

I S S N 0386-5878

土木研究所資料第3704号

マイクロフィルム用資料

土木研究所資料

水理模型実験による常願寺川河道計画の検討

平成12年3月

建設省土木研究所
河川部河川研究室

Copyright© (2000) 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。

水理模型実験による常願寺川河道計画の検討

河川研究室	室長(前)	望月達也*
	室長	藤田光一
	主任研究員	坂野章
	研究員	服部敦
	研究員	塚原隆夫**
	研究員	梅野浩一***
	研究員	平館治
		二村貴幸

要 旨

常願寺川河道では、近年は著しい河床低下により、既設の護岸及び水制等河川構造物の根入れが不足し、それらの安全性が低下している。このため河道の変化に応じた効果的な河岸侵食防止工法等の検討が急務となっている。

本報告書は、上記検討のための一資料を得ることを目的として、1/150縮尺の河道模型(移動床)を用いた水理実験による検討結果を取りまとめたものである。

キーワード：常願寺川，河床低下，河岸侵食対策，模型実験，河道計画，水制，縦工，護岸

* : 現 建設省九州地方建設局熊本工事事務所

** : 現 国土庁水資源計画課計画第一係

*** : 現 建設省中国地方建設局太田川工事事務所小瀬川出張所

はじめに

建設省北陸地方建設局富山工事事務所の依頼により、平成8年度から平成11年度まで、急流扇状地河川である常願寺川の河岸処理に関する検討を目的として、縮尺1/150の移動床模型を用いた実験と現地調査結果の分析を行った。

本報告書は、河岸の危険度評価と最適な河岸防止工および配置計画について検討した結果をとりまとめたものであり、前報¹⁾の検討結果と合わせて判断する必要がある。

目次

はじめに

目次	1
図・表・写真目次	3
第1章 序論	7
1-1 本検討の目的	7
1-2 本検討の項目と内容	7
第2章 常願寺川の河道特性	9
2-1 河川および流域の概況	9
2-2 水文特性	10
2-3 河道特性	11
第3章 模型実験のための基礎知識	36
3-1 河床形態	36
3-2 相似則	36
3-3 模型実験の時間縮尺の考え方	38
第4章 模型および実験の概要	41
4-1 実験施設と実験方法	41
4-2 実験ケース	42
第5章 模型の検証	51
5-1 検証1	51
5-2 検証2	51
5-3 検証実験のまとめ	52
第6章 実験結果とその考察	61
6-1 砂州の移動特性と河岸侵食特性	61
6-1-1 流量と流し方（定流または不定流）による影響	61
6-1-2 常水路護岸の有無による影響	62
6-1-3 断面形による影響	64
6-2 河岸の危険度評価と対策工法	65
6-2-1 河岸の危険度評価	65
6-2-2 対策工法	67

6-3	下流区間の水衝位置の検討	71
6-4	長期的な河道変化特性	71
6-4-1	既設河岸対策工を設置した現況河道の場合	72
6-4-2	現況河道に最終河岸対策工を設置した場合	73
6-4-3	上滝第2床固め設置の効果	74
第7章	まとめ	141
	あとがき	143
	参考文献	144

図・表・写真目次

図 2.1	流域図	14
図 2.2	河床および水位縦断面図	15
図 2.3	地形および地質平面図	16
図 2.4	河道変遷図	17
図 2.5	年降水量	18
図 2.6	最高水位の発生時期	18
図 2.7	年最大流量の経緯	19
図 2.8	河床縦断面図	20
図 2.9	セグメント別の河床材料の経年変化	21
図 2.10	断面別の平均および最深河床高の経年変化	22
図 2.11	断面別の高低差の経年変化	25
図 2.12	流路変遷図	29
図 2.13	昭和 44 年洪水による河床変動	33
図 2.14	昭和 44 年洪水による平均および最深河床の変動量	34
表 2.1	年流量状況	35
表 2.2	年最大流量	35
図 3.1	砂州の形態区分	40
表 3.1	河床波の特徴と定義	40
図 4.1	セグメント別の河床材料（昭和 39 年～平成元年の平均）	45
図 4.2	河道模型概要図	46
図 4.3	昭和 44 年洪水ハイドログラフ	47
図 4.4	実験河床材料	48
図 4.5	水制工位置平面図	49
表 4.1	実験ケース一覧	50
図 5.1	水位および河床縦断面図	53
図 5.2	昭和 44 年洪水による河床変動量縦断面図（現地）	54
図 5.3	昭和 44 年洪水による河床変動量縦断面図（検証 1）	55
図 5.4	水位および河床縦断面図	56
図 5.5	昭和 44 年洪水による河床変動量縦断面図（検証 2）	57
写真 5.1	現地洪水前状況（昭和 43 年 11 月 2 日撮影）	59
写真 5.2	現地洪水後状況（昭和 45 年 11 月 12 日撮影）	59
写真 5.3	模型通水後状況（検証 2）	59
図 6.1	砂州の走時曲線（検証 2）	76
図 6.2	砂州の走時曲線（ケース 8-1）	76
図 6.3	砂州の走時曲線（ケース 8-2）	76

図 6.4(1) 河岸侵食縦断状況 (左岸、ケース 8-1)	77
図 6.4(2) 河岸侵食縦断状況 (右岸、ケース 8-1)	77
図 6.5(1) 河岸侵食縦断状況 (左岸、ケース 8-2)	78
図 6.5(2) 河岸侵食縦断状況 (右岸、ケース 8-2)	78
図 6.6 砂州の走時曲線 (ケース 8-3)	79
図 6.7 河床変動平面図 (護岸無、ケース 8-2)	80
図 6.8 河床変動平面図 (護岸有、ケース 8-3)	81
図 6.9(1) 河床横断変化図 (ケース 8-2)	82
図 6.9(2) 河床横断変化図 (ケース 8-2)	83
図 6.9(3) 河床横断変化図 (ケース 8-2)	84
図 6.10(1) 河床横断変化図 (ケース 8-3)	85
図 6.10(2) 河床横断変化図 (ケース 8-3)	86
図 6.10(3) 河床横断変化図 (ケース 8-3)	87
図 6.11 対策工平面図 (ケース 9-2)	88
図 6.12 対策工平面図 (ケース 9-3)	89
図 6.13 対策工平面図 (ケース 9-4)	90
図 6.14 対策工平面図 (ケース 9-5)	91
図 6.15 対策工平面図 (ケース 9-6, 9-7)	92
図 6.16 検討対象対策工の位置図	93
図 6.17 水制先端の洗掘深の経時変化 (本水制と根固め水制の比較)	94
図 6.18 水制先端の洗掘深の経時変化 (ケース 9-5、 $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ 定流)	95
図 6.19 水制先端の洗掘深の経時変化 (ケース 9-6、 $Q=4,600\text{m}^3/\text{s}$ 定流)	96
図 6.20 水制先端の洗掘深の経時変化 (ケース 9-7、 $Q=4,600\text{m}^3/\text{s}$ 不定流)	97
図 6.21 縦工前面の洗掘深の経時変化 (ケース 9-5, 9-6, 9-7)	98
図 6.22(1) 河岸沿い流速の縦断分布 (ケース 10-1、 $Q=1,700\text{m}^3/\text{s}$ 定流)	99
図 6.22(2) 河岸沿い流速の縦断分布 (ケース 10-2、 $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ 定流)	100
図 6.22(3) 河岸沿い流速の縦断分布 (ケース 10-3) $Q=4,600\text{m}^3/\text{s}$ 不定流)	101
図 6.23 洗掘堆積平面図 (ケース 10-1、10-2、10-3)	102
図 6.24 供給土砂量の相違による平均および最深河床高の時間変化 (ケース 10-4, 10-5 とケース 10-6~8) ...	103
図 6.25(1) 河床変動高 ΔH の縦断分布 (ケース 10-4, 10-5)	104
図 6.25(2) 河床変動高 ΔH の縦断分布 (ケース 10-6~8)	104
図 6.26 河床横断形の経時変化 (ケース 10-6~8、供給土砂無)	105
図 6.27 河床材料粒径 (d_{60} 、 d_{90}) の空間分布 (ケース 10-6、10-8)	106
図 6.28 既設対策工と最終対策工での平均および最深河床高の時間変化 (ケース 10-6~8 とケース 11-1~3) ·	107
図 6.29(1) 既設対策工と最終対策工での河床横断比較図 (8.0km 断面、ケース 10-6~8 とケース 11-1~3) ...	108
図 6.29(2) 既設対策工と最終対策工での河床横断比較図 (10.0km 断面、ケース 10-6~8 とケース 11-1~3) ·	109

図 6.29(3) 既設対策工と最終対策工での河床横断比較図 (12.0km 断面、ケース 10-6～8 とケース 11-1～3) ・	110
図 6.29(4) 既設対策工と最終対策工での河床横断比較図 (14.0km 断面、ケース 10-6～8 とケース 11-1～3) ・	111
図 6.29(5) 既設対策工と最終対策工での河床横断比較図 (16.0km 断面、ケース 10-6～8 とケース 11-1～3) ・	112
図 6.29(6) 既設対策工と最終対策工での河床横断比較図 (17.1km 断面、ケース 10-6～8 とケース 11-1～3) ・	113
図 6.29(7) 既設対策工と最終対策工での河床横断比較図 (17.7km 断面、ケース 10-6～8 とケース 11-1～3) ・	114
図 6.30 河床材料粒径 (d_{60} 、 d_{90}) の空間分布 (ケース 11-1、11-3)	115
図 6.31 上滝第 2 床固設置状況	116
図 6.32 横断形の比較 (上滝第 2 床固増設のケースと既設上滝床固のケース)	116
図 6.33 河床変動の経時変化 (上滝第 2 床固増設)	117
表 6.1 通水時間を求めるための流砂量計算結果	118
表 6.2(1) 河岸危険度ランク表 (左岸)	119
表 6.2(2) 河岸危険度ランク表 (右岸)	120
表 6.3 対策工検討実験ケースおよび結果概要	121
写真 6.1 通水後河床状況 (ケース 8-1、初期河床凹凸)	123
写真 6.2 通水後河床状況 (ケース 9-1、初期河床平坦)	123
写真 6.3(1) 水制周辺の洗掘状況 (本水制、ケース 9-2)	125
写真 6.3(2) 水制周辺の洗掘状況 (根固め水制、ケース 9-3)	126
写真 6.4 縦工周辺の洗掘状況 (ケース 9-6、 $Q=4,600\text{m}^3/\text{s}$ 定流)	127
写真 6.5(1) 通水後の河床状況 (ケース 9-2～4)	129
写真 6.5(2) 通水後の河床状況 (ケース 9-5～7)	131
写真 6.6 通水後河床状況 (供給土砂量多い場合、供給土砂量無の場合)	133
写真 6.7 河床材料調査位置図	135
写真 6.8 通水後河床状況 (最終対策工、ケース 11-2、11-3)	137
写真 6.9 河床状況の経時変化 (ケース 11-1～3)	139
写真 6.10 上滝第 2 床固設置状況	140

第1章 序論

1-1 本検討の目的

近年急流河川では、河床掘削や上流域からの流出土砂量の減少等によって河床低下傾向が大きく、これによって、既設護岸等の根入れ不足や河川構造物の安全性が低下している。また河床低下によって、滞筋および寄り州の固定化が進み河道が自然に複断面化している。常願寺川も上記に関する代表的な河川であって、近年河床低下、特に最深部の低下が著しい。このような河道の状況変化に対応した効果的な護岸の補強工法や河岸侵食対策工法等の検討が急務となっている。本報告書は、常願寺川の河道模型を用いた水理実験により、これらについての検討結果を整理したものである。

1-2 本検討の項目と内容

常願寺川における河岸処理工法の検討に当たっては、模型実験を行うだけでなく現地の河道特性として上流から下流まで一貫した河道情報の分析を行った上で実験結果を解釈する必要がある。以下にその検討項目と内容についての概要を示す。

(1) 河道特性調査

従来から多くの河川で種々の調査が実施されており、これら膨大な調査資料を有機的に結びつけ河川の種々の特性について共通認識を作り出すには、それらの調査資料の種類や記述方式等についてある程度の共通化を図る必要がある。山本²⁾はこれを“河道特性調査”と呼び、これを河川の上流から下流まで行うことによって、その河川の全体像が浮かび上がり、上・下流一貫した河道計画、治水計画、河川環境管理計画、河川総合計画等の立案に役立つと考えた。その河道特性の主な調査内容は以下の通りである。

①河川および流域の概況

流域面積、地形、地質、地形発達史 河道変遷史、流域の土地利用の変遷、河川利用状況

②水文特性

洪水の特性、流出特性、流量と水位、出水記録、被災記録

③洪水時の営力と河道

河床材料、低水路幅、高水敷幅、河床勾配と河床高、洪水時の河道特性量、河道特性量から見た河道のセグメント区分

④河道の平面形

低水路の平面形状と砂州の関係、河岸侵食位置、洪水時流況と平面形（空中写真）

⑤各セグメントの流砂形態と河床変動形態

各セグメントの流砂形態、縦断形変動形態、土砂収支、河床変化の方向

上記の河道特性に関しては前報¹⁾で詳細に調査記述しているため、本報告ではデータを追加し主要な点について再整理した。

(2) 水理模型実験

模型実験は、実物において起こった現象あるいは起こりうる現象を知り、予知するために行うものである。洪水時の常願寺川では、砂州の形成やそれに伴った複雑な流れを示すことが予想されるため、数値モデルによる解析だけでそれらの現象を解明することは困難であると考えられる。また現地の河床材料が大きいため、かなり小縮尺の模型でも現象の再現性は充分であるということ等から、水理模型実験による検討を行うこととした。

河岸侵食を考えるに当たっては、まず特に関係の深い“砂州”の性状を把握することが重要であり、水理量との関係や砂州の形成位置の時間的および場所的な変動等について十分に解明することが必要である。したがって砂州の形成にとって支配的な水理量を検討し、模型上に現れる現象が現地河道と相似になっているかを確認することが先決である。この検討の後、場所に応じた対策工（水制、縦工）の配置諸元等の河岸侵食防止工法に関する検討を行った。

第2章 常願寺川の河道特性

2-1 河川および流域の概況

(1) 河川の概況

常願寺川は、図 2.1 に示すように北アルプス北ノ俣岳（標高 2,661m）に源を発し、急峻な山岳地帯を流れ下り、富山市街地の東側を貫流して富山湾に注ぐ、流路 56km 延長、流域面積 368 km² の一級河川である。河床勾配（計画高水位勾配）は、図 2.2 に示すように河口付近で 1/477、7.0km 付近で 1/142、8.5km 付近より上流では 1/90～1/60 と勾配が急になる。流域については、南東側で立山山系を介して黒部川の大峡谷と接し、南西側は北ノ俣岳を基点とする山脈によって神通川と水系を分け、北は、立山から西に連なる大日岳および早乙女岳の分水嶺が早月川、上市川および白岩川と境界をなしている。この川の特徴は、我が国有数の急流荒廃河川であり、上流から流出した土砂が扇状地河道部に堆積し天井川を形成しているとともに、河床の縦断勾配が著しく急なことである。したがってこの川は、いったん破堤すれば洪水による被害は甚大であるため、治水対策は極めて重要であると言える。

