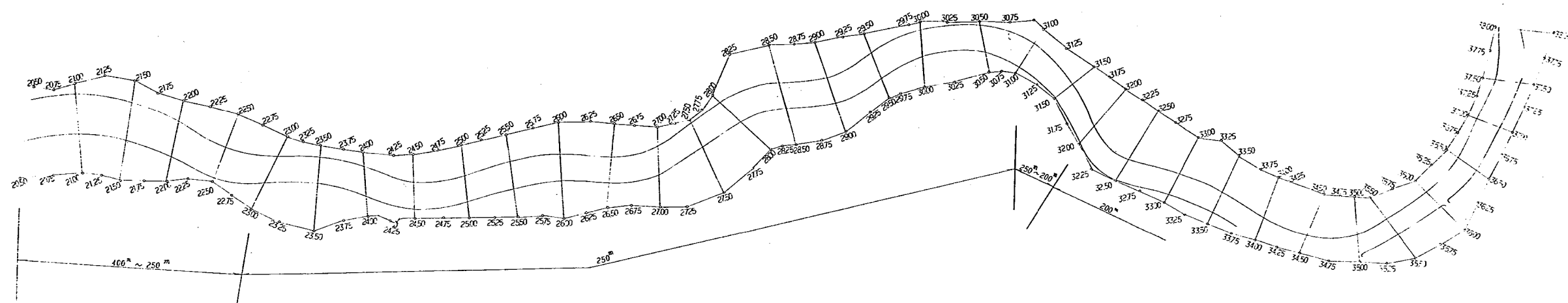


图-3.0.3 低水路法線形状 P-2b

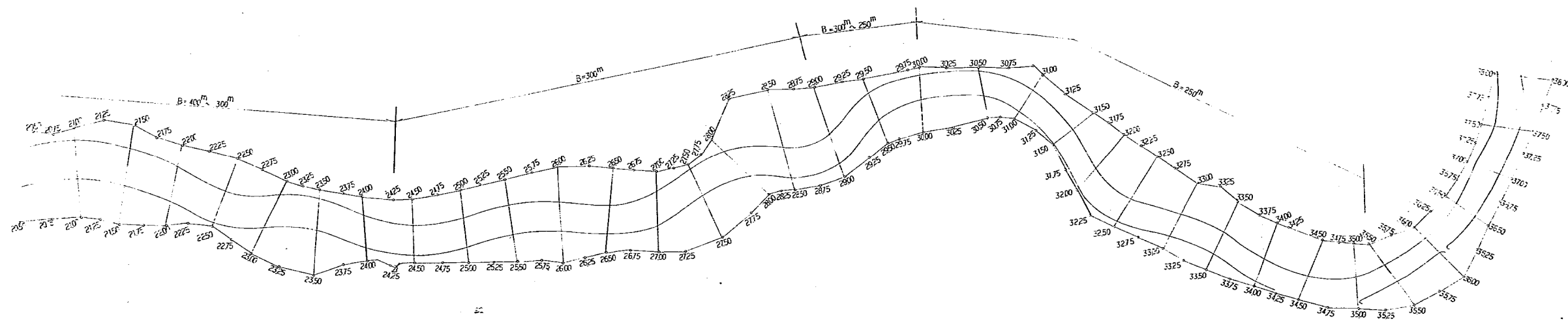


图-3.0.4 低水路法線形状 P-2c

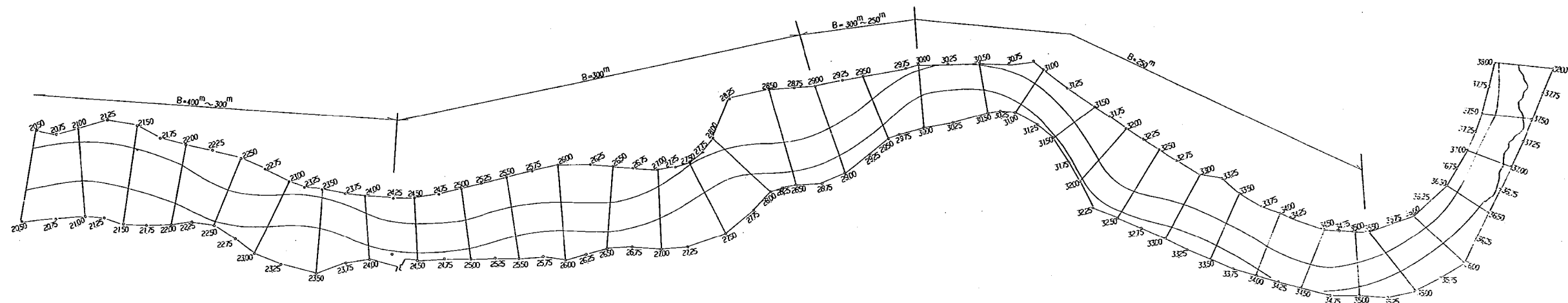


图-3.0.5 低水路法線形状 P-2d

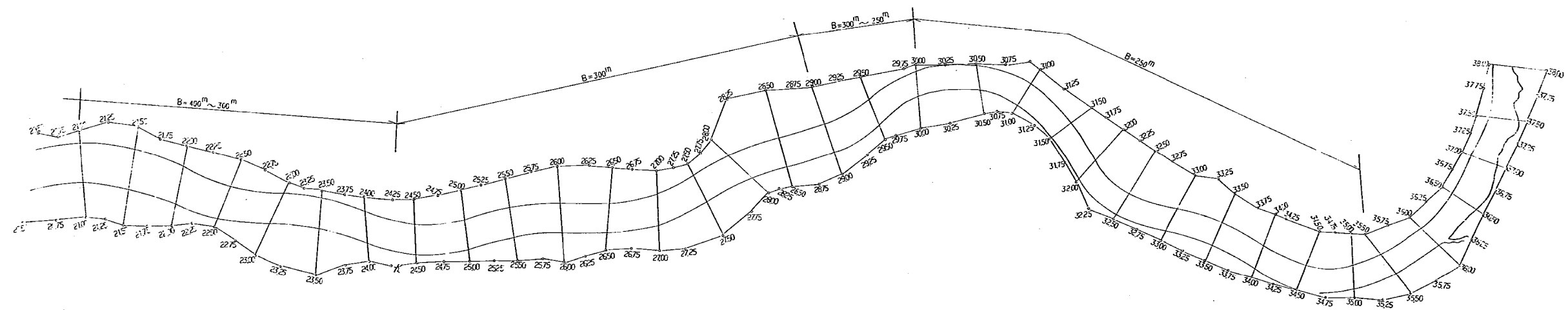


图-3.0.6 低水路法線形状 P-2e, P-2f

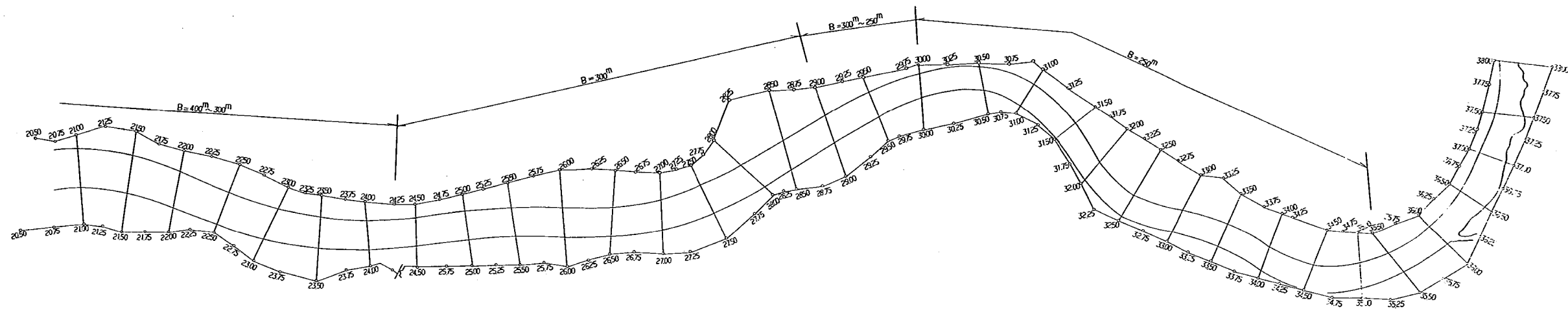


图-3.0.7 低水路法線形状 P-3a

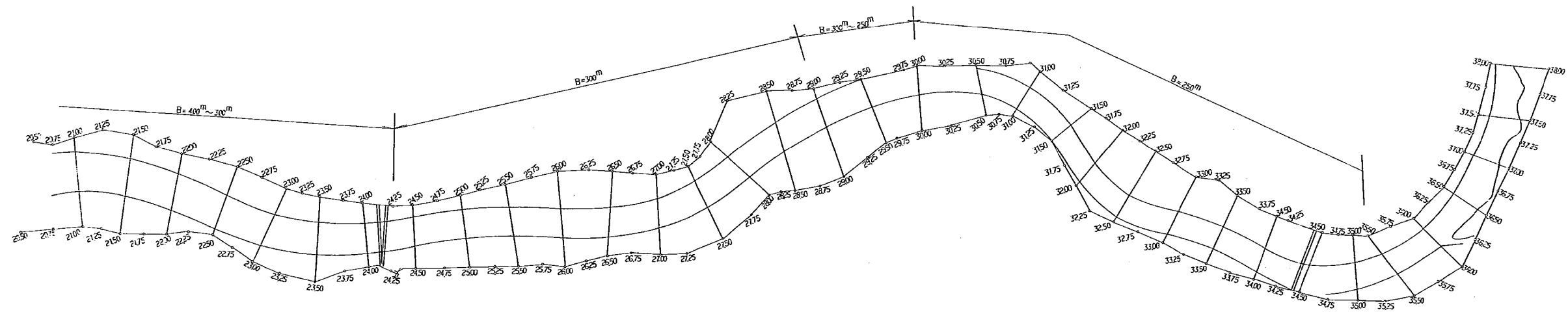


图-3.0.8 低水路法線形状 P-3b, P-3c

4. 実験の方法

4-1 移動床模型実験の相似則

実河道に起る現象を水利模型実験によって検討するためには、実河道と河道模型とにおける現象が相似とならなければならない。一般には、幾何学的な形状の相似だけでなく、流れ、河床形態、流砂量などが、それぞれ相似となる必要がある。

いま、流れの相似を考えると、流れのレイノルズ数が大きい乱流を表わす運動方程式は、

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} (-\overline{u' u'}) + \frac{\partial}{\partial y} (-\overline{u' v'}) + \frac{\partial}{\partial z} (-\overline{u' w'})$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial x} (-\overline{v' u'}) + \frac{\partial}{\partial y} (-\overline{v' v'}) + \frac{\partial}{\partial z} (-\overline{v' w'})$$

$$\frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial x} (-\overline{w' u'}) + \frac{\partial}{\partial y} (-\overline{w' v'}) + \frac{\partial}{\partial z} (-\overline{w' w'})$$

} (4-1-1)

で、簡単のために一方向流れを考え、 y 軸と z 軸方向の平均流速 v と w を無視し、さらにレイノルズ応力項を渦動粘性係数 ϵ を用いて書き直すと、

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\epsilon_x \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\epsilon_y \frac{\partial u}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\epsilon_z \frac{\partial u}{\partial z} \right) \dots\dots (4-1-2)$$

となる。実河道と河道模型との流れの相似性を得るためには、このような運動方程式が、実河道と河道模型とで同時に成立しなければならない。一般には断面平均流を考えて、式(4-1-2)の各項を断面平均化し、断面平均流速を U 、水深を h 、河床勾配を I 、潤辺に働くせん断力を τ_0 、運動量補正係数を β 、エネルギー補正係数を α 、径深を R とすると、

$$\frac{\beta}{g} \frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\alpha}{2g} \frac{\partial U^2}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} - I + \frac{\tau_0}{\rho g R} = 0 \quad \dots\dots\dots (4-1-3)$$

となる。ただし、

$$\frac{1}{A} \iint_A \left\{ \frac{\partial}{\partial y} \left(\epsilon_y \frac{\partial u}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\epsilon_z \frac{\partial u}{\partial z} \right) \right\} dA = \frac{1}{\rho A} \iint_A \left\{ \frac{\partial \tau_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_z}{\partial z} \right\} dA$$

$$= \frac{1}{\rho A} \oint_S \tau_n dS$$

$$S \cdot \tau_0 = \oint_S \tau_n dS \quad \left(\begin{array}{l} S : \text{潤辺長} \\ A : \text{断面積} \end{array} \right. \quad S \cdot R = A)$$

より、河床せん断力 τ_n を潤辺に沿って平均化した τ_0 を用いて、

$$\frac{1}{A} \iint_A \left\{ \frac{\partial}{\partial y} \left(\epsilon_y \frac{\partial u}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\epsilon_z \frac{\partial u}{\partial z} \right) \right\} dA = - \frac{\tau_0}{\rho R}$$

$$P + \epsilon_x \frac{\partial u}{\partial x} \doteq P$$

と置き換えてある。

連続の方程式は、

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0$$

を一方向流れに対して平均化すると、流量を Q 、水路単位長当りの横から流入量を q として、

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} + q = 0 \quad \dots\dots\dots (4-1-4)$$

となる。

以上の式(4-1-3)および式(4-1-4)は、漸変流に関する一次元解析で、一般に用いられる運動方程式と連続方程式である。この場合、式(4-1-3)は流れの消費するエネルギーが、すべて壁面において生じるせん断抵抗 τ_0 で表わされている。したがって、実河道と河道模型における流れの平均流速と水深の相似を得るだけであれば、壁面に人工的な粗度を与えることによって達成できることになる。このようにして、式(4-1-3)、式(4-1-4)が、実河道と河道模型とで同時に成立つ(両者における基礎式の各項の比が等しい)ようにした場合、諸量の縮尺は下に示すように表わされ、いわゆるフルードの相似則を満たす河道模型が得られるわけである。

流 速	$U_r = h_r^{1/2}$	
時 間	$t_r = x_r \cdot h_r^{-1/2}$	
河床勾配	$I_r = h_r \cdot x_r^{-1}$	$\dots\dots\dots (4-1-5)$
流 量	$Q_r = x_r \cdot h_r^{3/2}$	
粗 度	$n_r = h_r^{2/3} \cdot x_r^{-1/2}$	$x_r : \text{流れ方向の縮尺}$
断 面 積	$A_r = x_r \cdot h_r$	$h_r : \text{水深方向の縮尺}$

しかし、流速分布の相似までを考えると、式(4-1-4)の相似が必要となり、模型の縮尺が歪んでいないこと($\alpha_r = h_r$)、粗度要素の幾何学相似などが必要になってくる。

いっぽう、人工的に粗度を与えることのできない移動床模型では、流れの相似のためには、河床形態の相似が得られなければならない。すなわち、平均流の相似を考えた場合、式(4-1-3)中のせん断抵抗を決める河床形態が、どのような物理量のどのような関数になっているかを知らなければ、移動床模型の相似性を検討することができない。一般に、河床形態を含めた流れは、流体密度 ρ 、動粘性係数 ν 、河床材料の密度 ρ_s 、平均粒径 d 、粒度分布形状 K 、摩擦速度 U_* (或は流速 U)水深 H (或は河床勾配 I)、水路幅 B 、重力加速度 g の関数として表わされる。このうち ρ, g, d を基本量として、上述の関数を無次元表示すると、

$$\Pi = \Pi \left(\frac{U_*}{\nu}, \frac{U_*^2}{(\rho_s/\rho - 1)gd}, H/d, B/H, (\rho_s/\rho - 1), K \right) \dots (4-1-6)$$

となる。式(4-1-6)の各項のうち、河床抵抗に大きく関係する小規模河床形態に最も支配的なのは、粒子レイノルズ数 U_*d/ν 、無次元掃流力 $U_*^2/(\rho_s/\rho - 1)gd$ 、水深粒径比 H/d であると考えられ、 U_*d/ν が大の場合はこの項を無視することができる。その場合は、無次元掃流力と水深粒径比だけ考えれば良く、河床材料の粒径を模型の幾何学的縮尺と同様に縮尺し、実河道と模型とで無次元掃流力を一致させれば、小規模河床波の相似が得られフルードの相似関係を満足することができる。しかし、実河道で U_*d/ν の値が充分大きく無視できても、一般の河道模型では、 U_*d/ν の値がかなり小さくなり、この項が現象を支配することがまれではない。具体的にはRipplesと呼ばれる河床波が U_*d/ν の値が20以下程度になると発生し、実河道と異なる河床形態、すなわち多くの場合異なる河床抵抗を呈することになる。このような領域は、模型における粒径 d が小さく、摩擦速度 U_* が小さいほど生じやすい。

模型実験では、一方向流れについての河床抵抗の相似条件(式(4-1-3)の相似)の下で、河道の平面形状や中規模河床形態によって決まる三次元的流況をも測定するため、移動床模型では中規模河床形態の相似も必要となる。この場合、上述の小規模河床形態に関係する無次元量に河幅と水深の比 B/H を加えて考えれば良く、無歪縮尺の模型であれば、 B/H の相似は得られる。また、中規模河床形態はRipples発生のいかんにかかわらず形成される。

移動床模型におけるもうひとつの大きな問題点は、流砂量および流砂形態の相似である。流砂量を表わす関数の無次元表示も式(4-1-6)と同様で、 U_*d/ν が無視できる場合は、流砂量は無次元掃流力 $U_*^2/(\rho_s/\rho - 1)gd$ と水深粒径比 H/d を実河道と河道模型とで等しくすれば、ほぼ流れと同じ縮尺で相似となる。 U_*d/ν が河道模型で無視できない場合は、実河道で生じていないRipplesが河道模型では発生することになり、河床抵抗と同様流砂量の相似も得られなくなる。また、掃流砂形態と浮遊砂形態との境界は、流れの平均流速(又は摩擦速度)と砂粒子の沈降速度との比が現象を決める重要な要素のひとつとなり、模型の砂粒子の径が0.2 mm位以上であれば問題がないが、それ以下あるいは比重の軽い河床材料(石炭粉など)の場合は、沈降速度の縮尺がフルード則による速度の縮尺とずれるため、

流砂形態の相似が得られず、流砂量も相似にならない。

実際には、移動床模型実験で上述のような無次元量すべてを、模型と実河道で一致させなくても、河床形態や流砂形態の相似条件は、支配的な無次元量が形態領域の範囲内にあればよく、異なる形態の境界付近の現象を除けば比較的相似としやすい。また、流砂量が相似でない場合については、フルード則による時間縮尺とは別に、模型と実河道における河床変動量が相似となるように時間縮尺を決めることがある。

本実験では、模型の幾何学的縮尺を、水平・垂直方向とも $1/80$ としており、河床材料の平均粒径も同様に $1/80$ とし、粒度分布形もある程度考慮しているため、式 $(4-1-6)$ の U_*d/ν を除く各項を、実河川と河道模型とで同一にできており、模型上で Ripples が生じてしまう場合以外は河床抵抗、流れ、流砂量の相似を得ることができる。表-4.1.1 は縮尺 $1/80$ の模型でフルードの相似則が満たされたとした場合の諸量の縮尺である。

表-4.1.1 縮尺 $1/80$ の場合の諸量の縮尺

	縮 尺 値
長 さ	1 : 80
勾 配	1 : 1
体 積	1 : 512,000
流 速	1 : 8.944
流 量	1 : 57.244
時 間	1 : 8.944

4-2 河床材料の選定

実河道と河道模型における現象の相似を得るためには、前項で述べたように、河床材料の平均粒径を河道模型と同じ縮尺とするだけでなく、粒度分布形まで相似とできることが望ましい。実際には、河床材料の粒度分布形は、河道の縦断方向に変化し、また、河床材料調査の方法、試料の採取位置によっても異なる。河道のある区間における、このような粒度分布形の変化は、河床材料が未分級な扇状地河道において、特に顕著である。この実験の場合も実河道における粒度の縦断変化は大きい、模型実験では河道全域にわたって同一粒度分布形の河床材料を用いざるを得ない。

信濃川小千谷地区の過去の河床材料調査結果より、 $18\text{ k} \sim 30\text{ k}$ の区間における、平均粒径の縦断変化を図-4.2.1 に示すが、 28 k より上流における S.48 年度調査の粒径が、他と大きく異なっていることがわかる。これは、おそらく河床材料の採取位置や方法が異なるためと考えられるが、模型実験で対象とする河床材料として、どちらの粒径を採用したらよいかという決め手は特になく、ここでは図-4.2.2 に示すように、S.47 年と S.48 年の平均の粒度分布形を、縦断方向にも平均化したような分布形を想定し、その粒径を $1/80$ に縮尺したものを、模型における河床材料の粒度分布を決める基とした。

実際に模型実験に使用した河床材料の粒度分布形は、図-4.2.3、図-4.2.4 に示すようなもので、図-4.2.2 に示す分布形とは異なるが、これは、模型上で 0.1 mm 以下の粒径の砂は浮遊砂として流送されて、河床材料から脱落してしまうので、初めからこれをカットしていること、そのために、模型上の平均粒径を実河道の平均粒径のちょうど $1/80$ にする(平均粒径の相似)には、大きな粒径成分を減らさなければならないためである。ただし、最大粒径は $1/80$ で相似としている。なお、河道上下流にわたって、このような河床材料を用いることによって、模型の上流側では実際より河床がやや動きやすく逆に下流側では動きにくくなっていると考えられる。

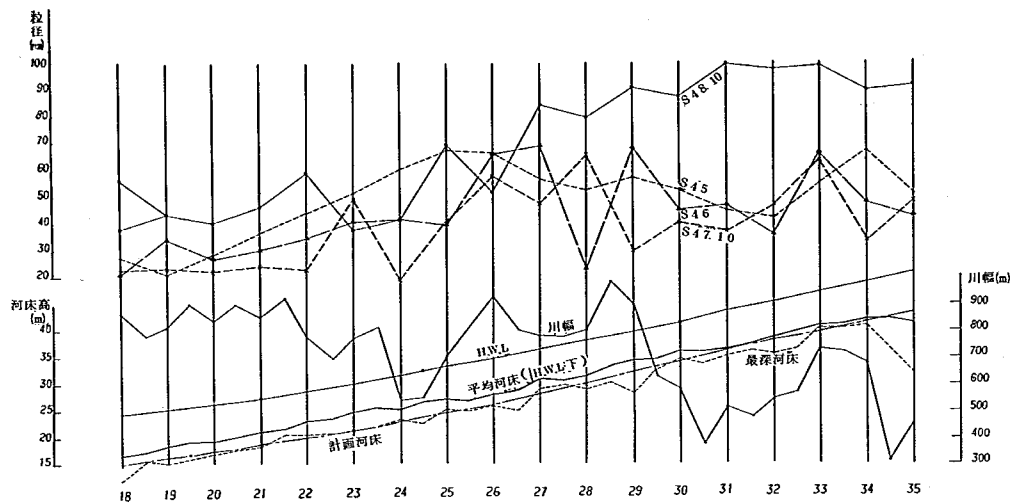


図-4.2.1 平均粒径縦断分布

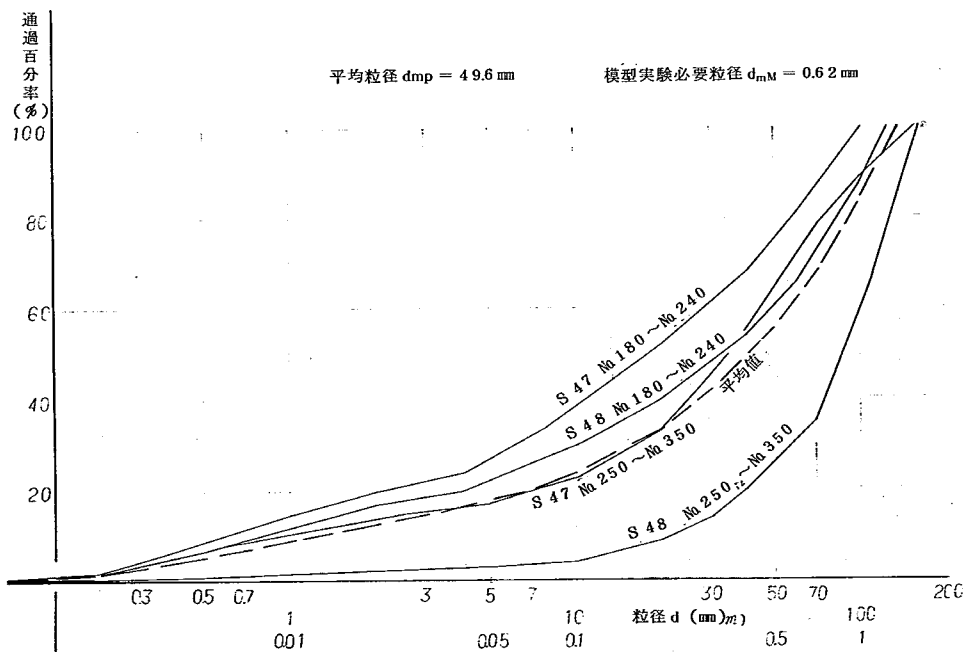


図-4.2.2 18k~35k の平均的粒度分布

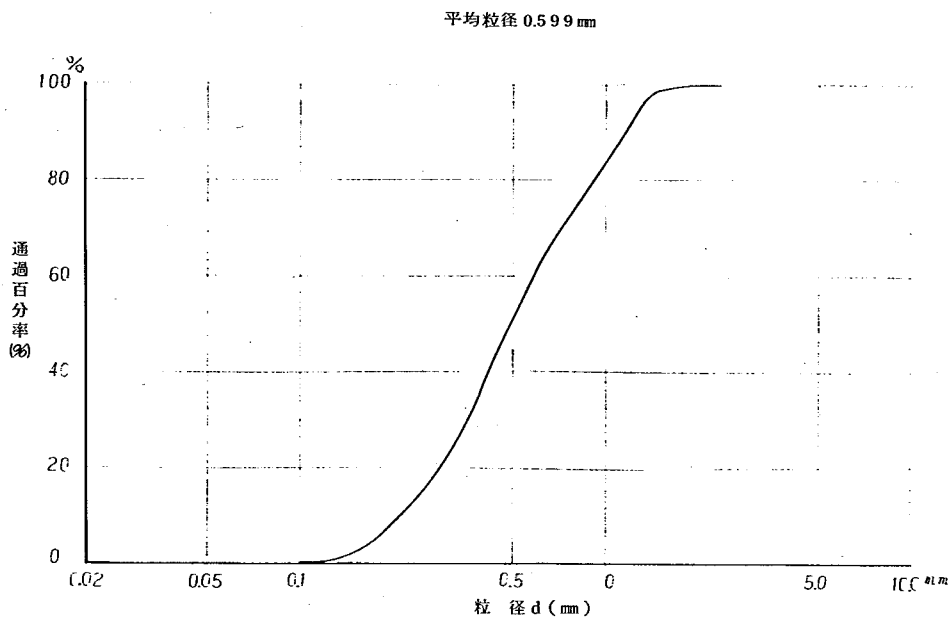


図-4.2.3 実験に使用した河床材料の粒度分布

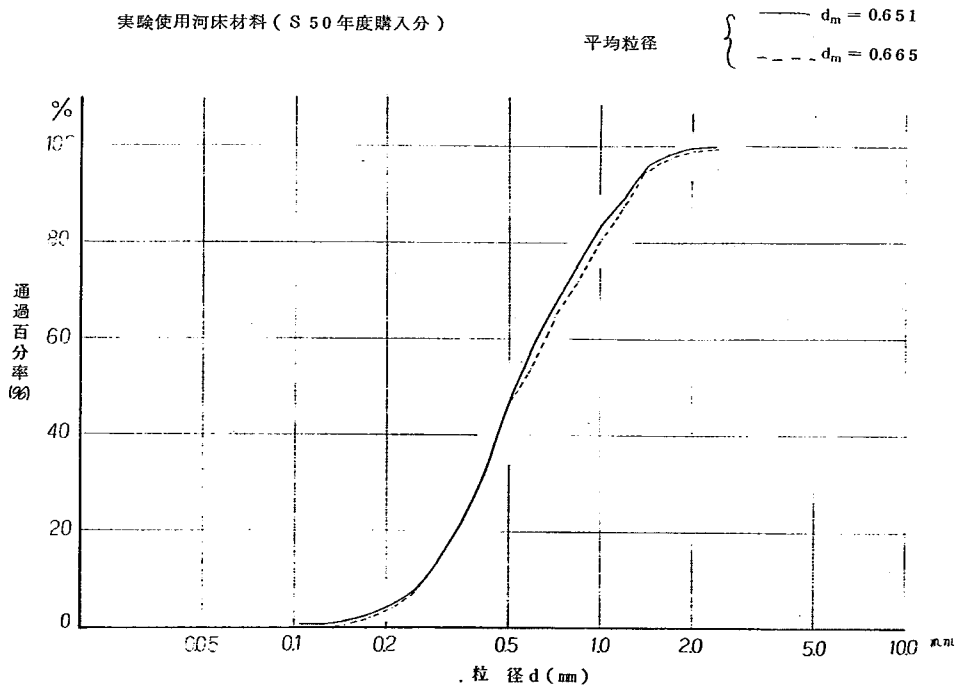


図-4.2.4 実験に使用した河床材料の粒度分布

4-3 実験流量の選定

河道模型において種々の検討を行う際、その目的に応じて、河道に与える流量（実験流量）を選定し、その流量の有する意味を明らかにしておく必要がある。

信濃川小千谷地点における、過去の年最大流量を見ると、

S. 40	S. 41	S. 42	S. 43	S. 44
4,570 m^3/s	3,143 m^3/s	2,788 m^3/s	2,269 m^3/s	6,106 m^3/s
S. 45	S. 46	S. 47	S. 48	S. 49
2,587 m^3/s	3,223 m^3/s	2,487 m^3/s	2,402 m^3/s	3,116 m^3/s

となっており、毎年融雪洪水により2,000～3,000 m^3/s の流量が生じ、それ以上大きな流量は、梅雨または台風によるもので、数年に一度の割で生じている。また、信濃川小千谷地区における洪水流量は11,000 m^3/s となっている。河道の形状にとって、毎年生ずる継続時間の長い融雪出水が支配的なのか、数年～数十年に一回の大きな出水が支配的なのかは、河道の低水路部とそれ以外を含めた河道全体とのどちらを考えるかによっても異なるが、過去の洪水記録とその時々河床の変動状況から判断して検討する必要がある。しかし、最近までのように、人工的な河道改修、砂利採取によって短い期間に大きな変動がもたらされているような河道では、そのような判断が非常に難しい。

河床変動に支配的な流量を求めるひとつの方法としては、各流量における流砂量とその流量の一定期間内の生起時間との積が最も大きくなるような流量を、支配流量とするような考え方もあるが、この実験の場合、現象を低水路に対応する流量におけるものと、河道全体に対応する流量におけるものとに大別しており、低水路に対しては融雪洪水流量程度の2,000～3,000 m^3/s を、河道全体に対しては計画流量時のことも含めて、8,000～11,000 m^3/s を主要な実験流量に選定した。しかし、模型上では、流量2,000～3,000 m^3/s を通水しても、河床にRipplesが発生するため河床砂がほとんど移動せず、計画時の低水路満杯流量である4,000 m^3/s をもって、低水路に関する支配流量とした。以上のようなことから、実験に使用する主な流量は、4,000 m^3/s （河床砂の動きが少ないときは、5,000 m^3/s を用いている）、6,000 m^3/s 、8,000 m^3/s 、11,000 m^3/s とした。

4-4 測定方法

○ 流 量

河道模型に与える流量は、模型上流端に設置した量水堰により測定する。

○ 水 位

水位の測定は、水面上に設置したポイントゲージにより測定する。

- 流 速

プロペラ流速計によって直接測定を行うほか、水面に浮子を流して、一定時間における流下距離を気球写真撮影により測定する方法、および横断方向に色素溶液を一樣に投入して、一定時間における流下距離を気球写真撮影により測定する方法を用いた。

- 流 況

河道横断方向の数点から色素溶液を連続して投入し、それが画く流線（流跡線）を気球写真撮影する。
あるいは、水面にアルミニウム粉末を散布し、流れ方向に現れる縦縞紋様を気球写真撮影する。

- 河床高

河道横断方向に水平に設置したピアノ線より河床面までの高さを、スケールを用いて測定した。

- 河床状況

通水を止めた後、小流量で色素溶液を流し、みお筋と河床形態を気球写真撮影する。

5. 現状河道における実験（実験番号1，2）

現状河道で模型実験を行う目的のひとつは、実河道と河道模型における現象の相似性を検討することである。ここではそのために、昭和43年度に測量された横断形状を有する現状河道で、昭和44年～昭和47年の間の主な洪水流量を重ねて通水し、洪水こん跡記録のあるものについては、その水位の比較を行い、また、昭和43年と昭和47年との河道横断面形の変化の傾向が、模型における通水前後の横断形状の変化と、どの程度対応するかを検討を行った。

現状河道における実験のもうひとつの目的は、現状河道における洪水流況、河床変化等の特性を把握し、計画河道設計の資料、あるいは計画河道における洪水流況、河床変化等との比較資料を得ることである。この実験では、昭和47年の現状河道を基にした計画河道を設定しているため、昭和47年度測量の横断形状を有する現状河道で、主な実験流量について、洪水流況の把握を行った。

5-1 昭和43年時の現状河道における実験（RUN1-1～1-15）

河道模型を昭和43年度測量の横断形状に整形し、これに、昭和44年～昭和47年の間に発生した洪水量を参考にして、 $500\text{m}^3/\text{s}$ から、 $800\text{m}^3/\text{s}$ 、 $1,200\text{m}^3/\text{s}$ 、 $1,600\text{m}^3/\text{s}$ 、 $1,889\text{m}^3/\text{s}$ 、 $2,550\text{m}^3/\text{s}$ 、 $3,223\text{m}^3/\text{s}$ 、 $4,000\text{m}^3/\text{s}$ 、 $6,106\text{m}^3/\text{s}$ の各流量をハイドログラフ型式で連続的に通水した。各流量の通水時間については、フルード則の時間縮尺で考えれば、実河道における各流量の総継続時間を、それぞれ $1/8.94$ 倍して、模型の通水時間を決めればよいことになる。しかし、前にも述べたとおり、模型上で、実河道では形成されないはずのRipplesが形成され、流砂量はとるべき値の $1/10$ 以下程度にまで減少してしまうため、流量によっても異なるが、フルード則による時間縮尺で求めた通水時間より、かなり長い通水時間にしないと、実河道と河道模型とにおける、河床変動の相似が得られない。河床変動の相似を得るための時間縮尺を正確に決めるには、実河道と河道模型の双方における、各流量毎の流砂量を知らねばならない。しかし、ここでは、そのような厳密な時間縮尺の検討を行わず、定性的な河床変動状況を知るだけの実験にとどめることにした。各流量の通水時間は、表-3.0.1に示してある。

＜実験水位と洪水痕跡との比較＞

主に、河床に生ずる小規模河床波によって決まる河床粗度の相似性を検討するために、実際に痕跡水位の記録がある昭和44年8月洪水（流量 $6,106\text{m}^3/\text{s}$ ）と昭和46年9月洪水（流量 $3,223\text{m}^3/\text{s}$ ）について、実験水位と痕跡水位との比較を行う。実験水位は、実験No1のRUN1-7とRUN1-9におけるもので、実際にそれぞれの洪水が生じた時の、河床縦断面形と模型実験での河床縦断面形とは異なるため、水位を比較する際には、河床縦断面形の相異を考慮しなければならない。図-5.1.1と図-5.1.2は、それぞれの洪水についての、実験水位および河床高の縦断面図と痕跡水位、河床高の縦断面図であるが、図-5.1.3および図-5.1.4に示す実河道と河道模型との河床高の相違を考慮しても、実験

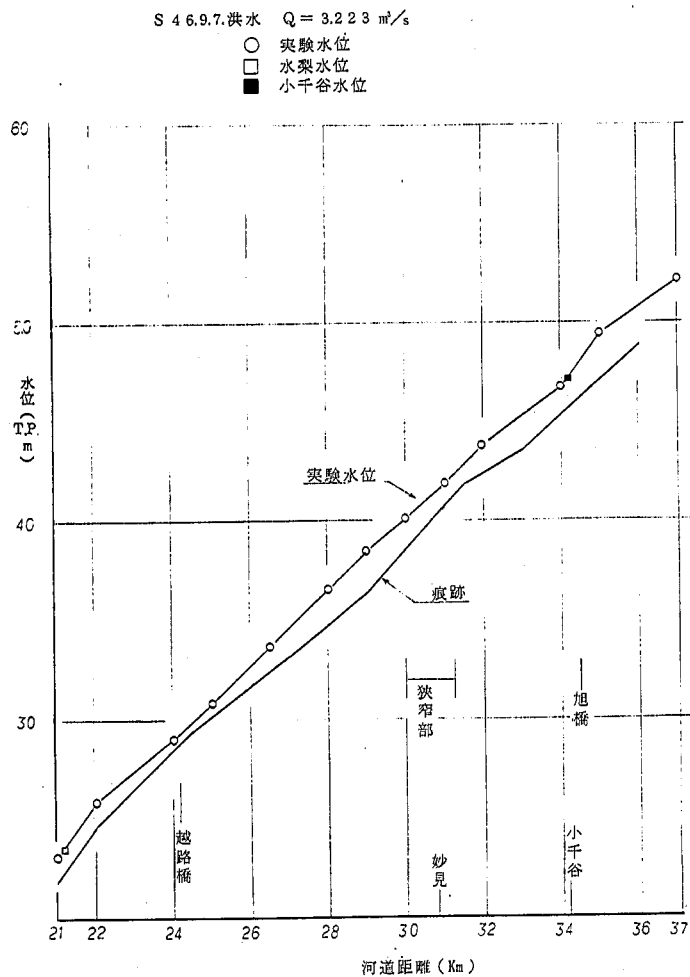


図-5.1.1 検証実験水位縦断面図 (流量 $3.223 \text{ m}^3/\text{s}$)

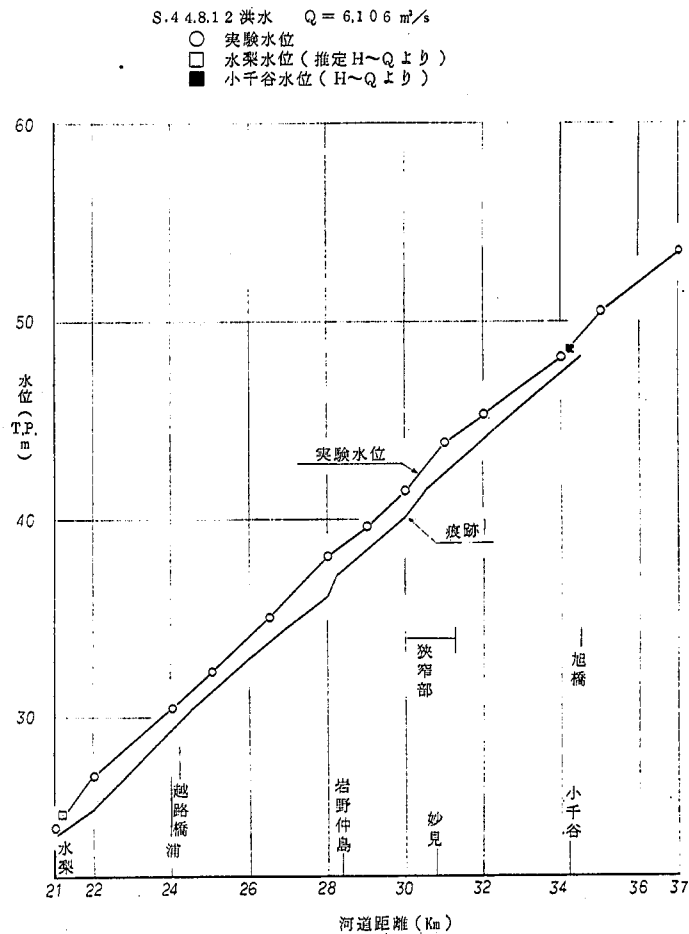


図-5.1.2 検証実験水位縦断面図 (流量 $6.106 \text{ m}^3/\text{s}$)

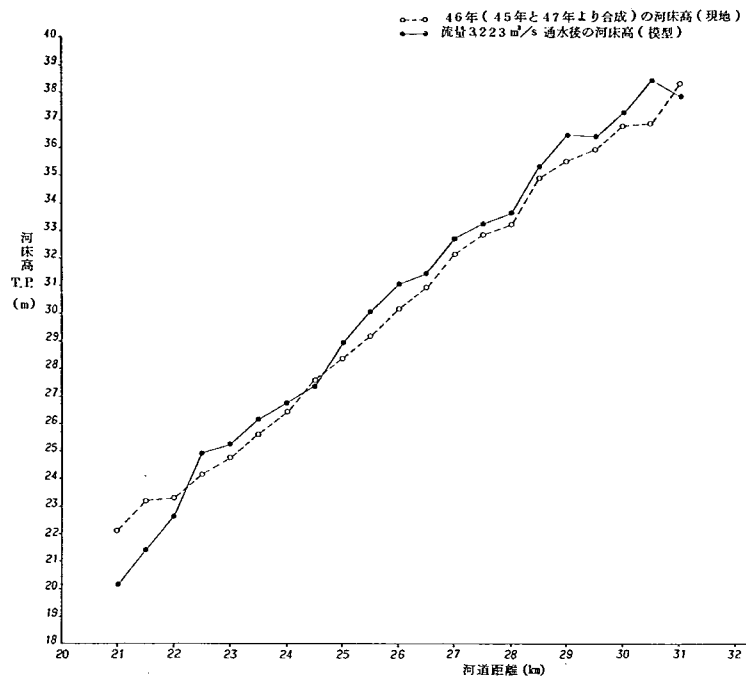


図-5.1.3 平均河床高の比較

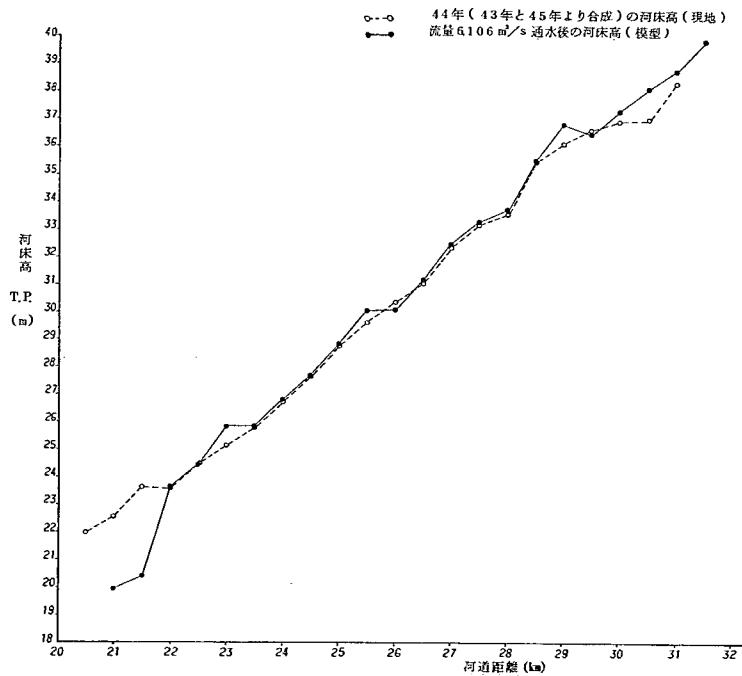


図-5.1.4 平均河床高の比較

	k	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37
—	粗度係数 n	0.035	0.328	0.332	0.327	0.353	0.340	0.410	0.482	0.413	0.434	0.485	0.396	0.285	0.471	0.533	0.476	
- - -	抵抗係数 φ	5.16	11.4	11.9	11.9	10.7	11.0	8.54	8.69	8.41	9.21	8.35	9.97	13.7	8.62	7.91	9.06	

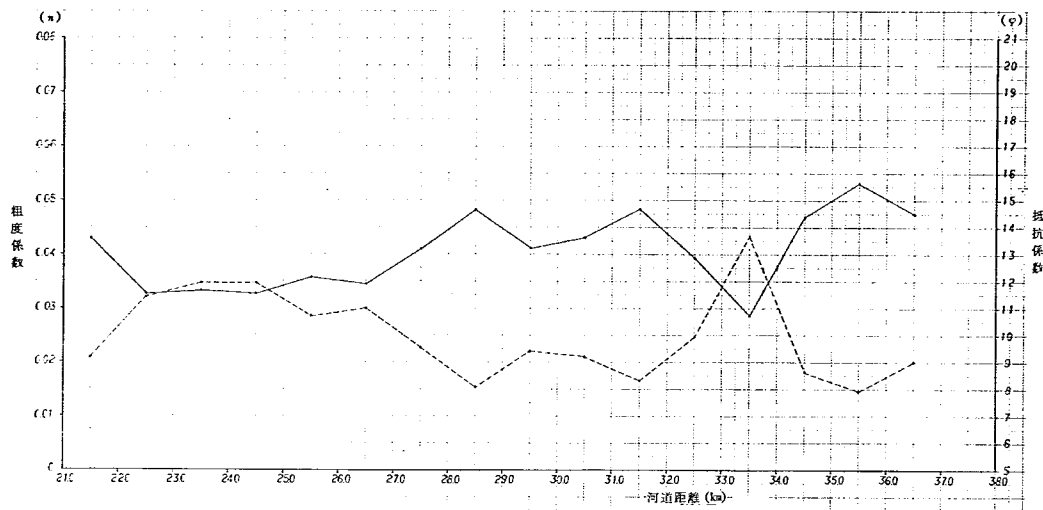


図-5.1.5 流量 $3.223 \text{ m}^3/\text{s}$ における実験粗度

	k	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37
—	粗度係数 n	0.0349	0.0244	0.0286	0.0336	0.0332	0.0332	0.0647	0.0770	0.0411	0.0540	0.0386	0.0267	0.0234	0.0387	0.0464	0.0358	
- - -	抵抗係数 φ	11.8	16.7	14.2	12.2	12.4	12.6	6.45	10.3	10.0	7.77	10.7	15.1	17.2	10.9	9.44	12.0	



