

土木研究所資料

阿賀野川中流部河道模型実験報告書〔Ⅰ〕

平成6年9月

建設省土木研究所
河川部河川研究室

Copyright © (1994) 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、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

阿賀野川中流部河道模型実験報告書(Ⅰ)

河川部	河川管理総括研究官	山本	晃一
河川研究室	室長	宇多	高明
	主任研究員	藤田	光一
	研究員	坂野	章
	研究員	佐々木	克也*
	研究員	服部	敦
		平舘	治

要 旨

阿賀野川中流部の9.0-22.0km区間は蛇行が激しく、著しい水衝部が形成されている。特に横雲橋付近(13.6km左岸)と阿賀浦橋付近(18.4km左岸)では湾曲部外岸側で局所洗掘が進行し、破堤等の危険性が懸念されている。さらに、沢海床固付近(16.8km)では洪水疎通能力が大幅に不足しているため、床固の改築が必要となっている。これらの問題点を解決するため、上記区間の河道改修計画の立案を目的とする水理模型実験を実施している。本報告書は、一連の検討区間のうち下流区間(9.0-17.0km)を対象として行った水衝部の局所洗掘対策工の水理模型実験結果、および資料調査の検討結果をとりまとめたものである。

キーワード：阿賀野川，水理模型実験，局所洗掘対策，河道計画

*) 現 東北地方建設局青森工事事務所調査第一課係長

1947年(昭和22年)

1968年(昭和43年)11月撮影

1975年(昭和50年)11月撮影

1989年(平成元年)8月撮影

0 1 2 3 4 5km

はじめに

阿賀野川中流部の9.0~22.0km区間は蛇行が激しく、著しい水衝部が形成されている。特に横雲橋付近(13.6km左岸)と阿賀浦橋付近(18.4km左岸)では、湾曲部外岸側で局所洗掘が著しく、出水のたびに既設の杭出し水制や根固ブロックの被災が繰り返されており、堤防決壊の危険性も懸念される。さらに、沢海床固地点(16.8km)では、洪水の疎通能力が大幅に不足するに止まらず、床固の老朽化により床固自体の被災危険度も大きくなっていることから、可動堰への改築が必要とされている。これらの理由により、上記区間の河道改修計画を早急に立案する必要があるため、北陸地方建設局阿賀野川工事事務所の依頼により、水理模型実験による検討を平成3年度から実施している。

阿賀野川では17.0km地点を境として河床材料および河床勾配が大きく異なるため、実験対象区間全体を単一の河床材料を用いて実験することはできない。そこで17.0km地点を境に上下流に区分して実験を行うこととし、下流区間(9.0~17.0km)から模型実験を開始した。この区間には、灰塚地区(10.0km付近右岸)と横越地区(14.0km付近左岸)の2大水衝部が存在し、それぞれ破堤等の重大災害の発生が危惧されている。特に横越地区の水衝部は、現地の横断測定の経年変化から判断すると湾曲部の外岸側で局所洗掘が進行しており、高水敷幅も狭いことから、堤脚沿いの河岸侵食や局所洗掘による堤防のすべり崩壊等の潜在的な危険性が存在する。局所洗掘による破堤等の重大災害の発生ともなれば、氾濫域内に人口が集中していることから社会的・経済的に想像を絶する災害が生じる恐れがある。このため、局所洗掘の進行を抑制する対策工を施し、重大災害の発生の危険性を回避することが急務となっている。

本報告書は、一連の模型実験のうち下流区間を対象として行った水衝部の局所洗掘対策工の実験結果および資料調査の検討結果をとりまとめたものである。

目 次

はじめに

第1章 河道計画と模型実験	1
1.1 流域の概要	1
1.2 改修計画の概要	3
1.3 実験の目的	7
参考文献	7
第2章 阿賀野川の河道特性	8
2.1 河道特性調査の目的	8
2.2 地形および地質	8
2.3 河道の変遷史	12
2.4 水文特性	16
2.4.1 気候特性	16
2.4.2 降水特性	16
2.4.3 出水特性	18
2.5 河道特性量	28
2.5.1 河道特性量の求め方	28
2.5.2 河道特性量の縦断変化	29
2.5.3 セグメント区分	37
2.5.4 平均年最大流量時の流砂形態	39
2.6 河道特性の経年変化	40
2.6.1 砂利採取状況	40
2.6.2 河床高の経年変化	44
2.6.3 砂州および横断形状の経年変化	47
2.6.4 河床材料の経年変化	61
2.6.5 横越地区の河床状況	62
2.7 水衝部対策工の計画上の留意点	66
参考文献	72
第3章 模型および実験の概要	74
3.1 緩流河川を対象とした移動床模型実験の問題点	74
3.2 阿賀野川模型実験の縮尺	75
3.3 阿賀野川中流部模型の概略	80
3.4 実験条件	82

3.4.1	初期河床高	82
3.4.2	通水流量	84
3.4.3	下流端水位	88
3.4.4	給砂池	89
3.5	実験の概要	89
3.5.1	各実験ケースの目的	89
3.5.2	測定項目	99
	参考文献	99
第4章	現況河道における検証実験	100
4.1	実験条件	100
4.2	実験結果	101
4.2.1	ケースⅠ-1の実験結果	101
4.2.2	ケースⅠ-2の実験結果	112
4.2.3	ケースⅠ-3の実験結果	118
4.2.4	実験結果のまとめ	121
	参考文献	122
第5章	法線形改修の効果検討実験	123
5.1	実験条件	123
5.2	実験結果	123
5.2.1	ケースⅡ-1の実験結果	123
5.2.2	ケースⅡ-2の実験結果	131
5.2.3	実験結果のまとめ	138
	参考文献	139
第6章	横越地区上流の流況改善効果の検討実験	140
6.1	実験条件	140
6.2	実験結果	141
6.2.1	ケースⅢ-1-1およびⅢ-2-1の実験結果	141
6.2.2	ケースⅢ-1-2およびⅢ-2-2の実験結果	150
6.2.3	実験結果のまとめ	160
第7章	ベーン工の適用性の検討実験	161
7.1	模型実験によるベーン工の設計上の留意点	161
7.1.1	ベーン工の機能と設計方法の概要	161
7.1.2	模型実験によるベーン工の配置計画上の留意点	162
7.2	実験条件	163

7.3	実験結果	168
7.3.1	ケースIV-1-1の実験結果	168
7.3.2	ケースIV-1-2の実験結果	177
7.3.3	実験結果のまとめ	185
	参考文献	186
第8章	透過式水制工（法線形改修後）の検討実験	187
8.1	実験条件	187
8.1.1	透過式水制工のねらいと配置方法の考え方	187
8.1.2	実験条件	189
8.2	実験結果	190
8.2.1	ケースIV-2-1の実験結果	190
8.2.2	ケースIV-2-2の実験結果	196
8.2.3	実験結果のまとめ	205
	参考文献	206
第9章	透過式水制工（法線形改修前）の検討結果	207
9.1	実験条件	207
9.1.1	灰塚地区のベーン工の配置	207
9.1.2	横越地区の水制工の配置	210
9.1.3	橋脚周辺の根固工	212
9.1.4	実験条件	214
9.2	実験結果	217
9.2.1	ケースIV-3-1の実験結果	217
9.2.2	ケースIV-3-2の実験結果	228
9.2.3	実験結果のまとめ	241
	参考文献	242
第10章	模型実験結果の現地への適用	243
10.1	局所洗掘対策の選択	243
10.1.1	灰塚地区	243
10.1.2	横越地区	244
10.2	局所洗掘対策工の施工に関する留意点	247
10.2.1	灰塚地区のベーン工	247
10.2.2	横越地区の水制工	249
10.2.3	横雲橋と新横雲橋の橋脚周辺の根固工	251
	参考文献	252

おわりに	253
図・表・写真一覧表	254
図・写真集	263

第1章 河道計画と模型実験

1. 1 流域の概要

阿賀野川の源流は、栃木、福島県境の荒海山（標高1,580m）に求めることができる。その名を阿賀川と称し、山間部を北流して会津盆地を貫流し、猪苗代湖を水源とする日橋川、尾瀬沼を水源とする只見川等の大小支川を合わせて溪谷を西流し、新潟県に入る。ここで名称を阿賀野川と改め、五泉市馬下にて新潟平野に至り、新潟市において日本海に注いでいる。その流域は、新潟・福島・群馬の3県にまたがり、流域面積は7,710km²、幹川流路延長は210kmで、福島・新潟両県の社会、経済、文化の基盤を担っている。阿賀野川の流域図を図-1.1に、各支川の流域面積および流路延長を表-1.1に示す。

流域内の気候は、地域的に大きく3つのタイプに分類される。平野部では多雨多湿の北陸特有の気候、只見地方では日本海型気候、また会津地方では内陸性と北陸特有気候の混合気候を呈している。流域内の年平均降水量は、会津地方の上流部で約1,200mm、新潟平野の下流部で約2,000mmであり、只見川上流域の山岳地帯では3,000mmを越える。山岳地帯では降水量の約1/3が降雪で、積雪深が5mを越える豪雪地帯であるため年間総流量は比較的豊富である。直轄区間の上流端の馬下地点での総流出量は約125億 m^3 であり、利根川の栗橋地点の総流出量80億 m^3 と比較して56%も多く、我が国有数の流出量を誇る。この豊富な水資源は、かんがい用水、都市用水および発電用水等に広く利用され、特に

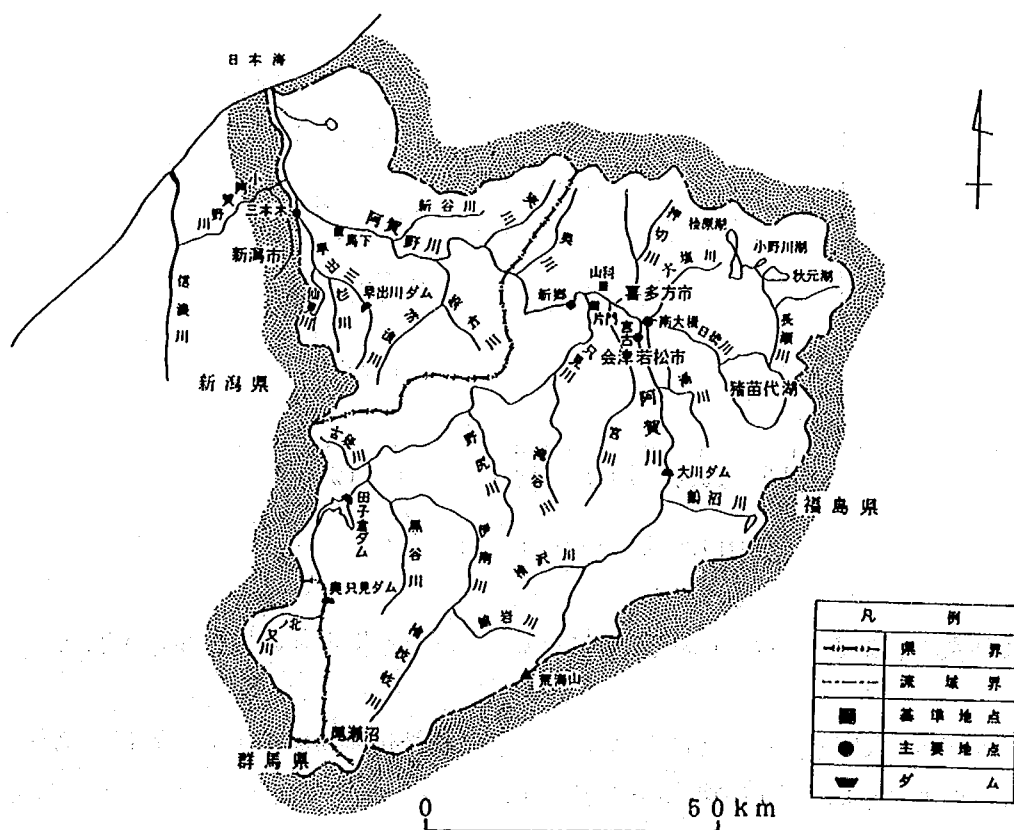


図-1.1 阿賀野川の流域概要

表-1.1 阿賀野川水系内の河川の流域面積と流路延長

河川名	流域面積 (km ²)					流路延長 (km)
	(A) 全流域面積	(B) 山地面積	B/A (%)	(C) 平地面積	C/A (%)	
阿賀野川水系	7,707.8	6,436.0	83.5	1,271.8	16.5	210.1
阿賀川	6,051.9	5,173.8	85.5	878.1	14.5	123.0
阿賀川本川	3,259.9	2,521.4	77.3	738.5	22.7	123.0
湯川	85.5	54.5	63.7	31.0	36.3	29.8
宮川	257.8	177.8	69.0	80.0	31.0	36.5
日橋川	1,136.8	778.9	68.5	357.9	31.5	25.4
田付川	53.3	36.4	68.3	16.9	31.7	27.0
濁川	166.9	123.9	74.2	43.0	25.8	28.0
田宮川	62.5	26.9	43.0	35.6	57.0	9.7
只見川	2,792.0	2,652.4	95.0	139.6	5.0	146.2
伊南川	1,046.5	1,010.9	96.6	35.6	3.4	81.0
阿賀野川	1,655.9	1,262.2	76.2	393.7	23.8	87.1
常浪川	365.2	356.7	97.7	8.5	2.3	26.7
新谷川	128.1	124.1	96.9	4.0	3.1	26.8
早出川	264.0	222.7	84.4	41.3	15.6	44.8
新井郷川	257.3	70.3	27.3	187.0	72.7	9.3

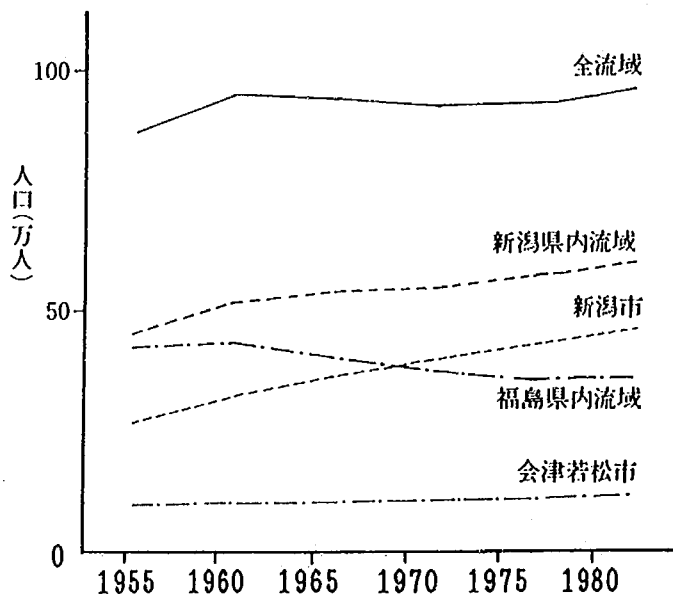


図-1.2 流域内の人口の経年変化

水力発電は、箇所数58、総最大出力約263万KWに及ぶ我が国でも指折りの水力発電地帯となっている。

図-1.2に示す流域内の人口の経年変化によれば、下流部の新潟市を中心とする市町村で増加が著しく、ここでは今後もより一層の人口の増加が予想される。

1. 2 改修計画の概要

阿賀野川下流部の直轄改修工事は、1915年に開始された。まず馬下地点の計画高水流量が $6,950\text{m}^3/\text{s}$ とされ、下流部第1期改修工事として馬下から河口までの35km区間の河道整正、築堤、護岸等の工事が進められ、この工事は1933年に竣工した。この第1期改修工事で現在の河道がほぼ形づくられた。その後、河川の管理は県に移行されたが、1947年に再度直轄事業として第2期改修工事が始められた。この時の計画高水流量は、第1期改修と同様であり、融雪出水に対応した低水路の固定と堤防の補強を図るものであった。その後、1958年9月には既往最大流量の $8,930\text{m}^3/\text{s}$ に及ぶ大洪水に見舞われたため流量改定が行われ、暫定的に計画高水流量を $9,000\text{m}^3/\text{s}$ とする計画が策定された。1966年には、一級水系に指定されたのを契機に1958年から1961年までに発生した6洪水を対象に基本高水のピーク流量を $13,000\text{m}^3/\text{s}$ とし、阿賀野川上流部および只見川上流部のダム群により $2,000\text{m}^3/\text{s}$ を調節し、計画高水流量を $11,000\text{m}^3/\text{s}$ とする工事実施基本計画が策定された。しかし、1967年8月には $5,899\text{m}^3/\text{s}$ 、1969年8月には $6,063\text{m}^3/\text{s}$ 、1978年6月には $7,870\text{m}^3/\text{s}$ 、1981年6月には $7,369\text{m}^3/\text{s}$ 、1982年9月には $6,360\text{m}^3/\text{s}$ （いずれも馬下流量観測所のピーク流量）と相次ぐ大出水に見舞われたこと、さらに上越新幹線の開業、北陸自動車道の建設、新潟東港臨海工業地帯等の整備に見られるように流域内の経済・社会的発展はめざましく、氾濫区域内の人口・資産の増大が今後も予想されることなどから、1985年に流量改定が行われ、計画規模を1/150、基本高水のピーク流量を $15,500\text{m}^3/\text{s}$ 、計画高水流量を $13,000\text{m}^3/\text{s}$ とする現工事実施基本計画が策定された。これらの計画高水流量の変遷を表-1.2に、計画高水流量の配分図を図-1.3に示す。

(1) 現改修計画の基本方針

現行の工事実施基本計画における改修計画の基本方針（建設省北陸地方建設局ほか、1985）は以下のようである。

- ①計画堤防法線は、現況の堤防法線を踏襲する。
- ②計画高水位は前工事実施基本計画の改修計画とおりとする。
- ③縦断形は、前改修計画を基本とし、現況の河床高および河床勾配、既設の重要構造物の根入れを考慮し定める。

表-1.2 計画高水流量の推移と計画事業名

西 年 曆 号	1915 大正4年	1919 大正8年	1947 昭和22年	1954 昭和29年	1963 昭和38年	1966 昭和41年	1985 昭和60年
計画高水流量 (m^3/sec)	馬下 6,950	山科 4,260	馬下 6,950	山科 4,300	馬下 9,000	山科4,300 (5,000) 馬下11,000 (13,000)	山科6,000 (4,800) 馬下15,500 (13,000)
計画事業名	下流部第1 期改修工事	阿賀野川 改修工事	下流部第2 期改修工事	宮川の流量 改定に伴う 計画流量変 更	総体計画	前工事実施 基本計画	現工事実施 基本計画

() 内は基本高水のピーク流量

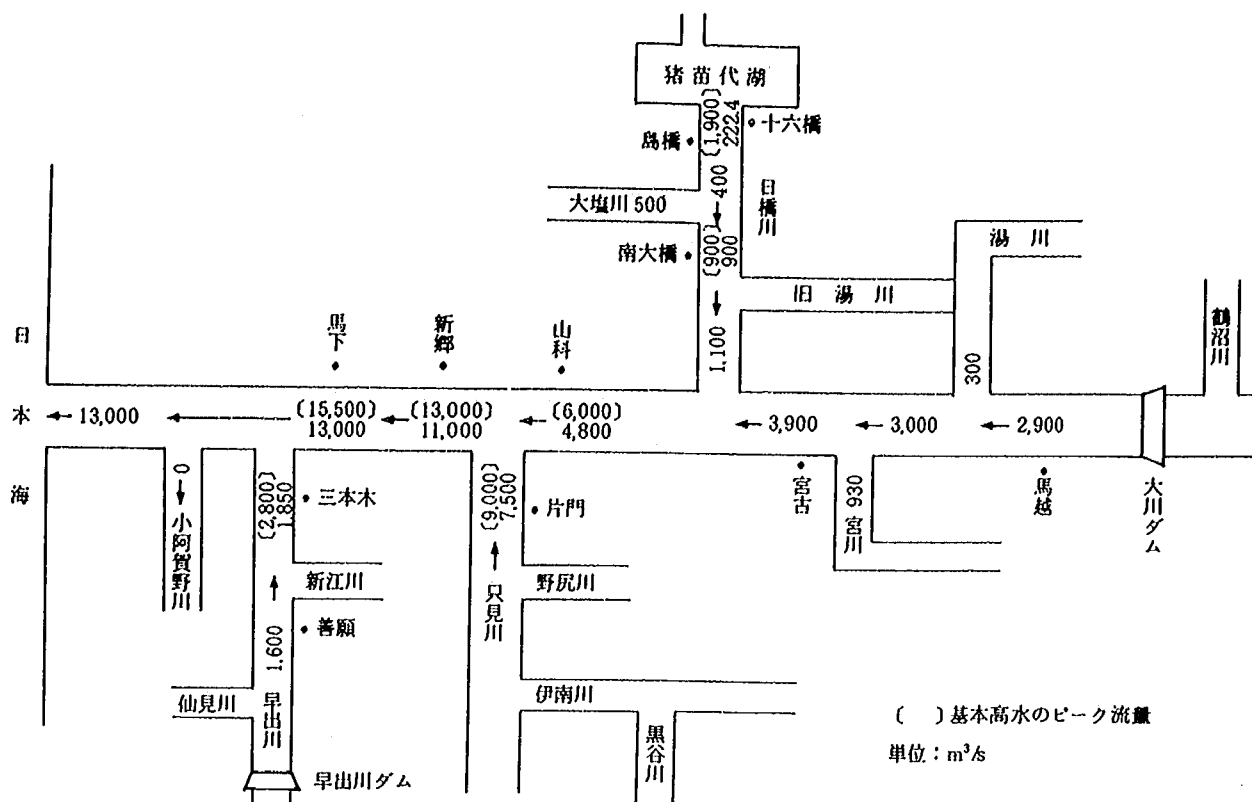


図-1.3 計画高水流量の配分

表-1.3 既往洪水の痕跡水位から逆算した粗度と計画粗度

河道区間 (距離標km)	1963年洪水 $Q=8,930\text{m}^3/\text{s}$ (n)	1971年洪水 $Q=1,700\text{m}^3/\text{s}$ (n)	1978年洪水 $Q=7,870\text{m}^3/\text{s}$ (n)	1981年洪水 $Q=7,300\text{m}^3/\text{s}$ (n)	計画粗度 (n)
0.0~10.0	0.022	0.019	0.023	0.020	0.025
11.0~16.0	0.030 ~ 0.032	0.025	0.027	0.025	0.030
17.0~34.0	0.034	0.027	0.027	0.024	0.035

④横断形は、前改修計画を基本とし、現況の低水路幅、流下能力および高水敷への冠水頻度（4年に1度の頻度で高水敷が冠水する流量 $5,000\text{m}^3/\text{s}$ ）を考慮して定める。なお、沢海床固（16.8km）から渡場床固（29.4km）の間は現況の横断面を尊重して複々断面とし、他の区間は複断面とする。

⑤低水路の計画法線形は、現況の平面形および1978年6月洪水の主流線を尊重して決定する。

(2) 河道計画の諸元

河道計画での縦横断計画、平面計画の設定諸元（阿賀野川工事事務所,1989）の概要を以下に示す。

①河口の出発水位

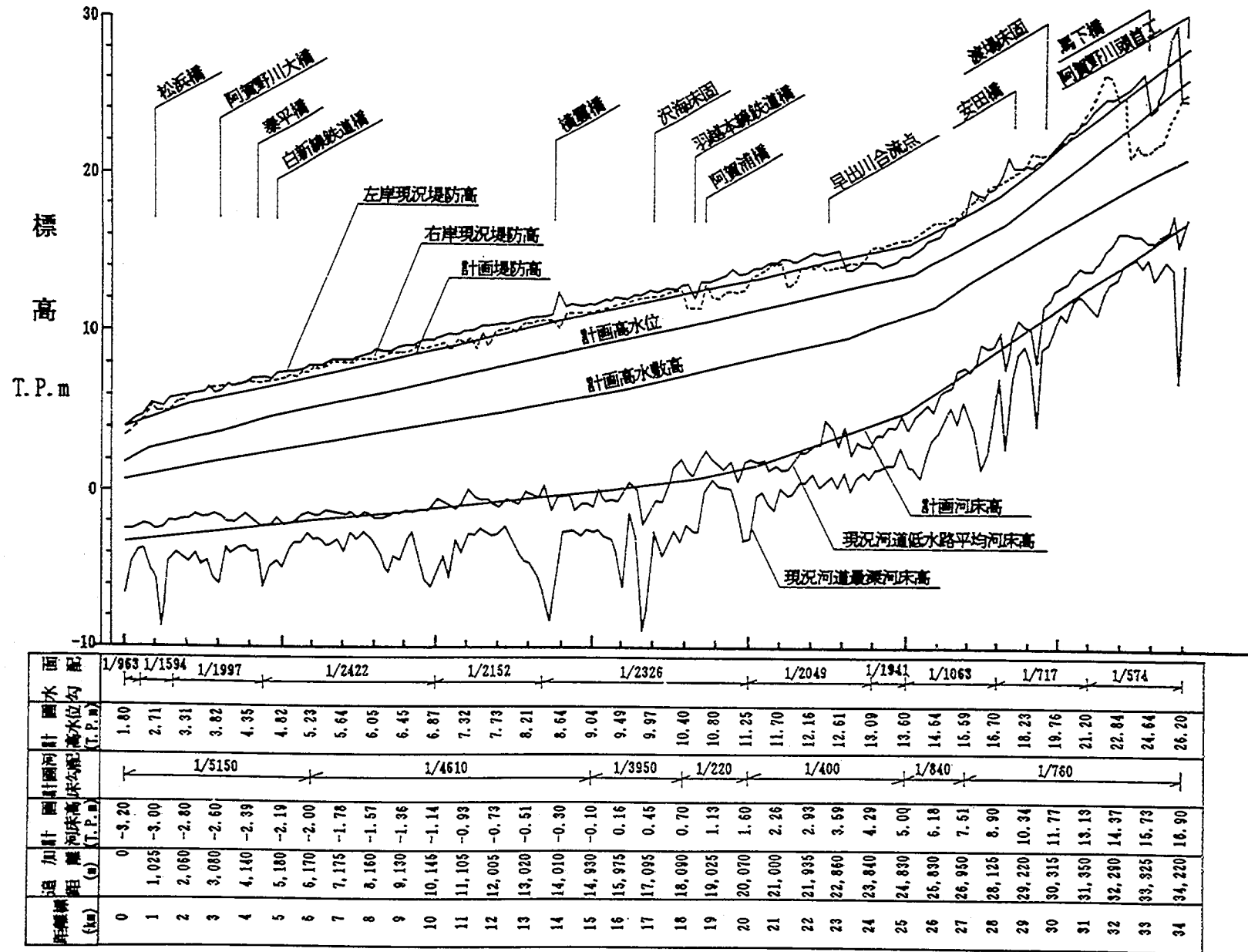


図-1.4 阿賀野川の計画縦断面図 (現況:1985年)

新潟西港おける既往最高潮位（1967年8月29日発生）T.P.+1.1mを不等流計算の出発水位として与え、0.0km地点の計画高水位をT.P.+1.8mとする。

②マニングの粗度係数

計画高水位を算定する際の不等流計算に用いたマニングの粗度係数は、馬下流量観測所における1963年9月洪水の $Q=8,930\text{m}^3/\text{s}$ 、1971年9月洪水の $Q=1,700\text{m}^3/\text{s}$ 、1978年6月洪水の $Q=7,870\text{m}^3/\text{s}$ 、1981年6月洪水の $Q=7,300\text{m}^3/\text{s}$ の4洪水の痕跡水位を対象とし、逆算粗度から定めている。痕跡水位から求めた区間ごとの逆算粗度係数の平均値と計画粗度係数を表-1.3に示す。

③計画河床高の縦断勾配

計画河床高の縦断形は、低水路平均河床高を包絡する線を基本とし、流下能力および河床の安定性を考慮し上流から下流に向けて逐次緩くなるよう設定している。低水路平均河床高と計画河床高の関係を計画高水位とともに図-1.4に示す。

④横断形の基本形状

計画高水敷高は、高水敷の利用状況を考慮して現況の高水敷高を包絡した高さで定めている。しかし、流下能力の不足する渡場床固地点より上流の区間は現況の高水敷高を切り下げる計画としている。また、計画低水路幅は、流下能力、現況河岸線、現況の河道内施設、高水敷の利用状況等を勘案し設定している。また、水衝部対策として高水敷の最低必要幅として30mを確保するとともに、湾曲部については上下流の低水路幅に対し2割程度の拡幅を計画している。

(3) 河道計画上の諸問題への対策

河道計画上の諸問題を解決するために検討されている諸対策を以下に示す。

①河口部対策

河口部の砂州がフラッシュされるため計画高水流量の流下は可能と考えられるが、安全を確保する上から河口から4.1kmの区間の堤防は耐越水構造とする。

②河床安定化対策

流下能力の確保、河床の安定性および小阿賀野川への分派機能を確保する上で沢海床固を改築し可動堰構造とする。また、渡場床固も流下能力の確保と河床の安定性を図るために改築する。さらに、河床低下区域内での砂利採取の規制を強化する。

③水衝部対策

湾曲の著しい横越地区および中新田地区の水衝部では、災害履歴等を考慮し護岸および規模の大きい水制、根固で対処し、土砂の堆積を促進させて水あたりの緩和を図る。また、他の水衝部についても過去の洪水における最大被害幅が20m程度であることから、堤防の安全を考慮し幅30m以上の高水敷または中水敷を積極的に計画し、護岸、水制、根固等で補強を図る。

④赤坂狭窄部の改修

前改修計画では拡幅による河積の確保を図ることとしていたが、掘削量が膨大なこと、名勝地ともなっていることから計画河床を下げることで対処する。

⑤関連工作物

阿賀野川頭首工の敷高が一部計画河床高を超えている部分があるため改築を必要とする。

以上に示した重点施策の中で、治水安全度の向上を図る上で特に重要と考えられるのは水衝部対策である。これには、水衝部対策の位置付けを明確にし、安全性、経済性、施工性を考慮した適切な計

画を立案しておくことが必要とされる。また、この水衝部対策工法の事業実施に先立ち、対策工の水理的根拠を明確にしておくことが肝要である。

1. 3 実験の目的

現況河道は蛇行が激しく、特に灰塚地区（10km付近）、横越地区（13km付近）および中新田地区（18km付近）で水衝部が形成され、局所洗掘が生じている。これらの水衝部では、堤脚保護のために杭出し水制、根固ブロックが設置されているが、出水の度に被害を受け、河道の維持管理に支障をきたしている。また、高水敷幅が極端に狭いため、出水により側岸侵食が発生すると堤防自体の侵食に波及する恐れがある。さらに現況の局所洗掘が出水により深まると、既設の護岸、杭出し水制および根固が災害を被り、堤防のすべり崩壊が発生し破堤に至る危険性がある。また、沢海床固（16.8km）付近では、計画高水流量に対する疎通能力が大幅に不足している。沢海床固は、設置されてから60年余の歳月を経て老朽化していること、計画河床高に対し床固の敷高が突出していることから毎年のように被災を繰り返すため、今後の維持管理を考えると早急に改築を行う必要がある。これらの理由により洪水に対し安全で、しかも維持管理のしやすい河道をつくるための計画策定およびその事業実施が急務とされている。

上記の問題を解決するための手段として水理模型実験を行い、現況河道の危険度を把握した上で水理的に適切な河道計画の立案を行うこととした。ただし、現地の河床材料は沢海床固を境に下流が砂、上流が砂利と大きく異なるため、模型の河床材料は上下流を通して一様とすることが不可能である。このため沢海床固を境に模型を2分して実験を行うこととし、今回の実験では9.0kmから17.0kmの下流区間を対象とした。本報告書は、この区間の模型実験の結果と既往の調査資料に基づき、下流区間の水衝部対策計画の立案を行ったものである。

今回の模型実験で対象とした下流区間の河道には、灰塚地区および横越地区において水衝部が存在する。灰塚地区の水衝部における局所洗掘は現在ほぼ安定化しつつあるが、横越地区の水衝部の局所洗掘は現在も進行傾向にある（これらの水衝部の局所洗掘深の経年変化等については第2章で述べる）。これらの水衝部の局所洗掘深は、洪水中にどの程度進行するのか、また長期的に見て今後どのように変動するかが明確でないことにより、潜在的な堤防破堤の危険性を否定できない。このため、移動床模型実験により現況河道の問題点と危険度を明確にするとともに、災害を未然に防ぐための施策を講じるものである。

参考文献

阿賀野川工事事務所(1989)：阿賀野川改修計画検討資料, pp.85-87.

建設省北陸地方建設局阿賀野川工事事務所・阿賀川工事事務所(1985)：阿賀野川水系流量検討報告書, pp.237-238.

第2章 阿賀野川の河道特性

2.1 河道特性調査の目的

移動床模型実験を行うに当たり、まず河道の縦横断形、平面形の経年的な変動・変化等の河道特性をとりまとめ、河道計画の立案に資することとする。これは模型実験の境界条件を定める基礎資料としても役立つはずである。この場合、あまりに局所的現象に目を奪われずに、種々の河道情報を上流から下流まで一貫してとらえる手法を用いる。さらに、河道を同じような特徴を持つセグメント（山本,1988）に区分し、セグメントごとに河道特性を明確にする。

本報告書で扱う河道情報の整理項目とその内容は以下のとおりである。

①地形および地質

流域内の地形、地質、河床下の地質構造

②河道変遷史

有史以来の河道変遷

③水文特性

気候特性、降水特性、流域の年間降水量、流況と位況（豊・平・低・渇水流量、平均年最大、融雪出水時の最大流量）の経年変化、月別出水特性、既往洪水の概要と最大流量および被災記録

④河道特性の縦断変化

平均・最深河床高の縦断変化、平均粒径の縦断変化、現況河道の不等流計算結果から求めた流量規模別の平均水深、低水路幅、川幅水深比の縦断変化（中規模河床形態分類、蛇行特性）、平均流速、摩擦速度の自乗（掃流力） u_*^2 、無次元掃流力 τ_* の縦断変化

⑤セグメント区分

縦断勾配、河床材料、低水路幅、川幅水深比からのセグメント区分、各種河道特性量の総括

⑥平均年最大流量時の流砂形態

流砂形態による粒度分布の区分、河床材料の縦断的分級の機構

⑦河道特性の経年変化

砂利採取量の経年変化、平均・最深河床高の経年変化、流路の平面形と砂州形状の変化、河床横断形の経年変化、河床材料の経年変化

⑧水衝部対策工の計画上の留意点

セグメント別の流砂形態、供給土砂、砂州の移動特性などから見た将来的な河道の変化を勘案した、横越および灰塚地区の水衝部における対策工計画を進める上での留意点

2.2 地形および地質

(1) 流域の地形

阿賀野川流域の地形概要を図-2.1に示す。上流部（福島県側）の流域は、東は奥羽山脈、西は越後山脈、南は帝釈山地、北は吾妻山と飯豊山とを結ぶ連峰に囲まれ、標高1,000~2,000mの山々が周囲にそびえている。また、南北約40km、東西約12kmの細長い会津盆地や、我が国第3位の湖面積をもつ猪

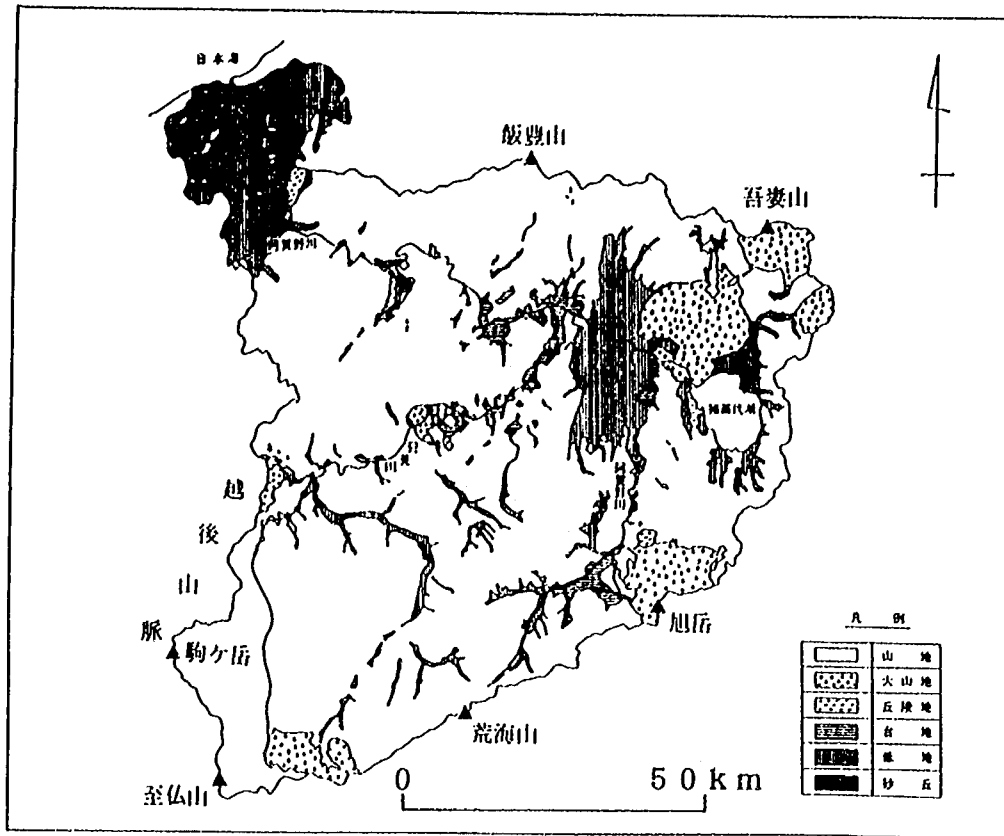


図-2.1 阿賀野川流域の地形の概要

苗代湖をはじめとする数多くの湖沼群が存在する。下流部（新潟県側）の流域は、東は飯豊山、大日岳、三国岳等の飯豊山地により、西は白山、栗ヶ岳、中ノ又山等の越後山脈によってばまれ上流部の流域に接している。これらの上流域には、急峻な地形を利用した水力発電用ダムが多数建設されている。最下流部に位置するダム（湯川発電所）の流域面積は6,728km²であり、全流域面積の約87%を占めている。このため、上流域からの流出土砂の大半はこれらのダムに堆砂し、直轄区間への供給土砂量が抑制されていると考えられる。図-2.2には流域内の発電所の位置を農地防災ダムおよび多目的ダムとともに示す。

馬下から下流の直轄区間の流域の水害地形分類を図-2.3に示す。この図によると、馬下地点の右岸側で半径約4km、左岸側で早出川合流点付近（23km）までの扇状地形を呈していることがわかる。左岸側の扇状地は、阿賀野川本川と早出川との合流扇状地であり、本川的作用による扇状地形は、流域面積の大きさに比較し小規模である。これは、上流域に会津盆地があるため、そこで砂礫が停止、堆積したことが要因として考えられる。早出川合流点から灰塚地区（10km）付近までは旧河道跡が阿賀野川の右岸側に多く見られ、それに対応した自然堤防跡が存在し、自然堤防の背面では後背湿地が形成されていたことがわかる。横越地区に着目すると、水衝部となっている左岸側には旧河道跡が非常に少なく、現況河道の左岸に沿って長く連続した大きな自然堤防が形成されている。このことは横越地区の湾曲部では過去に度重なる氾濫が起こったが、河道は現況の位置にはほぼ固定されていたことを示している。灰塚地区では、横越地区と異なり水衝部となる右岸側に旧河道跡が多く見られる。10kmから下流の区間では、砂丘列により河口位置が定まらないことから形成された、大きく蛇行した旧河

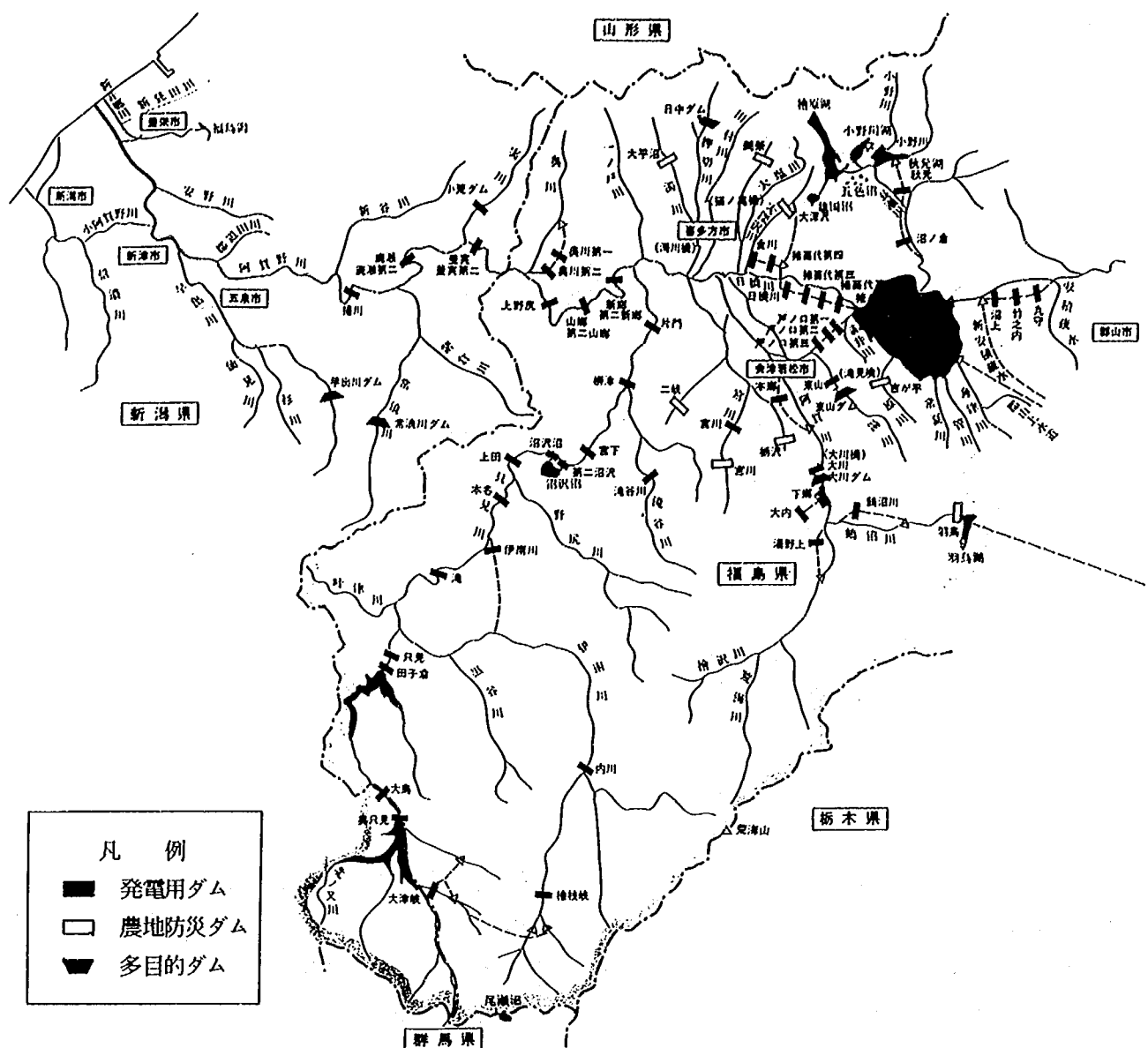


図-2.2 阿賀野川流域におけるダムの設置状況

道が存在する。阿賀野川下流域では、海岸部に顕著な砂丘列が発達し、その影響で排水が悪く、福島潟に代表されるような潟湖が存在する。

平野部の形成過程には、氷河性の海面変動が大きく影響している。最終氷期で最も氷河が発達したのは約18,000年B.P.であり、その時の海面は今から約100mほど低い位置にあったと推定され、当時の地形は谷を形成していたと考えられる。その後、4,000~6,000年B.P.の縄文海進により海面は現在より4~6m上昇し、砂丘列と砂丘背後の大きなラグーン（潟湖）が形成されたと推定されている。

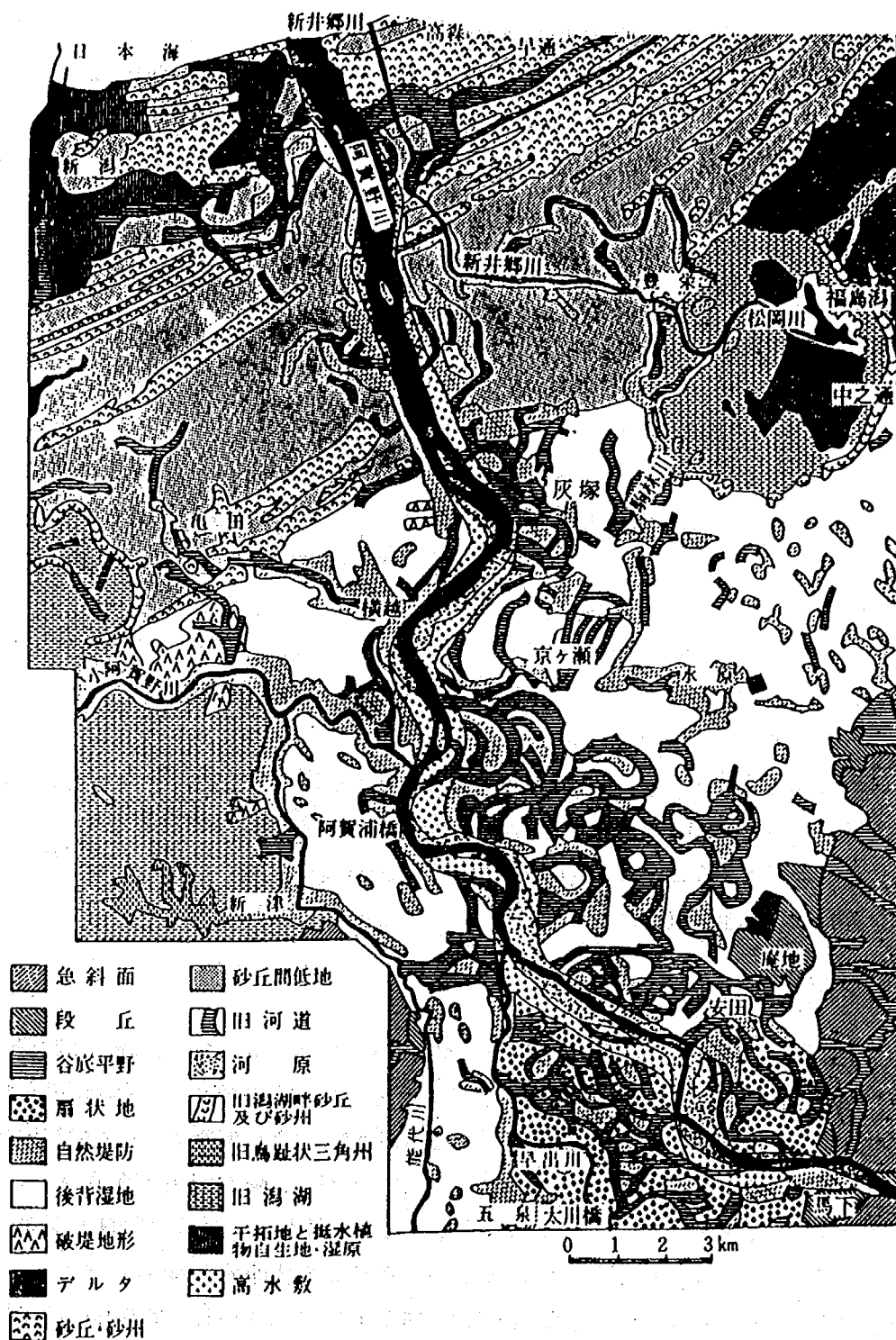


図-2.3 阿賀野川の直轄区間の流域の水害地形分類図

(2) 流域内の地質

阿賀野川流域の地質概要図を図-2.4 (p.263) に示す。流域の地質は、主に花崗岩、安山岩、輝石安山岩および新第三紀層から成っている。阿賀野川上流部の福島県側は、山地は新第三紀層、平地は第四紀沖積層が占める。流域東部の阿武隈川水系と接する分水嶺の山麓には、断層線が南北に走り、猪苗代湖東岸周辺の断層線の東部には、主に安山岩が多く、この西部には輝石安山岩が広く分布している。流域西部の分水嶺周辺では花崗岩、流域中央部では新第三紀層が広く分布しており、会津盆地から福島県、新潟県境の山間部には、花崗岩、新第三紀層が分布し、山岳部に続いている。

一方、沖積層の厚さは、阿賀浦橋(18.4km)付近で45m以上、河口部で100m以上に達すると推定されている(大平,1992)。このように厚い沖積層が形成された原因はこの地区の地盤沈下のためであり、その速さは約4mm/年と推定されている。

(3) 河床下の地質状況

模型対象区間である9.0~22.0kmの河床下の地質縦断図を図-2.5に示す。地質縦断図を大局的に見ると、左右岸ともT.P.約-7m以下では粘性土と砂質土の互層が見られ、それ以上では約16kmから下流は砂質土、上流は礫質土が見られる。これらの層の上に粘性土と築堤盛土の層が見られる。T.P.-7m以下の地層は前述した沖積平野の形成過程において下流域に存在する砂丘列の影響を受けた複雑な堆積環境のもとに形成されたと考えられる。T.P.-7m以上の地層は比較的近年の河成堆積物と考えられる。なぜならば阿賀野川の河床材料は約17km地点を境に上流で砂利、下流で砂になっており、この分布は礫質土および砂質土の地層分布とよく一致するためである。礫質土で構成される地層が右岸側で多いのは、図-2.3に示した水害地形分類図より、右岸側に旧河道跡が多数見られることから、旧河道の河床材料が地層として現れたためと考えられる。

水衝部の外岸側の局所洗掘箇所付近の地質構造を見ると、灰塚地区水衝部(10km付近)は砂質土で、横越地区水衝部(13.0km付近)は粘性土と砂質土の互層構造で形成されている。特に横越地区の最深河床付近に粘性土が存在することは、侵食されにくい難侵食層から構成される可能性も示している。この地点の土質構造の詳細は2.6.5で述べる。

2. 3 河道の変遷史

ここでは、直轄改修工事に至るまでの河道の変遷史について述べる。図-2.6に松ヶ崎掘削(1730年)前、松ヶ崎掘削後および1911(明治44)年の河道の変遷を示す。阿賀野川は、約260年前まで現在の河口付近は砂丘に遮られ、流路はS字状に蛇行し、新潟市津島屋より南西に流れて信濃川に合流し日本海に注いでいた。当時、新田開発に力を入れていた新発田藩は、阿賀野川の悪水吐けとして松ヶ崎地点で砂丘を開削し、1730(享保15)年に放水路を竣工させた。この放水路は全長約700m、幅50~130mで、新潟港への流量が低下しないよう木の堰で流量を調節する構造となっていた。しかし、翌1731(享保16)年の融雪洪水と夏期の洪水で放水路は完全に決壊し、幅270m、水深6mに拡大して本流と化してしまった。その後、新潟港への流量を回復させるための補償工事として、阿賀野川と信濃川を結ぶ幾度かの水路付け替えが試みられたが、新潟港への流量を回復するまでには至らなかった。現在の位置に河口が固定した理由として、開削した放水路の位置が2,000~5,000年前までの河口部と同一箇所であったこと、当時から複列的な砂州が形成されていたため水衝部が固定されず、河道が直線化する傾向が強かったことが考えられる。

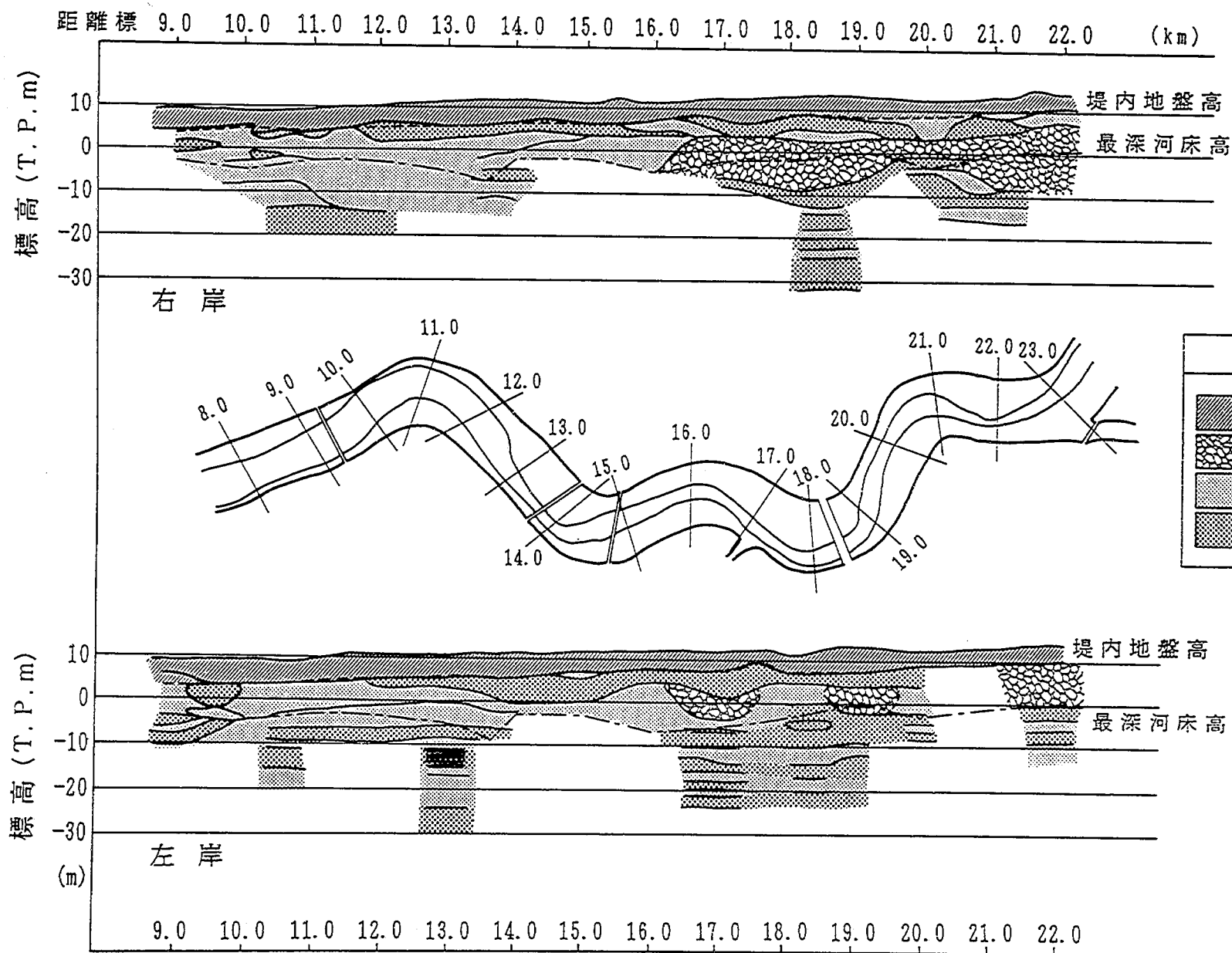


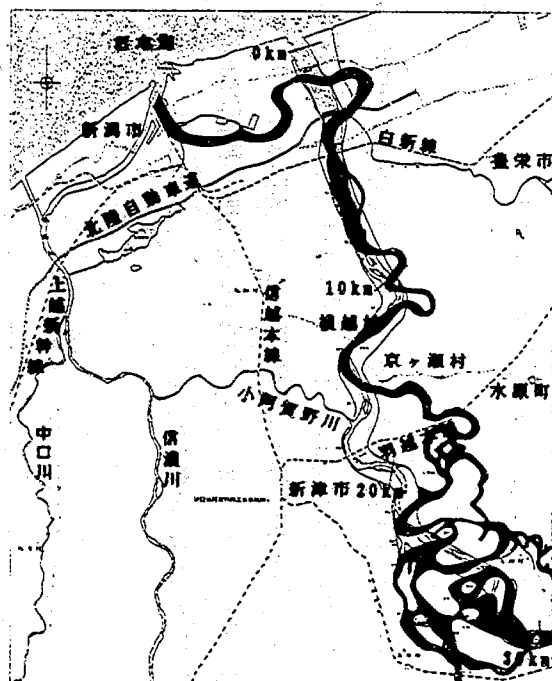
図-2.5 9~22km区間での堤防に沿う地質縦断図

松ヶ崎掘削後には、下流部において流路の短縮による河床勾配の増加が起こり、上流部の河床低下を招いたと推定される。このため、上流部の網状流は次第に統合されるようになったと考えられる。この時点までの中新田地区の河道（17.0-20.0km区間）は現況河道の右岸側にあり、蛇行流路が明瞭に形成されている。また横越地区ではほぼ現況河道と変わらないことが分かる。灰塚地区では現況のような単湾曲河道ではなく蛇行河道となっていた。

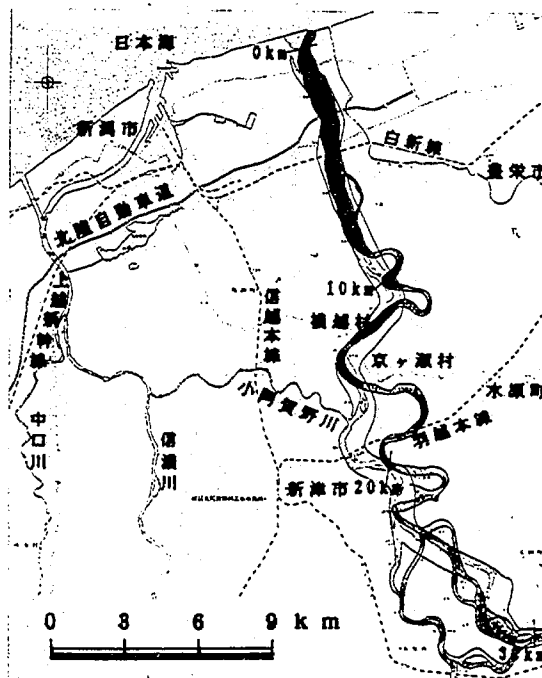
1911年の河道の平面形を見ると、30km付近で早出川に合流していた流路がなくなり、現在の河道に近い形状になっている。中新田地区の河道は現況河道とほぼ一致しているが、沢海床固が設置されている小阿賀野川下流付近の河道は現況河道の右岸側に大きくずれている。この地区の河道では、阿賀野川第1期改修工事において捷水路掘削と沢海床固建設に代表される河川改修工事による改修が行われた。また、横越地区では現況河道とほぼ一致しており、灰塚地区は現況の単湾曲河道となった。

以上より特筆すべき点は、横越地区の河道は少なくとも約260年前から現況河道とほぼ一致していたことである。中新田地区の河道が変動しているのに対し、横越地区ではほぼ固定されている。この原因は横越地区の水衝部となる左岸には粘着性を有する海成層が露出しているためと考えられる。これについては2.6.5で述べる。

松ヶ崎掘削前 (1730年)



松ヶ崎掘削後



1911 (明治44) 年

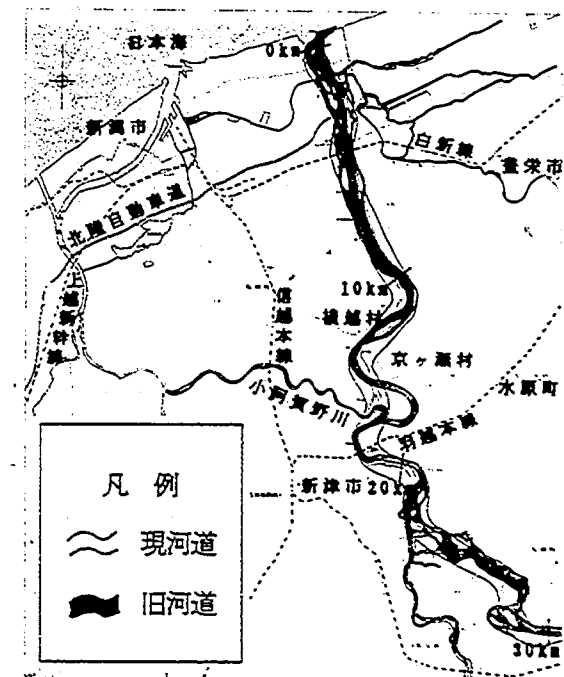


図-2.6 河道変遷の概略

2. 4 水文特性

2.4.1 気候特性

阿賀野川流域は、表-2.1に示すとおり気候の特徴から3地方に区分される。

表-2.1 阿賀野川流域の気候の特徴

地 域	降 雨 ・ 降 雪	気 温
① 会 津 地 方	・ 全般に年降水量は少ない。 ・ 冬季季節風のため降雪が多い。 ・ 年平均降水量。 会津盆地 1,200 ～ 1,300 mm、阿賀野川上流部・猪苗代湖周辺 1,500 mm、上流山岳地域 2,000 mm。 ・ 積雪は平地で 1 m、山岳地で 5 m。	・ 同緯度の他所に比べ低温 ・ 寒暖の差の大きい典型的な内陸性 ・ 会津若松市の年平均気温 11.2℃ 8月の月平均気温 24.5℃ 1月の月平均気温 -1.2℃
② 只 見 地 方	・ 積雪が多く、その融雪水は水力発電に貢献している。 ・ 只見川上流域で年降水量 3,000 mm を越し、降雪がこの1/3を占めるところもある。	・ 山岳部で全般に低温 ・ 年平均気温は 9℃～11℃ 1月の月平均気温は -3℃～-4℃ になる。
③ 新 潟 平 野	・ 積雪が多く、積雪深は山間部で 2 m 前後、平野部で 0.7 m 程度。 ・ 年降水量は 2,000 ～ 2,500 mm で県境の山岳地帯に向うほど多い。	・ 上流部よりやや温暖 ・ 新潟の年平均気温 13.0℃ ・ 1月の月平均気温 山間部で -1℃前後 平野部で 1℃前後

①盆地部（会津地方）は、気温の年較差と日較差が大きく、降水は少雨多雪で内陸性と北陸の混合型気候を呈する。

②山間部（只見地方）は、多雨豪雪で典型的な日本海型気候を呈する。

③平野部（新潟平野）は、多雨多湿で北陸特有の気候を呈する。

2.4.2 降水特性

流域内の雨量観測所の位置を図-2.7に示す。また、雨量観測所別の1970年から1991年までの平均年降水量を図-2.8に示す。流域内の年降水量は、新潟県側の阿賀野川下流域に位置する暮坪雨量観測所（標高50m）で2,325mm、八田蟹雨量観測所（標高120m）で2,236mmであり、阿賀川上流域に位置する南倉沢雨量観測所（標高740m）で1,553mm、滝ノ沢雨量観測所（標高840m）で1,431mmである。このように流域内の年降水量は流域別にかなり異なる。

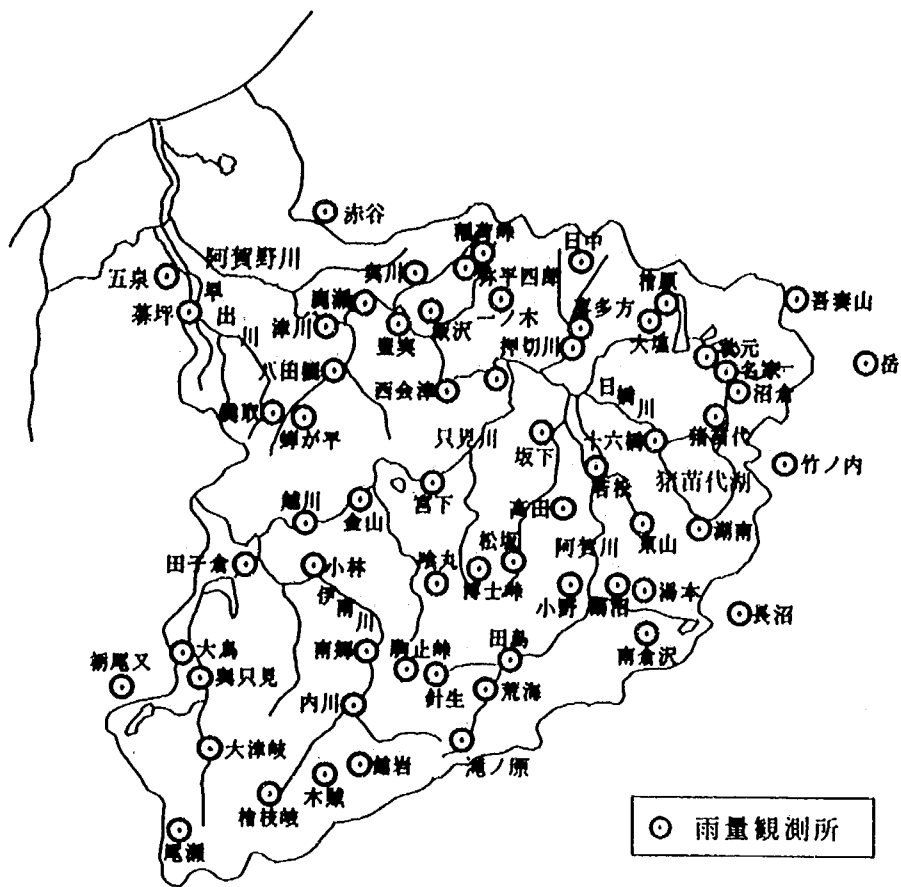


図-2.7 阿賀野川流域に設置された雨量観測所の位置

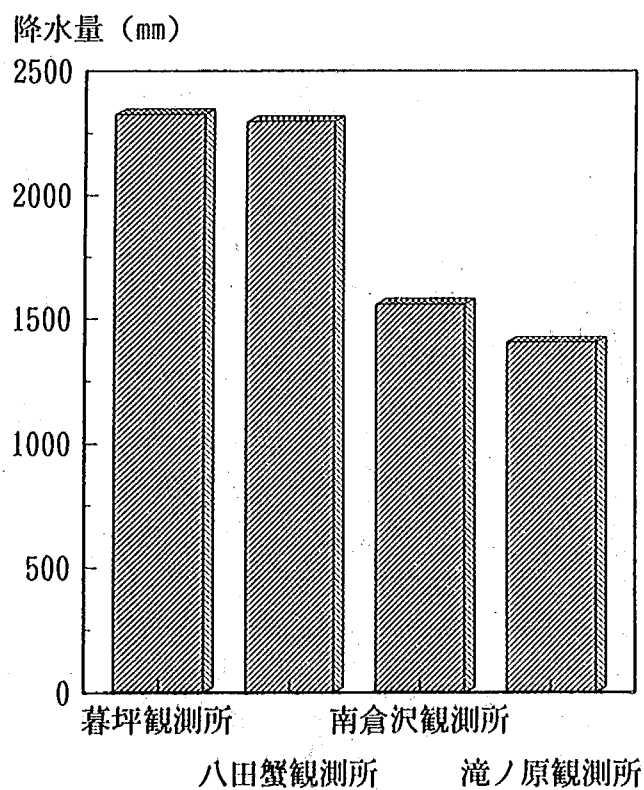


図-2.8 各雨量観測所の平均年降水量 (1970年~1991年)

2.4.3 出水特性

(1) 流量状況および水位状況

1954年から1989年までの馬下流量観測所（32.8km左岸地点）における年流量状況を表-2.2に、豊水、平水、低水、渇水および年平均流量の経年変化を図-2.9に、さらに年最大流量の経年変化を図-2.10にそれぞれ示す。これらによると、年平均流量は豊水流量とほぼ同程度であり、 $Q=400\text{m}^3/\text{s}$ 前後で推移していること、また、平均年最大流量は $Q=3,900\text{m}^3/\text{s}$ であり、経年的な増減の傾向は見受けられないことがわかる。図-2.11に示す年最大流量の発生月の割合によると、阿賀野川における洪水の原因は、融雪出水、梅雨期の前線性による豪雨および台風による豪雨に大別することができ、特に7月の洪水発生割合が高い。

横越流量観測所（13.5km左岸地点）の豊水、平水、低水、渇水および年平均流量の経年変化を図-2.12に、年最大流量の経年変化を図-2.13に示す。この地点における1961年から1987年までの年平均流量の平均値は $Q=405\text{m}^3/\text{s}$ 、平均年最大流量は $Q=3,800\text{m}^3/\text{s}$ であり、馬下流量観測所と比較して両者ともほぼ同量である。この地点においても流量の経年的な増加または低下の傾向は認められない。直轄区間内の水位観測所別の位況の経年変化を以下に示す。

松ヶ崎の水位観測所（1.2km右岸地点）の位況の経年変化を新潟西港の平均潮位とともに図-2.14に示す。なお、平均潮位は、北陸地方建設局ほか（1985）を参考にして定めた。この地点の位況の経年変化は、ほぼ一定のラインで推移し変動が少ない。これは水位が主として潮位の影響により定まるためである。

大湊水位観測所（7.2km右岸地点）の位況の経年変化を新潟西港の平均潮位とともに図-2.15に示す。この地点の位況の経年変化を見ると、1954年に約50cm急激な低下が見られ、不自然な変動が生じた。

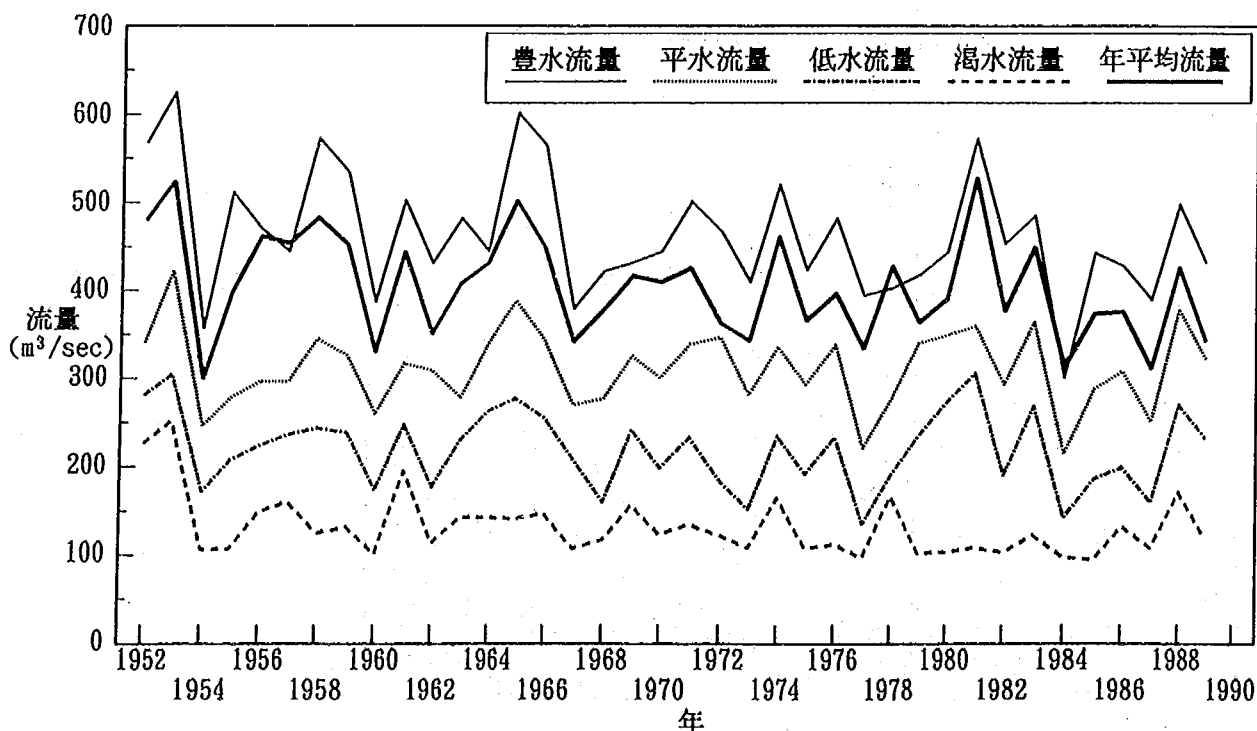


図-2.9 馬下流量観測所（32.8km地点左岸）における流況の経年変化

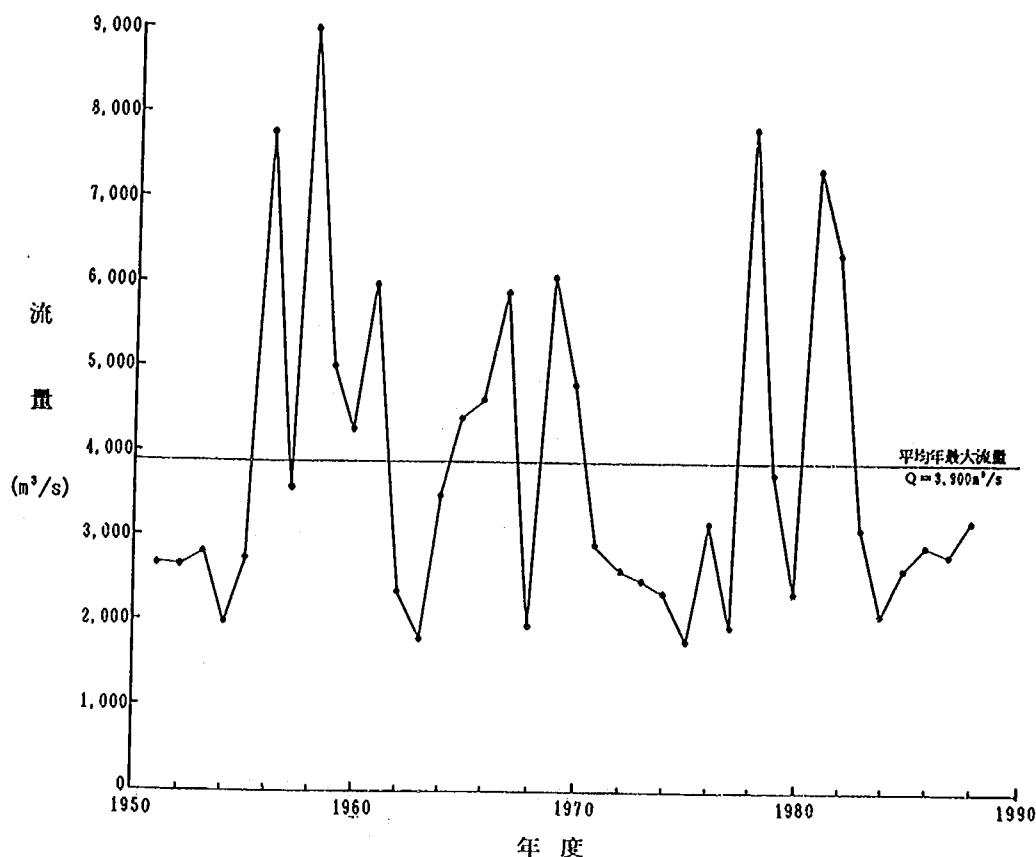


図-2.10 馬下流量観測所（32.8km地点左岸）における年最大流量の経年変化

この当時より、砂利および砂の需要が高まり、砂利採取船による掘削が始まったことから、位況の急激な低下と砂利採取とに何らかの関係があると思われるが、詳細な資料が十分でないので両者の因果関係は不明である。その後、1954年から1980年にかけて水位は徐々に低下し、現在の低水位は新潟西港の平均潮位のT.P. + 0.49m とほぼ同じ高さに摺り付いている。

横越水位観測所の位況の経年変化を図-2.16に示す。この地点の位況は、1950年代と1980年代を比較すると約1.3m低下している。流況は前述したとおり経年的な増減の変化傾向が認められないため、水位の低下は河床低下に起因すると考えることができる。ただし、1982年以降の低下傾向は収束する傾向にある。

馬下水位観測所の位況の経年変化を図-2.17に示す。この地点の位況の経年変化を見ると、1970年頃までは若干低下傾向にあるもののほぼ横這いで、1978年以降に約50cm程度の低下傾向を示している。この地点の下流付近では1976年から1983年まで砂利採取が行われた。したがって、これに伴って河床が低下したため上述の位況の変化が生じたと考えられる。

以上に示したように、流量が経年的に増加あるいは低下しない状況の下での水位の低下傾向は、河床低下の現れと推定し得る。この河床変動の実態については、2.6.2の河床高の経年変化で詳しく述べることとする。

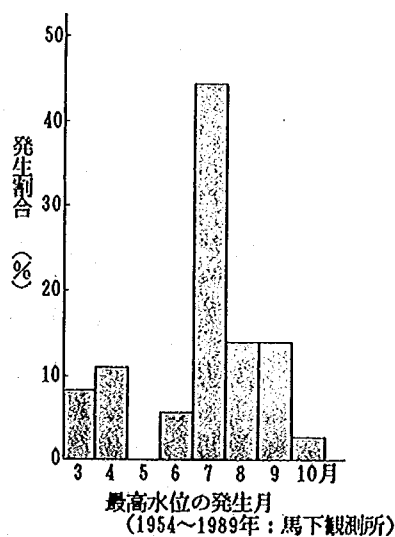


図-2.11 月ごとの年最高水位の発生率の分布
(馬下観測所(32.8km地点左岸))

表-2.2 馬下流量観測所(32.8km地点左岸)における流況

水系名	阿賀野川	河川名	阿賀野川	観測所名	馬下	流域面積	6,997.0km ²
-----	------	-----	------	------	----	------	------------------------

年	最大流量		豊水	平水	低水	渇水	最小流量		年平均	年総量
	月日時	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	月日時	m ³ /s	m ³ /s	×10 ⁶ m ³
1954	7. 9. 18	2,025	378	244	185	121	8. 16. 18	47	315	9,931
1955	10. 12. 6	2,708	513	294	203	109	8. 29. 9	72	403	12,703
1956	7. 17. 5	7,824	459	276	211	143	9. 16. 6	104	459	14,510
1957	7. 8. 20	3,568	435	279	218	149	9. 7. 9	95	450	14,197
1958	9. 18. 24	8,928	505	343	235	116	7. 15. 8	85	481	15,184
1959	7. 3. 10	5,016	539	334	240	139	6. 24. 21	91	460	14,518
1960	7. 14. 17	4,296	394	264	180	101	8. 24. 9	80	333	10,541
1961	8. 5. 24	5,974	506	317	247	192	7. 31. 2	124	444	14,007
1962	4. 4. 3	2,357	430	309	178	113	8. 27. 22	93	351	11,076
1963	4. 18. 1	2,290	482	279	230	143	9. 21. 7	111	408	12,875
1964	7. 7. 24	3,498	447	336	257	143	8. 31. 18	98	429	13,580
1965	7. 17. 22	4,407	601	389	279	141	9. 6. 1 9. 5. 24	128	502	15,828
1966	9. 25. 16	4,603	564	344	255	146	9. 4. 17	110	447	14,110
1967	8. 29. 8	5,899	379	271	209	108	8. 13. 5	65	342	10,799
1968	3. 31. 11	1,941	422	277	160	117	11. 10. 1	81	378	11,960
1969	8. 12. 19	6,063	431	326	242	156	10. 2. 23	32	417	13,143
1970	7. 18. 12	4,764	434	292	193	118	7. 12. 9	85	401	12,641
1971	7. 16. 15	2,888	503	342	236	138	10. 25. 1	85	427	13,452
1972	9. 17. 14	2,687	467	346	183	122	8. 13. 6	79	362	11,463
1973	3. 30. 2	2,479	409	282	152	108	10. 10. 5	66	343	10,813
1974	7. 10. 10	2,343	520	335	232	164	8. 15. 22	82	460	14,519
1975	4. 9. 21	1,794	423	293	191	108	10. 1. 7	71	365	11,521
1976	8. 14. 11	3,180	481	337	233	112	7. 18. 5	58	396	12,157
1977	3. 24. 18	1,969	394	221	135	97	8. 1. 23	60	333	10,514
1978	6. 27. 14	7,870	402	276	190	166	11. 29. 10	63	427	13,472
1979	7. 28. 23	3,768	417	340	234	102	6. 23. 1	67	364	11,465
1980	4. 7. 3	2,378	443	349	273	104	6. 15. 24	79	391	12,351
1981	6. 22. 19	7,369	572	359	305	108	8. 19. 1	65	527	16,632
1982	9. 13. 9	6,360	453	293	190	103	7. 6. 1	71	377	11,876
1983	9. 29. 3	3,094	485	363	268	122	6. 18. 5	76	449	14,164
1984	7. 9. 1	2,128	301	215	143	98	9. 20. 12	79	314	9,927
1985	7. 4. 14	2,623	442	288	186	95	8. 10. 7	77	374	11,788
1986	8. 5. 17	2,905	428	308	199	131	6. 15. 6	85	376	11,845
1987	7. 28. 13	2,819	389	251	160	108	10. 14. 12	78	311	9,817
1988	7. 10. 15	3,257	498	378	270	171	7. 26. 4	87	426	13,465
1989	7. 12. 12	1,462	431	323	232	118	7. 30. 3	94	342	10,801
最大	8,928 (1958)	601 (1965)	389 (1965)	305 (1981)	192 (1961)			128 (1965)	527 (1981)	16,632 (1981)
最小	1,462 (1989)	301 (1984)	215 (1984)	143 (1984)	95 (1985)			32 (1969)	311 (1987)	9,817 (1987)
平均	3,876	455	308	215	126			81	400	12,228

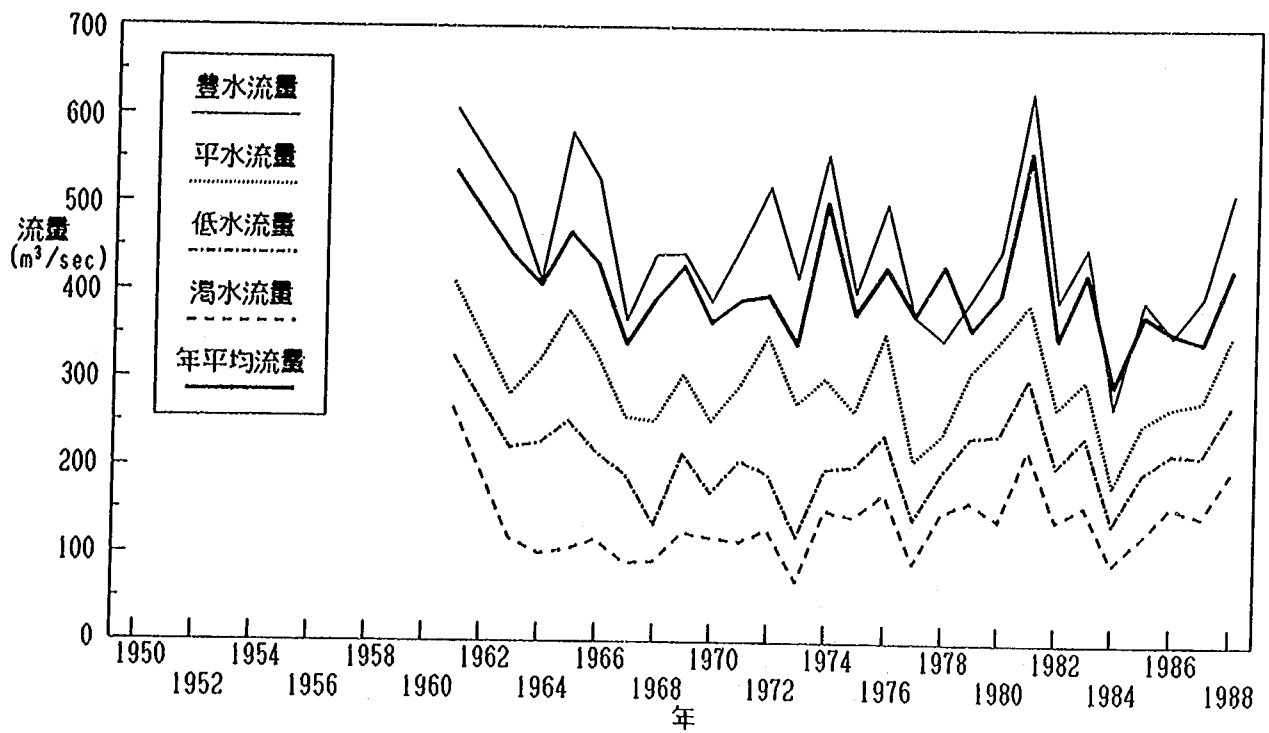


図-2.12 横越流量観測所（13.5km地点左岸）における流況の経年変化

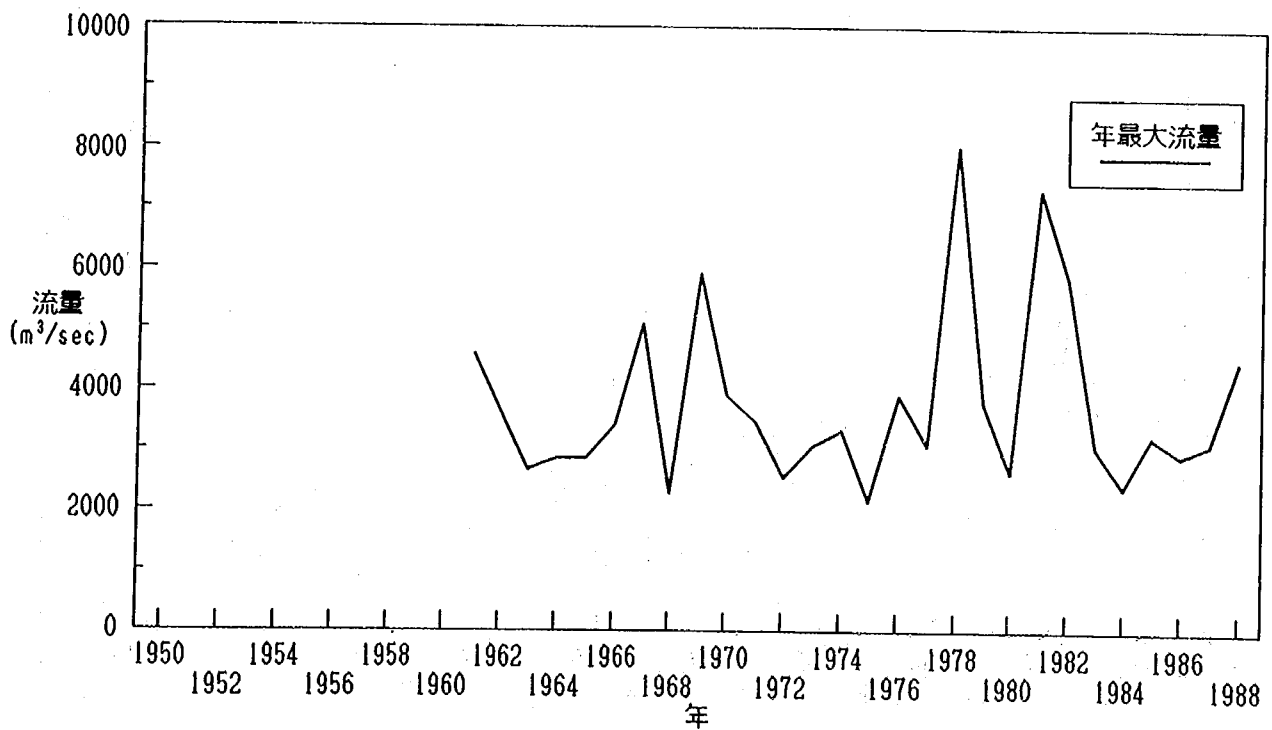


図-2.13 横越流量観測所（13.5km地点左岸）における年最大流量の経年変化

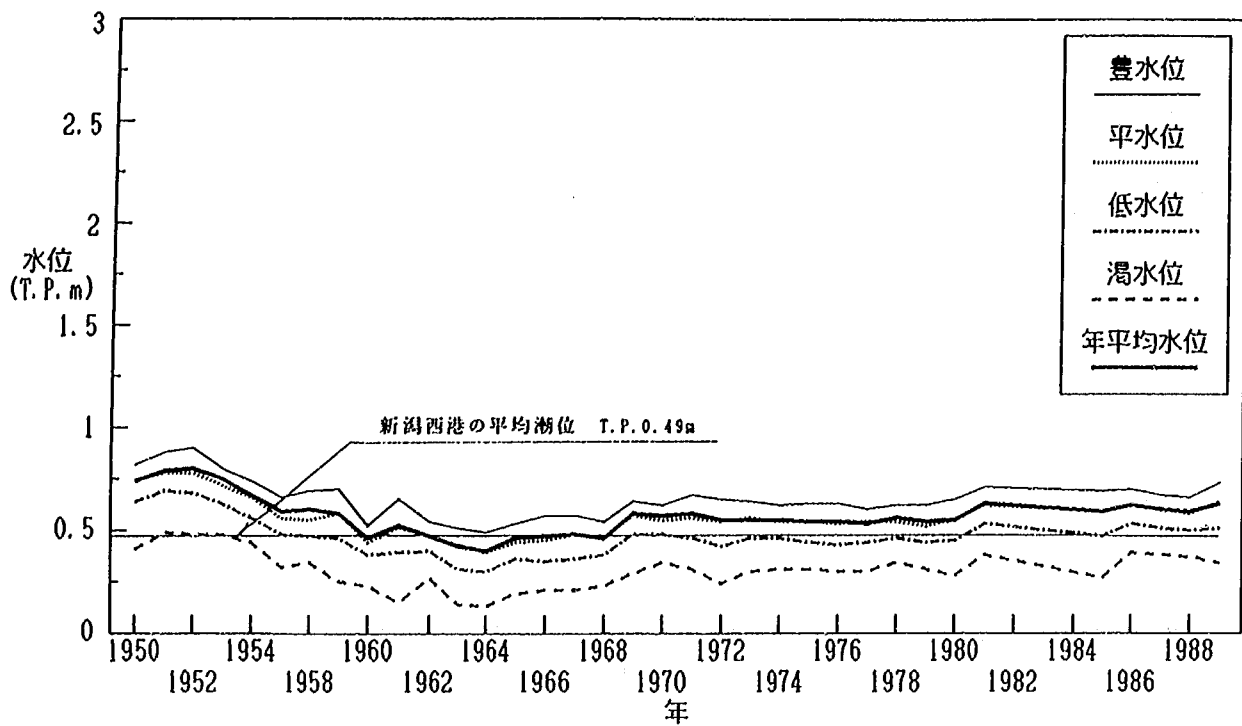


図-2.14 松ヶ崎水位観測所 (1.2km地点右岸) における位況の経年変化

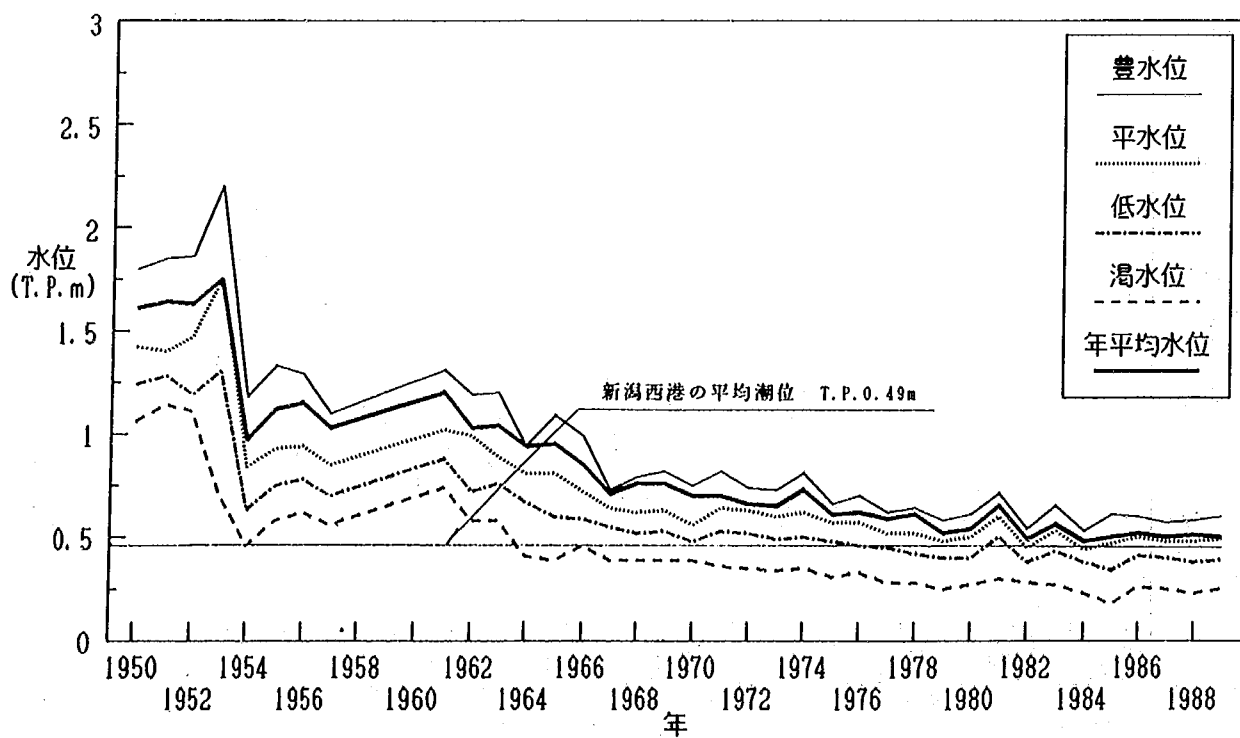


図-2.15 大湊水位観測所 (7.2km地点右岸) における位況の経年変化

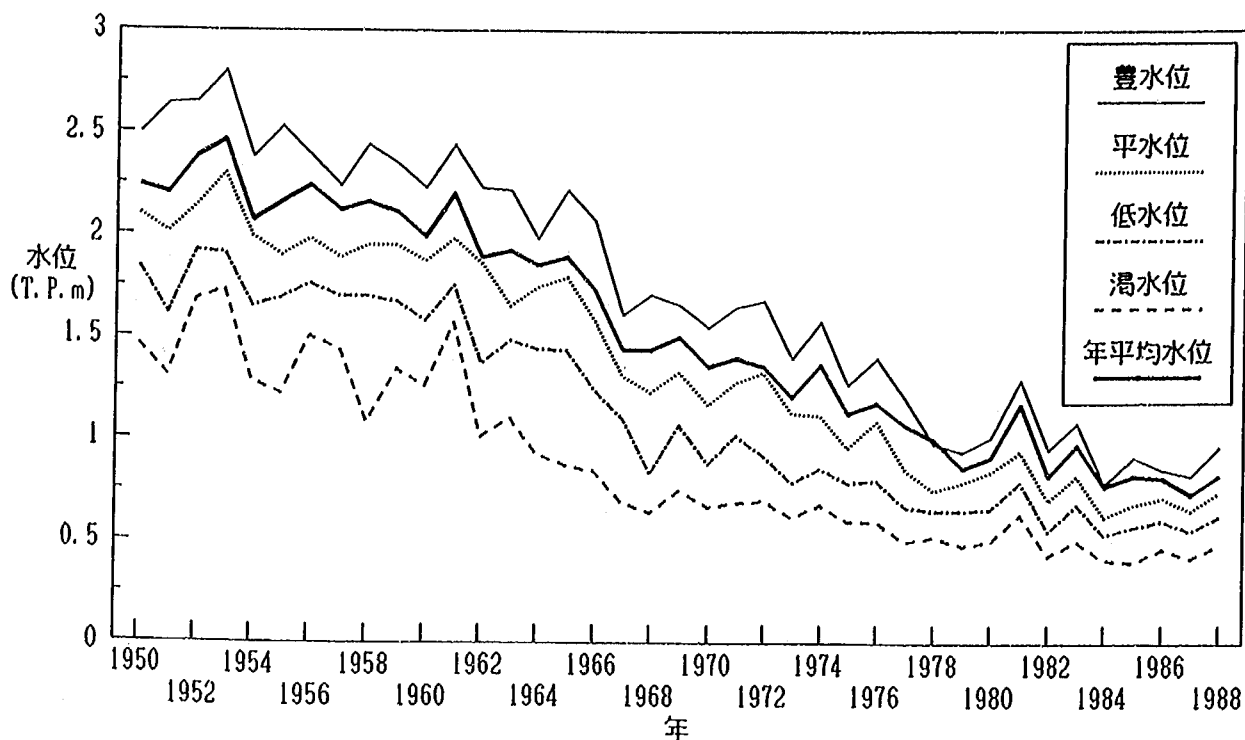


図-2.16 横越水位観測所（13.5km地点左岸）における位況の経年変化

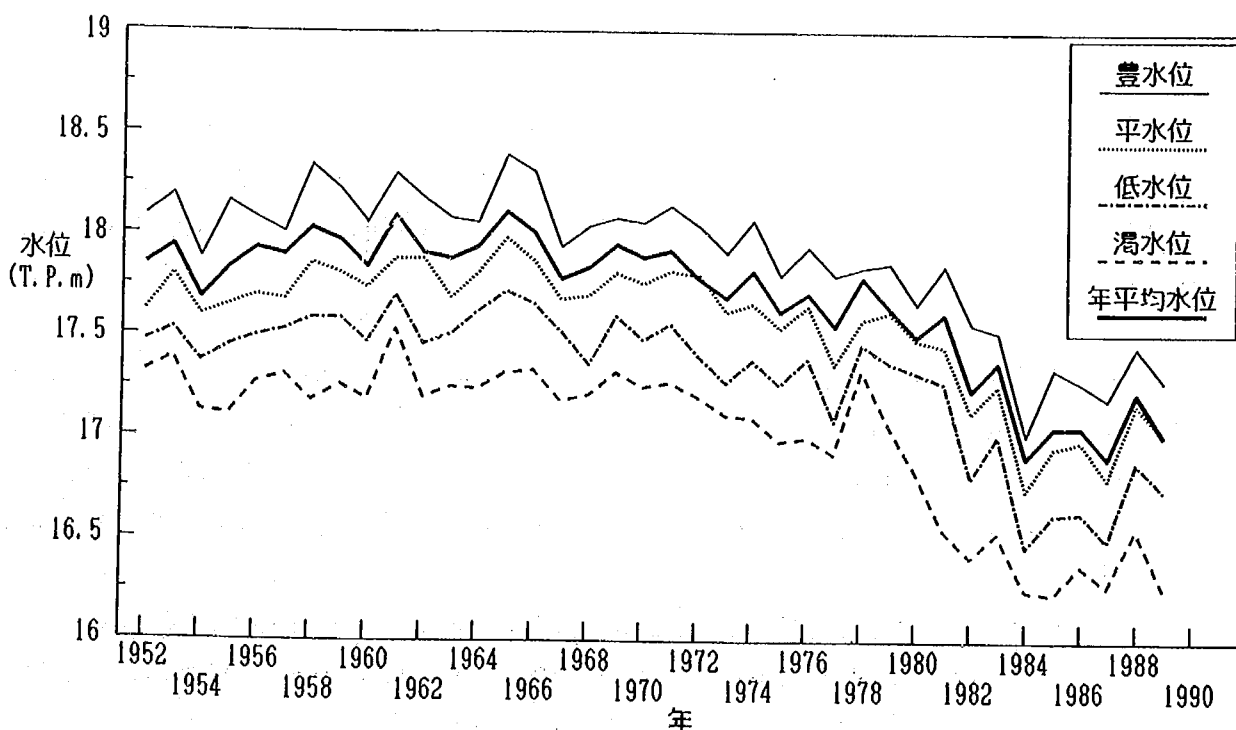


図-2.17 馬下水位観測所（32.8km地点左岸）における位況の経年変化

(2) 既往洪水の概要

古くからの洪水記録をみると、阿賀野川流域において発生した大洪水は、江戸から明治時代に至る250年間におよそ60回、明治以降今日に至る100年間におよそ70回を数えることができる。戦後だけでも1956年、1958年、1959年、1967年、1969年、1978年、1981年、1982年と続いて発生している。これら主要な洪水の流域平均2日雨量を表-2.3に示し、以下ではこれらの洪水の降雨状況と出水状況および被害状況の概要を記す。

• 1958年9月18日洪水

台風21号は、伊豆半島に上陸し相模湾、房総半島を通過し銚子の北から鹿島灘に抜けた後、三陸沖から根室付近を通りオホーツク海に至った。流域内の総雨量は、田島163.6mm、湯本175.5mm、湖南140.0mm、会津若松92.5mm、檜枝岐158.0mm、奥只見136.9mmに達し、基準地点馬下において既往最大ピーク流量 $8,930\text{ m}^3/\text{s}$ が観測された。流域内の被害は、福島県北会津村等において死者6名、家屋の全半壊流失270戸、家屋の浸水2,359戸、田畑の流失埋没2,038ha、田畑の冠水3,170haに及んだ。

• 1958年9月26日洪水

狩野川台風は、相模湾から神奈川県に上陸し、東京から福島県東部を経て石巻付近から三陸沖に至った。総雨量は、田島159.6mm、湖南135.0mm、会津若松120.8mm、檜枝岐196.5mm、伊南川128.5mm、宮下135.0mmに達し、基準地点馬下においてピーク流量 $6,853\text{ m}^3/\text{s}$ が観測された。

• 1959年9月27日洪水

台風15号（伊勢湾台風）は、潮ノ岬付近に上陸し、近畿中部を北北東へ進み、岐阜富山両県を通り秋田沖へと至った。総雨量は、田島147.7mm、湖南156.5mm、檜枝岐129.0mmに達し、基準地点馬下において $4,373\text{ m}^3/\text{s}$ が観測された。流域内の被害は、死者2名、家屋の全半壊流失339戸、家屋の浸水173戸、田畑の流失埋没160ha、田畑の冠水610haに及んだ。

• 1961年8月5日洪水

日本海中部付近の低気圧から伸びる温暖前線が、佐渡・中越および福島県会津地方に達し、活発な活動により集中的な豪雨をもたらした。総雨量は、湯本167.0mm、湖南122.0mm、会津若松138.1mm、奥只見192.8mm、尾瀬227.2mm、伊南川244.0mm、只見269.0mm、宮下231.0mmに達し、基準地点馬下においてピーク流量 $5,974\text{ m}^3/\text{s}$ が観測された。流域内の被害は、新潟市松ヶ崎等において家屋の浸水313戸が発生した。

• 1967年8月28日洪水

日本海中部の低気圧から伸びる前線が北陸を通して、関東北部に伸びる活発な活動をし集中的な豪雨を降らせた。総雨量は、会津若松117.8mm、奥只見200.0mm、伊南川178.0mm、只見144.0mm、宮下148.0mm、津川308.0mmに達し、基準地点馬下においてピーク流量 $5,899\text{ m}^3/\text{s}$ が観測された。流域内の被害は、新潟県三川村等において家屋の半壊床上浸水679戸、床下浸水1,311戸、農地宅地の浸水2,392haに及んだ。

• 1969年8月12日洪水

活発化した前線が北陸地方、東北地方南部、関東地方南部に長期間停滞し南北に移動を繰り返したため局地的、かつ集中的に強い降雨をもたらした。総雨量は、滝ノ原113.1mm、奥只見159.5mm、尾瀬142.5mm、伊南川281.0mm、只見139.5mm、宮下128.5mmに達し、基準地点馬下においてピーク流量 $6,063\text{ m}^3/\text{s}$ が観測された。流域内の被害は、福島県昭和村等において家屋の全壊流失141戸、家屋の半壊床上浸水904戸、床下浸水1,566戸、農地宅地の浸水1,561haに及んだ。

• 1978年6月26日洪水

活発な梅雨前線が、新潟県を中心に長期間にわたって停滞し、低気圧の影響も受け大雨を降らせた。総雨量は、猪苗代280.0mm、会津若松243.0mm、喜多方399.0mm、檜枝岐263.0mm、奥只見571.0mm、尾瀬336.0mm、只見363.0mm、八田蟹474.0mm、津川530.0mmに達し、基準地点馬下においてピーク流量 $7,870\text{ m}^3/\text{s}$ が観測された。流域内の被害は、新潟県豊栄市等において家屋の半壊床上浸水2,176戸、床下浸水5,572戸、農地宅地の浸水7,748haに及んだ。

表-2.3 主要な洪水時の流域平均2日雨量

(単位: mm)

洪水名	流域名	阿賀川流域 (山科)	只見川流域 (片門)	阿賀野川流域 (馬下)
	流域面積 降雨原因	2741.9 km ²	2765.0 km ²	6997.0 km ²
S. 16. 7. 23	台風	204.4	116.0	142.0
S. 22. 9. 16	カスリン台風	193.0	159.2	156.2
S. 31. 7. 17	梅雨前線	133.9	142.6	139.1
S. 33. 9. 18	台風21号	115.0	123.8	113.6
S. 33. 9. 26	狩野川台風	117.9	140.0	117.4
S. 34. 7. 2	梅雨前線	93.2	122.7	120.9
S. 34. 9. 27	伊勢湾台風	121.4	102.2	96.5
S. 35. 7. 14	梅雨前線	116.6	209.0	164.5
S. 36. 8. 5	低気圧	133.5	179.0	167.0
S. 39. 7. 7	梅雨前線	76.7	156.1	109.7
S. 41. 9. 25	台風26号	113.6	80.2	84.7
S. 42. 8. 29	低気圧	84.8	45.9	103.9
S. 44. 8. 12	低気圧	32.1	122.2	67.6
S. 45. 7. 17	梅雨前線	93.4	63.7	102.1
S. 47. 9. 16	台風20号	106.0	55.6	69.1
S. 53. 6. 26	梅雨前線	163.4	256.7	221.8
S. 56. 6. 22	梅雨前線	87.9	101.4	114.2
S. 56. 8. 23	台風15号	156.4	126.4	128.7
S. 57. 9. 12	台風18号	144.4	166.6	145.9

・1981年6月22日洪水

沿海州ウラジオストック沖の低気圧から伸びる温暖前線が新潟県を中心に停滞し集中的な大雨をもたらした。総雨量は、猪苗代101.0mm、喜多方121.0mm、奥只見121.0mm、只見126.0mm、八田蟹250.0mm、西会津138.0mm、津川219.0mmに達し、基準地点馬下においてピーク流量7,369m³/sが観測された。流域内の被害は、新潟県豊栄市等において家屋の浸水1,249戸、農地宅地の浸水1,249haに及んだ。

・1982年9月12日洪水

台風18号は、御前崎付近に上陸し、関東東北地方を縦断し、津軽海峡に抜け温帯低気圧となった。総雨量は、滝ノ原202.9mm、湯本238.0mm、湖南170.0mm、檜枝岐225.0mm、奥只見154.0mm、南郷173.0mm、宮下144.0mm、西会津133.0mmに達し、基準地点馬下においてピーク流量6,360m³/sが観測されている。流域内の被害は、福島県湖南地区等において家屋の全半壊流失1戸、家屋の浸水306戸、農地宅地の浸水490haに及んだ。

(3)1978年洪水における水面流速分布

1978年6月26~30日に生じた洪水時の空中写真(写真-2.1参照)からカメロン効果を利用した水面流速分布の測定が行われた。写真-2.1は洪水のピークを過ぎた28日17時14~15分に撮影されたもので、

その時の横越観測所における流量は約 $5,600\text{ m}^3/\text{s}$ 、水位はT.P.約 5 m であった。横越地区の湾曲部における水面流速分布を図-2.18に示す。

14.2km周辺の右岸の低水路法線が対岸に向かって突き出ているため、この位置に約 2.6 m/s の高流速が生じており、高速域が対岸に向かって分布している。このことから14.2km周辺の右岸の低水路法線形は右岸に沿って流下してきたみお筋を左岸に向かってはねるような効果を有すると考えられる。低水路右岸側の横雲橋の上下流周辺では、低流速域が低水路中央に突き出ている（図-2.18参照）。この部分の低水路法線形を写真-2.1に示した空中写真からみると、冠水を免れている高水敷上の耕作地が橋の少し上流の位置で頂点を有するように河道中央に突き出しており、また橋の下流では橋に沿って半ば冠水した樹木の頂部が見られる。これらから、右岸側の横雲橋の周辺の河道地盤高が高いため、不透過式水制工のように流れを低水路側に押し出していることが分かる。14.2-14.4km区間の右岸側の低水路中央側に突き出ている低水路法線がみお筋を外岸（左岸）側に押し出し、さらに右岸側の横雲橋周辺の河道地盤高が高いため不透過式水制のように流水の疎通を低減させたため、左岸側に流れが強く集中したと考えられる。

みお筋は湾曲部の上流で右岸に寄っており、湾曲部を流下するに伴い右岸から左岸に移動し、横雲橋の下流に水衝部が生じている。水衝部では水制および根固ブロックにより河岸近傍の流速が減少している。水衝部の流速は最大で 3.4 m/s であり、 3.0 m/s 以上の高流速の範囲が広がっている。このように、湾曲部内岸に集中したみお筋が外岸に向かって移動し、水衝部において 3.0 m/s 以上の高流速を生じるのが横越地区の流況の特徴である。高流速が生じる範囲は局所洗掘が著しい領域とほぼ一致していることから、流況改善は局所洗掘深の緩和に有効である。また、この部分の流況改善は水衝部におけるみお筋の集中を緩和するのに有効と考えられる。流況改善の方法は、低水路法線形の変更、右岸に沿ったみお筋を河道中央に移動させることなどが考えられる。

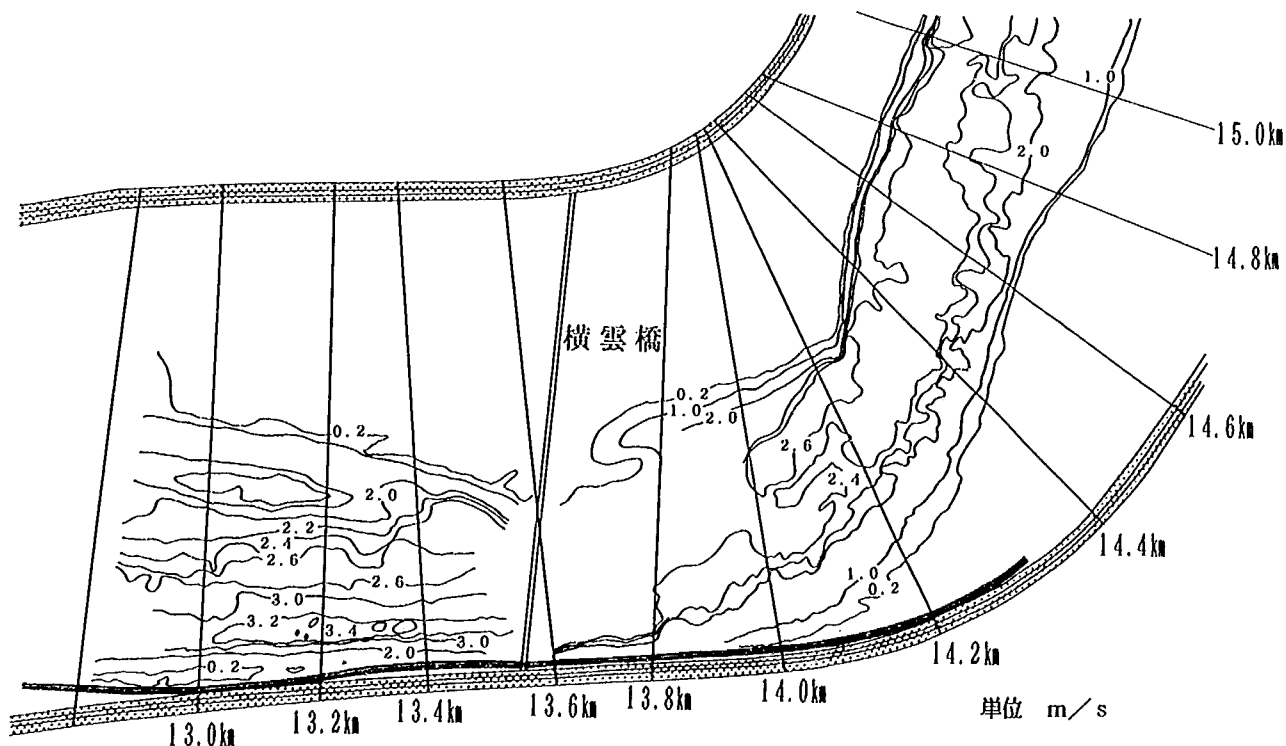


図-2.18 1978年6月洪水における横越地区の水面流速の等値線図

2. 5 河道特性量

2.5.1 河道特性量の求め方

種々の河道特性量について検討するためには、洪水時の水理量を求めておくことが必要である。ここでは、山本(1988)が述べているように、河床形状や河床波などの河道特性を分析するのに適した平均年最大流量の $Q=3,900\text{m}^3/\text{s}$ 、表-2.4に示す融雪出水流量 $1,000\text{m}^3/\text{s}$ 以上の平均値で年間を通じて流砂量が卓越すると考えられる $Q=1,762\sim 2,000\text{m}^3/\text{s}$ 、既往洪水の中で流量規模が大きくかつ長時間継続した1978年6月洪水のピーク流量である $Q=7,870\text{m}^3/\text{s}$ 、および計画高水流量である $Q=13,000\text{m}^3/\text{s}$ の各洪水時の水理量を求めた。これら水理量は、不等流計算結果からの川幅 B （水面幅）、径深 R 、川幅水深比（ B/R ）、掃流力などである。不等流計算には、1989（平成元）年度の横断測量の結果を用いた。計算に用いたマンニングの粗度係数は、表-1.3に示した既往洪水の痕跡水位より逆算した粗度係数の平均的な値を用い、 $0.0\sim 9.8\text{km}$ の区間を $n=0.020$ 、 $10.0\sim 16.9\text{km}$ の区間を $n=0.025$ 、 $17.0\text{km}\sim$ 最上流端の区間を $n=0.027$ とした。河口部の出発水位は、新潟西港の平均潮位であるT.P.+0.49mを用いた。なお、洪水規模が大きくなると河口砂州がフラッシュされ、河積が広がることが考えられるため、流量規模に応じて河口の断面を設定し不等流計算を行う必要がある。しかし、図-2.19に示す河口の河積と年最大流量の関係を見ると、1978年6月洪水（ $Q=7,870\text{m}^3/\text{s}$ ）以外は最大流量と河積拡大との明確な対応がない。これは、洪水発生時と横断測量時期のずれが原因として考えられる。しかし、フラッシュの規模は出水の大きさと洪水の継続時間によりかなりの差があると考えられる。これを定量的に把握するためにはより詳細な資料が必要なので、ここでは簡単のため平均年最大流量以上の不等流計算には、1978年8月測量の下流端の断面形状（ 0.0km 地点）を用いることとする。

表-2.4 融雪出水期（4,5月）における最高流量

西 暦	最大 流 量 (m^3/s)		西 暦	最大 流 量 (m^3/s)	
	4 月	5 月		4 月	5 月
1951	1,730	909	1971	1,907	1,222
1952	1,731	1,043	1972	1,386	1,257
1953	1,237	1,174	1973	1,595	846
1954	1,613	1,034	1974	2,322	1,098
1955	2,192	1,889	1975	1,794	1,182
1956	2,096	1,672	1976	1,624	952
1957	3,232	1,823	1977	1,870	1,048
1958	2,526	1,043	1978	2,015	2,144
1959	1,533	1,315	1979	1,017	590
1960	1,496	622	1980	2,378	916
1961	2,073	960	1981	2,437	2,801
1962	2,357	808	1982	3,750	885
1963	1,920	726	1983	2,247	787
1964	1,941	417	1984	1,863	1,893
1965	1,626	1,772	1985	1,877	1,254
1966	1,452	878	1986	1,843	890
1967	1,770	561	1987	1,155	797
1968	1,890	1,228	1988	1,448	1,846
1969	1,803	732	1989	907	1,382
1970	2,241	1,596			

1,000 m^3/s 以上の平均流量=1,762 $\text{m}^3/\text{s}\sim 1,800\text{m}^3/\text{s}$

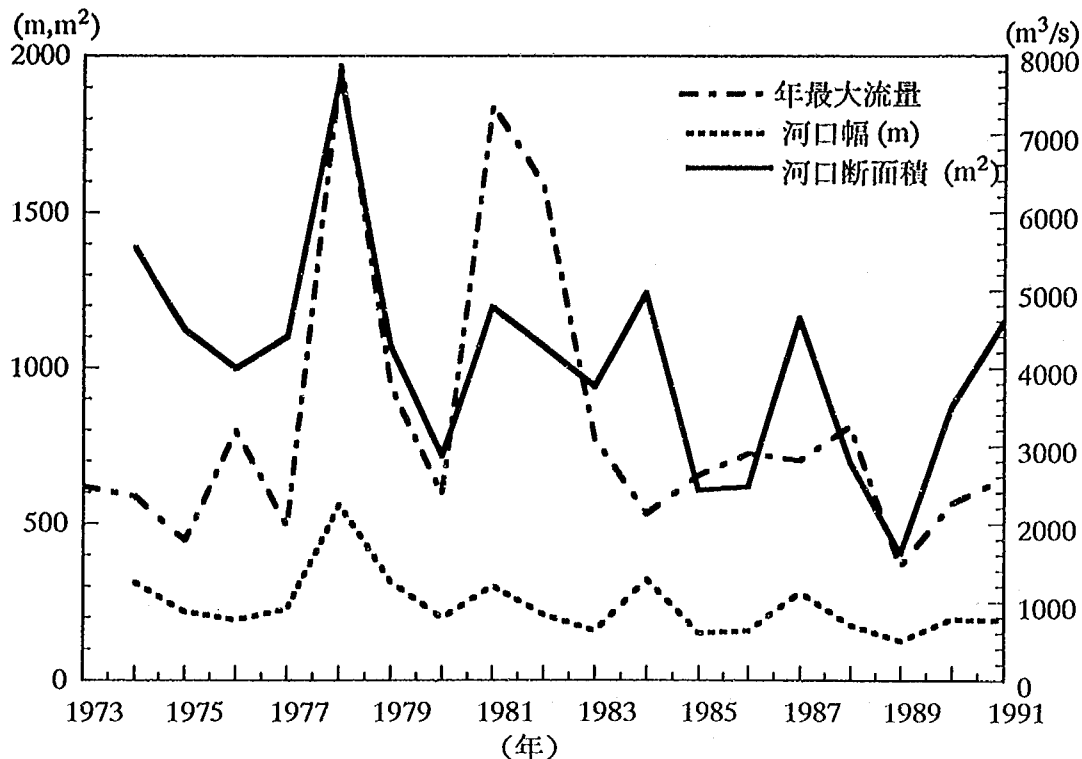


図-2.19 河口における河積と年最大流量の経年変化

2.5.2 河道特性量の縦断変化

(1) 河床高および勾配の縦断変化

1989年度の平均河床高と最深河床高の縦断変化を図-2.20に示す。図中には2.5.3に詳述するセグメント区分と直轄管理区間である0km~34km区間における平均河床勾配もあわせて示した。平均河床高は、沢海床固が設置されている16.8kmにおいて約2m不連続的に高くなる。また河道は河床勾配がほぼ同一とみなせる4つの区間に区分することができる。

- ①河床勾配が1/770である25km~34km区間
- ②1/1,800である17km~25km区間
- ③1/5,800である9km~17km区間
- ④1/35,000である0km~9km区間

①と②の境界の25km地点は早出川の合流点（約24km地点）とほぼ一致している。区間①は扇状地に、②は図-2.3に示した蛇行が発達した区間に、③は横越および灰塚地区の湾曲を含む区間に、そして④は川幅が広くほぼ直線河道である区間に対応する。区間②は主に砂利採取による河床低下により河床勾配が区間①より緩くなった結果として形成されたセグメントと考えられる。これについては2.6.2において詳細をまとめる。

(2) 河床材料の縦断変化

1986年に行われた河床材料調査より得られた平均粒径の縦断変化を左右岸別に図-2.21に示す。これによると、湾曲などの影響と考えられる河床材料の分級により左右岸のばらつきが大きく、平均的な縦断変化を見出しにくい。平均粒径のばらつきは沢海床固から早出川合流の区間（17~24km区間）では扇端部下流であることと早出川の土砂流出の影響のため特に顕著である。このばらつきを緩和し

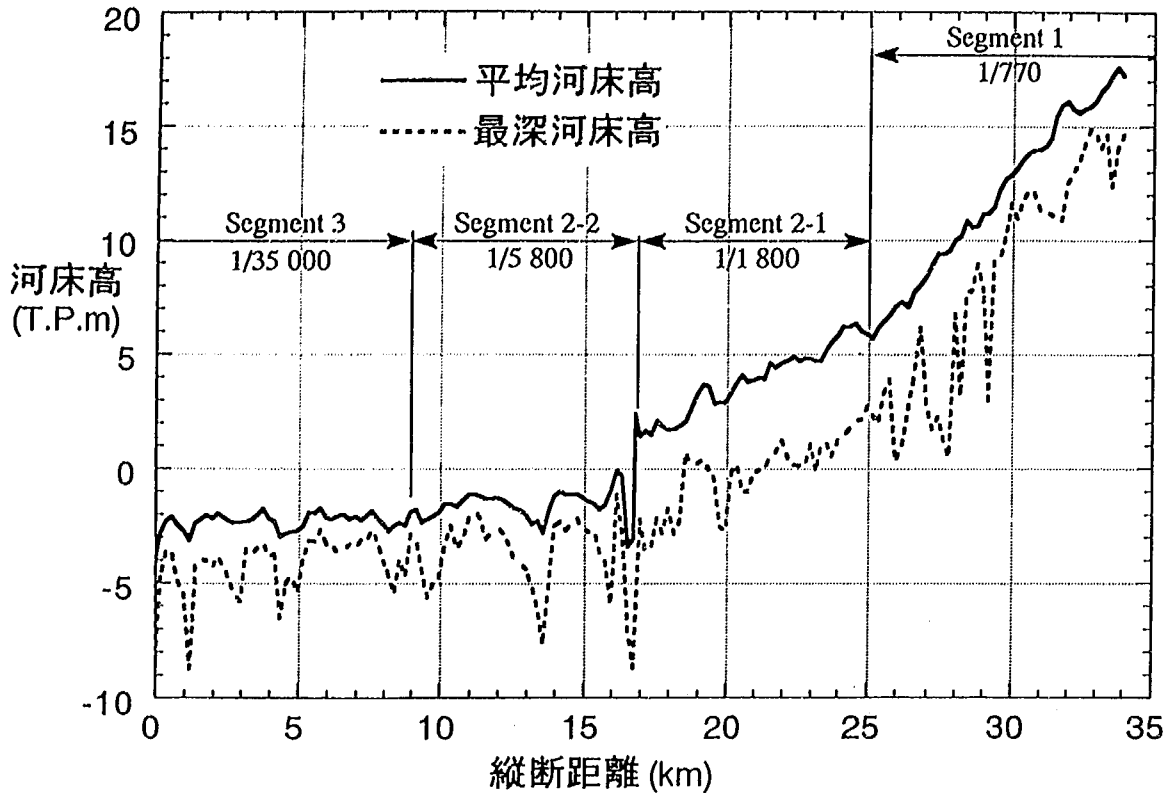


図-2.20 阿賀野川の平均河床高と最深河床高の縦断分布と河床勾配（1989年）

て河床材料の60%粒径 d_{60} の巨視的な縦断分布を調べるために、調査地点の左右岸の d_{60} を平均し、さらに隣り合う3測点において移動平均を行った。結果を図-2.22に示す。これによると、河床材料の d_{60} は、次の4区間に区分できる。

- ① d_{60} が上流に向かって20mmから100mmまで指数関数的に増加する26~34km区間
- ② $d_{60} \approx 15\text{mm}$ である18~26km区間
- ③ $d_{60} \approx 1\text{mm}$ である13~18km区間
- ④ $d_{60} \approx 0.5\text{mm}$ である0~13km区間

これらの4区間は河床勾配による4区間区分とほぼ対応しており、これより河床材料は河床勾配に応じて縦断的に分級していることが分かる。また、区間②と③を比べると d_{60} が約1/15に激減するが、この原因は17km地点に設けられた沢海床固の影響だけでなく、河床勾配の変化による分級の結果も含まれていると考えられる。

(3) 川幅Bの縦断変化

1982年測量断面による低水路幅と1985年測量断面による堤間距離の縦断分布を図-2.23に示す。低水路幅は巨視的に見ると①低水路幅が約350mと一定である18~32km区間と②低水路幅が上流に向かって900mから300mに直線的に狭くなる0~16km区間に分けられる。低水路幅は沢海床固とその上流で狭く約200mである。また堤間幅についても①上流に向かって950mから200mに直線的に減少する28~34km区間、②約950mの一定値である0~28km区間に区分できる。

流量規模別の不等流計算結果による水面幅Bの縦断変化を上記の低水路幅および堤間幅の概略の縦断分布とともに図-2.24に示す。水面幅を低水路幅および堤間幅と比較することにより、高水敷の冠

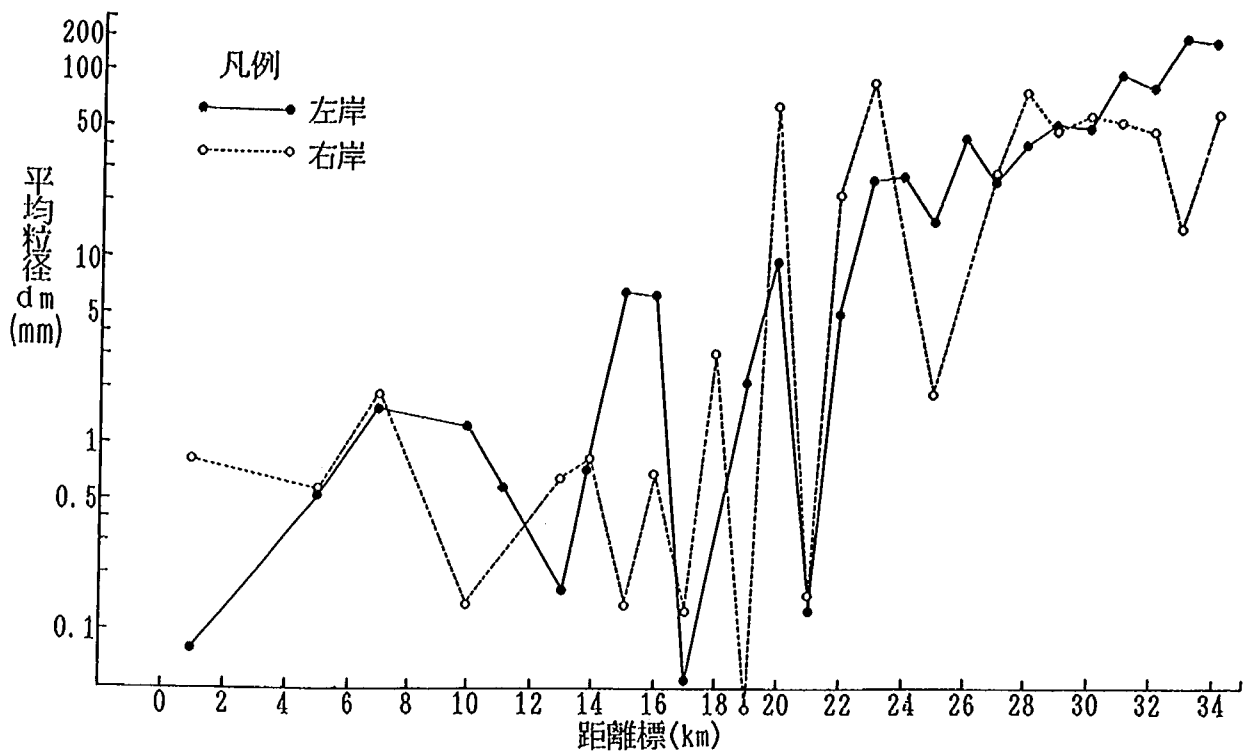


図-2.21 河床材料の平均粒径の縦断分布

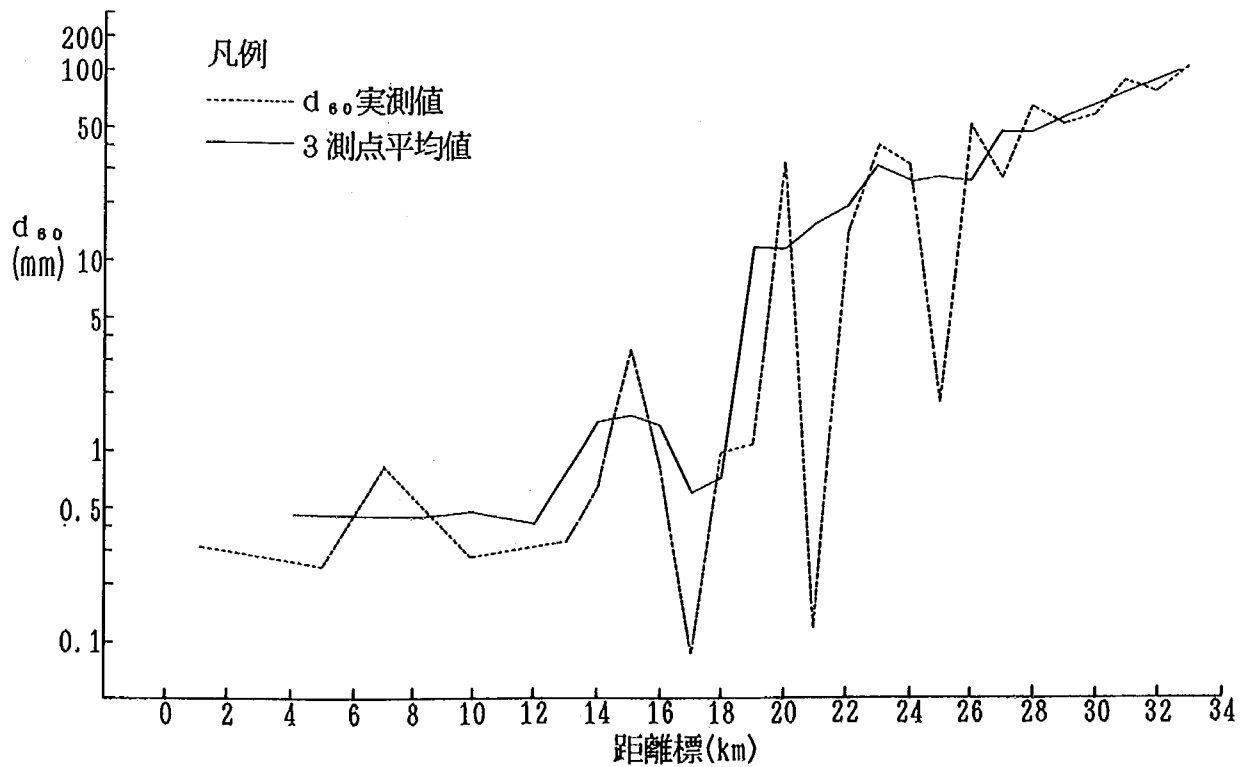


図-2.22 平均化した河床材料の平均粒径の縦断分布

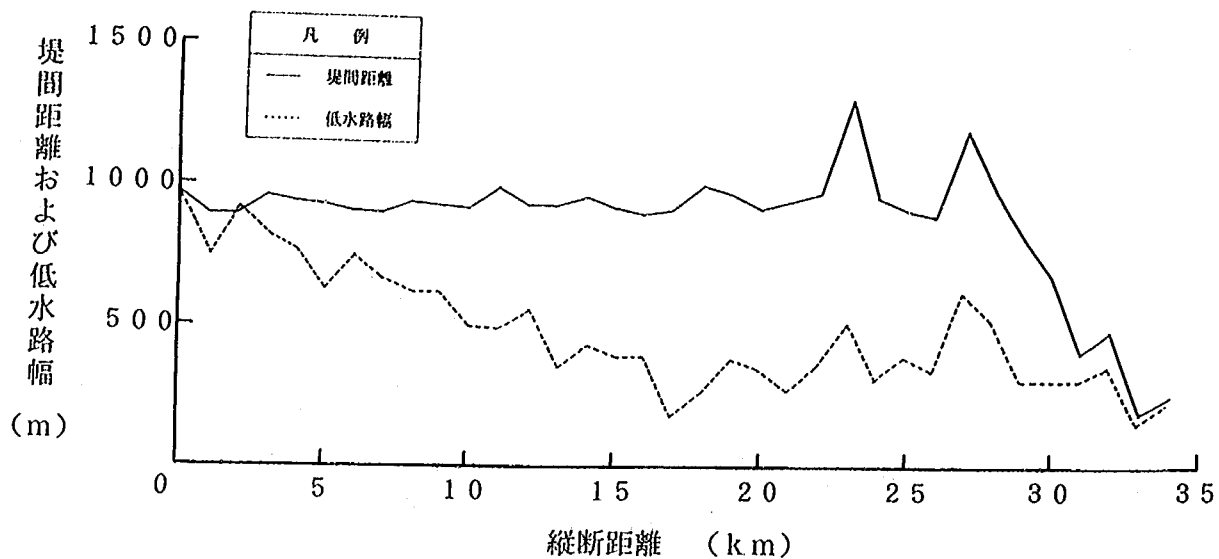


図-2.23 低水路幅および堤間距離の縦断分布

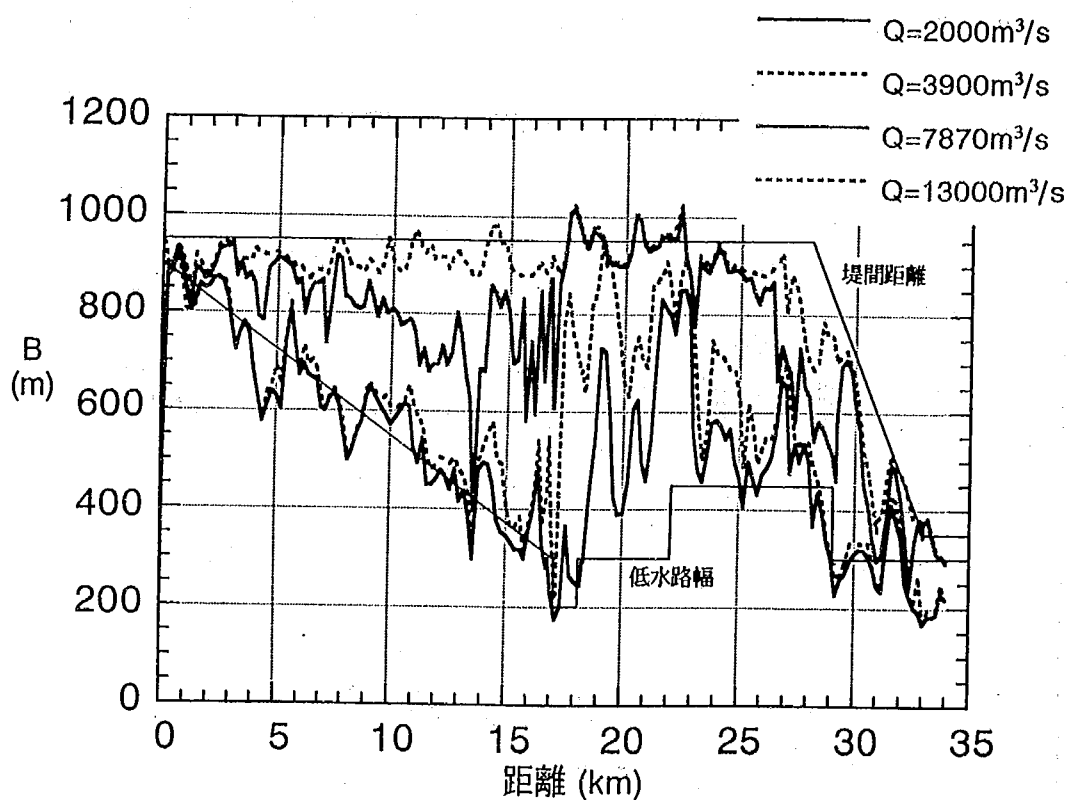


図-2.24 水面幅Bの縦断分布 (不等流計算結果)

水程度が分かる。16km地点より下流の区間では $Q=3,900\text{m}^3/\text{s}$ までの水面幅がほぼ低水路幅に等しいことから、洪水は低水路内を流下している。この区間の低水路満杯流量は $Q\approx 6,000\text{m}^3/\text{s}$ である。 $Q=13,000\text{m}^3/\text{s}$ では水面幅が堤間幅とほぼ一致しており、高水敷全面が冠水していることが分かる。また、18~31km区間では $Q=2,000\text{m}^3/\text{s}$ において水面幅が低水路幅に比べて広いことから高水敷が一部冠

水している。16~18km区間は狭窄部であるが、水面幅と低水路幅がほぼ一致することから $Q=2,000\text{m}^3/\text{s}$ では冠水していない。しかし、 $Q=3,900\text{m}^3/\text{s}$ では水面幅が堤間幅近くまで広がっており、床固および狭窄部による堰上げの効果が顕著に見られる。18~31km区間では $Q=7,870\text{m}^3/\text{s}$ において水面幅がほぼ堤間距離と一致していることから高水敷のほぼ全面が冠水している。この区間の高水敷全面が冠水する流量は16kmより下流区間と比較して小さい。31~34km区間は低水路幅と堤間距離がほぼ同じであるため、流量 Q による水面幅の変化はほとんど見られない。

(4) 径深 R の縦断変化

図-2.25には流量規模別の径深 R の縦断変化を示す。ここで、径深は低水路幅に比べて約2オーダー小さいことから、水深 H の近似値として用いることができる。したがって、径深の縦断分布は水深の縦断分布とほぼ等しい。

区間ごとの流量別の径深 R は次のようである。

①27km~34km区間

$Q=2,000\text{m}^3/\text{s}$ では約1.5m~約4m、 $Q=3,900\text{m}^3/\text{s}$ では約2m~約5m、 $Q=7,870\text{m}^3/\text{s}$ では約3m~約7m、 $Q=13,000\text{m}^3/\text{s}$ では約4m~約8mへと上流方向に増加する。

②17km~27km区間

沢海床固（17.0km地点）の上流周辺である17-19km区間を除くと、 $Q=2,000\text{m}^3/\text{s}$ では約4m~約2m、 $Q=3,900\text{m}^3/\text{s}$ では約4m~約3m、 $Q=7,870\text{m}^3/\text{s}$ では約5m~約3.5m、 $Q=13,000\text{m}^3/\text{s}$ では約7m~約5mへと上流方向に減少する傾向が見られる。17km地点において変動が大きいのは、沢海床固付近で川幅が極端に狭くなるためである。

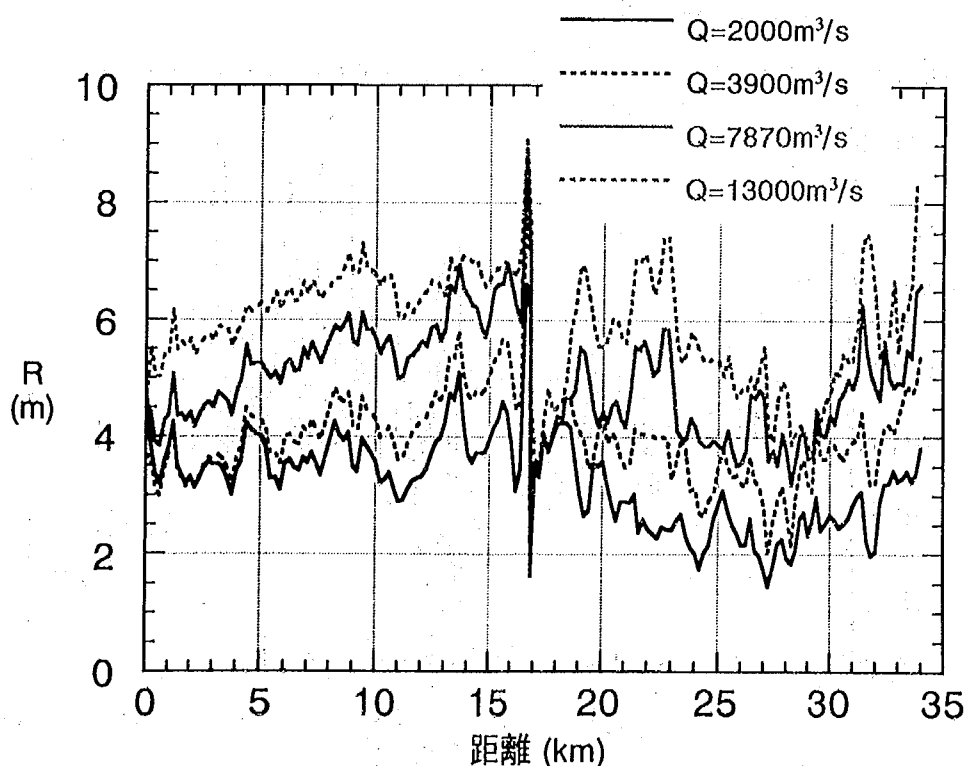


図-2.25 径深 R の縦断分布（不等流計算結果）

③10km~17km区間

$Q=2,000\text{ m}^3/\text{s}$ では約3.5m、 $Q=3,900\text{ m}^3/\text{s}$ では約4.5m、 $Q=7,870\text{ m}^3/\text{s}$ では約5.5m、 $Q=13,000\text{ m}^3/\text{s}$ では約6.5mである縦断的な平均値の周辺を変動する。

④0km~10km区間

$Q=2,000\text{ m}^3/\text{s}$ では約3.5m、 $Q=3,900\text{ m}^3/\text{s}$ では約4mと区間③と等しい縦断的な平均値を有し、 $Q=7,870\text{ m}^3/\text{s}$ では約4m~約6m、 $Q=13,000\text{ m}^3/\text{s}$ では約5m~約7mへと上流方向に増加する。

(5) 川幅水深比 B/R の縦断変化

図-2.26には、砂州の形態（中規模河床波）を知る上で重要な指標となる川幅径深比 B/R の流量規模別の縦断変化を示す。(4)に述べたように、 $R \approx H$ であるので、 B/R は川幅水深比 B/H の近似値として扱うこととする。一般に B/H が100以下では交互砂州が、それ以上では複列砂州が形成される場合が多い。また、川幅水深比が大きく多列砂州が発生する場合は B/H を50で除せば交互砂州の列数を1列とみなした場合の列数が求まることが知られている（山本,1988）。

阿賀野川の B/R （ $\approx B/H$ ）は、少流量時では大流量時に比べて変動が大きいものの、平均的に見ると流量に関係なくほぼ一定の値となっている。区間別の B/R は、27km~34km区間では50より200と上流方向に減少し、17km~27km区間では約200を境に大きく変動する。また、0km~17km区間では50より200の間で、下流方向に直線的に増加する傾向が見られる。

(6) 摩擦速度の自乗 u_*^2 の縦断変化

図-2.27に流量規模別の摩擦速度の自乗値 u_*^2 の縦断変化を示す。 u_*^2 は沢海床固（16.8km地点）周辺で局所的に大きな値を有している。この地点を除き u_*^2 の縦断分布を巨視的に見ると①25km~34km区間、