(2) 流域の地形、地質

第 4 紀において常願寺川は、隆起沈降、断層などの地殻変動、気候変動等の影響を受けつつ流路を変更し、海岸に接したところではもっぱら扇状地と三角州を形成し、現在に至っている。水源より河口までわずかに 56km、平均河床勾配 1/66 で流下する常願寺川の流域は図 2.3 のように山地が流域のほとんどを占めている。

河口より 18km の上滝地点を境に河状は一変する。これより下流では沖積層の扇状地が開けているが、ここより上流では兩岸が急に狭まり、集落は河岸段丘のわずかな平野部に散在する。25km 地点で左支川の小口川（流域面積 37.3 km²）を合流し、その直上流 26.0km で更に左支川和田川（流域面積 104.3 km²）を合流する。26.0km 地点から瀬戸蔵地先までは狭窄部であり、32.0km 地点で右支川称名川（流域面積 48.2 km²）を合流する。

河口から約 40km 地点（真川と湯川との分岐点）までは崩壊地が比較的少なく、それより上流では急勾配である（湯川は平均河床勾配が 1/7 と最も急勾配）。このような変化点の生じる原因は、水源部が硫化作用で変質している箇所が多く、非常にもろく大崩壊を起こしやすい立山カルデラであることが挙げられ、さらに下流に運ばれやすい火山の破砕物や崩壊堆積物が多量に存在していることが考えられる。特に、安政 5 年（1858 年）の大鷲、小鷲崩れの際に生じた約 4 億 m³ の崩壊土砂は、100 年以上経過した現在なお 2 億 m³ が残っており、大雨時には大量の土石が今後も流出すると判断されている。

(3) 河道変遷

常願寺川の扇状地では、流路が洪水のたびに流路が変わり最終的には図 2.4 に示すように下流水桶町地先の柴草・中村を経て、北陸線鉄橋付近で白岩川に合流する位置で安定した。しかし、明治 24 年の大洪水による被害を踏まえて、オランダ人技師ヨハンネス・デレーケの計画立案により、白石川と分離する改修工事が進められた。これによって柴草地先から新河道を開削して、直接富山湾に流入するようになった。大正年代に入って築堤により河道が固定されてからは、膨

大な流出土砂のために河床上昇し、これと堤防嵩上げの繰り返しによって天井川へと変化した。しかし昭和 30 年代以降は河床低下が進んでいる。

(4) 河川の利用状況

常願寺川の水は、発電用水、都市用水、かんがい用水に利用され、流域および富山市を含む広い地域に大きな恵みを与えている。発電用水としては、北陸電力により 8 基のダムと 29 箇所の発電所が建設され最大出力 813,330KW の発電が行われている。都市用水としては、富山市と立山町の上水道用水に使用している。富山市の水道は昭和 9 年に発足した当時、その水源を地下水に求めていたが、水需要の増大に対処して、昭和 39 年から常願寺川の表流水を取水している（最大取水量 $1.238\text{m}^3/\text{s}$ ）。かんがい用水として常願寺川の水を利用したのは古く、17 世紀半ばと言われている。当時は常願寺川左岸に 6 つの取水口があったが、大出水のたびに取水口が破壊される等の問題が生じたため、用水の合口化を計画し、昭和 27 年に常願寺川農業水利事業として完成した。現在横江堰堤において最大 $62.21\text{m}^3/\text{s}$ の取水が行われている。

高水敷面積に対する河川利用施設の占有面積の割合は、公園 9 %、グランド 1 %である。河川利用施設は 6 箇所ある。河川利用は上流から立山橋（約 18.1 km、上滝床固直上流）までは自然的利用であるが、8~10km 右岸には整備された常願寺川公園があり、地域の人々が多数訪れている。

2-2 水文特性

(1) 降雨および流出の特性

常願寺川流域の平年の降水量は、図 2.5 に示すように富山（富山市石金）で 2,070mm であるが、標高が高い所ほど多くなり、水源山地の千寿ヶ原では 3,000mm を超える。月別の平均雨量では、日本海側気候の特徴である年間を通してほぼ等しい値を示す。

常願寺川の洪水の原因は、融雪期における出水、梅雨前線による豪雨、台風による豪雨の三つに分けられる。昭和 41 年から昭和 57 年までの年最高水位の発生について月別に整理すると、図 2.6 に示すように、7 月および 8 月に大きな流量が発生する割合が高い。表 2.1 は昭和 37 年から平成 8 年までの流況を、また図 2.7 は年最大流量の経年変化を整理したものである。これより、年平均流量は豊水量とほぼ同程度であり、また平均年最大流量は約 $Q=700\text{m}^3/\text{s}$ である。また計画高水流量 $Q=4,600\text{m}^3/\text{s}$ に対する比流量は、 $Q=12.5\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ であり、流域面積が約 400km^2 級の河川としては極めて大きい。

(2) 洪水歴

近年の年最大流量の上位 10 洪水を表 2.2 に示す。昭和 44 年には、前線の停滞により 8 月 8 日夜より 9 日にかけて断続的に降り続いた雨は 10 日から 11 日未明に次第に強まり、富山県東部は集中豪雨に見舞われた。最大時間雨量は千寿ヶ原で 59mm、総降雨量は 455.2mm、常願寺川の洪水ピーク流量は $2,764\text{m}^3/\text{s}$ （瓶岩）となり、直轄管理区域では近年で一番大きな出水であった。この出水によって全川に渡って護岸根固め工の沈下や流失、水制の破壊等の被害が生じた。さらに立山町岩峠野地先（18.0km 付近右岸側）で約 150m 破堤し、立山町三ッ塚地先（15.1km

右岸側)で約 30m 堤防が決壊した。

2-3 河道特性

(1) セグメント区分

常願寺川扇状地のほぼ扇頂部に当たる上滝地点から下流河道の 18.0km～0km 間は、図 2.8 に示すように、大きくはセグメント 1 とセグメント 2 に分けられるが、詳細に見ると以下の 5 区分となる。

・セグメント 1-1 (15.3km～18.0km)

このセグメントは、上滝床固の直下流部分で、床固上流側より急勾配の区間である。川幅は約 300m で、3～4 列の砂州が形成されている。A' 集団が 10～40cm の粒径、A'' 集団が 2～10cm となっている。C 集団は 50～80cm の粒径でありこれによって表層がアーマ化されている。C 集団粒径の平均年最大流量時の無次元掃流力 τ_* は、約 0.02～0.15 であり、この粒径は平均年最大流量時には移動しない。

・セグメント 1-2 (10.0km～15.3km)

このセグメントは、河床掘削によって複断面化の様相を示しており、現常水路は従前の河床 (1950 年頃の河床) より 3～4m 低く、高水敷上にはグミが繁茂している。川幅は 200～300m、砂州のモードはセグメント 1-1 と同様である。

・セグメント 1-3 (7.1km～10.0km)

このセグメントの川幅は約 300m、平均年最大流量時の川幅水深比が約 250、砂州の列数は 4～6 程度である。高水敷上にはグミの木およびすすきが繁茂し、常水路との高低差は上流のセグメントより小さい。粒径 6.0～1.5cm の集団と 20～10cm の粒径集団が主となるが、マトリックスの砂分も多い。

・セグメント 1-4 (4.8km～7.1km)

このセグメントは河床縦断勾配が上流に比較して急激に緩くなる。河床材料は粒径 6.0～1.5cm の砂利と粗砂が主であり、特に高水敷化した河岸の上部では砂が層状に堆積し、河岸の下部では低水路部と同じ砂利層である。高水敷化した部分には柳やすすきが繁茂し、グミの木は生えなくなる。

・セグメント 2-1 (0km～4.8km)

このセグメントは、砂利から粗砂を河床材料に持つ中間地 (自然堤防帯) に属する。河床縦断勾配がさらに緩くなり、2.0km 付近で河床材料が砂に急変する。4.4km 付近の河床には、沖積粘土および従来埋没していた大木の切り株が見られ、これは明治 25 年以前までは現在の白岩川の方に流れていたことを示すものである。

(2) 河床材料

河床材料の粒度分布について各セグメント毎に整理したものが、図 2.9 である。これより昭和 44 年 8 月洪水が河床材料の粒度分布に大きな影響を与えたことが分かる。セグメント 1-1 (15.3km～18.0km 付近) の洪水前の昭和 39 年と 42 年には $d_{50} \approx 100\text{mm}$ で凸の粒度分布形

状（中間粒径が少ない）を示しているが、洪水後の昭和 45 年には、 $d_{50} \approx 10 \sim 20\text{mm}$ と小さくなり、また粒度分布形は直線に近くなる。平成 5 年の最新データでは洪水前よりもさらに粒径が大きくなり下に凸の分布形状を示す。このような傾向は他のセグメントでもほぼ同様であるが、セグメント 1-3 ではその程度が小さく、反対に下流のセグメント 1-4（4.8km～7.1km 付近）とセグメント 1-5（0km～4.8km 付近）ではその程度が大きい（ d_{50} の最大と最小は約 100 倍もの開きがある）。またセグメント 1-4 では、昭和 44 年洪水直後の昭和 45 年に粒径が最も小さく、上に凸の粒度分布形状を示している。この区間は後述のように勾配の変化点近傍であることより、他の区間よりも土砂が堆積しやすい環境条件を有する。以上のように、河床材料の粒度分布形状とその経年的な変化を把握することによって土砂動態の推測もある程度可能であると言える。

（3）河道の縦断形

図 2.10 は、断面毎の平均河床高と最深河床高の経年変化について整理したものであり、どの断面においても 1950 年付近の時点で平均および最深河床高ともに高い傾向を有している。1950 年以降 1980 年までは年々河床低下が進行し、その低下量は断面によって若干異なるが、30 年間に概ね 2m である。1980 年以降は、平均河床高はいずれの断面でもほぼ一定で安定しているが、最深河床高は断面によって変化傾向が異なり安定していない。

平均河床高と最深河床高の差（以下「高低差」と呼ぶ）に注目してその経年変化について図 2.10 と同様に整理したものが、図 2.11 である。これよりセグメント 1-1（15.3km～18.0km 付近）では 1950 年代のかなり以前から高低差は 2m～4m とほぼ一定状態にあるが、セグメント 1-2（10km～15.3km 付近）では 1970 年近傍を境に高低差が大きく異なる。1970 年以前の高低差は約 2m であったが、それ以降は約 4m～5m の高低差である。セグメント 1-3～1-4（4.8km～10.0km 付近）では、セグメント 1-1 と同様に以前から高低差はほぼ一定状態にあり、但しその値はセグメント 1-1 より小さく約 2m である。セグメント 2-1（0km～4.8km）では、河口部分を除いて近年においても高低差は増加の傾向を続けている。

以上のように、セグメントによって河床高の経年変化の傾向は異なるが、全体的な変化のトレンドに関しては砂利採取等の人工的な営力による影響が大きい。砂利採取量については昭和 24 年から昭和 62 年までは約 30 万 m^3 /年、昭和 63 年以降は約 15 万 m^3 /年であり、現在までの総量は約 1,700 万 m^3 （2m×500m×17000m）であり、この量は平均河床の低下量とほぼ一致しており、平均的な河床低下の主原因は砂利採取であるといえる。

（4）河道平面形

図 2.12 は、明治 43 年以降の地形図、空中写真より流路の変遷を示したものである。流路の形は砂州のモード（砂州の列数）と密接な関係を持つ。一般に川幅 B と水深 h の比 B/h が大きい程列数の多い砂州が形成されるが、河道の湾曲や川幅の広狭、河川構造物等の影響も大きい。常願寺川では概ね 3～4 列の砂州が形成されているが、場所によってこれらの 3～4 列の砂州が統合されて 1 つの大きな砂州になるケースがある。砂州が大きいほど淵の深掘れが大きくなるため、砂州の特性を把握することは工学上重要である。代表的な時期における状況を以下に示す。

・昭和 22 年

この時期では他の時期に比較して、河道全幅にわたって網状的な流路形成が卓越している。その状況は場所によって多少異なる。16.0km～18.0km および 12.0km～13.0km では平水時の流路は 4～5 本に分かれているが、15.5km 左岸および 14.0km 右岸では一つの大きな砂州が見られ砂州の対岸が水衝部になっている。4.8km～10.0km では、9.1km～8.0km で右岸寄りに流路が偏っている他は全体的に河道全幅にわたって網状的な流路が形成されている。0km～4.8km は、概ね 2 列の砂州が形成され、0.6km～1.5km では河道中央に島状の大きな砂州が見られる。

・昭和 35 年

この時期には、人工的要因として昭和 27 年の上滝床固の設置および河道掘削（昭和 24 年以降）さらに築堤（16.4km～ 17.6km および 6.0km～7.5km）による川幅縮小が行われたことによって、流路が大きく変化したと考えられる。

上滝床固直下流付近では、16.6km 付近兩岸、14.0km 右岸、12.0km 左岸で高水敷化が進み、流れは網状から 1 本の直線的に変化した。8.0km～9.1km 付近では流路が河道中央に移動、7.0km 付近では流路の広がりが少なくなっている。また 4.8km から下流の河口までは、複列であったものから単列の波長の長い砂州に変化し、それに伴って水衝部の位置も下流に移動している。