図-5.1.6 流量 $6.106 \text{ m}^3/\text{s}$ における実験粗度

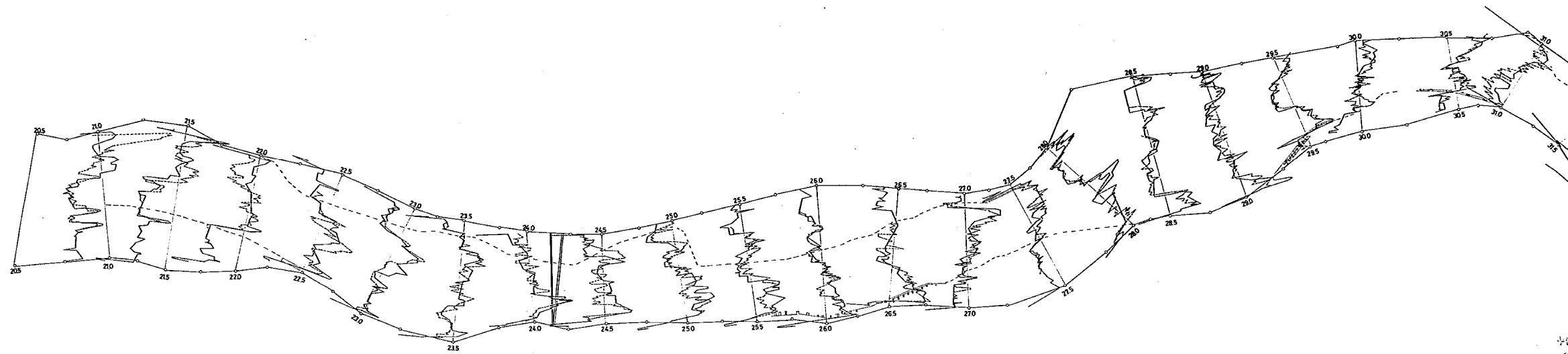


図- 5.1.7 S. 43～S. 47 の主要洪水による模型の河床変化

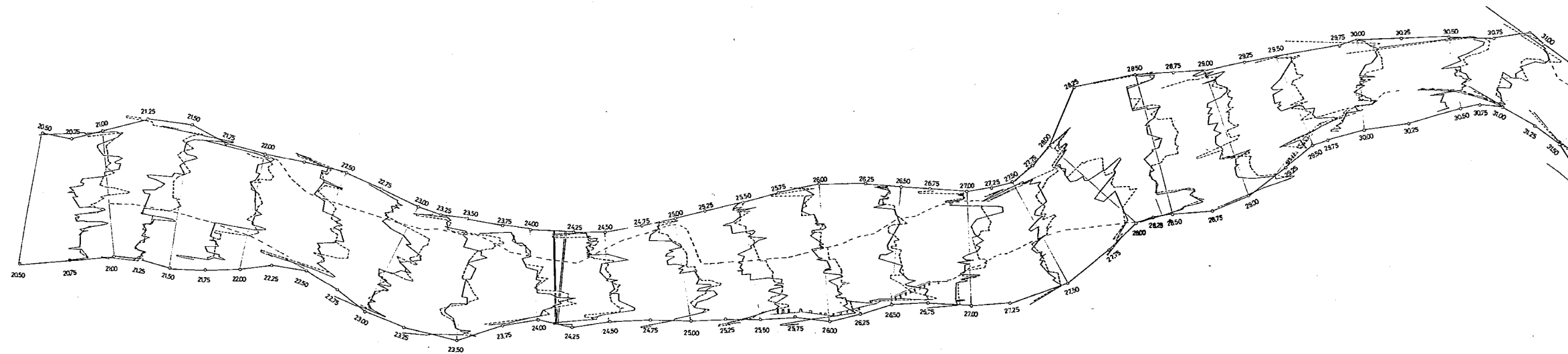


図- 5.1.8 実河道における S. 43～S. 47 の河床変化

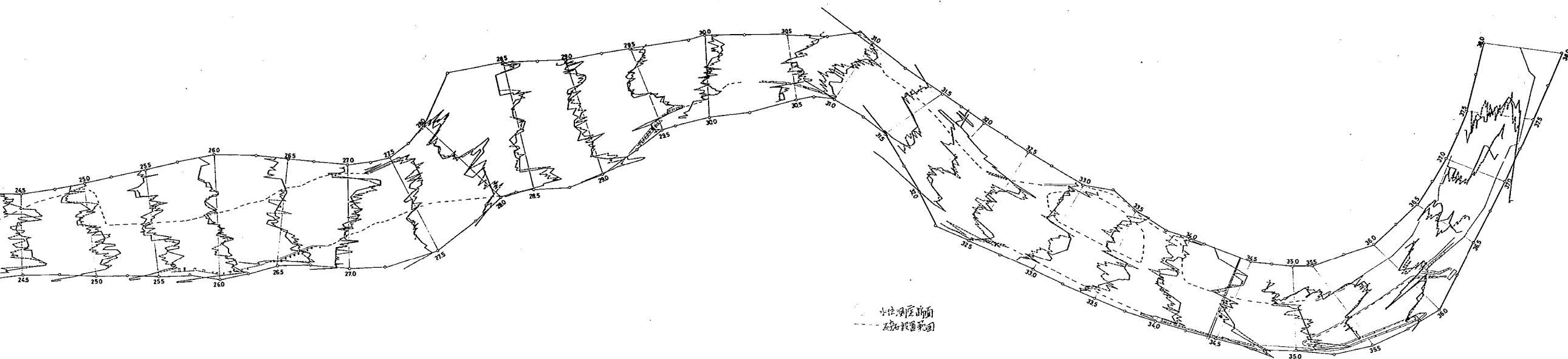


図-5.1.7 S.43～S.47の主要洪水による模型の河床変化

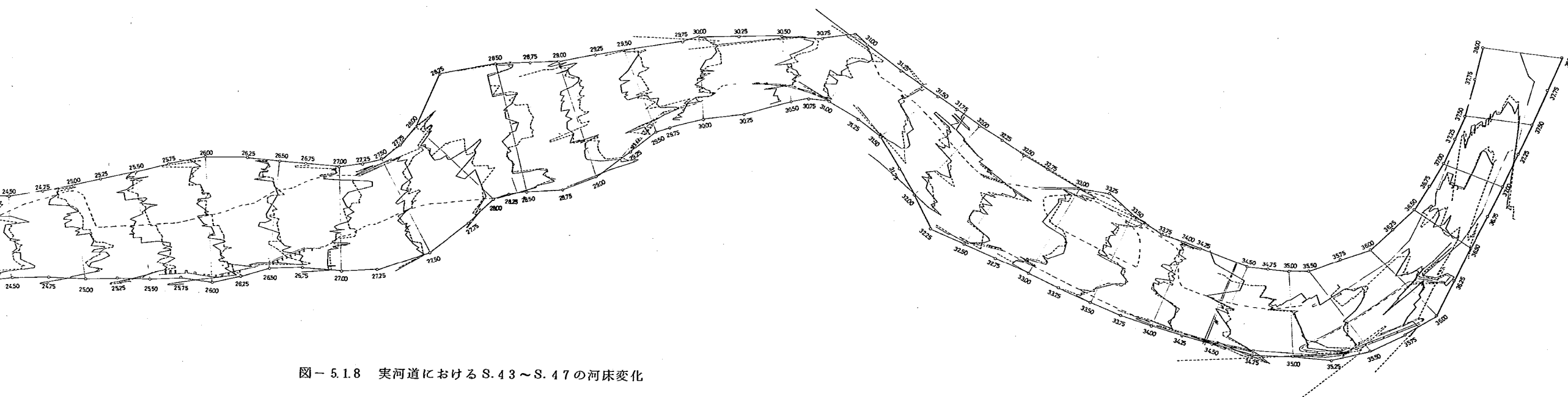


図-5.1.8 実河道におけるS.43～S.47の河床変化

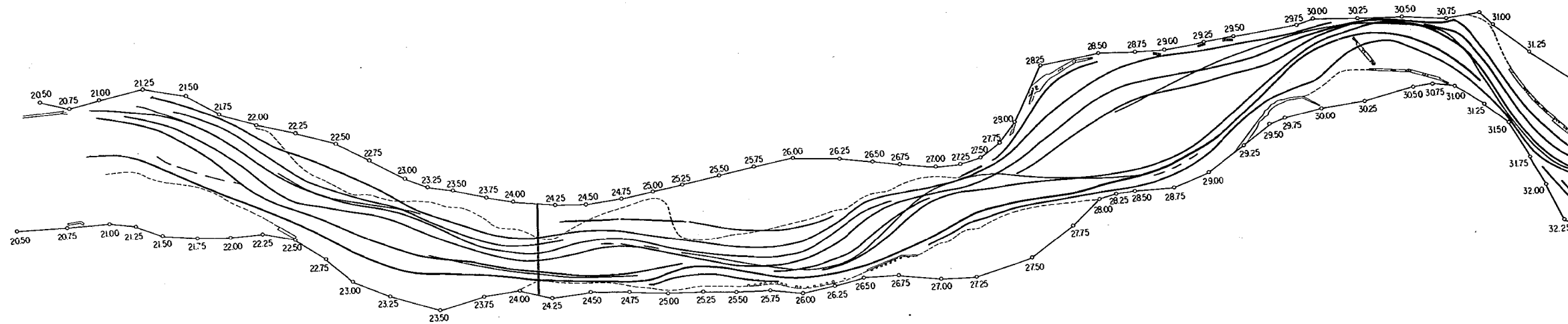


図-5.2.1 流量 4,000 m³/s 時の洪水流況

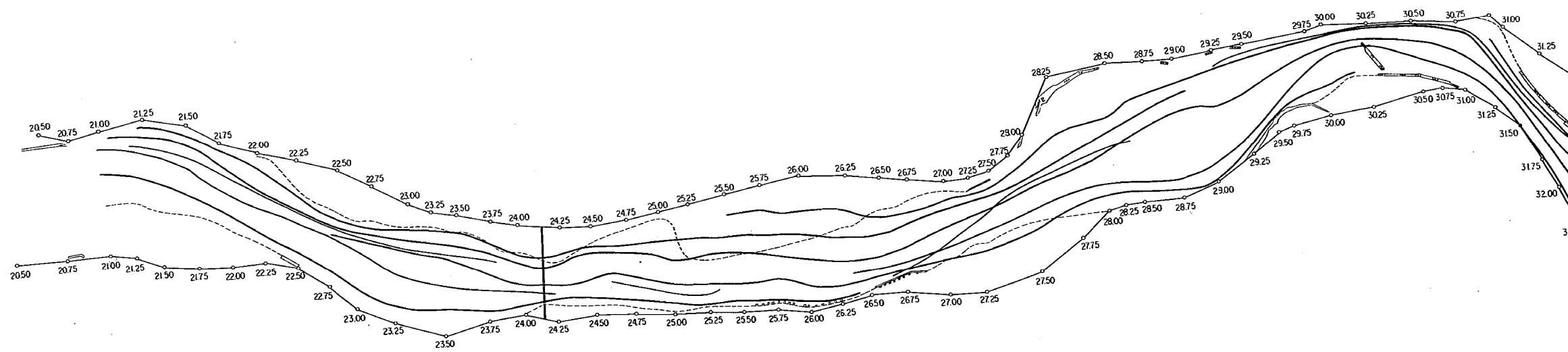


図-5.2.2 流量 6,000 m³/s 時の洪水流況

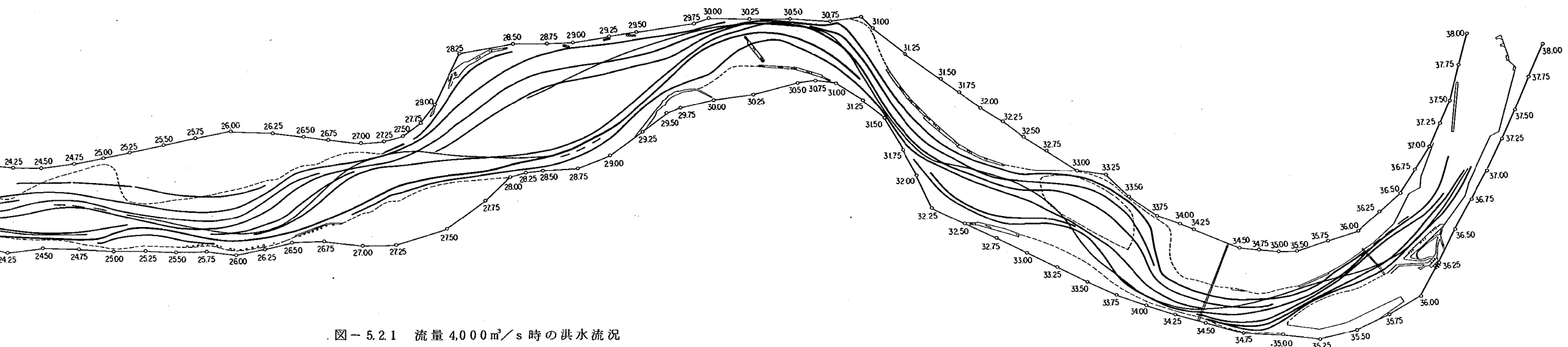


図-5.2.1 流量 4,000 m³/s 時の洪水流況

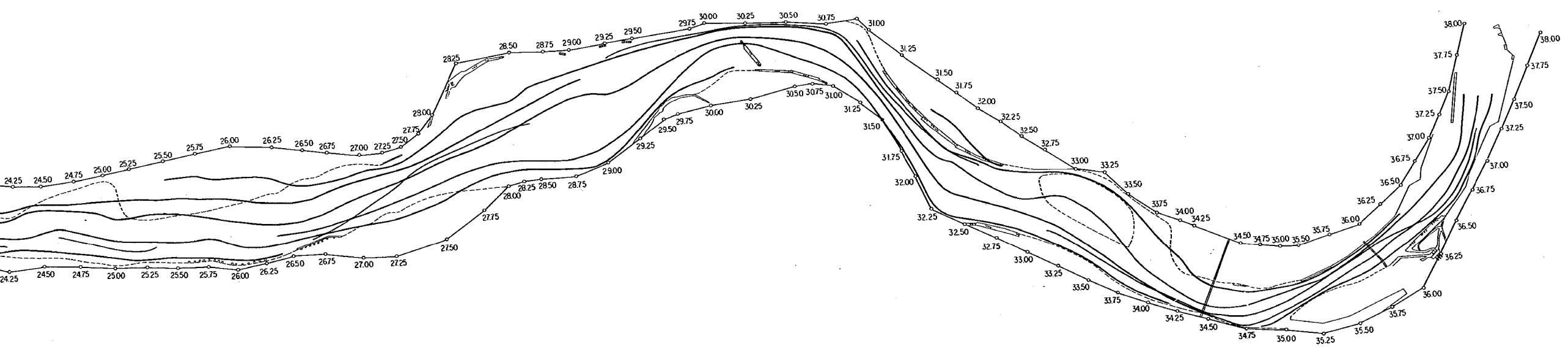


図-5.2.2 流量 6,000 m³/s 時の洪水流況

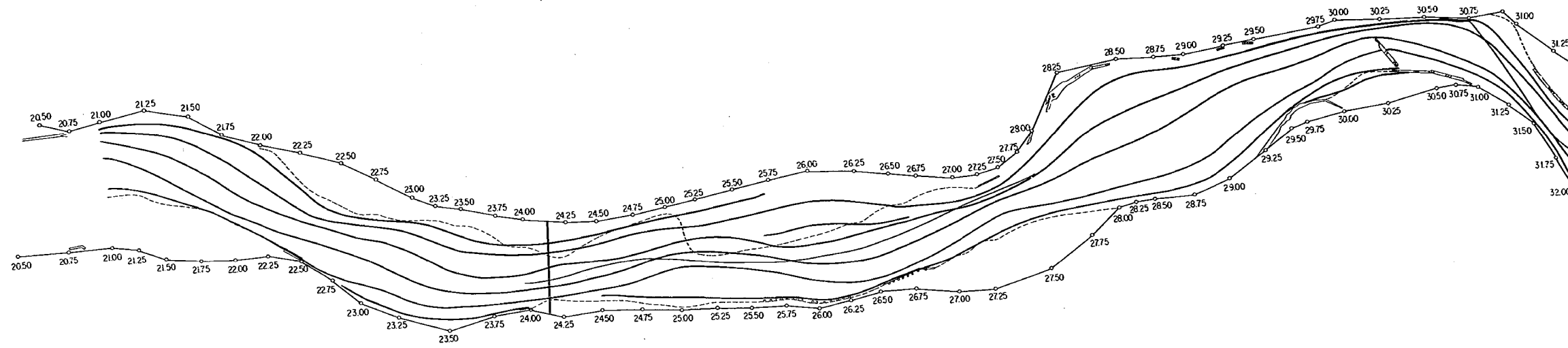


図-5.2.3 流量 $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時の洪水流況

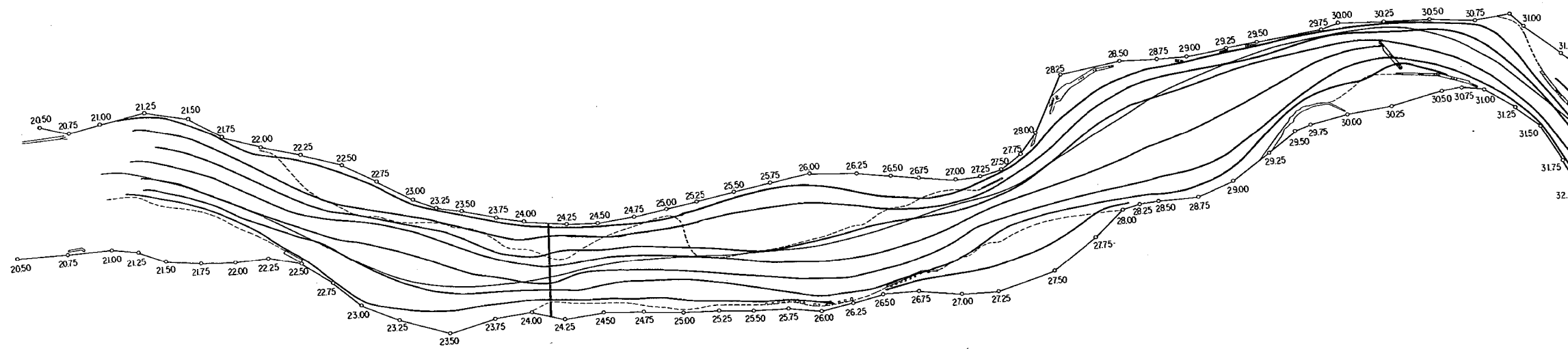


図-5.2.4 流量 $11,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時の洪水流況

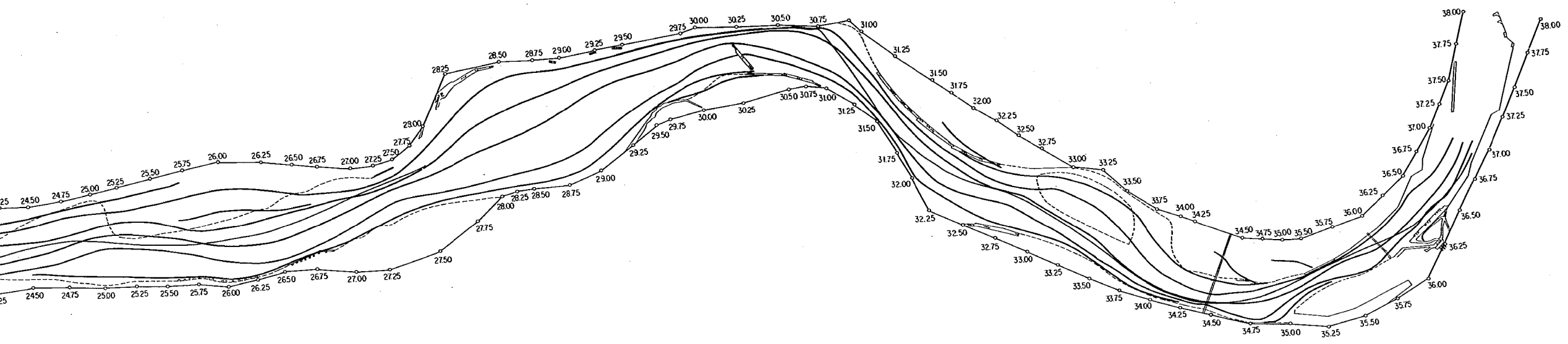


図-5.2.3 流量 $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時の洪水流況

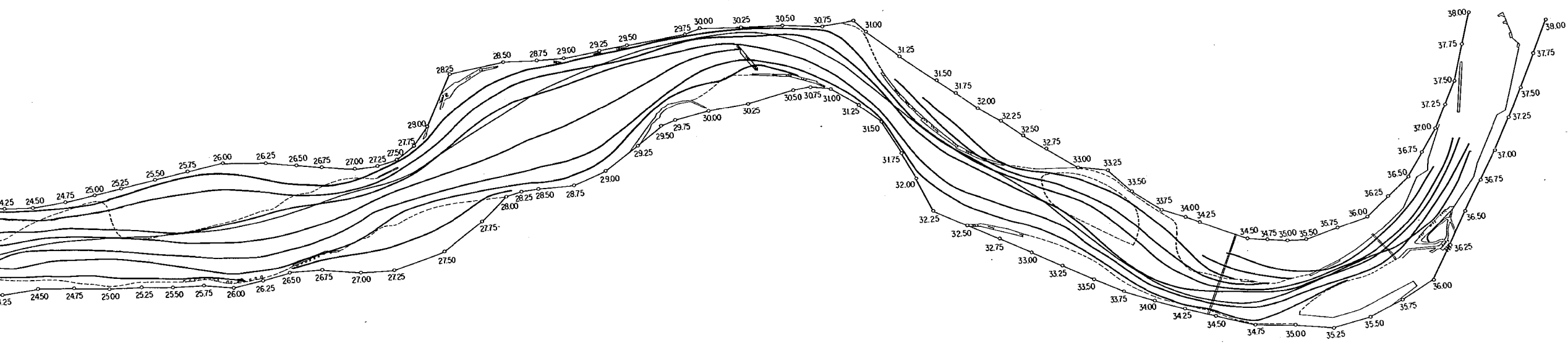


図-5.2.4 流量 $11,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時の洪水流況

水位の方が1 m程度高くなっていることがわかる。

昭和44年と昭和46年の洪水における、信濃川20k～35k区間の平均的な粗度係数は0.03～0.035と言われており、模型実験における粗度係数を計算してみると、図-5.1.5、図-5.1.6の通りで、平均的な粗度係数は、流量 $3,223\text{ m}^3/\text{s}$ の場合が0.0392、流量 $6,106\text{ m}^3/\text{s}$ の場合が0.0385と、かなり大きめであることがわかる。

<河床変化・砂礫堆の形状特性>

次に、昭和44年から昭和47年の間の主要洪水流量を、昭和43年度測定の現状河道に通水した場合の河床変動の傾向が、実河道における同期間の河床変動の傾向と一致するかどうかを検討する。図-5.1.7は模型実験における河床変動の様子で、図-5.1.8は昭和43年と昭和47年の実際の河道横断面形の比較図である。実河道における4ヶ年間のおよその変化をみると、35k～32kの間は、横断面形状にはほとんど変化がない。32k～31kの間は、みお筋の位置に変化はないが、31.5k左岸、31k右岸の深掘れ量が大きくなっている。29k～28kでは、河道中央の河床高が低下しているが、これは人工的な掘削のためと思われる。それより下流では、27.5k右岸のみお筋が低下、その下流27k右岸のみお筋が上昇、また、24k左岸のみお筋が低下、その下流22.5k左岸のみお筋が上昇しているのがわかる。さらに、22kより下流では、左岸の高い州を利用した低水護岸工事が行われている。

これに対して、河道模型における河床の変化を見ると、35k左岸で堆積が見られるが、上流端における補給砂による影響かも知れない。35k～32kでは、途中33.5kの河道中央付近に大きな堆積が見られ、これは35kのわん曲部が、かなり大量の土砂を下流に流送させるためと考えられる。実河道に見られた31.5k左岸と31k右岸における、大きなみお筋の低下は見られるが、31kより下流の30.5k右岸にみお筋の低下が見られる。また、わん曲部の砂州の高さの増大が、31k横断面図に見られる。29k～28kの中州はほとんど変化せず、29.5k～29k左岸側のみお筋が浅くなっている。それより下流では、25k付近の堆積、21k右岸側の堆積、21kにおける右岸の極端な深掘れなどが目立つが、大局的な流況の変化は大きくない。

以上のことから、流量 $6,000\text{ m}^3/\text{s}$ 程度までは、河道模型における河床変化、砂礫堆の形状特性などは、実河道の場合と大きく変る所はないと判断されるが、集中的に洗掘を受ける箇所の深さや位置は、出水形態、上流からの供給砂量、人工的な掘削などの影響を強く受けるため、定性的にならざるを得ない。また、これまでに、模型実験における鉛直方向の河床変化の相似性に関して、十分な検討のなされたことがほとんどないため、河道模型における砂州の高さや深掘れ量の解釈には配慮が必要である。

5-2 昭和47年時の現状河道における実験(RUN2-1～2-11)

河道模型を昭和47年度測定の横断面形状に整形し、流量 $4,000\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $6,000\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $8,000\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $11,000\text{ m}^3/\text{s}$ について洪水主流線などの流況の把握を行った。図-5.2.1～図-5.2.4は、色素溶液を

流して求めた流線と水面に浮子を通して求めた主流線を記入したものである。一般に、蛇行流では、平均的な流れの流線と、表面の流線とは異なり、図-5.2.1~5.2.4の全体の流線と主流線とに若干くい違いが生じているのはこのためである。なお、各流量にける水位縦断面図は、図-5.2.5に示す。

各流量における洪水主流線については、信濃川小千谷地区低水路計画に関する検討(その1)で述べたが、もう一度繰り返すと次の通りである。流量 $4,000\text{ m}^3/\text{s}$ では、洪水の主流部が、現状河道のみお筋沿いに走る傾向が強く、

主流を交互に連ねた場合の蛇行波長は、約 2 km となる。また、 29 k 付近や 25 k 付近のように、左右2本にわかれて流れる傾向が強い。流量が $6,000\text{ m}^3/\text{s}$ になると、 $4,000\text{ m}^3/\text{s}$ の場合に主流線が2つにわかれていた付近で、主流の位置が不明瞭になってくる。さらに、流量が $8,000\text{ m}^3/\text{s}$ になると、洪水主流線は一本のゆるやかな蛇行を描くようになり、波長も 30 k のわん曲部下流を除いて 3 km 程度になる。^{*}この傾向は、流量が $11,000\text{ m}^3/\text{s}$ になるとより明瞭となり、主流線の蛇行状態もよりゆるやかになる。また、 31 k より上流部では、どの流量においても、主流部は約 3 km の波長で蛇行する傾向が見られる。

昭和43年度の現状河道における実験では、計画流量が生じた場合の粗度係数は求めているので、昭和47年度の現状河道における実験で求めた結果が、図-5.2.6である。

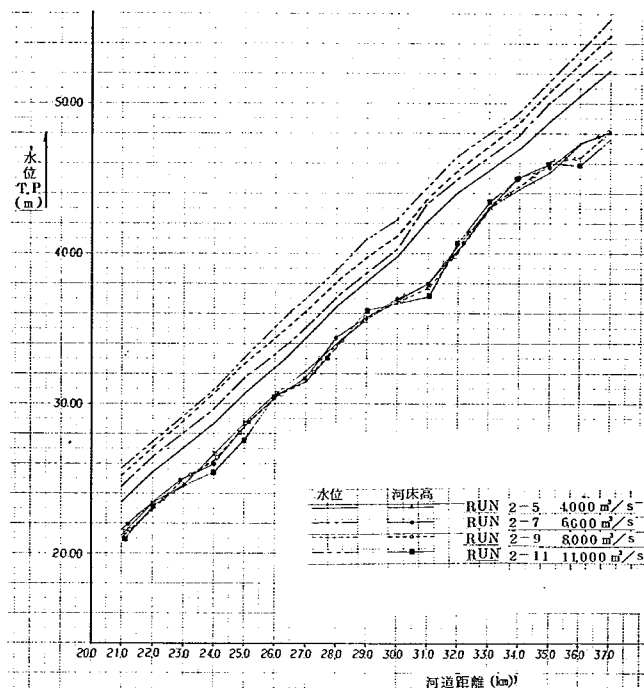


図-5.2.5 水位縦断面図

* $21.5\text{ k} \sim 29.5\text{ k}$ に、2波長が入ると考えると平均 4 km とも考えられるので、信濃川小千谷地区低水路計画に関する検討(その1)では波長 4 km としている。しかし、 30 k のわん曲部が影響している $27\text{ k} \sim 30\text{ k}$ を除いた下流部では、約 3 km の波長と考えた方が良い。

k	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37
粗度係数 n	0.0358	0.0362	0.0372	0.0454	0.0470	0.0465	0.0502	0.0597	0.0366	0.0526	0.0452	0.0347	0.0289	0.0328	0.0443	0.0495	
抵抗係数 ζ	107	116	113	933	669	659	735	711	115	826	954	119	140	126	102	942	

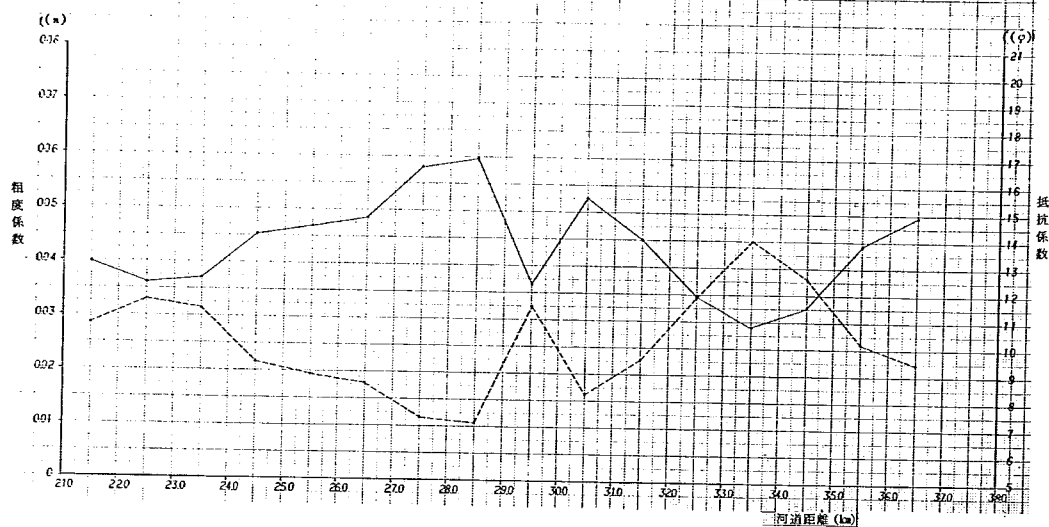


図-5.2.6 流量 $11,000 \text{ m}^3/\text{s}$ における実験粗度 (S.47年河道)

6. 低水路法線形状 P-1b に関する検討 (実験番号 4)

この実験は、昭和 47 年度の現状河道に、長岡工事事務所より呈示された低水路法線形を設定し、河床高が計画河床高より高い部分についてだけ掘削し、それより低い部分についてはそのまま残す横断形状とした (低水護岸は 5 号碎石を敷いてある)。なお、この実験の前に、法線形状 P-1a (高水敷部における掘削は行わないもの) について実験がなされているが、結果はこの実験の場合とほぼ同様である。

各流量毎の水位縦断面図は図-6.0.1 (1)~(2)に、河床横断面図は、図-6.0.2 (1)~(36)に示す。

6-1 流量 $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の流況と河床状況 (RUN4-1~4-5)

流量 $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ では、河床面に生じた Ripples のため河床抵抗が大きく、水位は予想されるものより高い。流砂量も非常に少なく、河床の変化はかなり緩慢である。河床には初め、図-6.1.1 のような菱形の格子縞が現れ (この縞上にある Ripples の形状はゆがんでおり、通水中には水面に同じ格子状の紋様が表われるなど、水流の蛇行はないが、容易に識別できる)、それらの内で砂の堆積が著しくなるものが基になって、砂礫堆が発達するようである。その他に、河道形状の影響で生じる洗掘箇所の下流には砂の堆積が見られ、これが砂礫堆形成の基となる場所も多い。

模型上で 25 時間の通水を行った後の、砂礫堆 (あまり明瞭なものではなく、舌状の砂堆と言う方が適切かも知れない) の形状とそれに伴う深掘れ箇所を描いたのが、図-6.1.2 である。砂礫堆は完全には発達しきらないが、低水路内における深掘れ箇所の交互性は、河道わん曲の影響を受ける $28 \text{ k} \sim 30 \text{ k}$ を除けば明瞭である。このような砂礫堆にともなう水流は、砂礫堆の前縁部で曲げられるが、全体としての蛇行流はそれほど顕著ではない。なお、その後の実験結果から考えると、この実験における通水時間は (Ripples の発生によって流砂量が少なかったため) 十分なものではなく、完全に発達した場合の砂礫堆の挙動はわからない。図-6.0.2 (1)~(36) に示す河床横断面図についても、さらに通水が続ければ、砂礫堆高や洗掘深がより大きくなるものと思われる。

6-2 流量 $6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の流況と河床状況 (RUN4-6~4-7)

流量 $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を 25 時間通水した後、 $6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ に流量を上げ、5 時間の通水を行った。全体の流況等は、 $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合とほとんど同様で、 30 k より上流で砂礫堆の形状が前より明瞭になる。

6-3 流量 $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の流況と河床状況 (RUN4-8~4-9)

さらに、流量を $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ に変え、5 時間の通水を行った。流量の増大、砂礫堆の発達にともなって、高水敷へのり上げる流れが強くなる。その主な場所は、 34 k 右岸、 30 k 左岸 (現状のみお筋への流入)、 29 k 右岸、 27 k 右岸、 23.5 k 左右岸、 22 k 右岸の付近である。流れが高水敷へのり上がる

のは、深掘れの最も大きな所ではなく、砂礫堆の発達によって河岸沿いの河床が高まった所である。砂礫堆は、先のとがった砂堆がいくつも重なり合って堆積しながら発達し、砂礫堆上の高まった部分では Ripples が消えており、低水路内の Ripples でおおわれている河床面は、約半分程度に減少する。したがって、河床砂の動きも活発になる。

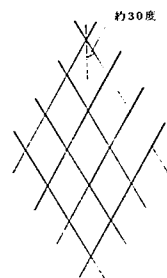


図- 6.1.1
河床に生ずる格子縞

6-4 流量 $11,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の流況と河床状況 (RUN4-10~4-11)

河床砂の動きがいっそう盛んになり、上述の箇所からの高水敷上へのり上がる流れも強くなる。砂礫堆は低水路幅より広い範囲で、二列砂礫堆的な形状を呈するようになり、流れも 3.35 k , 2.85 k , 2.60 k , 2.35 k , の付近に中州を形成するような形で、8の字蛇行を示すようになる。また、主流部を考えると波長 3 km 程度のゆるい蛇行をしていると見ることができる。

砂礫堆の形状と流況を示すと図- 6.4.1 のようになり、個々の水衝部について見ると、図- 6.1.2 の場合より少し下流へ移動しているのが見られる。

6-5 流量 $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ による砂礫堆形成の検討

これまでの一連の実験では、砂礫堆の発達がそれほど顕著にはならなかったため、河床砂の動きが速い流量 $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ について、長時間にわたる砂礫堆の形成状況の把握を行った。その結果を順に述べると以下の通りである。

- ① はじめ Ripples が河床一面に生じた後、その上に薄く先の鋭った砂堆が多く現われ、それらが重なりあって大きな砂礫堆状の堆積を生じ始める。特に、河道形状の影響で生じる洗掘箇所の下流では、洗掘された砂の堆積により、砂礫堆の発達が著しい。
- ② 砂礫堆が発達し、河床の凹凸が激しくなるにつれ流れの集中も強くなり、砂の洗掘堆積が盛んになって、砂礫堆が下流へ移動する。
- ③ 砂礫堆の移動にともない、水衝部は下流に移動し、水衝部の位置がほぼ一定している大きなわん曲部でも、上流からの砂礫堆の流下によって、洗掘範囲が下流へ移動する。
- ④ 通水 20 時間後の河床の状態は図- 6.5.1 に示すようなもので、減水後のみお筋は低水路内を $2 \text{ km} \sim 3 \text{ km}$ の波長で蛇行しているように見える。しかし、砂礫堆の形態は完全な単列砂礫堆ではなく、二列砂礫堆に近いように思われる。
- ⑤ 通水 40 時間後の状態も図- 6.5.2 に示すように、砂礫堆形状が明瞭になり、位置が若干下流に移動したくらいで、大きな変化はなく、この状態がほぼ流量 $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ に対する河床形態であると考えられる。この時の砂礫堆は低水路幅より広い範囲にまで (河道全面にまでおよばない幅で) 形成された二列砂礫堆に近いもので、片側のみお筋が強調されているため単列蛇行にも見える。
- ⑥ この状態で 3.0 k より下流を単列蛇行と見るならば、 $3.0 \text{ k} \sim 2.7 \text{ k}$ が約 3 km 波長、 2.7 k 下流

が約 2 km 波長で蛇行していることになる。

⑦ 流量 $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ で形成された河床にそれより小さい流量を流すと、そのみお筋に沿って、2 km 波長の部分では完全に単列蛇行するみお筋が形成される。

⑧ このことから、本来二列砂礫堆が形成され、大流量時には波長 3 km の大局的な単列蛇行を呈するような河道も、みお筋沿いの河床が低下したり、人工的に低水路を掘削したりした場合には、新たに異った波長の蛇行を呈することもあり得ることを示している。

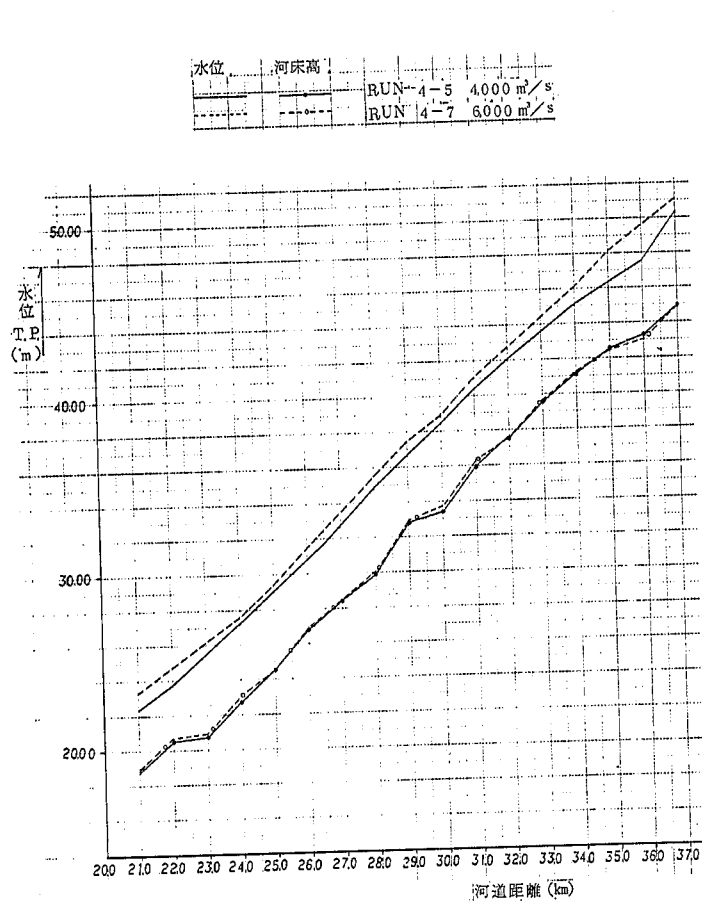


圖-6.0.1(1) 水位縱斷圖

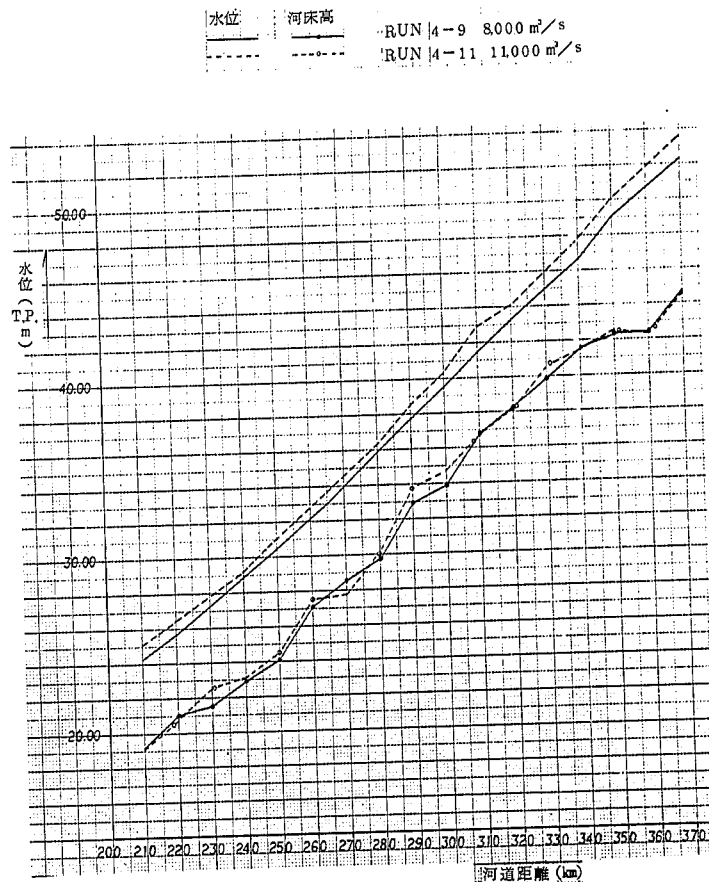


圖-6.0.1(2) 水位縱斷圖

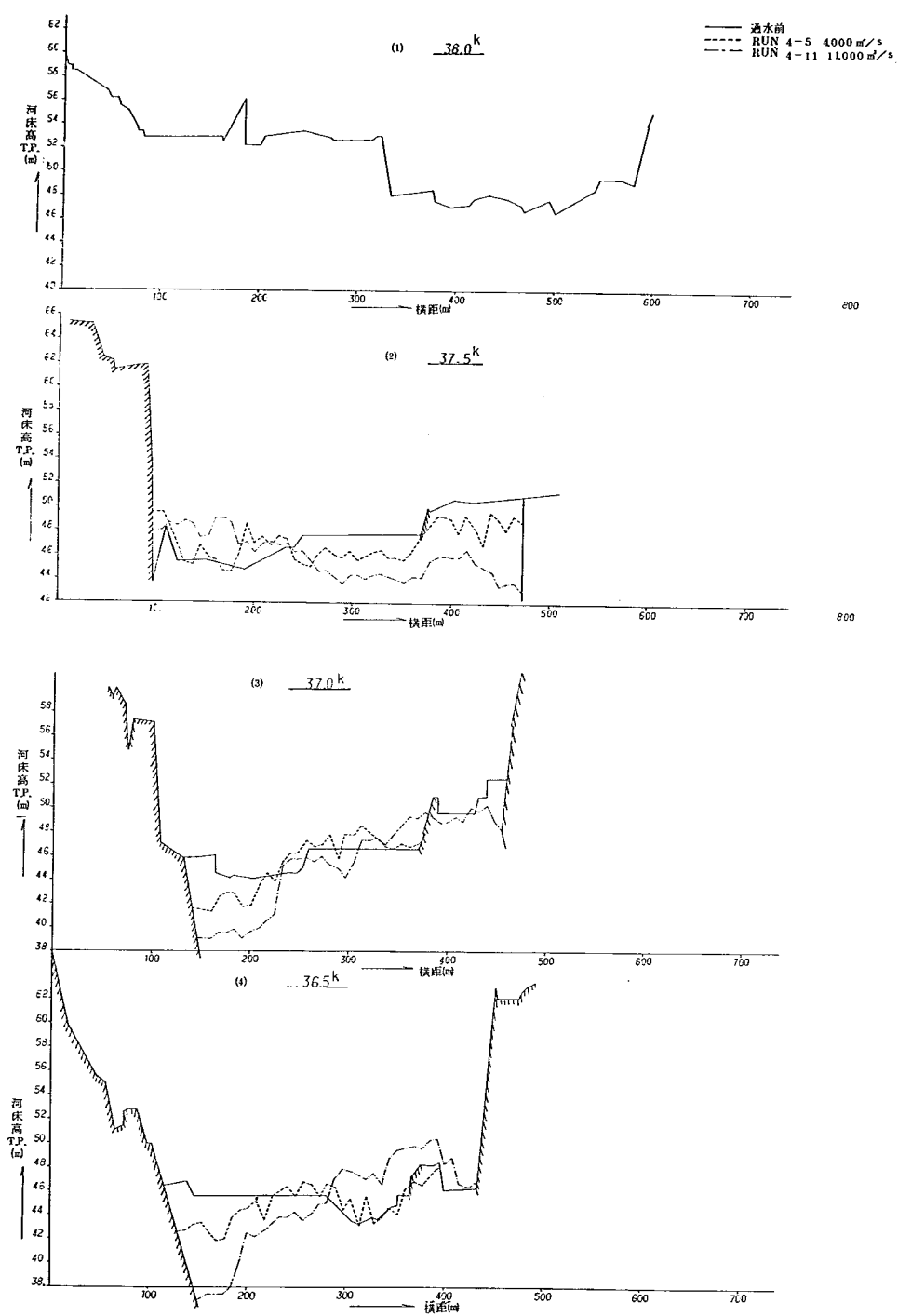
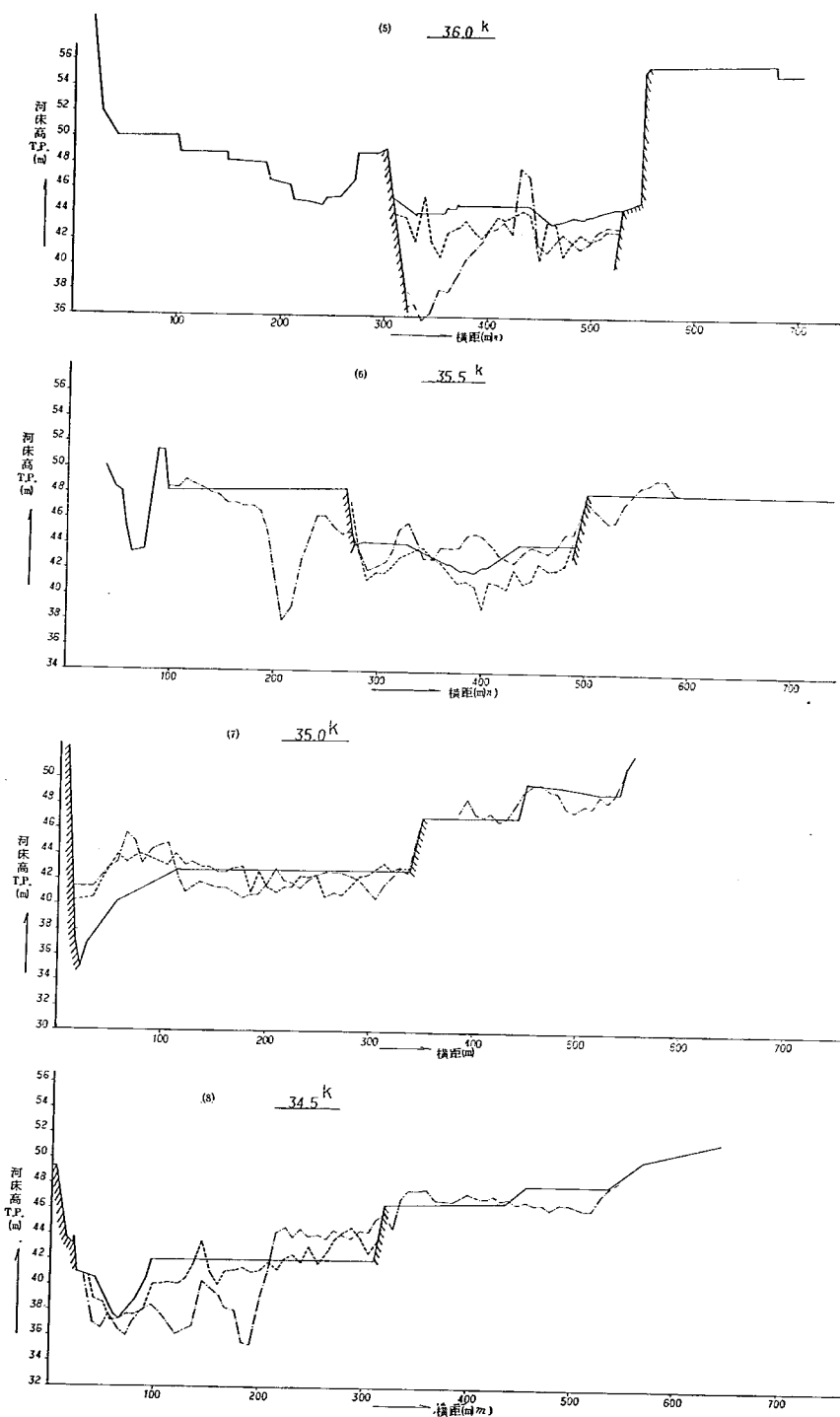


图-6.0.2 (1)~(4) 河床横断面图



图—6.0.2 (5)~(8) 河床横断面图

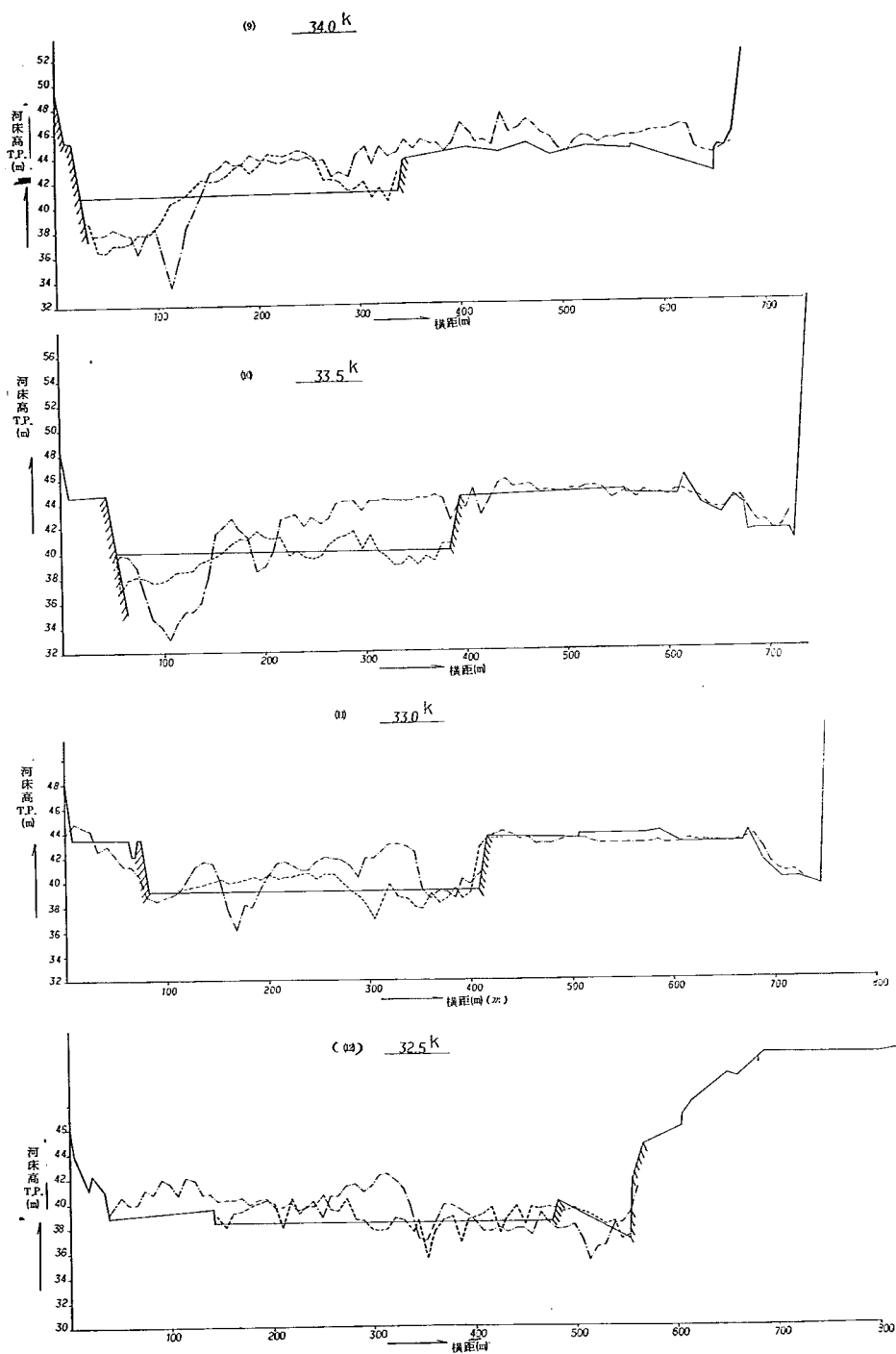


图-6.0.2 (9)~(12) 河床横断面图

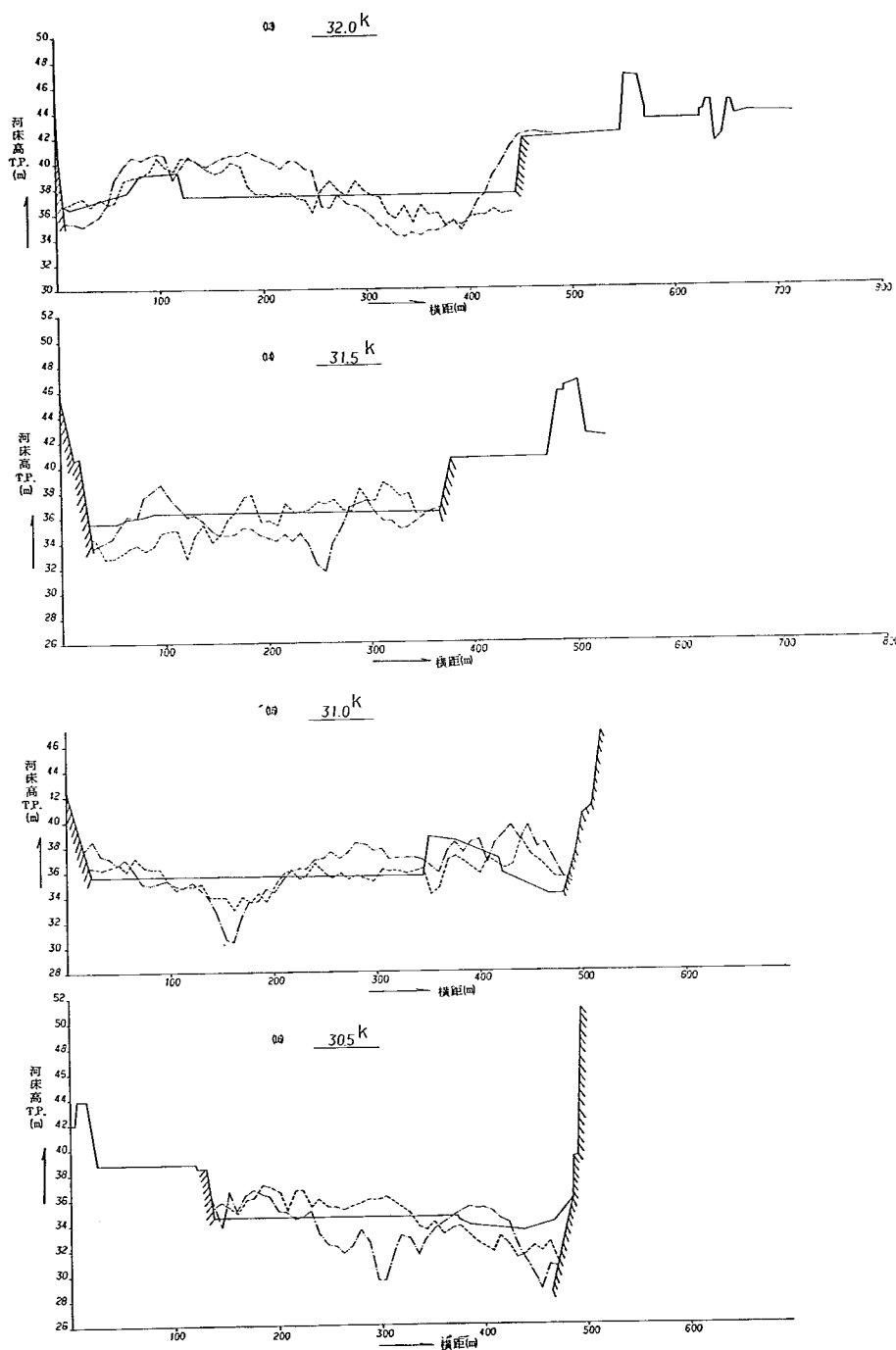
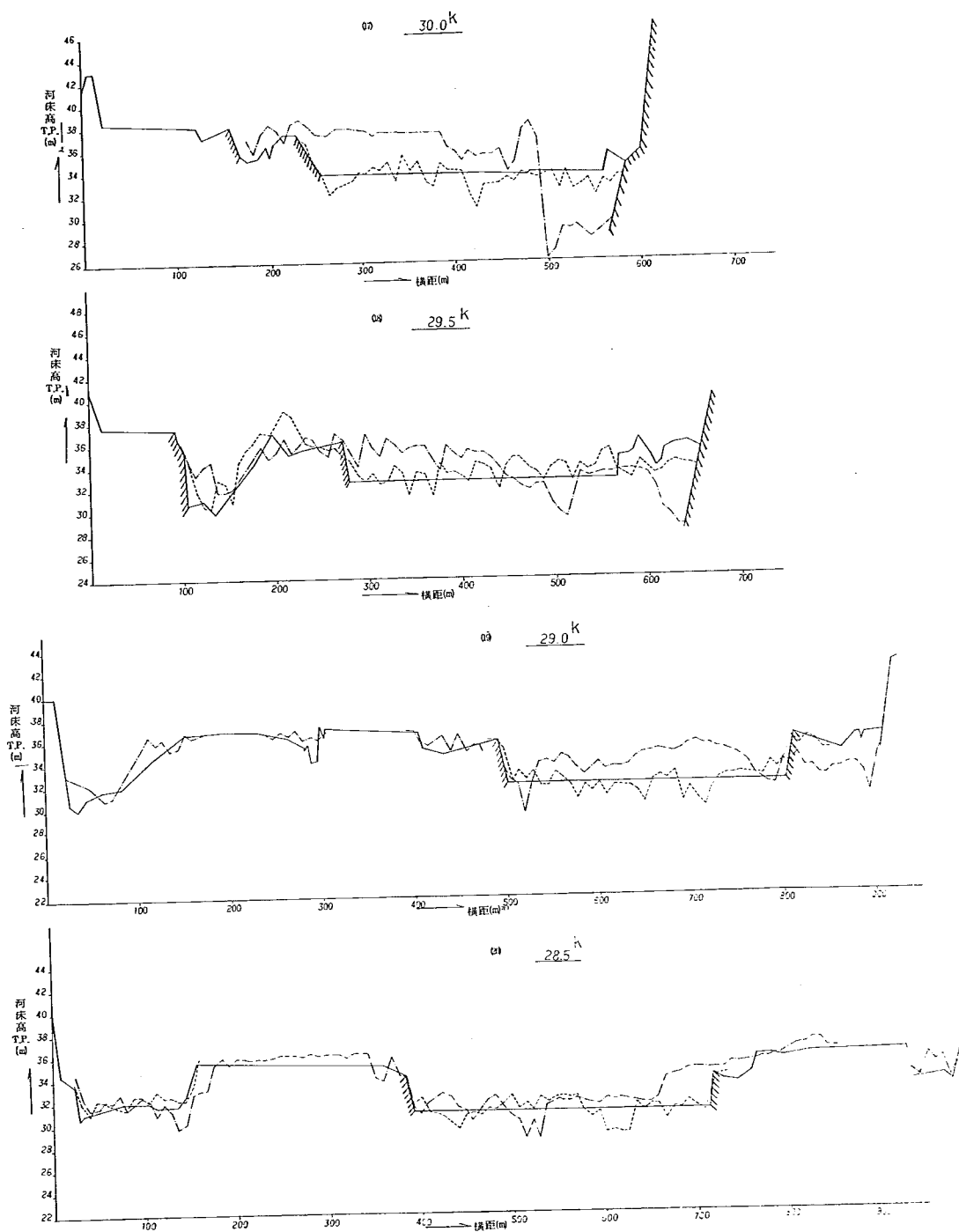


图-6.0.2 (13)~(16) 河床横断面图



图—6.0.2 (17)~(20) 河床横断面图

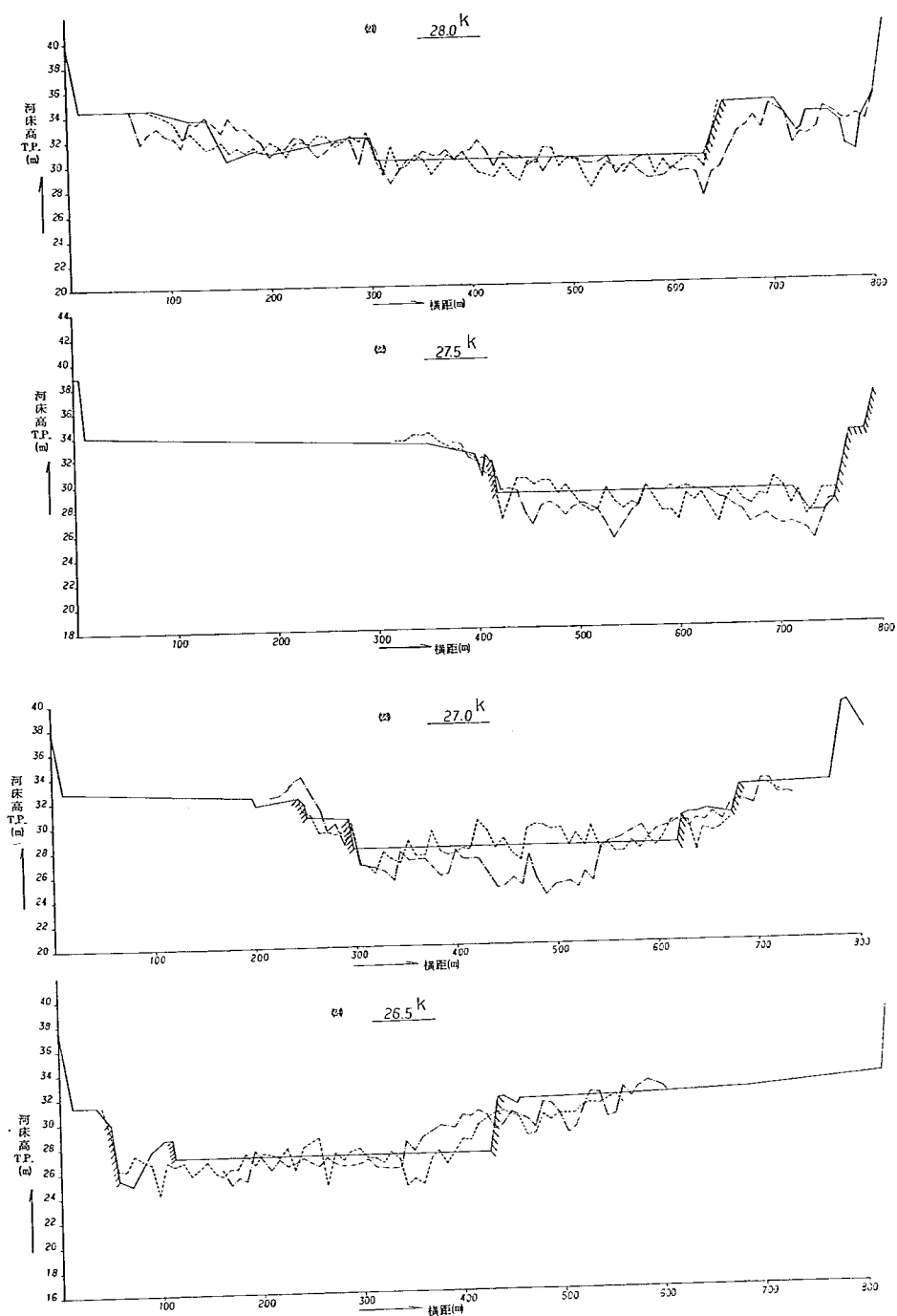


图-6.0.2 (21)~(24) 河床横断面图

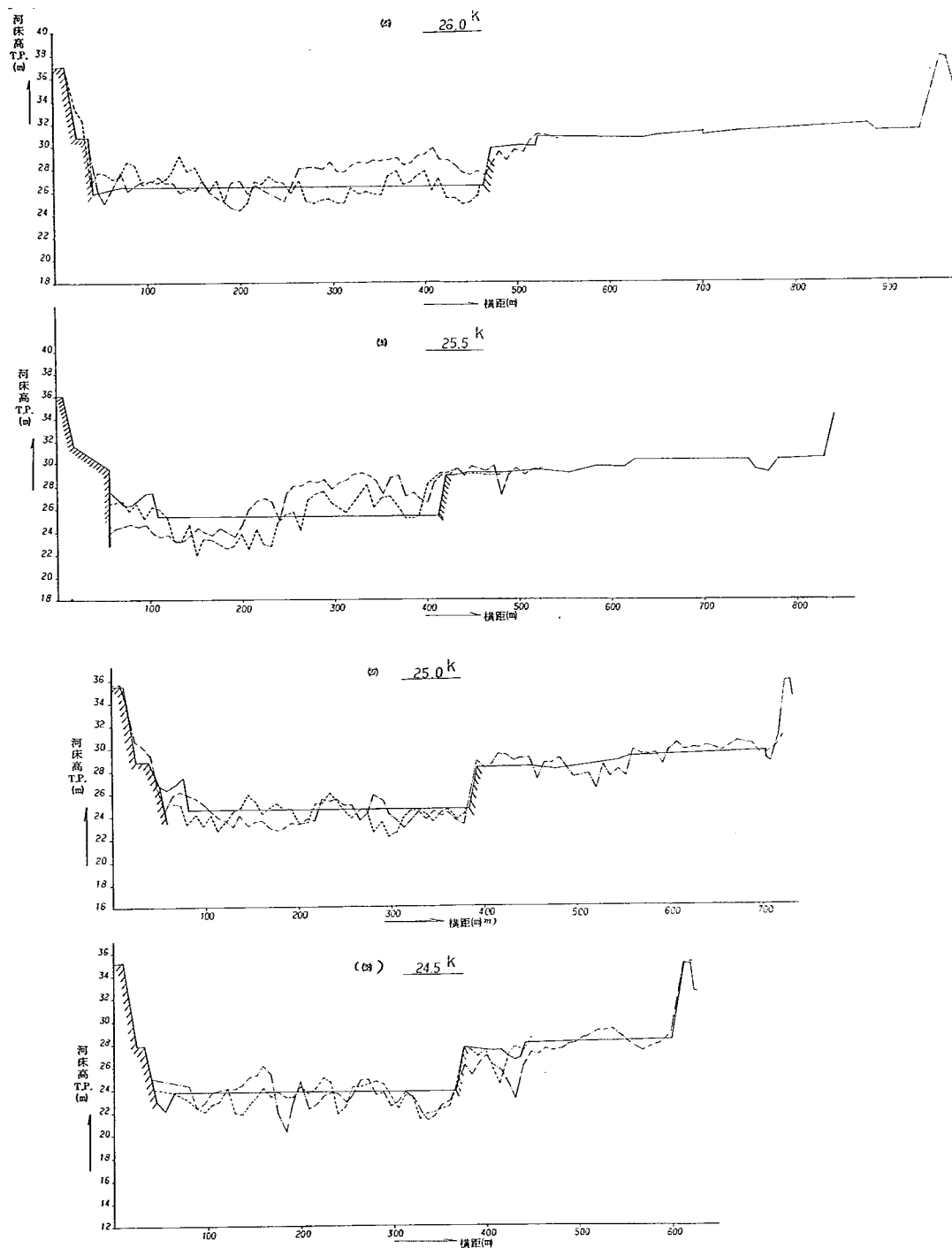


图-6.0.2 (a)~(d) 河床横断面图

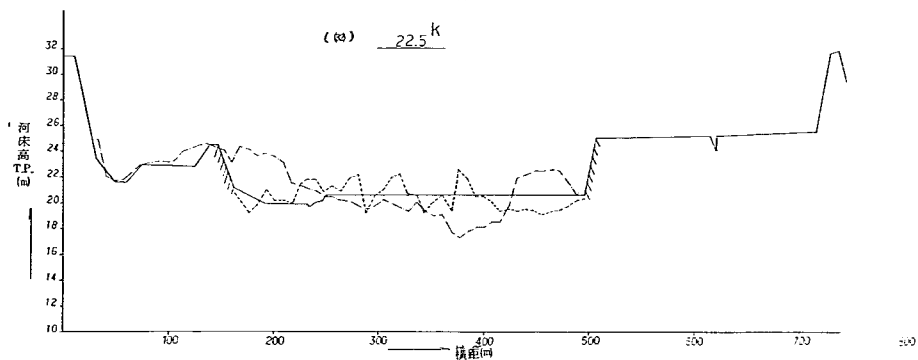
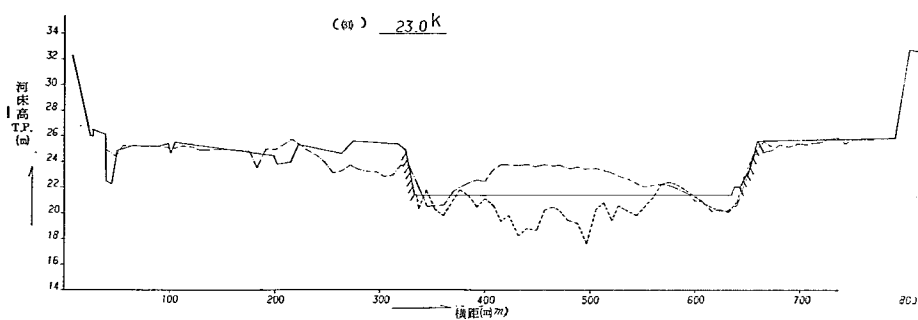
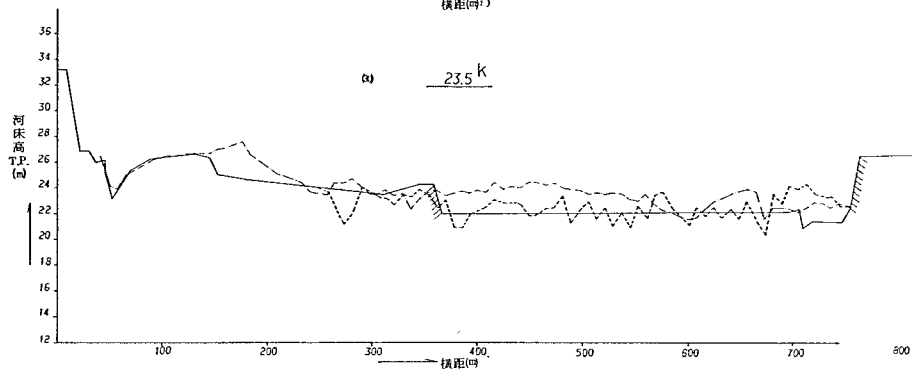
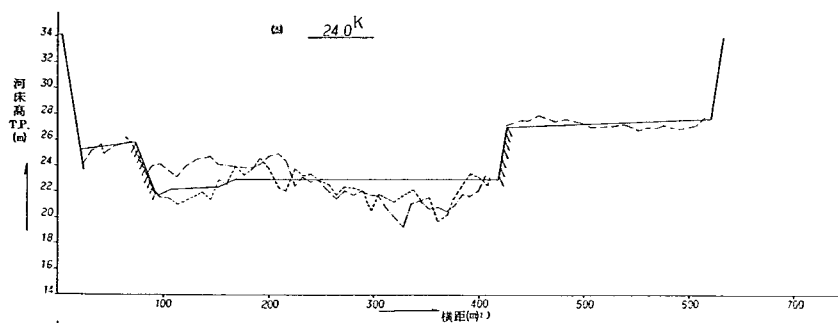