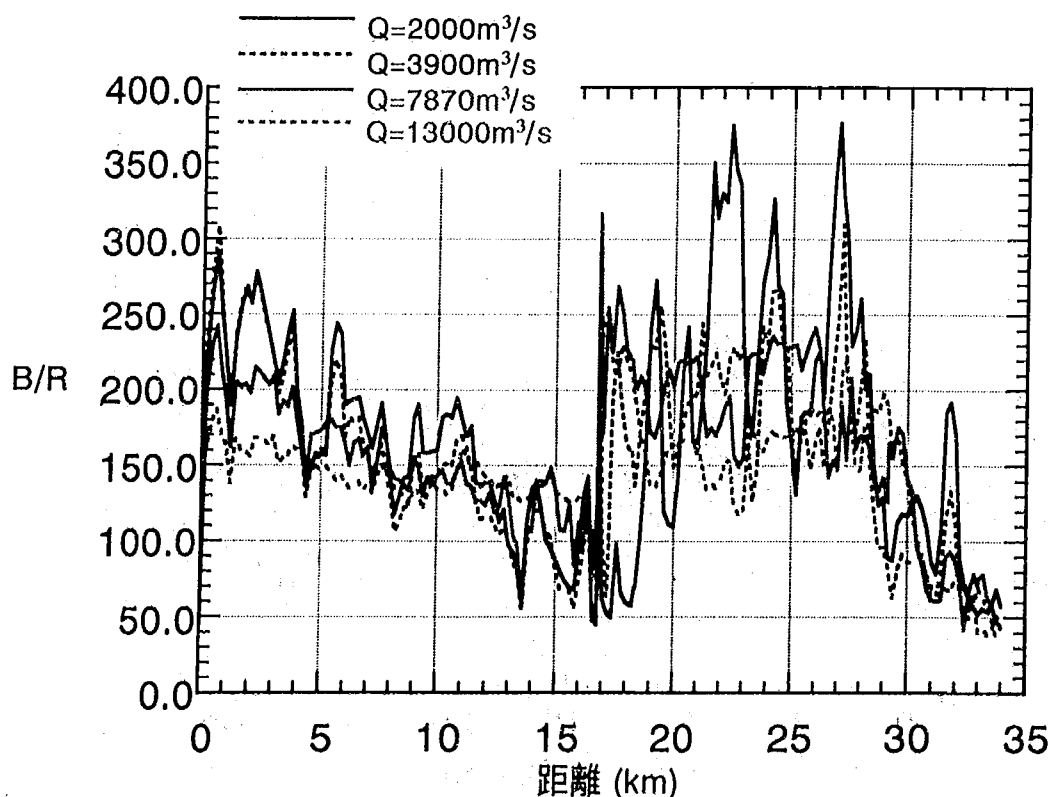


図-2.26 川幅・径深比 B/R の縦断分布（不等流計算結果）

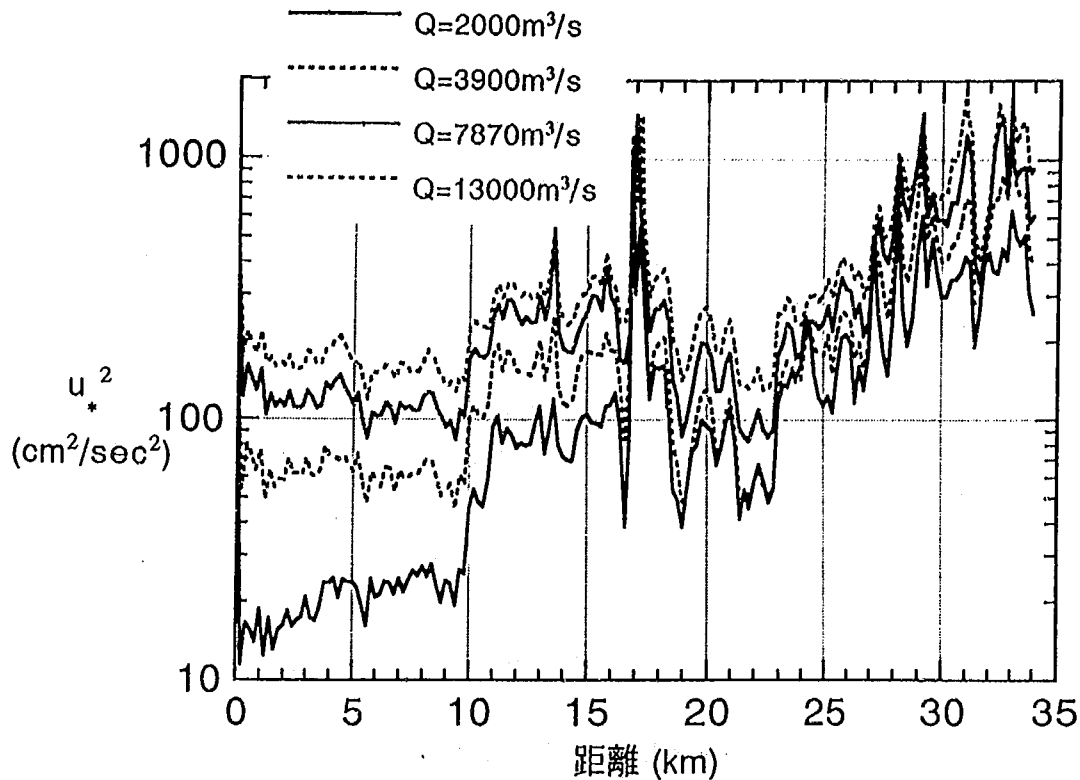


図-2.27 摩擦速度の自乗の縦断分布（不等流計算結果）

②17km~25km区間、③10km~17km区間、④0km~10km区間に区分し得る。各区間の u_*^2 の特徴を以下にまとめる。

①25km~34km区間

各流量における u_*^2 は下流に向かって指数関数的に減少する分布形になっており、各流量ごとの u_*^2 の線はほぼ平行になっている。 $Q=2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ では約 $500 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ から約 $100 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ へと変動しながら小さくなる。 $Q=3,900 \text{ m}^3/\text{s}$ では $Q=2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時の約1.3倍、 $Q=7,870 \text{ m}^3/\text{s}$ では $Q=2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時の約1.8倍、さらに $Q=13,000 \text{ m}^3/\text{s}$ では $Q=2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の約2.0倍の u_*^2 となる。この u_*^2 の増加率は他の区間に比べて小さい。これは扇状地河道における特徴である。

②17km~25km区間

$Q=2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ と $Q=3,900 \text{ m}^3/\text{s}$ ではほぼ同程度の値であり、約 $100 \text{ cm}^2/\text{s}^2 \sim 40 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ の間で推移している。 $Q=7,870 \text{ m}^3/\text{s}$ では $Q=2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の約2倍、 $Q=13,000 \text{ m}^3/\text{s}$ では約4倍の u_*^2 となる。

③10km~17km区間

各流量ごとにほぼ一定の u_*^2 となる区間であり、 $Q=2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ では約 $90 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ 、 $Q=3,900 \text{ m}^3/\text{s}$ では約 $150 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ 、 $Q=7,870 \text{ m}^3/\text{s}$ では約 $250 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ 、さらに $Q=13,000 \text{ m}^3/\text{s}$ では約 $300 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ となる。

④0m~10km区間

この区間においても各流量ごとにほぼ一定の u_*^2 となり、 $Q=2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ では約 $20 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ 、 $Q=3,900 \text{ m}^3/\text{s}$ では約 $60 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ 、 $Q=7,870 \text{ m}^3/\text{s}$ では約 $100 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ 、さらに $Q=13,000 \text{ m}^3/\text{s}$ では $150 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ の周辺で変動している。

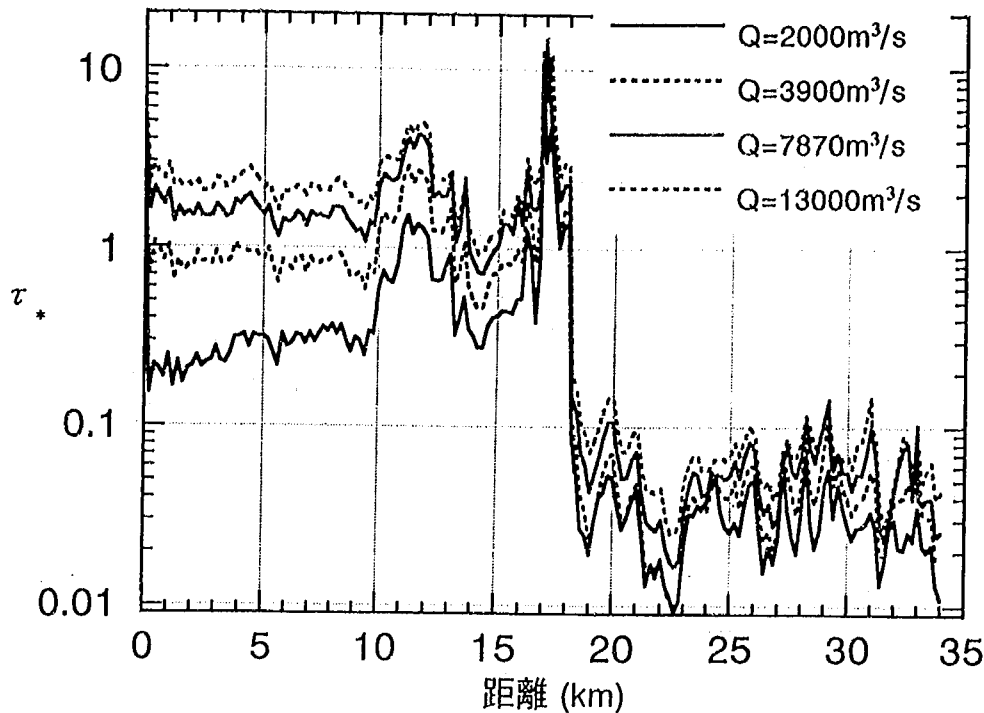


図-2.28 無次元掃流力 τ_* の縦断分布 (不等流計算結果)

ここで特徴的なのは、区間②の u_b が区間③に比べて値が小さいことである。これは沢海床固の堰上げによって水面勾配が緩くなっていること、および砂利採取による河床低下のため河床勾配が緩くなったこと (2.6.2参照) が原因と考えられる。

(7) 無次元掃流力 τ_* の縦断変化

図-2.22に示した河床材料 d_{50} の縦断分布より求めた無次元掃流力 τ_* の縦断分布を図-2.28に示す。沢海床固 (17km地点) 周辺で τ_* が局所的に大きくなるがこの区間を除くと巨視的には次の3区間に区分できる。なお、17~18km区間は沢海床固が設置されている区間に対応するため、以下の区分から除外する。

①18km~34km区間

$Q=2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ では0.05以下で変動し、 $Q=3,900 \text{ m}^3/\text{s}$ では0.05を上回る区間が一部出現する。また、同区間の $Q=7,870 \text{ m}^3/\text{s}$ および $Q=13,000 \text{ m}^3/\text{s}$ では概ね全区間で0.05以上となる。均一粒径砂の限界掃流力 τ_{*c} は0.05であることから、 $Q=2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ では河床材料はほとんど動かず、平均年最大流量の $Q=3,900 \text{ m}^3/\text{s}$ で掃流される限界となり、それ以上の流量では移動すると考えることができる。

②10km~17km区間

各流量とも12km付近で上下流と比べて τ_* が大きくなる区間があるが、これは主として河床材料の d_{50} が10.0-17.0km区間で下流方向に1.5mmから0.7mmと小さくなることに対応している。同区間の τ_* は、 $Q=2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ では0.3~1.2の間で変動しており、 $Q=2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の τ_* をもとにすると $Q=3,900 \text{ m}^3/\text{s}$ では約2倍、 $Q=7,870 \text{ m}^3/\text{s}$ では約3倍、さらに $Q=13,000 \text{ m}^3/\text{s}$ では約4倍と大きくなる。

③0km~10km区間

$Q=2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ では約0.3、 $Q=3,900 \text{ m}^3/\text{s}$ では約0.9、 $Q=7,870 \text{ m}^3/\text{s}$ では約1.2、さらに $Q=13,000 \text{ m}^3/\text{s}$

表-2.5 一級河川の場合におけるセグメントの特徴 (山本,1988)

	セグメント1	セグメント2	セグメント3
地形区分	扇状地 谷底平野	自然堤防帯 中間地	デルタ
河床材料の平均粒径 d_m	2cm以上	3cm~0.4mm	0.3mm以下
河岸物質	表層に砂、シルトがのることがあるが薄く、河床材料と同一物質が占める	下層は河床材料と同一、細砂、シルト、粘土の混合物	シルト・粘土
勾配	1/60~1/400	1/400~1/4,000	1/5,000~水平
蛇行程度	曲がりが少ない	蛇行が激しいが、川幅水深比が大きいところでは8字蛇行または島が発生	蛇行が大きいものもあるが、ないものもある
河岸侵食程度	非常に激しい	中程度・河床材料が大きいほど水路がよく移動する	弱程度・ほとんど水路は動かない
水路の平均深さ	0.5~3m	1~5m	4~6m

では約2.0となる。

以上より、18kmより下流河道では流量規模が小さくとも河床砂が絶えず移動しうること、また上流では $\tau_* \leq 0.05$ となる場合が多いことから、砂利の堆積が生じやすいことが推定できる。

2.5.3 セグメント区分

図-2.20に示したように、河道の縦断形は同一勾配を持つ区間がいくつか集まってできている場合が多い。さらに、同一勾配を持つそれぞれの河道区間では、河床材料がほぼ同一であり、掃流力 (u_*)、低水路幅、水深も同じような値を持つことが多い。このように、互いに似た特徴を持つ河道区間ごとの河道の特徴を縦断的に解析する手法が“セグメント単位の見方”であり、各区間を“セグメント”と呼ぶ。各セグメントの一般的な河道特性の概略を表-2.5に示す。この表に基づき阿賀野川の直轄区間の河道のセグメント区分を行うと次の4つのセグメントに分類することができる。

- ①25km~35kmのセグメント1 (扇状地帯を流下する河道区間)
- ②17km~25kmのセグメント2-1 (自然堤防帯を流下し河床材料が砂利の区間)
- ③9km~17kmのセグメント2-2 (自然堤防帯を流下し河床材料が砂の区間)
- ④0km~9kmのセグメント3 (デルタ地帯)

各セグメントにおける阿賀野川の河道特性を2.5.2に示した河道特性量をもとに表-2.6にまとめて示す。

表-2.6 阿賀野川のセグメントの特徴

セグメント	1	2 - 1	2 - 2	3
区間 (km)	25~34	17~25	9~17	0~9
河床勾配	1/770	1/1,800	1/5,800	1/35,000
d_{50} (mm)	20~100	15	1.0	0.5
低水路幅(m)	350	350	300~550	550~900
蛇行の程度	曲がりが少ない	河道改修前では激しかった	横越・灰塚の2大湾曲部	ほぼ直線
水深 (m)	2~5	2~4	4~5	4
流速係数	21	16	14	14
河床波形態	Flat	Dune~Transition	Flat	Flat
u_*^2 (cm ² /s ²)	400 (200~600)	100 (50~120)	160	60
τ_*	0.05	0.05	0.5~3.0	0.8

セグメント	区間(km)	調査年
3	(0.0~9.0)	1979
2-2	(9.0~17.0)	1979, 1982
2-1	(17.0~26.0)	1982, 1986
1	(26.0~34.0)	1982, 1986

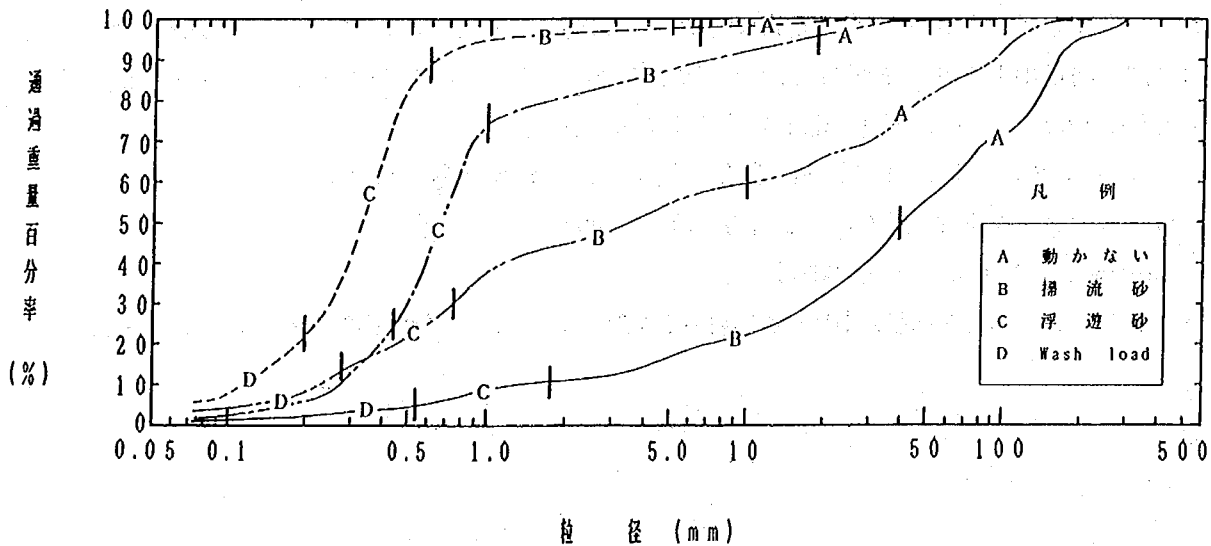


図-2.30 各セグメントでの平均的な粒度分布

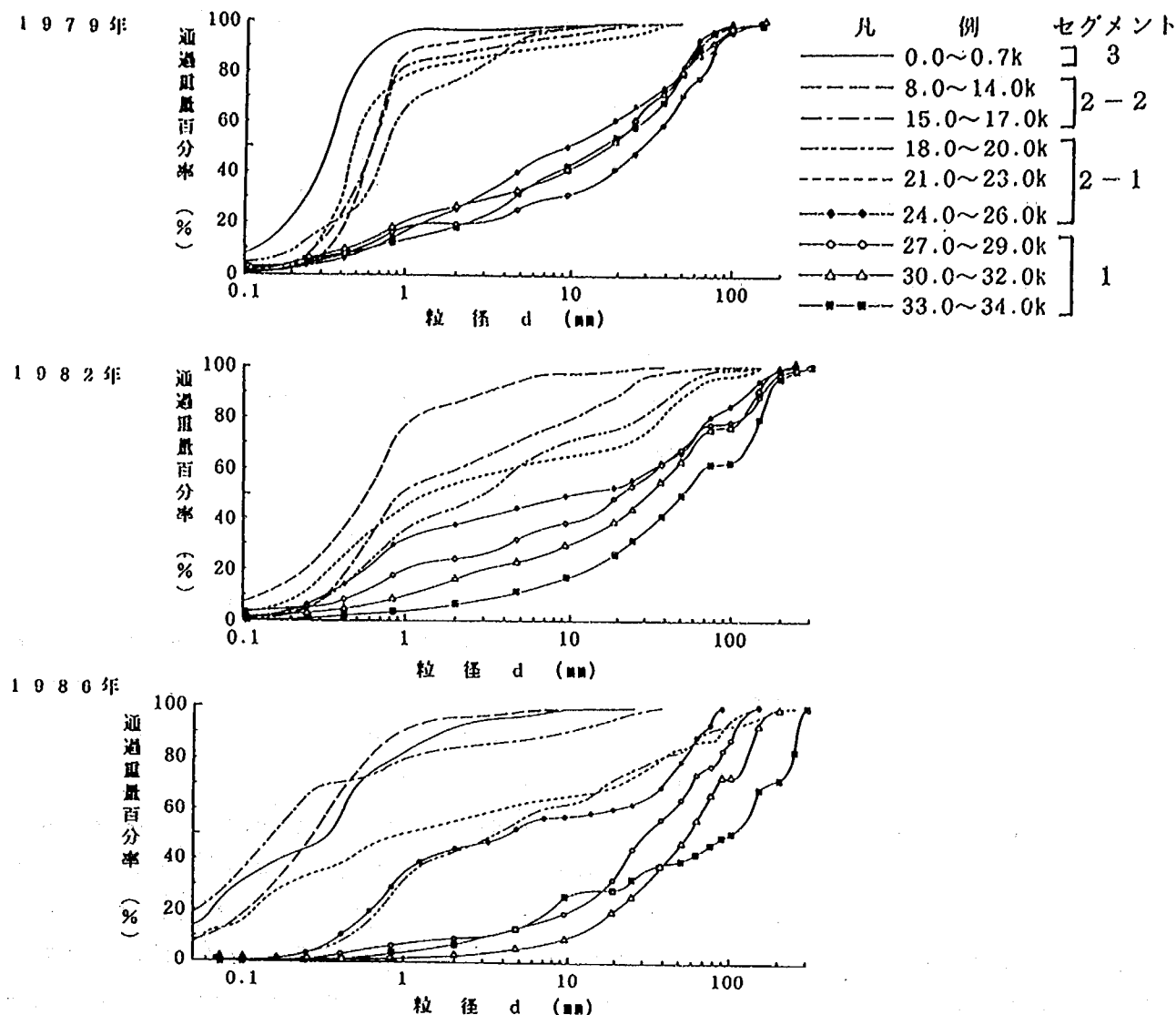


図-2.29 1972年,1982年,1986年の河床材料の粒度分布

2.5.4 平均年最大流量時の流砂形態

河床材料の粒度分布や60%通過重量粒径 d_{60} (≒平均粒径) の縦断分布は、各セグメントにおける掃流力に対応して流送される粒径が選択され、その結果として縦断的に分級されることによって定まっていると考えられる。ここでは各セグメントにおける代表的な粒度分布と、平均年最大流量時の掃流力により粒径ごとの流砂形態を調べ、これを隣接するセグメントと比較することにより粒度分布の縦断変化を説明する。

1979年,1982年,1986年に行われた河床材料調査による粒度分布を図-2.29に示す。粒度分布は凡例に示す各区間における平均値として示した。各区間は凡例に示したように表-2.6に示したセグメント区分に対応する。巨視的には上流のセグメントほど粗粒の粒度分布になっていること、同じセグメントに属する各河道区間における粒度分布形は似ていることが分かる。しかし、セグメント2-1に属する区間の粒度分布を見ると、分布形の縦断方向および経年的変化が他のセグメントのものに比べて激しい。これはセグメント2-1における河床材料は粒径の淘汰が悪いため、調査時に誤差が混入しやすいためと考えられる。

このような粒度分布のばらつきを抑えて同じセグメントに属する各区間の平均的な粒度分布を得るため、セグメントごとに図-2.29に示した各年の粒度分布を平均した。その結果を図-2.30に示す。平均計算に用いた粒度分布の調査年は図中の凡例に示した。同図によると、セグメント1から3（上流から下流）に向かって粗粒分が少なくなり、粒度の淘汰度が良くなる。

次に、表-2.6に示した u_* の各セグメントにおける平均値に基づき、粒度分布を流送されない、掃流砂、浮遊砂そしてウォッシュ・ロードの流砂形態に区分する。各セグメントの粒度分布に含まれる任意の粒径の流砂形態の区分は次の方法により定めた。

・流送されない $d_s \leq d_i$ ここで $d_c = \frac{u_*^2}{0.06sg}$

・掃流砂 $d_s \leq d_i < d_c$ ここで $w(d_i) = u_*$

$w(d)$ は粒径 d の砂粒子の沈降速度である。 $w(d)$ は次のAllenの式を用いる。

$$w(d) = 0.233(s^2g^2/\nu)^{1/4}d \quad (\text{cm-sec})$$

・浮遊砂 $d_w \leq d_i < d_s$ ここで $w(d_w) = \frac{u_*}{2.5}$

・ウォッシュ・ロード $d_i < d_w$

各セグメントにおける粒径 d_i の流砂形態を図-2.30に併せて示した。セグメント1, 2-1では $d_i = d_{50}$ （ $\equiv d_m$ ）であることから、流砂の粒度分布は河床材料のものと比べて細粒化していると考えられる。また、河道内に粗粒分が堆積し、掃流砂量が卓越するセグメントになっている。これらに対し、セグメント2-2, 3では d_i が最大粒径程度であるため、流砂と河床材料の粒度分布がほぼ同じであると考えられる。 d_{50} を含む粒度分布の主モードは浮遊砂として流送される。

以上に示した流砂形態から、各セグメントにおける河床材料の粒度分布（縦断的な河床材料の分級）は次のように説明できる。セグメント1では d_{50} （ $=57\text{mm}$ ）以上の粒径である材料が堆積し易いことから、セグメント2-1ではこの範囲の粒径が減少している。セグメント2-1から2-2においてもこれとほぼ同様であり、セグメント2-1における d_{50} （ $=16\text{mm}$ ）以上の範囲の粒径がセグメント2-2では減少している。そして、セグメント2-2, 3ではセグメント1, 2-1において浮遊砂またはウォッシュ・ロードとして流送されていた粒径が河床材料の主モードとなっている。また、 $d_i \leq 0.2\text{mm}$ では各セグメントをとおしてウォッシュ・ロードとして流送されるため、河床材料中にはほとんど見られない。

2. 6 河道特性の経年変化

2.6.1 砂利採取状況

阿賀野川における砂利採取の経緯を年表として表-2.7に示す。これより砂利採取の経緯は以下に示すように大きく区分される。

①1868年～1952年：砂利採取の始まり

砂利採取は明治初年頃に手掘りで行ったのが始まりとされている。昭和に入ると焼け玉エンジン付きの砂利採取船が使用されるようになり、砂利採取の機械化が始まった。しかし、砂利の需要が低かったため採取量は少量であったと考えられる。

②1953年～1966年：砂利需要の急増に伴う砂利採取の全盛期

阿賀野川で採取された砂利は新潟県内で使用された。この期間内には新潟大火、新潟国体(1955年)、

表-2.7 阿賀野川における砂利採取の経緯

西 暦	年 号	法、規制計画等	砂 利 採 取	そ の 他
1868	明 元		明治初年頃より木船による手堀りでおこなわれる	
1896	明29		河川法の規定により、砂利採取に県の申請と砂利採取料の徴収が始まる。	河川法規定 阿賀野川が県管理となる
1923	大12		基礎工に使う玉石を中心に採取	
1928	昭 3		焼玉エンジン付き木造砂利採取船が登場し、一部で機械化が始まる。	
1931	昭 6		需要が県道の敷砂利へと変わる。 手堀り業者が、各地区毎に業者組合をつくり、分業化を初め、各地区毎の需要に応じる。(このころは、砂の需要はほとんどない。)	
1945	昭20			敗戦
1947	昭22			長岡工事事務所阿賀野川工場(阿賀野川工事事務所の前身)設置
1953	昭28		砂利、砂の需要が伸びはじめる。	
1955	昭30		新潟大火の復興及び新潟国体のため、砂利の需要大幅に増える。	新潟大火、新潟国体
1957	昭32		このころより鉄船の大型砂利舟に転換	
1961	昭36		砂利需要大幅に増え始める。	
1963	昭38			総体計画策定
1964	昭39		新潟地震の復興により砂利需要急増(砂利景気と呼ばれる)	新潟地震
1965	昭40		砂利採取規制の強化が始まる。	新河川法施行
1966	昭41	河川砂利基本対策要綱(事務次官通達)		阿賀野川が一級河川の指定され、国の管理となる
1967	昭42	基本計画及び規制計画(42~45)		工事実施基本計画策定
1968	昭43	砂利採取法施行	阿賀野川砂利船舶共同組合結成(組合員約80名)	
1969	昭44	No.17.0~No.34.0間用途規制	阿賀野川砂利採取販売共同組合設立	
1974	昭49	河川砂利基本対策要綱改正 規制計画策定(通達) 第一次規制計画(49~53)	認可量激減	改修計画改定
1975	昭50		玉石の認可なくなる。 陸砂利への転換始まる。	
1978	昭53			阿賀野川で初の大規模な塩水遡上おこる。
1979	昭54	第2次規制計画(54~56)		
1982	昭57	第3次規制計画(57~59)	砂利採取量が減ったため、砂利舟を80船から40船に半減した。	
1985	昭60	第4次規制計画(60~62) 塩水遡上防止のためNo.11.0~No.13.0間禁止区域指定		
1988	昭63	第5次規制計画(63~2)		工事実施基本計画改定
1989	平 元			
1991	平 3	第6次規制計画(3~5)		改修計画改定

新潟地震の復興(1964年)があり新潟県内の砂利需要が急増した。この需要に答えるべく、大型の採取船を用いた大規模な砂利採取が行われた。

③1967年~1973年：砂利の計画採取の指導—採取許可量の漸減開始—

河床低下の問題が生じるようになった阿賀野川は1966年に建設省管理となった。1968年に砂利採取の規制計画が策定され、これを受けて計画採取の指導があったため、砂利採取の許可量は少なくなった。1967年以降の砂利および砂の採取許可量の経年変化を図-2.31に示す。これによると、1967年~1973年では、砂利と砂の合計採取許可量はほとんど減少していない。これは、砂利の採取許可量は減少したものの、その分だけ砂の採取許可量が増加したためである。

④1974年以降：本格的な砂利採取の規制—採取許可量の本格的な減少—

1974年に砂利採取の規制に関するいくつかの通達があり、これを受けて採取許可量が減少した。1975年~1978年の期間の採取許可量は、砂は横ばいであったが砂利が増加している。1978年以降は、砂利と砂の採取許可量は減少しており、1982年以降では規制計画で定めた採取許可量の上限以下になるように採取許可量が減少している。1992年の合計の採取許可量は20万 m^3 であった。しかしこの採取許可量は北陸でも2番目に多い量である(他河川では10万 m^3 程度)。採取許可量は今後とも減少する予定となっている。ただし、合計の採取許可量を5万 m^3 まで減少させるには、現在の規制計画ではさらに約10年間を必要とする。

1974年以降における1km区間ごとの砂利採取許可量の縦断分布を図-2.32に示す。灰塚地区(11km地点)から下流における区間(セグメント3)での許可採取量が平均して約33万 m^3 /10年/kmと非常に多いことが分かる。灰塚地区から上流の区間では22,26,27,31km地点で許可採取量が大きいものの、平

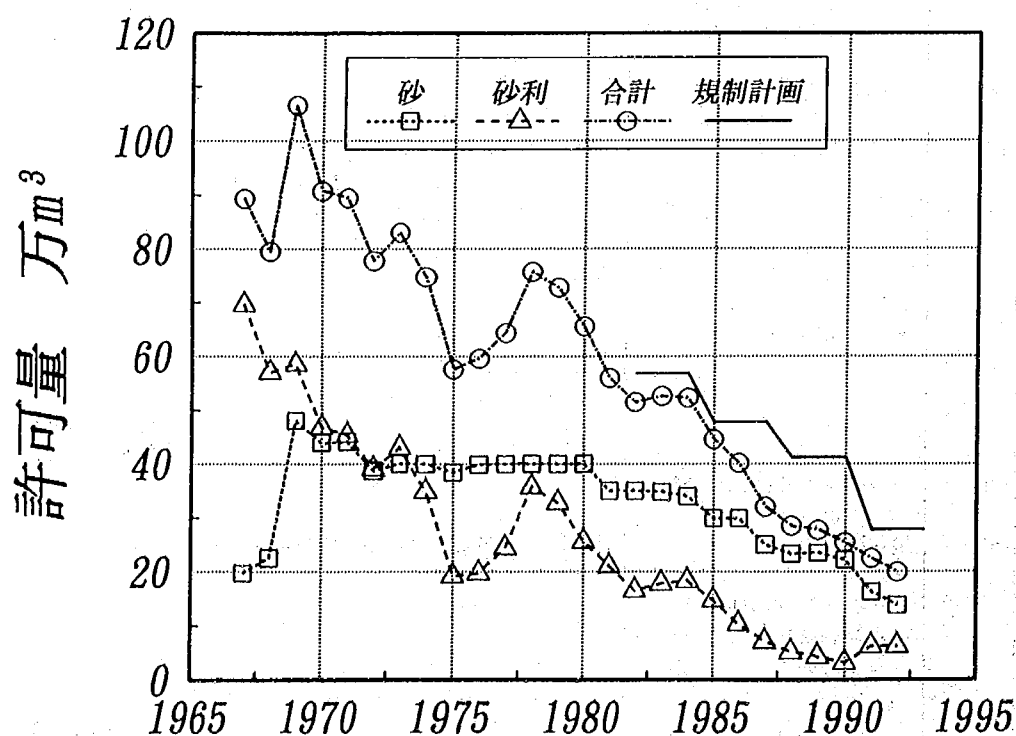


図-2.31 阿賀野川での砂利採取許可量の経年変化

砂利採取量 (×1000 m³)

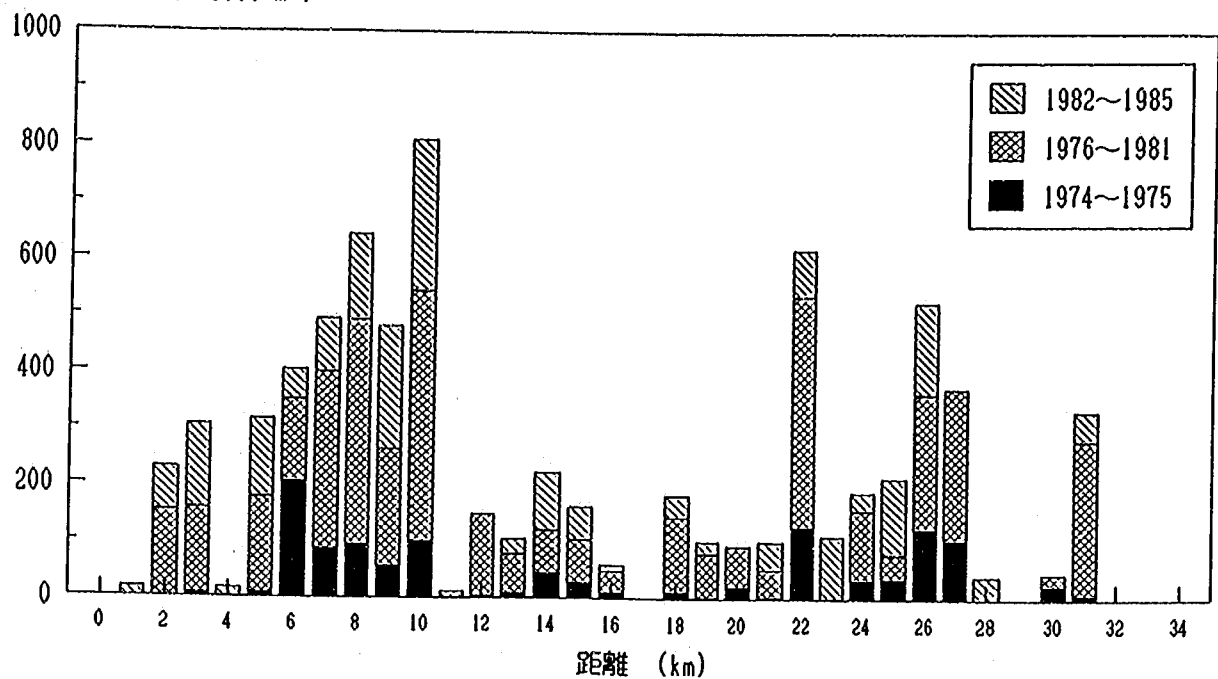


図-2.32 砂利採取許可量の縦断分布

採取深 (m)

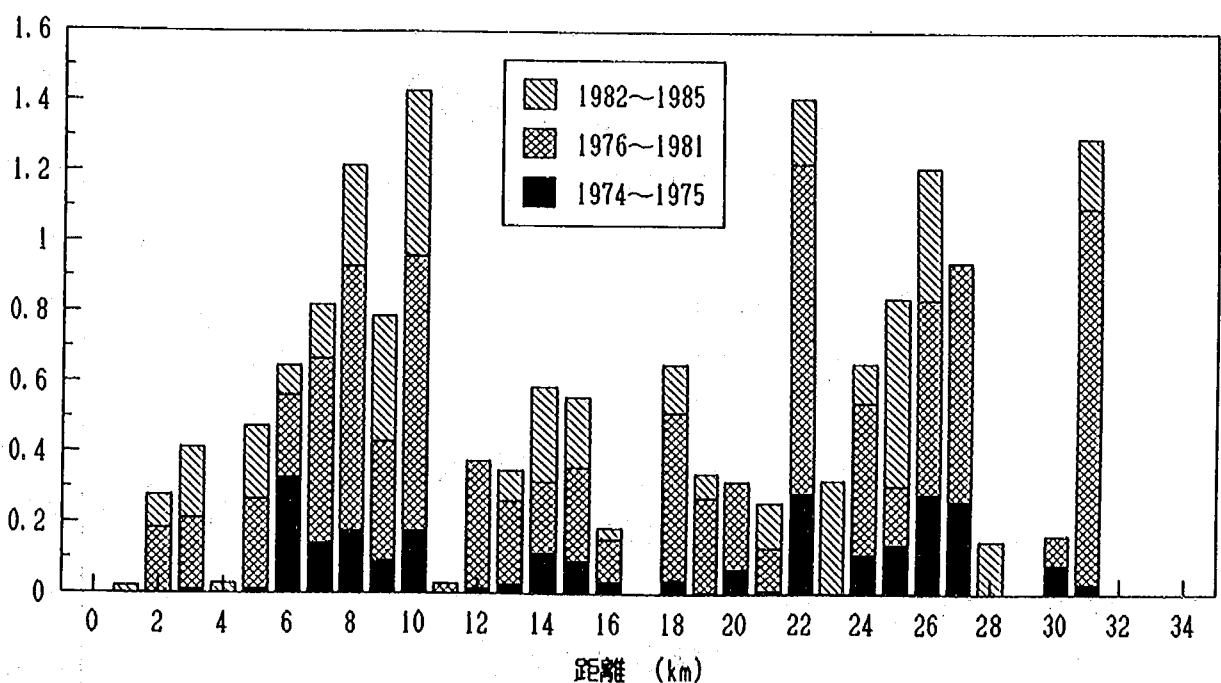


図-2.33 砂利採取深の縦断分布

均では約15万 m³/10年/kmであり灰塚より下流側と比較して半分以下である。このような砂利採取によって河床高がどのように低下するかを見るために許可採取量を許可面積で除し許可採取深を計算した結果を図-2.33に示す。11km地点から下流では許可採取量が多いため砂利採取深が平均で約0.6 m/

10年/kmにも達している。しかし、灰塚地区（11km地点）から下流における区間に比較して半分以下の砂利採取量である11km地点から上流の許可採取量は平均で約0.45m/10年/kmであり、11kmから下流の75%である。これより阿賀野川では主に砂利採取によって全川の河床低下が生じたことが理解される。

2.6.2 河床高の経年変化

阿賀野川における砂利採取による河床掘削、および多目的ダムなどの河道横断構造物による供給土砂量の低減が河道縦断形に対して及ぼした影響を調べるために、平均河床高の縦断形の経年変化を図-2.34に示す。1958年～1981年にわたり17km地点（沢海床固設置地点）から21km地点までの区間を除く全川で平均河床高が低下している。しかしながら1981年～1985年では河床低下の傾向が若干見られる程度である。特に河床低下が激しい区間は6.0～10.0km区間、21.0～30.0km区間であり、これらの区間の河床低下速度は図-2.35に示す河床高の経年変化から9.3cm/年（1958年～1985年）であって、その他の区間における河床低下速度3.5cm/年と比較してはるかに大きい。このような河床低下により、1958年と1985年における平均河床勾配は大きく変化した。1958年と1985年における平均河床勾配を図-2.36に示す。1958年では0～17km区間が2種類、17～32km区間が1種類の勾配から構成されていたのに対し、1985年では0～16km区間が1種類、16～34km区間が2種類の勾配で構成されていることが分かる。この原因は0～17km区間では1958年において2種類の河床勾配の接合点周辺が大きく河床低下したため1985年においてほぼ同一の勾配になったこと、そして17～34km区間では1958年においてほぼ同一勾配だった区間の中央部周辺で大きく河床低下して勾配が異なる2区間に分かれたためと考えられる。勾配の

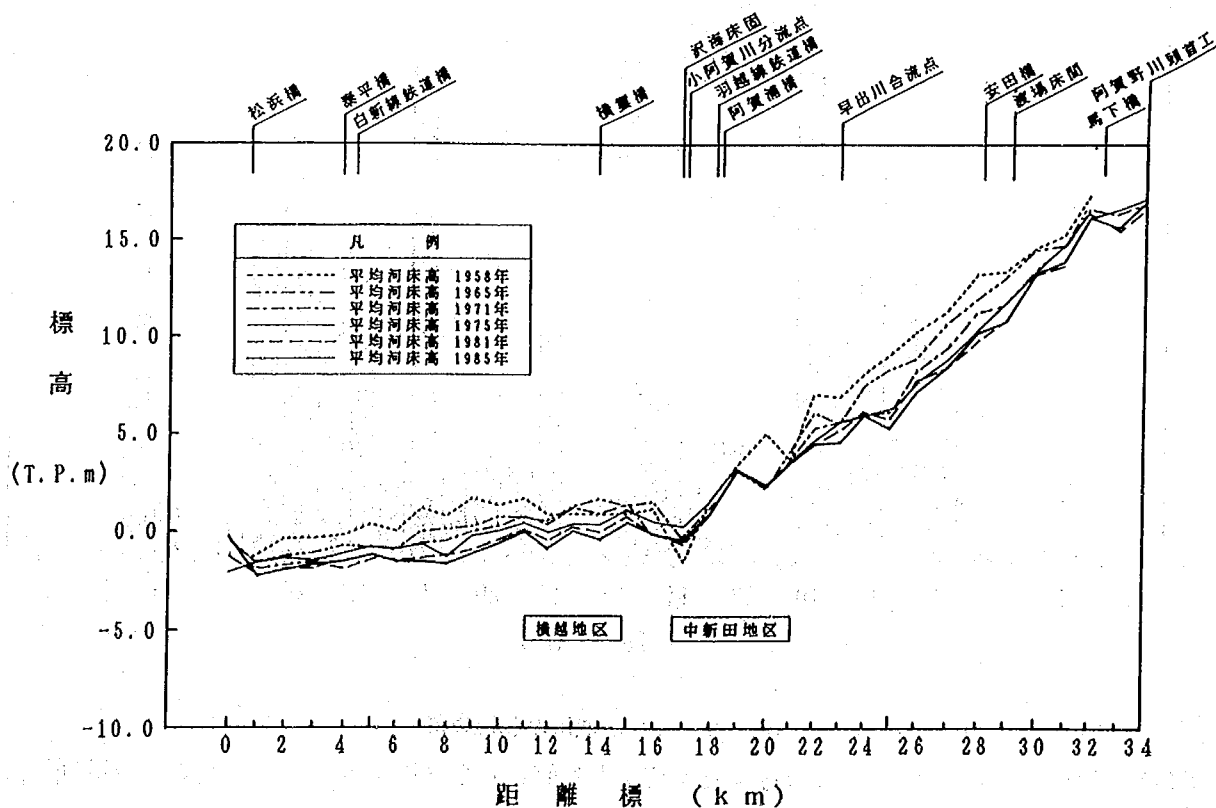


図-2.34 平均河床高の縦断分布の経年変化

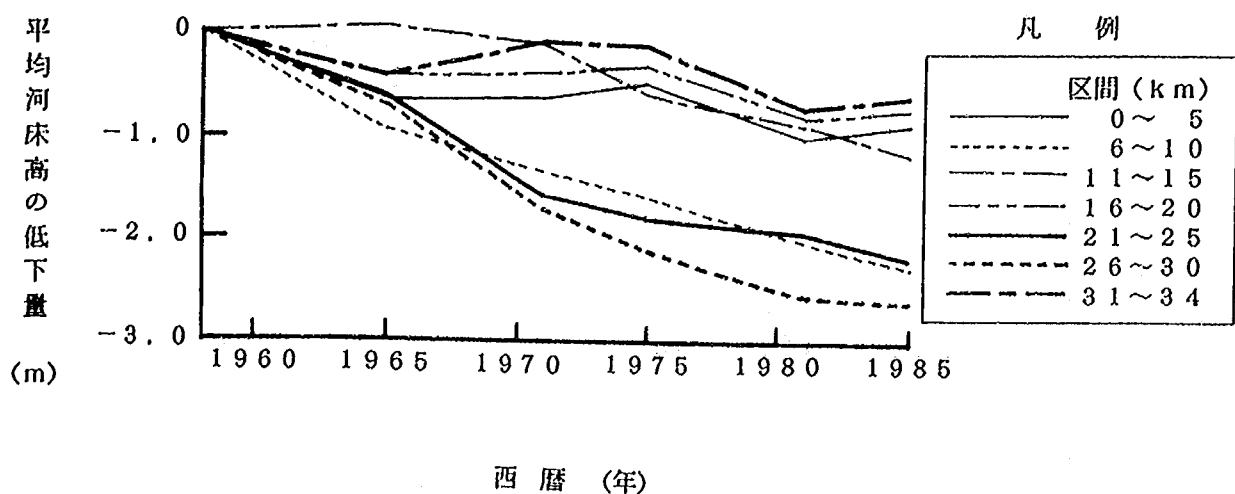


図-2.35 1958年を基準とした平均河床高の低下量の経年変化

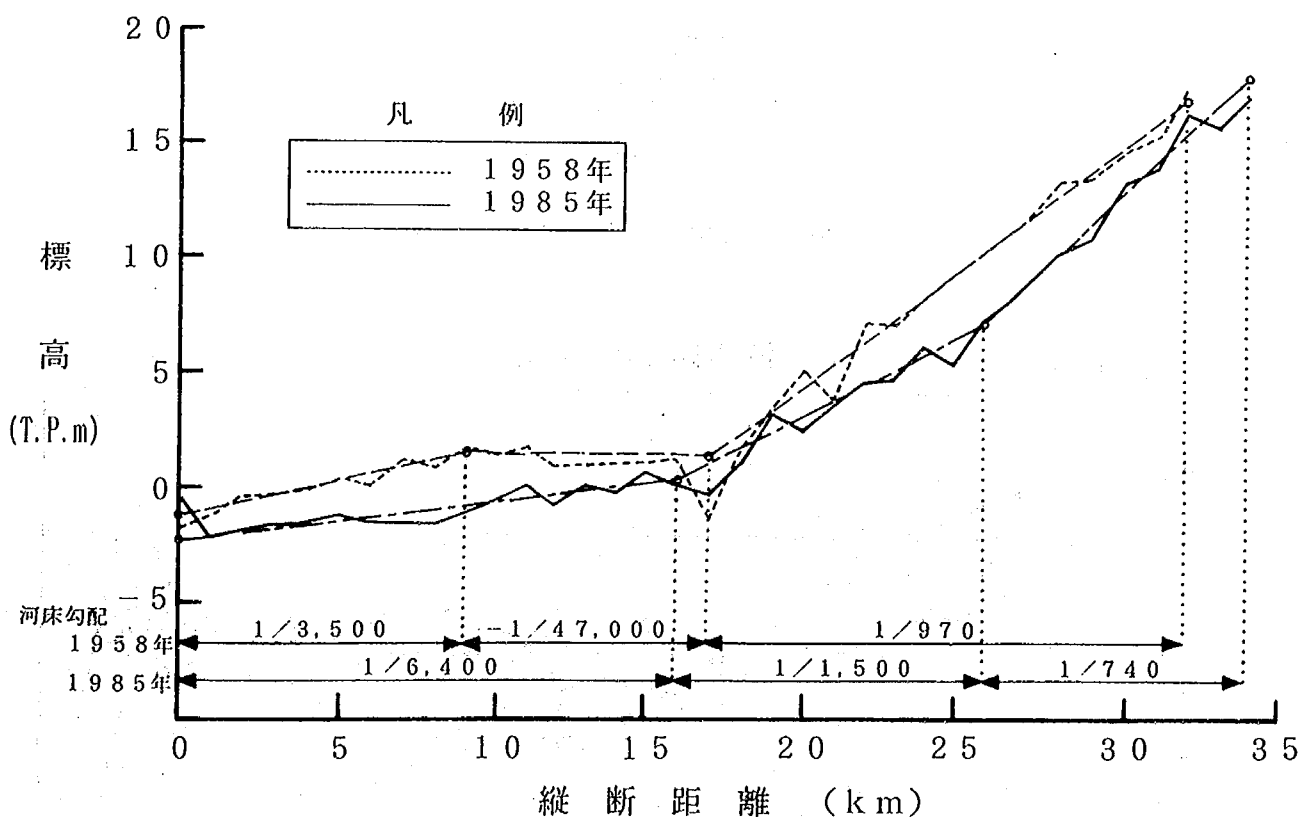


図-2.36 1958年と1985年における河床勾配の比較

変化は0~17km区間において特に顕著であり、今後の河床変動に大きな影響を与えと考えられる。

最深河床高の縦断分布を図-2.37に示す。最深河床高の経年変化は図-2.34に示した平均河床高のそれとほぼ同一である。河床低下に伴い灰塚地区(10km地点)および横越地区(13km地点)では最深河床高の標高が低くなり、局所的に深くなる傾向が見られる。それに対し、平均河床高は経年的変化がほとんど見られない中新田地区(20km地点)では最深河床高がほぼ一定となっている。これは灰塚お

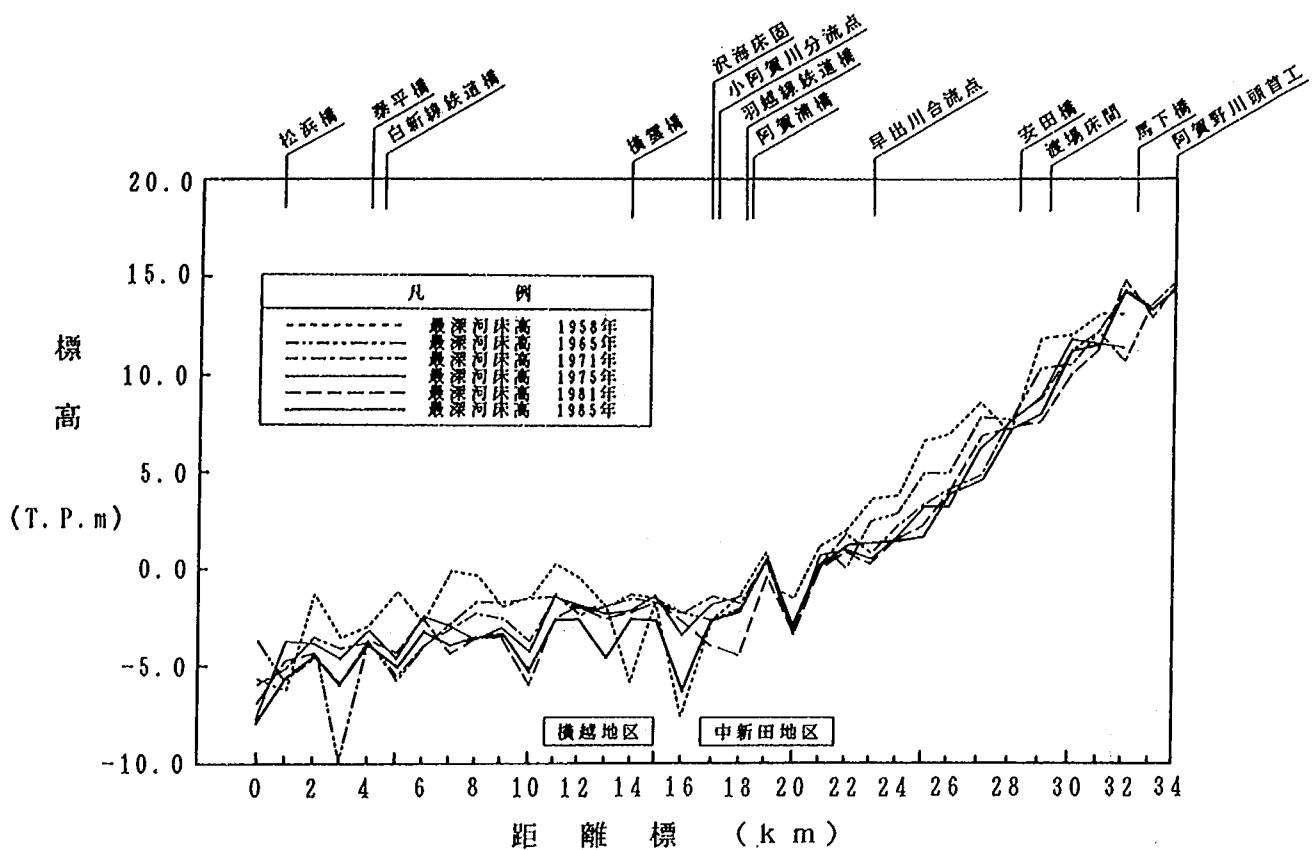


図-2.37 最深河床高の縦断分布の経年変化

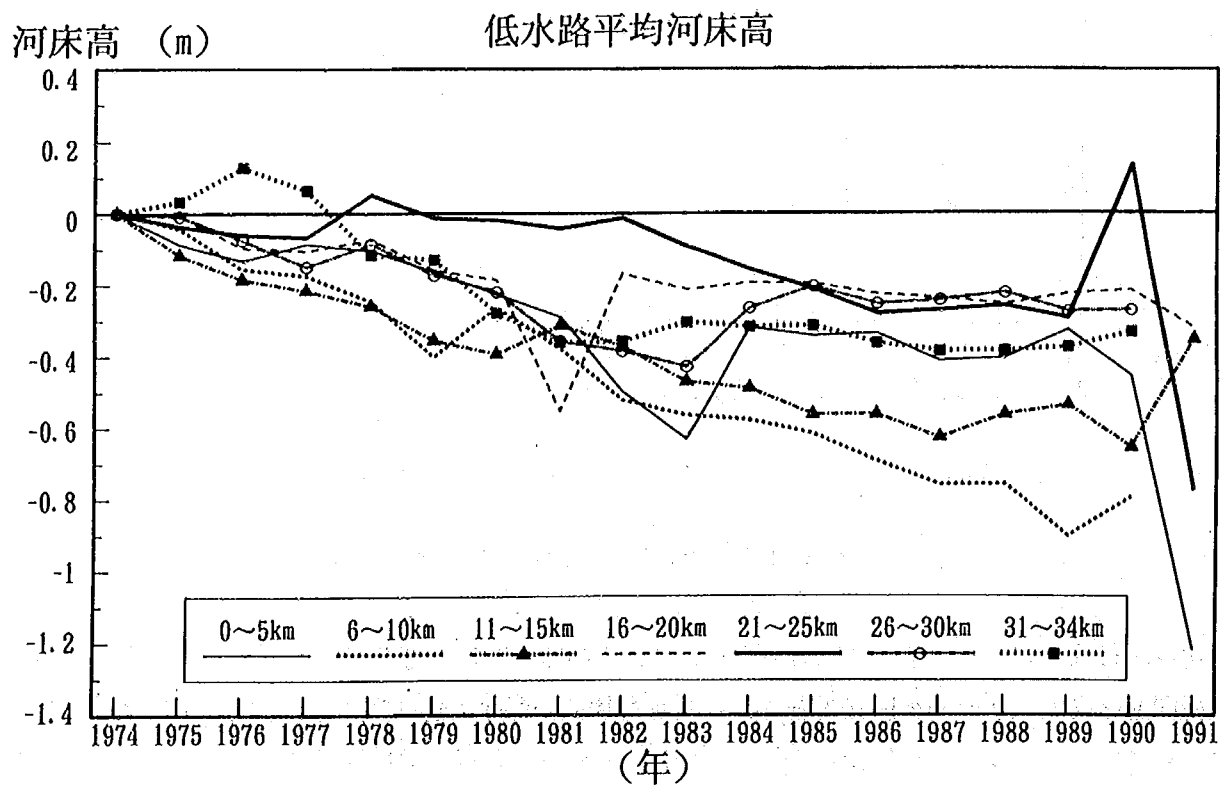


図-2.38(a) 低水路平均河床高と砂利採取深の経年変化の比較

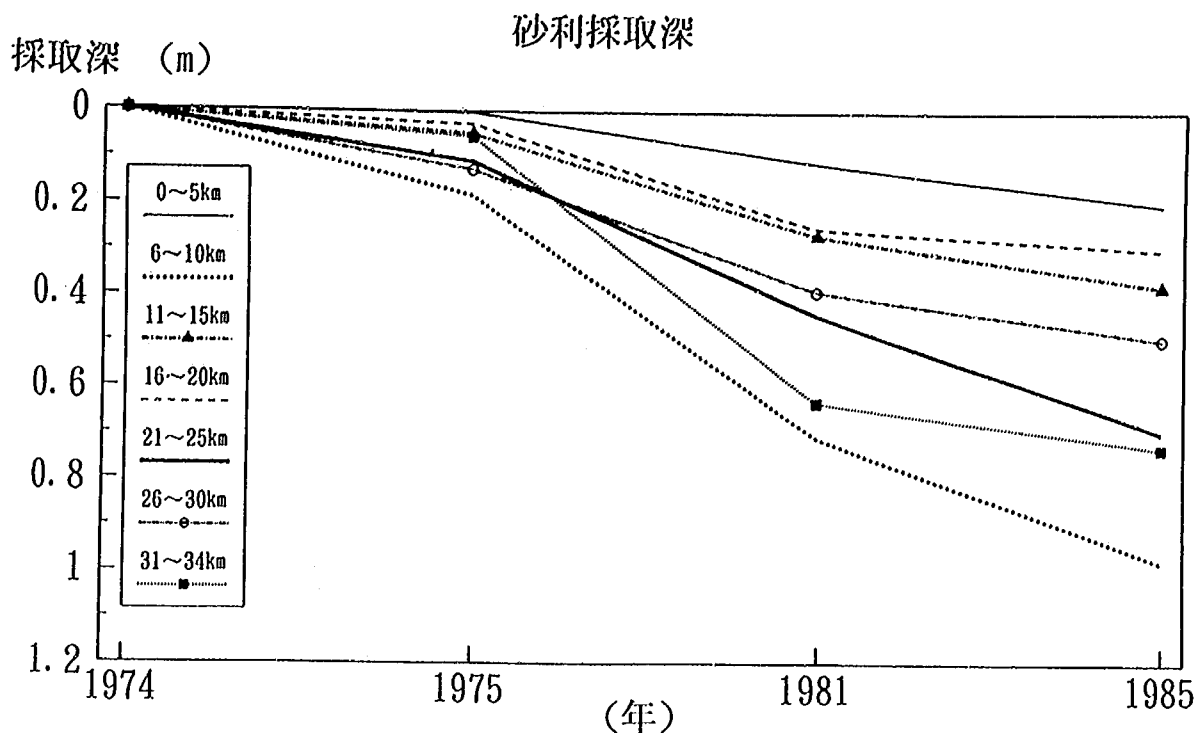


図-2.38(b) 低水路平均河床高と砂利採取深の経年変化の比較

よび横越地区を含む9~17km区間が経年的に急勾配化したのに対し、中新田地区を含む16~26km区間が緩勾配化したことに対応した結果と考えられる。

平均河床高の低下をもたらした主たる原因は砂利採取である。1974年を基準とした低水路平均河床高と砂利採取深の経年変化を図-2.38に示す。6~10km, 11~15km, 16~20km区間では平均河床高と砂利採取深の経年変化の対応が良いことから、平均河床高の低下が砂利採取に起因することが分かる。21~25km区間では砂利採取深に比べ低水路平均河床高の低下量が小さいが、これは早出川の合流による土砂供給のため河床低下が小さかったことが考えられる。また、26~30km, 31km~34km区間では河床低下量が大きくなっているが、これは上流からの土砂供給量の減少による河床低下も含まれているためと考えられる。

このような平均河床高の低下といった縦断的な規模で生じる河道変化に対する対策は、局所洗掘のような横断的な規模で生じる河道変化に対する対策に比べて大規模かつ困難となると考えられる。特に阿賀野川は上流に盆地があり、ダムも多数造られたために、中流部への土砂供給量が少ない。したがって、上流からの土砂供給による河床高の上昇は緩慢であり、河道掘削による河床低下に起因する局所洗掘深の進行などの河道計画上の問題が深刻になる恐れがあると考えられる。

2.6.3 砂州および横断形状の経年変化

阿賀野川における砂利採取量は非常に多かったため、河道平面形状の変化も顕著である。1947, 1968, 1982年における阿賀野川の平面形状を図-2.39に示す。0~10km区間では、砂利需要の低かった1947年において単列または複列状砂州が見られ、平水時に陸地化する砂州が多く見られた。しかし、砂利採取の規制がなく採取が盛んに行われた時期以後の1968, 1982年でこれらの砂州はほとんどなくなって

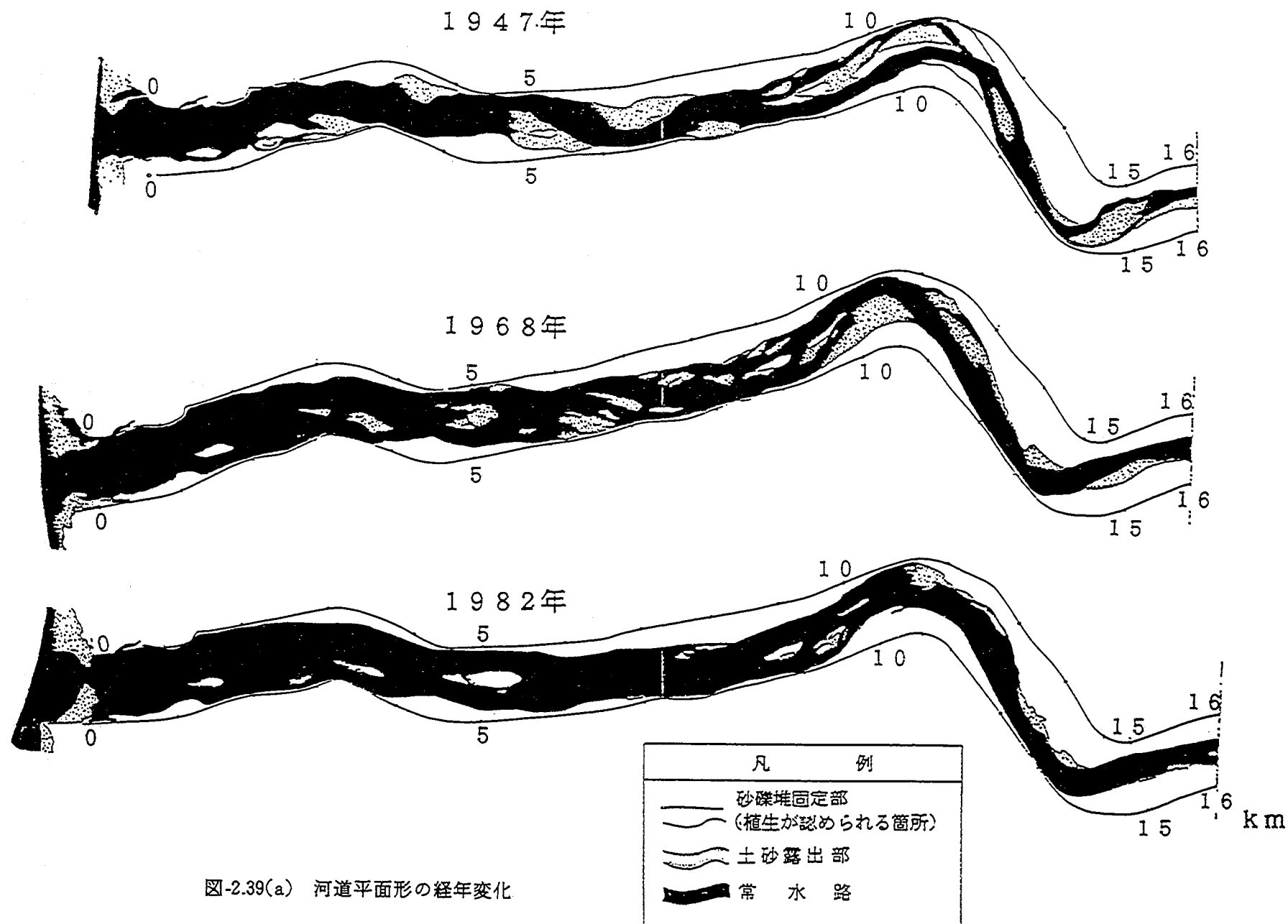


図-2.39(a) 河道平面形の経年変化

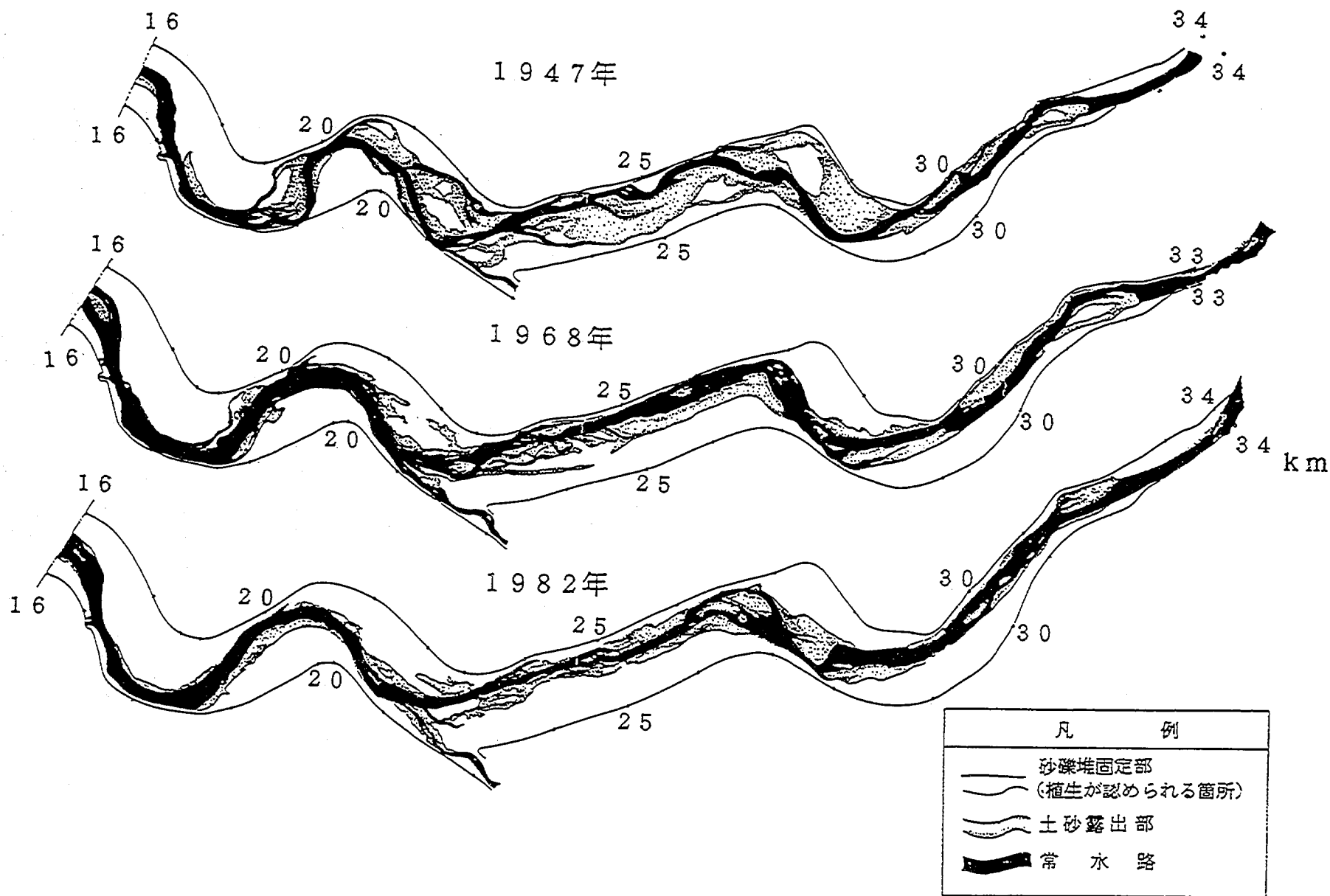


図-2.39(b) 河道平面形の経年変化

いる。

灰塚地区の湾曲部（10km地点）では、1947年において舌状の中州が発達していたが、1968年において中州がなくなり湾曲部の内岸に固定砂州が現れた。このことより、灰塚地区の水衝部は砂利採取の結果として現れたと考えられる。しかしこの固定砂州は1982年の時点でなくなっている。横越地区の湾曲部（14km地点付近）では1947年において大きな中州が見られたが、1968年には消失し現況に近い平面形となっている。この中州も砂利採取により消失したと考えられるが、1967年以前の砂利採取に関するデータがないため定量的な判断は難しい。1982年においては1978年～1982年の期間にこの区間における採取許可量がわずかであったため平面形状の大きな変化はない。

固定砂州の消失と砂利採取の関係を調べるため、1978年と1989年における河床横断形と砂利採取が許可された領域および採取深を9.6～10.6km区間については図-2.40～2.45に、14.8～15.8km区間については図-2.46～2.51に示す。ここで採取深は1978年～1989年の期間の累積採取許可量を採取許可された領域の面積で除して求めた。9.6～10.6kmでは区間湾曲部の内岸である左岸側、また14.8～15.8km区間の左岸側の河床高が低下していることが分かる。これらの低下量と採取深はほぼ等しく、また採取領域が河床低下した位置とほぼ一致している。さらに1968年に撮影された空中写真には固定砂州上に砂利採取跡が見られる。これらから固定砂州は砂利採取によって消失したと考えられる。

以上より、灰塚、横越の湾曲部における平面形状は1968年までの砂利採取による中州の除去によって現在の平面形状になり、さらに現況の水衝部も形成されたと考えられる。今回の模型実験区間である9.0～17.0km区間での1978年～1982年における砂利採取位置と採取深を河道平面図上にまとめたものを図-2.52に示す。図中には後述する検証実験（ケースⅠ-1）の結果から堆積域と洗掘域を示した。灰塚地区である9.8～11.0km区間および14.3～16.0km区間では堆積域と砂利採取位置が良く一致している。このことから中州および固定砂州の消失が砂利採取によることが分かる。また、砂州が形成されたため河床高が高くなっている領域が掘削されたので、図-2.40～2.51に示したように低水路がほぼ平坦となった。したがって砂利採取量を減少させていけばいずれ1978年当時と同じように砂州が形成されると考えられる。このことは湾曲部における局所洗掘対策工を計画する際に、河床横断形状の経年変化を十分考慮しなければならないことを示唆するものである。特に灰塚地区では固定砂州を掘削したため、1978年に右岸に見られた局所洗掘が1989年には埋め戻されている。これは灰塚地区の局所洗掘の問題を解決するように思われるが、縦断的に視野を広げると横越地区の平均河床高の低下を引き起こした原因であることから望ましくない。したがって横越地区の局所洗掘の進行を遅らせるには灰塚地区における砂利採取をできるだけ減らすことがよい。なぜならば平均河床高が低下するような大規模な河床変動への対策は、局所洗掘などの横断的な河床変動への対策に比べて困難であり、また上流からの土砂供給量が少ない阿賀野川では長年かけてももとの河床高に戻ることはまず考えられないからである。

ところで、前出の図-2.39によれば、21-28km区間では1947年～1982年にかけて低水路幅が狭くなった。この区間はほぼセグメント2-1（17-25km）に対応している。セグメント2-1では図-2.36に示したように主に砂利採取が原因と考えられる河床低下のため、河床勾配が緩くなった。このことが川幅の縮小と関係があると考えられる。これについて確かめるため、図-2.53に示す一級河川を対象にして平均年最大流量時の掃流力（摩擦速度の自乗） u_*^2 と河床材料の平均粒径 d_m の関係を山本（1988）が整理した結果と比較してみる。 u_*^2 は平均年最大流量を一定とした場合、平均年最大流量時の水深と河

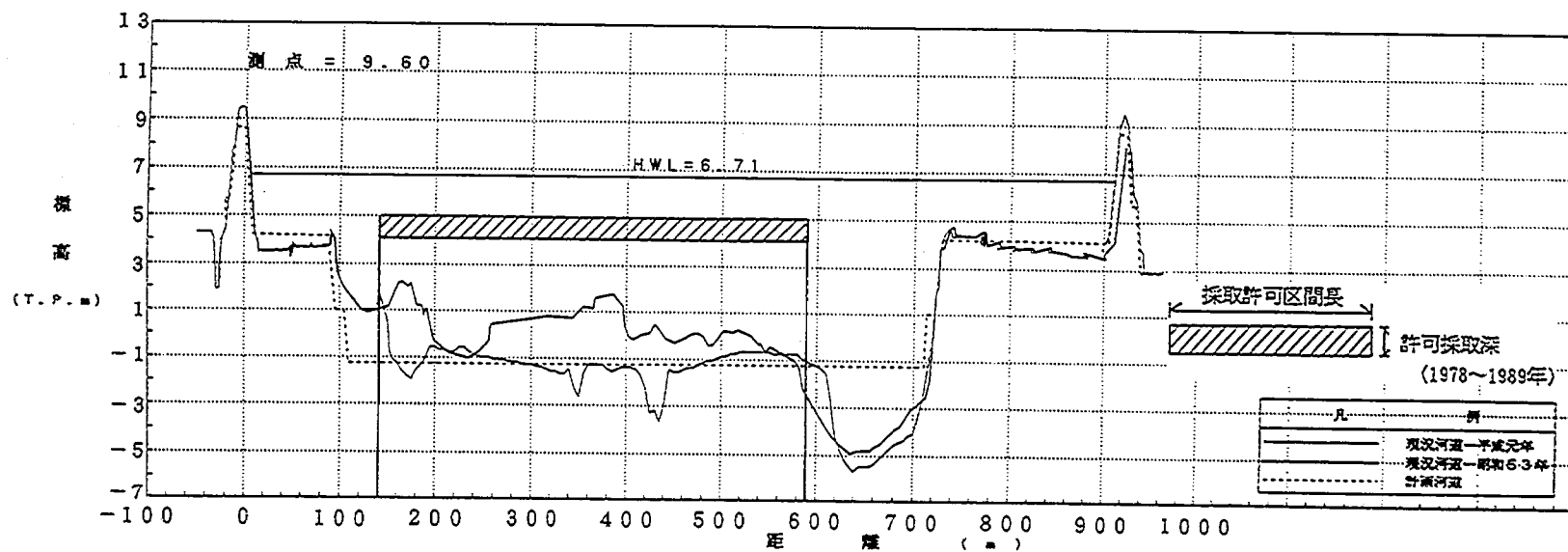


図-2.40 9.6km地点における河床横断形状の比較(1978年 vs. 1989年)

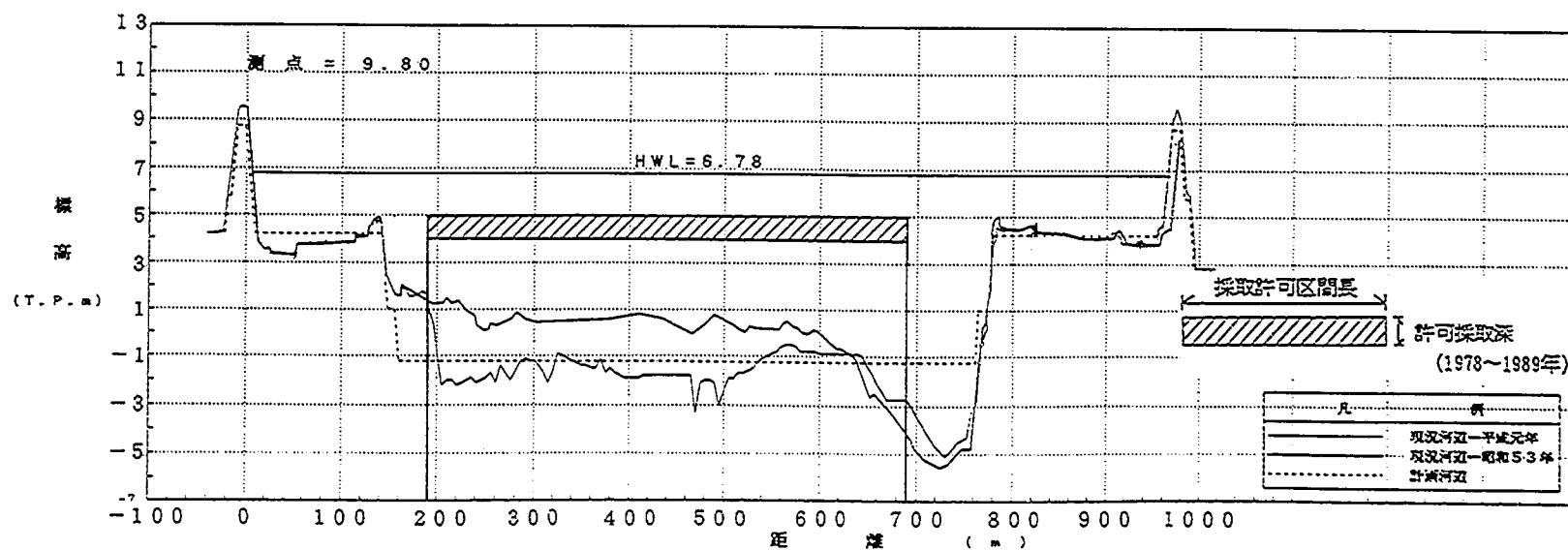


図-2.41 9.8km地点における河床横断形状の比較(1978年 vs. 1989年)

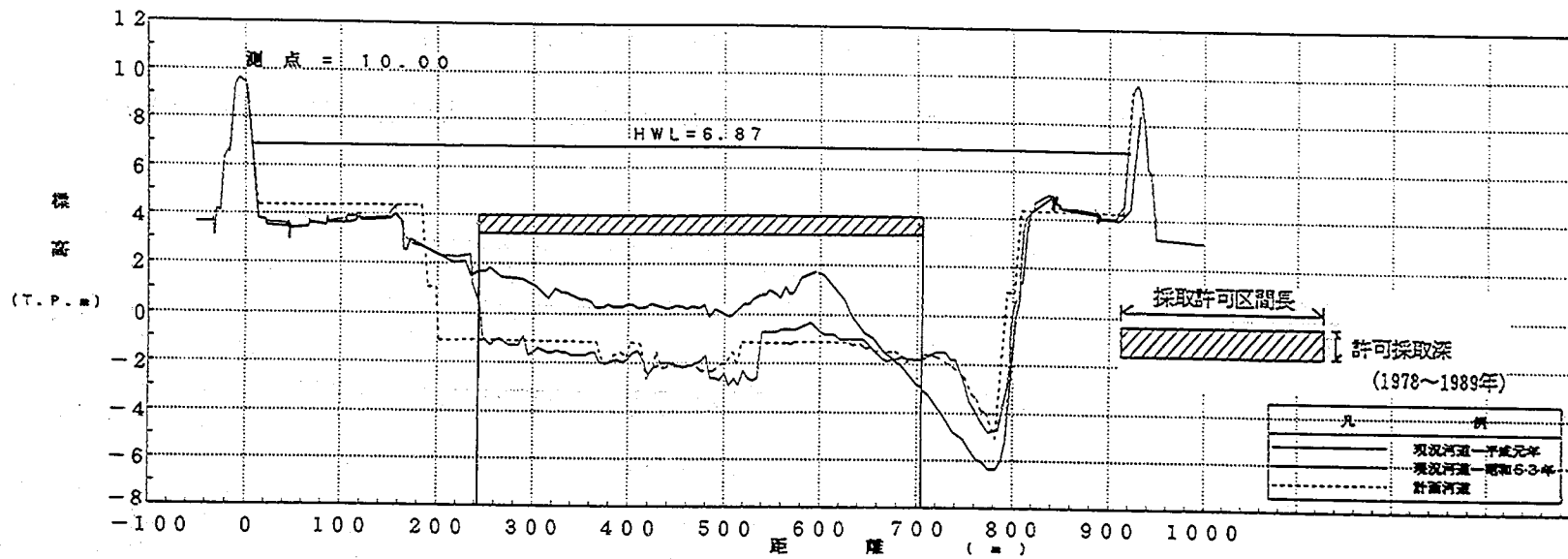


図-2.42 10.0km地点における河床横断形状の比較(1978年 vs. 1989年)

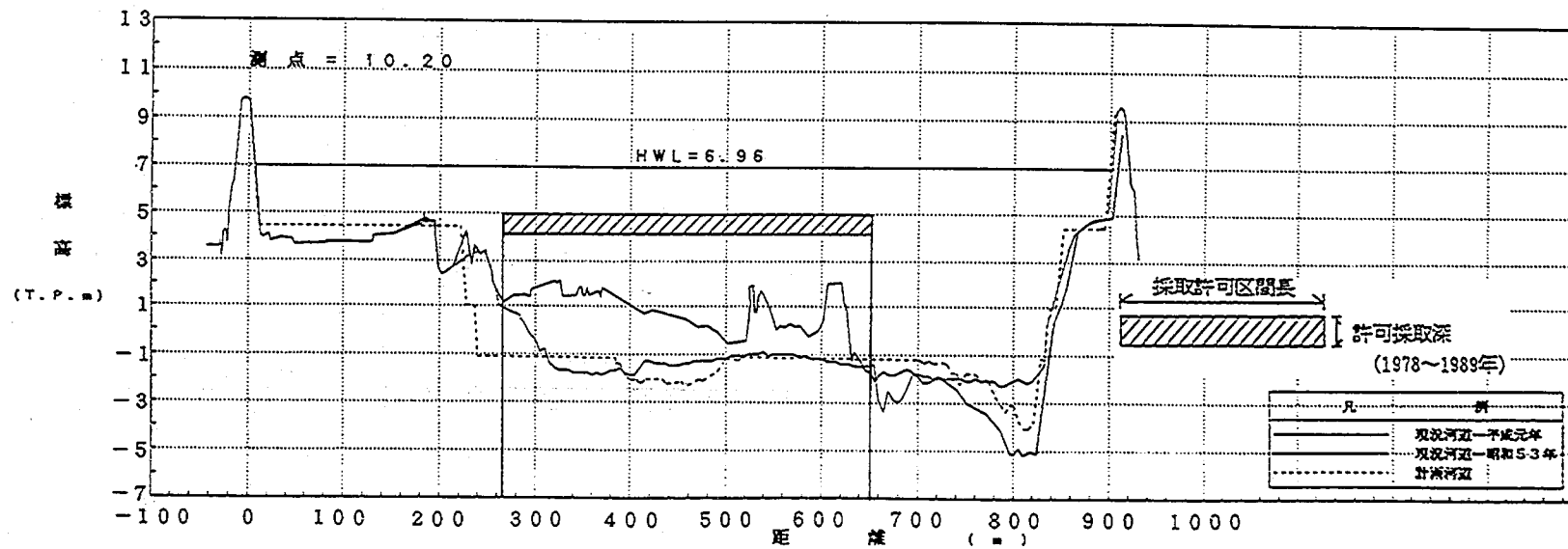


図-2.43 10.2km地点における河床横断形状の比較(1978年 vs. 1989年)

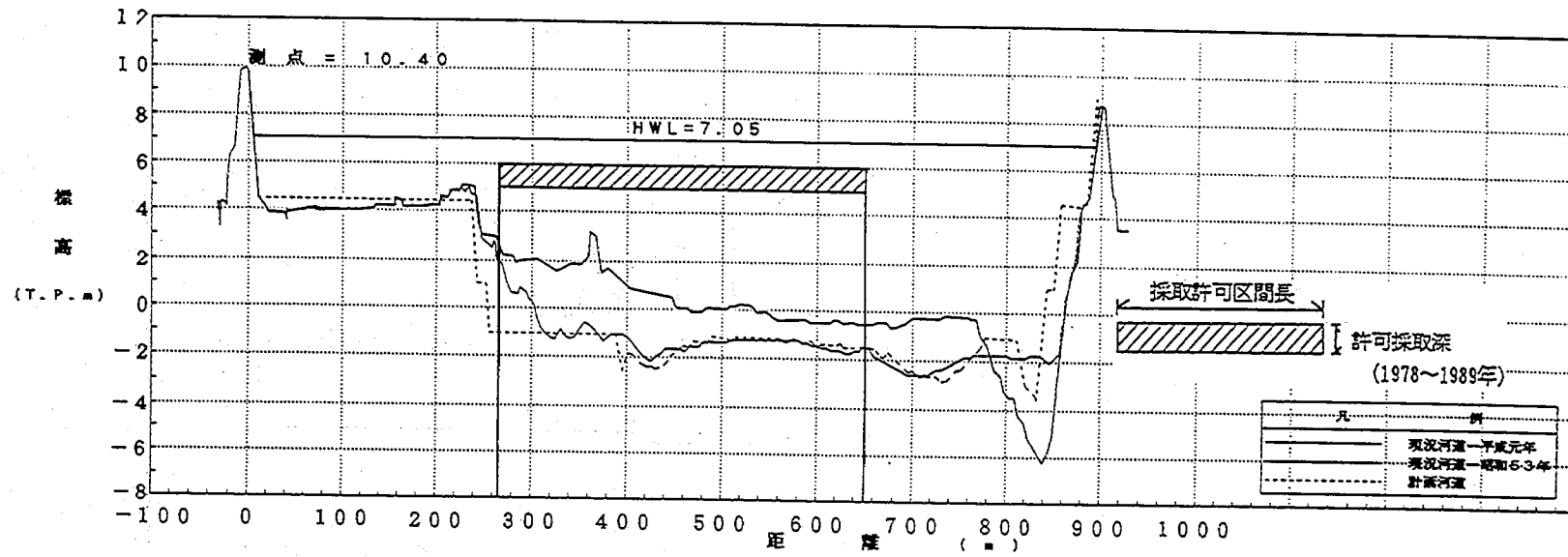


図-2.44 10.4km地点における河床横断形状の比較(1978年 vs. 1989年)

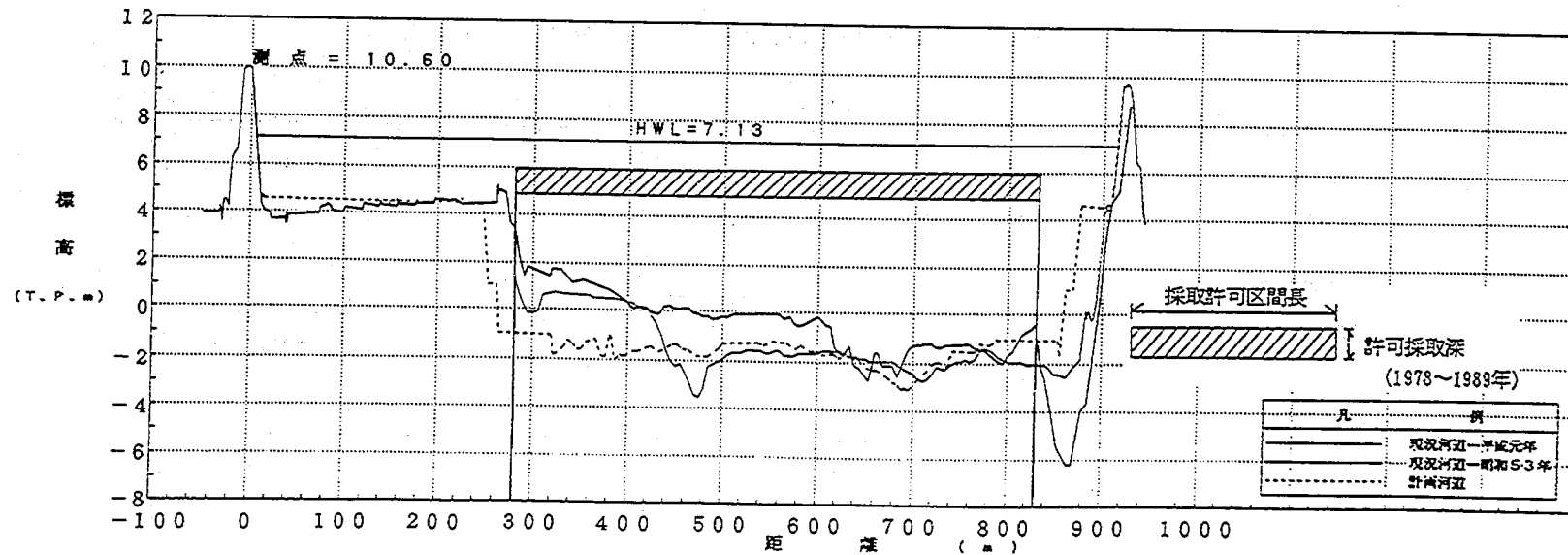


図-2.45 10.6km地点における河床横断形状の比較(1978年 vs. 1989年)

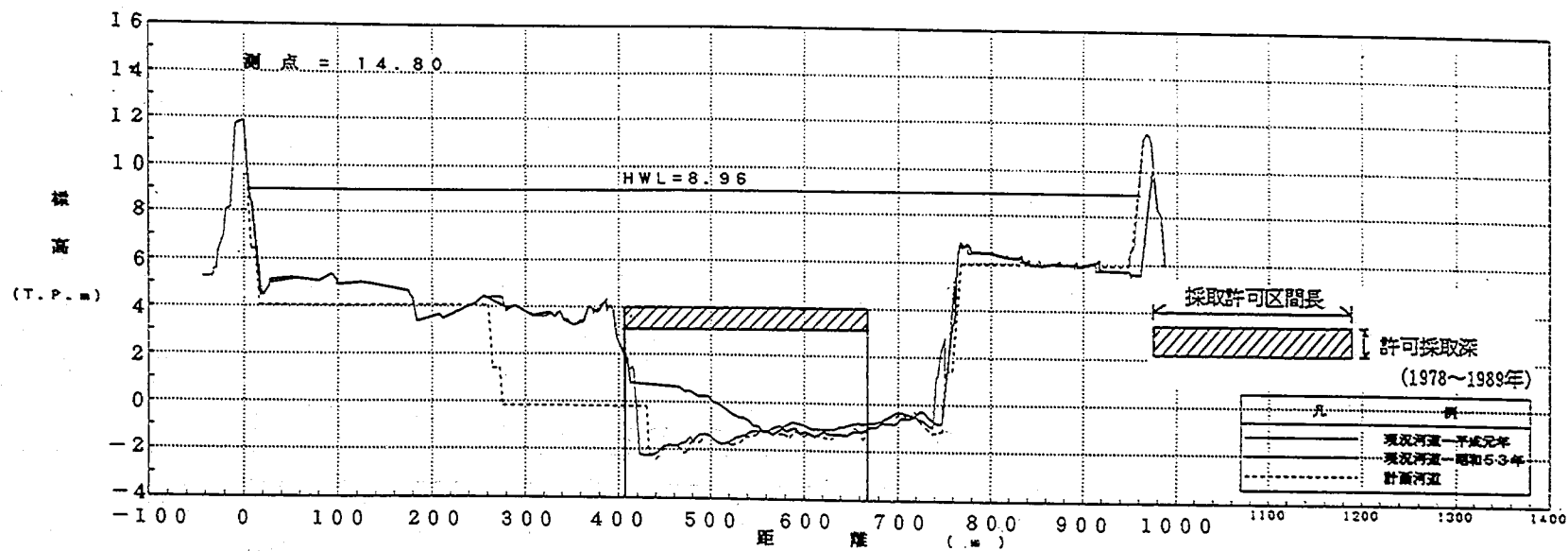


図-2.46 14.8km地点における河床横断形状の比較(1978年 vs. 1989年)

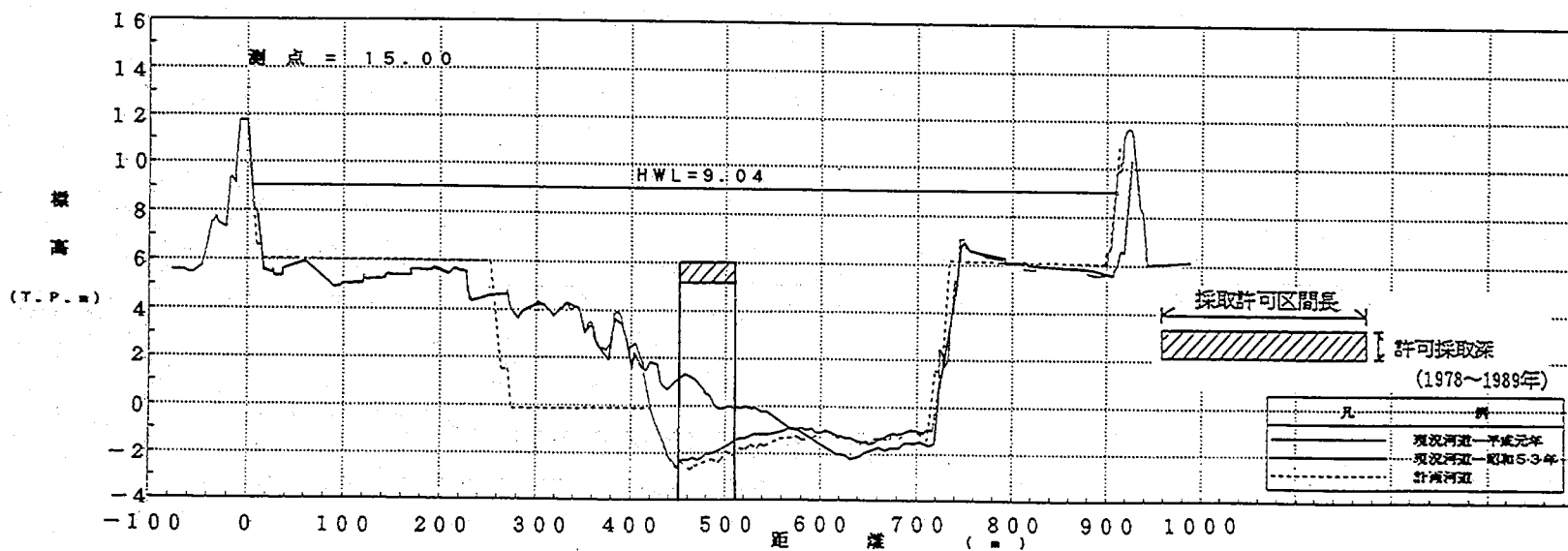


図-2.47 15.0km地点における河床横断形状の比較(1978年 vs. 1989年)

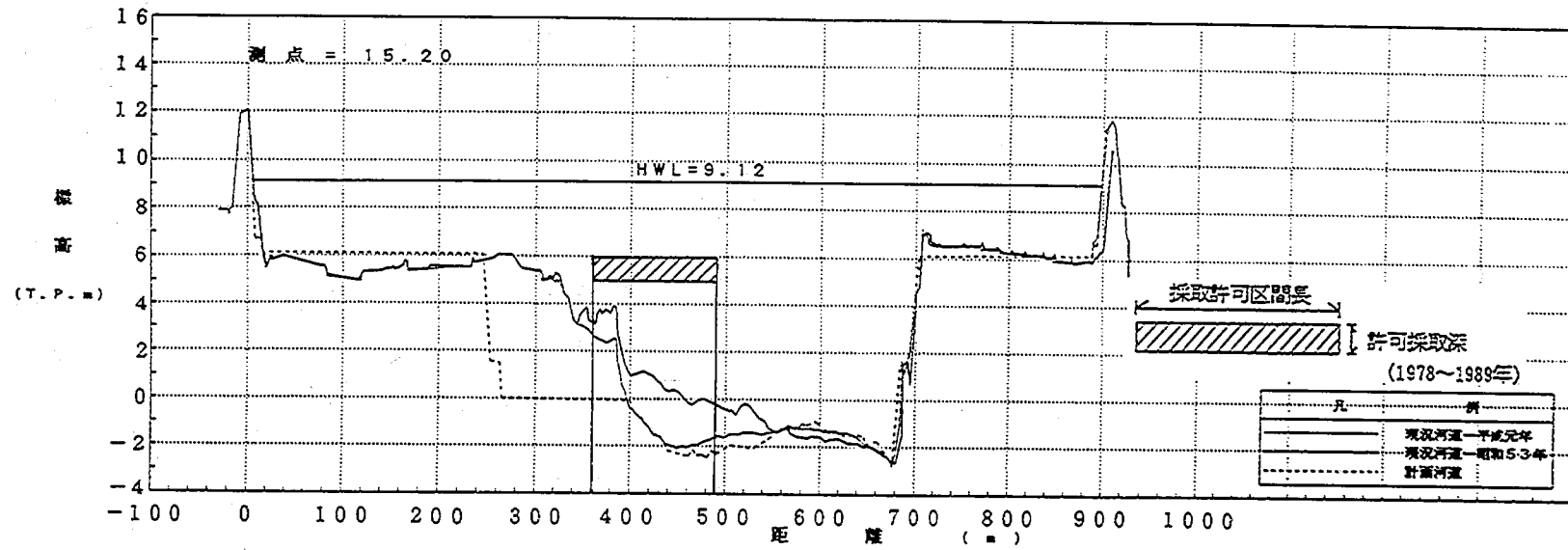


図-2.48 15.2km地点における河床横断形状の比較(1978年 vs. 1989年)

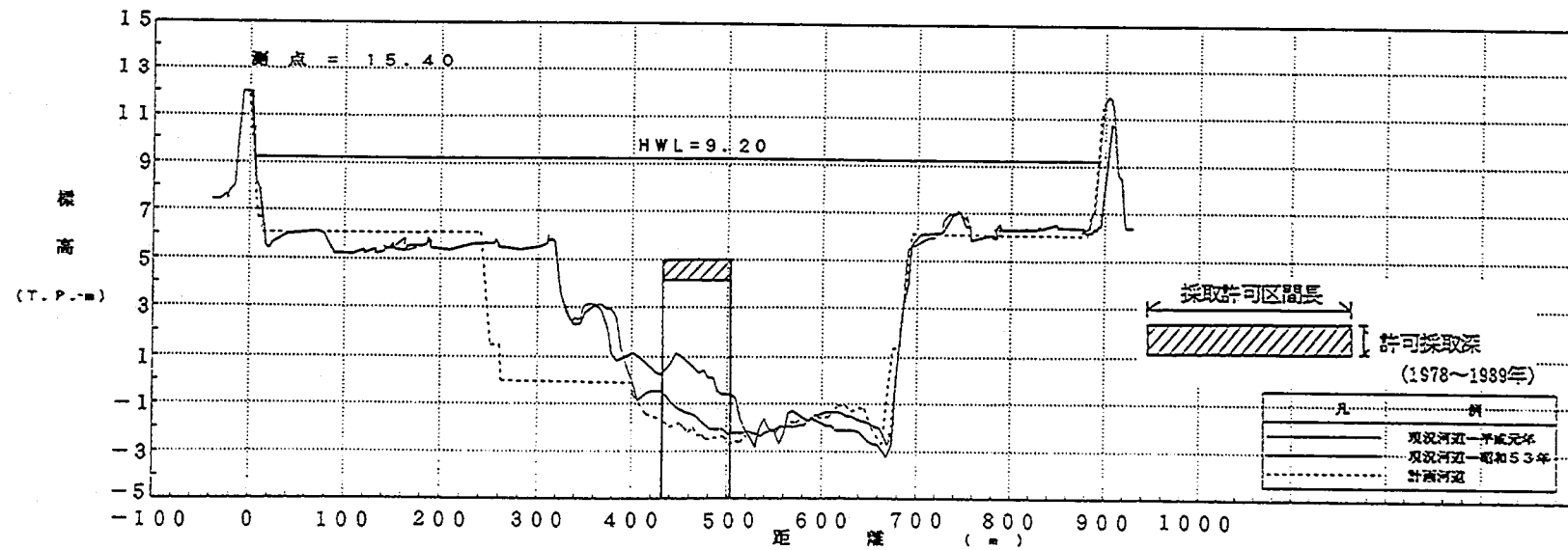


図-2.49 15.4km地点における河床横断形状の比較(1978年 vs. 1989年)

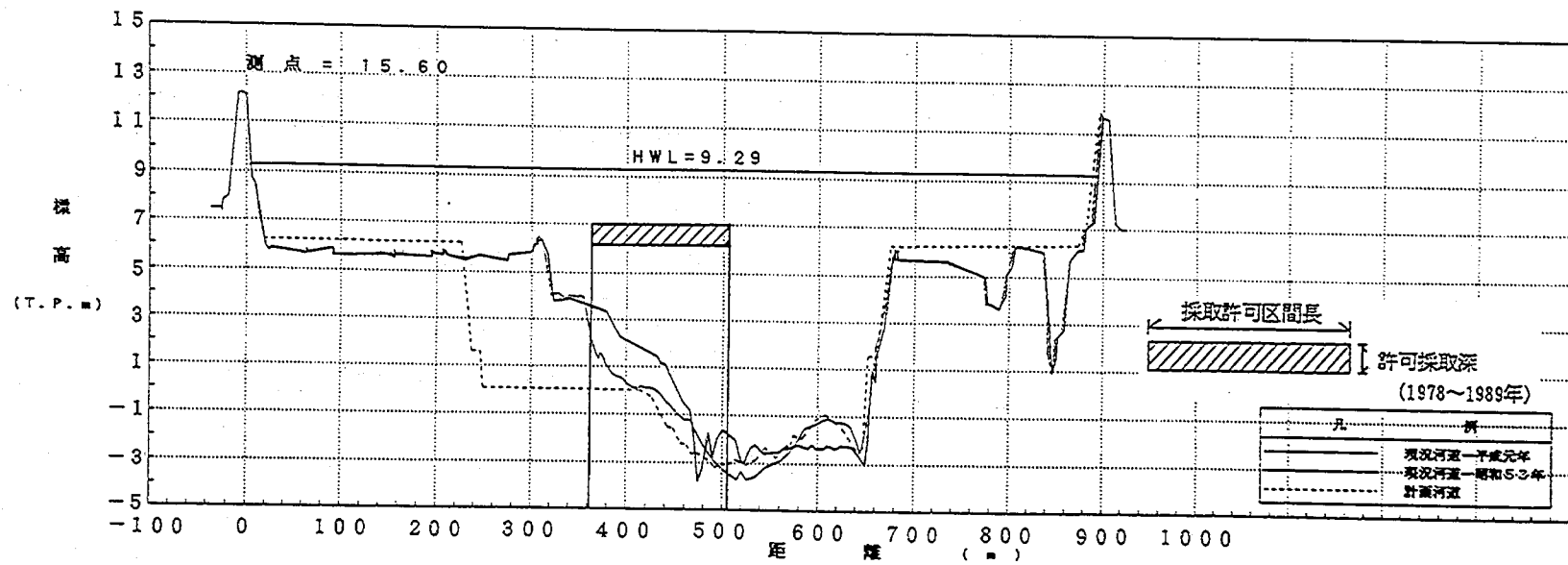


図-2.50 15.6km地点における河床横断形状の比較(1978年 vs. 1989年)

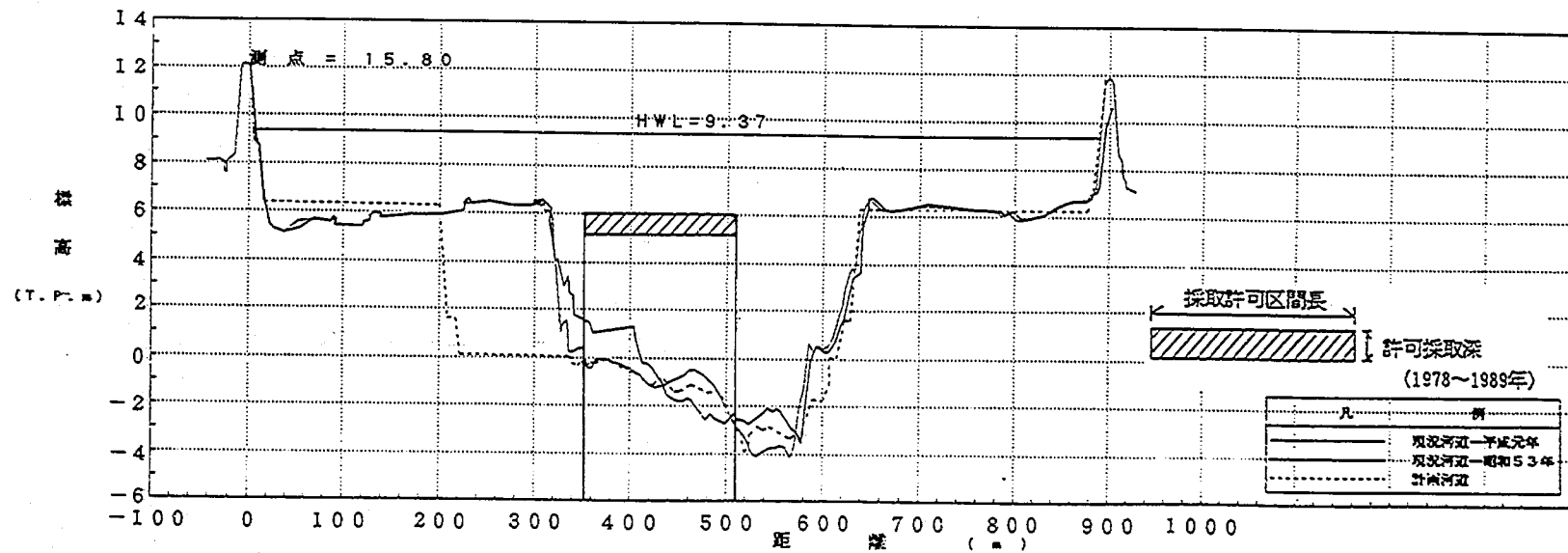


図-2.51 15.8km地点における河床横断形状の比較(1978年 vs. 1989年)

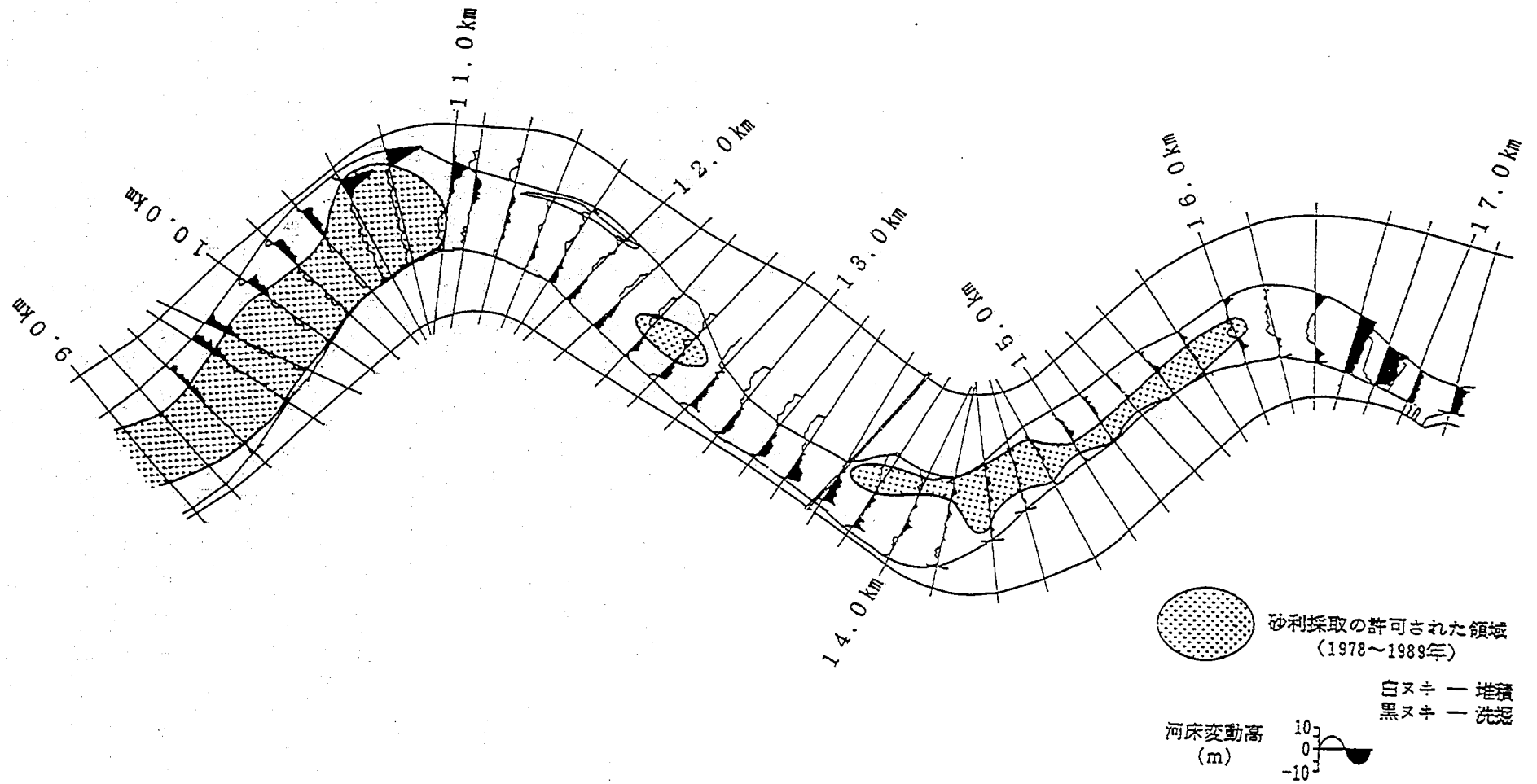


図-2.52 砂利採取が行われた区間と採取深の分布 (1978年~1989年)

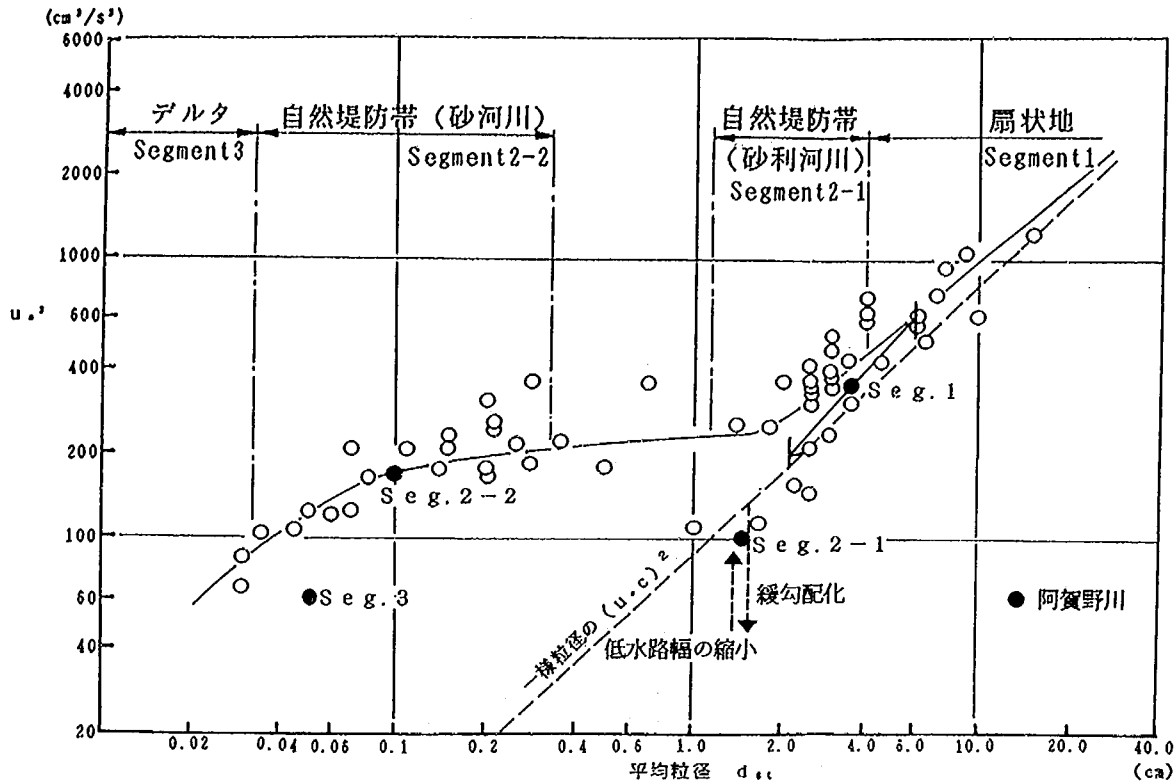


図-2.53 一級河川における掃流力 u_*^2 と河床材料の平均粒径 d_m の関係

床勾配の関数である。また、平均年最大流量時の水深は低水路幅と河床勾配の関数である。これらから u_*^2 は河床勾配と低水路幅の関数であり、図-2.53は河床勾配と低水路幅の関係（すなわち u_*^2 ）が、河床材料の平均粒径によってほぼ決まっていることを示すものである。すなわち、ある区間における河床勾配、低水路幅、平均粒径が図-2.53に示す関係から大きくずれた場合、これらの3変数が変化し図-2.53に示す平均的な関係に戻ると考えられる（山本ほか,1993）。これらの変数のうち、縦断的河床変動を伴う河床勾配の変化が最も生じにくい。また、平均粒径については給砂条件の影響を強く受けるため単純ではないが、ここでは簡単のため表-2.6に示した $d_{60}=15\text{mm}$ を経年的に一定値として仮定する。なお、河床材料の経年変化については2.6.4に詳述する。これらの条件にしたがうと、河床勾配の変化に追従して低水路幅が変化することになる。図-2.53には表-2.6に示した各セグメントにおける u_*^2 と60%通過粒径 d_{60} をプロットした。セグメント1,2-2では平均的な傾向とほぼ一致する。セグメント3では河床勾配の減少のため u_*^2 が小さくなり、そのため平均的な値より下側にプロットされたと考えられる。セグメント2-1では平均粒径の限界掃流力 u_{*c}^2 とほぼ等しい位置にプロットがあり、扇状地的性質が強く現れていると考えられる。この位置にプロットがあるということは1958年~1985年にかけて河床勾配が減少した際、図-2.53の矢印に示したように u_*^2 が減少する方向になったが、低水路幅が図-2.39に示したように縮小したため、 u_*^2 が現在の値になったと考えられる。このように、主に砂利採取による河床低下のため河床勾配が減少したことによって川幅が縮小したと考えられる。

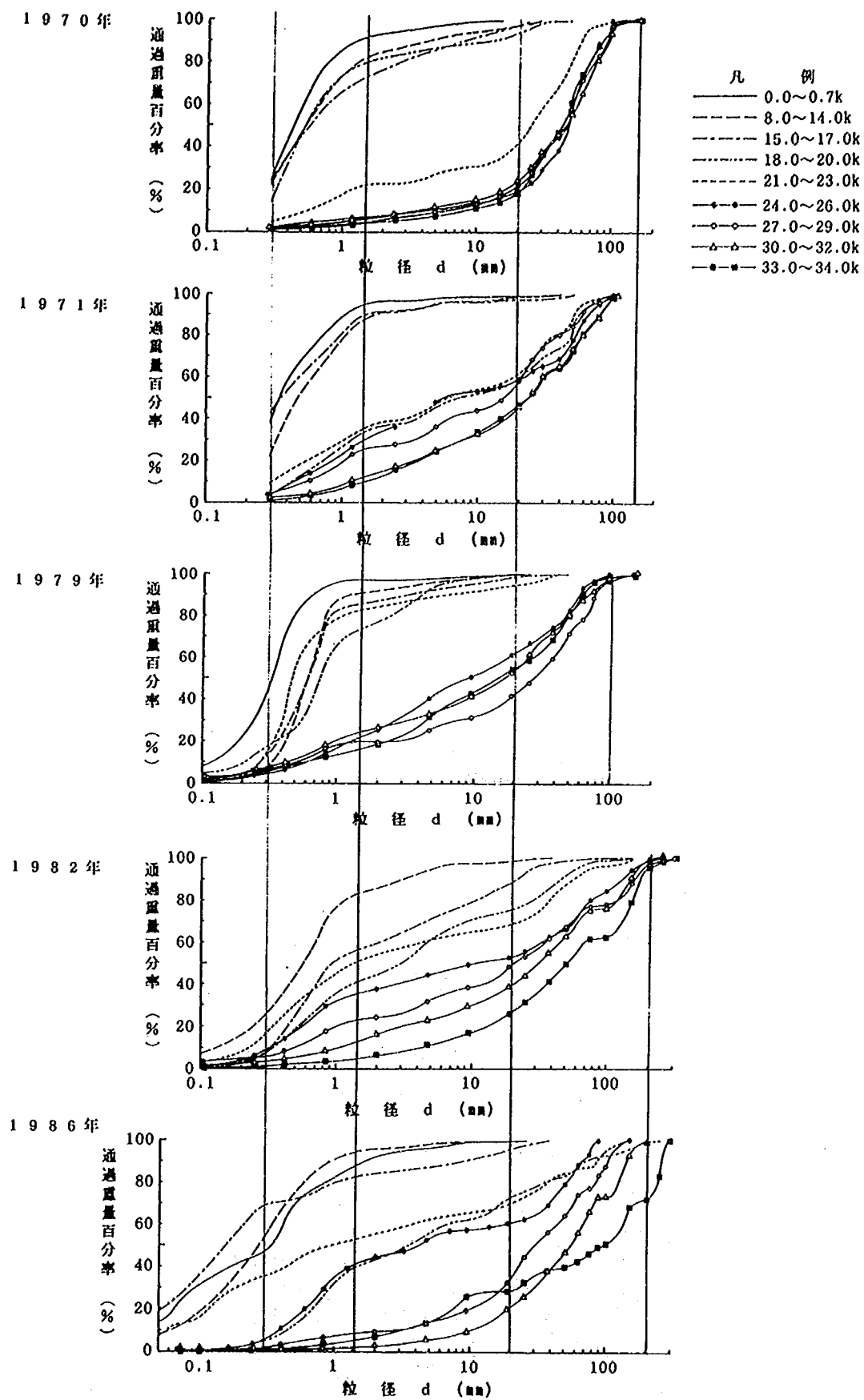


図-2.54 河床材料の粒度分布の経年変化 (1970年~1986年)

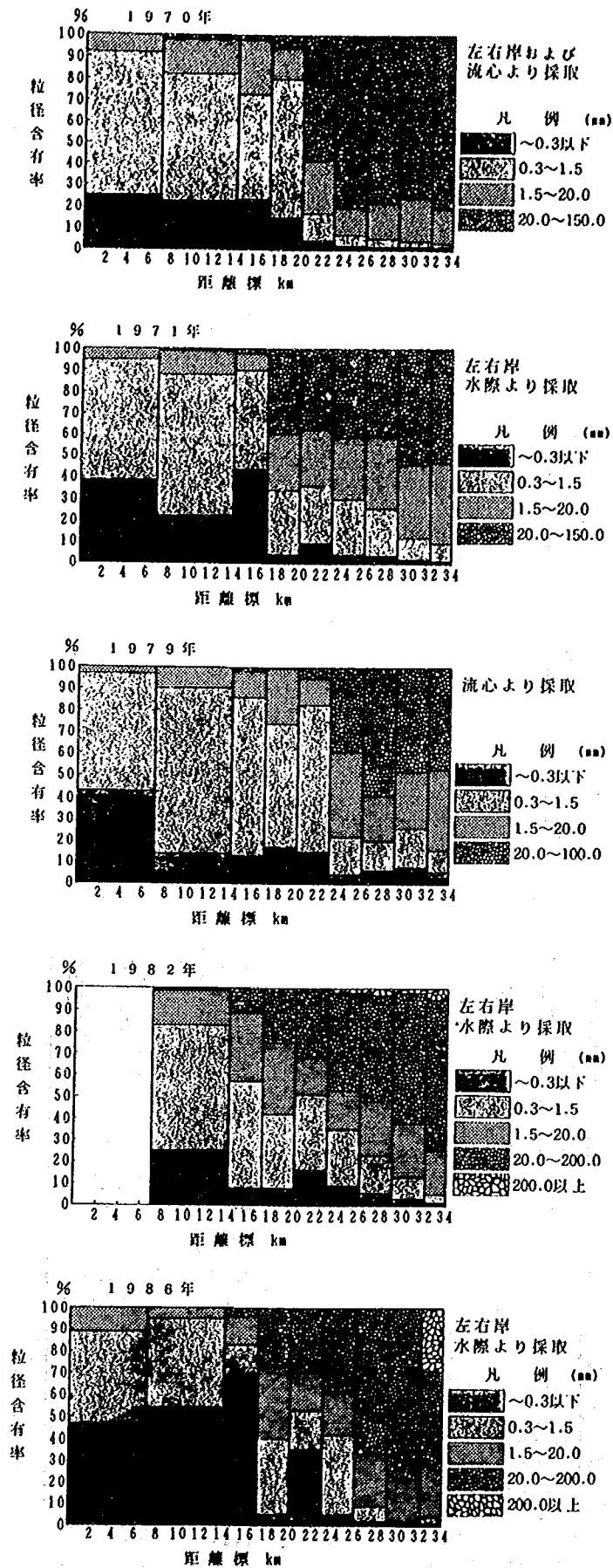


図-2.55 河床材料の粒度構成の縦断分布の経年変化 (1970年~1986年)

2.6.4 河床材料の経年変化

1970年8月調査（左右岸および流心部より採取）、1971年9月調査（左右岸の水際より採取）、1979年11月調査（流心より採取）、1982年8月調査（左右岸水際より採取）および1986年2月調査（左右岸水際より採取）の河床材料の粒度分布を、各年度別に前述の方法をもとに区間ごとに平均化して図-2.54に示す。また図-2.55には、これらの粒度分布を0.3mm以下、0.3~1.5mm、1.5~20.0mm、20.0~150.0mmあるいは200.0mm、200.0mm以上に分類し、その粒度構成を示す。各年の調査結果のうち、1979年の調査結果は、23kmから下流の区間で1.5mm以下の砂の占める割合が多いが、これは流心部で採取したため、普段から掃流されている細砂を採取した可能性が高い。また、1986年の調査結果は、17kmから下流で0.3mm以下の細砂の占める割合が高い。これは、調査時期が冬期間であるため流量が低下している状況のもとで細粒化した河床材料を採取したためと考えられる。これらの図から、各年度とも17km付近を境として、下流では1.5mm以下の砂の占める割合が多く、上流はそれ以上の粒径からなる砂利の占める割合が多いことがわかる。

砂利採取による河床材料の D_{60} の変化を調べるため、 D_{60} の経年変化を図-2.56に示す。これより、セグメント2-2,3では砂利採取が行われていたにもかかわらず D_{60} の経年変化がほとんどない。これより、セグメント2-2,3におけるこれまでの砂利採取は河成堆積物を採取していると考えられる。セグメント2-1では D_{60} の経年変化が大きく乱れており、砂利採取との因果関係は不明である。セグメント1では1979年以降、 D_{60} が増大している。これは、上流からの土砂供給量が少ないため河床面に粗粒化現象が生じ、アーマーコートが形成されたためと考えられる。アーマーコートの形成による D_{60} の増加は、上流側において顕著である。

以上をまとめると、セグメント2-2,3では河成堆積物を砂利採取しており、後述するように河床面に海成堆積物が現れる原因となった。セグメント2-1は早出川の土砂供給の影響を受けており、このことは中新田地区の模型実験を進める上で十分考慮しなくてはならない。また、セグメント1では1979年以降アーマーコートが形成されており、このことは上流からの土砂供給量が少ないことを示唆する。

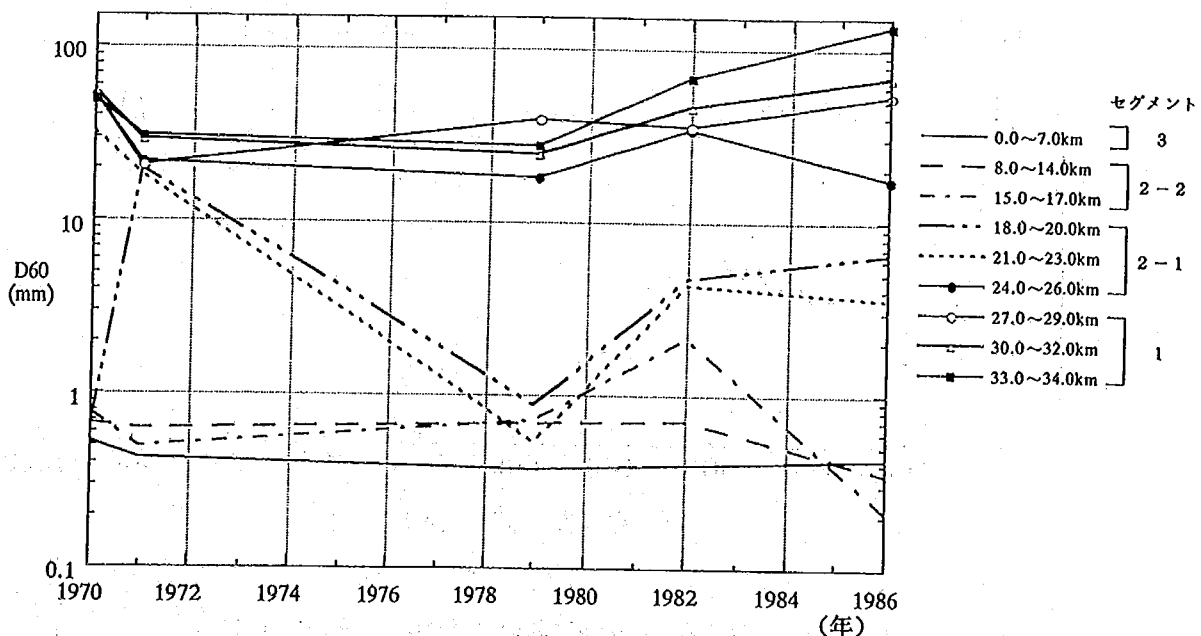


図-2.56 60%通過粒径 d_{60} の経年変化

2.6.5 横越地区の河床状況

(1)河床横断形の経年変化

図-2.32に示したように他地点に比べて砂利採取がほとんど行われていない横越地区においても、河床低下が生じている。13.6km地点の河床横断形を図-2.57に示す。1958年から1981年にかけては低水路全域で河床低下が生じており、1981年から1989年にかけて局所洗掘深が深くなった。このように砂利採取による河床低下は横越地区の局所洗掘を明らかに助長している。横越の流量および水位観測所における流況および位況の経年変化（図-2.12,2.16）より、流況の平均的な経年変化はほぼ見られず、降雨状況の違いによる各年ごとの流量変化が見られる。しかし水位は経年的に減少傾向にある。このことは流量の経年変化はほとんどないにもかかわらず水位が低下していることを意味する。この水位の低下は河床低下によるものであり、1950年~1989年の期間に約1m河床が低下したと考えられる。また、1991年~1993年の13.6km地点における横断形の経年変化を図-2.58に示す。これより、1989年に形成された局所洗掘は1992年までほぼ同じ形状であったが、1993年には埋め戻されていることが分かる。この埋め戻しの様子を縦断的に見るために、1992年と1993年の最深河床の縦断分布を図-2.59に示す。これより横越地区の局所洗掘は、上流から埋め戻されてきていることが分かる。この埋め戻しにより最大で約1.5mほど局所洗掘深が浅くなった。

以上をまとめると、13.6km地点は1958年~1989年に低水路の平均河床高が約1m低下し、また局所洗掘深も約2m深くなった。しかし1983年においては、局所洗掘は上流から埋め戻されており、最大で約1.5m局所洗掘深が浅くなった。これより横越地区は大洪水時に局所洗掘が進むが、それ以外では埋め戻される傾向にあると考えられる。

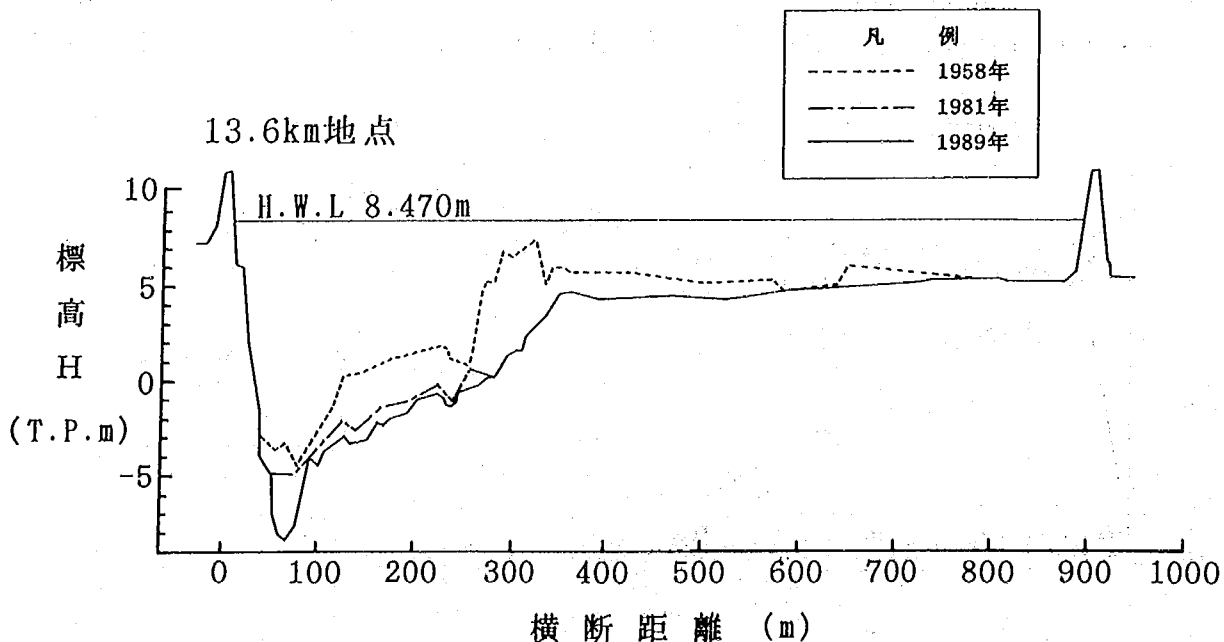


図-2.57 13.6km地点における河道横断形状の経年変化（1958年~1989年）

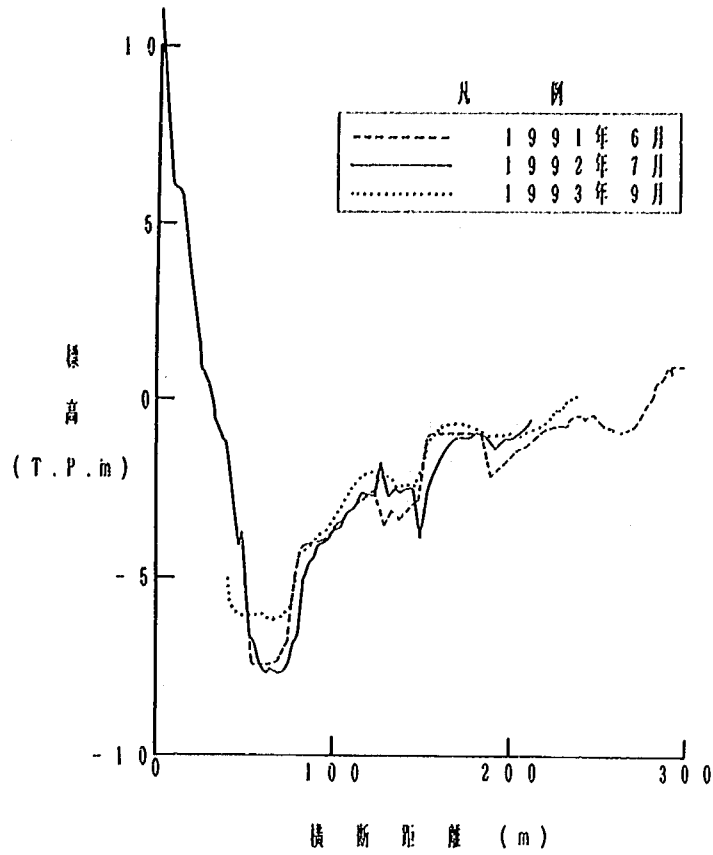


図-2.58 13.6km地点における河道横断形状の経年変化(1991年~1993年)

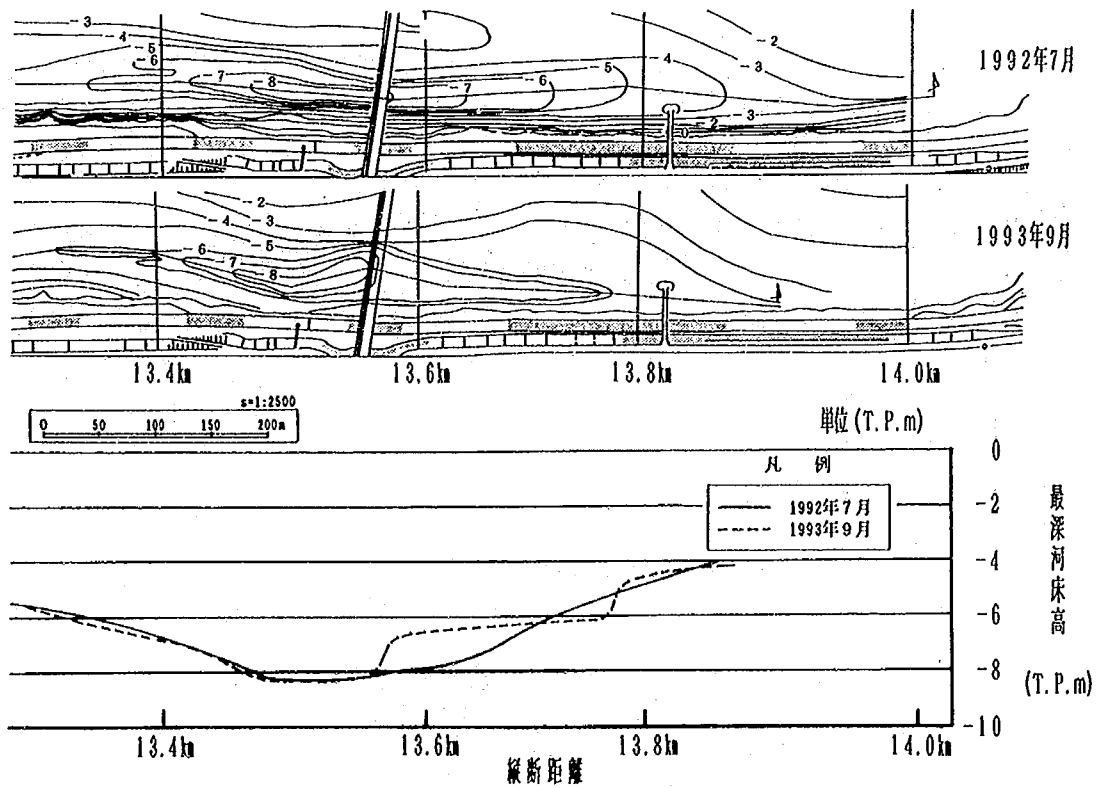


図-2.59 横越地区における最深河床高の縦断分布の経年変化

(2)河床材料の特性

1993年における河床の表層材料の調査結果を、同年の河床高等高線とともに図-2.60に示す。左岸近傍の表層材料は横雲橋の上流では砂質土、下流では粘性土によって構成されている。そして局所洗掘の最深部は、横雲橋直下流の粘性土に囲まれた砂質土の部分にある。また、粘性土が現れている河床面は砂質土が現れている部分より標高が高い。以上より、局所洗掘は砂質土の部分で深く、粘性土の部分で浅くなっていることが分かる。これは粘性土の耐侵食性が砂質土に比較して高いためと考えられる。

ここで、佐々木ほか(1994)の実験と比較して粘性土の限界侵食流速を求めてみる。限界侵食流速とは、侵食速度が十分遅くなり粘性土が薄片状に侵食される流速の限界値であり、これを上回る流速では粘性土が塊状に侵食される。阿賀野川の粘性土は、 D_{50} が0.05mm、湿潤密度が $1.7\text{g}/\text{m}^3$ 、粘着力が $0.61\text{kgf}/\text{m}^2$ 、内部摩擦角が 6.8deg 、N値が約4である。この粘性土は佐々木ほか(1994)が侵食実験を行った供試体のうち、鬼怒川の16.0km地点におけるシルト質の粘性土と似た土質（上記の順に0.042mm, $1.64\text{g}/\text{m}^3$, $0.33\text{kgf}/\text{m}^2$, 10.2deg , 2~3）である。このシルト質の粘性土は、佐々木ほか(1994)の開発した簡易侵食試験器により限界侵食速度を評価すると約 $3.5\text{m}/\text{s}$ となる。これより阿賀野川の粘性土の限界侵食流速も約 $3.5\text{m}/\text{s}$ と考えられる。水面流速解析を行った約 $5,600\text{m}^3/\text{s}$ の出水時の水面流速

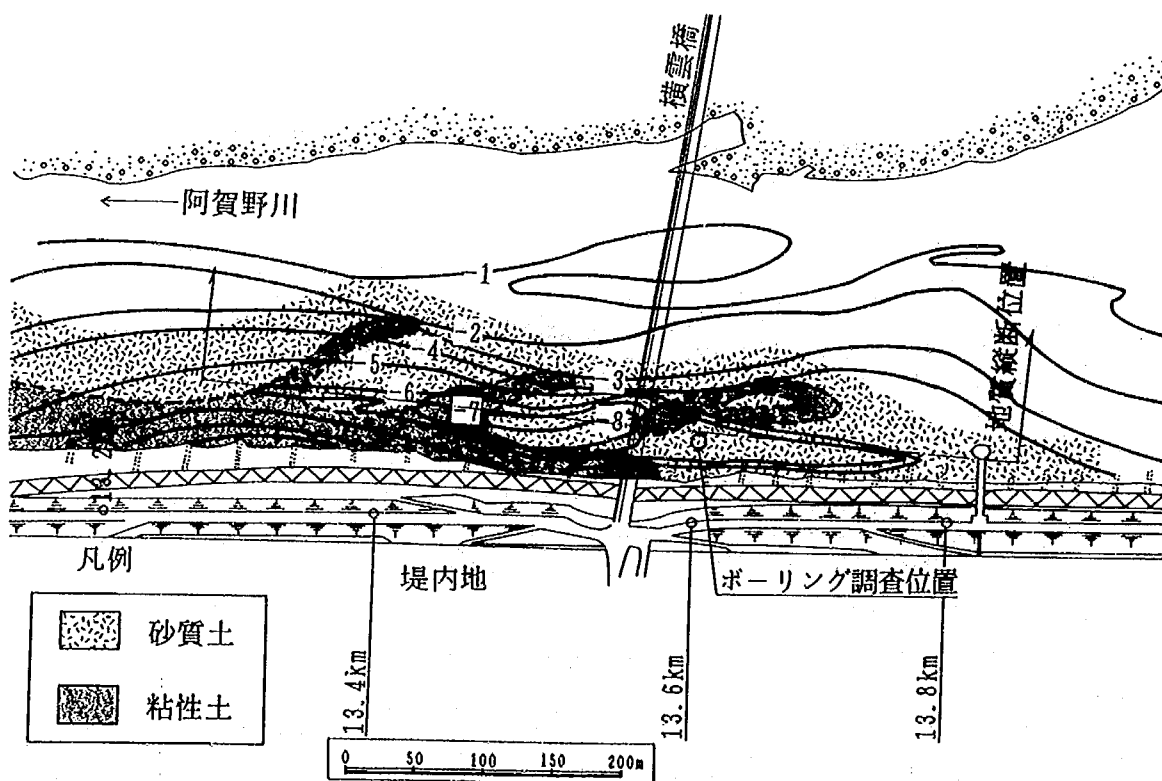


図-2.60 横越地区における河床表層の構成材料の分布

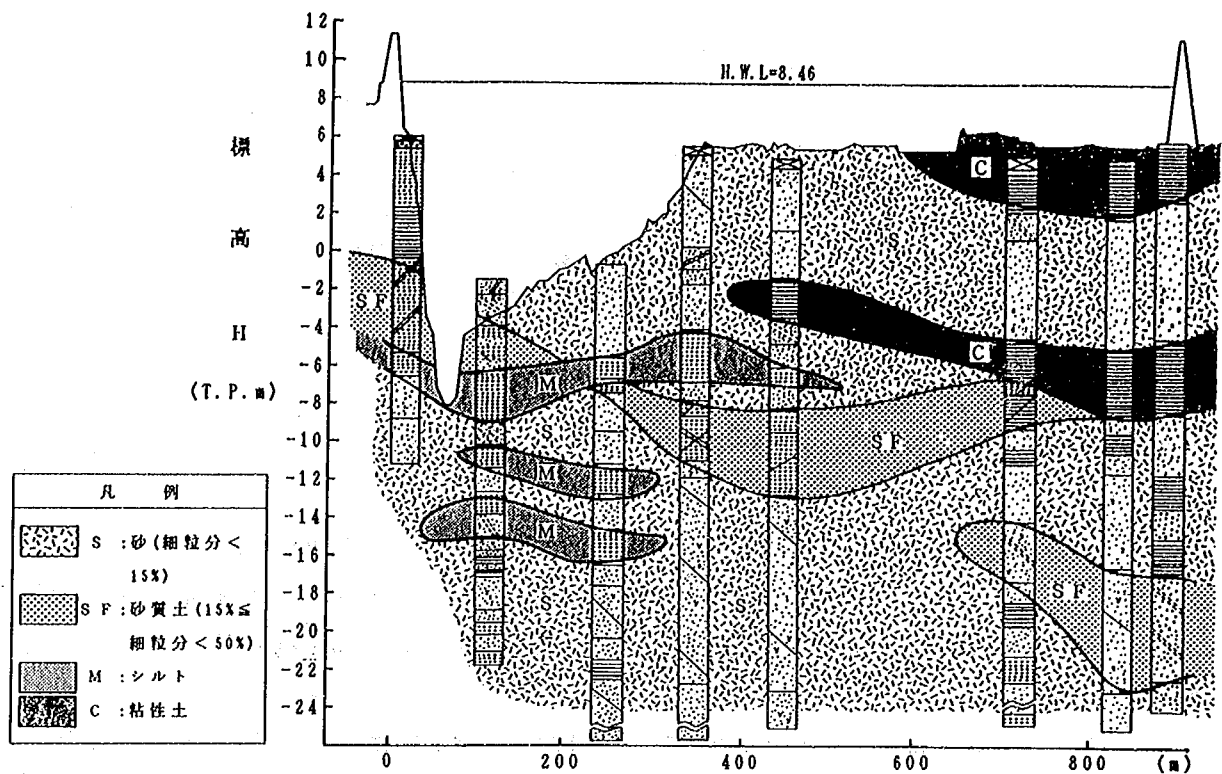


図-2.61 13.6km地点における地質横断面図

(図-2.18) が最大でも約 3.2m/s であること、および後述する模型実験によると $7,500\text{m}^3/\text{s}$ 通水時に約 3.5m/s の流速が発生したことより、横越地区で流速が 3.5m/s 以上になるのは、 $7,500\text{m}^3/\text{s}$ 以上の洪水と推定される。これより粘性土は大洪水が生じたときのみ大きく侵食される可能性があると言える。ところで、13.6km地点における地質縦断面図を図-2.61に示すが、これによると局所洗掘部に現れている粘性土層(MおよびSF)の厚さは薄いので、このまま放置すると耐侵食性を有する粘性土層が大洪水時に失われ局所洗掘が進行することが危惧される。

次に、最深部から上流の区間に対応する13.55~13.65km区間の河床材料について述べる。図-2.60に示した位置におけるボーリング調査によれば、13.6km地点の表層には砂礫が現れている。この位置は平成5年に埋め戻された区間と対応しており、河床材料は粒径 $2\sim 5\text{mm}$ 、最大で 20mm の礫であった。これは横越地区を含むセグメント2-2の $D_{50}=0.65\text{mm}$ に比べて粗な河床材料である。したがって最深部は土砂のふり分けによって粗粒化しつつ埋め戻されていることが分かる。

以上より、横越地区の局所洗掘部周辺には粘性土が現れており、粘性土の耐侵食力のため、局所洗掘域が抑えられていると言える。この粘性土は佐々木ほか(1994)の耐侵食実験結果によれば、 $7,500\text{m}^3/\text{s}$ 以上の洪水時に大きく侵食される可能性がある。また、局所洗掘の最深部は1993年に埋め戻されているが、この埋め戻しの材料は粒径 $2\sim 5\text{mm}$ 、最大で 20mm の砂礫であり、粗粒化している。横越地区は河岸にも粘性土が現れている(図-2.61参照)ことから、耐侵食性を有する粘性土のため河道が固定されていると考えられる。このような粘性土が河床に現れたのは河床低下のためであり、比較的近年のことである。これより、粘性土および最深部が生じた砂質土の領域を大洪水時に作用する掃流力から