・昭和 53 年

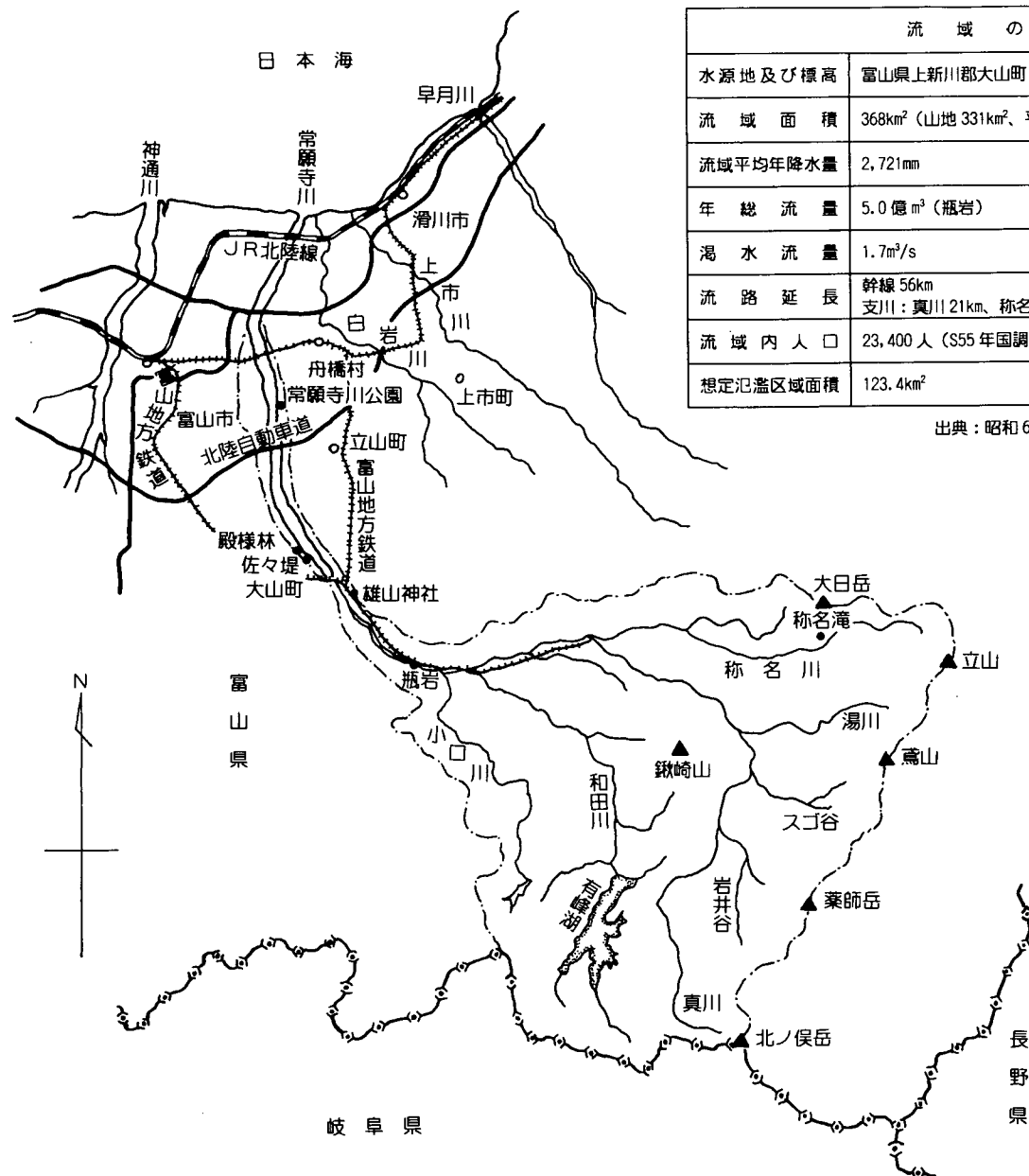
4.8km から上流では 35 年当時よりも流路が網状的になっている。これは河床が平坦化になるように河道掘削を行ったことが主要因と考えられる。4.8km から下流では、昭和 35 年当時よりさらに単列の度合いが大きい。

・昭和 60 年

全体的な部分での砂州の列数は昭和 53 年当時と大きくは変化していないが、流路の蛇行幅が小さく滞筋が固定的となっている。この傾向は、河口に近い部分ほど明確である。

（5）昭和 44 年洪水による河道の変化

昭和 44 年洪水による河床変動について整理したものが、図 2.13、14 である。これによると横江堰堤や本宮堰堤等の砂防ダム群によって、約 700 万 m^3 の大量の流出土砂が捕捉されたことが分かる。また 8km 付近より下流部に約 80 万 m^3 の土砂が堆積したことが分かる。狭い区間で見れば全体に堆積傾向の下流区間でも洗掘箇所があり、反対に洗掘傾向を示す上流区間でも堆積箇所が存在する。これらの河床変動状況は、河床勾配や川幅の変化に伴う掃流力の変化に対応していることが考えられる。8km 付近より下流では多量の土砂が堆積し、平均（堤防間）で約 1m、最深で約 2m それぞれ河床が上昇した。



流域の概要	
水源地及び標高	富山県上新川郡大山町(北ノ俣岳:標高2,661m)
流域面積	368km ² (山地331km ² 、平地19km ² 、水面及び水路面積18km ²)
流域平均年降水量	2,721mm
年総流量	5.0億m ³ (瓶岩)
渇水流量	1.7m ³ /s
流路延長	幹線56km 支川:真川21km、称名川9km、和田川23km、小口川20km 他
流域内人口	23,400人(S55年国調)
想定氾濫区域面積	123.4km ²

出典:昭和61年度河川現況調査、昭和61年流量年表

図 2.1 流域図

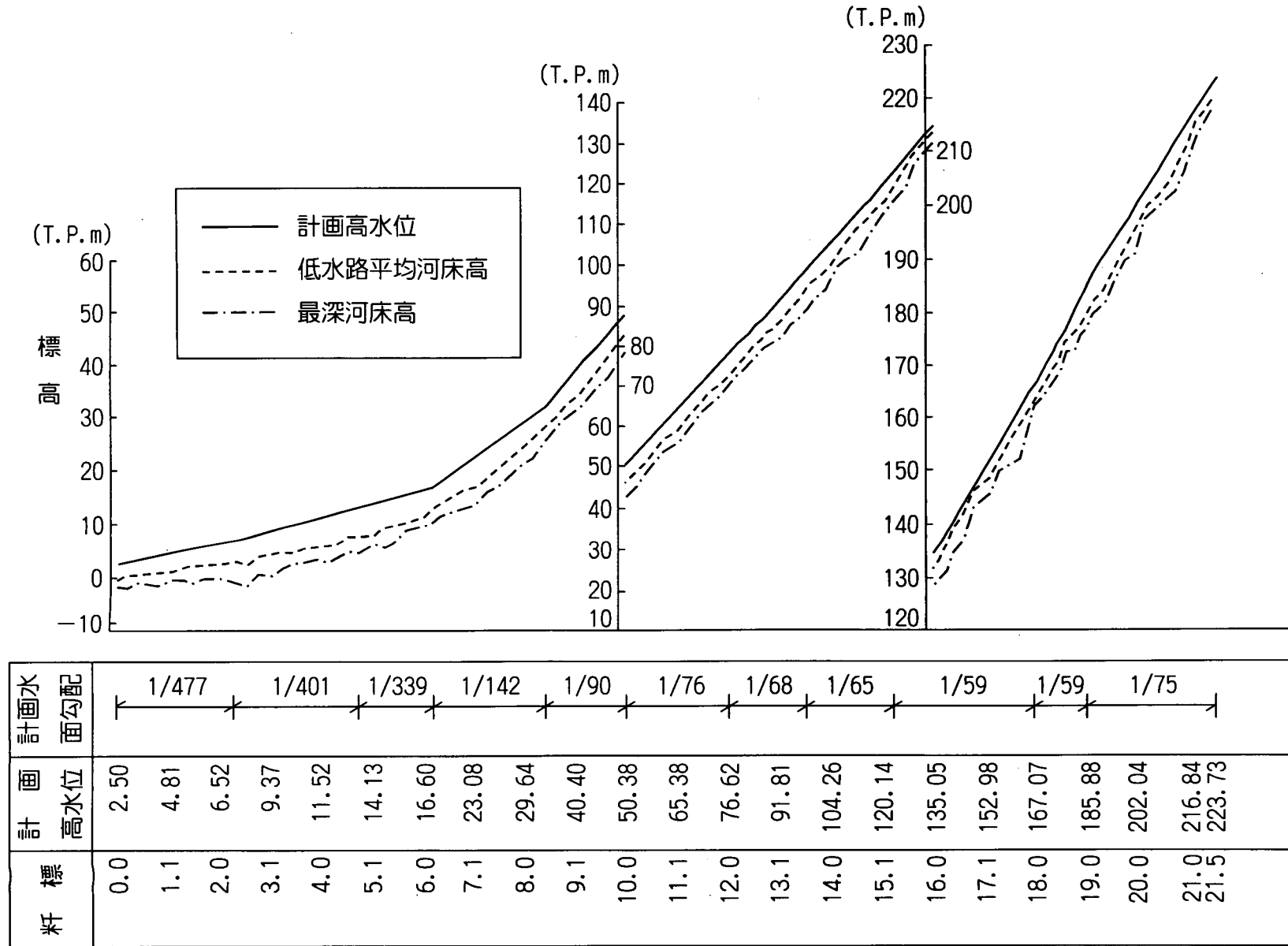


図 2.2 河床および水位縦断面図

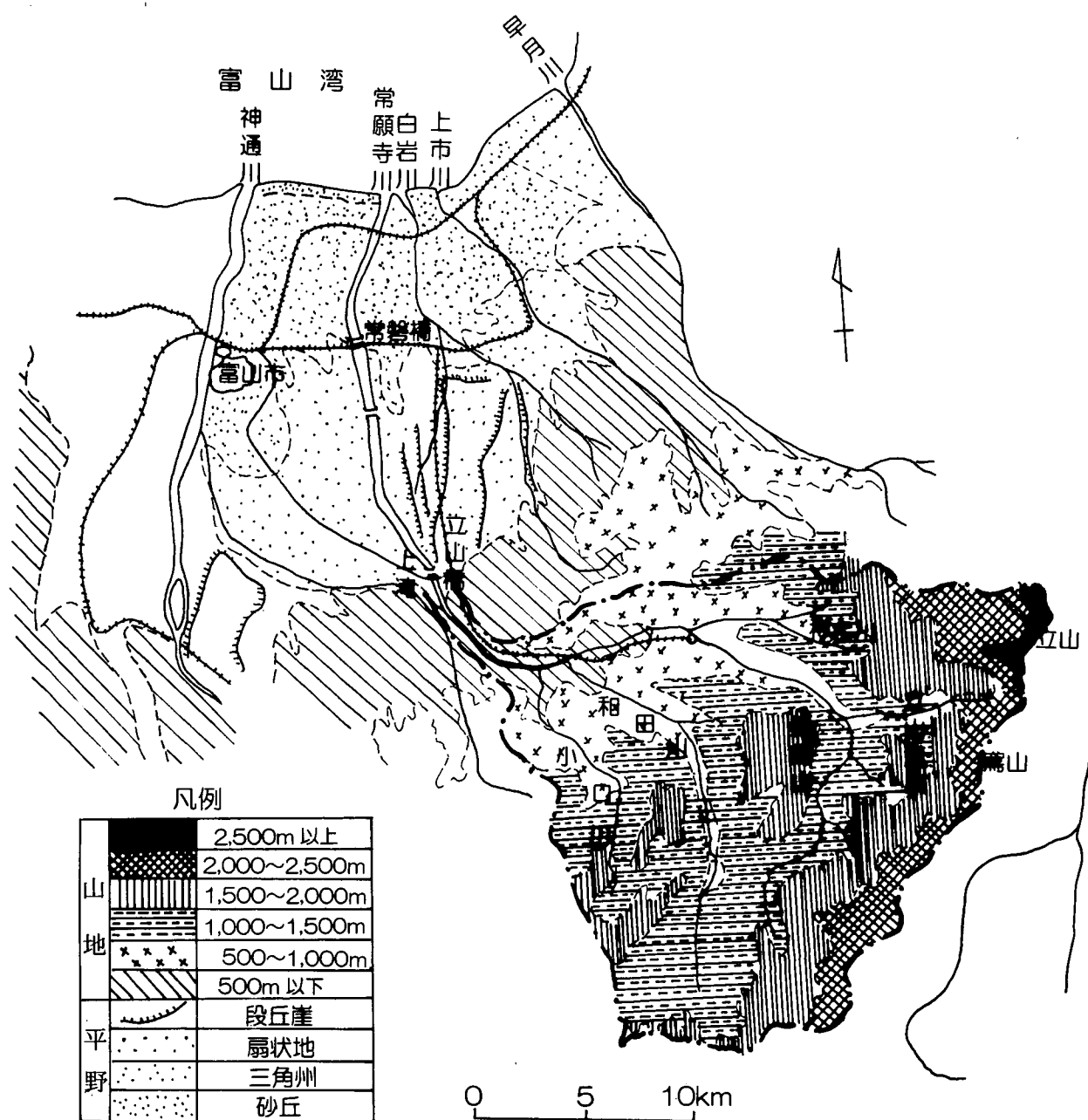
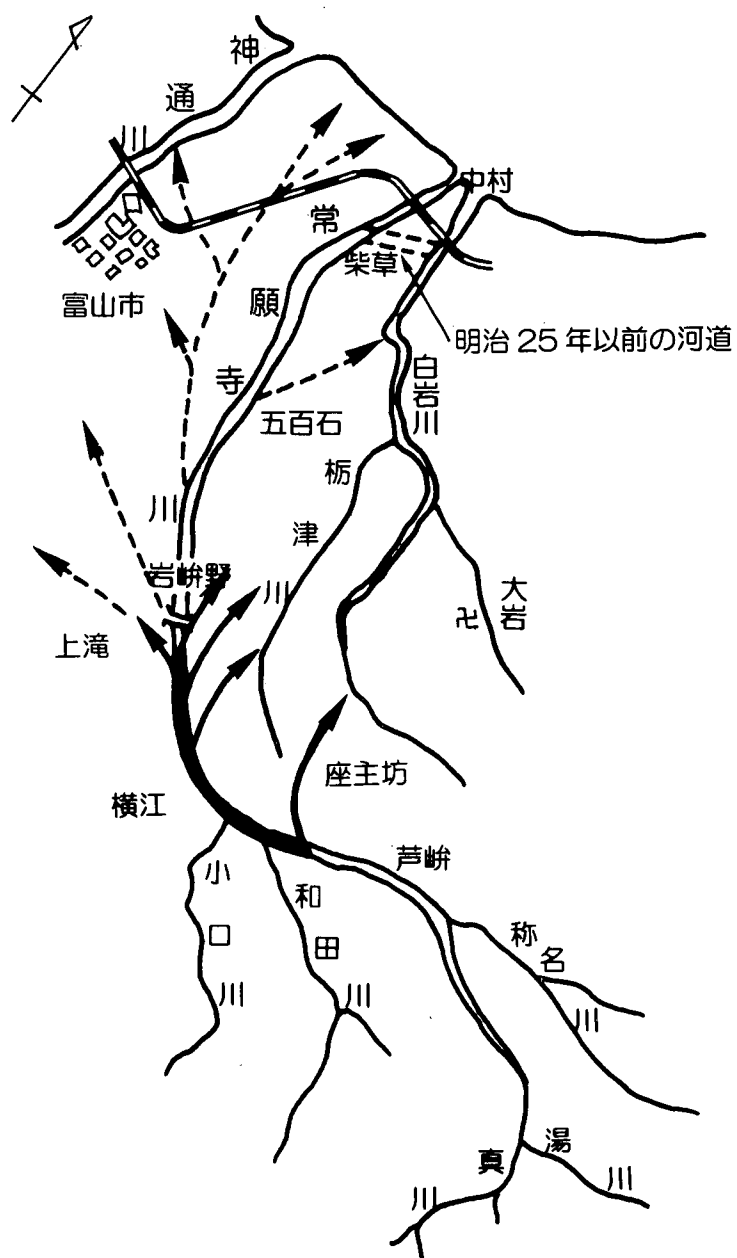


図 2.3 地形および地質平面図



- ① 第一期扇状地形成は、芦峯、座主坊付近を軸としたもの
- ② 第二期扇状地形成は、横江付近を軸としたもの
- ③ 第三期扇状地形成は、第二期扇状地とほぼ同じ箇所を軸としたもの
- ④ 第四期扇状地形成は、岩峯野付近を軸としたもの