图-6.0.2 (a)~(d) 河床横断面图

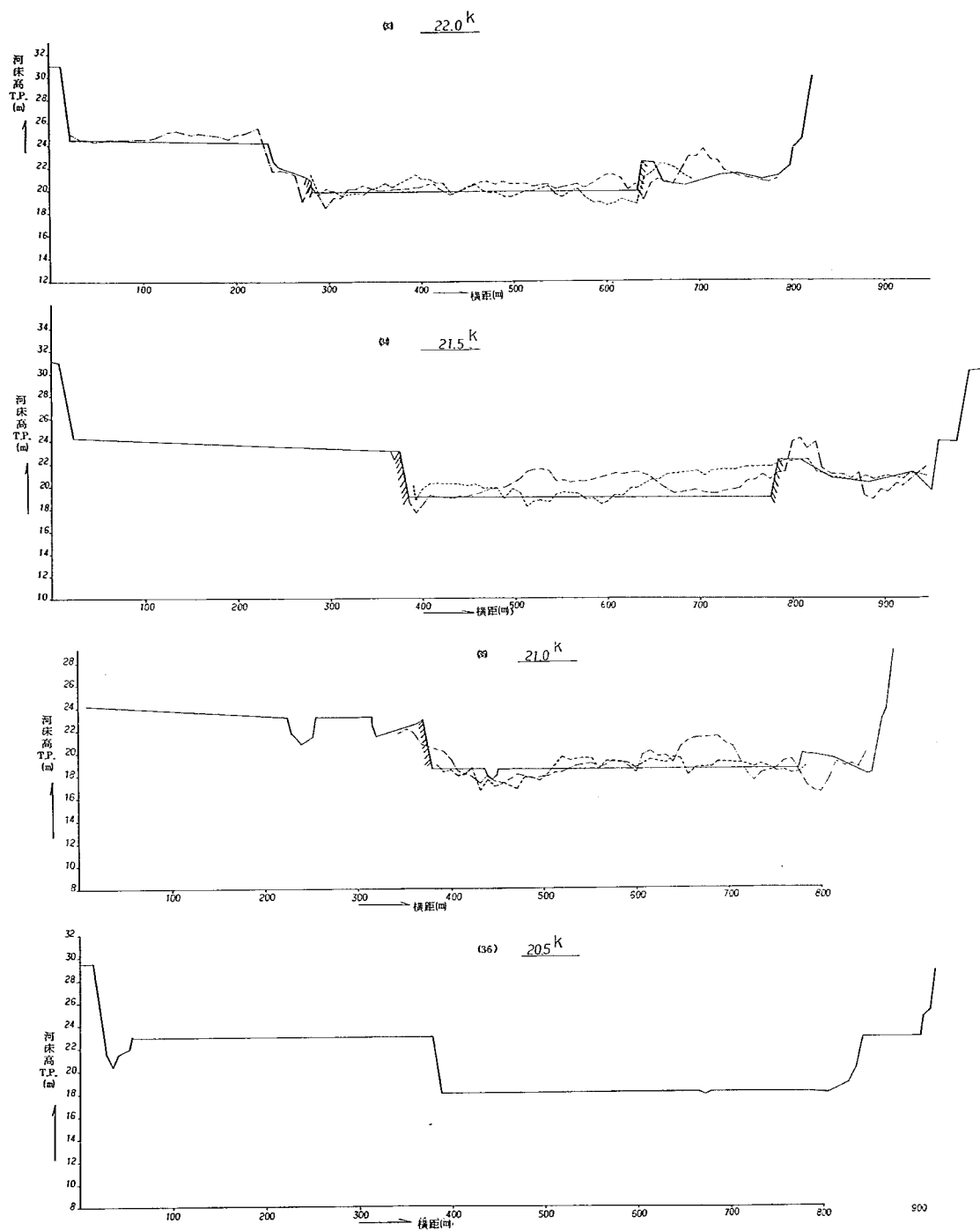


图-6.0.2 (33)~(36) 河床横断面图

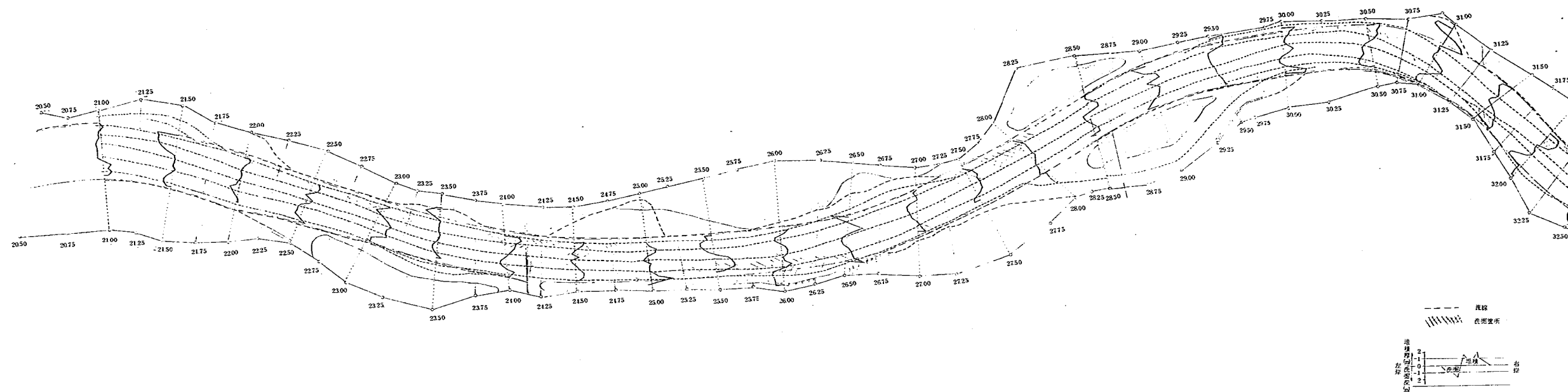


図-6.1.2 低水路法線形P-1b, 流量 $4,000\text{m}^3/\text{s}$ の流況, 河床状況図

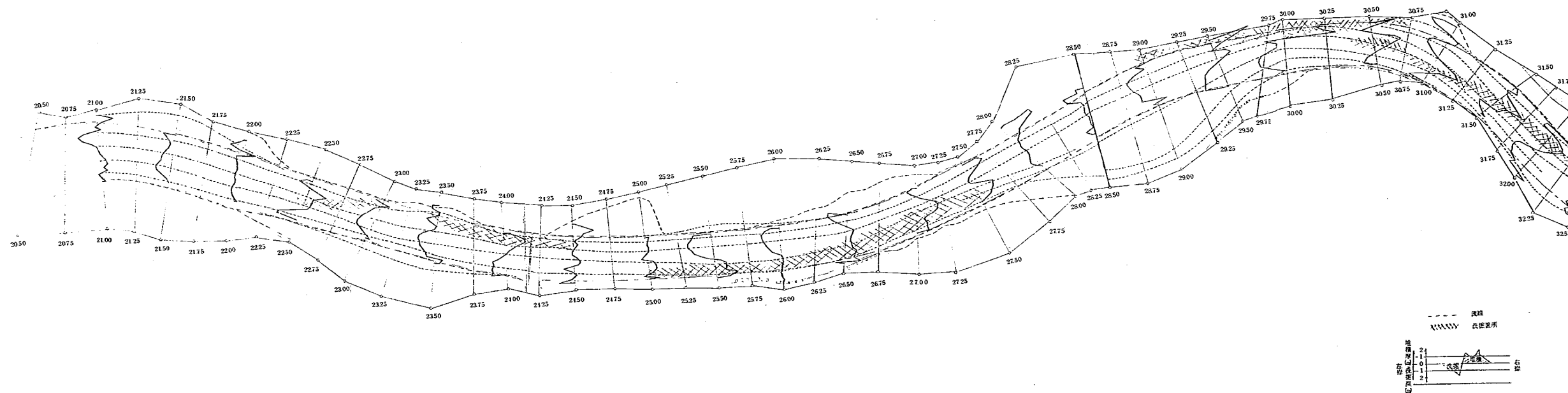


図-6.4.1 低水路法線形P-1b, 流量 $1,000\text{m}^3/\text{s}$ の流況, 河床状況図

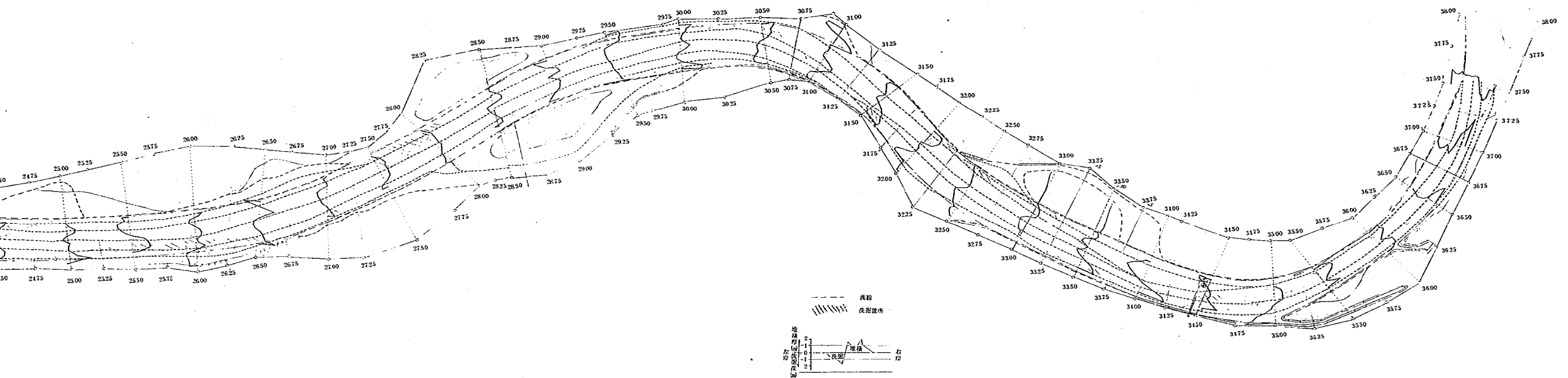


図-6.1.2 低水路法線形P-1b, 流量 $4,000\text{m}^3/\text{s}$ の流況, 河床状況図

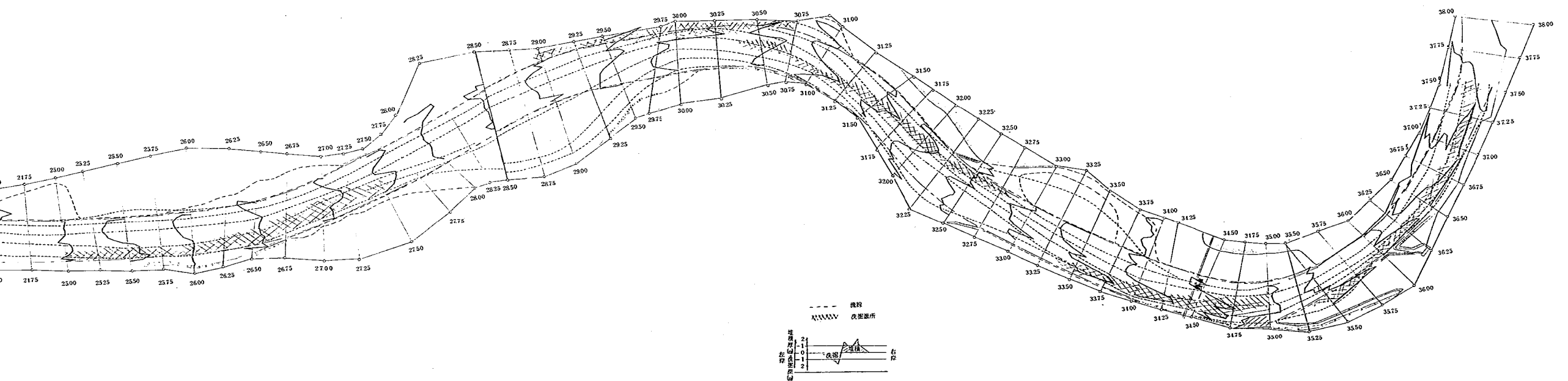


図-6.4.1 低水路法線形P-1b, 流量 $1,000\text{m}^3/\text{s}$ の流況, 河床状況図

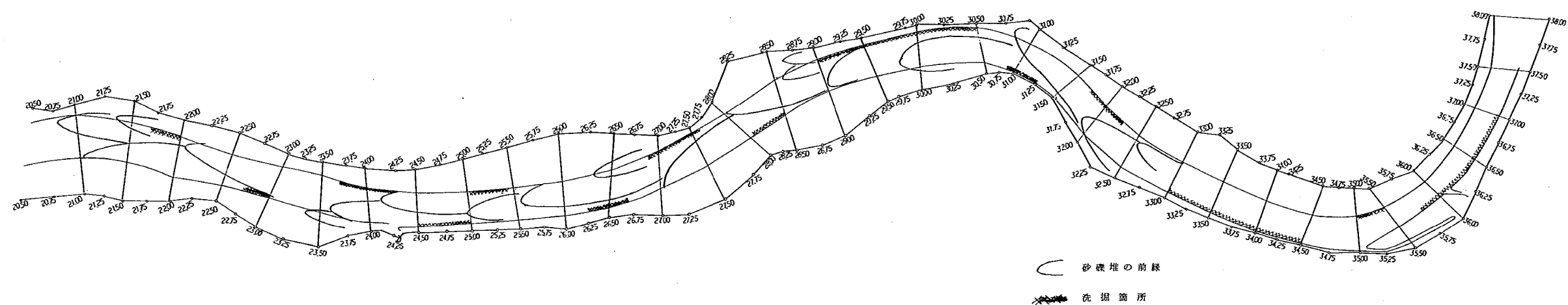


図-6.5.1 低水路法線形 P-1b, 流量 $8,000\text{m}^3/\text{s}$ による砂礫堆の形成 (20 hr)

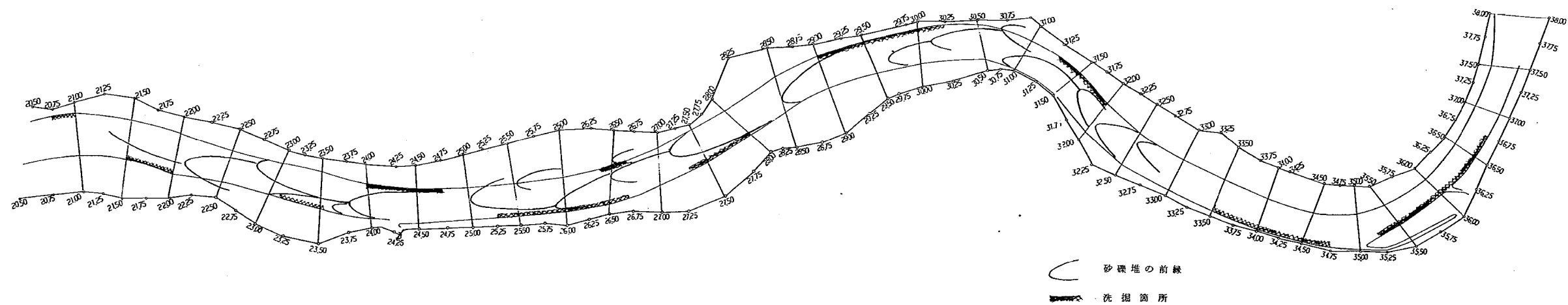


図-6.5.2 低水路法線形 P-1b, 流量 $8,000\text{m}^3/\text{s}$ による砂礫堆の形成 (40 hr)

7. 低水路法線形状 P-2 a に関する検討（実験番号 5）

この低水路法線形状は、現状河道における流量 $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合の主流部の蛇行や、法線形状 P-1 b における流量 $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の実験後、それより小さい流量が複列的な砂礫堆の片側のみお筋を、交互に連ねるように流れて生じた蛇行などの、波長を考慮して決められた法線形で、27.5 km より下流は約 2 km の波長で蛇行している。したがって、この法線形 P-2 a は流量 $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度の中小洪水の蛇行（あるいは現状河道に見られるみお筋の蛇行）を重視した形状である。このような法線形では、中小洪水に対しては低水路内に生じる砂礫堆の安定性、また大洪水時の高水敷荒

廃との問題の両面から検討する必要がある。通水前の横断面形状は、低水路、高水敷とも計画断面形状に整形を行い、碎石によって低水護岸を施した。

なお、図-7.0.1 はこの実験における各流量毎の水位縦断面図である。

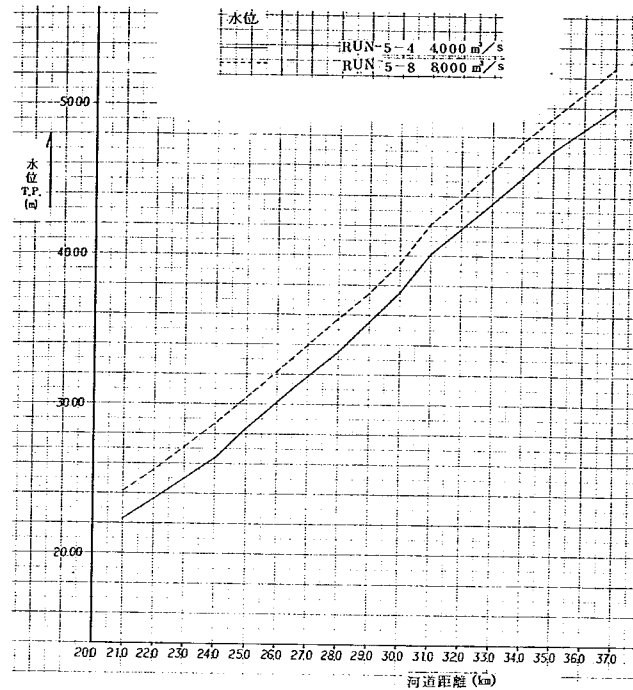


図-7.0.1 水位断面図

7-1 流量 $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の流況と河床状況 (RUN5-1~5-4)

低水路法線を約 1 km 毎に屈曲させたことにより、河道わん曲形状の影響で流れが集中する箇所が多く生じ、河床全体の砂の動きは、法線形 P-1 b の場合より盛んである。図-7.1.1 は法線形状 P-2 a に流量 $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を 20 時間通水した場合の流況と河床状況である。砂礫堆はかなり発達しているが、その形状は、前縁の先端がいわゆる単列砂礫堆のように側岸に着いておらず、まるみを帯びたり尖ったりした舌状の形を呈したもので、典型的な単列砂礫堆とは形状が異なる。その理由としては、砂礫堆の形成条件が単列砂礫堆の形成領域をはずれているということが考えられる。すなわち、流量 $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ が流れている状態の河幅水深比を見ると、水深がおよそ 3.5 m 程度であることから、ほぼ 100 という

値になり、多くの実河道の例では単列砂礫堆と複列砂礫堆との境界付近に相当し、直線水路における従来の実験結果からは複列砂礫堆の領域に相当している。

法線形 P-2a は中小洪水において低水路内に生じた砂礫堆の移動がなく、水衝部が凸岸上流に固定することを期待した法線形であるが、上述のように砂礫堆が完全な単列砂礫堆とならなかったためか、通水後 40 時間経過した河床状況を示す図-7.1.2 を図-7.1.1 と比較すると、砂礫堆は屈曲部を通過して下流へ移動し、それに伴い水衝部も凸岸を過ぎて移動してしまうことがわかる。なお、水衝部の中でも特に強く水流の当る 34.0k ~ 33.75k 左岸, 31.5k ~ 31.75k 左岸, 29.75k ~ 29.25k 右岸, 26.25k ~ 25.75k 左岸では、低水護岸から高水敷まで洗掘されたため、随時補修を行った。

7-2 流量 $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の流況と河床状況 (RUN5-5 ~ 5-8)

上記の実験後、流量を $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ に増して 20 時間の通水を行った。図-7.2.1 はこの場合の流況と河床状況であるが、低水路から高水敷へのり上げる流れによって、その付近では高水敷の洗掘が見られる。特にその傾向の激しい場所は、34.0k ~ 33.0k 左岸, 33.0k ~ 32.0k 右岸, 29.75k ~ 28.75k 右岸, 29.75k ~ 27.75k 左岸, 26.25k ~ 25.25k 左岸等である。流れは低水路法線形の影響をかなり受けているが、激しく蛇行するのは 27k より上流で、それより下流では低水路凸岸の先端をかすめるようにして、直線的な流れ方を示している。また、低水路内の深掘れは、低水路法線形の影響が $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合より強く働くため、ほぼ凸岸上流側に大きなものが見られ、ひとつひとつの砂礫堆に対応する深掘れはむしろ小さくなっている。その結果、一見砂礫堆が低水路の蛇行に適合した形状になったように見えるが、これは大きな流量によって強制的に低水路の形状に合った河床形状が形成された結果と考えられる。

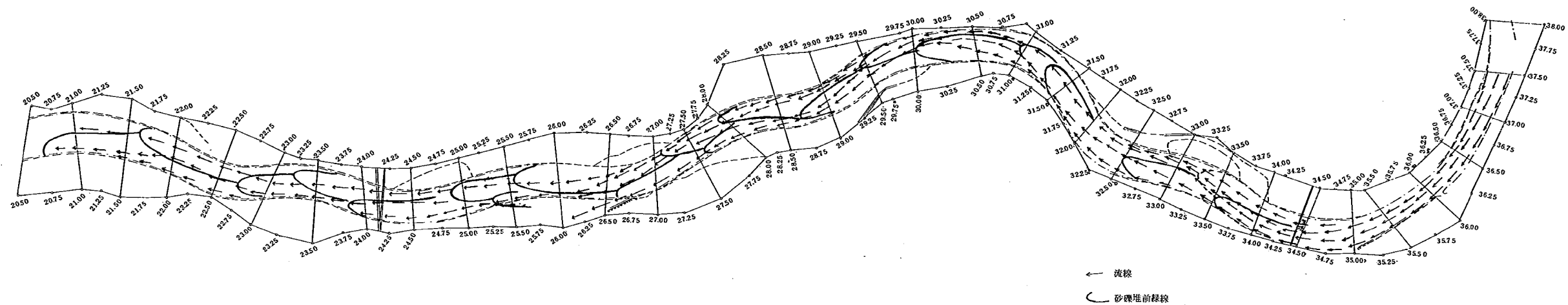


図-7.1.1 低水路法線形P-2a, 流量 $4,000\text{m}^3/\text{s}$, 20時間通水後の流況, 河床状況図

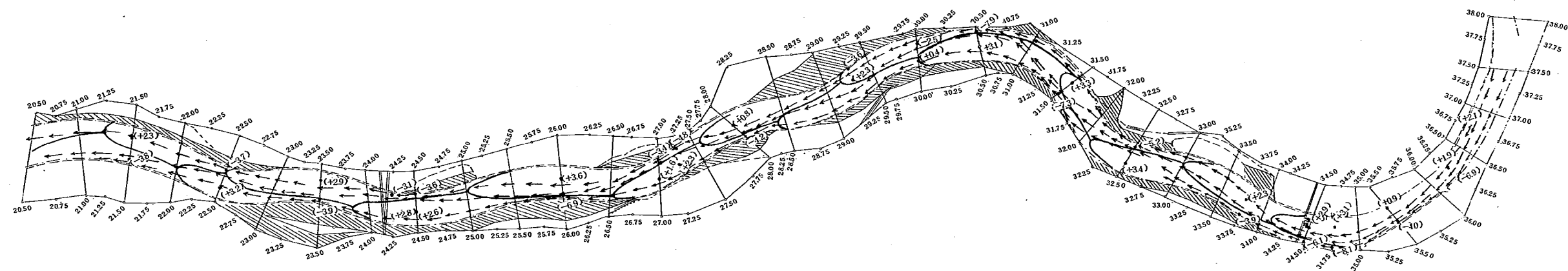


図-7.1.2 低水路法線形P-2a, 流量 $4,000\text{m}^3/\text{s}$, 40時間通水後の流況, 河床状況図

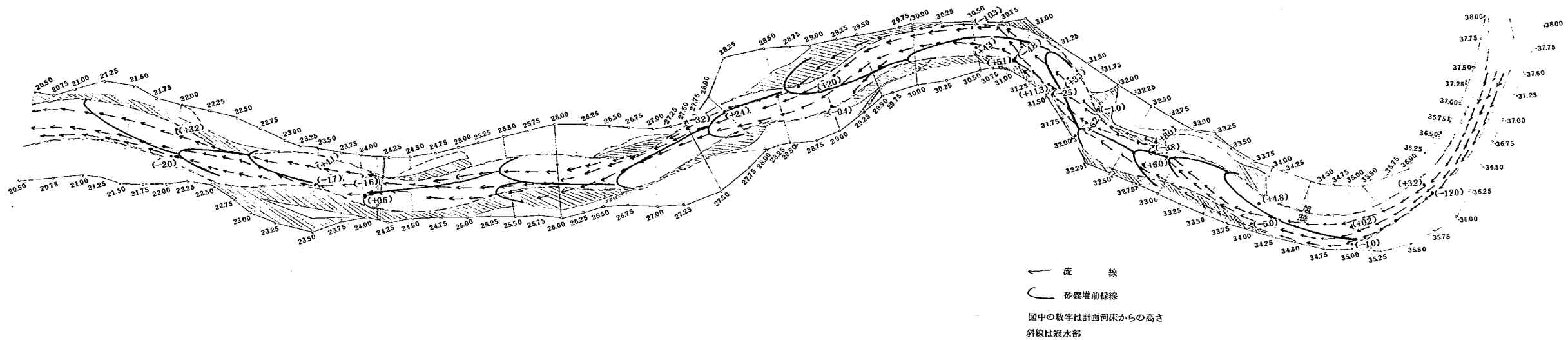


図-7.2.1 低水路法線形P-2a, 流量 $8,000\text{ m}^3/\text{s}$, 20時間通水後の流況, 河床状況図

8. 低水路法線形状 P-2b に関する検討 (実験番号 6)

この法線形状は、P-2a において河幅が広すぎるために砂礫堆が複列砂礫堆の性格を有したことを考え、低水路法線の主要な部分の河幅を 250 m に狭めたものである。

8-1 流量 $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の流況と河床状況 (RUN 6-1 ~ 6-4)

法線形 P-2b に流量 $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を 40 時間通水した場合の流況および河床状況を表わしたのが、図-8.1.1 である。この場合の河幅深水比は約 70 で、前と比べると砂礫堆はかなり単列砂礫堆の性格が強まる。また、河幅を狭くしたことにより、低水路の実質的な曲り度は強くなるため、低水路形状による強制蛇行の働きも強まって、低水路内には結果的に、かなり明瞭な単列砂礫堆が形成され、その位置も安定している。この場合、水衝部の洗掘深は P-2a と比べて特に大きくなることはなく、むしろ局所的な深掘れは P-2a の方が大きい所もある。

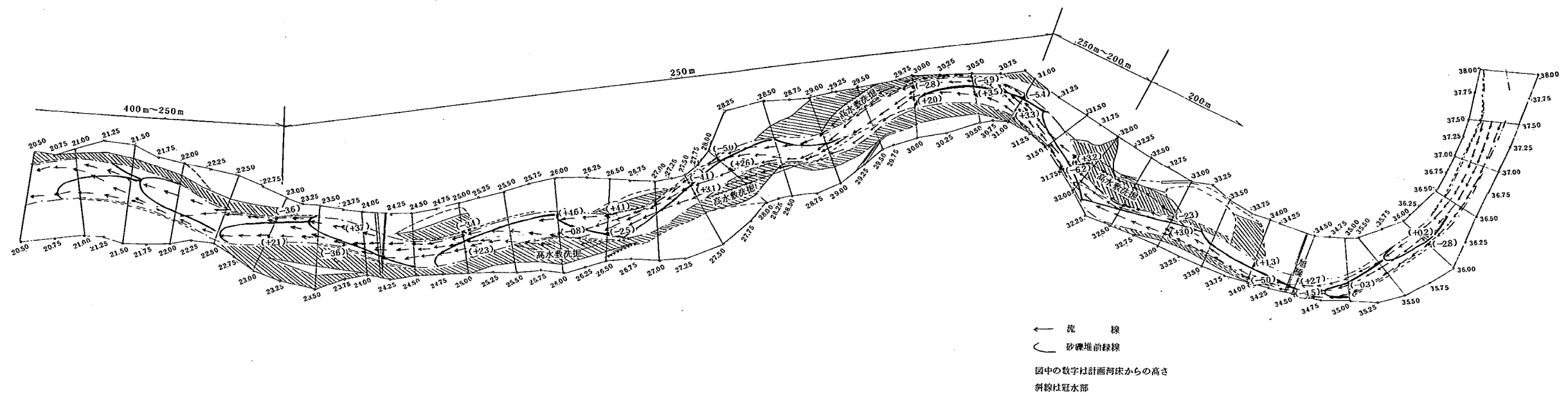


図-8.1.1 低水路法線形P-2b, 流量 $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$, 40時間通水後の流況, 河床状況図

9. 低水路法線形状P-2cに関する検討（実験番号7）

前の法線形P-2bでは低水路幅をかなり狭めたが、ここでは上下流にわたる低水路幅のつながり、低水路流量 $4,000\text{ m}^3/\text{s}$ の流下能力等から、低水路主要部の幅を 300 m とした。また、法線形P-2aとP-2bでは、高水敷を計画断面形状に造成していたが、ここでは高水敷上で計画横断面形状より低い部分はそのまま残し、そのかわりに水制を配して現状のみお筋への流れ込みを規制しようとした。また、低水路護岸を設置できるような場所にはモルタルにより低水護岸を設けた。しかし、実際に護岸・水制を設ける場合と模型とを直接比較することは難かいため、ここでは護岸・水制に関する詳しい検討は行わない。

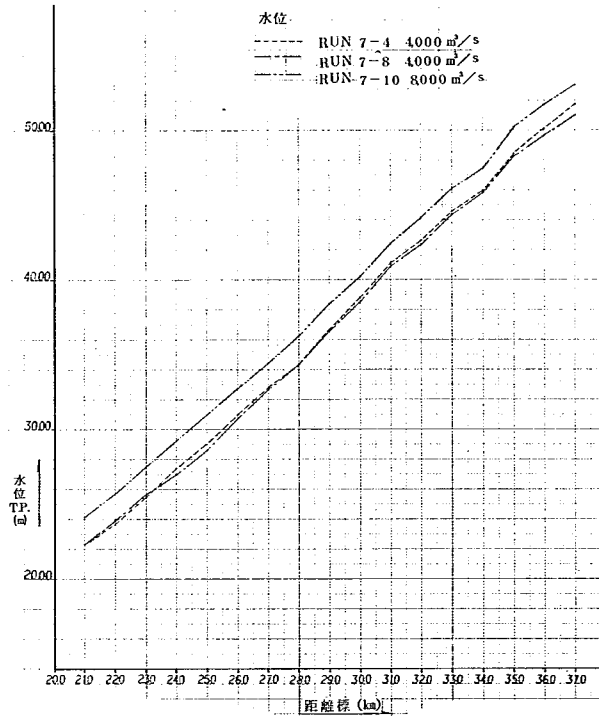


図-9.0.1 水位縦断面図

実験に用いた流量は $4,000\text{ m}^3/\text{s}$ と $8,000\text{ m}^3/\text{s}$ で、それぞれの水位縦断面図は図-9.0.1に示す。

9-1 流量 $4,000\text{ m}^3/\text{s}$ の流況と河床状況（RUN7-1～7-8）

低水路内における砂礫堆の発達は、流れの一部が高水敷の低い部分へ入ってしまうため、かなり遅くなっている。通水後40時間目と80時間目の状態を表わしたのが、図-9.1.1および図-9.1.2であるが、大局的には、砂礫堆と水衝部の位置の固定ができていると見られる。

9-2 流量 $8,000\text{ m}^3/\text{s}$ の流況と河床状況（RUN7-9～7-10）

この実験における低水路法線形状は、かなり大きく屈曲している箇所があり、また、高水敷上に低い部分が多く残っていることなどから、大きな流量が流れた場合には問題点が少なくない。流量 $4,000\text{ m}^3/\text{s}$ の場合でも問題となった高水敷の低い部分へのり上げる流れは、特に $29.0\text{ km} \sim 28.5\text{ km}$ 右岸、 $26.5\text{ km} \sim 25.0\text{ km}$ 左岸で強く、高水敷上の土砂もかなり動いている。

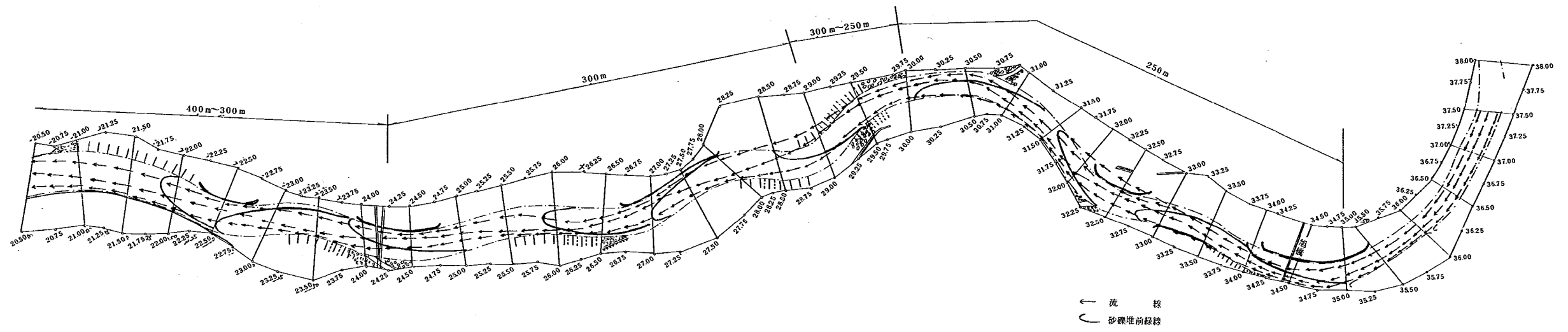


図-9.1.1 低水路法線形P-2c, 流量 $4.000\text{ m}^3/\text{s}$, 40時間通水後の流況, 河床状況図

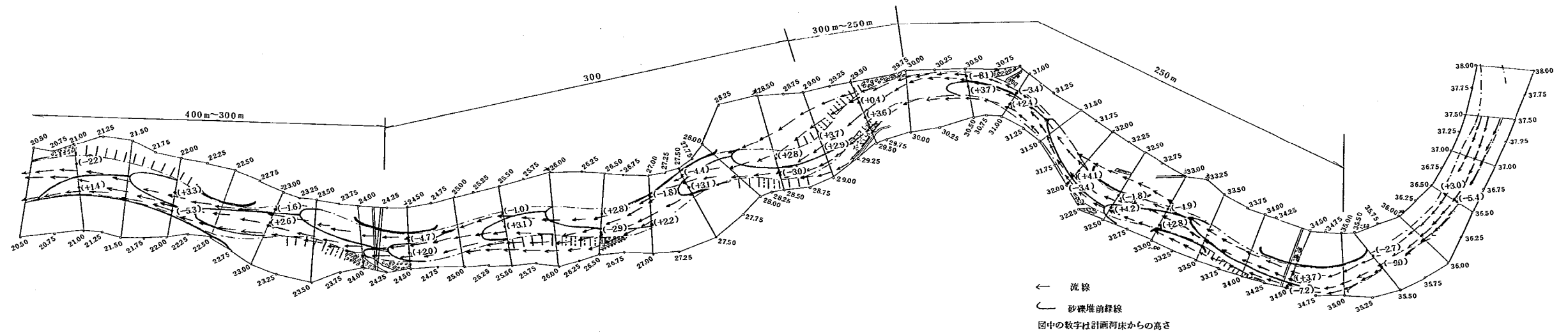


図-9.1.2 低水路法線形P-2c, 流量 $4.000\text{ m}^3/\text{s}$, 80時間通水後の流況, 河床状況図

10. 低水路法線形状 P-2d に関する検討 (実験番号 8)

この法線形は前の法線形 P-2c で大きくわん曲していた 29k 付近の法線形状を緩くするなどの修正を加えたもので、横断面形状はほぼ同じである (低水路には護岸と水制を設置し、高水敷上の計画高より低い部分はそのまま残し、流れが低水路をはずれて現状のみお筋に流入するところは碎石によって阻止した)。検討に用いた流量は、 $4,000\text{ m}^3/\text{s}$ および $8,000\text{ m}^3/\text{s}$ であるが、途中 $4,000\text{ m}^3/\text{s}$ を 40 時間通水した時点で、30.5k に計画された妙見堰に関する検討を行うため、図-10.0.1 に示すような堰を同地点に設置した。なお、この実験における代表的な水位縦断図を図-10.0.2 に、流量 $4,000\text{ m}^3/\text{s}$ 、60 時間通水後の河床の横断面形状を図-10.0.3 (1)~(35) を示す。

10-1 流量 $4,000\text{ m}^3/\text{s}$ の流況と河床状況 (RUN8-1~8-5)

低水路凸岸の上流側から発生した舌状の砂礫堆は、徐々に発達し、下流へ移動しながら凸岸下流が堆積、凸岸上流が洗掘という大局的な砂礫堆形状を形成して行く。この大局的砂礫堆は低水路の形状による強制的な蛇行作用の影響が大きいと考えられるが、全体に大局的砂礫堆形状が明瞭になってくるとともに、はじめ盛んに発生した舌状の砂礫堆は明瞭ではなくなった。流量 $4,000\text{ m}^3/\text{s}$ を通水してから、20 時間、40 時間、60 時間後の河床状況を、それぞれ図-10.1.1、図-10.1.2、図-10.1.3 に示す。

低水路幅の広くなる 24k より下流では、砂礫堆の形状が若干はっきりしないが、その他の場所では低水路の蛇行形状に見合った砂礫堆が形成され、その位置が安定しており、水衝部は凸岸上流側に固定されている。それらのうち、33.0k~32.5k 左岸、29.5k~29.0k 右岸、25.75k~26.5k 左岸などは、かなり水衝りの強い箇所である。洗掘箇所を見ると 30k 付近の右岸で 5~6m 程度、27k~27.5k 右岸では固い護岸を入れてあるために 6m~9m 程度となっており、水制 (透過性) を設置している箇所では、高水敷へ流れが広がる分だけ側岸沿いの洗掘は小さく、3m 前後である。

通水 40 時間目で 30.5k に堰を設置すると、堰の付近で若干流況が変化するが、その影響はそれほど大きくない。堰設置前後の堰付近の流況変化を図-10.1.2、図-10.1.3 で比較すると、当該わん曲部で右岸沿いに片寄ろうとする流れは、堰を入れたことにより堰軸と垂直方向に曲げられ、直線化する。しかし、その流れはほぼ 500m 下流で低水路右岸に衝る付近まで行くと、堰設置前の流況とはほとんど変わりがなくなる。河床の状態も堰の設置前後で大きく変わることはなく、堰上左岸側には、堰を設置する前の砂州高と同じ高さで砂が堆積する。また、堰下流の洗掘深も、直下流で若干大きくなる程度で、この程度の高さの堰では流砂は上下流連続していることがわかる。

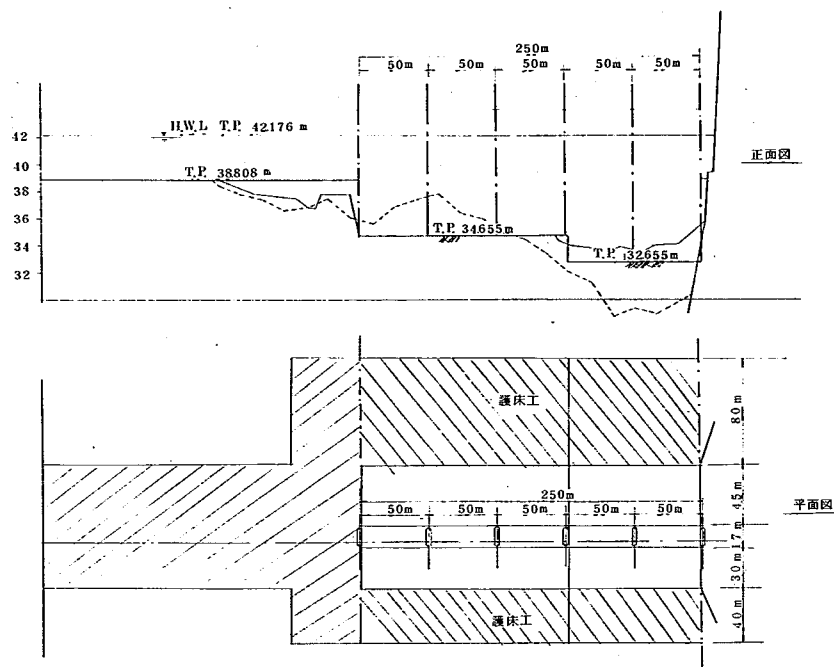


图-10.0.1 堰 形 状

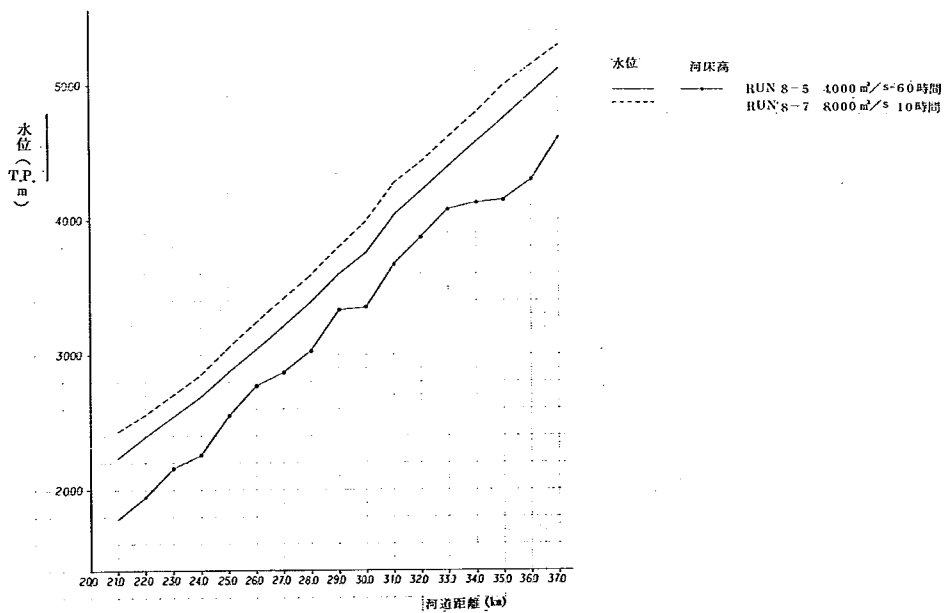


图-10.0.2 水 位 縦 断 图

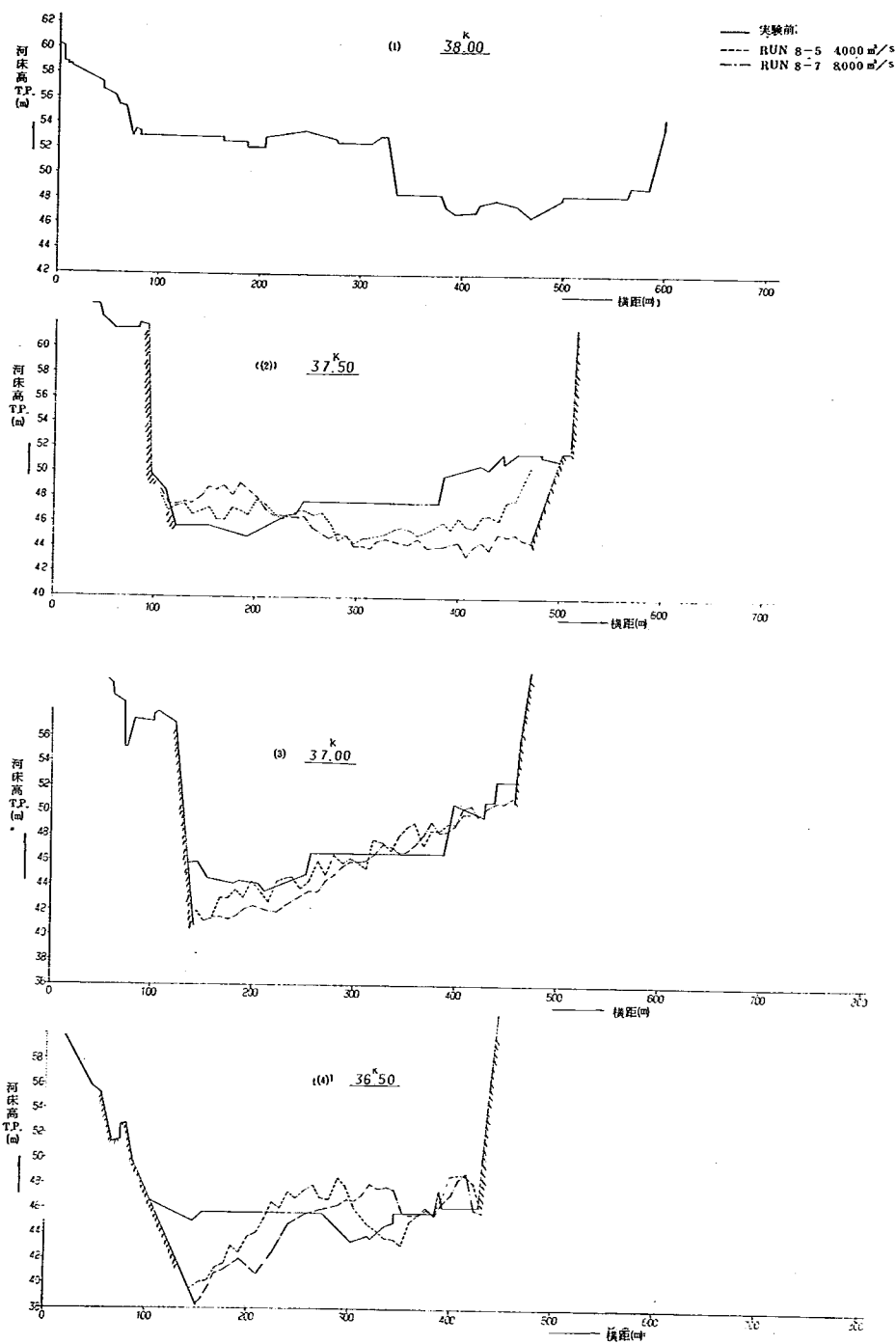


图-10.0.3 (1)~(4) 河床横断面图

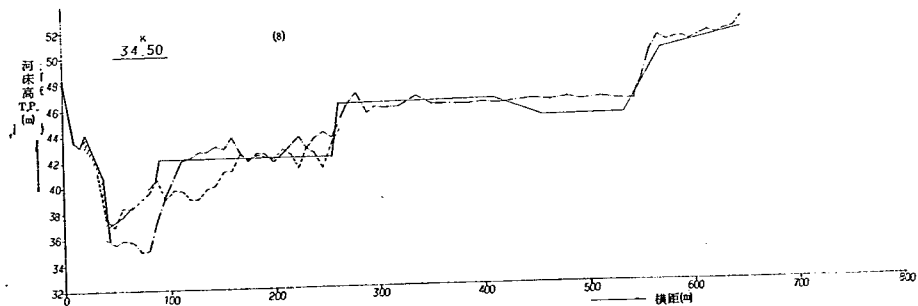
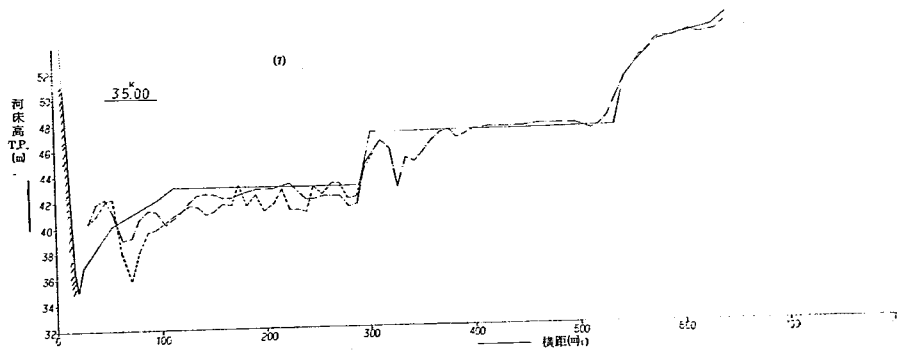
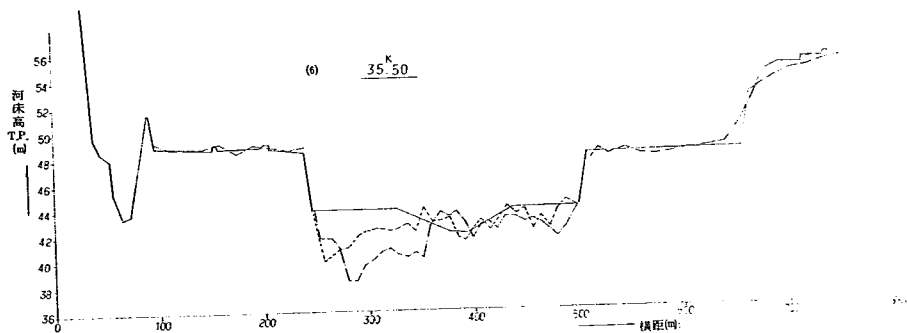
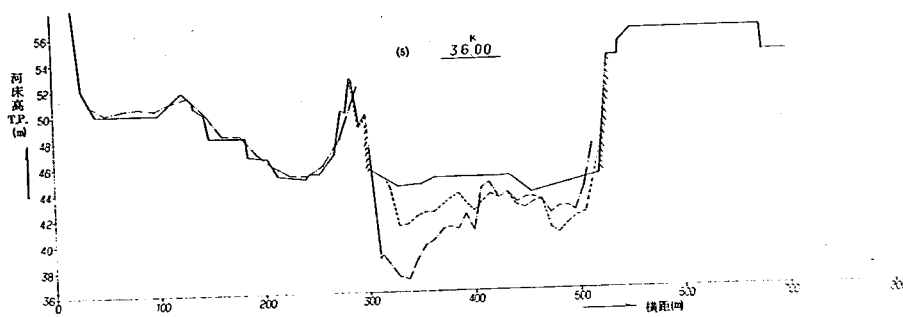


图-10.0.3(5)~(8) 河床横断面图

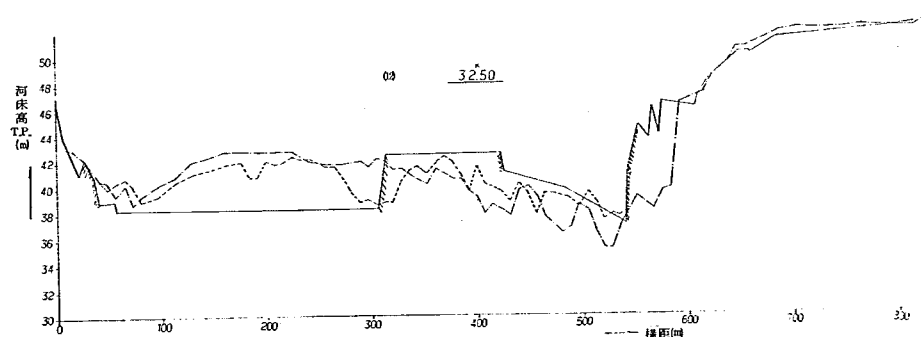
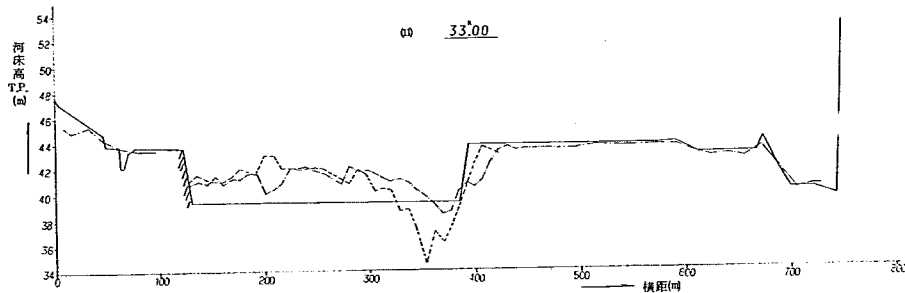
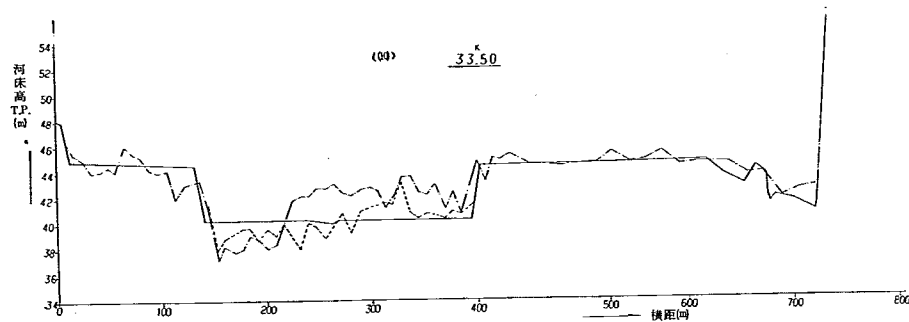
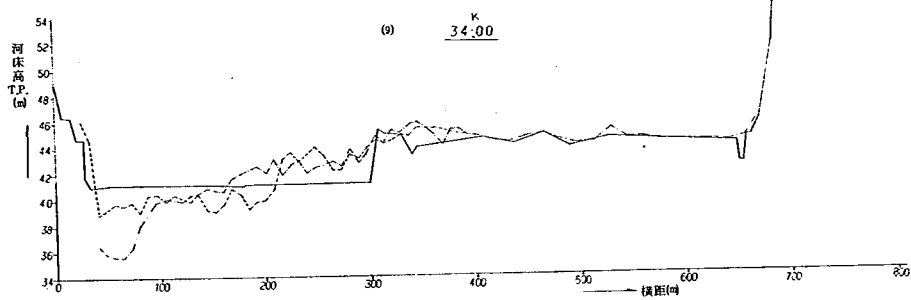


图-10.0.3(9)~(12) 河床横断面图

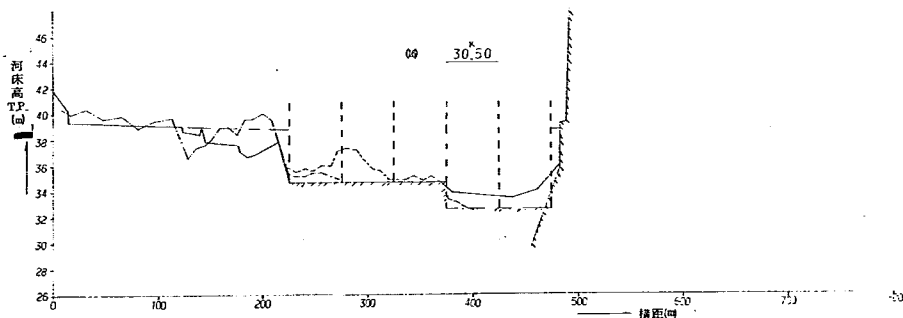
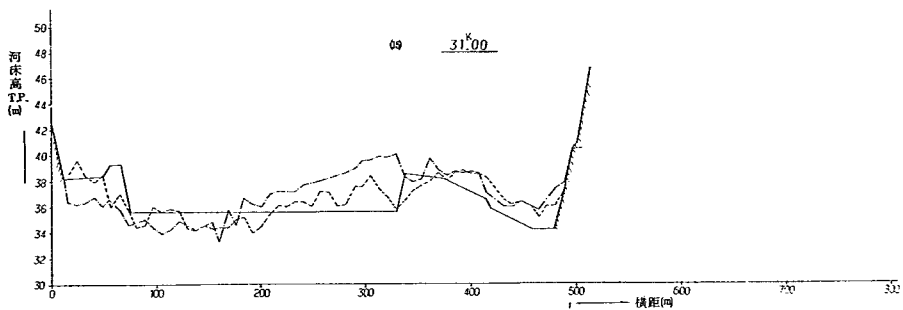
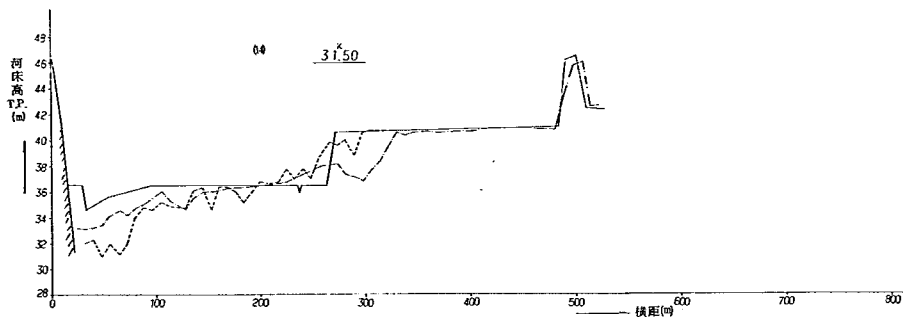
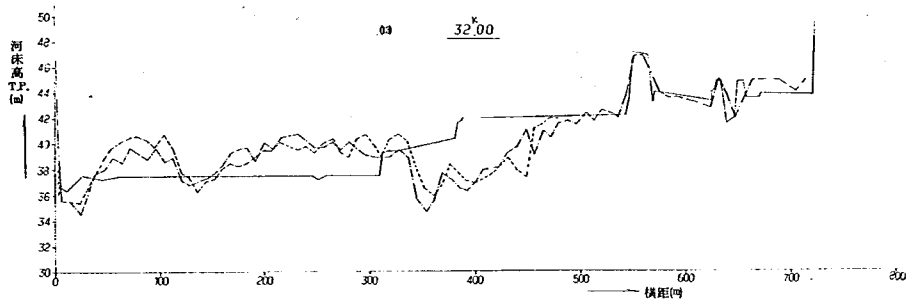