保護することによって局所洗掘の進行は抑えられるはずである。このとき、対策工を設置する場合、粘性土を乱すような施工法が必要とされる対策工は避けるべきである。

(3)横雲橋の橋脚周辺の河床形状と河床材料

局所洗掘部の直上流には横雲橋があり、対策工を考案する際に橋脚の状態を知っておくことは重要である。橋脚周辺の根固工と河床材料の状況を図-2.62に示す。局所洗掘部に最も近い1号橋脚およびその河心側の2号はコンクリートブロック積みにより、3,4号は鋼矢板によって橋脚を囲みその内側を張りコンクリートブロック、外側をそだ沈床によって根固が行われている。1号橋脚のコンクリートブロックの周辺には昔の木工沈床に使われたものと思われる10~20cmの玉石が散乱し、その玉石間を砂が満たしていた。2号橋脚においてもほぼ同様な状況であり、20~30cmの玉石が確認された。これらより10~30cm程度の玉石であれば洪水時に流送されないと考えられる。このことは局所洗掘部に置換工を設置する場合の置換材料に必要な粒径を考える場合に参考となる。一方、3,4号橋脚ではそだ沈床部が砂によって満たされていた。

次に、橋脚部周辺の河床等高線を図-2.63に示す。1~2号橋脚間の河床高は局所洗掘部に含まれるため深くなっている。しかし、根固が設置されているため、その上下流に比べて高くはなっている。2号橋脚から河心側では河床高がT.P.-2.5m以上であり、この地点における平均河床高（T.P.約-2m）とほぼ同じである。

横雲橋に沿う地質横断図とその地質ごとの粒度分布を図-2.64,2.65に示す。河床面直下の地層は $D_{50}=0.05\text{mm}$ の粘性土（図中の記号C1）であって、右岸側ではその上に砂質土がのっている。この特徴は図-2.60に示した横越地区の河床の粒度分布において橋梁直下付近で細長く粘性土が分布し、右岸側近くでは砂質土であったことと良い対応を示す。また、地層内の砂層の D_{50} は0.03~0.1mmの範囲であり、現在の河床材料の $D_{50}=0.6\text{mm}$ に比べて1オーダー細かい。このことはこれらの砂層が海成層であることを示唆する。

2.7 水衝部対策工の計画上の留意点

これまでにまとめた河道特性から、灰塚、横越地区の水衝部における局所洗掘対策工を計画する上での留意事項についてまとめる。

(1)灰塚地区

現況河道では湾曲部内岸の固定砂州が砂利採取により消失している（図-2.40~2.45参照）ため横断形状は安定したものではない。このため図-2.66に示す1989年における河床高の等高線図を見ると、河道法線形から予想される局所洗掘位置より下流側の9.8km地点に局所洗掘が生じている。10.2~10.6km区間の右岸側においては、1978年に最深河床高がT.P.-6mに及ぶ局所洗掘があった（図-2.40-2.45参照）が、この局所洗掘は1989年には埋め戻されていることを考慮すると、固定砂州の掘削によってみお筋が内岸側を流下するようになったため水衝部の位置が下流に変わったことが上記の原因と考えられる。このように、固定砂州を掘削したことによりポテンシャル流れのように内岸側の流れが強くなったため灰塚地区では局所洗掘深が浅くなっている。このことは灰塚地区の局所洗掘を抑えることに有効に作用しているが、縦断的な見地からは砂利採取が少ない横越地区の河床低下の原因となっている（図-2.33,2.34参照）。このような縦断的な河床低下は土砂供給量が少ないと予想される阿賀野川では特に深刻な問題をもたらす。したがって灰塚地区での砂利採取は局所洗掘を抑えるためには効果的で

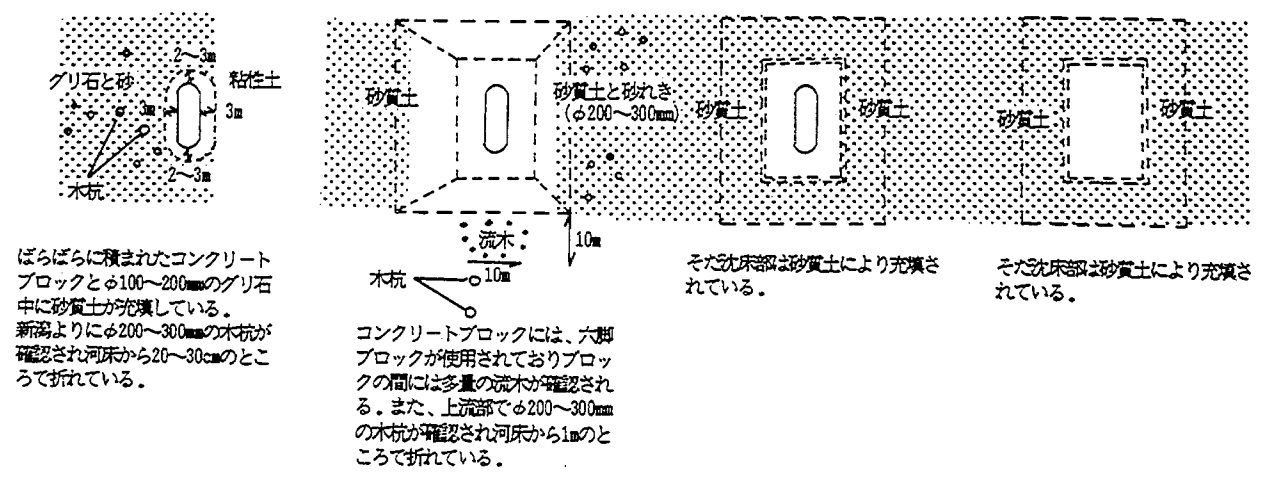
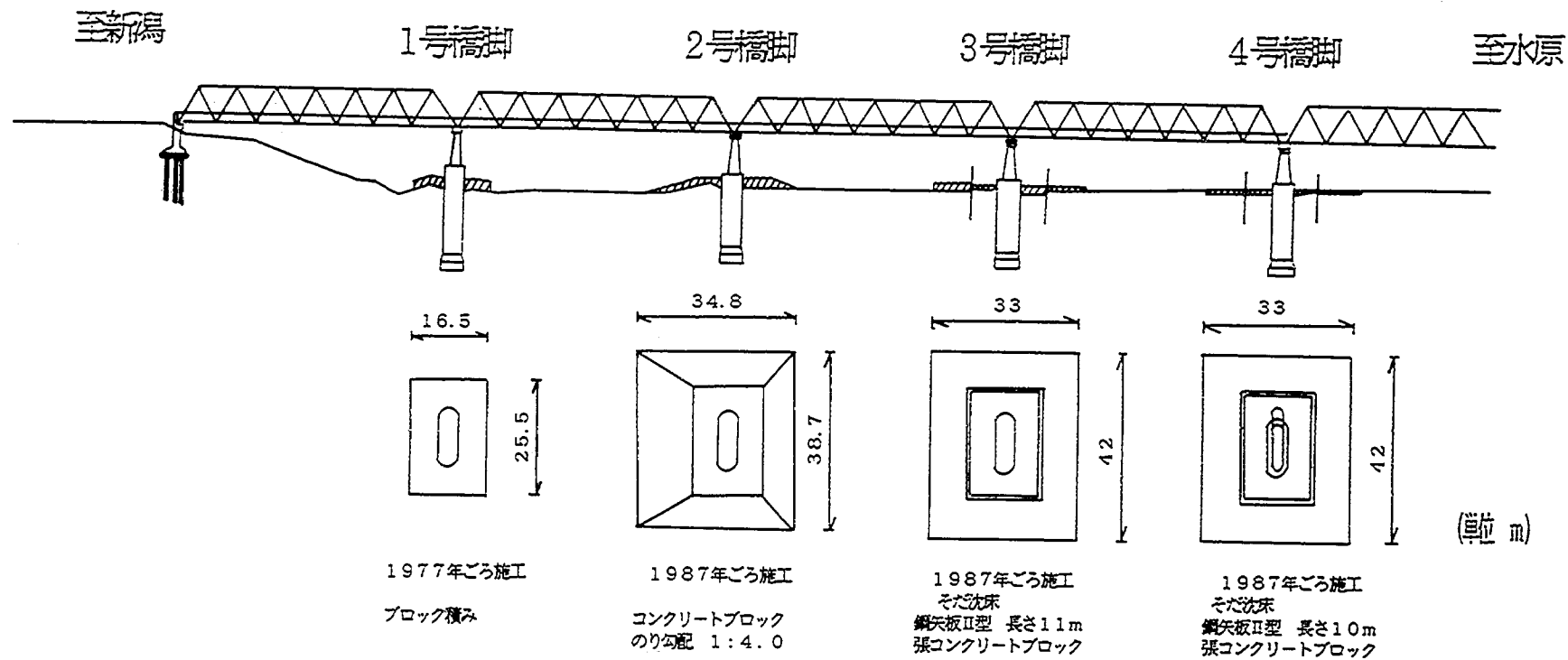


図-2.62 横雲橋の橋脚の根固工配置状況と河床材料

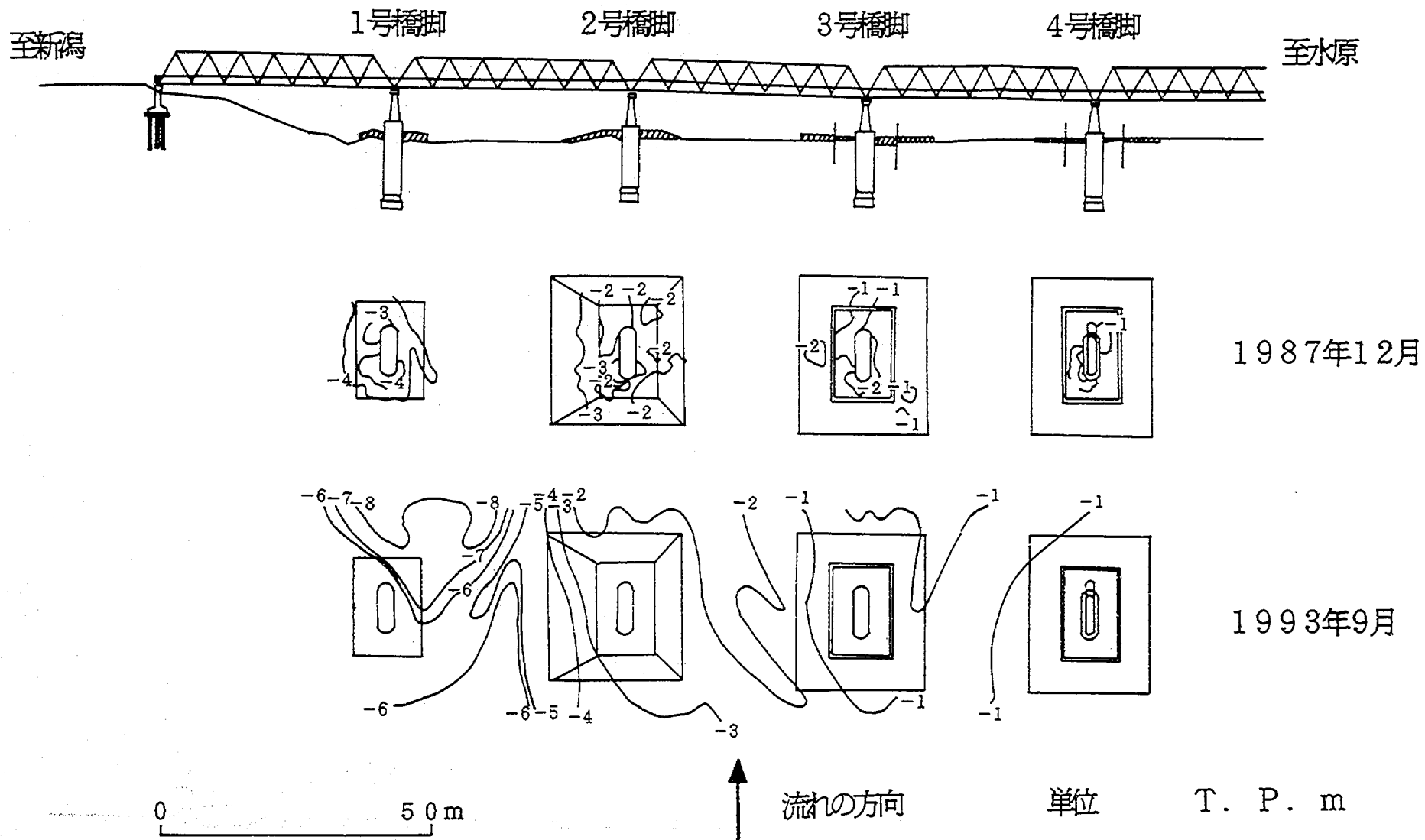


図-2.63 横雲橋の橋脚周辺の河床高

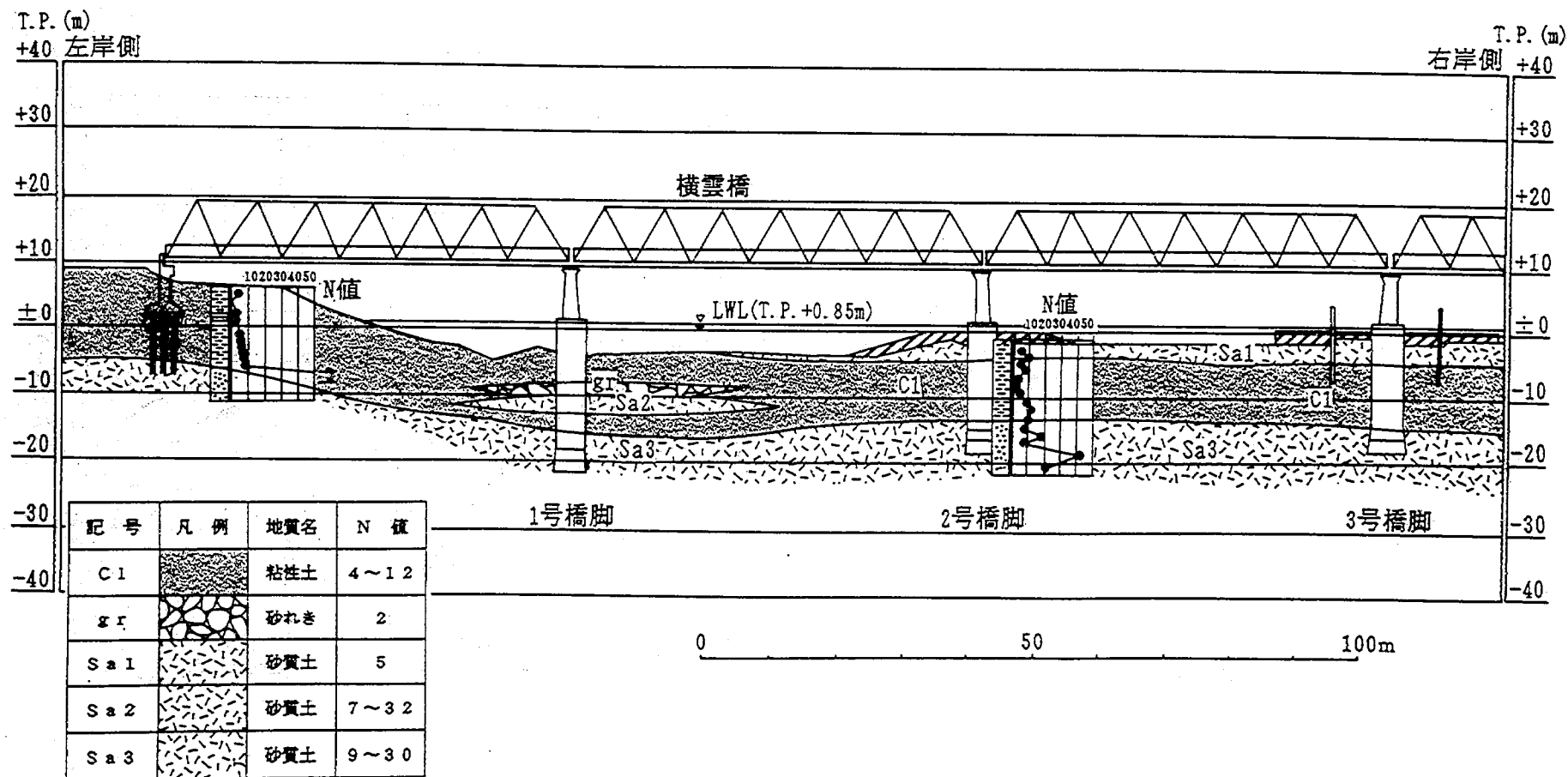


図-2.64 横雲橋に沿った断面における地質横断図

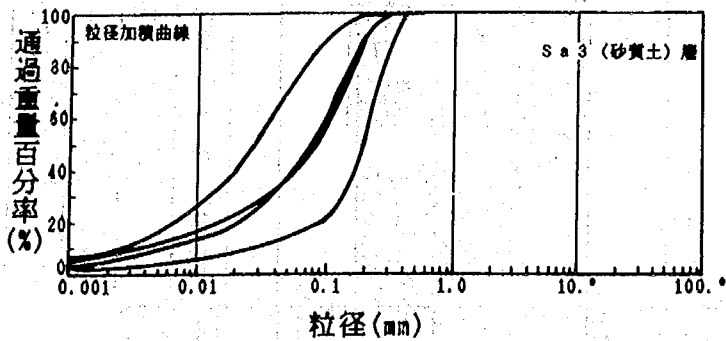
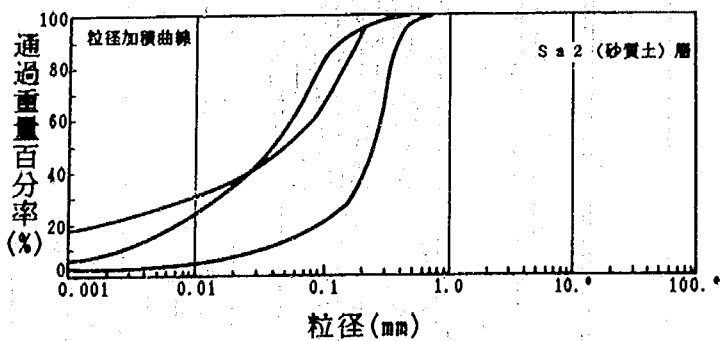
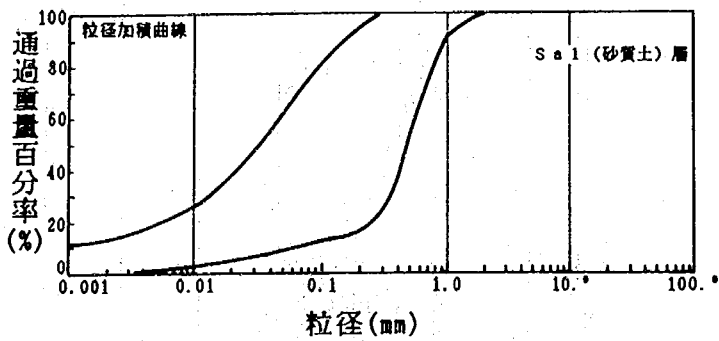
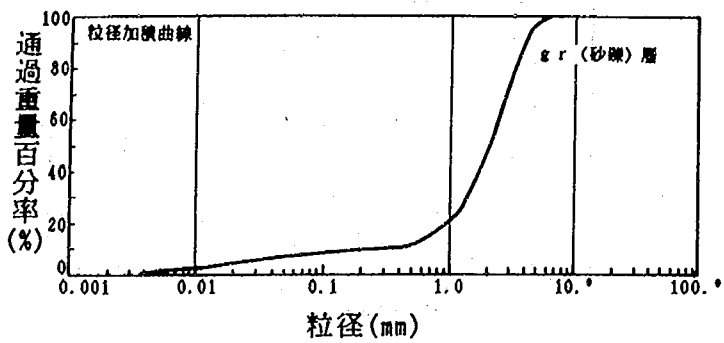
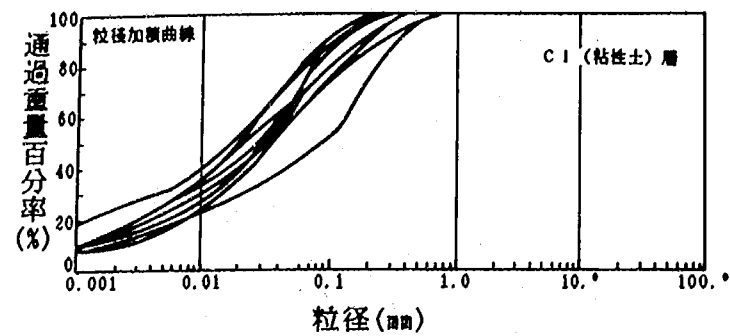


図-2.65 各地層の粒度分布

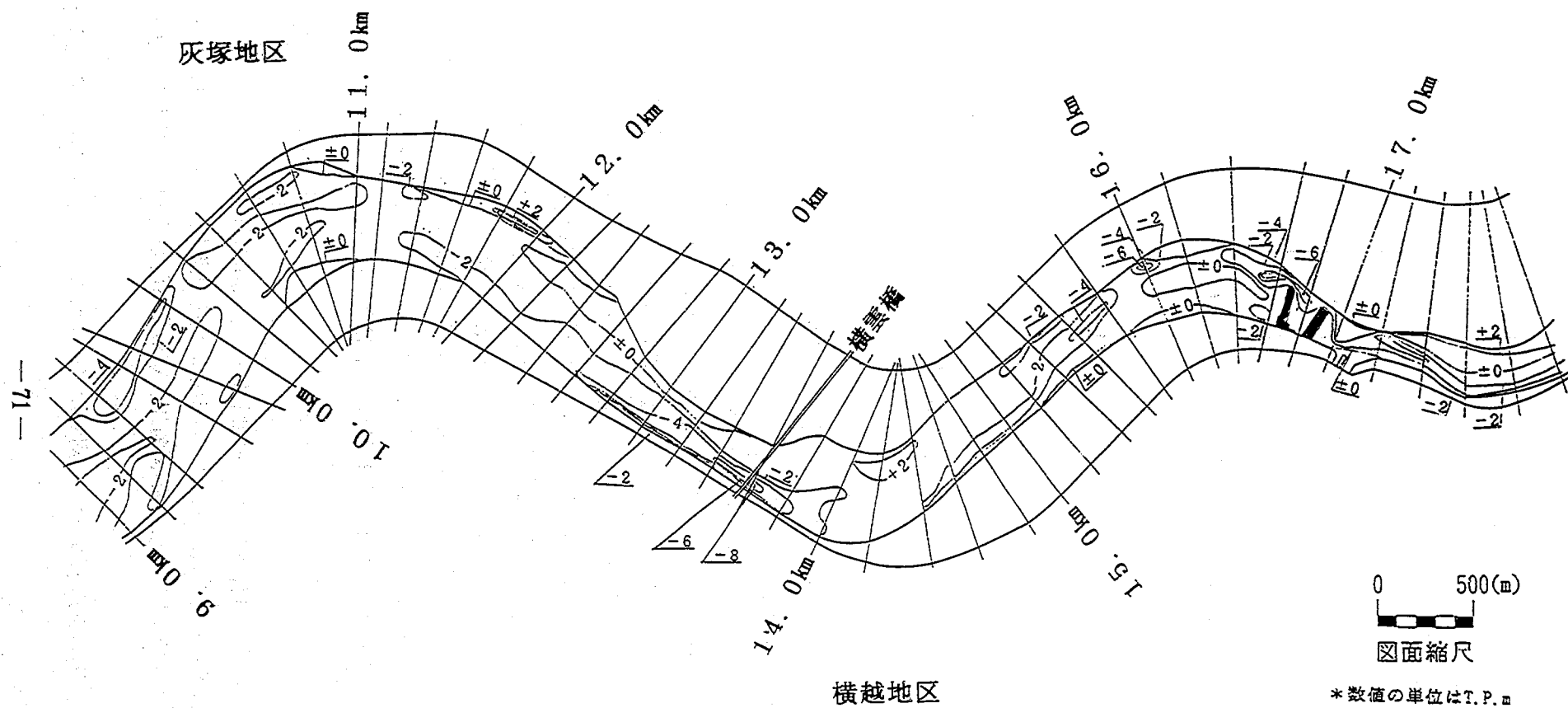


図-2.66 1989年における9.0~17.6km区間の河床高等高線図

あるが採取量を減らしていくことが必要である。このことはまた、固定砂州の形成を通じて局所洗掘の進行を招くと考えられる。そこで灰塚地区では今後の河床変動状況を定期横断測量などから調べて、固定砂州が形成され始めたら早期に局所洗掘対策工を設置することが望ましい。このような対策工を計画する場合、現況河床形状ではなく1978年当時の固定砂州が形成された河床形状における流況や河床変動を知ることが重要である。なぜならば1978年当時の河床形状は砂利採取量が少なくなった場合の安定河床形状に近いことが第4章に示す検証実験結果から明らかにされるためである。また、対策工としては内岸側の固定砂州を小さく抑えられるようなものが現況の流況を乱さずかつ局所洗掘深を小さくできると考えられる。

表-2.8 横雲橋の橋脚ごとの限界洗掘深

橋脚 番号	限界洗掘深(T. P. m) (安定計算高)
1	- 6 . 5 9 6
2	- 3 . 9 2 5
3	- 3 . 9 2 5
4	- 3 . 9 2 5
5	- 1 . 8 7 8
6	- 0 . 5 0 6
7	- 0 . 4 7 6
8	- 0 . 4 7 6
9	- 0 . 4 7 6

(2)横越地区

当地区では砂利採取量は少なかったものの、下流の地区で砂利採取が盛んに行われたため河床勾配が急になり（図-2.36参照）、その結果1950年~1988年の期間に低水路平均河床高が約1m低下した（図-2.16参照）。このため、短く見積もっても約270年間は水衝部における河岸侵食を抑え、河道を固定し続けるのに貢献したと考えられる粘性土が局所洗掘部に現れた（図-2.60参照）。この粘性土は佐々木ほか(1994)の実験結果を用いた推定では平均流速 3.5m/s までは大きく侵食されることがなく、またこのような高流速が局所洗掘部で生じるのは流量が $7,500\text{m}^3/\text{s}$ 以上の洪水であると考えられる。粘性土が現れている領域は高流速が発生する領域とほぼ一致している（図-2.18参照）。したがって、この粘性土は局所洗掘の進行を抑えるのに貢献していると考えられる。しかし、粘性土の侵食が進めば、局所洗掘部における粘性土層の厚さは薄くなると考えられる（図-2.61参照）。このことは横越地区では将来的に局所洗掘が進行する危険性があること、そして局所洗掘対策工の設置の必要性を示している。対策工としては耐侵食性が優れている粘性土を乱すようなものは好ましくなく、むしろ耐侵食力を補うようなものが好ましいと考えられる。また、横越地区の最深局所洗掘部は横雲橋の直下流で生じており（図-2.66参照）、橋脚も局所洗掘部に設置されている。橋脚の設計では計画河床高を用いて安定計算により橋脚の設置深さを決めている。そのため、表-2.8に示す許容された橋脚周辺の洗掘深を上まわるような河床変動を生じる対策工は避けなければならない。

参考文献

- 阿賀野川工事事務所(1989)：阿賀野川改修計画検討資料,pp.85-87.
 大平明夫(1992)：完新世における新潟平野北東部の地形発達史,地理学評論,65A-12,pp.867-888.
 建設省北陸地方建設局阿賀野川工事事務所・阿賀川工事事務所(1985)：阿賀野川水系流量検討報告書, pp.237-238.
 建設省北陸地方建設局・阿賀野川工事事務所・阿賀川工事事務所(1985)：阿賀野川水系工事実施基本計

画改定（参考資料）-河道計画の検討（阿賀野川下流部）-,p.115.

佐々木克也・藤田光一・宇多高明・服部 敦・平舘 治(1994)：大型不攪乱供試体を用いた堤防・自然河岸の耐侵食強度評価実験,水工学論文集,第38巻,pp.677-682.

山本晃一(1988)：河道特性論,土木研究所資料,第2662号,pp.140-162.

山本晃一・藤田光一・佐々木克也・有澤俊治(1993)：低水路川幅変化における土砂と植生の役割,河道の水理と河川環境シンポジウム論文集,土木学会,pp.233-238.

第3章 模型および実験の概要

模型実験の目的は、灰塚および横越地区の局所洗掘対策工の計画立案のための水理的根拠を得ることである。したがって、移動床模型実験では水衝部における河床形状を精度良く再現できることが必須の条件となる。本章では模型実験の相似則より阿賀野川の現地と模型の相似性について検討し、灰塚および横越地区の水衝部における局所洗掘の実験精度について考察する。これに基づき、模型縮尺および実験条件の決定根拠をまとめる。次に実験の概要として①模型の相似性の検証、②横越地区内岸側の低水路法線形改修の効果の検討、③局所洗掘対策工の検討、④最適案として提案する局所洗掘対策工の効果検証実験の目的および測定項目をまとめる。

3.1 緩流河川を対象とした移動床模型実験の問題点

最初に山本ほか(1989)の示した河川模型実験の相似性の考え方について簡単にまとめ、移動床模型実験の基礎的な考え方を示す。水平方向と鉛直方向の河道の幾何学的形状および河床材料の粒径を同縮尺で小さくした模型では、模型の粒子レイノルズ数 R_{*} が $R_{*}=u_*d/\nu \geq 150$ を満足すればフルード数 $F_r=u/\sqrt{gh}$ 、無次元掃流力 $\tau_*=u_*^2/gsd$ の2種類の無次元量を現地と模型で同一の値にすることによって流れおよび河床波の相似性を得ることができると考えられる。しかし、このように理想的な条件で模型実験が行えるのは、扇状地河川など河床材料の粒径が大きい場合にのみ限られる。細粒の河床材料を有する緩流河川の模型では $R_{*}<150$ となって、現地では生じないにもかかわらず模型では河床波として砂漣(ripple)が生じてしまう。このように河床形態の相似が得られない場合、現地と模型で F_r を同一にすることができなくなり、相似性が保たれない。したがって緩流河川の移動床模型実験では、砂と比較して比重の軽い石炭粉などの軽量材料を模型河床材料として用いることとなる。その際、河床形態と流砂形態が現地と模型で同一の形態となる τ_* の領域になるよう軽量の河床材料や歪み模型の歪み度を調節し、 F_r を現地と模型でほぼあわせることができる。しかし、流砂量の相似性を得るのが難しくなり、河床変動量が相似になるようにフルード則による(流れの)時間縮尺のほかに河床変動の時間縮尺が必要となる。この時間縮尺は水平および鉛直縮尺に比例し、模型対象区間内の平均的流砂量の比に(模型の流砂量/現地の流砂量)に反比例する。このことは河床変動の時間縮尺が空間的に変化することを意味する。なぜならば時間縮尺は平均的流砂量を用いて算出するのが一般的な方法であるが、湾曲部など横断方向に掃流力分布が生じるような場合、横断方向に見た流砂量分布は平均的流砂量とかなり異なるためである。 R_{*} を大きくするために水平方向に比べ水深方向の縮尺を小さくした歪み模型では、この問題が顕著になると考えられる。この場合、平均水深に対する水深の変動幅は現地に比べ模型上で大きくなるので、掃流力の横断分布の変化幅も増大する。すなわち河道洗掘部では流砂量の比が小さく、そして堆積域では大きくなり、結局洗掘部の時間縮尺は堆積域に比べて小さくなると考えられる。したがって局所洗掘に関する移動床実験を行う場合、平均的流砂量で定めた時間縮尺を用いると洗掘部での時間縮尺はこれより小さいため現地に換算するとより長い時間通水したことになる。このことは、局所洗掘深は現地より模型の方が深くなることを表しており、実験が安全側で行われていることを意味するが、同時に実験精度が低いことをも意味する。これは構造物周辺に生じる局所洗掘に関しても同様に当てはまる。よって局所洗掘部の実験では

局所洗掘深にのみ注目するのではなく、その平面位置、洗掘原因の推定など、広い意味からの検討を行う必要がある。局所洗掘の対策工の立案にもこれらの情報が必要が重要であることから、模型実験により対策工の検討は十分可能であろう。しかし、模型実験には限界があることから、現地データによる補足を行うべきことも当然である。

3. 2 阿賀野川模型実験の縮尺

河川模型実験では無歪み模型を用いることが実験精度を高める上で好ましい。しかし、緩流河川の実験では無歪み模型において河床形態を相似にするためには縮尺を小さくすることが必要となり現実性に欠ける。このことは阿賀野川の模型対象区間(9.0-16.8km区間)についても同様である。したがって、模型は歪み模型とする。模型の水平縮尺は模型を製作する実験場の敷地面積、給水施設の給水能力などの制限を満たすように決められる。阿賀野川の模型ではこれらを考慮して水平縮尺を1/70とした。次に、流況と河床変動が相似になるように鉛直方向の縮尺と模型の移動床材料を定めるが、最も重要なことは河床波の形態を相似にすることである。また、歪み度(鉛直方向の縮尺/水平方向の縮尺)が2以下にするならば3次元的な流況および流砂の相似性は許容できる範囲に収まると言われている(山本ほか,1989)。そこで阿賀野川の実験においても歪み度が2以下、そして河床形態が相似になるように移動床材料および模型値に換算した無次元掃流力および水深粒径比になるように選定した結果、鉛直方向の縮尺1/40(歪み度1.75)、移動床材料は平均粒径0.3mmの石炭粉(水中比重 $\gamma=0.5$)となった。これらの根拠は以下のとおりである。

まず、現地での河床材料の粒度分布から、模型の移動床材料の粒度分布を図-3.1に示すように定めた。現地の粒度分布において主成分であり、平均年最大流量ではほぼ同じ浮遊砂に区分される流砂形態(図-2.30参照)となる0.36-0.90mmの粒径範囲のみでほぼ構成される粒度分布を現地値に換算した移動床材料の粒度分布とした。これは河床材料中の含有量が多いため河床変動に対して影響が大きく、またその流送形態がほぼ同じとなると考えられるからである。移動床材料の粒度分布は非常に狭い粒径範囲にあるため平均粒径0.65mmの単粒度の材料として考えてよい。ここで現地の河床材料の平均粒径を0.65mmとして模型対象区間内の平均的な河床波の形態を推定する。現地と模型での水深粒径比

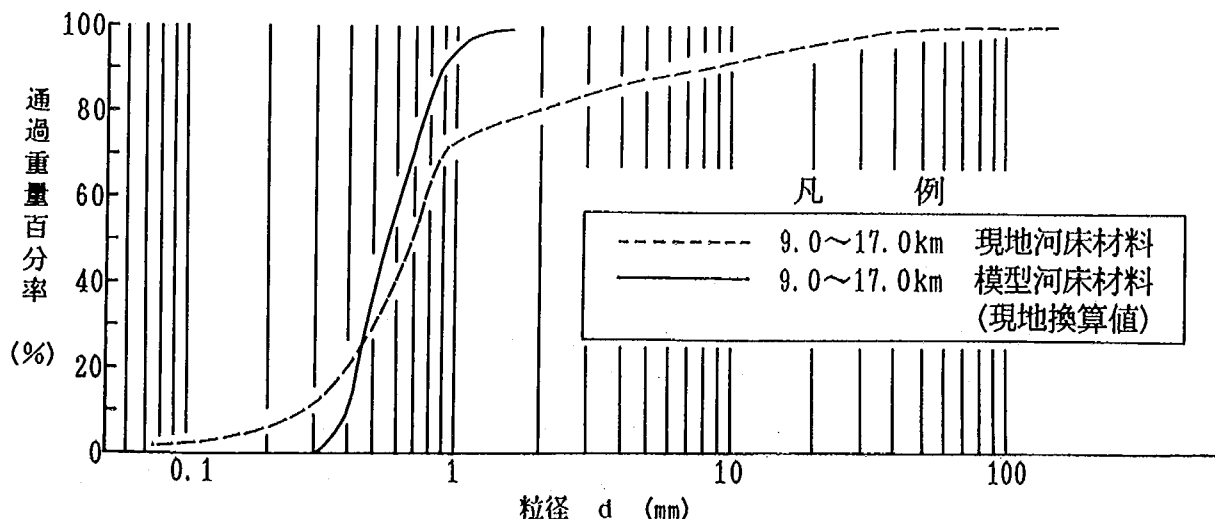


図-3.1 現地および模型での河床材料の粒度分布

表-3.1 現地と模型での各流量における水理量の比較

Q (m^3/s)	現地 ($d_m=0.065\text{cm}$)				模型 (石炭粉 $d_m=0.03\text{cm}$)				q_{*r}	t_r
	H/d_m	u_* (cm/s)	τ_*	q_* (cm^3/s)	H/d_m	u_* (cm/s)	τ_*	q_* (cm^3/s)		
2,000	5,960	8.9	0.76	0.58 (Dune)	323	1.9	0.24	0.003 (Ripple)	170	16
3,900	7,310	12.0	1.37	1.56 (Dune)	396	2.5	0.49	0.015 (Ripple)	104	27
7,000	8,990	14.8	2.07	52.7 (Flat)	487	3.1	0.65	1.39 (Flat)	38	74
8,900	9,490	15.4	2.24	64.9 (Flat)	514	3.2	0.78	1.93 (Flat)	34	83
13,000	10,300	16.4	2.56	85.4 (Flat)	560	3.4	0.80	2.58 (Flat)	33	85

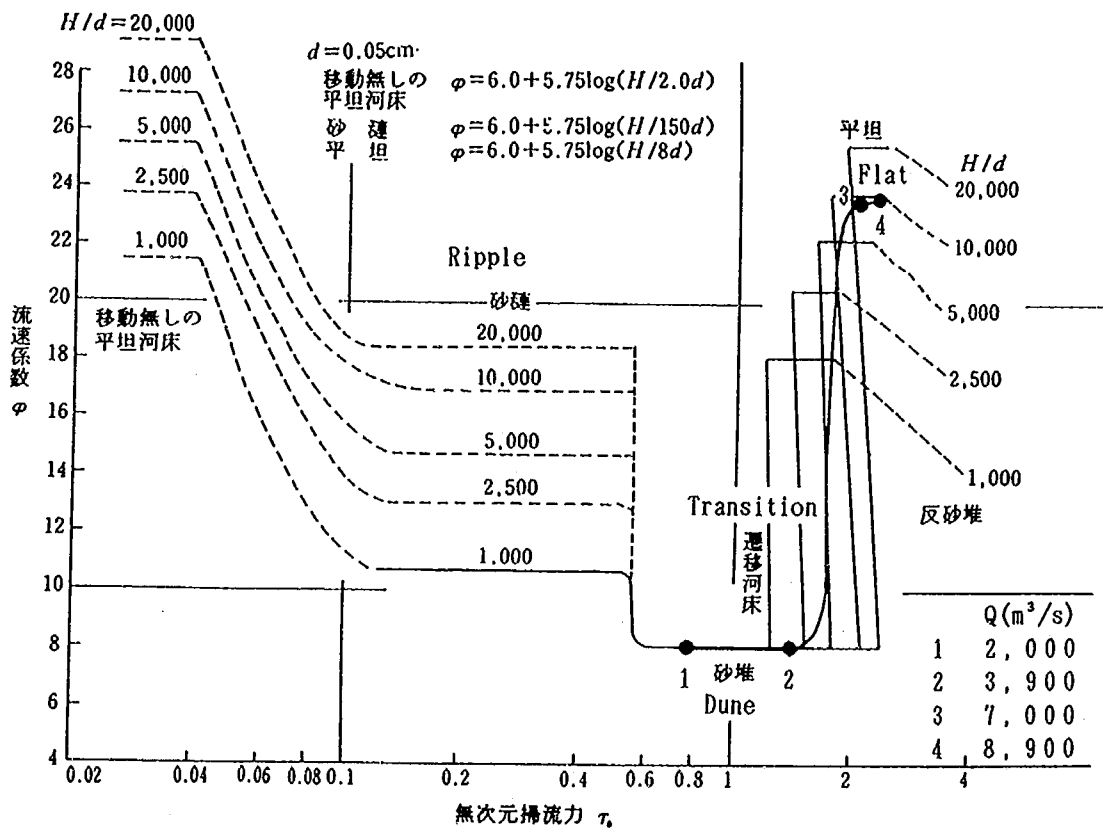
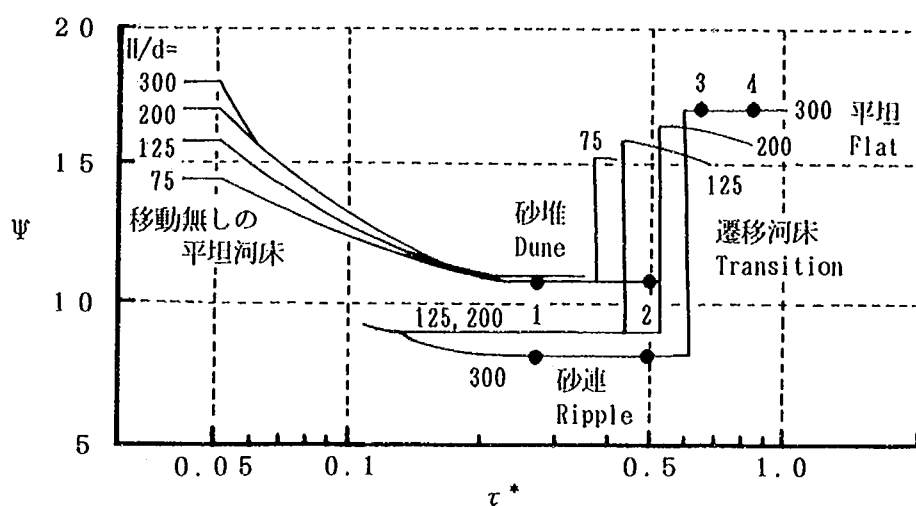


図-3.2 流速係数 ϕ と無次元掃流力 τ_* の関係 (砂, $d_m=0.05\text{mm}$, $H/d_m=1,000\sim2,000$)

H/d 、摩擦速度 u_* 、無次元掃流力 τ_* および流砂量 q_* (カッコ内は河床波形を表す) を表-3.1にまとめて示す。現地の H/d 、および τ_* と、阿賀野川の平均粒径に近い図-3.2に示す平均粒径 0.05cm での流速係数 ϕ と τ_* の関係を用いて河床形態を次のように推定した。流量 $Q=2,000\sim3,900\text{m}^3/\text{s}$ では河床波として砂堆(dune)が生じ、この時 $\phi=8$ である。 $Q=3,900\sim7,000\text{m}^3/\text{s}$ では河床波が砂堆から平坦へと変化する過程の遷移河床(transition)であり、 $\phi=8\sim24$ である。そして $Q=7,000\sim8,900\text{m}^3/\text{s}$ では河床波が平坦であり、 $\phi=24$ である (これらは表-3.1にまとめて示した)。これより模型において水平方向縮尺 $1/x_r=1/70$ 、鉛直方向縮尺 $1/h_r=1/40$ として河床材料として平均粒径 0.3mm の石炭

表-3.2 フルド則による各水理量の縮尺

基本諸量	次元	縮 尺
長さ(水平方向)	L	$x_r = 70$
長さ(鉛直方向)	L	$h_r = 40$
体 積	L^3	$x_r^2 \cdot h_r = 196,000$
時 間	T	$x_r \cdot h_r^{-1/2} = 11.07$
流 量	$L^3 \cdot T^{-1}$	$x_r \cdot h_r^{3/2} = 17,709$
流 速	$L \cdot T^{-1}$	$h_r^{1/2} = 6.32$
河床勾配	—	$h_r \cdot x_r^{-1} = 0.57$
摩擦速度	$L \cdot T^{-1}$	$h_r \cdot x_r^{-1/2} = 4.78$
無次元掃流力	—	$h_r^2 / s_r \cdot d_r \cdot x_r = 3.2$
粗度係数	$T \cdot L^{-1/3}$	$x_r^{-1/2} \cdot h_r^{2/3} = 1.398$

図-3.3 流速係数 ψ と無次元掃流力 τ^* の関係 (石炭粉, $d_m=0.3\text{mm}$, $H/d_m=75\sim300$)

粉 (水中比重 ≈ 0.5) を用いた場合、現地と同様な河床波の変化が生じるかを確認する必要がある。フルード則にもとづいた各物理量の縮尺を表-3.2にまとめて示す。これを用いて H/d 、 u_* 、 τ^* を模型値に換算した結果を表-3.1に示した。これらの値と山本ほか(1990)による図-3.3に示す平均粒径約0.3mmの石炭粉の ψ と τ^* の関係を用いて模型での河床波の形態を推定した。石炭粉での実験ケース数は少ないため、 $H/d > 300$ でのデータが乏しく河床波および ψ の推定が困難であるが、できるだけ近い H/d の実線から推定した。その結果、 $Q=2,000\sim3,900\text{m}^3/\text{s}$ では砂漣(ripple)または砂堆 ($\psi=8\sim11$)、 $Q=3,900\sim7,000\text{m}^3/\text{s}$ では遷移河床 ($\psi=8\sim17$)、そして $Q=7,000\sim8,900\text{m}^3/\text{s}$ では平坦 ($\psi=17$) と推定された (表-3.1にまとめて示した)。これより現地と模型での流量による河床波の形態の変化がほぼ一致することが確認できる。模型における水深は現地値に換算した場合、現地と比較して $Q=2,000\sim3,900\text{m}^3/\text{s}$ では深く、また $Q=7,000\sim8,900\text{m}^3/\text{s}$ では浅くなることが ψ の値から推測される。以上より、現地と模型実験では同一流量を通水した時にはほぼ同一の水深となることが推定できるので、模型と現地における F_r をほぼ一致させることができる。

次に、河床変動を現地と模型で相似にするための時間縮尺の計算根拠をまとめる。ここで、時間縮尺とはある経時的な河床変動が模型と現地で同様に生じるとした場合、その変動が同じ時間内で生じるように模型の河床変動の時間を短くするための換算値である。山本ほか(1989)は断面内の平均的な河床変動に対する時間縮尺 t_{sr} について式(3.1)を導いている。

$$t_{sr} = (1 - \lambda)_{x,h,q_s}^{-1} \quad (3.1)$$

ここで、 t_{sr} は河床変動の時間の代表値、 λ は河床材料の空隙率、そして q_s は流砂量である。添字の r は各量の現地に対する模型の比を意味する。 $(1 - \lambda)_r = 1$ と仮定すると x_r, h_r は既知であるから、 t_{sr} を求めるには現地と模型における模型対象区間での平均的な掃流砂量を推定する必要がある。現地における掃流砂量は、図-3.4に示す無次元掃流砂量 $q_{s*} (= q_s / u_* d)$ と τ_* の関係と、表-3.1に示した現地での H/d と τ_* より推定した。現地における q_{s*} は図-3.4に①~④で示すように推定され、これより q_s は表-3.1に示したように計算される。同様な方法で模型における掃流砂量を図-3.5に示す粒径0.3mmの石炭粉の q_{s*} と τ_* の関係と表-3.1に示した模型値に換算した H/d と τ_* を用いて推定した。これらの q_s から各流量における q_{s*} および t_{sr} を計算した結果も表-3.1に示した。各流量における t_{sr} にしたがって時間を縮尺して通水すれば、模型における河床変動が現地とほぼ相似になると考えられる。しかし、阿賀野川の模型は歪み模型であること、および移動床材料の比重を軽くしたことなどのため、 q_{s*} が空間的に変化している。そのため、表-3.1にまとめた t_{sr} はあくまでも基準値であることに注意しなければならない。局所洗掘部における時間縮尺は表-3.1に示した値より大きいと考えられ、そのため表-3.1に示した t_{sr} にしたがって時間縮尺して通水すると、局所洗掘深は現地に比べて深くなると考えられる。

以上より、模型は水平縮尺1/70、鉛直縮尺1/40、移動床材料は粒径0.3mmの石炭粉を用い、表-3.1, 3.2に示した各水理量の縮尺にしたがって実験を行えば相似性が確保される。しかし、構造物周辺や湾曲部の水衝部などにおける局所洗掘深は、現地に比べ模型実験では深くなると考えられる。また、実験精度の面からも最深部における洗掘深の大小を評価するのは困難と考えられる。そこで模型実験では局所洗掘深の大小にあまりとらわれず、局所洗掘対策工の配置の有無、対策工種による局所洗掘範囲と流況との関係の把握に重点を置いて実験する。この情報は現地に対策工を配置する場合の工種の選択、段階施工時において流況および河床変動から対策工の設置範囲を修正する場合などに生かされると考えられる。

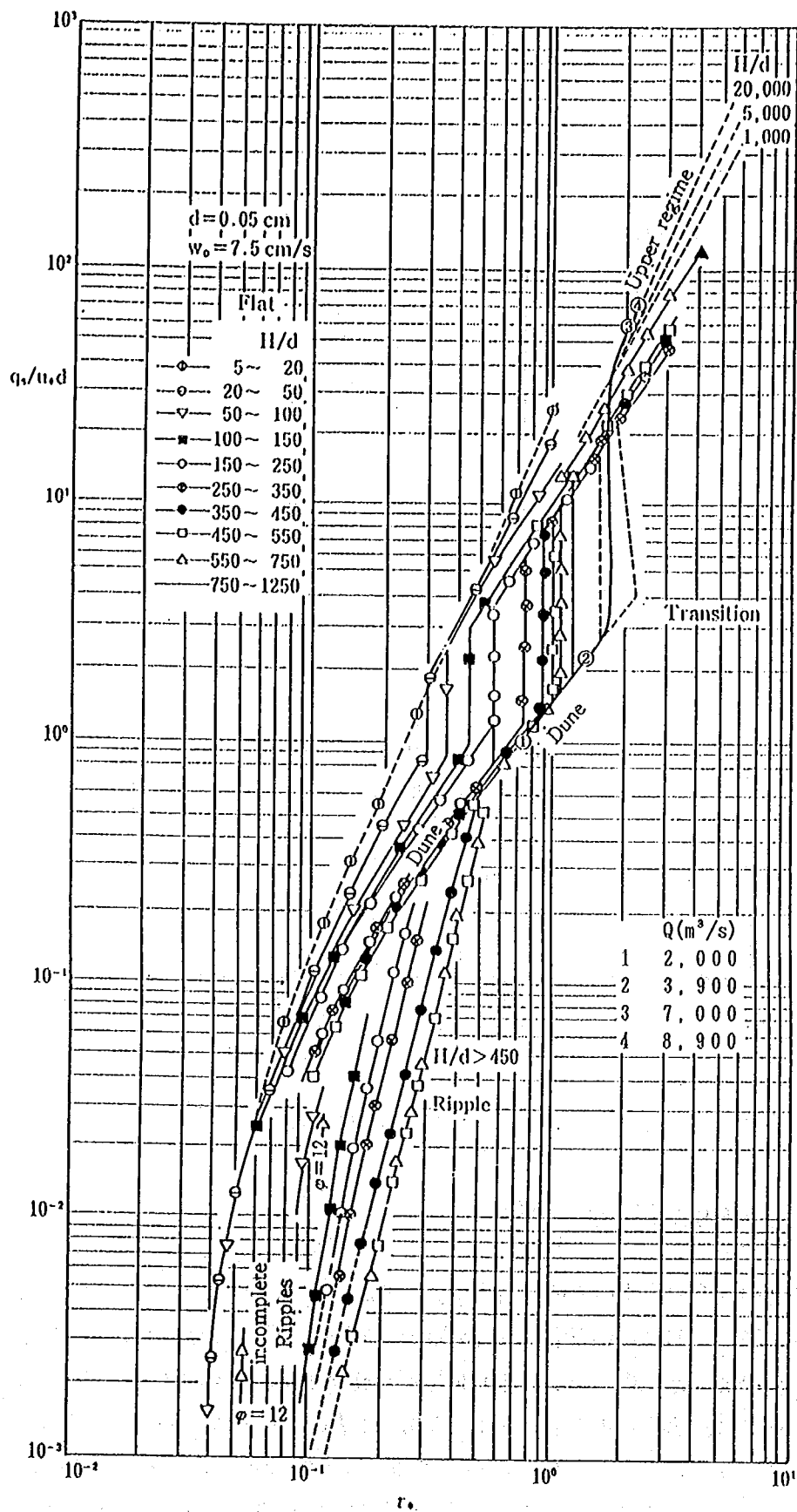


図-3.4 無次元流砂量 q_s/u_*d と無次元掃流力 τ_* の関係 (砂, $d=0.5\text{mm}$)

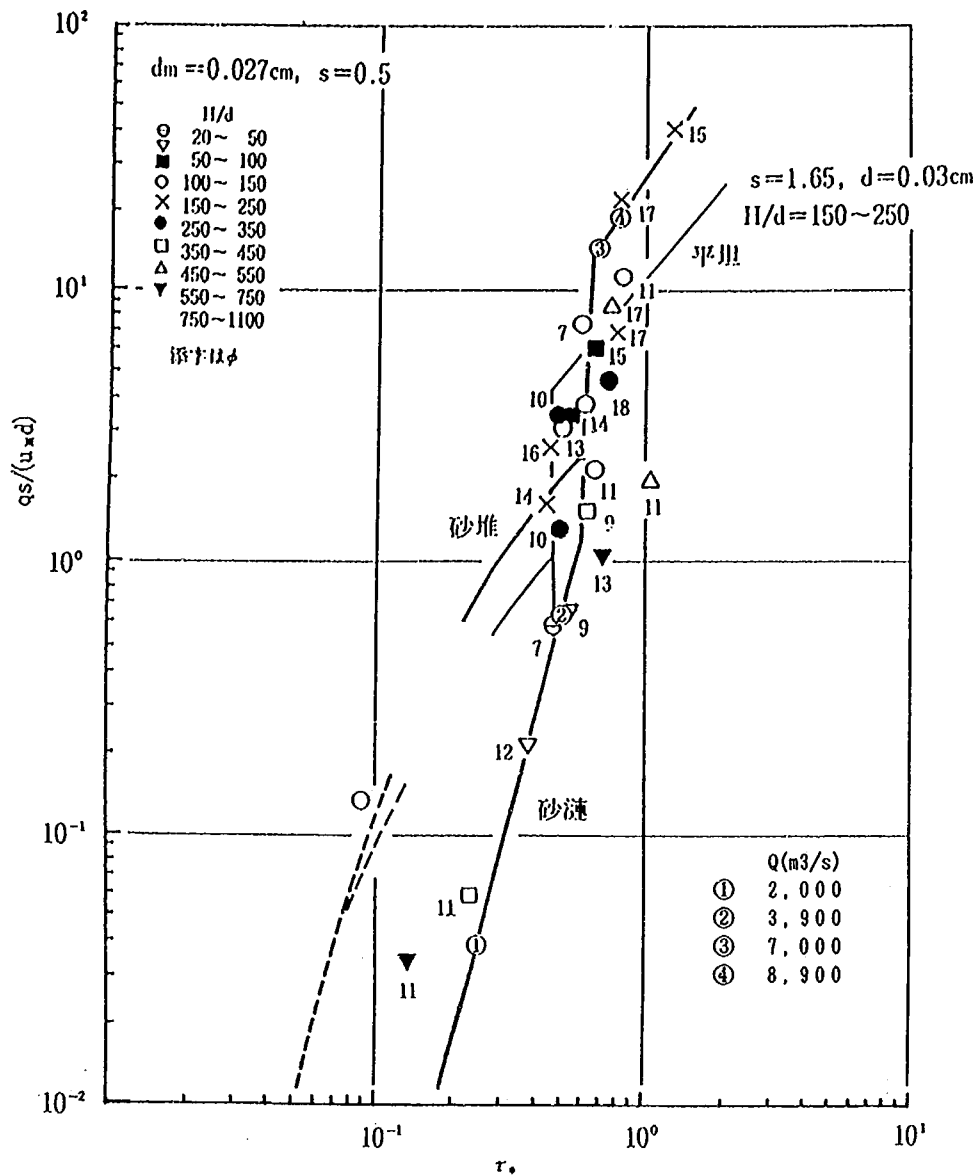


図3.5 無次元流砂量 q_s/u_*d と無次元掃流力 τ_* の関係(石炭粉, $d=0.27\text{mm}$)

3.3 阿賀野川中流部模型の概略

阿賀野川中流部の模型は土木研究所河川模型実験施設(屋外)に製作した。模型の設置位置を図-3.6に示す。模型の給水施設は阿賀野川の計画高水流量 $13,000\text{m}^3/\text{s}$ (模型値 $734\text{l}/\text{s}$)を給水する能力を有する。堤防のり面や高水敷など、経年的に地形変化が少ない堤外地部は、表層をモルタルで覆い固定床として製作した。製作にあたり1989年に200m間隔で測定された測量横断面図を用いた。高水敷などの固定床製作区間は、模型実験対象区間の9.0-16.8km区間と給砂区間として利用する16.8-18.0km区間である。したがって、18.0-22.0km区間は堤防法線形に製作された水路のみ製作した(図-3.7参照)。この模型水路の上流端に矩形堰を有する量水槽と導水路を、また下流端には沈砂池と水位調整用の可動堰を設けた。

また、模型対象区間に設置されている以下の構造物を製作・設置した。

①橋脚

②模型対象区間では大阿賀橋（9.4km地点）、横雲橋（13.6km地点）そして新横雲橋（14.9km地点）が架橋されている。これらのうち、横雲橋と新横雲橋の橋脚を模型河道に設置した。ただし、新横雲橋は局所洗掘対策工を設置した実験を行う際に設置した。また、橋脚周辺の根固工はケースⅡ-3-2を除き、模型に設置しなかった。

③杭出し水制

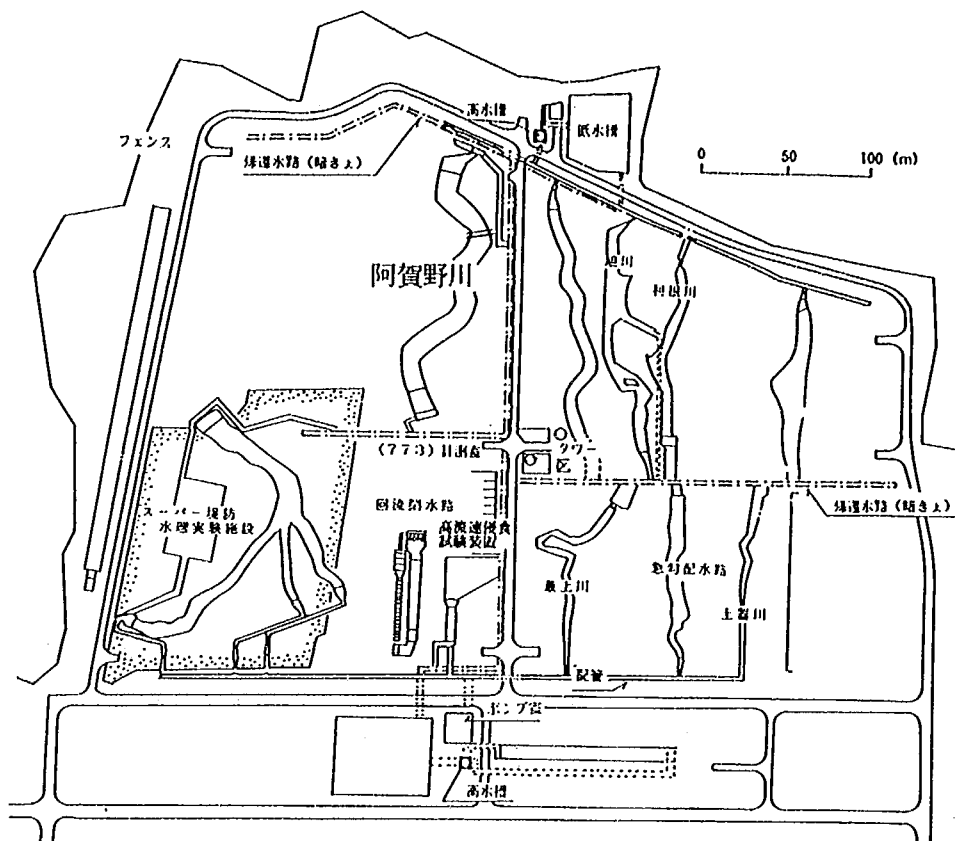


図-3.6 河川模型実験施設の平面図

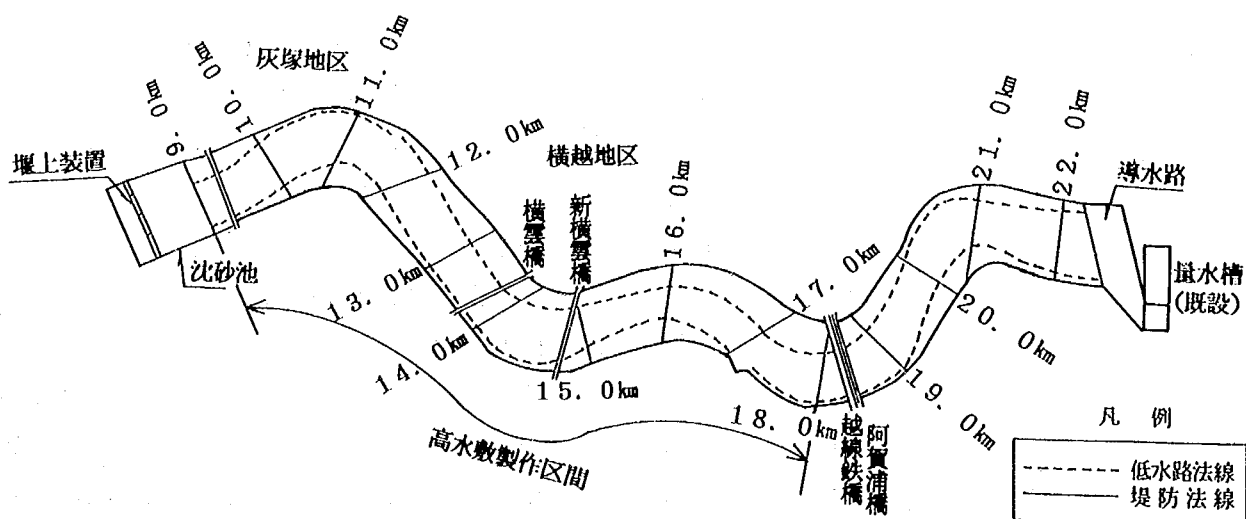


図-3.7 阿賀野川の模型河道の概略
中新田地区

灰塚地区の10.0-10.6km区間の右岸に20基、横越地区の12.6-14.0km区間の左岸に40基の杭出し水制を設置した。これらの水制は現地の水制設計諸元に基づき製作した。水制間および杭の間は水制基部や根固のためのブロックが充填されているので、この部分はモルタルによって固定した。このモルタル表面には碎石（単粒度30~35mm）を接着し、ブロックの粗度を考慮した。

③沢海第1,2床固

現地では沈床上にコンクリートブロックを設置することにより造られている。模型では設置位置を現地平面図から、形状を設計断面図から定めた。模型の床固はコンクリート製であり、天端にコンクリートブロックの粗度を模した凹凸のある材料を接着した。

④取水塔

灰塚地区の10.4km地点右岸および横越地区の13.8km地点左岸に取水塔が設置されている。模型では河道平面図などから位置を決定し、木製の模型を設置した。

高水敷上の粗度を現地と相似にするためにモルタル製の半球による球状粗度、多孔体材料による粗度を設置した。現地において高水敷での水深が2mの時、マンシングの粗度係数が0.040と推定した。これより表-3.2に示した縮尺にしたがって模型上で水深5cmの時、マンシングの粗度係数が0.029になるように球状粗度を高水敷全面に設置した。具体的には直径3cmの半球を縦横断方向に13.5cm間隔の千鳥配列で設置した。また、河岸に沿って繁茂する植生の模型として高さ5cm、幅30cmの多孔体を14.0-15.8km区間の左岸に設置した。

以上の模型上に設置した構造物および粗度の設置範囲を図-3.8にまとめて示す。

3. 4 実験条件

本模型実験では、現況河道の横断形状を形成する代表的な流量（以下、代表流量と呼ぶ）を長時間通水して動的安定な横断形を形成させた後に、既往洪水のハイドログラフに基づいて決定した洪水流量を通水した。この実験方法は、現況河道や各種の横断形制御対策を行った河道について、動的安定な横断形の形成と流況の関係、および洪水時の河床変動について調べることを目的としている。

3.4.1 初期河床高

初期河床高は、1985年に策定された計画河床高と合わせることを基本とした。模型実験の移動床部分に相当する低水路幅内の平均河床高（以下、平均移動床高と呼ぶ）が計画河床より低い区間は、平均移動床高を採用することとした。平均移動床高は、1989年の測量断面より計算した。図-3.9には実験対象区間内(9.8-16.6km区間)における1989年測定断面による最深河床高、平均河床高および平均移動床高と計画河床高の縦断形を示す。平均移動床高と計画河床高を比較すると、9.8-13.0km区間では平均移動床高が計画河床高より若干低い程度であるが、13.0-16.6km区間では約1mほど低くなっている。これより、初期河床高は、平均移動床高にあわせることとした。実際の初期河床高は河床整形の作業性も考え、実験対象区間内(9.8-16.6km区間)の平均移動床高の平均値T.P.-1.2mにした。この河床高は、実験対象区間の下流端9.8km地点の計画河床高とほぼ一致する。また、沢海第2床固(16.7km地点)から17.8km地点までの区間では移動床面がT.P.+1.8mとなるように石炭粉を敷設した。この標高はこの区間の平均移動床高にほぼ等しい。なお、沢海第1および第2床固間と床固下流の両岸に沿った区域では、石炭を敷設しなかった。これは通水初期にこれらの場所から大量に石炭粉が移動して、

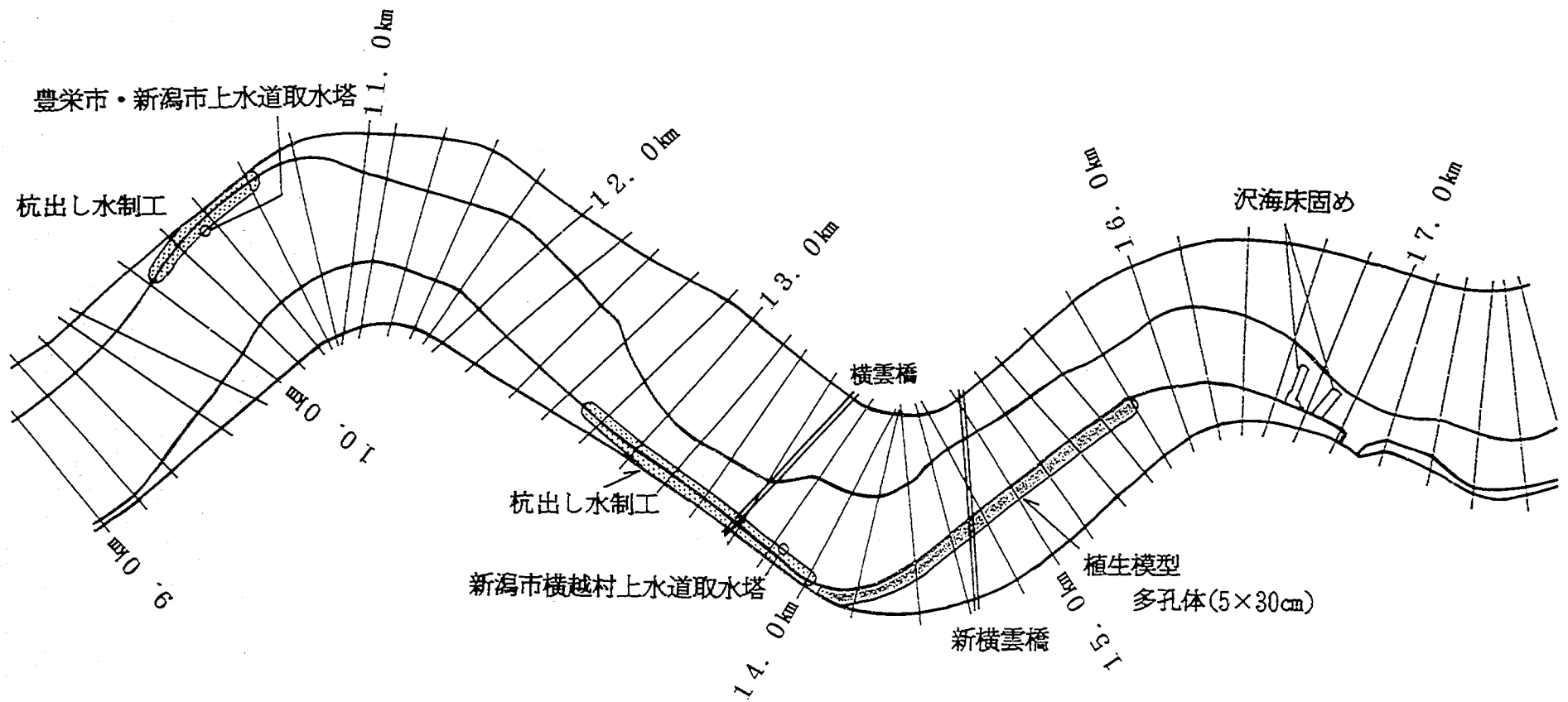


図-3.8 各種模型構造物の設置位置

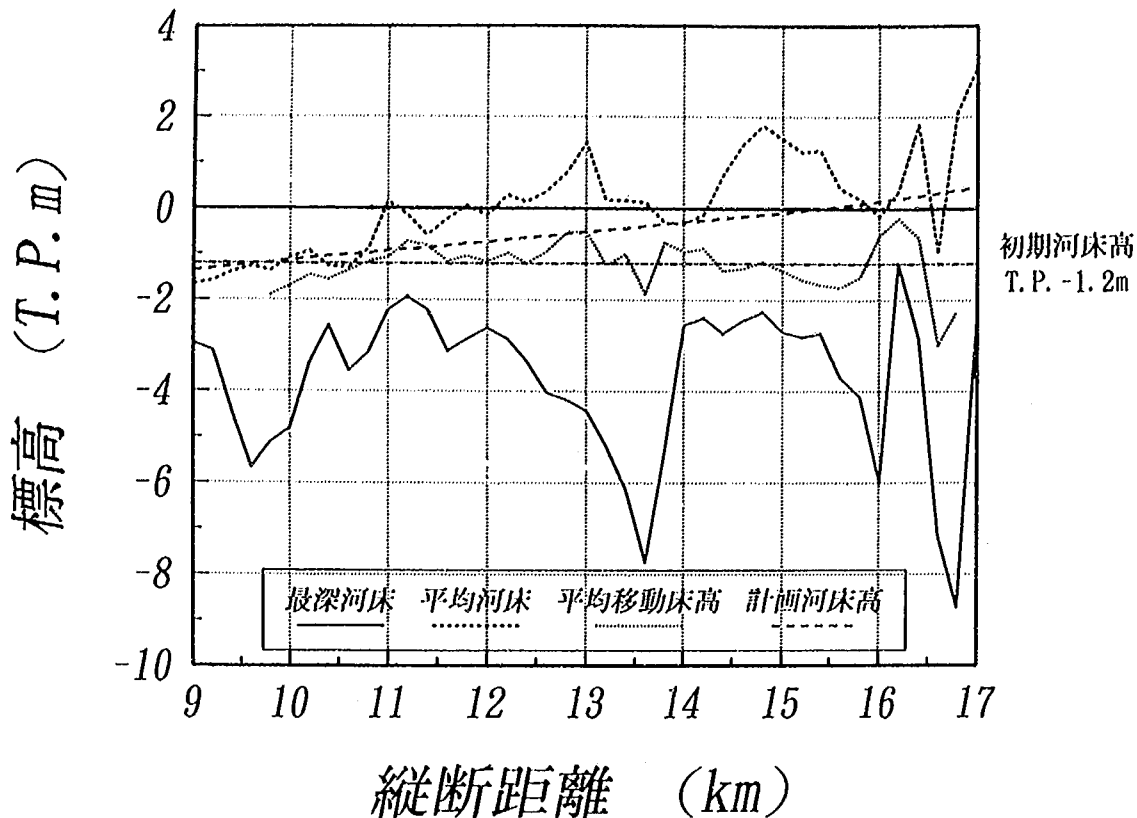


図-3.9 現地（1989年）と模型における平均河床高の比較

その下流に不自然な砂州が形成され模型の相似性が得られなくなるためである。

3.4.2 通水流量

(1) 代表流量

代表流量は、山本(1988)によると一般的には平均年最大流量程度である。馬下地区の平均年最大流量は $3,900 \text{ m}^3/\text{s}$ (図-2.10参照) である。しかし、図-2.11に示したように年最大流量の各月の出現頻度は、台風のシーズンである7-9月、次いで融雪出水期である3,4月に集中している。このように年間の出水期間が長いことと、砂床河川では平水時においても河床材量は移動することを考慮すると、本実験対象区間では平均年最大流量より小さい流量が代表流量になると考えられる。このことを定量的に表すために、図-3.10に流量の生起確率密度分布と各流量時の総掃流砂量 (Q_B) 分布、そしてそれらの積である総掃流砂量の生起確率密度分布を示す。ここで流量の生起確率密度分布は1976年~1985年の馬下流量観測所における流量観測データから計算した。また、総掃流砂量は各流量における不等流計算結果から模型対象区間の平均無次元掃流力を計算し、この値と図-3.4より求めた流砂量にこの区間の平均低水路幅(400m)を乗じた値として計算した。総掃流砂量 (Q_B) の生起確率密度が最大となる流量は、山本(1988)による既往研究成果のまとめによると、ほぼ低水路満杯流量または平均年最大流量に相当する。しかし、阿賀野川の場合は明確な最大値を有さず、 $Q=1,000\sim1,200 \text{ m}^3/\text{s}$ に最大値、 $Q=1,500\sim3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ では最大値の約半分程度の値を有する分布形になる。また、 $Q=500 \text{ m}^3/\text{s}$ は豊水流量にほぼ等しい (図-2.12参照) ことから、豊水流量以上での総掃流砂量の生起確率密度が大きいこと、すなわち年間の河床材料の移動総量が多いことが分かる。このため、河床変動に最も影響を

与えると推定される代表流量は、図-3.10のみからでは定めることができない。そこで今回の模型実験は局所洗掘部の相似性が重要であることを勘案することとした。湾曲部の局所洗掘は河床底面近傍

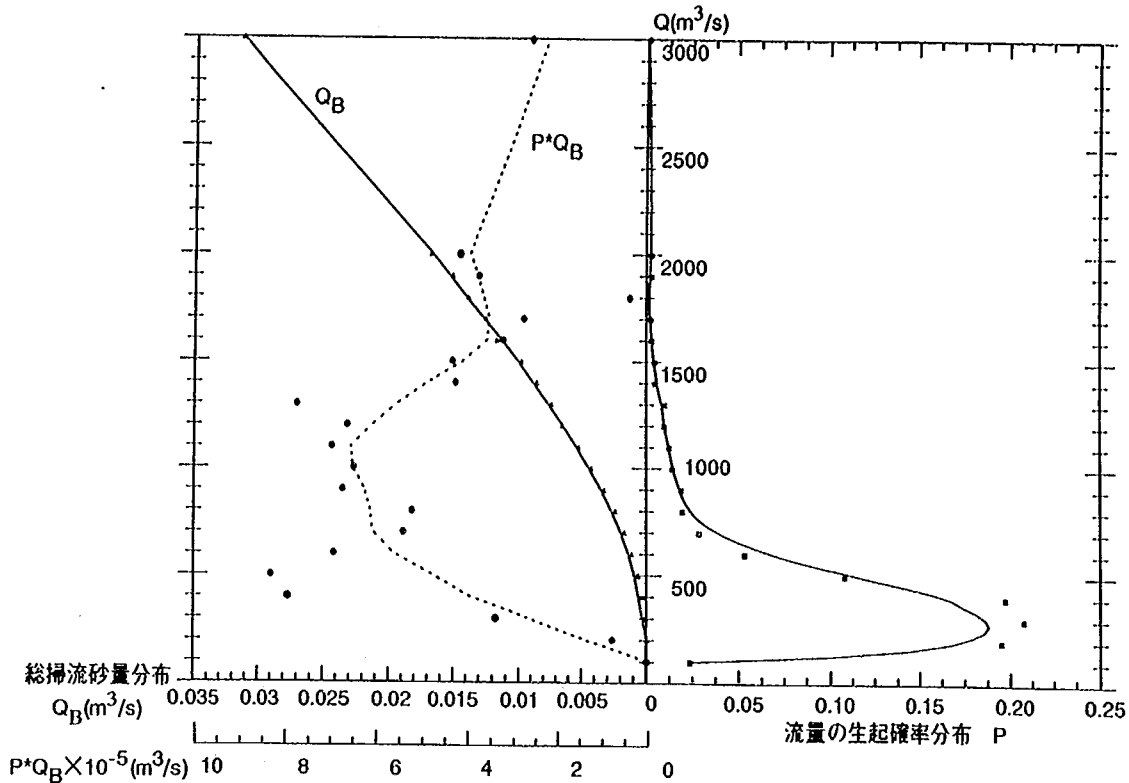


図-3.10 各流量の生起確立密度と流砂量の関係

の横断方向流速が外岸から内岸に向かって形成される2次流によって掃流砂が内岸方向に輸送されることによって形成される。この輸送量は2次流による輸送力と河床横断方向斜面を転がり落ちるように働く重力成分の釣り合いによって定まる。すなわち、小流量時は輸送力が小さいので、河床横断勾配に沿った重力成分より小さくなり、横断方向流砂量は内岸から外岸方向に（局所洗掘部を埋め戻す方向に）生じる。これに対し大流量時では輸送力が河床横断勾配方向の重力成分より卓越するため、横断方向流砂量が外岸から内岸に（局所洗掘部を掘り下げる方向に）生じる。これらの中間点に相当する流量では上記の2力が釣り合うため、横断方向流砂量は生じない。すなわち河床横断形状の変動がない、動的安定状態となる。この中間点における流量を代表流量と考えることとした。横断方向流砂量 q_{bn} と主流方向流砂量 q_{bs} の比は吉川ほか(1976)によって提案され、式(3.2)の形に整理された(Johanneson・Parker, 1989)。

$$\frac{q_{bn}}{q_{bs}} = \frac{v_b}{u_v} - \beta \left(\frac{\tau_{*c}}{\tau_*} \right)^m i_{bn} \quad (3.2)$$

ここで、 u_b, v_b はそれぞれ河床近傍の主流および横断方向の流速成分、 β, m は係数、 τ_* は無次元掃流力、 τ_{*c} は無次元限界掃流力、 i_{bn} は横断河床勾配である。式(3.2)を用いて横越地区の湾曲部における q_{bn}/q_{bs} を計算した結果を図-3.11に示す。式(3.2)において右辺第1項は式(3.3)に示すEngelundの式により計算した。

$$\frac{v_b}{u_b} = 7 \frac{h}{r} \quad (3.3)$$

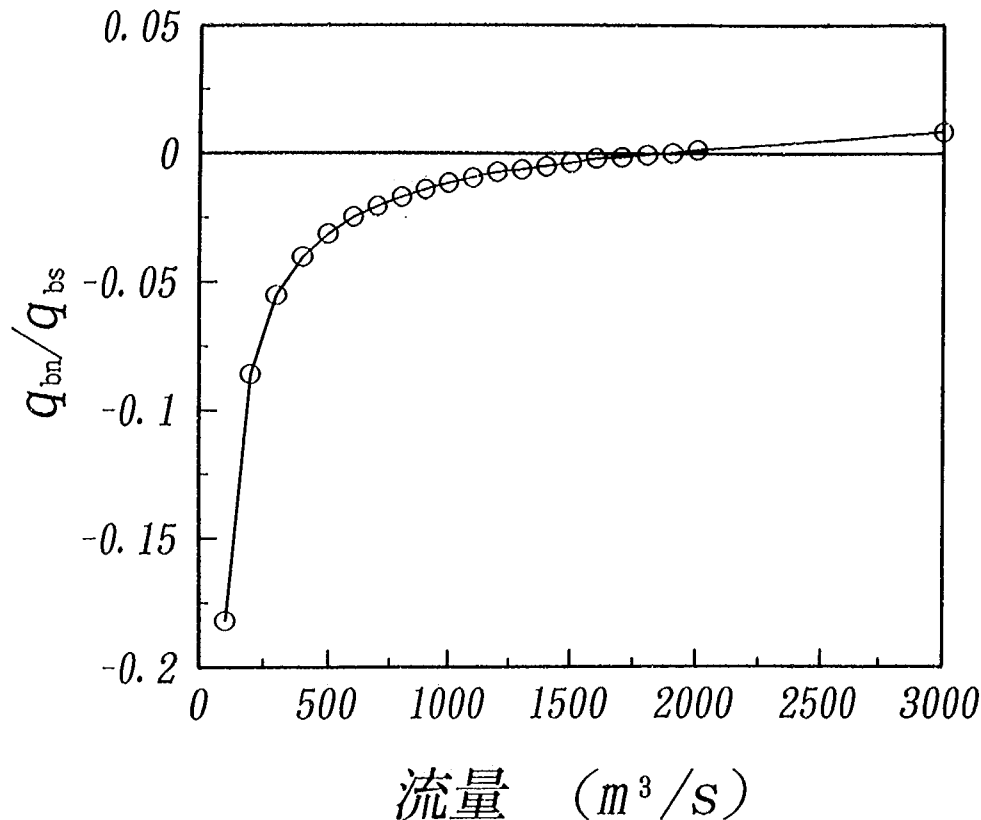


図-3.11 13.6km地点における流量と横断方向流砂量の関係の概略

ここで、 h は水深、 r は横越地区の湾曲の曲率半径である。 r は河道平面形から1,000mとした。また、 h および τ_* は模型対象区間の平均値を用いた。 i_{bn} は13.8km地点の河床横断形(図-2.57,2.58)より経年的河床変動が少ない横断距離100-200m区間の平均値 $1/40$ とした。また、係数 β, m はJohanneson・Parker(1989)より2.67と0.5を用いた。図-3.11より、 $q_{bn}/q_{bs}=0$ となる流量は約1,800 m^3/s であることが分かる。これより代表流量は1,800 m^3/s とする。この流量は1951年~1989年間の融雪出水期における1,000 m^3/s 以上の最高流量の平均値と一致しており、このことから融雪出水期の洪水の代表流量でもある。以上より、模型の相似性の検証実験など河道内に局所洗掘対策工を設置しない場合の実験では、移動床が動的平衡状態に達するまで通水することにより現況河床形状を再現できると考えられる。しかし、模型の無次元掃流力は現地と同じ流量時に比べて小さく(表-3.1参照)、0.2程度になると考えられる。このため、水制などの対策工を配置した実験を行う場合、現地に比較して水制間に河床材料が堆積しやすくなり、現地の現象を模型で模擬することが困難になると考えられる。この場合、代表流量は平均年最大流量3,900 m^3/s を通水することとした。

(2)洪水流量

洪水流量としては、既往洪水のうちで洪水継続時間が長くピーク流量も大きい洪水と、計画高水流量(建設省北陸地建ほか,1985a,b)の2種類を選んだ。前者の洪水流量は、1958年9月18日、1969年8月12日、1978年6月26日、1981年6月22日、1981年8月23日そして1982年9月12日の馬下流量観測所における6種類のハイドログラフ(建設省北陸地建ほか,1985a,b)から選択した。選択基準は、ピーク流量が大きく洪水継続時間の長いハイドログラフを有する洪水とした。このような洪水は、洪水期間

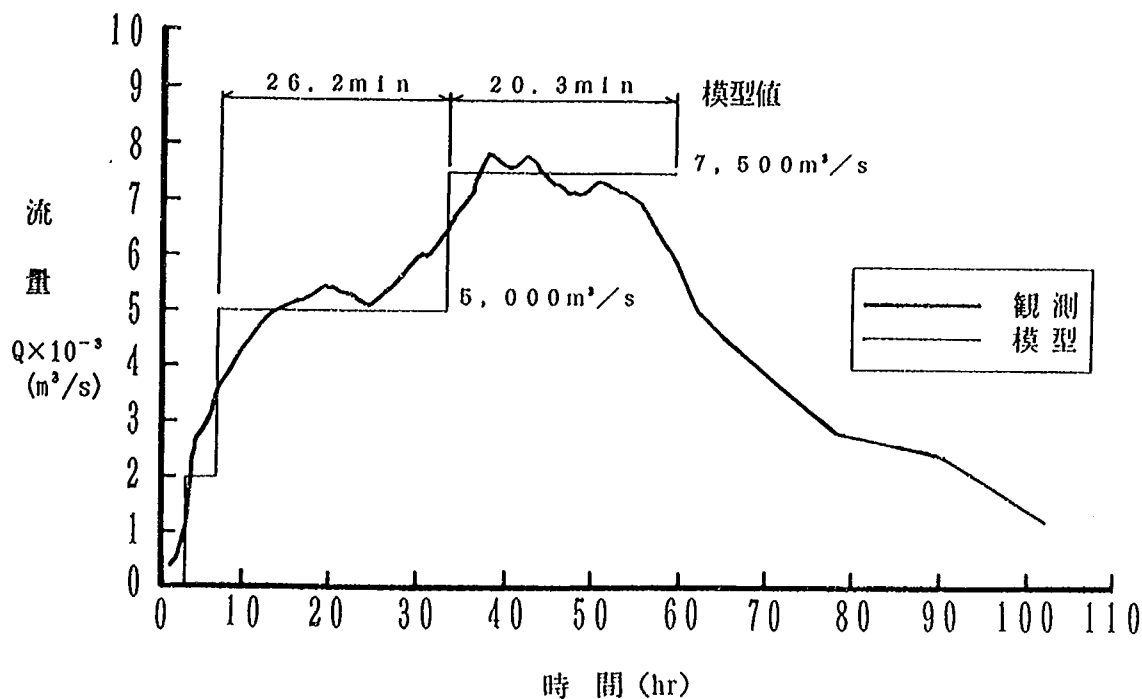


図-3.12 1978年6月洪水のハイドログラフ

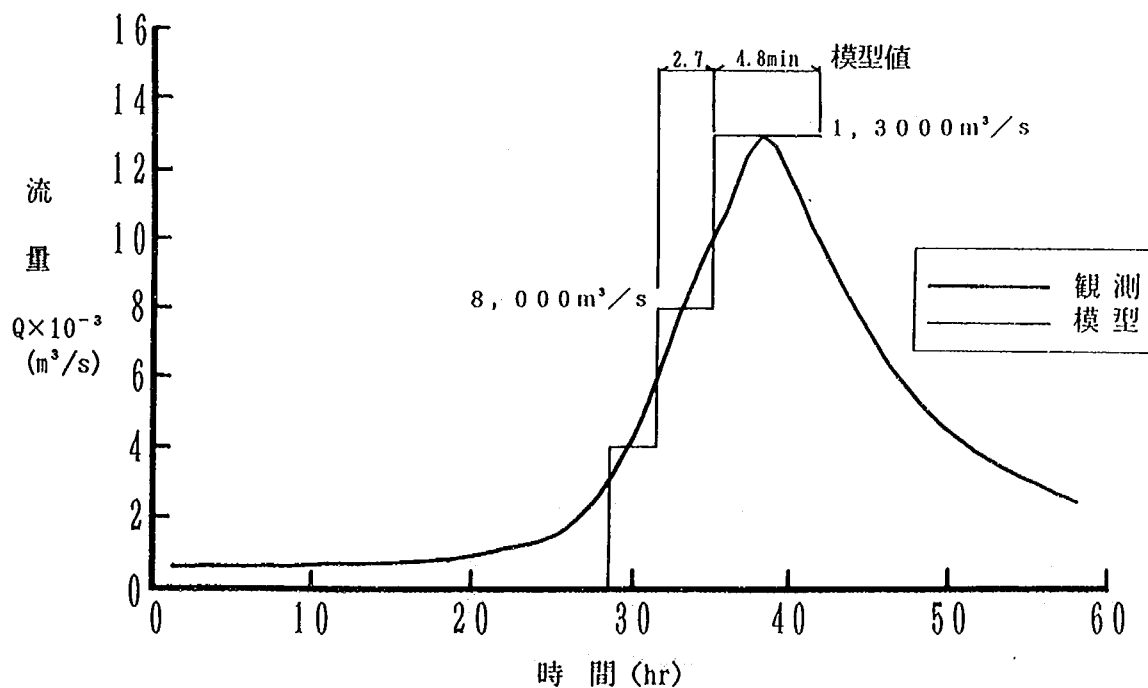


図-3.13 計画高水のハイドログラフ

中の総流砂量が多く、河床変動が大きいと考えたためである。上記の基準から、ピーク流量が2番目の大きさであり、 $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ からピーク流量まで達するまでの時間が約36時間と他の洪水の約3倍以上の長さを有する1978年6月26日洪水を選択した。図-3.12にこの洪水のハイドログラフを示す。模型

実験では同図に示すハイドログラフの波形を矩形波で近似し、流量をピーク流量に至るまで段階的に増加する方法により通水した。図-3.12に示した洪水では、 $5,000\text{ m}^3/\text{s}$ と $7,500\text{ m}^3/\text{s}$ の2段階に分けた。各流量の通水時間は、矩形波で近似したハイドログラフによる模型実験において式(3.1)によって計算した時間縮尺を適用して定めた。結果を図-3.12の矩形ハイドログラフの上に示した。

計画高水流量のハイドログラフを図-3.13に示す。ピーク流量は、 $13,000\text{ m}^3/\text{s}$ である。模型実験における通水方法は、1978年6月26日洪水の場合と同様にして定めた。その結果を図-3.13に併せて示した。

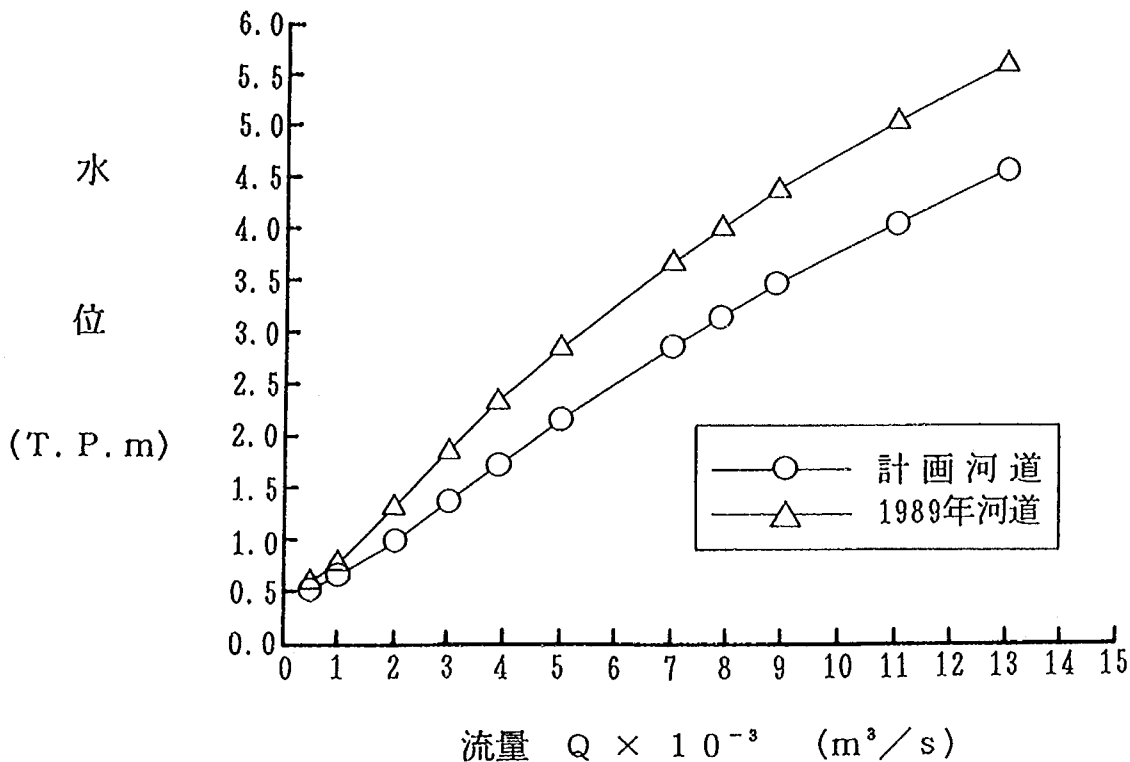


図-3.14 9.6km地点における水位と流量の関係

3.4.3 下流端水位

下流端水位は、出発水位として新潟西港の平均潮位(T.P.+0.49m)、粗度係数($n=0.020$)と計画河道形状を用いた不等流計算の結果をもとに定めた。不等流計算より得られた実験対象区間の下流端(9.6km地点)における水位-流量曲線を図-3.14に示す。同図には計画断面の代わりに1989年の測量断面を用いた不等流計算による水位-流量曲線も併せて示した。これより、計画河道形状を用いた不等流計算による水位は、1989年測量断面を用いた水位より低いので、模型実験では河床変動に対して厳しい条件となることがわかる。ただし現況河道の再現実験では現況の水位と流量の関係に近い水位を設定することが必要である。一方、計画断面および1989年測量断面を用いた9.6km地点の水深はそれぞれ3.4mと3.7mであり、両者の差は1割以下である。9.6km地点での計画河床高と1989年測量断面の平均河床高は、図-3.9に示したようにほぼ同一である。したがってこの水深差は、計算水位の差によるものと言える。そして水深の1割以下の水位差は、出発水位の与え方や粗度係数の決め方による誤

差を勘案すると、有為な差ではないと言える。そこで再現実験においても計画断面を用いた不等流計算の結果から定めた水位を与えた。

3.4.4 給砂池

模型対象区間(16.6km地点)の上流端からの給砂量を確保するため、沢海第1床固上流端(約16.86km)から18.0km地点までの区間を給砂区間として模型河床材料と同じ石炭粉を敷設した。沢海第1および第2床固間では実験初期に給砂量が過大になり、河床変動の相似が得られないことが予備実験から明らかになったため、石炭粉を敷設しなかった。給砂区間では、1989年測量断面から平均移動床高を計算し、それらの値をさらに給砂区間内で縦断方向に平均した値であるT.P.+1.8mに石炭粉を敷設した。

3.5 実験の概要

3.5.1 各実験ケースの目的

本模型実験の目的は次の4種類に大きく分類される。すなわち、①模型の相似性の検証(ケースⅠ-1~Ⅰ-3)、②横越地区内岸側の低水路法線形改修効果の検討(ケースⅡ-1,Ⅱ-2)、③横越地区上流の流況改善効果の検討(ケースⅢ-1,Ⅲ-2)、④局所洗掘対策工の検討(ケースⅣ-1~Ⅳ-3)である。これらの実験ケースの内容と実験条件を表-3.3にまとめて示す。また各実験ケースの検討内容については以下のとおり。

①模型の相似性の検証実験

・ケースⅠ-1

河床整形された模型に、代表流量($1,800\text{m}^3/\text{s}$)を長時間通水し、ほぼ動的平衡な河床形状を形成させる。この河床形状を現況河床形状と比較することにより、模型における河床変動の相似性の検証を行う。また、代表流量時の流況と局所洗掘の関係を考察し、局所洗掘対策工を立案するのに必要な現況河道の問題点を明らかにする。

・ケースⅠ-2

ケースⅠ-1の実験終了後河床に、1978年6月の既往洪水を図-3.12に示すハイドログラフにしたがってピーク流量($7,500\text{m}^3/\text{s}$)まで通水する。これより洪水流量のピーク時における灰塚および横越地区の局所洗掘の進行程度を把握し、水衝部の危険度を確認する。なお、横越地区の最深河床部には図-2.60に示したように耐侵食性を有する粘性土が露出しているが、模型ではそれに相当する移動床材料を設置していない。したがってこの実験では現地において侵食により粘性土が失われた場合に、どの程度局所洗掘が進行するかについて検討したことになる。また、ピーク流量時の流況と局所洗掘の関係を考察し、局所洗掘対策工を立案するのに必要な現況河道の問題点を明らかにする。

・ケースⅠ-3

ケースⅠ-2の実験終了後河床に計画高水流量($13,000\text{m}^3/\text{s}$)を通水し、高水敷まで冠水する洪水での流況観察を行う。これより、計画高水流量時の水衝部および局所洗掘部の位置の変化を調べ、局所洗掘対策工の検討に利用する。

②横越地区内岸側の低水路法線形改修効果の検討

表-3.3 実験ケースの一覧表

実験ケース	実験内容	各区間における対策工の種類			初期河床	流量(m³/s)	下流端(9.6km地点)水位 (T.P.m)	通水時間 (min)	
		灰塚地区 湾曲部	横越地区 湾曲部	14.6- 15.8km					
I-1	河床形状の相似性の検証	——	——	——	河床整形	1,800	+0.923	1,800	
I-2	洪水時における現況河道の問題点の把握	——	——	——	I-1 実験終了後	5,000-7,500	+2.165~+3.032	26-20	
I-3	計画高水流量時の流況	——	——	——	I-2 実験終了後	13,000	+4.577	11	
II-1	低水路法線形改修の効果	——	低水路法 線形の改 修	——	河床整形	1,800	+0.923	2,040	
II-2		——		——	II-1 実験終了後	5,000-7,500	+2.165~+3.032	26-20	
III-1-1	流況改善効果の検討	——	不透過式水制工		河床整形	1,800	+0.923	2,040	
III-1-2					III-1-1 実験終了後	5,000-7,500	+2.165~+3.032	26-20	
III-2-1	流況改善効果の検討	——	不透過式水制工		河床整形	1,800	+0.923	2,040	
III-2-2					III-2-1 実験終了後	5,000-7,500	+2.165~+3.032	26-20	
IV-1-1	局所洗掘対策工の検討	ベーン工	ベーン工	——	河床整形	1,800	+0.923	2,040	
IV-1-2					IV-1-1 実験終了後	5,000-7,500	+2.165~+3.032	26-20	
IV-2-1	局所洗掘対策工の検討	ベーン工	透過式水制工		河床整形	1,800	+0.923	2,040	
IV-2-2			低水路法線形改修後		河床整形*	3,900	+1.724	120	
IV-3-1	局所洗掘対策工の検討	ベーン工	透過式水制工		河床整形**	3,900	+1.724	70	
IV-3-2			低水路法線形改修前		IV-3-1 実験終了後	5,000-7,500	+2.165~+3.032	26-20	

*)12.0-16.2km区間のみ。その他の区間はケースIV-2-1の実験終了後河床形状とした。

**)13.2-15.0km区間のみ。その他の区間はケースIV-3に先だって行った予備実験終了後の河床形状とした。

横越地区の湾曲部内岸の低水路法線形を図-3.15に示すように改修した場合、横越地区の局所洗掘がどのように応答するかを調べることを目的とした。これより改修の是非を検討する。

・ケースⅡ-1

河床整形された模型に代表流量($1,800\text{ m}^3/\text{s}$)を長時間通水し、ほぼ動的平衡な河床形状を形成させる。横越地区において、この河床形状を現況およびケースⅠ-1の河床形状と比較することにより、法線形改修の効果を調べる。また、流況についても同様に比較して、流況改善の効果も検討する。

・ケースⅡ-2

ケースⅡ-1の実験終了後河床に1978年6月の既往洪水を図-3.12に示すハイドログラフにしたがってピーク流量($7,500\text{ m}^3/\text{s}$)まで通水する。これより洪水流量のピーク時における横越地区の局所洗掘の進行程度を把握し、ケースⅠ-2との比較により法線形改修による洗掘深低減の効果を検討する。また、流況についても同様な比較を行い、法線形改修による流況の改善点と洗掘深の低減の関係を考察する。

③横越地区上流の流況改善効果の検討

横越地区の上流において右岸に沿って流下するみお筋を14.6-15.8km区間の右岸に設置した水制によって河道中央に移動させ、さらに横越地区の左岸に水制を設置することにより流況改善を行う。これによって横越地区の局所洗掘がどのように応答するかを調べることを目的とする。これらの実験がケースⅢ-1,Ⅲ-2であり、水制の配置を図-3.16,3.17に示す。

・ケースⅢ-1-1,Ⅲ-2-1

横越地区および14.6-15.8km区間の右岸に不透過式水制を配置して、河床整形した河道に $1,800\text{ m}^3/\text{s}$ を長時間通水し、ほぼ動的平衡な河床形状を形成させる。この河床形状をケースⅠ-1,Ⅱ-1と比較し、水制の効果を調べる。また、流況についても同様に比較し、河床形状の改善効果との因果関係を考察する。

・ケースⅢ-1-2,Ⅲ-2-2

ケースⅢ-1-1,Ⅲ-2-1の実験終了後河床に、1978年6月の既往洪水を図-3.12に示すハイドログラフにしたがってピーク流量($7,500\text{ m}^3/\text{s}$)まで通水する。これより洪水流量のピーク時における横越地区の局所洗掘の進行程度を把握し、ケースⅠ-2,Ⅱ-2との比較により水制の効果を検討する。また、流況についても同様な比較を行い、流況の改善点と洗掘深の低減の関係を考察する。

④局所洗掘対策工の検討

局所洗掘対策工としてベーン工、非透過式および透過式水制工を模型に設置して各対策工の妥当性を検討する。これらの実験結果のうち、対策工としての効果、経済性および施工性などを総合的に評価した結果が最も優れているものを最終対策工として提案する。

・ケースⅣ-1-1,Ⅳ-1-2

灰塚および横越地区に図-3.18に示すベーン工を配置した実験を行い、ケースⅡ-1,Ⅱ-2の局所洗掘深およびその範囲と比較する。なお、横越地区には流況を安定させるために水制工も配置している。この実験では横雲橋の橋脚周辺の河床形状が橋脚の安定性に問題を来さない程度であるか、また水衝部におけるベーン工の局所洗掘深の緩和効果が十分に発揮されるかに重点を置き考察する。Ⅳ-1-1では $Q=1,800\text{ m}^3/\text{s}$ 、Ⅳ-1-2ではピーク流量 $Q=7,500\text{ m}^3/\text{s}$ をハイドログラフ(図-3.12参照)にしたがって通水した。

・ケースIV-2-1, IV-2-2

これらの実験ケースでは横越地区についてのみ重点的に検討を行う実験とした。ケースIVと同一の低水路法線形改修を行った河道に、対策工として図-3.19に示すように横越地区および14.6-15.8km区間に透過式水制工を配置する。13.0-13.8km区間には水制工の下に置換工を設置することを想定しているが、これらの実験では置換工の模型を配置しないで行った。これは水制工による河床形状の変化をこれらの実験で調べた上で、置換工の設置範囲を定めることとしたためである。横越地区の水制工の長さは50mとした。ケースIV-2-1 およびIV-2-2 では代表流量を $1,800 \text{ m}^3/\text{s}$ と $3,900 \text{ m}^3/\text{s}$ と変化させ、流量規模の違いによる河床形状の差違から透過式水制工間の土砂堆積および局所洗掘の状況について検討する。

・ケースIV-3-1, IV-3-2

低水路法線形改修を前提としてケースIV-1, IV-2 では対策工を配置していたが、これらのケースでは低水路法線形を現況河道と同一形状として対策工の効果について検討することを目的とした。現況河道（ケースIと同一の河道）の低水路法線形の状況で、対策工として図-3.20に示すように横越地区および14.6-15.8km区間に透過式水制工を配置する。13.0-13.8km区間の水制はケースIV-2と同じ想定、実験方法を採用した。また、灰塚地区にはケースIV-1の実験結果から得た情報をもとに改善したベーン工を配置し、この効果の検証を行う。IV-3-1では $Q=3,900 \text{ m}^3/\text{s}$ 、IV-3-2ではピーク流量 $Q=7,500 \text{ m}^3/\text{s}$ をハイドログラフ（図-3.12参照）にしたがって通水した。

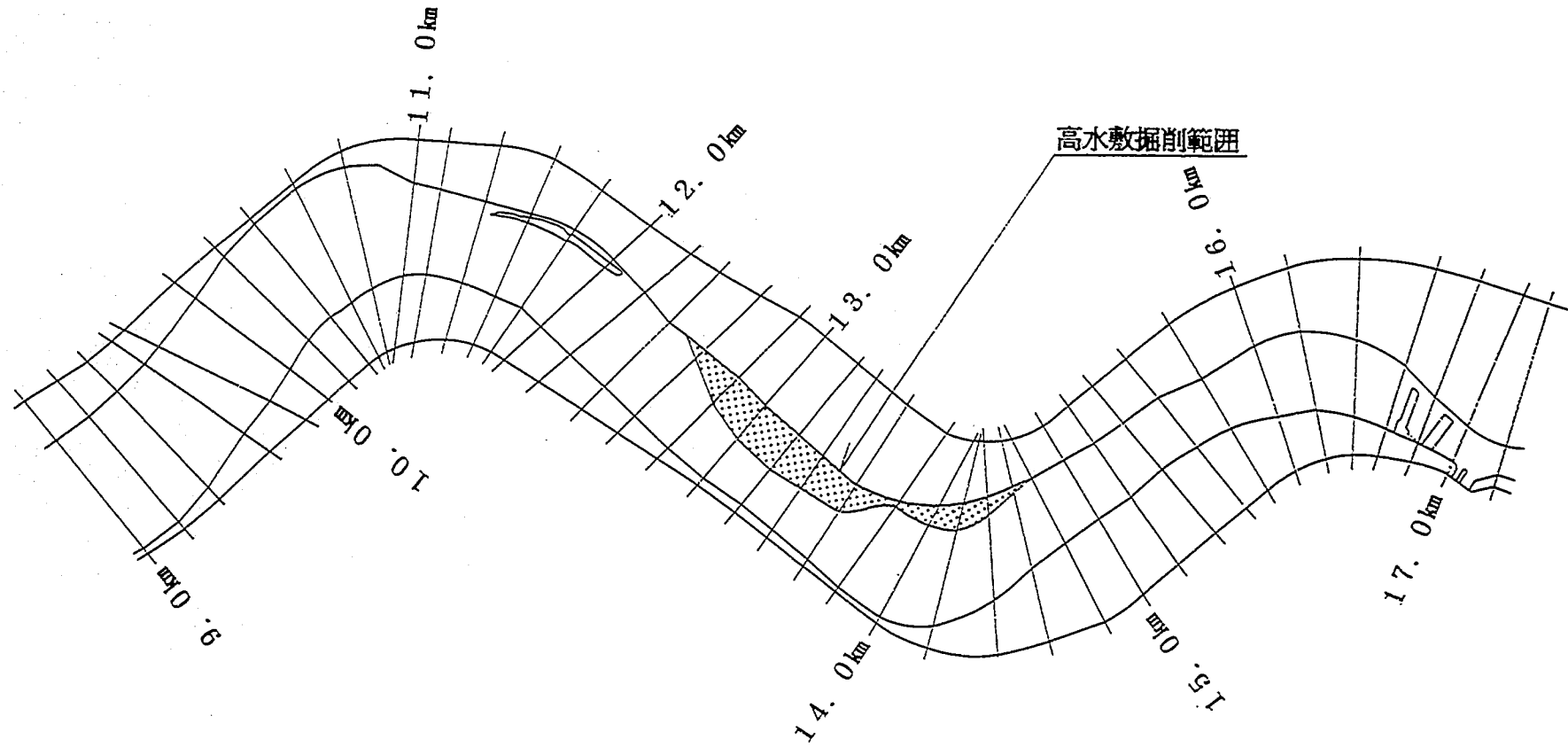


図-3.15 低水路法線形の改修範囲

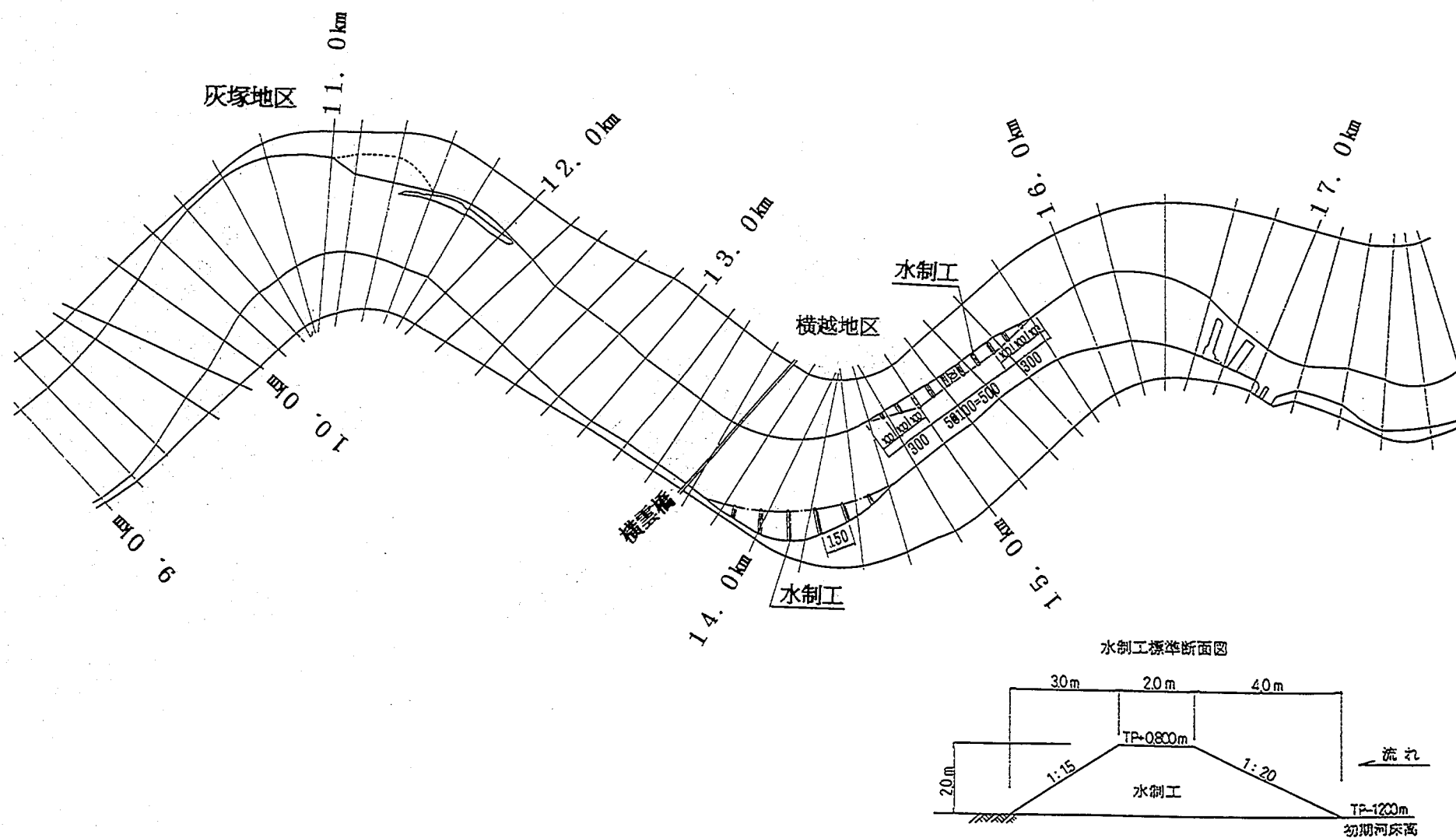


図-3.16 ケースⅢ-1における水制工の配置平面図

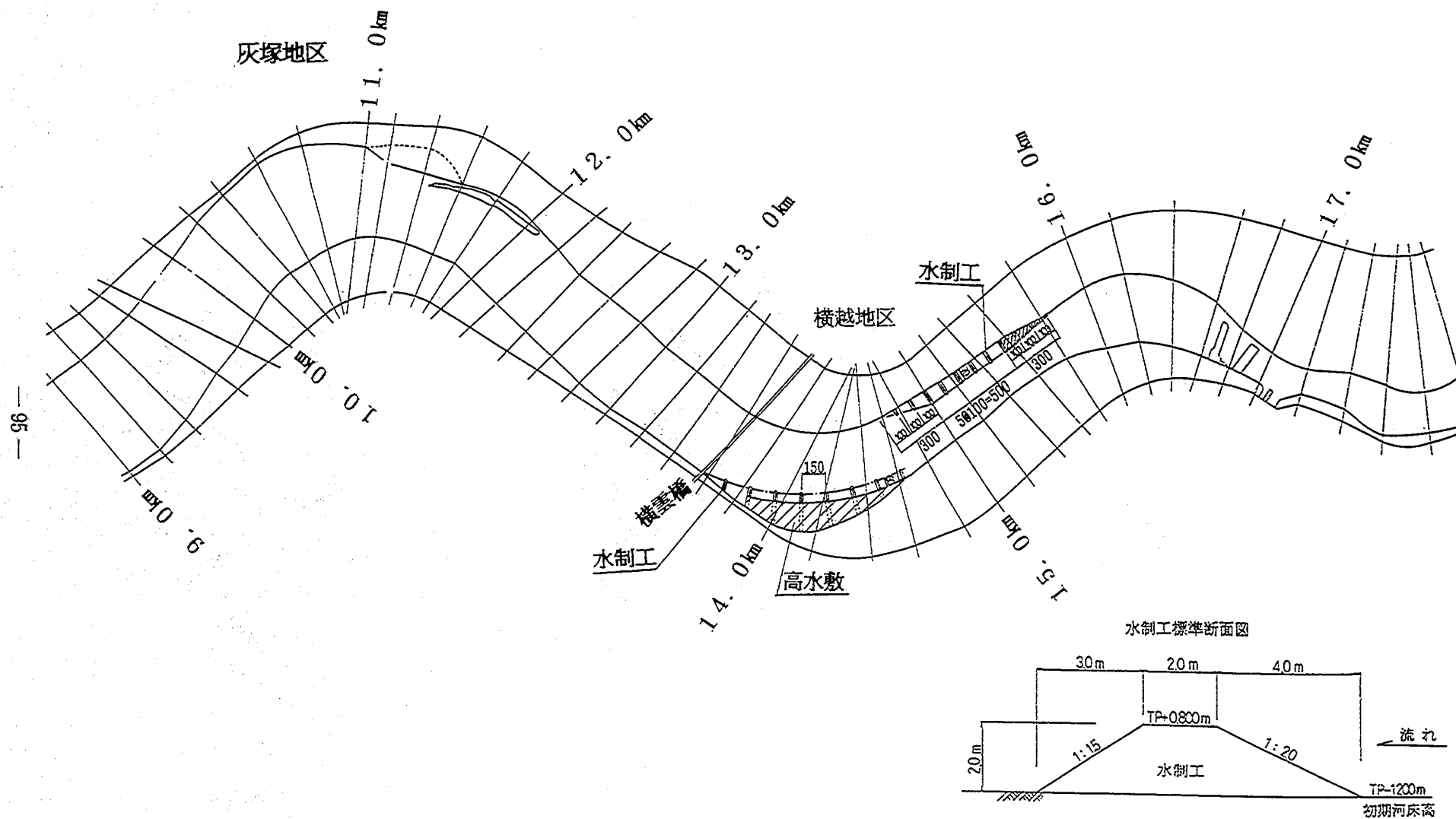


図-3.17 ケースⅢ-2における水制工の配置平面図

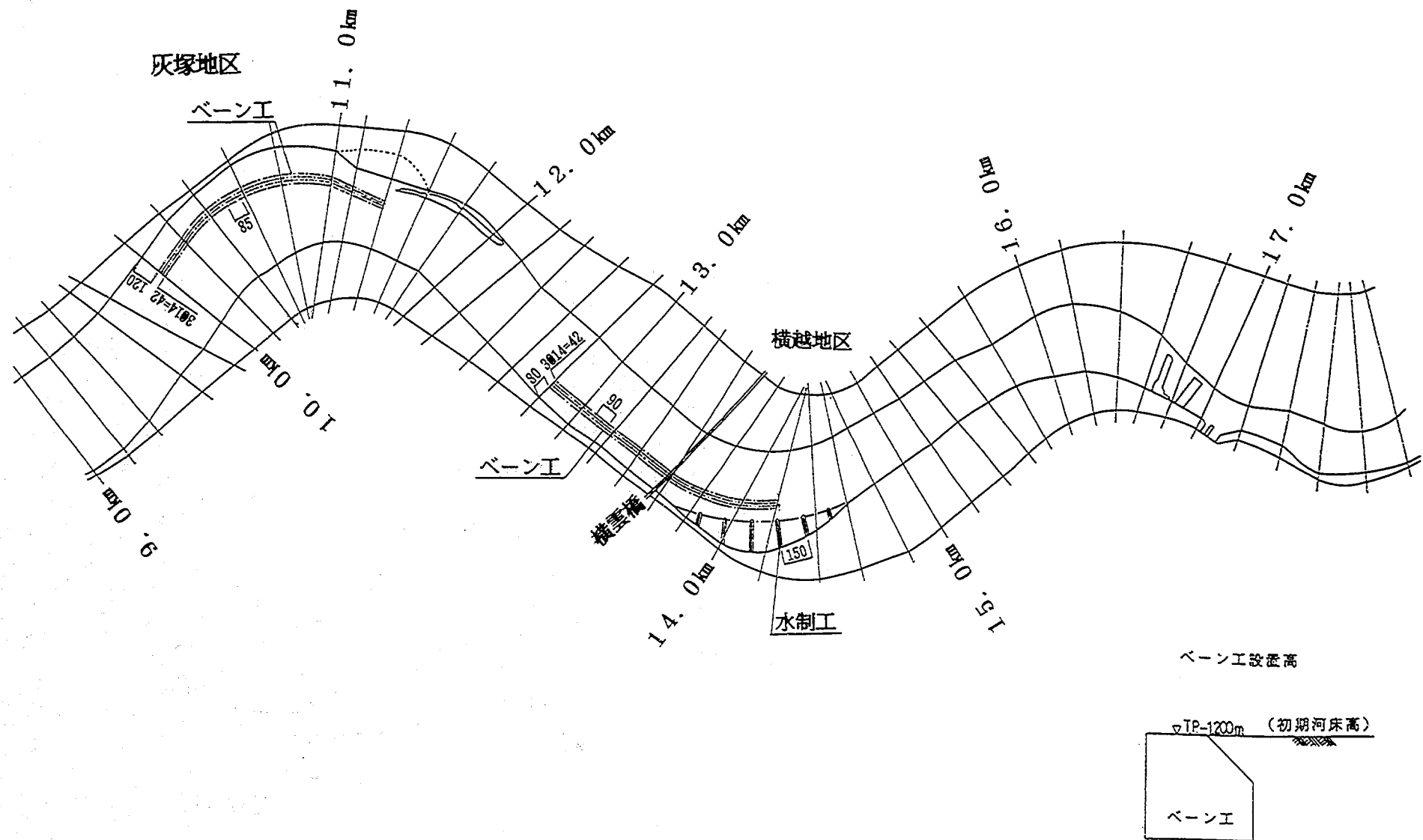


図-3.18 ケースIV-1におけるベーン工の配置平面図

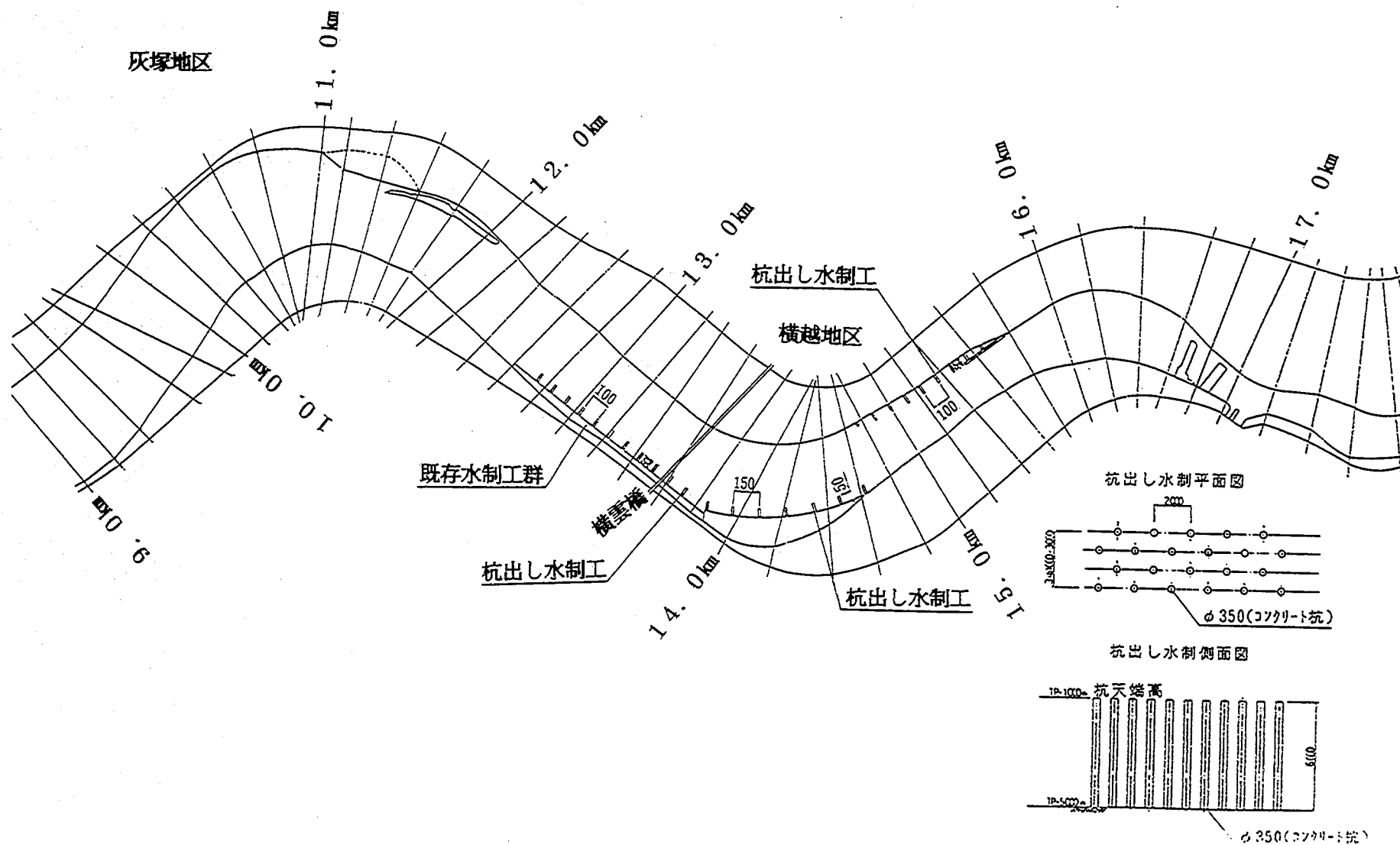


図-3.19 ケースIV-2における水制工の配置平面図

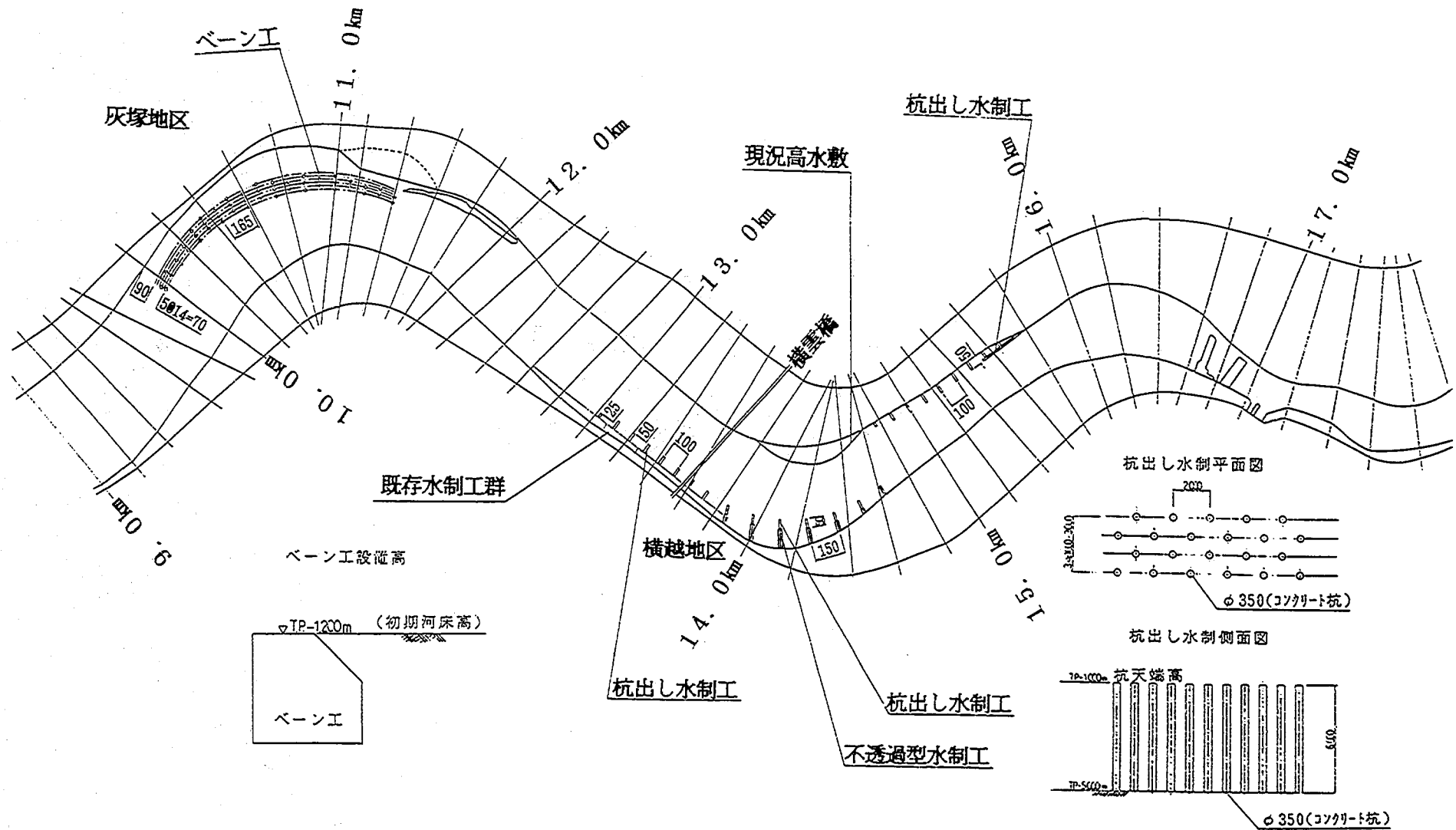


図-3.20 ケースIV-3 における水制工およびベーン工の配置平面図

3.5.2 測定項目

測定項目は、流量、水位、流速・流向、河床高、局所洗掘深の経時変化、そして流況の6種類である。それぞれの測定方法と測定位置を以下にまとめる。

・流量測定

模型最上流端に流量検定堰（四角堰、幅1.20m、堰高1.15m）を設置し、これにより測定した。

・水位測定

ポイントゲージによって19断面、27点で測定した。9.6km地点のポイントゲージは、下流端水位の境界条件を合わせるために用いた。

・流速・流向測定

2次元電磁流速計により平面流速分布を測定した。横越および灰塚地区の湾曲部に計14断面、1断面あたり5点の測定点を設け、水面から2cm鉛直下方の流速を測定した。

・河床高測定

通水前後に43断面において横断方向に20cm間隔で測定した。また、通水後の河床高および河床波の状況を撮影した。

・局所洗掘深の経時変化の測定

砂面計によって通水開始から終了まで一定時間間隔で河床高を測定した。測定点は、横越および灰塚地区の湾曲部において局所洗掘が生じると予測される位置に設けた。

・流況観察

流況の可視化のため、通水時に染料を注入し、流線、水衝部および死水域を観察した。可視化した流況は、高所作業車からビデオと写真撮影、また気球から写真撮影した。

参考文献

- Engelund, F. (1974) : Flow and bed topography in channel bends, Journal of Hydraulic Division, ASCE, Vol.107, pp.1677-1694.
- 吉川秀夫・池田駿介・北川 明(1976) : 湾曲水路の河床変化について,土木学会論文報告集,第251号,pp.65-75.
- 建設省北陸地方建設局・阿賀野川工事事務所・阿賀川工事事務所(1985a) : 阿賀野川水系流量検討報告書,pp.161-183.
- 建設省北陸地方建設局・阿賀野川工事事務所・阿賀川工事事務所(1985b) : 阿賀野川水系工事実施基本計画改訂(参考資料)-流出特性の検討-,pp.1-30.
- Johannesson, H. and Parker, G. (1989) : Secondary flow in a mildly sinuous channel, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol.115, No.3, pp.289-308.
- 山本晃一(1988) : 河道特性論,土木研究所資料,第2662号,pp.22-24.
- 山本晃一・高橋 晃(1989) : 河川水理模型実験の手引,土木研究所資料,第2803号,pp.20-35.
- 山本晃一・林 正男(1990) : 河川移動床模型実験材料としての軽量材料の水理特性,土木研究所資料,第2905号,pp.56-79.