図 2.4 河道変遷図

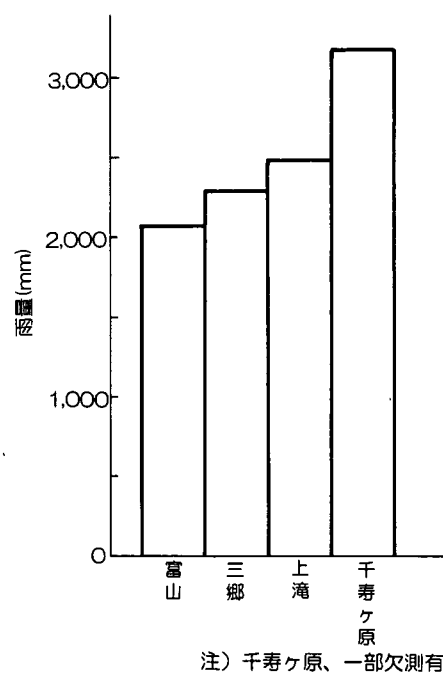


図 2.5 年降水量

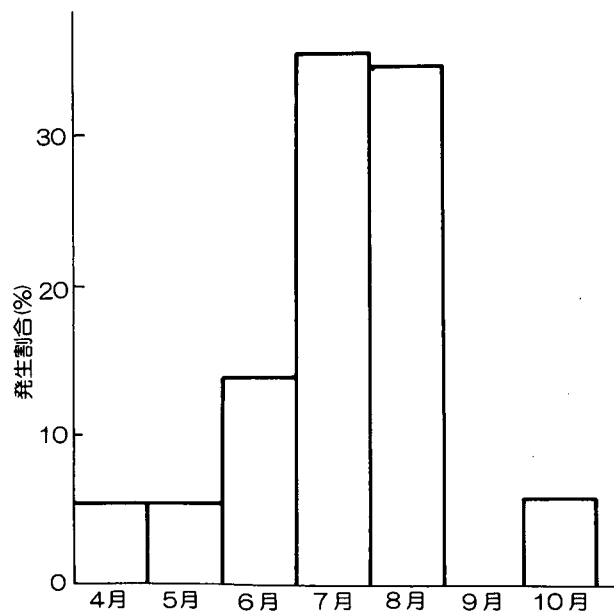


図 2.6 最高水位の発生時期

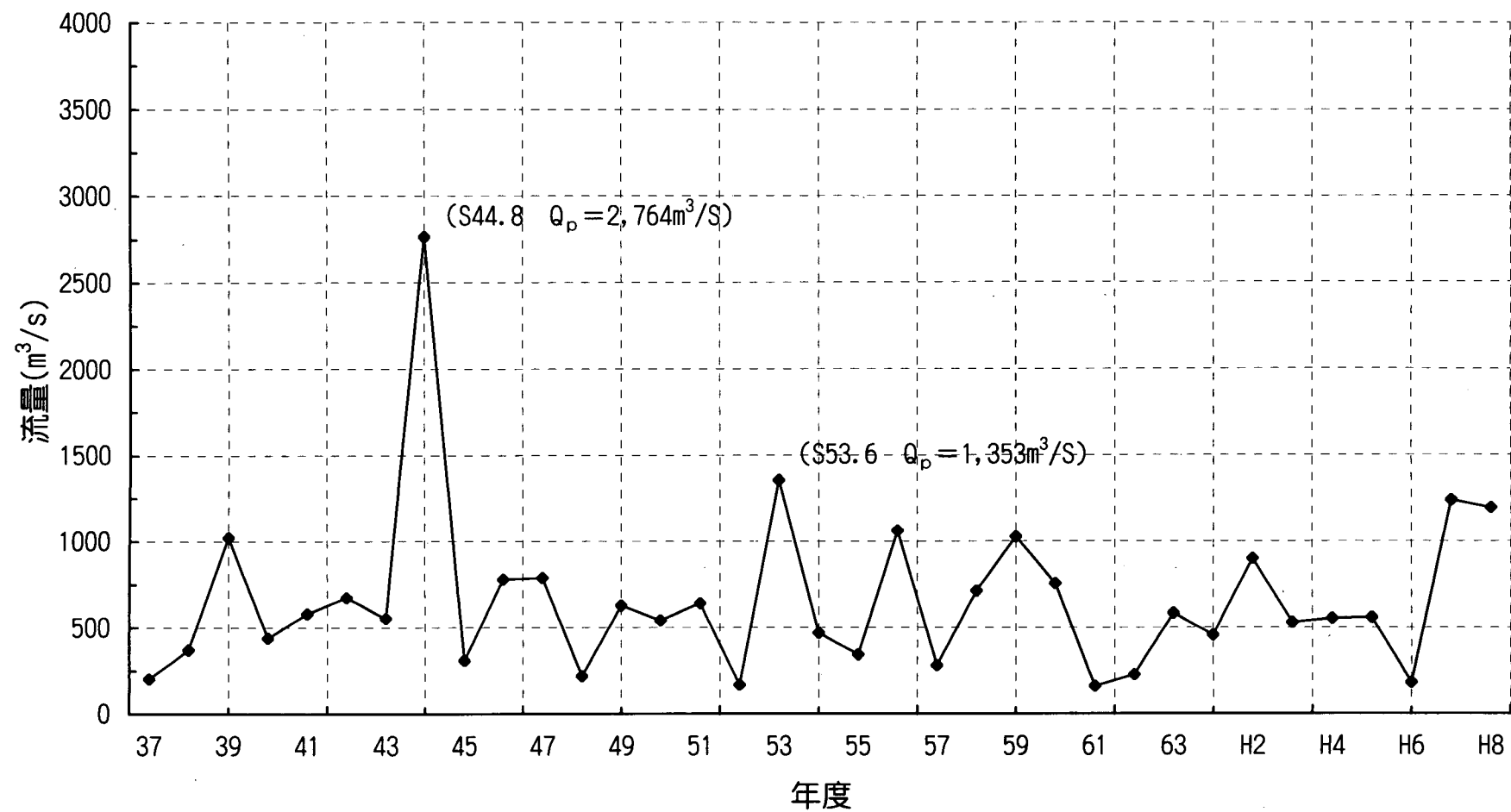


図 2.7 年最大流量の経緯

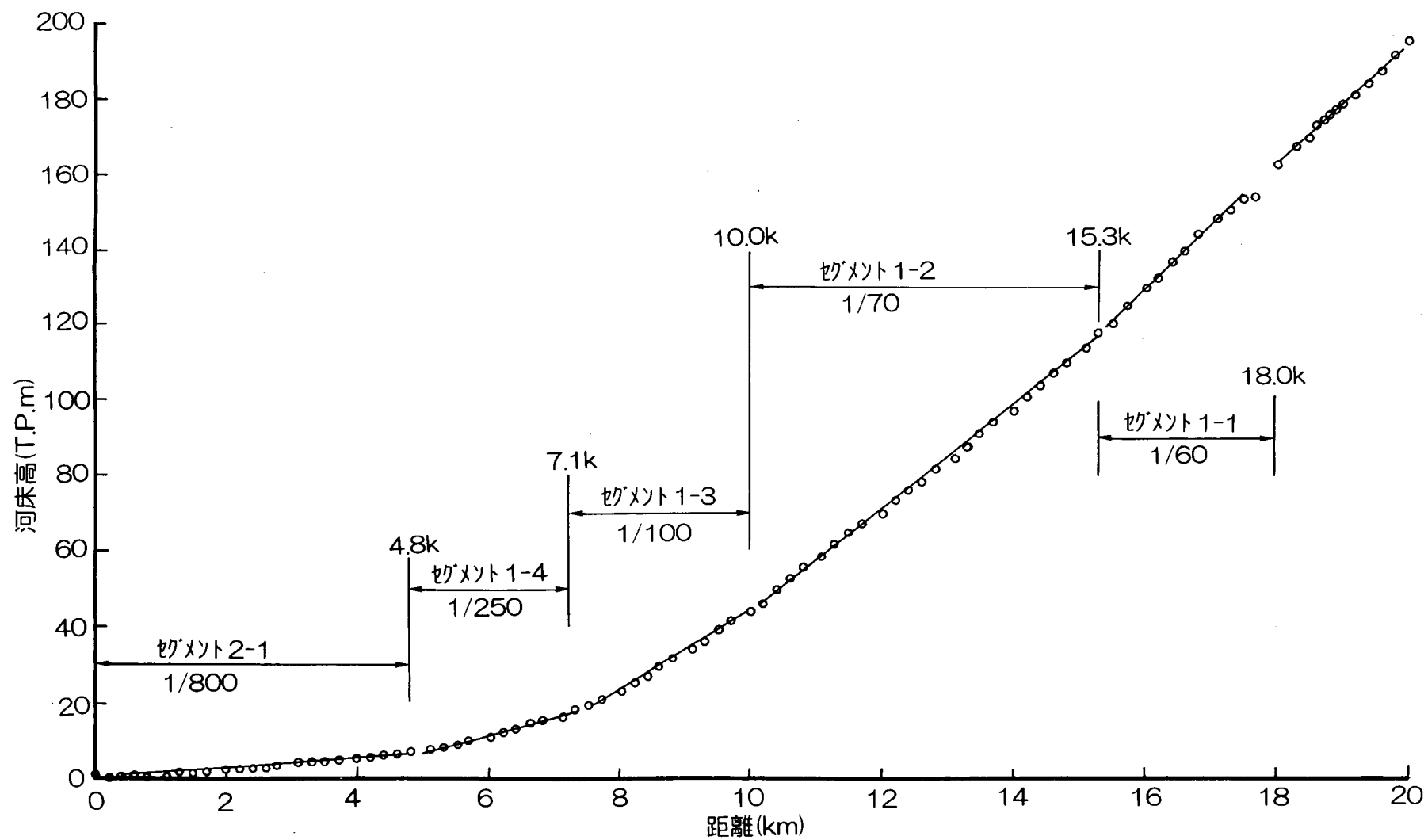


図 2.8 河床縦断面図

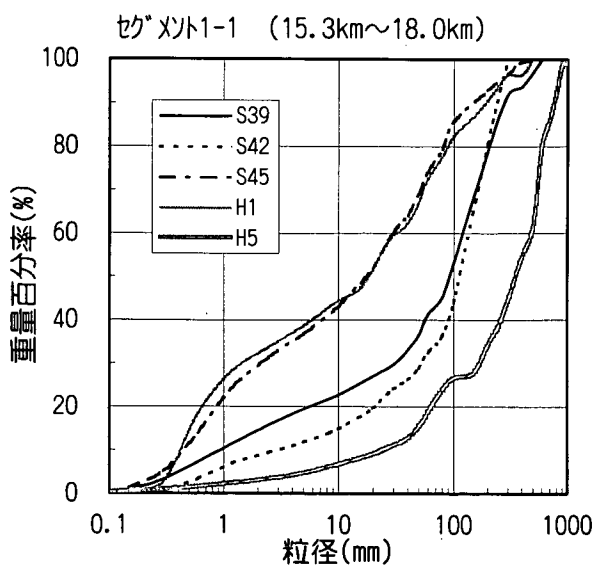
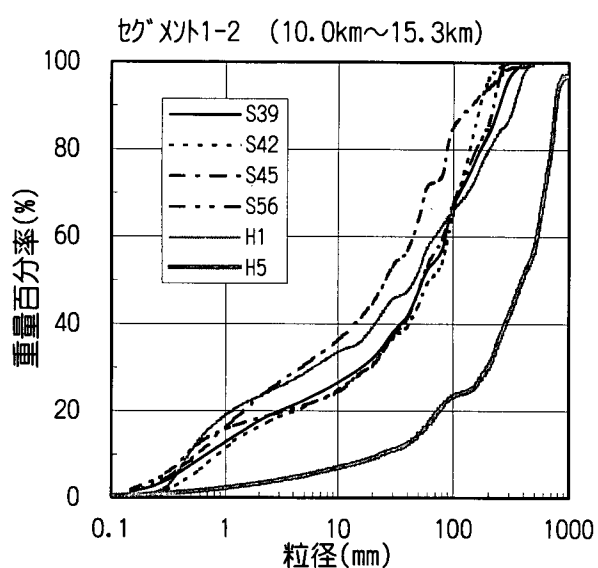
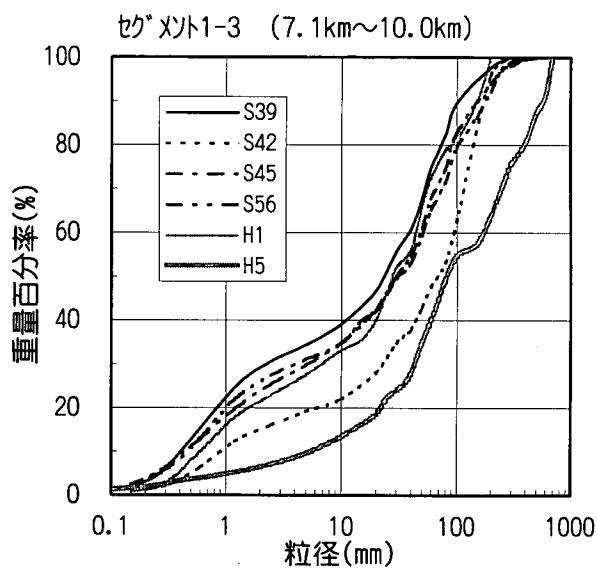
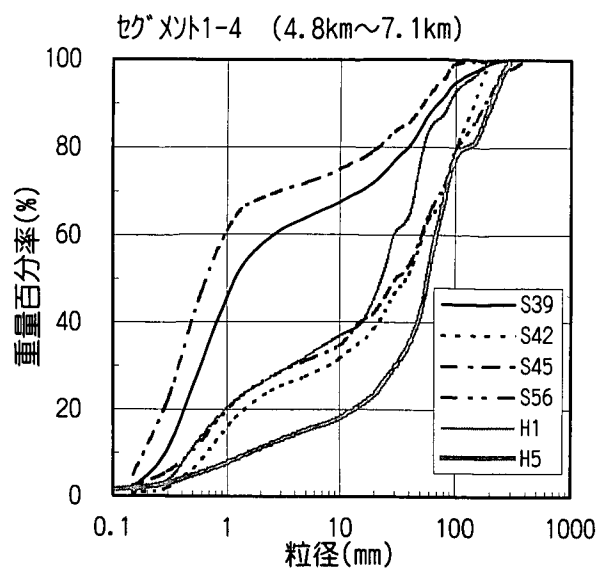
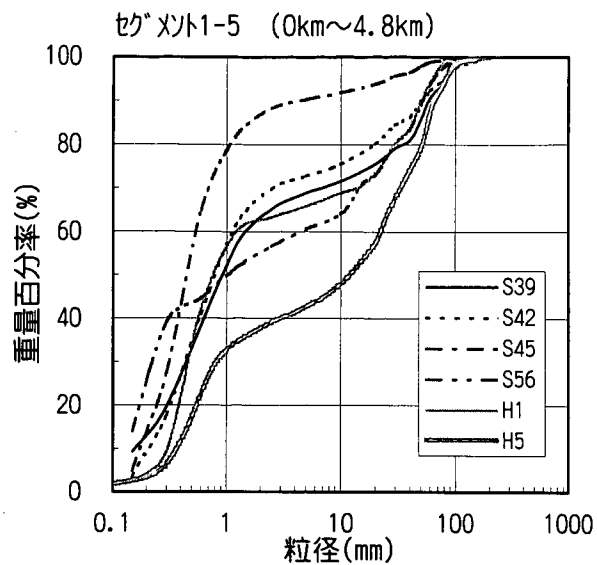