图-10.0.3 (13)~(16) 河床横断面图

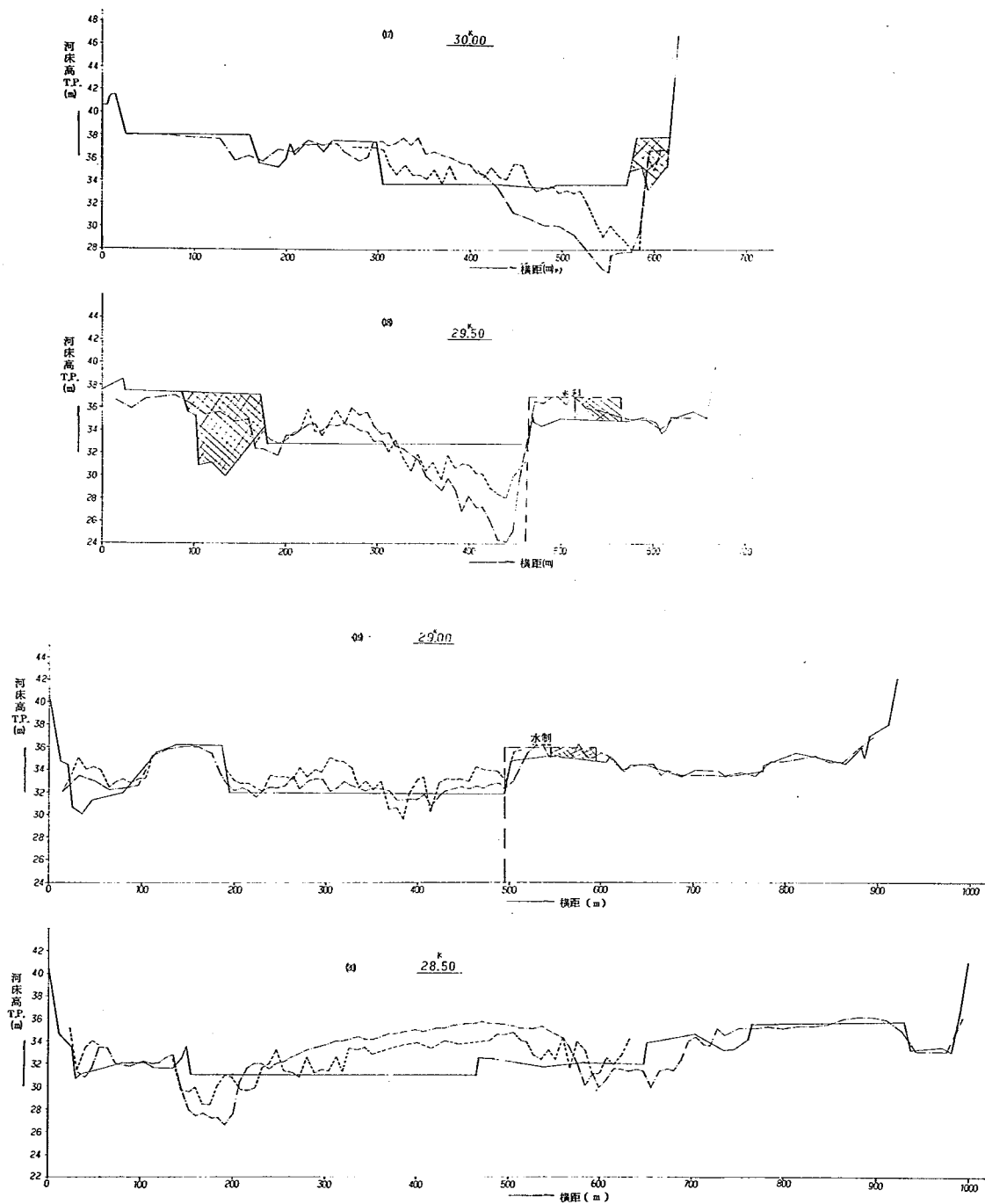


图-10.3(17~20) 河床横断面图

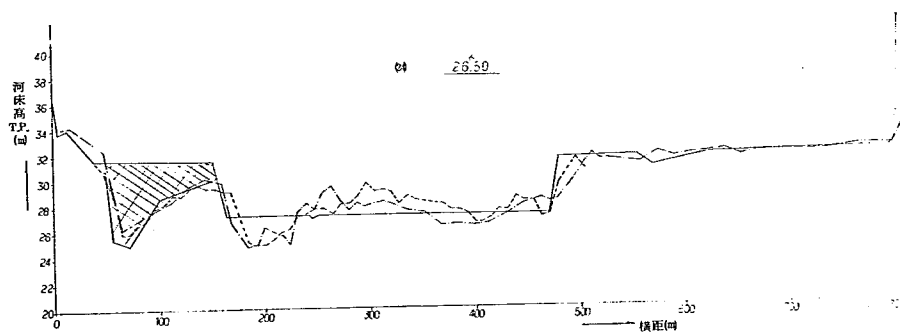
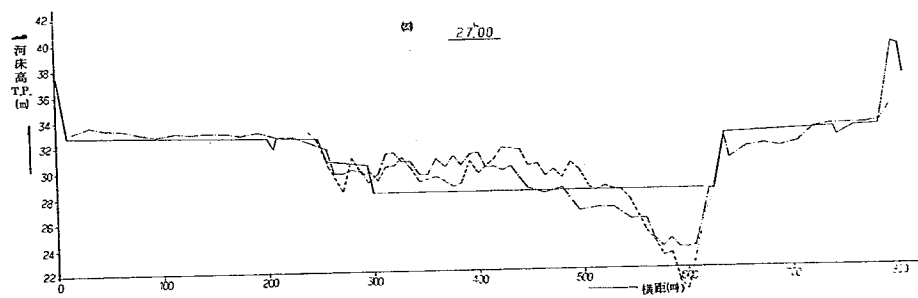
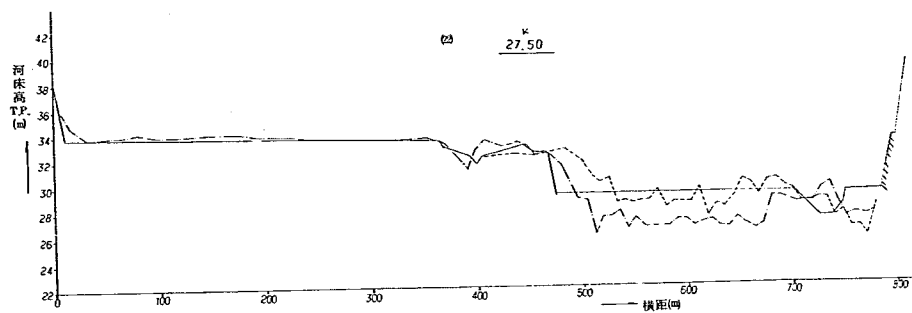
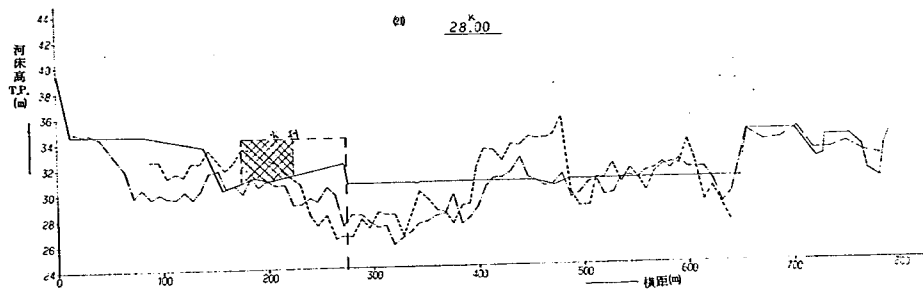


图-10.03 21~24 河床横断面图

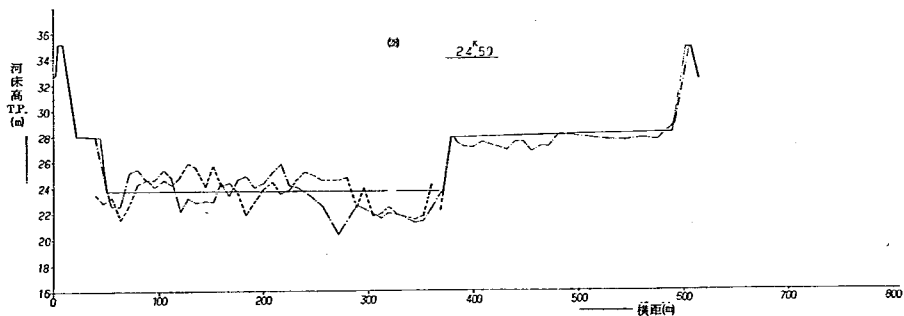
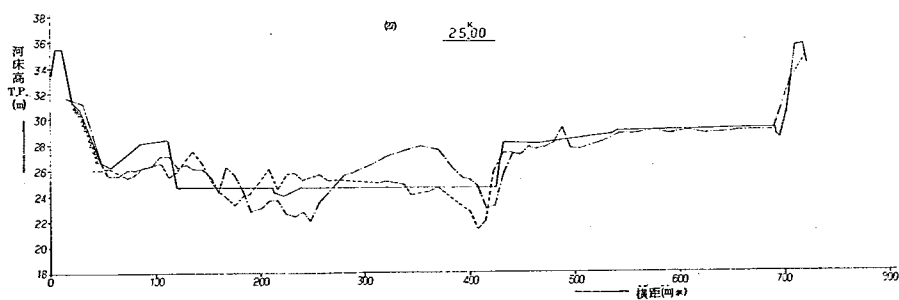
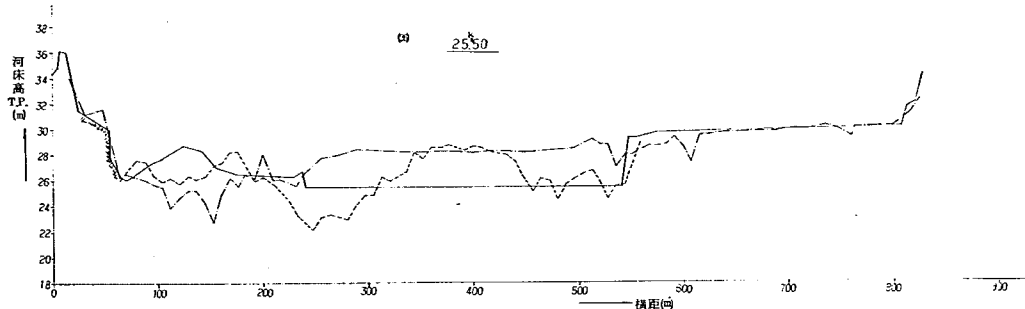
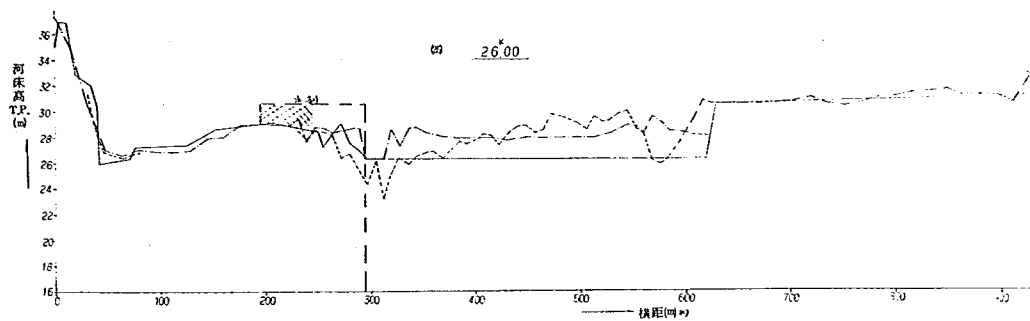


图-10.0.3 25~26 河床横断面图

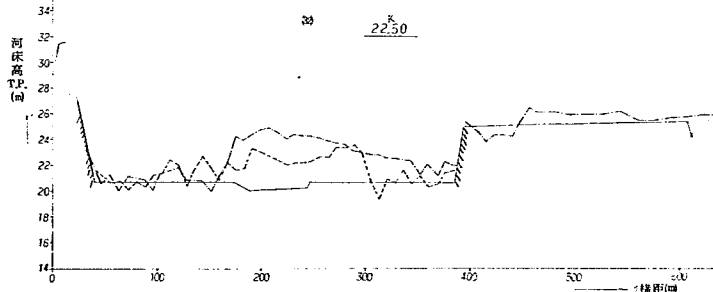
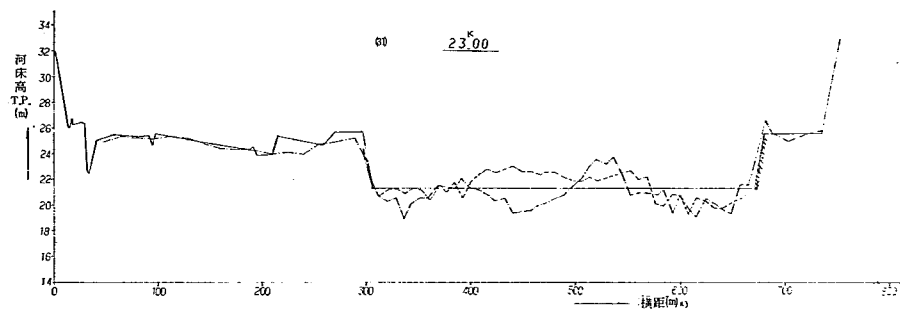
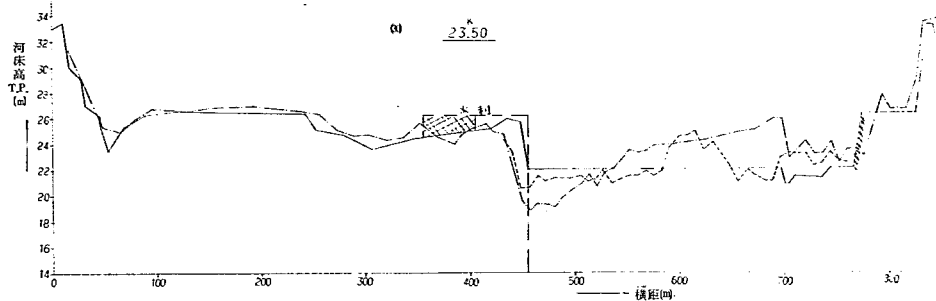
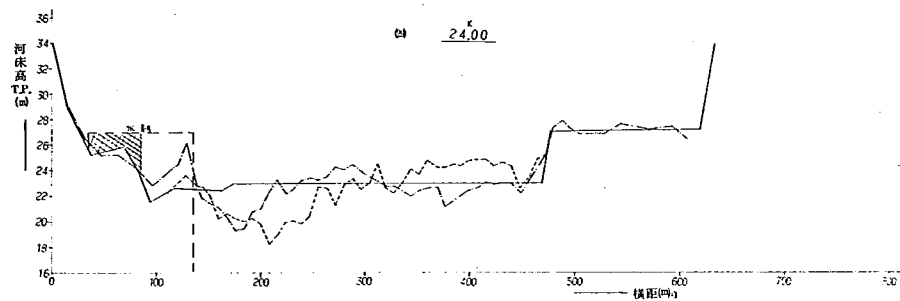


图-10.03(29)~(32) 河床横断面图

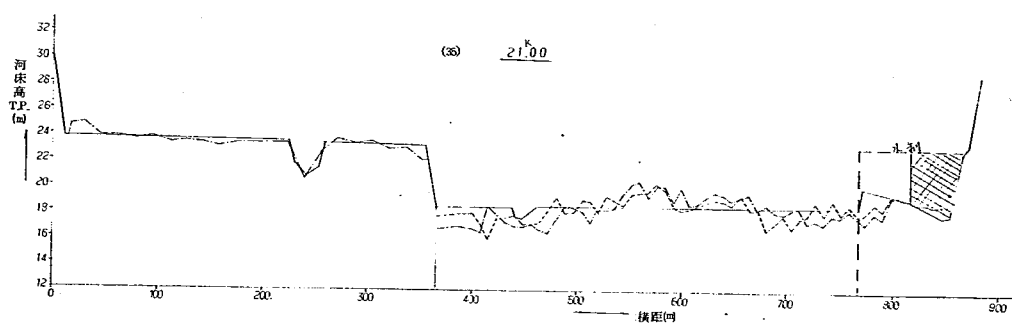
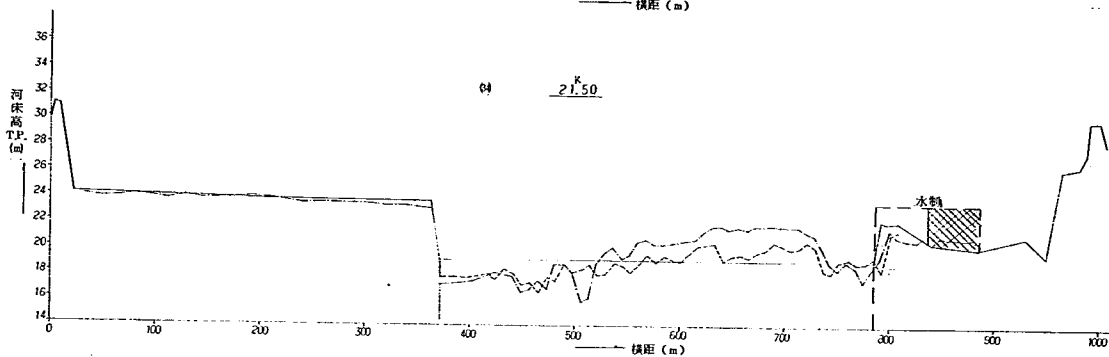
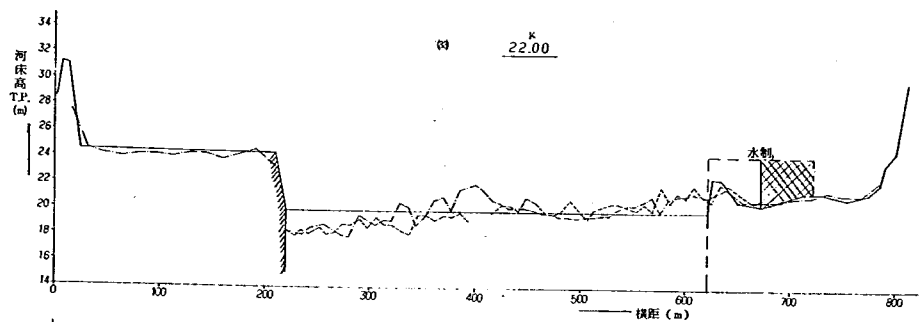


图-10.0.3(33)~(35) 河床横断面图

10-2 流量 $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の流況と河床状況 (RUN 8-6~8-7)

低水路法線形 P-2b は、低水路内を流れる流量に対して、砂礫堆を安定させ水衝部を固定するという意味では妥当なものと考えられるが、流量が大きくなると流れが高水敷へのり上がる箇所が多くなることが大きな問題である。流量 $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を通水した場合には、29k 右岸、28.5k 左岸、26.0k 左岸、23.5k 左岸等の付近で高水敷上の流速が速い。このことに関連して、この時の河床状況を図-10.2.1 で見ると、29k~28k、26k~25k、23k~22k に低水路幅を外れて舌状の砂礫堆を堆積させ、流れも二列砂礫堆上の8字蛇行に近い状態となっているのがわかる。

流量 $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ での堰付近の流れは、局所的に、図-10.2.2 のような状態となるため、堰上左岸側の堆砂はフラッシュされる傾向にある。

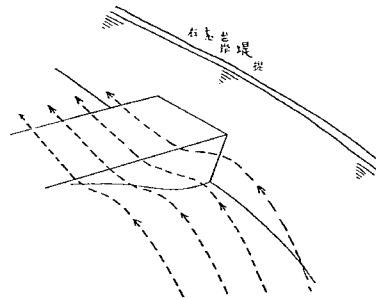


図-10.2.2 堰付近の流れ

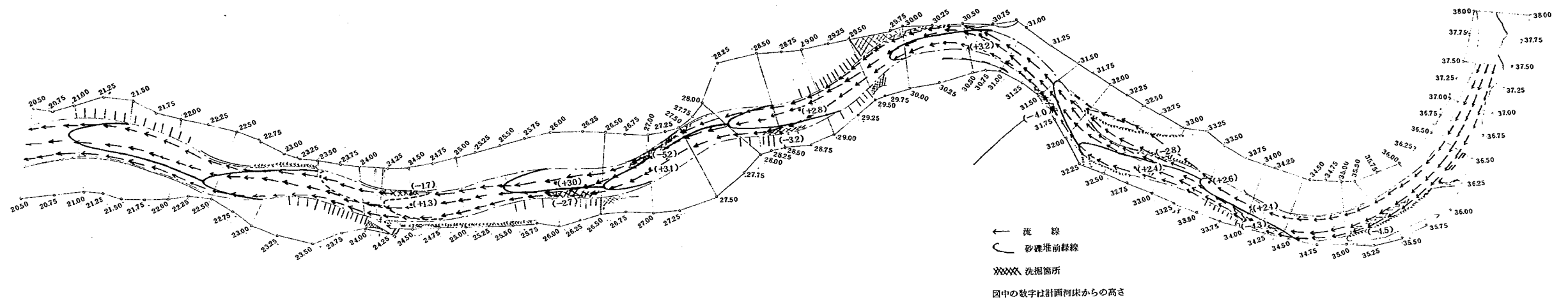


図-10.1.1 低水路法線形P-2d, 流量 $4,000\text{ m}^3/\text{s}$, 20時間通水後の流況, 河床状況図

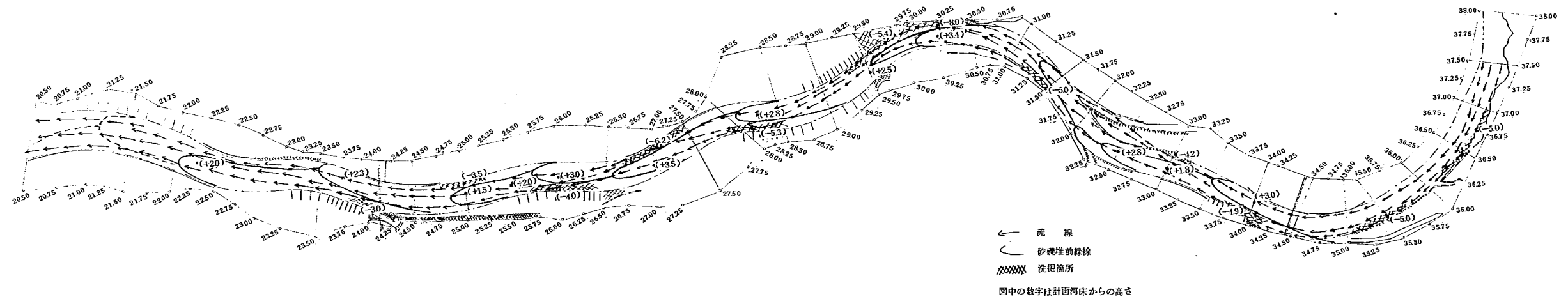


図-10.1.2 低水路法線形P-2d, 流量 $4,000\text{ m}^3/\text{s}$, 40時間通水後の流況, 河床状況図

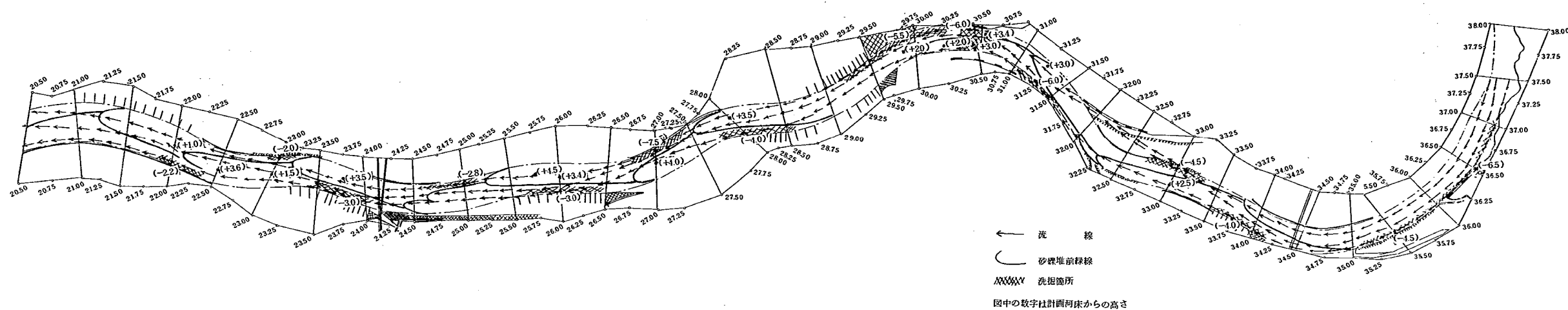


図-10.13 低水路法線形P-2d, 流量 $4,000\text{m}^3/\text{s}$, 60時間通水後の流況, 河床状況図

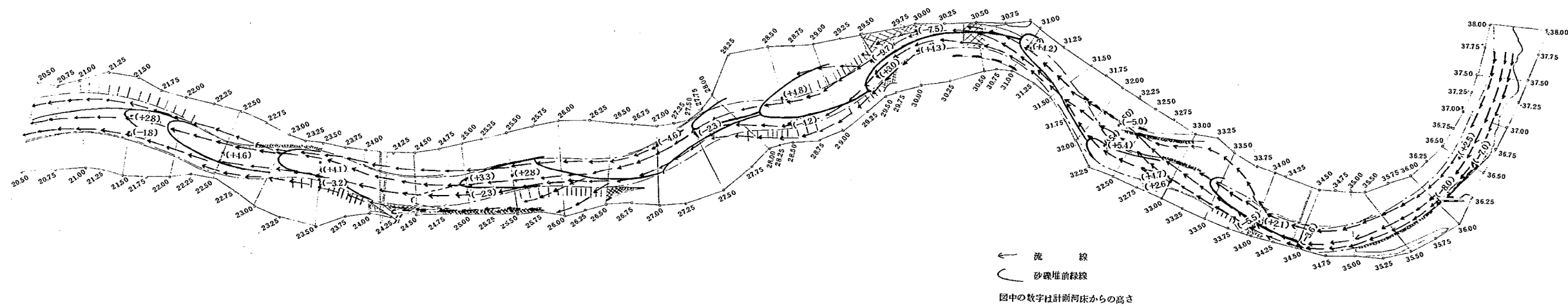


図-10.21 低水路法線形P-2d, 流量 $8,000\text{m}^3/\text{s}$, 10時間通水後の流況, 河床状況図

11. 低水路法線形状P-2eに関する検討(実験番号9)

法線形P-2bで27.5k右岸に接近している部分で、法線を河道中央に移し、他に若干の修正を加えたものが、法線形P-2eである。この結果、29k~27kの法線の曲がり角が小さくなり、砂礫堆の移動を阻止するという点からは不利になることが予想される。また、30.5k地点には図-11.0.1に示すような堰を設けており、この堰は法線形P-2dに設置したものの右岸側天端高を1m嵩上げたものである。その他、横断面形状等は前と同様である。

検討に用いた流量は $4,000\text{m}^3/\text{s}$ 、 $8,000\text{m}^3/\text{s}$ で、それぞれの場合の水位縦断を図-11.0.2に示す。

11-1 流量 $4,000\text{m}^3/\text{s}$ の流況と河床状況(RUN9-1~9-4)

図-11.1.1、図-11.1.2は流量 $4,000\text{m}^3/\text{s}$ 通水後20時間、40時間における河床状況である。予想した通り29k~27kの砂礫堆は低水路の屈曲部を通り抜けてしまい、その影響で下流にある砂礫堆も移動を起しているのがわかる。

11-2 流量 $8,000\text{m}^3/\text{s}$ の流況と河床状況(RUN9-5~9-6)

法線形P-2bにおけるのと同様、29k付近、26k付近、23.5k付近で流れが拡がる状態となり、29k右岸、28.5k左岸、26.0k左岸、23.5k左岸付近の高水敷上が荒らされる。

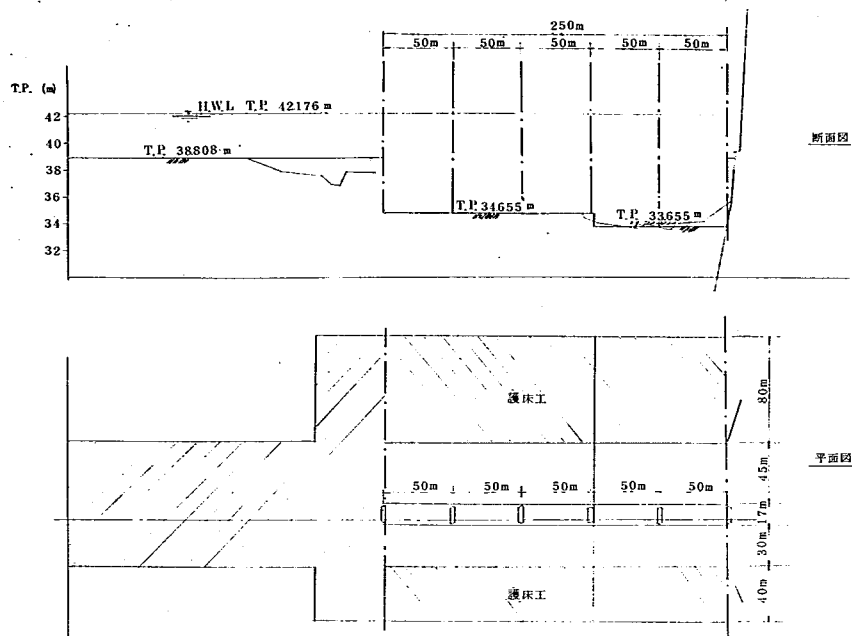


图-11.0.1 堰 形 状

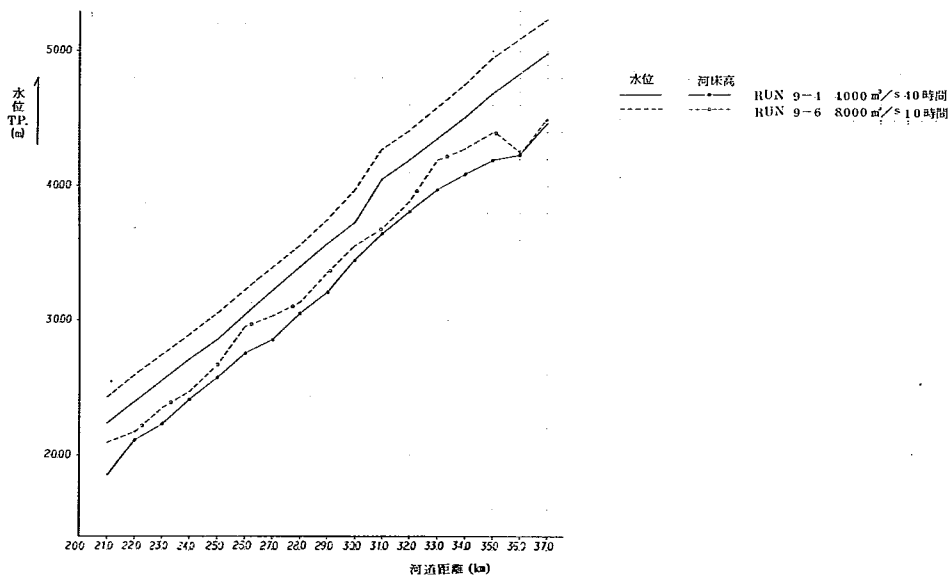


图-11.0.2 水 位 縱 断 图

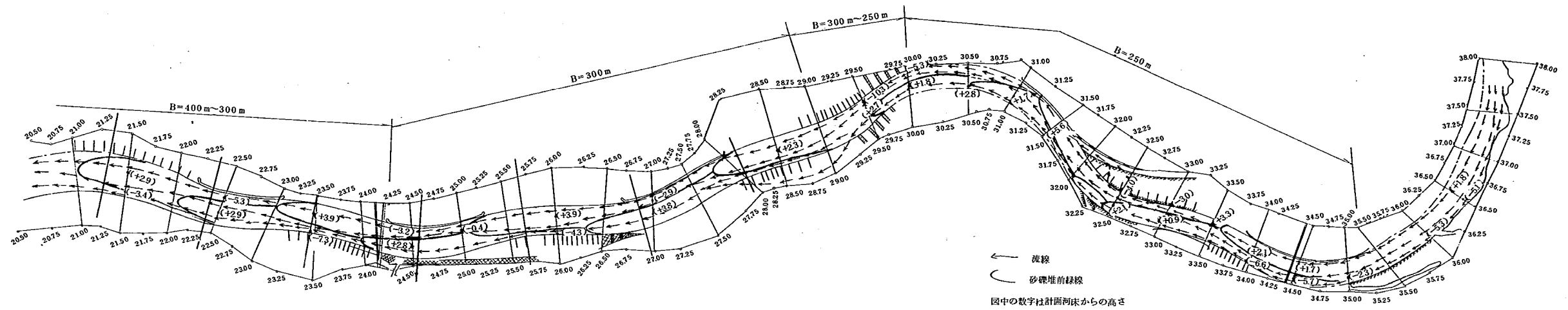


図-11.1.1 低水路法線形P-2e, 流量 $4,000\text{m}^3/\text{s}$, 20時間通水後の流況, 河床状況図

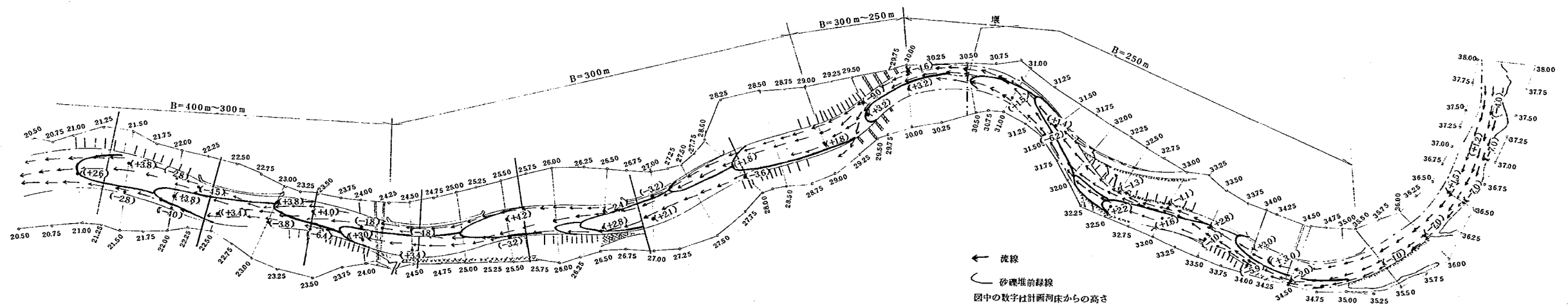


図-11.1.2 低水路法線形P-2e, 流量 $4,000\text{m}^3/\text{s}$, 40時間通水後の流況, 河床状況図

12. 低水路法線形状P-2fに関する検討(実験番号11)

計画河床高を変更し、30.5kにおける低水路河床高を約1.8m下げたもので、法線の平面形状はP-2eと同一である。また、通水前の横断形状は完全な計画断面形とし、低水路側岸は全面的に砕石で保護した。流量は $5,000\text{ m}^3/\text{s}$ と $11,000\text{ m}^3/\text{s}$ を用い、それぞれ30.5kに堰がある場合と無い場合の比較を行った。実験流量を変えたのは、 $4,000\text{ m}^3/\text{s}$ における流砂量が極端に少なく、砂礫堆が発達するのに時間がかかりすぎるためで、低水路流量は $5,000\text{ m}^3/\text{s}$ とし、同時に流量 $8,000\text{ m}^3/\text{s}$ を $11,000\text{ m}^3/\text{s}$ に置き換えた。各流量の水位縦断を図-12.0.1に示し、色素の流下距離より求めた横断流速分布を図-12.0.2、図-12.0.3に示す。

堰がある場合と無い場合の違いを見るために、ここでは堰を設置しない状態で通水したものと、その後で33k~24kを計画断面形に整形しなおし、30.5kに堰を設置した状態で同様に通水したものとを比較する方法をとった。堰の形状は図-12.0.4に示す通りで、堰設置前後の河床横断図を、図-12.0.5(1)~(10)および図-12.0.6(1)~(10)に示す。

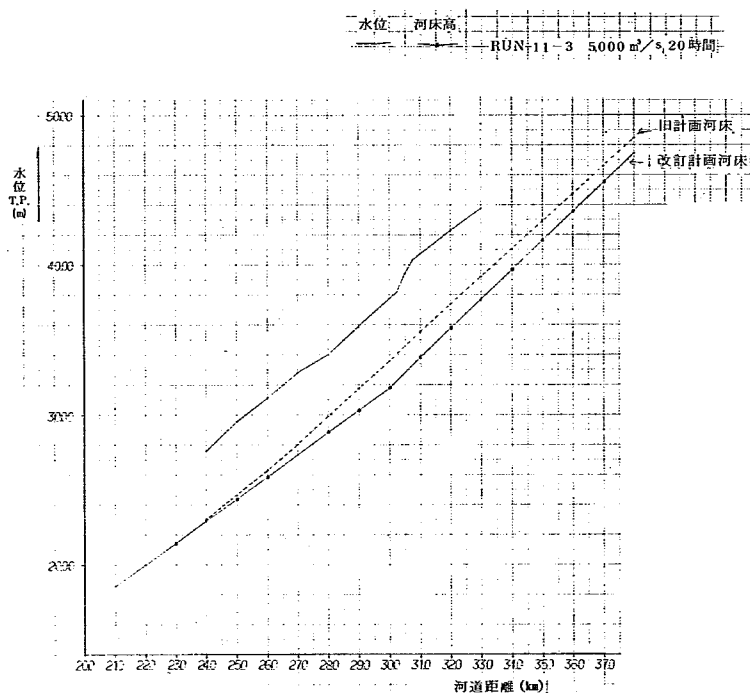


図-12.0.1 水位縦断図

12-1 流量 $5,000\text{ m}^3/\text{s}$ の流量と河床状況(RUN11-1, 11-3)

全体的な砂礫堆の形成状況を見ると、低水路の蛇行形状の影響によって水衝部はある程度固定的な位置に存在するが、砂礫堆は法線形P-2eの場合と同様下流へ移動している。30.5kにおける堰の有無による流況の変化は、堰による流れの直線化として現われ、その影響は29.75k付近までおよび、それ

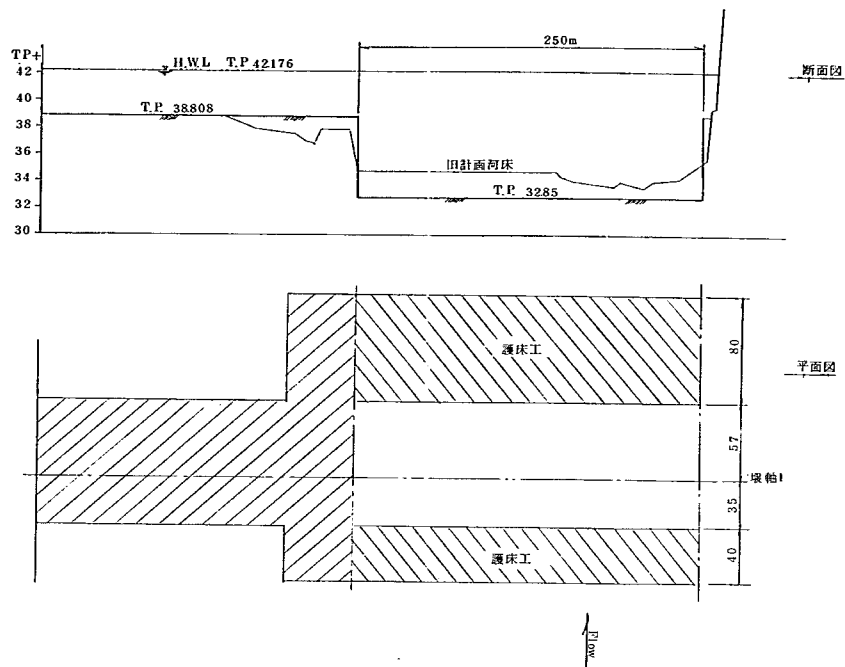


図-1 2.0.4 堰 形 状

より下流および堰の上流では有意な変化は認められない。河床の状況を見ると、堰上で凸岸側に形成される砂州の堆砂が少なく、砂州が堰の上下流に分断されたように見える。堰下流の洗掘も少なくなっており、局所的には堰による影響が表われているが、このような現象は、堰を設置する前の河床整形に影響されたためと考えられ、河床に砂礫堆が形成されたまま（低水路内を計画形状に整形しないで）堰を設置した場合には、法線形P-2dで堰を設けた場合のようにすぐに堰のない状態に復してしまうであろう。実際に堰を設ける場合には、この実験におけるように河床を平坦に整形するようなことはないので、堰上の砂州の堆積はまぬがれないと考えた方がよい。

12-2 流量 $11,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の流況と河床状況 (RUN11-2, 11-4)

低水路の河床高を低くしたため、高水敷上を走る流れはかなり弱くなり、34k～33k左岸と29k～30k右岸で凸岸部の高水敷が大きく洗掘されただけである。

堰を設けた場合の流況の変化は、堰付近で右岸へ集中しようとする流れが堰によって強制的に平滑化される程度で、大局的な変化はほとんどない。堰下流では、流量 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の時と同じように、洗掘量が若干小さくなる。

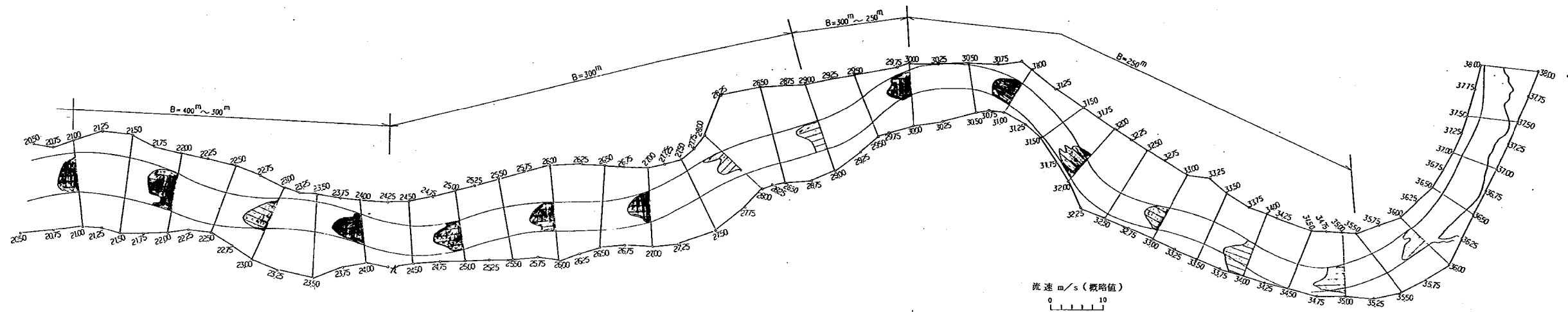


图-12.0.2 横断面流速分布 ($5,000 \text{ m}^3/\text{s}$)

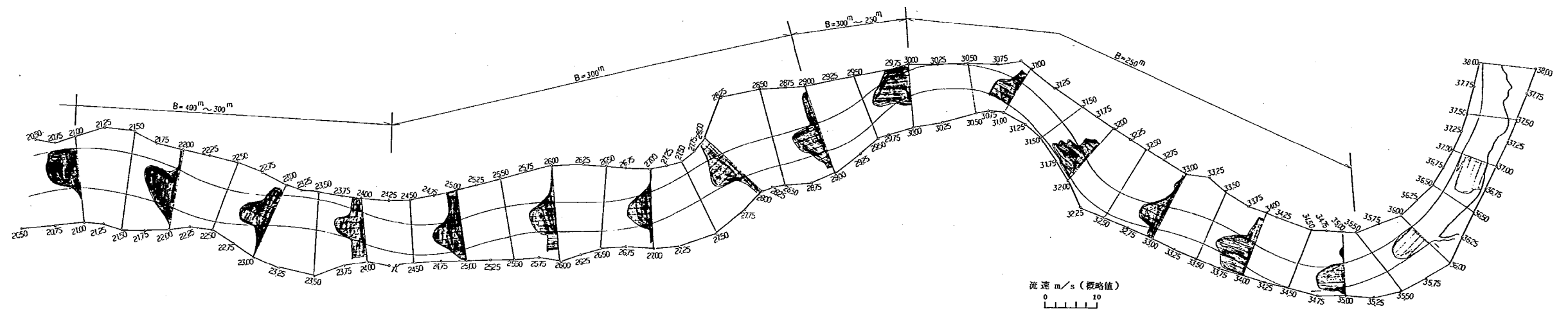


图-12.0.3 横断面流速分布 ($11,000 \text{ m}^3/\text{s}$)

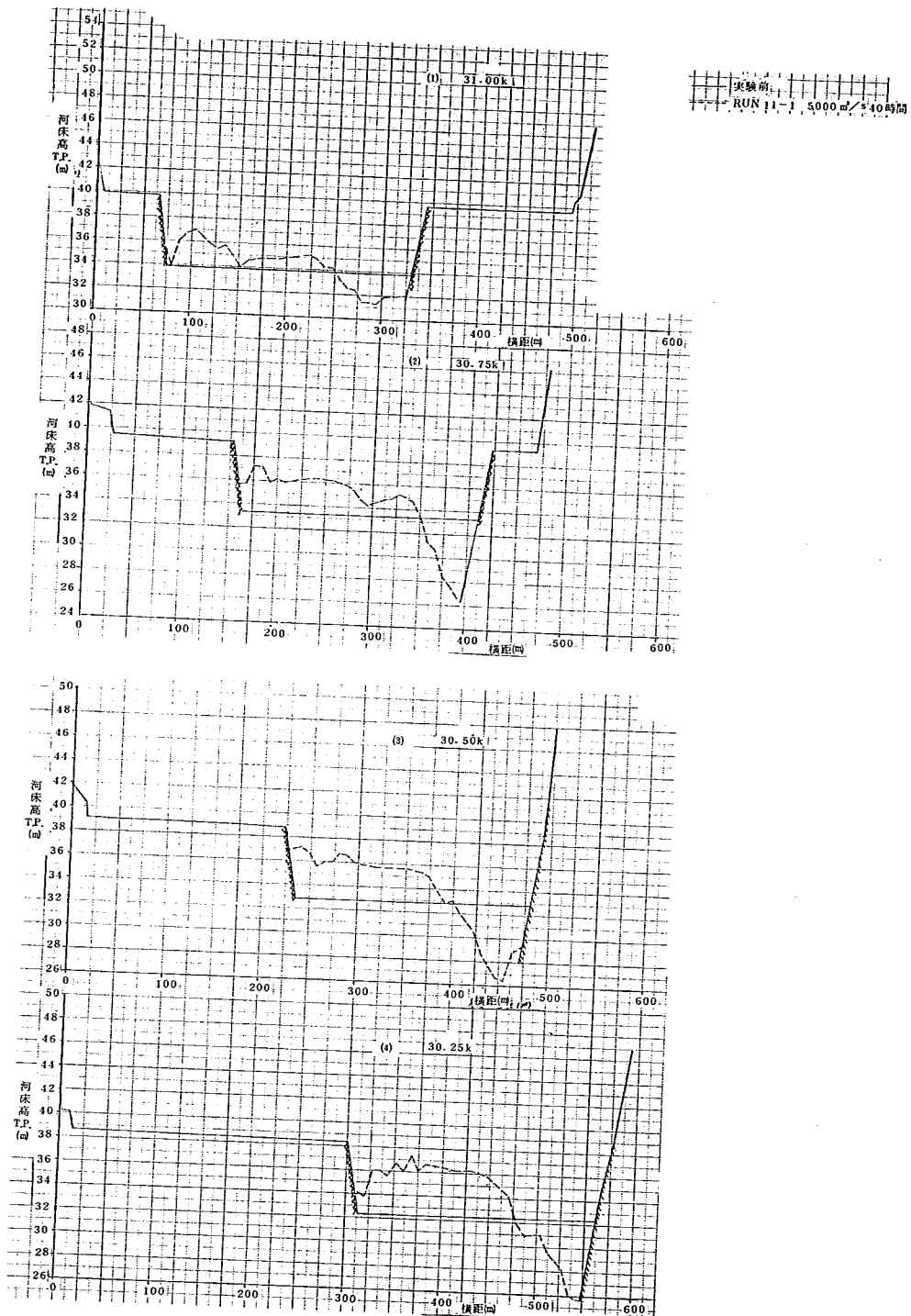


図-12.0.5(1)~(4) 堰設置前の河床横断面図

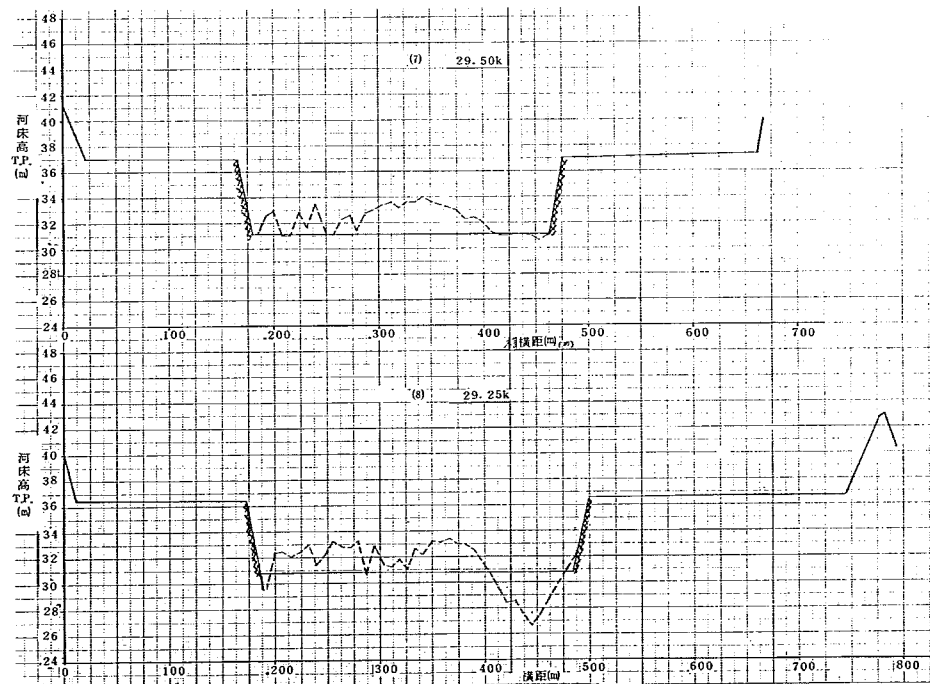
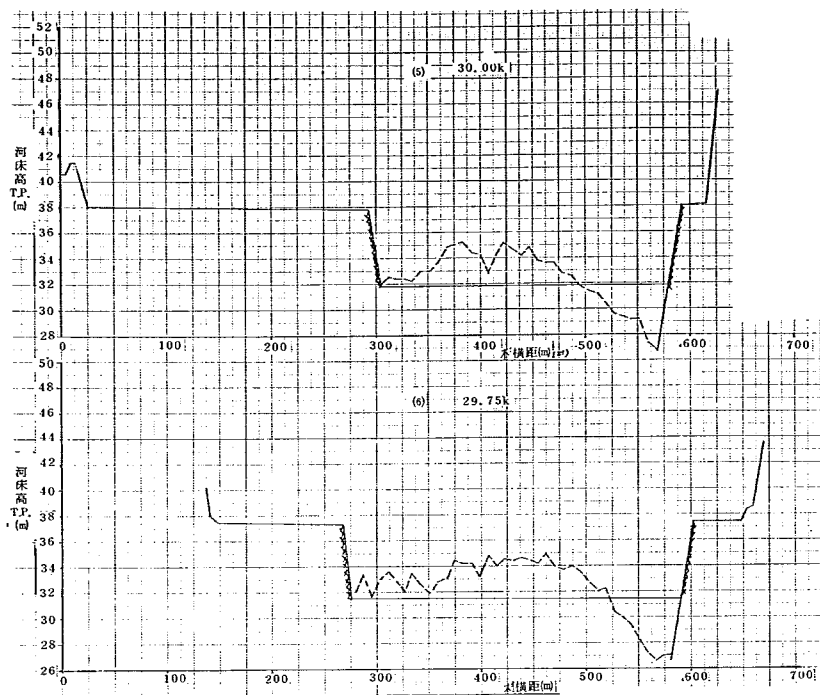