第4章 現況河道における検証実験

検証実験の目的は、①3.2, 3.4で述べた相似律と初期・境界条件を用いた実験による現況河道形状の再現性の確認、②現況河道形状における流況と局所洗掘の関係の明確化、そして③現況河道法線形の条件下での横越および灰塚地区の湾曲部の局所洗掘に関する問題点の明確化である。実験ケースは表-3.3に示したケースI-1, I-2, I-3であり、特にケースI-1では目的①について詳しく検討した。以下では、各実験ケースの実験条件、結果について述べるとともに、局所洗掘に関する問題点を総括する。なお、実験結果は原則として現地スケールに換算した値を用いて示すこととする。さらに、実験結果における平均河床高は、平均移動床高を意味することとする。

4.1 実験条件

ケースI-1～I-3の実験条件および計測項目は、基本的に3.4, 3.5で述べた方法に従った。ここでは各実験ケースにおいて、特に明記する必要がある事項と実験の都合により条件を変更した事項についてまとめておく。

(1) ケースI-1

ケースI-1の実験に先立ち予備実験を行った。この実験はケースI-1と同じ目的であるが、沢海第1, 第2床固間においてもT.P.+1.8mの高さに石炭粉を敷きつめた点が異なる。この予備実験の河床形状では現況河道形状の再現性が悪かったが、この原因は床固間に敷きつめた石炭粉が通水初期において大量に移動し、堆積域に大きな州が形成されてしまったためであることが判明した。そのため、ケースI-1以降の実験では床固間には石炭粉を敷かなかった。ケースI-1の初期河床形状は、予備実験において再現性の低かった区間(14.2-16.2km)、および給砂区間(17.4-18.0km)をそれぞれT.P.-1.2m, T.P.+1.8mの水平面になるように整形した。その他の区間(9.0-14.2km, 16.2-17.4km)は、予備実験通水後の河床形状を本実験の初期河床形状とした。

(2) ケースI-2

初期河床形状は、灰塚地区の10.6-10.8km区間の右岸側および給砂区間の上流端の17.4-18.0km区間を除き、ケースI-1の実験終了後の河床形状である。灰塚地区の10.6-10.8km区間の右岸側は、模型製作時の低水路法線形の設定が適切でなかったため、水制上流端に外岸に沿って流下してきた流れが当たり、水制周辺で現況河道より極端に深く洗掘された(詳細なデータは後に示す)。このため、この区間の法線形を修正し、修正工事のため河床形状を乱した範囲を河床整形した。また給砂区間は、給砂量を確保するためT.P.+1.8mに河床整形した。洪水流量をハイドログラフにしたがって通水する前に、上記の法線形修正および河床測量のため乱した河床形状、河床波を再生するために、予備通水として $1,800\text{ m}^3/\text{s}$ を310分間通水した。そして10.6km, 11.0km, 13.4km, 13.8kmの4つの河床横断形状を予備通水中に測定すること、また水位縦断形の測定により河床形状と河床波がケースI-1とほぼ同じ状態に再生されたことを確認した。その後、図-3.12に示したハイドログラフにしたがって通水した。

(3) ケースI-3

水位が低水路満杯程度になるように実験対象区間に水を張った後、流量が $13,000\text{ m}^3/\text{s}$ となるようにバルブを急速に開けて通水を開始した。下流端では通水と同時に下流端に設けた堰を操作して9.6km

地点における水位がT.P.+4.577mになるようにした。通水開始後の実験対象区間における水位および流況の経時変化を表-4.1に示す。これによると、模型河道が長いこと、上流端から一定流量を供給し始めてから横越地区の流況が定常とみなせるまでに約6分間を要している。本実験では、実質的意味での流量 $13,000\text{ m}^3/\text{s}$ の通水開始時をこの時点と考え、この時点から図-3.13に示したハイドログラフにしたがって $13,000\text{ m}^3/\text{s}$ を5分間通水した。以上のように、本実験ではハイドログラフの時間縮尺が大きく、各矩形波の流量が模型区間を定常的に流下する時間が短すぎたために、模型で通水開始からピーク流量が定常状態②達するまでの時間と比べて同程度となったため、予定より通水時間が長くなった。このことは河床変動に関する観点からは、総流砂量が増加したため危険側のハイドロを通水したことになる。したがって河床変動は参考に止め、計画高水流量時の流況を観察することに重点を置いた実験とした。なお、予備通水を行わなかった理由は、①ケースI-2における河床は平坦河床であり河床波の再現の必要がなかったこと、そして②ケースI-2の終了後に行った河床形状測定のため乱れた河床形状を再生するためには $7,500\text{ m}^3/\text{s}$ を通水する必要がある、これを行うと本実験で通水するハイドログラフが図-3.13に示したハイドログラフと著しく異なってしまうための2点である。

4. 2 実験結果

4.2.1 ケースI-1の実験結果

まず、模型区間の平均的な粗度が現地と相似になっているかどうかを確認してみる。検証実験（ケースI-1～I-3）の水位縦断形を図-4.1に示す。これよりケースI-1の9.6-16.0km区間の平均水深および平均勾配は 3.27 m と $1/3,320$ となる。次に、これらの値を模型値に換算し、模型値の無次元掃流力 τ_{*m} を計算すると、約 0.29 となる。さらに模型値のマニングの粗度係数 n は 0.019 と不等流計算から逆算される。また、流速係数 ϕ_m は、約 11 となる。以上の値を図-3.3に示した ϕ と τ_* の関係にあてはめると、河床波の区分は砂堆となるが、実験後の河床波観察から砂堆が発生していたことが確認されたので、この結果は妥当と言える。一方、 ϕ_m を表-3.2にしたがい現地値に換算すると約 15 となる。また、この実験と同じ水理量における現地の流速係数 ϕ は図-3.2より約 8 と推定される。これらの値を比較すると、現地換算された模型の ϕ が現地値より大きく、模型では現地より粗度が小さくなっていることになる。このため、現地での不等流計算によれば9.0-17.0km区間の平均的な水深は約 3.9 m （表-4.1参照）であるのに対し、模型実験では約 3.3 m と 0.6 m ほど低くなったと考えられる。これから水深および水面勾配は現地の値より小さくなったと考えられる。

次に、河床形状の相似性について調べる。河床高の等高線図を図-4.2に示す。これを図-2.66に示した1989年における現地の等高線図と各地区ごとに比較してみる。まず、横越地区の11.4-14.0km区間ではほぼ同一の河床形状となっている。図-4.3,4.4に示す13.2kmおよび13.6km地点の河床横断形状によると、13.2km地点では1989年の実測と良く一致しているが、13.6km地点では最深部周辺の河床面に耐侵食性を有する粘性土が現れていること、また橋脚の根固工が模型に入っていないことなどの理由により、一致度は低い。しかしながらこのように一致度が低い断面は13.6km地点のみであるので、横越地区全体としては河床形状の相似性は得られていると考えて良い。次に、図-4.2に示した灰塚地区の10.4-11.2km区間および14.4-15.8km区間では、模型の右岸側に生じた局所洗掘および河床低下は現地では

表-4.1 ケース I-3 における流況の経時変化

通 水 時 間	水 位 ・ 流 況 変 化
0 分 0 0 秒	通水開始
1 分 0 0 秒	水位上昇開始
2 分 2 0 秒	低水路内流速増加開始
3 分 0 0 秒	沢海床固め上流水位定常
5 分 3 0 秒	横越地区右岸高水敷上、流下開始
6 分 0 0 秒	横越地区右岸高水敷上、流況定常
6 分 ~ 1 1 分	No. 12km ~ No. 15km 水位 5mm 程度変動
1 1 分 0 0 秒	通水ストップ

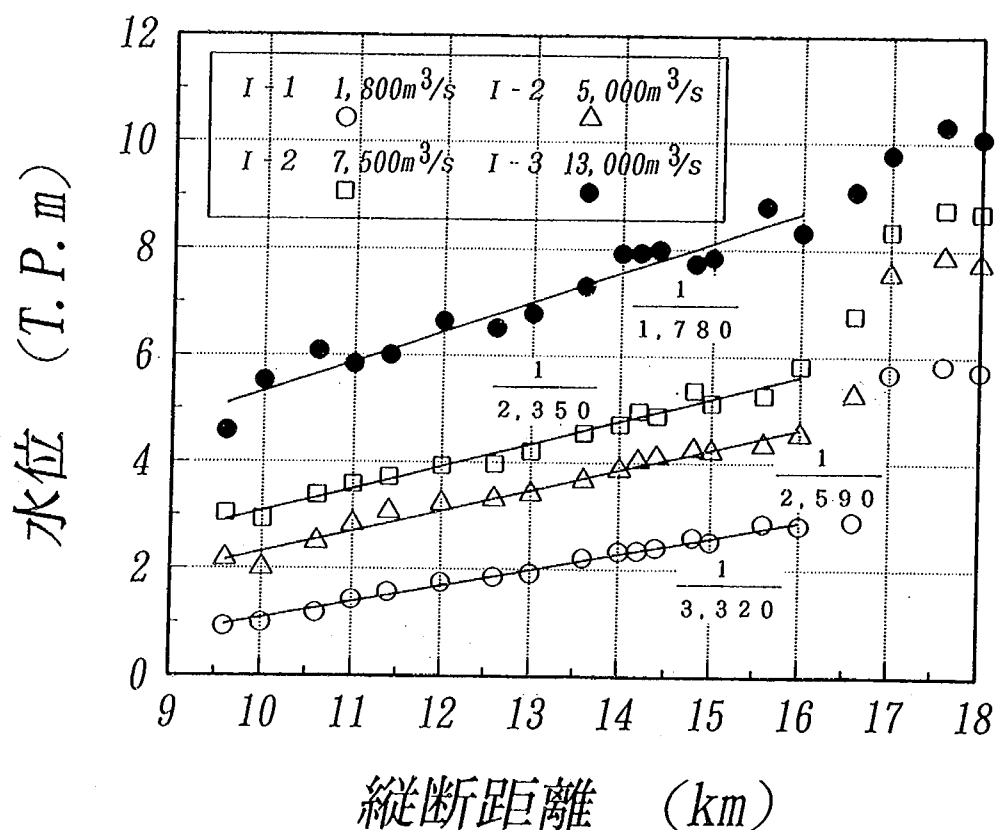


図-4.1 ケース I-1 ~ I-3 の水位の縦断分布

見られない。これらの区間は左岸側の堆積域の土砂を砂利採取した区間（図-2.52参照）と一致する。よって2.6.2にまとめたように、砂利採取による河床形状の変化のため河床形状の相似性が得られなかったと考えられる。そこで、平均河床高が1989年とほぼ等しく（図-4.5参照）、砂利採取の許可量が規制により減少し始めた1978年における河床形状とケース I-1 の河床形状を比較する。1978年における河床高の等高線図を図-4.6に示す。灰塚地区（10.4-11.2km区間）の湾曲部の外岸（右岸）側に局所洗掘が、そして内岸（左岸）側に固定砂州が形成されており、図-4.2に示したケース I-1 の河床形状とほぼ同一であることが分かる。この点は、図-4.7, 4.8に示す10.0kmおよび10.4km地点の横断形状より更に明らかになる。ケース I-1, I-2 の結果は、1989年に比べて1978年の横断形状と良く一致

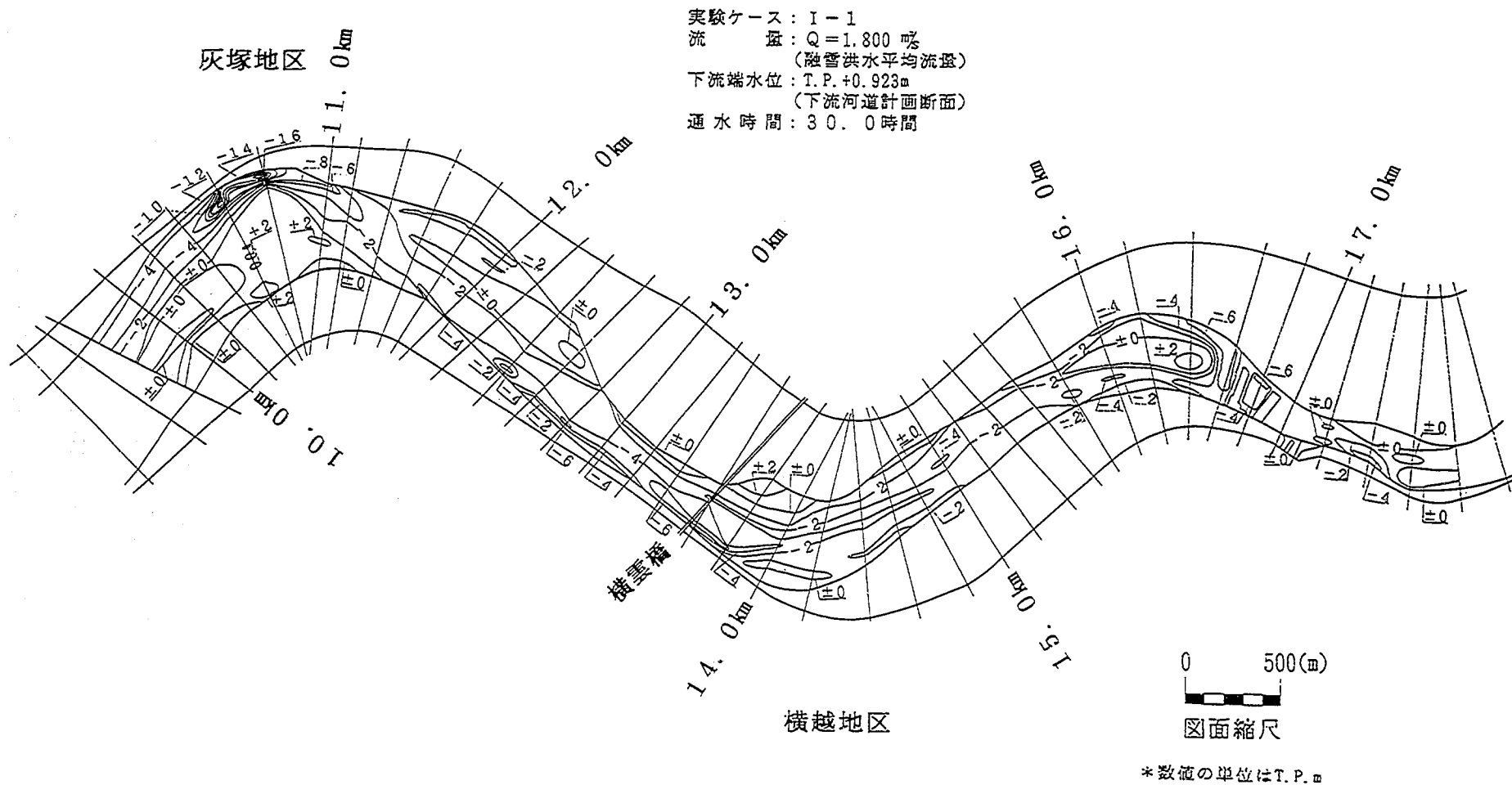


図-4.2 ケース I-1 の河床等高線図

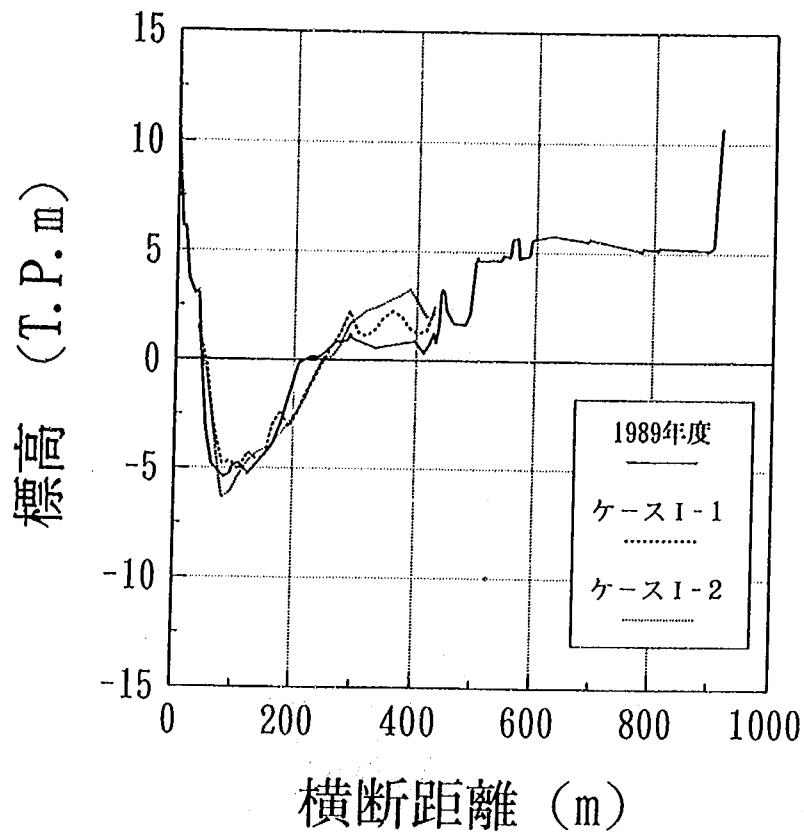


図-4.3 13.2km地点における河床横断形状（ケース I-1, I-2, 1989年）

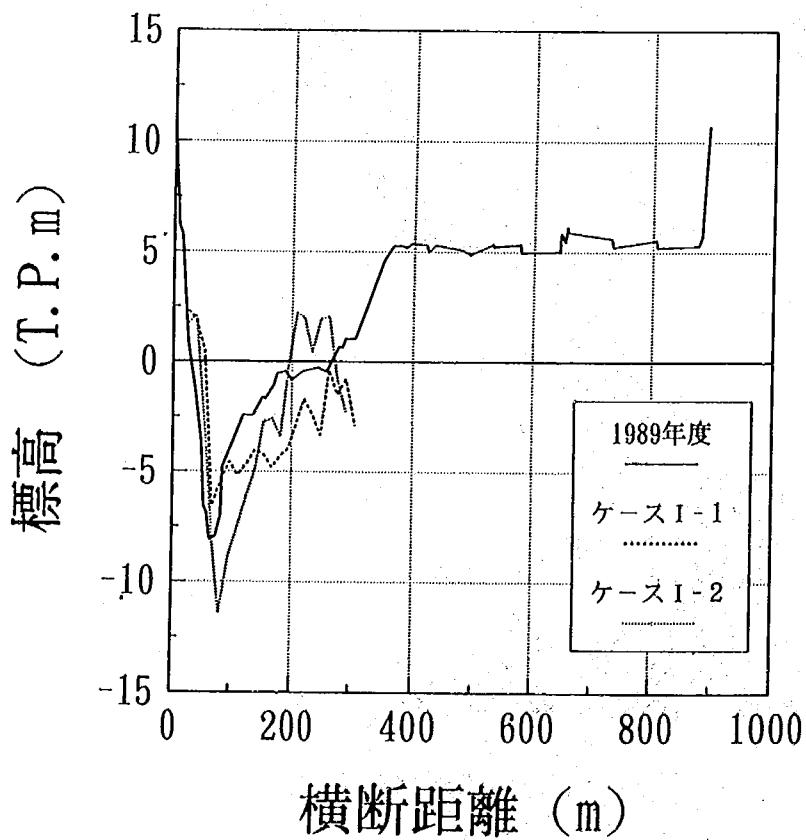


図-4.4 13.6km地点における河床横断形状（ケース I-1, I-2, 1989年）

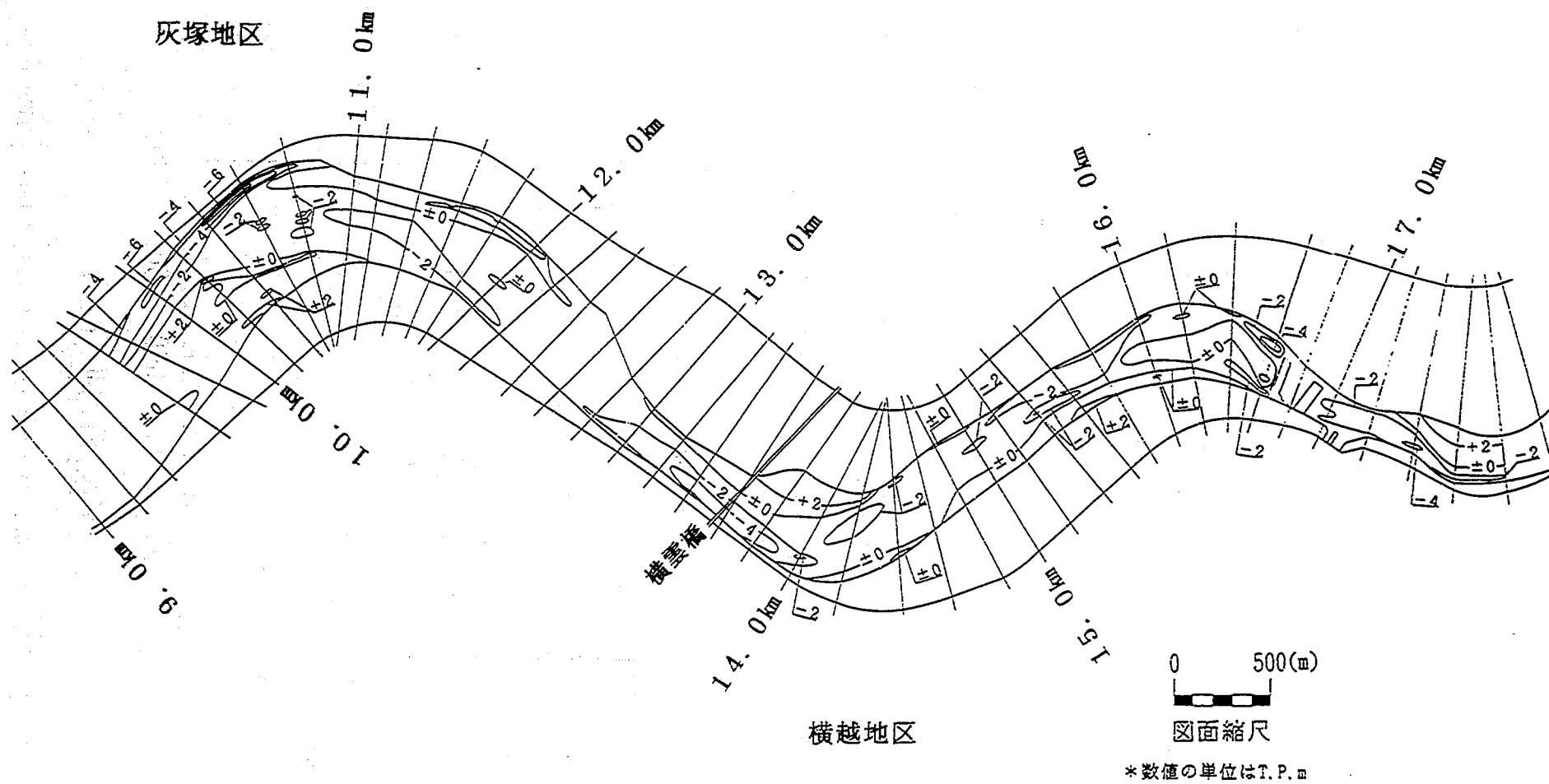


図-4.6 1978年における9.0~17.6km区間の河床高等高線図

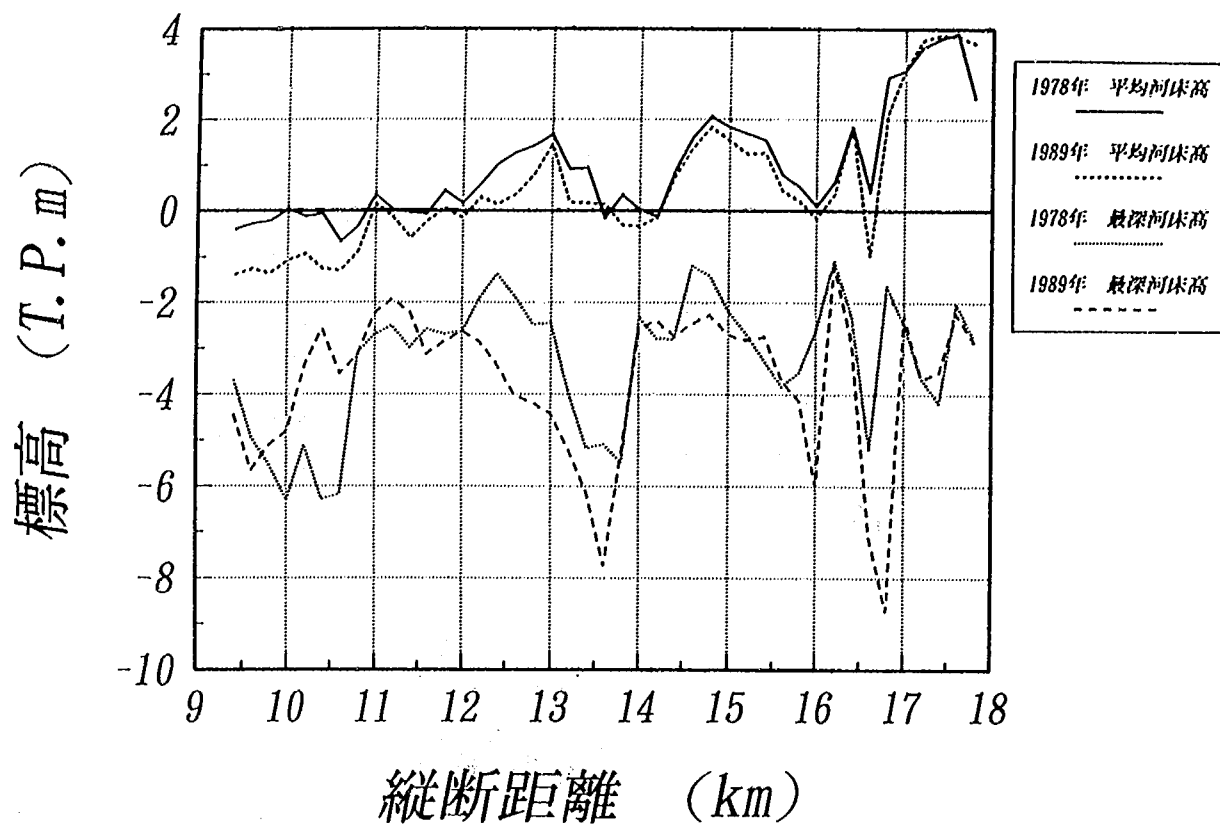


図-4.5 1978年と1989年の平均河床高および最深河床高の縦断分布

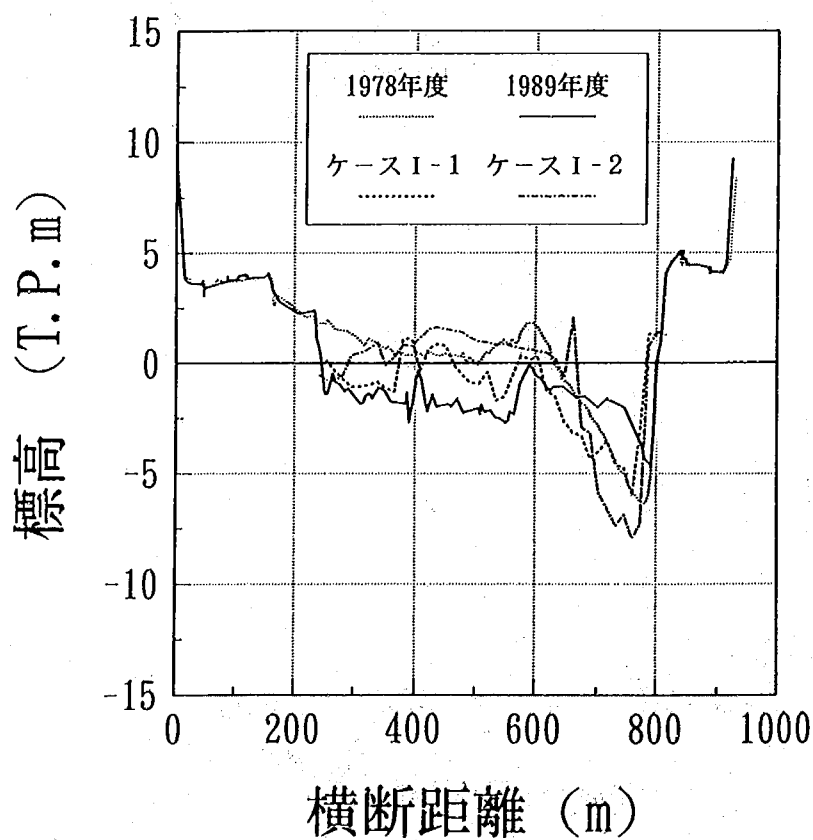


図-4.7 10.0km地点における河床横断形状（ケース I-1, I-2, 1978年, 1989年）

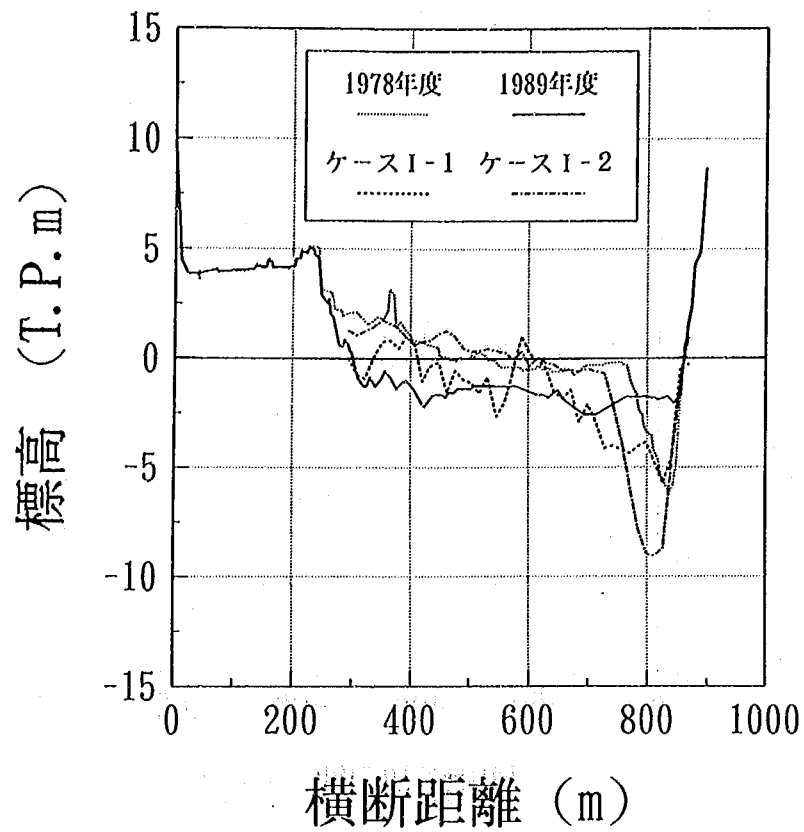


図-4.8 10.4km地点における河床横断形状（ケース I - 1, I - 2, 1978年, 1989年）

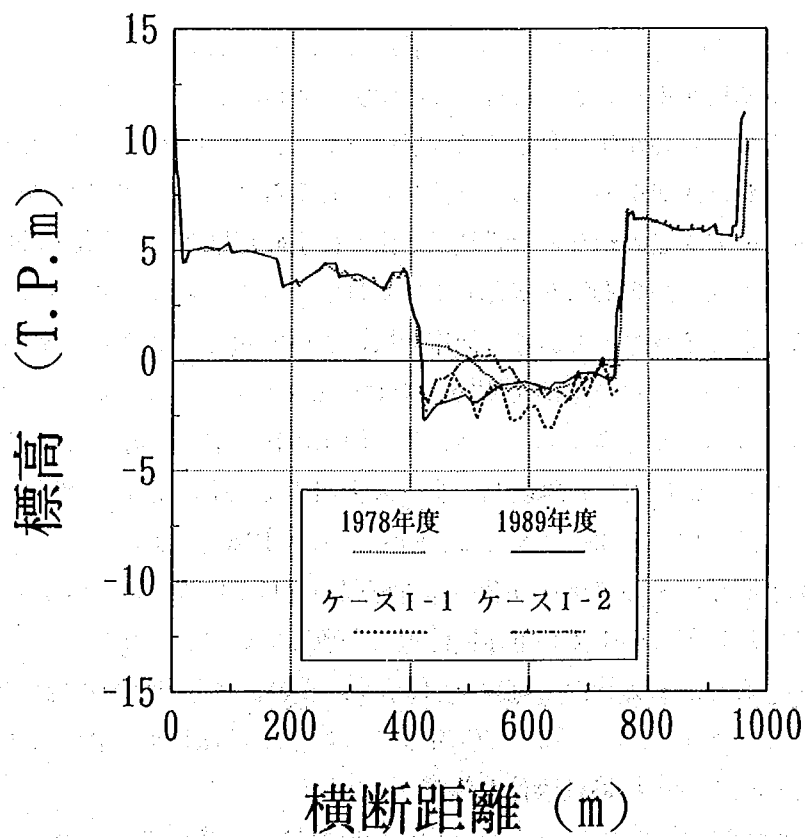


図-4.9 14.8km地点における河床横断形状（ケース I - 1, I - 2, 1978年, 1989年）

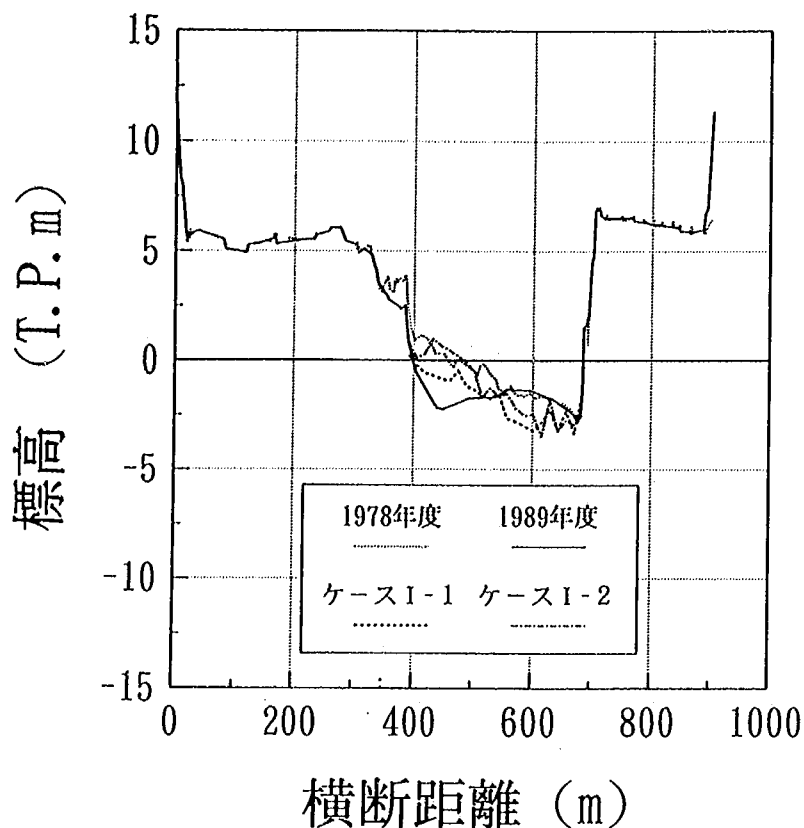


図-4.10 15.2km地点における河床横断形状（ケース I-1, I-2, 1978年, 1989年）

している。さらに、図-4.9, 4.10に示すように14.8kmおよび15.2km地点についても灰塚地区よりも一致度は低いものの同様な結果が得られる。これより模型実験で再現される河床形状は、砂利採取による河床形状変化の影響が少ない1978年における河床形状であり、固定砂州などの堆積域から砂利採取された結果として形成された1989年の河床形状ではないと考えられる。阿賀野川の砂利採取量は、今後も減少する予定であるので固定砂州などの堆積域に徐々に土砂が堆積し、現地においてもケース I-1の実験結果に近づく方向に河床形状が変化していくはずである。局所洗掘対策工に関する河道計画の立案にあたっては将来形成されるであろう河床形状において対策工の効果を調べる事が重要であることを考慮すると、ケース I-1の河床形状がこれに適していると考えられる。河床形状の相似性は砂利採取の影響が少なかったと考えられる1978年の河床形状に対して得られており、そしてこの河床形状が将来形成される形状に近いと判断し、ケース I-1により河床形状の相似性が得られたと判断する。なお、灰塚地区の10.6-11.2km区間では、図-4.11に示す現地およびケース I-1の最深河床高の縦断分布より、模型実験においてかなり深い局所洗掘が生じている。これは模型において右岸に設置した杭出し水製の法線形がその上流の低水路法線と一致していなかったため、水製の模型上流端に水衝部ができたためである。この状況を写真-4.1に示す。このような模型の不備のために大きく洗掘されたが、後述するケース I-1では写真-4.2に示すように模型の法線形を滑らかに接続するように改造したため、この局所洗掘の相違は改善された。

9.6-17.0km区間の流況を写真-4.3に示す。緑と白色の染料はみお筋に沿うように注入されている。沢海床固の直下流では左右岸に沿って2本のみお筋が形成されており、15.8km地点で合流が始まる。

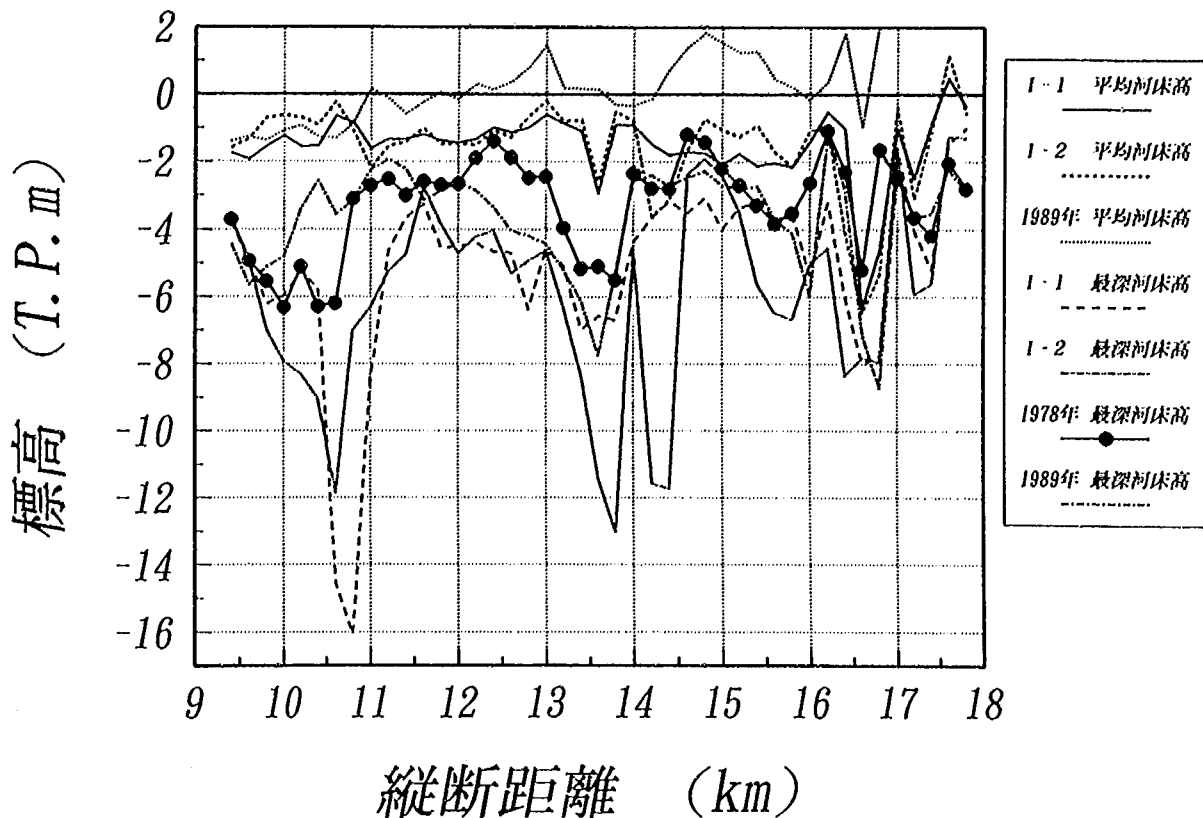


図-4.11 平均河床高および最深河床高の縦断分布（ケース I-1, I-2, 1978年, 1989年）

横越地区の湾曲部に達するまでほぼ河道中央に沿って流下してきたみお筋は、横越地区の湾曲部において徐々に左岸に集中し、横雲橋周辺から下流にかけて水衝部を形成する。灰塚地区に向かうみお筋は左岸に沿っており、灰塚地区の湾曲部で内岸（左岸）から外岸（右岸）に向けて直線的に流下し、10.6-10.8km区間の右岸にみお筋が約90°に屈曲する水衝部が形成されている。この下流ではみお筋が右岸に沿って流下している。この状況を定量的に見るため、各断面における流速分布を図-4.12に示す。各断面に記入されている流速は各断面における最大流速である。15.0km地点ではほぼ一様分布であるが、湾曲部の入り口付近の14.4-14.6km区間ではやや内岸寄りに最大流速が現れており、横雲橋のある13.6km地点では外岸側に約1.5m/sの流速を有する水衝部が形成されていることが分かる。灰塚地区に向かうみお筋は最高で流速1.9m/sに達している。灰塚地区の10.6kmおよび10.0km地点では内岸寄りの流速ベクトルが乱れているが、これは水深が浅いことから河床波の影響による局所的な流速の乱れによるものと考えられる。外岸側では横越地区と同様にみお筋が河岸へ寄っており、1.5~1.9m/sの流速に達している。灰塚および横越地区の水衝部では河床等高線図（図-4.2参照）に示したように局所洗掘が形成されている。図-4.13には以上の流況を要約して示す。横越地区の流況で特徴的なことは、①13.8-14.4km区間の湾曲部外岸側に流速が遅く死水域に近い領域が形成されること、同様に②13.6-14.1km区間の湾曲部内岸側には死水域が形成されていることである。②の死水域が形成される原因は、横雲橋下の高水敷高が高く冠水しないこと（写真-4.3参照）と、14.0-14.4km区間の右岸側低水路法線が河道中央側に突き出ているためと考えられる。また、12.8-13.6km区間では低水路幅が狭いが、これはみお筋が左岸に集中しているため右岸側に土砂が堆積した結果と考えられる。灰塚地区で非常

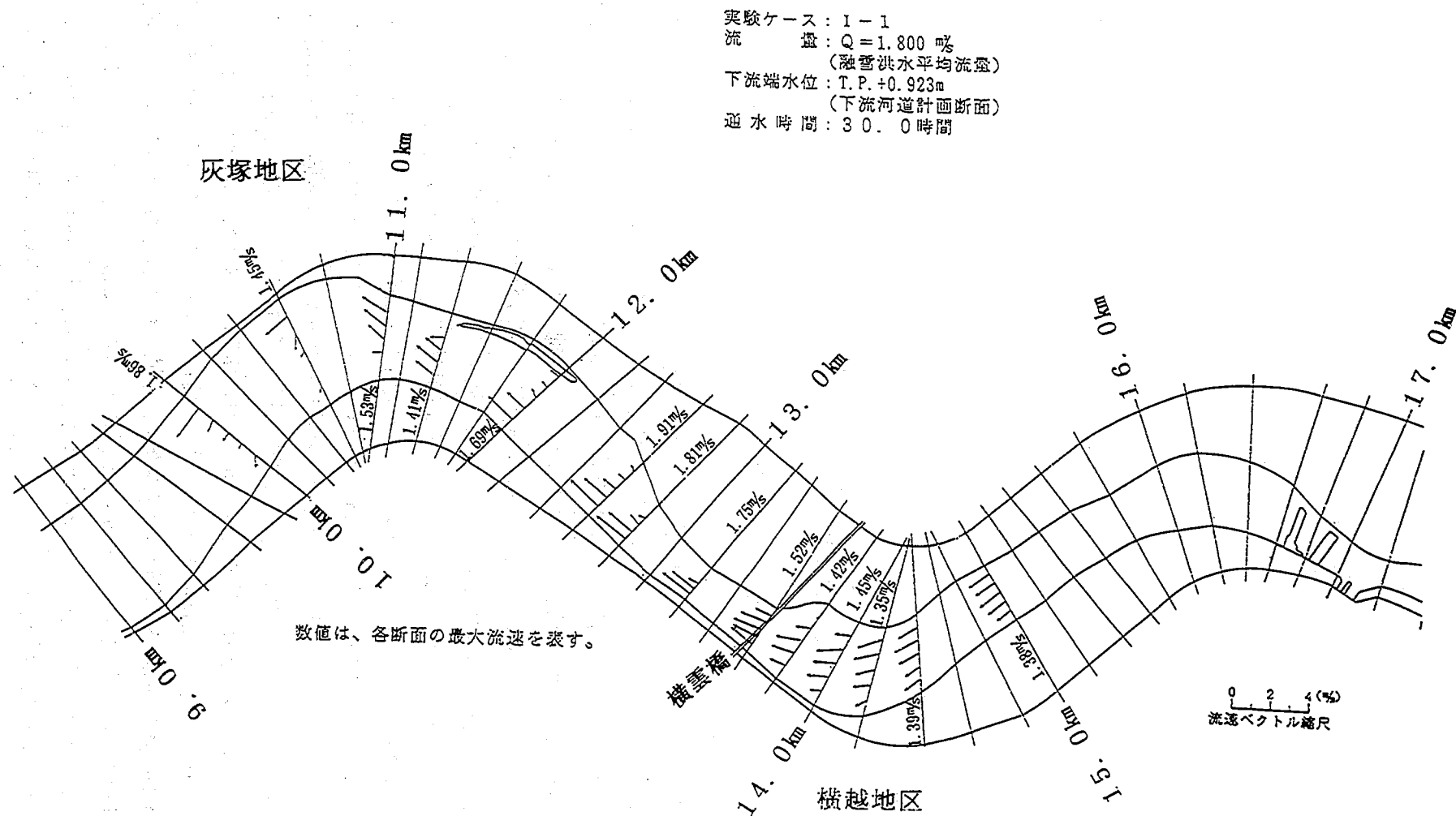


図4.12 各断面における横断方向流速分布 (ケース I - 1)

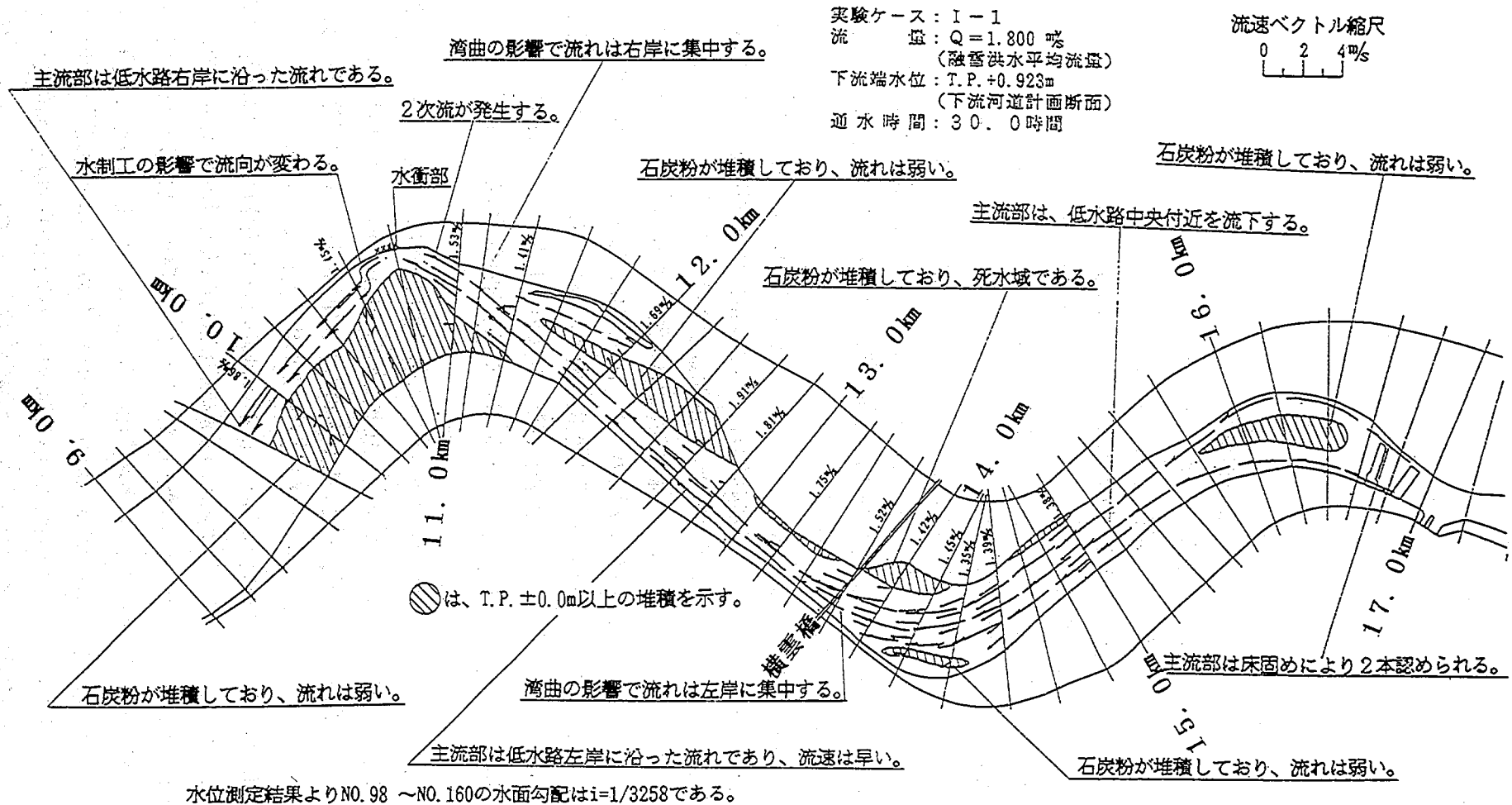


図-4.13 河床形状と流況のまとめ (ケース I-1)

に強い水衝部が形成された原因は、内岸側に固定砂州が形成されたためである。内岸側の固定砂州が砂利採取のため消失した現況河道ではこのように強い水衝部は形成されていない。しかし、今後砂利採取量の減少とともに固定砂州が形成され始め、模型と似た水衝部が徐々に形成されると考えられる。したがってこの地点の局所洗掘対策工は、このような流況の長期的な変化に対応できるものが望ましい。

4.2.2 ケース I-2 の実験結果

ケース I-1 と同じく模型区間の平均的な粗度が現地と相似になっているかをまず確認してみる。図-4.1よりケース I-2 の $7,500\text{ m}^3/\text{s}$ 通水時での9.6-16.0km区間の平均水深および平均勾配は5.67mと $1/2,350$ である。これらの値を模型値に換算し、模型値の無次元掃流力 τ_{*m} を計算すると0.70となる。また模型値のマニングの粗度係数 n は逆算計算より0.014に、そして流速係数 ϕ_m は17となる。これらの値を図-3.3に示した ϕ と τ_* の関係にあてはめると、河床波が平坦である場合と一致する。実験後の河床波の観察によれば平坦河床になっていたことが確認されたので、この結果は妥当と考えられる。さらに、 ϕ_m を表-3.2にしたがい現地値に換算すると22となる。また、この実験と同じ水量における現地の流速係数 ϕ は図-3.2より24と推定される。これらの値を比較すると、模型では現地より粗度が若干小さくなっている。しかし、現地の不等流計算によれば9.0-17.0km区間の平均的な水深が5.8m（表-4.1参照）であるのに対し、模型実験では5.7mとほぼ一致していることから、この程度の粗度の違いは流況にほとんど影響を及ぼさないと考えられる。

次に、ケース I-2 の河床形状を図-4.2に示したケース I-1 の河床形状と比較してみる。ケース I-2 の河床高の等高線図を図-4.14に示す。横越地区の13.4-14.2km区間では内岸側の固定砂州の標高および面積が増加し、外岸側では13.8km地点にT.P.-12.0mに達する最深部が生じている。この結果、河床の横断勾配が急になった。ケース I-1 の最深部の位置は横雲橋周辺にあったのに対し、ケース I-2 の最深部は上流へ移動し、洗掘深が約5m深くなった。図-4.15には13.8km地点の河床横断形状を示す。また、13.6kmおよび13.2km地点の河床横断形は前出の図-4.3,4.4に示してある。13.2km地点では右岸側の砂州が約1m高くなった程度でほとんど変化は見られない。しかし、13.6kmおよび13.8km地点では右岸側の砂州が最大で約4mも高くなり、これに対して左岸側の局所洗掘深がそれぞれ約4mおよび6mと深くなっている。

灰塚地区では、最深洗掘深が約6mほど浅くなっているが、これは実験に先立ち法線形の修正を行ったためである（写真-4.2参照）。図-4.7,4.8に示した10.0kmおよび10.4km地点の河床横断形を見ると、右岸側の局所洗掘部の形状はほとんど変化していないものの、左岸側の固定砂州の標高が最大で約2mほど高くなっている。これ以外に灰塚地区では大きな河床形状の変化は見られない。

再び図-4.14の河床高の等高線図を参照すると、15.4-15.8km区間では右岸に沿って局所洗掘が生じ、逆に左岸側の河床が高くなっている。15.4kmおよび15.8km地点の河床横断形を図-4.16,4.17に示す。ケース I-1 ではほぼ平坦であったが、ケース I-2 では左岸から右岸に向かって河床高が低くなっている。この河床形状は1989年の測量断面と比較すると左岸側の河床形状は一致度が低いが、1978年とは比較的一致している。この区間の左岸では砂利採取が行われていたため（図-2.52参照）、1989年のものとは一致しなかったと考えられる。したがってこの区間においても局所洗掘対策工を立案するにあたり将来形成されるであろう河床形状としてケース I-2 の河床形状を採用することとする。なお、14.2

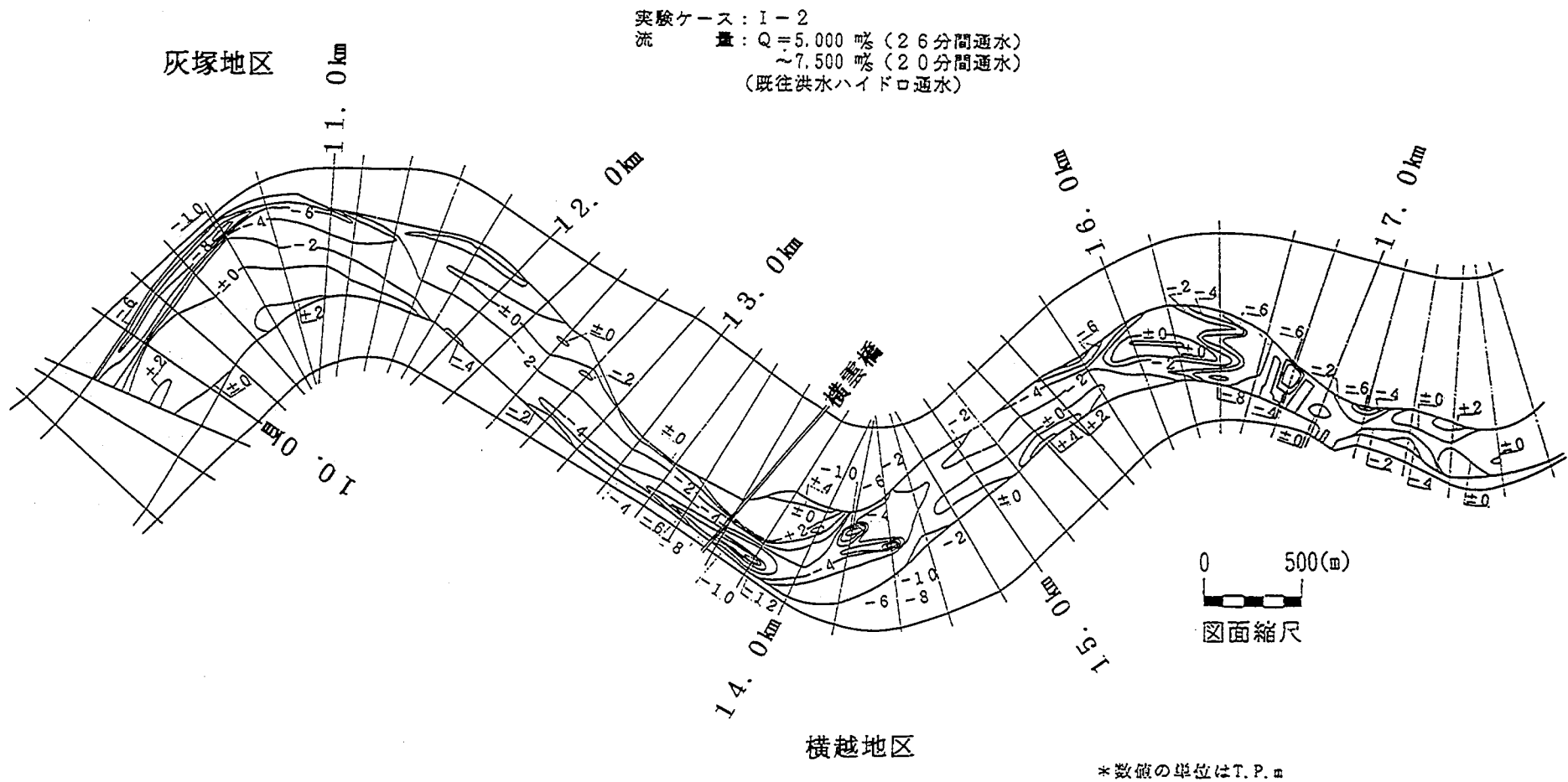


図-4.14 ケース I-2 の河床等高線図

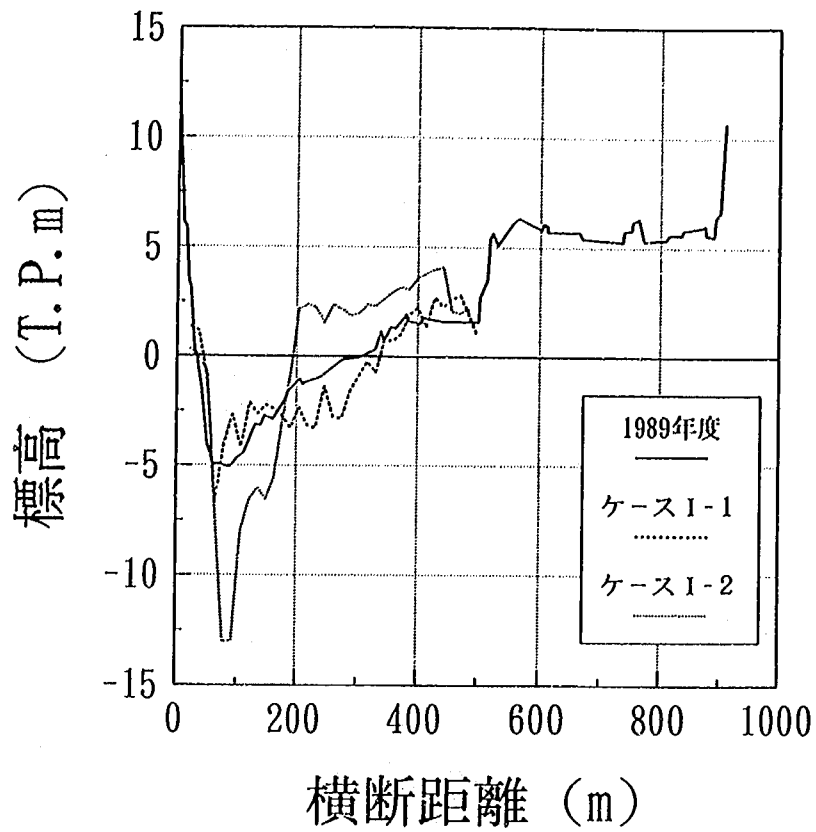


図-4.15 13.8km地点における河床横断形状 (ケース I-1, I-2, 1989年)

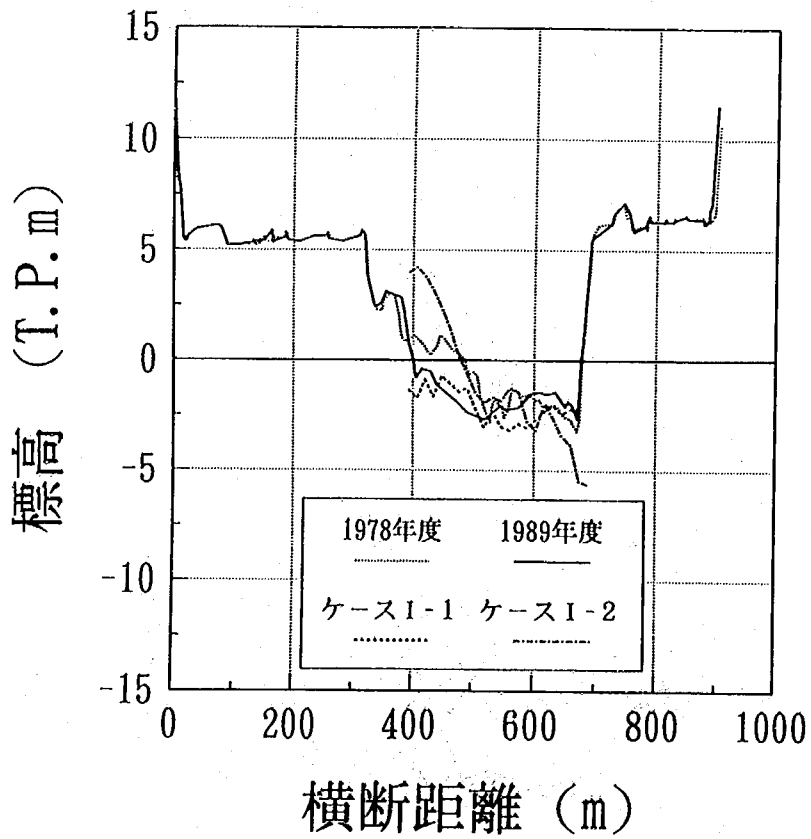


図-4.16 15.4km地点における河床横断形状 (ケース I-1, I-2, 1989年)

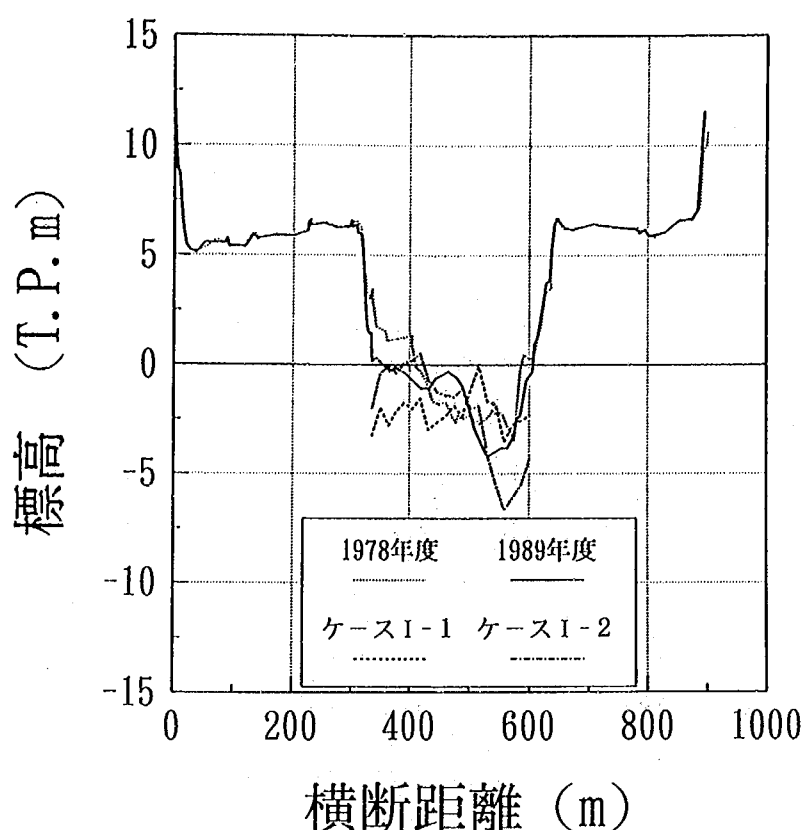


図-4.17 15.8km地点における河床横断形状（ケース I - 1, I - 2, 1989年）

kmおよび14.4km地点に洗掘部があるが、ここに洗掘が生じる理由がないため、おそらく実験上の不備によるものと考えられる。したがって、これらの局所洗掘は無視して良いと考えられる。

7,500 m^3/s 通水時の流況を図-4.18に示す。14.8-15.8km区間では15.8km地点の右岸に水衝部が生じ、左岸側の河床高が高くなったため、みお筋は右岸に沿って流下する。このため、14.0-14.8km区間の左岸には死水域が形成された。横越地区では写真-4.4に示すように右岸に沿って流下してきたみお筋が湾曲部を左岸に向かって直線的に流下し、13.8km周辺に強い水衝部を形成した。ケース I - 1 では水衝部が13.6km周辺に形成されていたが、ケース I - 2 では水衝部が上流に移動したことになる。この水衝部の移動に伴って局所洗掘の最深部が上流に移動したものと考えられる。7,500 m^3/s 通水時の横越地区における流速分布を図-4.19に示す。これによると、14.2km地点では流速ベクトルが左岸へ向かっているが、13.8km地点ではほぼ低水路法線に沿う方向に変化している。このように流速ベクトルの方向が急変するため、T.P.-12mに達する洗掘が生じたと考えられる。さらに図-4.18に示すように12.4-14.2km区間の右岸ではみお筋が左岸に寄っているため流速が非常に遅くなっている。このことより、湾曲部内岸の固定砂州が拡大し、この結果、みお筋がさらに左岸に寄り、洗掘深が深くなったと考えられる。灰塚地区では通水初期には内岸側にも流れが生じていたが、内岸側に石炭粉が堆積するに伴い時間経過とともに流れが徐々に外岸に寄っていった。その結果、横越地区と似た流況となった。すなわち湾曲部の入り口では内岸側である左岸に沿ってみお筋が流下してきており、右岸側に形成される水衝部の上流側には死水域が生じた。内岸から外岸に向かってみお筋が直線的に移動するため、10.6km地点には強い水衝部が形成された。ケース I - 2 ではみお筋の流下する位置が湾曲部の内岸から外岸へと移動し、みお筋の集中が顕著になったため、河床の横断形状もみお筋の流下する地点で深く、そして

⊙は、T.P. ±0.0m以上の堆積を示す。

実験ケース：I-2

流量: $Q = 5.000$ ㄩ (26分間通水)

~7.500 噸 (20 分間通水)

(既往洪水ハイドロ通水)

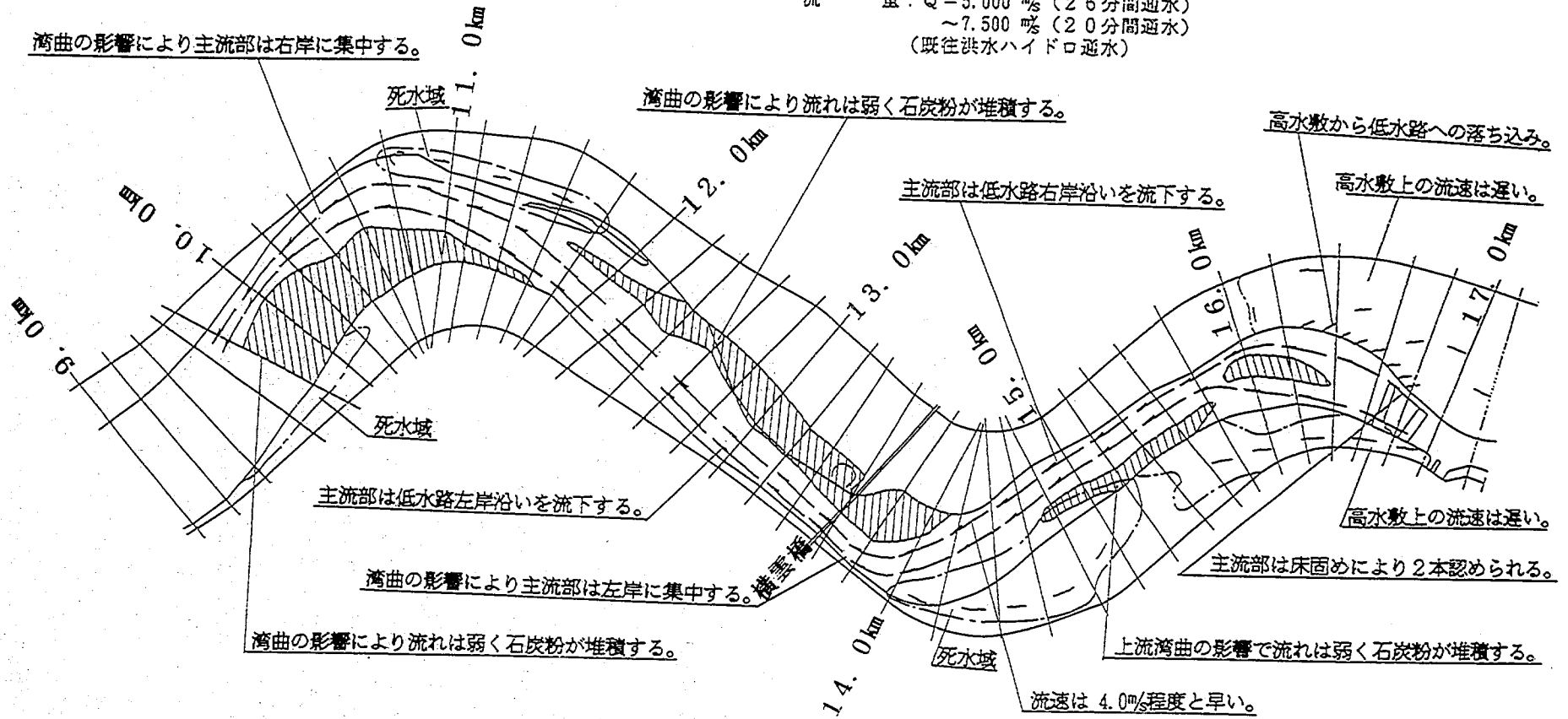


図-4.18 河床形状と流況のまとめ(ケースⅠ-2)

実験ケース：I-2
 流量：Q = 5,000 m³/s (26分間通水)
 ~7,500 m³/s (20分間通水)
 (既往洪水ハイドロ通水)

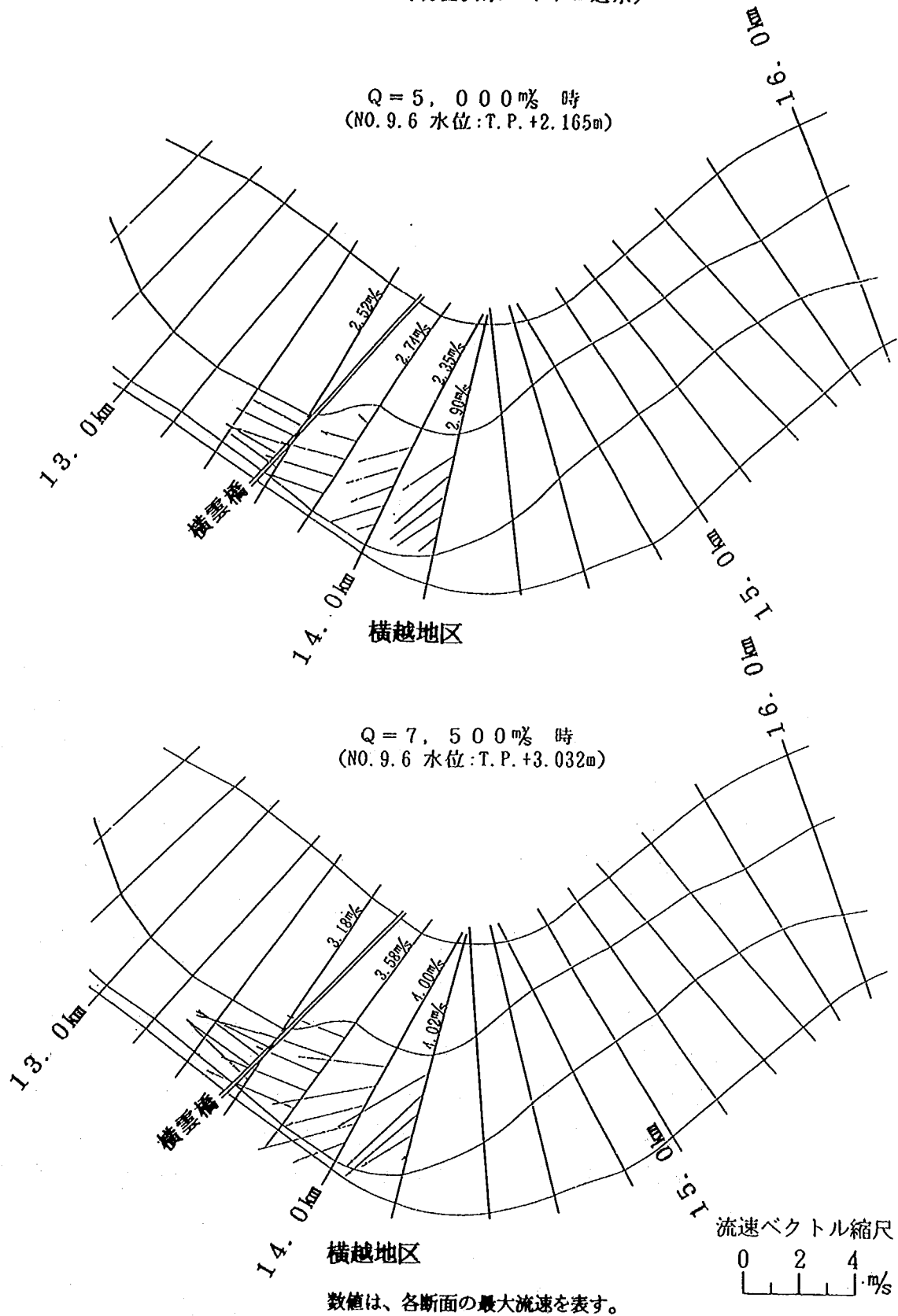


図-4.19 各断面における横断方向流速分布 (ケース I-2)

それ以外の場所では堆積によって河床高が高くなった。さらに、13.6-14.2km区間の右岸に大きな死水域が形成された理由は、横雲橋直下の高水敷の標高が高く冠水しないこと、および14.0-14.4km区間の右岸の低水路法線形が河道中央に向かって突き出ているため水はね効果を発揮したことが考えられる。

4.2.3 ケース I - 3 の実験結果

模型区間の平均的な粗度係数が現地と相似であることを最初に確認する。図-4.1よりケース I - 3 での模型区間の平均的な水深は8.36m、水面勾配は1/1,780である。ケース I - 3 では高水敷を冠水する流れとなったため、低水路内の粗度を不等流計算によって求めるのは困難と考えられる。そこで、山本ほか(1990)が約0.3mmの石炭粉を河床材料とする移動床の流速係数 ϕ の評価方法として平坦河床の場合に提案した式(4.1)より評価することとした。

$$\phi = 6.0 + 5.75 \log \left(\frac{H}{3d} \right) \quad (4.1)$$

式(4.1)によれば $\phi \approx 20$ となる。この値を現地に換算すると26となる。一方、現地では表-3.1および図-3.2より、河床波の形態が平坦であり $\phi = 24$ となることが分かる。以上より模型と現地の低水路内の粗度はほぼ相似と考えられる。高水敷における粗度はイボ型粗度などで現地の粗度の推定値と一致するように調節してあること、また高水敷上の流れは非常に遅く、冠水深も小さいことから、低水路内の粗度係数の相似性が重要と考えられる。したがって、流況の相似性はほぼ得られていると考えられる。

河床変動状況を調べるために、ケース I - 3 の河床高の等高線図を図-4.20に示す。図-4.14に示したケース I - 2 の等高線図と比較すると、ケース I - 2 において水衝部であった位置が若干深くなっているのみで、河床形状はほとんど変化していない。この原因は通水時間が短いことが主と考えられる。

横越地区周辺の流況を写真-4.5に示す。模型区間全域で高水敷が冠水しており、石炭粉が高水敷に乗り上げて掃流されている状況が見られる。特に死水域となった14.0-14.4km区間の左岸において高水敷上に石炭粉が大量に堆積していることが注目される。9.6-17.0km区間の流況の概要を図-4.21にまとめて示す。沢海床固下流の右岸では高水敷から低水路に落ち込む流れが見られたが、これは旧河道に沿って流れてきた流水である。全体的に高水敷上の流れは遅く、ほとんどが低水路内を流下するため、低水路内の流況はケース I - 2 とほぼ同一である。若干異なった点は、みお筋の集中がさらに強まったため死水域がやや拡大したことである。写真-4.5において緑色の染料はみお筋に注入されており、内岸から外岸にみお筋が移動する状況が見られる。これに対し、白色の染料はみお筋からやや離れた場所に注入したため、流れが弱く左岸寄りの死水域内に流入した染料が拡散して広がっている。

以上のように計画高水流量を通水した実験であるケース I - 3 は、1978年の既往洪水を通水したケース I - 2 と流況および河床形状ともほぼ同一の結果となった。このことから大出水時における局所洗掘対策工の実験では計画高水流量ではなく、図-3.12に示した1978年の既往洪水が適していると言える。

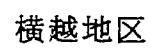


図-4.20 ケース I-3 の河床等高線図

⊙は、T.P. $\pm 0.0\text{m}$ 以上の堆積を示す。

実験ケース：I-3
 流量： $Q = 13,000\text{m}^3/\text{s}$
 (計画高水流量)
 下流端水位：T.P. $+4.577\text{m}$
 (下流河道計画断面)
 通水時間：11分

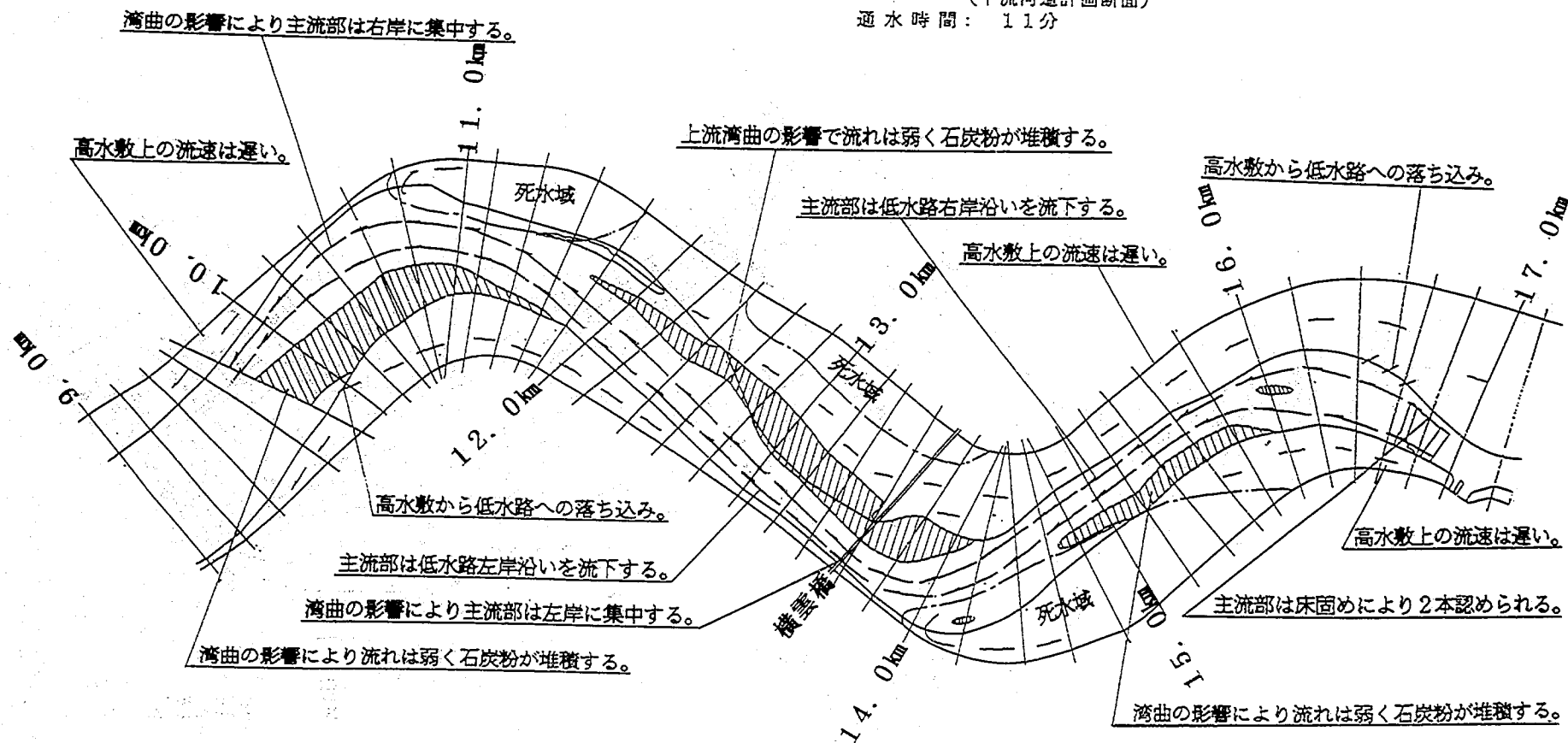


図-4.21 河床形状と流況のまとめ (ケース I-3)

4.2.4 実験結果のまとめ

ケース I-1~I-3 の実験結果より、横越地区および灰塚地区の湾曲部における局所洗掘の形成原因についてまとめている。

(1) 横越地区

沢海床固の下流にある湾曲のため、みお筋は右岸に沿って流下するようになる。この傾向は大出水時に湾曲部下流の左岸側に土砂が堆積し河床高が高くなるにつれて強まる。流下してきたみお筋は、14.0-14.4km区間の右岸側の低水路法線が河道中央に突き出た形になっているため、左岸方向にはねられる。そして横雲橋直下の標高が高い高水敷が、非透過式水制に似た機能を有するため、湾曲部内岸が流れにくい状況となっている。これらの影響のため、13.6-14.0km区間の右岸側に死水域が形成され、ここに土砂が堆積するためみお筋が一層左岸に寄せられることとなる。その結果として13.6-13.8km区間に強い水衝部が形成され、局所洗掘が生じると考えられる。この傾向は大出水時において強くなる。以上より、横越地区では大出水時に低水路法線形に依存して水あたりの激化が生じるため、対策として低水路法線形の改修が考えられる。これは特に大出水時に効果を発揮すると考えられる。さらにみお筋が内岸から外岸に向かって流下することにより強い水衝部が形成されるので、湾曲部上流側において水制などによりみお筋を河道中央に移動させ、湾曲部外岸に沿うようにする対策も考えられる。これらの対策により、水衝部における流況が改善され、横越地区の河床に現れている粘性土の侵食を防止すれば洗掘の進行は防止可能と考えられる。それでもなお掃流力の十分な低下が得られない場合、横越地区に局所洗掘対策工を設置することになる。この場合、横雲橋の橋脚周辺の河床が低下し、表-2.8に示した限界洗掘深を越えないようにすることが重要である。しかしながら、横雲橋の橋脚は水衝部に設置されているため、容易に工種を選択することができない。工種の選択は模型実験によって行うこととする。

(2) 灰塚地区

模型実験によって得られた河床形状は、1989年の現況河床形状ではなく、砂利採取による河床形状の変化の影響が少ない1978年のものであった。1989年の横断面形では内岸側に形成された固定砂州が計画河床高近くまで掘削されているため、模型実験では通水前の初期河床形状とほぼ等しい。したがって現地と模型実験では給砂量に相違があると考えられるが、砂利採取が完全に中止された場合、灰塚地区の河床形状が1978年の現地河床形状とほぼ等しく、内岸側の固定砂州が発達した河床形状になることを示していると考えられる。局所洗掘対策工を立案する場合、対象地区の河床形状が将来どのような河床形状に近づいていくかを予測しておくことが重要であり、その河床形状に対しても効果が発揮される対策工を設置することが望ましい。したがって、検証実験の結果は模型実験によりこれらの事項が検討できることを示している。そこで通水初期の流況より、1989年の河床形状における流況を推定してみる。一般に、ほぼ平坦な河床形状を有する湾曲部の流れは、湾曲部入り口では内岸側に最高流速が現れ、流下とともに徐々に外岸に寄っていく。このため、湾曲部の上流では水衝部が生じにくい流況となる。図-2.66に示した1989年における河床形状を見ると、湾曲部の下流端に近い、9.4-10.0km区間の右岸にT.P.-4mに達する局所洗掘が見られ、上記の流況においてみお筋が寄ってくるのがこの領域であると考えられる。

1978年の現地河床形状と相似である模型実験では、通水初期には内岸側にも流れがあるため、ここに輸送される土砂の量も多い。これらの土砂は徐々に内岸側に堆積し、固定砂州が形成されていく。

これに伴い、外岸側にみお筋が移動し局所洗掘が形成され始める。水衝部は徐々に上流に移動し、最終的には上記の実験結果のような河床形状が形成される。模型実験によると、湾曲部上流では内岸側に寄っていたみお筋が湾曲部を流下するに伴い外岸側に寄っていき10.6km地点周辺に水衝部を形成する。そして、洗掘深がT.P.-8mに達する洗掘域が形成されると推定できる。したがって、1989年の局所洗掘深が浅い段階において早期に局所洗掘対策工を配置することが望まれる。この対策工としてはベーン工が適切と考えられる。なぜならば水制工では、現況河道においても約100mに達する局所洗掘部があることから長大な水制になると考えられ、さらに将来洗掘深が深くなることを考えた場合、維持が困難になる懸念があるためである。また、置換工は現況では置換材料を埋める領域が少ないため、置換材料の量は少なく済むが、それでもなおベーン工に比べて高価な対策工になると考えられるからである。灰塚地区は川幅が広く下流に曲率半径の小さい湾曲がないため、ベーン工を配置するのに適している。現況では局所洗掘深が比較的浅いので、ベーン工の設置も容易であると考えられる。

参考文献

山本晃一・林 正男(1990)：河川移動床模型実験材料としての軽量材料の水理特性,土木研究所資料, 第2905号,pp.56-79.

第5章 法線形改修の効果検討実験

横越地区の湾曲部では、14.0-14.4km区間の内岸側の低水路法線形が外岸側に向かって突き出ていること、および横雲橋直下の高水敷の標高が高いため内岸側に非透過式水制を配置したのと同じ状況になっているため、特に大洪水時に水当たりが激化していることが検証実験から明らかになった。そこで湾曲部内岸側の低水路法線形を図-3.15に示したように掘削することにより流況改善を図った。この実験がケースⅡ-1,Ⅱ-2である。本章ではこれらの実験の実験条件、結果についてまとめ、最後に低水路法線形改修の効果を明確にし、その必要性について考察する。

5.1 実験条件

ケースⅡ-1の実験条件は3.4に示した内容にしたがった。ケースⅡ-2についても同様であるが、同じ流量を通水したケースⅠ-2と、給砂区間（沢海床固~17.8km区間）の初期河床形状が異なる。ケースⅠ-2では通水前に灰塚地区の杭出し水制の先端を連ねた線とその上流の低水路法線が滑らかに接続するように模型を改造したため、灰塚地区の河床形状を再生する必要が生じた。そのため、給砂区間を整形し直し、 $1,800\text{m}^3/\text{s}$ を約5時間通水した後にケースⅠ-2の実験を行った。ケースⅡ-2ではこのような必要性がなかったため、給砂区間においてもケースⅡ-1の実験終了後の河床形状を初期河床形状とした。また、ケースⅡ-1,Ⅱ-2とも測定項目は3.5に示したとおりである。

5.2 実験結果

5.2.1 ケースⅡ-1の実験結果

まず、模型区間の平均的な粗度をケースⅠ-1と比較してみる。ケースⅡ-1およびⅡ-2の水位縦断形を図-5.1に示す。これより9.6-16.0km区間におけるケースⅡ-1の平均水深および平均勾配は3.47mと $1/2,850$ となる。これらの値を模型値に換算し、模型値の無次元掃流力 τ_* を計算すると0.36となる。この値はケースⅠ-1よりも20%大きい。これは水面勾配がケースⅠ-1より急になったことが主たる原因と考えられる。しかし、測定した河床波の形状はケースⅠ-1と同一であり、また図-3.3から流速係数および河床波の形態もケースⅠ-1と同じであることが分かる。さらに、模型値のマニングの粗度係数は0.021でありケースⅠ-1の0.019より若干大きい程度である。したがって、ケースⅡ-1とⅠ-1はほぼ同一粗度を有し、したがって流量を $1,800\text{m}^3/\text{s}$ とした実験は十分な再現性を有していると考えられる。なお、水面勾配が急になった原因は、図-5.2に示すケースⅠ-1,Ⅱ-1の平均河床高と最深河床高の縦断分布より、ケースⅡ-1の平均河床高がⅠ-1より若干高かったことに起因すると考えられる。

次に、ケースⅡ-1の河床形状を図-4.2に示したケースⅠ-1の河床形状と比較する。ケースⅡ-1の河床高の等高線図を図-5.3に示す。14.8-16.6km区間ではケースⅠ-1とⅡ-1の河床形状はほぼ同一である。しかし、その下流の14.0-14.6km区間ではケースⅡ-1において河道中央から左岸側の河床高がT.P.0m以上であり、ケースⅠ-1より明らかに高くなった。右岸側では高水敷を掘削し、川幅が広がった所にT.P.-2m以下の河床高となる範囲が移動した。低水路の拡幅量が大きい14.2km地点の河床横断

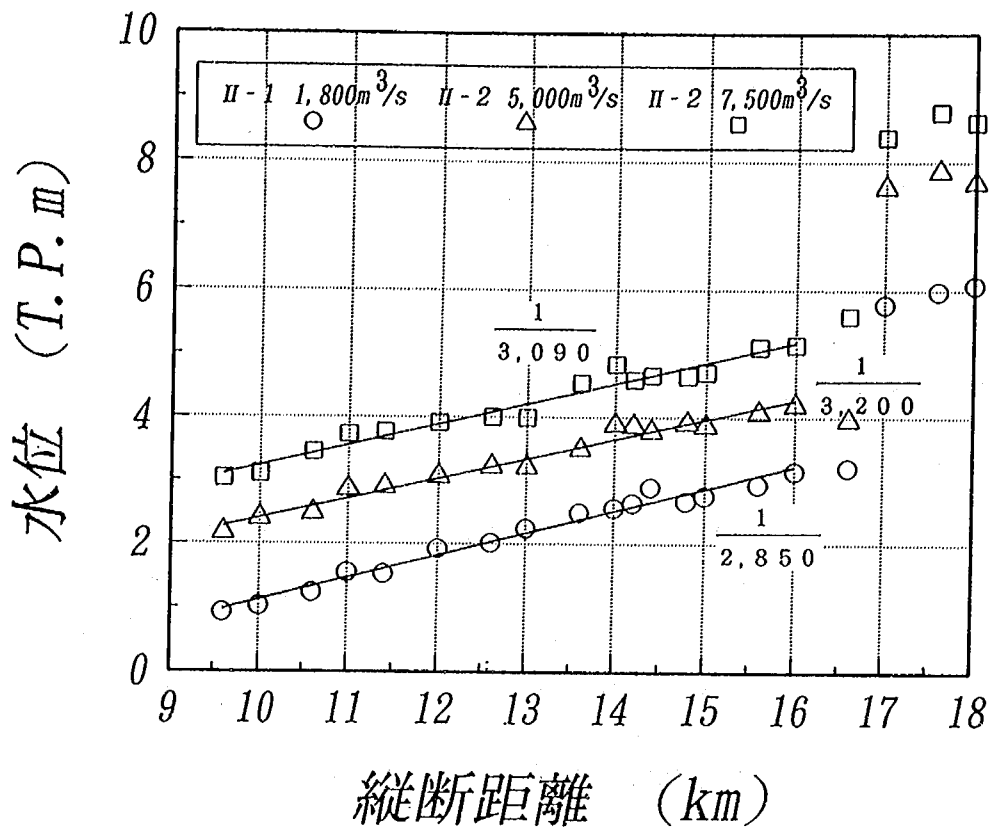


図-5.1 ケースⅡ-1,Ⅱ-2の水位の縦断分布

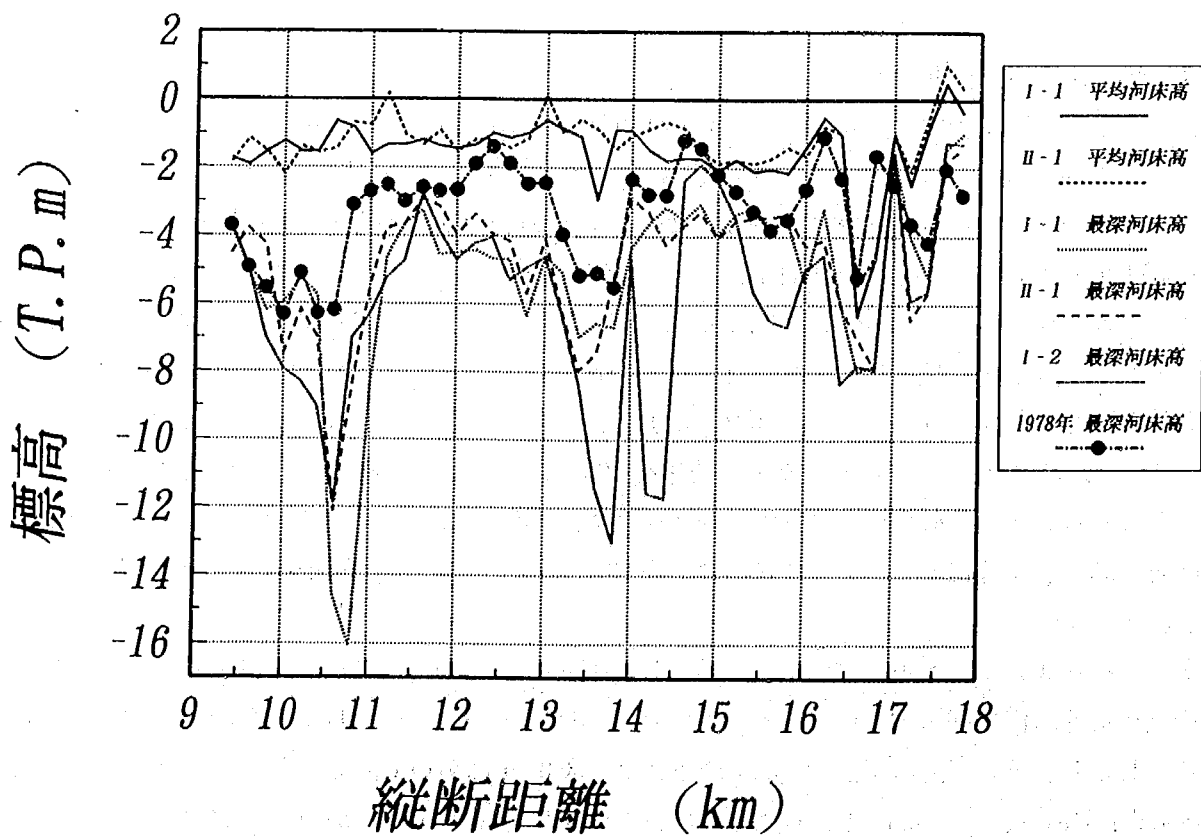


図-5.2 平均河床高および最深河床高の縦断分布 (ケースⅠ-1,Ⅰ-2,Ⅱ-1,1978年)

実験ケース：Ⅱ-1
 流量： $Q=1,800$ ㍻
 (融雪洪水平均流量)
 下流端水位：T.P.+0.923m
 (下流河道計画断面)
 通水時間：34.0時間

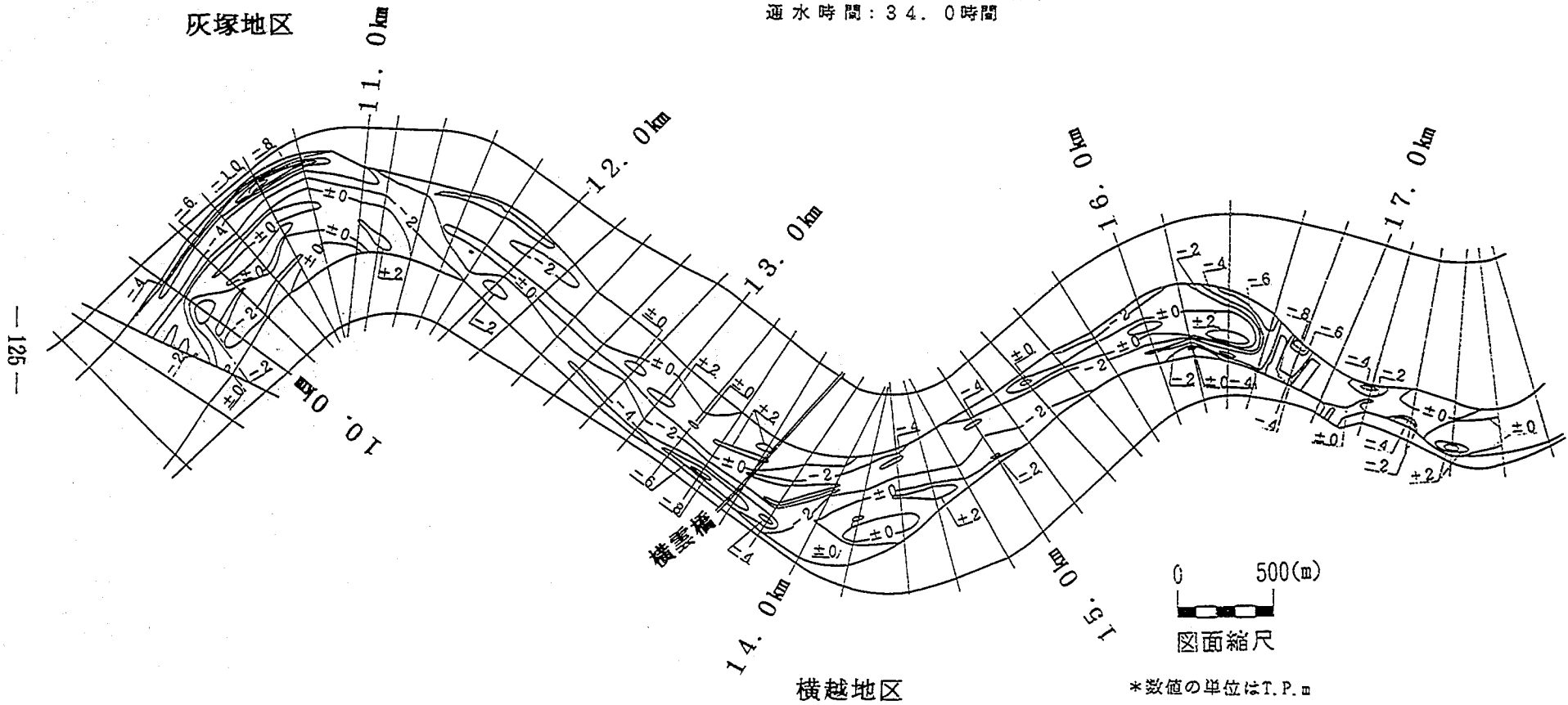


図-5.3 ケースⅡ-1の河床等高線図

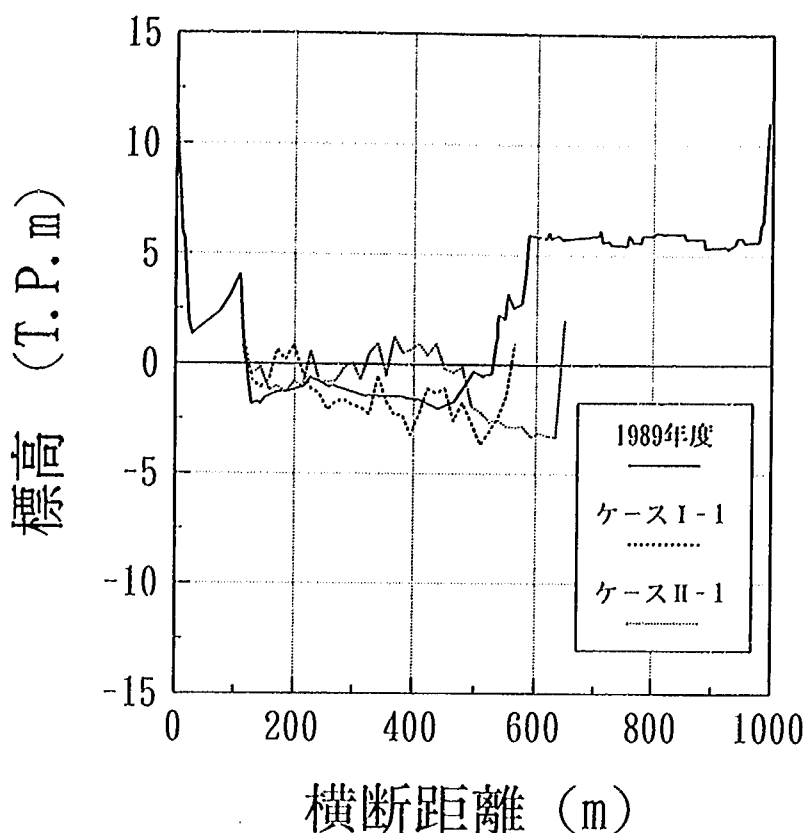


図-5.4 14.2km地点における河床横断形状（ケースⅠ-Ⅰ，Ⅱ-Ⅰ，1989年）

形状を図-5.4に示す。これによると、低水路改修前においてほぼ河道中央にあたっていた200-480m区間では、約2mほど河床高が増加している。これに対し、改修によって新たに低水路となった区間の河床高は、改修前の河床高とほぼ等しいT.P.-2m程度となっている。一方、図-5.3に示す12.6-14.0km区間では、右岸側を掘削し、低水路幅を約2倍にしたにもかかわらず局所洗掘の形状、深さ（図-5.2, 5.3参照）はケースⅠ-Ⅰ（図-4.2参照）とほぼ同一である。また、11.6-13.6km区間の右岸側に形成されたT.P.0mの等高線の形状はケースⅠ-ⅠにおけるT.P.0mの等高線の形状と掘削される前の低水路法線形にそれぞれ良く一致する。13.4km地点の河床横断形状を図-5.5に示す。初期河床においてケースⅡ-Ⅰでは40-440m区間をT.P.-1.2mの平坦面に整形し、ケースⅠ-Ⅰでは250-440m区間にY.P.+0.8mになるように砕石を敷設した。このように初期河床の違いがあるにもかかわらず、両者の河床形状は上記のように一致している。これらの原因はケースⅡ-Ⅰの流況より次のように考察される。

9.6-17.0km区間の流況を写真-5.1に示す。15.0km地点から沢海床固までの区間の流況はケースⅠ-Ⅰとほぼ同一であるが、14.0-14.6km区間では明らかにみお筋が右岸に寄っており、法線形改修による流況変化が顕著に表れている。各断面における横断方向流速分布を図-5.6に示す。14.0-14.4kmの各断面では最も右岸寄りに最大流速が現れており、図-4.12に示したケースⅠ-Ⅰの場合と比較して流速の絶対値が約0.5m/s速い。しかし、13.2-14.0km区間では湾曲の影響によりみお筋が左岸に沿うように移動している。写真-5.1を見ると、この区間の緑色の染料が広がっている中に黒の斑模様が見られるが、これらは水深が浅いため水面下の河床波の山の部分が見えていることを表している。したがって、この斑模様に沿う固定砂州の形成に伴ってみお筋が外岸側に移動したと考えられる。結局、河床形状と

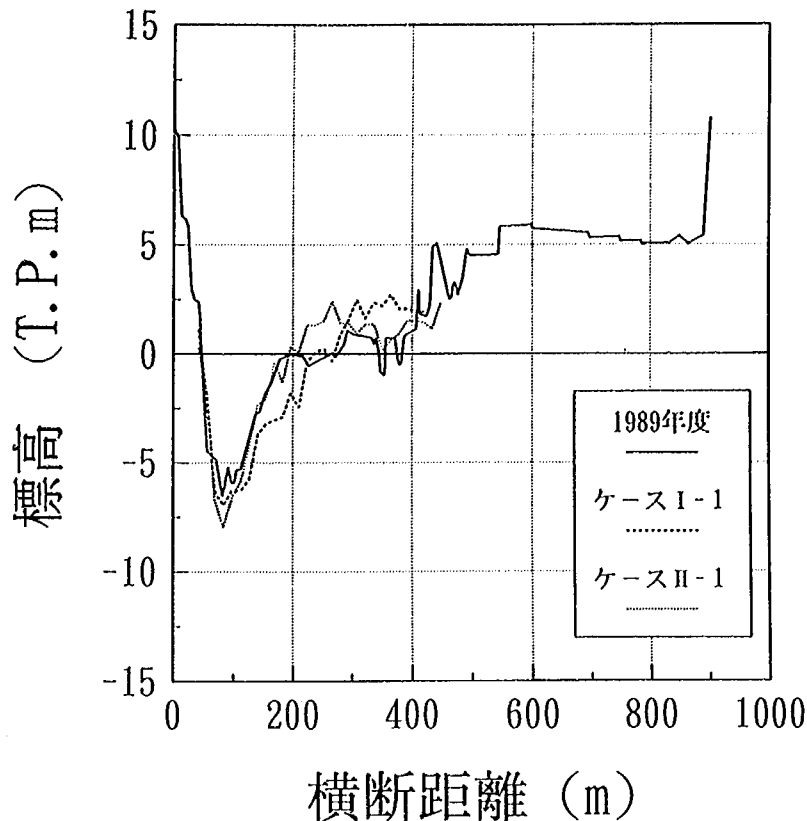


図-5.5 13.4km地点における河床横断形状（ケース I-1, II-1, 1989年）

流況の関係は図-5.7にまとめられる。14.0-14.6km区間では、改修法線の湾曲部内岸側に沿ってみお筋が流下するが、13.2-14.0km区間では内岸側に固定砂州が形成されるため、ケース I-1 と同じく 13.6km 地点に水衝部が形成される。この原因は、左岸に沿ってみお筋が形成されるため、右岸側には土砂が堆積し、その部分が平水時水面上に出るまで高くなるためと考えられる。すなわち川幅が実験初期に比べて狭くなる現象が生じる。現況の川幅は流況に合うように変化するので、この結果はごく自然なものである。以上より、横越地区の法線形変更の効果は、 $1,800\text{m}^3/\text{s}$ 程度の小洪水では顕著な効果がないことが分かった。

次に、低水路法線形の改修範囲の妥当性について掘削範囲の高水敷化の可能性から検討する。実験によれば、13.2-14.0km区間の内岸側の掘削範囲内には固定砂州が形成されたが、この固定砂州の平水時の水位より高い部分は植生が繁茂し、徐々に高水敷に戻っていくと考えられる。この部分の幅が法線形改修により掘削した範囲の幅より明らかに狭ければ、改修の効果があるとみなせる。この判断を行うため、宇多ほか(1994)の水位と植生繁茂領域の関係をを用いて、固定砂州の高水敷化する範囲を予測する。鬼怒川のセグメント 2-1 および利根川のセグメント 3 に属する区間では低水路満杯流量時（リターンピリオドが2~3年の流量時）の水位より高い領域において植生が繁茂していることが示されている。そこでこれを阿賀野川に適用してみる。その場合、安全率を見て、豊水位より高い部分に植生が繁茂し高水敷化すると仮定する。図-2.16より横越地区の豊水位は1988年でT.P.約+1mである。この水位より高い固定砂州の範囲を図-5.8に示す。14.0-14.6km区間では高水敷化が予想される部分はないものの、13.7-14.0km区間では低水路法線形改修前とほぼ同じ領域が高水敷化すると予想される。

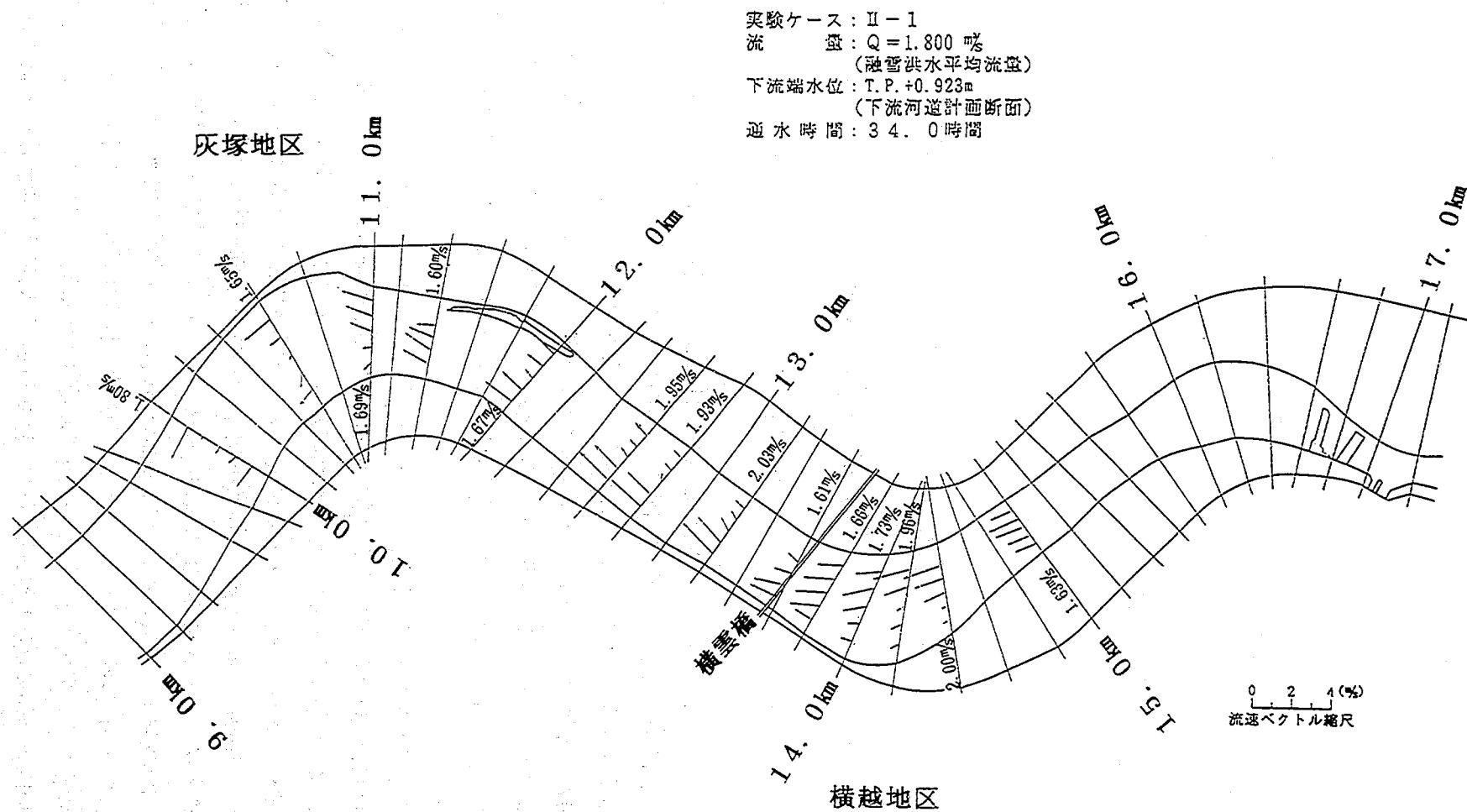
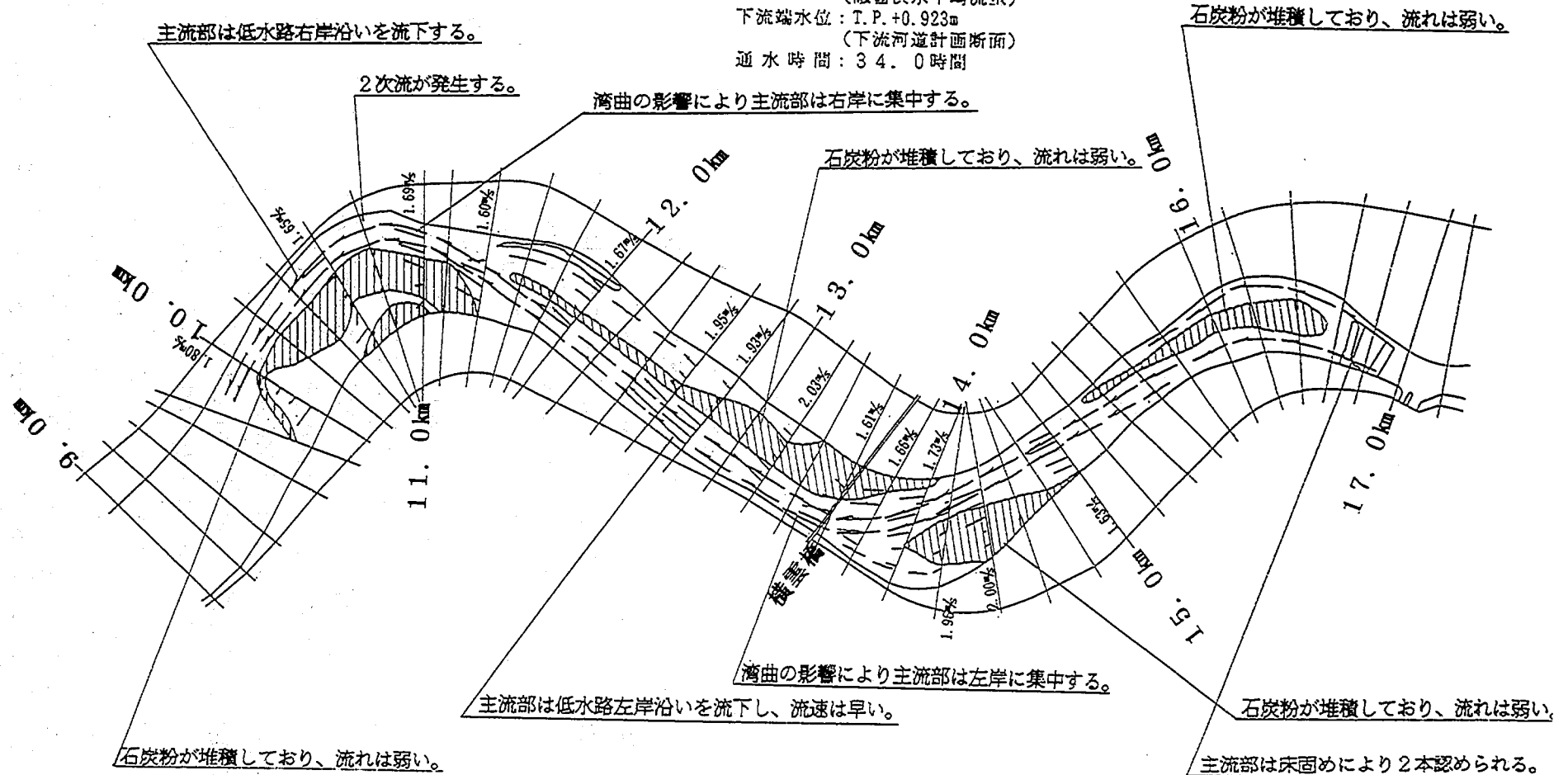


図-5.6 各断面における横断方向流速分布 (ケースⅡ-1)

⊙はT.P. ±0.0m以上の堆積を示す。

流速ベクトル縮尺
0 2 4 m/s

実験ケース：Ⅱ-1
流 量：Q=1.800 ㍈
(融雪洪水平均流量)
下流端水位：T.P.+0.923m
(下流河道計断面)
通水時間：34.0時間



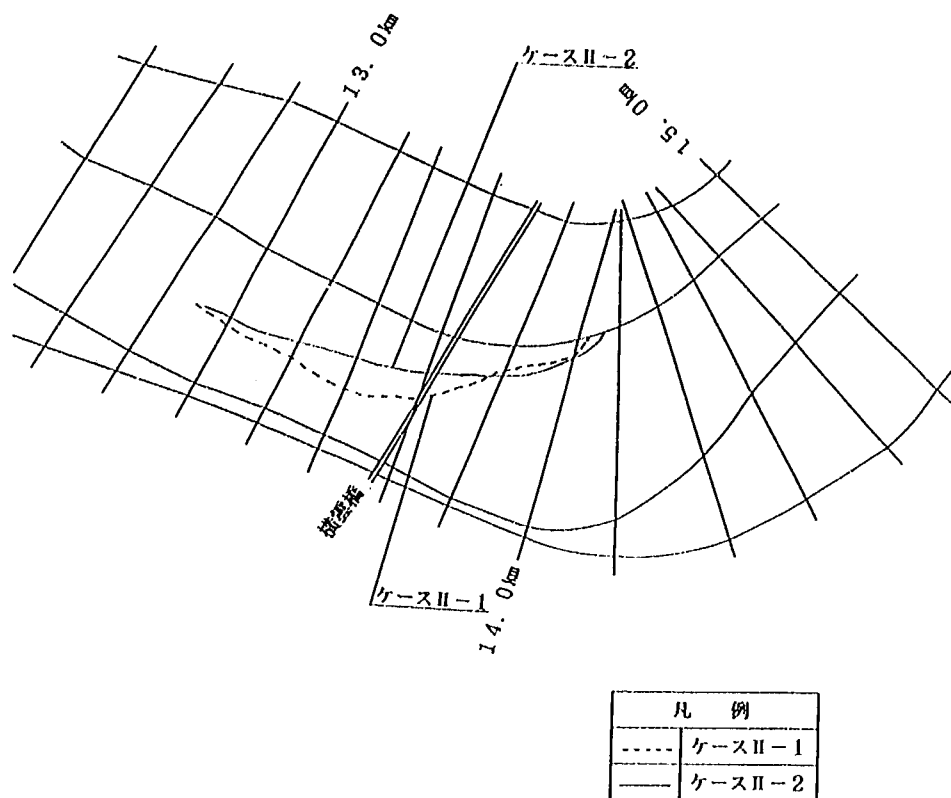


図-5.8 横越地区における河床形状と流況（ケースII-1）

これより、この区間の掘削はいずれ固定砂州が形成され高水敷化して元の低水路法線形に戻ってしまうと考えられ、有効ではない。ただし、横雲橋直下の高水敷を周辺の高水敷と同じ標高にまで低くすることは有効と考えられる。図-4.13に示したようにケースI-1では13.6-14.0km区間の右岸側に死水域があったが、ケースII-1では図-5.7に示したように流れは弱いものの死水域になってはいない。この変化は、14.0-14.6km区間における低水路の改修のみの効果ではなく、横雲橋直下の高水敷が低くなったことにもよる。このことはケースI-1の流況（写真-4.3）とケースII-1の流況（写真-5.1）を比較すれば明確である。ケースI-1では横雲橋直下の高水敷が非透過式水制のように流れを対岸に向かわせていたが、ケースII-1ではこれがない。以上より、低水路法線形の改修が有効に機能した改修区間として、14.0-14.6km区間と横雲橋直下が挙げられる。

ケースI-2では、灰塚地区の低水路法線形を実験前に写真-4.2に示したように改造したため、 $1,800\text{m}^3/\text{s}$ 通水後の灰塚地区の河床形状の妥当なデータはケースII-1の実験で得られた。そこで改めて灰塚地区における各流量通水後の河床変動について考察する。図-5.2に示したケースI-1, I-2, II-1の最深河床高の縦断分布を比較すると、ケースI-1に比較してII-1では10.6-11.0km区間が浅くなっており、低水路法線形の改造の効果が見られる。ケースI-2とII-1はほぼ同じ分布形になっており、流量が $1,800\text{m}^3/\text{s}$ （ケースII-1）より $7,500\text{m}^3/\text{s}$ （ケースI-2）と増加しても最深部は深くないことが分かる。これについては5.2.2において示すように、ケースII-2の実験結果との比較からも確認できる。ケースII-1と1978年の最深河床高分布を比較すると、9.4-10.4km区間では比較的良く一致しているものの、10.6-11.0km区間では模型実験の方が最大で約6m深くなる結果となった。

この相違が最も激しい地点が10.6km地点であり、同時に既設の杭出し水制の模型が設置されている上流端でもある（写真-4.1参照）ことから、依然として模型の法線形が不適切であるとも考えられる。しかし、模型実験の精度を考えた場合、最深洗掘深のような局所的な値より平面的な河道形状が合うことが優先されるべきである。9.6-11.4km区間における1978年および実験Ⅱ-1の河床高の等高線図（図-4.6および図-5.3）を比較すると、局所洗掘の形状や固定砂州の高さ、形状などがほぼ一致している。これより、灰塚地区の模型の相似性は得られていると判断する。ただし、模型では局所洗掘深が現地に比べて極端に深くなる傾向があることに留意して、今後の対策工の実験結果を評価する必要がある。

5.2.2 ケースⅡ-2の実験結果

まず、模型区間の平均的な粗度をケースⅠ-2と比較してみる。図-5.1に示した水位縦断分布より、 $7,500\text{ m}^3/\text{s}$ 通水時の9.6-16.0km区間における平均水深および平均勾配は5.50mと $1/3,090$ である。これらの値を模型値に換算し、ケースⅡ-2における模型値の無次元掃流力 τ_* を計算すると0.52となり、ケースⅠ-2の0.74倍と小さい。これは水面勾配がケースⅠ-2に比べて緩くなったことが主な原因と考えられる。図-3.3から流速係数を予測すると、遷移河床の領域になってケースⅠ-2よりも小さくなると予想される。しかし、不等流計算によって逆算したマンニングの粗度係数は0.013であり、ケースⅠ-2の0.014とほぼ同じ値である。また、河床波の観察によると通水中は平坦河床であったと考えられ、これもケースⅠ-2と同一である。これらより、ケースⅡ-2の粗度はケースⅠ-2とほぼ同一であると考えて良さそうである。以上より、 $7,500\text{ m}^3/\text{s}$ 通水時においても実験の再現性が確認される。

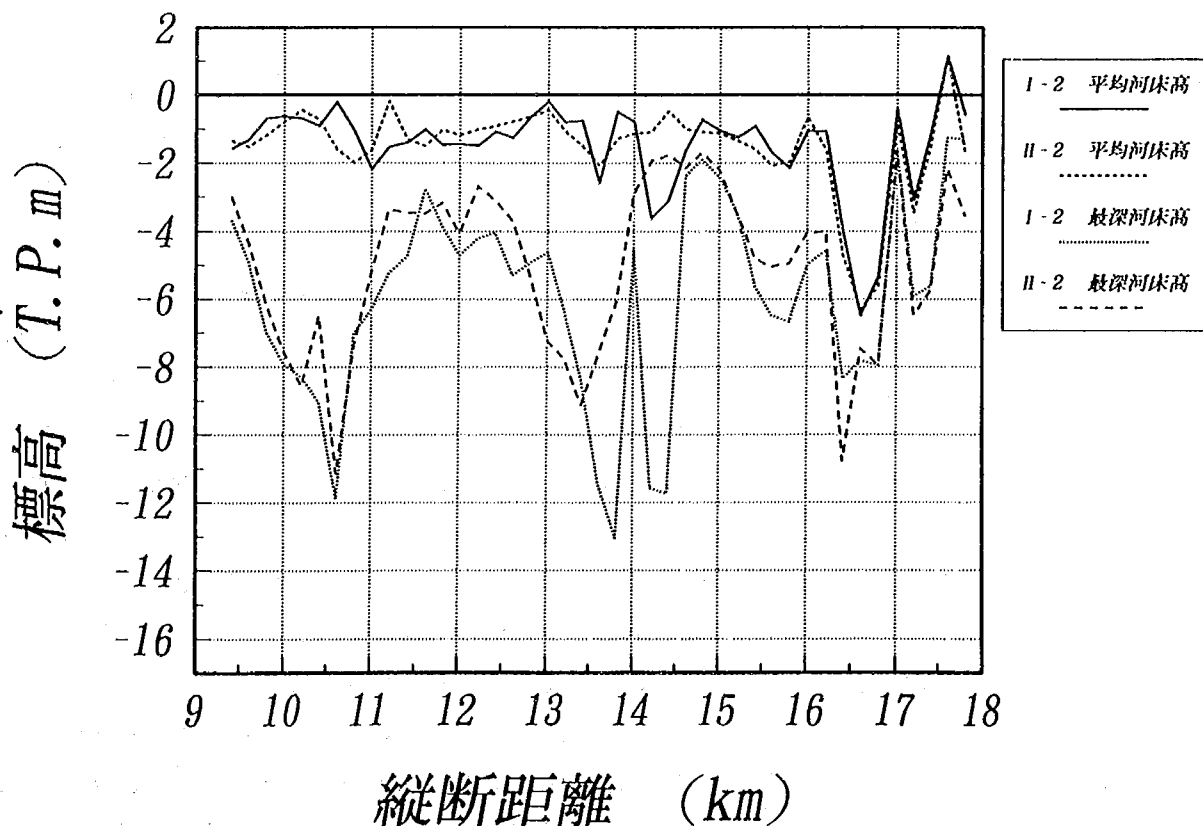


図-5.9 平均河床高および最深河床高の縦断分布(ケースⅠ-2,Ⅱ-2)

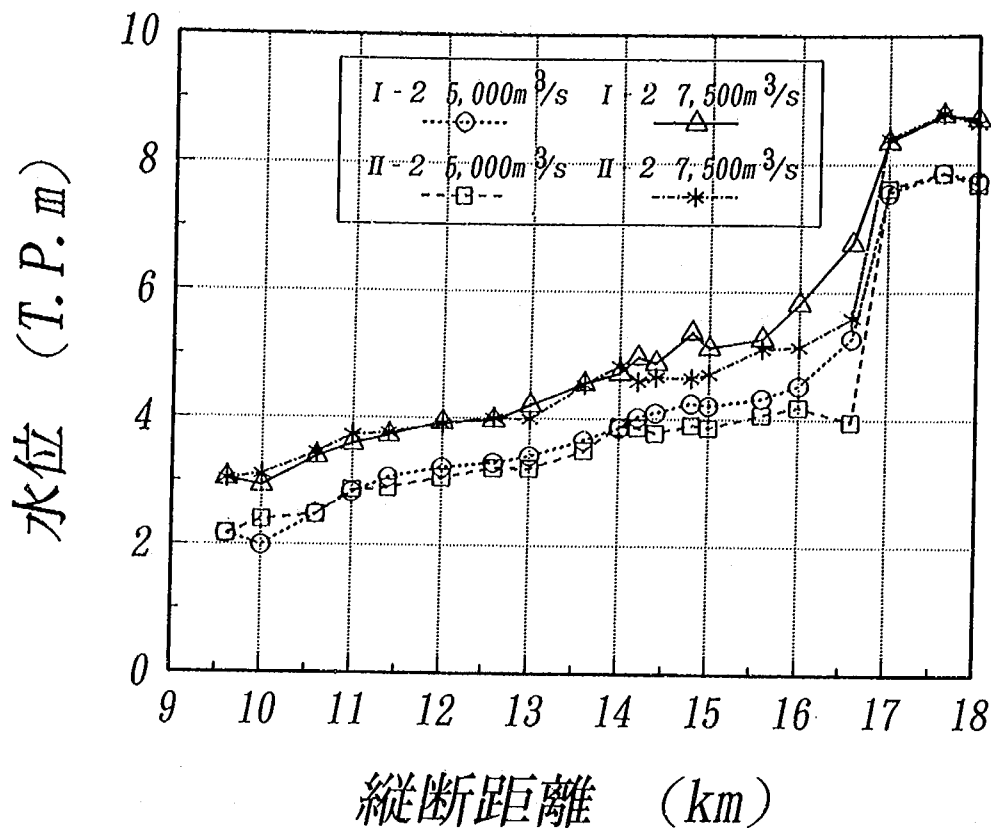


図-5.10 ケース I-2, II-2 の水位の縦断分布

次に水面勾配が緩くなった理由について考察する。ケース II-1 では平均河床高がケース I-1 より高かったため、水面勾配に相違が現れた。そこでケース I-2 と II-2 の平均河床高を比較するため、平均河床高および最深河床高の縦断分布を図-5.9 に示す。これより、両者の平均河床高はほぼ一致しており、河床高の相違が水面勾配の相違の原因ではないことが分かる。そこで水位分布の相違を詳細に検討するため、図-5.10 にケース I-2, II-2 の水位縦断分布を示す。9.6-16.0 km 区間の水面勾配は、9.6-11.0 km, 13.0-14.0 km 区間の水面勾配がやや急な区間と、11.0-13.0 km, 14.0-16.0 km 区間の水面勾配がやや緩い区間に分けられる。前者は湾曲部の区間であり、後者は直線部に対応している。一般に湾曲部ではみお筋が集中するため、水面勾配が直線部に比べて急になる傾向がある。水位を比較すると、14.0-16.0 km 区間の直線部においてケース II-2 の水位がケース I-2 よりも低くなっている。定常流では水位は下流の影響を受けて変化するため、この区間の水位が全体的に低くなった原因は 13.0-14.0 km 区間の水位低下にあると考えられる。そしてこの区間では低水路の拡幅による流況改善を行っていることを考慮すれば、水位の低下は疎通能力の向上の結果と考えられる。水位低下量については実験誤差によるばらつきが大きく、本実験では評価しがたいが、流況は後に詳しくまとめるように明らかに改善されているので、流況改善が水位低下の一因として考えて良いと思われる。

次に、河床形状の比較を試みる。ケース II-2 の河床高の等高線図を図-5.11 に示す。ケース II-1 (図-5.3 参照) と比較すると、新たに 15.0-16.0 km 区間では右岸側に洗掘域、左岸側に堆積域の形成が進んでおり、ケース I-1 およびケース I-2 の場合と同様の変化が見られる。また、ケース I-2 (図-4.14 参照) と同じく、15.6-15.8 km 区間の右岸側では局所洗掘が生じている。12.6-14.0 km 区間の横

実験ケース：Ⅱ-2
 流量：Q=5,000 ㍻ (26分間通水)
 ~7,500 ㍻ (20分間通水)
 (既往洪水ハイドロ通水)

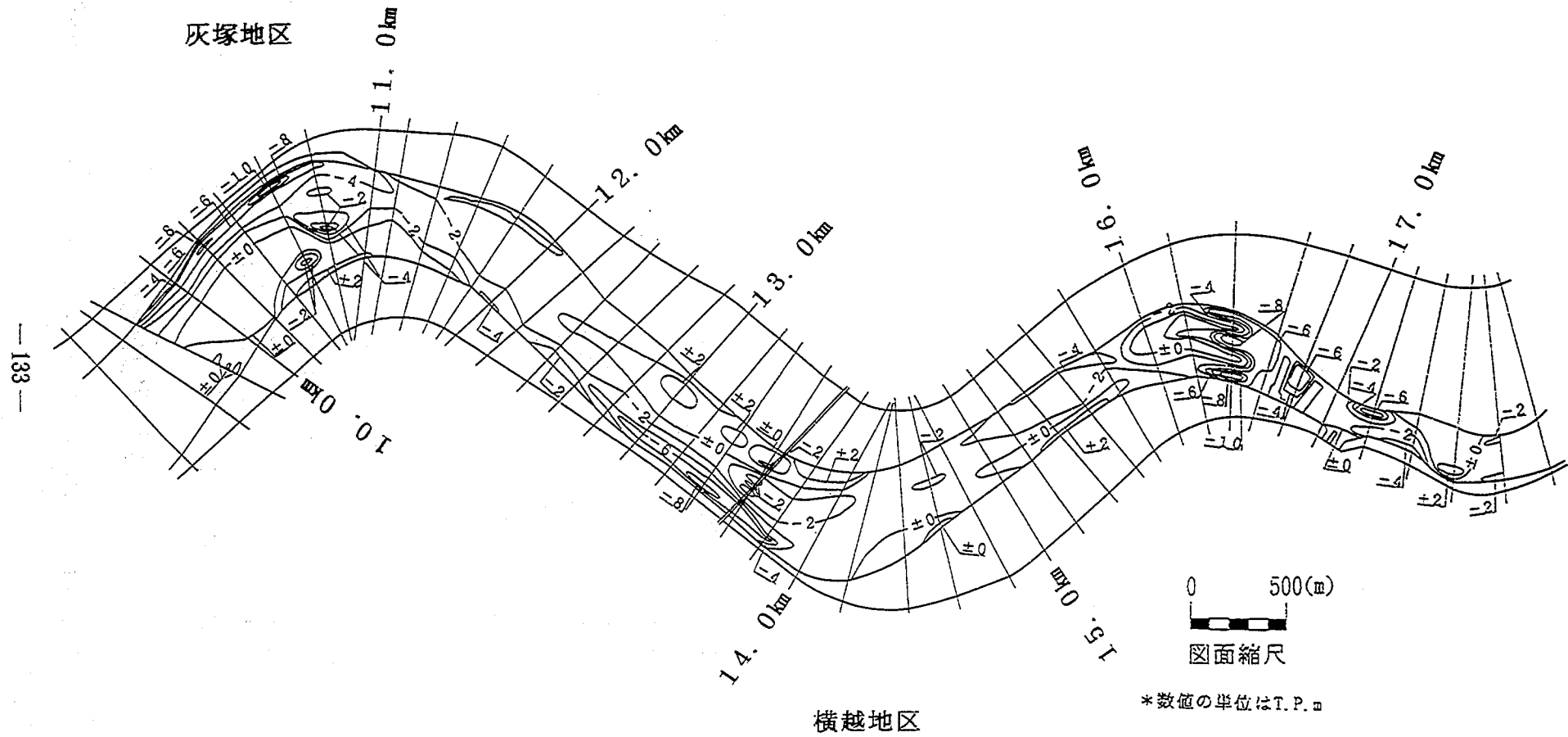


図-5.11 ケースⅡ-2の河床等高線図

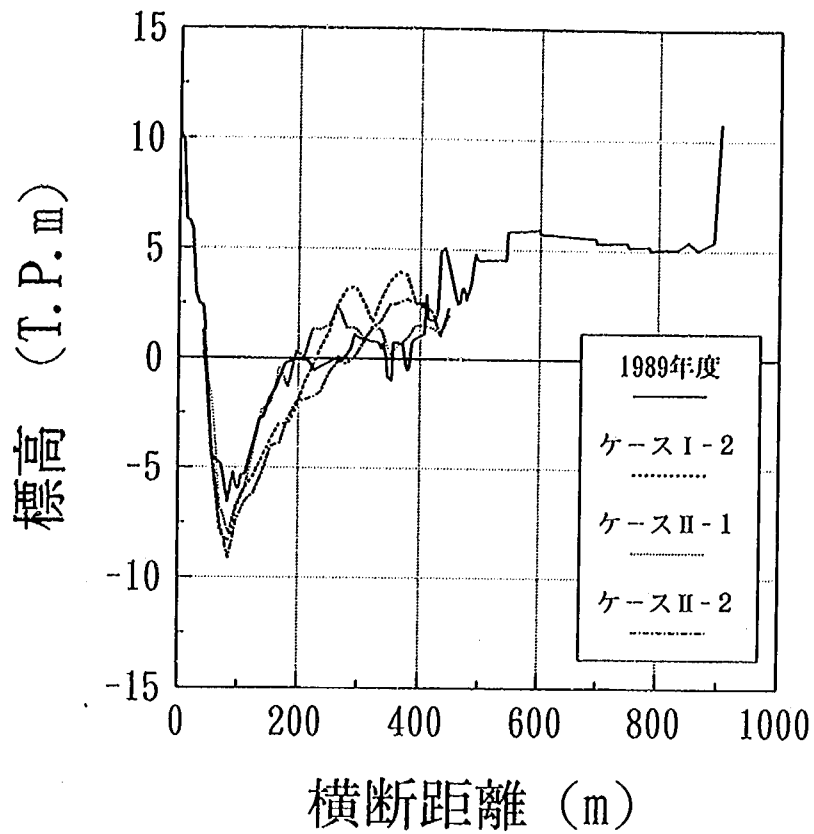


図-5.12 13.4km地点における河床横断形状 (ケースⅠ-2,Ⅱ-1,Ⅱ-2,1989年)

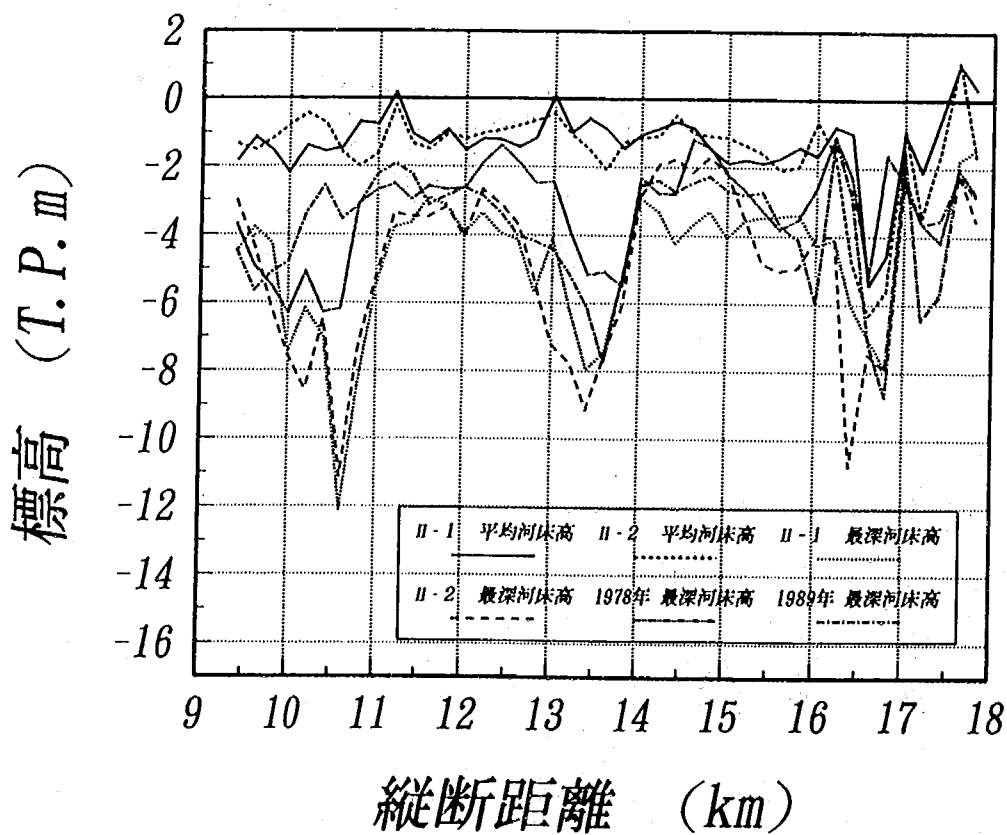


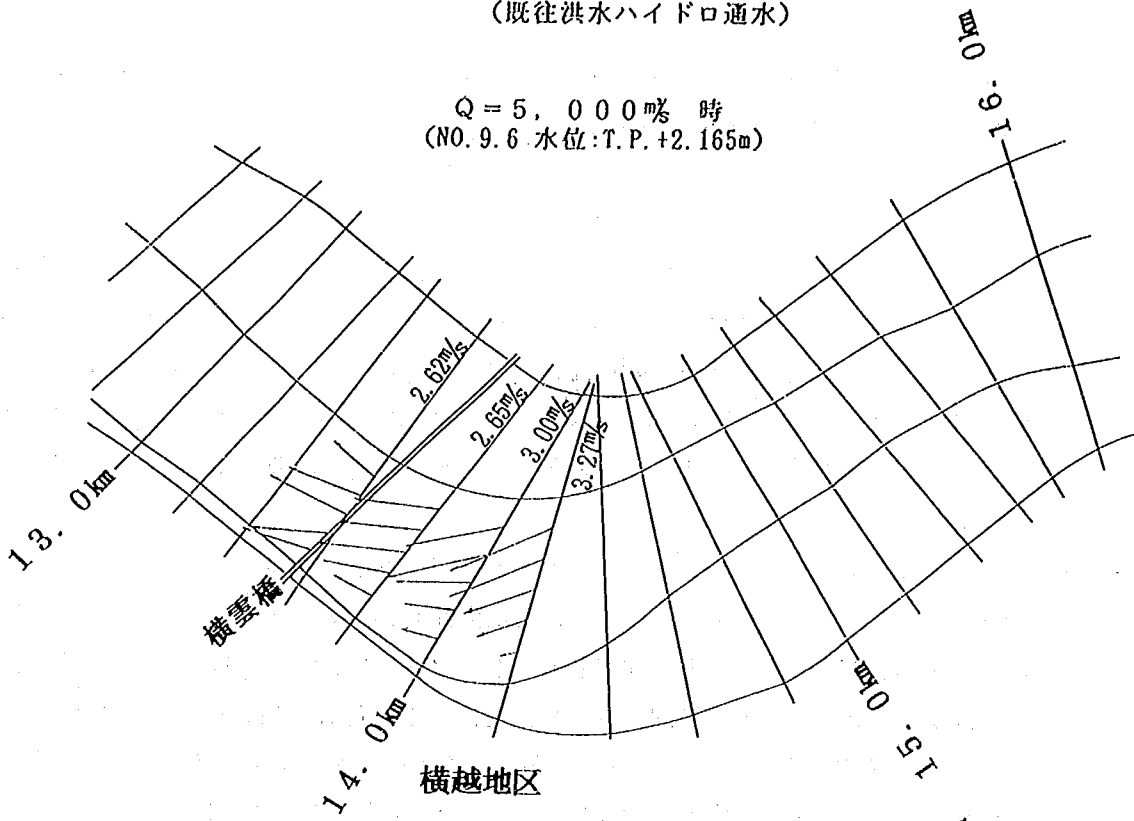
図-5.13 平均河床高および最深河床高の縦断分布 (ケースⅡ-1,Ⅱ-2,1978年,1989年)

越地区における河床形状を見ると、ケースⅡ-1に比較して13.0-13.8km区間の右岸側の固定砂州の大きさが小さくなっているが、左岸側の局所洗掘部の河床形状に大きな変化が見られない。代表的な断面として13.4km地点における河床横断形状を図-5.12に示す。ケースⅠ-2,Ⅱ-1,Ⅱ-2の0-110m区間の最深部における河床形状はほぼ同一であるが、200-315m区間ではケースⅠ-2に対しケースⅡ-2の方が、また、110-315m区間ではケースⅡ-1に対しケースⅡ-2の方が固定砂州の標高が低くなっている。最深河床高の縦断分布を図-5.13に示すが、13.0-13.4km区間においてケースⅡ-1および1989年における河床形状に比べてケースⅡ-2の最深河床高が低くなっている。現地に比べて実験結果が低くなった原因は、現地ではこの区間に耐侵食性を有する粘性土が河床面に露出している（図-2.60参照）のに対し、実験ではそのような条件となっていないためと考えられる。このようにケースⅡ-1に比べてケースⅡ-2では最深部がほぼ同じ地点にあり、若干洗掘が進んだ点は、ケースⅠ-1に対しケースⅠ-2の最深部が上流に移動し洗掘が進んだ点と大きく異なる。この点は低水路法線形改修後における大洪水時の洗掘部の変化であると考えられる。この変化の原因を明確にするため、以下では流況の変化について考察する。

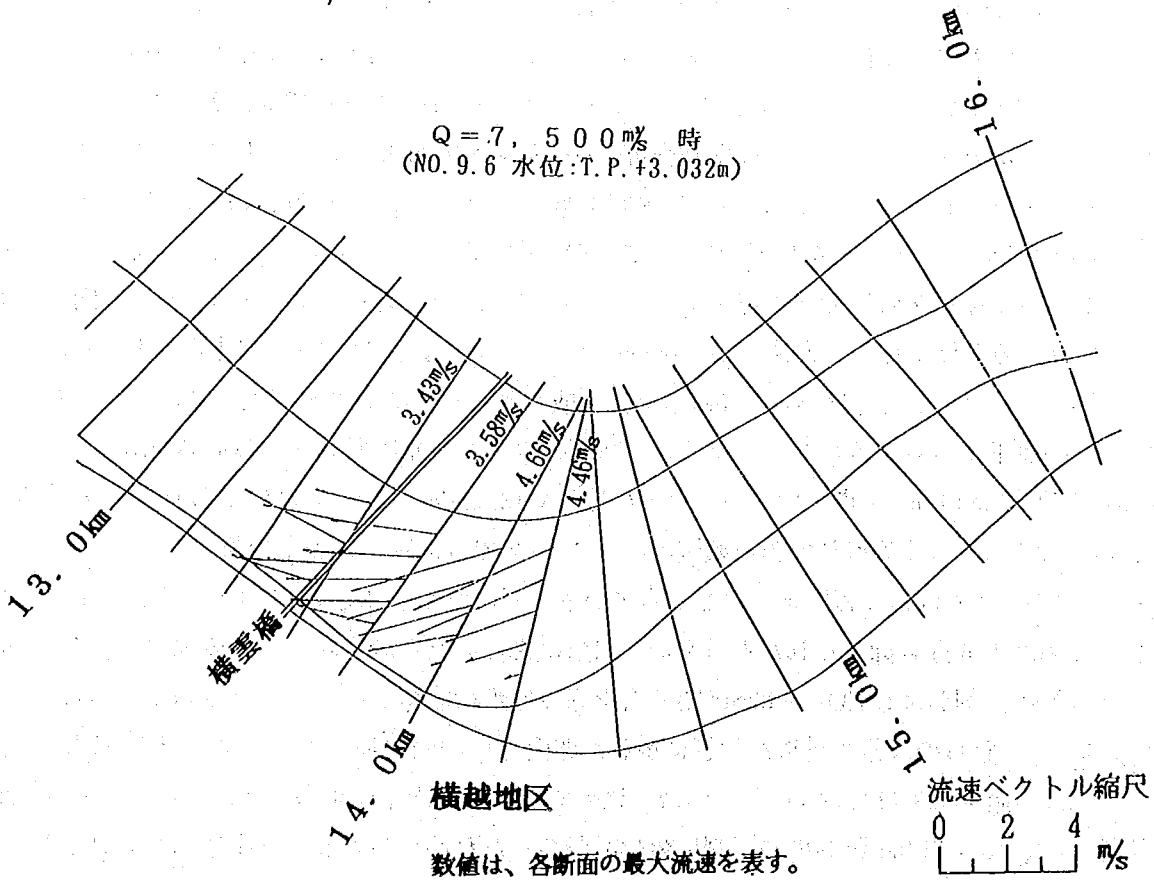
横越地区の湾曲部における流況を写真-5.2に示す。ケースⅠ-2の流況（写真-4.5参照）に比較して14.0km地点で内岸側に沿ってみお筋が流下しており、また水衝部も13.8km地点周辺であったケースⅠ-2に比べ下流の13.4-13.6km区間に移っている。すなわち、ケースⅠ-2では湾曲部入り口で内岸に沿って流下してきたみお筋が13.8km地点の外岸に向かって直線的に進み、ここに強い水衝部を形成していたのに対し、ケースⅡ-2では内岸に沿ってきたみお筋がケースⅠ-2に比べて内岸側を流下するようになり、徐々に外岸に寄っていったみお筋が13.4-13.6km区間に水衝部を形成するような流況に変わったと言える。この流況の変化を定量的に見るため、各断面における流速分布を図-5.14に示す。14.0, 14.2km地点において流速ベクトルの方向がケースⅠ-2の流速分布（図-4.19参照）と比較して内岸方向になったことが分かる。また、これらの断面における流速分布も、ケースⅠ-2ではほぼ一様であるのに対し、ケースⅡ-2では内岸側の流速が外岸側に比較して速い。一方、13.6, 13.8km地点ではケースⅡ-2の流速ベクトルはケースⅠ-2に比べて外岸の方向に向かっている。このことは、ケースⅠ-2では水衝部下流で流れが外岸である左岸に沿うようになったのに対し、ケースⅡ-2では内岸に沿って流下してきたみお筋が徐々に左岸に寄る過程を表している。以上に述べた河床形状および流況を図-5.15にまとめて示す。水衝部は13.4-13.6km区間に形成され、そこで最深部が生じている。また、みお筋が内岸側を流下できるようになったため、左岸側の水衝部上流に形成される死水域がケースⅠ-2（図-4.18参照）では14.0km地点までであったのに比べて13.8km地点まで拡大しており、また内岸側では13.2-14.0km区間における流れの弱い領域がケースⅠ-2では低水路幅の半分まで広がっていたのに対してケースⅡ-2では1/3程度まで狭くなっている。このため、水衝部が13.4-13.6km区間に形成され、かつ洗掘深の進行も抑えられたと言える。以上にまとめた河床形状および流況の変化が、横雲橋直下の高水敷の掘削および13.8-14.8km区間の右岸側の低水路法線形の修正による効果である。ケースⅡ-2においてこれらの改修の効果が顕著に現れた理由は、4.2.4に述べたように、湾曲部入り口において $7,500\text{ m}^3/\text{s}$ 通水時では $1,800\text{ m}^3/\text{s}$ の場合に比べてみお筋が内岸側に寄るためである。改修前の低水路法線では、13.8-14.8km区間の右岸側に突起部があったためにみお筋が外岸にはねられるとともに、横雲橋直下に非透過式水制の効果をもつ高水敷があってこれも流れの障害要因として働いたが、これらの改修により内岸側の疎通能力が増加したのである。

実験ケース：Ⅱ-2
 流量： $Q = 5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ (26分間通水)
 $\sim 7,500 \text{ m}^3/\text{s}$ (20分間通水)
 (既往洪水ハイドロ通水)

$Q = 5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時
 (NO. 9.6 水位: T.P. +2.165m)



$Q = 7,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 時
 (NO. 9.6 水位: T.P. +3.032m)



数値は、各断面の最大流速を表す。

図-5.14 各断面における横断方向流速分布 (ケースⅡ-2)

⊙はT.P. ±0.0m以上の堆積を示す。

湾曲の影響により主流部は右岸に集中する。

実験ケース：Ⅱ-2
 流量：Q=5,000 ㍓ (26分間通水)
 ~7,500 ㍓ (20分間通水)
 (既往洪水ハイドロ通水)

高水敷から低水路への落ち込み。

高水敷上の流速は遅い。

主流部は低水路右岸沿いを流下する。

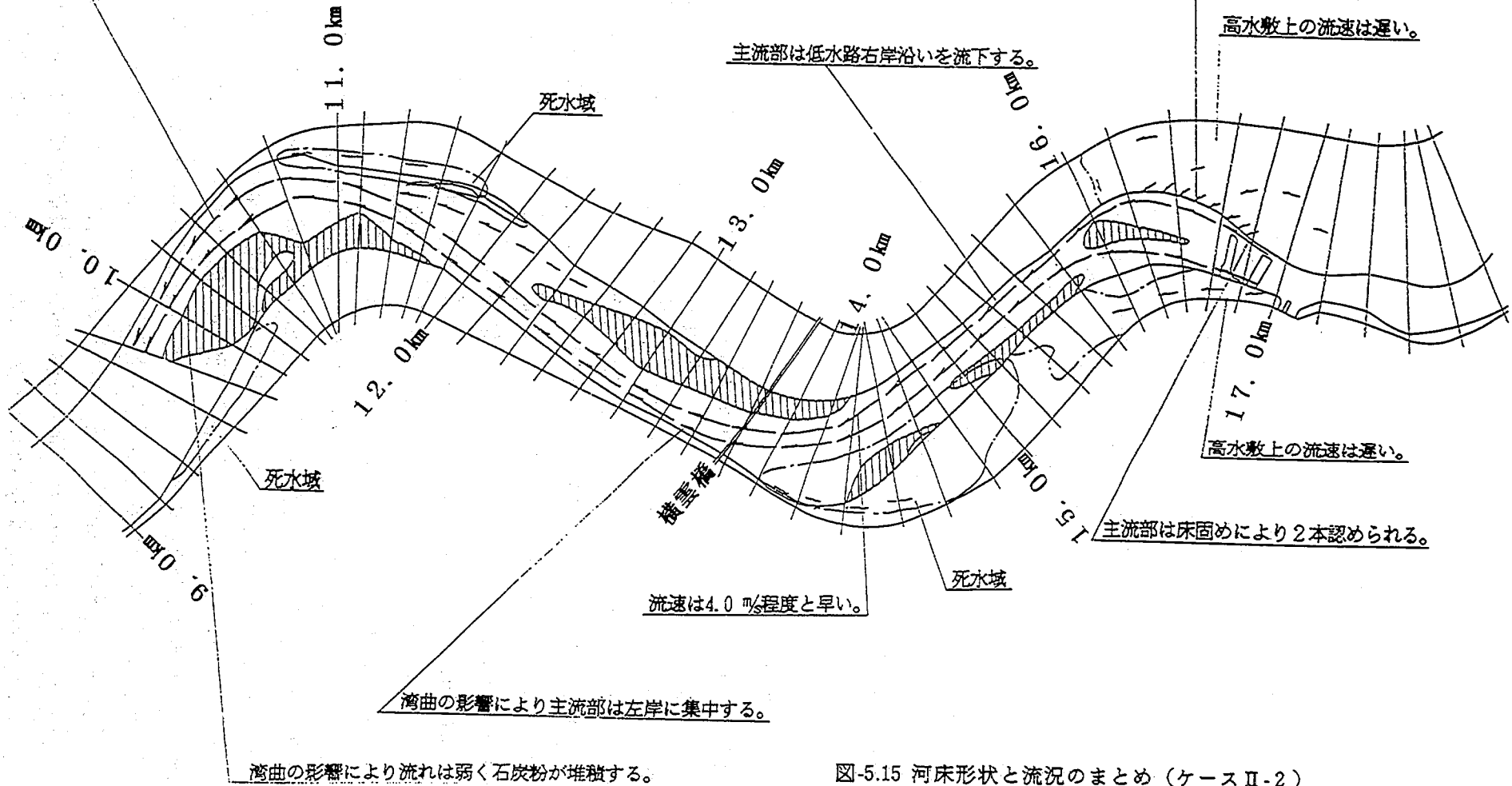


図-5.15 河床形状と流況のまとめ (ケースⅡ-2)

高水敷化が予想される範囲は、図-5.8に示したように幅が若干狭くなり横雲橋から下流では現況の法線形とほぼ一致する。したがって、高水敷掘削は13.8-14.8km区間では有効であるが、12.6-13.8km区間では横雲橋直下の高水敷除去を除き有効ではないと言える。このように低水路法線形の変更は、7,500 m^3/s 規模の大洪水時には有効と考えられるが、橋脚に対しては次の悪影響が見られる。図-4.19に示した法線形変更前のケースⅠ-2の横雲橋周辺の流速ベクトルを見ると、橋に対してほぼ直角に流入している。しかし、法線形変更後では図-5.14に示したように橋に対して約40°の角度を有する。横雲橋の橋脚は流下方向の長さLに対する幅Dの比 $L/D \approx 2.6$ の小判型の橋脚であるため、このように橋脚に対して斜めから流れがくる場合、橋脚に沿って流入する場合に比較して橋脚周辺の局所洗掘深が深くなる。宇多ほか(1993)によると、斜めに流入することによって洗掘深は約2倍になると推定される。このことは、橋脚周辺の根固工の設置範囲の拡大が必要なことを意味している。

一方、ケースⅡ-2における灰塚地区の河床形状(図-5.11参照)を1978年測量の河床形状(図-4.6参照)と比較すると、左岸側の固定砂州および右岸側の局所洗掘の形状はケースⅡ-1の場合と同じくほぼ一致している。また最深河床高の縦断分布は同じ流量を通水したケースⅠ-2とほぼ同じであり(図-5.9参照)、また初期河床形状であるケースⅡ-1からもほとんど変化が見られない(図-5.13参照)。このように灰塚地区の湾曲部では、河床形状が流量に依存せずほぼ一定である点が、横越地区の場合と大きく異なるのが特徴である。

5.2.3 実験結果のまとめ

ケースⅡ-1,Ⅱ-2の実験結果より、横越地区における低水路法線形の改修による局所洗掘の改善効果についてまとめることとする。低水路法線形の改修により、湾曲部内岸に沿うみお筋をそのまま内岸に沿うように湾曲部を流下させることが可能となった。そして特に大出水時においてこの効果は顕著となり、横雲橋下流の13.4-13.6km区間に水衝部を形成する。このような流況改善により、①7,500 m^3/s 通水後も洗掘はほとんど進まず、局所洗掘部の形状も1,800 m^3/s 通水後とほぼ同一に保たれること、および②5,000 m^3/s 以上の大出水時において14.0-16.0km区間の水位が低下することが利点として挙げられる。法線形改修の効果は7,500 m^3/s において顕著である。また、横越地区に露出している粘性土は2.6.5に述べた推定によれば、法線形変更前では7,500 m^3/s 以上の流量で侵食される。したがって、法線形改修は大出水時において粘性土の侵食を抑える効果があり、横越地区の局所洗掘を抑えることができると考えられる。しかし、これはあくまでも推定の域を脱しておらず、横越地区の粘性土の耐侵食性についてより深く検討を行った上で侵食の有無についてもう一度検討する必要がある。

次に、低水路法線形の改修範囲を実験結果から検討する。図-5.8に示した実験結果より、12.6-13.8km区間では掘削領域にほぼ掘削前と同一の固定砂州が形成され、高水敷化する可能性があることが分かった。したがって、当初予定された図-3.15に示す区間の掘削による低水路法線形の改修はあまり意味がない。ただし、横雲橋直下の高水敷はその周囲に比べて非常に高いため、横越地区においてみお筋を外岸に寄せる効果を発揮していることから、この部分の掘削は有効と考えられる。以上より、低水路法線形の改修のための高水敷の掘削範囲は、①13.8-14.8km区間の流心に向かって突き出た高水敷と、②横雲橋直下の周囲に比べて標高が高い高水敷と言える。

ところで、上記の流況改善は、局所洗掘深の低減または進行の抑制に効果を発揮するが、横雲橋の橋脚に対して約40°の角度をもって流れが当たるようになる。このため、橋脚周辺の局所洗掘深は根

固工などの局所洗掘対策工が設置されていない場合、約2倍になると推定される。したがって根固工が設置されている現況河道においても、根固工の設置範囲を広げるなどの対策が必要になると考えられる。また、13.8-14.8km区間の低水路法線形の改修によって掘削される高水敷は現在耕作地として使用されている。したがって掘削するためには使用者の合意が必要であり、簡単に行える改修ではない。改修による洗掘深緩和の効果が大会水時のみで抜本的でないことも、占用地解除してまで低水路法線形改修を行うことを難しい状況にしている。

低水路法線形の改修のみでは抜本的ではないため、さらに局所洗掘対策工を設置して局所洗掘深の緩和を試みることが望まれる。また局所洗掘対策工を設置する上で法線形の改修が工種によっては常に必要になるとは限らない。そこでこれについては実験によっても検討することとした。

灰塚地区では流量規模によって河床形状が変わらず、また最深河床高の縦断分布もわずかしき変化しないことが分かった。このように河床形状が安定していることから、実験で得られた最深部まで根固が入った護岸を設置すれば洗掘に対する安全性が確保できるものと考えられる。しかし、現地の空中写真を見ると灰塚地区の川幅が広いため交互・複列砂州が形成されている状況がみられる。模型では歪み縮尺を用いたことや下流端条件などの影響のため、砂州の形成が見られなかった。このため、現地では模型で予測される洗掘深にさらに砂州の淵における洗掘深を加えた値により根固工の根入れ長を決定する必要がある。これらを決定するための資料は例えば山本(1988)が示しているのでこれを参考にすればよい。模型実験では4.2.4に述べたようにベーン工の適用性について検討することとした。

参考文献

- 宇多高明・高橋 晃・伊藤克雄(1993)：治水上から見た橋脚問題に関する検討,土木研究所資料,第3225号,pp.30-32.
- 宇多高明・藤田光一・佐々木克也・服部 敦・平館 治(1994)：河道特性による植物群落の分類-利根川と鬼怒川を実例として-,土木研究所資料,第3249号,pp.70-81.
- 山本晃一(1988)：河道特性論,土木研究所資料,第2662号,pp.22-24.