図 2.9 セグメント別の河床材料の経年変化

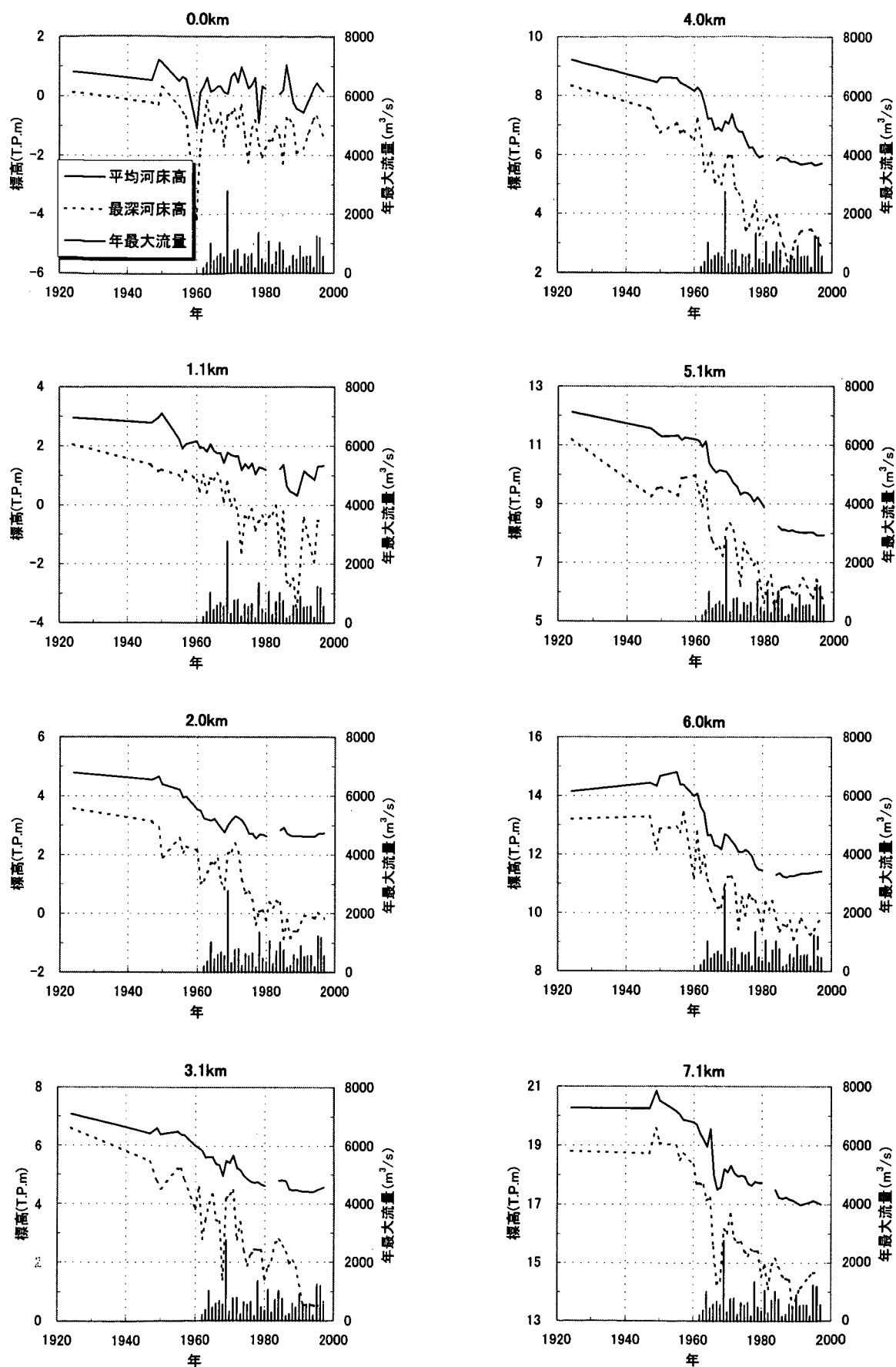


図 2.10(1) 断面別の平均および最深河床高の経年変化

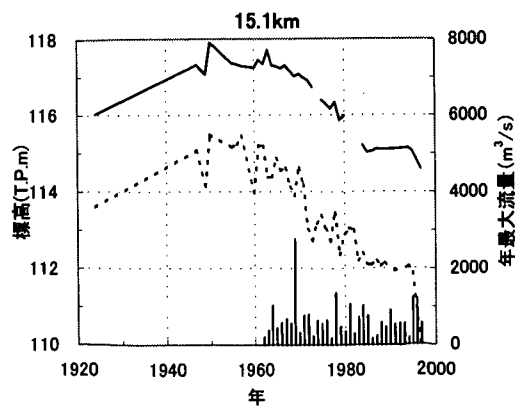
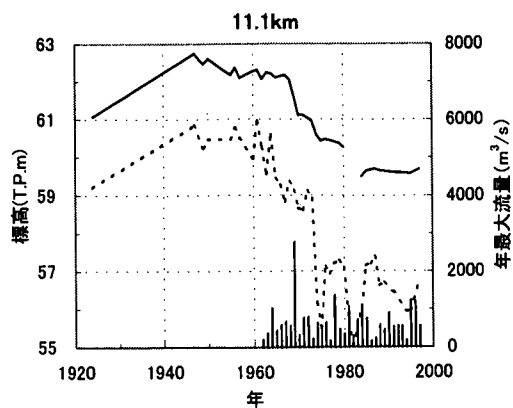
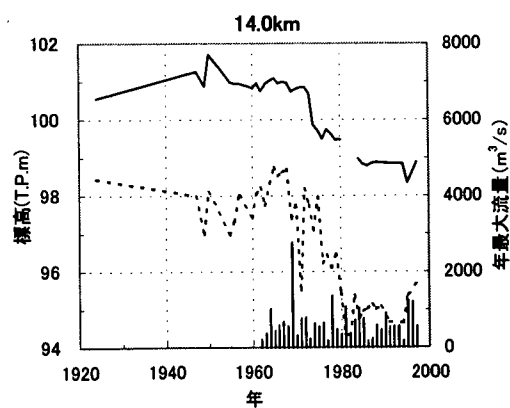
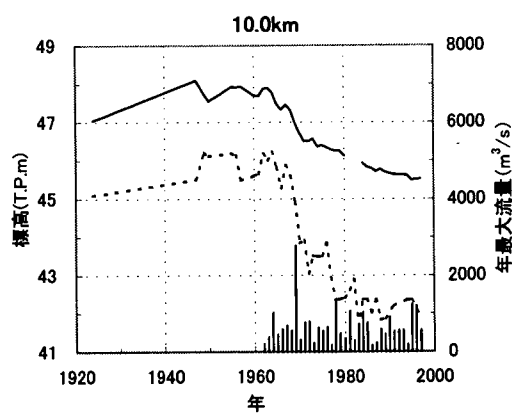
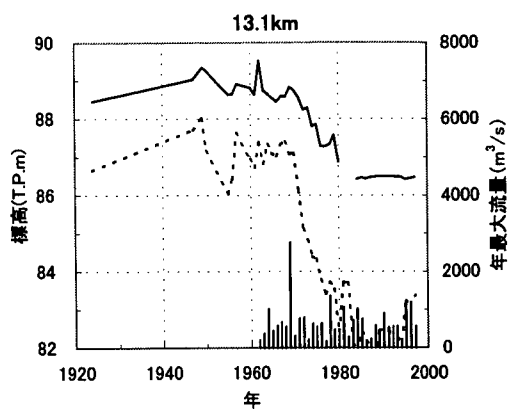
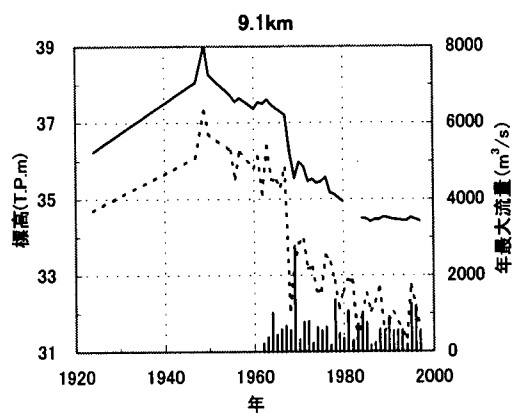
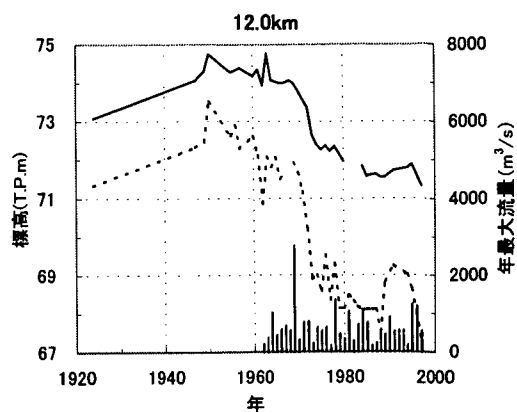
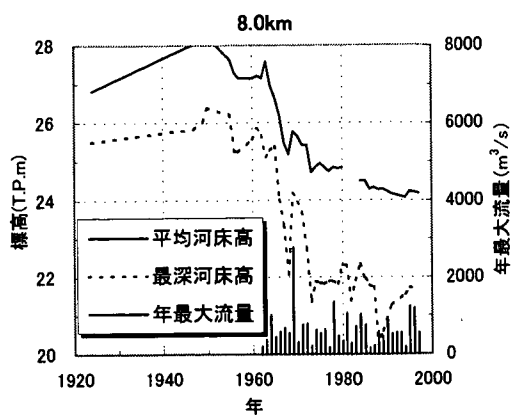