図-12.5(5)~(8) 堰設置前の河床横断図

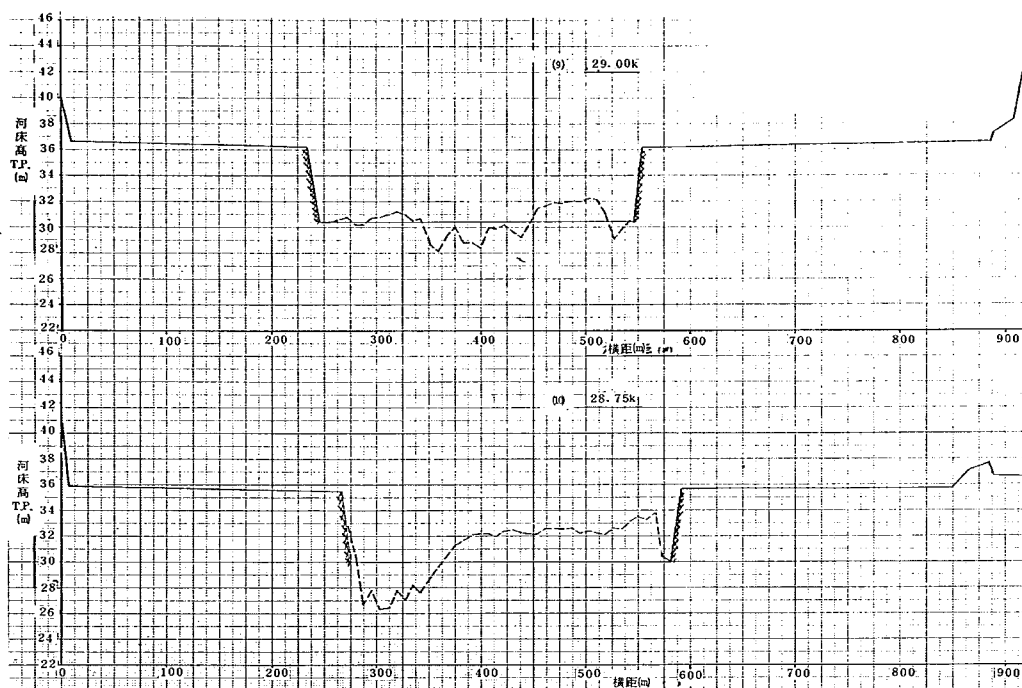


図-12.0.5(9)~(10) 堰設置前の河床横断面図

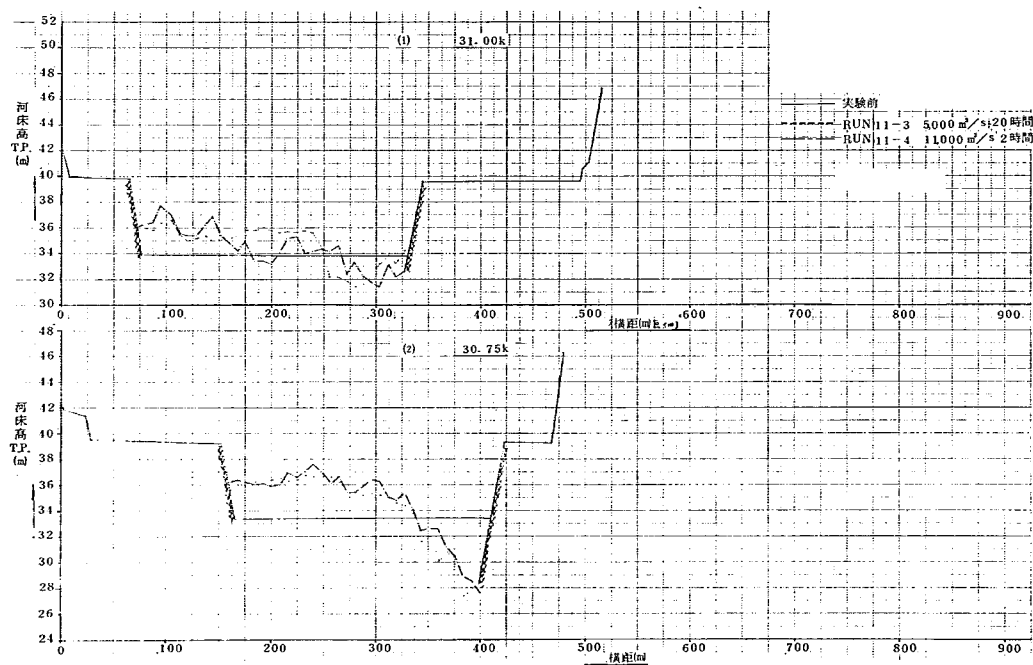


図-12.0.6(1)~(2) 堰設置後の河床横断面図

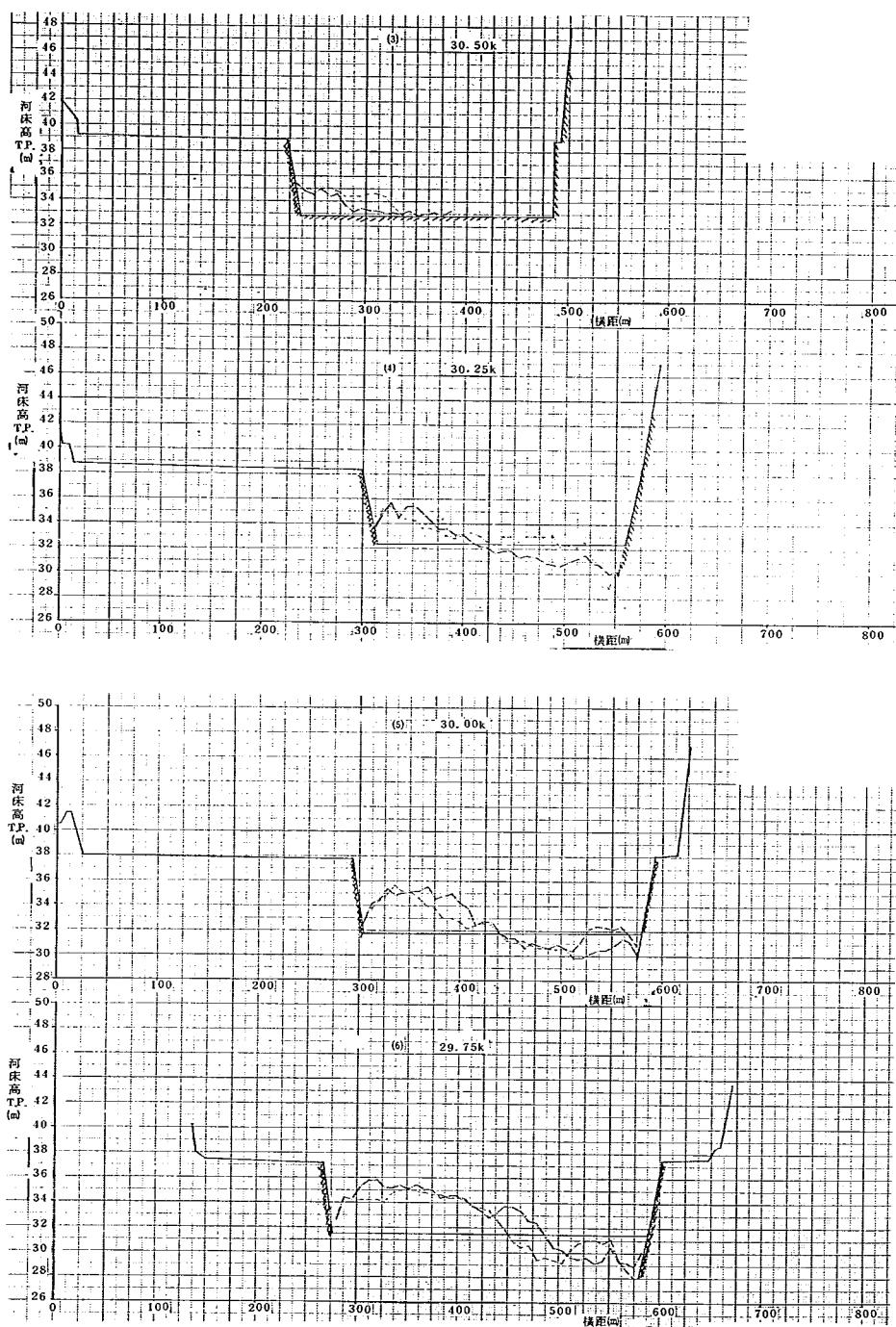


図-1 2.0.6(2) (3)~(6) 堰設置後の河床横断面図

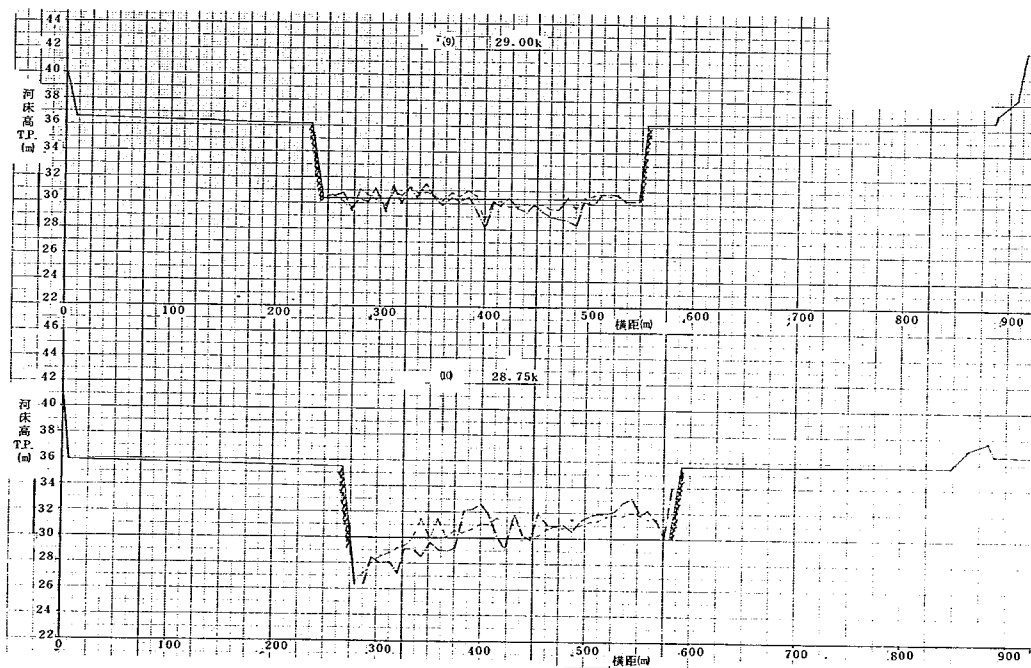
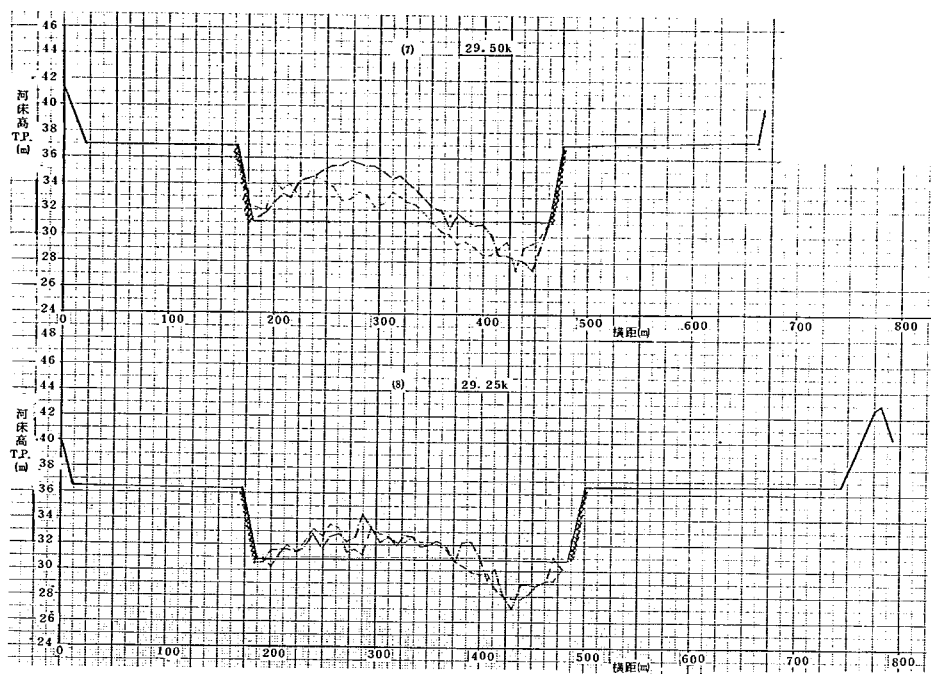


図-1 2.0.6(3) (7)~(10) 堰設置後の河床横断面図

1.3. 低水路法線形状P-3aに関する検討(実験番号10)

法線形状P-3aは低水路が大きな洪水の主流部にできるだけ一致するように設けたもので、河道全体の砂礫堆を大局的に単列砂礫堆と見た場合の蛇行波長にほぼ相当する(27k~30kは大きなわん曲部の影響で異なる)。計画河床高を、法線形P-2fと同様30.5kにおける低水路河床高は約1.8m低くしたもので、通水前の横断面形状は完全な計画断面形とし、低水路側岸は全面的に砕石で保護した。検討に用いた流量は $5,000\text{ m}^3/\text{s}$ と $11,000\text{ m}^3/\text{s}$ で、それぞれの流量に対する水位縦断を図-13.0.1に示し、色素の流下距離から求めた横断流速分布を図-13.0.2、図-13.0.3に示す。

この法線形P-3a

で堰を設けた場合の変化を見るために、前と同様、堰を設置しない状態で通水したものと、33k~24kを計画断面形に整形しなおし、30.5kに堰を設けて通水したものとを比較した。堰の形状は図-12.0.2と同様である。堰を設置しない状態での流量 $5,000\text{ m}^3/\text{s}$ および $11,000\text{ m}^3/\text{s}$ に対応する河床横断形を図-13.0.4に、堰を設置した後での堰付近の河床横断形を図-13.0.5にそれぞれ示す。

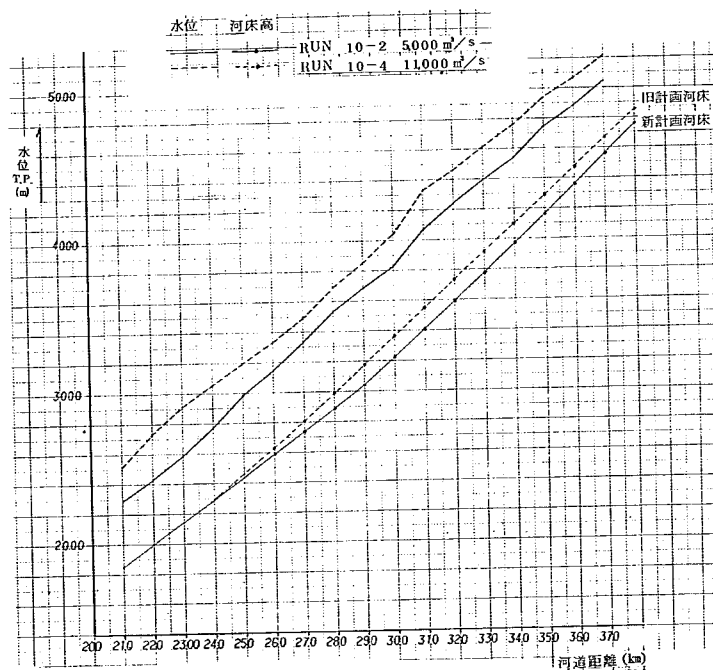


図-13.0.1 水位縦断図

13-1 流量 $5,000\text{ m}^3/\text{s}$ の流況と河床状況(RUN10-2, 10-5)

流量 $5,000\text{ m}^3/\text{s}$ の前に $4,000\text{ m}^3/\text{s}$ を通水しているが、河床面にRipplesが生じると河床砂はほとんど移動しなくなり、約30時間通水した後も砂礫堆の発達はいまだに見られなかった。特にこの実験で流砂量が少なかった理由として、低水路の蛇行がゆるくなったこと、低水路内の深掘れ部を埋めて

一様な横断面形状としたこと、30.5kの河床高を下げて河床勾配が緩くなったことなどが考えられる。

法線形状P-3aに流量 $5,000\text{m}^3/\text{s}$ を通水すると、はじめは、Ripples河床上に図-6.1.1に示すような格子状の線が現われ、やがて低水路法線の蛇行半波長よりかなり短い砂礫堆（二列砂礫堆的にも見える）が発達してくる。通水後80時間になると図-13.1.1に示すように、短い砂礫堆が統合されて低水路蛇行形状に合った大局的な単列砂礫堆が形成されるようになる。水衝部も交互に形成されるが、低水路の曲がりかたがゆるいためか、29kより下流の水衝部の洗掘深は比較的小さい。

この法線形状P-3aで33k～24kを整形した後、30.5kに堰を設けた場合の状態は12-1で述べたと同様堰上の凸岸側に砂州の堆砂が少ないが、これも堰を設ける際に河床を平坦に整形している影響と思われる。堰下流の洗掘深には堰の有無による相違は見られない。

13-2 流量 $11,000\text{m}^3/\text{s}$ の流況と河床状況（RUN10-4，10-6）

法線形P-3aにおける計画洪水の流況は、図-13.2.1に示すように法線形が洪水主流線に合わせてあること、低水路河床高が低くなったこと（低水路の流下能力の増大）などにより、良好である。31kより上流では、凸岸側の高水敷が洗掘されるが、これより下流では31k左岸、27k～28k右岸、26k～26.5k左岸等の高水敷上で砂の移動が若干あるものの、洪水はほとんど低水路に沿って流下する。

堰を設けた場合の流況は、堰下流の流れがやや直線的となる程度で大きな変化は見られない。

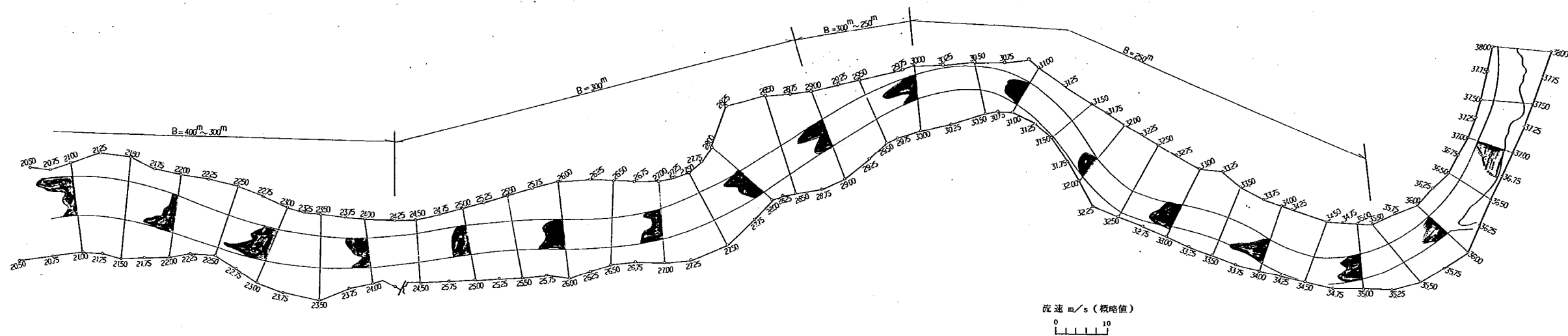


图-13.0.2 横断面流速分布 ($5,000 m^3/s$)

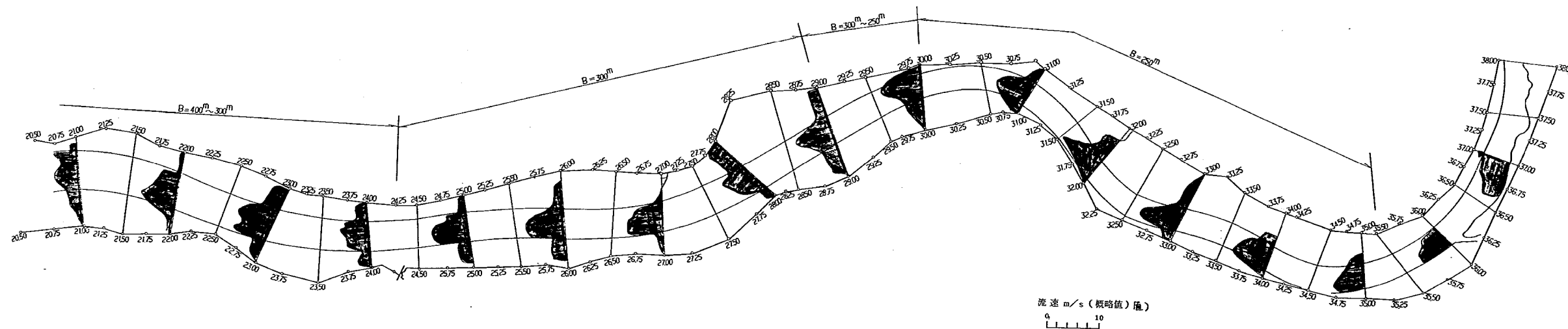


图-13.0.3 横断面流速分布 ($11,000 m^3/s$)

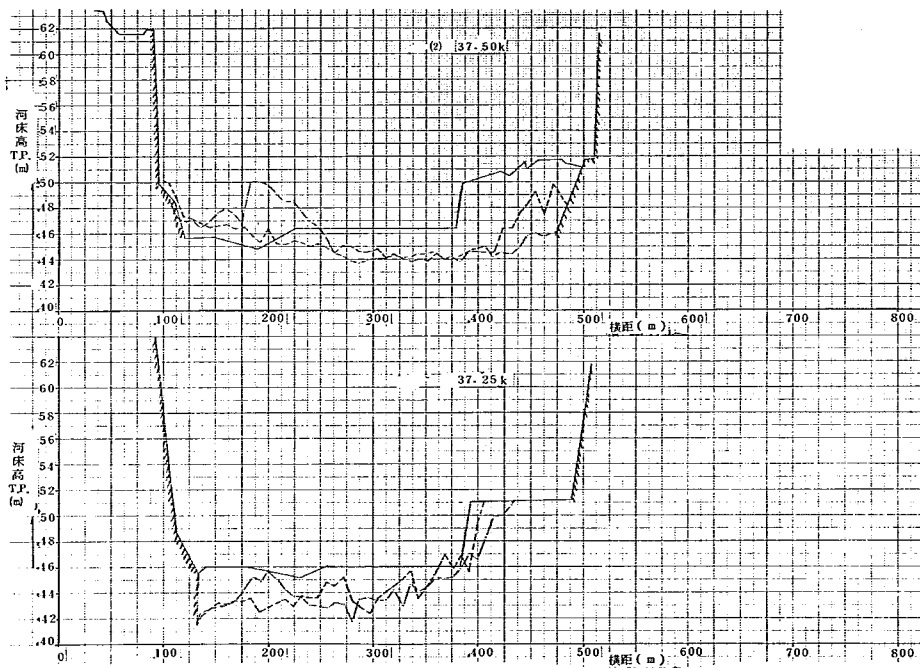
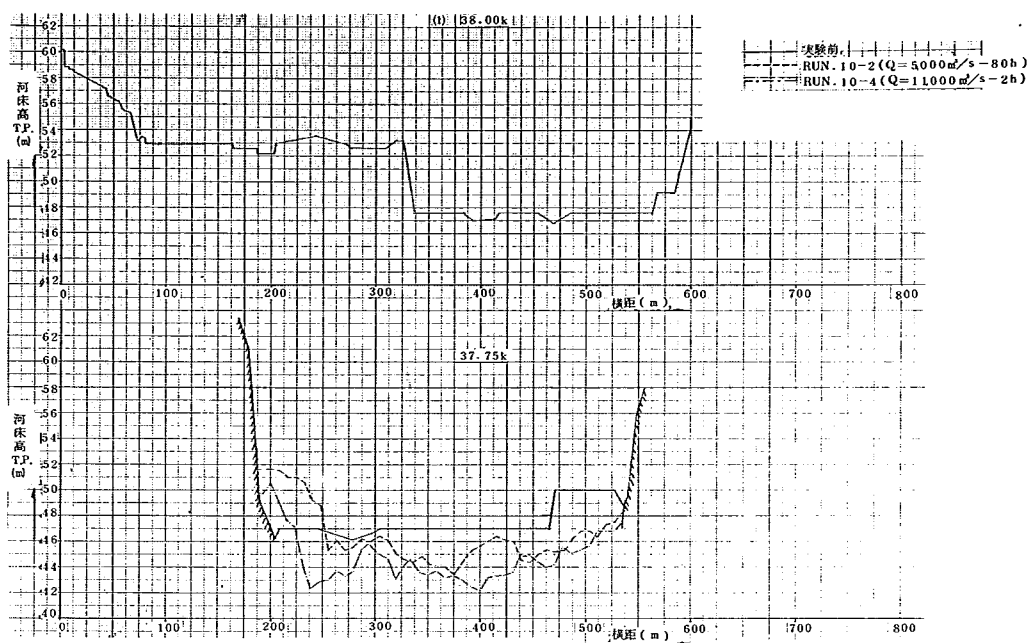


図-13.0.4 (1)~(2) 堰設置前の河床横断図

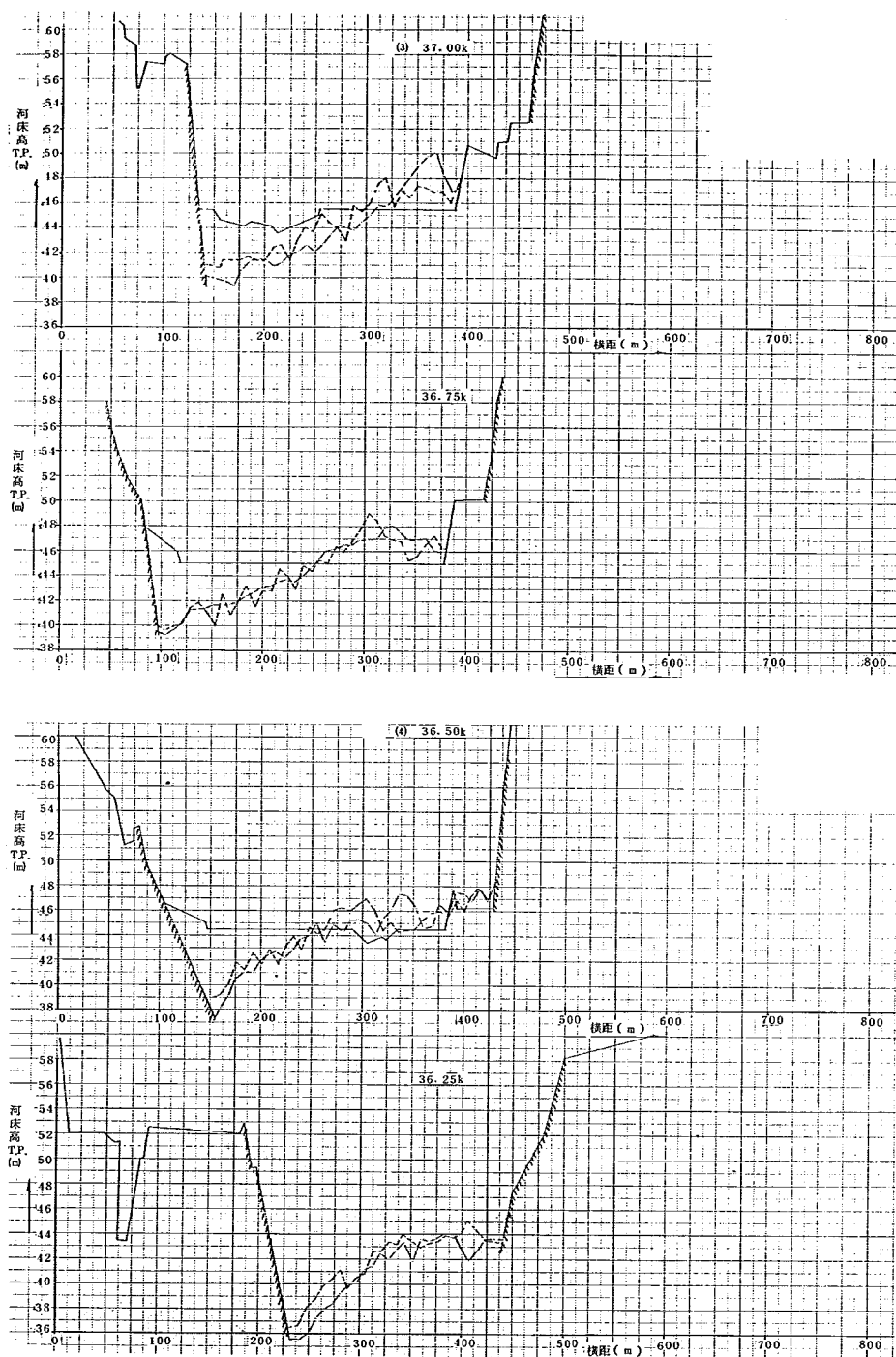


図-13.0.4 (3)~(4) 堰設置前の河床横断図

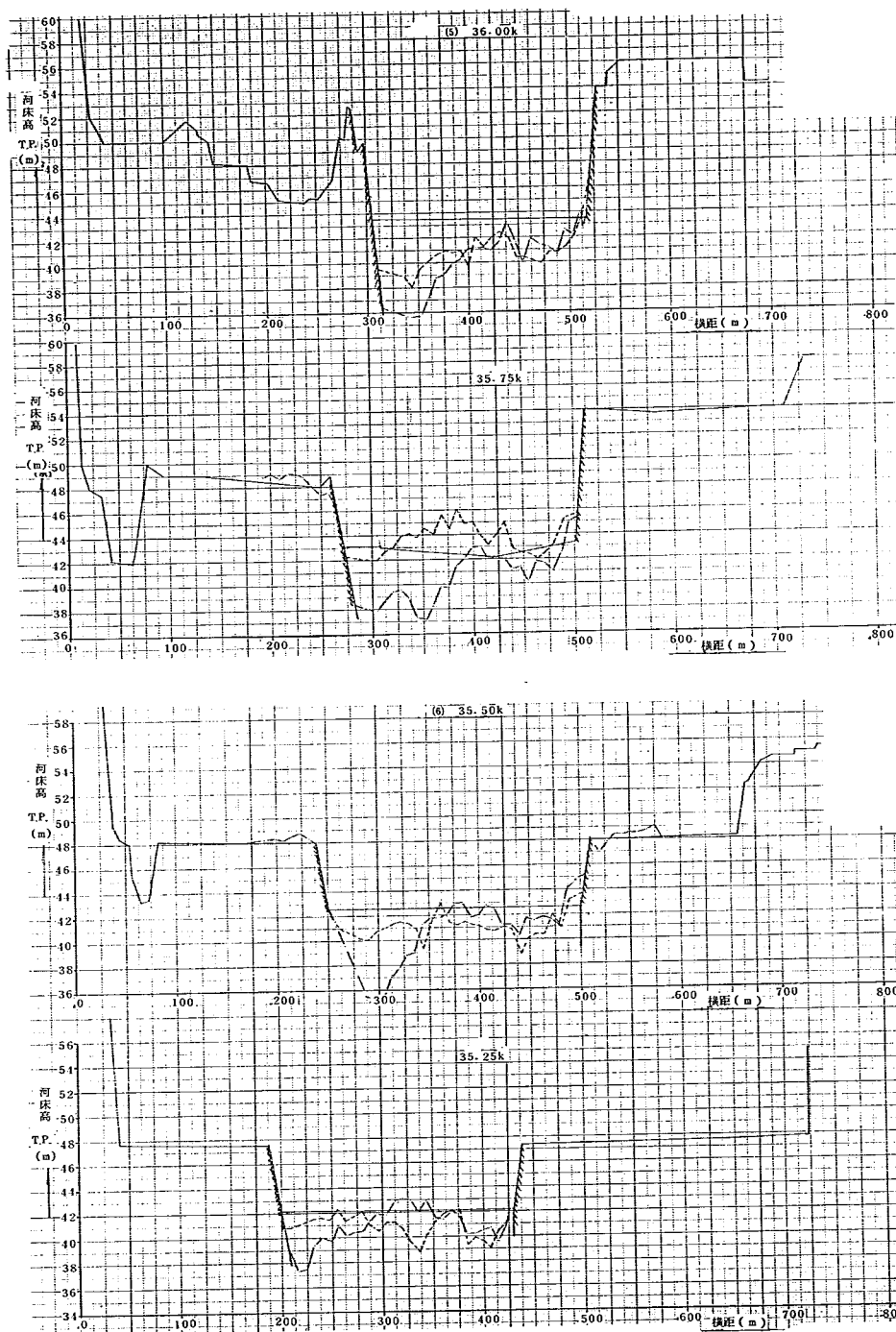
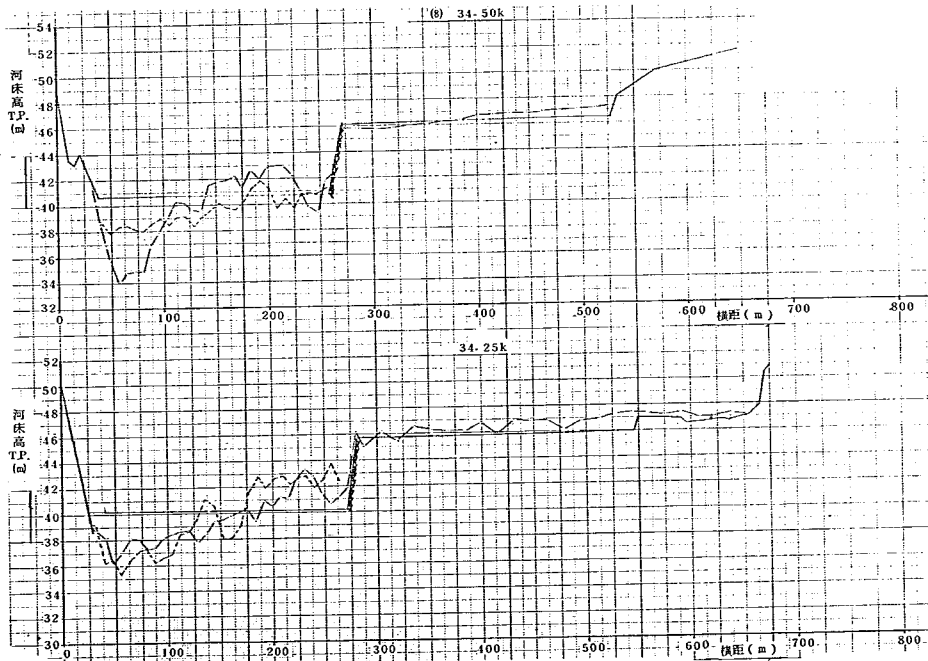
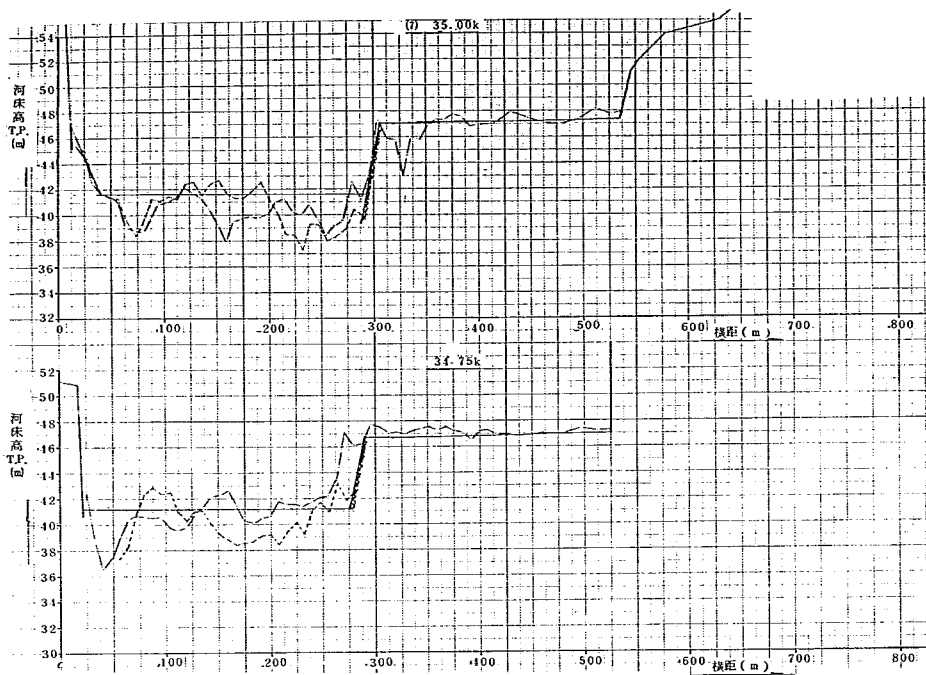
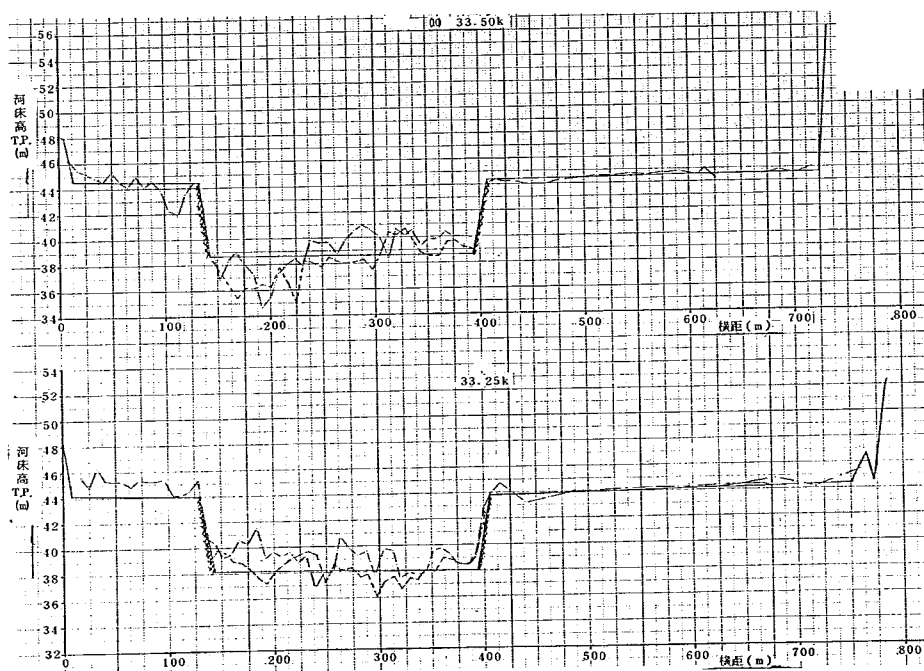
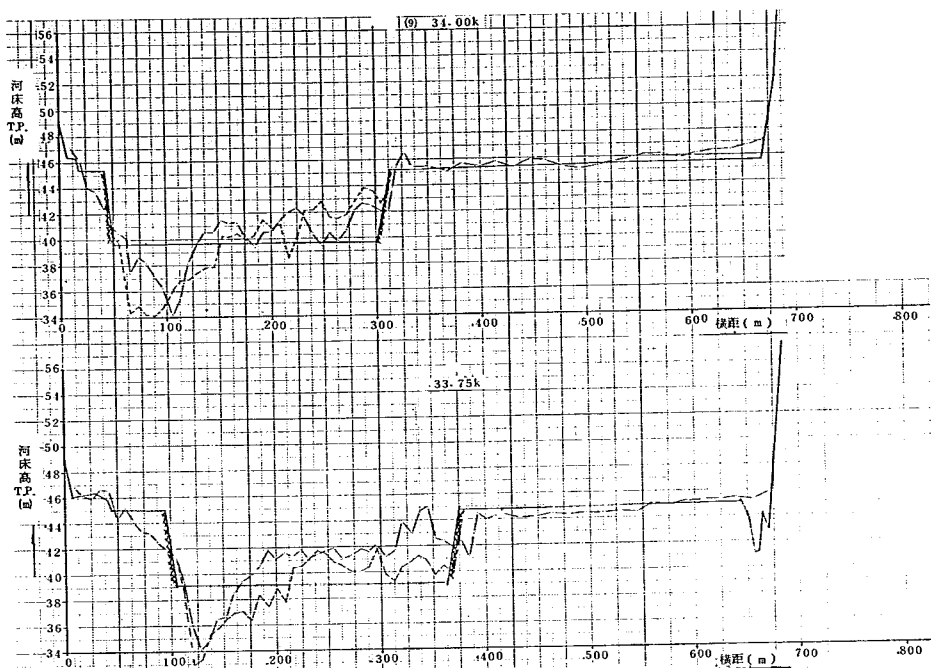


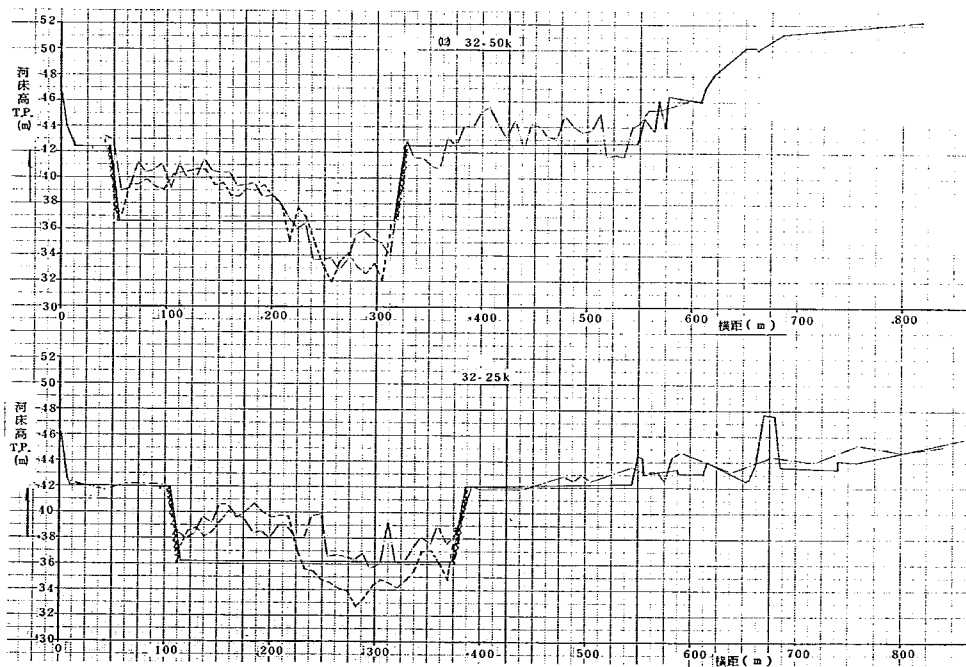
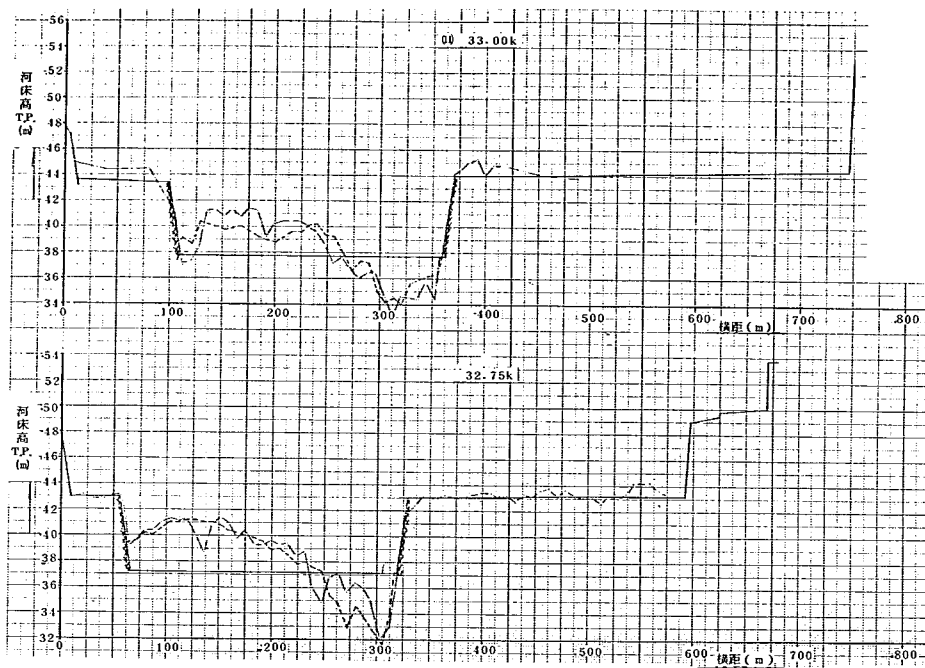
図-13.0.4(5)~(6) 堰設置前の河床横断図



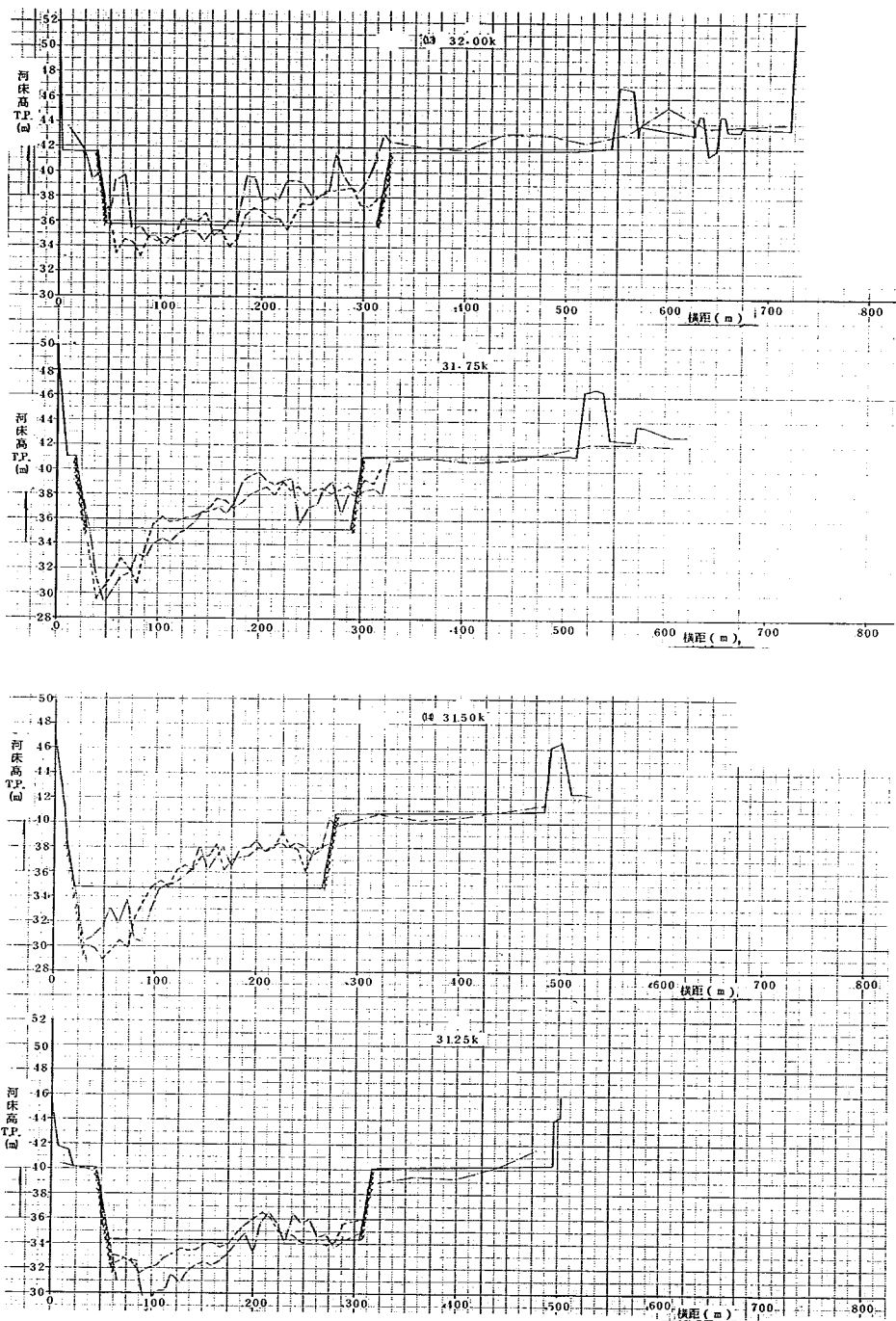
13.0.4 (7)~(8) 堰設置前の河床横断図



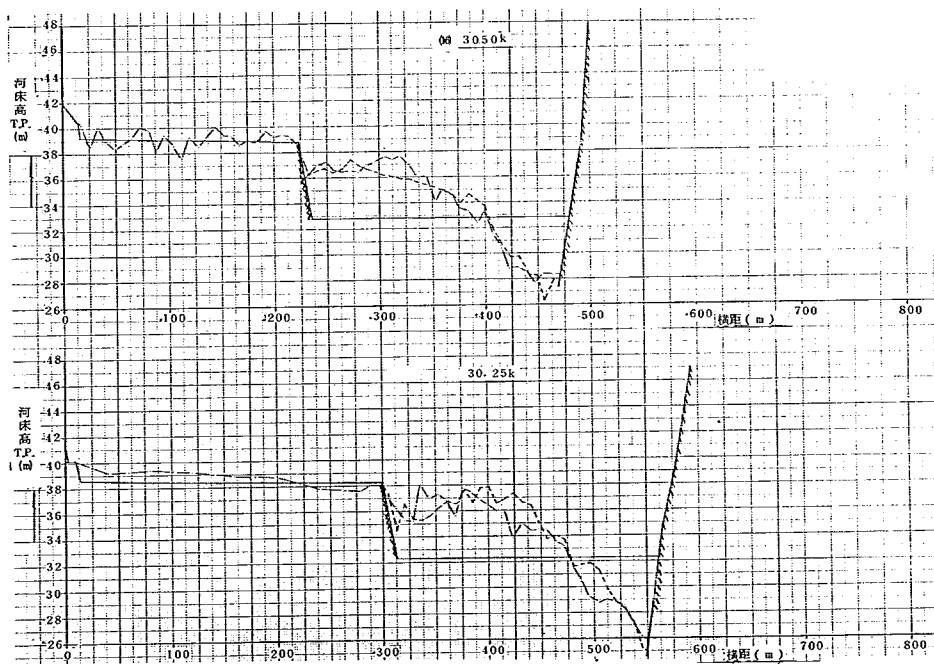
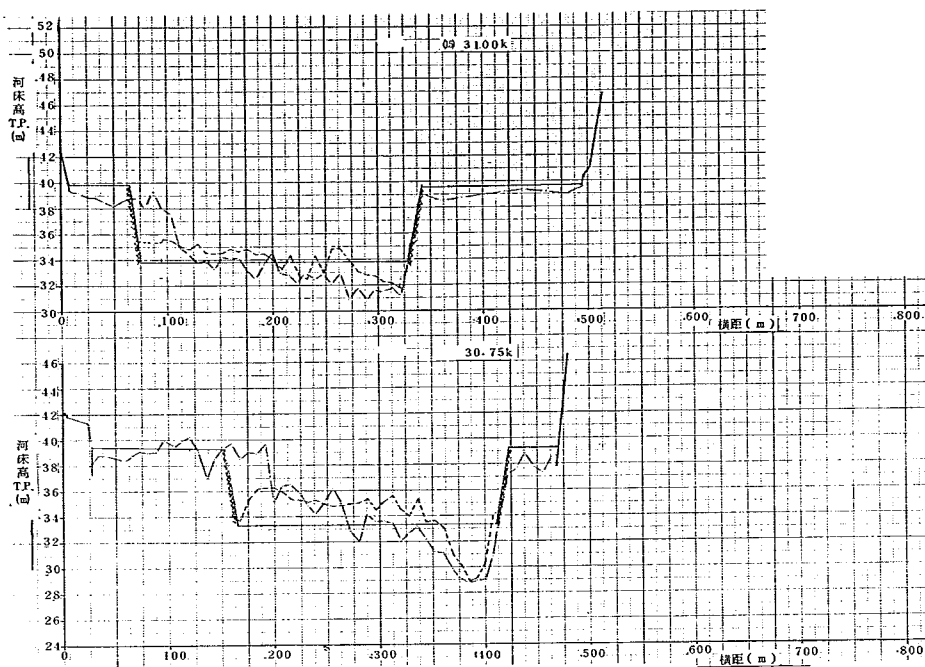
- 13.0.4 (9)~(10) 堰設置前の河床横断面図



- 13.0.4 (11)~(12) 堰設置前の河床横断図



13.0.4 (3)~(4) 堰設置前の河床横断面図



13.0.4 (15)~(16) 堰設置前の河床横断面図

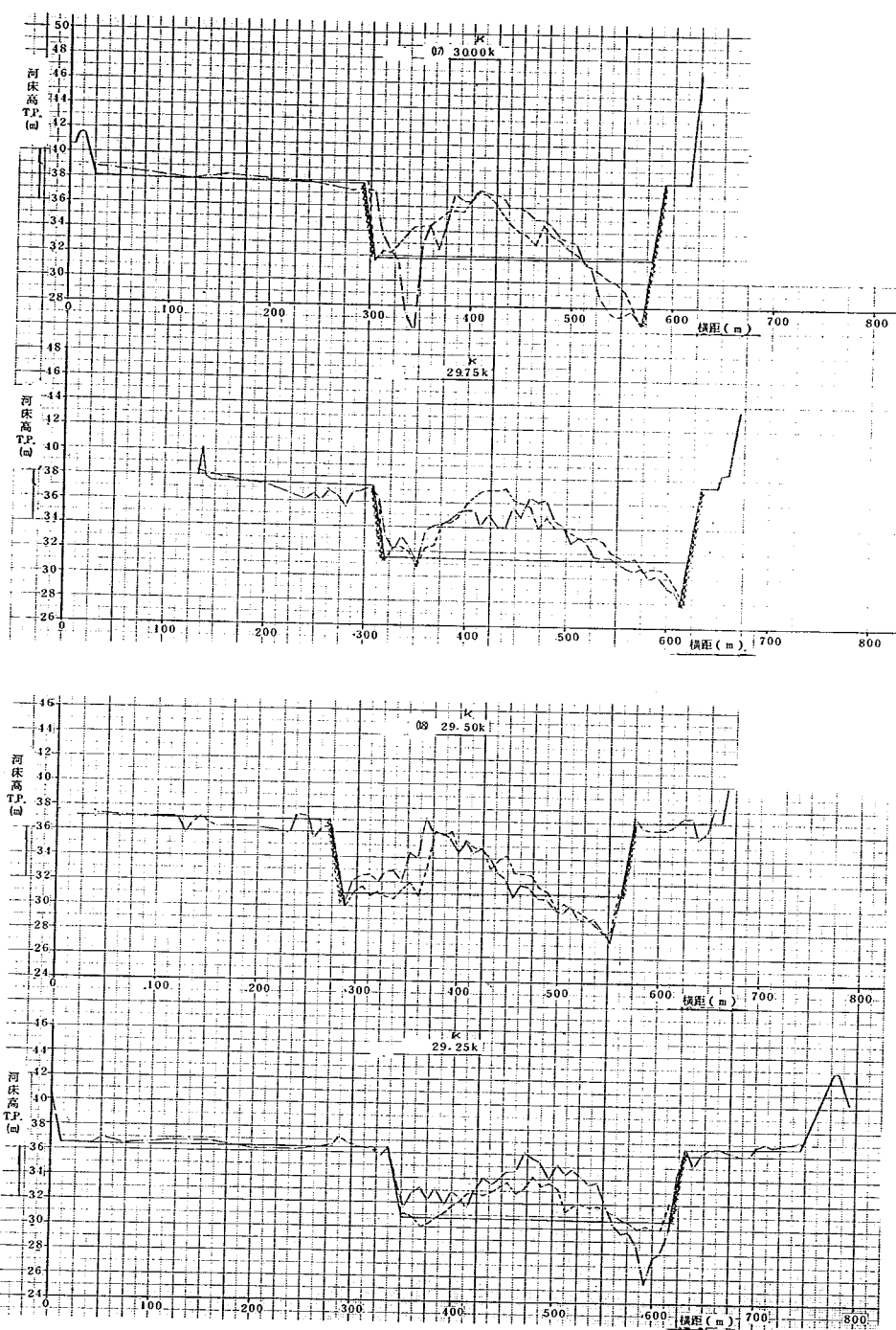


図-13.0.4 (17~18) 堰設置前の河床横断図

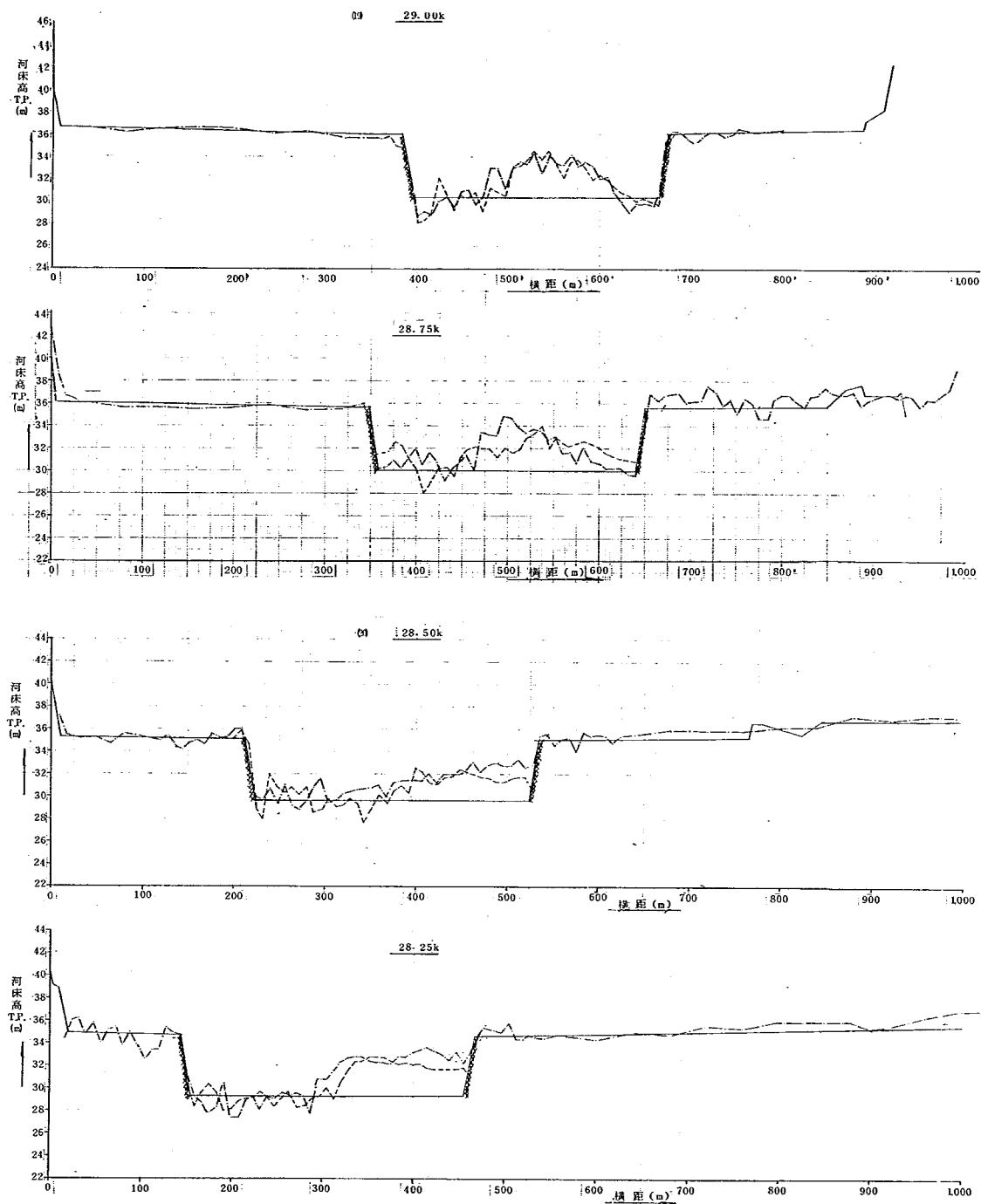


図-13.0.4 (19~20) 堰設置前の河床横断面図

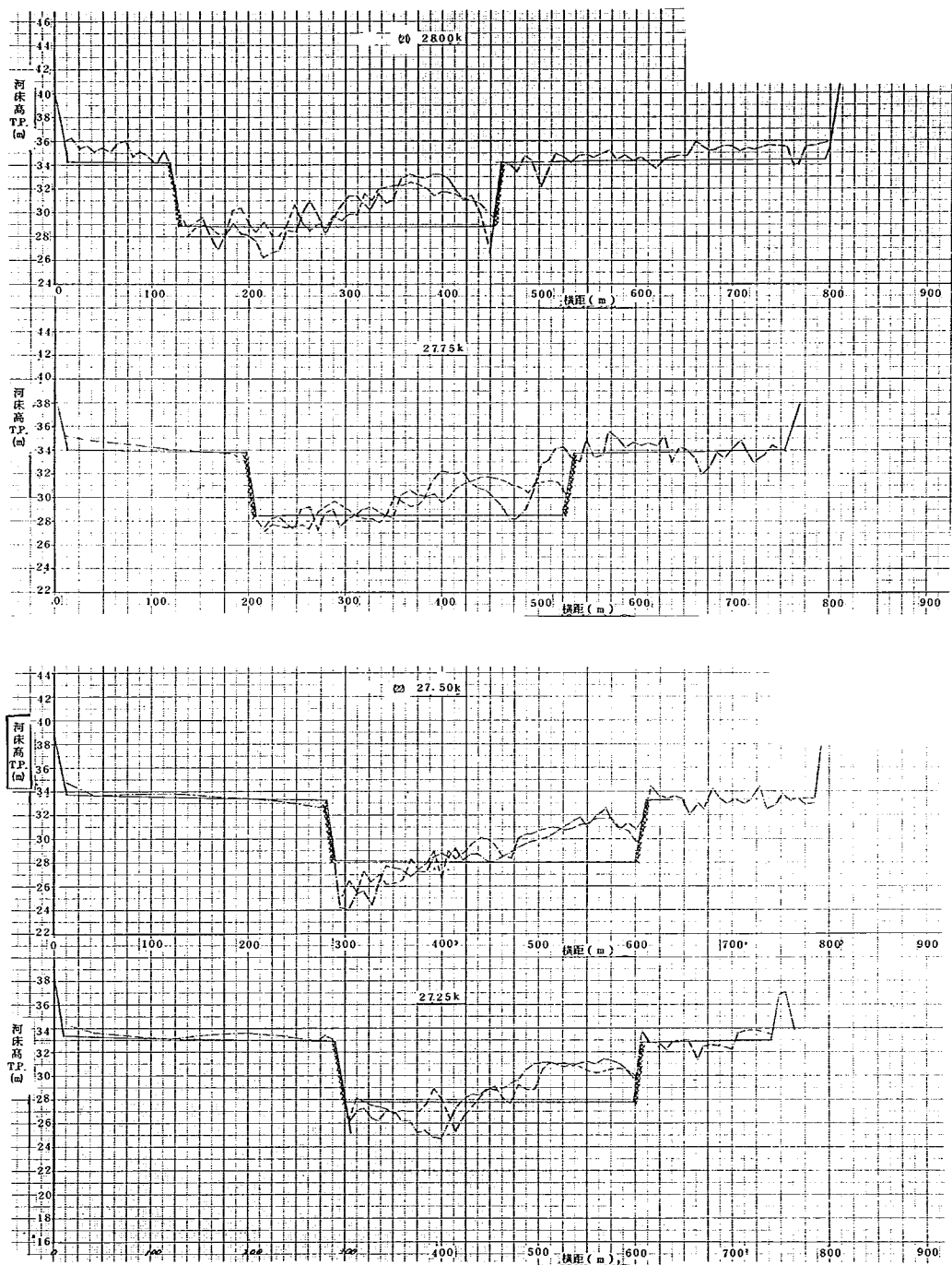


図-13.0.4 ㉑~㉒ 堰設置前の河床横断図

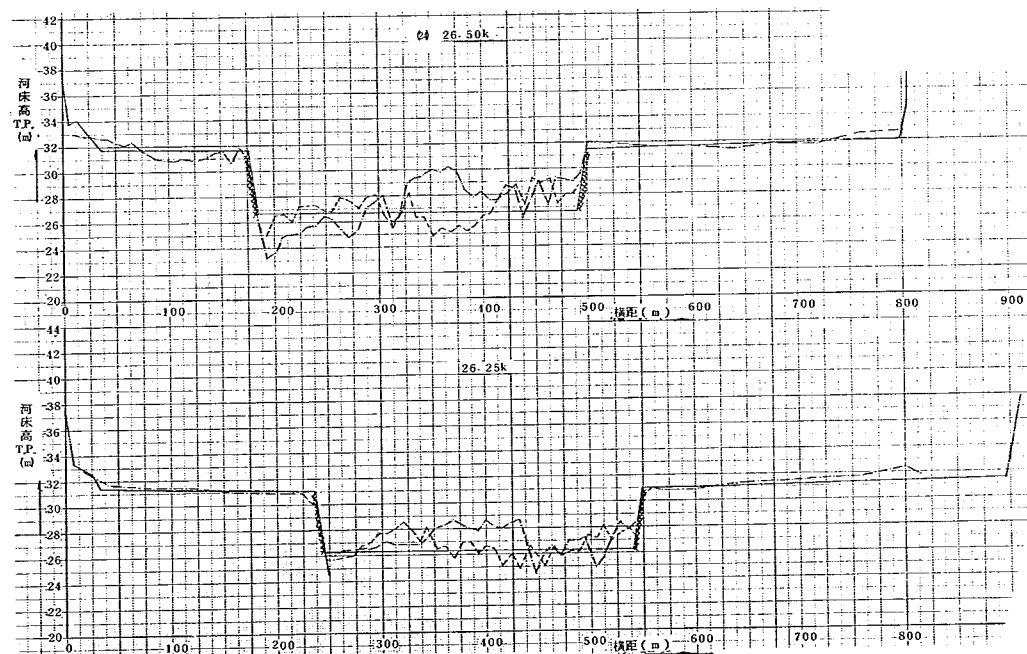
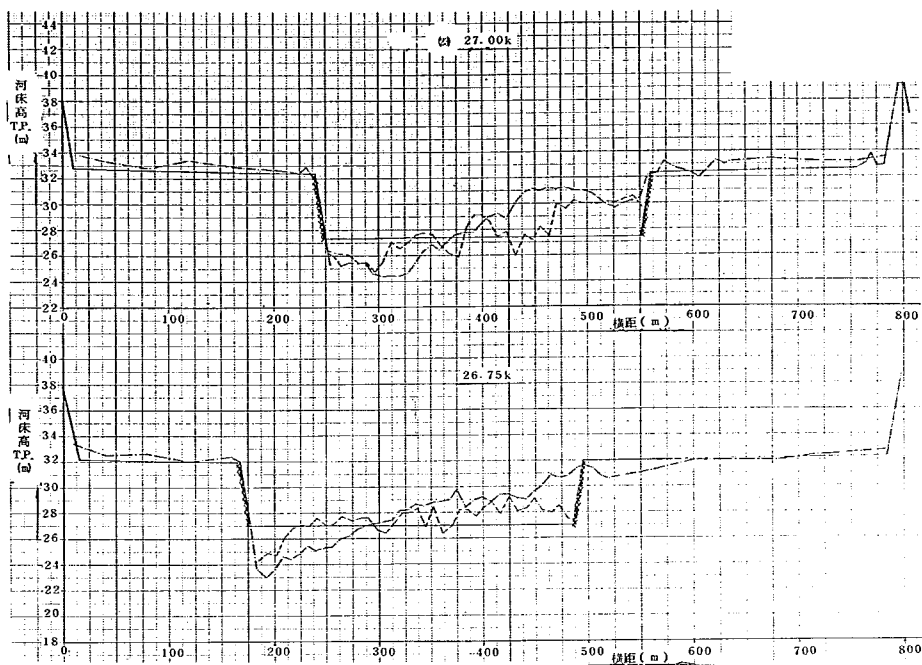