第6章 横越地区上流の流況改善効果の検討実験

第5章では横越地区内岸側の低水路法線形の改善に伴う局所洗掘の変化について検討した。しかしこの改修方法では、特に大洪水時において湾曲部内岸側に沿って発達したみお筋が13.4-13.6km区間に水衝部を形成するため、局所洗掘深の緩和を達成できるほどの効果は見られなかった。そこで、横越地区の流況改善のための第2案として、湾曲部上流の内岸側に水制を設置し、みお筋を河道中央に導くことによって湾曲部上流に水衝部を移動させる手法を考えた。この水制には、護岸機能と、現況の最深部において大きな掃流力を作用させない機能を持たせた。第6章ではこれらを実験目的とするケースⅢ-1-1,Ⅲ-1-2,Ⅲ-2-1,Ⅲ-2-2の実験結果をまとめ、この手法の有効性について検討する。

6.1 実験条件

水制の配置平面図は既に図-3.16,3.17に示した。以下では水制の配置根拠を要約しておく。なお、横越地区の内岸側はケースⅡ-1、Ⅱ-2と同様に法線形の改修を行うこととした。

(1)14.6-15.8km区間の水制

この区間では第4,5章で示したように15.6-15.8km区間の右岸側に水衝部が形成され、その下流では右岸に沿うようにみお筋が発達する。そこでこのみお筋の位置を河道中央に移すことを目的として水制工を配置することとした。水制工は水はねの機能が低いことが要求されるため、非透過式とする。水制工の長さ L_g 、高さ h_g 、配置間隔 W は次のように定めた。水制工の長さは、みお筋を右岸から離す距離によって決定される。ケースⅠ-1,Ⅰ-2,Ⅱ-1,Ⅱ-2の河床高よりT.P.-2mの等高線の右岸からの距離、および15.6-15.8km区間の右岸堤防法線の延長線に沿うように水制端部を結ぶ線が引けるようにすると、 $L_g=70\text{m}$ となる。 h_g と W は、①水制上を流れる流速の低減量、②水制の設置区間長約1kmの間に水制上での流速が前記の低減量だけ遅くなった等流状態に達することを考慮して定めた。具体的にはある一定間隔で設置された水制群の粗度係数(h_g と W の関数)を推定し、水制設置区間と非設置区間で横断方向に粗度係数が異なる場での横断方向流速分布の流下方向の変化を計算した。計算方法は秋草ほか(1960)にしたがった。水制上の流速が、流量 $7,500\text{m}^3/\text{s}$ の場合で設置前より半減することを条件とすると、 $h_g=2\text{m}$ 、 $W=100\text{m}$ となる。この場合、 $7,500\text{m}^3/\text{s}$ 通水時では水制設置前の断面平均流速 $4.2\text{m}/\text{s}$ が設置後に $2.6\text{m}/\text{s}$ になると推定される。また、等流状態に達するまでの距離は約530m(水制5基分に相当)であり、②の条件が満たされることが確認された。山本(1992)によれば、 h_g の目安として平均年最大流量時の水深の約半分であるとされている。阿賀野川ではこの水深が約4.7m(表-3.1参照)であること、また代表流量の $1,800\text{m}^3/\text{s}$ 通水時では実験結果より約4mであることから、この h_g の値はほぼ妥当と考えられる。また、横越水位観測所と水制設置区間は約1kmの距離にあり、平水時にはほぼ同じ水位になると近似される。横越地区の平水位はT.P.約+0.7mであり水制設置区間の平均河床高はT.P.約-1mであるので、上記の水制の天端は平水時に水面から30cm程度高い位置にあることになる。これは施工などを考えた場合ほぼ妥当であると考えられる。ケースⅢ-2では上流から2基までの水制間を碎石を敷きつめて実験した。これはケースⅢ-1においてこの区間の水制前面で大きく洗掘が進んだことを考慮し、このような洗掘を防ぐことを目的とした対策である。

(2)13.6-14.8km区間の左岸側水制

水制を設置する区域は、ケースⅡ-1,Ⅱ-2の流況(図-5.7,5.15参照)によれば死水域に入る。みお筋位置の変更によってこの領域内に水衝部が形成されないようにすること、また湾曲河道の法線形を円弧に近づけ流況を整えることを目的として水制を設置した。河道法線形の変更の効果を重視した水制工であるが、これには水制を用いるのではなく、横越地区の内岸を掘削した土砂によって高水敷を造成し、護岸を強固にすることによっても達成できると考えられる。この点を考慮し、水制間を碎石によって埋めたのがケースⅢ-2である。いずれの場合も、同様な効果が期待できるため、実験では従来より広く用いられている水制工を選択した。水制の諸元は $h_g=4.3\text{m}$, $W=150\text{m}$ とした。これらを決定する際、(1)のような計算をしなかったのは水制が死水域に設置されるため、流れの計算が不要なためである。なお、水制の先端から河岸に向かっては $1/200$ 、河道中央に向かって $1/20$ の勾配が付けられている。ケースⅢ-1ではこの水制のみであるが、ケースⅢ-2ではこの水制の先に $L_g=50\text{m}$, $h_g=2\text{m}$ の非透過式水制を設置した。この水制は死水域の外に設置されており、横越地区における流速の低減をより効果的にするためである。この場合にも(1)と同様に秋草ほか(1960)の方法によって水制設置区間における流速を計算したところ、 $7,500\text{m}^3/\text{s}$ 通水時に $1.3\text{m}/\text{s}$ になり水制設置前の断面平均流速 $3.1\text{m}/\text{s}$ を半減できると推定された。またこの流速に達するまでの距離は約550m(上流端から4基目までに相当)であることから、設置区間長約900mで十分に流速が低減できると考えられる。

実験条件は3.4に示した内容にしたがった。

6.2 実験結果

6.2.1 ケースⅢ-1-1およびⅢ-2-1の実験結果

水位の縦断分布を図-6.1に、また平均河床高および最深河床高の縦断分布を図-6.2に示す。ケースⅢ-1-1およびⅢ-2-1の水面勾配、水位および平均河床高はケースⅡ-1とほぼ一致している。これらよりケースⅢ-1-1およびⅢ-2-1の河床の粗度はケースⅡ-1とほぼ同一であると考えられ、河床波の形態および粗度に関する実験条件の再現性が保たれていると言える。

ケースⅢ-1-1の河床高の等高線図を図-6.3に示す。14.6-15.8km区間では、水制設置前において右岸に沿って形成されたT.P.-2m以下の局所洗掘(図-5.3参照)が水制の設置によって低水路中央に移動したことが分かる。この区域のほぼ中央に位置する15.0km地点における河床横断形状を図-6.4に示す。ケースⅢ-1-1において右岸側で河床が局所的に高い部分が水制を表す。この水制の隣接部に最深部が現れており、またケースⅡ-1と比較すると河道中央に流路が移ったことが明瞭である。再び図-6.3を参照すると、13.8-14.2km区間の左岸水制に沿ってT.P.-2m以下の河床高となる洗掘域が現れた。また、12.6-13.8km区間ではケースⅡ-1(図-5.3参照)と比較して内岸側の固定砂州の規模が小さくなり、図-6.2からも分かるように最深部周辺の洗掘深が若干ではあるが浅くなった。13.6km地点における河床横断形状を図-6.5に示す。ケースⅢ-1-1では170-310m区間に中州状に河床高が高い部分が見られる。一方、この右岸側ではケースⅡ-1に比べて約2.5m河床高が低くなった。以上の河床形状の変化は、流況の面から次のように考察される。

ケースⅢ-1-1の流況を写真-6.1に示す。14.6-15.8km区間では、染料が拡散しているため判別しに

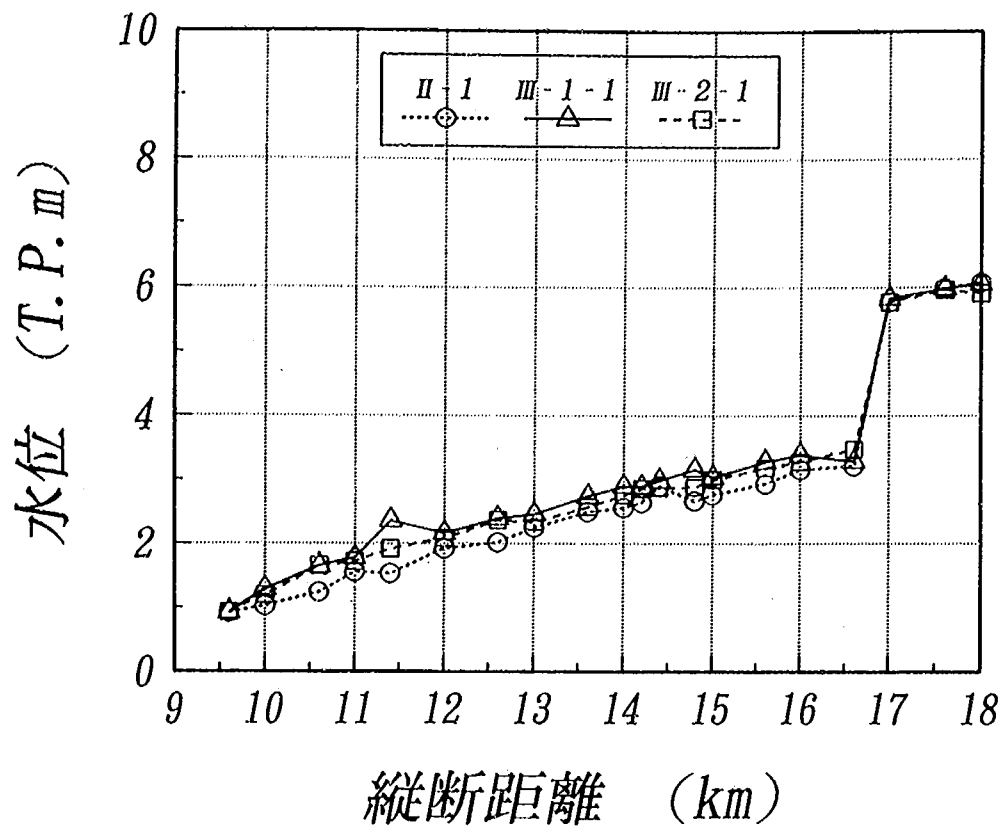


図-6.1 ケースⅡ-1,Ⅲ-1-1,Ⅲ-2-1の水位の縦断分布

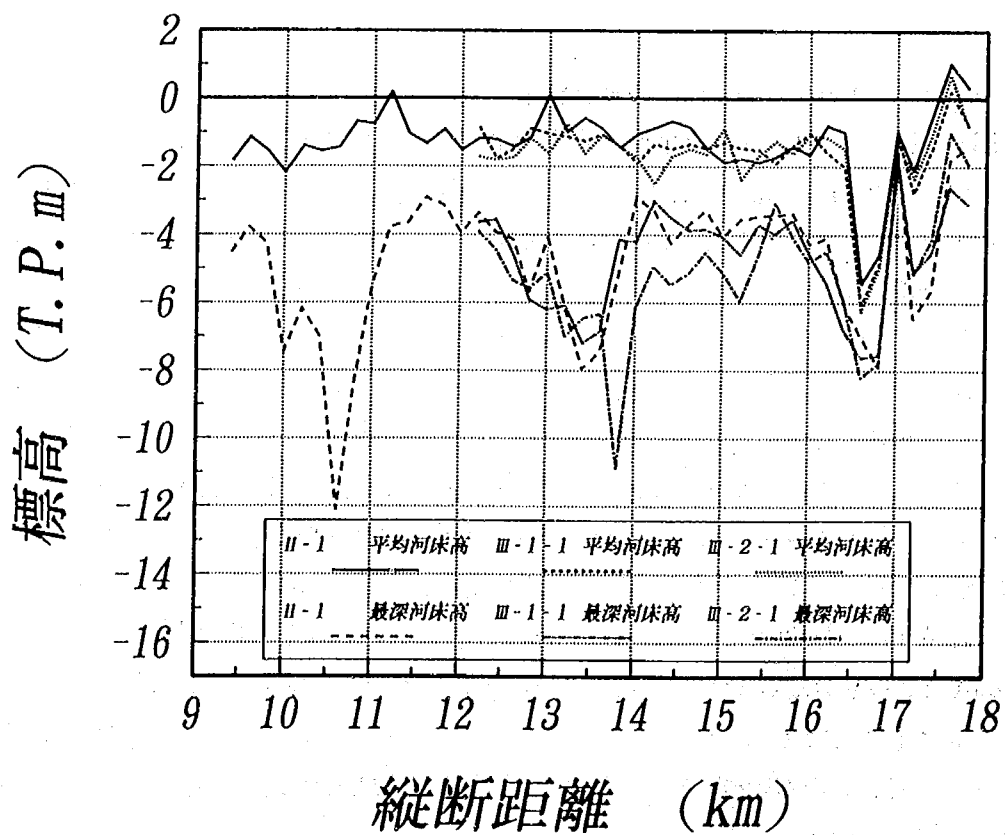


図-6.2 平均河床高および最深河床高の縦断分布 (ケースⅡ-1,Ⅲ-1-1,Ⅲ-2-1)

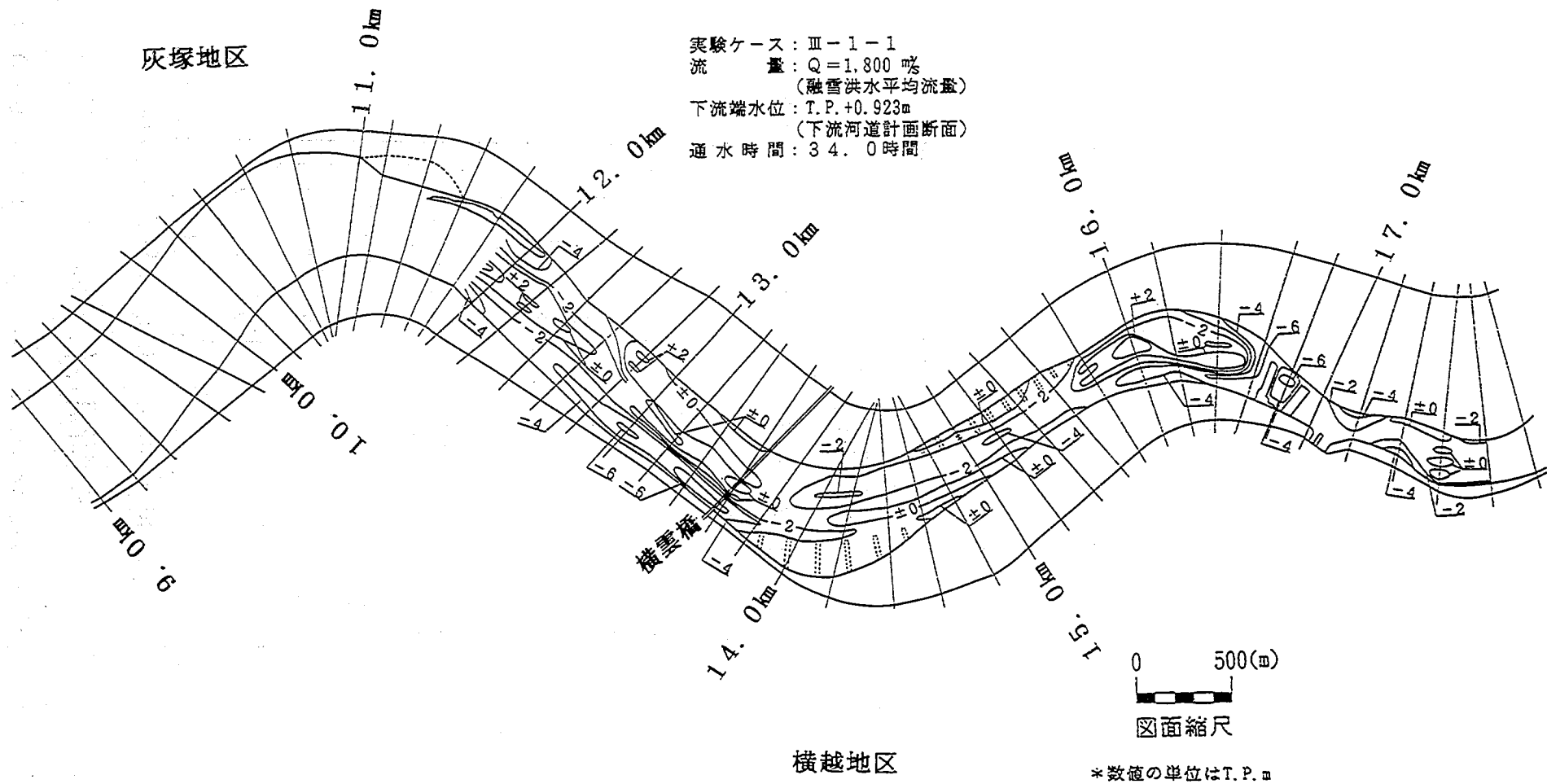


図-6.3 ケースⅢ-1-1の河床等高線図

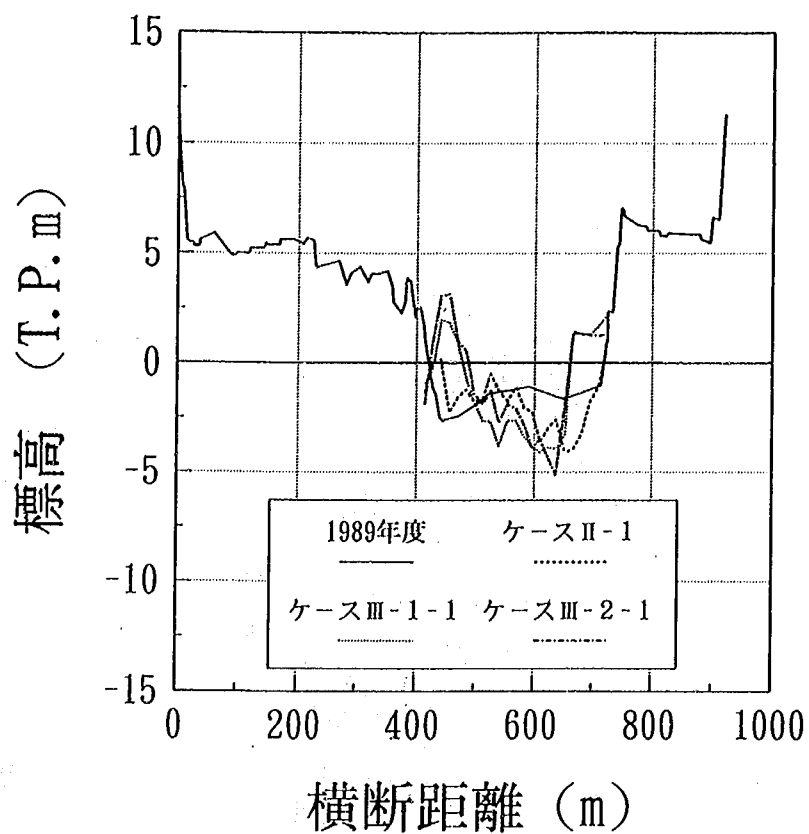


図-6.4 15.0km地点における河床横断形状 (ケースⅡ-1,Ⅲ-1-1,Ⅲ-2-1,1989年)

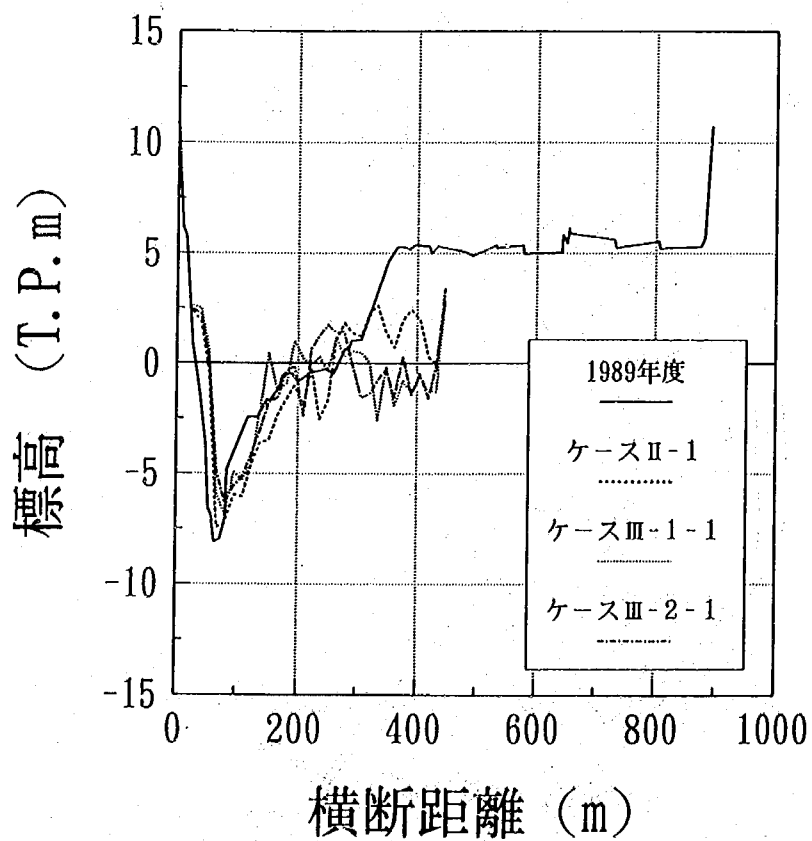


図-6.5 13.6km地点における河床横断形状 (ケースⅡ-1,Ⅲ-1-2,Ⅲ-2-1,1989年)

くいものの、15.0km地点の右岸周辺の水制設置区間に石炭粉が写されていることから、みお筋は河道中央に形成されていることが分かる。この下流側の13.8-14.6km区間の左岸側では緑色の染料が水制設置区間に侵入しないで流下していることから、水制による河道法線形改修の効果が明瞭である。また、13.6km地点の低水路中央に写された黒い河床は上記の中州状の河床の高まりに相当する。緑と白の染料はこの中州状の河床の高まりによって右岸と左岸へと分けられており、みお筋が分流するような流況となっている。この状況は写真-6.2に示す横越地区の流況によればさらに顕著である。右岸に沿って流下してきた緑の染料はケースⅡ-1（写真-5.1参照）と同様に内岸側の河道法線に沿って流下するが、横雲橋を過ぎても右岸に沿っている。また左岸側では下流から3基目の水制付近より緑の染料が水制に沿って流下し横雲橋の橋脚が設置されている地点で白の染料と合わさるようになり水衝部となっていることが分かる。この水衝部は中州状の河床の高まりによってみお筋が分流したために形成されていると考えられる。以上の流況を定量的に把握するため、各横断面における横断方向の流速分布を図-6.6に示す。15.0km地点では河道中央で最大流速が現れており、河床高の低い部分がみお筋が形成される地点となっていることが分かる。また、14.2および14.4km地点ではケースⅡ-1（図-5.6参照）と同じく右岸に沿って最大流速が現れ、左岸側に向かうにしたがって流速が遅くなる流速分布となっている。しかし14.0km地点では右岸および左岸の水制の前面で極大値を有する流速分布となり、13.6km地点では中州状の河床の高まりが見られる低水路中央部で流速が小さく、みお筋が2分されていることがわかる。以上のようにケースⅢ-1-1では短距離で流況が大きく変化する特徴がある。

以上の河床形状および流況の特徴は図-6.7にまとめられる。14.6-15.8km区間の右岸水制によって、みお筋は河道中央に移動し、横越地区の湾曲部入り口での流況改善に成功した。これによってケースⅡ-1とは似ている流況であるものの内岸側の固定砂州が小さくなり、外岸側の水衝部が弱くなると推定された。しかしながら13.6km地点から下流に中州状の河床の高まりが形成されたため、みお筋が左右岸に分かれ、その結果13.6km地点の左岸側に水衝部が形成された。このため、内岸側の河床高は全体的に低くなったものの、局所洗掘は大きく改善されることがなかった。

以上と同じ現象はケースⅢ-2-1にも見られる。河床高の等高線図を図-6.8に示す。14.6-15.8km区間では図-6.3に示したケースⅢ-1-1とほぼ同じ河床形状であるが、13.8-14.6km区間では水制を50m長くしたため、ケースⅢ-1-1に比べて約200m上流の14.4km地点から左岸に沿ってT.P.-2m以下の河床高が現れるようになった。つまり、ケースⅢ-1-1より上流からみお筋に沿うように水制を設置したのと同様な流況が得られたのである。しかし13.8kmから下流では低水路中央に中州状の河床の高まりが形成されており、左岸側の局所洗掘は範囲こそ小さくなり左岸から離れたが、洗掘深に大きな変化は見られない（図-6.2,6.5参照）。流況を写真-6.3に示すが、13.8km地点の低水路中央に形成された中州状の河床の高まりのために染料が分流し、河床が黒く写されている状況が見られる。このケースの河床形状と流況の特徴は図-6.9にまとめられる。横越地区における分流、洗掘の原因がⅢ-1-1と同じであることが図-6.7とほぼ同じ状況になっていることから理解されよう。

みお筋を外岸側に寄せ、洗掘の原因となった中州状の河床の高まりが形成された機構について簡単に推定する。湾曲部上流においてみお筋を低水路中央に移動させることは、みお筋とともに流砂量が最も多い領域も河道中央に移動させることになる。このみお筋は水制によって強制的に河道中央に移動させたため流速が大きく、したがって流砂量が集中していると推定される。一方、横越地区の湾曲部に入ってから川幅が広がり、また湾曲部でもあることからみお筋が徐々に広がっていき、集中度

実験ケース：Ⅲ-1-1
 流量： $Q=1,800$ ㏩
 （融雪洪水平均流量）
 下流端水位：T.P.+0.923m
 （下流河道計画断面）
 通水時間：34.0時間

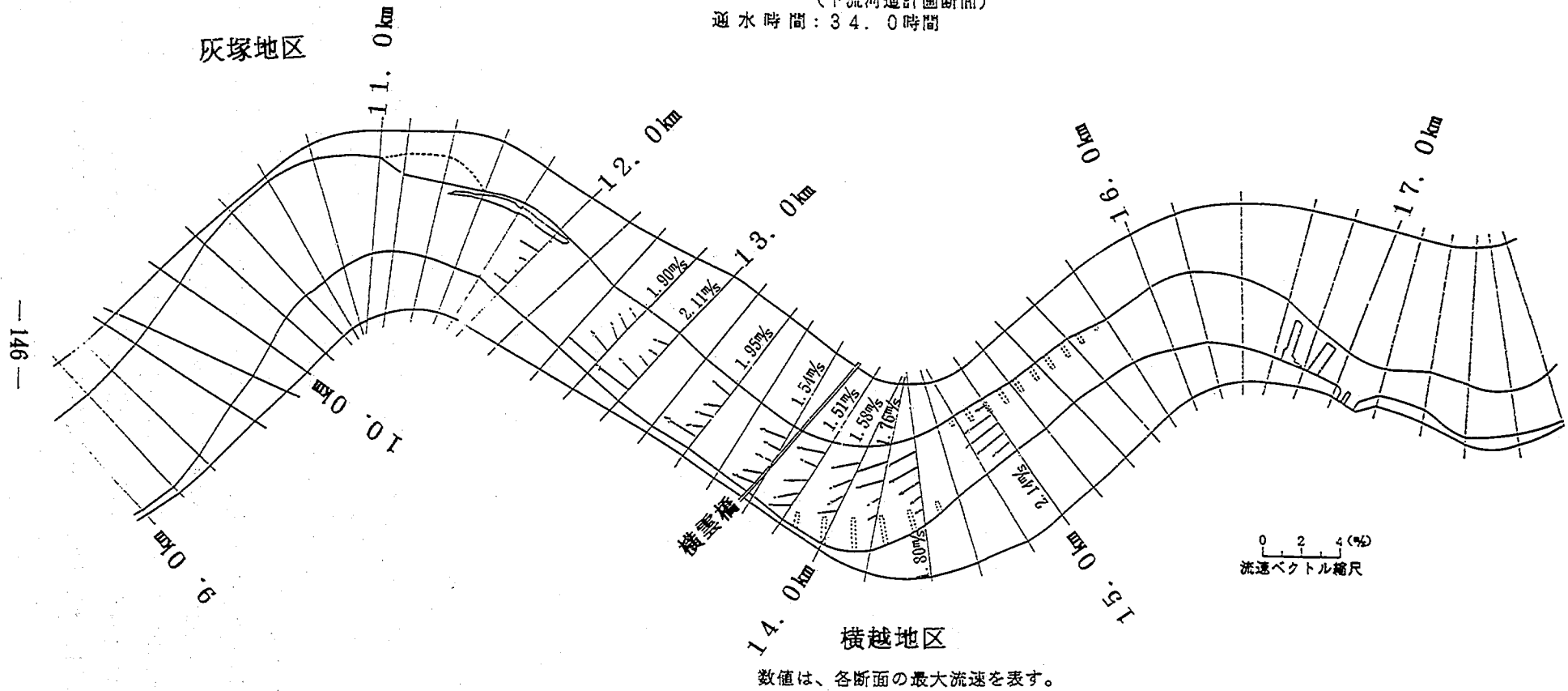
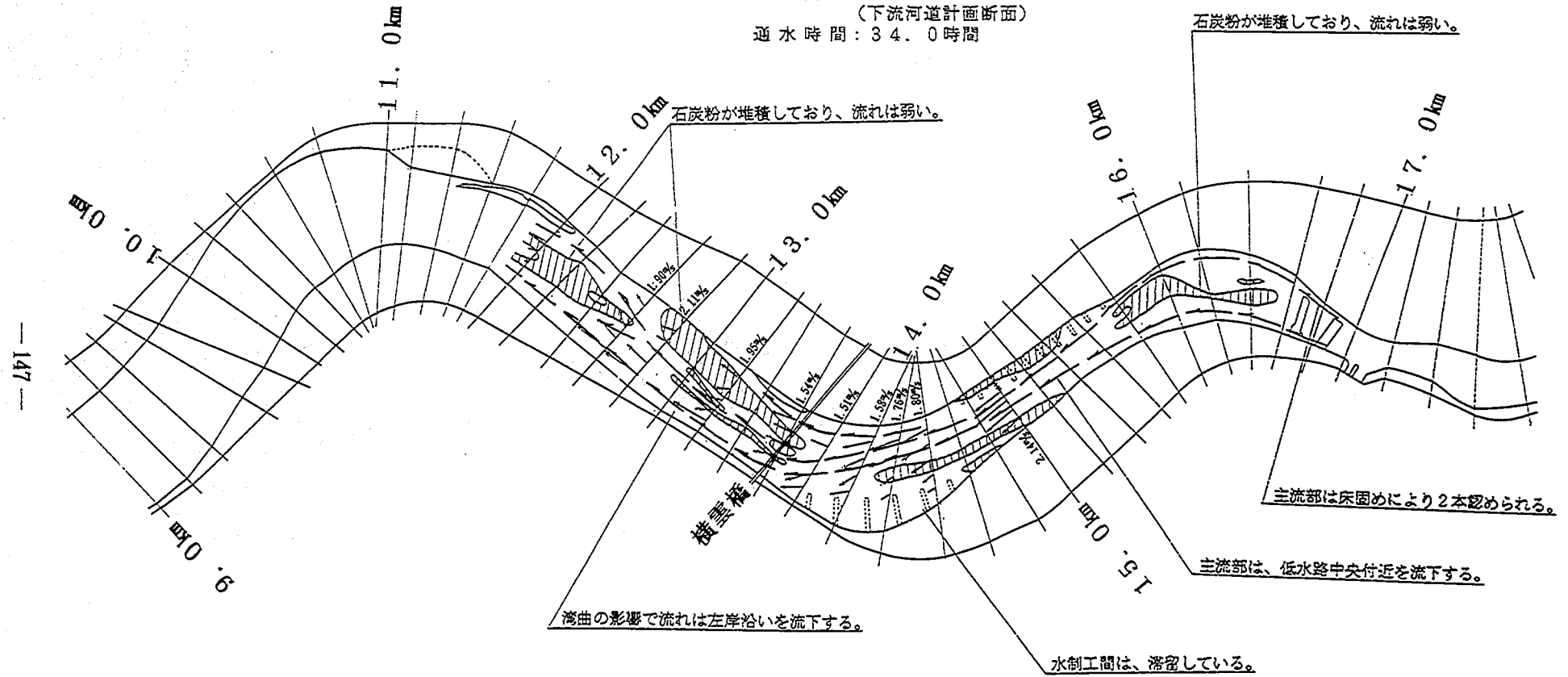


図-6.6 各断面における横断方向流速分布（ケースⅢ-1-1）

実験ケース：Ⅲ-1-1
 流量： $Q=1,800$ ㍻
 （融雪洪水平均流量）
 下流端水位：T.P. +0.923m
 （下流河道計画断面）
 通水時間：34.0時間



⊙は、T.P. ± 0.0 m以上の堆積を示す。

図-6.7 河床形状と流況のまとめ（ケースⅢ-1-1）

実験ケース：Ⅲ-2-1
 流量： $Q=1.800$ ㍻
 (融雪洪水平均流量)
 下流端水位：T.P.+0.923m
 (下流河道計画断面)
 通水時間：34.0時間

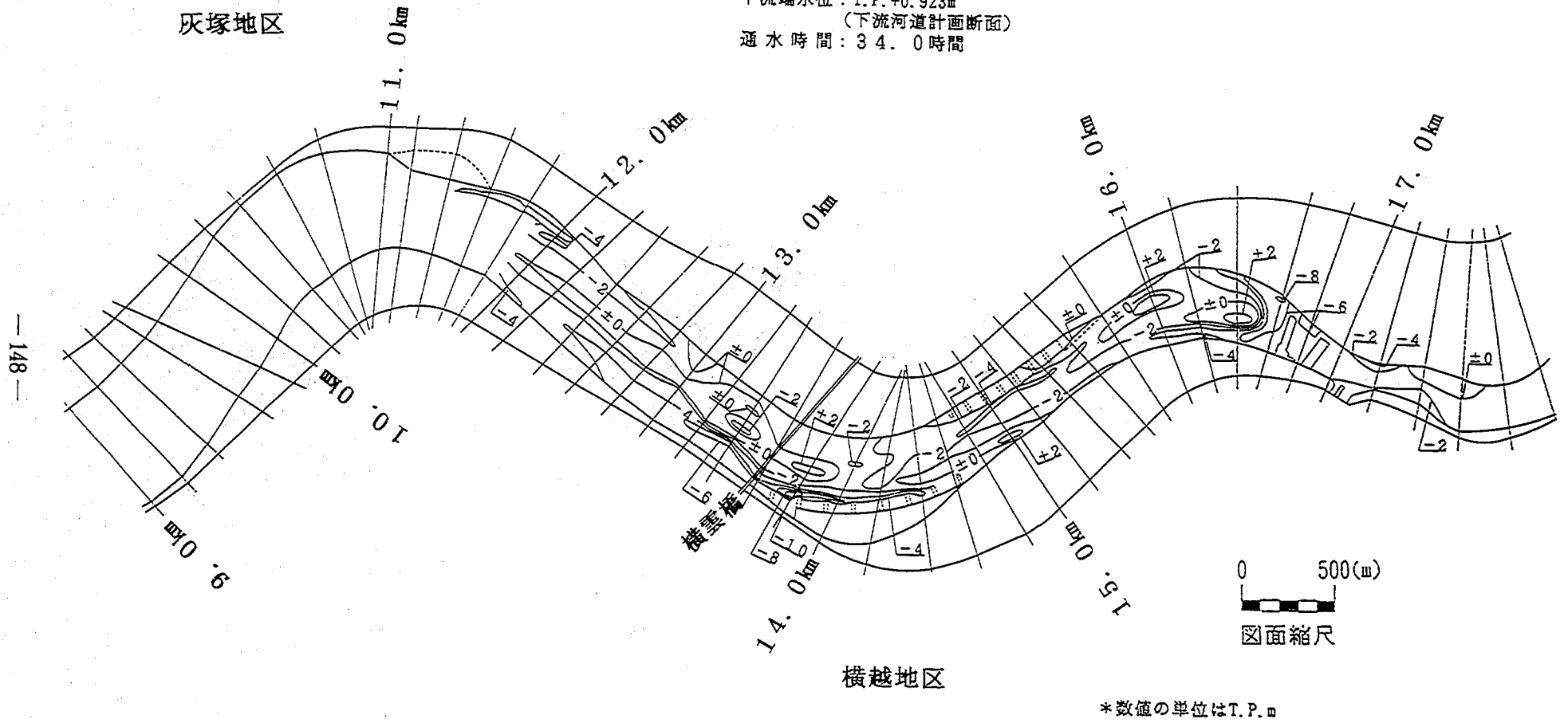


図-6.8 ケースⅢ-2-1の河床等高線図

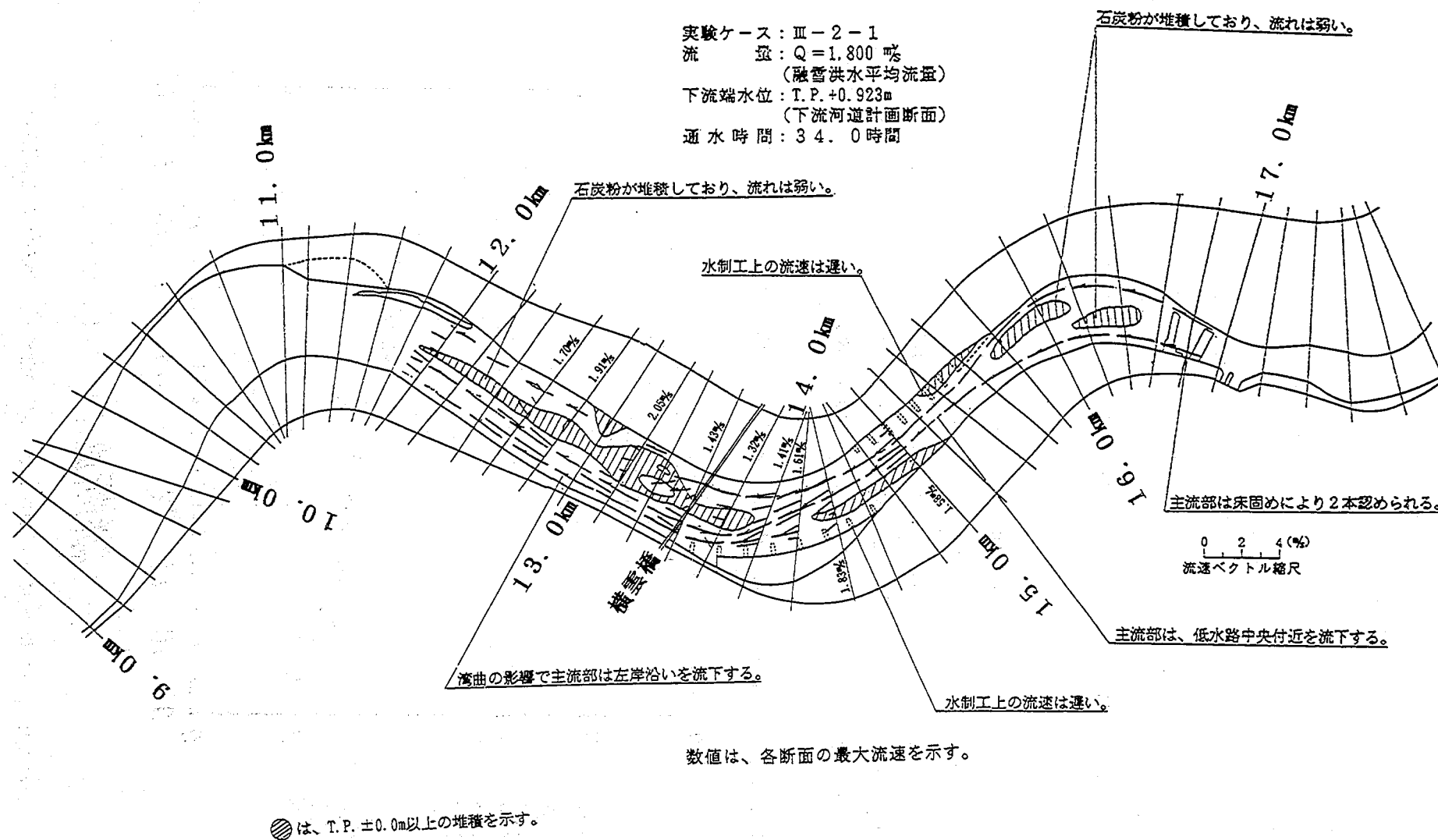


図-6.9 河床形状と流況のまとめ（ケースⅢ-2-1）

が弱くなると考えられる。このみお筋の位置は河道中央部でありケースⅡ-1のように内岸には沿っていない。みお筋の集中が弱まることは掃流力の低下と同義であり、上流においてみお筋が集中していたときに流送できた流砂量をそのまま下流に運ぶことができなくなった。そのため、河道中央に中州状の堆積域が形成され、この部分の河床高が高くなるにつれ分流するようになり、土砂供給の減少が生じて平衡状態に達したと考えられる。このように堆積し易かった理由としては、 $1,800\text{m}^3/\text{s}$ 通水時の無次元掃流力の模型区間の平均値が0.24（表-3.1参照）と小さいことにも影響されていると考えられる。したがって、実河川においても同様な結果になるかは疑問である。しかし、流況を非透過式水制工によって大きく偏らせたことは問題であり、そのため写真-6.4,6.5に示す13.8-14.0km区間および15.6-15.8km区間の水衝部における水制工の周辺が大きく洗掘される結果となった。これを防ぐ意味も含めて、土砂移動の連続性も考慮した流況の改善を行うべきであることが分かった。

6.2.2 ケースⅢ-1-2およびⅢ-2-2の実験結果

$5,000\text{m}^3/\text{s}$ および $7,500\text{m}^3/\text{s}$ 通水時における、それぞれケースⅢ-1-2およびⅢ-2-2の水位の縦断分布を図-6.10,6.11に、また平均河床高および最深河床高の縦断分布を図-6.12に示す。ケースⅢ-1-2の平均河床高はケースⅡ-2に比較して若干高いものの、ケースⅢ-1-2、Ⅲ-2-2の水面勾配および水位はケースⅡ-2とほぼ一致していることから、河床波の形態および粗度に関する実験条件の再現性は保たれていると言える。

ケースⅢ-1-2の河床高の等高線図を図-6.13に示す。14.6-15.8km区間では、特に水衝部となってい

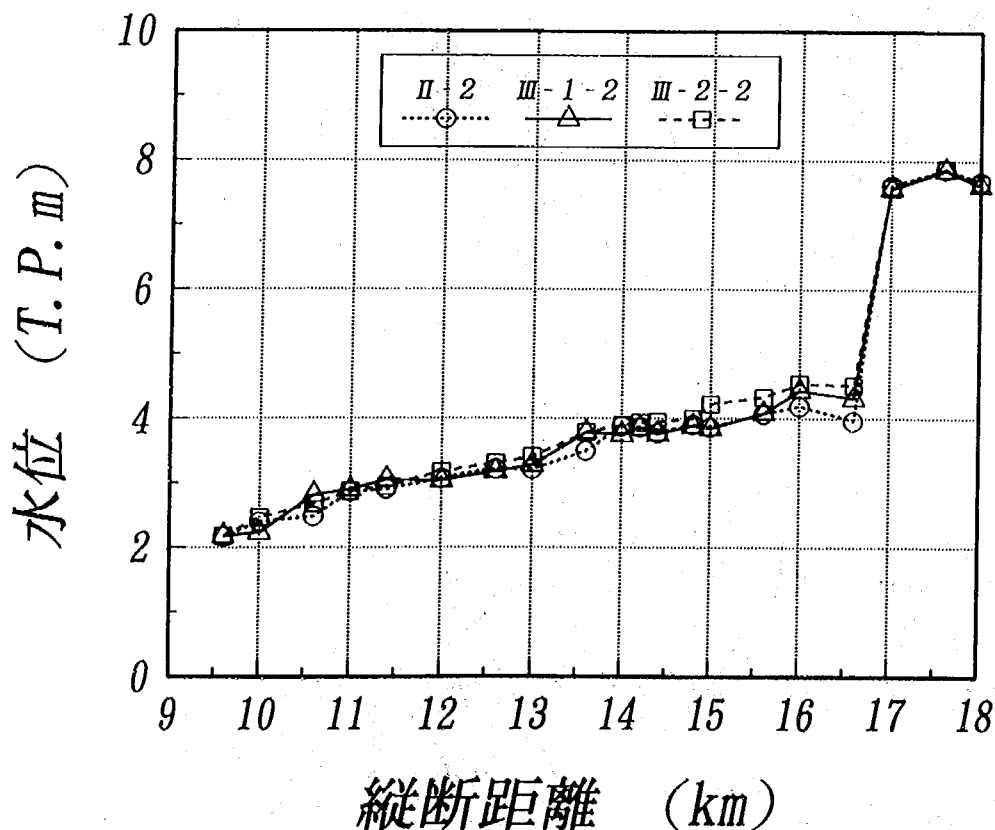


図-6.10 ケースⅡ-2,Ⅲ-1-2,Ⅲ-2-2の水位の縦断分布 ($5,000\text{m}^3/\text{s}$ 通水時)

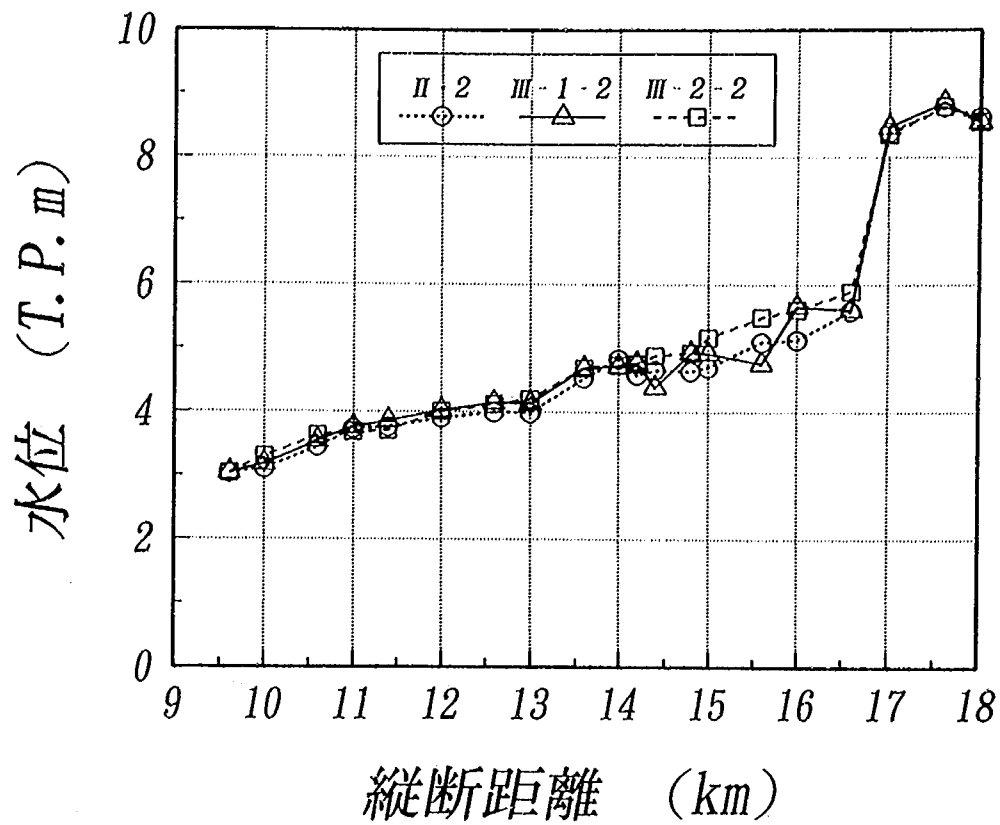


図-6.11 ケースⅡ-2,Ⅲ-1-2,Ⅲ-2-2の水位の縦断分布 (7,500m³/s通水時)

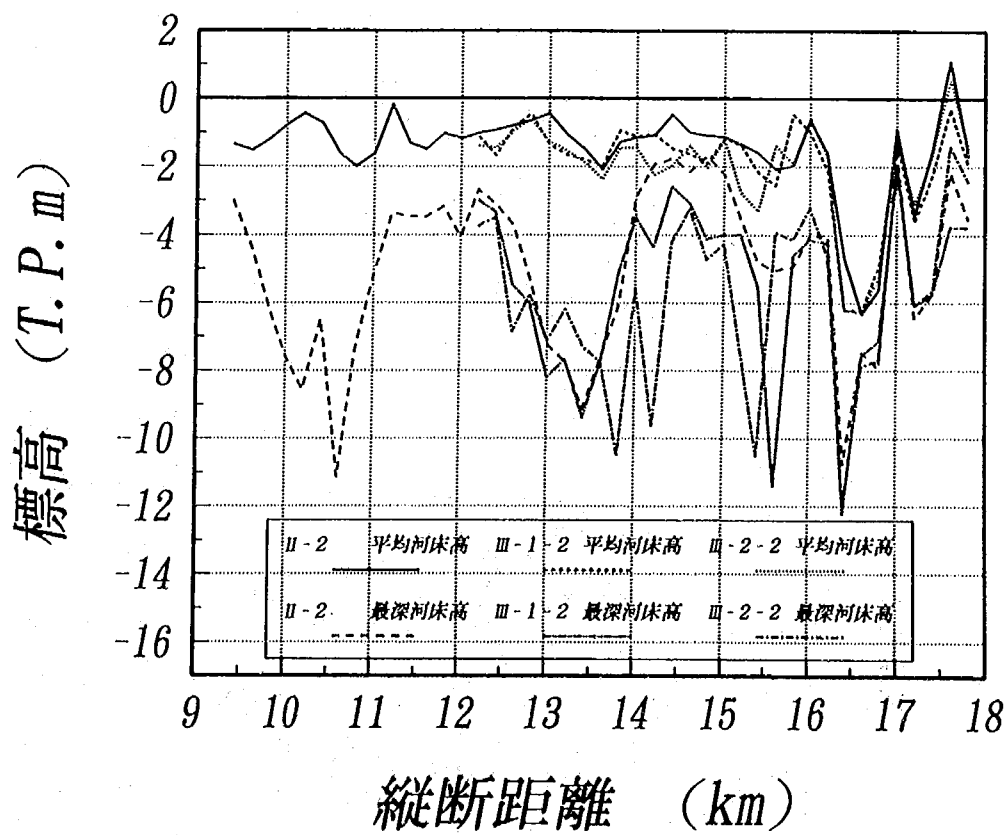


図-6.12 平均河床高および最深河床高の縦断分布 (ケースⅡ-2,Ⅲ-1-2,Ⅲ-2-2)

実験ケース：Ⅲ-1-2
 流量：Q=5,000 ㍻ (26分間通水)
 ~7,500 ㍻ (20分間通水)
 (既往洪水ハイドロ通水)

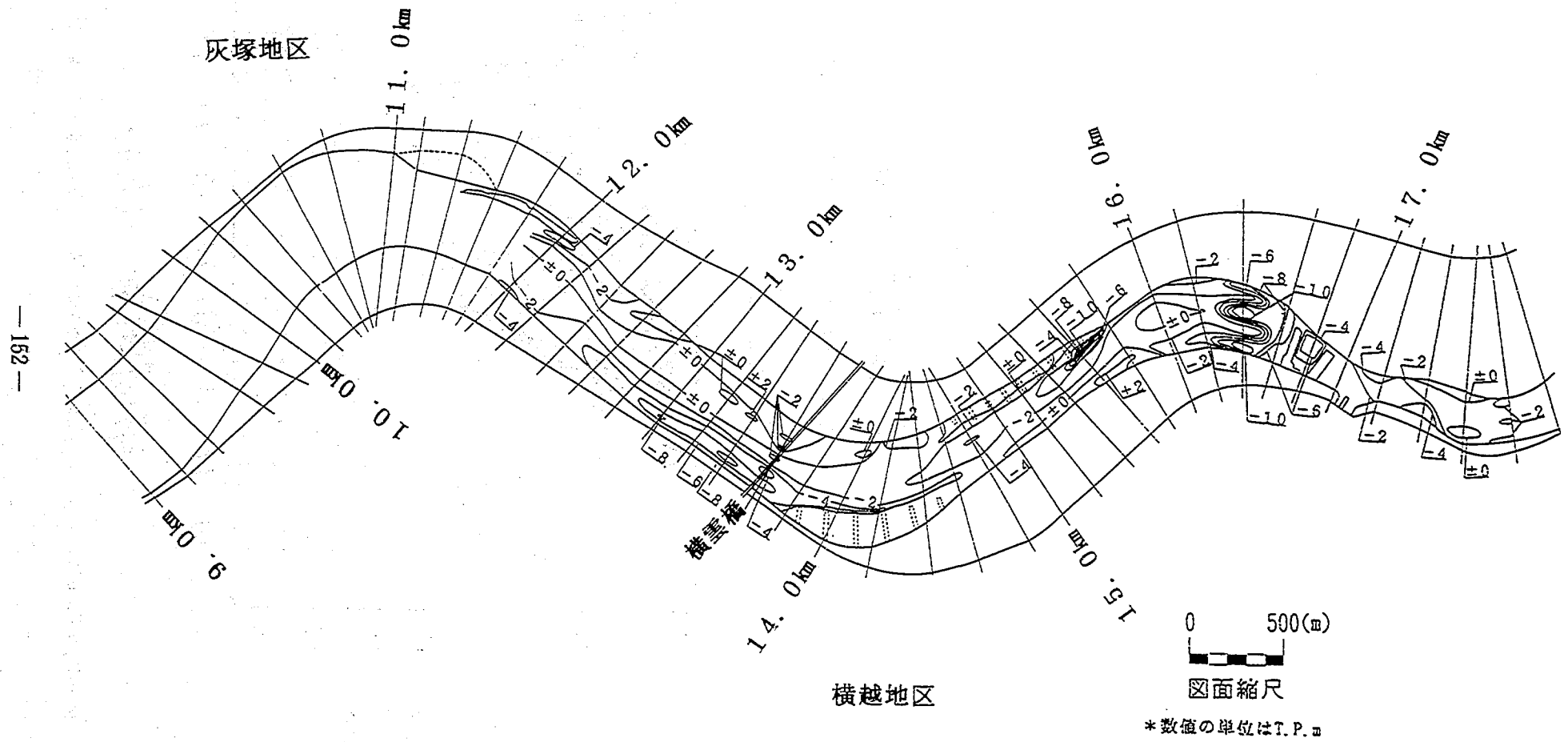


図-6.13 ケースⅢ-1-2の河床等高線図

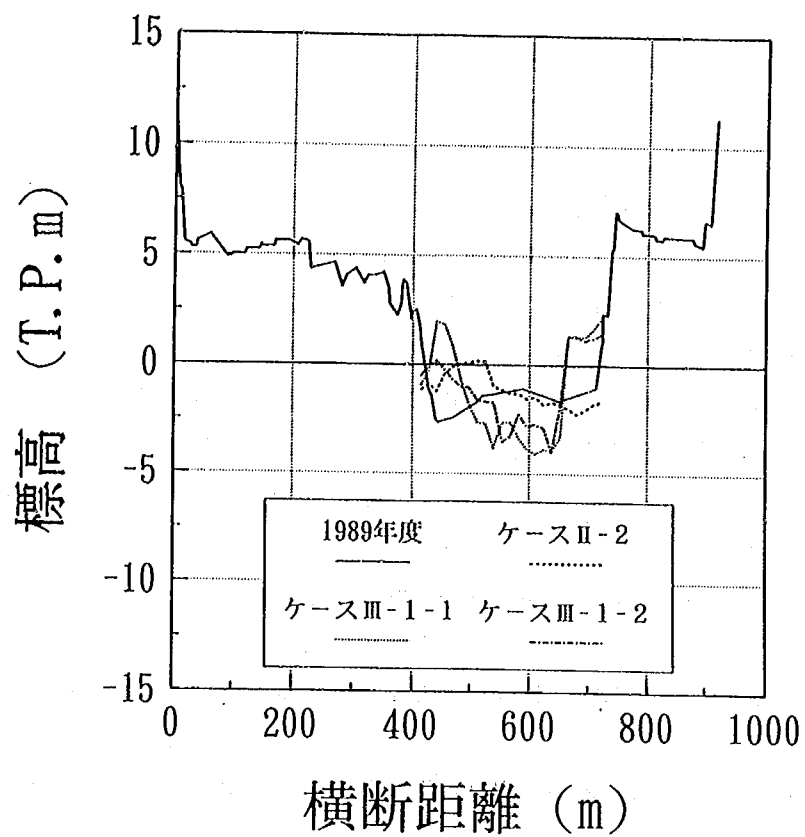


図-6.14 15.0km地点における河床横断形状（ケースⅡ-2,Ⅲ-1-2,Ⅲ-1-2,1989年）

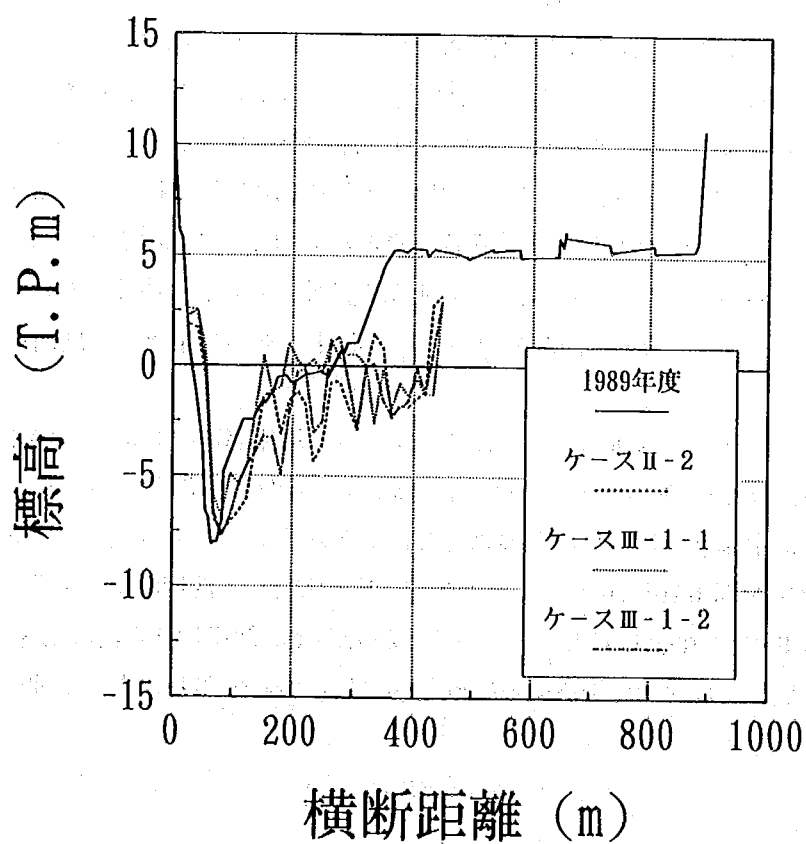


図-6.15 13.6km地点における河床横断形状（ケースⅡ-2,Ⅲ-1-2,Ⅲ-1-2,1989年）

る15.4-15.8km区間の水制に沿って大きく洗掘されたが、そのほかでは図-6.3に示したケースⅢ-1-1の河床形状と大きな違いはない。水制設置区間のほぼ中央に位置する15.0km地点の河床横断形状は図-6.14に示すようである。ケースⅡ-2に対し、左岸側の河床高が低くなったが、低水路中央に河床高の低い部分が維持されており、7,500 m^3/s 通水時においても水制の効果が発揮されていたと言える。同じく図-6.13に示す13.8-14.6km区間の左岸側では、ケースⅢ-1-1において14.2-14.6km区間に水制の前面に形成されていた河床高がT.P.0mに達する砂州状の河床の高まりが消失し、洗掘されてT.P.-2m以下となった。また、その下流の13.8-14.2km区間ではT.P.-4m以下の最深部が生じている。さらに下流の12.6-13.8km区間ではケースⅢ-1-1において形成されていた中州状の河床形状がなくなり、右岸側の砂州高が低くなったものの、ケースⅡ-2（図-5.11参照）とほぼ同一の河床形状になっており、横越地区の洗掘の改善は達成されなかった。右岸側の砂州高がケースⅡ-2より低くなったのは、初期河床形状であるケースⅢ-1-1ではこの部分の河床高が低かったためと考えられる。13.6km地点における河床横断形状を図-6.15に示す。横断距離が170-310m区間において、ケースⅢ-1-1より河床高が低くなっており、中州状の河床の高まりが洗掘され消失している。その結果ケースⅡ-2とほぼ同じ河床形状になっている。このように湾曲部の法線形を低水路掘削および水制によって改修したにもかかわらず、洗掘深の低減が達成されなかった原因を追求するため、流況について考察してみる。

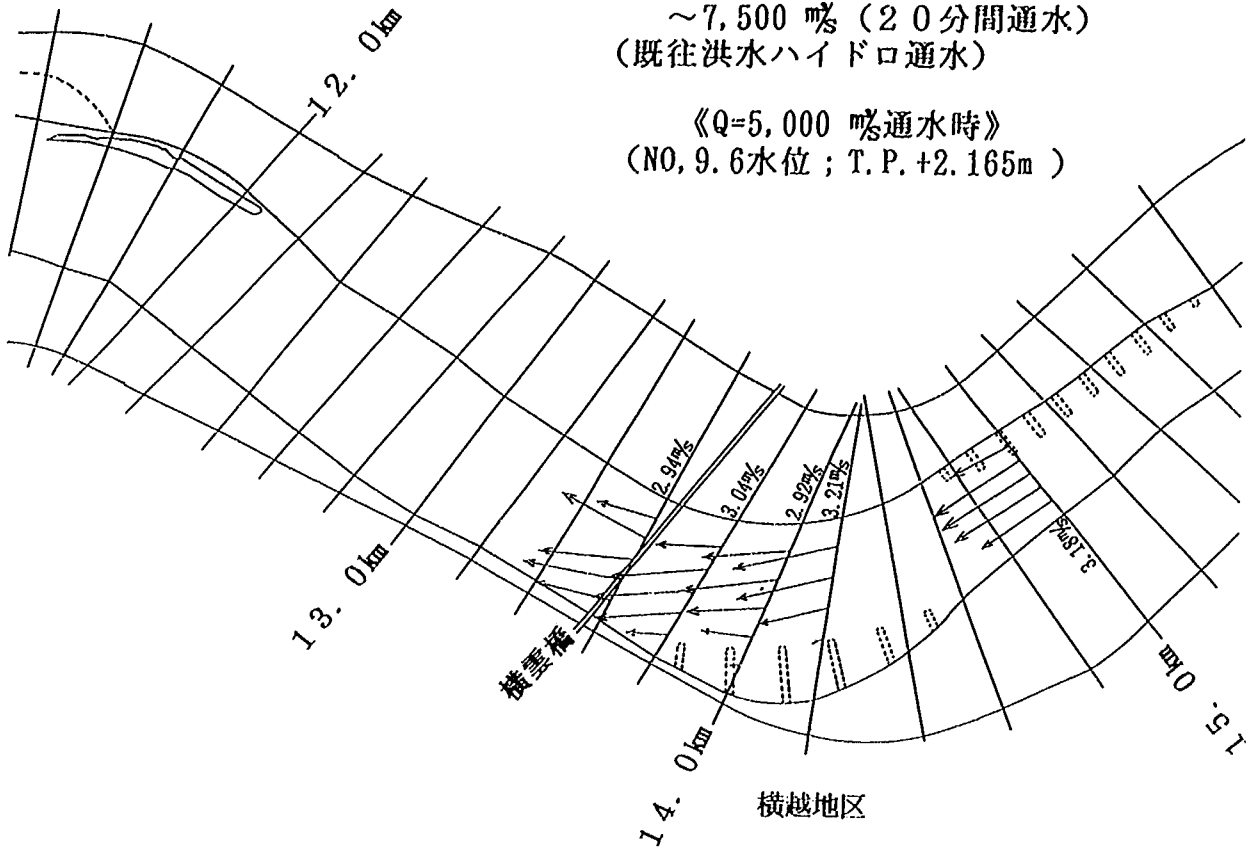
横越地区の湾曲部における流況を写真-6.6に示す。白色の染料は水制端部に注がれており、これが水制端部に沿って流下していることから水制に沿って流れが生じていると言える。内岸側に注入した緑色の染料は湾曲部を流下するとともに外岸側に移動しており、13.4-13.6km区間から外岸に沿って流下する。この区間において最もみお筋が集中するようになり、そのため局所洗掘が生じたと考えられる。この流況を定量的に見るため、各断面における横断方向流速分布を図-6.16に示す。ケースⅡ-2（図-5.14参照）では14.0-14.2km地点の内岸側の流速が速く外岸側が遅い偏った流況に、そして流速ベクトルも外岸に向かう方向になっていた。これに対しケースⅢ-1-2では流速の偏りがなくベクトルの向きも法線形の接線方向とほぼ平行になっており、流況が改善されたことが分かる。しかし、13.6, 13.8km地点では流速分布に大差が無い。このため局所洗掘深が改善されなかったと考えられる。

以上に述べた河床形状と流況の関係は図-6.17にまとめられる。14.6-15.8km区間の水制によって河道中央に移動したみお筋は14.0-14.6km区間では河道法線形に沿いつつ流速分布が一様な流況に改善された。しかし、13.8kmから下流では流況の改善が見られず、その結果として局所洗掘深は低減されなかった。

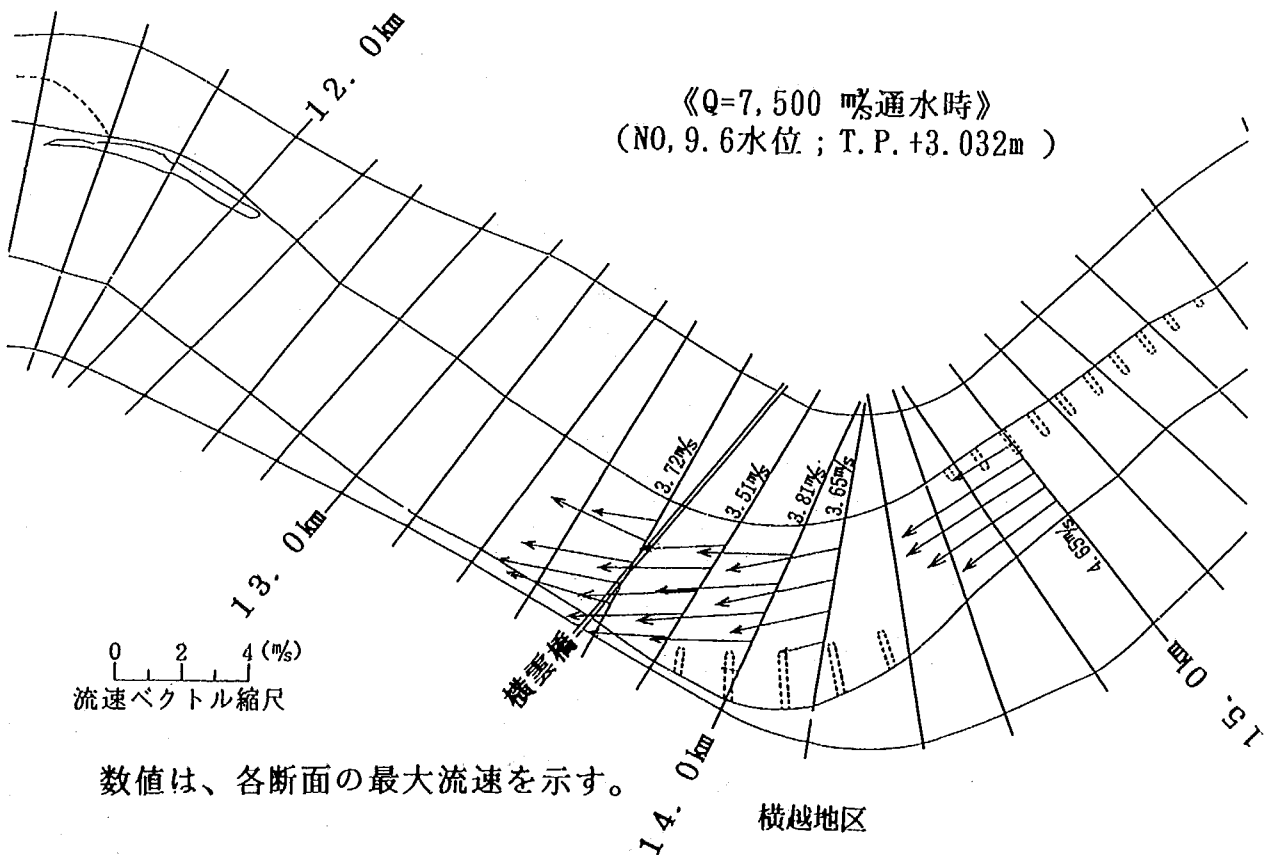
上記の内容はそのままケースⅢ-2-2にも当てはまる。河床高の等高線図を図-6.18に、15.0km地点における河床横断形状を図-6.19に示す。14.6-15.8km区間の河床形状はⅢ-2-1とほぼ同一である。13.8-14.6km区間では水制前面に洗掘部が現れ、特に下流から2基目では大きく洗掘されている。13.6km地点の河床横断形状を図-6.20に示す。ケースⅢ-2-1と比較して洗掘深がやや深くなり範囲も広がっているが、ケースⅡ-2と比較して大差がないことが分かる。河床形状と流況を図-6.21にまとめて示す。ケースⅢ-1-2とほぼ同一の場所に堆積域とみお筋が表れており、水制を伸ばした効果はほとんど見られない。

実験ケース：Ⅲ-1-2
 流量： $Q=5,000$ ㏩ (26分間通水)
 $\sim 7,500$ ㏩ (20分間通水)
 (既往洪水ハイドロ通水)

《 $Q=5,000$ ㏩通水時》
 (NO. 9.6水位；T.P. +2.165m)



《 $Q=7,500$ ㏩通水時》
 (NO. 9.6水位；T.P. +3.032m)



0 2 4 (%)
 流速ベクトル縮尺

数値は、各断面の最大流速を示す。

図-6.16 各断面における横断方向流速分布 (ケースⅢ-1-2)

実験ケース：Ⅲ-1-2
 流量： $Q=5,000$ ㍔ (26分間通水)
 ~7,500 ㍔ (20分間通水)
 (既往洪水ハイドロ通水)

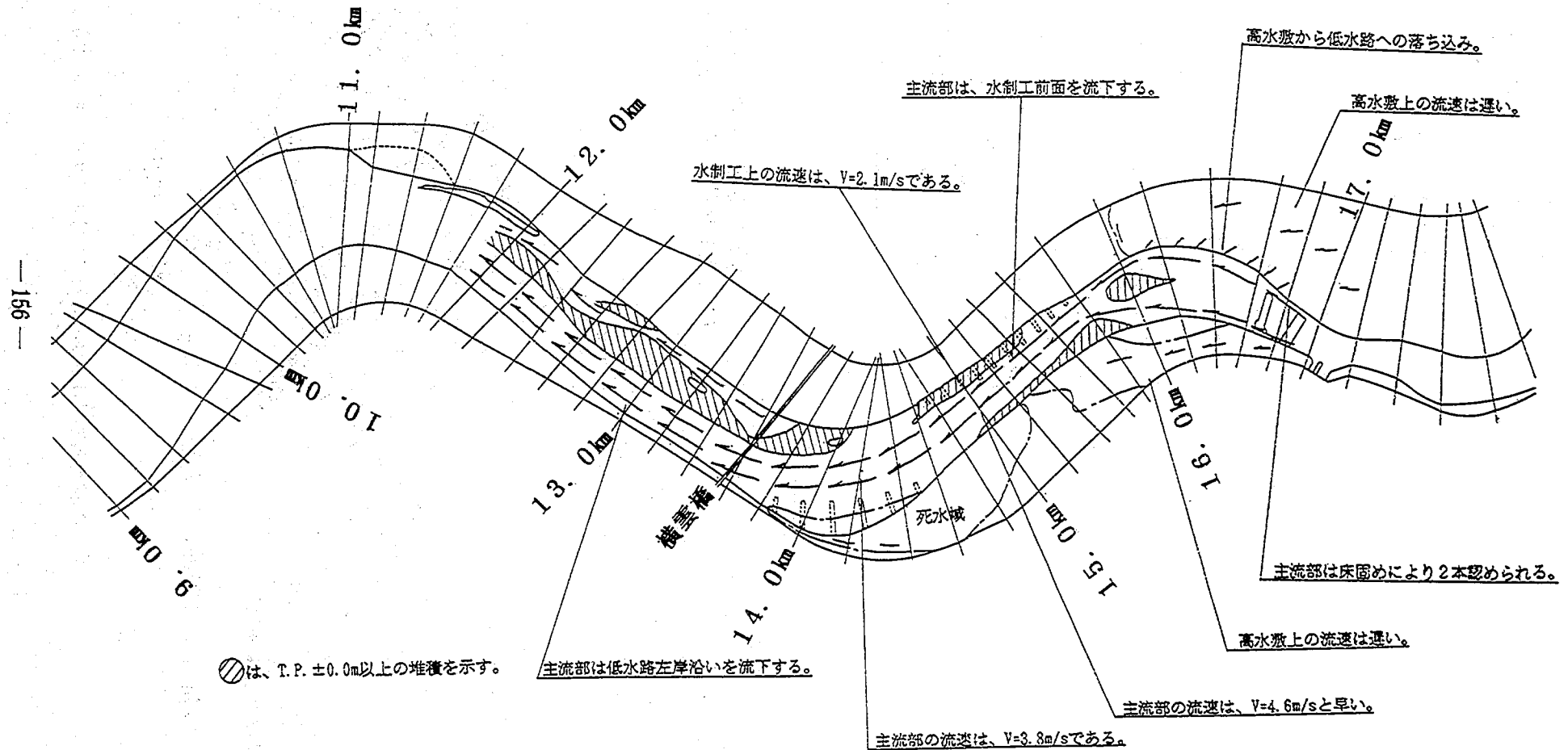


図-6.17 河床形状と流況のまとめ (ケースⅢ-1-2)

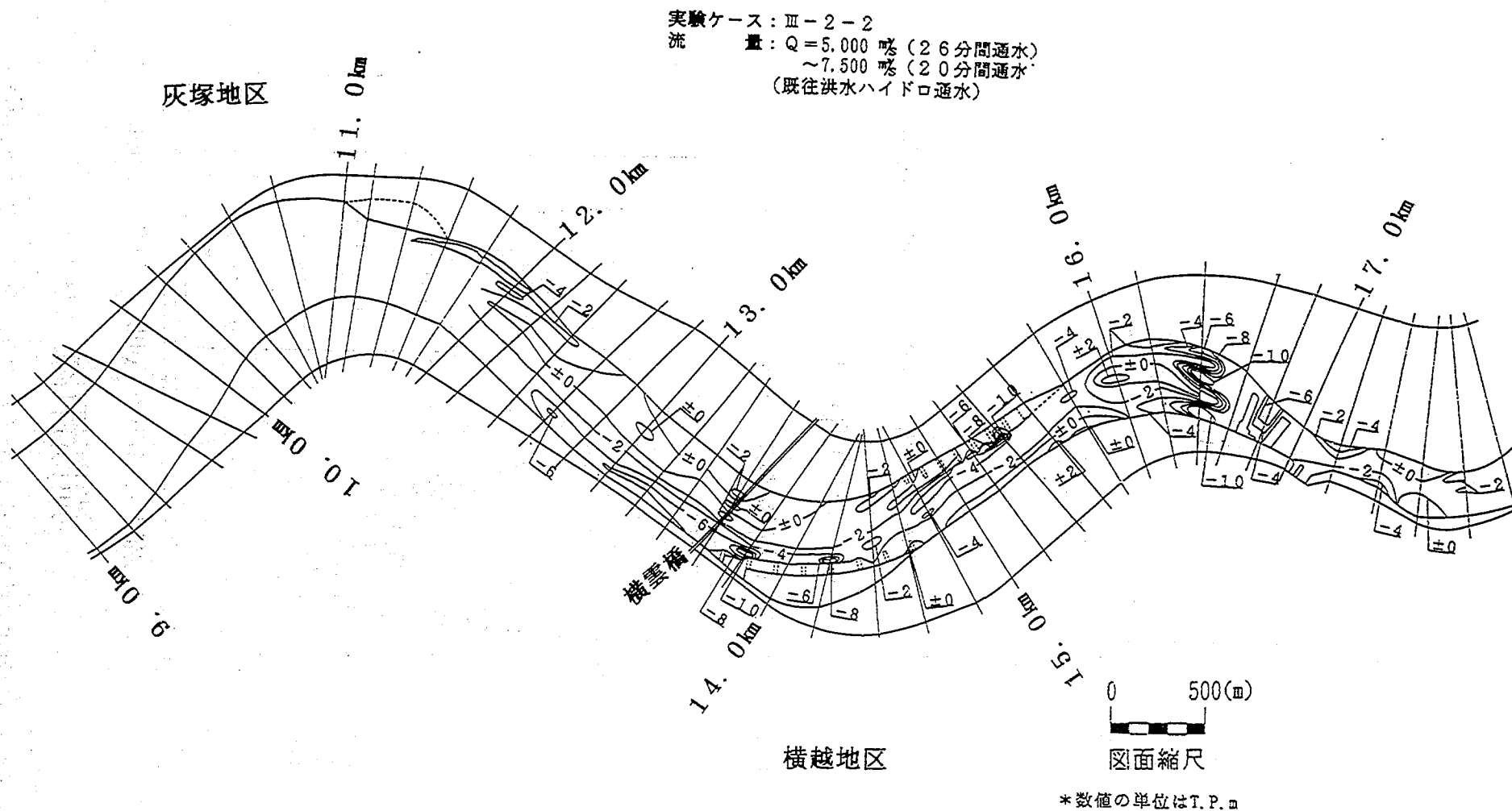


図-6.18 ケースⅢ-2-2の河床等高線図

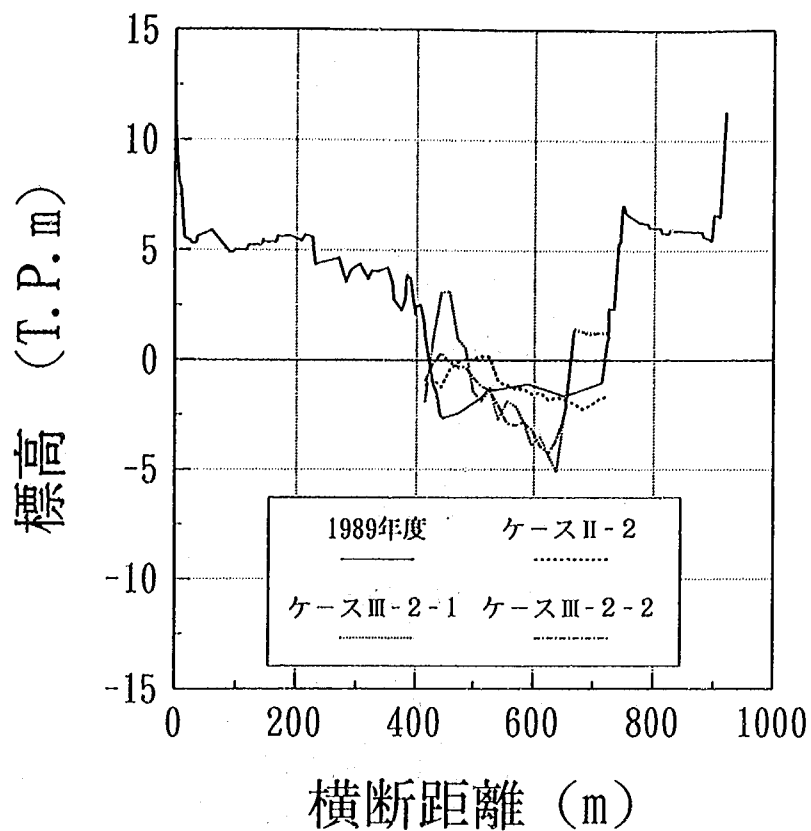


図-6.19 15.0km地点における河床横断形状（ケースⅡ-2,Ⅲ-2-1,Ⅲ-2-2,1989年）

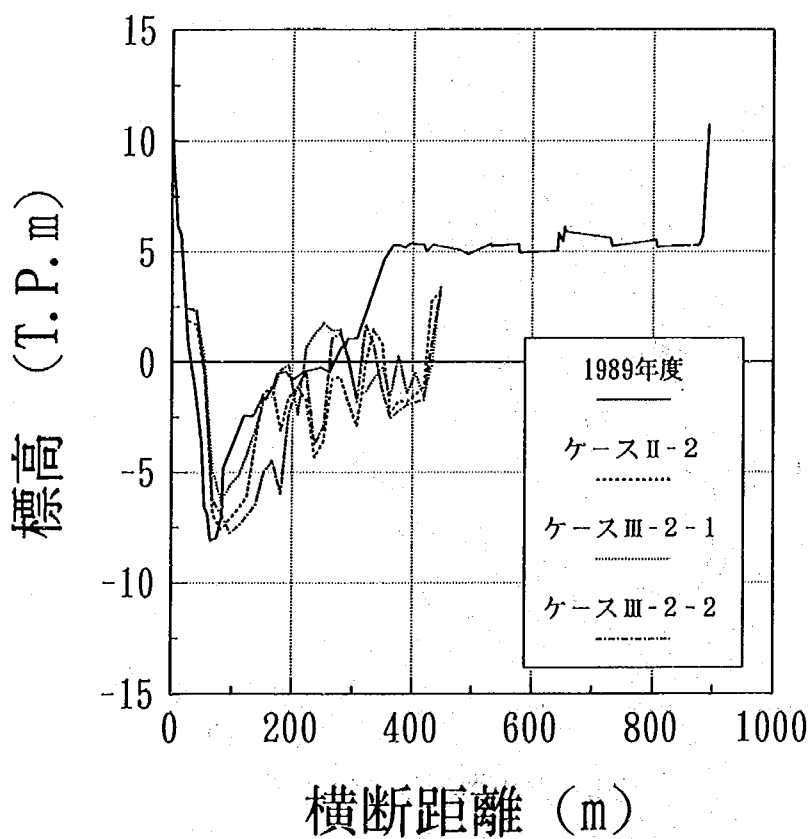


図-6.20 13.6km地点における河床横断形状（ケースⅡ-2,Ⅲ-2-1,Ⅲ-2-2,1989年）

実験ケース：Ⅲ-2-2
 流量： $Q=5.000$ ㍻ (2.6分間通水)
 ~7.500 ㍻ (2.0分間通水)
 (既往洪水ハイドロ通水)

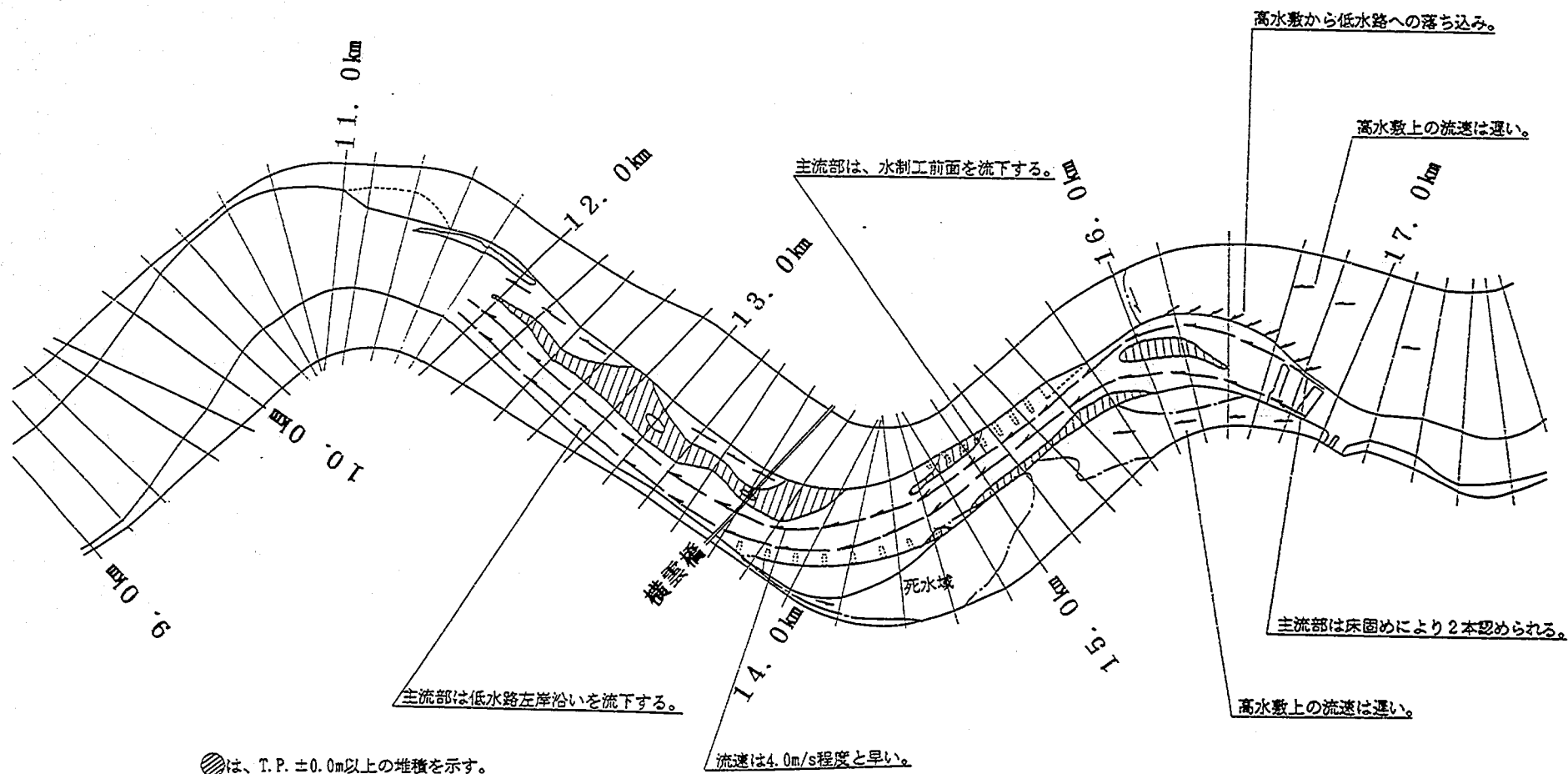


図-6.21 河床形状と流況のまとめ (ケースⅢ-2-2)

6.2.3 実験結果のまとめ

ケースⅢ-1-1,Ⅲ-1-2,Ⅲ-2-1,Ⅲ-2-2の実験結果より、14.6-15.8km区間および13.8-14.6km区間に水制を配置することによる局所洗掘の改善効果についてまとめると次のようである。これらの水制群による河道法線形の改修によって14.6-15.8km区間では低水路中央にみお筋を移動させることができ、14.0-14.6km区間では流速分布がほぼ一様であり、河道法線形の接線に沿った流向を有する流況に改善することができた。しかし、13.8km地点から下流では $1,800\text{m}^3/\text{s}$ 通水時では中州状の河床形状が形成されてこれによってみお筋が外岸に集中するため、また $7,500\text{m}^3/\text{s}$ 通水時では流況の改善効果がなくなるため、局所洗掘部の形状や深さはケースⅡ-1,Ⅱ-2とほぼ同じであった。したがって流況改善は横越地区の洗掘部の上流までは行われたが、結果として重要視される洗掘深の緩和には至っていない。ケースⅡ-1,Ⅱ-2の実験結果と総合して考えると、流況改善によって局所洗掘深を緩和することは困難であると言える。しかし、大洪水時において洗掘深の進行速度は抑えることができると考えられる。これを期待する場合、5.2.5に述べたように横越地区の局所洗掘部の河床面に現れている粘性土の耐侵食性の評価が重要となる。また、水制工も中州状の河床形状が形成されるようなことがないよう土砂の連続性を考慮して改善する必要がある、この方法として透過式にすることが考えられる。

以上より、洗掘深を浅くするような抜本的な対策としては、横越地区の局所洗掘部にも局所洗掘対策工を設置する以外にないと考えられる。しかし、抜本的解決ではないものの、流況改善による対策は洗掘に対する安全度を確実に向上させていることも事実である。したがって、今後においては、局所洗掘の改善をどの程度まで達成させるかの目標を設定し、具体的な対策工を選択することが必要である。

第7章 ベーン工の適用性の検討実験

第6章では、内岸側の低水路法線形の改修と14.6-15.8km区間および13.8-14.8km区間への水制の配置による横越地区における局所洗掘の緩和の効果を検討したが、洗掘深が浅くなるなど抜本的な改善には至らなかった。このため、洗掘深を浅くするには上記の流況改善のみでは不可能と考え、局所洗掘区間にも直接的に対策工を設置しなければならないという結論に至った。この種の対策工の一つにベーン工が考えられる。そこで、ケースIV-1-1、IV-1-2ではベーン工の適用性についての検討を行った。本章では、これらの実験結果についてまとめ、横越および灰塚地区におけるベーン工の洗掘深緩和の効果、問題点について考察し、適用の良否について検討する。

7.1 模型実験によるベーン工の設計上の留意点

ベーン工による湾曲河道における洗掘深の緩和効果および設計法に関する実験や理論的検討は、福岡ほか(1988)および渡辺(1991)によって行われた。これらの成果によりベーン工の設計に関する知識はまとめられているものの、現地河川に適用するための検証実験として模型実験を行う場合、これ以外に相似性についての知識も必要とされる。特に、ベーン工によって河床形状の変化が顕著に現れると推定される砂床河川では、第3章に述べたように一般に歪み模型が用いられる可能性が高いことから、ベーン工についても歪み模型により検討が行われる機会が多いと考えられる。このような場合、模型実験によりどこまで設計が可能であるかについてあらかじめ知っておく必要があるが、現段階ではこの種の研究は十分でない。そのため、模型実験から得られるデータからベーン工の設計を行う場合、非常に限られた項目のみしか検討できないのが実状である。以下ではベーン工の機能について簡単にまとめた後、模型実験によるベーン工の配置計画上の留意点についてまとめる。

7.1.1 ベーン工の機能と設計方法の概要

ベーン(vane)とは羽根の意味であり、縦断方向に等間隔に配置した羽根を用いて流れを制御し、湾曲部外岸の局所洗掘を軽減する工法がベーン工である。ここで流れを制御すると述べたが、ベーン工が制御するのは湾曲部を流下する水に作用する遠心力に起因する2次流である。2次流は水面近傍では内岸から外岸に、河床近傍では外岸から内岸に向かって流れる横断方向の循環流を意味する。2次流が生成された湾曲部では河床近傍の流れが常に内岸に向かって流れているため、河床近傍の流砂の流向も内岸方向の成分を有する。このため、外岸の河床材料が内岸側に運搬される結果となり、外岸側には洗掘域が、内岸側には堆積域が形成される。これが湾曲部における外岸側の洗掘の形成機構である。ベーン工はこの機構に着目し、河床近傍の内岸方向の流速成分をベーンによって外岸方向に向け、河床材料を外岸方向に運搬し、外岸近傍に堆積させることにより局所洗掘を軽減することを目的とする。すなわち、2次流と逆方向に回転する循環流を強制的に形成する機能がベーン工の機能上の特徴である。これに対し従来より用いられてきている水制工は、水制設置区間の主流速を低減させる機能が特徴であり、流れに対する両者の作用は基本的に異なる。このような流れに対する作用の違いは土砂を堆積させる機構の違いにつながる。ベーン工では、ベーンが生成する循環流によってベーン工の内岸側の河床材料を外岸側に輸送し、外岸側の流砂量を増加させる。しかし、外岸側の掃流力は増大した

流砂量を流送するだけの大きさを持たないため、土砂は外岸側に堆積し、これによって外岸側の洗掘が軽減される。すなわち、外岸側における掃流力を大きく変化させることなしに流砂量を流送できないほど増加させることによって堆積を起こさせるのである。水制工では、水制の粗度効果によって水制間の流速が低下し、このため水制間に流入した流砂の流送が困難となり土砂の堆積が生じる。水制間への土砂の流入は場所によって異なり、水制上流部では主流が水制間に直接流入する際に土砂を運搬することが主であり、下流の流れが十分に発達した定流に近い領域では水制間の掃流力が小さくその外では大きいいため、浮遊砂濃度が異なる。そして水制先端に流速勾配の大きいいわゆるせん断層が形成されるため、乱れによる拡散が活発である。この拡散によって水制外部の浮遊砂濃度が高い濁水が水制間に取り込まれ、水制間の流砂量が増加する。水制間の掃流力はこれを流送するだけの大きさを持たないため、浮遊砂が堆積することとなる。このように水制では水制間における掃流力を低減させ、水制間に入ってくる土砂を堆積させる。以上の堆積機構から分かるように、ベーン工では外岸側へ流送する流砂量が多いほど効率的に土砂を堆積させることができる。したがって、効率的に土砂を堆積させるためにはみお筋をベーン工の内岸側に沿わせて流下させることが必要となる。この時、ベーン工によって形成される循環流の強度が大きくなり、かつ土砂の供給源である内岸側の流砂量が多いため、外岸への土砂の供給量も多くなると考えられるからである。すなわち、ベーン工の配置において最も重要なのは、ベーン工の配置区間の決定とその法線形であり、ベーン工を設置した上流端から下流までベーン工の内岸側にみお筋が維持されるように決定しなければならない。次に、ベーン工が河床波などによって河床面下に埋没しないようにすることが要求される。福岡ほか(1988)はベーンの上流側の端部に円柱を付けることにより、円柱周辺の局所洗掘を利用してこの問題を解決している。ベーン工によって形成される循環流の強度はベーン工の構造、配置間隔、列数などによって調整できる。ベーン工の設計においてはこの循環流の強度と設置位置の外岸からの距離を決定しなければならない。渡辺(1991)が提案した設計法では、循環流の強度を二次流強度で無次元化した2次流相殺係数 γ とベーン工の外岸からの距離 b を低水路幅 B で無次元化した b/B が決まれば平均河床を基準高とした洗掘深の設計水深に対する比が求められる。すなわち外岸側の洗掘深の許容深さを決定し、これを満たすような γ と b/B の値を決定することになる。 b を決める際、許容する洗掘深より高い河床高となる位置なるように b を調節することが望ましいと考えられる。これはベーン工の位置およびベーン工の内岸側に新たに形成される局所洗掘深が許容洗掘深を大きく上回る深さになり易いためである。 γ が決定されたら渡辺(1991)が提案した方法によってベーン工が効率よく機能するベーン工の縦断方向の間隔を決定し、一列あたりの2次流相殺係数を求め、上記の方法で定めた γ になるように列数を決定すればよい。上記の設計法の詳細、ベーン工の寸法や横断方向の間隔(水深の関数として経験的に定める方法)などについては渡辺(1991)を参照されたい。

7.1.2 模型実験によるベーン工の配置計画上の留意点

ベーン工周辺の局所洗掘はベーン工周辺の流速、2次流強度、水深などの水理量と河床材料の流送特性に支配されている。これらの模型と現地の相似性を考える場合、対象とするスケールは小さくてもベーン工が形成する循環流の範囲である水深程度になり、大きくとも横断方向流速場を規定する川幅程度と考えられる。これに対して一般的に歪み模型の相似性は第3章にまとめたように対象河道の縦断的な平均値に対して検討される。したがって、ベーン工と歪み模型では相似性を検討するスケール

ルが大きく異なることになる。また、河床変動についても平均値について相似性を検討しているため、平均値より掃流力の大きい地点では模型の河床変動が現地より大きくなり、小さいところではその逆になる。一般に、ベーン工は湾曲部外岸に沿って配置されるため、平均値より掃流力が大きい範囲に設置されることになる。これらの理由のため、歪み模型に設置されたベーン工の相似性は得られているとはいいがたい。これが特に顕著になるのはベーン工と外岸の間の堆積域における河床形状であると考えられる。この区間の横断距離は低水路幅の10~20%の値になるため、水深方向と水平方向の縮尺の違いによる歪みの効果が2次流の形成に顕著に表れると考えられるからである。また、ここに供給される土砂はベーン工の内岸に沿ったみお筋からであるため、現地に換算すると実際より供給土砂量が大きく、供給された地点の掃流力は実際より小さいと考えられる。これよりベーン工の外岸近傍に堆積する土砂量が多くなり、みお筋はさらにベーン工の内岸を流下するようになる。この結果としてベーン工内岸側の洗掘深は深く、堆積部では高くなる傾向として現れ、ベーン工が当初の計画以上に効果を発揮したような河床形状になると考えられる。したがって、2次流相殺強度を実験結果から決定するのは難しいと考えられる。また、ベーン工の寸法や横断間隔など、水平方向の幾何学量の最適値は水深の関数として経験式によって計算されるため、歪み模型で用いたこれらの値は水平方向の歪み率を使って現地に換算しても無意味であることが分かる。これらの値は現地の値で計算し直さなければならない。以上より、ベーン工の寸法、縦断および横断間隔、列数などは歪み模型で検討するのは現段階では困難である。これに対し模型実験の成果をそのまま生かせると考えられるのはベーン工の配置領域の線形である。歪み模型でもみお筋の流況は相似性が得られているので、ベーン工の上流端においてみお筋をベーン工の内岸側に滑らかに沿わせるのに適した線形については検討できると考えられるためである。

以上より、本模型実験ではベーン工の線形について主に検討することとした。ベーン工内岸側の洗掘深、および外岸側の堆積による埋め戻しの効果は模型の特徴から強調されているので、定性的にはあるがこの効果を割り引いて判断することにする。そのため、渡辺(1991)が γ の値として推奨している0.4-0.5より小さい値に γ を設定することが望ましいと考えられる。しかしながら模型実験によって γ の最適値は得られないため、現地にベーン工を配置する場合は段階的に列数を増加させていき γ を調節することが必要になるであろう。

7. 2 実験条件

ベーン工の配置決定根拠は以下のようなものである。なお、以下に示すベーン工の配置諸元は基本的に模型実験上のものであり、図-3.16に示したベーン工の線形以外の諸元については現地への配置を考える場合には再度検討の必要がある。本節では模型値によってベーン工の諸元を表し、参考のため現地への換算値をカッコ書きすることとした。

(1)配置線形

ベーン工の線形は図-3.18に示したように定めた。これは図-7.1に示すように各湾曲部での上流端ではケースⅡ-2におけるみお筋の流線がベーン工の内岸側に滑らかに接続するように、また最深部周辺ではベーン工の外岸側がT.P.-4mの等高線に沿うような線形となるように定めた。設置区間の下流端の位置はT.P.-4mの等高線が存在する区間まで設置することを目安にして定めた。また、横越地区では横雲橋の橋脚間にベーン工を配置することとした。これは橋脚の後流によってベーン工の効果が

実験ケース：Ⅱ-1
 流量： $Q=1.800 \text{ m}^3/\text{s}$
 (融雪洪水平均流量)
 下流端水位：T.P.+0.923m
 (下流河道計画断面)
 通水時間：34.0時間

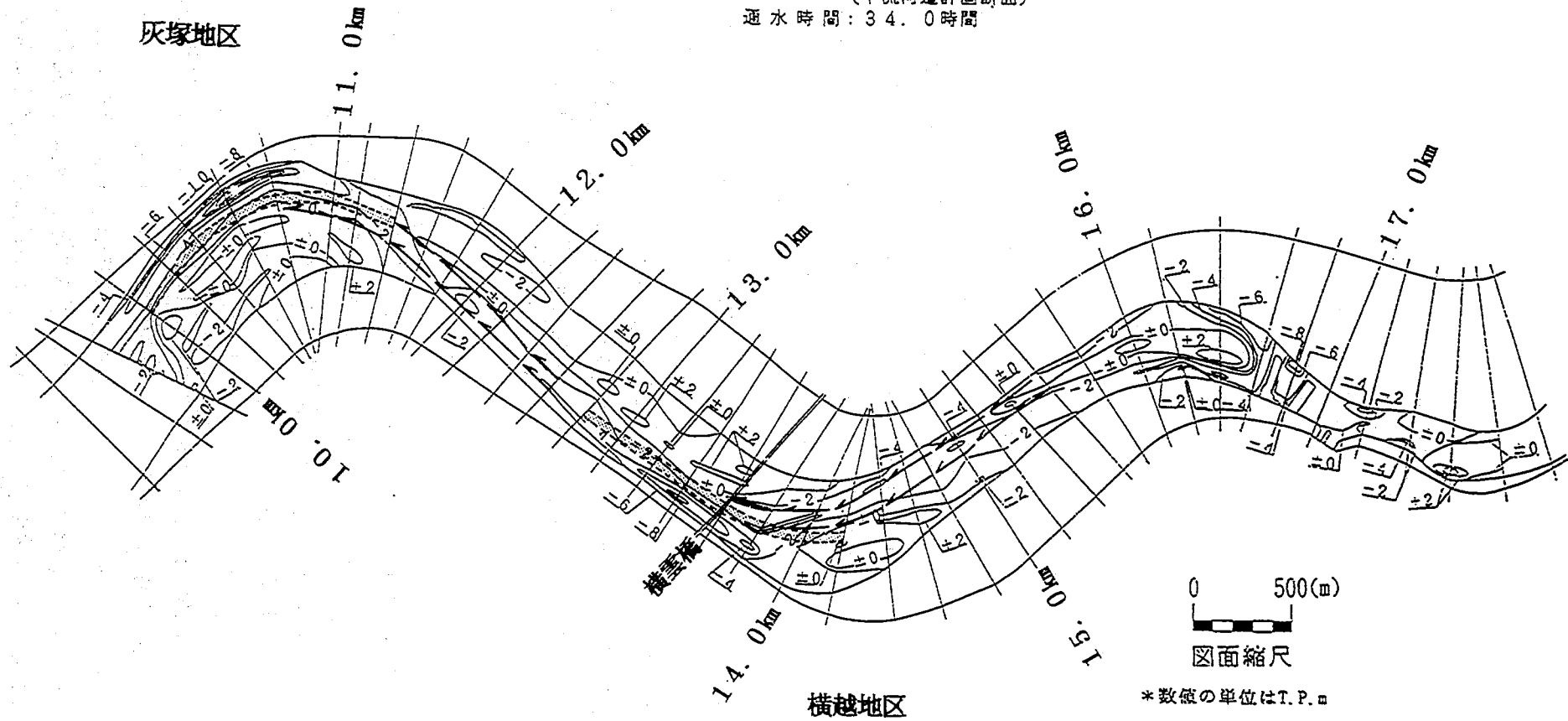


図-7.1 水制工の線形とケースⅡ-1の河床形状およびケースⅡ-2の流況の関係

発揮されないことを懸念したこと、および橋脚とベーン周辺の局所洗掘が重なり合うことを避けることを念頭に置いたためである。ベーン工と橋脚の位置関係を写真-7.1に示す。ベーン工は第2と第3橋脚間を通過するように配置した。以上の基準に基づきベーン工の配置位置の外岸からの距離 b は、横越地区で約1.1m(80m)、灰塚地区で約1.7m(120m)とした。ベーン工の配置設計に用いる水深、流速係数、低水路幅、湾曲部の曲率半径を表-7.1に示す。 b を低水路幅 B で無次元化すると横越地区では $b/B=0.19$ 、灰塚地区では $b/B=0.20$ となる。

表-7.1 ベーン工の配置設計に用いたケースⅡ-1、Ⅱ-2の実験結果

	横越地区(13.6km地点)		灰塚地区(11.0km地点)	
流量 $Q(m^3/s)$	7,500	1,800	7,500	1,800
水深 $h(m)$	5.763 (0.144)	3.700 (0.093)	4.928 (0.123)	2.756 (0.069)
流速係数 ϕ	24 (18)	13 (10)	23 (17)	13 (10)
低水路幅 $B(m)$	400 (5.7)	400 (5.7)	600 (8.6)	600 (8.6)
曲率半径 $r(m)$	1000 (14.3)	1000 (14.3)	1000 (14.3)	1000 (14.3)

注) 水位および粗度係数は実験Ⅱ-1・Ⅱ-2の実験結果を採用した。
表中のカッコ内は模型値を表す。

(2)ベーンの天端の標高と河床面までの高さ

ベーン工の高さはベーンの天端からベーン周辺の平均的な河床面までの距離として考え、この高さは設計水深の $1/4 \sim 1/3$ にすることが好ましいとされている(渡辺,1991)。これを配慮してベーン工の天端から河床面までの距離を決定する。灰塚地区の10.4km地点および横越地区の13.4km地点のケースⅡ-1と現況(1989年)の河床横断形状にベーン工の配置位置を記入したのが図-7.2,7.3である。ベーン工は4列配置になっているがこれについては後に決定根拠を示す。ベーンの天端の標高は現況の河床形状から判断して平均河床高と等しいT.P.-1.2m(現地値)とした。灰塚地区では現況では局所洗掘がないため、ベーン工は平坦面に設置するようになっている。そしてベーン工の配置区間の中央における河床高はケースⅡ-1の実験結果を用いて決めることとした。ベーン工配置前と配置後における配置区間中央の河床高は福岡ほか(1988)の解析結果を参考にするとはほぼ等しい。これより、ベーン工の配置区間の中央における河床高は、ケースⅢ-1によって推定できると考えられる。なお、ケースⅢ-1とⅢ-2の河床形状はほぼ同一であるため、ケースⅢ-1を代表値として用いた。これより、ベーン工周辺の平均河床高は灰塚地区でT.P.約-4m(現地値)、横越地区でT.P.約-3m(現地値)と推定した。これよりベーン工の高さは灰塚地区で7.0cm(2.8m)、横越地区で4.5cm(1.8m)となる。これらの値を表-7.1に示した水深と上記のベーン工の高さの和を設計水深として用いて上記の推奨値と比較する。横越地区ではいずれの流量における水深に対してもほぼ推奨値の範囲に収まっているが、灰塚地区では1,800 m^3/s 通水時の水深に対しては上記の推奨値より大きい値となる。このようになっ

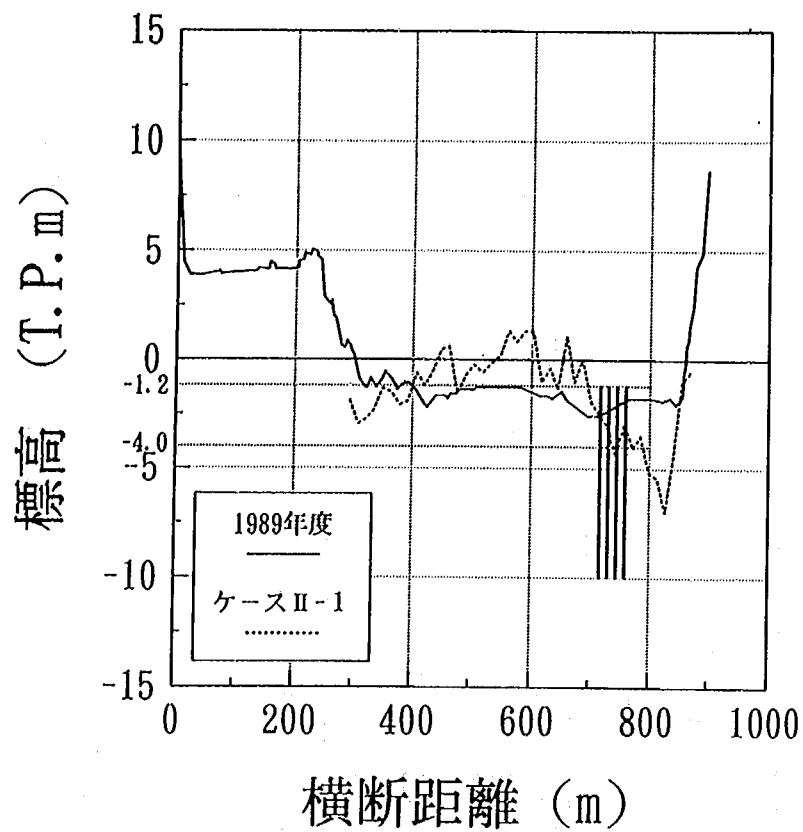


図-7.2 10.4km地点における河床横断形状（ケースⅡ-1,1989年）とベーン工の配置位置

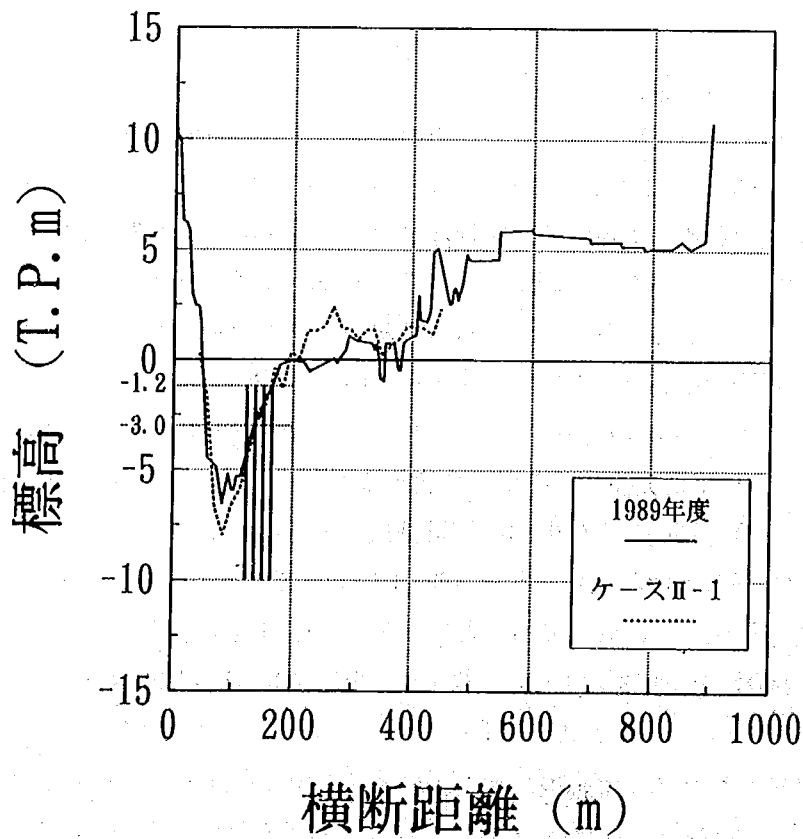


図-7.3 13.4km地点における河床横断形状（ケースⅡ-1,1989年）とベーン工の配置位置

た理由は、現況河道では灰塚地区に局所洗掘が形成されていないため、ベーン工の天端をT.P.-1.2mより低くすると河床面下にベーン工が埋まってしまうためである。このような配置は明らかに不適切であるため、ベーン工の高さが推奨値を上回るのを許して上記のように定めた。

(3)形状

福岡ほか(1988)の提案に基づいて図-7.4に示す形状とした。図に向かって左側を上流側に向けて設置する。上流側の辺には円柱が取り付けられているが、これはベーンが河床波などによって河床に埋没するのを防ぐための工夫である。ベーン工の長さは渡辺(1991)によると設計水深の1~2倍とすることになっており、またできる限り長くすることがよいと提案している。設計水深は $7,500\text{m}^3/\text{s}$ 通水時の水深を用いることとし、表-7.1より両地区の水深の平均値である13.4cmを設計水深とした。これよりベーン工の長さは13~27cmの範囲内で定めることとした。ベーン工の長さは河床面上で定義されているので、ベーン工の天端から河床までの距離を推定し、河床から上のベーン工の台形の底辺を上記の長さの範囲になるように定めればよい。(2)からベーン工の天端と河床面までの距離は最大でも約4cmと推定した。これより図-7.4のベーン工の長さは17~21cmの範囲となり、適切であることが分かる。

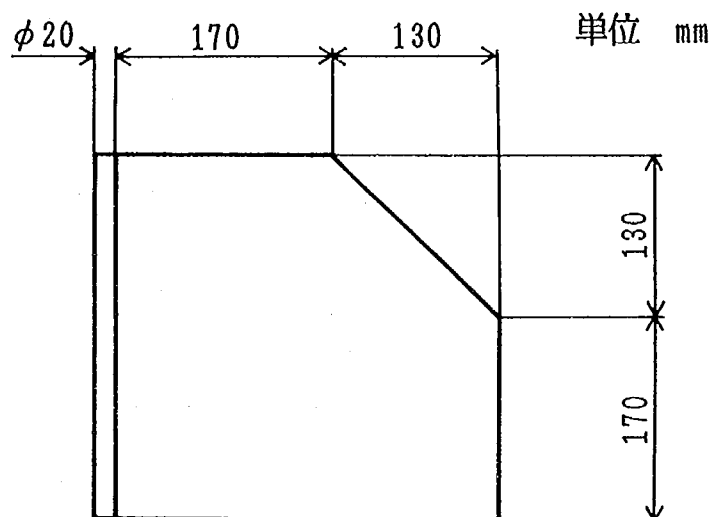


図-7.4 ベーン工の形状諸元

(4)配置間隔

ベーン工の縦断間隔は、十分な距離を取らないと上流側のベーン工の循環流の作用によってその下流のベーン工が循環流を生成する効率が低下する。この相互作用を無視できる間隔以上にベーン工を離して設置しないと、2次流相殺係数 γ が設計値を下回る値でしか現地で生じないことになる。渡辺(1991)は相互作用を無視できる縦断距離の計算式を理論的に導いており、これを用いて相互作用が無視できる最短の縦断距離を計算した。その結果、横越地区では1.3m(90m)、灰塚地区では1.2m(85m)となった。この距離は相互作用の及ぶ距離が長い $7,500\text{m}^3/\text{s}$ 通水時に対して計算したものである。また横断間隔については、ベーンによる循環流のスケールが水深程度と考えられるため、これより大きい約20cm(14m)とした。

(5)二次流相殺係数

(1)~(4)で述べたベーン工の寸法および配置の諸元と表-7.1を用いると二次流相殺係数 γ が計算できる。 γ はベーン工1列あたりの二次流相殺係数 γ_i に列数を乗じた値として計算される。計算式の詳細は渡辺(1991)に譲り、以下では計算結果のみ示す。横越地区における γ_i は1,800 m^3/s 通水時では0.032、7,500 m^3/s 通水時では0.086となった。灰塚地区ではそれぞれ0.029,0.084となった。7,500 m^3/s 通水時に $\gamma \approx 0.35$ となるように列数を設定する。渡辺(1991)は平均年最大流量時において $\gamma = 0.4 \sim 0.5$ を推奨しているが、7.1に示した理由から非常に小さい値の γ を今回は採用した。また、利根川の下流部の湾曲部における局所洗掘対策工の計画を模型実験で検討した報告(宇多ほか,1994)によると、 $\gamma = 0.2 \sim 0.3$ にした実験で良好な結果が得られていることも参考にした。これより両地区における列数は4列と決定した。なお、1,800 m^3/s 通水時には横越地区で $\gamma = 0.13$ 、灰塚地区で $\gamma = 0.12$ となる。

以上の根拠に基づき決定したベーン工を配置した。また、第6章に示した13.8-14.8km区間の水制工も併せて設置した。これは横越地区の上流端におけるみお筋の位置をできるだけ固定し、流量の変化によってベーン工の内岸側を滑らかに沿うような流況が乱されないように配慮したためである。実験条件は3.4に準じた。

7.3 実験結果

7.3.1 ケースIV-1-1の実験結果

水位の縦断分布を図-7.5に、また平均河床高および最深河床高の縦断分布を図-7.6に示す。ケースIV-1-1の水位はケースI-1,II-1に比べて高くなっており、特に9.6-11.0km,14.4-16.0km区間で顕著

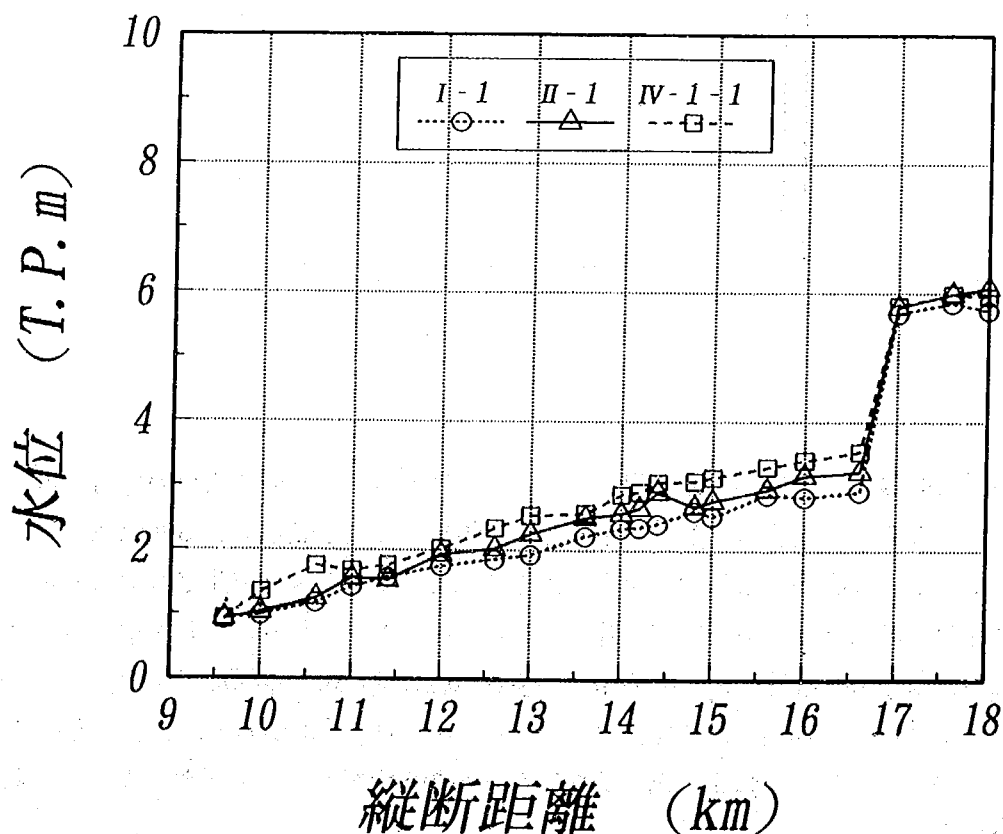


図-7.5 ケースI-2,II-1,IV-1-1の水位の縦断分布

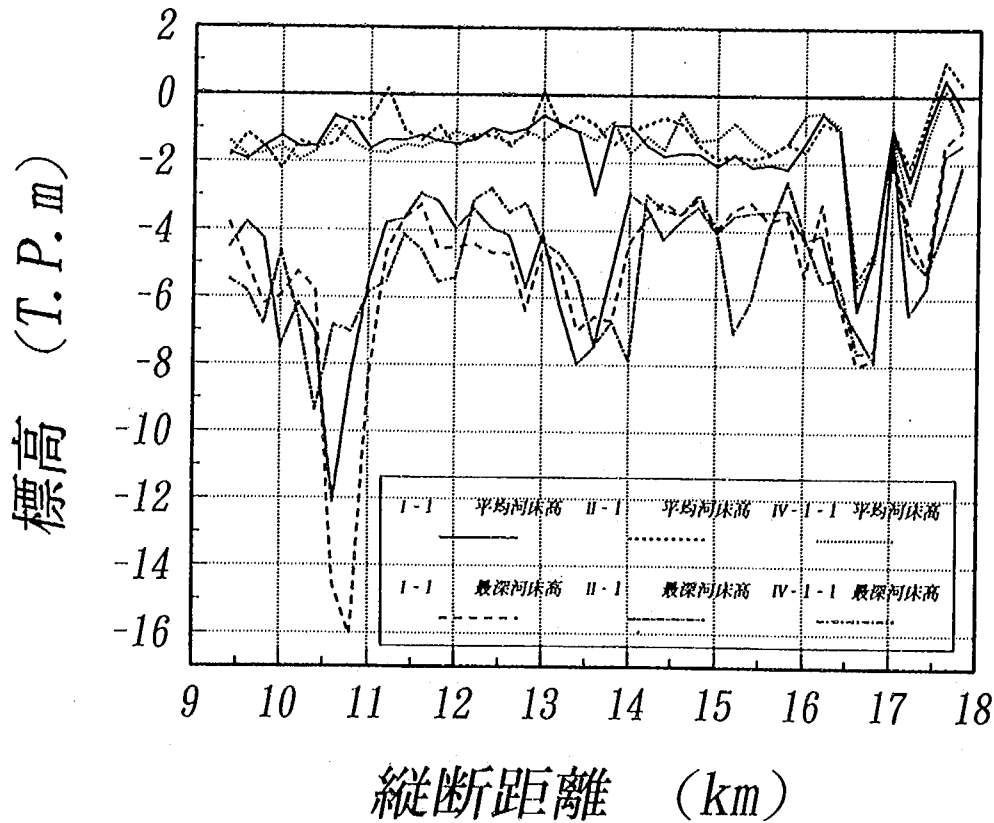


図-7.6 平均河床高および最深河床高の縦断分布（ケース I-1, II-1, IV-1-1）

である。図-7.6に示したように9.6-11.0km区間の平均河床高はケース I-1, II-1 とほぼ同一であるが最深河床高はベーン工を配置したために浅くなっている。このためケース IV-1-1 では河積が減少して、水位が上昇したと考えられる。14.4-16.0km区間ではケース IV-1-1 の平均河床高が高くなっており、このため水位が高くなったと考えられる。沢海床固に近いこの区間は給砂の状況により河床高の変化が生じやすい区間であり、各ケースの平均河床高がある一定値に安定しにくい。上記のように水面勾配が若干急になっているものの、砂堆が形成される無次元掃流力の範囲は図-3.3に示すように広いため、粗度の変化が生じにくく、事実、実験後の河床波形態の観察によればケース IV-1-1 でもケース I-1, II-1 とほぼ同様の河床波が見られた。よって、ケース IV-1-1 では河床波の形態および粗度に関する実験条件の再現性が保たれていると考えられる。

ケース IV-1-1 の河床高の等高線図を図-7.7に示す。これをケース II-1（図-5.3参照）と比較すると、横越、灰塚地区ともベーン工により最深部の位置がベーン工の内岸側に移されており、河岸近傍の局所洗掘が軽減された。この実験で設定した2次流相殺係数は、渡辺(1991)の推奨値（ $\gamma=0.4\sim0.5$ ）に比べて $\gamma=0.13$ とかなり小さいものの、明らかにベーン工の効果が発揮されている。これは7.1にまとめたように模型実験ではベーン工の効果が発揮されやすい条件になっているためである。横越地区ではベーン工によってT.P.-6m以下の局所洗掘部が13.6-14.0km区間のベーン工の内岸側に形成された。ケース II-1 では13.2-13.6km区間に最深部が形成されていたことと比較すると、最深部が上流側に移動したことになる。13.4, 13.6km地点における河床横断形状を図-7.8, 7.9に示す。ベーン工の内岸側の河床高はベーン工設置前のケース II-1 とほぼ同じであって、2節のベーン工の高さの決定に

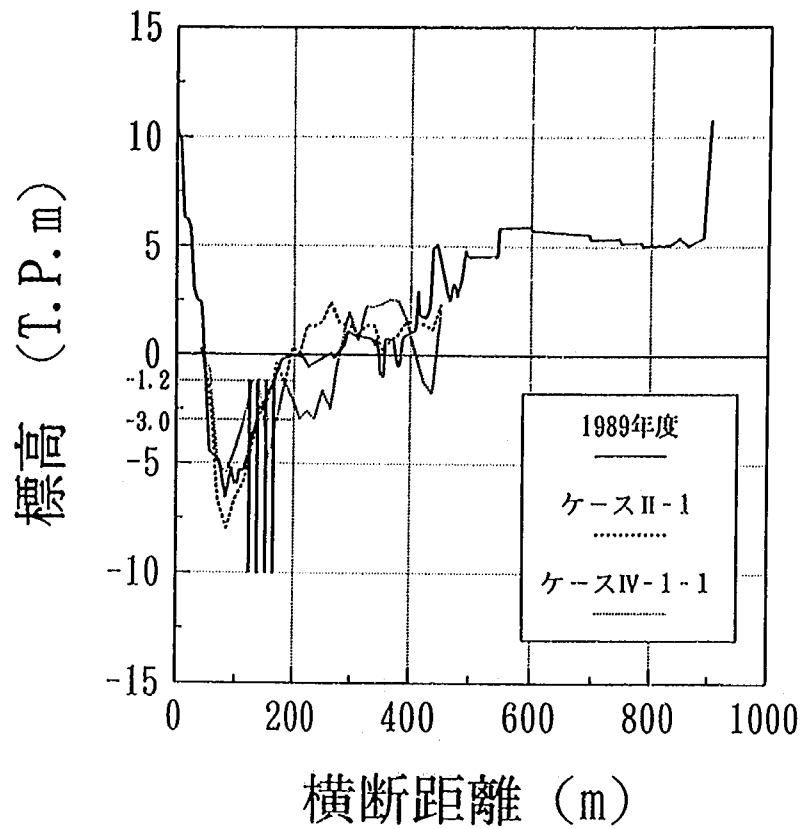


図-7.8 13.4km地点における河床横断形状（ケースⅡ-1,Ⅳ-1-1,1989年）

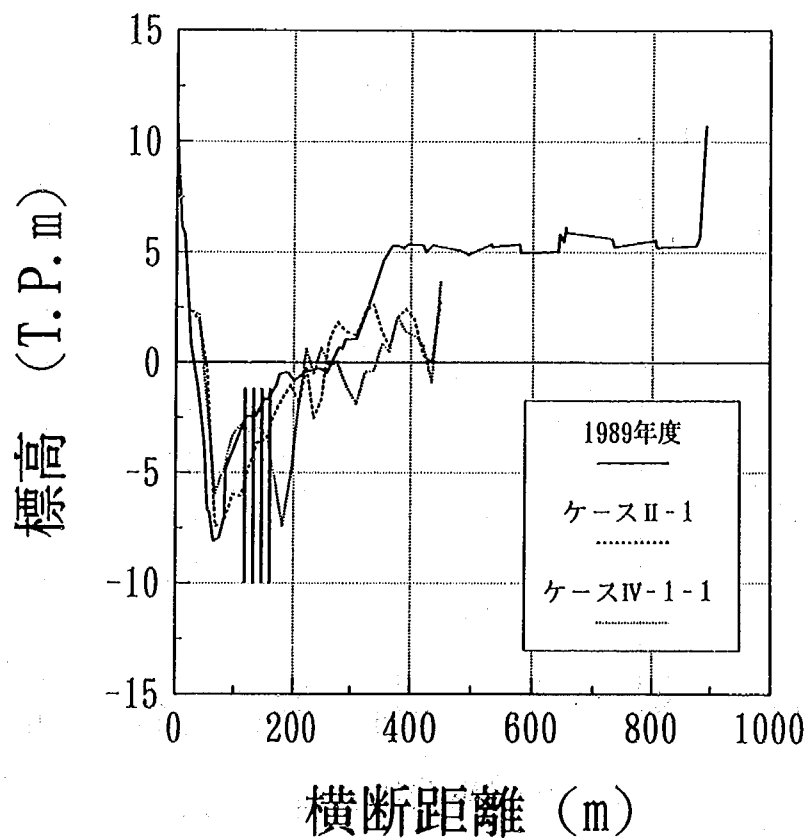


図-7.9 13.6km地点における河床横断形状（ケースⅡ-1,Ⅳ-1-1,1989年）

おいて用いた仮定がほぼ妥当であることがわかる。また、ベーン工の外岸側では埋め戻されて河床高が高くなったが、外岸（左岸）に向かうにつれケースⅡ-1 とほぼ同じ横断勾配で河床高が低くなっている。したがってベーン工と外岸の間の局所洗掘が埋め戻された高さは、ベーン工の外岸側の河床高が高くなった分と同じであり、この実験では約3mである。

灰塚地区ではベーン工の設置によってT.P.-8m以下の局所洗掘部が10.4km地点のベーン工内岸側に形成された（図-7.7参照）。ケースⅡ-1 では10.6km地点に最深部が形成されていたことと比較すると、下流側に移動したことになる。これは横越地区と逆の結果である。また、ベーン工と右岸の間における河床高は水衝部から上流ではT.P.0mに達しており、下流ではT.P.-2m以下となる領域が形成され始めている。10.6-11.0km地点ではベーン工の内岸側から離れたところに洗掘部が形成されている。この区間とその上流地点の河床状況を写真-7.2に示す。これより10.6-11.0km区間ではベーン工が河床材料に埋没しており、ベーンの線形が不適切であったことが分かる。灰塚地区の10.4,10.8km地点における河床横断形状を図-7.10,7.11に示すが、10.4km地点ではベーン工と右岸の間が約5m埋め戻されており、横越地区に比べてより効果が発揮されたように見える。しかし、10.8km地点ではベーン工は河床下に埋没していることから、ベーン工の効果によってこのような河床形状になった訳ではないと判断される。なお、図-7.7に示したようにケースⅣ-1-1 において10.6km地点の右岸に沿ってT.P.-4m以下の洗掘が生じているが、これはケースⅡ-1 においてこの地点が局所的に深くなることから分かるように模型において低水路法線形に問題があるためである。したがって現地においてはこのような洗掘は生じないと考えられるので無視して良い。しかし、ベーン工が設置されていない9.8km地点周辺から下流に右岸に沿って洗掘域が見られる。以上のように横越地区に比べて灰塚地区では非常に複

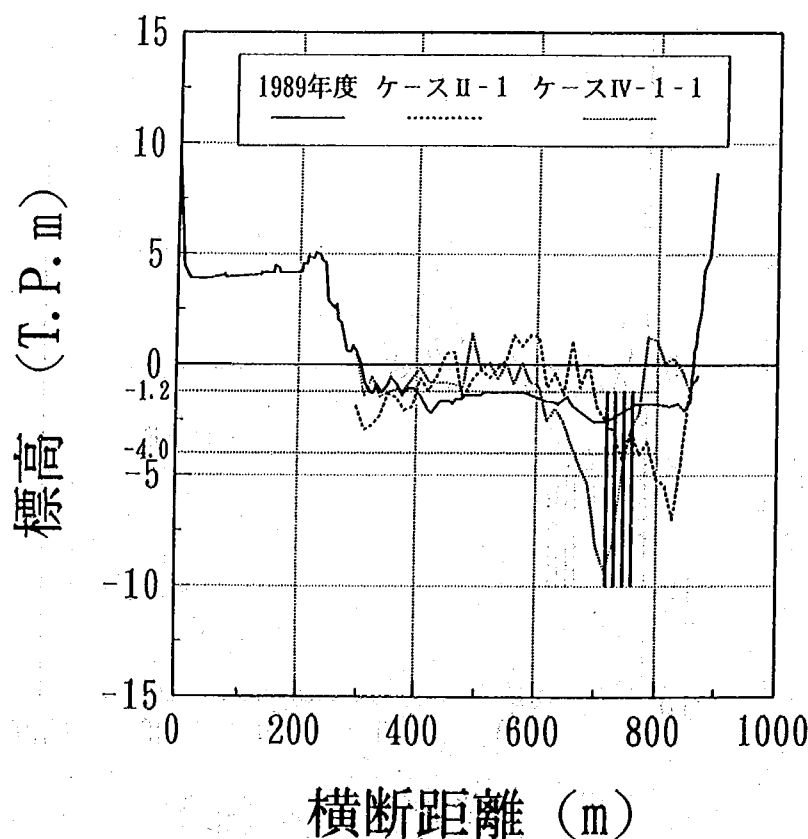


図-7.10 10.4km地点における河床横断形状（ケースⅡ-1,Ⅳ-1-1,1989年）

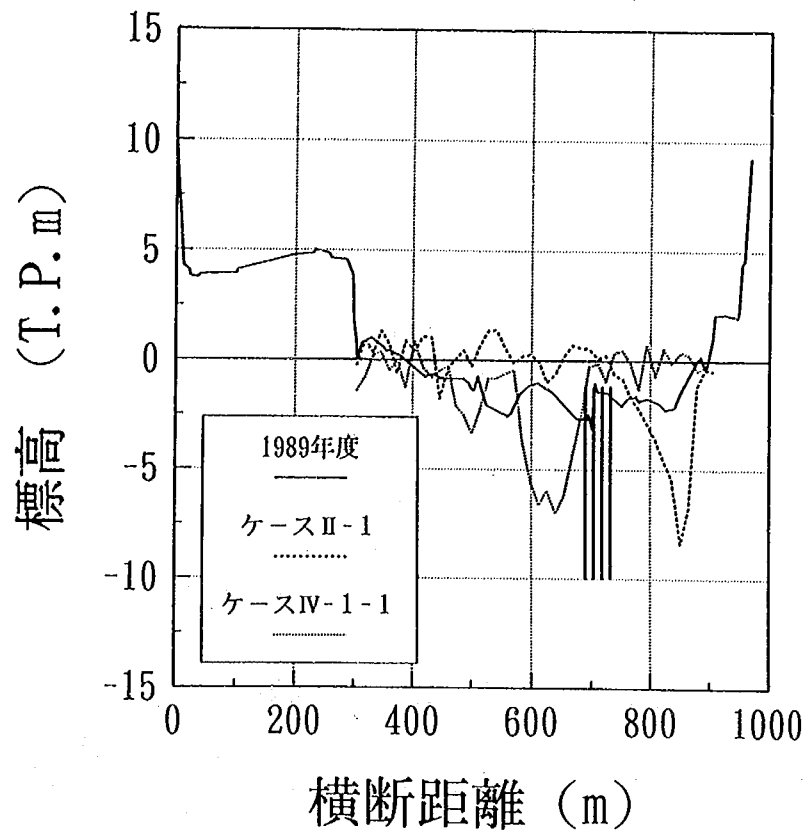


図7.11 10.8km地点における河床横断形状（ケースⅡ-1,Ⅳ-1-1,1989年）

雑な現象が生じているため、河床形状が異なると考えられる。これを調べるために以下では流況についてまとめる。

ケースⅣ-1-1の流況を写真-7.3に示す。横越地区の流況をケースⅡ-1（写真-5.1参照）と比較すると、14.2kmから上流ではほぼ同じ流況となっている。しかし、ベーン工が配置されている12.8-14.2m区間では、14.2km地点の内岸側から13.6kmの外岸側に向かってみお筋が移動し13.6km地点に形成された水衝部から下流では外岸に沿って流下していた染料が、13.2-14.2km区間ではベーン工の内岸側に沿うように流下しており、12.8-13.2km区間ではベーン工に沿わないで右岸に向かって流下する傾向が見られる。さらに図-7.12に示す各断面における横断方向の流速分布によると、13.2-14.4km区間において測定された流速分布はケースⅡ-1（図-5.6参照）と比較してベーン工と左岸の間の流速が若干遅くなったこと以外に大きな変化が見られない。したがって、ベーン工の内岸側に染料が沿うように流れたのは2次流のためと考えられる。水面近傍では遠心力によって引き起こされる2次流は外岸方向に、ベーン工による循環流は内岸方向に向いているため、これらの流れはベーン工の内岸側でぶつかり河床の方向に潜る。このため、水面に浮いている染料はベーン工の内岸側に集められ、写真-7.3に示す状況となった。これより、ベーン工の配置は適切であり、循環流が効果的に形成されていたと考えられる。また、14.0,14.2km地点における流速ベクトルの方向は各ベーン工を連ねる線への接線方向に比べてやや外岸側を向いており、13.8km地点においてベーン工の法線形に沿うように変わっている。これより、13.8km地点ではベーン工の内岸側に流れが集中していると考えられる。

灰塚地区では写真-7.4を見ると13.2km地点から右岸に向かった染料が11.4-12.0km区間の右岸に沿っ

実験ケース：IV-1-1
 流量： $Q=1.800$ ㏩
 （融雪洪水平均流量）
 下流端水位：T.P.+0.923m
 （下流河道計画断面）
 通水時間：34.0時間

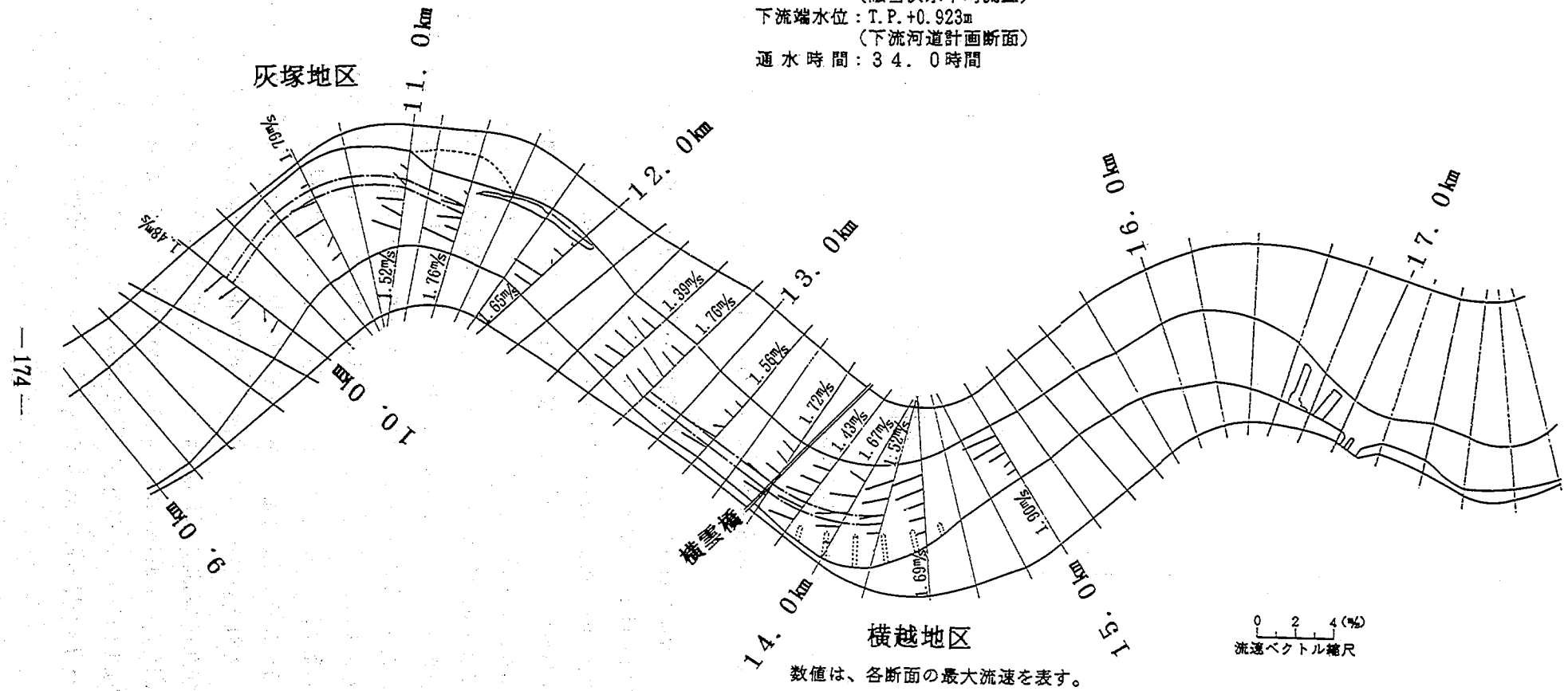


図-7.12 各断面における横断方向流速分布（ケースIV-1-1）

て流れるように流下している。そして11.4-11.6km区間の右岸低水路法線の延長線方向に流下し、ベーン工が配置されている上を横切るような流況となっている。また、10.6-11.0km区間ではベーン工より内岸側を流下しており10.4-10.6km地点においてベーン工に沿うまで右岸に向けて流れている。10.0-10.6km区間ではベーン工に沿うような流況になったが、10.0km地点の下流のベーン工が配置されていない区間では9.8km地点の右岸に向かっており、この地点に水衝部が形成されている。図-7.12に示した流速分布を見ると、12.6km地点においてほぼ様な流速を有する分布形が、12.0km地点では河道中央に極小値を有しその左右岸に極大値を有する流速分布に変わっている。そして11.4-12.0km区間のそれぞれ右岸、左岸に沿った流れが11.4km地点で合流するような流速分布になっており、10.6km地点でベーン工の内岸側に最大流速を有し、ベーン工と外岸側の流速が非常に遅くなっている。ベーン工設置区間の下流端にあたる10.0km地点では右岸側の流向が右岸方向に向かっている。

以上の河床形状と流況の特徴を図-7.13にまとめて示す。横越地区では13.8km地点にあるベーン工の内岸側に流水が集中しており、この地点に最深部が現れている。ベーン工非設置の場合、水衝部は13.4km地点の左岸に形成されたこと（図-5.3参照）から、外岸側にベーンを設置したために水衝部の位置が上流へ移動したことが分かった。そして、染料がベーン工の内岸側に沿って流下したことから分かるように、ベーン工によって形成された循環流は二次流相殺係数が小さいにもかかわらず効果的であり、これによってベーン工と左岸の間の洗掘部は約3m埋め戻すことができた。しかし、ベーン工の内岸側にケースⅡ-1で外岸に沿って形成された洗掘深とほぼ同程度の深さを有する洗掘部が生じている（図-7.6参照）。これは橋脚の安定性を考えた場合、重要な意味を持つ。表-2.8に示した橋脚の限界洗掘深とケースⅣ-1-1で得られた横雲橋に沿う河床横断形状を図-7.14に示す。ベーン工の内岸側にある第3橋脚の周辺では河床高が限界洗掘深より深くなっている（写真-7.1参照）。今回の実験結果は必ずしも現地と相似性を有するものではないため、この実験結果から橋脚の安定性についてただちに言及することはできない。しかし、ベーン工配置後の最深部洗掘深として、現況河道の最深洗掘深を用いることは設計の観点からはほぼ妥当であろう。この場合、ケースⅣ-1-1の実験結果より第3橋脚の安定性が問題となる。これはベーン工を横越地区に配置する場合、橋脚の根継ぎなどの対策が必要になることを意味する。このような橋脚の補修は非常に高額なため、ベーン工の利点の一つである経済性の良さは失われることになる。また、ベーン工は13.2km地点から下流ではみお筋を右岸に向けてはねており、12.0km地点で左右岸側に2筋のみお筋が形成された。右岸側のみお筋は11.2-11.4km区間のベーン工上を外岸から内岸側へ横切りつつ流下しており、この流れと左岸に沿ったみお筋が10.6-11.0km区間で合流しつつ灰塚地区のベーン工の内岸側より離れた位置を流下した。この流れにより、みお筋から外岸側では流速が極端に遅くなったため、堆積域となり、河床形状があたかもベーン工が有効に働いたかのようになったと考えられる。以上はベーン工の線形が流線に沿っていなかったために生じた河床形状と流況である。灰塚地区のベーン工の線形はケースⅡ-1、Ⅱ-2の河床形状および流況を参考にして定めたが、横越地区にベーン工を設置したため灰塚地区に向かう流況がこれらと変化し、適切な線形とならなかった。このようにベーン工はみお筋の位置の推定を誤ると効果が発揮されにくい状況になり易く、法線形の決定上十分に考慮する必要がある。一方、10.0-10.6km区間ではベーン工に沿うような流況となっており、ベーン工の内岸側ではケースⅡ-1と比較して少し深い洗掘が生じている。そしてベーン工と右岸の間の河床高は横越地区と比較してより高くまで埋め戻されている。この区間の上流においては、みお筋が外岸から離れてベーン工設置区間から外岸の間に