図 2.10(2) 断面別の平均および最深河床高の経年変化

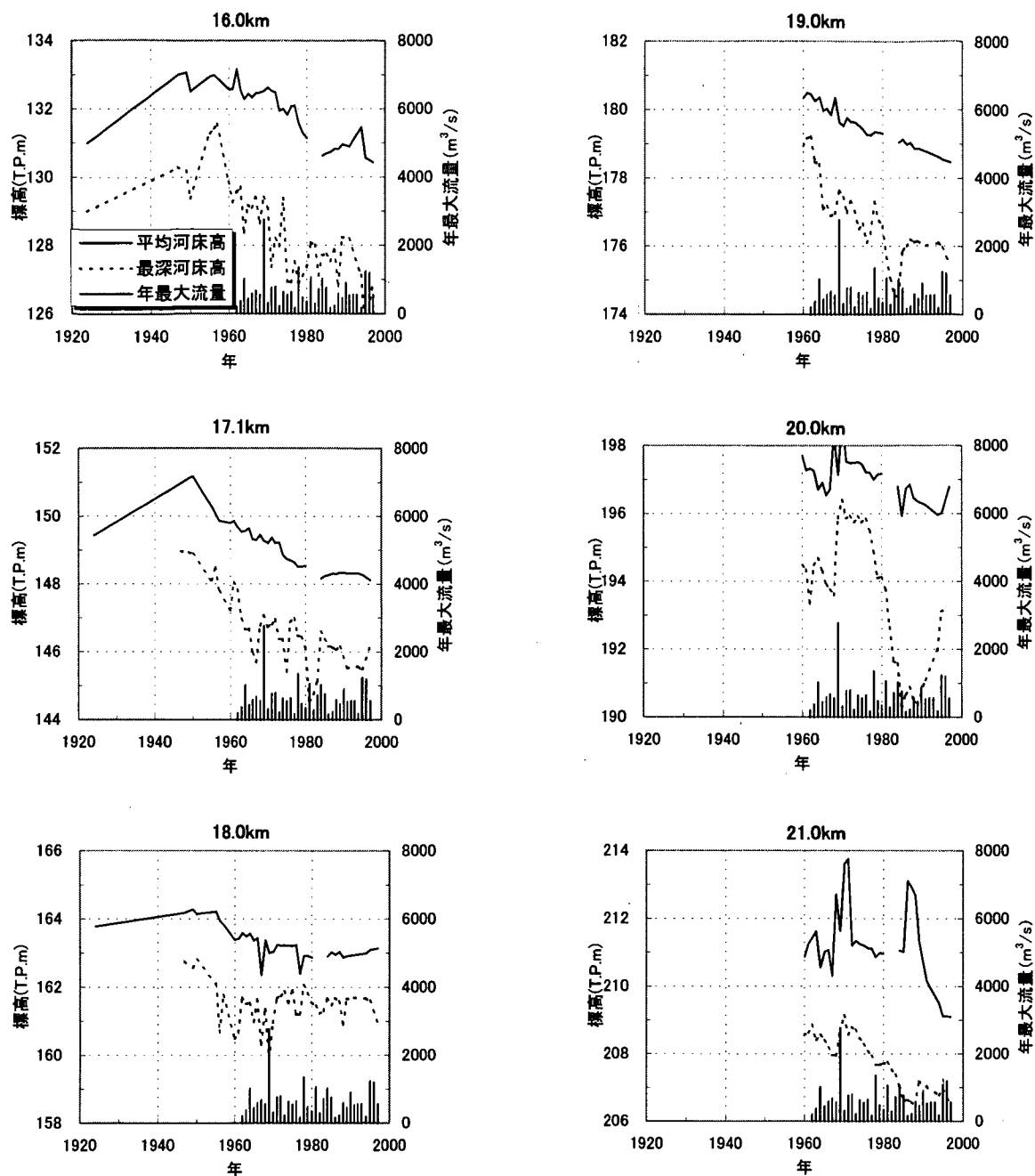


図 2.10(3) 断面別の平均および最深河床高の経年変化

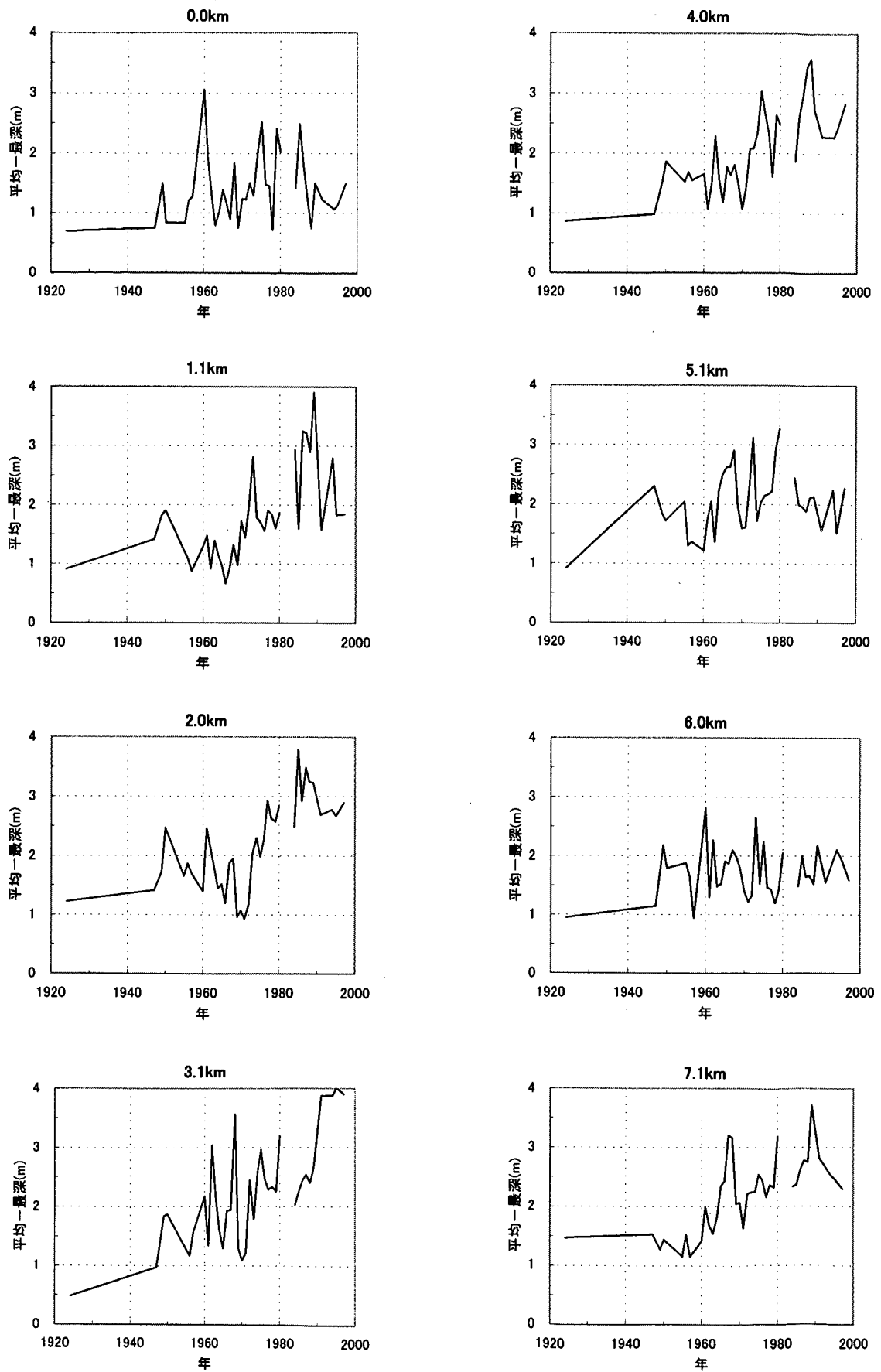


図 2.11(1) 断面別の高低差の経年変化

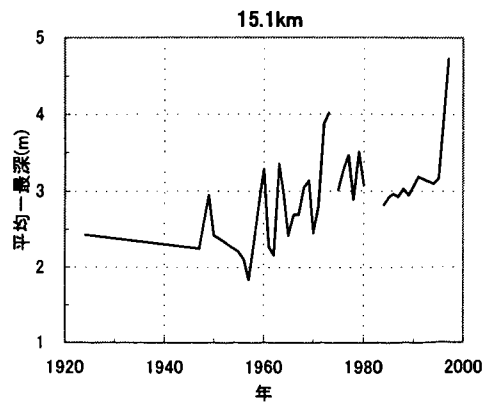
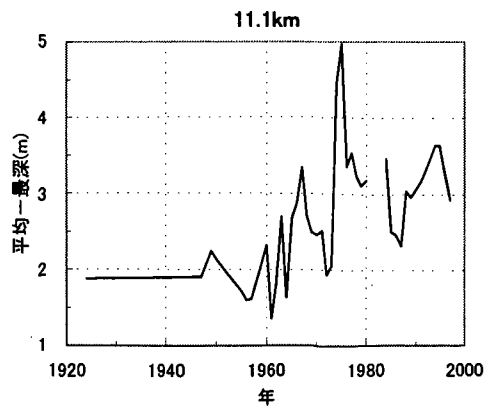
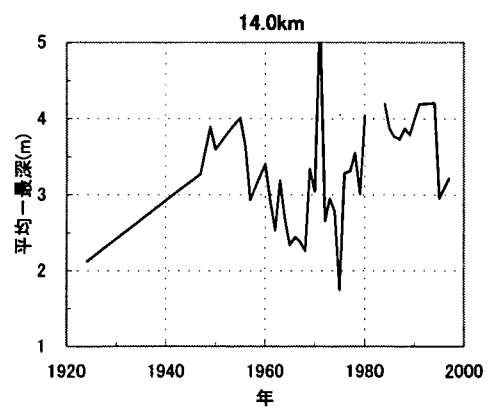
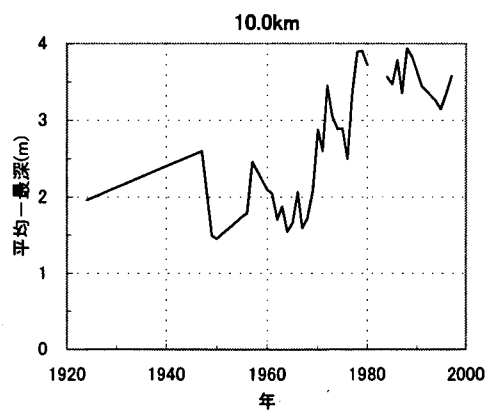
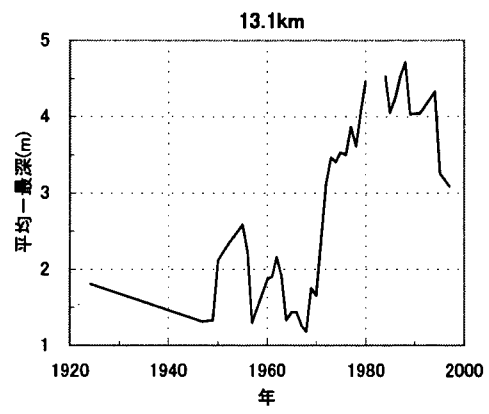
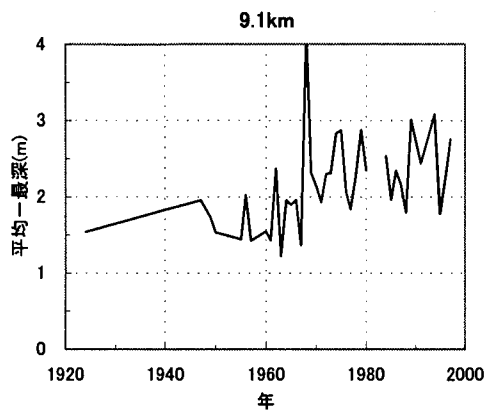
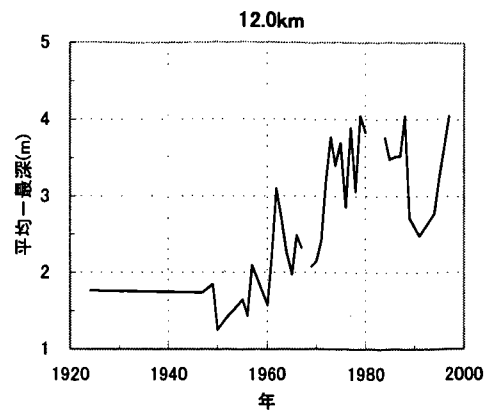
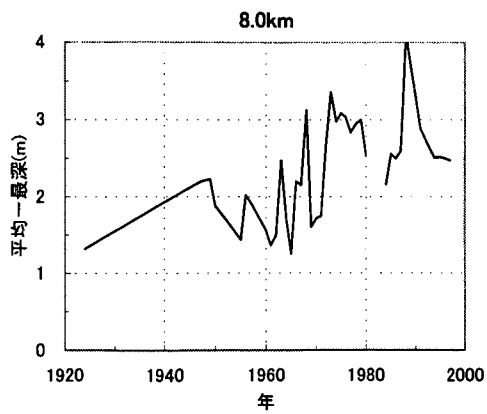


図 2.11(2) 断面別の高低差の経年変化

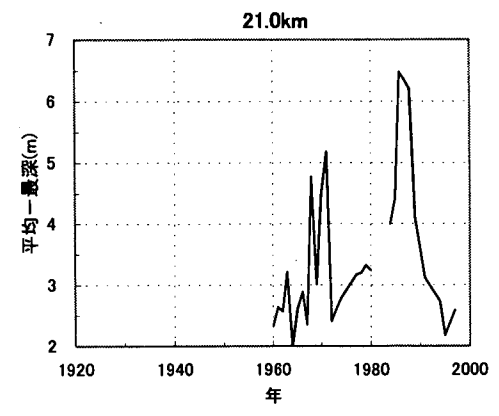
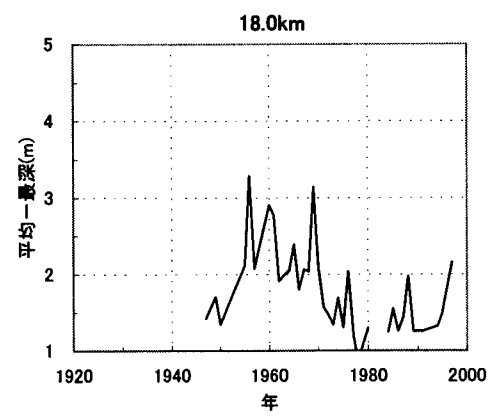
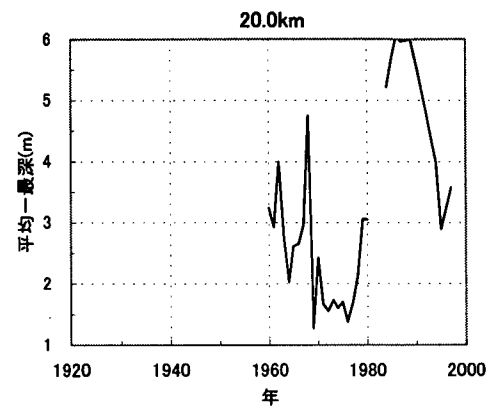
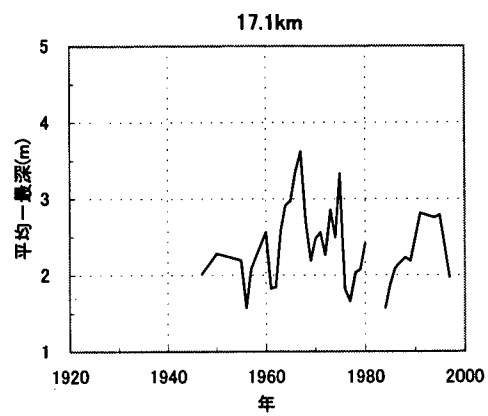
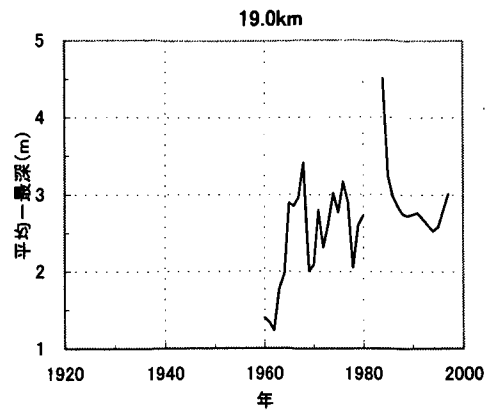
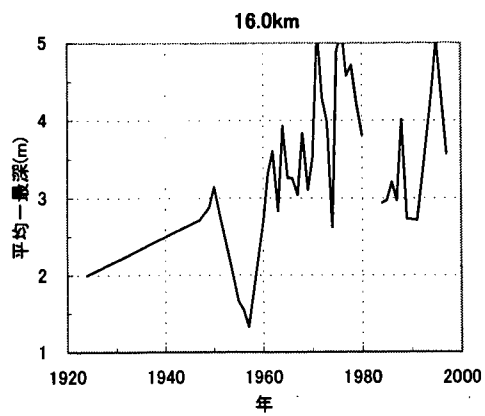