図-13.0.4 ②③~②④ 堰設置前の河床横断面図

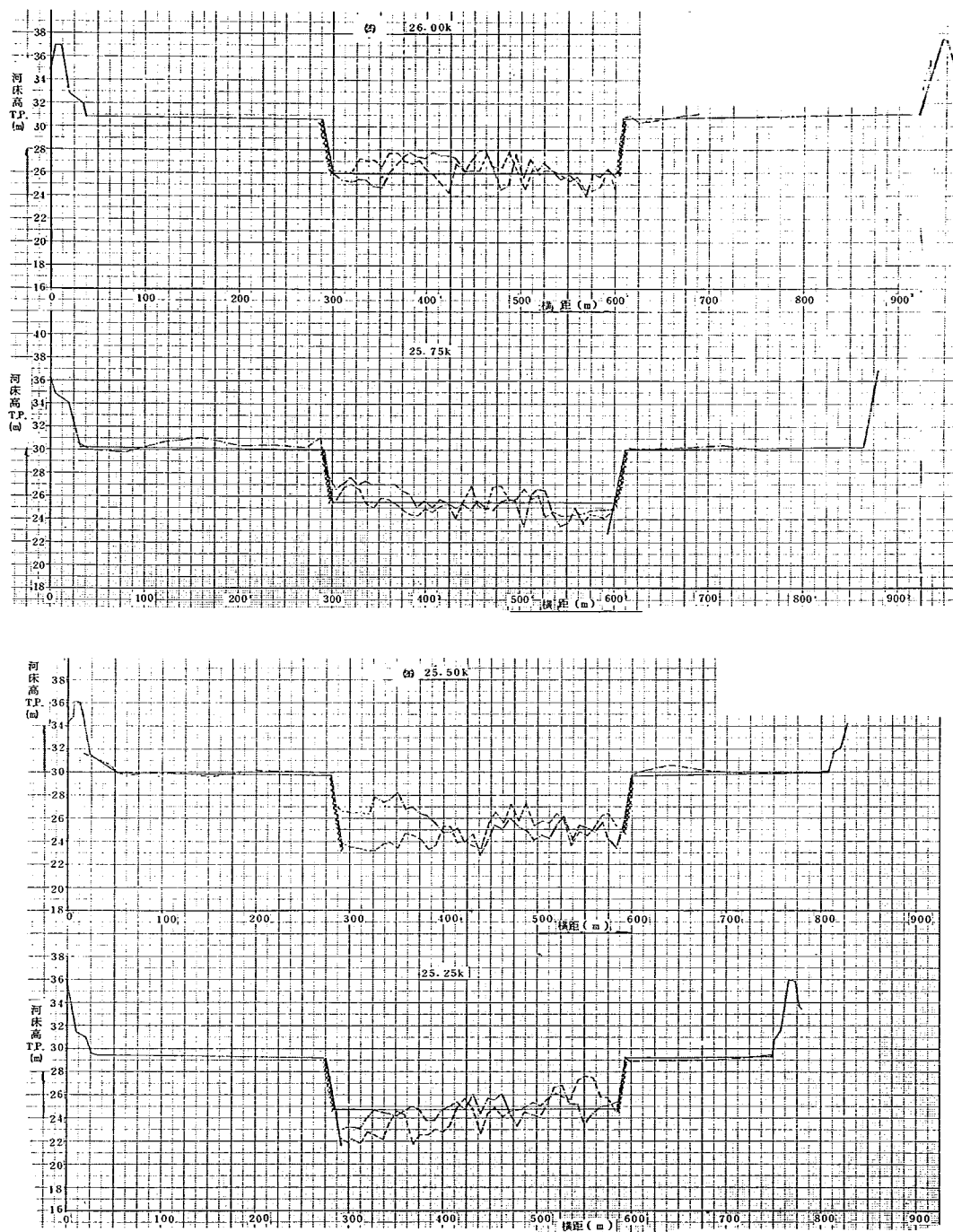
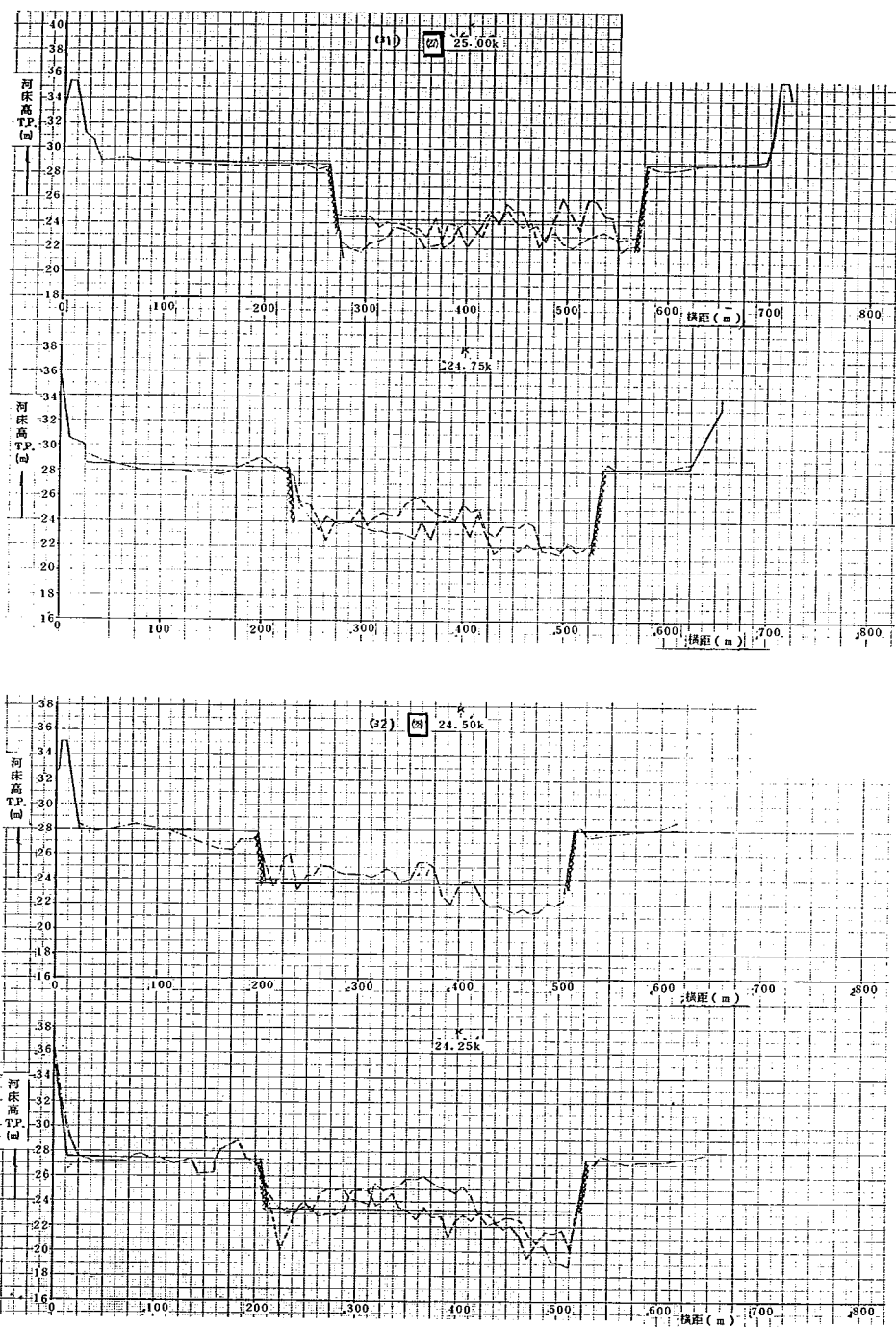
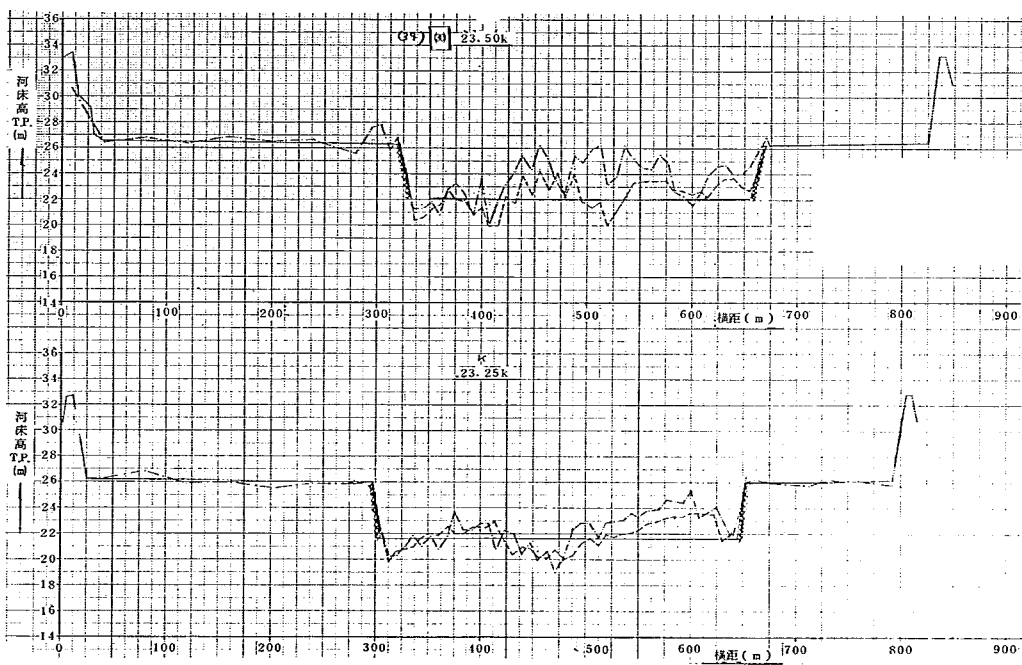
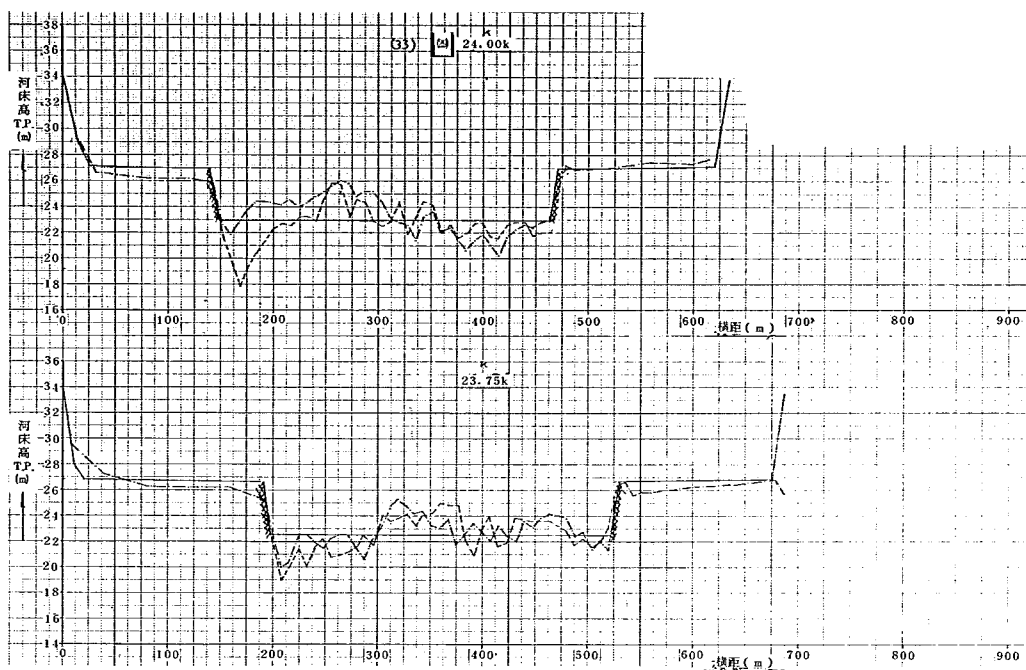


図-13.0.4(25)~(26) 堰設置前の河床横断面図



13.0.4 (11)~(22) | 堰設置前の河床横断面図



13.0.4 (29)~(30) | 堰設置前の河床横断図

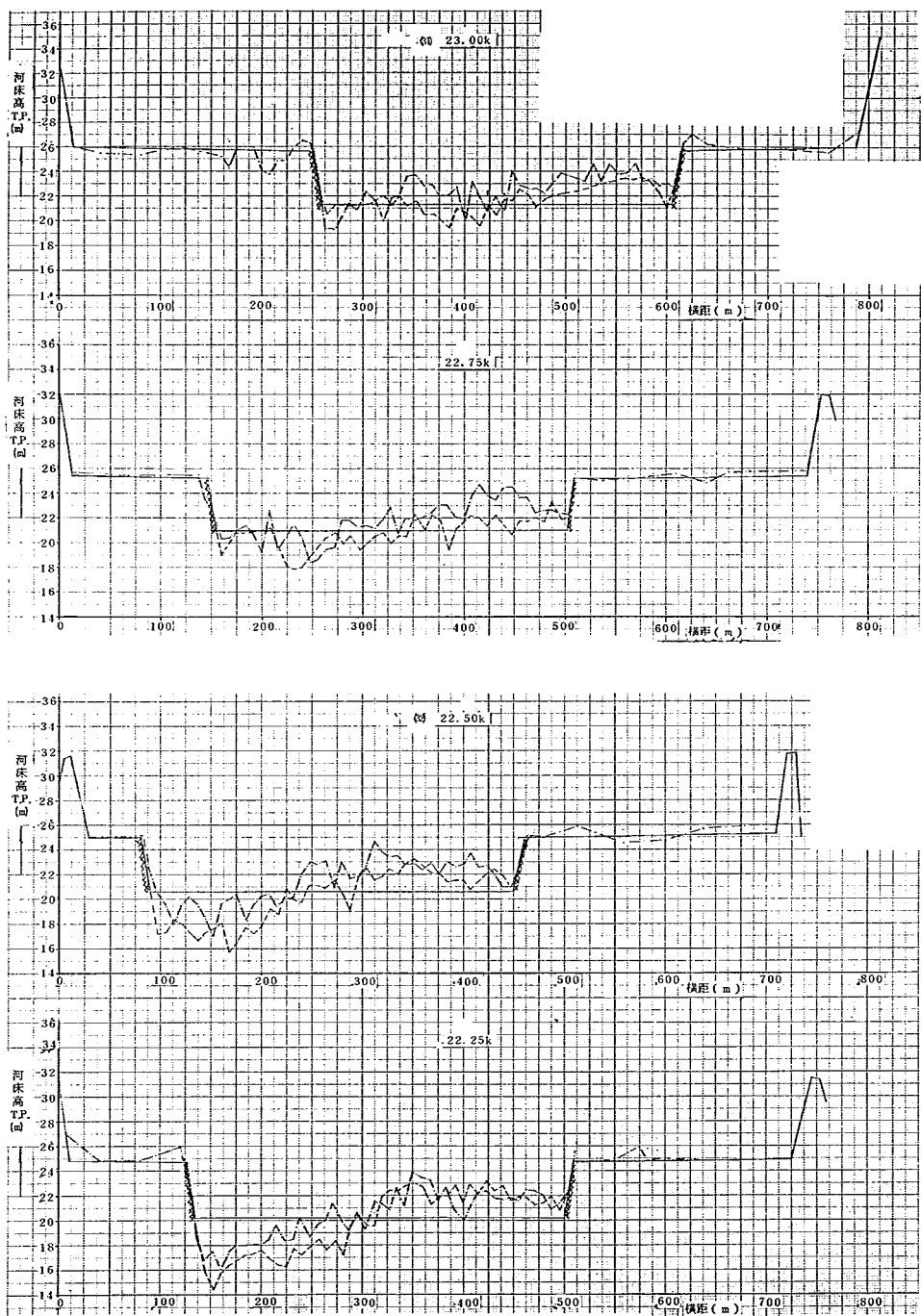


図-13.0.4 ③1~③2 堰設置前の河床横断面図

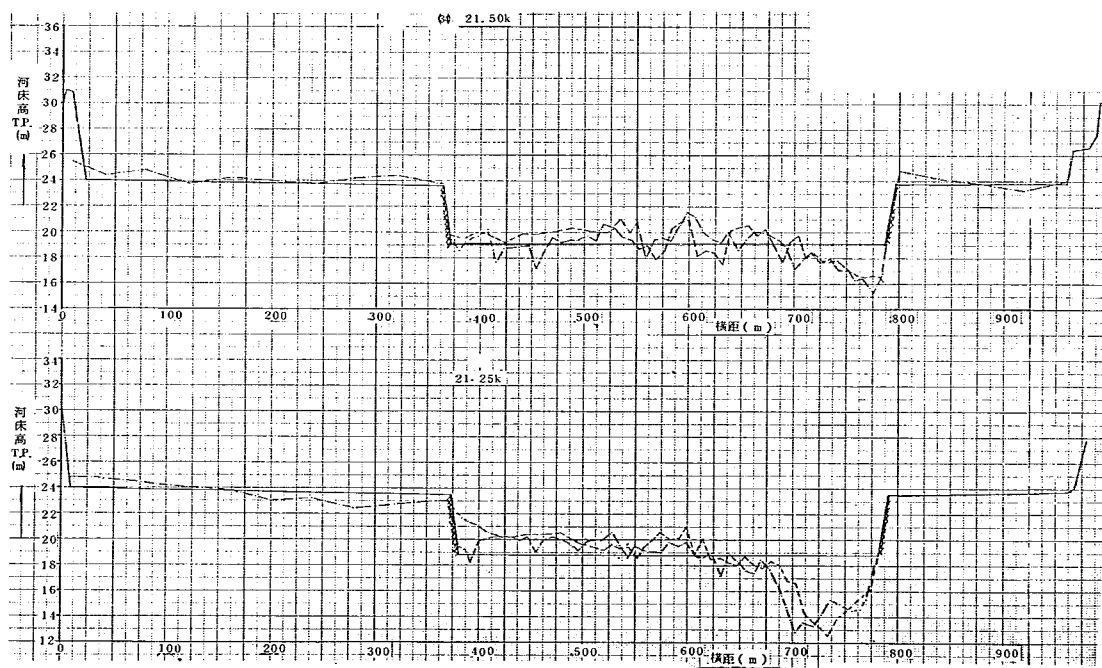
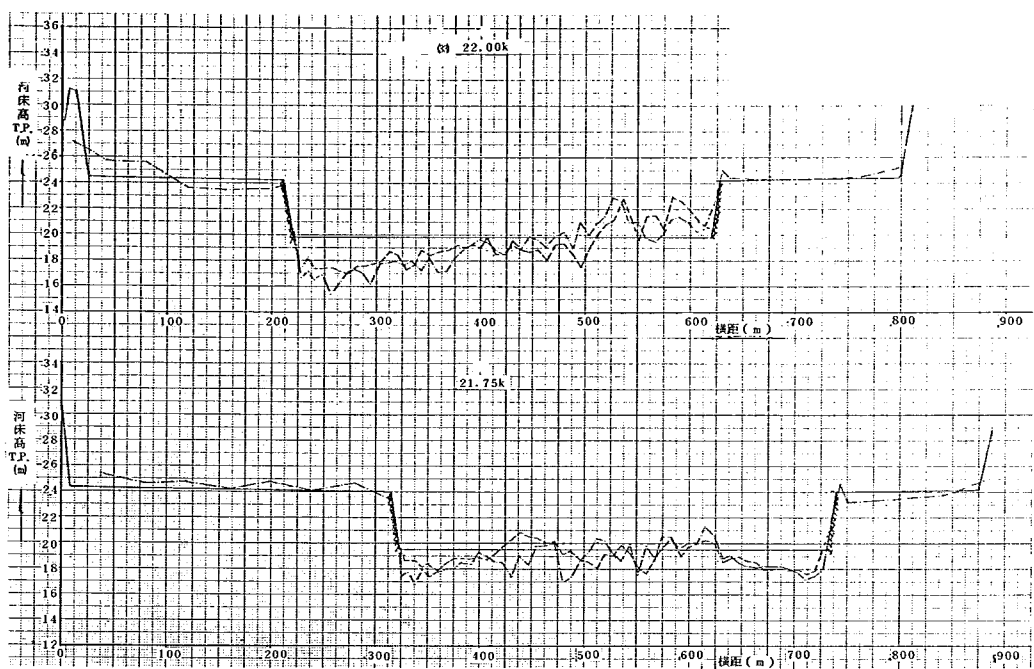


図-13.0.4 33~34 堰設置前の河床横断図

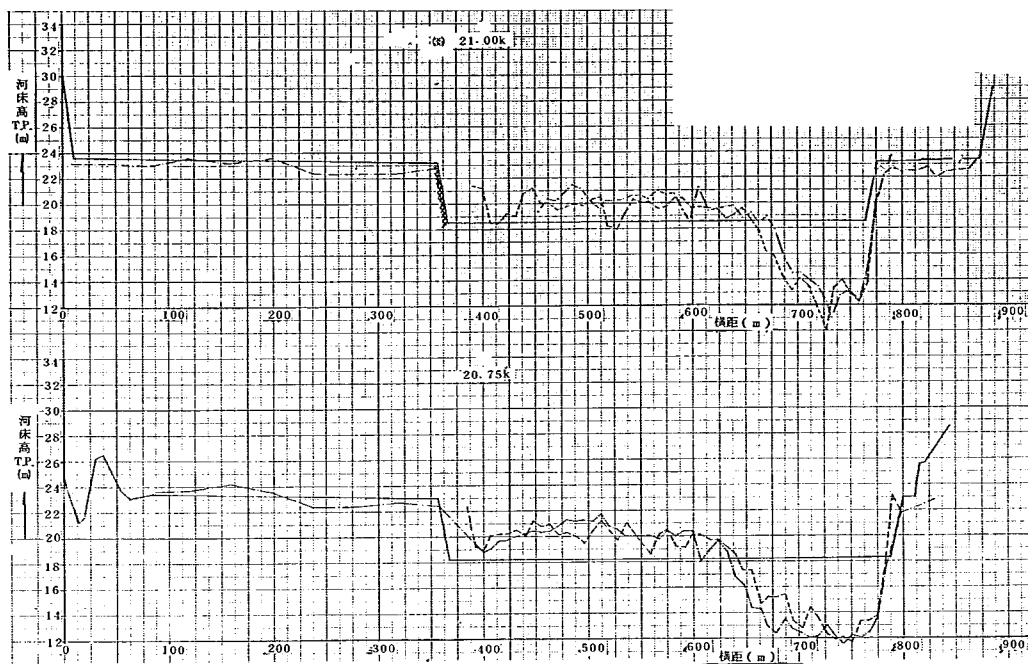


図-13.0.4(35) 堰設置前の河床横断面図

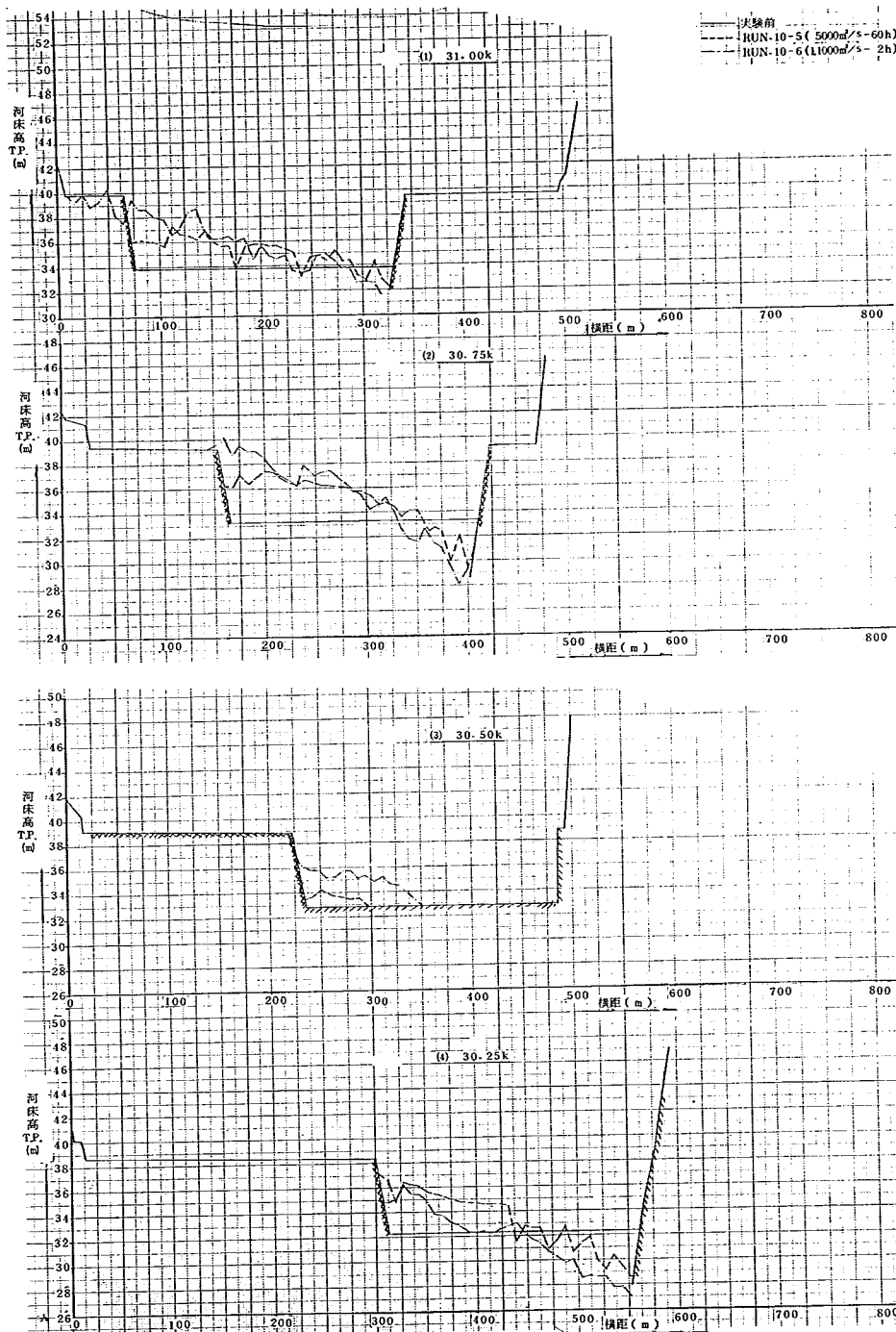


図 - 13.0.5 (1)~(4) 堰設置後の河床横断面図

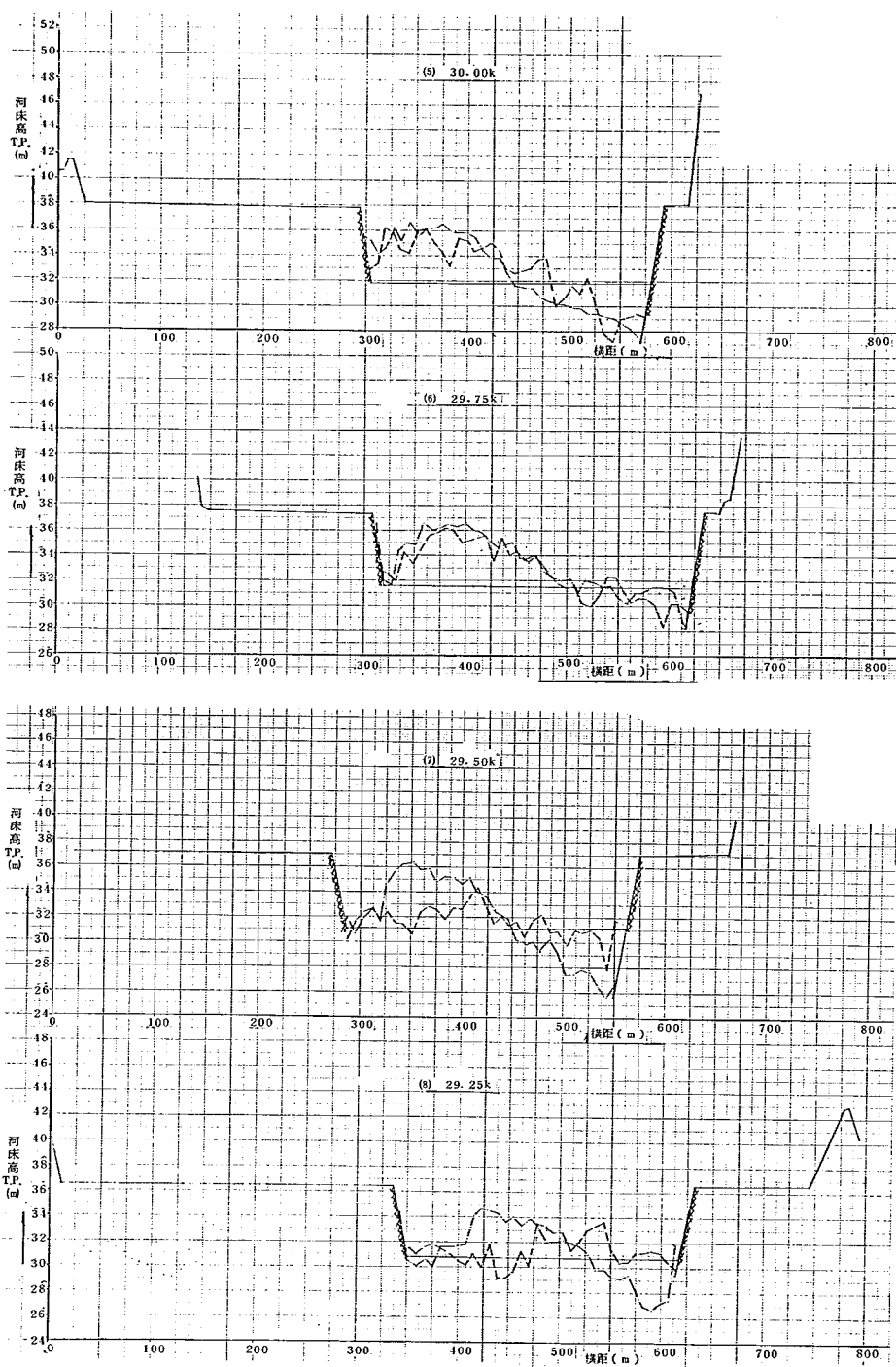


図-1 3.0.5 (5)~(8) 堰設置後の河床横断面図

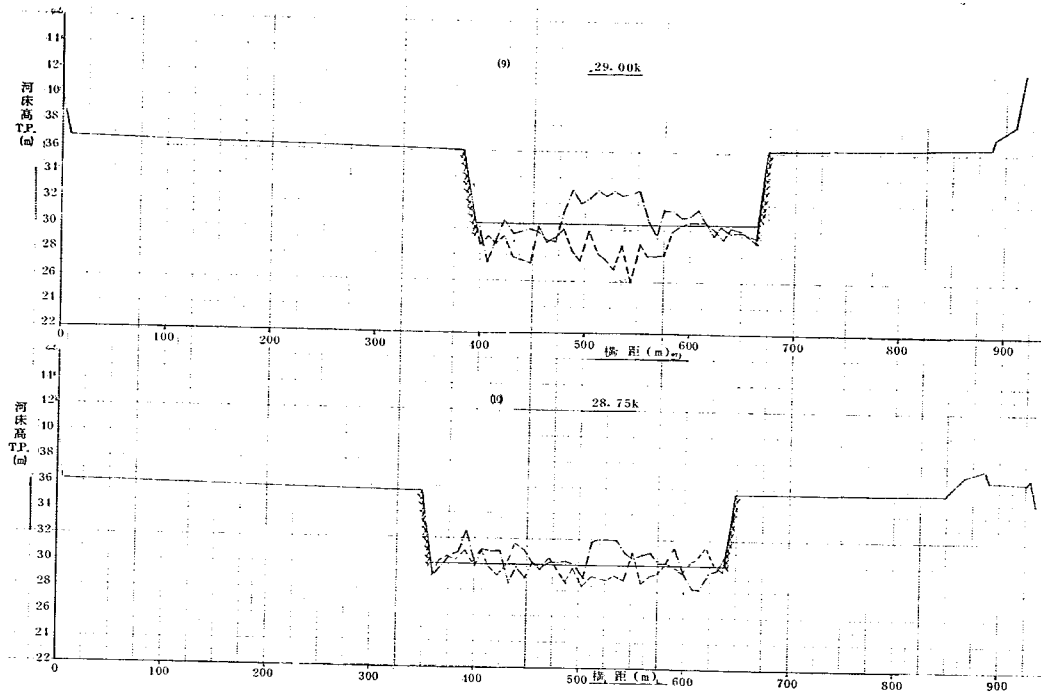


図-13.0.5 (9)~(10) 堰設置後の河床横断面図

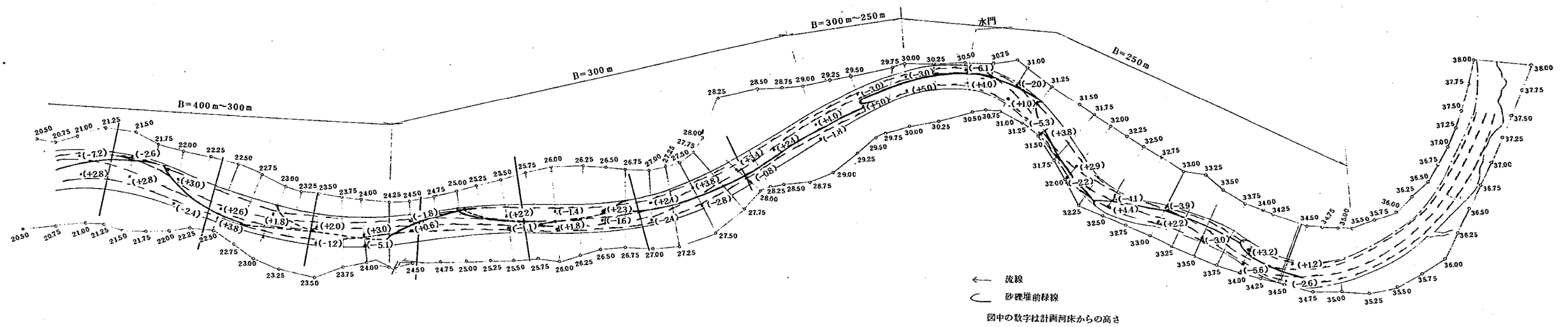


図-13.1.1 低水路法線形P-3a, 流量5,000m³/s, 80時間 通水後(堰設置前)の流況, 河床状況図

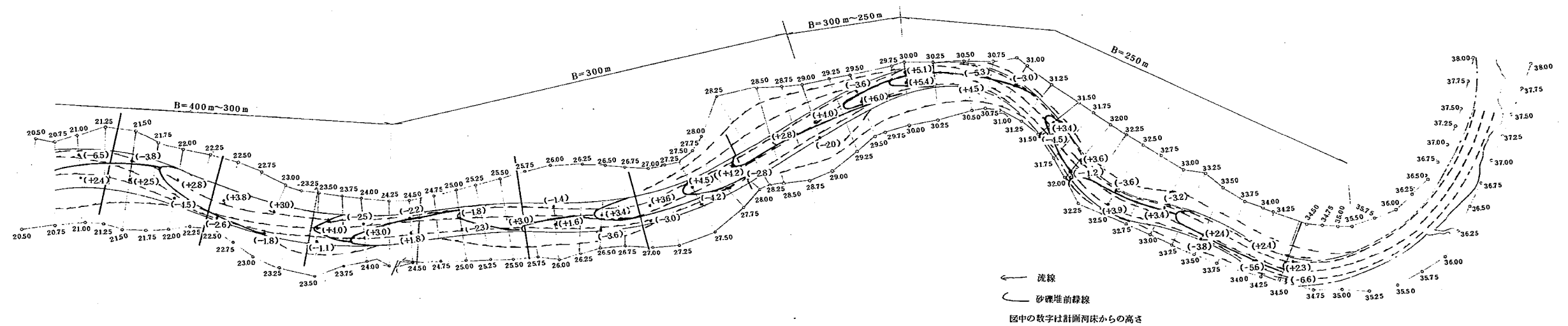


図-13.2.1 低水路法線形P-3a, 流量11,000m³/s, 10時間通水後の流況, 河床状況図

14. 低水路法線形状 P-3b に関する検討 (実験番号 12)

法線形状 P-3b は法線形状 P-3a の 30k ~ 39k の曲がりを緩くしたもの (結果的に 27k 付近の低水路の曲がりは急になる) で、縦横断面形状は法線形状 P-3a とまったく同じである。検討に用いた流量は、低水路流量としてははじめは $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を流していたが、法線形状 P-3a の実験と比較するため途中で $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ に変更し、これを 30 時間通水した後に $11,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を 3 ~ 4 時間通水して一組の実験とした。一連の実験は、まず堰を設けずに流量 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ と $11,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を通水し、続いて 30.5k に堰を設けた状態で同様の通水を行い、さらに堰を 29.75k に移設して同様の通水を行った。これらの実験から、法線形状 P-3b の検討を行うとともに、この法線における堰の設置位置の検討を行った。堰を設置しない場合

の流量 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $11,000 \text{ m}^3/\text{s}$ に対する水位縦断面を図-14.0.1に、河床横断面形状を図-14.0.2(1)~(40)に、そのときの横断流速分布を図-14.0.3と図-14.0.4に、また、図-14.0.5に示するような堰を 30.5k および 29.5k に設置した場合の水位縦断面図を図-14.0.6および図-14.0.7に、河床横断面形状を図-14.0.8(1)~(9)および図-14.0.9(1)~(9)にそれぞれ示す。

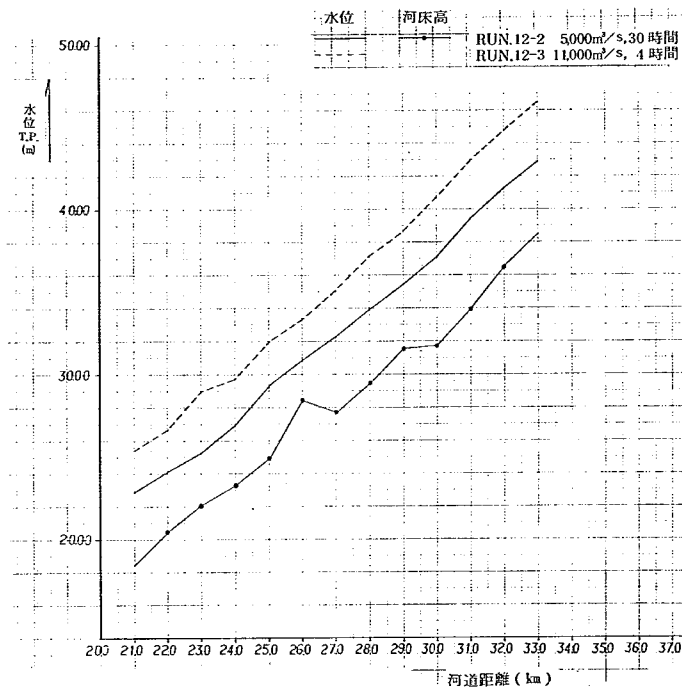


図-14.0.1 水位縦断面図

14-1 流量 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の流況および河床状況 (RUN12-2, 12-4, 12-6)

低水路内の砂礫堆形成状況は、堰を設置していない状態から、堰を 30.5k および 29.75k に設置した状態までを連続したものと考えて (途中の流量 $11,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の通水時間は短いため、砂礫堆の挙動は長時間通水する流量 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ に対応するものと考えて)、河床状況の変化を、図-14.1.1、図-

14.1.2, 図-14.1.3で検討すると, 流量 $4,000\text{ m}^3/\text{s}$ を30時間, $5,000\text{ m}^3/\text{s}$ を30時間通水した後 (図-14.1.1) では, 26.75k から30.25k の間に砂礫堆が2個余計に入っているが, それより下流の波長3k の蛇行する低水路部では, 低水路形状に見合った砂礫堆が形成されている (低水路の一曲がりにはひとつの砂州が形成されている)。これは26.75k ~ 30.25k の間の低水路蛇行形状が約2倍波長程度に間伸びしているため, 砂礫堆長がそれに応じて長くなれなかった結果と考えられる。この区間に形成された砂礫堆は直線水路に形成される砂礫堆と同様下流へ移動するので, 次に流量 $5,000\text{ m}^3/\text{s}$ を40時間通水した後 (図-14.1.2) を見ると25k ~ 28k 付近の砂礫堆先端が1km程度下流へ移動しているのがわかる。それにつれて, それより下流の砂礫堆もやや下流に移っている。さらに, 次の40時間通水後 (図-14.1.3) を見ると前と同様に1km程度の砂礫堆の移動が生じている。

砂礫堆の移動に伴って水衝部も移動するが, 水衝部の洗掘深は砂礫堆上の流れが低水路凹岸から凸岸上流に亘る区間に衝る場合には大きくなるが, 凸岸を過ぎてしまうと小さくなり, 再び下流の凹岸に達すると大きくなるという経過をたどり, 30k ~ 30.5k, 27k ~ 27.5k, 26k ~ 24.5k 付近で最大6m前後の洗掘が生ずる。なお, この実験では Ripples がほとんど形成されず, 砂礫堆の形成は他の場合より顕著であった。

<流量 $5,000\text{ m}^3/\text{s}$ における河床粗度>

この実験での水位を見ると他の実験結果と異なり, たとえば図-14.0.1と図-13.0.1とを比較すると1m程度低い値であることがわかる。これは, 他の多くの実験でよく見られたような Ripples の発生が, この実験ではまったく見られず, わずかに河床面に高さのほとんどない Ripples 状の紋様が現われたにすぎなかったためと考えられる。この原因として種々の理由のうち, 最も考えられるものは, 水温の影響である。この実験が行われた夏の晴天時には水を循環使用するため, 30℃程度に水温が上昇し, 逆に冬は5℃前後まで水温は低下する。このため, 水の粘性係数は夏と冬では約2倍も異なる値になる。一般に, Ripples の発生は粒子レイノルズ数で20前後を境界として, それ以下では発生し, それ以上では発生しないと言われている*が, この実験の場合も摩擦速度 $U_* = 3.0\text{ cm/s}$ (流量 $4,000\text{ m}^3/\text{s} \sim 5,000\text{ m}^3/\text{s}$) とすると, 水温が10℃の場合は粒子レイノルズ数は約14であるのに対し, 水温が30℃になると粒子レイノルズ数は22となり, Ripples が形成されにくくなると考えることができる。

Ripples が生じた時の模型の河床粗度は, 実河道における値より大きかった (図-14.1.4) が, この実験の場合は, 河床には砂礫堆が生じただけで, 砂礫堆上の小規模河床波は生ぜず, 平坦河床であったため, 逆に実河道における粗度より低めの値を与えている (図-14.1.5)。

* この実験では, 河床砂は混合粒径のものをを用いているため, Ripples の発生限界の粒子レイノルズ数は, もう少し小さいと思われる。

14-2 流量 $11,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の流況と河床状況 (RUN12-3, 12-5, 12-7)

流量 $11,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の流況を、図-14.2.1に示すように、堰を設置していない場合について見ると、流量のほとんどは低水路に沿って流下するため良好である。30.0 k より下流の低水路法線の曲がりを緩くしたため、29.5 k 右岸への流れの乗り上がりも少なくなった。流量が大きい場合の水衝部の位置は、砂礫堆の影響より河道形状の影響の方が強く、ほぼ図-14.2.1 で示されるような凹岸から凸岸上流の範囲内に、流量 $11,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を通水した場合の水衝部が生じる。(26.5 k 右岸の水衝部は砂礫堆の影響で凸岸の下流に生じている)

低水路内の河床には Dunes (ウロコ状にひろがって発達流下する) が一面に生じ、一見砂礫堆が認めづらくなるが、流量を $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ に下げると、 $11,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を通水する以前のような状態に戻って、流量 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ に対応した砂礫堆が現われてくる。

14-3 堰位置の違いによる流況の変化

30.5 k に堰を設置した場合、堰上左岸側での堆砂が生じる。堰の設置による流況の変化を見ると、30.0 k より下流の低水路法線の曲がりがゆるくなったことで、堰による流れの直線化は、法線形 P-2d や P-3a におけるものよりやや下流までおよぶようになるが、最大29 k 付近までで、それより下流には堰の設置による有意な変化は認められない。このときの流況および河床状況を示すのは図-14.1.2 である。図-14.0.8 に示す堰付近の河床横断面図を、堰を設置しない場合の河床横断面図-14.0.2 と比較すると、堰上の堆砂高をも含めてほとんど同じ洗掘深と堆砂高を示しているのがわかる。

次に29.75 k に堰を設置した場合、この位置がわん曲部の下流にあつて、右岸側に片寄った流れが反対方向に発散し始めるところにあるため、30.5 k に設けた堰のように流況を無理に変化(均一化)させる効果は少なく、それだけ河道に与える影響も少ない。このときの流況および河床状況を示すのは図-14.1.3 である。図-14.0.9 に示す堰付近の河床横断面図を、堰を設置しない場合の河床横断面図-14.0.2 と比較すると、堰地点での横断面形状が若干異なるほか、上下流の横断面形状には大きな変化は見られない。堰上には上流左岸側から延びてきた砂州による堆砂が見られるが、図-14.1.1、図-14.1.2、図-14.1.3 に見られる30 k 左岸の砂州形状から、流量 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ で堰上の堆砂を無くすためには、堰を29.5 k 付近まで下げる必要があろう。また、流量が $11,000 \text{ m}^3/\text{s}$ になると30 k 左岸側の砂州はさらに500 m 程度下流に伸びるようで、この場合は堰を29.5 k まで下げても堰上の堆砂はさけられない。