実験ケース：IV-1-1
 流量： $Q=1,800$ ㏩
 (融雪洪水平均流量)
 下流端水位：T.P. +0.923m
 (下流河道計画断面)
 通水時間：34.0時間

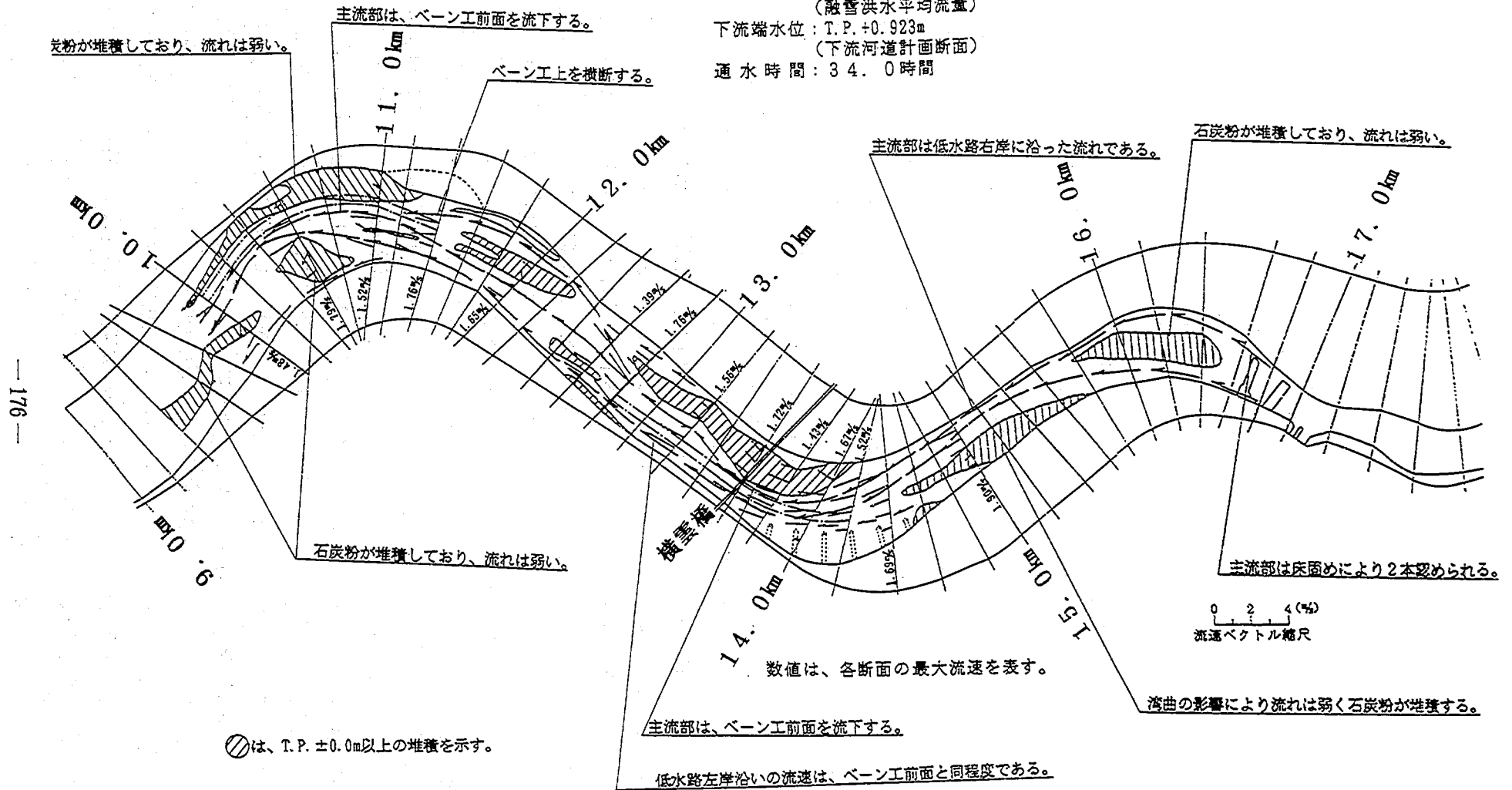
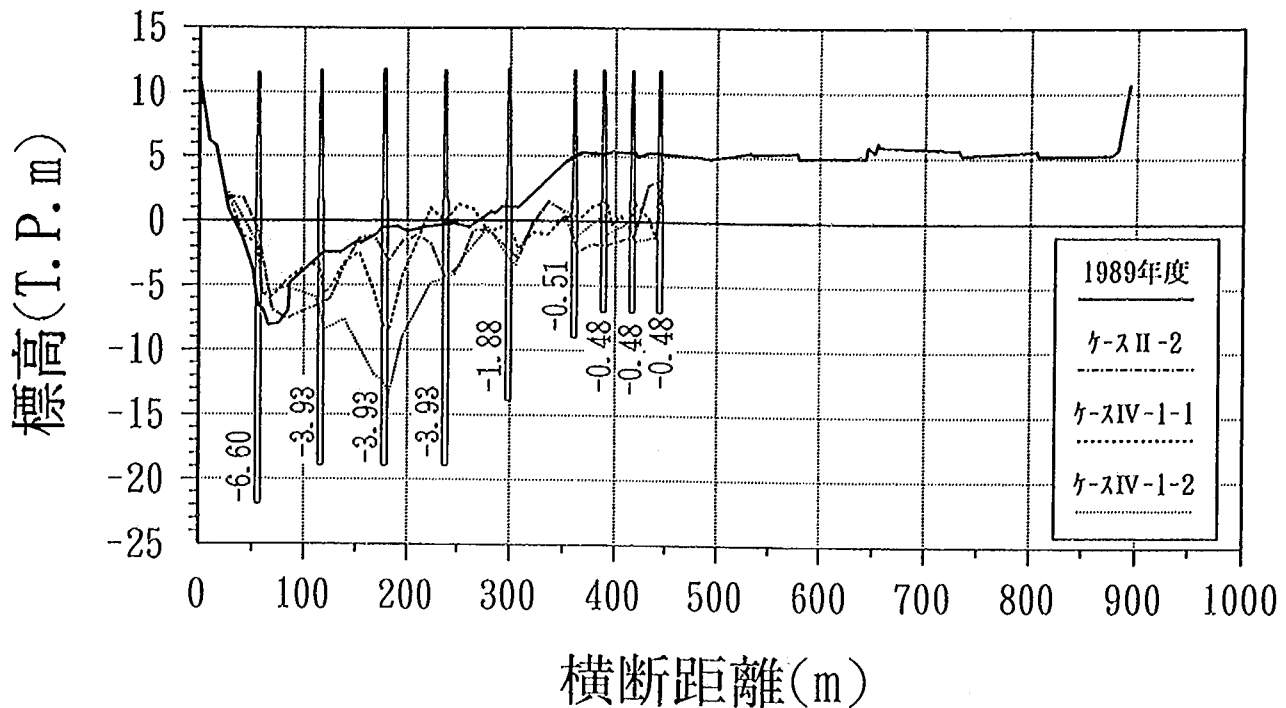


図-7.13 河床形状と流況のまとめ (ケースIV-1-1)



※グラフ内の数値は限界洗掘深を示す。(単位;T. P. m)

図-7.14 横雲橋に沿った河床横断形状 (ケースIV-1-1, IV-1-2, 1989年)

堆積域が形成されて河床高が高くなり、流速が非常に遅くなった。そしてこの影響が下流まで達しており、ベーン工と右岸の間における河床高が高いまま維持され、また流速も非常に遅くなった。そのため、ベーン工の内岸側の流速が速くなり、洗掘が進んだと考えられる。このように横越地区と水衝部の位置、ベーン工の内岸側の洗掘深および外岸側の堆積の程度が異なったのは、ベーン工の線形に対してみお筋の流線がうまく沿っていなかったことに起因している。しかし、10.0-10.6km区間のベーン工は有効に作用していることから、線形とみお筋の流線が沿うようにすればベーン工によって外岸側の局所洗掘が軽減されることが考えられる。また、 $1,800\text{ m}^3/\text{s}$ ではベーン工の下流で外岸側に向かう流れが生じたため、右岸に洗掘が生じた。この流況はベーン工の効果が流量によって異なるため必ず形成されるかについて検討する必要がある。これについてはケースIV-1-2において行うものとする。

7.3.2 ケースIV-1-2の実験結果

$5,000\text{ m}^3/\text{s}$ および $7,500\text{ m}^3/\text{s}$ 通水時における水位の縦断分布を図-7.15, 7.16に、また平均河床高および最深河床高の縦断分布を図-7.17に示す。ケースIV-1-2の水位はケースII-2と比較して若干高く、また河床高ではやや低めになっている。水面勾配はほぼ同じであるが水深が深いため、掃流力は若干大きいと考えられる。しかし、水深の変化量は模型区間全域で見るとわずかであるため、粗度係数に大きな変化はないと考えられる。よって河床波の形態および粗度に関する実験条件の再現性が保たれていると判断する。

ケースIV-1-2の河床高の河床等高線図を図-7.18に示す。これをケースIV-1-1 (図-7.7参照)と比較すると、ベーン工の内岸側に形成された最深部の位置は横越、灰塚地区ともほぼ同じである。し

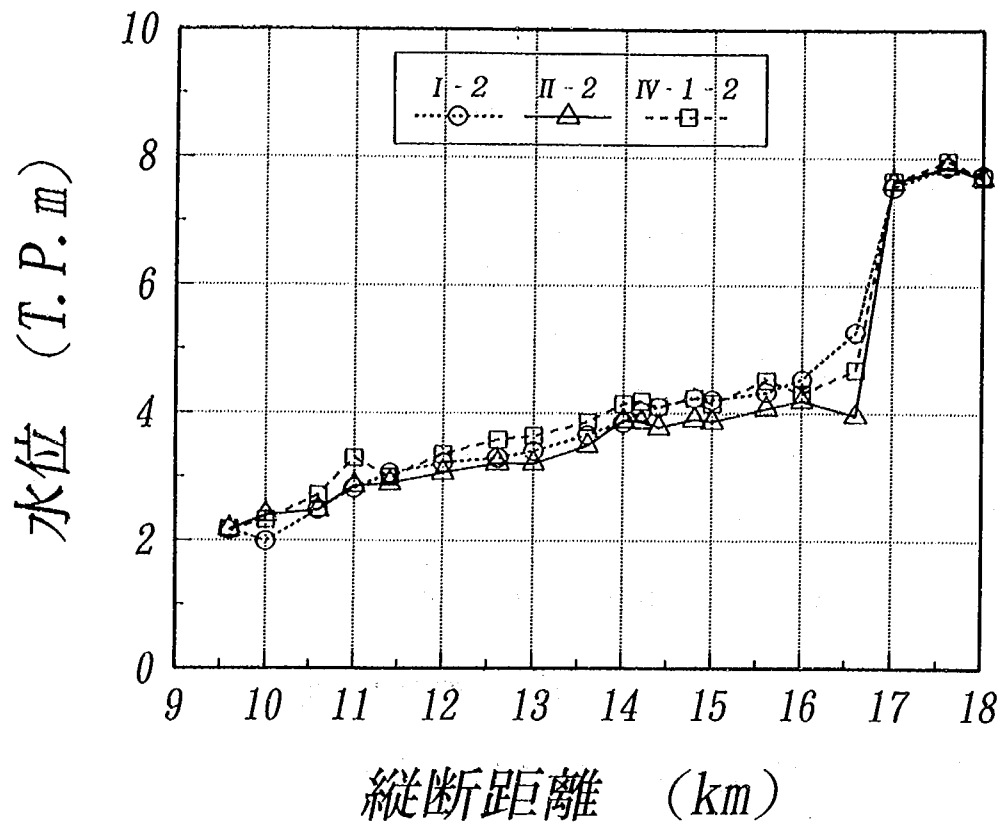


図-7.15 ケース I-2, II-2, IV-1-2 の水位の縦断分布 (5,000 m³/s 通水時)

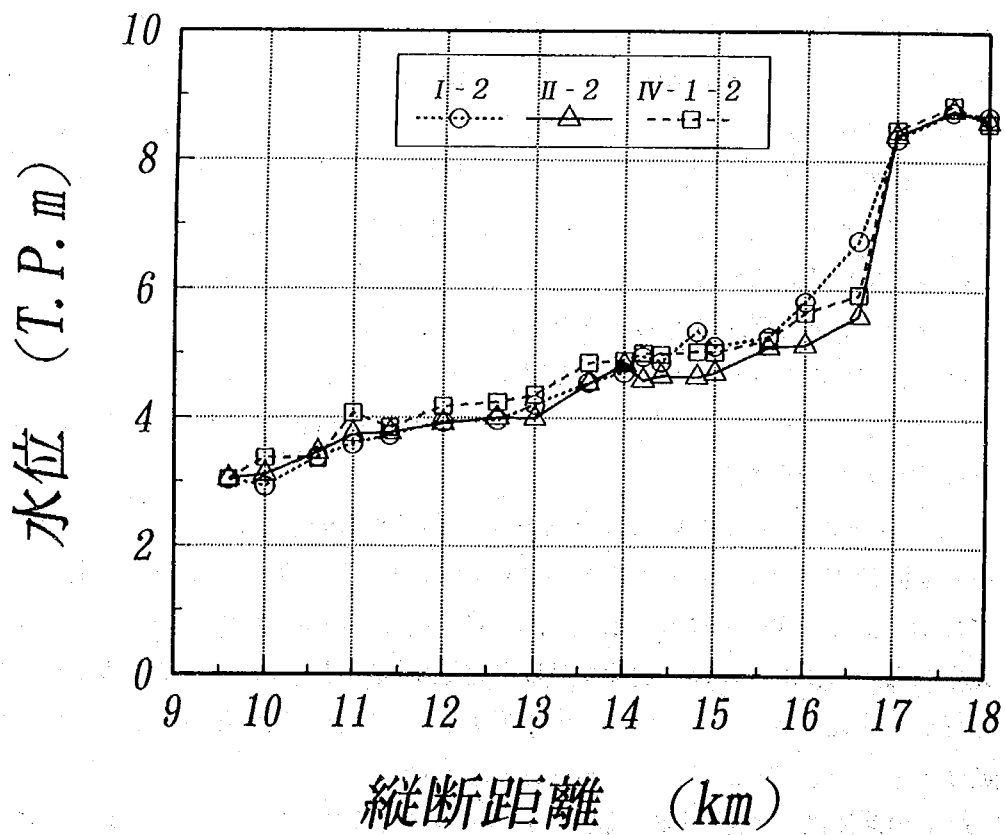


図-7.16 ケース I-2, II-2, IV-1-2 の水位の縦断分布 (7,500 m³/s 通水時)

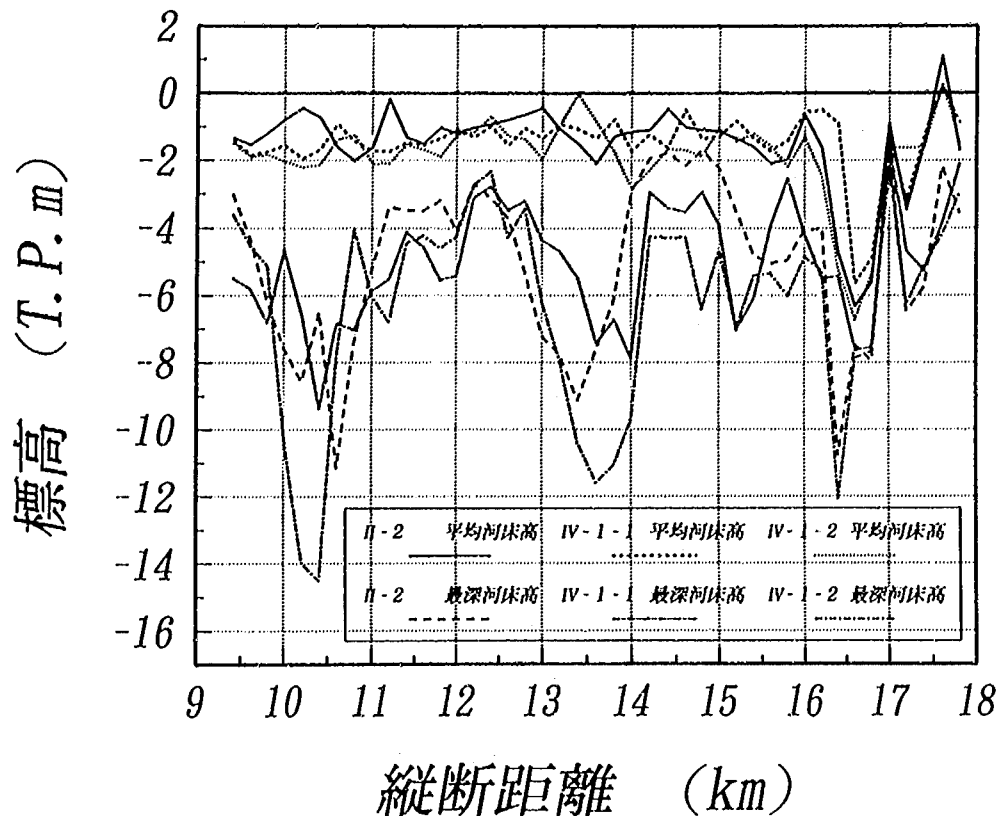


図-7.17 平均河床高および最深河床高の縦断分布（ケースⅡ-2,Ⅳ-1-1Ⅳ-1-2）

かし、ケースⅣ-1-1に比べて洗掘深が深くなったため、T.P.-4mの洗掘域が13.4km地点から12.6km地点近くまで下流に伸びた。同様に灰塚地区ではケースⅣ-1-1において見られた9.4-9.8km区間の右岸側のT.P.-6mに達する洗掘がなくなり、ベーン工の内岸側から下流に向かってT.P.-4mの洗掘域が伸びている。図-7.17に示した最深河床高の縦断分布を見ると横越および灰塚地区の最深部はケースⅡ-2に比較して約4m深くなっており、ベーン工の設置によって洗掘がより進んだことになる。これはベーン工の内岸側にみお筋を集中させたためこの範囲における掃流力が大きくなり、模型実験では7.2にまとめたように顕著な洗掘が生じやすい傾向があるために形成されたと考えられる。ベーン工と湾曲部外岸の間の堆積域はT.P.-4~2m程度まで埋め戻されており、ベーン工の効果が7,500m³/s通水時にも発揮されていたことが分かる。ただしベーン工の上流端ではベーン工の線形が悪かったため、11.0-11.4km区間のベーン工周辺の洗掘が進み写真-7.5に示すように水路床のモルタルが露出してしまった。以上の河床変動の詳細を見るため、10.4kmおよび13.6km地点における河床横断形状を図-7.19,7.20に示す。これらの図に共通してみられる河床変動の特徴は、河床高が低くなったベーン工の内岸側以外の固定砂州およびベーン工と外岸の間の河床高はほとんど変化していないことである。これよりベーン工の内岸側の局所的な範囲でのみ河床低下が進んだことになり、7.2で指摘したように模型実験における局所洗掘が現地より形成されやすい傾向をうかがわせている。このように激しく洗掘されたことにより、写真-7.6に示すようにベーン全体が河床上に露出してしまったのである。横雲橋に沿った横断面形は図-7.14に既に示したが、第3橋脚の位置にあった最深部がさらに深くなり限界洗掘深を大きく上回っている。これに止まらず第2,4橋脚は限界洗掘深と同じ高さまで河床が低下している。

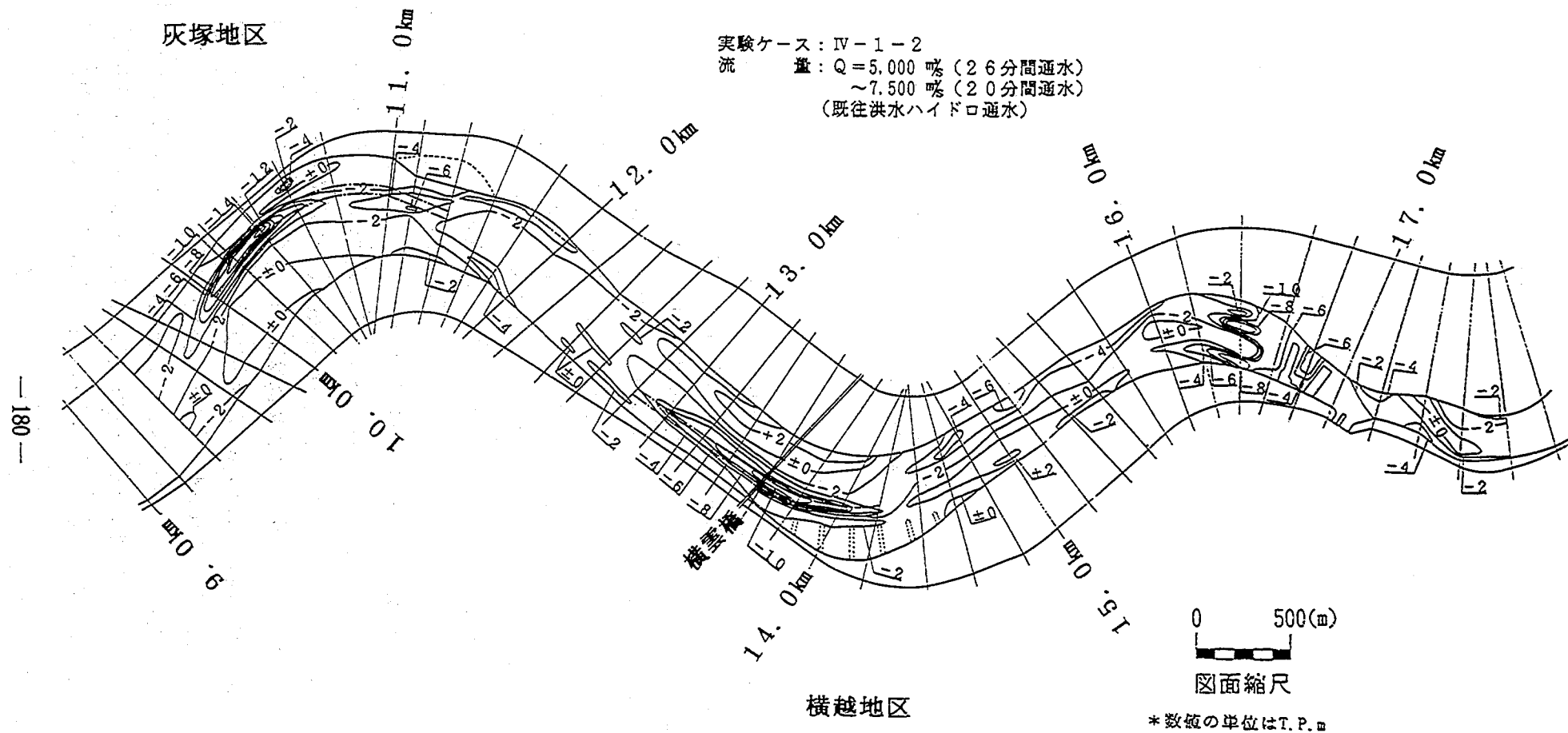


図-7.18 ケースIV-1-2の河床等高線図

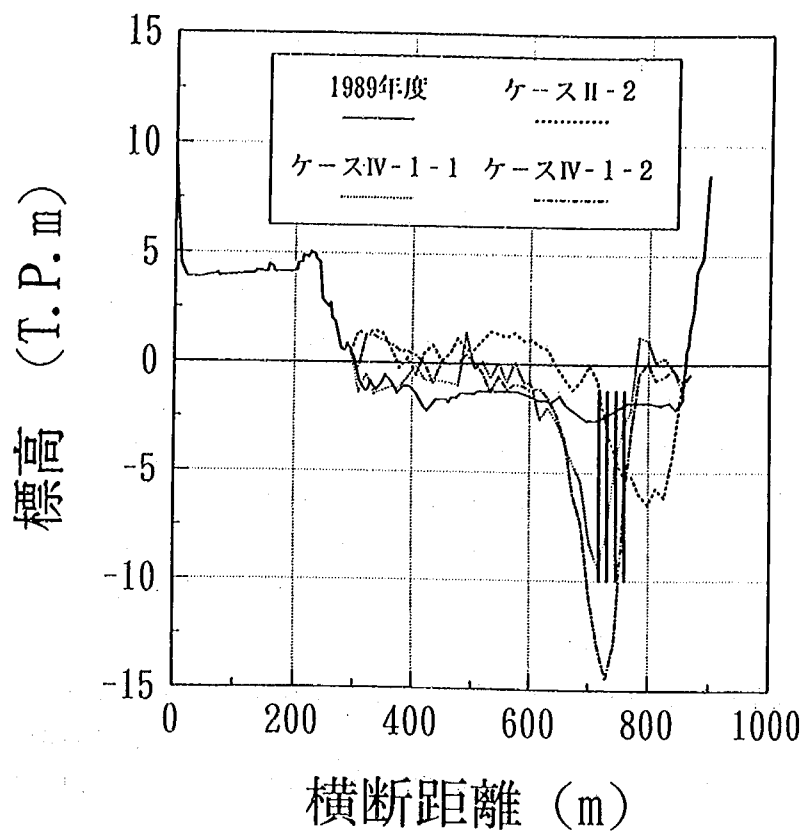


図-7.19 10.4km地点における河床横断形状（ケースⅡ-2,Ⅳ-1-1,Ⅳ-1-2,1989年）

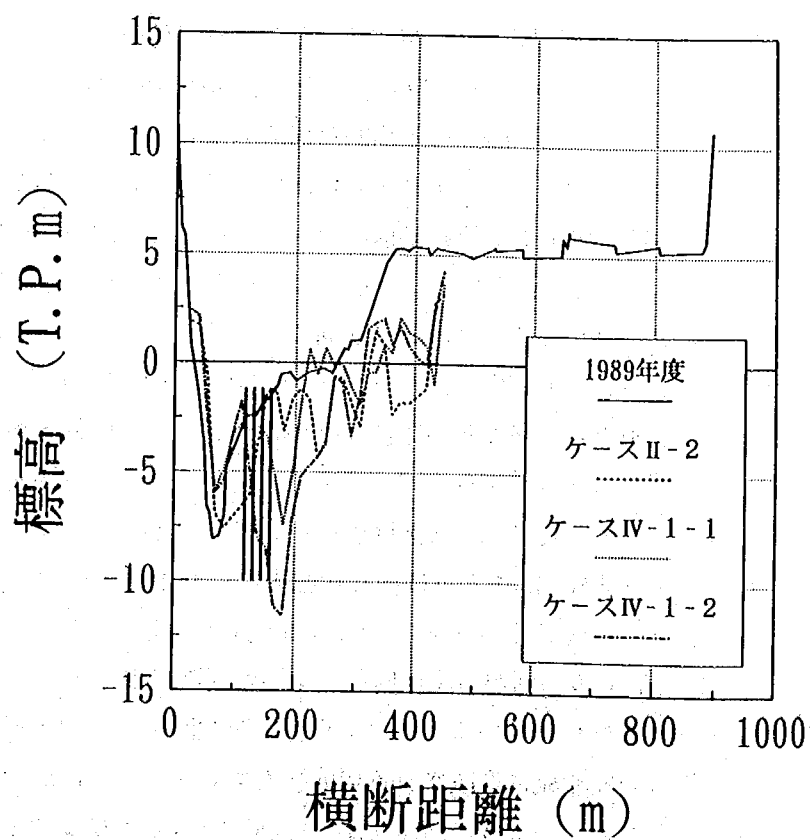


図-7.20 13.6km地点における河床横断形状（ケースⅡ-2,Ⅳ-1-1,Ⅳ-1-2,1989年）

これらは根固工を設置していない実験結果であるので、第2,4橋脚では根固工の設置により河床高を維持することができそうである。しかし、第3橋脚ではケースIV-1-2の実験結果ほど現地では河床低下しないと考えられるものの、ケースIV-1-1のように現況の最深部の標高まで河床低下することは設計上十分に考慮すべき点である。

7,500 m^3/s 通水時の横越地区の湾曲部における流況を写真-7.7に示す。石炭粉は浮遊形態で流送されるので水が黒く濁って河床上のベーン工が写真では見えないが、左岸側の染料はベーン工の内岸に沿って流下している。横雲橋に着目すると第3橋脚の位置にみお筋があることがわかる。この流況を定量的に見るため、各断面における横断方向流速分布を図-7.21に示す。ケースIV-1-1では横越地区の流速ベクトル（図-7.12参照）は河道法線形またはベーン工の線形の接線方向とほぼ一致していたが、ケースIV-1-2では特に14.0,14.2km地点においてベーン工を横断する方向の流速成分が卓越している。一方、13.6km地点ではベーン工の線形の接線方向とほぼ一致した流速ベクトルになっていることから、13.8km地点周辺で流れがベーン工の内岸側に最も寄っている、すなわち水衝部になっていると考えられる。横越地区から下流では写真-7.8に示すように12.0km地点において染料が低水路中央から右岸に寄っている。ベーン工を設置していないケースII-2では左岸に沿って流下していた（図-5.15参照）ことから判断すると、横越地区ではベーン工によりみお筋が右岸寄りに変更されたことを意味する。この傾向はケースIV-1-1より強くなっており、11.4-12.0km地点の右岸の中州が導流堤のように作用し、流れの方向を制御している。この流れは灰塚地区のベーン工の上流端（11.0-11.4km区間）では外岸から内岸方向へと横切っており、その下流ではベーン工に沿って流下していた。

以上の河床形状と流況は図-7.22のようにまとめられる。横越地区では流れが13.8km地点のベーン工の内岸側に最も集中するため、この地点において最深部が現れた。みお筋は全般的にベーン工の内岸側に集中して流下していたので、この範囲の河床が低下したがそれ以外の固定砂州およびベーン工と外岸の間ではケースIV-1-1と河床形状がほぼ一致し、ほとんど河床変動が見られなかった。ベーン工の内岸側で河床が大きく低下したのは、断面の平均的な掃流力より大きく上回る掃流力が作用するみお筋の位置において、模型実験において現地より大きな河床変動が生じる傾向が強いためである。このことは灰塚地区についても同様である。横越地区のベーン工により右岸方向に向かうようになったみお筋の流れは、ケースIV-1-1より強くなっている。このため、11.0-11.4km区間のベーン工を外岸から内岸側に向かって横切る流れが強くなり、この区間の水路床のモルタルが露出してしまった。この流況はベーン工の線形を決めるために用いたケースII-2の流況（図-7.1参照）と全く異なったことが原因である。そして、モルタルの粗度が河床波より小さいこと、河床低下が抑えられたためにベーンの露出高が小さかったことの2点により、ベーン工を外岸から内岸側へ横断する流れが維持されやすい状況になったと考えられる。10.6-11.0km区間のベーンは河床上に若干現れたが、その効果は発揮されたとはいえにくく、ケースIV-1-1とほぼ同じ状況であったと言える。10.0-10.6km区間のベーン工周辺の河床変動は、横越地区と同じくベーン工の内岸側で大きく洗掘された。また、10.0kmから下流では、ケースIV-1-1においてみお筋が右岸に向かっていた（図-7.13参照）のに対し、低水路中央からやや左岸方向に向かうようになっている。このため、灰塚地区にベーン工を設置したことに起因する水衝部が灰塚地区の下流の左岸側に形成される可能性もあるが、模型区間の下流端に近かったため実験では確認できなかった。以上のように河床波が平坦河床となる模型実験では、特にベーン工の内岸側で河床低下し、このためみお筋がベーン工の内岸側に集中しやすくなる。この点は現地との

実験ケース：IV-1-2

流量：Q = 5,000 m³/s (26分間通水)
 ~7,500 m³/s (20分間通水)
 (既往洪水ハイドロ通水)

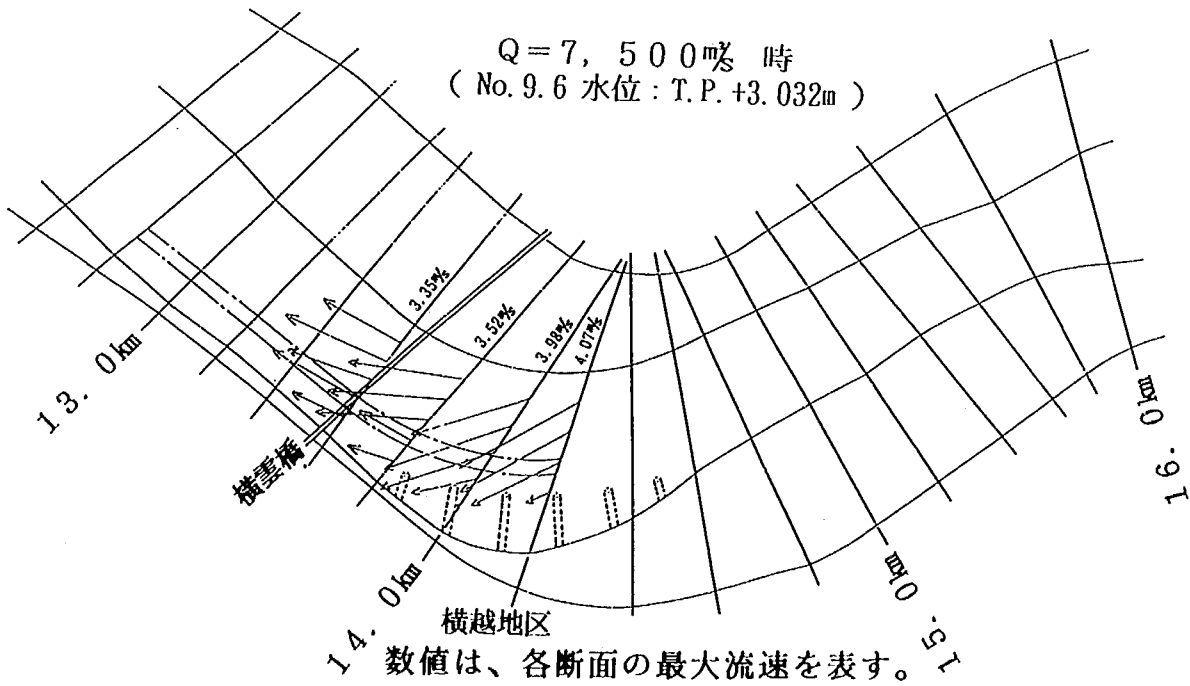
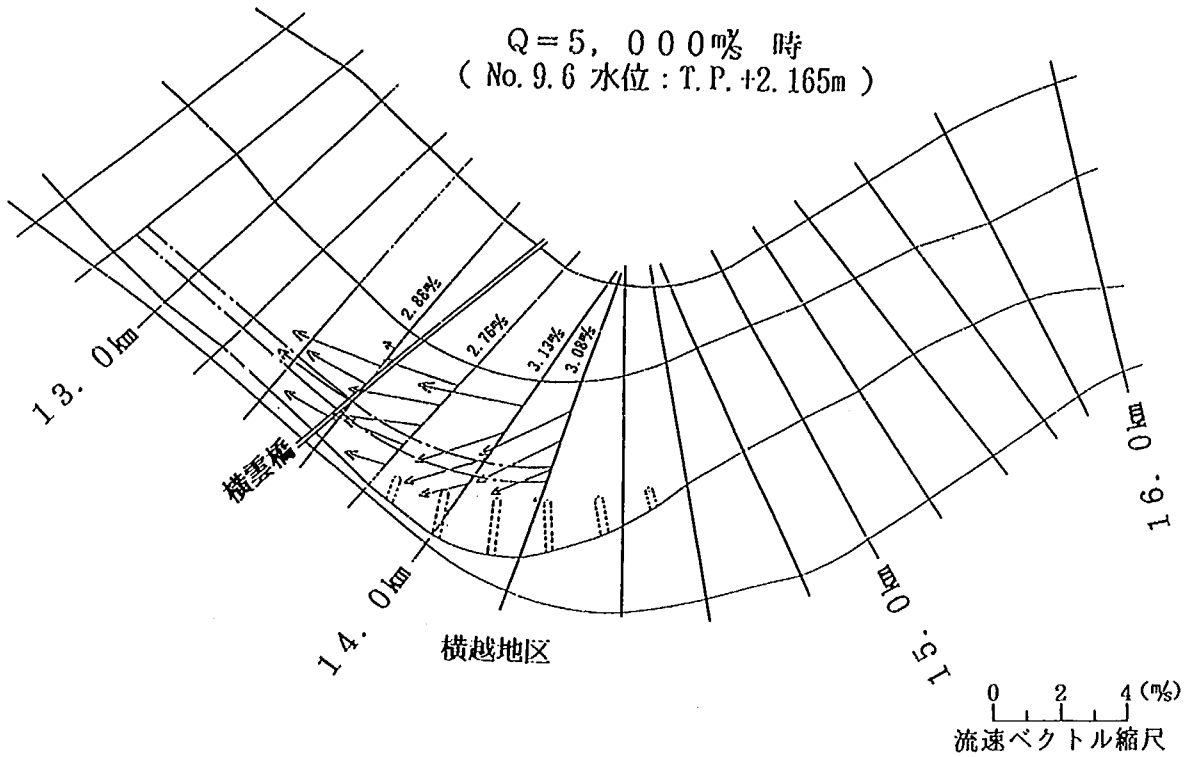


図-7.21 各断面における横断方向流速分布 (ケースIV-1-2)

実験ケース：IV-1-2
 流量：Q = 5,000 ㍻ (26分間通水)
 ~7,500 ㍻ (20分間通水)
 (既往洪水ハイドロ通水)

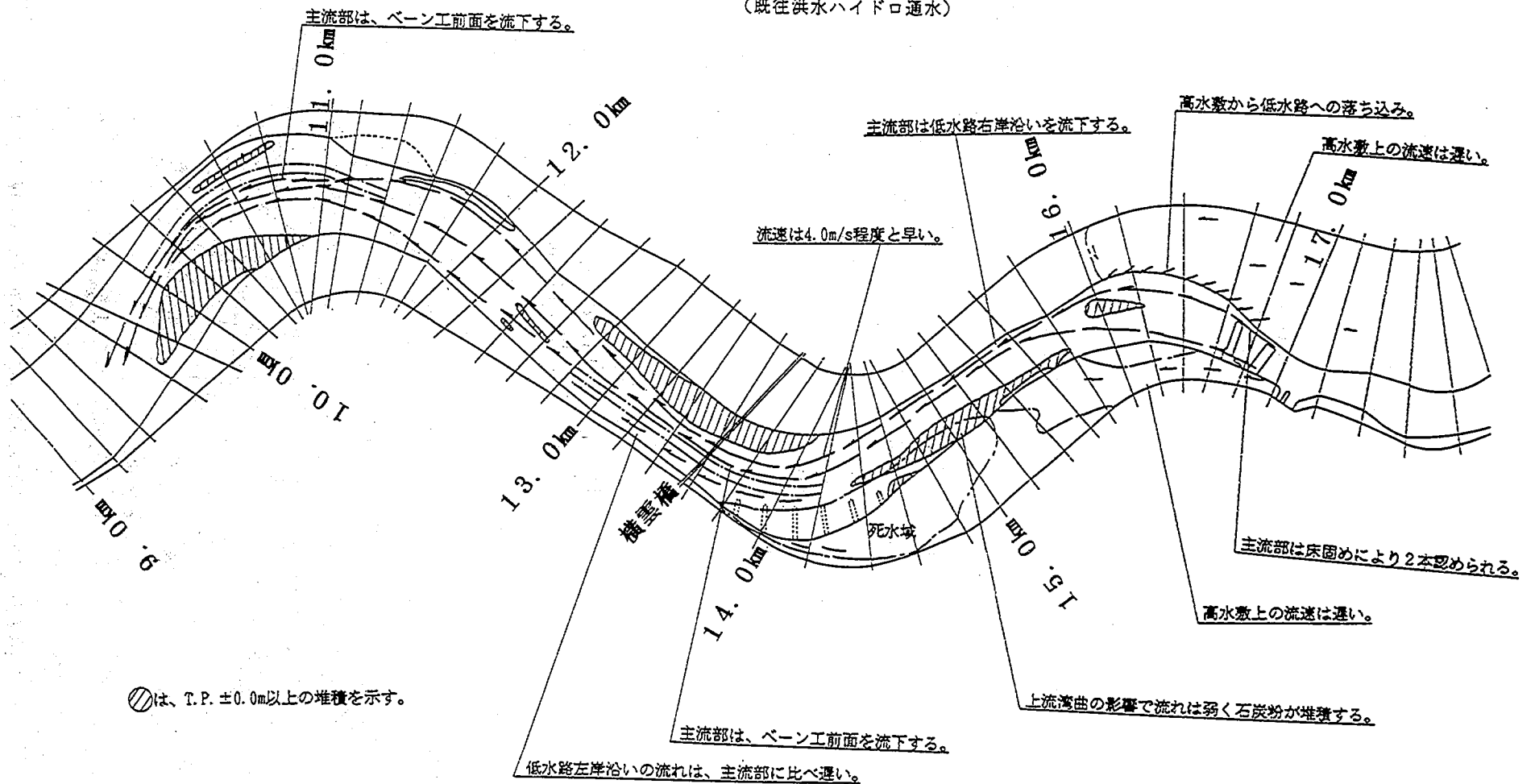


図-7.22 河床形状と流況のまとめ (ケースIV-1-2)

相似性がほとんど得られていないと考えられるので、河床変動の状況については参考に止めるべきである。しかし、流況とベーン工の線形の関係についてはそのまま現地に適用することができると考えられる。これによると、横越地区では水衝部を横雲橋の上流の13.8km地点に変えることができ、みお筋が橋脚にほぼ平行に流下するように流況改善が行われた。灰塚地区では11.0-11.4km区間の線形がみお筋に沿っていなかったが、ここから下流ではほぼベーン工に沿う流況となった。これらのことから今回のベーン工の線形は一部修正を要するものの良好であると考えられる。

7.3.3 実験結果のまとめ

模型実験においてベーン工の設置に関する検討を行う場合、現段階では相似性の問題から河床変動に関しては参考に止め、みお筋がベーン工の内岸側に沿うような線形になりうるかを確認することのみ可能であると考えられる。これを念頭に置き実験結果を見ると、横越地区のベーン工の線形は良好であり、現地においてもほぼ模型実験と同じ線形でよいと考えられる。現地に適用する場合、さらに2次流相殺係数 γ や外岸側の埋め戻しをどの程度にするかを決める必要がある。この時、外岸側を埋め戻す量を大きくすれば（すなわち γ を大きくすれば）、ベーン工の内岸側の洗掘量が大きくなることに注意しなければならない。この位置には横雲橋の第3橋脚がありこの河床高がT.P.-4m以下になる場合は橋脚の安定性に問題が生じるためである。このような河床低下を防ぐ方法として、①ベーン工の位置を模型実験より外岸側に寄せる、② γ を小さくするの2つが考えられる。①はこれ以上外岸側に寄せるとベーン工が横断面の最深部に入ってしまう（図-7.8参照）ため、不可能である。また、ベーン工によって河床に露出した粘性土を埋め戻さなければ横越地区の対策工としては不十分である。なぜならば、ベーン工は外岸側に沿った流速を減速させる機能を直接的には有さず、外岸を埋め戻すことによって流速を落とすものであるから、埋め戻しが粘性土を覆うことができず不十分な場合には流速の低減は期待できず、粘性土の侵食が進む可能性が高いためである。これより②では橋脚の安定性を確保することのみを考慮して γ を小さくすることはできないことが分かる。この両者の条件を満足する γ を決定できれば問題ないのであるが、上記のように模型実験ではこれが検討できないため、他の方法によって決めなければならない。この場合、粘性土の耐侵食強度についてより詳細な検討が必要であること、検討した方法が現地をかなり良く再現できるものであることが必要な条件となる。これらは現段階では非常に難しいと考えられるため、ベーン工の設置は困難と思われる。また、橋脚を補強することも考えられるが、ベーン工の利点である経済性の良さが失われ、かつ橋脚のリスクが大きくなると考えられる。以上より横雲橋の橋脚、粘性土の耐侵食性から決まる相異なる条件のパランスが満たされない限り横越地区におけるベーン工の設置は好ましくない。

灰塚地区では実験で設定したベーン工の線形のうち、上流端の修正を要する。これはベーン工の線形をケースⅡ-2の流況を参考にして決定したため、横越地区へのベーン工の設置による流況変化に対応できなかったためである。このように灰塚地区のベーン工の上流部は、横越地区に設置する対策工による流況変化に対応した線形としなければならない。したがって、横越地区の対策工を決定した後にはその対策工によってもたらされる流況にあった線形としなければならない。これは模型実験で検討可能であるが、現地においても横越地区の対策工がある程度完成した後の流況を空中写真から検討することが必要であることを示唆する。灰塚地区の現況の局所洗掘は内岸側の固定砂州を除去したことに応じてそれほど深くなく対策工を設置する緊急性が低いので、横越地区における対策工による流

況の変化を調査した後に灰塚地区のベーン工の線形を検討することは可能と考えられる。模型実験によるとベーン工の中流から下流端にかけてはベーン工の内岸に沿ってみお筋が流下していたため、外岸側の洗掘が埋め戻されていた。これより、灰塚地区にベーン工を配置することは効果があると結論できる。ただし、次の2点に注意しなければならない。一つはベーン工の線形は上流端を除き模型実験と同じでよいが、 γ は現地に対して計算し直す必要があることである。特に現地に設置する場合は段階施工になることを考慮すると、徐々に列を増やしていく方法を探るのが良い。これによって列数が増えるたびに γ が大きくなり、外岸側の河床変動を見ながら γ を調節することが可能となるからである。二つ目はベーン工下流の流況である。模型実験の流況を参考にすると、流量が大きくなるほど湾曲部外岸から内岸に向かってみお筋が流下する傾向が強くなる。これはベーン工の設置によってベーン工下流の内岸（左岸）側に新たな水衝部を形成する可能性があることを示唆する。また、砂利採取量が減少し河床低下の傾向が緩和された場合、灰塚地区から下流では砂州が形成されることが予想される。砂州の局所洗掘部と上記の水衝部が一致した場合、左岸側の河岸に沿って大きな洗掘が生じ河岸の安定性が問題になる可能性がある。これは数値計算では砂州の形成に関して十分な成果が現段階では得られていないこと、模型実験では大規模なものになることが考えられ事実上実施が難しいことなどの理由のため、予測するのが困難な状況である。したがって現地にベーン工を設置する場合、灰塚地区下流の流況、河床形状を見ながら下流端の位置を徐々に下流方向に延ばしていき調節することになると考えられる。今回の模型実験では $7,500\text{ m}^3/\text{s}$ 通水時においてもみお筋を極端に左岸方向に向ける傾向は見られなかった。このことより、現地にベーン工を設置する場合、下流端の位置は模型実験のものを基準にして調節すればよいと考えられる。

参考文献

- 宇多高明・藤田光一・平林 桂・服部 敦・伊藤克雄(1994)：利根川下流部洗掘対策模型実験報告書，土木研究所資料，第3267号，150p.
- 福岡捷二・渡辺明英・黒川信俊(1988)：ベーン工の洗掘軽減効果と設計法に関する研究，土木研究所資料，第2644号，p.80.
- 渡辺明英(1991)：ベーン工の設計法に関する調査，土木研究所資料，第2956号，p.167.

第8章 透過式水制工（法線形改修後）の検討実験

第7章においてベーン工の適用性について検討した。その結果、灰塚地区ではベーン工の適用性が高いが、横越地区ではベーン工の内岸側近傍の横雲橋橋脚の安定性に問題が生じ、ベーン工以外の局所洗掘対策工の適用性を検討する必要性が判明した。そこで、従来から砂床河川においてよく用いられている透過式水制工を横越地区に配置し、その適用性を検討することとした。本章ではこの目的にしたがった実験であるケースIV-2-1, IV-2-2の実験結果についてまとめ、横越地区における透過式水制工の効果と問題点について考察し、この工法の適用の可否について検討する。これらの実験での横越地区における低水路法線形は、右岸側12.8-14.6km区間の高水敷を掘削した改修後の法線形（図-3.15参照）である。なお、13.8-14.6km区間の法線形を改修前のままとした場合の実験については第9章でまとめる。

8.1 実験条件

本節では透過式水制工のねらいと配置方法の考え方、配置諸元の決定根拠についてまとめた後に、3.4に示した実験条件と異なる事項をまとめて示す。

8.1.1 透過式水制工のねらいと配置方法の考え方

横越地区におけるベーン工は、局所洗掘を埋め戻すと同時に、そこに現れている粘性土を河床材料で覆い隠すことにより大出水時における侵食を防ぐことをねらった対策工である。これに対し透過式水制工は、粘性土が現れている領域に作用する掃流力を低下させること、また水制間に土砂を堆積させてベーン工と同じく粘性土を河床材料で被覆することによって、横越地区における局所洗掘を改善することがねらいである。しかし、透過式水制工を配置するのは局所洗掘部周辺の水深が深い範囲であるため、実際の施工を考えた場合非常に難しい。横越地区の最深部の標高はT.P.約-8m、粘性土が露出している最高の標高がT.P.約-5m（図-2.60参照）であり、近年の平均水位がT.P.約0.75mであることから、水制工を配置する範囲の水深は6~9mになる。これより特に最深部近傍に透過式水制工（ここでは杭出し水制をイメージしている）は配置が難しい状況であることが明白である。そこで、最深部周辺の粘性土を水制の設置時において乱すことを最小限におさえる効果も含めて、図-8.1に示すように局所洗掘部を置換材料によりT.P.-5m以下を埋め戻した上で水制工を配置することを考えた。置換材料は水制周辺では水制の根固工の役割も受け持つものであり、水制間では通常の置換工と同じ働きを有する。ただし、水制なしの場合に比べて水制間では流速が低減されるのでより限界掃流力が小さい置換材料の使用が可能となる。以上を考慮して定めた水制工の配置状況は既に図-3.19に示した。水制工の長さは50mとしたがこの決定根拠は次のとおりである。河床表層材料の分布と河床等高線図に水制配置区間を併記したものを図-8.2に示す。これより粘性土はほぼT.P.-5m以下の河床面に現れていることから、左岸からT.P.-5mの等高線で囲まれた範囲を含むように透過式水制を配置することとした。図-8.2に示したように、13.2-13.6km区間内のT.P.-5mの等高線は、既設水制工の先端を連ねた線から約50m河道中央側に位置する。これより透過式水制の長さは50mとした。次に透過式水制1基あたりの杭の本数、直径、長さの決定根拠以下にまとめる。杭の直径は模型値に換算にする

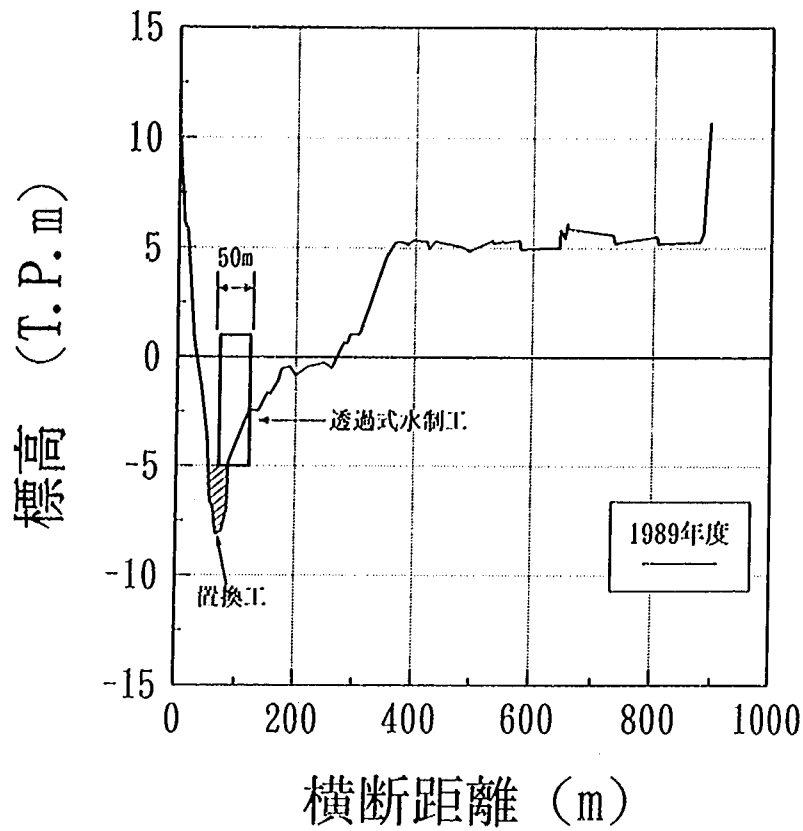


図-8.1 透過式水制工と置換工の配置状況 (案) (13.6km地点)

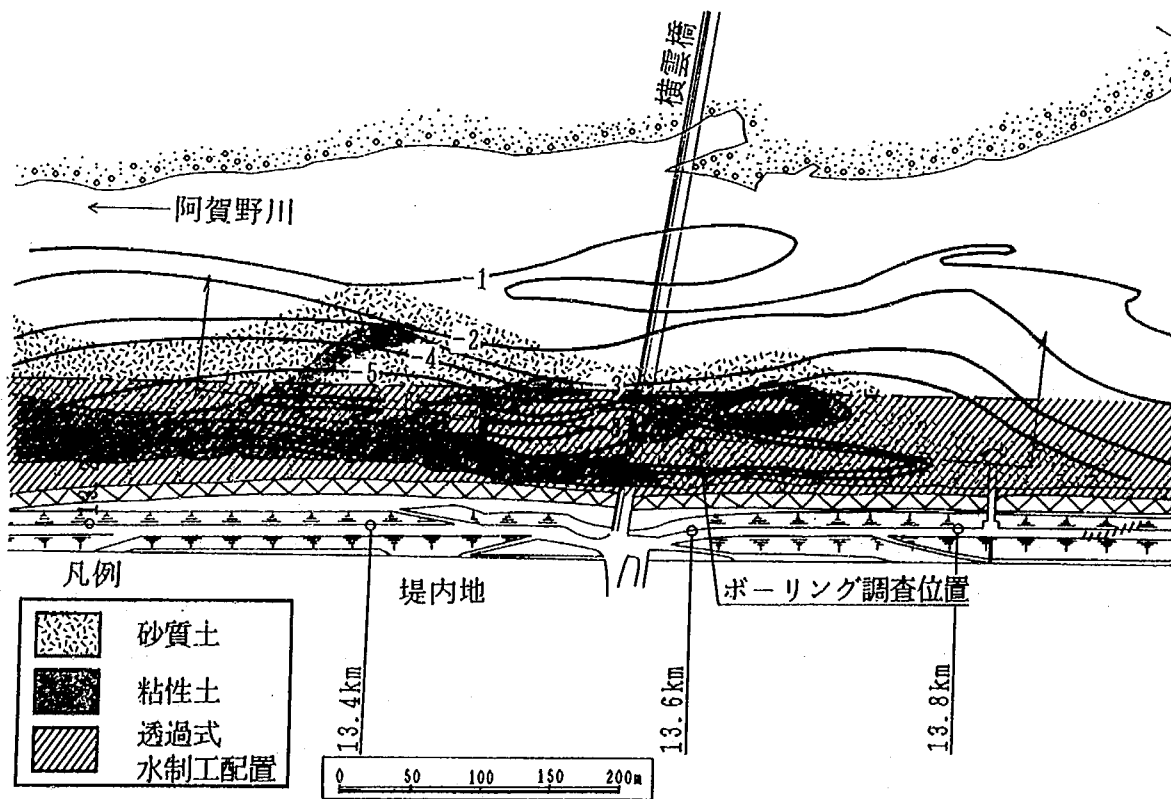


図-8.2 透過式水制の長さ粘土層の領域の比較

(現地の1/70倍)ことを考慮して35cm(模型では5mm)とした。また、杭の長さは平均水位時において杭の頭が出るように考慮し(図-8.1参照)6mとした。山本(1992)は水制の長さは平均年最大流量時の水深の1/2程度としておけばよいことを提案したが、平均河床高T.P.-1.2mを基準とした水制の長さ2.2mは阿賀野川の平均年最大流量時の水深4.7m(表-3.1参照)の約1/2となっており、妥当な長さと言える。杭の間隔は横断方向に2m、縦断方向に3mとし、1列25本の4列配置の計100本の杭で透過式水制1基が構成される(図-3.19参照)。秋草ほか(1960)の水制設置区間における平均流速の計算方法によれば、7,500m³/sの洪水時での水制間の平均流速は水制間の河床波が砂堆~平坦の場合80~95cm/s、摩擦速度では10cm/s以下になると推定される。2.5.4に示したのと同様な方法によって浮遊限界粒径 d_s を求めると河床材料の平均粒径(0.65mm)とほぼ等しい0.67mmとなる。また、水制間の置換材料表層を砂利とした場合に必要とされる50%通過粒径は山本(1992)によると、約30mm以上となる。2.6.5(2)に示したように最深部における河床材料が最大粒径約20mmの砂礫であることから水制間の土砂は掃流されにくい状態になると考えられる。これらより、水制間に河床材料が堆積すると考えられ、上記のねらいを満たす水制になっていることが確かめられた。この透過式水制工を12.7-13.7km区間に配置し、局所洗掘対策工とした。また同一の水制を13.8-14.6km区間の左岸、14.8-15.8km区間の右岸に配置し、第6章にまとめた実験と同じく横越地区の流況改善を行った。13.8-14.6km区間の水制の設置方法はケースⅢ-2において $L_g=50\text{m}$ 、 $h_g=2\text{m}$ の非透過式水制を透過式に置き換えた状況であり、14.8-15.8km区間ではケースⅢ-1の非透過式水制を透過式に置き換え、さらに15.4-15.8km区間の水制の先端に沿って縦工を上記の透過式水制と同じ杭の間隔で製作した。これはこの区間が水衝部になるため、水制工前面の洗掘深を緩和させることをねらったものである。

8.1.2 実験条件

代表流量を通水し、透過式水制工を設置した場合の動的平衡河床形状を形成させることを目的とした実験を行った。代表流量としてこれまでにまとめた実験と同様に1,800m³/sとしたのがケースⅣ-2-1、平均年最大流量である3,900m³/sとしたのがケースⅣ-2-2である。これら2種類の流量のいずれかが現地と相似な河床変動による動的安定河床を形成すると考えられるが、模型実験の相似則に関する問題点から実験前の机上計算からはいずれであるか確認できない。なぜならば3.4.2に詳述したように今回用いられた相似則は模型実験対象区間での平均的な水理量を基に相似性を検討しているため、水制周辺の河床変動といった局所的な水理量に支配される現象に関する相似性が検討できないことに起因する。水制近傍の流速は水制設置前に比較して流速、すなわち掃流力が低下するので土砂が堆積しやすくなる傾向を有する。水制の非設置区間では代表流量として適切であっても、設置区間では過剰な堆積が生じるため現地との河床変動の相似性が得られない場合がある。これを考慮したため、上記のような実験を行うこととした。ケースⅣ-2-1の初期河床形状は河床整形を行った状態であるが、ケースⅣ-2-2では透過式水制工を設置した12.2-16.2km区間のみを河床整形し直し、他の区間はケースⅣ-2-1の通水後河床とした。これは水制の非設置区間の河床形状は実験の対象外で必要であり、実験の簡略化を兼ねたためである。

横越地区の水制の下には施工性、粘着性の保護などを考慮した置換工を配置する計画としたが、模型実験を行うに際して置換工は設置しなかった。この理由は、水制間は土砂の堆積が生じると考えられることと、水制先端部周辺の河床変動の状況からT.P.-5mの高さまで置換工を配置することの妥当

性を検討することを目的としたためである。水制先端周辺に置換工の延長として根固工を設置した模型実験も可能であるが、模型実験において根固工の重量や大きさなどを現地と相似にすることが困難なこと、水制前面の安定河床高に近い河床高に根固工を設置することが必要であるがこの河床高が未知であることなどの理由により、上記の方法による実験とした。なお、透過式水制を構成する杭は模型実験ではT.P.-6mまで設置されており、これより下では模型の透過式水制を設置する台として利用したコンクリートブロックになっている。

通水時間の設定は、ケースIV-2-1 ($1,800 \text{ m}^3/\text{s}$)においては砂面計により測定する河床変動量がほぼ安定するまでとした。この方法は、第7章までにまとめた同一流量に対する実験と同じであり、今回の実験では34時間を要した。また、ケースIV-2-2 ($3,900 \text{ m}^3/\text{s}$)では、特に洗掘部に設置した砂面計により測定した河床低下量がほぼ安定するまでとした。今回の実験では2時間を要した。

8.2 実験結果

8.2.1 ケースIV-2-1の実験結果

水位の縦断分布を図-8.3に、また平均河床高および最深河床高の縦断分布を図-8.4に示す。ケースIV-2-1の水面勾配は $1/2,790$ であり、ケースII-1 ($1/2850$)とほぼ同一である。また模型区間の縦断的な平均水深もケースIV-2-1では3.55m、ケースII-1では3.47mとこれもほぼ同一となった。これらより、ケースIV-2-1の粗度はケースII-1とほぼ同一であると考えられ、実験条件の再現性が保たれていると言える。ケースIV-2-1では透過式水制を配置したのでこれによる粗度の増加が予想

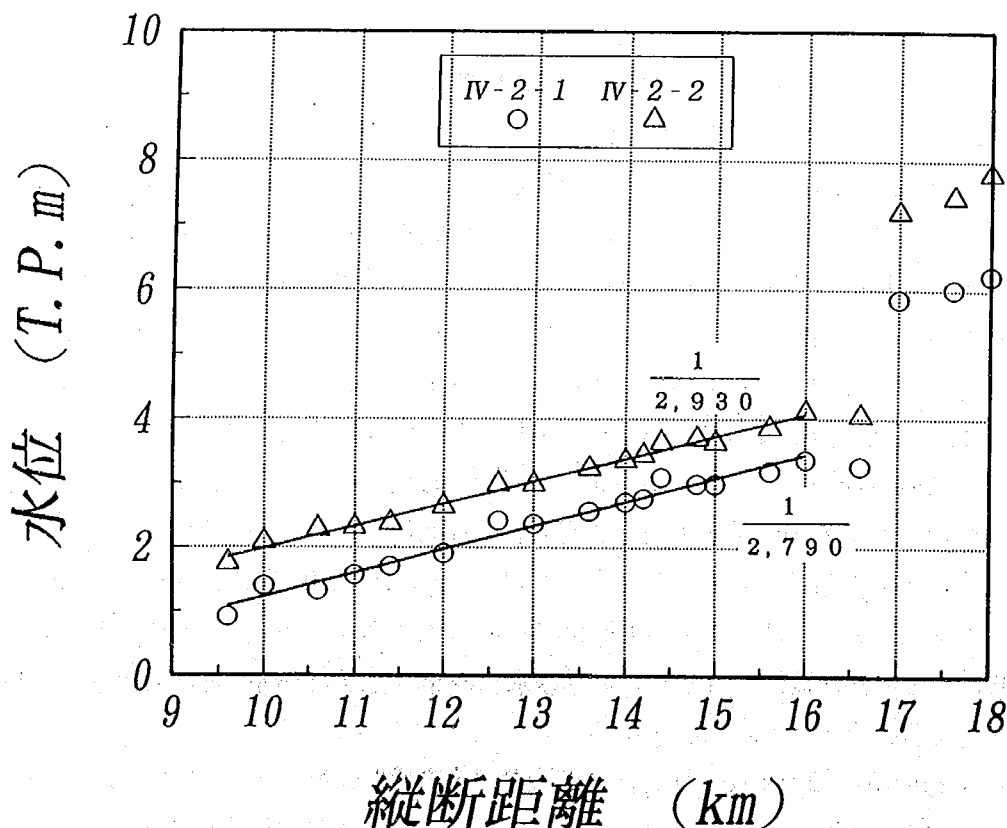


図-8.3 ケースIV-2-1, IV-2-2の水位の縦断分布

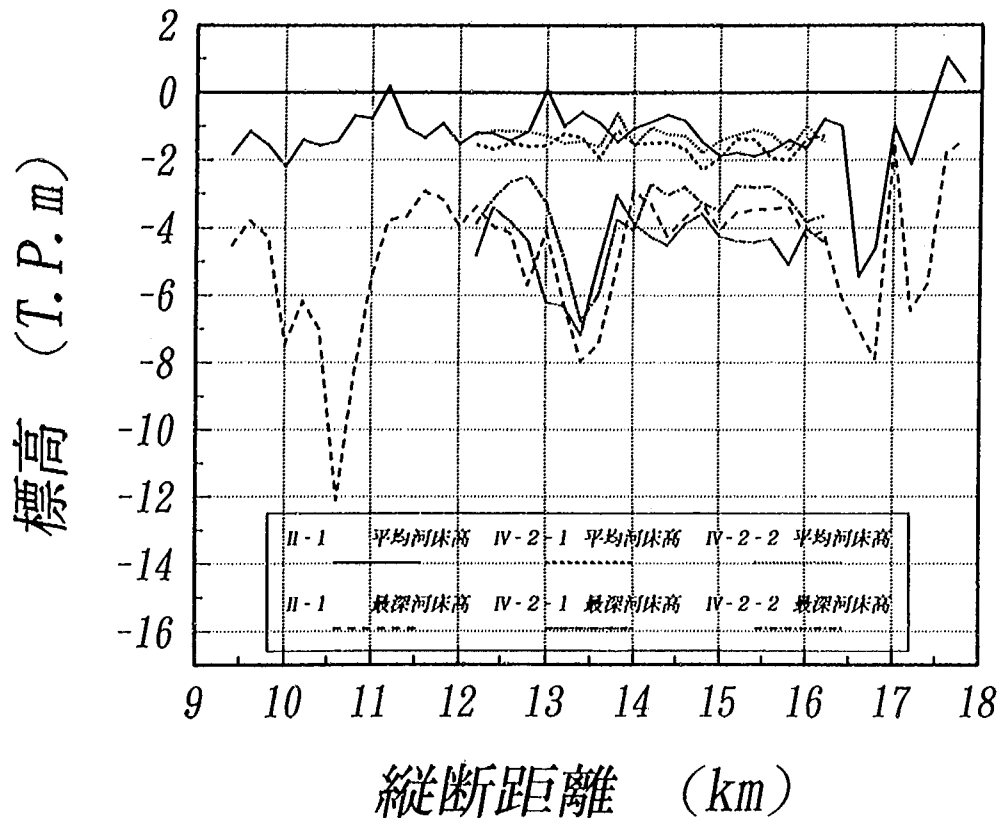


図-8.4 平均河床高および最深河床高の縦断分布（ケースⅡ-1,Ⅳ-2-1,Ⅳ-2-2）

されたが、今回の実験では顕著な水面勾配および水深の差としては現れなかった。

ケースⅣ-2-1の河床高の等高線図を図-8.5に示す。13.8-14.8km区間の左岸と14.8-15.8km区間の右岸に設置した水制の前面に標高がT.P.0m以上に達する高い河床高の区域が生じており、これと対照的にそれらの対岸にT.P.-2m以下の低い河床高の区域が現れている。水制はみお筋が寄る側の河岸に設置したので、上記の河床形状はみお筋が寄る側の河床高が低くなるというケースⅢ-1-1、Ⅲ-2-1（図-6.3,6.8）で見られた現象と異なり、むしろ透過式水制間の土砂堆積のしやすさに起因していると推測される。すなわち、通水初期では水制に沿ってみお筋が流下していたが、水衝部に徐々に土砂が堆積したと考えられる。1,800m³/s通水時における水制間の平均流速（水制間の河床波形態は実験観察の結果から砂堆（ $\phi=8$ ）とした）は秋草ほか（1960）の方法によると61cm/s（模型では9.1cm/s）と推定される。これより無次元掃流力は0.55（模型では0.088）となる。模型実験では水制間の無次元掃流力が限界掃流力（0.06）に近い値となり、石炭粉が堆積しやすい状況になっている。このため、土砂の堆積域は水衝部から下流に徐々に伸びていき、図-8.5に示すような堆積域の形状になったと考えられる。この堆積域の形成に伴ってT.P.-2m以下の河床高の領域が水衝部となるはずの水制を設置した河岸と対岸側に形成されたと推定される。上記にまとめた河床変動の結果として横越地区の局所洗掘の位置が13.0-13.4km区間になり、ケースⅡ-1、Ⅲ-1-1、Ⅲ-2-1（13.4-13.6km区間）に比較して下流に移動した。これは13.8-14.8km区間の水制前面に堆積域が形成されたため、流れが内岸（右岸）に沿うようになり、堆積域の下流端である13.8km地点から徐々に外岸に寄っていったためと考えられる。このことは、次に示す横越地区の流況からも理解される。

実験ケース：IV-2-1
 流量： $Q=1,800$ ㍻
 (融雪洪水平均流量)
 下流端水位：T.P.+0.923m
 (下流河道計画断面)
 通水時間：34.0時間

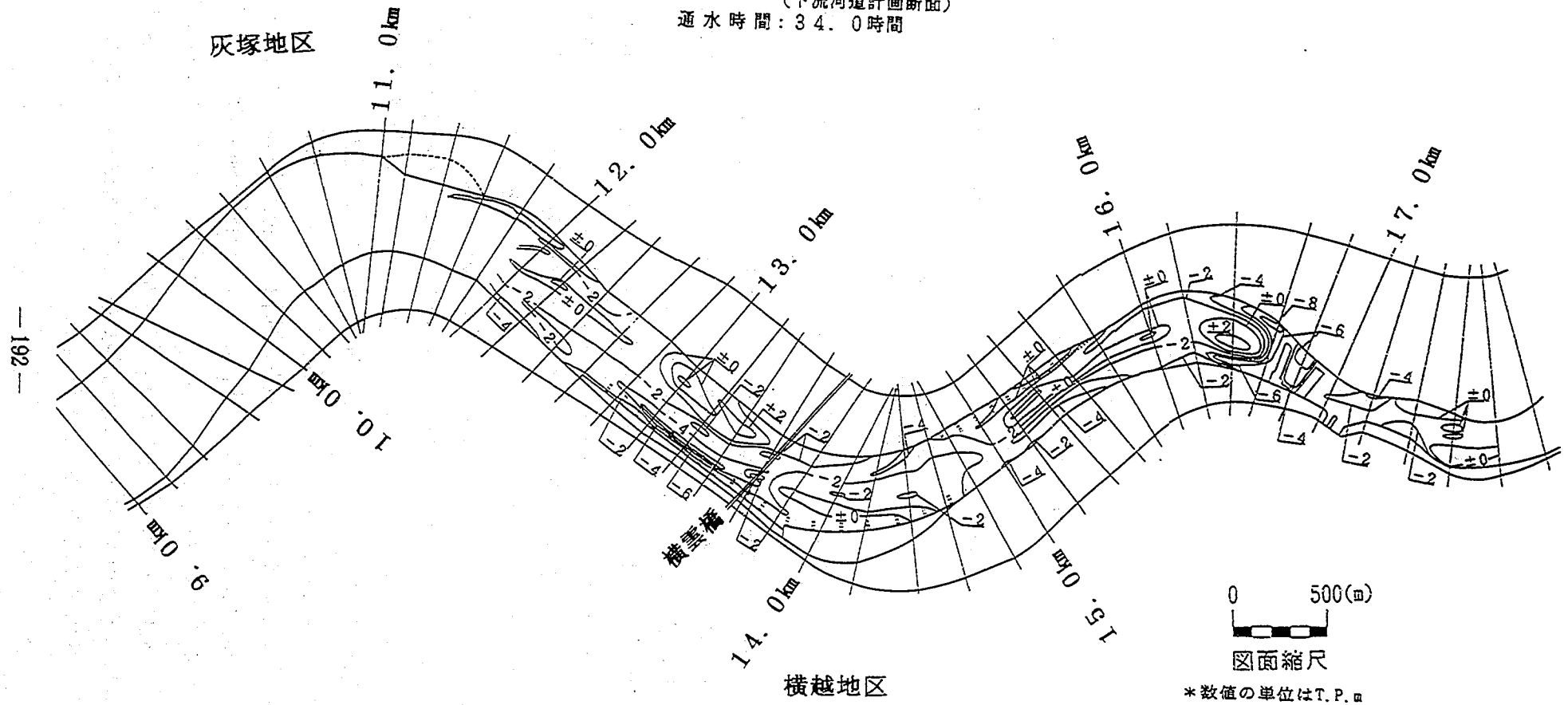
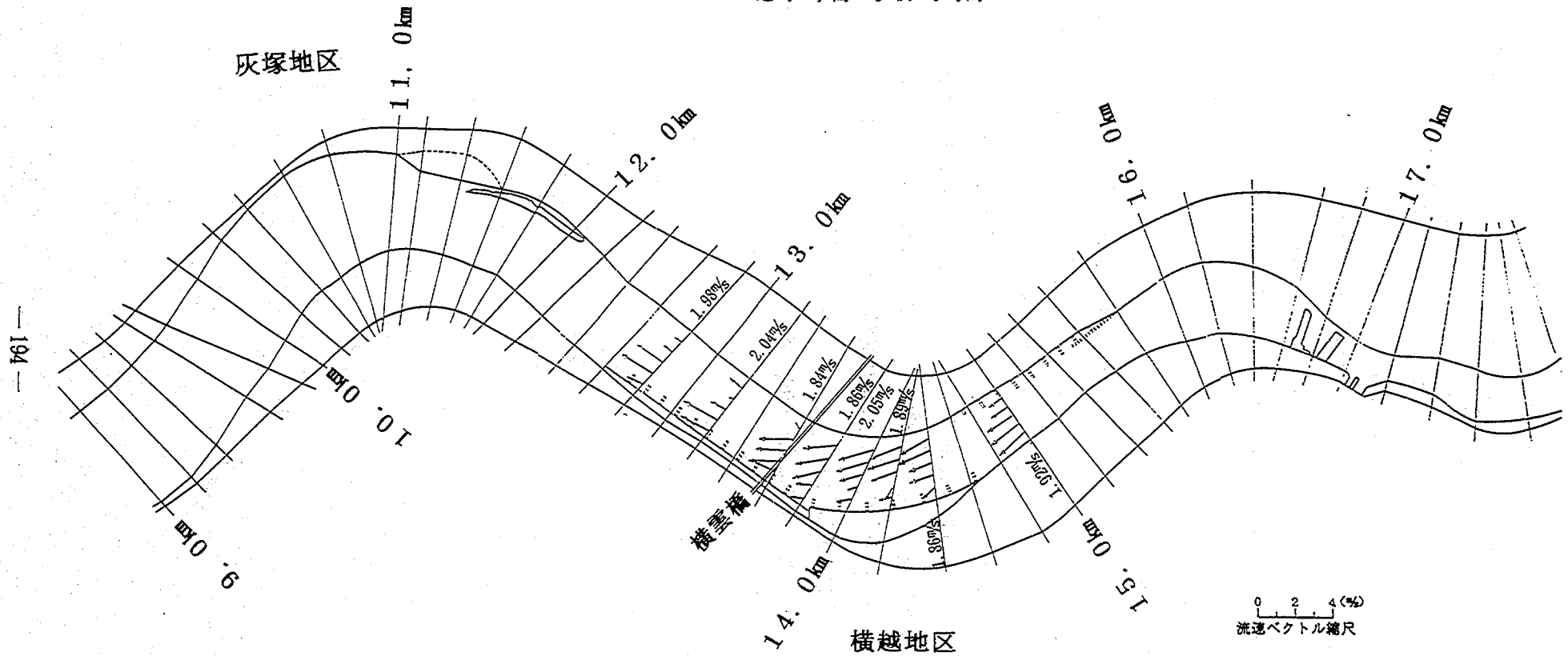


図-8.5 ケースIV-2-1の河床等高線図

12.6-14.0km区間の流況を写真-8.1に示す。14.8-15.8km区間の右岸側に非透過式水制工を配置したケースⅢ-1-1（写真-6.2参照）と比較することができる。ケースⅣ-2-1では14.2km地点の右岸側に投入された染料が13.8km地点まで内岸側に沿って流下しており、ここから徐々に外岸側に移動して13.4km地点から下流周辺に水衝部を形成している。これに対し、ケースⅢ-1-1では河道中央から右岸寄りに投入された白色の染料が13.6km地点の外岸側に向けて直線的に流下しており、この地点に水衝部を形成している。この状況を定量的に評価するために各横断面における横断方向の流速分布を図-8.6に示す。これとケースⅢ-1-1の流速分布（図-6.6参照）を比較すると、14.0-14.4km区間ではほぼ相似な流速分布となっているが、13.6および13.8km地点では内岸（右岸）側の最大流速がケースⅣ-2-1の方が約30cm/s速く、かつ右岸から左岸に向かっている。ケースⅣ-2-1では13.2km地点の流速分布を見ると河道法線形に沿った方向に流速ベクトルが向いていることから、13.2-13.6km区間に水衝部が形成されたことが明らかである。

以上の河床形状と流況は、図-8.7にまとめられる。13.8-14.8km区間の左岸の水制前面に堆積域が形成されたことにより流況が変化し、水衝部の位置が下流に移動している。堆積域の形成は水制間の掃流力が限界掃流力に近い値になるためである。しかし、現地では無次元掃流力が0.55になることから、このような堆積域は形成される可能性が低いと考えられる。すなわち、今回の実験は模型実験固有の現象が現れたと言える。これより透過式水制を設置した実験の代表流量は $1,800\text{m}^3/\text{s}$ より大きい流量であり、平均年最大流量 $3,900\text{m}^3/\text{s}$ を代表流量とするのが妥当であると推測される。しかし、この実験結果は $1,800\text{m}^3/\text{s}$ 通水時の模型実験と同じく河床材料の平均粒径が浮遊限界近くになる程度の小洪水時において水制間に活発に土砂堆積が生じることを示唆しており、横越地区の粘性土を河床材料によって覆うことができる可能性が高いことを意味する。

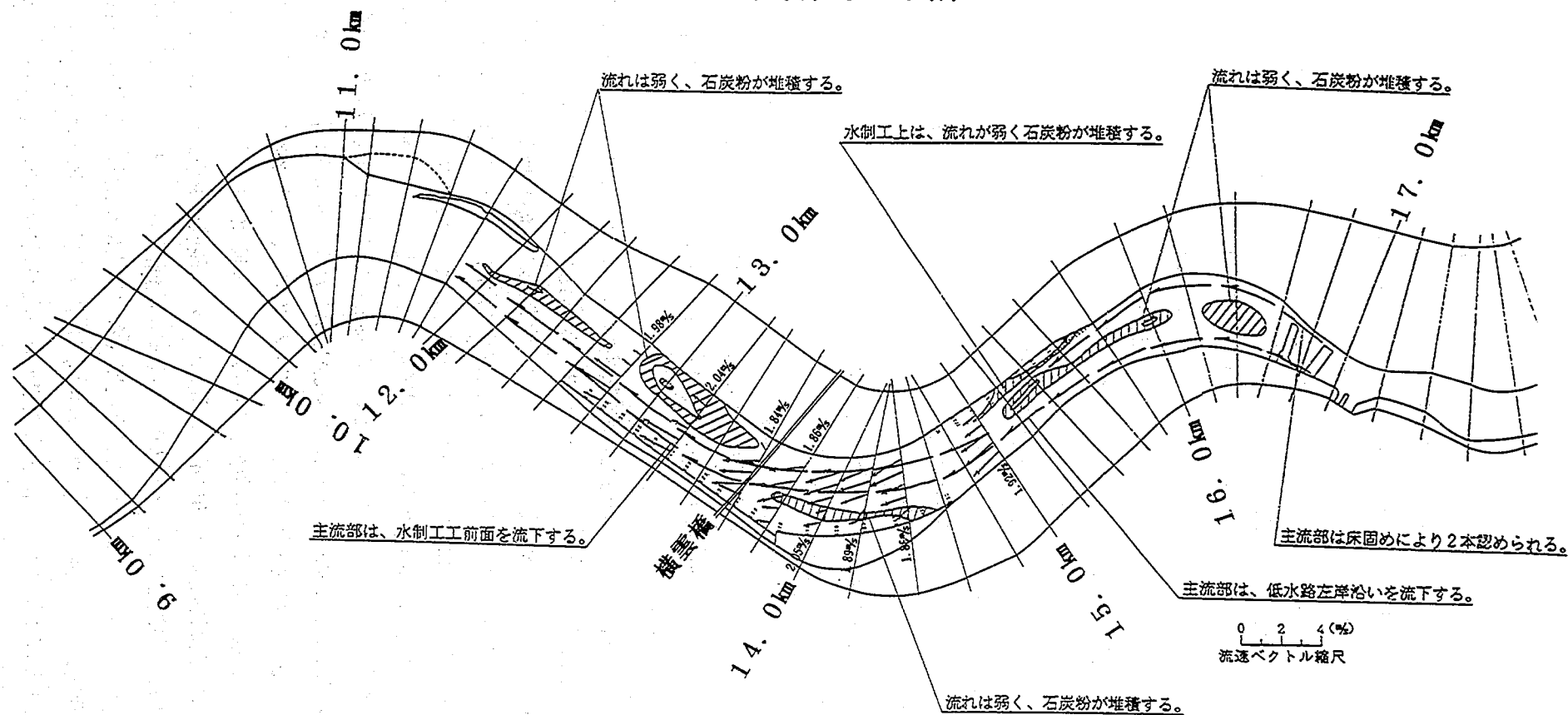
実験ケース：IV-2-1
 流量： $Q=1.800$ ㏍
 (融雪洪水平均流量)
 下流端水位：T.P.+0.923m
 (下流河道計画断面)
 通水時間：34.0時間



※数値は、各断面の最大流速を表す。

図-8.6 各断面における横断方向流速分布 (ケースIV-2-1)

実験ケース：IV-2-1
 流 量：Q=1.800 ㍓
 (融雪洪水平均流量)
 下流端水位：T.P.+0.923m
 (下流河道計画断面)
 通水時間：34.0時間



●は、T.P. ±0.0m以上の堆積を示す。

※数値は、各断面の最大流速を表す。

図-8.7 河床形状と流況のまとめ (ケースIV-2-1)

8.2.2 ケースⅣ-2-2の実験結果

水位の縦断分布は図-8.3に、また平均河床高および最深河床高の縦断分布は図-8.4に既に示した。3,900 m^3/s を通水した実験は今回が初めてであるため、現地との相似性について詳細に検討してみる。模型区間の平均的な水面勾配が $1/2,930$ 、模型実験対象区間の縦断的な平均水深が4.2m、断面平均流速が2.3m/sであることから、流速係数 ϕ_v を計算すると19となる。これを模型値に換算すると $\phi_m=14$ となる。模型値の無次元掃流力が0.42であることと図-3.3に示した石炭粉の流速係数と無次元掃流力の関係より、河床波形態が遷移河床であると推定される。通水後の河床波の観察によれば水深の浅い領域では砂漣、これより深い場所では砂堆と砂漣が交互に現れているようであった。砂漣は実験終了後に水を排水する過程において形成されることから、通水中では平坦河床と砂堆が現れていたと考えられる。これより、通水中は遷移河床であったと推定される。したがって、流速係数の推定はほぼ妥当であると考えられる。これに対し、現地では図-3.2に示したように河床波形態が砂堆であり、流速係数 $\phi=8$ となると推定される。これより、模型実験では現地に比べて粗度が小さくなっており、水深も現地が4.8m（表-3.1参照）であるのに対し模型では4.2mと0.6m浅くなる。以上のように、流れ場の相似性は完全ではないが、これと同じように相似性が得られていないケースⅠ-1において河床変動の相似性が得られていることから類推すると、河床変動の相似性は比較的良いことが期待できる。

河床高の等高線図を図-8.8に示す。ケースⅣ-2-1（図-8.5参照）と比較すると、13.8-14.8km区間の左岸、14.8-15.8km区間の右岸に設置した水制前面の堆積域がなくなり、その代わりにT.P.-2m以下の洗掘領域が位置している。これはケースⅢ-1-1（図-6.3参照）とⅢ-2-1（図-6.13参照）と同じ傾向であり、これより透過式水制を設置した実験における代表流量として平均年最大流量3,900 m^3/s が適切であるといえる。また、水制の構造に違いがあるものの、ケースⅣ-2-2とケースⅢ-1-1、Ⅲ-2-1の河床形状が定性的には同様な傾向を示していることから、間接的ではあるが河床変動の相似性が比較的良いと考えられる。

14.8-15.8km区間の水制前面では、非透過式水制を設置したケースⅢ-1-1において写真-6.5に示したように局所洗掘が激しかったが、ケースⅣ-2-2では写真-8.2に示すように水制前面の洗掘がほとんど生じていない。この区間の代表断面として15.0km地点における河床横断形状を図-8.9に示す。ケースⅣ-2-2ではケースⅢ-1-1およびⅢ-2-1と比較して水制前面の洗掘は約3m浅くなっている。そして現況の横断形状とはほぼ同一になっていることから、水制の設置による問題はないといえる。これと同様なことが13.8-14.8km区間の水制前面の河床形状についても当てはまる。ケースⅣ-2-2と同じ配置で非透過式水制を設置したケースⅢ-2-1の13.8km地点周辺の水制前面では、図-6.8に示したようにT.P.-10mにも達する局所洗掘が生じ、写真-6.4に示したように水制周辺の河床が著しく洗掘された。これに対し、透過式水制を配置したケースⅣ-2-2では、写真-8.3に示すように水制前面に大きな洗掘が見られず、水制間に土砂が堆積している。ケースⅢ-2-1において最も洗掘深が深くなった13.8km地点の河床横断面形状を図-8.10に示す。死水域となる領域に非透過式水制を設置したケースⅢ-1-1では左岸側の洗掘が激しいが、ケースⅣ-2-2では洗掘深はケースⅡ-1とほぼ同一であり、さらに横断的な位置もケースⅡ-1より100mほど内岸（右岸）側に移動し、外岸側の堤防の安定性がより確保される断面形状となっている。これらの水制群前面で洗掘深が緩和されたことから分かるように、横断形状を大きく変えることなく流況を改善できる透過式水制工を設置することが適切であると判断される。

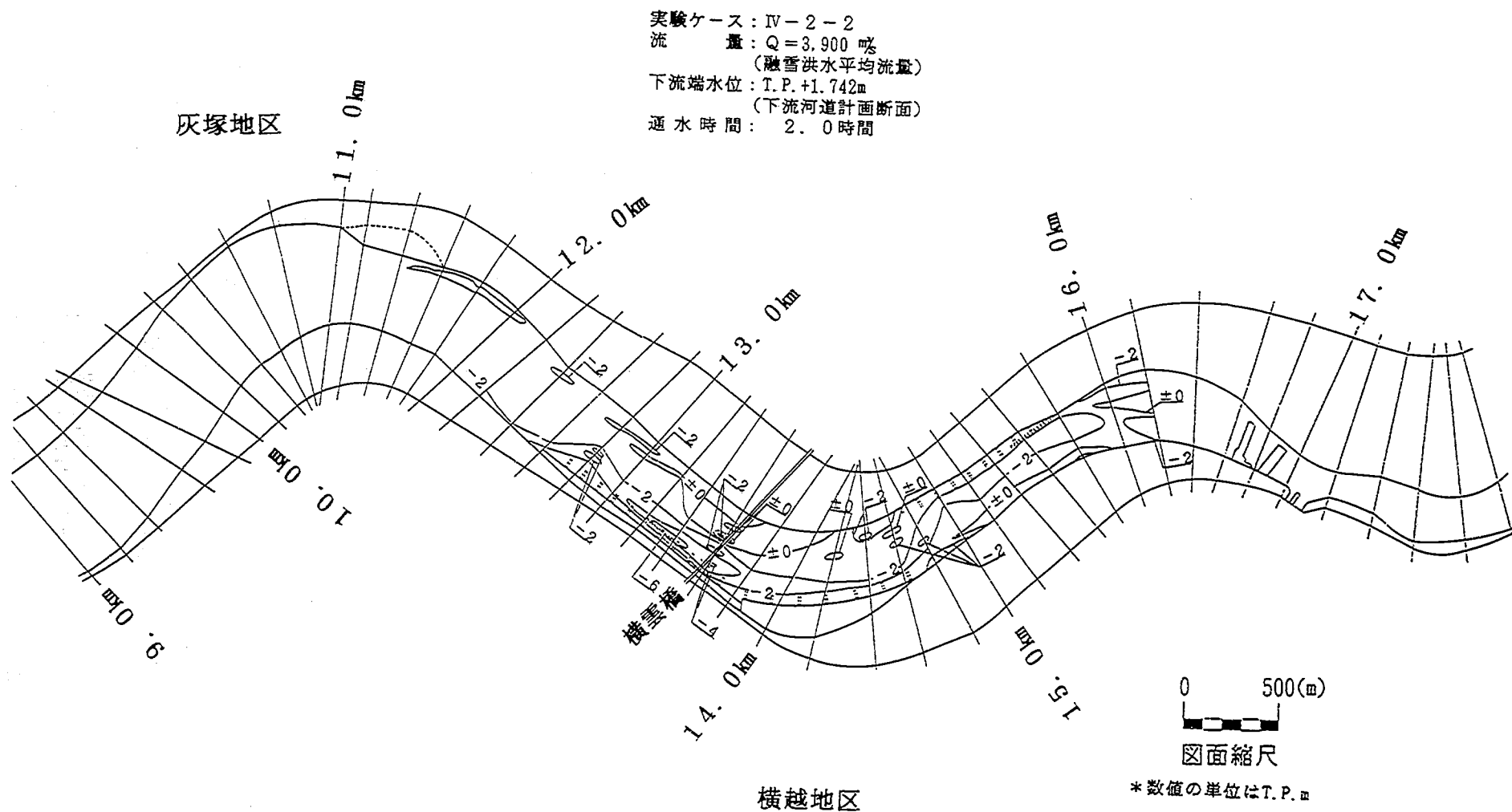


図-8.8 ケースIV-2-2の河床等高線図

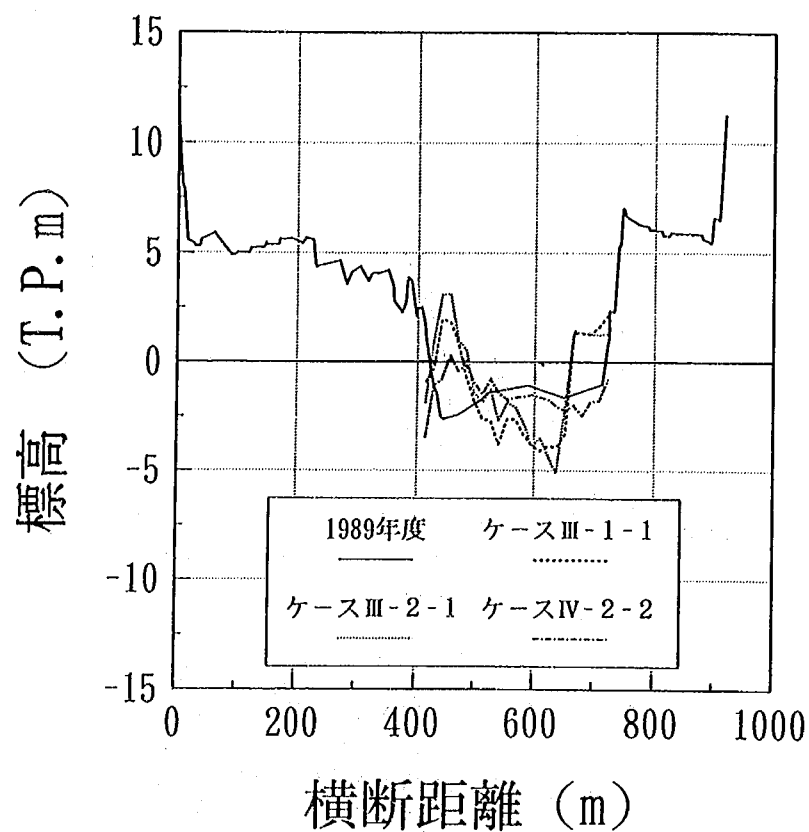


図-8.9 15.0km地点における河床横断形状(ケースⅢ-1-1,Ⅲ-2-1,Ⅳ-2-2)

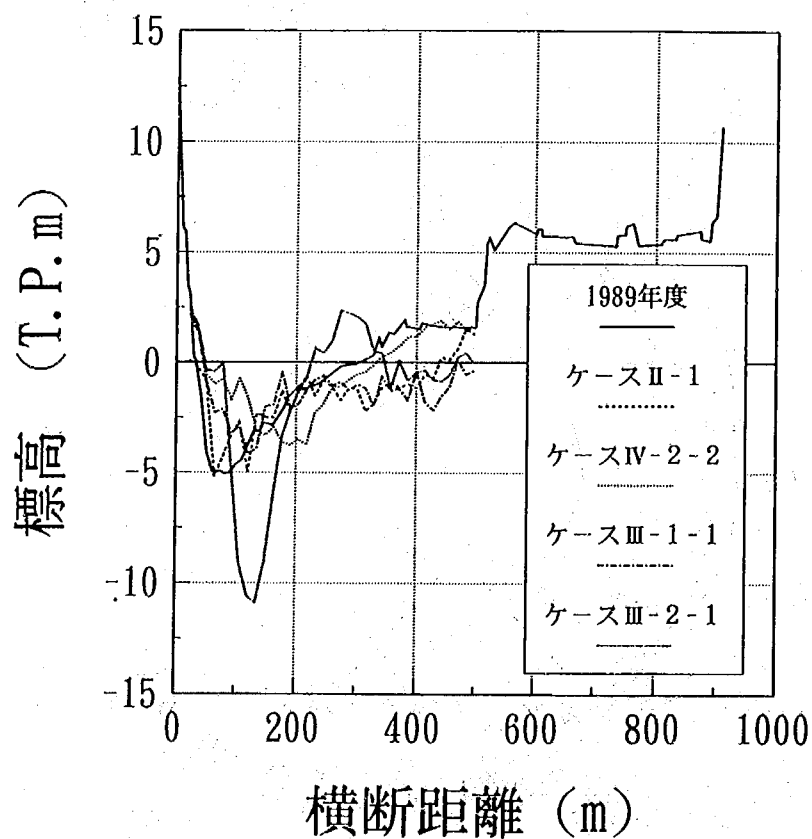


図-8.10 13.8km地点における河床横断形状(ケースⅢ-1-1,Ⅲ-2-1,Ⅳ-2-2)

横越地区の局所洗掘の範囲を調べると、図-8.8に示したケースⅣ-2-2ではT.P.-4m以下の河床高の領域が13.1-13.8km区間に現れている。また、T.P.-6m以下の河床高の領域は13.2-13.4km区間の水制前面に沿って現れている。これに比較してケースⅡ-1,Ⅲ-1-1,Ⅲ-2-1ではT.P.-4m以下の河床高の領域が約12.6-13.8km区間にあり、下流方向に約500m広がっている。T.P.-6m以下の河床高の領域では、ケースⅢ-1-1とはほぼ同じ面積であるが、ケースⅡ-1,Ⅲ-2-1に比較すると半分程度になっている。このようにケースⅣ-2-2は、局所洗掘の領域が狭くなっている。次に最大洗掘深が生じた13.4km地点の河床横断形状を図-8.11に示す。上記の各ケースの最深洗掘深に大きな差がない。しかし、ケースⅣ-2-2では最深部周辺の河床形状がV型になっていること、および写真-8.4に示すように水制先端部周辺が局所的に深くなっていることから、最深部は水制周辺の局所洗掘により形成されたものである。通常、水制の先端部には根固工を配置するため、このような局所洗掘は生じないので、ケースⅣ-2-2では洗掘深をT.P.約-5mまで緩和させたと考えて良いと言える。さらにケースⅣ-2-2ではベン工を配置したケースⅢ-1-1と同じく（図-6.5参照）左岸に沿って土砂が堆積しており、これによって粘性土を被覆することが可能である。以上より、横越地区の透過式水制工によって局所洗掘の範囲、深さとも改善でき、かつ粘性土が露出している左岸のT.P.-5m以下の河床高の部分を河床材料によって覆うことができる。また、横越地区においてT.P.-5m以下の河床高となった領域は13.2-13.4km区間の水制前面のみであることから、T.P.-5m以下の河床高の区間に置換工を配置する計画は妥当であると判断される。

次に、横雲橋の橋脚周辺の河床高と橋脚の安定設計を行った河床高（表-2.8参照）を比較する。横雲橋を断面内に含む13.6km地点の河床横断形状を図-8.12に示す。ケースⅣ-2-2の横断形状を見ると

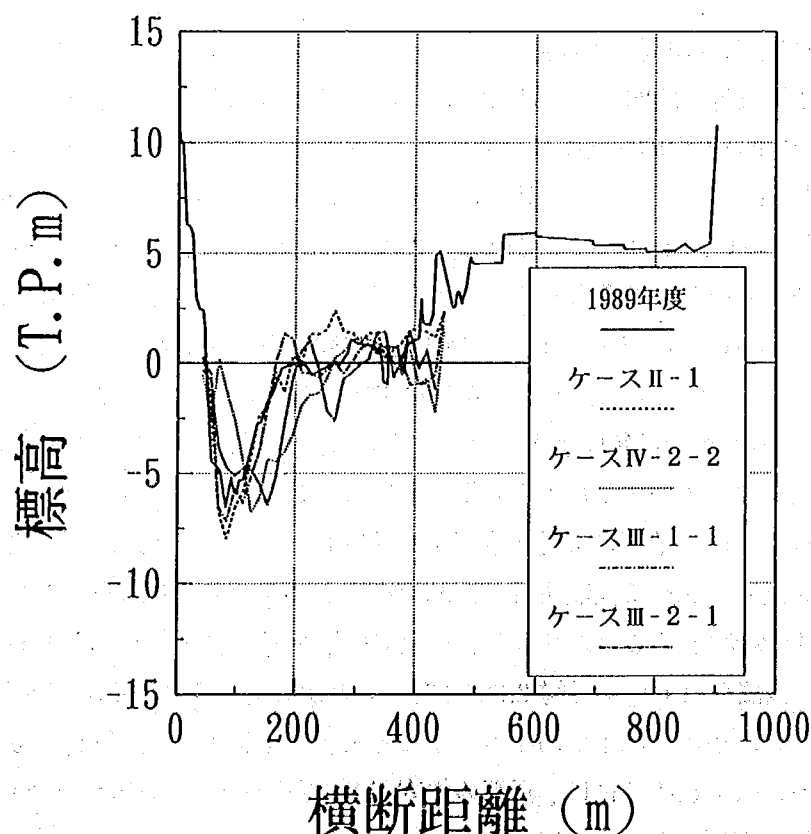


図-8.11 13.4km地点における河床横断形状（ケースⅢ-1-1,Ⅲ-2-1,Ⅳ-2-2）

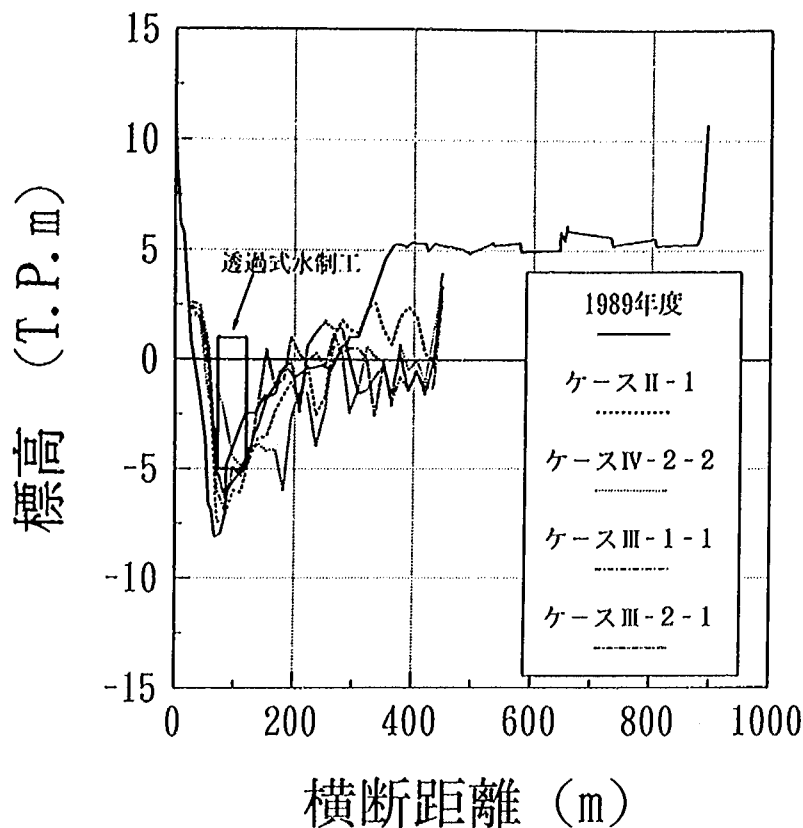


図-8.12 13.6km地点における河床横断形状（ケースⅢ-1-1,Ⅲ-2-1,Ⅳ-2-2）

横断距離200m以上の河床形状が周期的な波形状になっているが、この谷の部分に橋脚が設置されている。水制前面に第2号橋脚、約200mの位置にある谷の部分に第3号橋脚が設置されている。水制前面から200mまでの区間の平均的な河床高はT.P.約-4mである。これに対しベーン工を設置したケースⅢ-1-1の河床形状ではベーン工の内岸側であり第3号橋脚が設置されている200m周辺の河床高がT.P.-4m以下の非常に低い河床高になっている。これらと比較すると、透過式水制工は橋脚の安定性を考えた場合にも優れていると考えられる。表-2.8に示したように第2,3号橋脚の限界洗掘深はT.P.-3.925mであり、ケースⅣ-2-2ではこれらの橋脚が設置されている区間の平均的な河床高（T.P.約-4m）とほぼ等しい。したがって河床形状が安定な状態に近づいた段階で橋脚周辺の根固工をT.P.-4mに設置すれば、橋脚の安定性は確保できると考えられる。しかし、模型実験では洗掘深の誤差は大きいので、橋脚の安定性を確保するための対策は慎重に行わなければならない。この検討を行うための実験として第9章では横越地区に透過式水制工を配置し、橋脚周辺に根固工を設置し、橋脚周辺の河床高と根固工の比高差を調べる実験を行った結果をまとめるのでそちらを参考にされたい。根固工はT.P.約-4mの高さに設置することになるが、現況では第2号橋脚でT.P.-3~-2m、第3号橋脚ではT.P.約-1mの高さに設置されている（図-2.63参照）。したがって、透過式水制工を横越地区に設置する場合、これらの橋脚周辺の根固工は河床低下による被災が予想される。橋脚の安定性を常に確保しつつ、透過式水制の設置を進めるには、現況の根固工から段階的にT.P.約-4mに設置される根固工を設置し直す適切な施工方法を考える必要がある。

次に、横越地区の内岸（右岸）側に形成される固定砂州の高水敷化についてまとめる。5.2.1にま

とめたように低水路法線形改修のため高水敷を掘削した領域に固定砂州が形成され、この砂州の標高が高い部分が平水時に水面上に現れるため、植生の繁茂などによる高水敷化の可能性が大きい。したがって高水敷化すると考えられる区域の掘削は無意味であり、また高水敷化の区域が掘削区域とほぼ等しい場合は、その部分の法線形改修は無意味である。このように高水敷化が予想される範囲を知っておくことは重要である。本報告では高水敷化すると考えられる区域は、豊水位より高い部分であると仮定した（5.2.1参照）。横越地区の近年の平均的な豊水位T.P.1mより高い領域を高水敷化領域として図-8.13に示す。低水路法線形改修のみを行ったケースⅡ-1では、高水敷化区域が高水敷の掘削区域とほぼ等しいため、効果的ではなかった（詳細は5.2.1参照のこと）。これに対し、ケースⅣ-2-2では高水敷化区域が13.7-14.0km区間の舌状の狭い区域のみであり、低水路法線形改修の効果の維持が容易である。

以上にまとめた河床変動に関する検討より、透過式水制工は局所洗掘の進行を抑えることができ、局所洗掘対策工として最適と考えられる。次に流況についてまとめ、透過式水制工による局所洗掘緩和が効果的である理由を考察する。

横越地区の流況を写真-8.5に示す。左岸に設置された透過式水制の前面付近に投入された緑色の染料は、水制設置区間上を低流速で湾曲に沿った形で流下している。そして、内岸（右岸）側に投入された緑色の染料は、横雲橋が架橋された位置で低水路中央まで外岸側に移動するものの、外岸（左岸）に達することなく水あたりを緩和するのに貢献している。これに対し、ケースⅡ-1,Ⅲ-1-1（写真-5.1,6.2参照）では、固定砂州のため内岸側に投入された染料が外岸に向かっており、強い水衝部を形成している。この現象は $7,500\text{m}^3/\text{s}$ を通水したケースⅢ-1-2（写真-6.6参照）においても見られた。

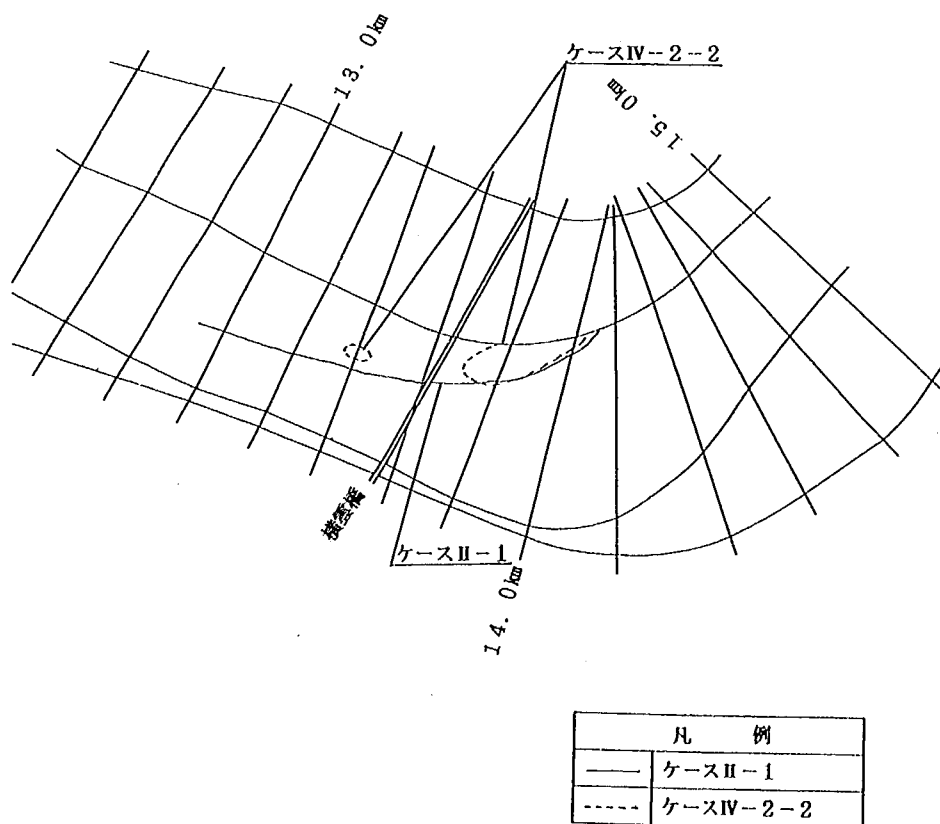
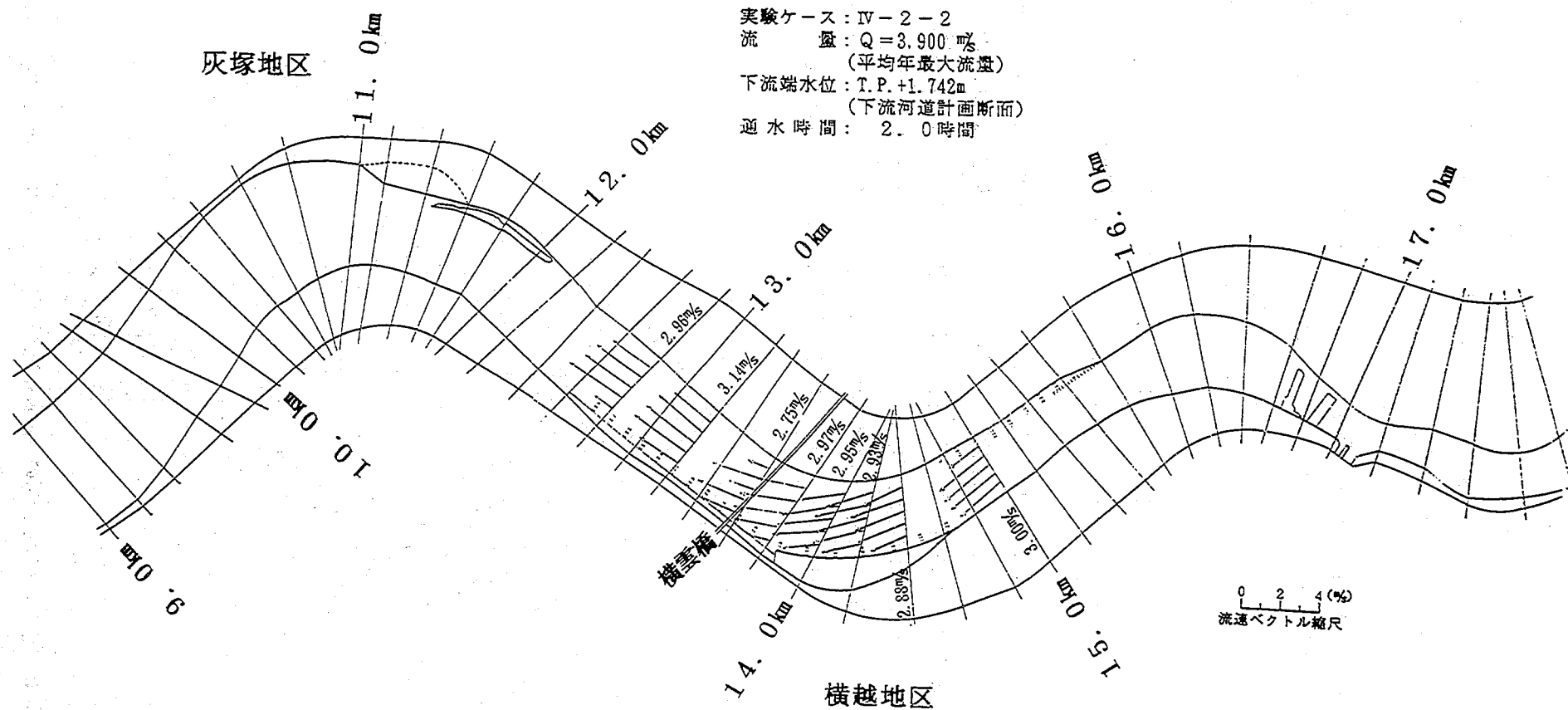


図-8.13 横越地区に形成される固定砂州の高水敷化想定範囲（ケースⅡ-1,Ⅳ-2-2）



※数値は、各断面の最大流速を表す。

図-8.14 各断面における横断方向流速分布 (ケースIV-2-2)

この流況の相違を定量的に調べるために各横断面の横断方向流速分布を図-8.14に示す。これによると、湾曲部の上流から下流まで水制に近い部分を除き非常に一様な流速分布で流れていることが分かる。13.6-14.4km区間の湾曲部における各断面における流速ベクトルは、低水路法線の接線方向よりやや外岸（右岸）方向を向いている程度で低水路に非常によく沿った流れとなっている。流速ベクトルがやや外岸側を向いた理由としては、流速の測定位置が水面に近い位置であるため外岸方向に向かう2次流の成分が測定されたためと考えられる。図-8.14に示したような好ましい流況は、低水路法線の改修のみのケースⅡ-1,Ⅱ-2（図-5.6,5.14参照）では得られておらず、非透過式水制を配置したケースⅢ-1-1,Ⅲ-1-2ではケースⅡ-1,Ⅱ-2よりは改善されているもののケースⅣ-2-2ほどではない。透過式水制工を配置したケースⅣ-2-2のみ横断方向にほぼ一様な流速分布が得られる。このような水制の最適配置について研究した福岡ほか(1988)によると、横断河床勾配が緩和され、さらに流速分布が一様化する方向へ変化すると報告している。この原因は次のように推定される。湾曲部上流の内岸側の水制（14.8-15.8km区間の右岸側の水制）は、内岸側に集中する流れを河道中央に移動させるとともに、流速分布を一様化させる。しかし、内岸側の流砂量は水制が設置されているため水制非設置区間に比べて少なく、横断方向に流砂量は非一様になっている。このような流速および流砂量の横断分布を有する流れが湾曲部に流入すると、内岸側の流砂量は少なかったため、2次流により外岸側から流送されてきた流砂を下流に流送することができる。このため、図-8.15に示す河床形状と流況から分かるように内岸側の固定砂州の発達が抑制される。福岡ほか(1988)によれば、水制長を長くするほど河床変動が全体的に抑制されると述べているが、これは内岸側の固定砂州の発達を抑える機構と併せて考えると納得のいくものである。固定砂州の発達が抑えられると内岸から外岸に向かう流れは形成されにくくなり、図-8.15に示したように固定砂州上にも流れが生じる。その結果として流速分布が一様になり、外岸側の局所洗掘が緩和される。

以上よりケースⅣ-2-2の対策工は、低水路法線の改修と水制工の配置によって上記の機構による局所洗掘の緩和を達成したものであり、河床に現れている粘性土の保護、横雲橋の橋脚の安定性、固定砂州の高水敷化の範囲の縮小化の観点からも最適の対策工であると考えられる。

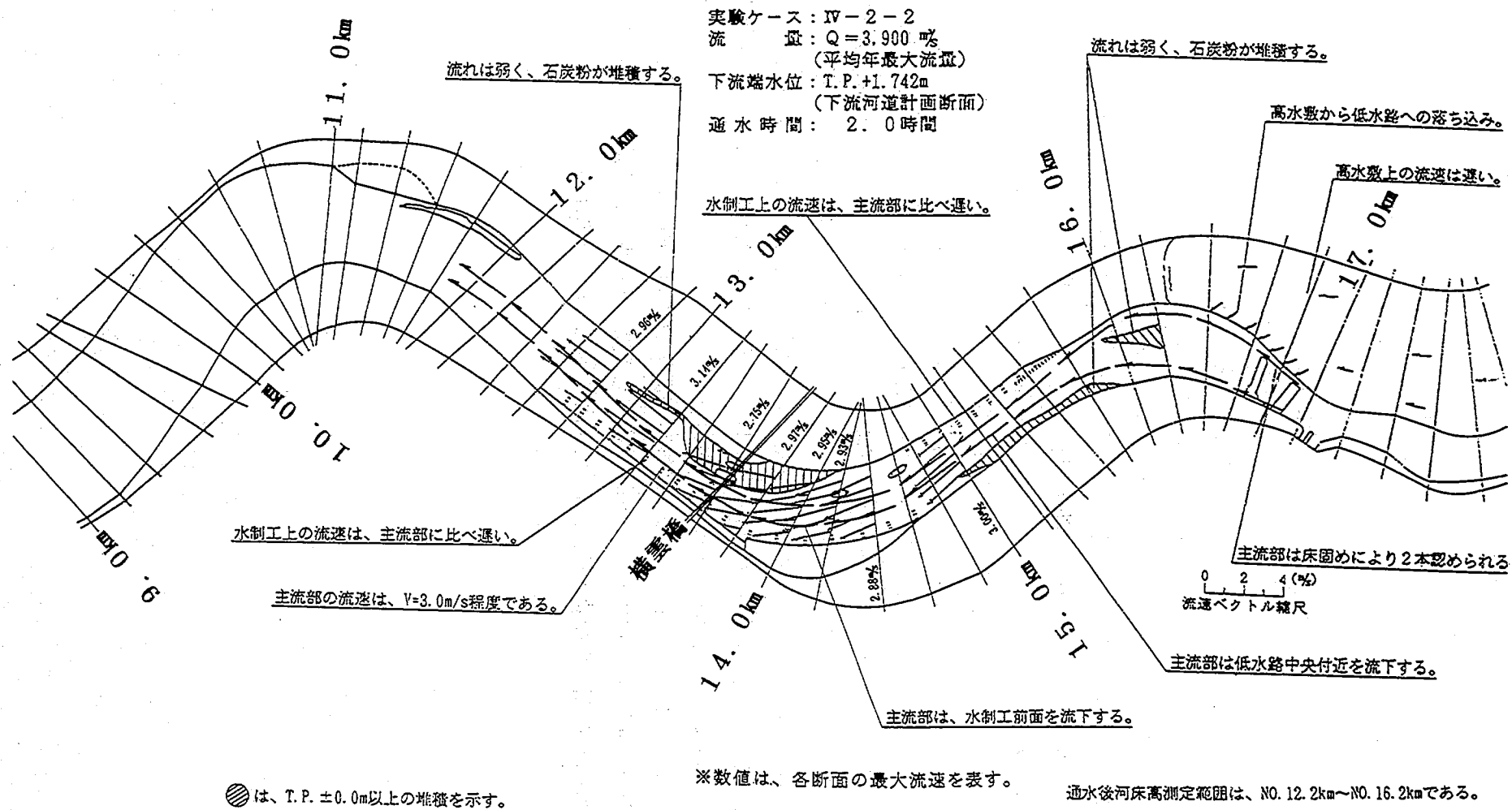


図-8.15 河床形状と流況のまとめ (ケースIV-2-2)

8.2.3 実験結果のまとめ

局所洗掘対策工として透過式水制工を用い、代表流量を $1,800\text{m}^3/\text{s}$ および $3,900\text{m}^3/\text{s}$ としたケースⅣ-2-1、Ⅳ-2-2の実験を行った。ケースⅣ-2-1では代表流量が小さく、そのため水制間の掃流力が限界掃流力に近くなり、現地に比べて土砂の堆積が生じやすい状況となった。そのため、13.8-14.8km区間の左岸、14.8-15.8km区間の右岸に設置した透過式水制の前面に堆積領域が生じ（図-8.5参照）、模型実験固有の河床形状が形成された。これより、今回の透過式水制を配置した実験における代表流量として、 $1,800\text{m}^3/\text{s}$ は不適切であることがわかった。しかし、この実験結果は河床材料が浮遊限界に近い小規模の洪水時では、水制間に活発な土砂堆積が生じることを示唆する。

ケースⅣ-2-2では、現地に比べて粗度が小さく水深が浅くなったことから、流れ場の相似性は完全ではないが、ケースⅢ-1-1、Ⅲ-2-1の河床形状との比較により間接的に河床変動の相似性がよいことが確かめられた。13.8-14.8km区間の左岸、14.8-15.8km区間の右岸の透過式水制は、ケースⅢ-1、Ⅲ-2と同じく横越地区湾曲部における流況改善を目的として設置した。これらの水制の前面の局所洗掘は、写真-8.2,8.3および図-8.9,8.10に示したように大きなものでなく、現況の河床形状を最小限の変化でおさえたものになった。河床形状を大きく変更することなく流況改善が行えたことは、これらの区間に透過式水制を設置することが適していることを意味する。これらの水制による流況改善と横越地区に設置した透過式水制によって、横越地区の局所洗掘の領域がケースⅡ、Ⅲに比較して狭くすることができ（図-5.3,6.3,6.8,8.8参照）、洗掘深も若干浅くすることができた（図-8.11参照）。さらに水制間の土砂堆積により、粘性土が現れている領域を河床材料によって被覆できる（図-8.11,8.12参照）ことが確かめられた。これらにより局所洗掘の進行が確実に抑えられると考えられる。

横雲橋の橋脚の安定性を検討した場合、ケースⅣ-2-2では横雲橋の周辺の最深部の平均的な標高が橋脚の安定限界にほぼ等しいT.P.-4mであり（図-8.12参照）、根固工の適切な配置によって橋脚の安定性が大きな工事を伴わずに確保できることが分かった。さらに、横越地区の固定砂州の高水敷化による法線形の改修効果の維持の容易さを検討した結果、高水敷化が推定される区域が13.7-14.0km区間の舌状の狭い区域のみであった（図-8.13参照）ことから、ほぼ問題がないことが分かった。

以上の河床変動の状況から透過式水制による対策は、横越地区の局所洗掘対策工として最適であると判断される。問題点としては現況の根固工は、T.P.-4mより高い位置に設置されているため、透過式水制を設置した後に生じる河床低下に応じて根固工の標高をT.P.-4mまで下げていく施工法を検討することが挙げられる。

流況から上記のように局所洗掘が緩和され対策工として最適になった原因について調べた。局所洗掘が緩和された主たる原因は、固定砂州の形成が抑えられたため横越地区の湾曲部をほぼ均一な流速分布で低水路法線の接線に沿うように洪水を流下させることが可能となり（図-8.14、写真-8.5参照）、外岸の水あたりを弱めることが可能となったことである。このような流況が形成された原因を福岡ほか(1988)の報告と併せて考察すると、湾曲部上流の内岸側に透過式水制を配置することにより内岸側の流砂量を減少させたため、湾曲部内岸の固定砂州が形成されにくい状況となり、内岸側にも流れが生じやすくなったためであると考えられる。

横越地区の局所洗掘を緩和し、横雲橋の安定性や低水路法線形の改修効果の維持の問題を解消したケースⅣ-2の対策工は、最適案として十分な機能を有することが確認できた。また、洗掘深を緩和する機構についても定性的に考察しており、水理学的にも根拠のある対策工である。この対策工を実

施するに当たって最も難しい点は、5.2.3にも述べたように、13.8-14.8km区間の低水路法線形を改修するため掘削が必要とされる高水敷の占用地解除であろう。この必要性を工学的に判断するため、第9章では占用地である高水敷を残したまま、ケースIV-2と同じ目的、機構で洗掘深を緩和する透過式水制を設置した実験を行った結果をとりまとめる。

参考文献

秋草 勲・吉川秀夫・坂上義二郎・芦田和男・土屋昭彦(1960)：水制に関する研究,土木研究所報告,第107号,pp.55-147.

福岡捷二・高橋 晃・渡辺明英(1988)：水制工の配置と洗掘防止効果に関する研究,土木研究所資料,第2640号,139p.

山本晃一(1992)：現代水制論-水制は生き残れるか-,土木研究所資料,第3049号,379p.