図 2.11(3) 断面別の高低差の経年変化

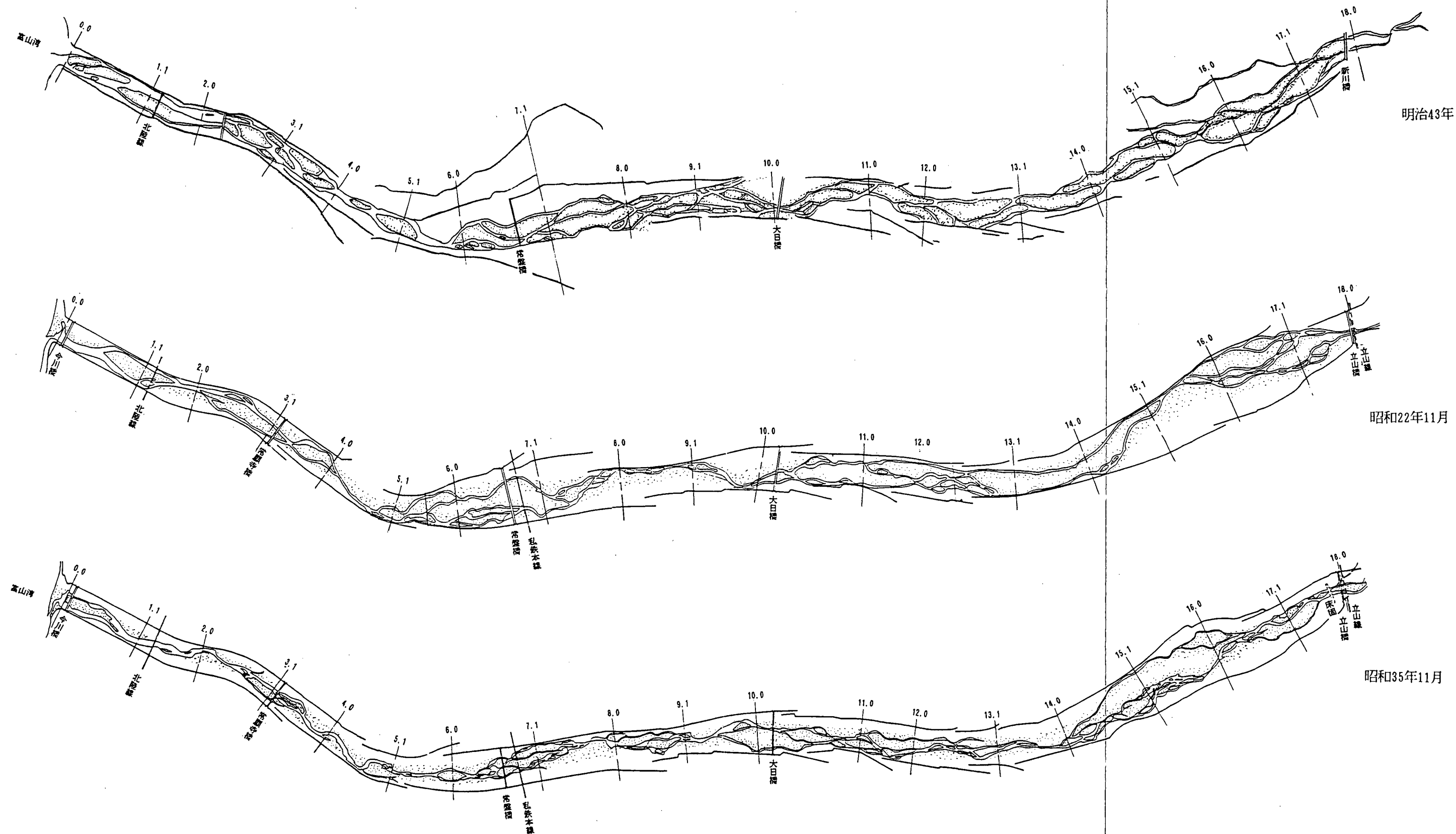


図 2.12(1) 流路変遷図

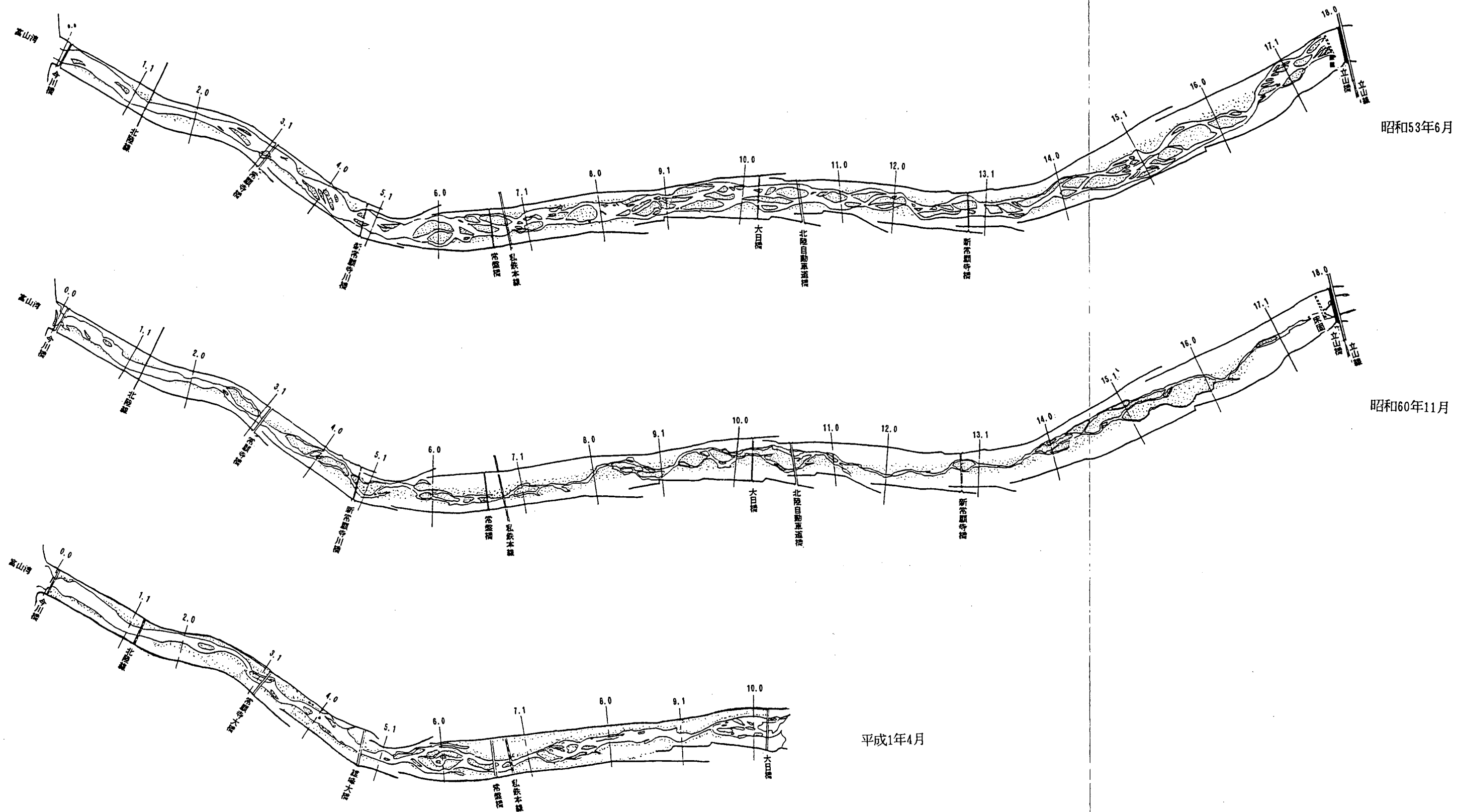


図 2.12(2) 流路変遷図

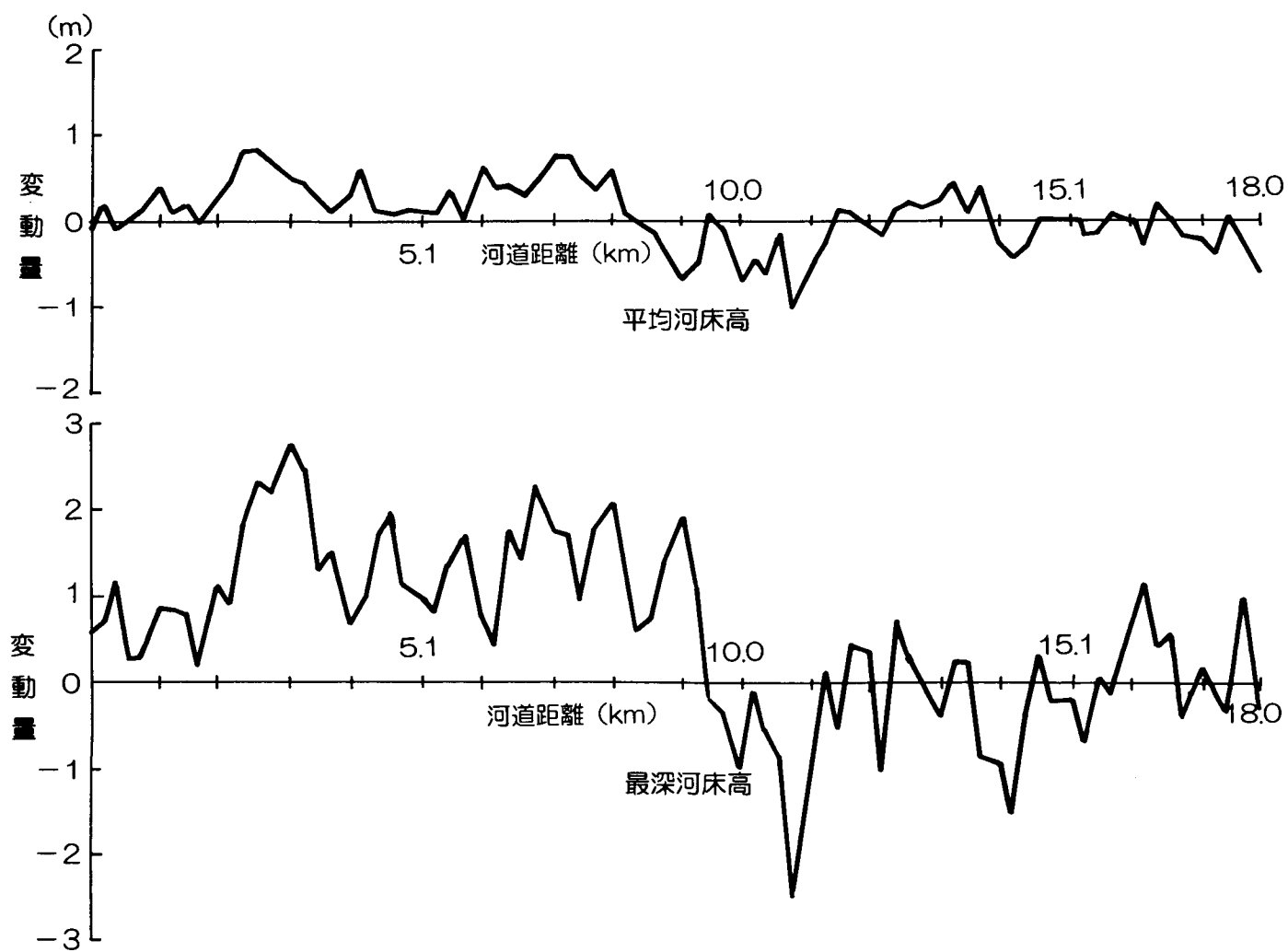


図 2.14 昭和 44 年洪水による平均および最深河床の変動量

表 2.1 年流量状況

水系	常 願 寺 川		河 川	常 願 寺 川		観測所	瓶 岩	
流量別 年別	最大流量 (m^3/s)	豊水流量 (m^3/s)	平水流量 (m^3/s)	低水流量 (m^3/s)	濁水流量 (m^3/s)	最小流量 (m^3/s)	年平均流量 (m^3/s)	年総量 $\times 10^6 \text{m}^3$
37	204.2	7.4	3.1	1.6	1	0.5	16.2	509.98
38	372.4	13.1	3.3	2.2	0.6	0.6	13.8	436.73
39	1,020.00	10	3.4	2.1	1.7	1.4	15.1	477.63
40	440.2	26.5	3	2.1	1.7	1.7	23.3	736.32
41	582.4	26.87	6.8	3.37	1.3	0.8	18.9	597.14
42	674.4	11	3.7	2.4	1.56	0.45	10.3	325.55
43	553.52	8.95	4.56	2.72	1.68	1.48	8.09	255.84
44	2,764.02	43.5	22.04	6.01	2.55	0.83	37.15	1,171.61
45	310.51	25.89	10.19	3.96	1.68	0.01	20.02	631.25
46	780	16.39	5.56	3.07	0.53	0.06	19.76	623.3
47	788.17	13.28	7.52	4.66	2.53	2.07	14.7	464.94
48	218.96	9.27	4.37	3.58	2.34	1.81	7.83	246.91
49	626.93	15.33	3.67	2.3	1.38	0.97	13.18	415.67
50	542.42	13.82	5.89	3	2	0.42	12.19	384.33
51	641.46	16.07	8.34	4.37	2.02	0.38	14.3	452.18
52	167.87	10.96	3.77	2.32	1.73	1.51	8.98	283.78
53	1,353.45	12.79	4.21	2.95	1.67	0.92	14.23	448.67
54	469.1	12.82	6.83	3.76	1.72	0.8	11.28	355.66
55	344.3	16.52	7.32	4.31	1.67	0.69	13.34	421.95
56	1,059.76	25.04	6.79	2.77	1.97	0.46	23.87	750.04
57	282.04	13.54	6.3	3.34	1.48	0.62	10.64	335.53
58	711.42	21.71	6.81	3.85	2.06	0.79	23.13	729.5
59	1,025.00	-	-	-	-	1.36	-	-
60	755.53	15.11	5.96	3.18	2.41	1.63	19.72	622.01
61	159.2	13.93	4.64	1.88	1.1	0.61	10.59	334.28
62	226.86	10.98	4.25	2.15	1.1	0.68	8.45	268.06
63	582.27	11.32	4.68	3.04	2.02	1.41	12.65	398.44
H1	455.15	15.71	6.94	3.96	2.65	2.05	14.17	447.81
H2	898.67	11.68	5.69	3.59	2.16	1.09	12.19	384.74
H3	529.71	27.34	9.66	4.28	2.72	1.9	21.45	674.87
H4	552.54	11.43	6.41	3.63	2.04	1.3	9.67	306.74
H5	558.22	21.12	8.78	4.18	2.2	1.46	20.15	633.87
H6	180.45	9.5	3.84	2.1	1.32	0.79	7.98	252.29
H7	1237.16	19.94	10.84	4.73	1.91	1.28	24.55	772.63
H8	1193.25	22.41	7.09	3.7	0	1.61	21.09	634.42
平 均	664.62	16.51	6.36	3.27	1.72	1.04	15.68	493.67

表 2.2 年最大流量

近年の出水状況（瓶岩観測所）

順位	洪水要因	発生年月日	発生日時	水位	流量
1	前線	S44.8.11	11/11:00	8.75	2,764
2	前線	H10.8.12	12/12:30	6.94	1,698
3	前線	S53.6.27	27/9:00	5.50	1,353
4	前線	H7.7.12	12/12:00		1,237
5	前線	H8.6.25	25/17:00		1,173
6	前線	S53.7.3	3/10:00	4.66	1,059
7	前線	S59.7.8	8/13:00		1,025
8	前線	S39.7.8	8/12:00	4.45	1,020
9	前線	H2.9.20	20/8:00	5.68	898
10	前線	S47.7.1	1/11:00	7.00	788

* 選定洪水は年最大流量のベスト10

第3章 模型実験のための基礎知識

3-1 河床形態

洪水時の流水の挙動や土砂粒子の運動は、河床面に生じる河床波に大きく影響され、反対に河床波は流水と土砂の運動によって大きく支配される。つまり、河床波、流水の運動、土砂の運動は相互に作用を及ぼし合う。その河床波は、規模の上から小規模河床波と中規模河床波に大別される。河床形態の分類を表 3.1²⁾ に示す。

小規模河床波とは、砂漣 (ripple)、砂堆 (dune)、遷移河床 (transition)、平坦河床 (flat bed)、反砂堆 (anti dune) を総称する。ripple は河床面近傍の物理量によって支配される小規模な河床形態であって、その波長および波高は粒径と密接な関係がある。anti dune は水面波と強い相互干渉を持ち、一般に水深規模の波長および波高を有する。

一方、中規模河床波のスケールは水路の幅および水深に主に規定され、小規模河床波よりも規模が大きい「砂州」が形成される。これには、水路の湾曲部によって生ずる固定的な砂州と水路内を左右交互に周期的に現れ下流に移動する砂州の2種類がある。後者の砂州は、水路幅 B と水深 h の比 B/h に主として規定され、 B/h が大きい場合に複数列の砂州が形成される。この砂州は、河川の平面形状、蛇行形状、河岸侵食等と密接な関係にあり、工学上は、これらの河道特性を記述・分類・分析するための砂州の特性に関する十分な知識が重要となる。この砂州が単列であるか、多列であるかによって河道の平面形状およびその変動特性が変化する。したがってそれらに応じて河道の平面計画は違ったものとなるため、砂州の単列、複列の限界の B/h や砂州のスケールを知ることが重要な意義を持つ。

図 3.1²⁾ は、わが国一級河川の平均年最大流量時（ほぼ低水路満杯流量時）および外国河川（アメリカの Middle Loup 川、アフリカの Niger 川および Benue 川）の河道満杯流量時の水理量を基に、河床に発生している砂州が単列であるか多列であるかを調べたものである。これより B/h が約 100 以上で多列砂州が形成されることが分かる。

3-2 相似則

模型実験をなぜ行うかは、一般には実物において起こった現象を知り、あるいは起こるべき現象を予知するためである。河川模型実験における実験手法は、大別して固定床実験と移動床実験に分けられる。模型実験で特に重要な事は、模型上で現地と同じ現象が生ずるかどうかであり、特に移動床模型実験においては、流水の他に流砂の特性についても相似性を検討しなければならない。以下のようないくつかの問題を抱えている。

- 1) 実物および模型の河床では河床波が発生するが、現地の河床材料の細粒分を模型縮尺で縮小して模型上で微細すぎた場合には、入手困難であるとともに水の粘性の影響を受け易くなるため、相似性を完全には満足させることはできない。一般に模型の河床材料の粒径が約 0.6mm 以下の場合には ripple (砂漣) と呼ばれる河床波の形成が模型河道の方が現地より卓越するため、特に水位の相似性があまり良くない場合がある（模型河道の方が水位が高い）。
- 2) 前述のような河床形態や水位の相似性が得られない場合にはフルードの時間縮尺で通水して