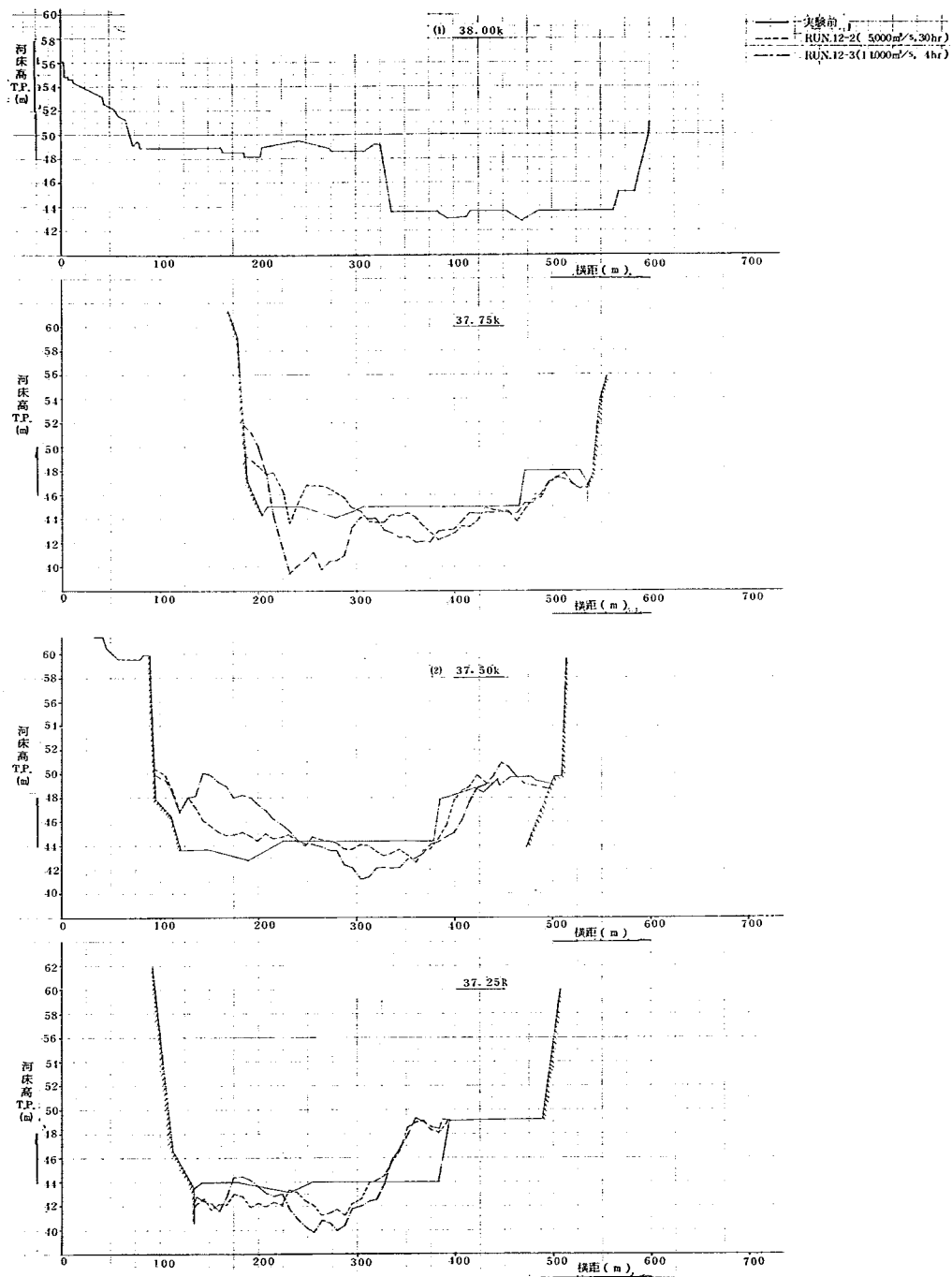


图-14.0.2 (1)~(2) 河床横断面图

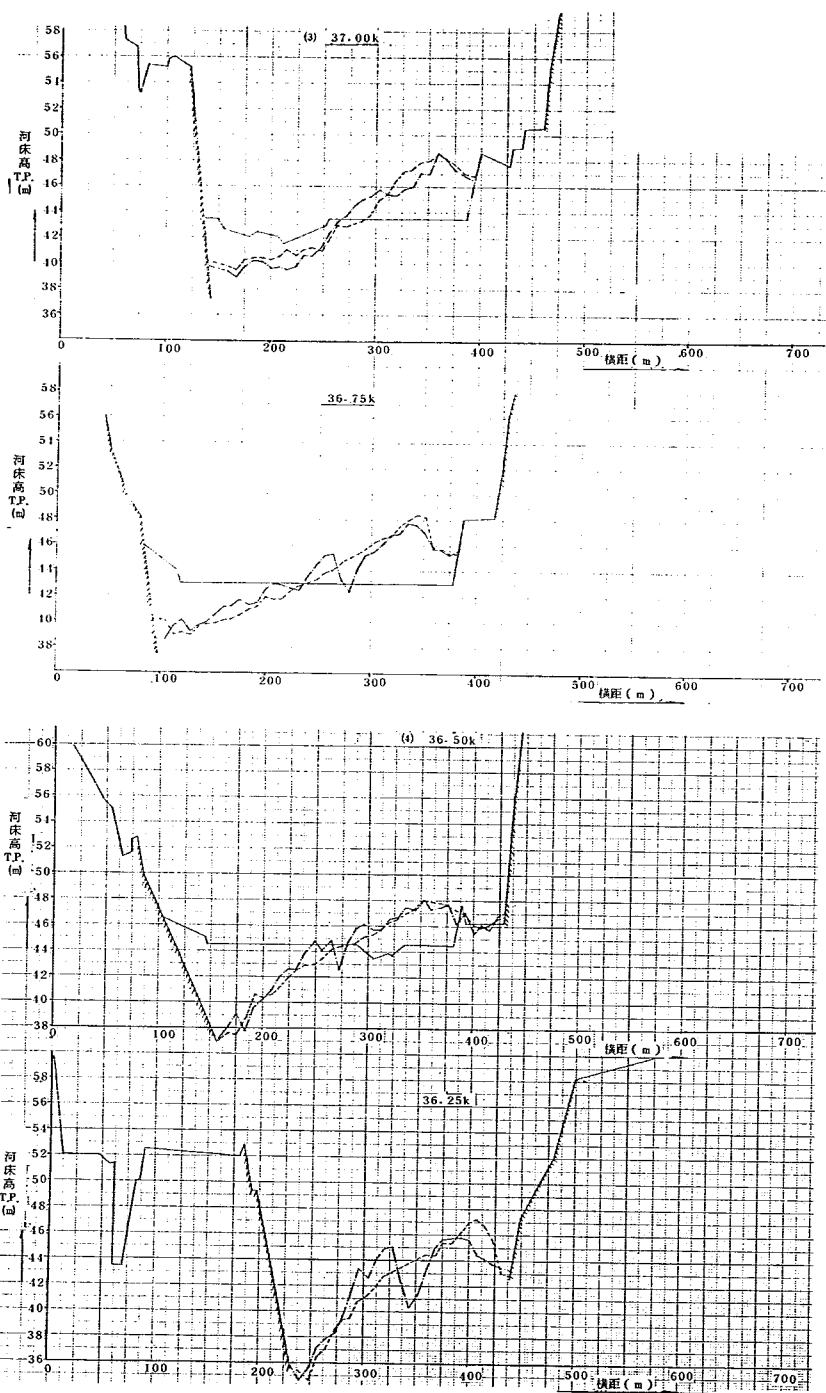


图-14.0.2(3)~(4) 河床横断面图

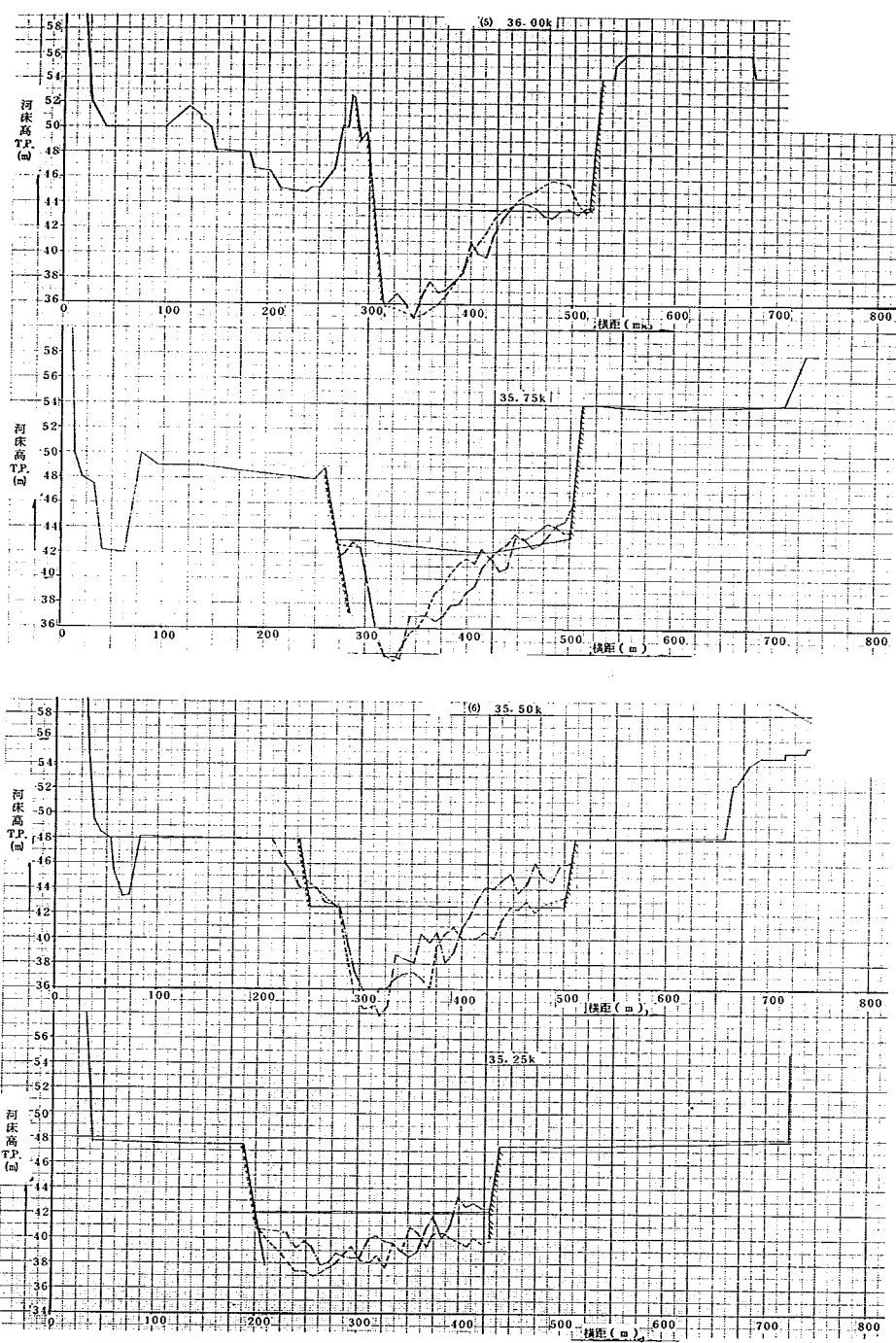


图-14.0.2(5)~(6) 河床横断面图

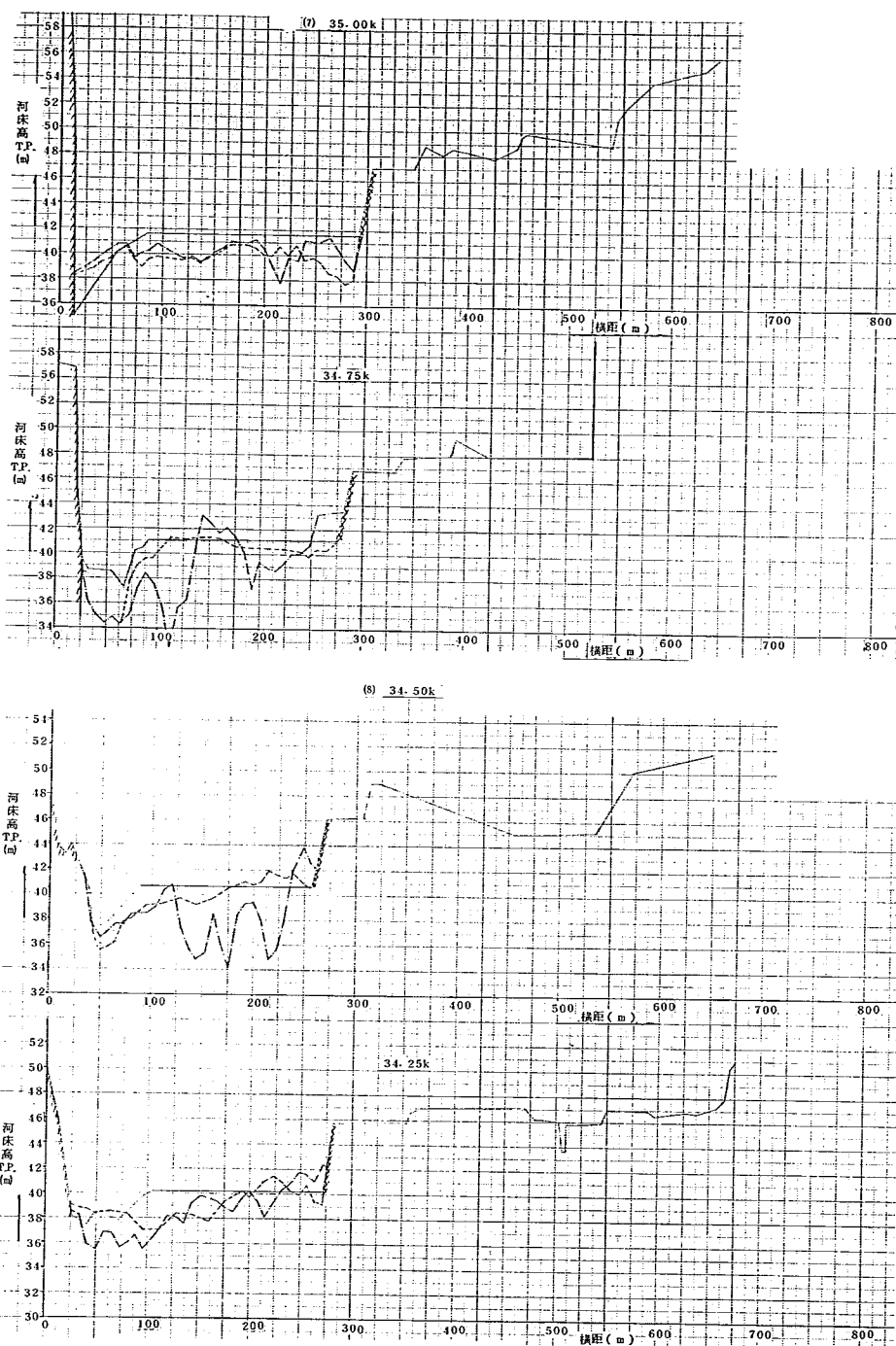


图-14.0.2(7)~(8) 河床横断面图

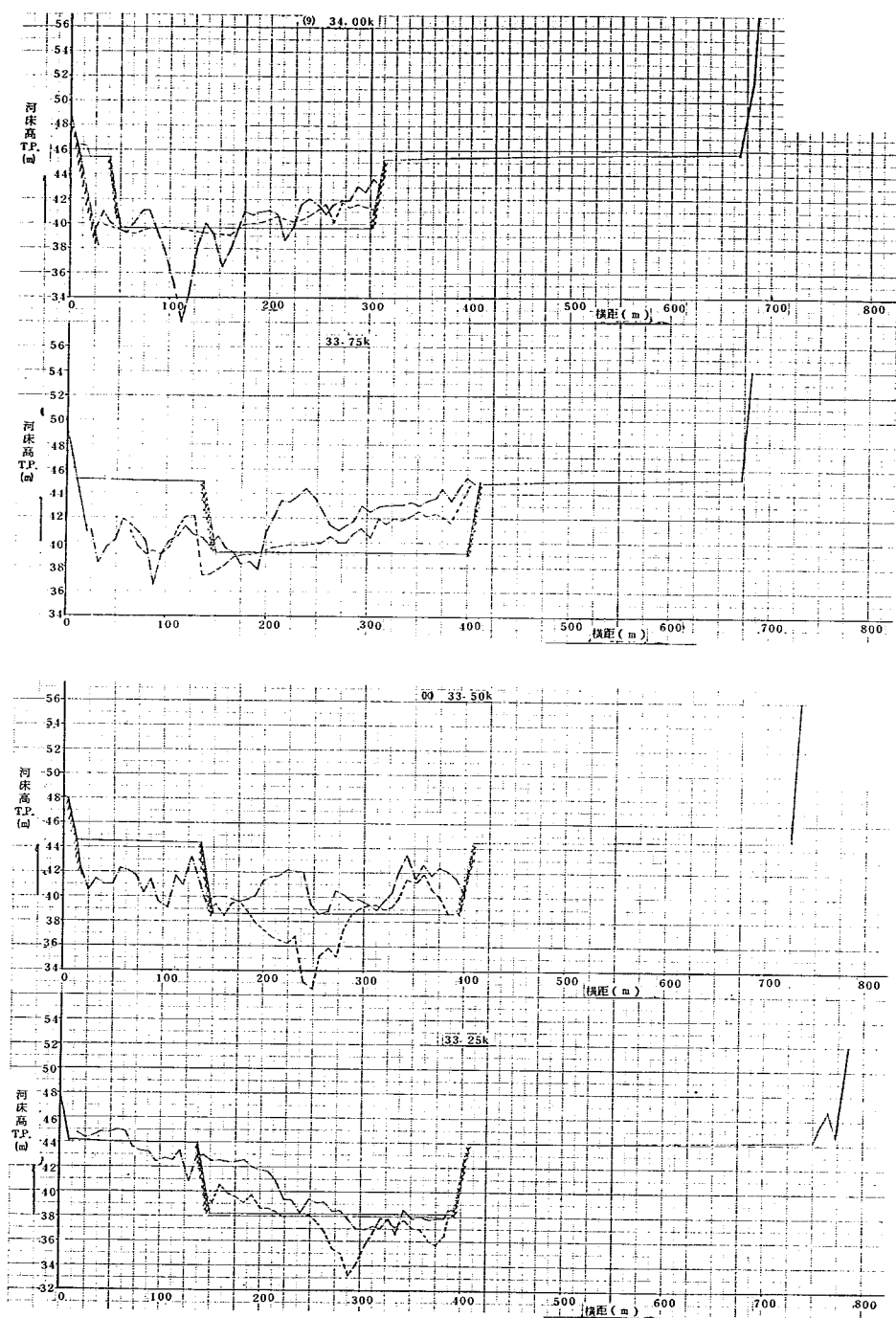


图-14.0.2(9)~(10) 河床横断面图

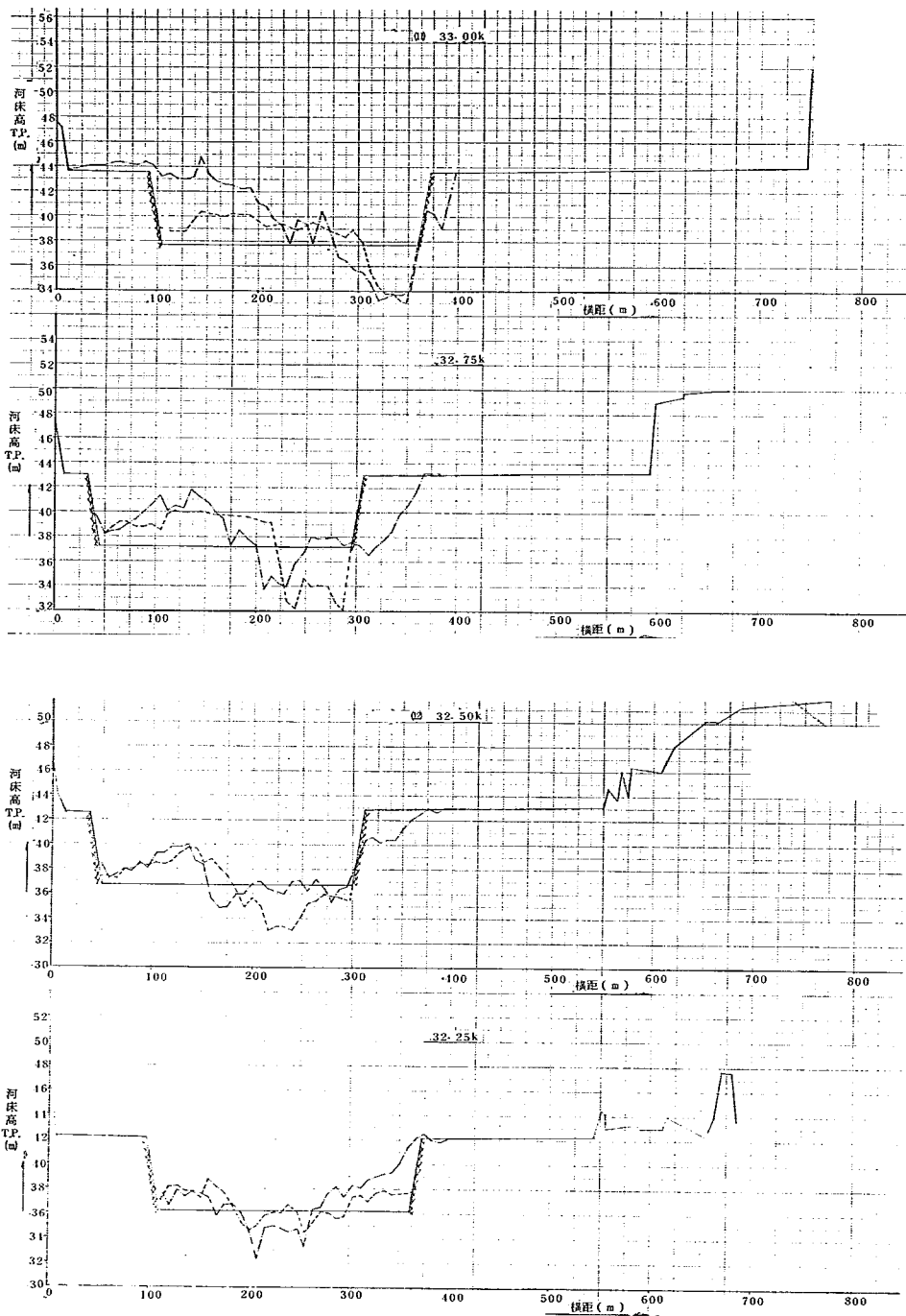


图-14.0.2(11)~(12) 河床横断面图

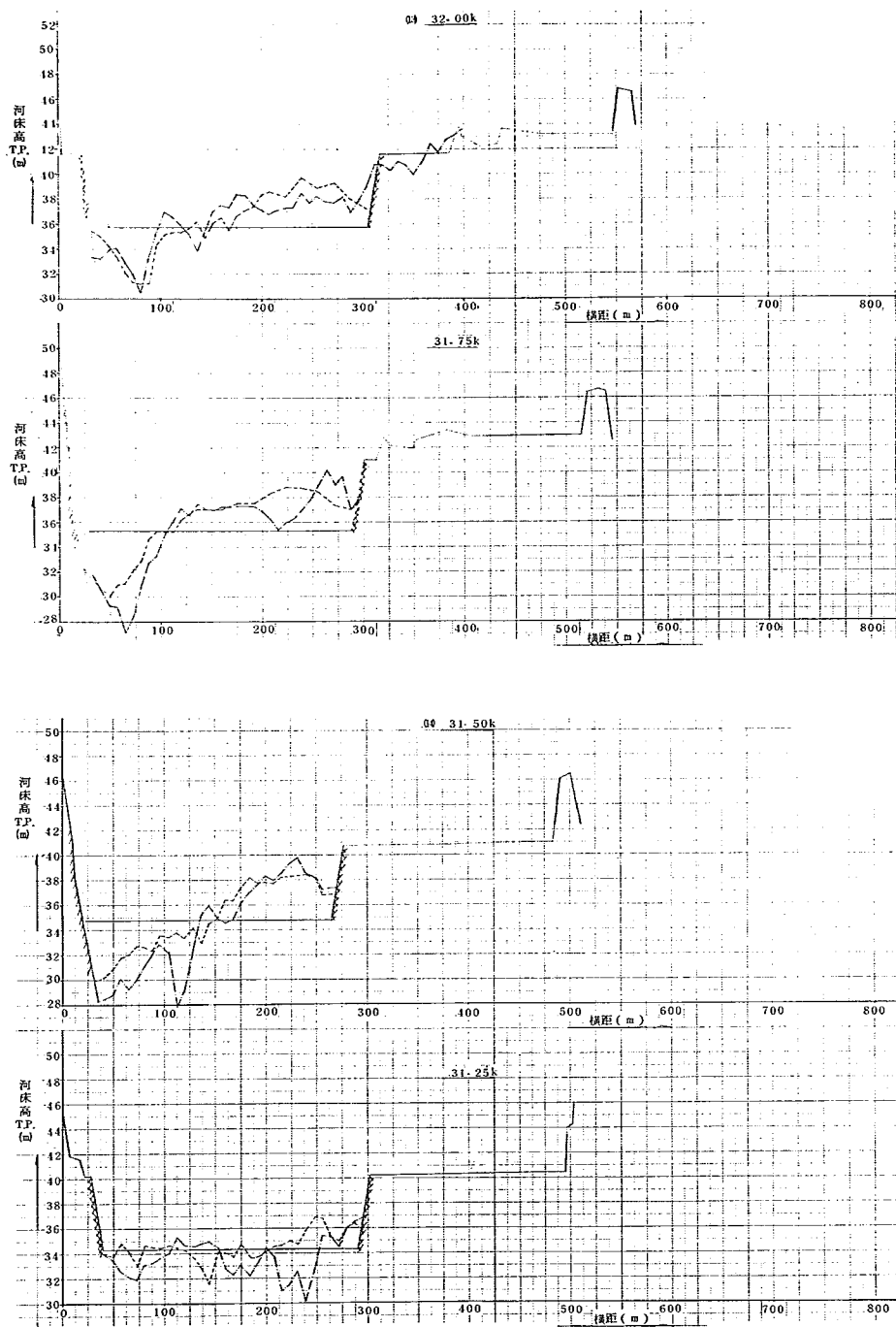


图-14.0.2(3)~(4) 河床横断面图

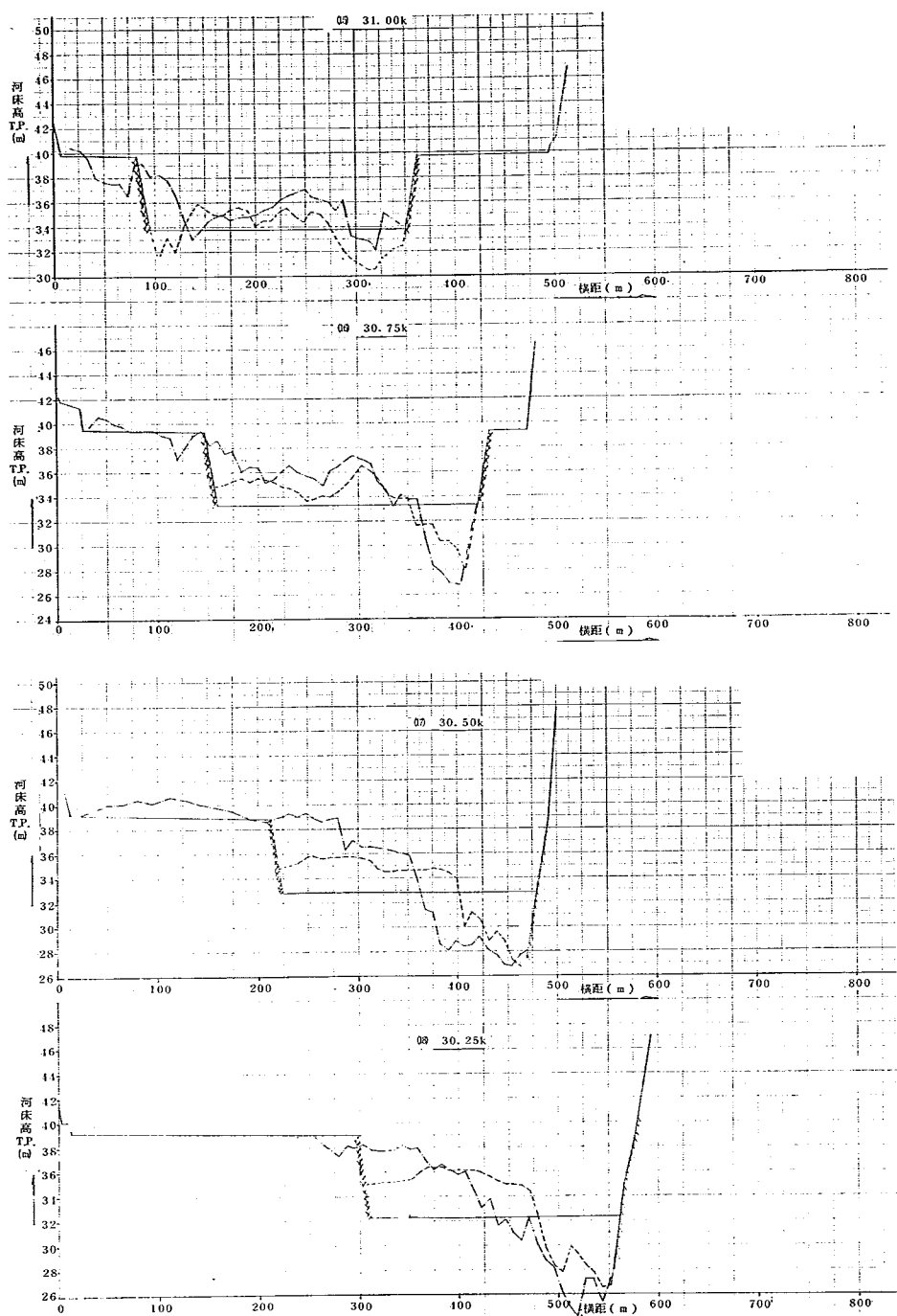


图-14.0.2(15)~(18) 河床横断面图

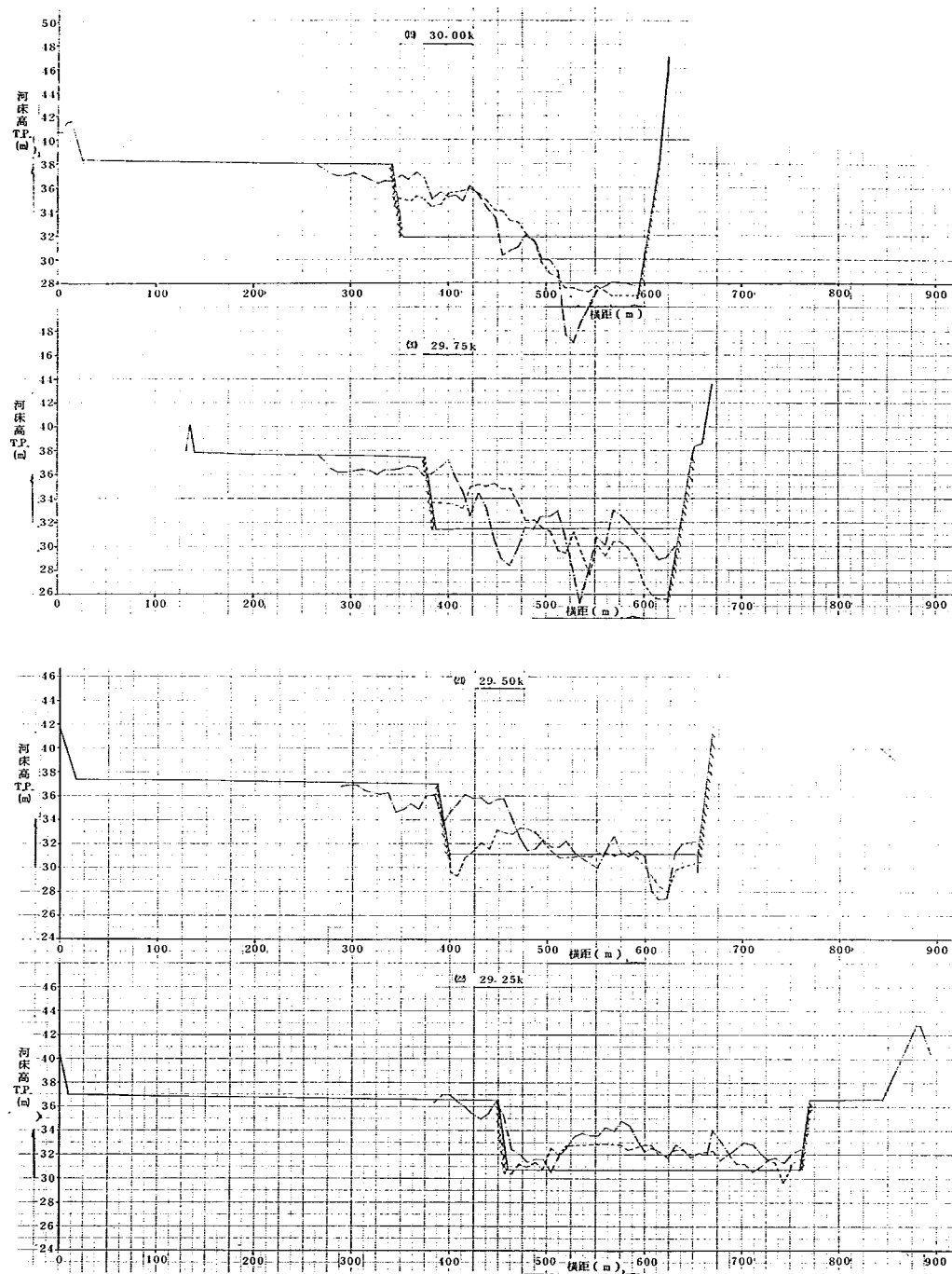


图-14.0.2(19~22) 河床横断面图

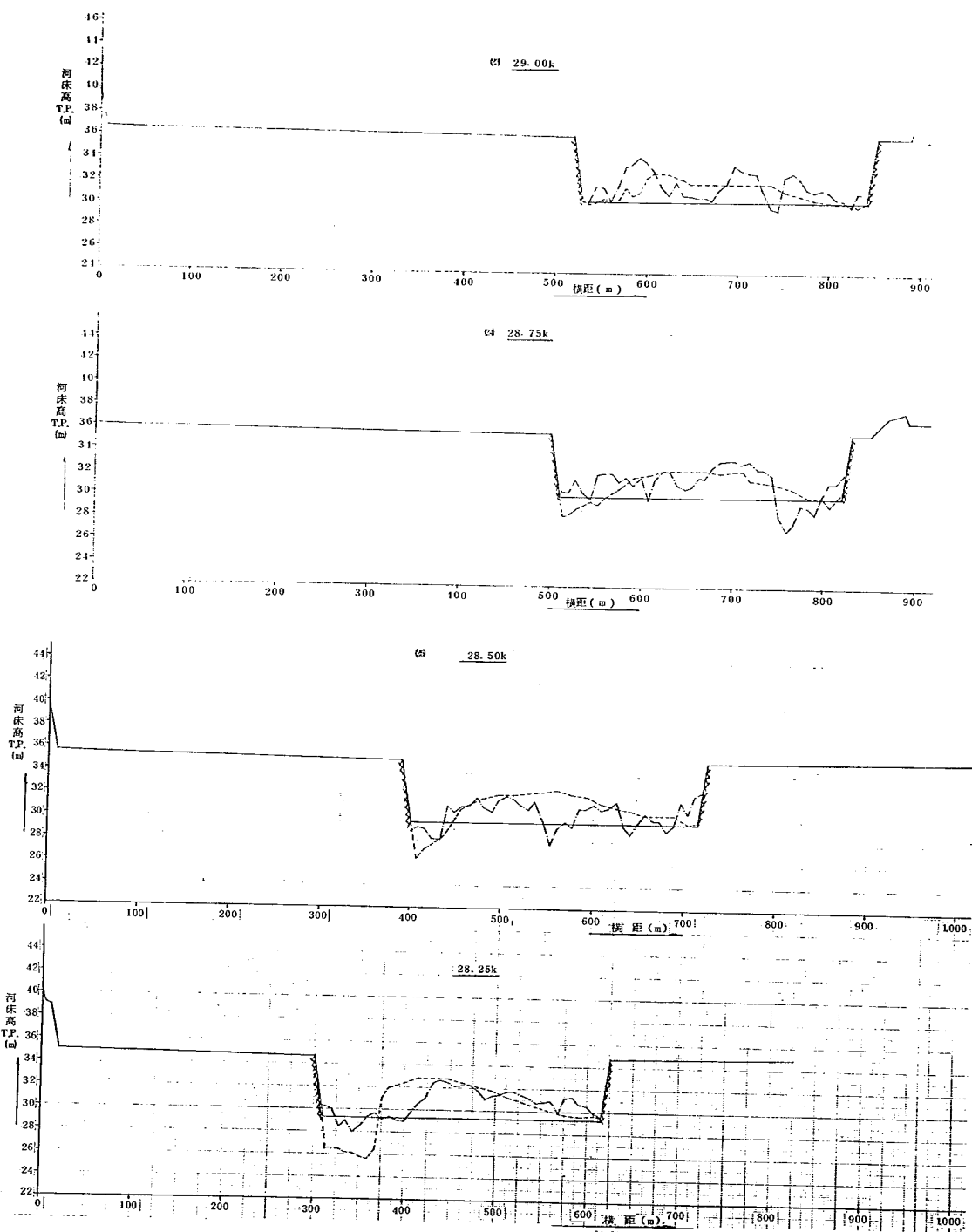


图-14.0.2 (23)~(25) 河床横断面图

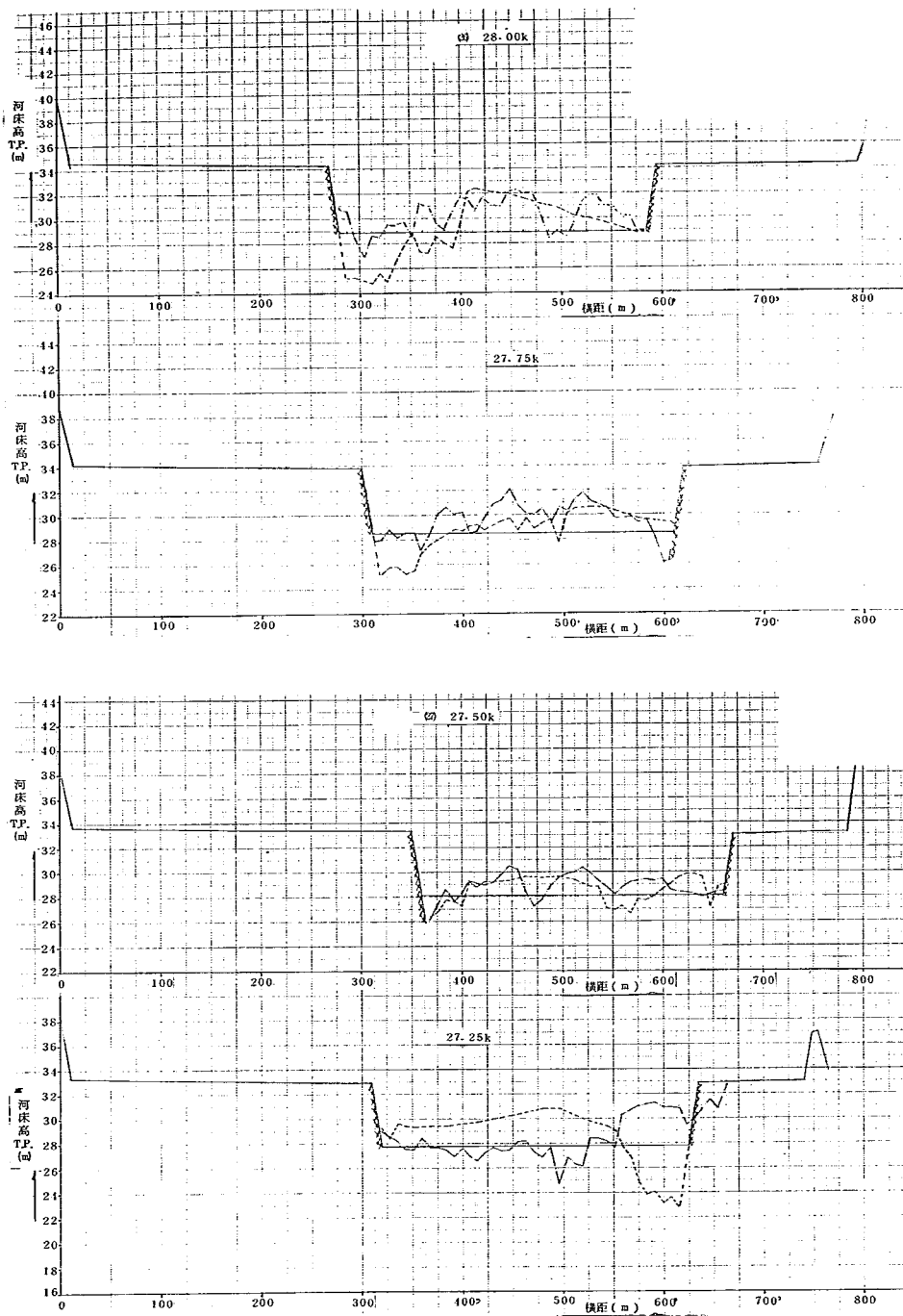


图-14.0.2(23)~(27) 河床横断面图

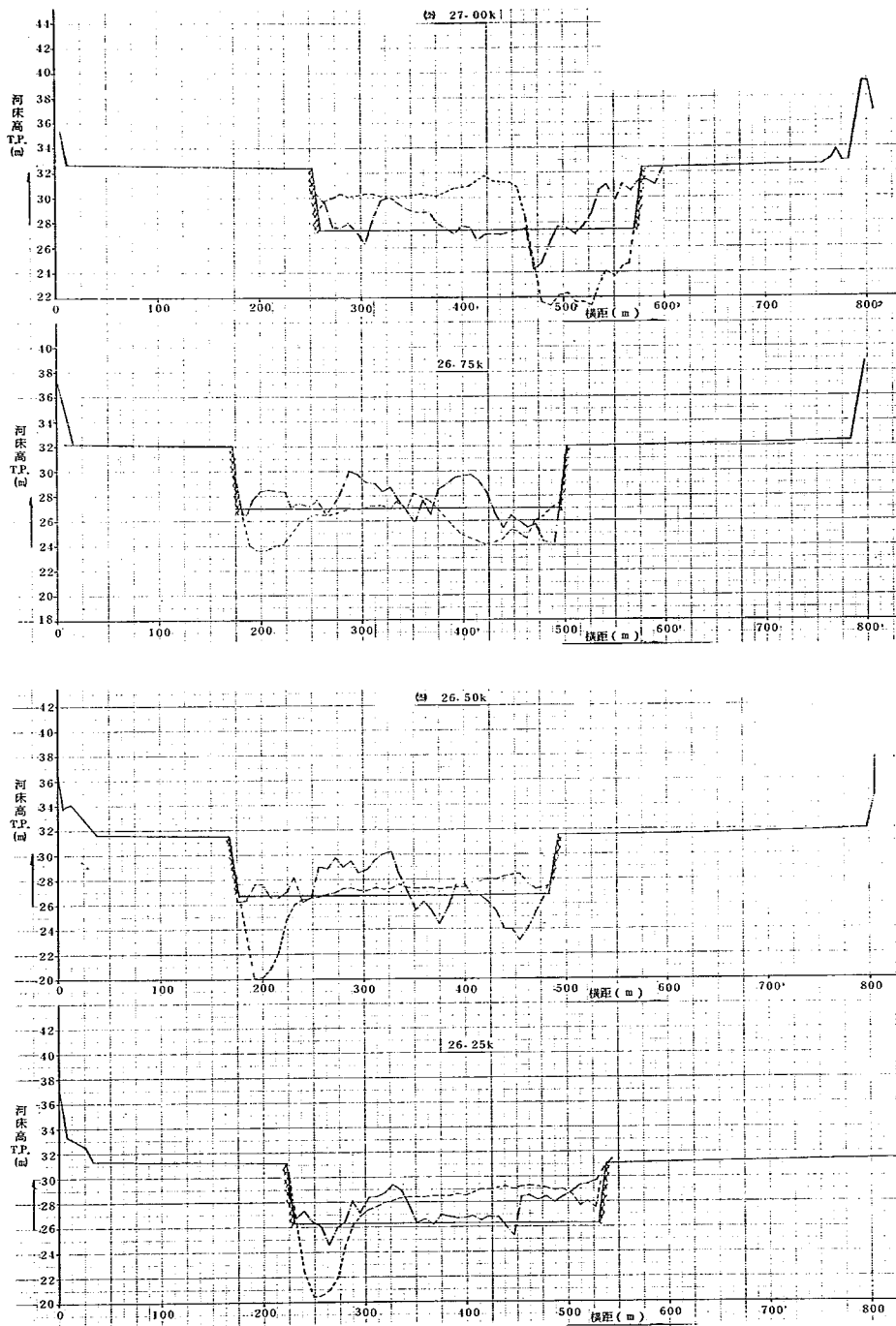


图-14.0.2 27.00~26.25 河床横断面图

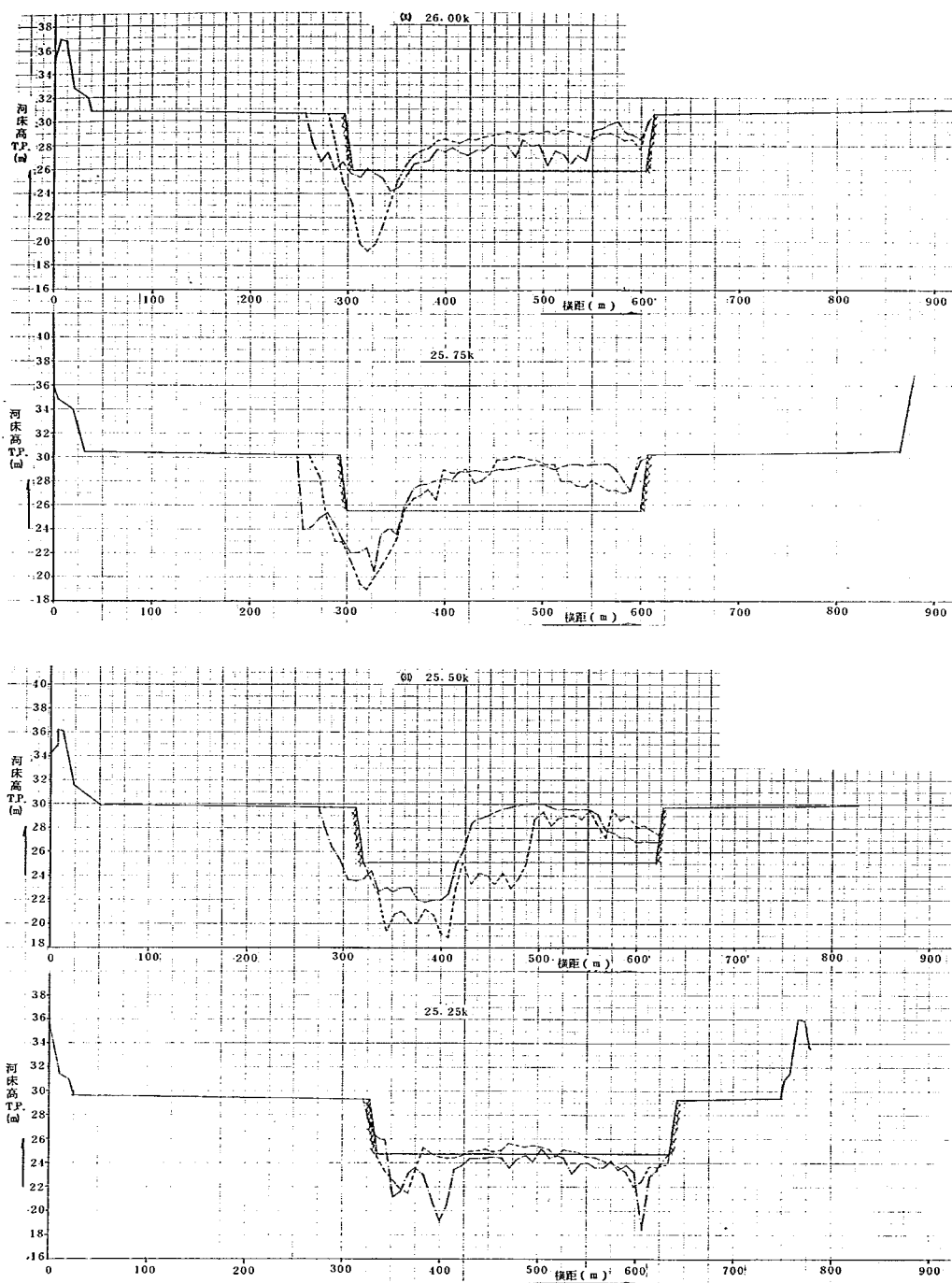


图-14.0.2(30)~(31) 河床横断面

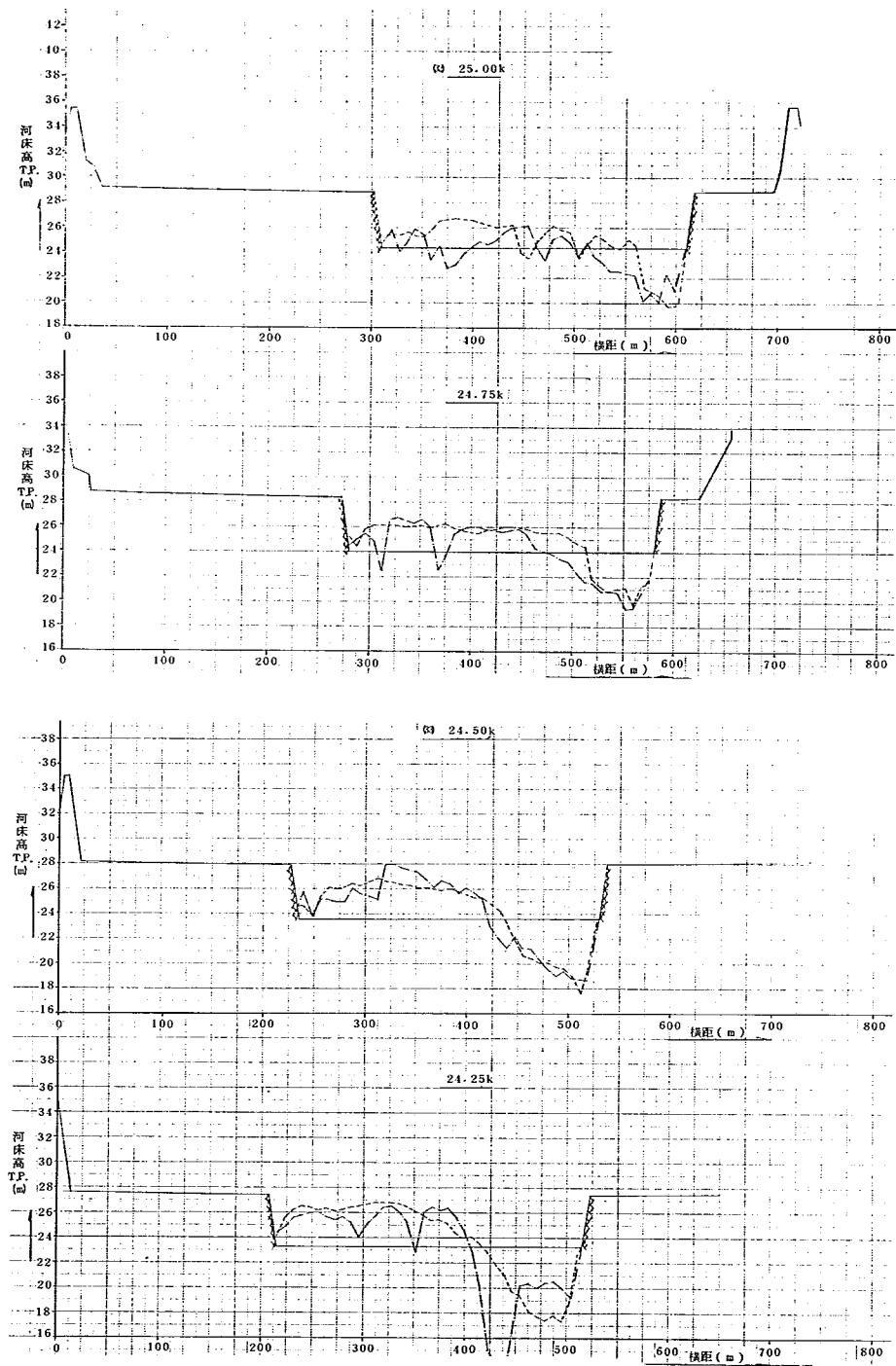


图-14.0.2 32~33 河床横断面图

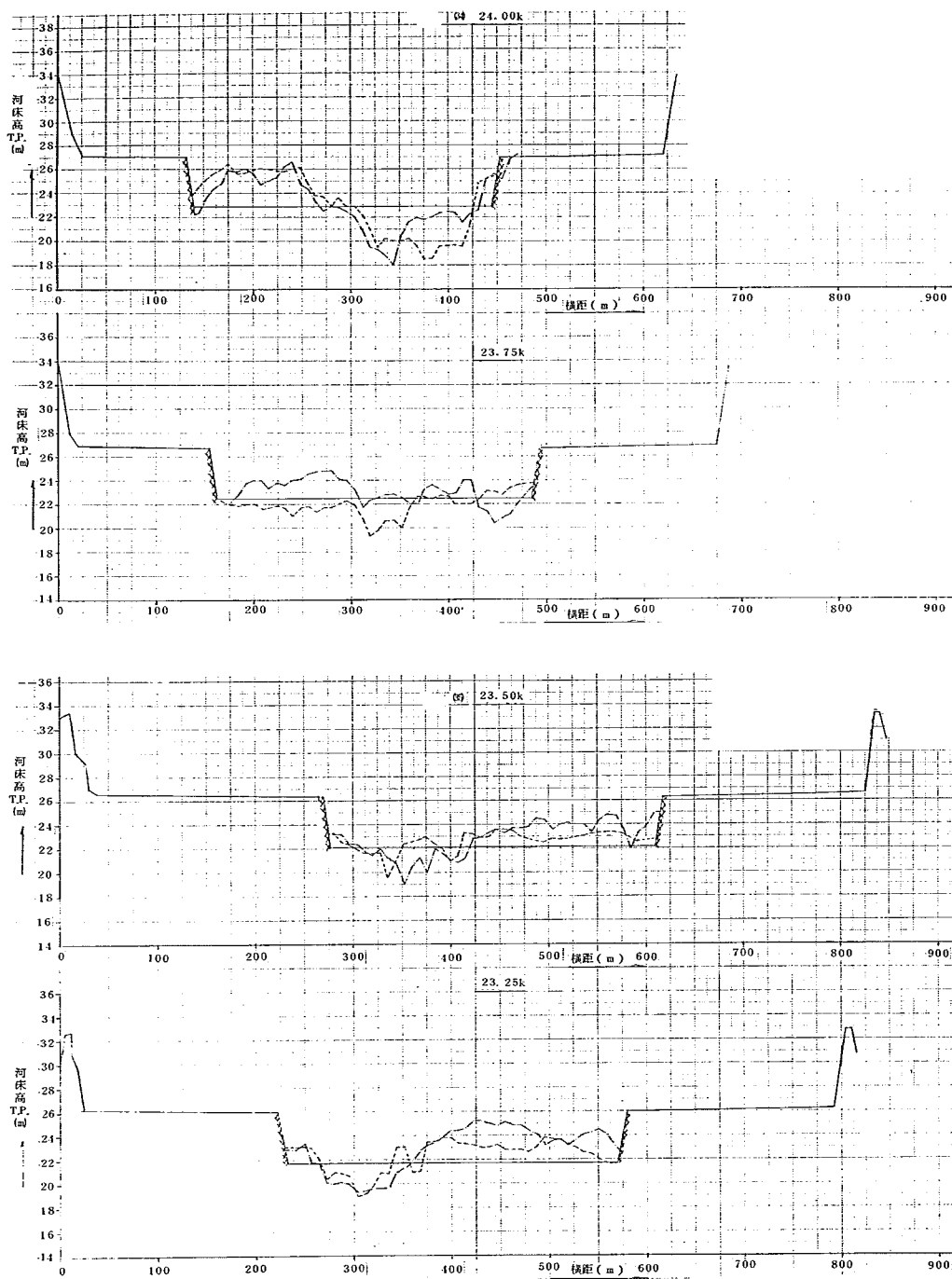


图-14.0.2(34~35) 河床横断面图

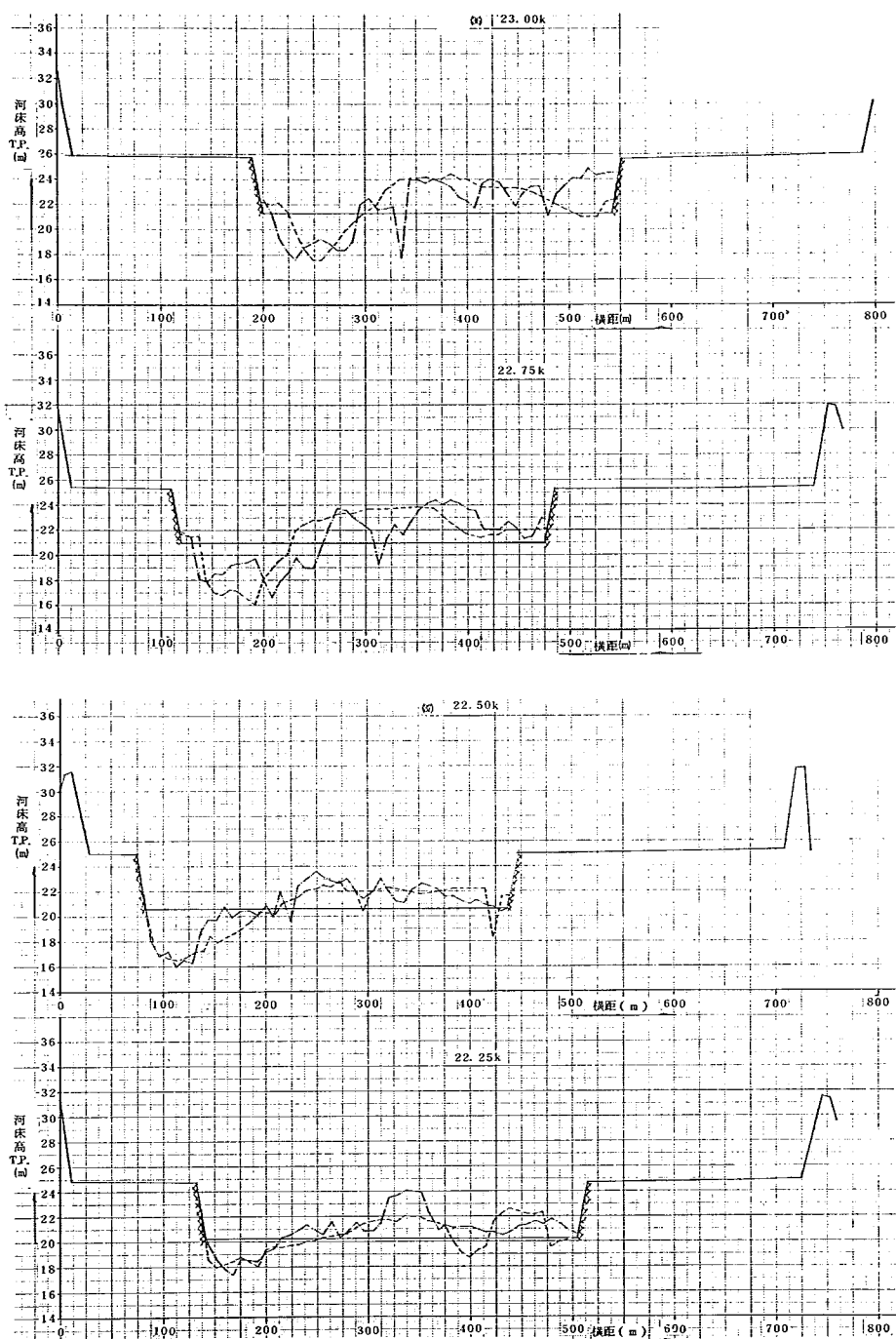


图-14.0.2(36)~(37) 河床横断面图

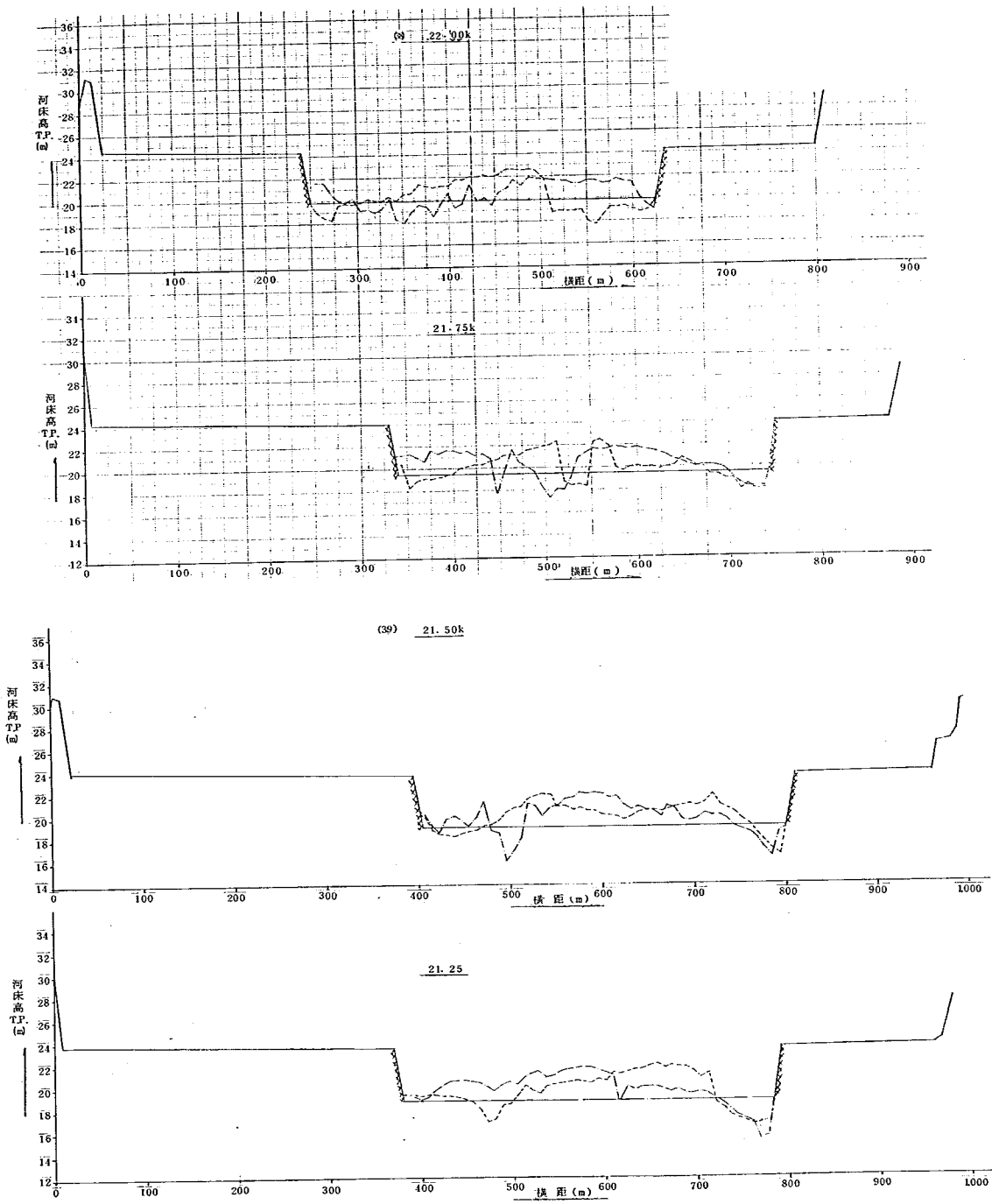


图-14.0.2 (38)~(39) 河床横断面图

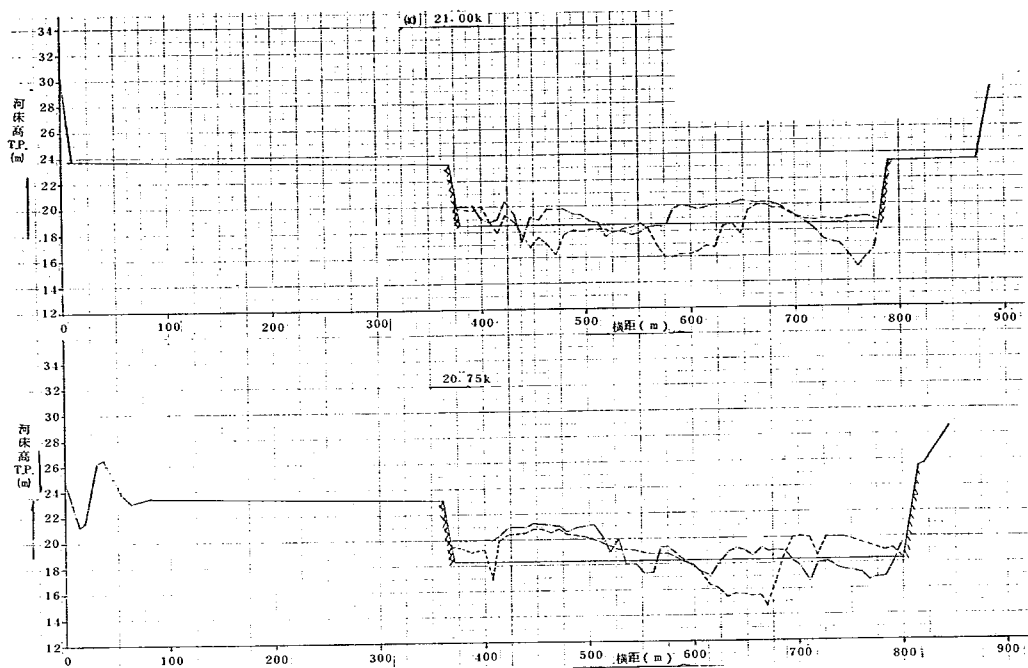


图-14.0.2(40) 河床横断面图

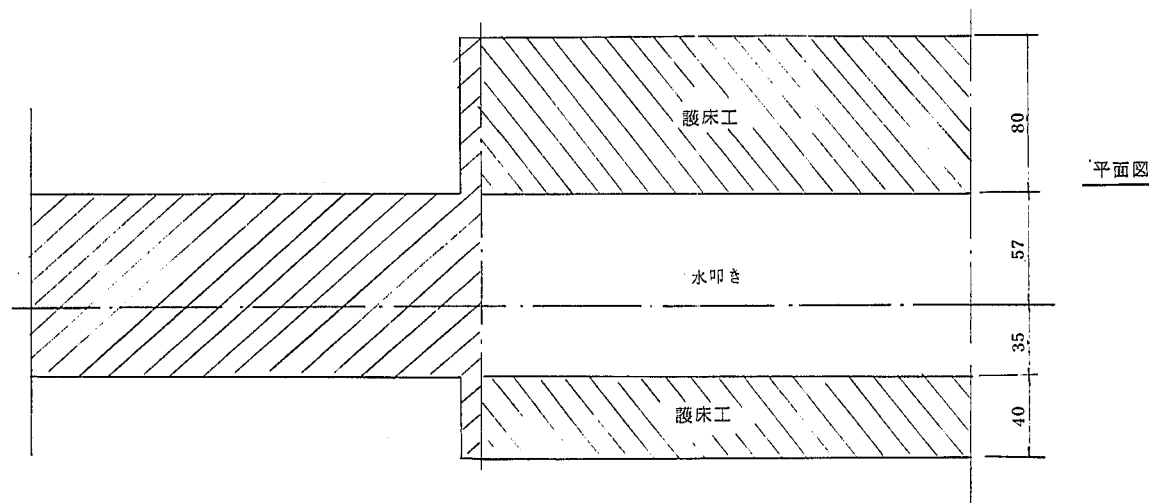
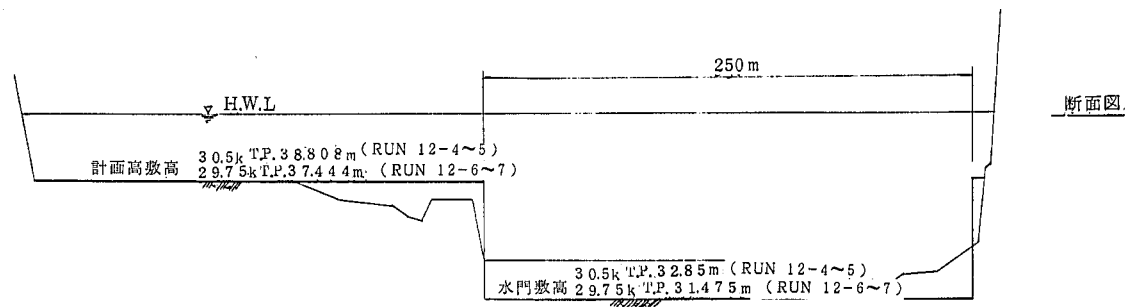