第9章 透過式水制工（法線形改修前）の検討結果

横越地区の低水路法線形を改修し、透過式水制工を12.7-14.6km区間の左岸、14.8-15.8km区間の右岸に設置する横越地区の局所洗掘対策（図-3.19参照）、およびベーン工による灰塚地区の局所洗掘対策（図-3.18参照）は、両地区の河道特性から検討した局所洗掘対策に要求される条件（2.7参照）を満たしたものであることが分かった。対策工の選択は、第8章までの実験を通して行えたものの、両地区に最適な対策工を配置した実験を行う必要がある。特に灰塚地区に配置するベーン工は、横越地区に配置する透過式水制工による流況の変化に対応した線形に配置し直す必要があるばかりでなく、両地区の対策工の最終調整を行う必要もある。さらに、横越地区では、13.8-14.8km区間の低水路法線形の改修に伴い掘削される計画である高水敷の占用地解除の問題から、この部分の改修が遅れる、あるいは場合によっては不可能になることが問題として考えられる。このような場合、13.8-14.8km区間の低水路法線形を現況のまま維持する条件の下で透過式水制工を配置する必要が生じる。また、この実験結果から低水路法線形改修の水理的な観点からの必要性が把握でき、占用地解除のための根拠を得ることができる。灰塚地区では、ベーン工の列数を増やすことにより循環流を生成する範囲を広げ、ベーン工の内岸側およびベーン工周辺の局所洗掘深を緩和させる。さらに、ベーン工の内岸側の洗掘と砂州の発達の関係について調べ、現地にベーン工を配置した後の維持上の問題点を検討する。以上の目的とした実験として、ケースIV-3-1、IV-3-2を行った。本章ではこれらの実験の条件、結果についてまとめ、上記の問題点や改善点について考察した結果を示す。

9.1 実験条件

横越地区では13.8-14.8km区間の透過式水制の配置を、また、灰塚地区ではベーン工の縦断的線形と列数をケースIV-2、IV-1から変更した。この変更の根拠をまずまとめ、次に実験条件に関して特記すべき事項についてまとめる。

9.1.1 灰塚地区のベーン工の配置

以下におけるベーン工の配置に関する事項については、7.1に示した取り扱いに準ずる。すなわち、ベーン工の配置諸元は基本的に模型実験上のものであり、ベーン工の線形以外の諸元については現地への適用を考える場合には再度検討の必要がある。その他、詳細な留意点は7.1にとりまとめたのでそちらを参考にされたい。なお、本項では模型値によってベーン工の諸元を表し、参考のため現地への換算値をカッコ書きとすることとした。

(1) 配置線形

ケースⅡの流況を参考にしてベーン工を配置したケースIV-1では、横越地区にベーン工を配置したため灰塚地区に向かう流況が対策工非設置で行ったケースⅡと異なったため、ベーン工の上流端の線形が不適切であった。すなわち、ケースⅡでは左岸（内岸）側に沿ってみお筋が流下してきたのに対し、ケースIV-1では明確なみお筋が見られず、特にケースIV-1-2では低水路中央から右岸（外岸）側にかけて主たる流れが生じていた。このような流況の変化のため、ケースIV-1ではベーン工の上流端を外岸から内岸に向かって横切る流れが生じた（詳細は7.3参照のこと）。これに対する対策

としては、ベーン工の上流端の線形を右岸（外岸）側に移動させることが考えられる。ところで横越地区に透過式水制工を配置したケースIV-2では、灰塚地区に向かう流況が低水路幅内でほぼ一様な流速分布になっており（図-8.14参照）、ケースIIよりケースIV-1に近い流況となっている。以上を考慮するとベーン工の上流端をケースIV-1におけるベーン工の配置より右岸（外岸）側に移動させた配置にすることが妥当と考えられる。これにしたがって定めたベーン工の線形を図-9.1に示す。ケースIV-1と比較すると、11.0-11.4km区間では11.0km地点を中心として11.4km地点を円を描くようにして右岸（外岸）側に約1m(70m)移動させた。10.0-11.0km区間ではケースIV-1と全く同一の線形とした。ベーン工の配置位置の外岸からの距離 b はケースIV-1と同じく約1.7m(120m)であり、表-7.1に示した灰塚地区の低水路幅 B によって無次元化すると、 $b/B=0.20$ となる。なお、10.0-11.0km区間のベーン工の配置の決定根拠は7.2の(1)にまとめたのでそちらを参照されたい。

(2)ベーン工の天端の標高と河床面までの高さ

(3)形状

これらの2項目は、7.2の(2),(3)に示した内容に準じた。詳細はそちらを参照されたい。

(4)配置間隔

ケースIV-1では、渡辺(1991)が提案したベーン工の縦断方向の相互作用による循環流の生成効率の低下が生じない最短縦断間隔の計算法によって算出した間隔1.2m(85m)（7,500 m^3/s 通水時に対する計算結果）でベーン工を配置した。渡辺(1991)によると、これより広い間隔でベーン工を配置した場合でも、循環流の生成効率はベーンを1基のみ配置した場合の生成効率と同一としている。今回は、ベーン工の列数を増やすことにより循環流を生成する範囲を広げ、ベーン工の内岸側およびベーン工周辺の局所洗掘深を緩和させることを目的としている。これを達成するためには、ベーン工1列あたりの二次流相殺係数 γ_i をケースIV-1より小さくすればよい。 γ_i は縦断間隔が上記の最短縦断間隔より広ければ縦断間隔に反比例する。今回はベーン工の列数を6列（ケースIV-1では4列）にすることとした。したがって、ケースIV-1と同じ二次流相殺係数とするためには、ケースIV-1に比べて γ_i を2/3、すなわち縦断間隔を3/2にすればよい。これを参考にし、 $\gamma_i=0.060$ になるように縦断距離を調節した結果、1.65m(116m)とした。横断間隔については、ケースIV-1と同じく20cm(14m)とした。

(5)二次流相殺係数

(1)~(4)にまとめたベーン工の寸法および配置の諸元と表-9.1にまとめた水理条件を用いると二次流相殺係数 γ が計算できる。計算式の詳細は渡辺(1991)に譲り、以下では計算結果のみを示す。 γ_i は、3,900 m^3/s 通水時では0.050、7,500 m^3/s 通水時では0.061となった。したがって、6列配置とした今回のベーン工の γ は、それぞれ0.30,0.37となる。参考のために1,800 m^3/s 通水時の γ は0.13であり、ケースIV-1($\gamma=0.12$)とほぼ同じであることを示しておく。

以上の根拠に基づき決定したベーン工を配置した。

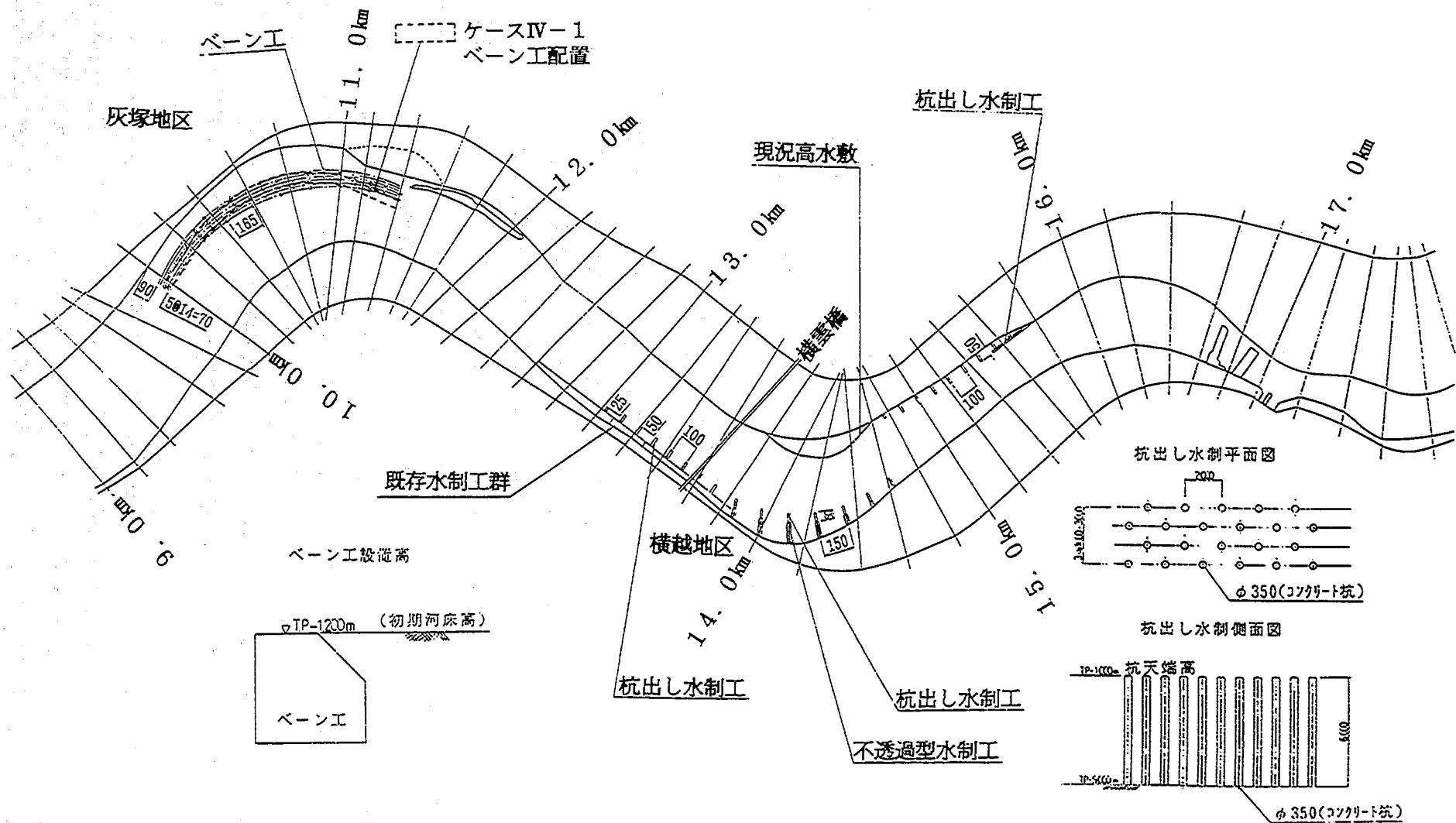


図-9.1 ケースⅣ-3 における局所洗掘対策工の配置

表-9.1 ベーン工の配置設計に用いたケースⅡ-1,Ⅱ-2,Ⅳ-2-2の実験結果

	灰塚地区(11.0km地点)		
流 量 $Q(m^3/s)$	7,500	3,900	1,800
水 深 $h(m)$	4.928 (0.123)	3.508 (0.088)	2.756 (0.069)
流速係数 ϕ	23 (17)	20 (15)	13 (10)
低水路幅 $B(m)$	600 (8.6)	600 (8.6)	600 (8.6)
曲率半径 $r(m)$	1000 (14.3)	1000 (14.3)	1000 (14.3)

注) 水位および粗度係数は実験Ⅱ-1・Ⅱ-2・Ⅳ-2-2の実験結果を採用した。
表中のカッコ内は模型値を表す。

9.1.2 横越地区の水制工の配置

13.8-14.6km区間の右岸側の低水路法線形を現況の形状に写真-9.1に示すように改造した。河岸に相当する部分はベニヤ板を加工して製作し、改修後の河岸とベニヤ板で囲まれた空間に石炭粉を充填し、型くずれを防いだ。このように現況の高水敷に戻した場合、13.8-14.8km区間の水制は低水路幅を縮小しすぎた状態になるため、長さを短くする必要がある。この区間の水制は河岸に近い側に非透過式、この先に透過式の水制を設置している。今回は非透過式水制の長さを短くし、13.8-14.8km区間の右岸と非透過式水制間の距離をケースⅣ-2と同一(約350m)にすることとした。ケースⅣ-3における非透過式水制の配置状況および長さを図-9.2に示す。図-9.2より、ケースⅣ-3の横越地区の湾曲では、ケースⅣ-2と同一の低水路幅であるが河道の屈曲度が強くなったことがわかる。ケースⅣ-3においても写真-9.2に示すように非透過式水制の先端にケースⅣ-2と同じく透過式水制を配置した。透過式水制と非透過式水制のつなぎ目は、碎石により滑らかに結合するように配慮した。なお、ケースⅡ-2では非透過式水制間に碎石を敷設して高水敷の模型としていたが、ケースⅣ-3ではこれを撤去した。非透過式水制間を高水敷化するのには、13.8-14.6km区間の右岸側の高水敷を掘削した土砂を利用することを条件としたためである。占用地解除が可能となり13.8-14.6km区間の水制長を伸ばす場合、ケースⅣ-2と全く同一にするためには非透過式水制の長さを伸ばすことになる。これは現地での施工を考えた場合、ケースⅣ-3において透過式水制が設置されている部分を非透過式にすることになる。このような工事は可能と考えられるが、低水路法線形の改修を行った場合ケースⅣ-2において非透過式水制が設置されている領域は死水域に近いので、透過式水制のままでも良いと考えられる。すなわち、水制長を伸ばす場合、ケースⅣ-3の透過式水制の先端にさらに透過式水制を所定の長さまで設置すればよい。

13.0-13.8km区間には、ケースⅣ-2に比べて①下流端からの水制を3基撤去、②最下流端となった水制の長さを25mとしたことの2点の改良を行った。改良点①は、ケースⅣ-2の河床形状から撤去した水制近傍の河床形状が水制非設置のケースⅡとほぼ同一であったことから不必要と判断したために行った。改良点②は、右岸の低水路法線と透過式水制工の先端を連ねた線が滑らかに交差するよう

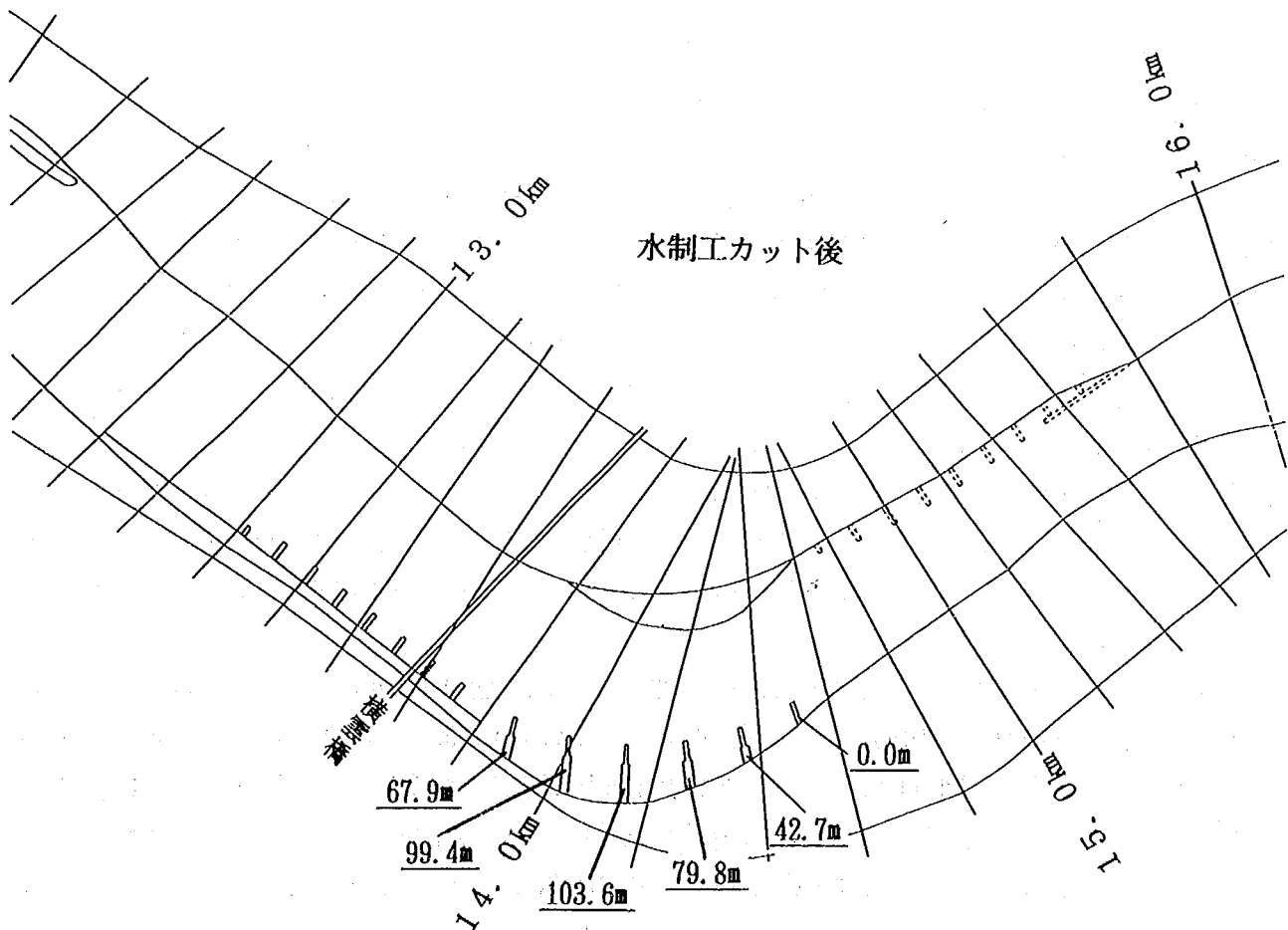
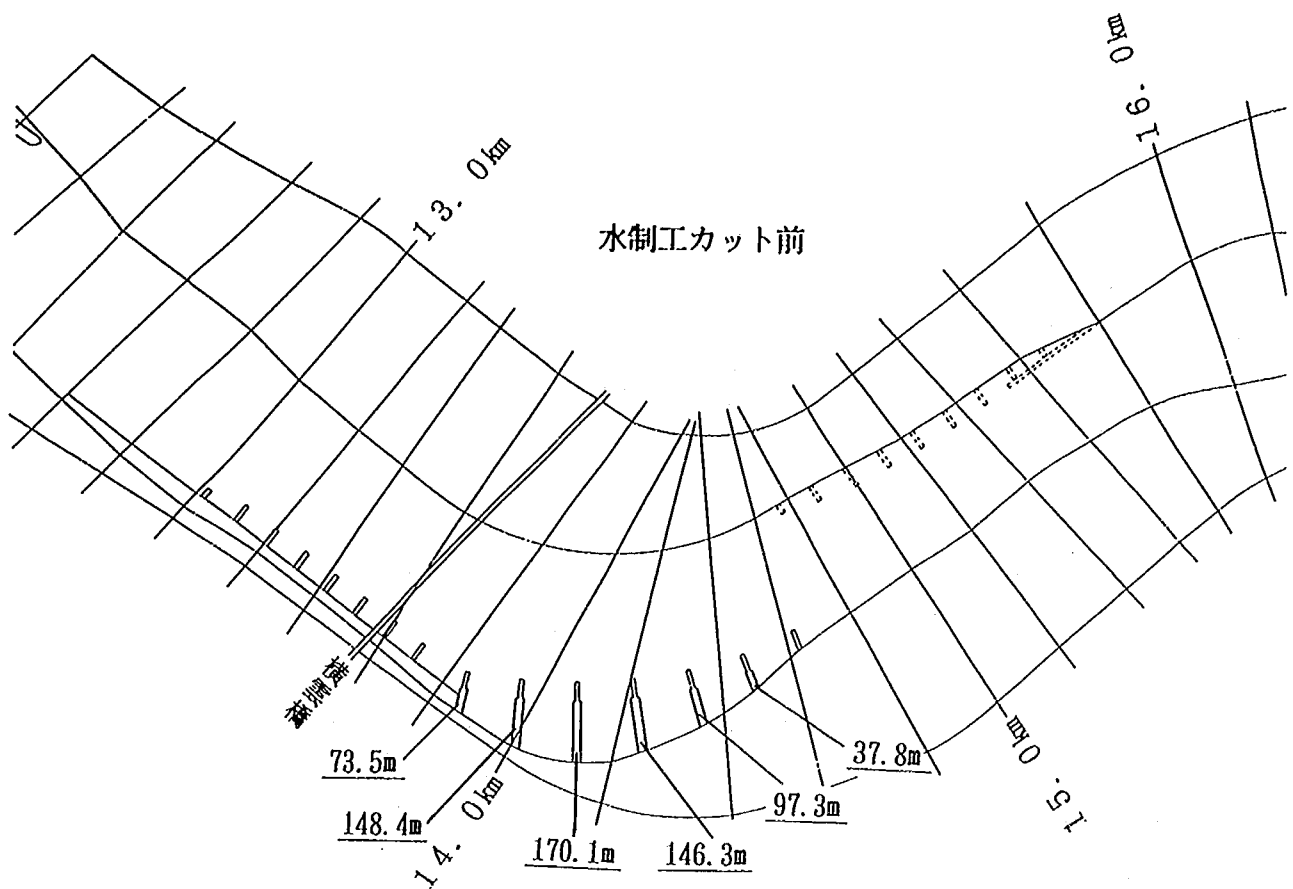


図-9.2 13.8-14.8km区間の左岸側に設置した水制工の配置（ケースIV-2, IV-3）

に、最下流端の水制をすり付けのために短くした。以上の改良点以外はケースIV-2と同一の条件である。その詳細は8.1にまとめたのでそちらを参照されたい。

14.8-15.8km区間の透過式水制は、ケースIV-2と全く同一である。

上記にまとめた水制工の配置は、掘削が必要とされる高水敷の占用地解除が何らかの理由により不可能である場合、最適案となると考えられる。また、占用地解除のための手続きに年月が必要となり先行して透過式水制を配置するような場合、低水路法線形改修前の透過式水制工の効果を把握するための実験となる。いずれの場合においても局所洗掘対策の計画を実際に進める上で重要なデータとなる。

9.1.3 橋脚周辺の根固工

ケースIV-3-2では、横雲橋および新横雲橋の橋脚周辺に根固工の模型として碎石を敷設した。これらの橋の橋脚の中には透過式水制工の前面近くにあり、横雲橋では局所洗掘の領域に第2号橋脚が位置している。このため、水制工前面および横越地区の局所洗掘深のより正確な評価を模型実験によって行うには、橋脚周辺の局所洗掘を現地と同じく根固工によって抑えた河床形状にすることが必要となったためである。特に横雲橋では、透過式水制工の配置により局所洗掘の位置が低水路中央側に移動するため、既存の根固工の配置標高の見直しが必要になる。本実験では、ケースIV-3-1の実験終了後の河床形状から配置標高を定め、ケースIV-3-2の実験においてその妥当性を確認する。また、新横雲橋では、橋脚設置後に大きな出水を被っていないため、橋脚周辺の局所洗掘が顕著ではない。そのため、根固工は現在設置されていない。この橋脚においても横雲橋と同様な手順で根固工の配置標高および範囲の検討を行う。横雲橋の橋脚周辺の根固工の平面および横断配置を図-9.3,9.4に示す。河床等高線は写真-9.3に示すケースIV-3-1の実験終了後の河床形状を表している。第2,3,4号橋脚周辺に現れているT.P.-4m以下の局所洗掘領域は、写真-9.3に示した状況からも分かるように橋脚周辺の局所的な流れによって形成されたものである。そこでこの局所洗掘周辺の平均的な河床高を考慮し、根固工の設置高を第2,3号橋脚ではT.P.-4m、第4号橋脚ではT.P.-1mとした。また、根固工の平面形状は、現況の根固工の形状（縦断方向に39~42m、横断方向に33~35m、図-2.62参照）を参考にし、縦横断方向に40mの正方形とした。なお、橋脚の下流では、根固工の設置高より低い河床高の領域が根固工非設置のままにされている。このような施工は現地ではあり得ない。ケースIV-3-1の橋脚周辺の洗掘は動的安定に達するまで進行したものであり現地ではこの状態になる前に根固工を設置すること、非設置のままとした洗掘域は橋脚周辺の洗掘を橋脚の後流で掃流力が低下したため土砂が堆積し埋め戻す過程の領域にあることから根固工を設置した場合必ず埋め戻ること、の2点を考慮し、図-9.3,9.4に示すような根固工の配置とした。

新横雲橋では、次にまとめる方法で根固工の配置を定めた。図-9.5に示すケースIV-3-1の実験終了後の橋脚近傍の河床高の測定結果から、第3号橋脚において最深河床高T.P.-7.67mとなることが分かる。また、図-9.6,9.7に示す14.8,15.0km地点の河床横断形状より、橋脚に近い14.8km地点の左岸側および15.0km地点の右岸側の平均的な河床高がT.P.約-1.2mである。これらの結果から、図-9.8に示すように河床材料の安息角 30° の斜面で平均的な河床高T.P.-1.2m（河床生成後の河床高と等しい）と最深河床高T.P.-7.67mを結んだ領域を橋脚による局所洗掘範囲とした。これより上下流方向に30mの辺長を有する正方形の領域にT.P.-1.2mまで根固工を配置することとした。

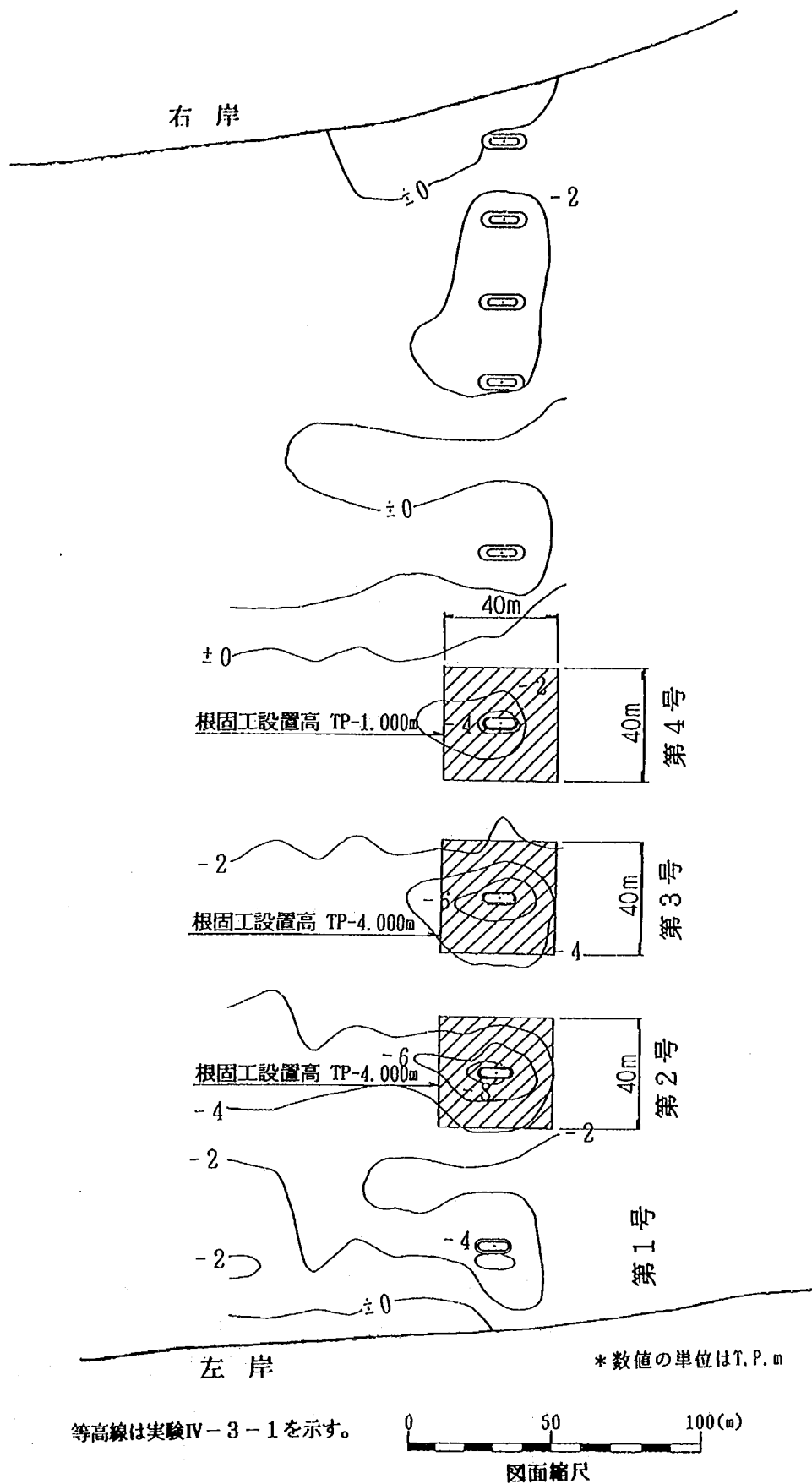
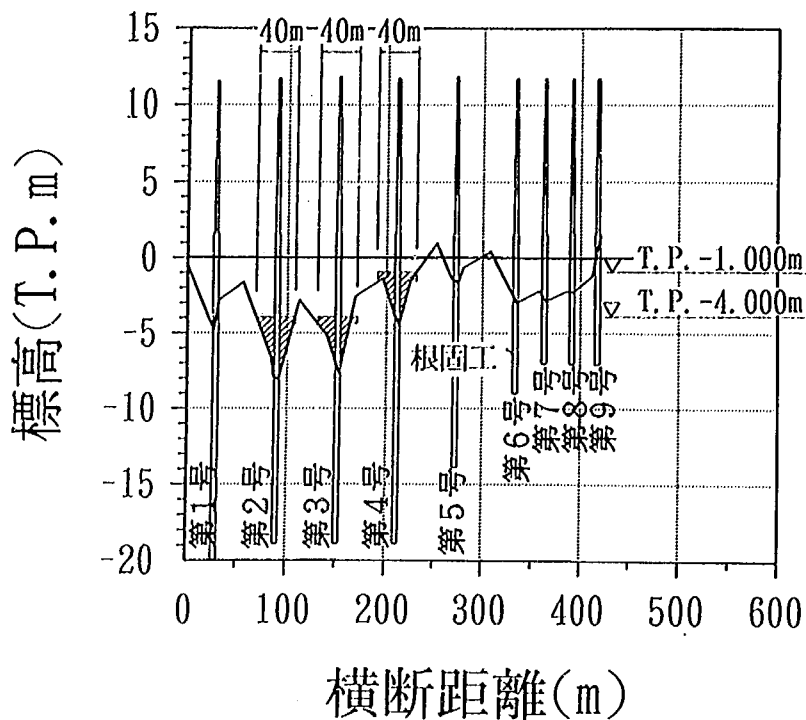


図-9.3 横雲橋の橋脚周辺の根固工の平面配置



※横断図はケースⅣ-3-1 通水後河床

図-9.4 横雲橋の橋脚周辺の根固工の配置高さ

横雲橋および新横雲橋の橋脚周辺の根固工の配置状況を写真-9.4,9.5に示す。置換工の模型として利用した碎石は白色に塗られている。なお、根固工の模型として碎石を使用したのは、単に設置上の容易さからであり、根固ブロックなどを意図したものではない。したがって、現地で根固工を設置する場合は、ケースⅣ-3-2の実験結果に施工性、経済性などを加味して最適な材料による根固工を配置すればよい。

9.1.4 実験条件

ケースⅣ-3-1は、代表流量を通水し動的平衡河床形状を形成させることを目的とした実験である。代表流量は、第8章にまとめたケースⅣ-2の実験結果を参考にして $3,900 \text{ m}^3/\text{s}$ とした。初期河床形状は13.2-15.0km区間のみを3.4.1に示した方法に準じて河床整形し、他の区間はこの実験に先立って行った予備実験の実験終了後河床形状とした。予備実験は、灰塚地区にケースⅣ-3と同一のベーン工(図-9.1参照)、横越地区ではケースⅣ-3と同様に低水路法線形を現況の形状に戻し、ケースⅣ-2と同一の水制を設置した状態で、河床整形を行った後、 $3,900 \text{ m}^3/\text{s}$ を2時間通水したものである。予備実験の目的は、低水路法線形を現況の形状のままとした条件での局所洗掘対策工の効果の検討であった。この実験結果を簡単にまとめると、灰塚地区ではベーン工によって外岸(右岸)側の局所洗掘深を緩和でき良好な河床形状が得られたが、横越地区では14.0-14.2km区間の低水路幅が非常に狭くなったため著しい河床低下が生じた。この実験結果を受けてケースⅣ-3における横越地区の水制長を9.1.2にまとめたように定めた。ケースⅣ-3の実験を引き続き行うに当たり、対策工の形状を変更した横越地

ベンチマーク高 T. P. 0.00 m

レベル読み値 ; 99.91 cm

橋脚名称	天端測定高 (cm)	天端からの 距離 (cm)	最深河床高 (T. P. m)
P1	67.06	37.3	-1.78
P2	66.99	38.8	-2.35
P3	67.09	37.8	-1.99
P4	67.21	37.8	-2.04
P5	67.19	35.9	-1.27

[新横雲橋脚位置平面図]

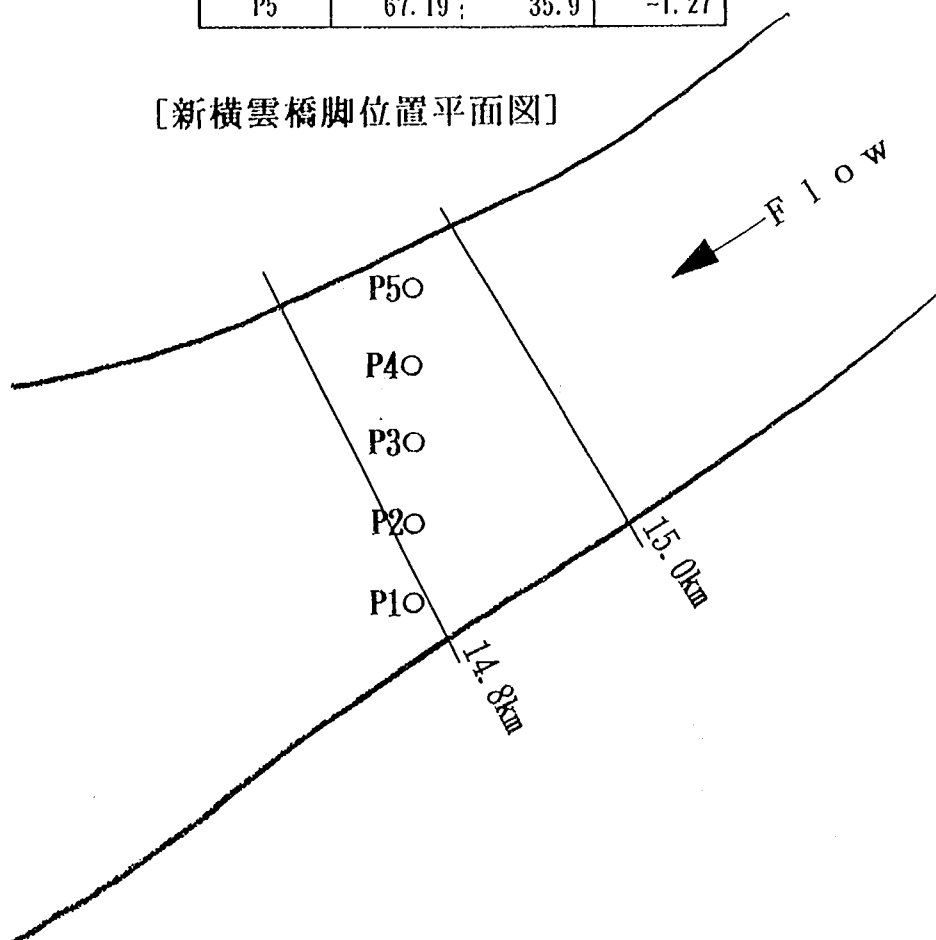


図-9.5 新横雲橋の橋脚周辺の局所洗掘部の標高（ケースIV-3-1）

区の13.2-15.0km区間のみを整形し直し、他の区間ではほぼ動的平衡な河床形状になっているため整形を行わずに活用することとした。ケースIV-3-1では、動的平衡な河床形状が形成されるまでに要した通水時間は70分であり、ケースIV-2-1と予備実験の通水時間の約半分となった。

ケースIV-3-2では、初期河床形状をケースIV-3-1の実験終了後河床形状とし、模型河道を低水路満杯程度まで冠水させた後にハイドログラフにしたがって $5,000\text{ m}^3/\text{s}$ および $7,500\text{ m}^3/\text{s}$ を通水した。

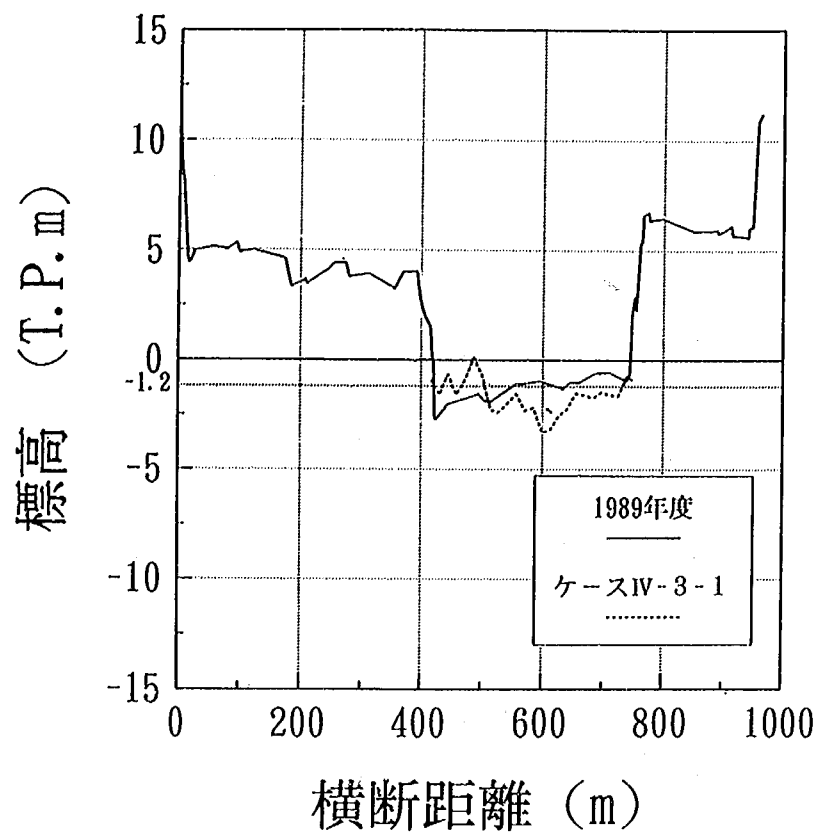


図-9.6 14.8km地点における河床横断形状（ケースⅠ-2,Ⅳ-3-1,Ⅳ-3-2）

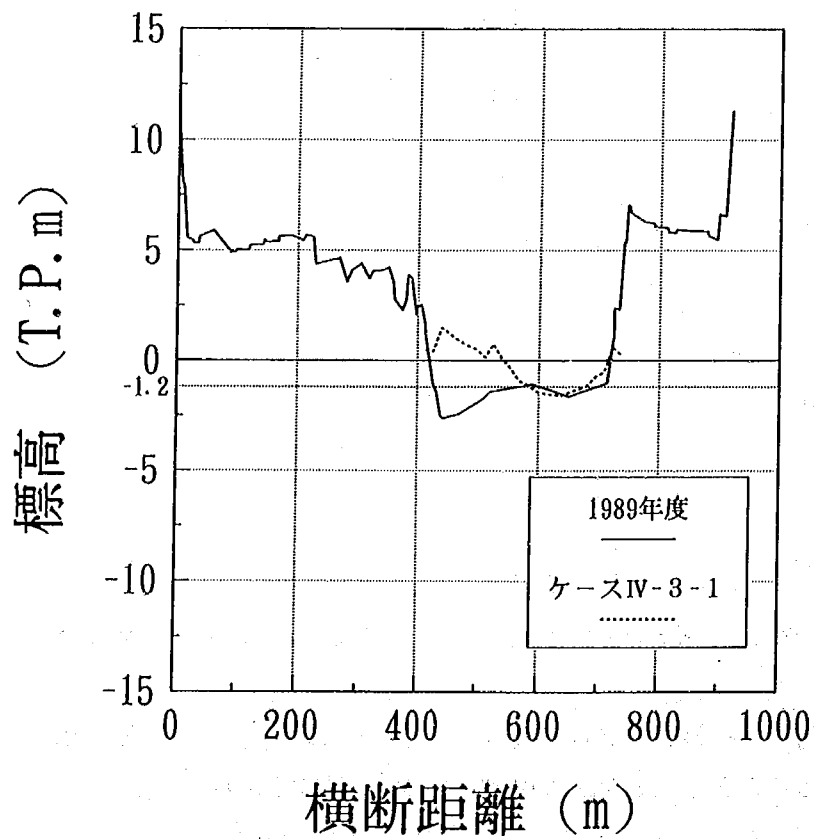


図-9.7 15.0km地点における河床横断形状（ケースⅠ-2,Ⅳ-3-1,Ⅳ-3-2）

この通水方法は、同じハイドロ通水を行ったケースⅠ-2,Ⅱ-2,Ⅲ-1-2,Ⅲ-2-2,そしてⅣ-1-2と異なる。これらの実験では、初期河床形状として、 $1,800\text{ m}^3/\text{s}$ を通水した後の河床形状を用いたが、河床波として砂堆が形成されていた。そのため、ハイドロ通水を行う前に砂堆を再形成するために $1,800\text{ m}^3/\text{s}$ を数時間通水した。これに対しケースⅣ-3-2では、 $3,900\text{ m}^3/\text{s}$ を通水した後の河床形状を初期河床形状としたが、河床波形態として河床高が低い領域では遷移河床、高い領域では実験終了後の排水時に形成されたと考えられる砂澁が見られた。これより、通水中は遷移河床となっており平坦河床に近い流速係数となっている（表-9.1参照）こと、また予備実験とケースⅣ-3-1の通水時間をを合わせるとケースⅣ-3-1に比較して長時間 $3,900\text{ m}^3/\text{s}$ を通水したことになることを勘案し、ハイドロ通水前に $3,900\text{ m}^3/\text{s}$ を通水しなかった。

以上にまとめた実験条件以外は、3.4に示した条件にしたがって実験を行った。

9.2 実験結果

9.2.1 ケースⅣ-3-1の実験結果

水位の縦断分布を図-9.9に、また平均河床高および最深河床高の縦断分布を図-9.10に示す。横越地区の湾曲の半ばに位置する14.0km地点から上流においてケースⅣ-2-2より水位が若干高く、水面勾配ではケースⅣ-2-2が $1/2,930$ であるのに対し $1/2,830$ と少し急になっている。また、平均河床高を比較すると12.2-16.2km区間ではケースⅣ-3-1の方が若干高くなっている。以上より、水位、水面勾配そして平均河床高がケースⅣ-2-2と比較して若干大きめの値になっているが、模型実験の精度を考慮すると両者は同一の実験条件、すなわち再現性が保たれたと考えられる。

ケースⅣ-3-1の河床高の等高線図を図-9.11に示す。横越地区を含む12.2-16.2km区間の河床形状を図-8.8に示したケースⅣ-2-2と比較してほとんど変化が見られなかったのは、14.6-16.2km区間の河

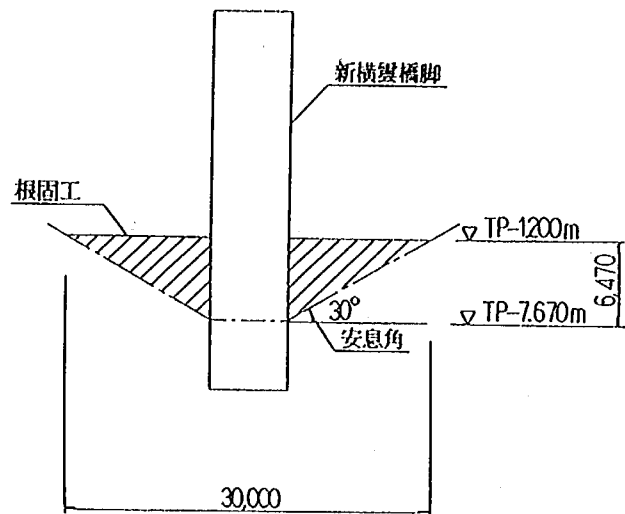
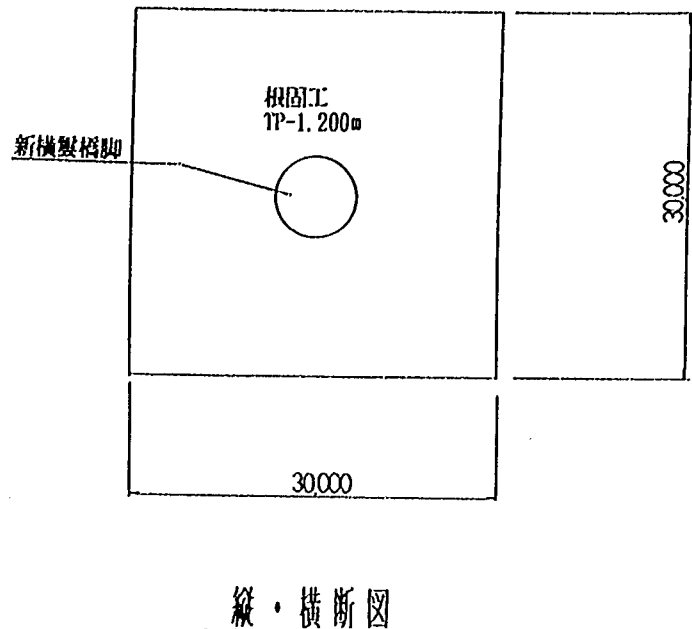


図-9.8 新横雲橋の橋脚周辺の根固工の配置

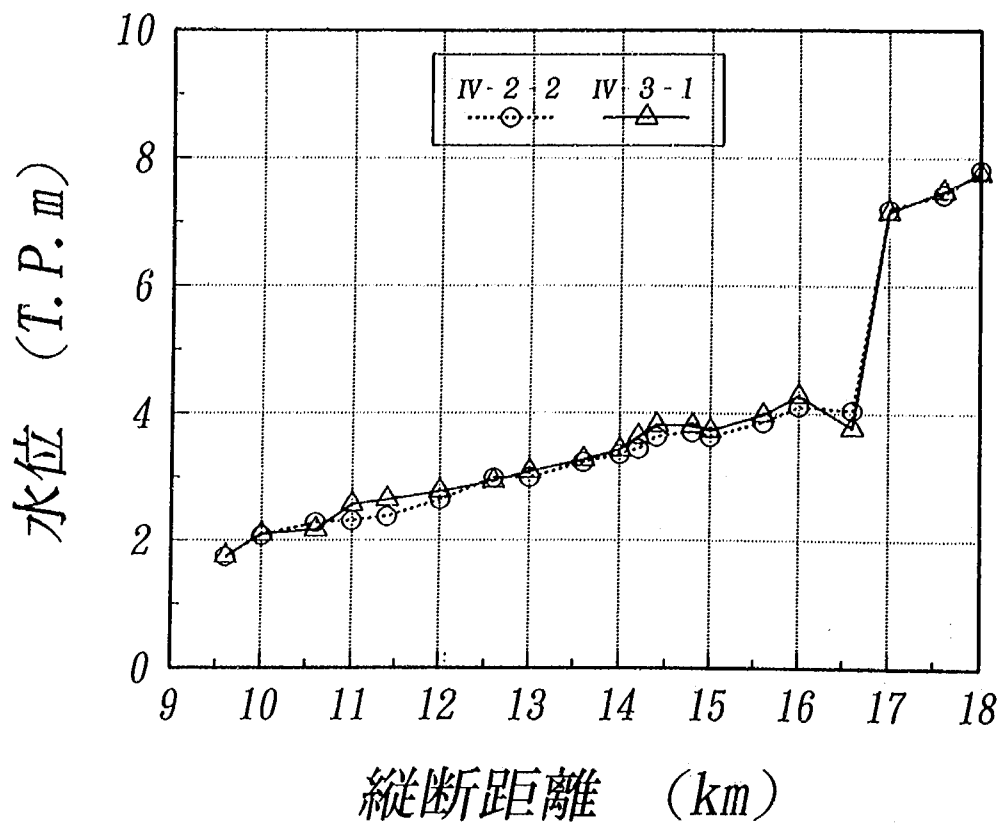


図-9.9 ケースIV-2-2,IV-3-1の水位の縦断分布

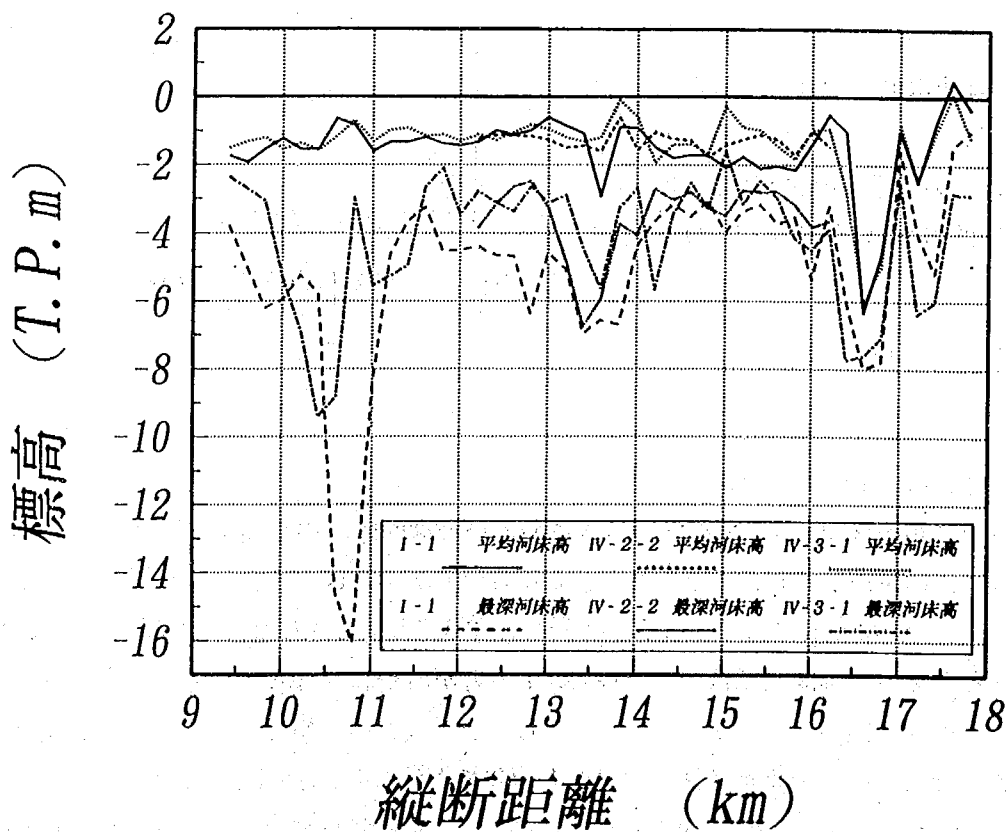


図-9.10 平均河床高および最深河床高の縦断分布 (ケースI-1,IV-2-2,IV-3-1)

床形状である。この区間は低水路法線形を変更した13.8-14.6km区間の上流に当たり、この影響による河床変動の変化は少ないと考えられる。したがって、この区間の河床形状がほぼ同一であることから、河床変動に対しても再現性が保たれたと言える。ケースIV-2-2との比較より、大きな変化として①横越地区の局所洗掘が上流側に移動していること、②12.2-14.2km区間の右岸側の固定砂州の領域が広くそして高くなっていることが挙げられる。①を詳細に検討するため、13.2,13.4,13.6km地点の河床横断面形状を図-9.12~9.14に示す。これらの図に共通して言えるのは、各断面の最深部周辺（透過式水制の先端から約100mの範囲）の河床高はケースIV-3-1の方が高いが、これより右岸側の堆積域と左岸側の水制間の河床高はほぼ同一なことである。特に河床高の差が大きいのは水制前面近傍の、水制による局所洗掘による河床低下が生じたと考えられる地点である。このような河床形状になったのは、ケースIV-2-2に比較してケースIV-3-1の通水時間が約半分であって、最深部ではまだ動的平衡に達していなかったためと考えられる。通水中に経時的に河床高を測定する砂面計は、水制前面の局所洗掘よりやや離れた位置に設置したため、最深部が動的平衡状態に達する前に動的平衡状態に達したと判断したことが原因と考えられる。このような実験的な不手際があったものの、右岸側の河床横断面形状の同一性から推察するとケースIV-3-1の最深河床高はケースIV-2-2と同程度になると言える。最深部の位置は、現況低水路法線形のケースI-1（図-4.2参照）と低水路法線形改修後のケースII-1（図-5.3参照）を比較するとケースI-1の方が上流側に最深河床が現れたことを勘案すると、ケースIV-3-1の方がケースIV-2-2より上流側になると考えて良い。以上より、ケースIV-3-1における横越地区の水衝部での河床形状からは、13.8-14.6km区間の右岸側の高水敷を現況のままとしても低水路法線形改修後（ケースIV-2-2）と同じ効果が得られると判断される。すなわち、透過式水制と併せて置換工や水制先端部周辺の根固工の配置を行うことにより、局所洗掘深をT.P.-5m程度まで緩和することができ、またT.P.-5m以下の河床表面に露出する粘性土を河床材料によって被覆することにより侵食から防ぐことが可能である。さらに、13.6km地点の河床横断面形状（図-9.3,9.4参照）から橋脚の安定性もケースIV-2-2と同じく（詳細は8.2.2参照のこと）大きな工事を伴わずに維持することが可能である。

次に、12.2-14.2km区間の右岸側の固定砂州の領域が広くそして高くなっていることについて検討する。固定砂州の平水位より高い部分の高水敷化が内岸側の流水疎通を妨げるために、外岸側の洗掘が進行する可能性がある。この領域をケースII-1,IV-2-2（5.2.1,8.2.2参照）と同様に横越地区の豊水位T.P.1mより標高が高い領域と仮定して、ケースIV-3-1の高水敷化領域を図-9.15に示す。ケースII-1に比較して高水敷化領域は狭くなっているが、これは14.8-15.8km区間の右岸への透過式水制設置による流況改善効果（詳細は8.2.2参照のこと）の現れと考えられる。しかし、同様な水制を配置しているケースIV-2-2に比較して広がっている。これは、ケースIV-3-1では13.8-14.6km区間の右岸側の低水路法線形を現況の形状にしたため湾曲の屈曲度がケースIV-2-2より強くなり、そのため内岸側での土砂堆積が活発になったことが原因と考えられる。以上より、13.8-14.6km区間の右岸側を現況の低水路法線形のままとした場合、14.8-15.8km区間の右岸に設置した透過式水制の流況改善効果を十分に発揮できないため、内岸側の流水の疎通を妨げる可能性がある高水敷化領域が低水路中央付近まで形成されると推定される。したがって模型実験では13.8-14.6km区間の右岸側を現況の低水路法線形のままとした場合でも、局所洗掘の緩和が法線形改修した場合とほぼ同じである結果となったが、固定砂州が度重なる洪水で拡大した場合に局所洗掘緩和効果の維持が困難になる恐れがある。低

灰塚地区

実験ケース：IV-3-1
 流量： $Q=3,900$ ㍓
 (平均年最大流量)
 下流端水位：T.P.+1.742m
 (下流河道計画断面)
 通水時間：70分

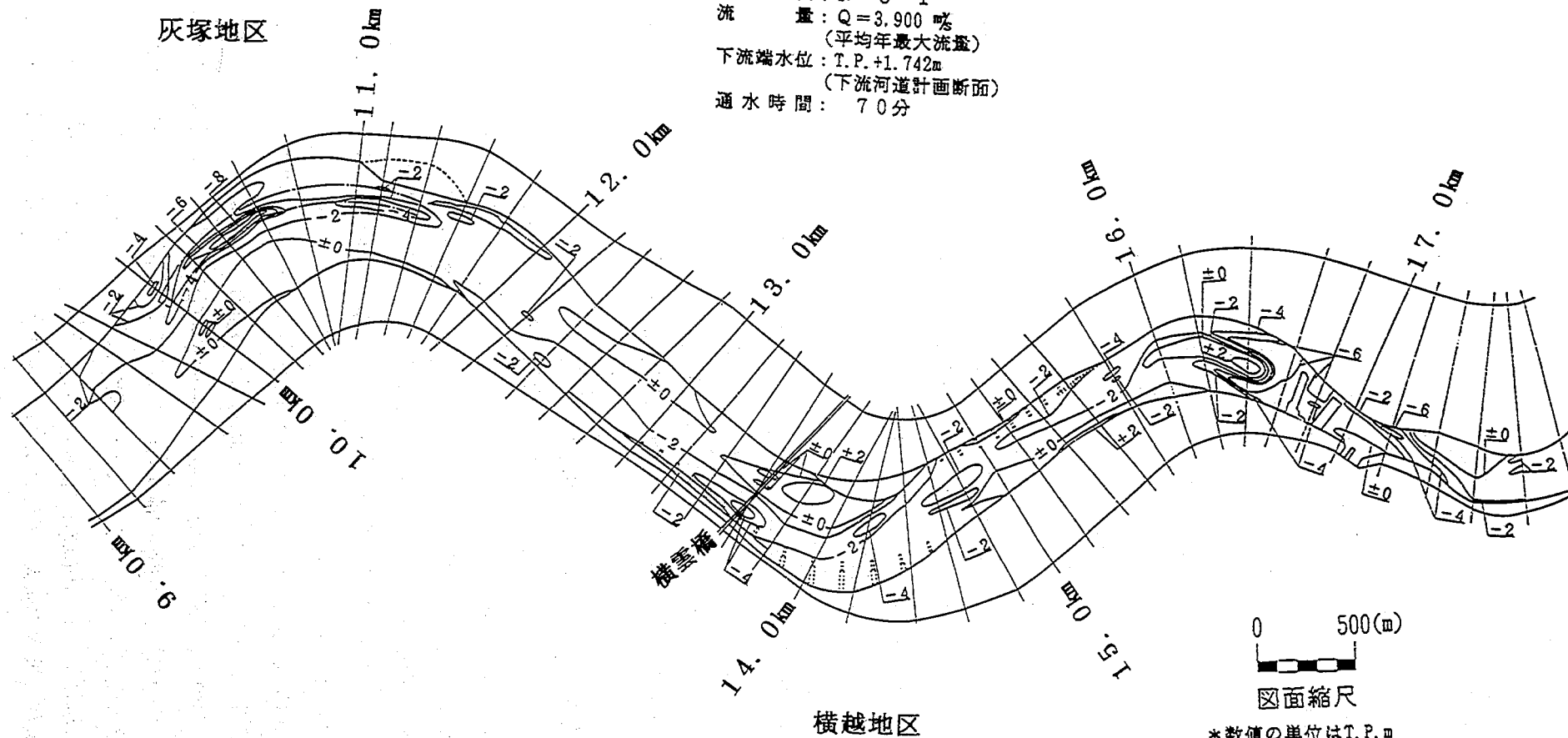


図-9.11 ケースIV-3-1の河床等高線図

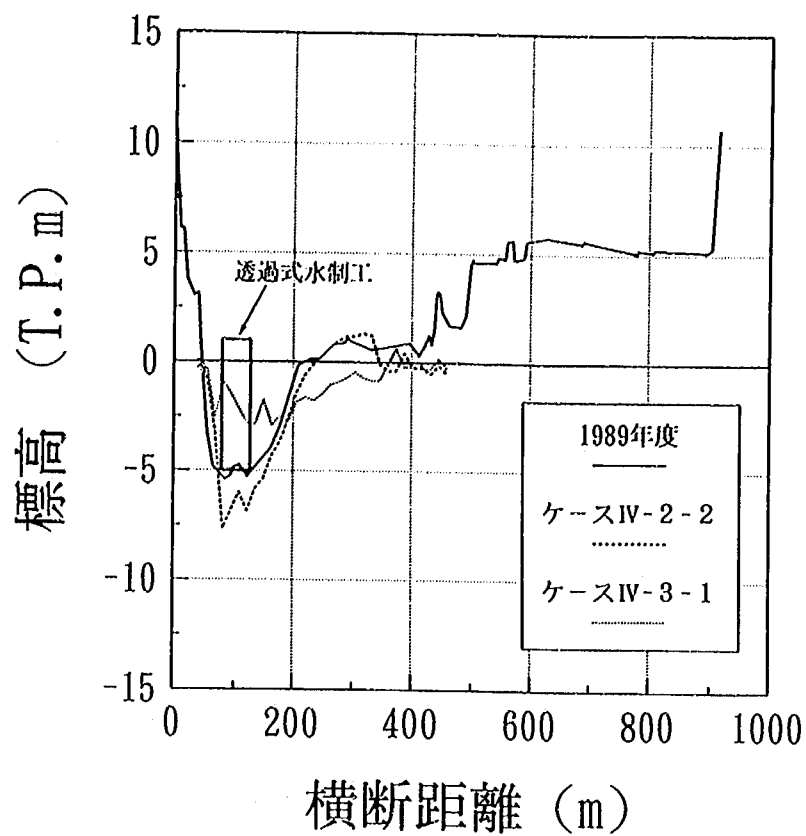


図-9.12 13.2km地点における河床横断形状 (ケースIV-2-2, IV-3-1)

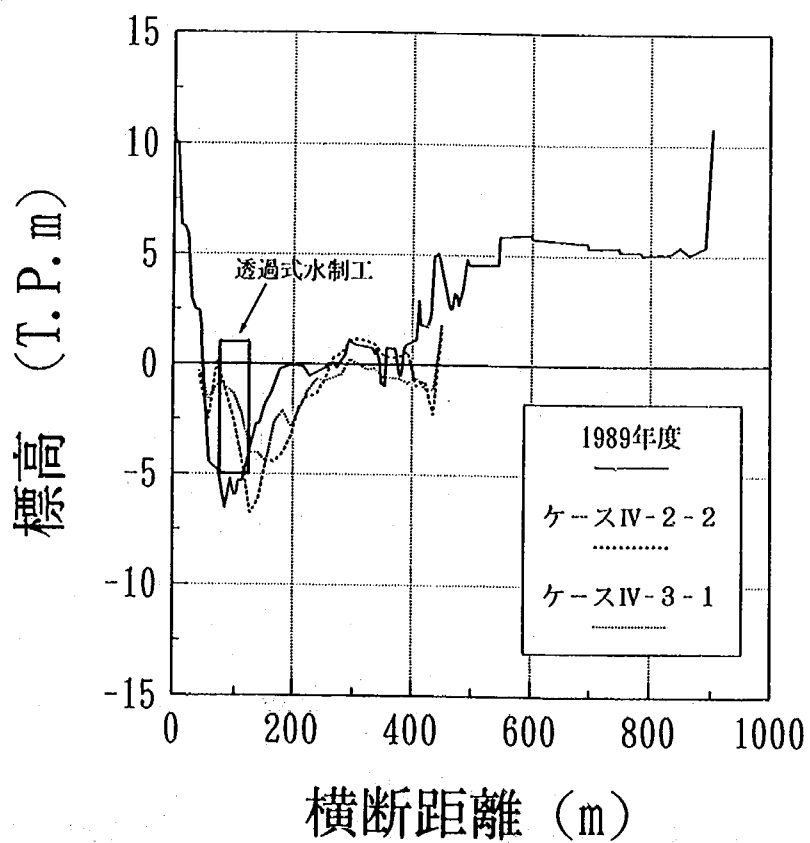


図-9.13 13.4km地点における河床横断形状 (ケースIV-2-2, IV-3-1)

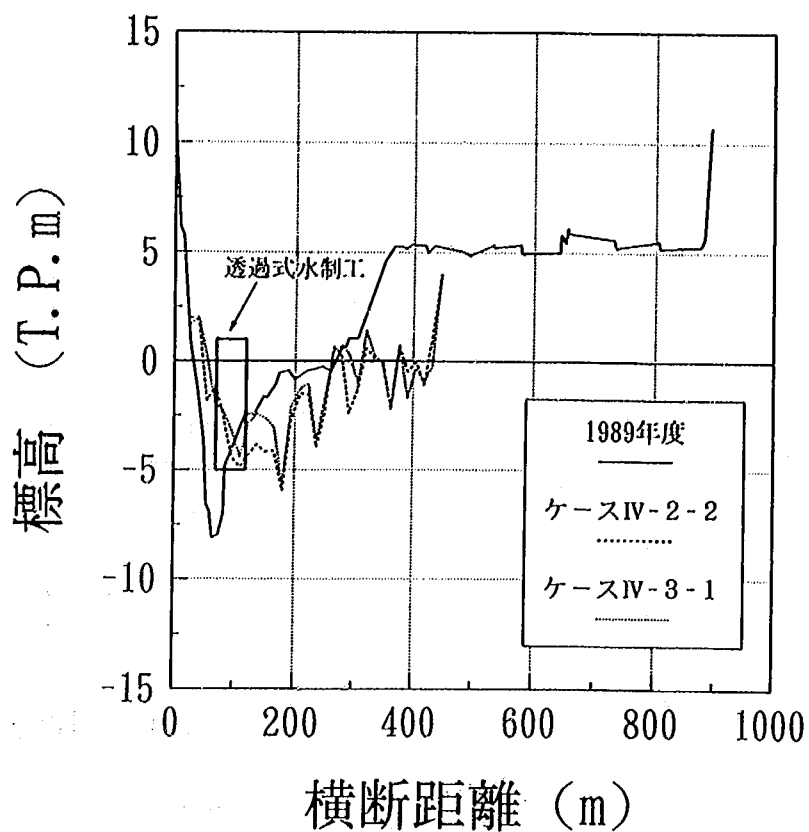


図-9.14 13.6km地点における河床横断形状 (ケースIV-2-2, IV-3-1)

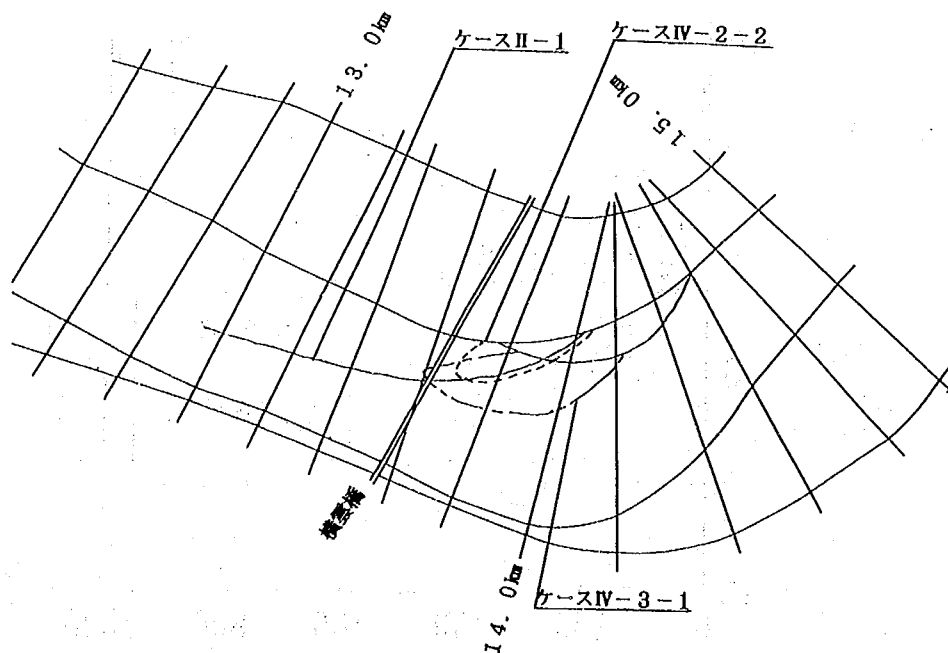


図-9.15 横越地区に形成される固定砂州の高水敷化想定範囲
(ケースII-1, IV-2-2, IV-3-1)

水路法線形の改修を行わずに固定砂州の成長を妨げる方法としては、14.8-15.8km区間の右岸に設置した水制工の長さを伸ばすことが考えられる。しかし、低水路幅に対する水制長の長さ、流況、河床形状からみお筋を左岸側に寄せすぎ左岸側に最深部が現れるようになり、水制の維持も困難になると考えられる。したがって現実的な対策ではないと言える。以上より、低水路法線形の改修を行った方がよりよい局所洗掘対策になると判断される。

横越地区の流況を写真-9.6に示す。右岸側に投入された緑色の染料は、右岸側を拡散しながら流下している。この状況をケースIV-2-2（写真-8.5）と比較して見ると、ケースIV-2-2より内岸側の流水の疎通がよいような状況である。しかし、写真-9.6のような染料の流下過程になった原因が、14.2km地点の右岸から間欠的に放出される横渦により染料が右岸側に取り込まれたことにあるため、流水の疎通はその逆に良くない。これは図-9.16に示すケースIV-3-1の各断面における横断方向流速分布とケースIV-2-2の流速分布（図-8.14参照）との比較により、より明確になる。すなわち、15.0km地点における流速分布形はほぼ同一であるが、14.2-14.4km区間ではケースIV-3-1の流速ベクトルがケースIV-2-2に比較して外岸（左岸）側に向いており、低水路法線の接線方向と大幅にずれている。この傾向は14.2km地点の最も内岸（右岸）側で測定された流速ベクトルに顕著である。そしてケースIV-3-1では固定砂州上に位置する13.8km地点の最も内岸（右岸）側で測定された流速がケースIV-2-2の約 $2/3$ になっている。以上よりケースIV-3-1では14.2km地点で内岸（右岸）側の流れが外岸側に向かい、その下流の固定砂州上で流れが弱くなっていることが分かった。このような流況になったのは、13.8-14.6km区間の右岸側の低水路法線形を現況の形状にしたため、湾曲の屈曲度が強くなり内岸側の流線が河岸から剥離しやすくなったためと考えられる。さらに、内岸側に形成された固定砂州によって内岸側の流れは、外岸（左岸）側へよりやすい状況となった。ケースIV-3-1では、写真-9.6、図-9.16に示した流況、および横断方向流速分布より水衝部の位置は13.8-14.0km区間にあると推察される。固定砂州によって内岸（右岸）側の河床高が高くなっているため、内岸側の流れは水衝部から下流においても徐々に外岸によっている。この流況に応じて12.2-13.2km区間の河床高は（図-9.11参照）左岸においてケースIV-2-2（図-8.8参照）に比較して低くなり、右岸側に堆積域が形成された。以上の状況を図-9.17にまとめて示す。

灰塚地区の河床形状（図-9.11参照）は、ベーン工の上流端に相当する11.0-11.4km区間、および中流から下流端までの間の10.0-10.7km区間のベーン工の内岸側に沿って洗掘域が見られる。ベーン工と外岸（右岸）側の間では、平均的に見てT.P.約-2mの河床高を保っており、対策工非設置のケースII-1（図-5.3参照）に比較して大幅に局所洗掘が緩和された。灰塚地区にベーン工を配置した実験であるケースIV-1-1とIV-3-1の平均河床高と最深河床高を図-9.18に示す。これより、ベーン工が設置されている10.0-11.4km区間の平均河床高はケースIV-3-1が若干高いものの、最深河床高はほぼ一致した分布になっている。また、ケースIV-1-1の洗掘域はケースIV-3-1と同じく、11.0-11.4km区間および10.0-10.7km区間のベーン工に沿って形成されている（図-7.7参照）。以上のように河床変動はケースIV-1-1とよく似たものとなっているが、次のような特徴がある。

ベーン工の上流端に相当する11.0-11.4km区間では、ケースIV-3-1（図-9.11参照）の局所洗掘域はベーン工の内岸側に沿っているのに対し、ケースIV-1-1（図-7.7参照）ではベーン工を外岸から内岸側へ下流方向に横切るように洗掘域が形成されている。この状況は写真-9.7に示すケースIV-3-1の灰塚地区の河床形状と写真-7.2に示したケースIV-1-1の場合を比較すればより視覚的に把握でき

実験ケース：IV-3-1
 流 量： $Q=3.900$ ㏍
 (平均年最大流量)
 下流端水位：T.P.+1.742m
 (下流河道計画断面)
 通水時間：70分

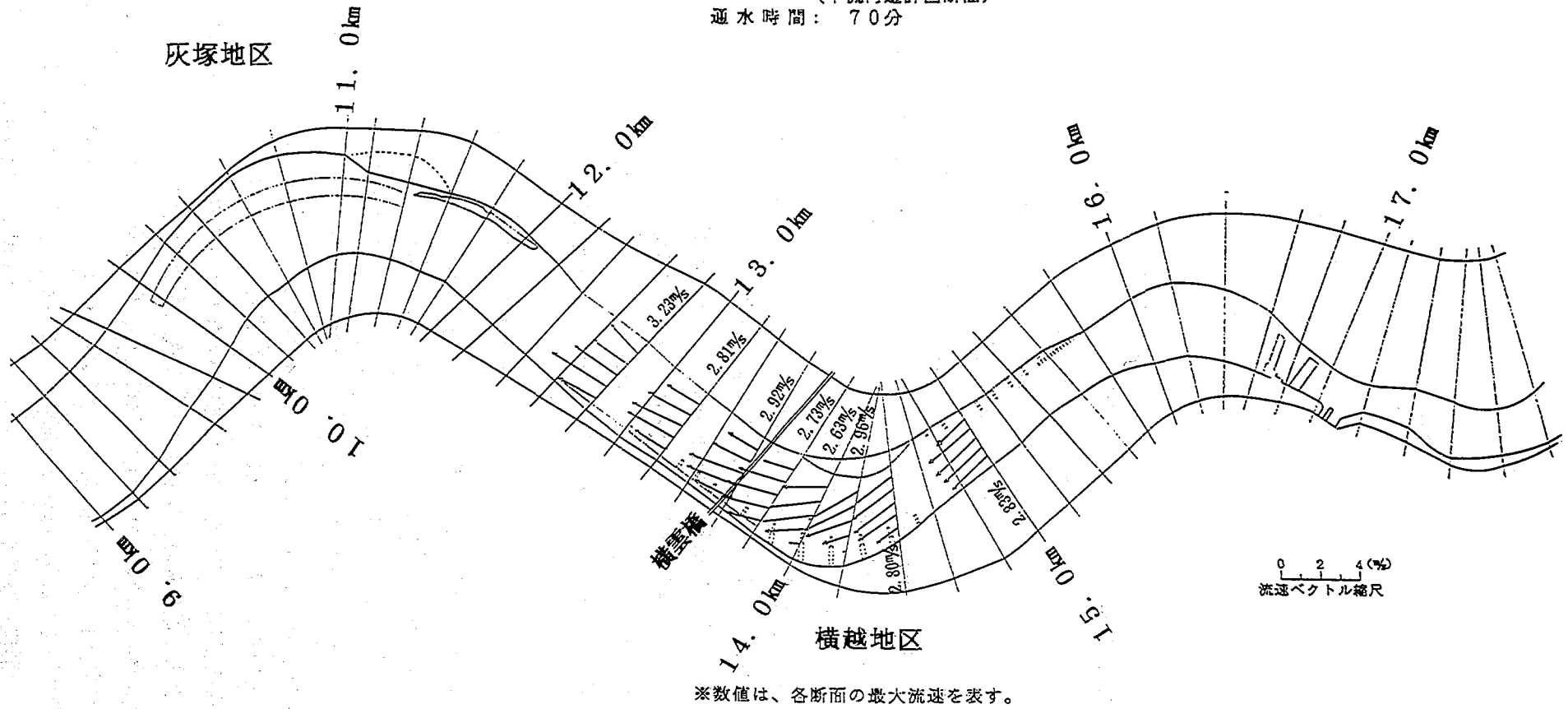


図-9.16 各断面における横断方向流速分布 (ケースIV-3-1)

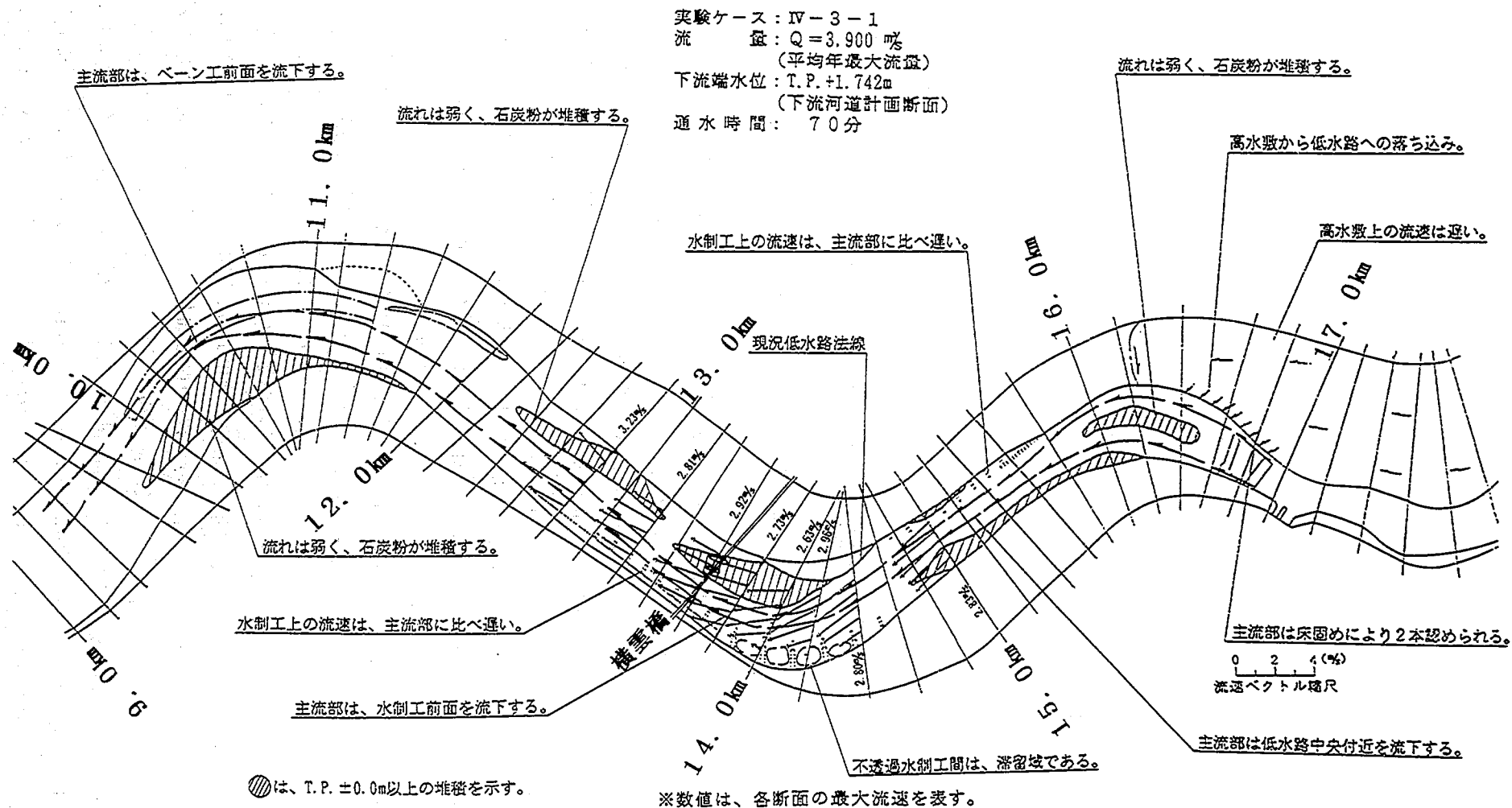


図-9.17 河床形状と流況のまとめ (ケースIV-3-1)

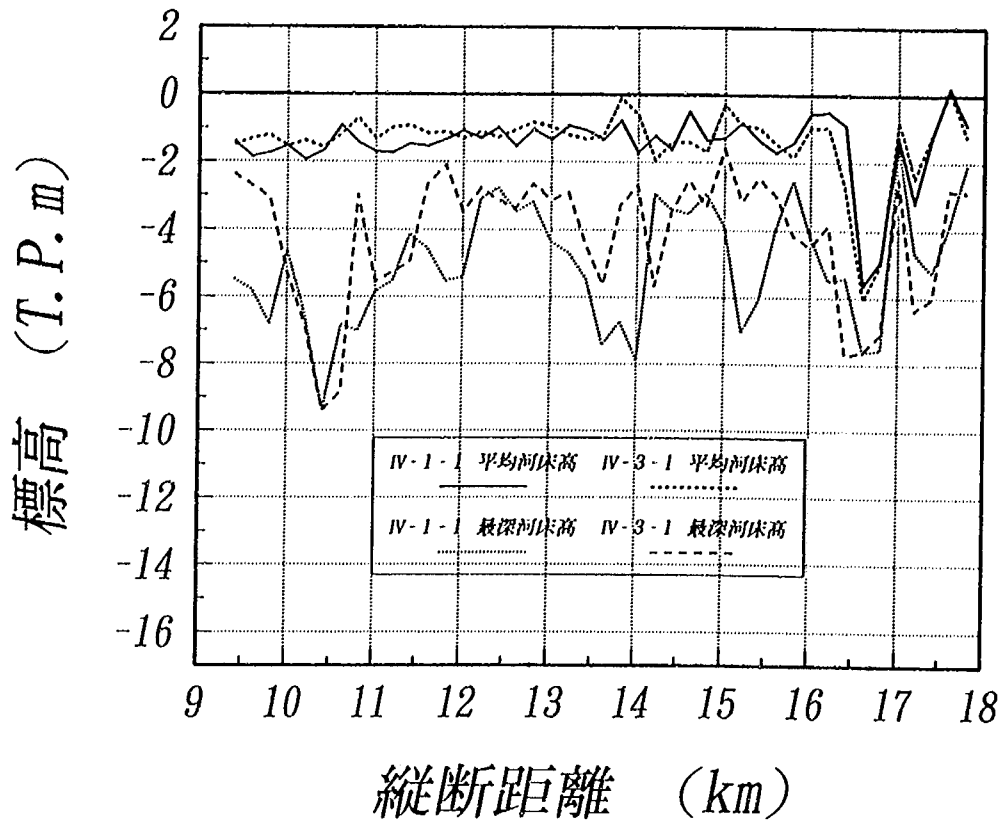


図-9.18 平均河床高および最深河床高の縦断分布（ケースIV-1-1, IV-3-1）

る。これらの河床形状が形成された原因は、次のように推察される。ケースIV-1-1ではベーン工の上流端の線形が内岸（左岸）側に向いていたため、ベーン工を外岸から内岸側に向かって横切るような流れが生じた（7.3.1参照）。これに対しケースIV-3-1のベーン工の上流端の線形は、ケースIV-1-1より外岸側に移動させており（図-9.1参照）、これによりベーン工の線形が流れ方向に沿うようになったためである。すなわち、9.1.1(1)で検討したようにベーン工の線形の変更が成功したと言える。ベーン工の中流から下流端までの区間に相当する10.0-10.7km区間の洗掘域では、10.4-10.6km区間の洗掘深が局所的に特に深くなっている。この区間の洗掘状況を写真-9.8に示す。10.4-10.6km区間の最も内岸側に設置されたベーン工の河床からの露出量が、この区間の上下流に比べて大きいことが分かる。このように局所的に洗掘深が深くなる原因は流況と固定砂州の形状から考察できる。9.8-11.2km区間の流況を写真-9.9に示す。右岸側に投入された緑色の染料は、ベーン工の内岸側に沿って灰塚地区の湾曲部を流下している。低水路の中央付近に投入された白色の染料は、流下とともに徐々に外岸側に移動し、10.4-10.6km区間で緑色の染料と合わさり、流れが集中している（図-9.17参照）ことを示している。この区間に流れが集中する原因は固定砂州の形状にある。写真-9.7に示した10.0-12.0km区間の河床状況から、10.6km地点のベーン工の内岸側から左岸側に向かった下流方向に砂州の前縁線が明確に形成されている状況が見られる。この砂州の前縁線の下流にやや不明確ながらもうろこ状の砂州が見られることから、多列砂州が形成されていると判断される。砂州の前縁線の上流端（最も右岸よりの前縁線）の下流では、流れが集中し局所洗掘が生じる。山本(1988,p.86-91)は、河川移動床模型実験や既往の実験結果を体系的に整理し、上記の現象の特徴をまとめている。このなかで、単湾曲の

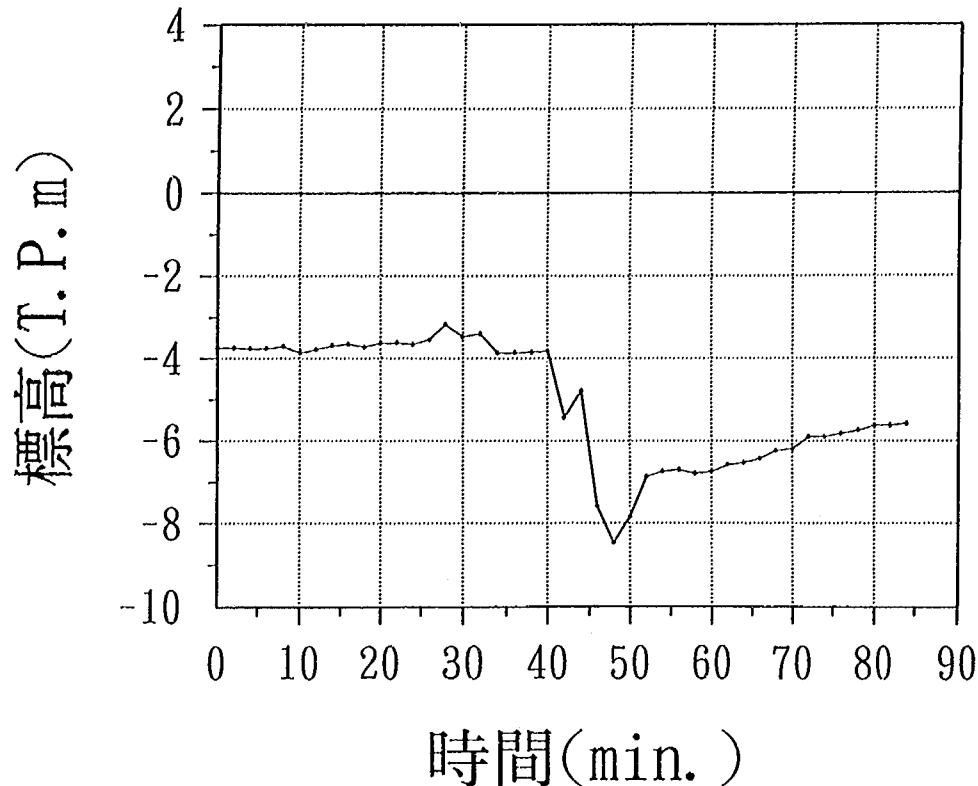


図-9.19 10.6km地点のベーン工の内岸側近傍における河床高の経時変化

河道において多列砂州は下流に移動しやすい性質を有する特徴があると記述している。灰塚地区の上流では直線河道区間が長く、また河床形状もほぼ平坦であることから灰塚地区は単湾曲河道に近い状況であると考えられる。したがって、砂州の移動に伴いベーン工の内岸側の局所洗掘の位置も下流に移動する。これに相当すると考えられる河床変動が、図-9.19に示す砂面計による河床高の経時変化の測定結果に見られた。砂面計は10.6km地点のベーン工の内岸側近傍に設置した（図-9.11参照）。図-9.19の横軸である通水時間の原点は、ケースIV-3-1の通水開始時である。ケースIV-3-1の横越地区の初期河床形状は、ケースIV-3-1の実験に先立って行われた予備実験の終了後の河床形状である（表-3.3参照）ので、通水開始の原点は河床整形を行った初期河床に2時間通水した後に対応する。この2時間の河床変動は初期河床高T.P.-1.2mからほぼ直線的に経時的に河床低下している。これに続いてケースIV-3-1の通水を始めたところ、通水開始から約0.7時間まではT.P.約-4mの河床高で安定していたが、0.7~0.8時間に急激に河床低下が生じ、T.P.-8mまで局所洗掘が進んでいる。この後、河床高は上昇に転じ、実験終了までにT.P.約-6mまで回復している。次に図-9.11に示した河床高の等高線図よりベーン工の内岸側に沿った河床高を見ると、ベーン工の下流端に相当する10.0-10.2km区間ではT.P.-4m程度であり、10.3km地点で急激にT.P.-8mまで河床低下する。以上を合わせて推定すると、0~0.7時間までは10.0-10.2m区間に相当する河床形状が、そして0.7~0.8時間では10.2-10.3km区間に相当する河床形状が砂州の流下とともに10.6km地点に経時的に現れたと考えられる。この推定は、次項にまとめるケースIV-3-2の実験で砂州がさらに下流に移動し、ベーン工内岸側の局所洗掘もこれに合わせて移動している現象が見られたことから妥当なものであると言える。

以上にまとめた砂州と局所洗掘部の移動の現象から、現地にベーン工を設置する際には次の点に留意すべきであろう。灰塚地区の現況の河床形状は、左岸側の河床を砂利採取のため掘削したため固定砂州がなく、模型実験の河床整形後の河床形状に近い状況になっている。今後、砂利採取の許可量は減少させる方針である（図-2.3参照）ので、出水の回数が重なるにつれ徐々に固定砂州が形成され、ケースIV-3-1のように砂州の移動が生じると考えられる。この時、ベーン工の設置が行われていたならば、砂州の前縁線の下流側に位置するベーン工の周辺で局所的に河床低下が生じ、ベーン工の維持が困難な状況になる。この対策として砂州による局所洗掘深を考慮してベーン工の根入れ長を十分深くしておくことが考えられる。また、ベーン工の施工順序としては、砂州の前縁線より上流までベーン工を1列づつ設置するのが良いと考えられる。ベーン工の設置位置が砂州の前縁線より下流だけである場合は、前縁線下流での流水の集中により、みお筋がベーン工の外岸側を流下する可能性があり、この場合では河岸近傍に局所洗掘が生じる。また、前縁線より上流のみの場合では、流水が最も集中する地点にベーン工が設置されていないため、外岸に局所洗掘が生じると考えられる。以上より、ベーン工の施工を進める場合、砂州の位置、局所洗掘深を十分に調査し、配置位置と根入れ長を設計することが重要である。なお、砂州の列数は2.5.2(2)にまとめたように川幅水深比 B/H にほぼ比例する（列数 $\approx$ 川幅水深比 $/50$ ）ことから、模型実験に比較して現地の低水路幅 $\cdot$ 水深比が1.75倍大きいので現地の砂州の列数は模型実験に比べて1~2列多くなることが予測される。列数が多い砂州にほど流れの集中は弱くなるが、多列砂州の前縁線を包括して単列状の砂州形態も共存する場合がある（山本, 1988, p.86-91）ので砂州形態の調査は慎重に行うべきである。その他の施工上の留意点は、7.3.3にまとめたのでそちらを参照されたい。

9.2.2 ケースIV-3-2の実験結果

水位の縦断分布を図-9.20に、また平均河床高および最深河床高の縦断分布を図-9.21に示す。ケースI-2の水位と比較すると、 $5,000\text{ m}^3/\text{s}$ では若干低め、 $7,500\text{ m}^3/\text{s}$ ではその逆に高めになっている。水面勾配では、ケースI-2では $5,000\text{ m}^3/\text{s}$ 通水時で $1/2,590$ 、 $7,500\text{ m}^3/\text{s}$ 通水時で $1/2,350$ であるのに対し、ケースIV-3-2では $1/2,840$ および $1/2,460$ となっている。これらの値は、ケースII-2, III-1-2, III-2-2, IV-1-2（図-5.10, 6.10, 6.11, 7.15, 7.16参照）での値のばらつきを考慮すると、実験上の精度の範囲でほぼ同一条件であったと判断される。また、平均河床高は大局的に見るとほぼ等しいことを加味すると、実験の再現性が保たれたと判断できる。

ケースIV-3-2の河床高の等高線図を図-9.22に示す。14.6-15.8km区間では、右岸側の透過式水制工の設置区間からその前面および14.8-15.0km区間を除き、ケースII-2（図-4.14参照）の河床形状とはほぼ同一である。14.8-15.0km区間にはケースIV-3-2においては新横雲橋の橋脚が設置されているが、ケースII-2では設置しなかったため、橋脚による流下断面積減少に伴う約1mの河床低下が生じた。このため、特に新横雲橋の第4号橋脚では橋脚の上流側の14.8km地点における河床高（図-9.6参照）が根固工の設置高さであるT.P.-1.2mより最大で約1.8m低くなり、図-9.7に示した橋脚下流の15.0km地点においてT.P.約-5mに達する洗掘域（図-9.22参照）が形成された。これらの実験結果より透過式水制工の前面に近い第4号橋脚では根固工の設置高さをT.P.-3m程度にすればよいと考えられる。また、水制工の前面では最深部でT.P.約-5mに達するT.P.-4m以下の局所洗掘域が形成されている。この局所洗掘域において水制先端の局所洗掘を観察すると、写真-9.10に示すように縦工を配置した水

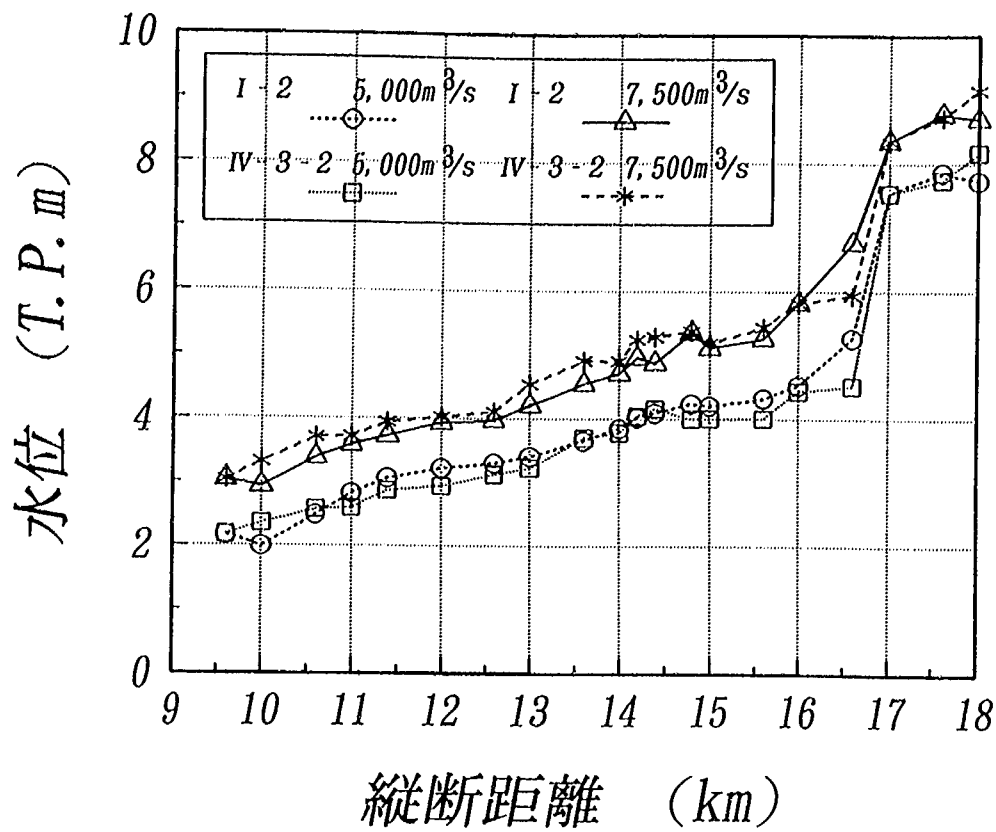


図-9.20 ケース I-2, IV-3-2 の水位の縦断分布

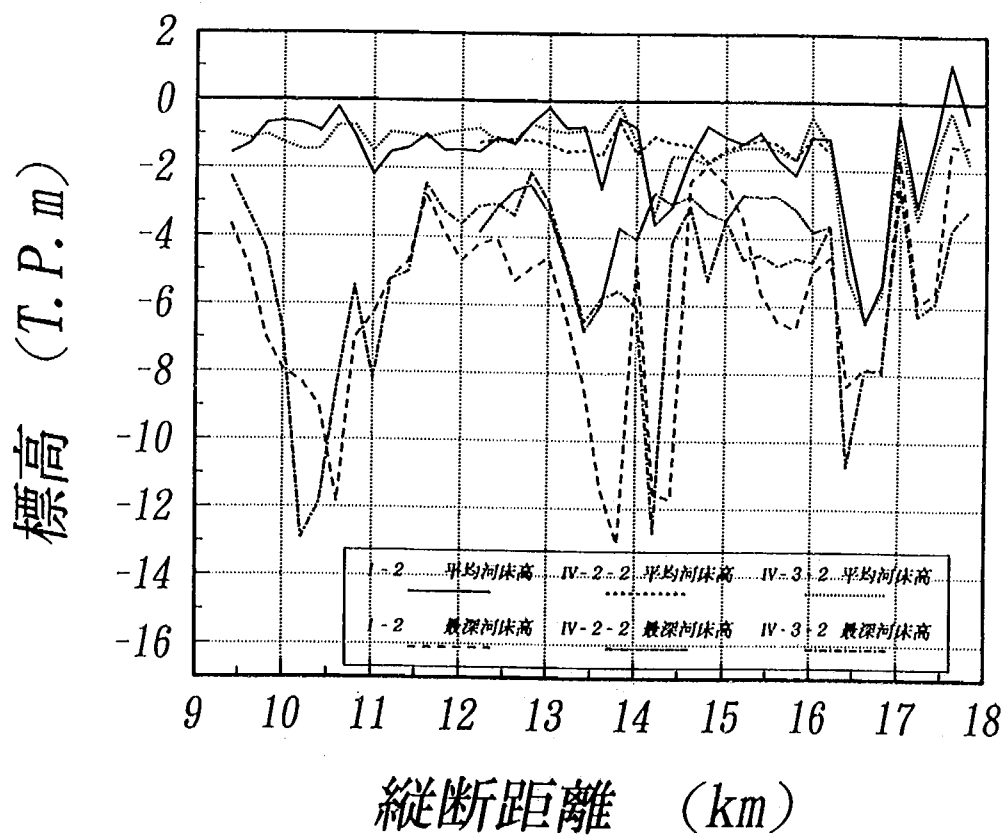


図-9.21 平均河床高および最深河床高の縦断分布 (ケース I-2, IV-2-2, IV-3-2)

実験ケース：IV-3-2

流量：Q=5,000 ㍻ (2.6分間通水)
 ~7,500 ㍻ (2.0分間通水)
 (既往洪水ハイドロ通水)

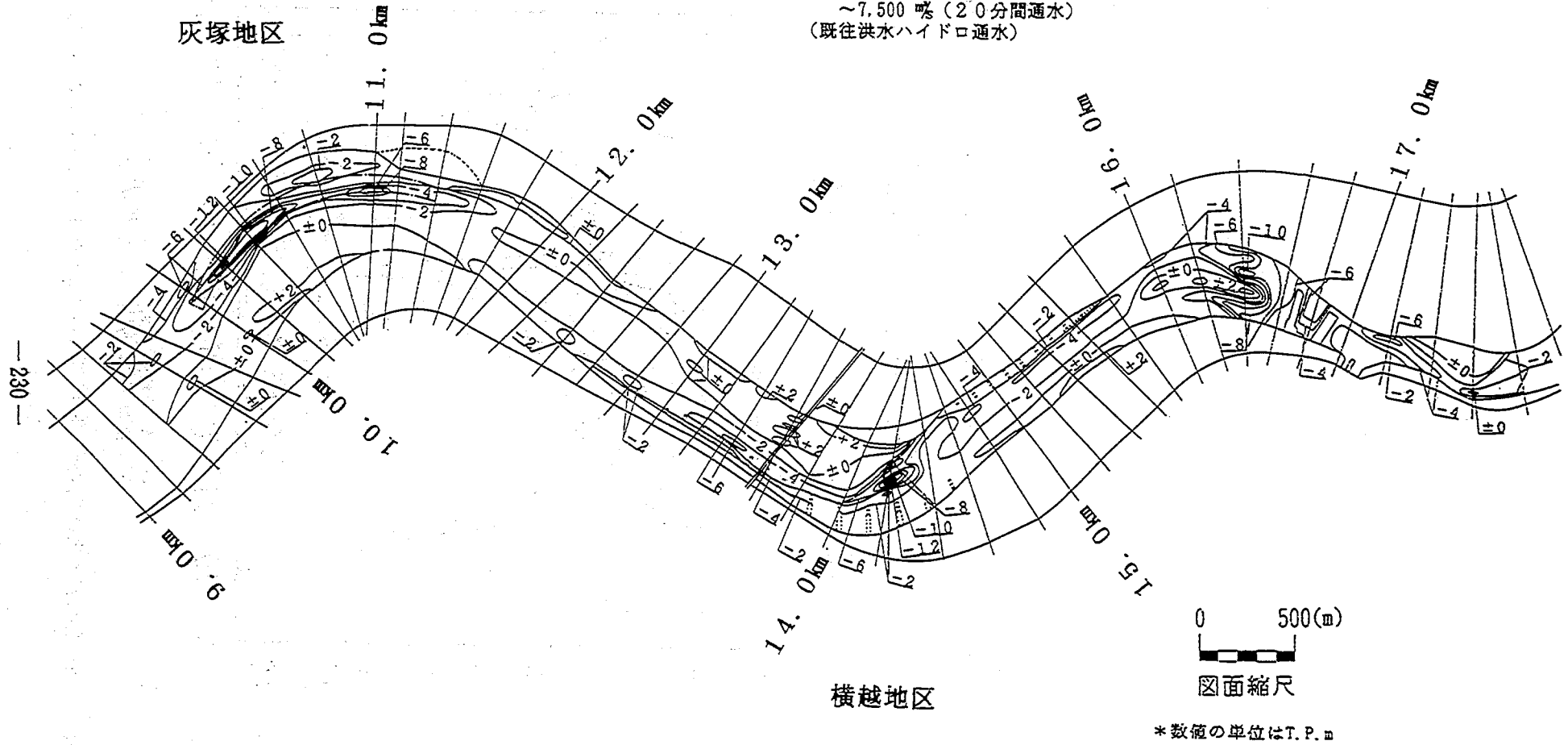


図-9.22 ケースIV-3-2の河床等高線図

制の直下流の局所洗掘が、水制の設置台であるコンクリートブロックが河床面に現れるほど著しいことが分かった。この水制の安定性は低いと考えられるので、他の水制に比べて強固な根固工を配置したり、縦工を伸ばすなどの対策を講じる必要がある。

13.8-14.6km区間では、写真-9.11に示すように14.2km地点の低水路中央周辺にT.P.-12mに達する非常に深い洗掘域が現れている。このような洗掘はケースⅡ-2においても形成された（図-4.14,9.21参照）。この洗掘は水制前面より低水路中央側に位置しているため（写真-9.11参照）、明らかに水制の局所洗掘によるものではない。この位置が洗掘されるのは、13.8-14.6km区間の右岸側の低水路法線形を現況とし、 $7,500\text{m}^3/\text{s}$ と $13,000\text{m}^3/\text{s}$ という大流量を通水した実験後河床のみである。図-4.6に示した1978年における河床高の等高線図を見ると、同じく14.2km地点の河道中央にT.P.-2m程度の河床高がやや低い領域が見られ、この領域は図-2.18に示した1983年6月の出水時の水面流速の分布で流速が2.6mと上流に比べて速くなっている領域とほぼ一致する。このことから、現地では14.2-14.4km区間の低水路法線形が低水路中央に突き出るような形状になっているため、流水が集中し高流速域が形成されたため、この高流速域で河床が低下したと考えられる。ところが模型実験では、現地に比較して極端に洗掘深が深い。この原因は不明であるが、模型の流況観察より現地とは次の相違点がある。模型実験では、通水流量が大きいほど14.2-14.4km区間の右岸側の低水路法線から間欠的に横渦が放出されるようになり、14.2km地点の河道中央まで弱まりつつも移流していた。これに対し、写真-2.1の出水時の流況を見ると、顕著な横渦は見られない。以上のように、模型実験と現地では河床形状および流況に差があるが、模型実験で現れた洗掘域は模型実験特有の現象であるため、考察の対象から除外する。

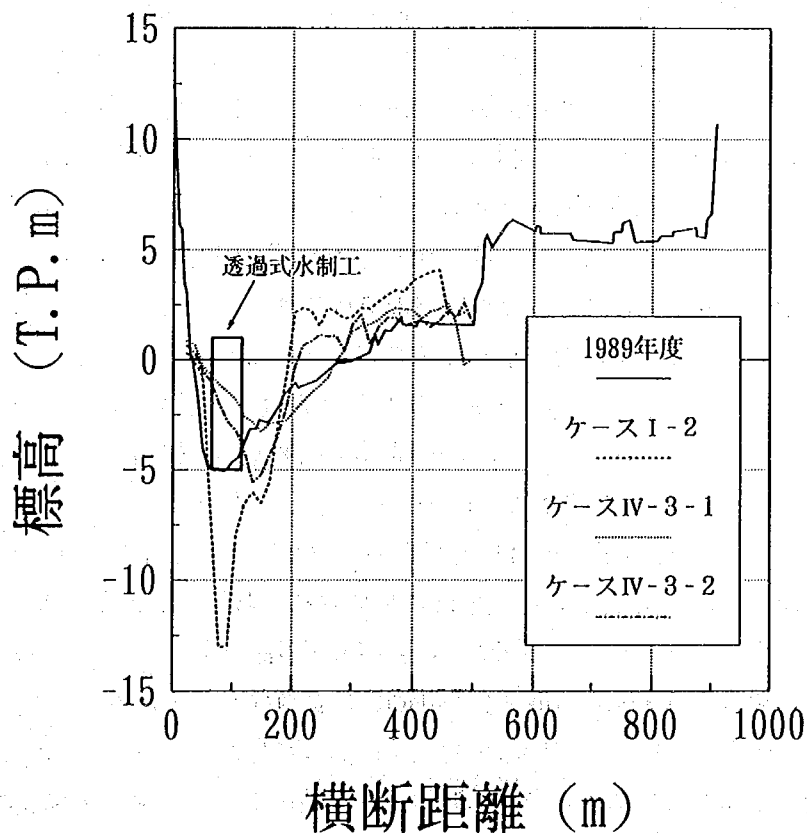


図-9.23 13.8km地点における河床横断形状（ケースⅠ-2,Ⅳ-3-1,Ⅳ-3-2）

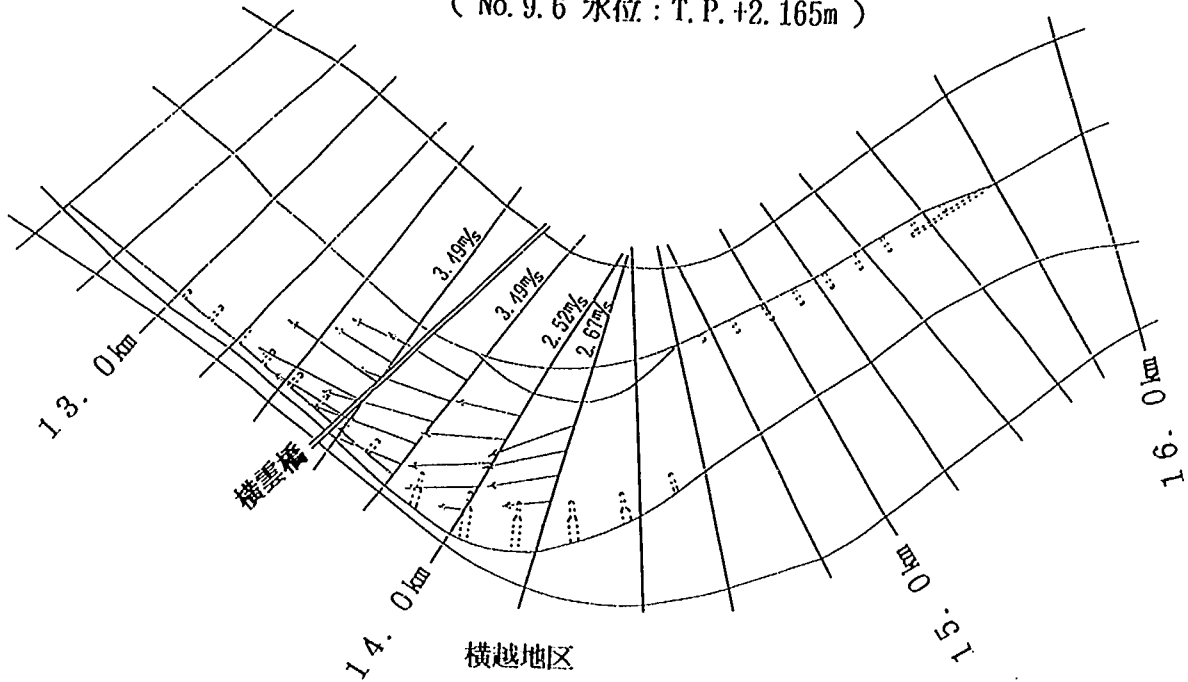
13.8-14.0km区間の河床形状を図-9.22より詳しく検討すると、T.P.0mの河床等高線がケースIV-3-1に比較して横越地区の湾曲部の外岸（左岸）側に向かって大きく張り出しており、外岸側では図-9.23に示す13.8km地点の横断面形に見られるように水制周辺の局所洗掘深がT.P.-6mに達するほどの洗掘域が形成されている。内岸側の固定砂州に相当するT.P.0m以上の河床高となった領域が広がった原因は、14.2km地点の低水路中央周辺において生じた洗掘域の土砂が、固定砂州上に流送され堆積したためと考えられる。14.2km地点における洗掘域および固定砂州の拡大による流況の変化を見るため、写真-9.12に横越地区の湾曲部における $7,500\text{ m}^3/\text{s}$ 通水時の流況を示す。低水路のほぼ中央に投入された白色の染料が湾曲部まで流下し、14.2km地点から13.8-14.0km区間の外岸（左岸）に向かってほぼ直線的に流下し、13.8-14.0km区間が水衝部となっている。この流況を定量的に見るため、各断面における横断方向の流速分布を図-9.24に示す。14.2km地点の内岸（右岸）側から2番目の測点の流速ベクトルが、その周辺のベクトルに比較して外岸（左岸）側に向いており、13.8-14.0km区間の水制に乗り上げるように流速約 2 m/s の流れが生じている。そして13.6-13.8km区間の透過式水制の前面においても、約 3 m/s の高流速が発生している。写真-9.12を見ると、14.0km地点から下流では透過式水制の上に緑色の染料が、白色の染料が水制前面を流下するようになっており、ケースIV-2-2、IV-3-1（写真-8.5, 9.6参照）より外岸側に流れが寄っている。上記の流況になった原因は、14.2km地点の低水路中央に生じた局所洗掘域は外岸（左岸）側に向かって下流に伸びていること、および固定砂州が拡大したことにより外岸への流水の集中が助長されたと考えられる。このような流況のため、水制前面の洗掘が図-9.23に示すように進行した。この状況をより詳細に見るため、写真-9.13を示す。14.0km地点近くの水制工の先端から洗掘域が水制前面に沿うように下流方向に伸びている。水制先端の局所洗掘が最も著しかったのは、13.8km地点の直上流に位置する水制であり、水制の設置台であるコンクリートブロックがかなり露出した。この水制周辺の流況観察によると、非透過式水制を越流し透過式水制上も比較的流速が速かった。このため、13.8km地点の水制間の土砂が流送され（図-9.23参照）、写真-9.13の最も手前に写っている水制との間では水制間から河道中央に向かった河床波が形成されている。以上の洗掘を防ぐ方法として13.8-14.0km区間の水制長を短くすること、水制前面に縦工を配置することが考えられる。ただし、これらの洗掘は、14.2km地点の低水路中央付近に形成された局所洗掘による外岸への流れの集中の影響を受けているため、現地ではこれほど極端にならないと推定される。

横越地区の局所洗掘対策工として透過式水制工を設置した区間である13.0-13.8km区間では、図-9.21に示した最深河床高の縦断分布より外岸（左岸）側に形成される局所洗掘深がケースI-2に比べて大幅に緩和されることが分かる。ケースIV-3-2の局所洗掘深は、低水路法線形の改修を行った上で透過式水制工を配置したケースIV-2-2とほぼ同一である。したがって、透過式水制工を用いた対策工は、流量規模に関わらず洗掘深の緩和効果が高い。13.2, 13.4, 13.6km地点の河床横断形状を図-9.25~9.27に示す。各断面における最深部は水制前面に形成されており、水制先端の根固工を適切に配置すれば防げると考えられる。また、洗掘深もT.P.約-6mが最深であることから、横越地区の局所洗掘に配置する置換工の設置高さをT.P.-5mとする計画は、妥当なものと判断される。河床面に粘性土が表れており（図-2.60参照）、現況の河床高がT.P.約-5mの水制間では、ケースIV-3-1とほぼ同一の高さまで河床材料が堆積している。この水制間の土砂堆積によって粘性土が被覆され、侵食から防げる。以上の河床状況から、透過式水制工は $7,500\text{ m}^3/\text{s}$ 通水時においても最適な対策工であると言える。

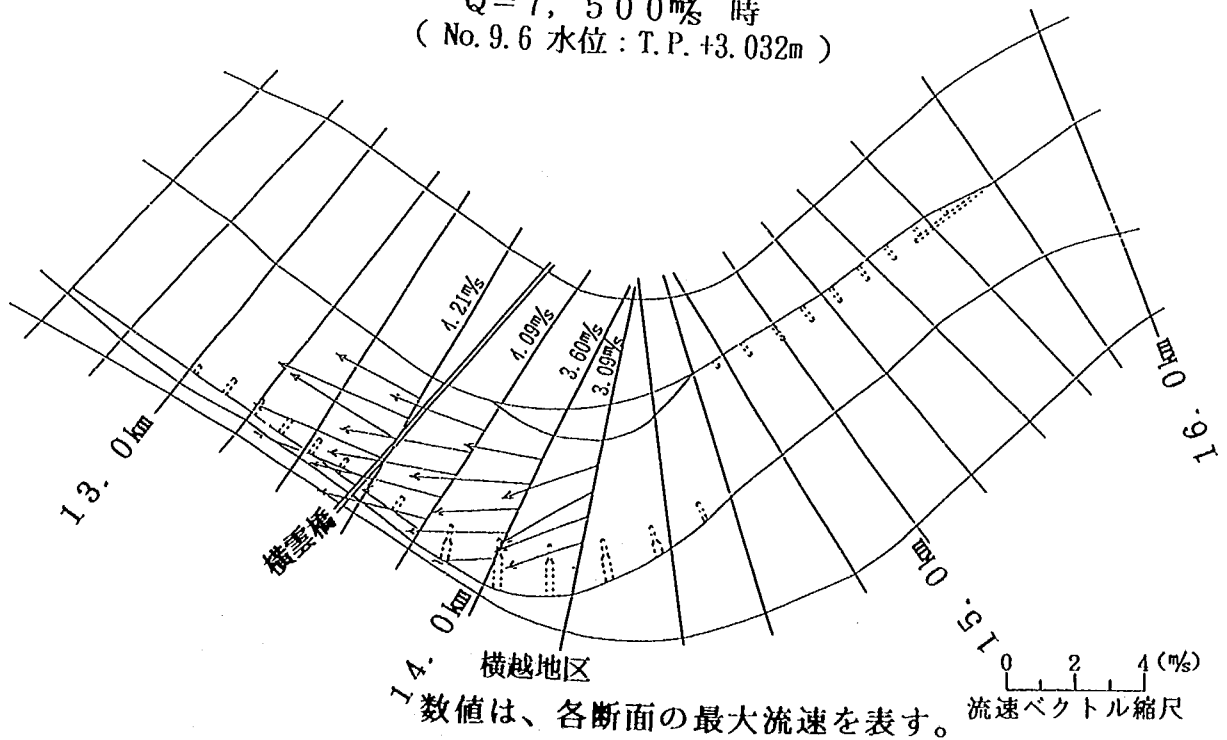
実験ケース：IV-3-2

流 量：Q = 5,000 ㏩ (26分間通水)
 ~7,500 ㏩ (20分間通水)
 (既往洪水ハイドロ通水)

Q = 5,000 ㏩ 時
 (No. 9.6 水位：T.P. +2.165m)



Q = 7,500 ㏩ 時
 (No. 9.6 水位：T.P. +3.032m)



数値は、各断面の最大流速を表す。

図-9.24 各断面における横断方向流速分布 (ケースIV-3-2)

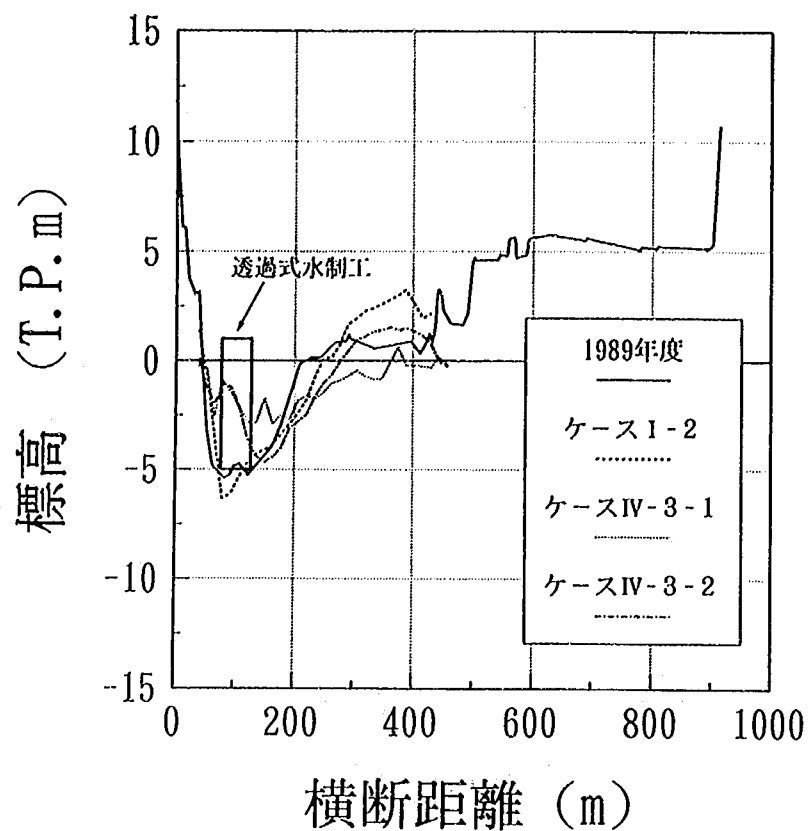


図-9.25 13.2km地点における河床横断形状（ケースⅠ-Ⅱ,Ⅳ-Ⅲ-Ⅰ,Ⅳ-Ⅲ-Ⅱ）

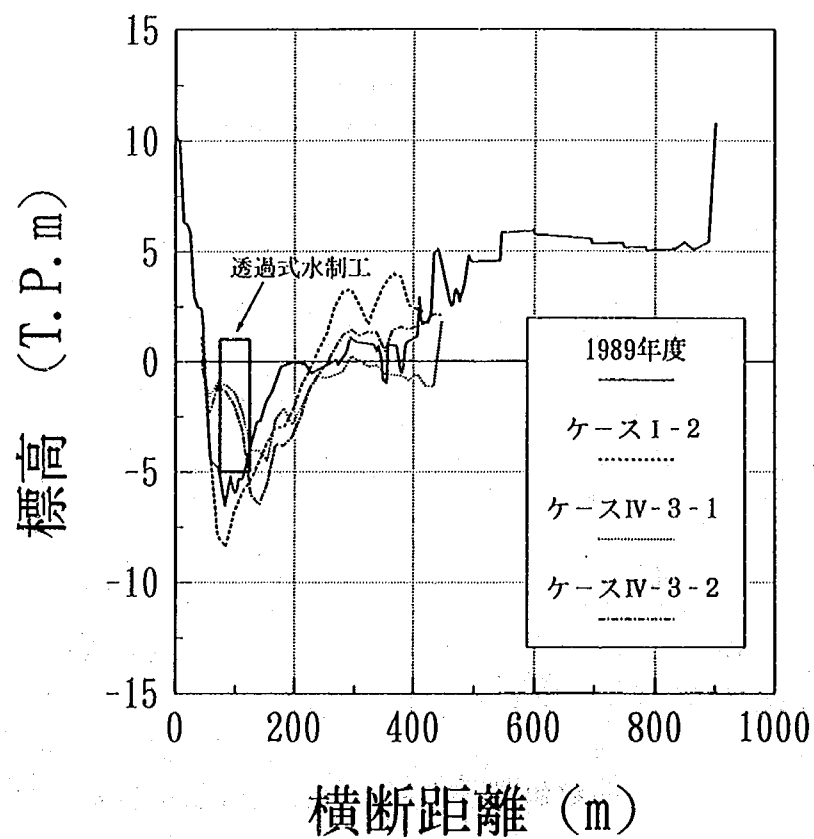


図-9.26 13.4km地点における河床横断形状（ケースⅠ-Ⅱ,Ⅳ-Ⅲ-Ⅰ,Ⅳ-Ⅲ-Ⅱ）

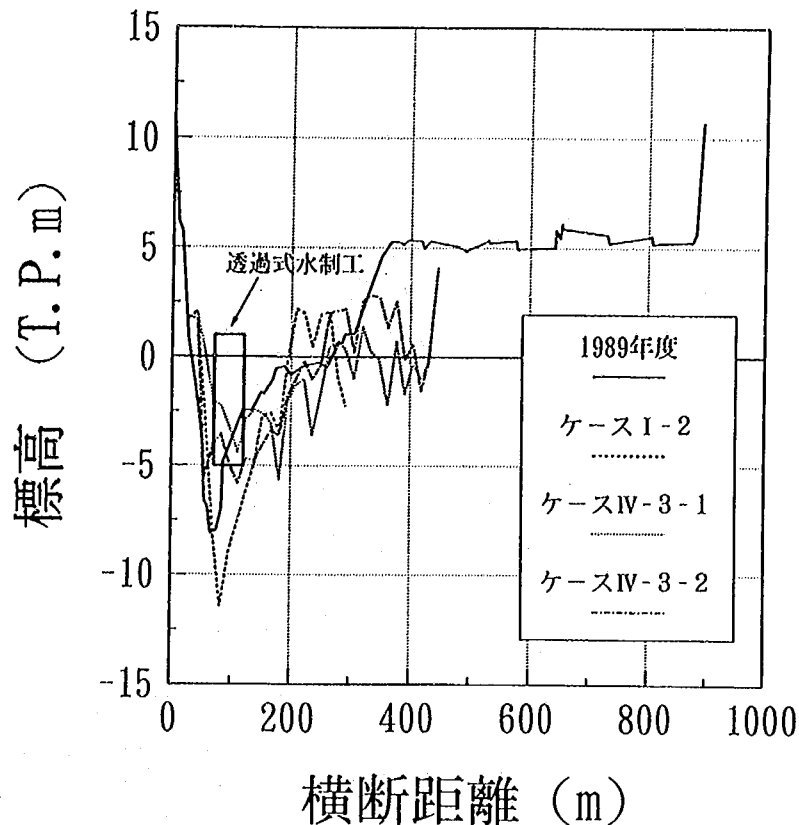


図-9.27 13.6km地点における河床横断形状 (ケース I-2, IV-3-1, IV-3-2)

13.0-13.8km区間の内岸 (右岸) 側では、ケースIV-3-1に比較して土砂堆積が進行している (図-9.25~9.27参照)。横越地区の豊水位T.P.1mより標高が高い範囲を高水敷化する領域と仮定し (詳細は5.2.1参照のこと)、この領域を図-9.28に示す。ケースIV-3-2ではケースIV-2-2, IV-3-1に比べて下流方向に高水敷化領域が拡大している。その幅は、ケースIで現況の高水敷化領域に相当するとして碎石を敷設した範囲、およびケースII-1の高水敷化領域とほぼ同一である。したがって、ケースIV-3-2の高水敷化領域に植生が繁茂することにより固定化が進みかつ固定砂州の標高が高くなった場合、外岸 (左岸) 側により流れが集中し洗掘が進行する可能性がある。高水敷化領域を狭くし上記の機構による洗掘の進行を防ぎ、河道の維持管理を簡易化する観点から、13.8-14.6km区間の右岸側の高水敷を掘削し低水路法線形を改修することが好ましい。また、ケースIV-3-2では13.6km地点 (図-9.27参照) において右岸側の横雲橋周辺の高水敷を掘削した河道としたため、右岸側の流水の疎通が改善され、13.2, 13.4km地点の固定砂州高がケースI-2より低くなっている。これは高水敷化領域を狭くし、流況改善効果を上げるため、右岸側の横雲橋周辺の高水敷の掘削が欠かせないことを示唆する。

横雲橋の周辺の河床高の等高線図を図-9.29に示す。第3, 4号橋脚周辺の根固工の周囲は、根固工の設置高 (T.P.-4mおよび-1m) より河床高が高くなっており、根固工が河床材料によって埋め戻されている (写真-9.4参照)。また、第2号橋脚では、隣接する橋脚ととの間の河床高が根固工の設置高さT.P.-4mとほぼ等しい標高になっている。これらより、根固工の設置高さおよび範囲はほぼ妥当なものであると判断できる。第2, 3号橋脚の設計上の限界安定高さ (表-2.8参照) は、T.P.約-4mと根固工の設置高さと同一であることから、安全率は低くなるものの橋脚の安定性は保たれる。

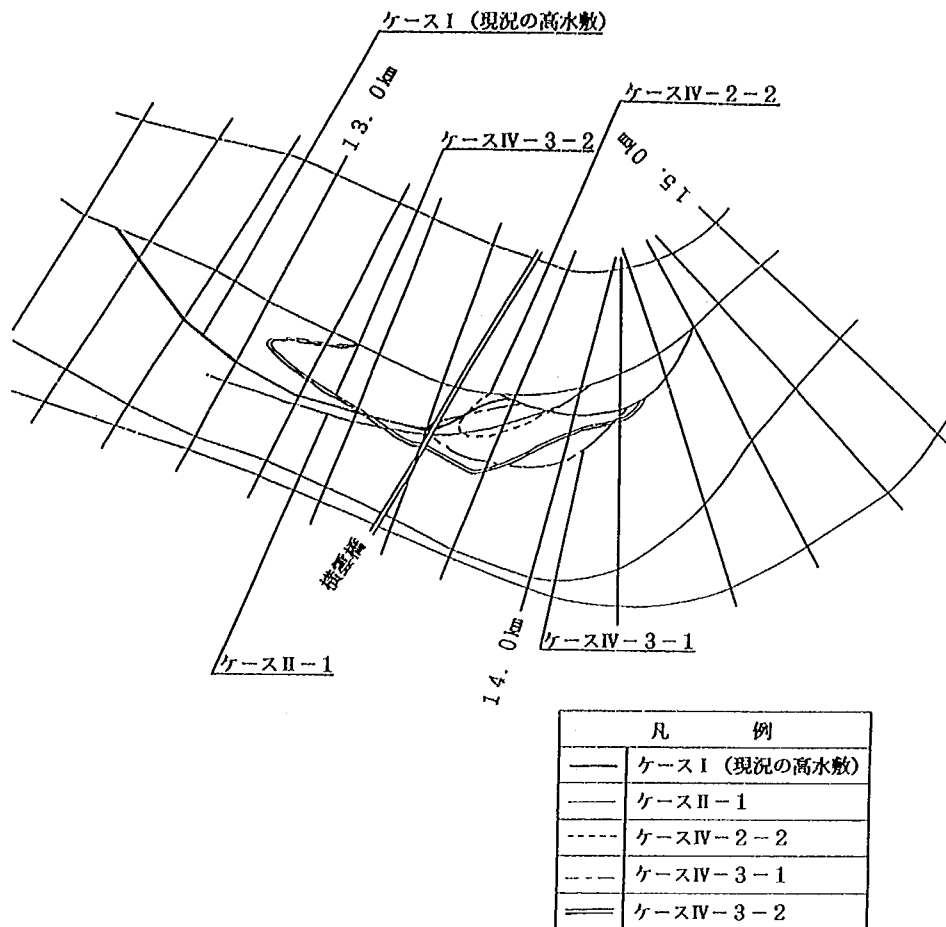


図-9.28 横越地区に形成される固定砂州の高水敷化想定範囲
(ケース I, II-1, IV-2-2, IV-3-1, IV-3-2)

11.4km地点より上流から13.0km地点までのケースIV-3-2の河床形状(図-9.22参照)は、現況、ケースI-2, IV-3-1(図-2.66, 4.14, 9.11参照)とほぼ同一の河床形状となり、横越地区に透過式水制を配置したこと起因する河岸近傍の洗掘などの危険箇所は見られなかった。

最後に灰塚地区の湾曲部に相当する9.6-11.4km間における河床変動(図-9.22参照)についてまとめる。ベーン工の上流端に相当する11.2-11.4km区間では、ケースIV-3-1(図-9.11参照)とほぼ同一の洗掘状況となっている。これに対し、その直下流の10.8-11.2km区間では、洗掘がT.P.-4mからT.P.-8mまで進んでいる。この区間の河床状況を写真-9.14に示す。11.2-11.4km区間では模型水路の床板であるモルタル製の床が河床表層に露出しており、固定床となったため河床形状の変化が見られなかった。また、10.8-11.2km区間では、この区間の上流が結果的に非常に滑らかな護床工が設置された状況となったため、局所的に掃流力が増加し洗掘されたと推定される。以上の現象は模型上の不備による河床変動である。しかし、図-9.30に示す河床形状と流況より $7,500\text{m}^3/\text{s}$ 通水時においてもベーン工の内岸側をみお筋が流下することが確認できたため、ベーン工の線形を決定する上ではケースIV-3の配置で問題がないと判断できる。

9.6-10.8km区間では、写真-9.15に示すようにケースIV-3-1(写真-9.7参照)において形成された複列砂州がさらに発達し、明確に前縁線が認められる。砂州の前縁線は、ケースIV-3-1では10.6km

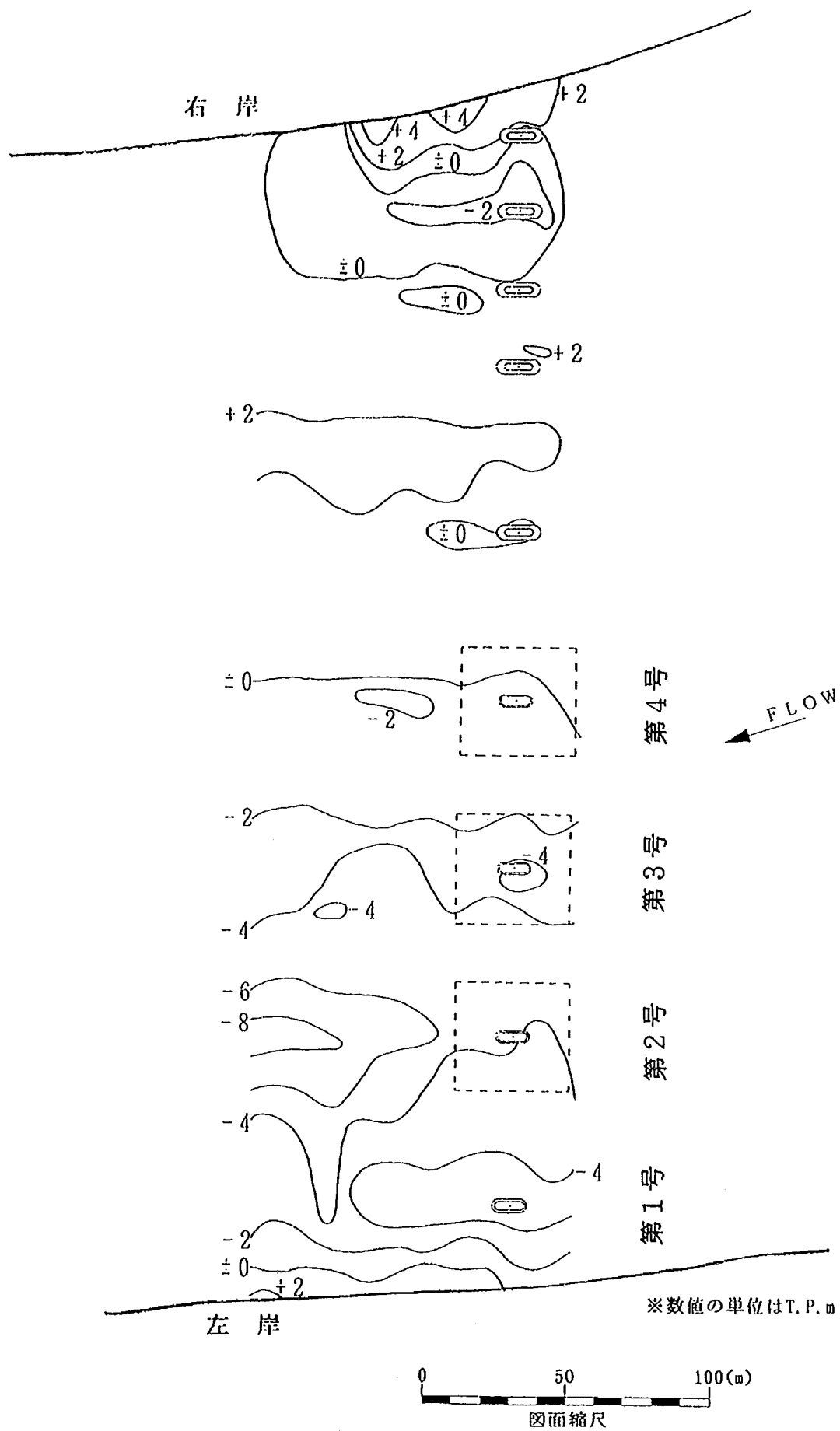


図-9.29 横雲橋周辺の河床等高線図 (ケースIV-3-2)

実験ケース：IV-3-2
 流量：Q=5.000 ㏩ (26分間通水)
 ~7.500 ㏩ (20分間通水)
 (既往洪水ハイドロ通水)

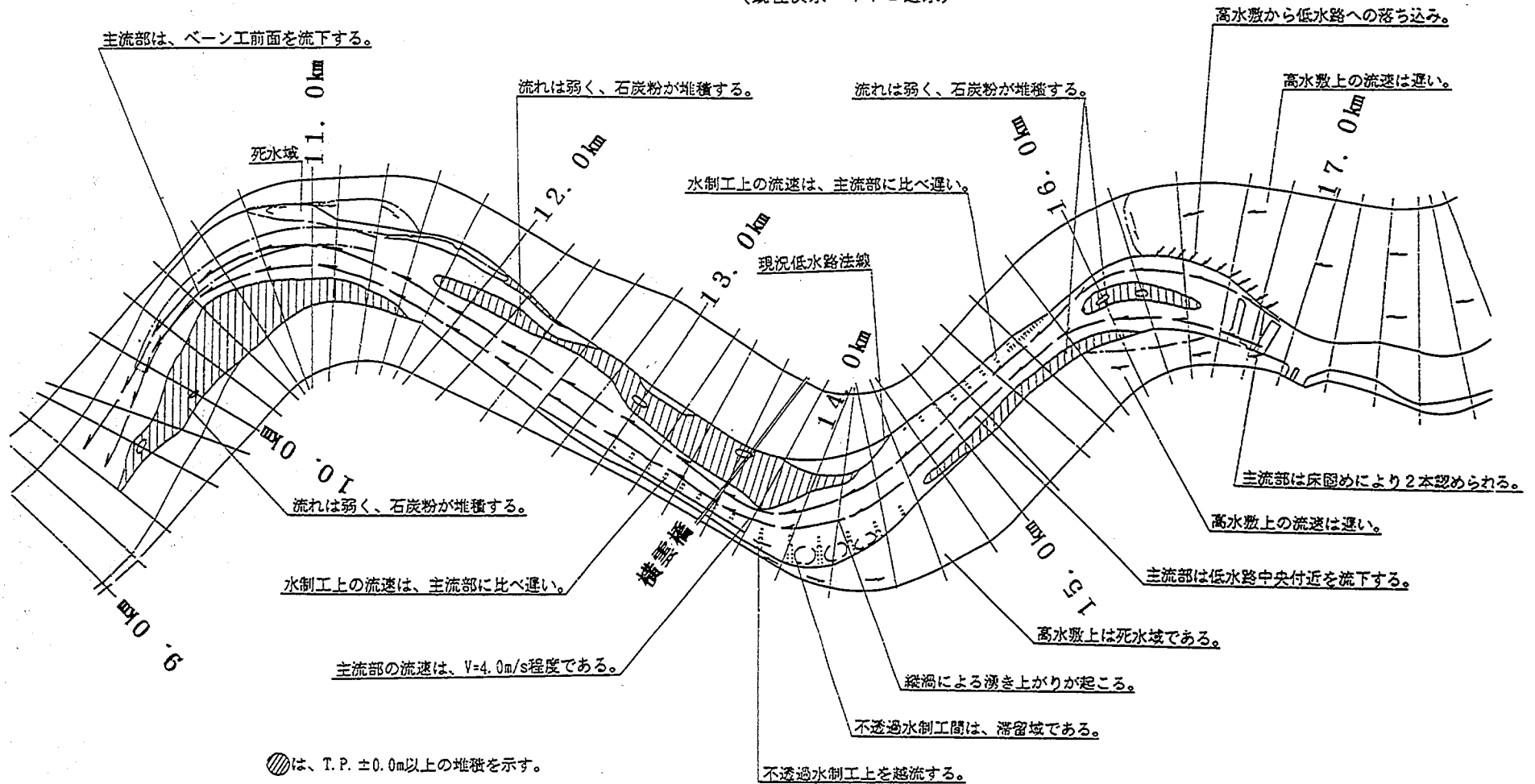


図-9.30 河床形状と流況のまとめ (ケースIV-3-2)

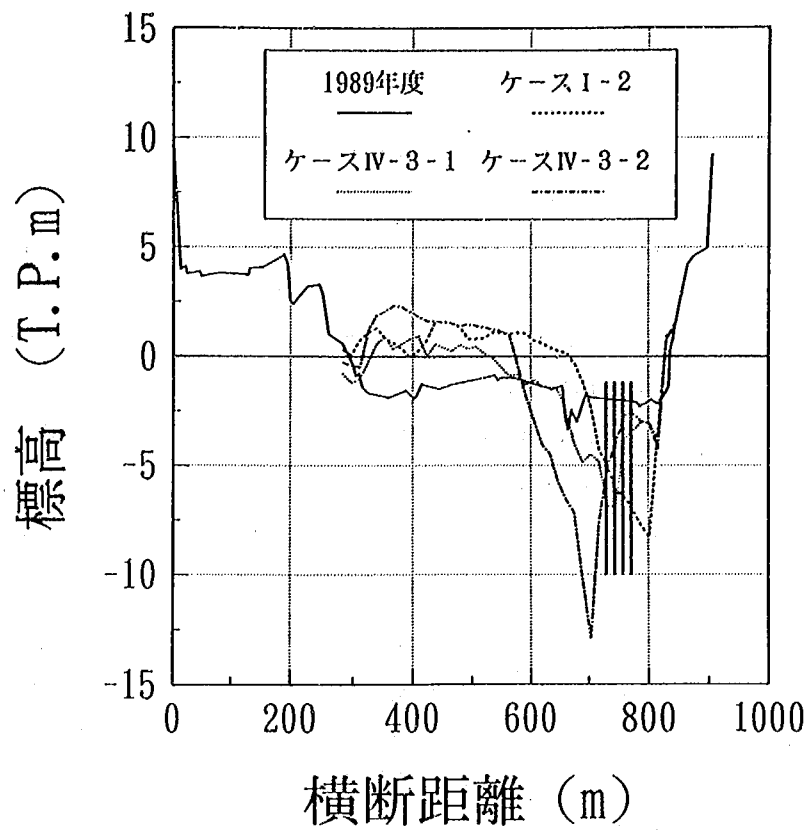


図-9.31 10.2km地点における河床横断形状（ケース I-2, IV-3-1, IV-3-2）

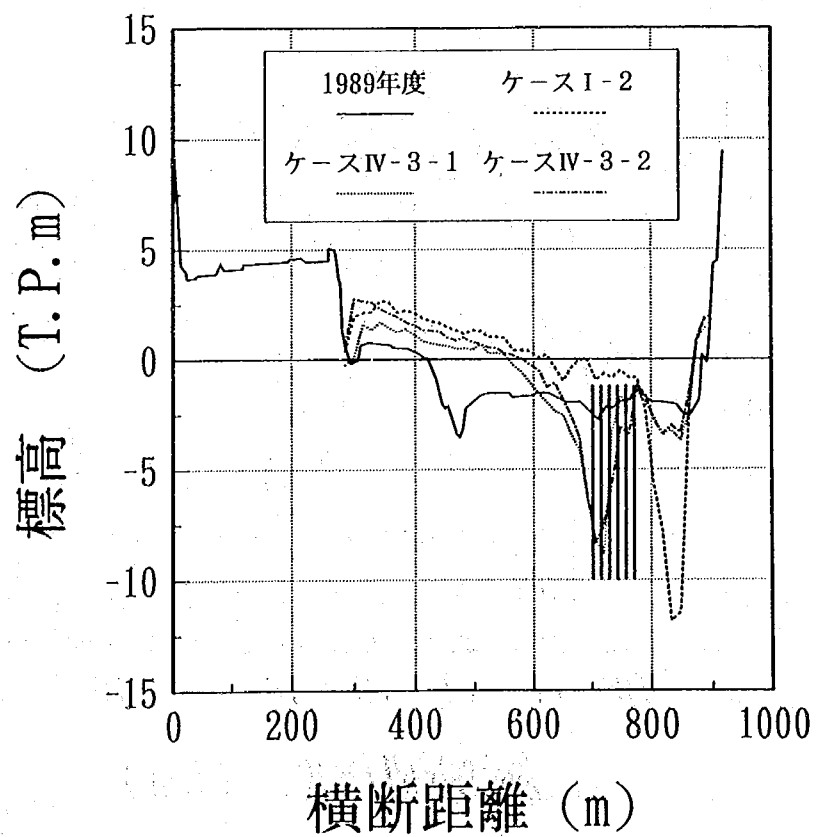


図-9.32 10.6km地点における河床横断形状（ケース I-2, IV-3-1, IV-3-2）

地点の右岸に配置したベン工の内岸側から10.2km地点の左岸に向かって形成されているのに対し、ケースIV-3-2では10.2km地点のベン工の内岸側から9.8km地点の左岸に向かって形成されている。10.2, 10.6km地点の河床横断形状を図-9.31, 9.32に示す。10.6km地点ではケースIV-3-1の通水時で砂州が移動してきていたので、ケースIV-3-2においても横断形状に大きな変化はない。これに対し10.2km地点では内岸側の砂州の標高がケースIV-3-1に比べて約1.3m高くなり、ケースI-2とほぼ同じ標高になっている。以上より、複列砂州はケースIV-3-2の通水時に発達しながら約400m下流に移動したと言える。次に河床形状を調べてみると、ベン工の内岸側の形成される局所洗掘域が、ケースIV-3-1において10.4-10.6km区間（図-9.11参照）であったのがケースIV-3-2において10.2-10.4km区間（図-9.22参照）に移動している。ベン工の内岸側に形成された最深洗掘深の位置も、図-9.33に示す最深河床高の縦断分布より、10.4km地点から10.2km地点に移動している。以上にまとめた砂州の移動に伴うベン工の内岸側の洗掘の移動は、9.2.1に詳しく述べたようにベン工の根入れ長や施工手順の決定の際に考慮すべき重要事項である。ベン工の列数を4列（ケースIV-1）から6列に増やし、ベン工内岸側の局所洗掘の緩和をねらったが、図-9.33に示したように大きな改善はできなかった。この原因は、局所洗掘の形成原因が、ベン工が生成する循環流と湾曲部に生じる2次流による横断方向の土砂移動ではなく、砂州前縁線での流れの集中による縦断方向の土砂移動の増大のためである。すなわち、局所洗掘深の予測方法は、例えば山本(1988, p.110-125)による砂州による局所洗掘を考慮した湾曲部外岸での洗掘深の推定方法のように、河道が湾曲しているために生じる洗掘深に砂州による洗掘深をさらに見込んで評価することが重要である。

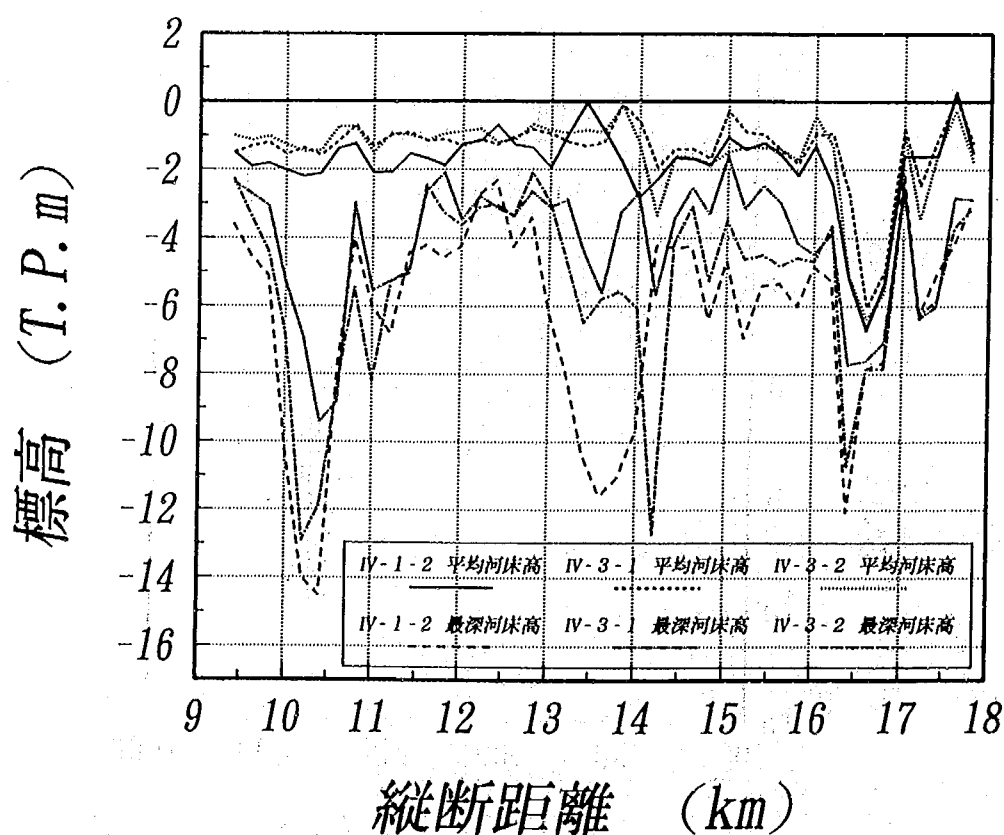


図-9.33 平均河床高および最深河床高の縦断分布（ケースIV-1-2, IV-3-1, IV-3-2）

9.2.3 実験結果のまとめ

ケースIV-3では、ケースII,III,IV-1,IV-2と同様に横雲橋の周辺の右岸側の高水敷の突起を掘削改修するが、13.8-14.6km区間の右岸側の低水路法線形はケースIと同じく現況法線形とした（図-9.1参照）。この条件の下で14.8-15.8km区間に主に流況改善を、そして13.0-14.6km区間に横越地区の湾曲部における局所洗掘の緩和を目的とした透過式水制工を配置した。灰塚地区にはケースIV-1の実験結果を参考にして配置を改善したベン工を設置した。これら局所洗掘対策工の効果および現地に適用する場合の留意点についてまとめる。

14.8-15.8km区間の右岸側に設置した透過式水制工による河床変動は、水制前面から右岸側を除き河床横断形状をケースIの実験結果（1978年の河床形状とほぼ同一）からわずかに変化する程度で、かつ水制前面の局所洗掘深もケースIとほぼ同一に保つことができる状況（図-4.2,4.14,9.11,9.22参照）となった。このような河床形状においてみお筋を水制前面から河道中央の間に位置させることにより流況改善を成功させているので（図-9.17,9.30参照）、対策工としてはほぼ問題がない。ただし、縦工を配置した水制の直下流の水制のみ先端部の局所洗掘が $7,500\text{m}^3/\text{s}$ 通水後にT.P.-6m以下（水制の設置台としたコンクリートブロックが露出）と他の水制に比べて大きめになった（写真-9.10参照）。この水制に対しては、水制先端部の根固工を他のものより強固にする、または縦工をこの水制の位置まで伸ばすなどの洗掘防止のための対策を講じる必要がある。

13.8-14.6km区間の左岸側に設置した透過式水制は、ケースIV-2-2では14.8-15.8km区間の水制による流況改善の援助を受け湾曲部外岸で洗掘深を緩和していた。しかし、ケースIV-3では、13.8-14.6km区間の右岸側の低水路法線形を現況の形状としたため、ケースIV-2-2に比較して河道の屈曲度が大きくなった。このため、右岸側の固定砂州が大きくなり、流れも内岸（右岸）側から剥離しやすくなったため、外岸（左岸）側への流れの集中がケースIV-2-2より顕著になった（写真-8.5,9.12参照）。この結果として、特に $7,500\text{m}^3/\text{s}$ 通水時に13.8km地点周辺が水衝部となり、ここに設置された水制前面に局所洗掘が生じた（写真-9.13,図-9.23参照）。しかし、局所洗掘深は水制非設置のケースIに比較して、大幅に緩和されていることから、水制による局所洗掘の緩和効果は高かったと言える。したがって、この区間では右岸側の低水路法線形を現況のままとしたことが、河床変動上の問題を大きくしている。上記の水制前面の洗掘以外には、内岸（右岸）側に形成される固定砂州の高水敷化領域（図-9.28参照）が、同様な水制を配置したケースIV-2-2に比べて広くなり、ケースIV-3-2では現況の高水敷化領域とほぼ同一の幅まで拡大することが分かった。低水路法線形を改修しないことによる上記の河床変動は、横越地区に配置した水制工の局所洗掘の緩和効果にとってマイナスであり、また高水敷化領域を減少させ低水路幅の全幅を有効断面として活用することを阻害している。これらの理由により、占用地解除などの問題が解決できるならば低水路法線形は改修することが望ましい。

13.0-13.8km区間の左岸に設置した透過式水制は、ケースIV-2-2とほぼ同等の局所洗掘の緩和効果を発揮し、水制前面でT.P.約-5m、水制の先端部周辺でT.P.約-6mの河床高となった（図-9.33,9.25~9.27参照）。ケースIV-2-2に比較して外岸（左岸）側に流れが集中し、かつ $7,500\text{m}^3/\text{s}$ のより大きい流量を通水したことを考慮すると、透過式水制は流量規模および流れの集中度の変化に関わらず安定して局所洗掘の緩和効果を発揮する。また、ケースIV-2と同じく置換工の設置高をT.P.-5mとすることが無理がなく妥当な高さであること、水制間に土砂堆積によって置換工を設置しないT.P.-5m以上の標高に露出する粘性土を河床材料によって被覆し保護できる。これは横越地区の水制を配置し

た後に低水路法線形を改修する段階施工を想定した場合、13.0-13.8km区間の水制工の諸元を同一のままとして良いことを示唆している。さらに、ベーン工（ケースIV-1）ではベーン工の内岸側の局所洗掘が流量の増加に伴い深くなること、低水路法線形の形状変化にともなう流況の変化に対応してベーン工の線形を変更する必要があることと比較すると、横越地区の局所洗掘対策工として透過式水制が適していると判断できる。ただし、右岸側の横雲橋周辺の高水敷を掘削しても高水敷化領域が現況とほぼ同一になることから、透過式水制工の配置は低水路幅の縮小をもたらす。この結果、図-2.53に示すセグメント2-1における河床勾配の緩勾配化による川幅の縮小と逆の過程で、川幅の縮小による河床低下（河床の緩勾配化）が生じると推定される。この場合、河道特性の変化による水制の安定性、置換工の設置高さなどの問題が生じる。固定砂州の高水敷化領域は、13.0-13.8km区間の河道の安定性を考慮した場合にも縮小化するのが好ましく、すなわち13.8-14.6km区間の右岸側の低水路法線形の改修の必要性が高い。

灰塚地区の湾曲部に相当する9.6-11.4km区間では、ケースIV-1のベーン工の実験から得られた改良点を反映したベーン工を設置した（図-9.1参照）。このベーンの線形によってベーン工の上流端から下流端までベーン工の内岸側に沿ってみお筋を流下させることが可能となり（図-9.17,9.30,写真-9.9参照）、線形の諸元が適切であることが確認できた。また、7.3.3にまとめた留意点に加え、固定砂州（複列状）の前縁線下流のベーン工の内岸側における局所洗掘の発生（写真-9.6,9.7,9.15参照）、および砂州の移動に伴う洗掘位置の移動が、新たな問題点として挙げられる。ベーン工の根入れ長を設計する場合、ベーン工周辺の局所洗掘深を推定する必要がある。この場合、河道の湾曲に起因する洗掘深に、さらに砂州の前縁線の下流における流水の集中に起因する洗掘深を見込んで推定する方法を採用しなければならない。このような方法の一例として、山本(1988,p.110-125)の提案した方法がある。また、ベーン工を段階施工する場合、ベーン工を縦断方向に1列ずつ下流から施工することが適切であるが（7.3.3参照）、さらに砂州の前縁線から上流までベーン工を設置していく必要がある。また、砂州の前縁線から下流では、優先的にベーン工の列数を増やしていき、洗掘の緩和効果を高めることも有効と考えられる。

横雲橋および新横雲橋の橋脚周辺に根固工の模型として碎石を配置し（写真-9.4,9.5,図-9.3~9.5,9.8参照）、根固工の設置範囲および標高を検討した。横雲橋において第3,4号橋脚の根固工周辺が河床材料によって埋め戻っていること、また第2号橋脚では根固工周辺の河床高が根固工の設置高さとはほぼ同じ標高であることから（図-9.29参照）、根固工の設置高さおよび範囲は図-9.3に示すもので妥当であることが分かった。新横雲橋では、第4号橋脚を除き、根固工の設置高さと同根固工周辺の河床高がほぼ同一になったことから、図-9.8に示すもので妥当であることが分かった。第4号橋脚では根固工の上流での河床高が根固工より約1.8m低下し（図-9.6参照）、根固工下流で大きく洗掘された（図-9.7参照）。このような洗掘を防ぐためには、根固工上流とほぼ同じ河床高であるT.P.-3mに根固工の設置高さを設定することが適切と考えられる。

参考文献

- 渡辺明英(1991)：ベーン工の設計法に関する調査,土木研究所資料,第2956号,167p.
山本晃一(1988)：河道特性論,土木研究所資料,第2662号,260p.