図-14.0.5 堰 形 状

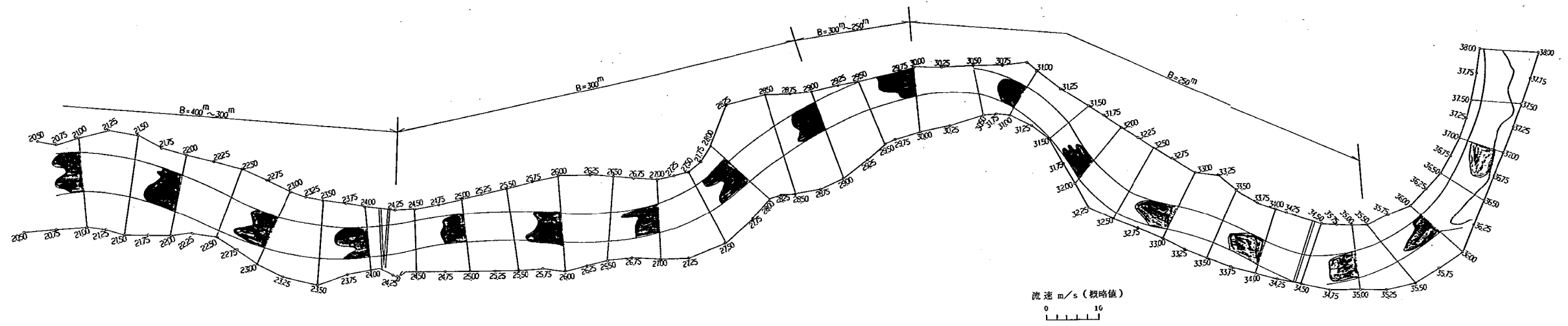


图-14.0.3 横断流速分布 ($5,000 \text{ m}^3/\text{s}$)

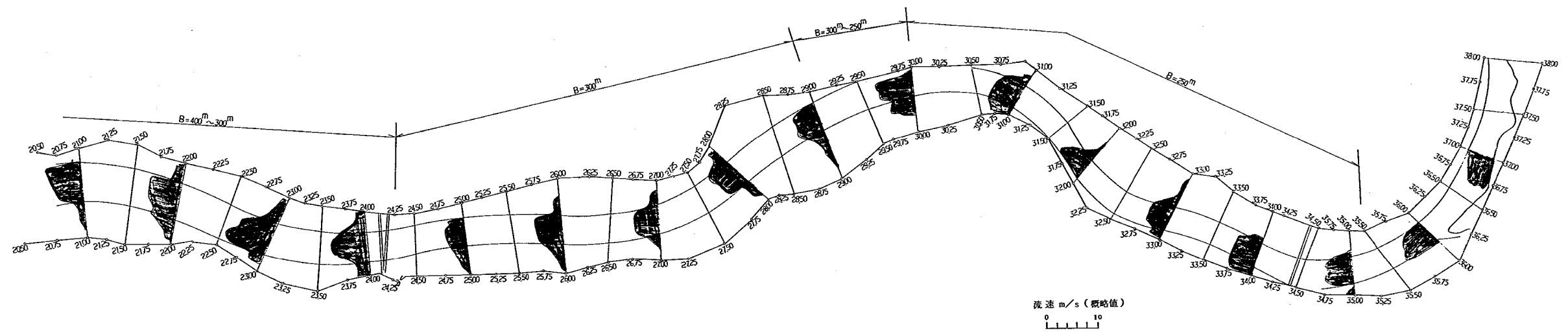


图-14.0.4 横断流速分布 ($11,000 \text{ m}^3/\text{s}$)

水位	河床高	通水前(計画)
— — —	— — —	RUN 12-6 5,000 m ³ /s
— — —	— — —	RUN 12-7 11,000 m ³ /s

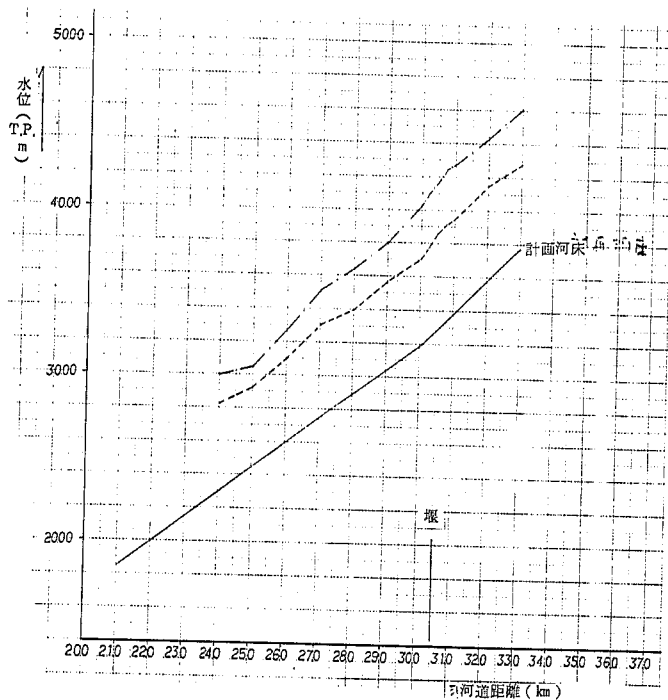


図-14.0.6 水位縦断面図(堰位置 30.5 k)

水位	河床高	通水前(計画)
— — —	— — —	RUN 12-4 5,000 m ³ /s
— — —	— — —	RUN 12-5 11,000 m ³ /s

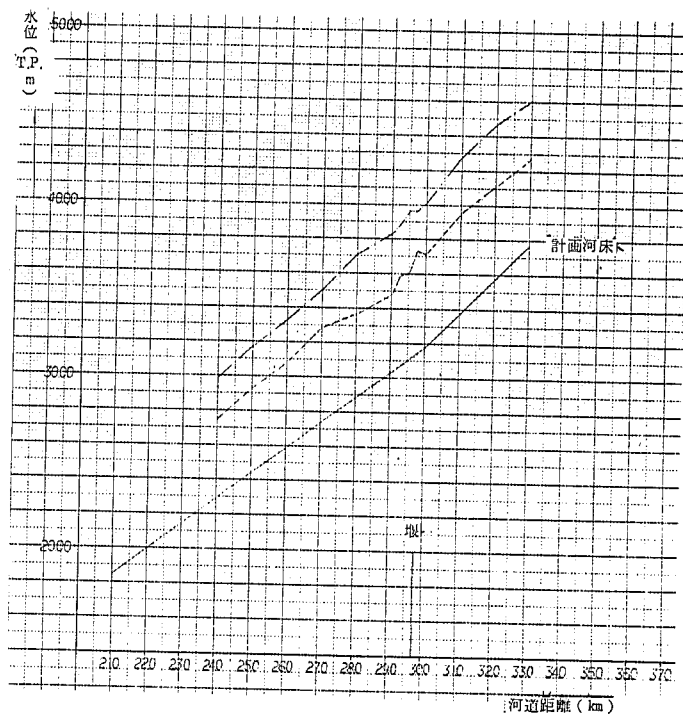


図-14.0.7 水位縦断面図(堰位置 29.75 k)

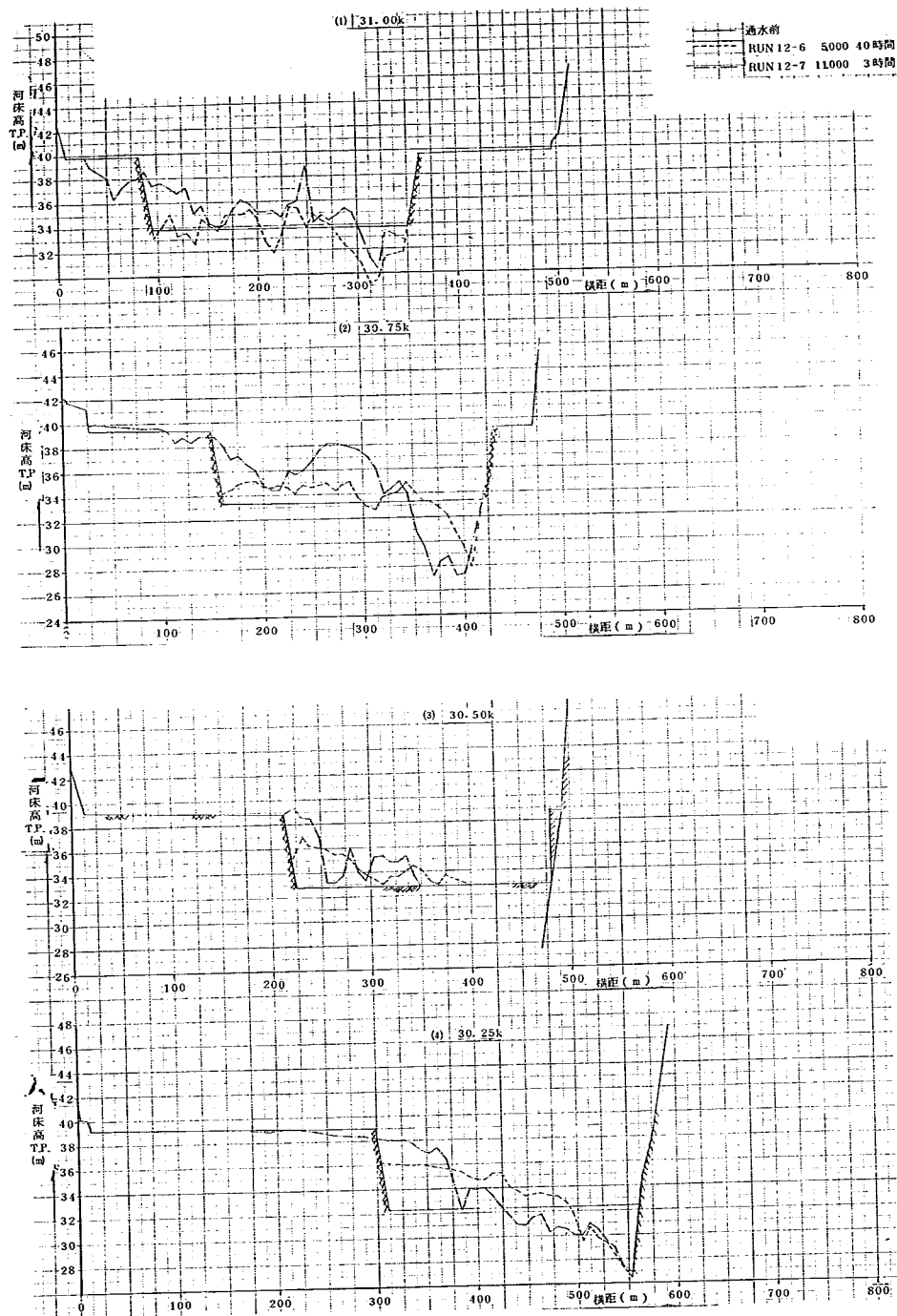
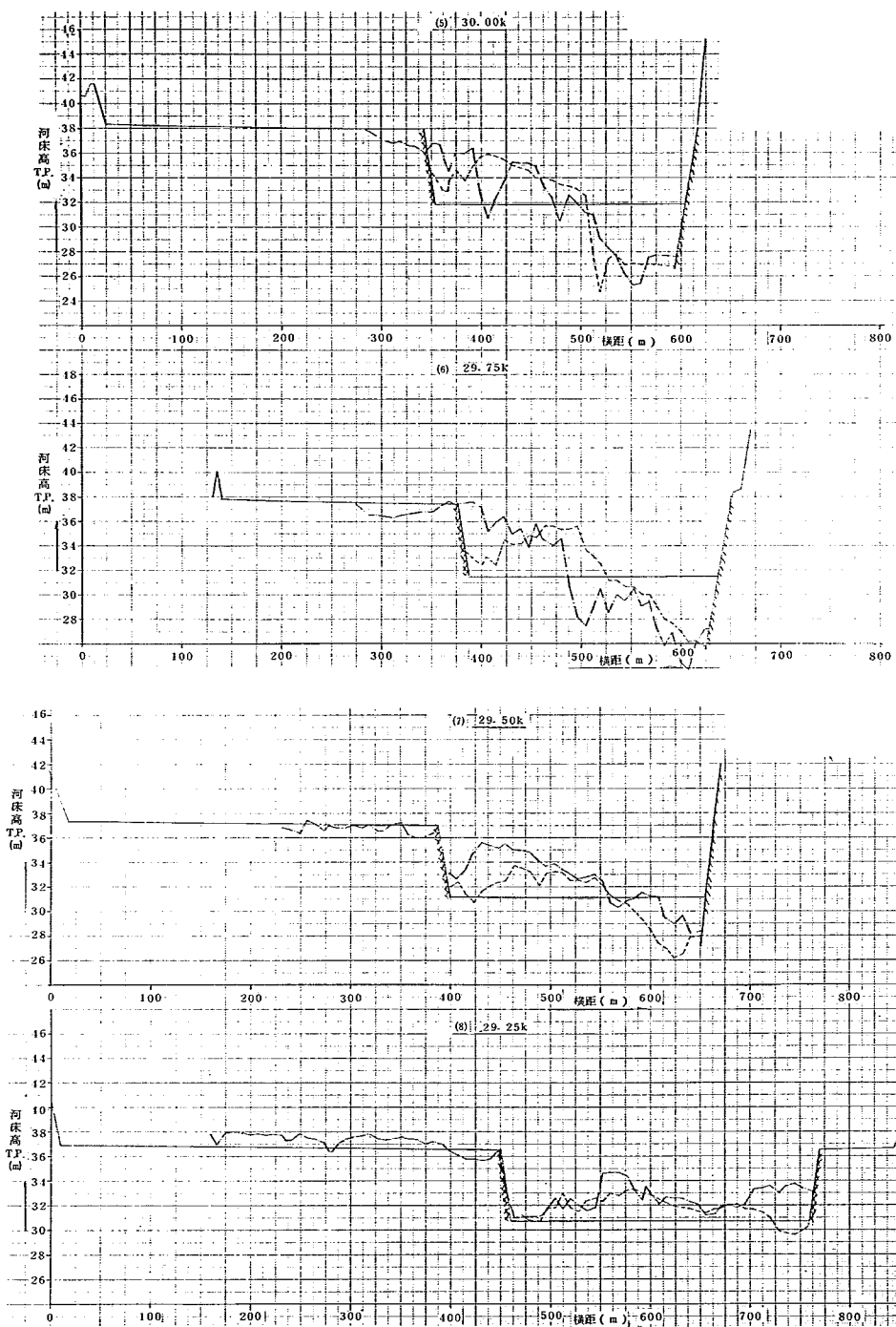


図-14.0.8(1)~(4) 河床横断面 (堰位置 30.5 k)



图— 14.0.8 (5)~(8) 河床横断面图 (堰位置 30.5 k)

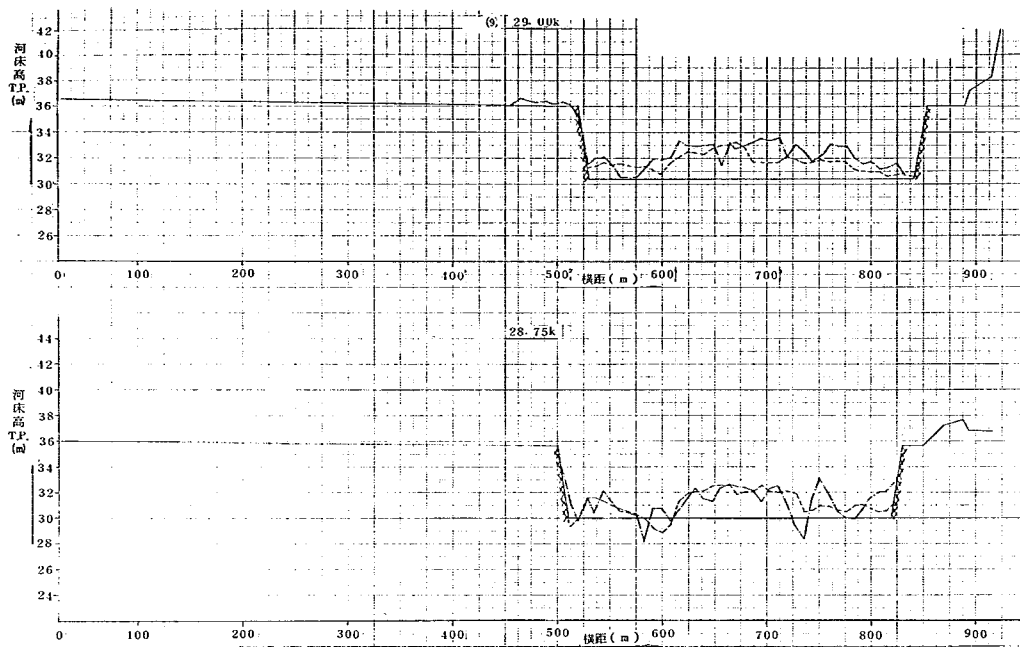


图-14.0.8(9) 河床横断面图(堰位置3.05k)

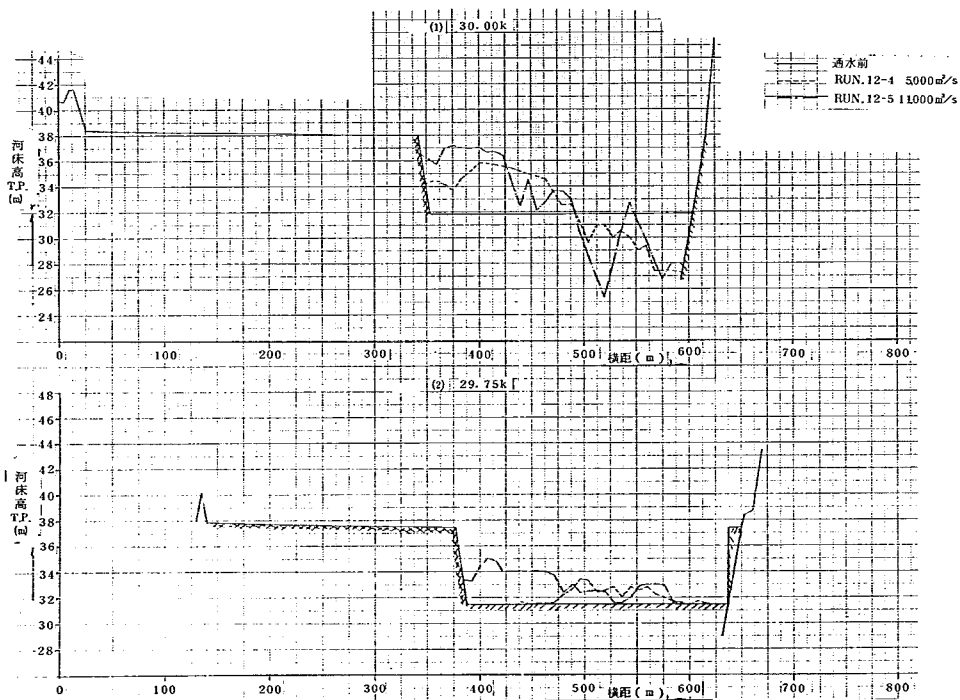


图-14.0.8(1)(2) 河床横断面图(堰位置29.75k)

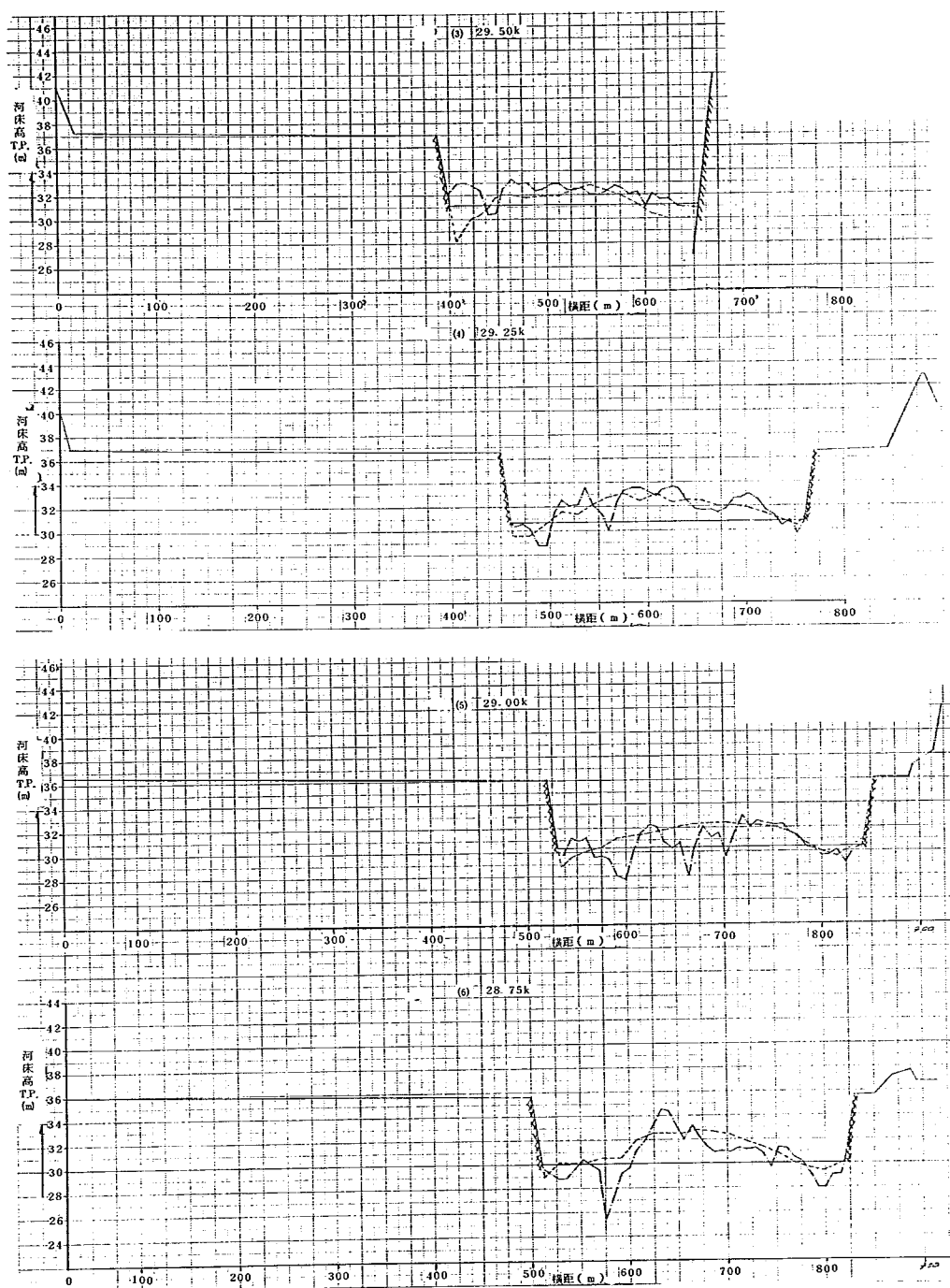
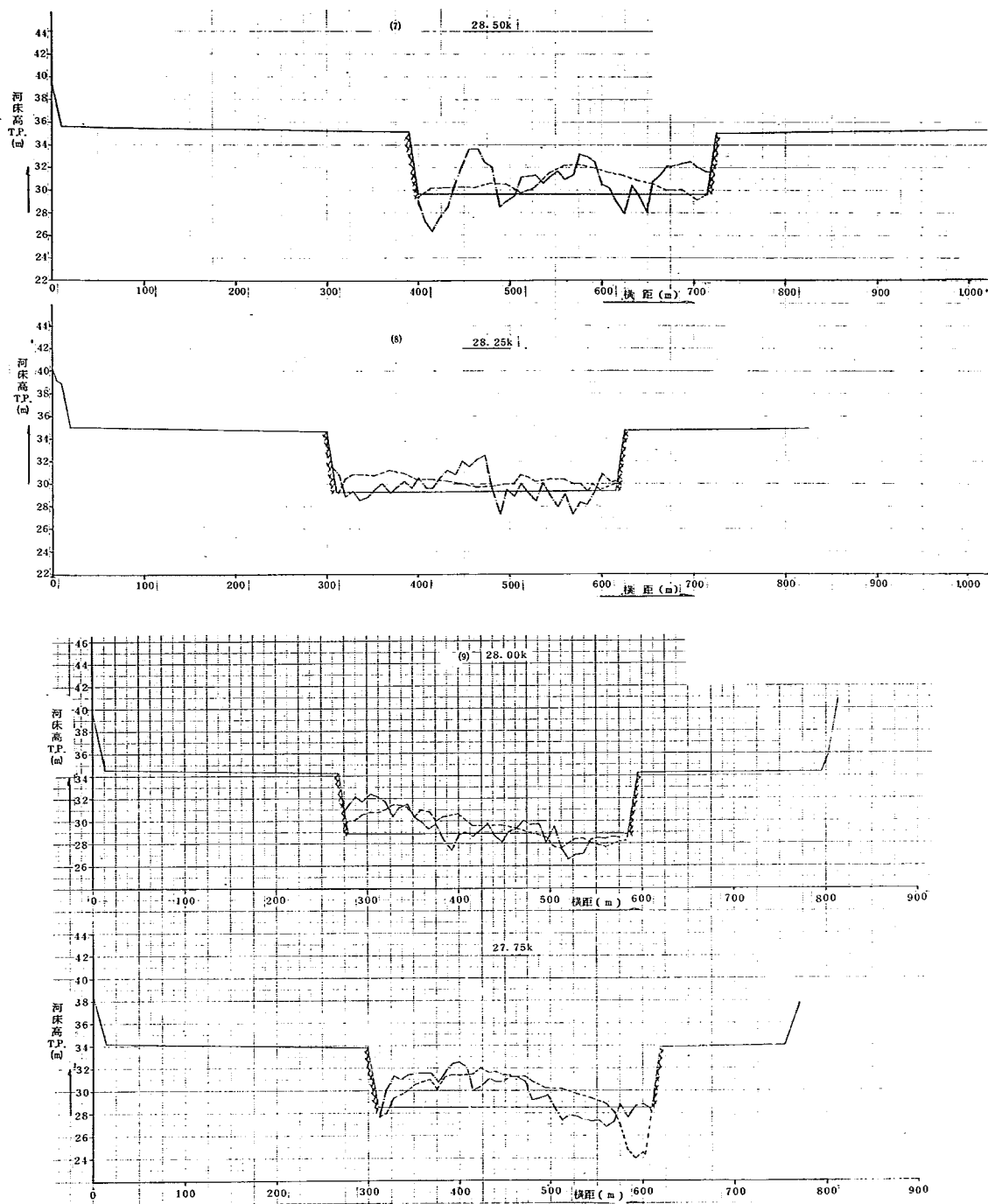


图-14.0.9(3)~(6) 河床横断面图(堰位置 29.75 k)



图— 14.0.9 (7)~(9) 河床横断面图 (堰位置 29.75 k)

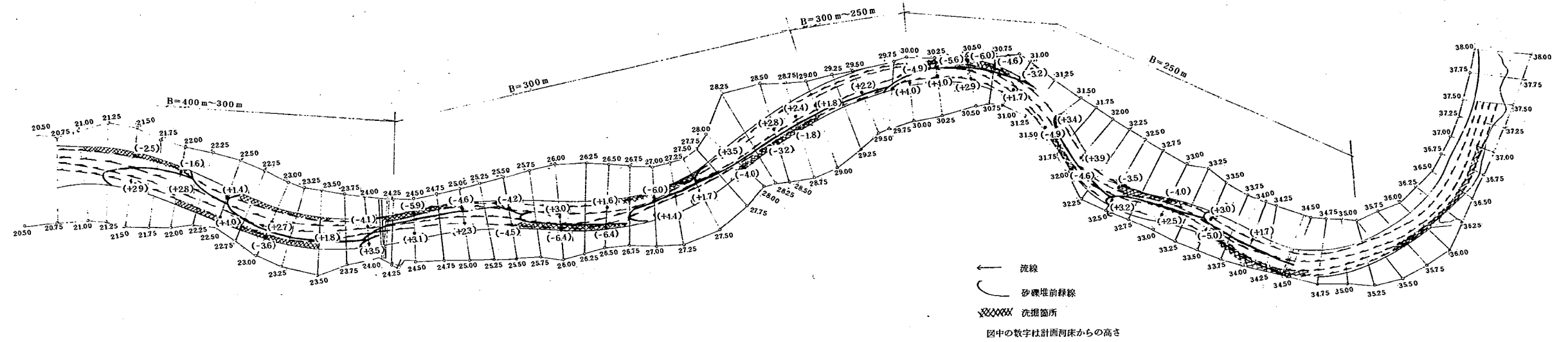


図-14.1.1 低水路法線形 P-3b, 流量 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$, 30 時間通水後の流況, 河床状況図

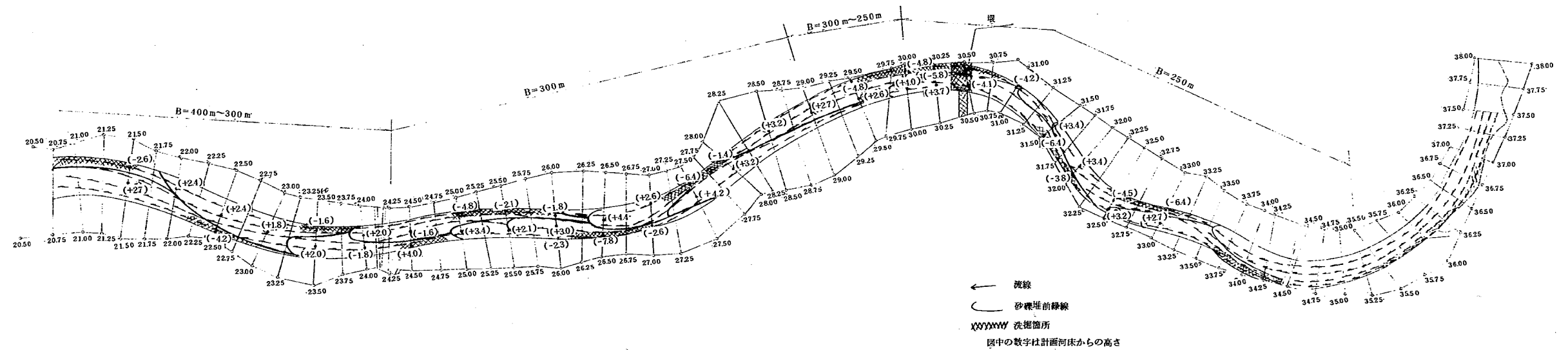


図-14.1.2 低水路法線形 P-3b, 流量 $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$, 70 時間通水後の流況, 河床状況図

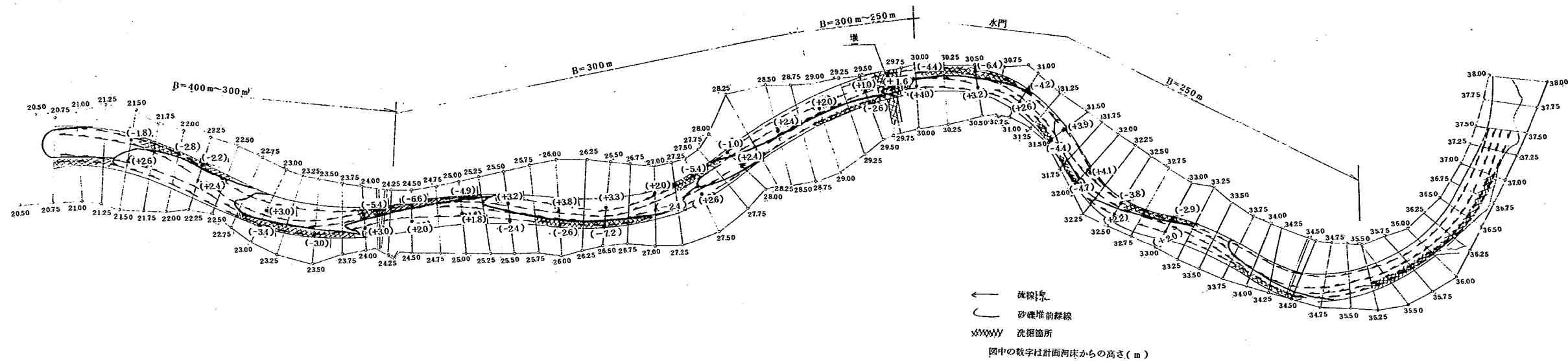


図-14.13 低水路法線形P-3b, 流量 $5,000\text{ m}^3/\text{s}$, 110時間通水後の流況, 河床状況図

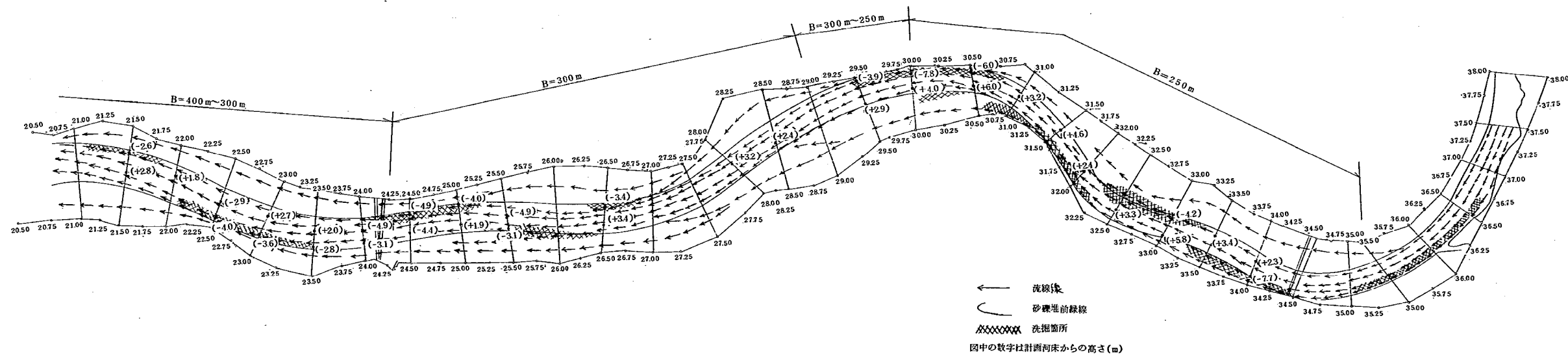


図-14.21 低水路法線形P-3b, 流量 $1,000\text{ m}^3/\text{s}$, 4時間通水後の流況, 河床状況図

K ₁	21.0	22.0	23.0	24.0	25.0	26.0	27.0	28.0	29.0	30.0	31.0	32.0	33.0	34.0	35.0	36.0	37.0
粗度係数 κ	00400	00411	00358	00489	00457	00406	00458	00382	00321	00477	00473	00425	00338	00487	00501	00481	
抵抗係数 φ	104	997	115	868	929	103	914	110	130	892	915	101	125	884	882	892	

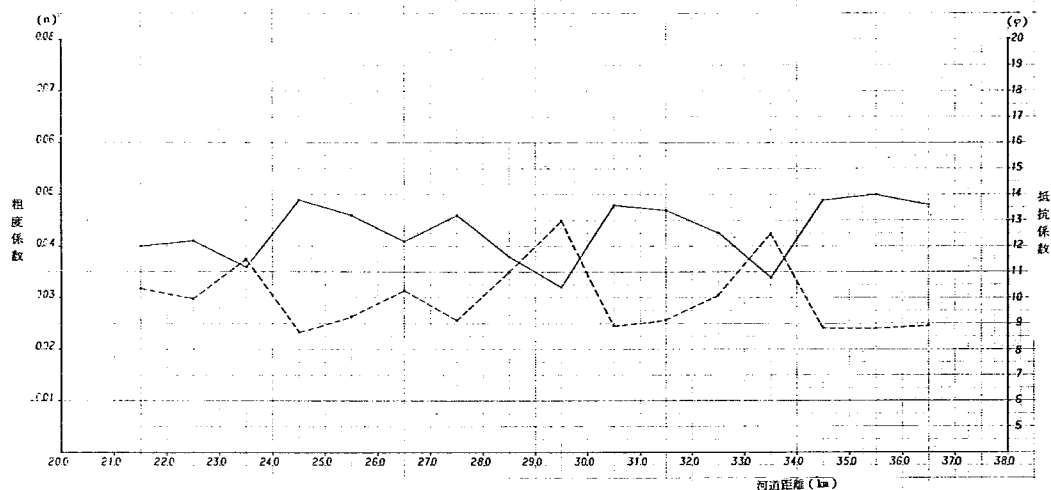


図-14.1.4 RUN 10-2 (流量 5.0 0 0 m³/s) の逆算粗度値 (Ripple 発生あり)

K	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37
粗度係数 κ	00285	00193	00214	00321	00198	00192	00336	00281	00307	00448	00372	00297					
抵抗係数 φ	141	201	183	126	199	207	122	145	134	949	113	142					

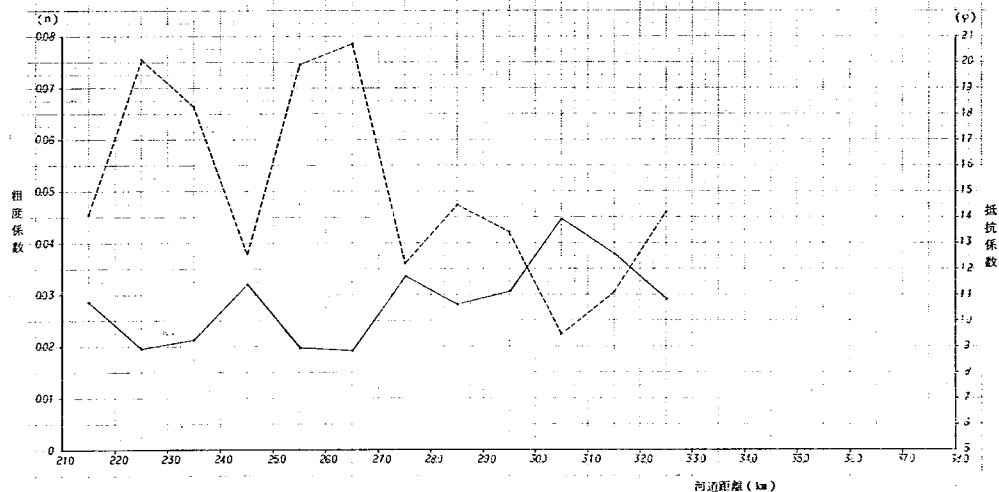


図-14.1.5 RUN 12-2 (流量 5.0 0 0 m³/s) の逆算粗度値 (Ripple 発生あり)

15. 低水路法線形状P-3cに関する実験（実験番号13）

この実験はP-3dの法線形状を導流堤形式で設定する場合を想定して行ったもので、水衝部となる場所、現状のみお筋を締切る場所に計画低水路法線に沿って碎石（4号）を用いた導流堤を設置し、低水路内の計画河床高より高い部分を掘削しただけで通水を行った。

15-1 流量 $5,000\text{m}^3/\text{s}$ の流況と河床状況図（RUN 13-1）

流量 $5,000\text{m}^3/\text{s}$ の場合、30kより下流では法線形P-2dの場合と同様に砂礫堆の流下は見られるが、大きな洗掘を受ける場所は低水路わん曲部の凹岸からその下流の凸岸にかけて生じ、低水路形状によってほぼ決められているようである。特に水当りが強く導流堤が沈下して流れが高水敷へのり上げる部分は26k～26.5k付近で、流量 $5,000\text{m}^3/\text{s}$ を通水した後で導流堤を補修し、25.5k～25.0k左岸に延長している。その他の箇所では、導流堤による導流効果と集中護岸としての働きが現われている。このときの流況および河床状況を図-15.1.1に示す。

15-2 流量 $11,000\text{m}^3/\text{s}$ の流況と河床状況（RUN 13-2）

30kより下流では、26k左岸付近の高水敷へ乗り上がる流れを除いて、洪水は低水路に沿って流下し、高水敷の荒廃もそれほど大きくない。また、低水路護岸沿いの洗掘も、流量 $5,000\text{m}^3/\text{s}$ の場合と比べると、一部を除いて大きな違いはない。このときの流況および河床状況は図-15.1.2に示すとおりである。

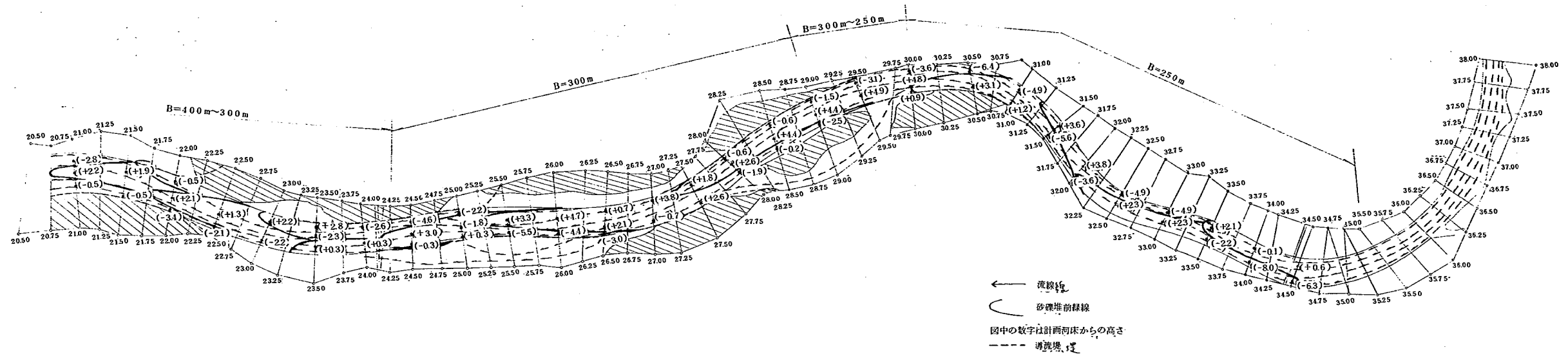


図-15.1.1 低水路法線形P-3c, 流量5,000m³/s, 60時間通水後の流況, 河床状況図

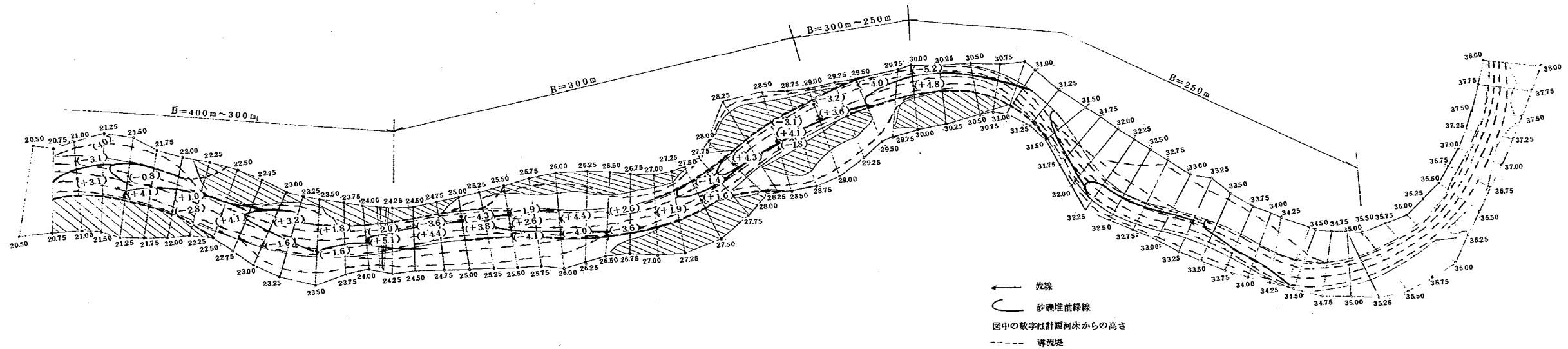


図-15.2.1 低水路法線形P-3c, 流量11,000m³/s, 2時間通水後の流況, 河床状況図

16. 実験結果の考察と低水路計画の検討

16-1 現状河道における実験の考察

現状河道における実験での目的のひとつ、実験の相似性については、模型における河床粗度がRipplesの発生のため大きめで、水深としては模型の方が実物より約2割大きめとなる。また、砂礫堆の相似性については、鉛直方向のスケールに問題があるが、平面的な形状についてはほぼ満足されていると思われる。

洪水流況から河道の蛇行特性を調べる実験では、流量 $4,000\text{ m}^3/\text{s}$ 程度では、河道のみお筋に大きく影響されて、洪水の主流部は27kより下流で約2km波長の蛇行を示す。流量が大きくなるに従ってみお筋の影響は薄れ、大きな波長の蛇行流となる。これは二列蛇行河道の片側のみお筋にそった流れに近く、河道わん曲の影響を受ける27k～30kを除いて、波長は3kmで、長岡地区のみお筋の蛇行波長と一致する。2km波長の蛇行はみお筋の片寄りあるいは人工的な掘削等により、27k～22kの区間で新たに生じたもので、河道に低水路を設けた場合もその中で同様の蛇行波長が現われる可能性がある。

16-2 事務所案法線形P-1a～bに関する考察

この法線形状は、現状河道のみお筋を連ねたもので、特に蛇行特性の考慮は行っていない。ここで行った実験結果では明確なことは言えないが、おそらく中小洪水で低水路内には、波長2kmの蛇行流が形成され（波長1kmの砂礫堆が形成され）、砂礫堆の移動に伴って水衝部の移動が起るようなことになると考えられる。また、大洪水時には、低水路法線形が主流線と一致しない場所や、流れが左右に拡がる場所で、高水敷へのり上げる流れによって高水敷の荒れる部分が生ずる。また、流量 $8,000\text{ m}^3/\text{s}$ によって形成される砂礫堆は、低水路より広い幅における二列砂礫堆的なものであるが、主要なみお筋は低水路内を2kmの波長で交互に蛇行している。このことから、低水路を設置した場合にその中で（本来の二列蛇行とは別に）新たな蛇行流を形成する可能性のあることがわかる。

16-3 低水路法線形P-2a～fに関する考察

この法線形状は、新たに低水路を設置した場合、そこに生ずるであろう波長2kmの蛇行流（波長1kmの砂礫堆）に応じた蛇行を与えたものである。この法線形状の利点は低水路内を流れる中小洪水時に、低水路内の砂礫堆が安定し、集中護岸方式が採用できることで、頻度の少ない大洪水時の高水敷の荒廃や低水護岸災害等は洪水の生じた都度の対策によって対処しようとするものである。砂礫堆の停止条件に従って27.5kより下流の低水路を蛇行させて実験が行われた。低水路幅は流量 $4,000\text{ m}^3/\text{s}$ の流下能力を有することとしたため、流量の面から規定されるが、低水路幅が350mの場合は、砂礫堆形状が複列気味になってしまうため、砂礫堆の移動を止めることはできなかった。低水路幅を狭めて250m

とすると、低水路内には明瞭な単列砂礫堆が形成され、完全に移動を停止させることができた。最終的には流下能力も考慮して低水路幅は300 mを中心に設計したが、砂礫堆の停止は一応得ることができ、P-2dのような法線形が得られた。しかし、27.5 k付近の低水路の位置が右岸堤防に近すぎるということから、この付近の法線形を河道中央に寄せたP-2e、P-2fでは、その部分の低水路の曲がり方が緩すぎるために砂礫堆が固定できず、そこから下流への砂礫堆の移動を起してしまった。このように波長2 kmの低水路法線形では、低水路幅が比較的広いために、大きな曲がりを与えておかなければ、砂礫堆の停止という条件を満足することはできない。このことは大流量時の高水敷荒廃などに対してはまったく逆の悪い効果を呈することになる。

長い波長で直線的に流れる大洪水時の主流線は、この低水路法線の凸岸側の高水敷を横切るようになるため、特に30 k~29 k右岸、26 k~25 k左岸、24 k~23 k左岸付近での高水敷の荒廃が著しい。

16-4 低水路法線形 P-3 a~c に関する考察

この法線形状は、大流量時における主流線の蛇行形状に沿って設けたもので、27 kより下流では河道全体を二列蛇行と見た場合の片側のみお筋の蛇行波長3 kmで、低水路を蛇行させており、30 k~27 kではわん曲部の影響によって、下流の蛇行形状よりゆるやかな曲りが与えられている。このような低水路内に中小洪水によって形成される砂礫堆を見ると、27 kより下流の波長3 kmで蛇行している区間では、低水路蛇行形状に応じた約1.5 kmの砂礫堆長となっているが、27 k~30 kの半蛇行区間では砂礫堆長が応じきれなくなつて、3個の砂礫堆がこの区間に形成されてしまうことになる。27 k~30 kの砂礫堆は直線河道に形成された砂礫堆と同様下流へ移動するため、下流にある砂礫堆も移動を起してしまう。いっぽう、大洪水時の流れは、低水路をその主流線に沿うように設定しているため、おおむね良好である。また、この場合の流況の良さは、低水路河床高を30.5 kで約1.8 m低下させている効果によることも見のがせず、特に扇状地性の河川での河床低下方式による河道の安定化は重要である。

法線形 P-3 aとP-3 b、P-3 cとでは、図-16.4.1に示すように、30 kから26 kまでの法線

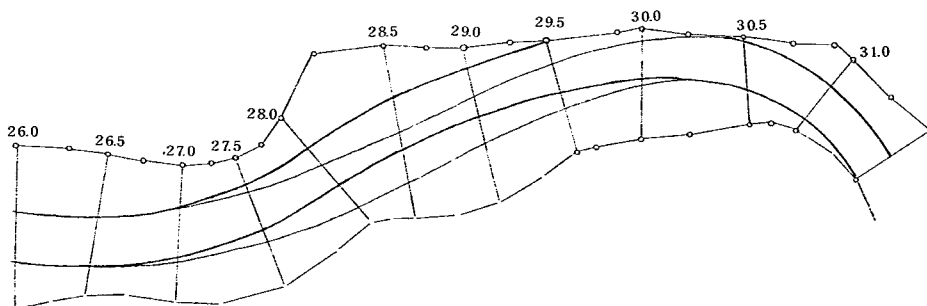


図-16.4.1 法線形状 P-3 aとP-3 bの比較

の引き方の違いによって、P-3aでは30k下流の右岸への水衝りが比較的大きく、それより下流では水衝りが弱いのに対して、P-3cでは30k下流右岸の水衝りが緩和されているが、26k付近の水衝りは強くなっている。またP-3cの実験から、この低水路法線の設定は十分な低水路の掘削があれば、図-15.1.1に示すような位置に導流堤を設置することで達成できるということを示している。

16-5 計画低水路法線形の選定

これまで行ってきた実験結果から、信濃川小千谷地区における計画低水路法線形の選定を行う。

まず、2kmの蛇行波長を主にした法線形は、単列砂礫堆の形成される中間地河川を対象にした集中護岸方式による河道設計法をそのまま適用したものである。信濃川小千谷地区の河道では、低水路の設計幅が大きいことから、砂礫堆が複列的になりやすいこと、砂礫堆を停止させるためにかなり急な曲がりを与えなければならないこと、したがって大きな洪水が起った場合には主流部が低水路凸岸を横切る箇所が多いこと、また信濃川小千谷地区は本来扇状地性の河道であって、このような集中護岸方式をそのまま適用するには問題がある^{*}こと、等の理由によって、2kmの蛇行波長を主にしたものは、計画低水路法線形としてあまり好ましくない。また、法線形P-2dをP-2eに変えたような、法線形の部分的修正によっても、その下流における砂礫堆の停止条件が失なわれるなど、問題が多い。

いっぽう、大きな流量の洪水主流線によって決められた低水路法線形は、下流長岡地区の低水路法線の蛇行形状を、そのまま3km程度の波長で上流27kまで延長したものとなり、蛇行形状の連続性が良い。下流から上流へ低水路法線の様子を追うと、15.25k右岸、16.75k左岸、18.25k右岸、19.75k左岸、21.25k右岸にそれぞれ凸となった蛇行形状である。この蛇行形状をそのまま3km波長で、30.25kのわん曲部までつなげると、図-16.5.1の①に示すような低水路法線形状となり、法線形P-2a～fとP-3a～cを27kを境に上下流で合成したような法線形が得られる。法線形P-3a～cの実験で、26kより下流の3km波長で蛇行する区間に、法線形状に適合した砂礫堆が形成されたことからすると、図-16.5.1の①に示した法線形で低水路流量を通水した場合には、砂礫堆の移動がない安定状態が得られると期待される。しかも、この法線形であれば洪水主流線と大きく異なるのは26k～30kの区間だけであることから、集中護岸方式で低水路を設計する場合も、27kより下流を2km波長の蛇行法線としたP-2a～fより、全区間を3km波長の蛇行法線とした法線形の方が適当と考えられる。しかし文字通りの高水計画として考えると、大流量時の洪水主流線に低水路法線形を沿わせるべきで、法線形P-3a～cが適当な低水路法線形であるということになる。洪水主流線方式で低水路を設計する場合は、低水路内の砂礫堆の移動を完全に止めて集中護岸方式にすることは不可能であるという判断で、初めから低水路を直線的にして全面護岸する方針であれば、法線形P-1a～bの低水路も考えられないことはないが、下流河道への接続を考慮すれば、法線形P-3a～cのように26k～

^{*} 二列にわかれていた流路を低水路で一列にまとめること、また、その低水路を蛇行させること等は、扇状地性の河川では、水衝りの増大、洗掘量の増大などを伴う。

21k区間に蛇行形状を与えておく方が望ましい。以上のようなことを総合し、図-16.5.1に示すように、洪水主流線方式の低水路法線として26kから下流を蛇行波長3kmの法線①とし、26k～28kを破線で示すような法線形②として、28kより上流が法線形P-3bとなるような低水路法線形状を提案する。

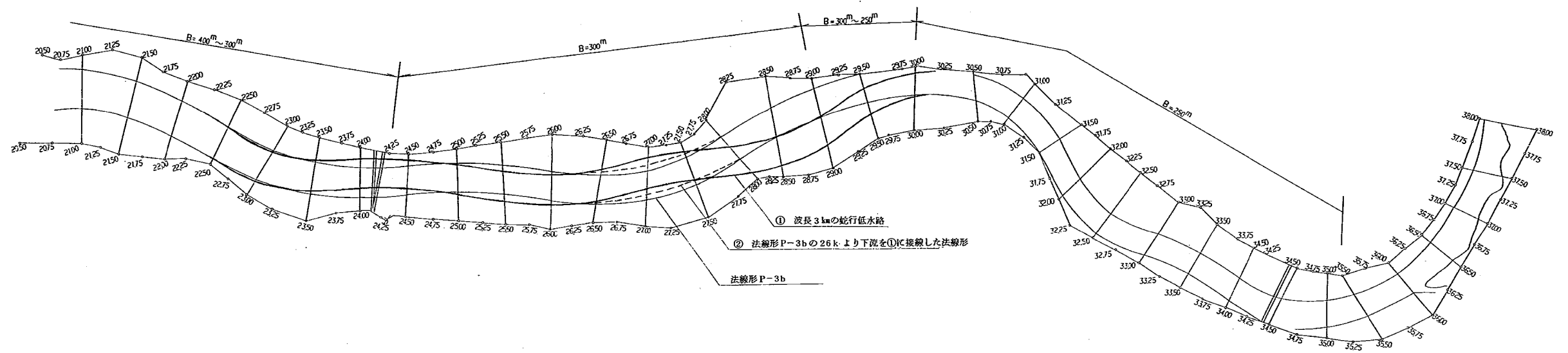


図-16.5.1 最終法線形状

あ　と　が　き

低水路法線の設計等に関しては、最近、砂礫堆の安定あるいは洪水流の蛇行といった事を考慮した、合理的な方法が採用されるようになってきた。今のところ、単列砂礫堆が形成されるような中間地（移化帯）の河道の法線計画法に関しては、多くのことが明らかにされている。しかし、流路が何本にも分かれて乱流するような扇状地河道に関しては、まだ研究途上のことが多いと言えよう。本実験においても、最近の低水路法線計画に関する考え方を、できるだけとり入れて検討を行ってきたが、まえがきにも述べたとおりこの河道に低水路を設けること自体の検討を行わないで、低水路法線の個々の形状について、その良し悪しを議論するだけでは不十分である。低水路の設定、すなわち河道の複断面化は、もともと自然に一本の低水路が形成される中間地河道に対する河道形態である。もし、流路が何本にも分かっているような河道で、それらを人工的に一本の低水路に統合した場合、単純に考えても新しく生ずる水衝部には、流路が何本にも分かれていた場合の数倍の流量が集中することになるなど、低水路の維持は難しくなる。信濃川小千谷地区においても、河道は本来扇状地的であり、河床低下によって低水流路が中間地的な単列蛇行の傾向を示しているような場所ではあるが、中間地河道の法線計画法をそのまま拡張するだけではなく、河道全体としての安定ということも充分考慮する必要があるだろう。