第10章 模型実験結果の現地への適用

第4～9章には、3.5.1にまとめて示した各実験ケースの目的に沿って行った模型実験結果およびそれから得られた知見をまとめた。これらを総括し、第2章にまとめた河道特性と照らし合わせて検討し、①局所洗掘対策の選択、②局所洗掘対策工の施工に関する留意点について以下にまとめる。なお、本報告、特に本章の内容を適用する上での条件として次の事項が挙げられる。

局所洗掘対策工は、灰塚および横越地区といった河道の一部分の地区を対象とし、河床横断形状を治水上の安全度の向上・確保が可能のように変化させるものである。しかし、河床横断形状を長期的に安定させるためには、河道縦断形状の変化についても考慮する必要がある。阿賀野川では、近年ではやや安定化したものの、主に砂利採取により河床低下が進み、河床勾配が大きく変化した（2.6.2参照）。さらに、平均河床高の低下に伴い最深河床高の低下も著しかった。このような縦断的規模で生じる河床変動に起因する局所洗掘の進行は、模型実験で効果を検討した局所洗掘対策工によって防ぐことが不可能である。したがって、河道縦断形状が変化するような場合、縦断形の変動を検討から除外した模型実験結果を基とした本章の内容は、縦断形の変化の影響に対応した修正・行う必要が生じる。この修正に関する検討を行うには、模型実験対象区間（9.0-17.0km区間）の河床縦断形の長期的変化などに関する情報が必要であり、これは河道縦断計画の範疇に属する。特に模型対象区間の上流端に設置されている沢海床固の改修（1.2参照）は、模型対象区間の縦断形に及ぼす影響が大きいと予想されるので、改修に伴う今後の縦断形の計画と本報告の内容に矛盾が生じないように留意すべきである。

本章では、縦断的河床が現況の河床高で今後もほぼ安定しているとした上でまとめたものであり、縦断形の変化に対する局所洗掘対策工の考察は含まれていない。これは砂利採取の規模が縮小化傾向（2.6.1参照）にあること、および縦断形の計画では河床低下を一般的には許さないことを考慮し、局所洗掘対策工の見直しが特に重要となる河床低下が生じないと推定したためである。

10. 1 局所洗掘対策の選択

10.1.1 灰塚地区

現況の灰塚地区では、内岸（左岸）側の固定砂州が砂利採取により掘削されたため、外岸（右岸）側にT.P.約-6mの洗掘域が見られるものの横断的にはほぼ平坦な河床形状となっている（詳細は4.2.2(2)参照）。しかし、固定砂州の形成に伴い、外岸側の洗掘が進行することが模型実験より確認された。これに対して、灰塚地区の局所洗掘対策の一つとして、内岸（左岸）側の固定砂州の掘削による現況河道形状の維持が考えられるが、これは2.7(1)に詳細をまとめたように横越地区の河床低下をもたらした原因であるため、河道を縦断的にとらえると問題があることは明らかである。この問題を解決できれば対策として成立するが、①横越地区の河床を安定させたままで固定砂州上から採取できる土砂量が上流からの供給土砂量に依存するため、採取許可量の決定が困難なこと、②沢海床固の改築に伴う河道縦断形の計画を立案する際、灰塚地区での河床掘削が縦断的な安定河床の形成に妥当であるかについて検討する必要があることなどの理由により、現段階では局所洗掘対策として採用するのは

困難な状況である。そこで局所洗掘対策工として、ベーン工を採用することとしたが、その採択理由を以下にまとめる。

①横越地区の現況の局所洗掘（図-2.40~2.45参照）は、10.2-10.6km区間においては固定砂州が掘削されたため完全に埋め戻っているものの、9.6-10.0km区間においては幅100m、洗掘深4mにおよぶ局所洗掘域が右岸に沿って形成されている。このため水制工を局所洗掘域上に設置する場合、長大なものとなるため非常にコストがかかる。

②長大な水制を配置した場合、固定砂州が形成され水制の前面および先端部周辺に大きな局所洗掘が生じ、水制の維持が困難になると推定される。

③置換工を配置する場合、現況の洗掘領域が狭いため埋め戻しは少量であるが、洗掘が予想される領域にも設置しなければならない。したがって、ベーン工に比較して高価な対策工となると考えられる。

④灰塚地区は川幅が約600mと広くほぼ一様な曲率の湾曲部であり、下流に曲率半径の小さい湾曲がない。したがってベーン工を配置するのに適している。

⑤固定砂州が形成され湾曲部外岸の局所洗掘が進行した場合、最深部の位置は1978年の河床形状、ケースⅠ、Ⅱの実験結果（図-4.2,4.6,4.14,4.20,5.3,5.11参照）より10.4-10.6km区間と推定される。この区間の現況の河床横断形状（図-2.44,2.45参照）には、局所洗掘が形成されていない。この局所洗掘が生じる区間に適切なベーン工を配置することにより、外岸側の現況の河床高が維持できる。

⑥灰塚地区の水衝部は、根固ブロックを大量に投入した杭出し水制による護岸が設置されている。護岸の被災原因の多くは、護岸の基礎周辺の洗掘である（山本ほか,1992）ことを考慮すると、ベーン工は既存の護岸の基礎部の洗掘を抑えることにより護岸の安定性を保つ。さらに既存の護岸によって河岸侵食も防げるため、既存の護岸を引き続き活用できる。

10.1.2 横越地区

現況の横越地区では、13.8-14.6km区間の湾曲部の内岸（右岸）側における低水路法線形が低水路中央に突き出ていること、および横雲橋（13.6km地点）の右岸側に高水敷の突起があることにより、内岸（右岸）側の流水の疎通を妨げている。さらに13.4-13.6km区間の水衝部では、河床低下のために河床面に表れた耐侵食性を有する粘性土の侵食が進み、粘性土による局所洗掘の緩和が今後期待しにくい状況となっている（詳細は4.2.4(1)参照）。以上の横越地区の現況河道の問題点を改善するための局所洗掘対策として、模型実験により次の5種類を検討した。

①横雲橋（13.6km地点）周辺および13.8-14.6km区間の右岸側の低水路法線形の改修（ケースⅡ、第5章）

②上記①に加え、14.8-15.8km区間の右岸側および13.8-14.8km区間の左岸側における水制工の配置（ケースⅢ、第6章）

③上記①に加え、ベーン工（12.8-14.2km区間）を配置（ケースⅣ-1、第7章）

④上記②に加え、透過式水制（12.7-13.8km区間）を配置（ケースⅣ-2、第8章）

⑤横雲橋（13.6km地点）周辺の右岸側の低水路法線形の改修と14.8-15.8km区間の右岸側および13.0-14.8km区間の左岸側における水制工の配置（ケースⅣ-3、第9章）

上記の対策のうち①,②は横越地区湾曲部における流況改善、③~⑤は局所洗掘区間に対策工を配置することにより、局所洗掘深の緩和をねらったものである。上記の対策に関する実験結果と横越地区

の河道特性より、対策の選択に関して次のように考えられる。

(1)対策①,②

横越地区の局所洗掘部周辺の河床面に表れている粘性土は、2.6.5(2)にまとめたように流速 3.5m/s (約 $7,500\text{m}^3/\text{s}$ の出水)まで顕著な侵食が進まないと推定された。また、近年では河床材料の平均粒径よりやや粗粒化した材料によって最深部が埋め戻されており、大出水時以外は洗掘部の埋め戻しが進む傾向にある。ただし、粘性土の耐侵食性および局所洗掘部を埋め戻す現象は、限られた事例からの判断である。これらがより精度よく推定できた場合、 $7,500\text{m}^3/\text{s}$ 通水時において局所洗掘の進行を抑えることができた対策①,②は、これらの特性を最大限に生かした対策となる。粘性土に関しては、①不攪乱で採取した粘性土の耐侵食実験を行うなどしてより正確な侵食限界流速の推定を行い、さらに②粘性土の厚さの平面的な分布を抑え局所的に薄い部分などの危険個所がないかを確認すればよい。ここで粘性土の必要な厚さについて簡単な試算をする。ここで必要厚さとしては、図-3.13に示す計画洪水流量のハイドログラフのうち、 $7,500\text{m}^3/\text{s}$ 以上の流量となる約10時間に粘性土が侵食される厚さと定義する。宇多ほか(1994a)の実験は、水深が20cm以下での流れを供試体上に通水し、平均流速と侵食速度の関係を整理している。そこで、流速の代表値としてここでは河床から20cmの位置の流速とする。摩擦速度の自乗の縦断分布(図-2.27参照)より、横越地区における $7,870\text{m}^3/\text{s}$ 以上での摩擦速度は約 17cm/s である。また、平坦かつ粗面の河床上の流速は式(9.1)より評価する。

$$\phi = 8.5 + 5.75 \log \left[\frac{z}{8d} \right] \quad (9.1)$$

ここで、 z は河床からの距離、 ϕ は河床から z の距離における流速係数である。式(9.1)では、山本(1988,p.178-189)を参考にし、相当粗度高を平均粒径 d の8倍とした(図-3.2参照)。式(9.1)に、 $z=20\text{cm}$ 、 $d=0.065\text{cm}$ を代入すると $\phi \approx 18$ となる。河床から20cmの高さでの流速は 3m/s となる。この値に、湾曲部での外岸における流れの集中を評価するための割り増し係数 α を乗じた値が代表流速となる。

$$\alpha = 1 + \frac{B}{2r} \quad (9.2)$$

ここで、 B は低水路幅、 r は湾曲河道の曲率半径である。横越地区の湾曲部では、 $B=400\text{m}$ 、 $r=1000\text{m}$ (表-7.1参照)であることから、 $\alpha=1.2$ となる。したがって、代表流速は 3.6m/s となる。この流速時における侵食速度 E は、宇多ほか(1994a)の提案した次式より評価する。

$$E = 10^{-6} \left[\frac{2V^2}{C_L V_*^2} \right]^{5/3} V \quad (9.3)$$

ここで、 V_* は侵食限界流速(3.5m/s)、 V は代表流速(3.6m/s)、 C_L は揚力係数であり、宇多ほか(1994a)は0.31としている。式(9.3)より、 $E \approx 8.8 \times 10^{-3}\text{cm/s}$ となり、10時間での侵食量は約 3.2m となる。以上より、計画洪水のハイドログラフにしたがった出水があった場合、粘性土の必要厚さは 3.2m となる。この値は、洗掘の進行に伴う掃流力(代表流速)の低下を見込んでいないなど安全側の評価であるが、現段階までの調査結果(図-2.61参照)では、局所洗掘部における粘性土の厚さが必要厚さより明らかに薄い。

以上より、対策①,②は、今後の調査により粘性土の耐侵食性が上記の推定値より非常に大きい場合にのみ、計画高水流量のハイドログラフに相当する規模を有する出水に対しても、洗掘深の進行をおさえられる工法であると判断される。すなわち、現段階では横越地区の局所洗掘対策工としては不

十分と言える。

(2)対策③

ベーン工の適用上の問題点として7.3.3に詳細をまとめた。その概要を以下にまとめて示す。

①ベーン工の設置位置は、局所洗掘の領域より内岸側に設置しなければならない制約により、ケース IV-1 において採用した位置（図-7.8参照）より外岸側に移動することが不可能であること。

②上記①により、横雲橋の第2号橋脚がベーン工の内岸側近傍に位置することになるため、第2号橋脚周辺の河床高が橋脚の安定河床高（表-2.8参照）より低くなる可能性がある。これは、二次流相殺係数 γ を小さくすることにより解決できるが、ベーン工の外岸側に表れている粘性土を河床材料によって被覆して侵食から防げるようにするため、 γ は橋脚の安定性のみを考慮して小さくすることができない。したがって、橋脚の安定性を保つことと、粘性土を侵食から防ぐことの相反する条件を満たすように γ を定めなければならない。

③橋脚を補強することが考えられるが、この場合ベーン工の利点の一つである経済性の良さが失われる。

上記の問題点以外にも、施工上の問題として次の点が挙げられる。宇多ほか(1994b)によると、河道の屈曲が激しく流線が集中し水衝部となる位置においてベーン工は、洗掘深緩和の効果を発揮しにくいことを利根川の模型実験結果から指摘している。これを参考にすると、横越地区では低水路法線形の改修によって河道の屈曲度を弱めた上でベーン工を配置したため、洗掘深の緩和が効果的に行われたと言える。すなわち、ベーン工を配置する場合、低水路法線形の改修を行う必要がある。低水路法線形の改修を行う区間のうち、13.8-14.6km区間の右岸側の高水敷は占用地であるため、改修に伴い掘削することに関する合意を必要とする。したがって、占用地解除し、掘削を完了させた後に初めてベーン工および13.6-14.8km区間の水制の施工が行える。なぜならば、ベーン工はみお筋に沿うように線形を決定しなくてはならず、この線形は低水路法線形によって変化するため、ベーン工を低水路法線形の改修に先立ち配置することができないためである。このように占用地解除が全体の行程を左右する大きな要素となり、占用地解除が万が一滞った場合には無対策工のまま放置されることになる。

以上にまとめたように、模型実験では検討できなかったベーン工を横越地区に配置する場合の技術的な問題、法線形改修に行程が左右される施工上の問題があるため、緊急を要する横越地区の局所洗掘対策には不向きであると判断される。しかし、これらの問題の解決が早期に行える目途がある場合、ベーン工による局所洗掘対策は、有効なものである。

(4)対策④,⑤

横越地区の局所洗掘部上に透過式水制を配置するため、施工の技術的問題、すなわち河岸近くの既存の根固工上に杭をどのようにして設置するか、既存の水制とのすり付けをどのようにするかなどがある。しかし、対策工としては、8.2.3および9.2.3にまとめたように水制先端部の局所洗掘に伴う水制の破壊に対する維持・管理以外に大きな問題は見られず、他の対策に比較して非常に優れている。局所洗掘の進行を防ぎ、局所洗掘深を緩和する効果は、2.7(2)に指摘した留意点を解決するものであり非常に優れている（8.2.3,9.2.3参照）。さらに、特に強調すべき優れた点は、次の2つである。

13.8-14.6km区間の低水路法線形の改修前後において局所洗掘対策工としての効果がほぼ同等なことである。ベーン工では低水路法線形の改修後に初めてベーンの設置が可能となるが、透過式水制では13.8-14.8km区間の透過式水制の長さを調節することによって低水路法線形の改修前において透過式水

制工の配置が可能である。したがって、低水路法線形の改修のため掘削される範囲の高水敷の占用地解除に要する時間にとらわれず、局所洗掘対策の進行がはかれる。ただし、8.2.3に詳細をまとめたように、透過式水制による局所洗掘緩和の効果を最大限発揮させるため、内岸側に形成される固定砂州の高水敷化による低水路の有効断面の減少の防止のなどため、13.8-14.6km区間の低水路法線形は改修することが望ましい。したがって、暫定的には対策⑤による水制工の配置とするが、将来的には低水路法線形の改修を行い対策④による水制工の配置にすることがよい。このように対策④、⑤に対し、水制工の長さの調節による対応が可能であり、柔軟性に富んだ局所洗掘対策である。

ケースIV-2-2, IV-3-1 (8.2.2, 9.2.1参照)において、横雲橋の橋脚周辺の河床高は橋脚の安定性が確保される限界河床高(表-2.8参照)とほぼ同じ標高に保つことができた。このため、橋脚の補強といった大きな工事は不必要であり、根固工の配置などの比較的簡易な工事のみによって橋脚の安定性が確保できる。模型実験による検討(9.2.2参照)によれば、根固工の配置高さはT.P.-4mとすることができ、透過式水制工の前面近くの河床低下量が最も大きいためこの影響により特に安定性が問題となる第2号橋脚においても、限界河床高(T.P.約-5m)に対して約1mの余裕が得られる。以上より、透過式水制工による対策を用いた場合は橋脚の安定性を考えた場合にも優れている。

以上をまとめると、局所洗掘対策としての水制の配置は、局所洗掘部に置換工を設置した上で水制を配置することや水制の基数が多いため、規模の大きい工事を伴うが、それに対して得られる効果が大きいので優れたものであると言える。本報告では対策④、⑤を横越地区において最適な局所洗掘対策と提案する。

10. 2 局所洗掘対策工の施工に関する留意点

ここでは局所洗掘対策工として灰塚地区では図-3.20に示したベーン工、横越地区では13.8-14.6km区間の右岸側の低水路法線形改修前での透過式水制工(図-3.20参照)を暫定として、最終的には低水路法線形改修後の透過式水制工(図-3.19参照)を採用することとした。これらの対策工の配置を進める上で施工順番を定める必要があるが、その際に留意すべき事項を以下にまとめる。

10.2.1 灰塚地区のベーン工

灰塚地区におけるベーン工に関する実験を含むケースIV-1, IV-3 (第7, 9章参照)から得られた留意点を以下にまとめる。

①既往洪水流の水面流れ解析などによる現地での流況の把握

ベーン工の線形は、ベーン工の内岸側に沿ってみお筋を流下させ、局所洗掘深の緩和を効果的に行うために重要な配置諸元である。今回はケースIV-3の模型実験によって、図-3.20に示したベーン工の線形を決定した。しかし、この線形は現地の流況とほぼ相似な流れが得られる模型実験によって定めたものである。したがって、横越地区と同様に既往洪水の水面流れの解析(2.4.3(3)参照)を行い、模型実験の流況と同一であるか確認し、模型実験によって定めた線形の妥当性を確かめることがよりよい線形の配置諸元を定める上で必要である。特にベーン工の上流端における線形がみお筋に滑らかに沿うようにすることがベーン工の効果を最大限に発揮する上で重要であるので、その位置における現地の流況を詳細に検討するのがよい。

②二次流相殺係数 γ

ベーン工の配置は、7.2 および9.1.1に詳細をまとめたように現況の洗掘状況を考慮して定めた図-3.20に示した配置になる。渡辺(1991)によれば、ベーン工の低水路幅Bに対するベーン工の配置位置の外岸からの距離bの比 b/B (灰塚地区では0.20) が定まれば、ベーン工の外岸側における平均河床を基準高とした洗掘深は γ が大きいほど小さくなる関係が示されている。したがって、ベーン工の外岸側において許容される洗掘深(以下、許容洗掘深と呼ぶ)を定めれば、必然的に γ が定まる。これより γ を定めるためには許容洗掘深を決定すればよいことになる。許容洗掘深は、灰塚地区における現況の護岸である杭出し水制および根固ブロックの根入れ長を下回る洗掘深にすべきであり、これより現況の洗掘深以下とすることが必要条件となる。しかし、許容洗掘深を現況の洗掘深よりどこまで浅くするかを定める十分条件については、計画河床高の決定方針、および現況の護岸の維持・管理、ベーン工の施工に関わる経済性などを考慮して定める必要がある。したがって、上記の十分条件を決定する事項について検討した後に γ を定めるべきである。

③ベーン工の列数

ベーン工の列数は、模型実験と同じく6列からそれ以上とするのが好ましい。これは、設計段階で定めた二次流相殺係数によって現地における局所洗掘の緩和効果が予測したとおりに発揮されるとは限らないため、施工後に γ をベーン工の列数の増減によって調節できるようにするためである。 γ の調節をある程度細かく行えるようにするためには、列数を多くして一列あたりの二次流相殺係数があまり大きくならないようにするのがよい。

④ベーン工の根入れ長

灰塚地区では固定砂州の形成過程で複列上の砂州が形成され、下流に移動することが模型実験より分かった(9.2.1,9.2.2参照)。これに伴いベーン工の内岸側では河道が湾曲していることに起因する洗掘に、さらに砂州の前縁線下流における洗掘を考慮した局所洗掘深を推定し、ベーン工の河床からの露出量を定める。この局所洗掘深の推定方法として、例えば山本(1988,p.110-125)の方法がある。これを基に渡辺(1991)の提案した方法にしたがってベーン工の根入れ長を決定する。

⑤ベーン工の配置順序

ベーン工の線形は上流端(11.0-11.4km区間)を除き、①の検討を経た後にも図-3.20に示した形状から大きく変更することはないと考えられる。最初に上流端の区間を除いた10.0-11.0km区間においてベーン工を配置することとする。ベーン工および横越地区の透過式水制工の配置による流況の変化を現地において把握した後、11.0-11.4km区間のベーン工の設置について検討し、配置線形を定めるのが最も適した方法と考えられる。先行してベーン工を配置する10.0-11.0km区間では、内岸側から1列づつベーン工を配置していき、局所洗掘の状況を見ながら γ を調節する。また、複列砂州の形成状況を観察し、この結果ベーン工配置区間に砂州の前縁線の存在が確かめられた場合、砂州の前縁線のやや上流から下流にかけてベーン工の列数を先行して増加させることが好ましい。

⑥ベーン工の下流端

ベーン工の下流端においてベーン工の配置区間をむやみに伸ばすと、ベーン工の内岸側に沿って流下するみお筋が湾曲部内岸側の方向に向かうように流況が変化するため、ベーン工の下流であるとともに灰塚地区の湾曲の内岸側に相当する左岸側において新たに水衝部が形成される懸念がある。したがって、ベーン工の下流端の設置区間は、局所洗掘を緩和する必要最小限に抑える必要がある。模型実験では灰塚地区下流の直線河道を模型製作上の制約のため、上記の流況の変化を調べるための十分

な長さをとれなかったが、7.3.3にまとめたように10.0km地点までベーン工を配置する場合では新たな水衝部は形成されないと言える。この模型実験結果を参考にして、現地においても10.0km地点まで最初にベーン工を配置し、ベーン工配置後の洪水時における流況を見て、下流端の設置区間を調節することが適切と考えられる。

10.2.2 横越地区の水制工

横越地区における水制工に関する実験を含むケースIV-2, IV-3（第8, 9章参照）から得られた留意点を以下にまとめる。

(1) 水制工の諸元

水制工は、杭出し水制による透過式とし、水制の天端高をT.P.1mとする。天端高の決定根拠の詳細は8.1.1を参照されたい。水制工の平面配置は、13.0-13.8km区間の左岸および14.8-15.8km区間の右岸に設置する水制の場合、図-3.20に示した配置とする。ただし、14.8-15.8km区間の水制では、水衝部となる15.5-15.8km区間に縦工を配置したが、この範囲は現地の水制前面の洗掘状況によっては、15.5km地点より下流に伸ばすことも考慮すべきである。また、13.8-14.8km区間の左岸に設置する水制では、右岸側における低水路法線形を現況の状態とした場合は図-3.20、改修した場合は図-3.19に示した平面配置とする。13.8-14.8km区間の水制工は、水制の先端部を連ねた線によって左岸側の低水路法線形を変更することになるので、この法線に対して垂直になるように水制を設置する必要がある。すなわち、現況の低水路法線に対して垂直に水制を配置してはならない。この水制の配置は図-3.19, 3.20に示した模型実験結果を参考にすればよいが、現地において水制の施工を進める最中においても流況を調査し、適宜水制の配置方向、長さなどの微調整を行うことが必要である。なお、模型実験では死水域に含まれる範囲の水制を実験の便宜上、非透過式水制としたが、現地では透過式水制として良い。

透過式水制は、模型実験において直径35cmの杭を河道横断方向に2m、縦断方向に3mの間隔で4列配置することとした。これらの諸元は、模型実験において杭の材料として木材を使用した場合、杭が流れによって揺動しないように配慮して杭の直径を模型値で5mmとしたために決まった諸元であるため、これに必ずしも準じる必要はない。杭の直径は現地における施工性などに配慮して、上記の水制を設置する3区間ごとにそれぞれ定めて良い。杭の直径が定まったら、隣接する杭の間隔が杭の直径の5倍以上になるように杭の配置間隔を定める。このように配置間隔を定める理由は、秋草ほか(1960)によると杭の直径の5倍以上の間隔で配置された杭出し水制の抵抗が、杭1本のみを流水中に設置した場合の抗力係数を用いて簡便に評価できるためである。上記の方法によって杭の直径と配置間隔が定まったら、列数を定めるだけとなる。列数は、水制間に河床材料を堆積させることができるような粗度を透過式水制が有するように設定する。そのような粗度の目安としては、8.1.1に詳細を示したように、 $7,500\text{m}^3/\text{s}$ の洪水時において水制間で河床材料の平均粒径(0.65mm)が浮遊限界となる摩擦速度(水制間の平均流速が約 $1\text{m}/\text{s}$)になることが挙げられる。

(2) 根固工・置換工

透過式水制工内では、杭群の分だけ流下面積が減少するため、水制間を流下する流れが加速され、このため河床低下が生じる。この河床低下による水制の破壊を防ぐため、杭出し水制間には根固工を設置するのが一般的である(山本, 1992)。また、水制前面における局所洗掘に対し適切に根固工を配置する必要がある。これらの設計方法については、山本(1992)に詳細な説明がなされているので、こ

れを参考にして設計することとする。また、模型実験では13.6-14.8km区間の右岸側における低水路法線形が現況の形状の場合、13.8-14.0km区間の水制が水衝部に位置し、そのため水制前面が著しく侵食された(9.2.3参照)。そのため、13.8-14.0km区間の水制先端における根固工を他の水制に比べ強固にする、または水制先端部に縦工を設置するなどの対策を講じる必要がある。

13.0-13.8km区間の水制では、水制の施工に先んじてT.P.-5m以下の河床高となる区域に置換工を設置することとした(8.1.1,9.1.2参照)。置換工を設置する方法として、次の方法を提案する。杭出し水制間および先端部周辺の根固工をT.P.-5mの高さまで最初に設置し、次にこの上部に杭出し水制を配置する。すなわち、T.P.-5m以下の局所洗掘部における根固工は、水制の根入れ長を確保する水制の設置基礎の役割も兼ねることとする。そして、水制間に7,500 m^3/s の洪水時において水制間に作用する掃流力によって移動しない30mm以上の50%通過粒径を有する砂利(8.1.1参照)を置換材料として用いて、T.P.-5mの高さまで敷設する。なお、水制間に敷設する置換材料は、30mmの50%通過粒径を有する砂利と同等以上の限界掃流力を有する材料であり、河川水に接しても風化しない材料であれば、代用品として利用可能である。

(3)水制工の配置と低水路法線形の改修

14.8-15.8km区間の右岸および13.8-14.8km区間の左岸における水制工の配置と低水路法線形の改修は、施工順序を誤ると施工途中の出水の後に掘削を行った領域に固定砂州が形成され、これに伴う高水敷化が懸念される。この場合、高水敷化領域を再度掘削する必要がある。このような事態を避けるため、水制工の設置と低水路法線形の改修の妥当な施工順序を以下にまとめる。

低水路法線形の改修に伴う高水敷の掘削区間を図-10.1に示すようにA~Cの3区間に区分する。高水敷Aは横雲橋周辺のT.P.約5mに達する部分であり、Bは占用地として利用されているT.P.約5mの

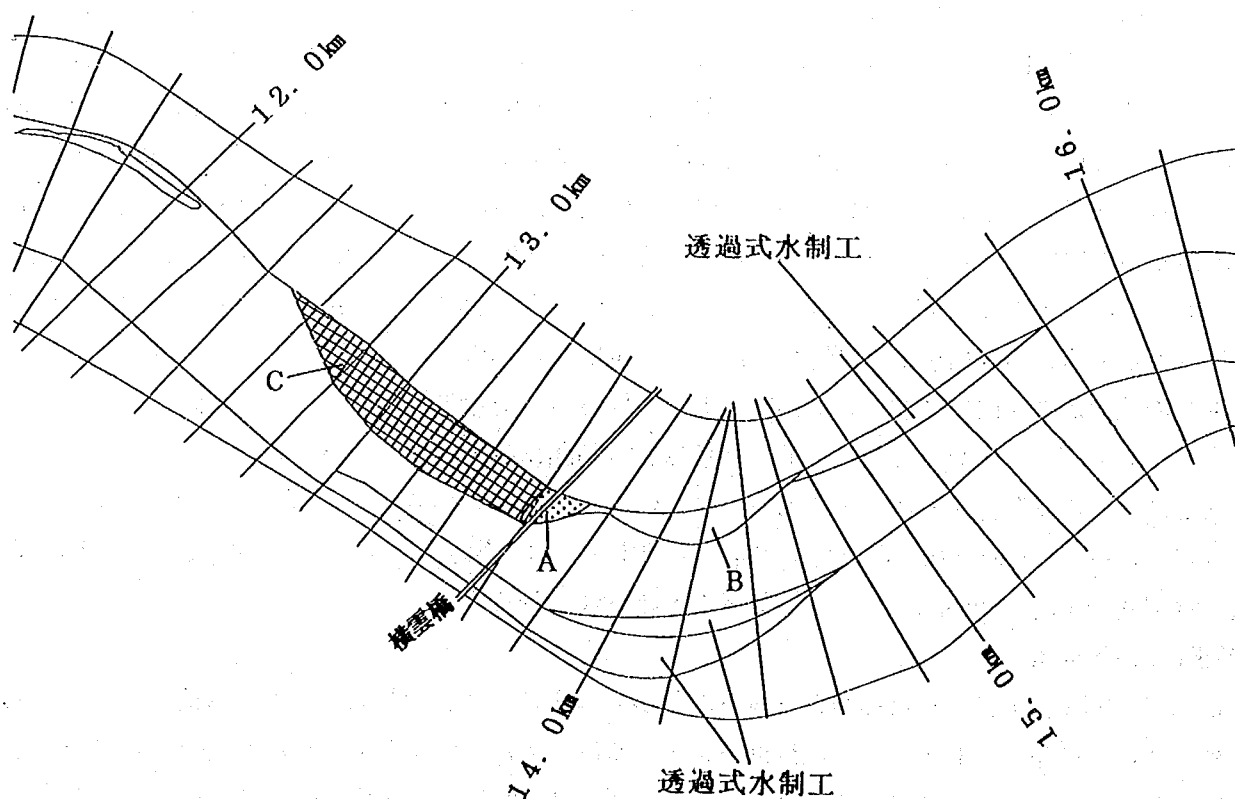


図-10.1 低水路法線形の改修に伴う高水敷の掘削領域

高さの高水敷、そしてCは標高T.P.約1mの砂州が高水敷化した部分である。まず、出水時に非透過式水制のような効果を発揮し、右岸側の流水の疎通を妨げている(2.4.3(3),4.2.4(1)参照)高水敷Aを高水敷Cとほぼ同じ標高のT.P.1mまで掘削する。そして、13.8-14.8km区間の左岸そして14.8-15.8km区間の右岸の順番で透過式水制の施工を行う。なぜならば、14.8-15.8km区間の右岸に透過式水制が配置された場合、13.8-14.8km区間の左岸が水衝部になるため、13.8-14.8km区間の左岸の透過式水制を先に配置し、水衝部の洗掘対策を講じておくためである。現地において水衝部が13.8km地点より下流にも生じる場合、横雲橋の設置されている13.6kmから13.8kmまでの区間にも透過式水制を配置することとする。これらの区間における水制工の配置の完了後に、13.0-13.8km区間におけるT.P.-5m以下の河床高の領域における置換工、これに次いで透過式水制工の設置を行う。

占用地解除ができて高水敷Bの掘削が可能になった場合は、直ちに高水敷Bの掘削を行い、これにあわせて13.8-14.8km区間の透過式水制の長さを図-9.2に示す長さまで伸ばす。高水敷Bは、図-8.8に示すケースIV-2-2の高水敷Bに相当する領域の河床高を参考にすると、T.P.0mまで掘削するのが妥当と判断される。最後に高水敷A,Cを図-8.8に示した河床高とほぼ等しいT.P.0mまで掘削して完了となる。高水敷Bが掘削でない場合、高水敷Cを掘削しても図-9.28に示した高水敷化領域に高水敷Cがあるため、再び砂州が付き高水敷化することが予想されるので有効ではない。

14.8-15.8km区間、13.8-14.8km区間そして13.0-13.8km区間における水制工の配置は、上流からとするのがよい。なぜならば下流端から施工した場合、これらの区間の水制は水衝部に設置されるため、施工途中において最上流端の水制に流れが直撃し、水制周辺の洗掘が著しく進む懸念があるためである。また、施工途中で最下流端になる水制が設置長さの半分まで完成した場合、その下流に設置する水制の施工も開始し、河岸と水制頂部を連ねた線が常に滑らかになるように留意すべきである。施工途中で下流から2番目の水制が完成するとき、最下流端の水制が全長の半分ほど完成していることが望ましい。

10.2.3 横雲橋と新横雲橋の橋脚周辺の根固工

横雲橋の第2~4号橋脚では、13.0-13.8km区間の左岸における透過式水制工の配置に伴う水制前面の河床低下により、表-2.8に示した橋脚の安定性が確保される限界洗掘深より橋脚周辺の河床高が低くなる懸念があり、この対策として根固工を配置する必要がある。また、新横雲橋には現在根固工が配置されていないが、置換工の配置計画を行う場合、橋脚を設置したことによる平均河床高の低下、および14.8-15.8km区間の右岸側に配置した透過式水制工の前面の河床低下を考慮する必要がある。これらの必要性に答えるため、第9章においてこれらの橋の置換工の配置について検討を行った結果をまとめた。その結果を以下に簡単にまとめる。

- ・横雲橋では図-9.3,9.4に示した根固工の配置がほぼ妥当である。
- ・新横雲橋では水制前面に位置する第4号橋脚を除いて図-9.8に示した配置諸元でよい。第4号橋脚では根固工の設置高さをT.P.-3mとし、平面配置のみを図-9.8に示した諸元にしがうこととする。

現地において橋脚周辺に根固工を配置する場合、上記の模型実験による検討結果を参考にして計画・設計を行うことができる。ただし、現地における橋脚周辺の河床変動を調査し、この結果を反映した配置諸元の改善を行う必要があるのは、言うまでもない。この改善を行うに当たり参考になる資料として、例えば宇多ほか(1993)が挙げられる。また、横雲橋においては次の事項についても配慮する必

要がある。

・横雲橋の橋脚は小判型の形状である(図-2.63参照)ため、根固工非設置の条件下における橋脚周辺の局所洗掘深は、橋脚の長軸に対して角度をもって流水が当たる場合、長軸に沿って当たる場合に比べて深くなる。13.8-14.6km区間の低水路法線形を改修した模型実験結果によると、約 40° の角度を有して水流が当たり(5.2.3参照)、この場合では宇多ほか(1993)によると局所洗掘深が約2倍となる。局所洗掘域は局所洗掘深が深くなるほど広くなる傾向があること、図-9.3,9.4に示した根固工の設置諸元(案)は低水路法線形を現況の状態とした場合について検証したのみであることを考慮すると、低水路法線形を改修した場合には根固工の平面的な設置範囲を見直す必要性が高いと言える。

・横雲橋の第2号橋脚における根固工の設置高さはT.P.-4mとした(図-9.4参照)が、この標高は置換工の設置高さであるT.P.-5mに比較して1m高い。第2号橋脚の根固工の平面的な設置範囲は、写真-9.4に示したように水制間にまで達する。したがって、第2号橋脚における根固工の設置に際しては、横断方向に勾配を付けて根固工と置換工の設置高さをすり付ける必要がある。

参考文献

秋草 勲・吉川秀夫・坂上義二郎・芦田和男・土屋昭彦(1960): 水制に関する研究,土木研究所報告,第107号,pp.55-147.

宇多高明・高橋 晃・伊藤克雄(1993): 治水上から見た橋脚問題に関する検討,土木研究所資料,第3225号,77p.

宇多高明・藤田光一・佐々木克也・服部 敦・平舘 治(1994a): 堤防・河岸の耐侵食強度の評価法,土木技術資料,36-6,pp.64-69.

宇多高明・藤田光一・平林 桂・服部 敦・伊藤克雄(1994b): 利根川下流部洗掘対策模型実験報告書,土木研究所資料,第3267号,pp.144-149.

山本晃一(1988): 河道特性論,土木研究所資料,第2662号,260p.

山本晃一(1992): 現代水制論-水制は生き残れるか-,土木研究所資料,第3049号,379p.

山本晃一・諏訪義雄(1992): 護岸災害の実態とその対策,季刊防災,Vol.98,pp.49-52.

渡辺明英(1991): ベーン工の設計法に関する調査,土木研究所資料,第2956号,167p.

おわりに

横越および灰塚地区の湾曲部における局所洗掘対策を立案するため、多くの現地観測資料、模型実験により検討を行った。その最中、両地区は同じセグメント 2-2 に属し、湾曲の曲率半径はほぼ同一に関わらず、検討が進むほど河床材料の質、砂利採取などによる人為的改変の程度、流況、砂州の有無など相違点が多いことに気づき、考えさせられることが多かった。川づくりの難しさを、そして川の姿の豊かさを再度確認しながら、報告書をまとめさせていただいた。本報告では、模型実験で見られた流況、河床変動の状況を図表のみではなく、写真によっても視覚的にとらえられるように配慮した。これは模型実験が上記の川の姿の豊かさの一部を反映したものであると考え、実験を行いながら、また報告書をまとめる最中に頭に思い描いた状況を本報告書を活用される方々にもできるだけ感じてもらえるように配慮したためである。また、実験の不備による失敗例のいくつかも図や写真に示してまとめた。これらは模型実験の報告書の性格上、写真を用いて詳細に掲載すべきか判断が分かれるところである。しかし、今後の同様な模型実験による検討作業の参考にし作業の能率化を図るため、またこれらの影響による模型実験結果の変化について考察するための資料に活用していただけることを期待し、本報告書では積極的に掲載することとした。この判断の良否は、本報告を活用される方々によって行われるものである。今後の参考となるご意見、ご教示を頂けるようお願い申しあげる。

本報告の第 1, 2 章をまとめる上で使用した河道計画に関する資料および現地調査結果の多くは、建設省北陸地方建設局阿賀野川工事事務所から提供していただいた。また、同事務所には現地視察の際にも多大なる便宜をはかっていただいた。模型実験および本報告で使用した実験結果の図・表・写真の作成は、パシフィックコンサルタンツ株式会社の高畠英博氏をはじめとする関係諸氏により行われた。末筆となるが、ここに記し謝意を表する。

図表一覧表

第1章

- 図-1.1 阿賀野川の流域概要
- 図-1.2 流域内の人口の経年変化
- 図-1.3 計画高水流量の配分
- 図-1.4 阿賀野川の計画縦断図（現況：1985年）
- 表-1.1 阿賀野川水系内の河川の流域面積と流路延長
- 表-1.2 計画高水流量の推移と計画事業名
- 表-1.3 既往洪水の痕跡水位から逆算した粗度と計画粗度

第2章

- 図-2.1 阿賀野川流域の地形の概要
- 図-2.2 阿賀野川流域におけるダムの設置状況
- 図-2.3 阿賀野川の直轄区間の流域の水害地形分類図
- 図-2.4 阿賀野川流域の地質の概要
- 図-2.5 9~22km区間での堤防に沿う地質縦断図
- 図-2.6 河道変遷の概略
- 図-2.7 阿賀野川流域に設置された雨量観測所の位置
- 図-2.8 各雨量観測所の平均年降水量（1970年~1991年）
- 図-2.9 馬下流量観測所（32.8km地点左岸）における流況の経年変化
- 図-2.10 馬下流量観測所（32.8km地点左岸）における年最大流量の経年変化
- 図-2.11 月ごとの年最高水位の発生率の分布（馬下観測所（32.8km地点左岸））
- 図-2.12 横越流量観測所（13.5km地点左岸）における流況の経年変化
- 図-2.13 横越流量観測所（13.5km地点左岸）における年最大流量の経年変化
- 図-2.14 松ヶ崎水位観測所（1.2km地点右岸）における位況の経年変化
- 図-2.15 大淵水位観測所（7.2km地点右岸）における位況の経年変化
- 図-2.16 横越水位観測所（13.5km地点左岸）における位況の経年変化
- 図-2.17 馬下水位観測所（32.8km地点左岸）における位況の経年変化
- 図-2.18 1978年6月洪水における横越地区の水面流速の等値線図
- 図-2.19 河口における河積と年最大流量の経年変化
- 図-2.20 阿賀野川の平均河床高と最深河床高の縦断分布と河床勾配（1989年）
- 図-2.21 河床材料の平均粒径の縦断分布
- 図-2.22 平均化した河床材料の平均粒径の縦断分布
- 図-2.23 低水路幅および堤間距離の縦断分布
- 図-2.24 水面幅Bの縦断分布（不等流計算結果）
- 図-2.25 径深Rの縦断分布（不等流計算結果）
- 図-2.26 川幅・径深比 B/R の縦断分布（不等流計算結果）

- 図-2.27 摩擦速度の自乗の縦断分布（不等流計算結果）
- 図-2.28 無次元掃流力 τ_* の縦断分布（不等流計算結果）
- 図-2.29 1972年,1982年,1986年の河床材料の粒度分布
- 図-2.30 各セグメントでの平均的な粒度分布
- 図-2.31 阿賀野川での砂利採取許可量の経年変化
- 図-2.32 砂利採取許可量の縦断分布
- 図-2.33 砂利採取深の縦断分布
- 図-2.34 平均河床高の縦断分布の経年変化
- 図-2.35 1958年を基準とした平均河床高の低下量の経年変化
- 図-2.36 1958年と1985年における河床勾配の比較
- 図-2.37 最深河床高の縦断分布の経年変化
- 図-2.38 低水路平均河床高と砂利採取深の経年変化の比較
- 図-2.39 河道平面形の経年変化
- 図-2.40 9.6km地点における河床横断形状の比較(1978年 vs. 1989年)
- 図-2.41 9.8km地点における河床横断形状の比較(1978年 vs. 1989年)
- 図-2.42 10.0km地点における河床横断形状の比較(1978年 vs. 1989年)
- 図-2.43 10.2km地点における河床横断形状の比較(1978年 vs. 1989年)
- 図-2.44 10.4km地点における河床横断形状の比較(1978年 vs. 1989年)
- 図-2.45 10.6km地点における河床横断形状の比較(1978年 vs. 1989年)
- 図-2.46 14.8km地点における河床横断形状の比較(1978年 vs. 1989年)
- 図-2.47 15.0km地点における河床横断形状の比較(1978年 vs. 1989年)
- 図-2.48 15.2km地点における河床横断形状の比較(1978年 vs. 1989年)
- 図-2.49 15.4km地点における河床横断形状の比較(1978年 vs. 1989年)
- 図-2.50 15.6km地点における河床横断形状の比較(1978年 vs. 1989年)
- 図-2.51 15.8km地点における河床横断形状の比較(1978年 vs. 1989年)
- 図-2.52 砂利採取が行われた区間と採取深の分布（1978年~1989年）
- 図-2.53 一級河川における掃流力 u_* と河床材料の平均粒径 d_m の関係
- 図-2.54 河床材料の粒度分布の経年変化（1970年~1986年）
- 図-2.55 河床材料の粒度構成の縦断分布の経年変化（1970年~1986年）
- 図-2.56 60%通過粒径 d_{60} の経年変化
- 図-2.57 13.6km地点における河道横断形状の経年変化（1958年~1989年）
- 図-2.58 13.6km地点における河道横断形状の経年変化（1991年~1993年）
- 図-2.59 横越地区における最深河床高の縦断分布の経年変化
- 図-2.60 横越地区における河床表層の構成材料の分布
- 図-2.61 13.6km地点における地質横断図
- 図-2.62 横雲橋の橋脚の根固工配置状況と河床材料
- 図-2.63 横雲橋の橋脚周辺の河床高
- 図-2.64 横雲橋に沿った断面における地質横断図

図-2.65 各地層の粒度分布

図-2.66 1989年における9.0~17.6km区間の河床高等高線図

表-2.1 阿賀野川流域の気候の特徴

表-2.2 馬下流量観測所(32.8km地点左岸)における流況

表-2.3 主要な洪水時の流域平均2日雨量

表-2.4 融雪出水期(4,5月)における最高流量

表-2.5 一級河川の場合におけるセグメントの特徴(山本,1988)

表-2.6 阿賀野川のセグメントの特徴

表-2.7 阿賀野川における砂利採取の経緯

表-2.8 横雲橋の橋脚ごとの限界洗掘深

写真-2.1 1978年6月の出水時における横越地区の空中写真

第3章

図-3.1 現地および模型での河床材料の粒度分布

図-3.2 流速係数 ϕ と無次元掃流力 τ_* の関係(砂, $d_m=0.5\text{mm}$, $H/d_m=1,000\sim2,000$)

図-3.3 流速係数 ϕ と無次元掃流力 τ_* の関係(石炭粉, $d_m=0.3\text{mm}$, $H/d_m=75\sim300$)

図-3.4 無次元流砂量 q_*/u_*d と無次元掃流力 τ_* の関係(砂, $d=0.5\text{mm}$)

図-3.5 無次元流砂量 q_*/u_*d と無次元掃流力 τ_* の関係(石炭粉, $d=0.27\text{mm}$)

図-3.6 河川模型実験施設の平面図

図-3.7 阿賀野川の模型河道の概略

図-3.8 各種模型構造物の設置位置

図-3.9 現地(1989年)と模型における平均河床高の比較

図-3.10 各流量の生起確立密度と流砂量の関係

図-3.11 13.6km地点における流量と横断方向流砂量の関係の概略

図-3.12 1978年6月洪水のハイドログラフ

図-3.13 計画高水のハイドログラフ

図-3.14 9.6km地点における水位と流量の関係

図-3.15 低水路法線形の改修範囲

図-3.16 ケースⅢ-1における水制工の配置平面図

図-3.17 ケースⅢ-2における水制工の配置平面図

図-3.18 ケースⅣ-1におけるベーン工の配置平面図

図-3.19 ケースⅣ-2における水制工の配置平面図

図-3.20 ケースⅣ-3における水制工およびベーン工の配置平面図

表-3.1 現地と模型での各流量における水理量の比較

表-3.2 フルード則による各水理量の縮尺

表-3.3 実験ケースの一覧表

第4章

- 図-4.1 ケースⅠ-1～Ⅰ-3の水位の縦断分布
図-4.2 ケースⅠ-1の河床等高線図
図-4.3 13.2km地点における河床横断形状(ケースⅠ-1,Ⅰ-2,1989年)
図-4.4 13.6km地点における河床横断形状(ケースⅠ-1,Ⅰ-2,1989年)
図-4.5 1978年と1989年の平均河床高および最深河床高の縦断分布
図-4.6 1978年における9.0~17.6km区間の河床高等高線図
図-4.7 10.0km地点における河床横断形状(ケースⅠ-1,Ⅰ-2,1978年,1989年)
図-4.8 10.4km地点における河床横断形状(ケースⅠ-1,Ⅰ-2,1978年,1989年)
図-4.9 14.8km地点における河床横断形状(ケースⅠ-1,Ⅰ-2,1978年,1989年)
図-4.10 15.2km地点における河床横断形状(ケースⅠ-1,Ⅰ-2,1978年,1989年)
図-4.11 平均河床高および最深河床高の縦断分布(ケースⅠ-1,Ⅰ-2,1978年,1989年)
図-4.12 各断面における横断方向流速分布(ケースⅠ-1)
図-4.13 河床形状と流況のまとめ(ケースⅠ-1)
図-4.14 ケースⅠ-2の河床等高線図
図-4.15 13.8km地点における河床横断形状(ケースⅠ-1,Ⅰ-2,1989年)
図-4.16 15.4km地点における河床横断形状(ケースⅠ-1,Ⅰ-2,1989年)
図-4.17 15.8km地点における河床横断形状(ケースⅠ-1,Ⅰ-2,1989年)
図-4.18 河床形状と流況のまとめ(ケースⅠ-2)
図-4.19 各断面における横断方向流速分布(ケースⅠ-2)
図-4.20 ケースⅠ-3の河床等高線図
図-4.21 河床形状と流況のまとめ(ケースⅠ-3)
表-4.1 ケースⅠ-3における流況の経時変化
写真-4.1 ケースⅠ-1における10.6km地点の洗掘状況
写真-4.2 ケースⅠ-1における10.6km地点の洗掘状況
写真-4.3 ケースⅠ-1の流況
写真-4.4 ケースⅠ-2の流況(7,500m³/s通水時)
写真-4.5 ケースⅠ-3の流況

第5章

- 図-5.1 ケースⅡ-1,Ⅱ-2の水位の縦断分布
図-5.2 平均河床高および最深河床高の縦断分布(ケースⅠ-1,Ⅰ-2,Ⅱ-1,1978年)
図-5.3 ケースⅡ-1の河床等高線図
図-5.4 14.2km地点における河床横断形状(ケースⅠ-1,Ⅱ-1,1989年)
図-5.5 13.4km地点における河床横断形状(ケースⅠ-1,Ⅱ-1,1989年)
図-5.6 各断面における横断方向流速分布(ケースⅡ-1)
図-5.7 河床形状と流況のまとめ(ケースⅡ-1)
図-5.8 横越地区における河床形状と流況(ケースⅡ-1)
図-5.9 平均河床高および最深河床高の縦断分布(ケースⅠ-2,Ⅱ-2)

図-5.10 ケースⅠ-2,Ⅱ-2の水位の縦断分布

図-5.11 ケースⅡ-2の河床等高線図

図-5.12 13.4km地点における河床横断形状(ケースⅠ-2,Ⅱ-1,Ⅱ-2,1989年)

図-5.13 平均河床高および最深河床高の縦断分布(ケースⅡ-1,Ⅱ-2,1978年,1989年)

図-5.14 各断面における横断方向流速分布(ケースⅡ-2)

図-5.15 河床形状と流況のまとめ(ケースⅡ-2)

写真-5.1 ケースⅡ-1の流況

写真-5.2 ケースⅡ-2の流況($7,500\text{m}^3/\text{s}$ 通水時)

第6章

図-6.1 ケースⅡ-1,Ⅲ-1-1,Ⅲ-2-1の水位の縦断分布

図-6.2 平均河床高および最深河床高の縦断分布(ケースⅡ-1,Ⅲ-1-1,Ⅲ-2-1)

図-6.3 ケースⅢ-1-1の河床等高線図

図-6.4 15.0km地点における河床横断形状(ケースⅡ-1,Ⅲ-1-1,Ⅲ-2-1,1989年)

図-6.5 13.6km地点における河床横断形状(ケースⅡ-1,Ⅲ-1-2,Ⅲ-2-1,1989年)

図-6.6 各断面における横断方向流速分布(ケースⅢ-1-1)

図-6.7 河床形状と流況のまとめ(ケースⅢ-1-1)

図-6.8 ケースⅢ-2-1の河床等高線図

図-6.9 河床形状と流況のまとめ(ケースⅢ-2-1)

図-6.10 ケースⅡ-2,Ⅲ-1-2,Ⅲ-2-2の水位の縦断分布($5,000\text{m}^3/\text{s}$ 通水時)

図-6.11 ケースⅡ-2,Ⅲ-1-2,Ⅲ-2-2の水位の縦断分布($7,500\text{m}^3/\text{s}$ 通水時)

図-6.12 平均河床高および最深河床高の縦断分布(ケースⅡ-2,Ⅲ-1-2,Ⅲ-2-2)

図-6.13 ケースⅢ-1-2の河床等高線図

図-6.14 15.0km地点における河床横断形状(ケースⅡ-2,Ⅲ-1-2,Ⅲ-1-2,1989年)

図-6.15 13.6km地点における河床横断形状(ケースⅡ-2,Ⅲ-1-2,Ⅲ-1-2,1989年)

図-6.16 各断面における横断方向流速分布(ケースⅢ-1-2)

図-6.17 河床形状と流況のまとめ(ケースⅢ-1-2)

図-6.18 ケースⅢ-2-2の河床等高線図

図-6.19 15.0km地点における河床横断形状(ケースⅡ-2,Ⅲ-2-1,Ⅲ-2-2,1989年)

図-6.20 13.6km地点における河床横断形状(ケースⅡ-2,Ⅲ-2-1,Ⅲ-2-2,1989年)

図-6.21 河床形状と流況のまとめ(ケースⅢ-2-2)

写真-6.1 ケースⅢ-1-1の流況

写真-6.2 横越地区における流況(ケースⅢ-1-1)

写真-6.3 ケースⅢ-2-1の流況

写真-6.4 15.0-15.8km区間の水制前面の洗掘状況(ケースⅢ-2-1)

写真-6.5 横越地区の水制前面の洗掘状況(ケースⅢ-2-1)

写真-6.6 ケースⅢ-1-2の流況

第7章

- 図-7.1 水制工の線形とケースⅡ-1の河床形状およびケースⅡ-2の流況の関係
- 図-7.2 10.4km地点における河床横断形状(ケースⅡ-1,1989年)とベーン工の配置位置
- 図-7.3 13.4km地点における河床横断形状(ケースⅡ-1,1989年)とベーン工の配置位置
- 図-7.4 ベーン工の形状諸元
- 図-7.5 ケースⅠ-2,Ⅱ-1,Ⅳ-1-1の水位の縦断分布
- 図-7.6 平均河床高および最深河床高の縦断分布(ケースⅠ-1,Ⅱ-1,Ⅳ-1-1)
- 図-7.7 ケースⅣ-1-1の河床等高線図
- 図-7.8 13.4km地点における河床横断形状(ケースⅡ-1,Ⅳ-1-1,1989年)
- 図-7.9 13.6km地点における河床横断形状(ケースⅡ-1,Ⅳ-1-1,1989年)
- 図-7.10 10.4km地点における河床横断形状(ケースⅡ-1,Ⅳ-1-1,1989年)
- 図-7.11 10.8km地点における河床横断形状(ケースⅡ-1,Ⅳ-1-1,1989年)
- 図-7.12 各断面における横断方向流速分布(ケースⅣ-1-1)
- 図-7.13 河床形状と流況のまとめ(ケースⅣ-1-1)
- 図-7.14 横雲橋に沿った河床横断形状(ケースⅣ-1-1,Ⅳ-1-2,1989年)
- 図-7.15 ケースⅠ-2,Ⅱ-2,Ⅳ-1-2の水位の縦断分布(5,000m³/s通水時)
- 図-7.16 ケースⅠ-2,Ⅱ-2,Ⅳ-1-2の水位の縦断分布(7,500m³/s通水時)
- 図-7.17 平均河床高および最深河床高の縦断分布(ケースⅡ-2,Ⅳ-1-1,Ⅳ-1-2)
- 図-7.18 ケースⅣ-1-2の河床等高線図
- 図-7.19 10.4km地点における河床横断形状(ケースⅡ-2,Ⅳ-1-1,Ⅳ-1-2,1989年)
- 図-7.20 13.6km地点における河床横断形状(ケースⅡ-2,Ⅳ-1-1,Ⅳ-1-2,1989年)
- 図-7.21 各断面における横断方向流速分布(ケースⅣ-1-2)
- 図-7.22 河床形状と流況のまとめ(ケースⅣ-1-2)
- 表-7.1 ベーン工の配置設計に用いたケースⅡ-1,Ⅱ-2の実験結果
- 写真-7.1 横雲橋周辺の河床変動状況(ケースⅣ-1-1)
- 写真-7.2 灰塚地区における河床変動状況(ケースⅣ-1-1)
- 写真-7.3 ケースⅣ-1-1の流況
- 写真-7.4 灰塚地区における流況(ケースⅣ-1-1)
- 写真-7.5 10.8-11.6km区間における河床変動状況(ケースⅣ-1-2)
- 写真-7.6 13.6-14.2km区間における河床変動状況(ケースⅣ-1-2)
- 写真-7.7 ケースⅣ-1-2の流況
- 写真-7.8 11.0-12.6km区間における流況(ケースⅣ-1-2)

第8章

- 図-8.1 透過式水制工と置換工の配置状況(案)(13.6km地点)
- 図-8.2 透過式水制の長さ粘性土層の領域の比較
- 図-8.3 ケースⅣ-2-1,Ⅳ-2-2の水位の縦断分布
- 図-8.4 平均河床高および最深河床高の縦断分布(ケースⅡ-1,Ⅳ-2-1,Ⅳ-2-2)

- 図-8.5 ケースⅣ-2-1の河床等高線図
- 図-8.6 各断面における横断方向流速分布（ケースⅣ-2-1）
- 図-8.7 河床形状と流況のまとめ（ケースⅣ-2-1）
- 図-8.8 ケースⅣ-2-2の河床等高線図
- 図-8.9 15.0km地点における河床横断形状（ケースⅢ-1-1,Ⅲ-2-1,Ⅳ-2-2）
- 図-8.10 13.8km地点における河床横断形状（ケースⅢ-1-1,Ⅲ-2-1,Ⅳ-2-2）
- 図-8.11 13.4km地点における河床横断形状（ケースⅢ-1-1,Ⅲ-2-1,Ⅳ-2-2）
- 図-8.12 13.6km地点における河床横断形状（ケースⅢ-1-1,Ⅲ-2-1,Ⅳ-2-2）
- 図-8.13 横越地区に形成される固定砂州の高水敷化想定範囲（ケースⅡ-1,Ⅳ-2-2）
- 図-8.14 各断面における横断方向流速分布（ケースⅣ-2-2）
- 図-8.15 河床形状と流況のまとめ（ケースⅣ-2-2）
- 写真-8.1 ケースⅣ-2-1の流況
- 写真-8.2 15.4-15.6km区間の水制前面の洗掘状況（ケースⅣ-2-2）
- 写真-8.3 13.8-14.0km区間の水制前面の洗掘状況（ケースⅣ-2-2）
- 写真-8.4 13.6km地点周辺の水制前面の洗掘状況（ケースⅣ-2-2）
- 写真-8.5 ケースⅣ-2-2の流況

第9章

- 図-9.1 ケースⅣ-3における局所洗掘対策工の配置
- 図-9.2 13.8-14.8km区間の左岸側に設置した水制工の配置（ケースⅣ-2,Ⅳ-3）
- 図-9.3 横雲橋の橋脚周辺の根固工の平面配置
- 図-9.4 横雲橋の橋脚周辺の根固工の配置高さ
- 図-9.5 新横雲橋の橋脚周辺の局所洗掘部の標高（ケースⅣ-3-1）
- 図-9.6 14.8km地点における河床横断形状（ケースⅠ-2,Ⅳ-3-1,Ⅳ-3-2）
- 図-9.7 15.0km地点における河床横断形状（ケースⅠ-2,Ⅳ-3-1,Ⅳ-3-2）
- 図-9.8 新横雲橋の橋脚周辺の根固工の配置
- 図-9.9 ケースⅣ-2-2,Ⅳ-3-1の水位の縦断分布
- 図-9.10 平均河床高および最深河床高の縦断分布（ケースⅠ-1,Ⅳ-2-2,Ⅳ-3-1）
- 図-9.11 ケースⅣ-3-1の河床等高線図
- 図-9.12 13.2km地点における河床横断形状（ケースⅣ-2-2,Ⅳ-3-1）
- 図-9.13 13.4km地点における河床横断形状（ケースⅣ-2-2,Ⅳ-3-1）
- 図-9.14 13.6km地点における河床横断形状（ケースⅣ-2-2,Ⅳ-3-1）
- 図-9.15 横越地区に形成される固定砂州の高水敷化想定範囲
（ケースⅡ-1,Ⅳ-2-2,Ⅳ-3-1）
- 図-9.16 各断面における横断方向流速分布（ケースⅣ-3-1）
- 図-9.17 河床形状と流況のまとめ（ケースⅣ-3-1）
- 図-9.18 平均河床高および最深河床高の縦断分布（ケースⅣ-1-1,Ⅳ-3-1）
- 図-9.19 10.6km地点のベン工の内岸側近傍における河床高の経時変化

- 図-9.20 ケースⅠ-2,Ⅳ-3-2の水位の縦断分布
- 図-9.21 平均河床高および最深河床高の縦断分布(ケースⅠ-2,Ⅳ-2-2,Ⅳ-3-2)
- 図-9.22 ケースⅣ-3-2の河床等高線図
- 図-9.23 13.8km地点における河床横断形状(ケースⅠ-2,Ⅳ-3-1,Ⅳ-3-2)
- 図-9.24 各断面における横断方向流速分布(ケースⅣ-3-2)
- 図-9.25 13.2km地点における河床横断形状(ケースⅠ-2,Ⅳ-3-1,Ⅳ-3-2)
- 図-9.26 13.4km地点における河床横断形状(ケースⅠ-2,Ⅳ-3-1,Ⅳ-3-2)
- 図-9.27 13.6km地点における河床横断形状(ケースⅠ-2,Ⅳ-3-1,Ⅳ-3-2)
- 図-9.28 横越地区に形成される固定砂州の高水敷化想定範囲
(ケースⅠ,Ⅱ-1,Ⅳ-2-2,Ⅳ-3-1,Ⅳ-3-2)
- 図-9.29 横雲橋周辺の河床等高線図(ケースⅣ-3-2)
- 図-9.30 河床形状と流況のまとめ(ケースⅣ-3-2)
- 図-9.31 10.2km地点における河床横断形状(ケースⅠ-2,Ⅳ-3-1,Ⅳ-3-2)
- 図-9.32 10.6km地点における河床横断形状(ケースⅠ-2,Ⅳ-3-1,Ⅳ-3-2)
- 図-9.33 平均河床高および最深河床高の縦断分布(ケースⅣ-1-2,Ⅳ-3-1,Ⅳ-3-2)
- 表-9.1 ベーン工の配置設計に用いたケースⅡ-1,Ⅱ-2,Ⅳ-2-2の実験結果
- 写真-9.1 13.8-14.6km区間の右岸側の低水路法線形の改造状況
- 写真-9.2 13.8-14.6km区間の左岸側の水制の配置状況
- 写真-9.3 横雲橋の橋脚周辺の局所洗掘(ケースⅣ-3-1、上流側より撮影)
- 写真-9.4 横雲橋の橋脚周辺の根固工の配置状況(ケースⅣ-3-2、上流側より撮影)
- 写真-9.5 新横雲橋の橋脚周辺の根固工の配置状況(ケースⅣ-3-2左岸側より撮影)
- 写真-9.6 横越地区における流況(ケースⅣ-3-1)
- 写真-9.7 10.0-12.0km区間のベーン工の内岸側における洗掘状況(ケースⅣ-3-1)
- 写真-9.8 10.2-10.6km区間のベーン工の内岸側における洗掘状況(ケースⅣ-3-1)
- 写真-9.9 灰塚地区における流況(ケースⅣ-3-1)
- 写真-9.10 14.8-15.6km区間における河床変動状況(ケースⅣ-3-2)
- 写真-9.11 14.2km地点周辺における河床変動状況(ケースⅣ-3-2)
- 写真-9.12 横越地区における流況(ケースⅣ-3-2)
- 写真-9.13 13.8-14.0km区間の水制周辺の河床変動状況
(ケースⅣ-3-2、下流側より撮影)
- 写真-9.14 10.2-10.4km区間のベーン工の内岸側における洗掘状況(ケースⅣ-3-2)
- 写真-9.15 9.6-10.8km区間のベーン工の内岸側における洗掘状況(ケースⅣ-3-2)

第10章

- 図-10.1 低水路法線形の改修に伴う高水敷の掘削領域

図・写真集

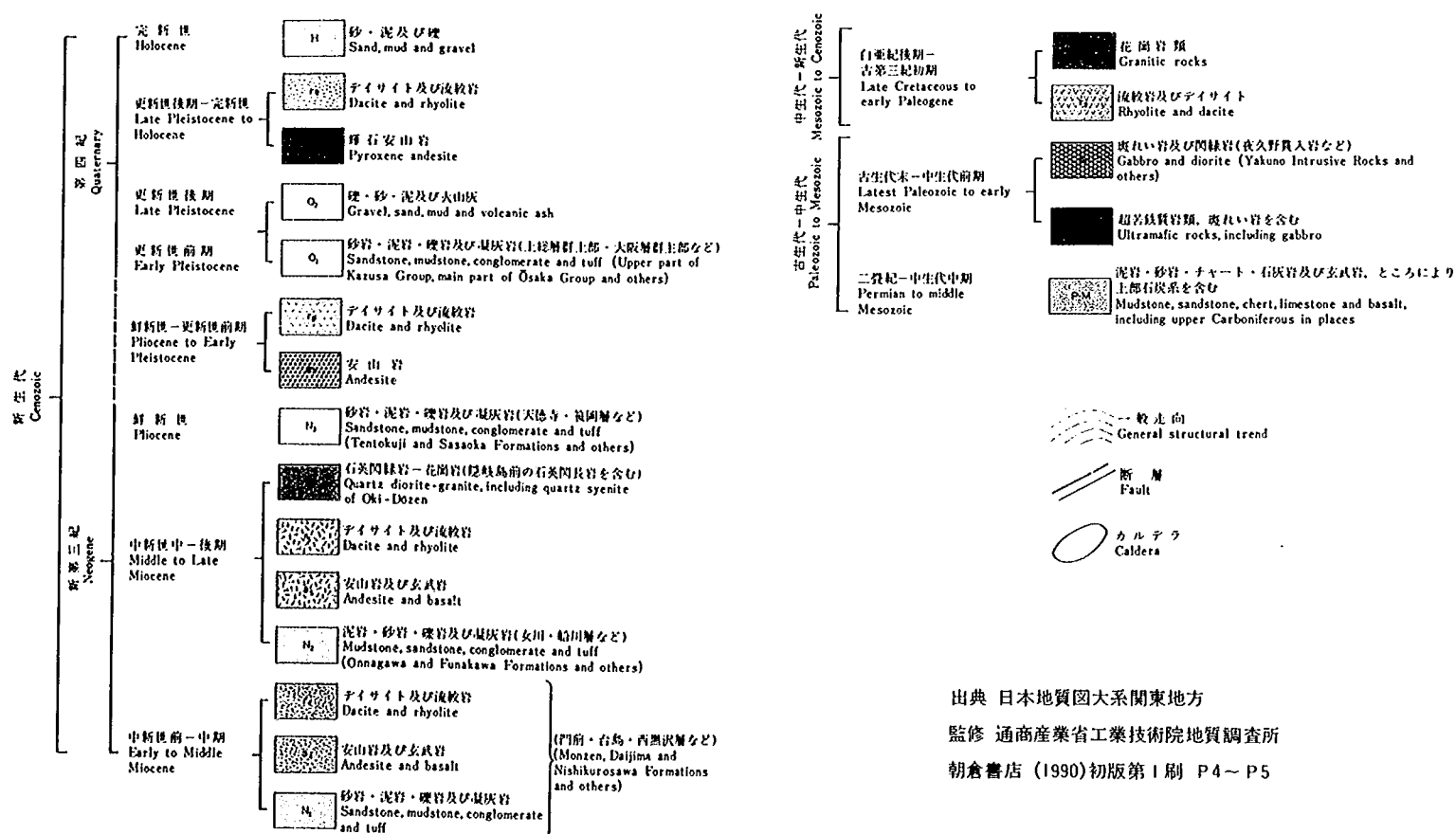


図-2.4 阿賀野川流域の地質の概要

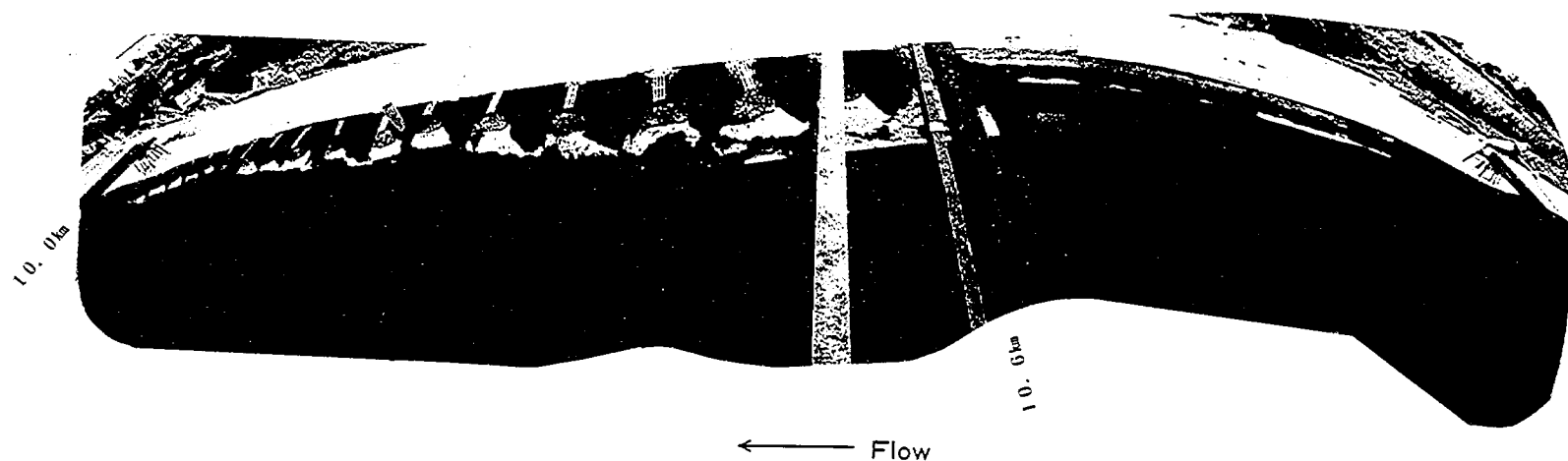


写真-4.1 ケースⅠ-1における10.6km地点の洗掘状況

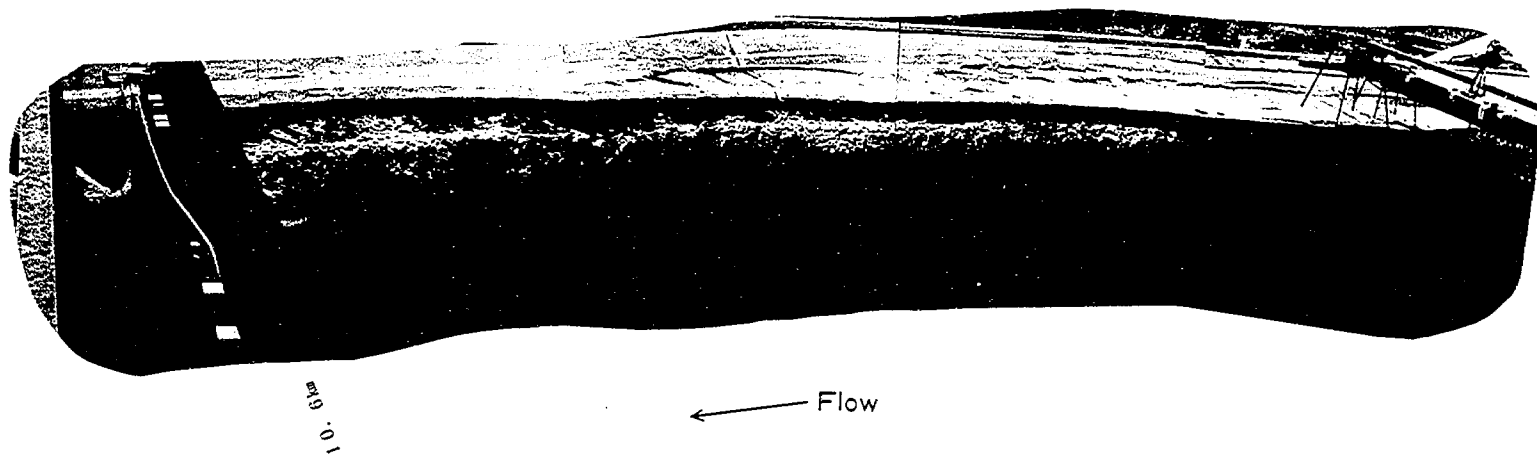


写真-4.2 ケースⅡ-1における10.6km地点の洗掘状況



写真-4.3 ケース I - 1 の流況

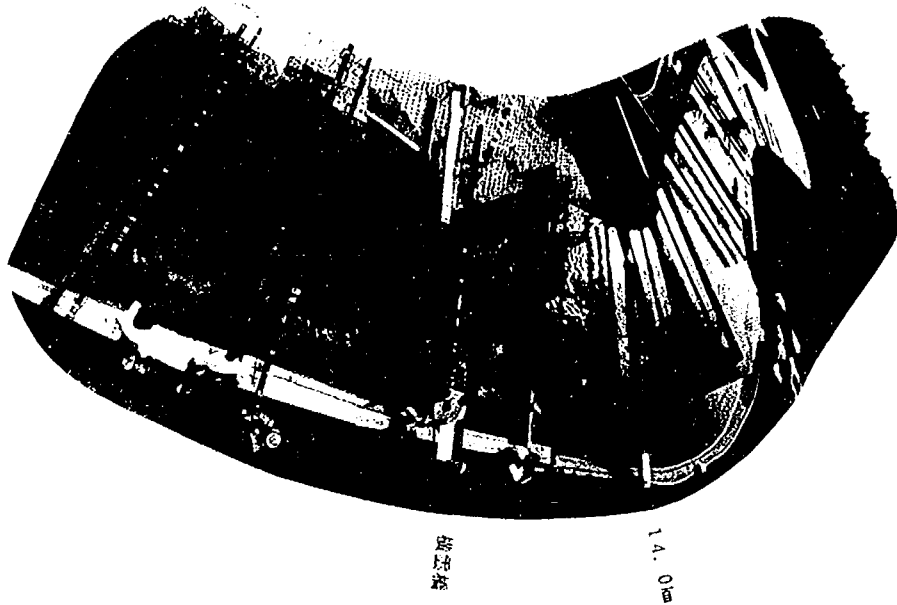


写真-4.4 ケース I - 2 の流況 ($7,500\text{m}^3/\text{s}$ 通水時)

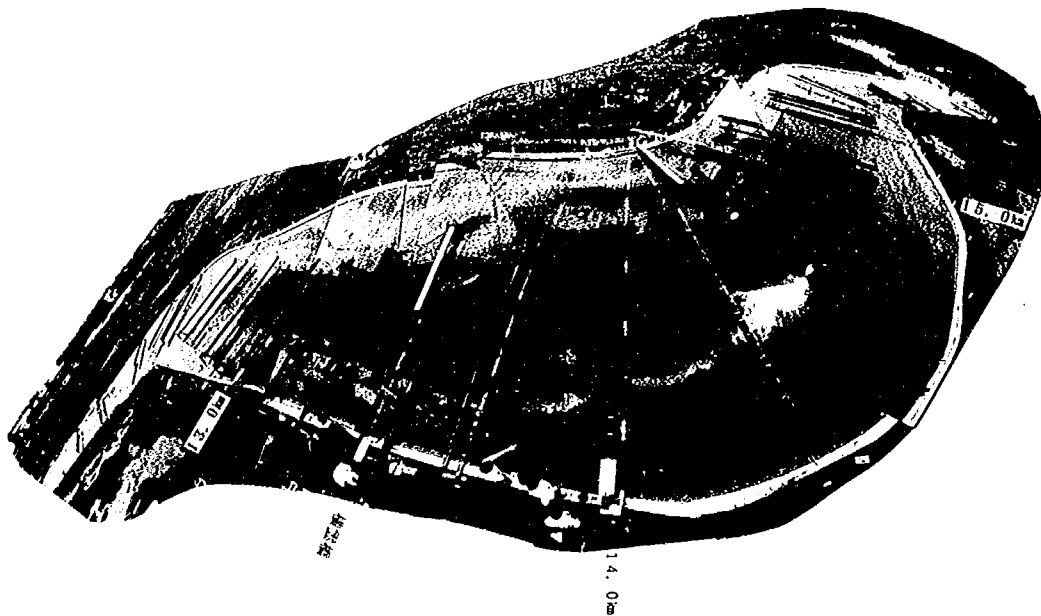


写真-4.5 ケース I - 3 の流況

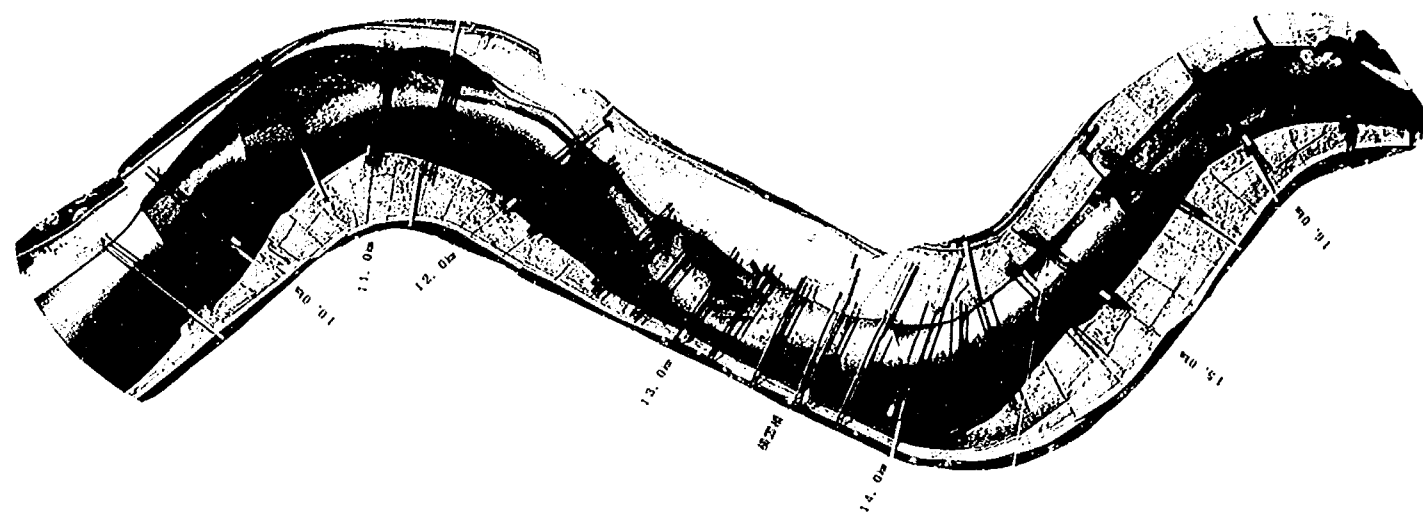


写真-5.1 ケースⅡ-1の流況

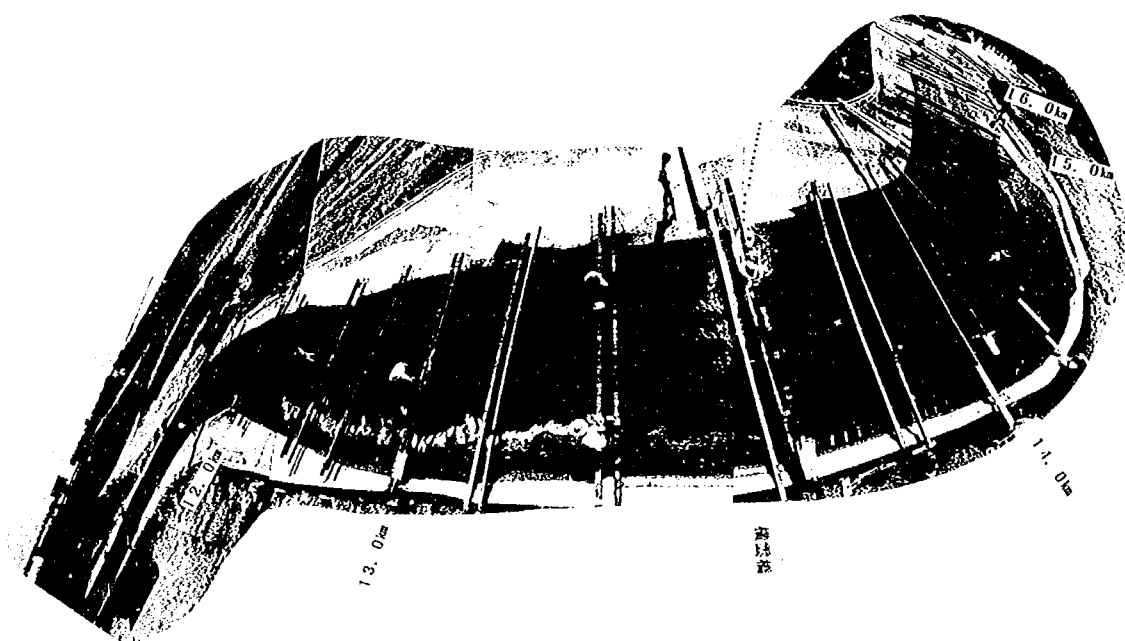


写真-5.2 ケースⅡ-2の流況 (7,500m³/s通水時)



写真-6.1 ケースⅢ-1-1の流況

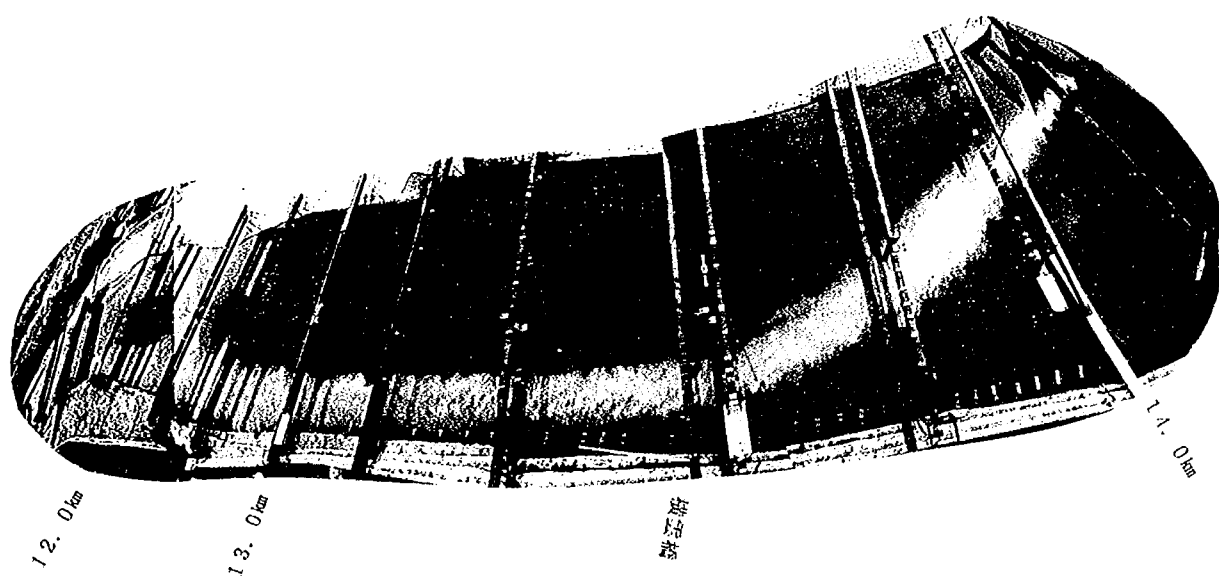


写真-6.2 横越地区における流況（ケースⅢ-1-1）

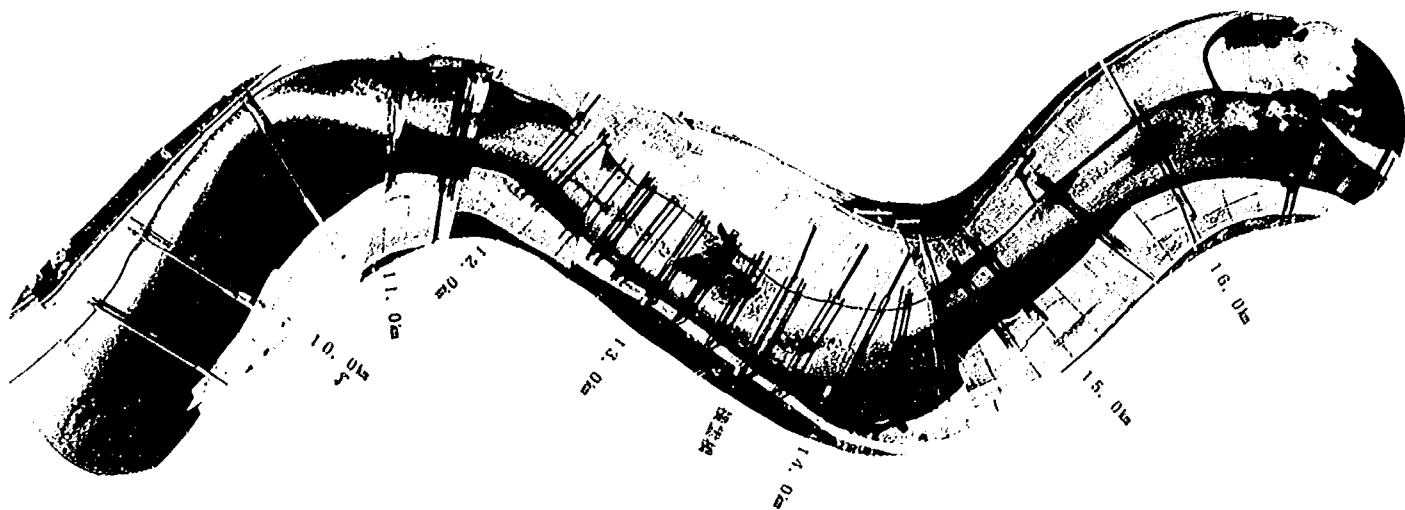


写真-6.3 ケースⅢ-2-1の流況

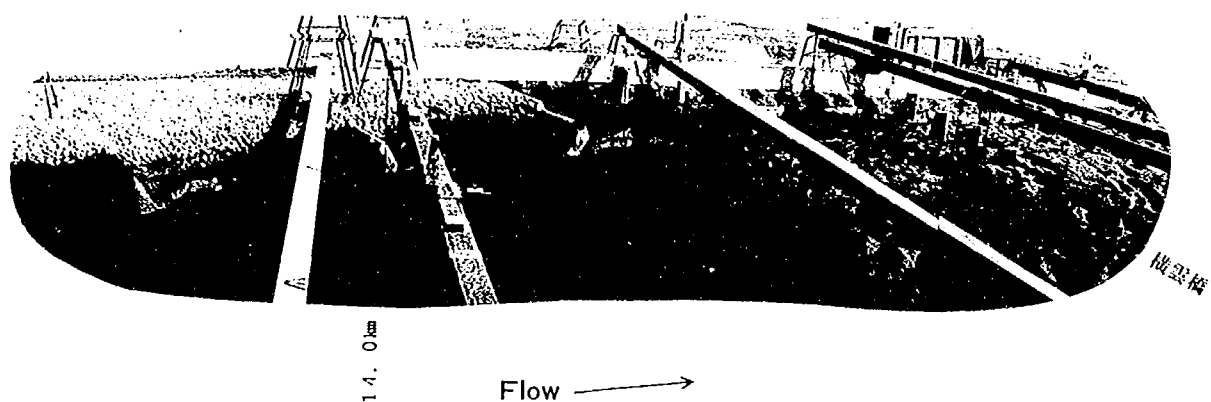


写真-6.4 15.0-15.8km区間の水制前面の洗掘状況（ケースⅢ-2-1）

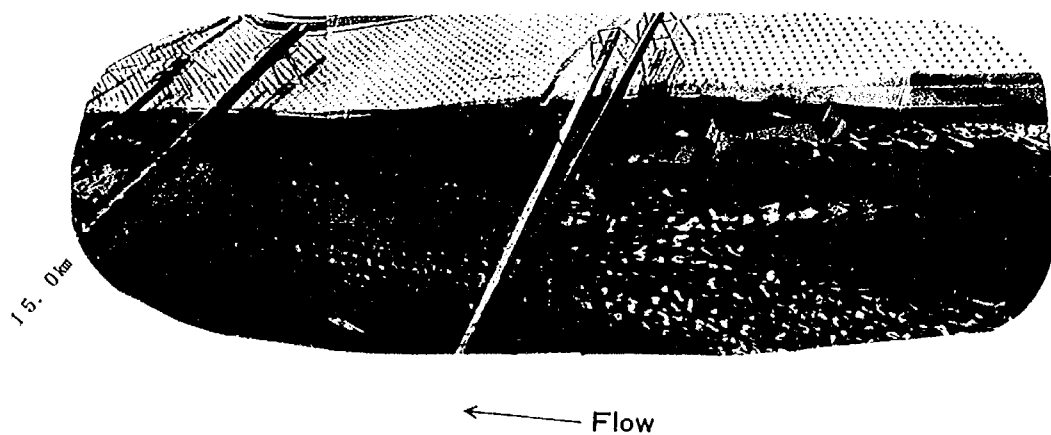


写真-6.5 横越地区の水制前面の洗掘状況（ケースⅢ-2-1）

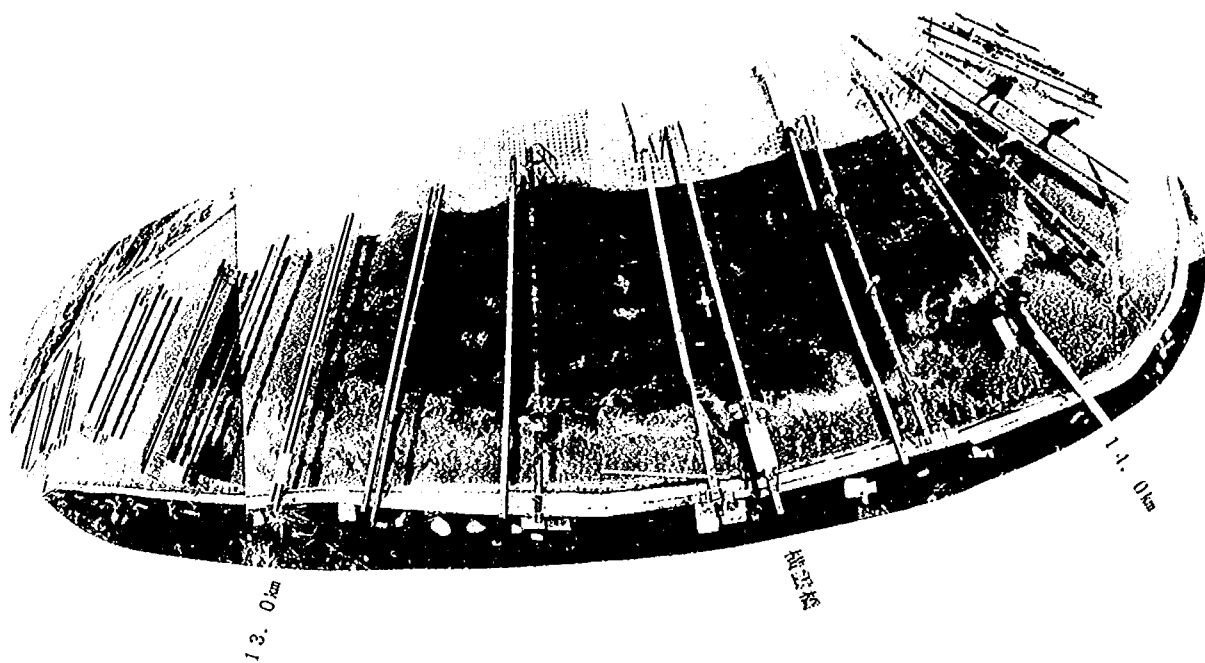


写真-6.6 ケースⅢ-1 - 2 の流況

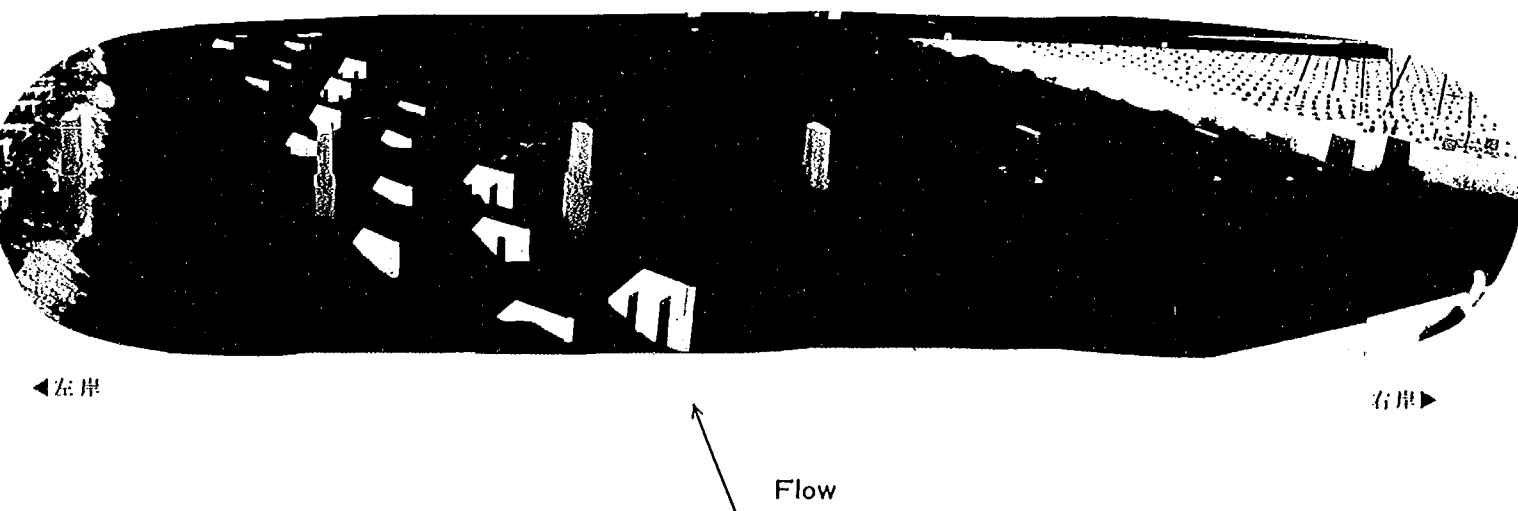


写真-7.1 横雲橋周辺の河床変動状況（ケースⅣ-1 - 1）

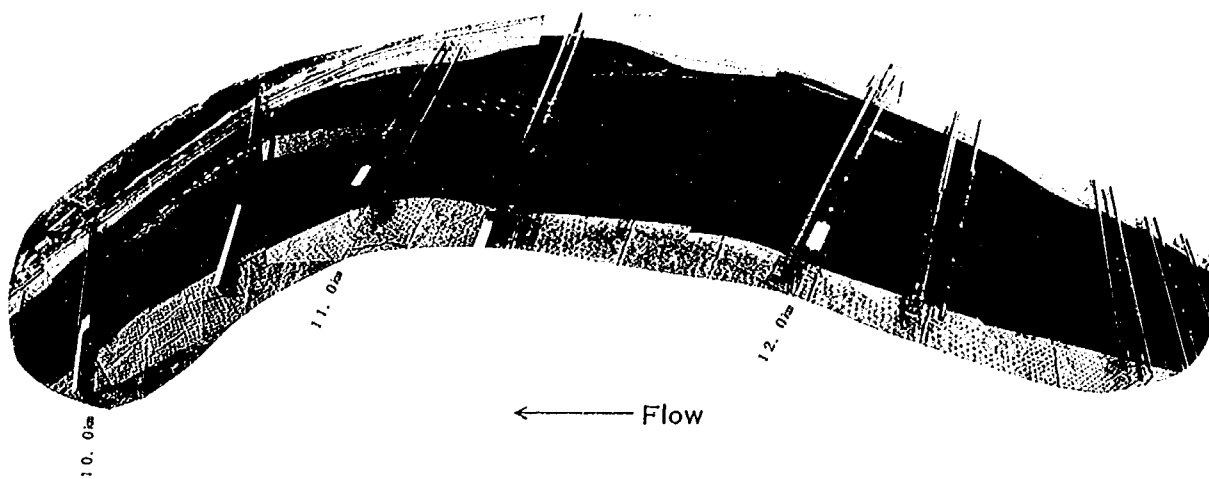


写真-7.2 灰塚地区における河床変動状況（ケースIV-1-1）

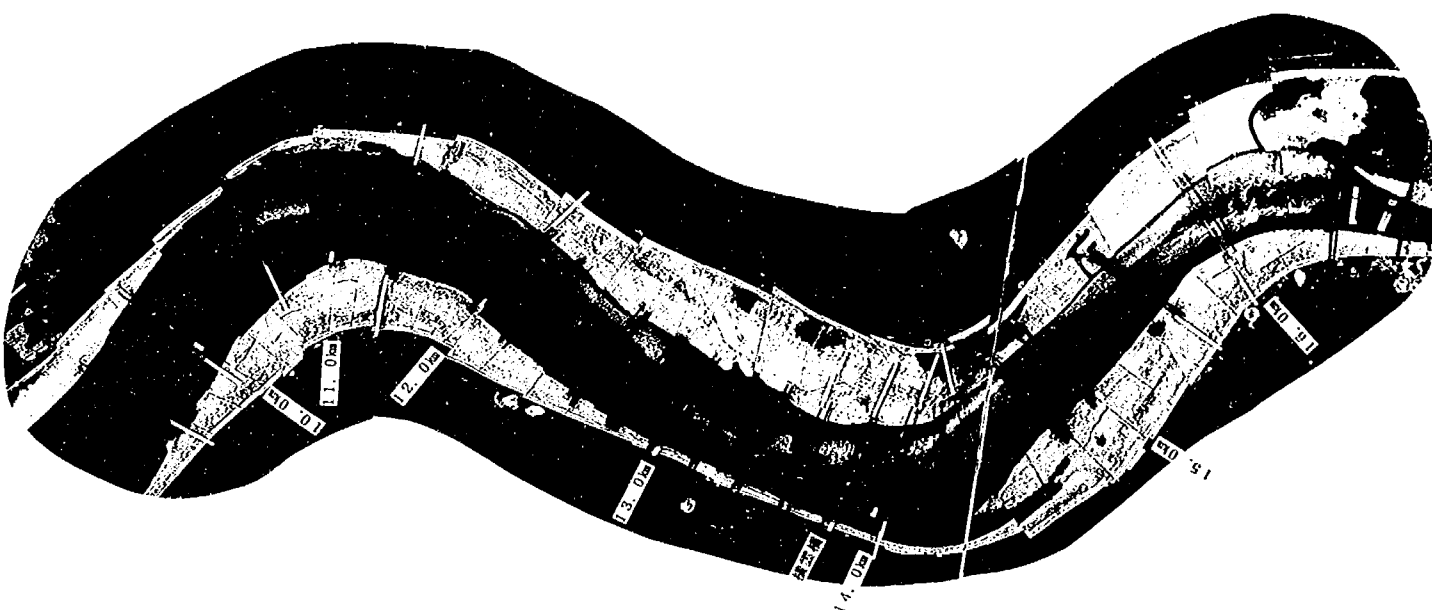


写真-7.3 ケースIV-1-1の流況

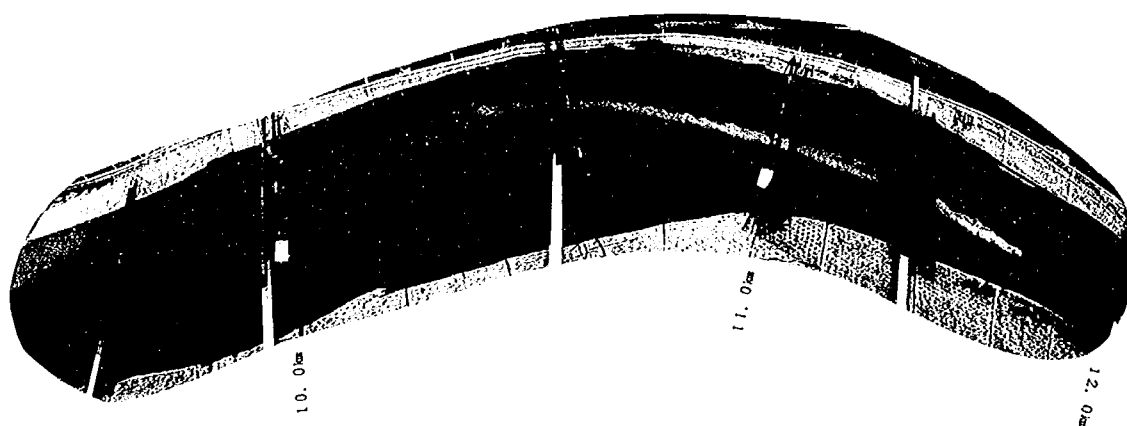


写真-7.4 灰塚地区における流況（ケースIV-1-1）

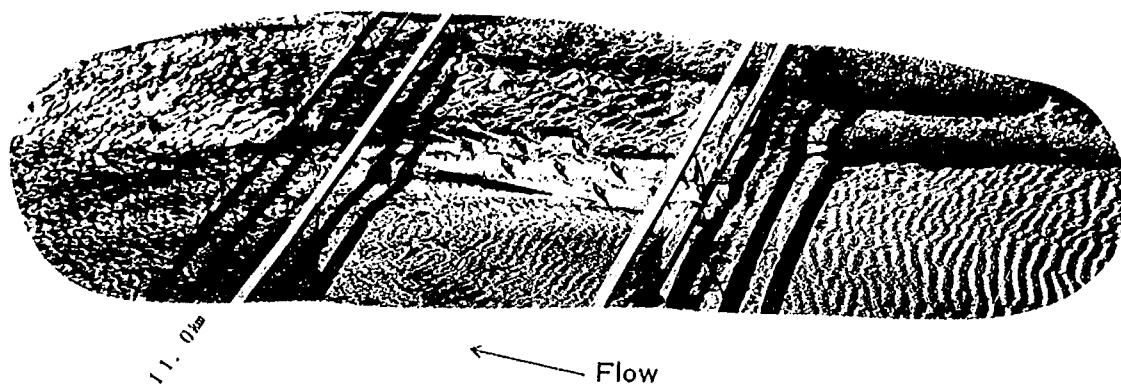


写真-7.5 10.8-11.6km区間における河床変動状況（ケースIV-1-2）

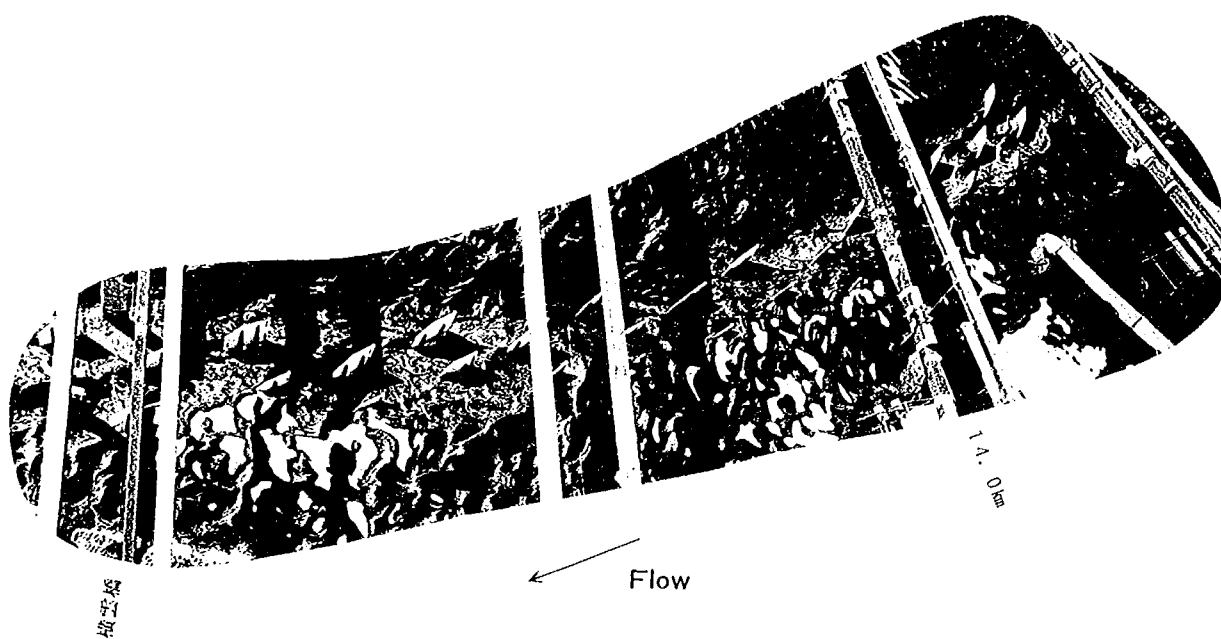


写真-7.6 13.6-14.2km区間における河床変動状況（ケースIV-1-2）

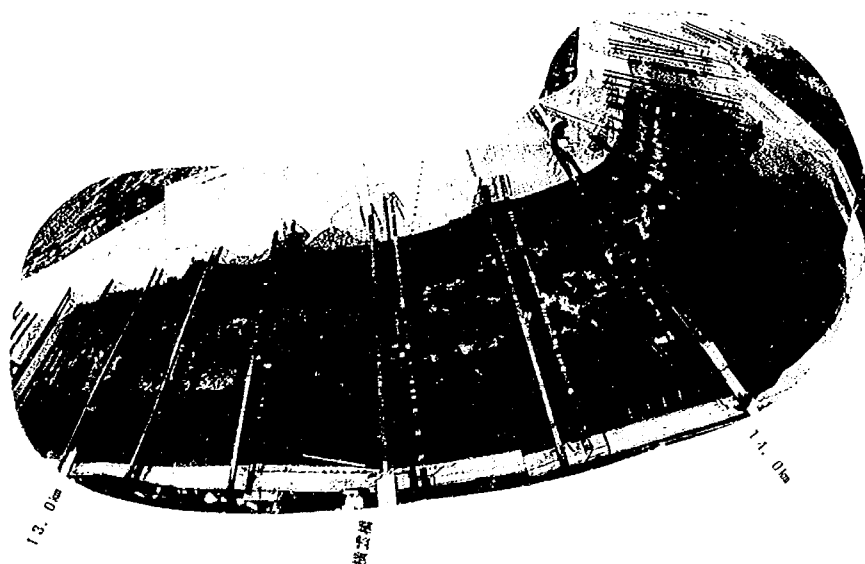


写真-7.7 ケースIV-1-2の流況

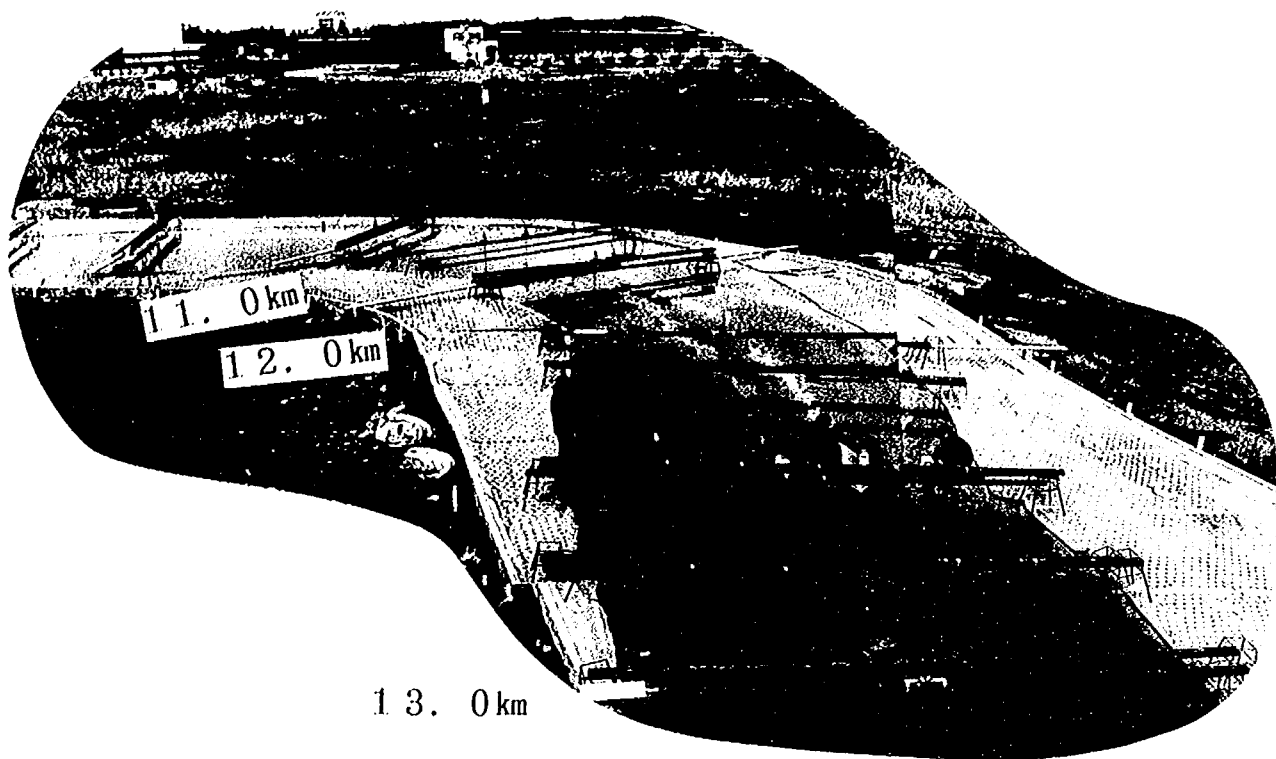


写真-7.8 11.0-12.6km区間における流況（ケースIV-1-2）

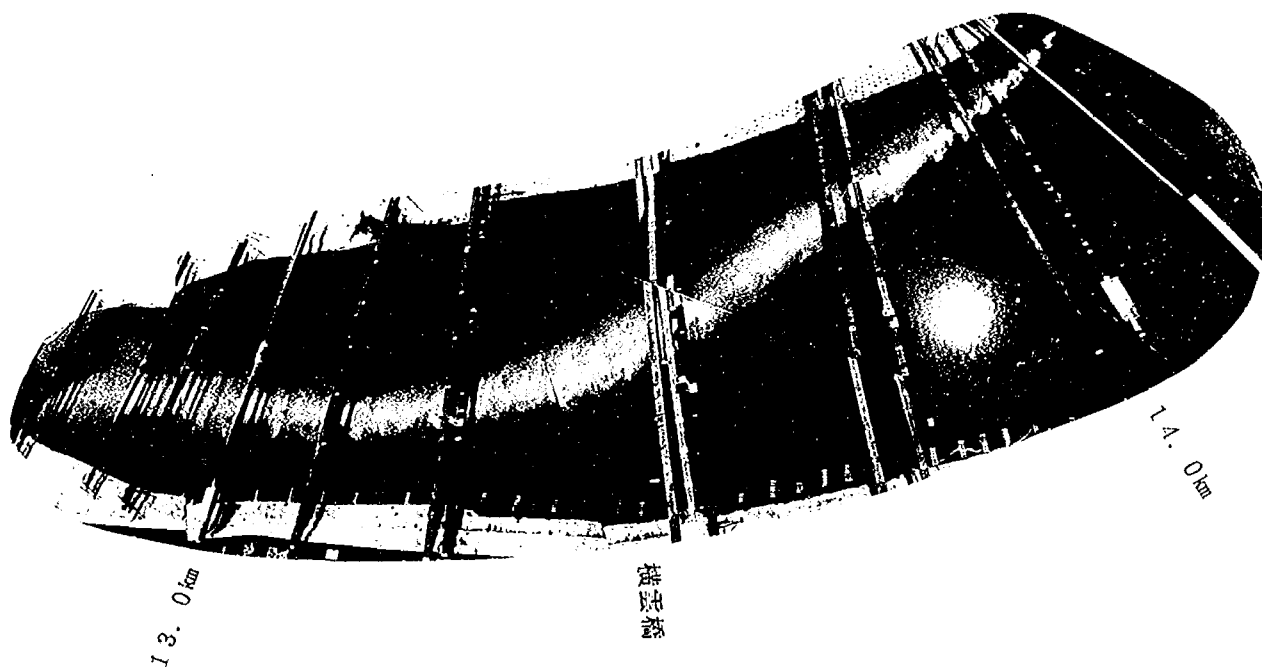


写真-8.1 ケースIV-2-1の流況

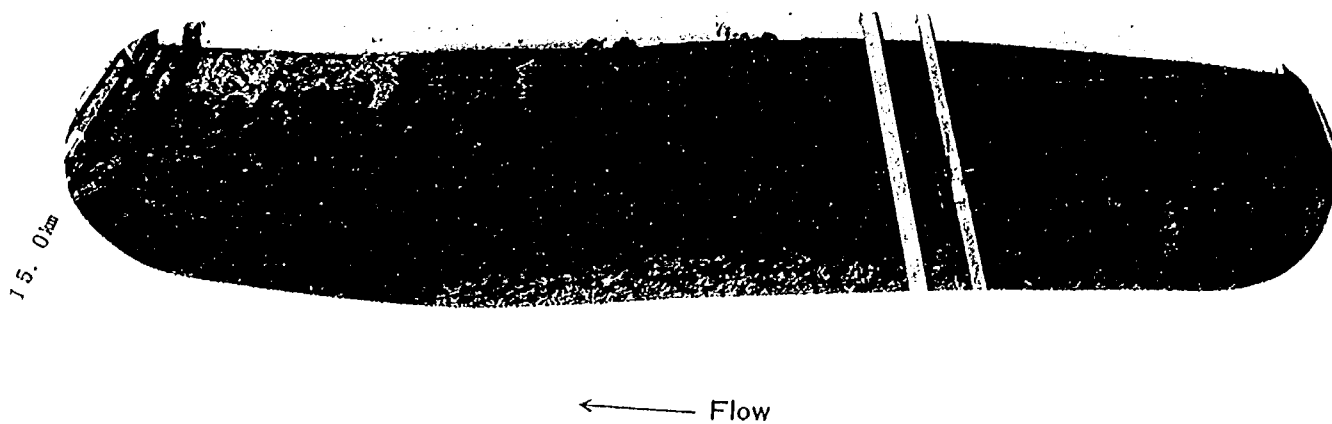


写真-8.2 15.4-15.6km区間の水制前面の洗掘状況（ケースⅣ-2-2）

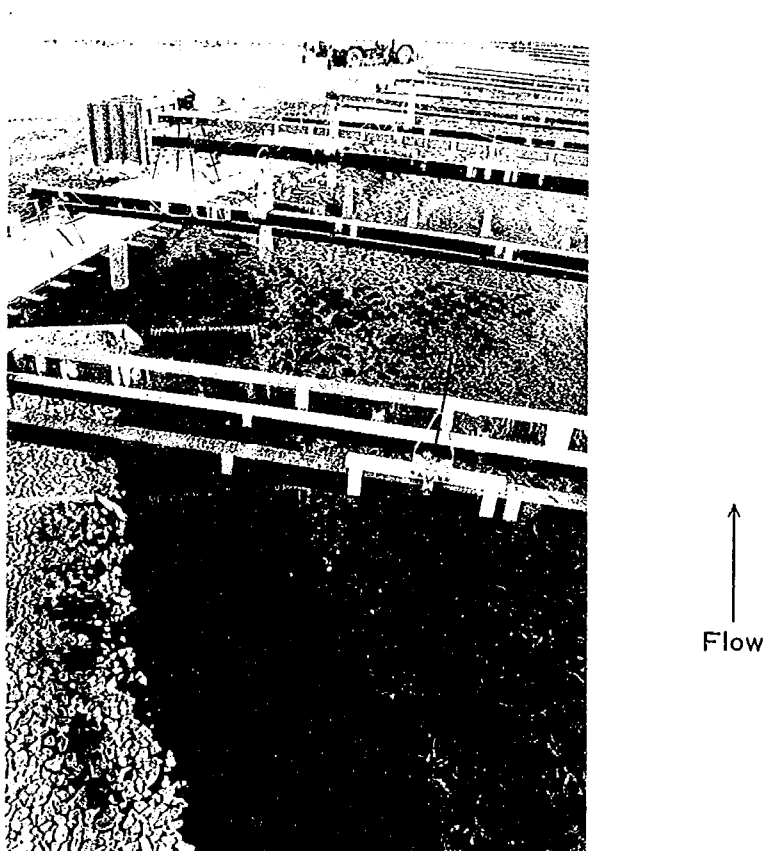


写真-8.3 13.8-14.0km区間の水制前面の洗掘状況（ケースⅣ-2-2）



Flow →

写真-8.4 13.6km地点周辺の水制前面の洗掘状況（ケースⅣ-2-2）

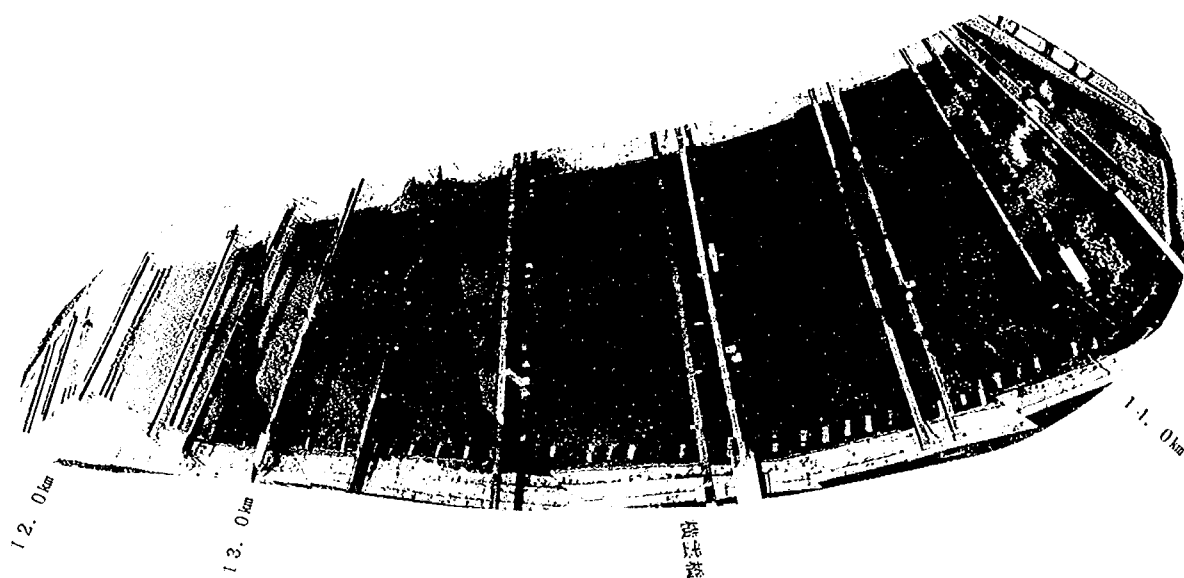
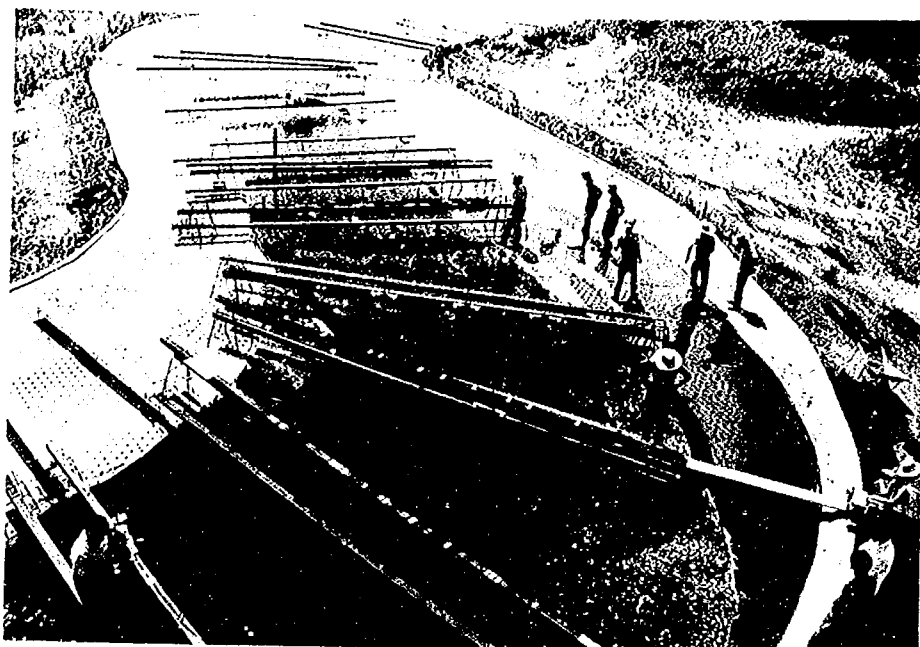
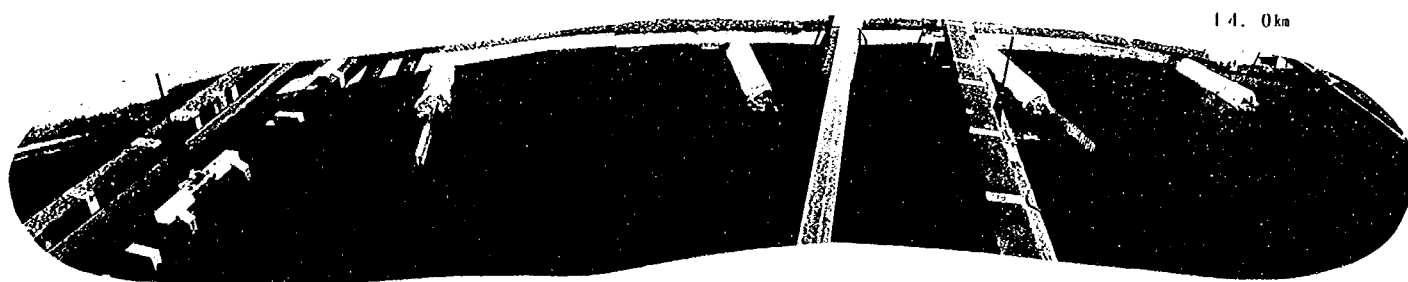


写真-8.5 ケースⅣ-2-2の流況



14.0 km

写真-9.1 13.8-14.6km区間の右岸側の低水路法線形の改造状況



14.0 km

Flow

写真-9.2 13.8-14.6km区間の左岸側の水制の配置状況

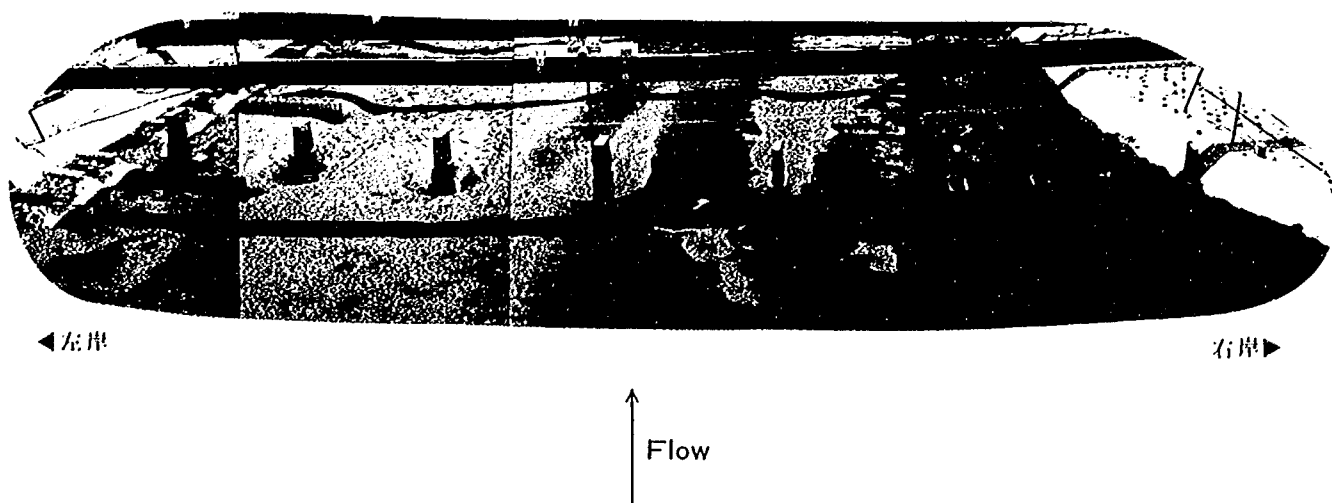


写真-9.3 横雲橋の橋脚周辺の局所洗掘（ケースIV-3-1、上流側より撮影）

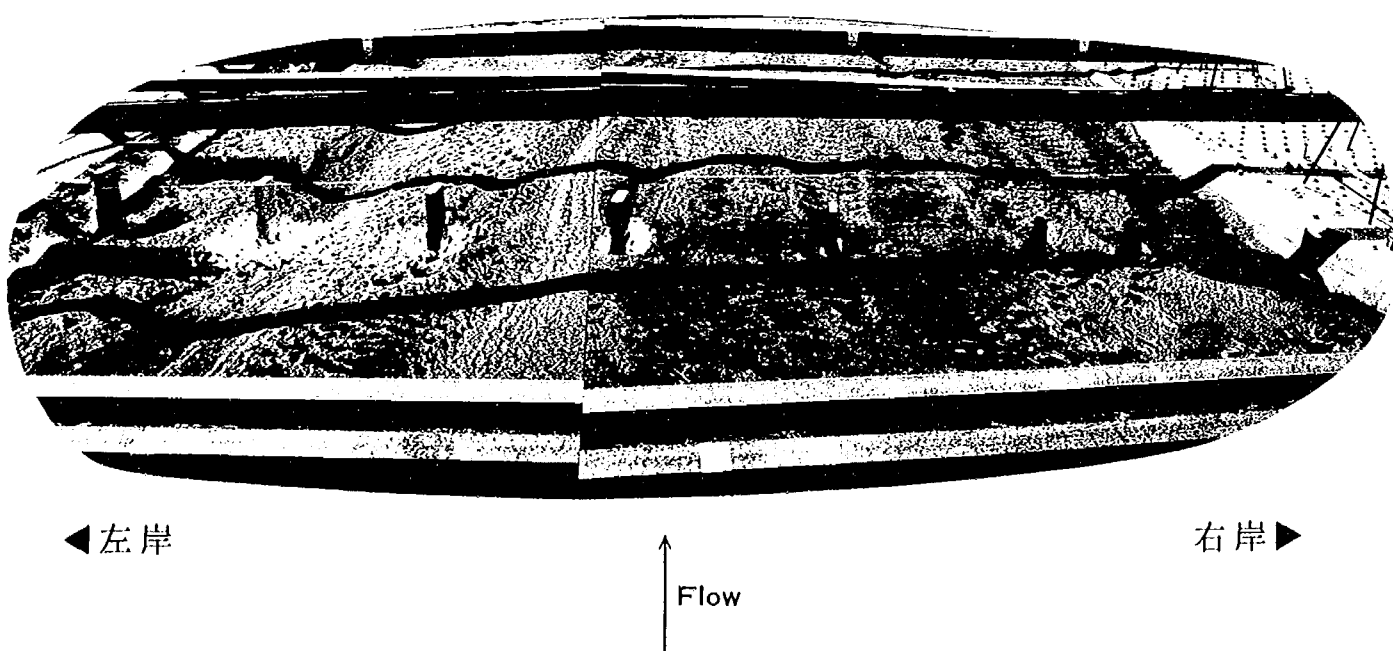
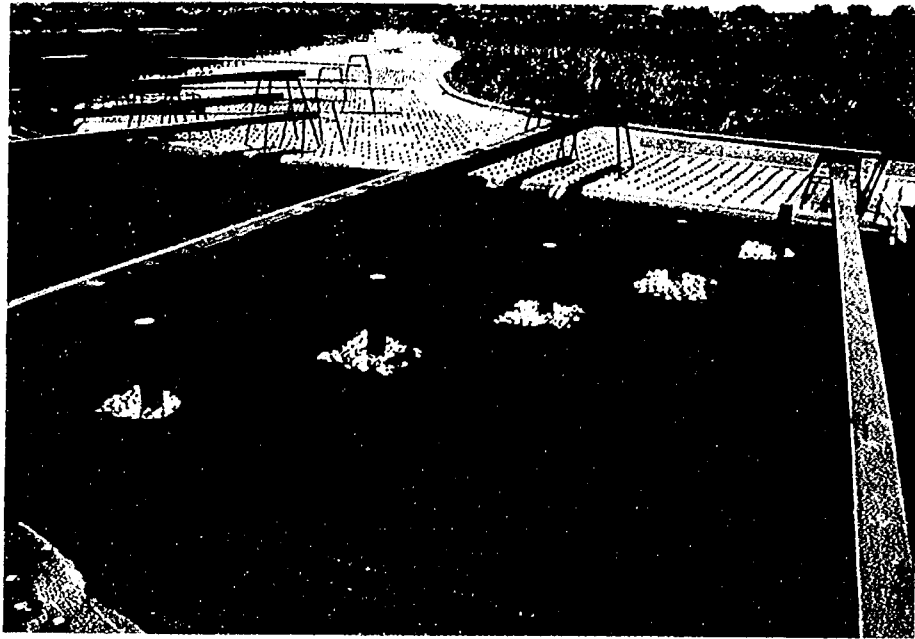


写真-9.4 横雲橋の橋脚周辺の根固工の配置状況（ケースIV-3-2、上流側より撮影）



← Flow

写真-9.5 新横雲橋の橋脚周辺の根固工の配置状況（ケースⅣ-3-2 左岸側より撮影）

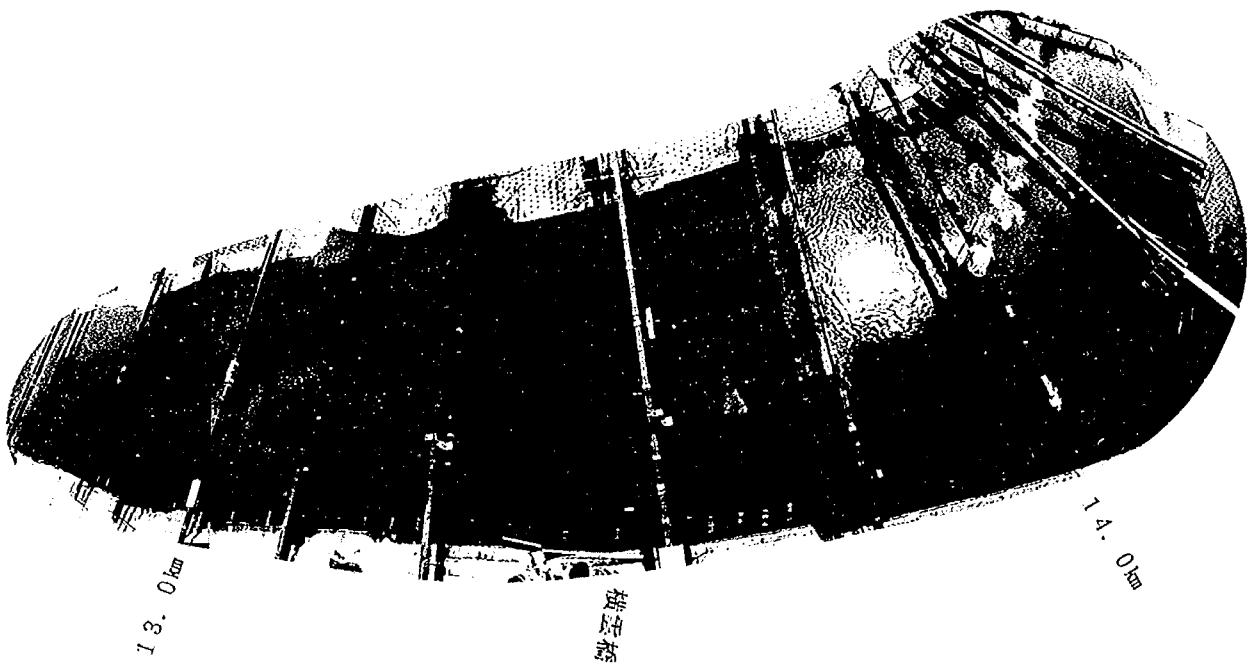


写真-9.6 横越地区における流況（ケースⅣ-3-1）

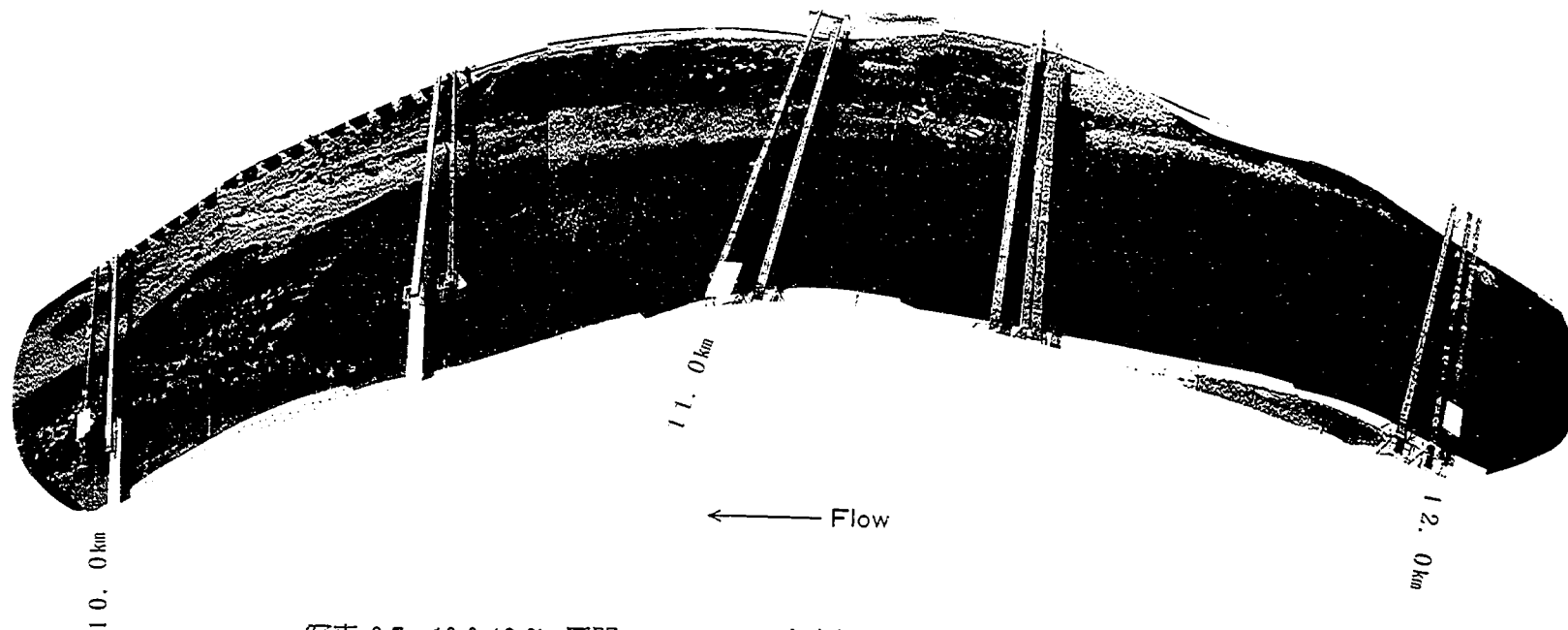


写真-9.7 10.0-12.0km区間のベーン工の内岸側における洗掘状況（ケースIV-3-1）

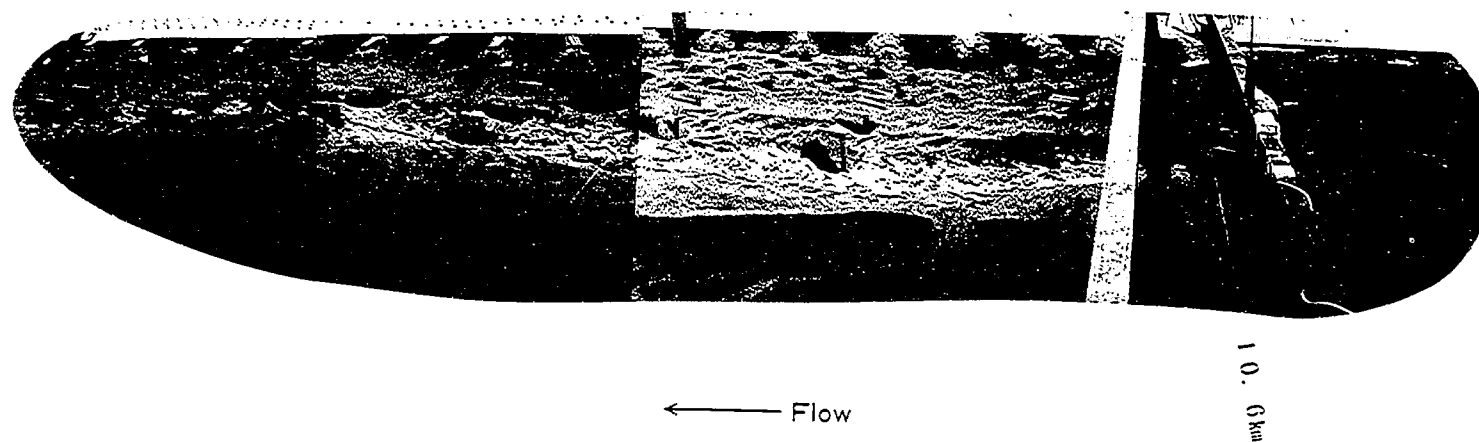


写真-9.8 10.2-10.6km区間のベーン工の内岸側における洗掘状況（ケースIV-3-1）

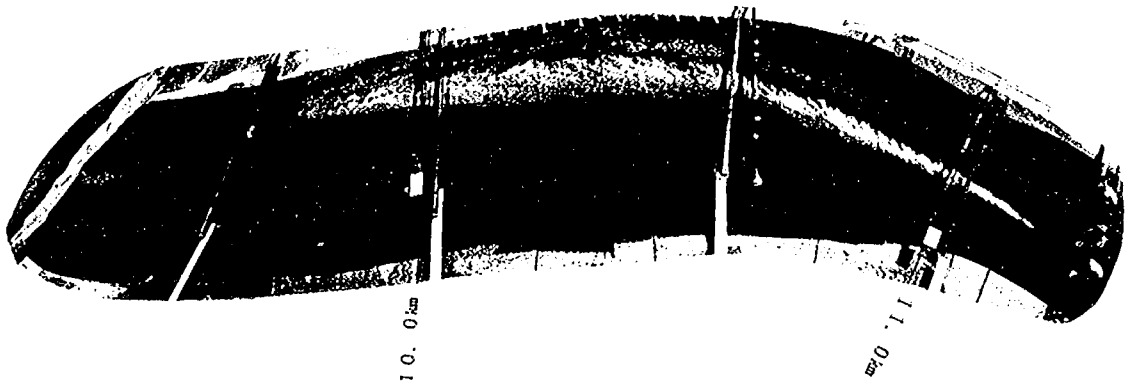


写真-9.9 灰塚地区における流況（ケースIV-3-1）

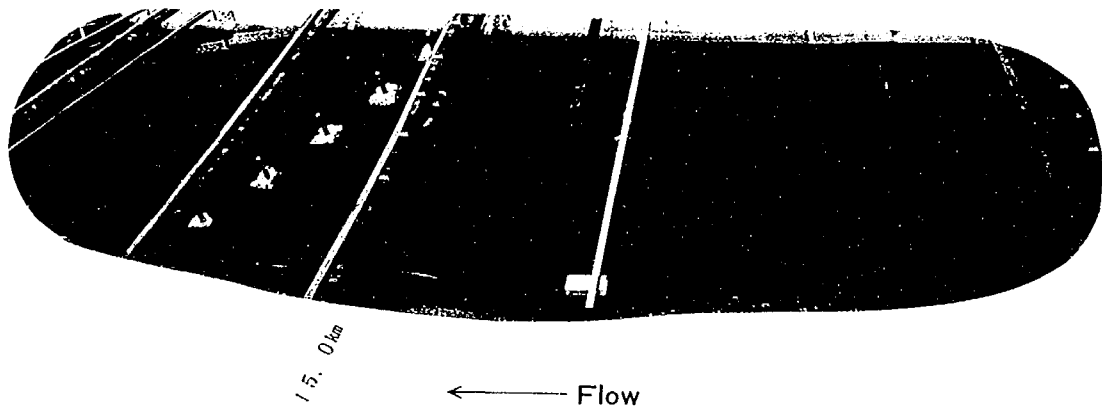


写真-9.10 14.8-15.6km区間における河床変動状況（ケースIV-3-2）

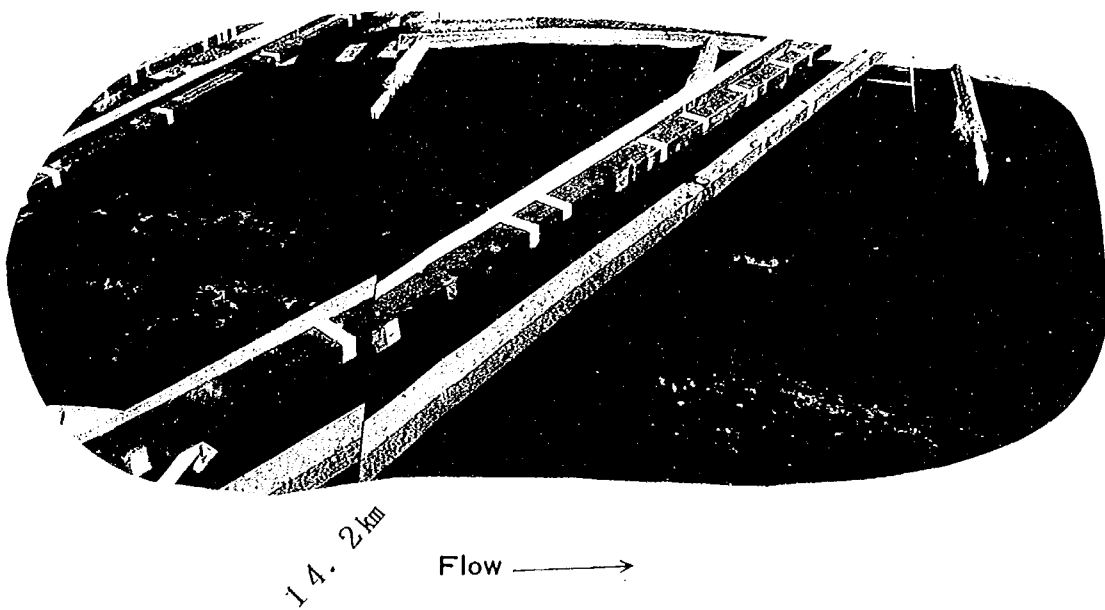


写真-9.11 14.2km地点周辺における河床変動状況（ケースIV-3-2）

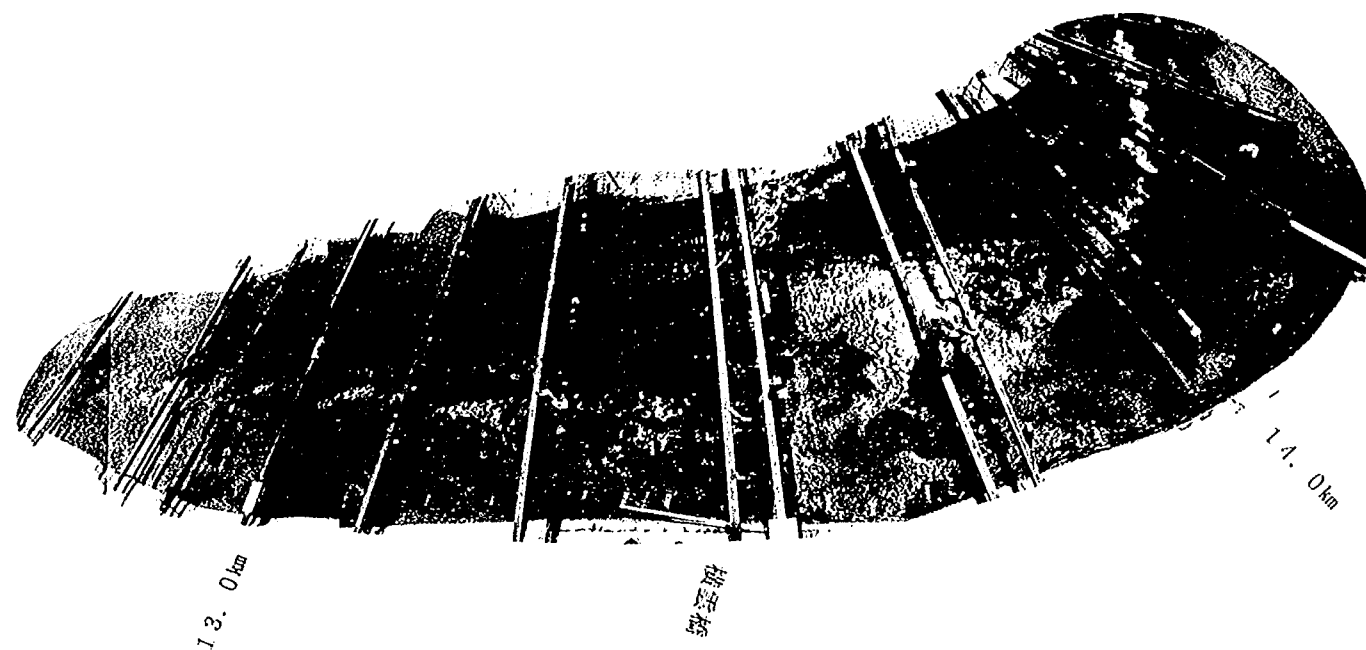


写真-9.12 横越地区における流況（ケースIV-3-2）

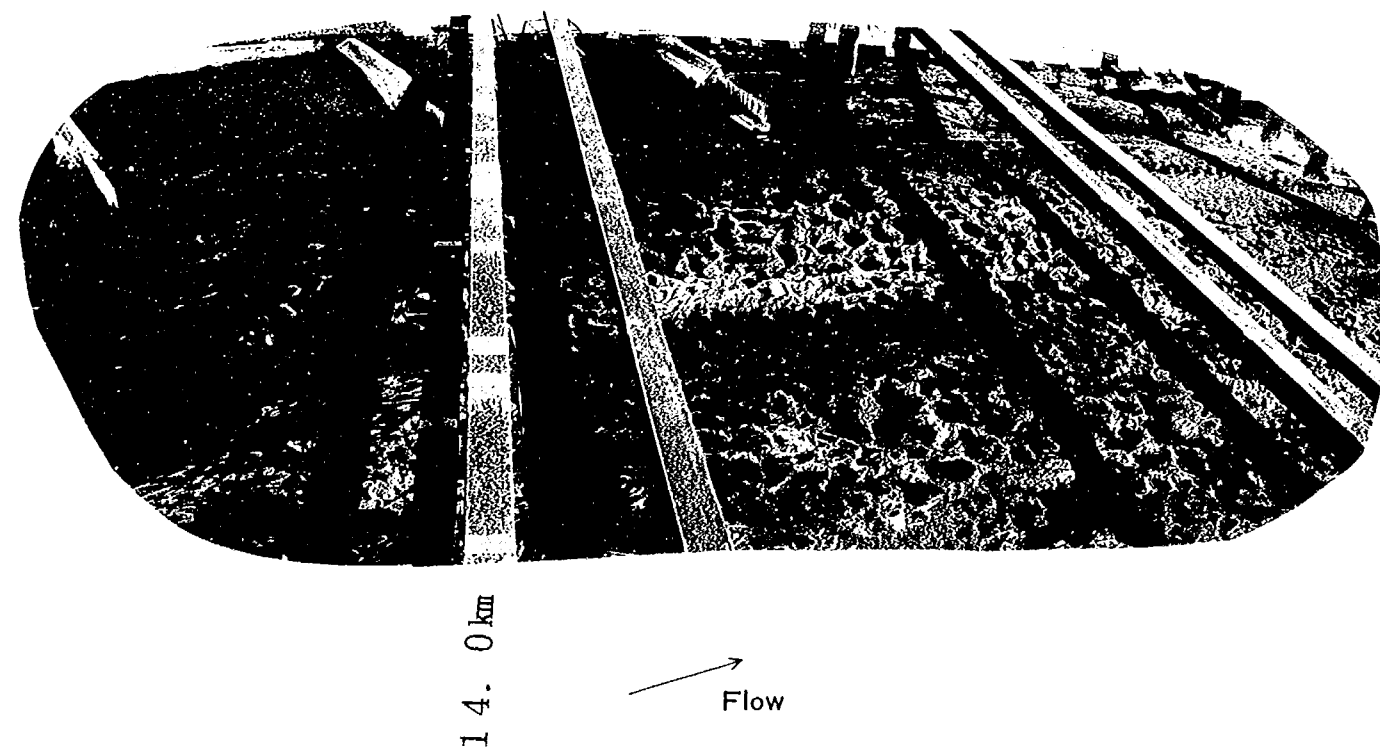


写真-9.13 13.8-14.0km区間の水制周辺の河床変動状況
（ケースIV-3-2、下流側より撮影）

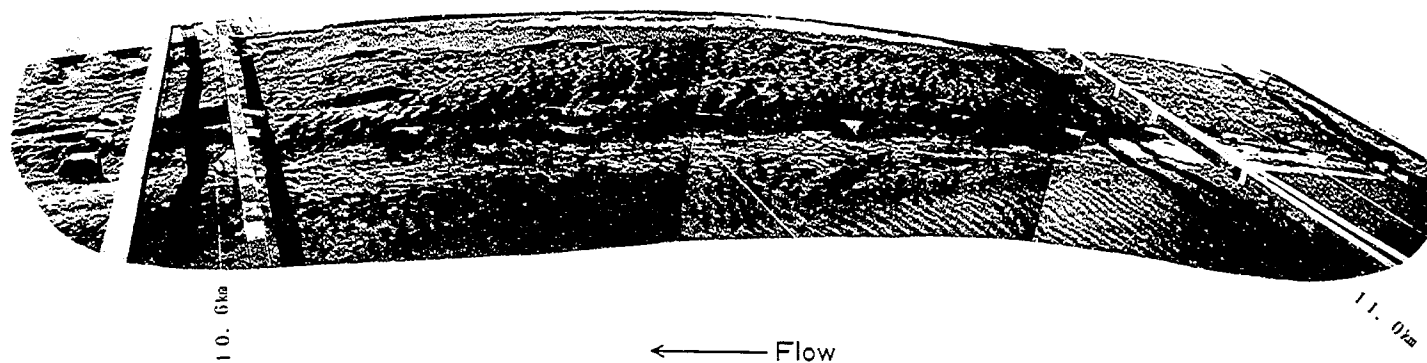


写真-9.14 10.2-10.4km区間のベーン工の内岸側における洗掘状況（ケースIV-3-2）

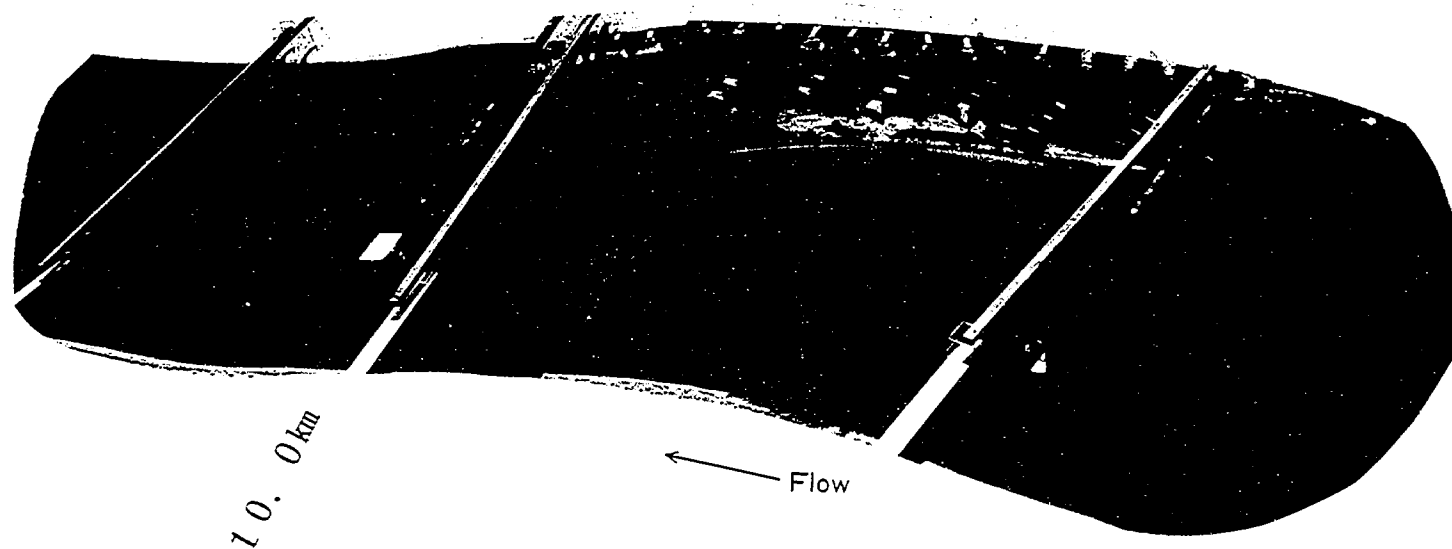


写真-9.15 9.6-10.8km区間のベーン工の内岸側における洗掘状況（ケースIV-3-2）

阿賀野川中流部
河道模型実験報告書〔Ⅰ〕

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第3307号
平成6年9月(1994)
建設省土木研究所

河川部	河川管理総括研究官	山本	晃一		
河川研究室	室長	宇多	高明	研 究 員	佐々木克也*
	主任研究員	藤田	光一	研 究 員	服部 敦治
	研 究 員	坂野	章		平 縮

要 旨 阿賀野川中流部の9.0-22.0km区間は蛇行が激しく、著しい水衝部が形成されている。特に横毀橋付近(13.6km左岸)と阿賀浦橋付近(18.4km左岸)では湾曲部外岸側で局所洗掘が進行し、破堤等の危険性が懸念されている。さらに、沢海床固付近(16.8km)では洪水疎通能力が大幅に不足しているため、床固の改築が必要となっている。これらの問題点を解決するため、上記区間の河道改修計画の立案を目的とする水理模型実験を実施している。本報告書は、一連の検討区間のうち下流区間(9.0-17.0km)を対象として行った水衝部の局所洗掘対策工の水理模型実験結果、および資料調査の検討結果をとりまとめたものである。

キーワード：阿賀野川、水理模型実験、局所洗掘対策、河道計画

*) 現 東北地方建設局青森工事事務所調査第一課係長

郵便はがき

いは50
はって
て切手
下を

305-□□

建設省土木研究所

河川部河川研究室 御中

茨城県つくば市大字旭一番地

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第3307号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印