も河床変動の相似性が得られないため、フルードの時間縮尺とは別に河床変動量を相似にするような時間縮尺が必要となる。この時間縮尺は平均的な流砂量を用いて算出するのが一般的であるが、湾曲部などで掃流力が横断方向に分布を持つ場合など、空間的な河床変動量の相似が得られない場合がある。

- 3) 砂州の形成に伴った河道の蛇行が卓越する場合には、歪み模型（鉛直縮尺と水平縮尺を同一としない模型をいう。一般に模型上で用いる河床材料が小さくなり過ぎる場合、粒径を大きくする分模型を歪ませる方法をとる場合がある。）の歪み度が大きくなると（約2以上）、砂州のスケールの相似性があまり良くない。

以上の問題が避けられる場合でも、移動床実験においては全ての現象を相似にさせることは不可能であるため、支配的と考えられる現象から順に相似性確保を図ることがよく行われる。相似できない現象については、それが支配的でない場合、全体の相似性に大きな悪影響を与えない場合が多い。

今、現象を支配する方程式系として

$$\phi = f(\text{Re}_*, \tau_*, H/d, B/H, s, k) \dots\dots\dots(3-1)$$

ここで、 ϕ ：流速係数

Re_* ：砂粒レイノルズ数 ($U_* d / \nu$)

U_* ：摩擦速度 d ：粒径 ν ：動粘性係数 (20℃の水は約 $\nu = 0.01 \text{cm}^2/\text{s}$)

τ_* ：無次元掃流力

H ：水深

B ：川幅

S ：河床材料の水中比重

k ：河床材料の形状係数

これらの式中全ての無次元量が実物と模型で等しくなれば、全ての現象は相似となる。実際に実物と模型が同一スケールでない場合には、 τ_* 、 H/d 、 B/H 、 s 、 k は等しくなっても Re_* は等しくならないが、 Re_* が支配的とならない場合も多い。移動床模型で特に重要となるのは、河床波や流砂量に関する相似であり、一般には以下に示すような考え方で無次元量を合わせる必要がある。

○小規模河床波について

式 (3-1) の各項のうちで、小規模河床形波の形態にとって最も支配的と考えられるのは、 Re_* 、 τ_* 、 H/d の三項である。このうち Re_* については、実物では充分大きいため水の粘性の影響を無視できるが、模型では Re_* が小さくなり水の粘性の影響を受けやすくなる。模型上で $\text{Re}_* < 20$ の場合には、ripple が卓越し河床の抵抗の相似性が得られなくなるため、模型河床材料の粒径を約 0.6mm 以上とするように模型縮尺や模型河床材料（比重の小さい軽量の材質：石炭粉や石川ライト等）の検討が必要となる。

○中規模河床波について

移動床模型で三次元的な流況を規定するのは、河道の平面形状の他に中規模河床波（砂州）

の形態である。三次元的な流況の把握が重要視される場合には、前述の小規模河床波に関係する無次元量の他に B/H （川幅水深比）を加える必要があり、無歪模型の条件が必要となる。

○流砂量、流砂形態について

流砂量、流砂形態を表す関数の無次元表示も式（3-1）で表される。 Re_* が無視できる場合には、 τ_* 、 H/d だけを合わせればよい。しかし、 Re_* の影響が無視できないほど模型での Re_* が小さくなると、模型上で ripple が卓越するため、河床抵抗と同様に流砂量の相似性が得られなくなる。

以上のような問題はあるが、実際には移動床模型実験で上述のような無次元量全てを模型と実河道で一致させなくても、河床形態や流砂形態の相似に關しての支配的な無次元量が同一形態の範囲内にあれば比較的相似にし易い。実際にはこのような考え方で模型の河床材料や縮尺さらに通水時間等が検討される。

3-3 模型実験の時間縮尺の考え方

Re_* の影響が現地、模型とも無視できる場合で、流砂量、河床形態を規定する Re_* 以外の無次元量全てが現地と模型で一致すれば、河床変動の時間縮尺と流れの時間縮尺は同一、すなわちフルードの相似側が成立する。しかし、そうでない場合には、フルード則による時間縮尺とは別に実河道と模型における河床変動量が相似になるような縮尺の時間を通水する。断面平均の河床変動量の式は、

$$B \frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda)} \frac{\partial (Bq_s)}{\partial X} = 0 \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

ここで、 Z は河床高、 q_s は全断面の流砂量である。今代表の平面スケールを X 、垂直スケールを h_0 、時間スケールを T_0 、代表流砂量を q_{s0} とすると、(3.1)式は、

$$\frac{\partial Z'}{\partial t'} + \frac{T_0}{(1-\lambda)} \frac{q_{s0}}{X_0 h_0} \frac{\partial (B' q'_s)}{\partial X'} = 0 \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

となる。ここで $Z'=Z/h_0$ 、 $t'=t/T_0$ 、 $B'=B/X_0$ 、 $q'_s=q_s/q_{s0}$ 、 $X'=X/X_0$ である。模型と実河川で河床変動量の相似が成立するためには、(3.2)式の各項の比が同一でなければならない。つまり、

$$\left(\frac{T_0 \cdot q_{s0}}{(1-\lambda) \cdot X_0 \cdot h_0} \right)_r = 1 \quad \dots\dots\dots (3.3)$$

となる。従って模型の時間縮尺は、

$$t_r = (1-\lambda)_r X_r h_r q_{sr}^{-1} \quad \dots\dots\dots (3.4)$$

となる。しかし(3.4)式が成立するためには、暗に $\partial(B'q_s)/\partial X'$ が模型と実河川で同一であるという仮定を含んでいる。実際には、フルードの相似側が満足されないため、模型と実河川の小規模河床形態が異なるとこの仮定は一般には成立せず、河床変動速度を相似にすることはできない。これを以下に詳細に説明する。

今流砂量が、

$$q_s = CU.^P \quad \dots\dots\dots (3.5)$$

の関係が成立するとし、これを(3.1)式に代入し多少の変形をすると、

$$\frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{q_s}{(1-\lambda)} \left(\frac{\partial B}{\partial X} + \frac{P}{U} \frac{\partial U}{\partial X} \right) = 0 \quad \dots\dots\dots (3.6)$$

となる。もし空間的な掃流力の分布が模型と実物で同一なら上式から求まる時間縮尺は、

$$t_{r1} = (1-\lambda)_r X_r h_r q_{sr}^{-1} \quad \dots\dots\dots (3.7)$$

$$t_{r2} = (1-\lambda)_r X_r h_r P_r^{-1} q_{sr}^{-1} \quad \dots\dots\dots (3.8)$$

の2つである。従って P_r が1であれば t_{r1} と t_{r2} が一致し、(3.4)式と同一となり、この時間縮尺を使って河床の変動速度を予測することができる。しかし P_r が1でない場合には、時間縮尺が2つあり、また場所的にも時間縮尺を変えなければならず、厳密には河床変動の形態を相似にすることができない。また上記の式中の q_{sr} を求めるには、模型全区間の平均的な流砂量あるいは代表断面の流砂量を予測して決めざるを得ない。つまり、平均的な流砂量と異なる箇所ほど（掃流力が平均値よりずれている箇所ほど）、 P_r が1でない場合には河床変動速度が相似にならない。これらのことより t_{r1} は、代表的な断面を通過する流砂量を模型と実物で同一とするための時間縮尺である。 t_{r2} は川幅の変化がない場合の代表断面において、断面平均の河床の微少な凹凸の伝播速度や生長あるいは消滅速度を同一にするための時間縮尺といえる。中規模河床波の伝播速度については、(3.7)式および(3.8)式だけでは表現されず、その速度を相似にさせるには、砂州形態を支配する長さスケール（川幅水深比、水深粒径比等）も考慮に入れる必要がある。

実際の模型実験に当たっては、実験によって何に注目するかに応じて時間縮尺を選ばざるを得ないが、模型の現象を実物に近づけるための時間縮尺は t_{r1} と t_{r2} の間にあると考えられる。

常願寺川の模型実験においては、模型上で粒径と流速が比較的大きく Re_* の影響がほぼ無視でき、小規模河床形態の相似性も満足されるため、フルードの相似側に基づく時間縮尺で流せば河床変動の相似性はほぼ満足されるものと考えられる。

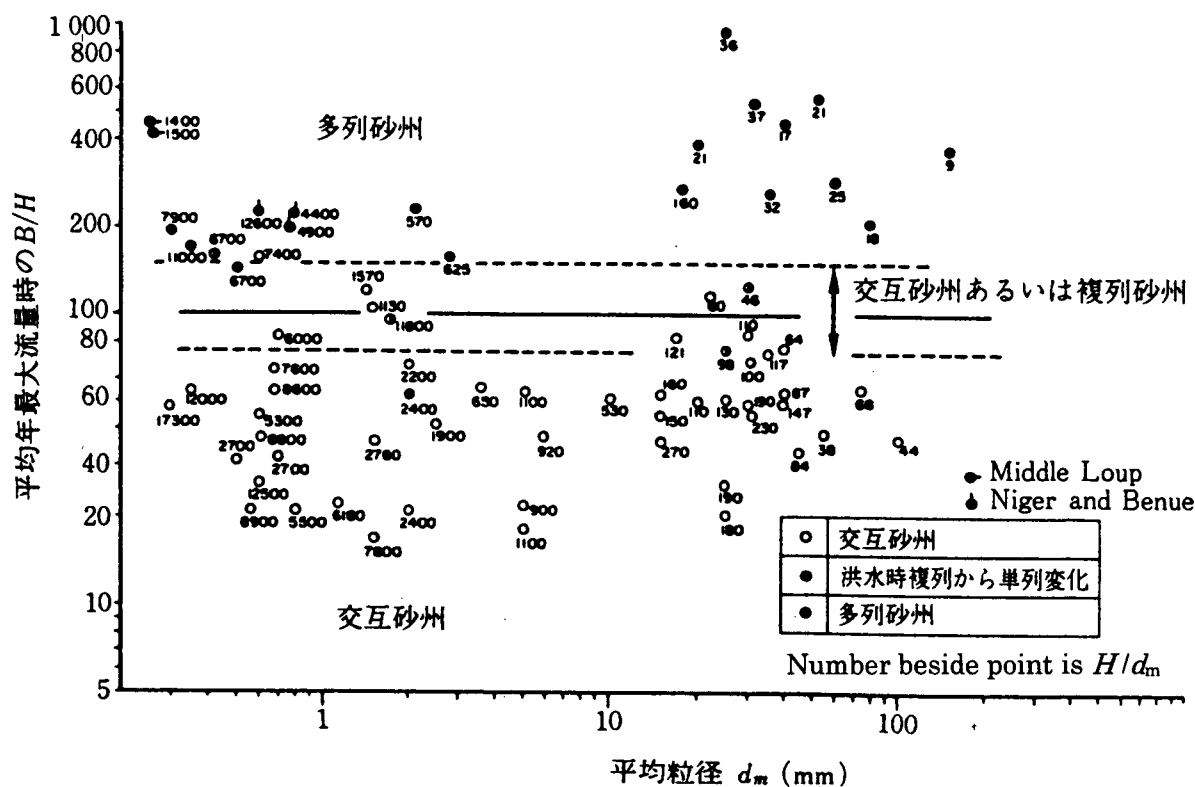


図 3.1 砂州の形態区分

表 3.1 河床波の特徴と定義

河 床 形 態			形状・流れのパターン		移動方向	河 床 波 の 特 性
			縦 断 図	平 面 図		
小規模河床形態	低水流領域	砂 澁		直線状 	下 流	河床波の移動速度は、流水の速度よりも小さい。砂澁の波長は河床材料の粒径の約500～1500倍である。
		砂 堆		曲線状 	下 流	河床波の上流側斜面は、通常勾配の急な下流側斜面に比べると緩やかに傾斜している。砂堆の波長は水深の約4～10倍である。
		遷移河床		三日月状 舌 状 		発達の初期段階にある小さな砂澁と砂堆が平坦河床の間に広がっている。
	高水流領域	平坦河床				多量の流砂が平坦な河床上を流れている。
		反砂堆			上 流 止 流 下 流	河床波と同位相の水面波と強い相互干渉を持つ河床波。
中規模河床形態		交互砂州			停 止 下 流	水流は水路内を曲がりくねって流れる。交互砂州の波長は水路幅の約5～16倍である。
		複列砂州			下 流	—
		うろこ状砂州			下 流	うろこ状砂州はB/Hが非常に大きい領域で発生する。それは魚のうろこのように見える。

第4章 模型および実験の概要

4-1 実験施設と実験方法

河床形態や流水抵抗の相似性を得るには模型上で水の粘性の影響をできるだけ小さくすることが最も重要であり、このためには前述のように模型の河床材料の粒径をなるべく大きくしなければならない（概ね 0.6mm 以上）。また実験施設の給水能力や敷地等さらには測定精度等に関しても制約があるため、模型の範囲および縮尺は概ね自ずと決定される。

現地河床材料の粒度分布（昭和 39 年～平成元年の平均）は、図 4.1 に示すように粒径範囲が広く、場所による粒度分布形状の相違が大きいことが分かる。このような現地河床材料の場所毎の粒度構成を模型河道で再現しようとする実験の度に河床材料を入れ換えするための手間と費用がかかり過ぎるという問題が生じる。また粒径 30mm 以下はマトリックス集団で河床変動に大きな影響を与えるものではないと考え、これらを考慮して模型で再現すべき現地河床材料を選定した。つまり、粒径 30mm 以下の粒子を取り除くとともに、検討対象区間別に現地河床材料を選定することとし、これに基づいて 10km～18km および 7.1km～10km に注目した場合のそれぞれの現地河床材料も図 4.1 に示す。すなわち、10km～18km に注目した場合にはその区間の河床材料を他の区間にも敷き詰め、7.1km～10.0km に着目した場合にはその区間の河床材料を 1.0km 上流の 11.0km から下流の 4.0km までの区間に敷き詰めた。

模型縮尺は、模型の範囲や模型への給水能力とともに、模型河床材料の粒径があまり小さくなると（0.6mm 以下）小規模河床形態に関する相似性が悪くなること等を考慮して 1/150 とした。

模型の範囲は、下流端はセグメント 1 からセグメント 2 への変化点の 4.0km、上流端は直轄上流端（21.5km）よりさらに上流の 26.7km として、図 4.2 に示す土木研究所の河川模型実験施設（屋外）に製作した。模型の横断方向は左右岸の堤防間を、縦断方向は 4.0km から 26.7km をそれぞれ対象としたが、その範囲内の堤防と水制および低水護岸等を洪水中にも変動しないものとして、コンクリートモルタル製や木製で造った。

実験水は次のような循環経路を有している。まず水槽（低水槽 46×36×3m）の水をポンプによって高水槽（直径 10m×、高さ 3m の円筒状）に揚水する。この高水槽は、実験で用いる流量の大小に係わらず一定のエネルギー水頭を保持するように、実験で用いる流量以上の水は低水槽に戻る仕組みになっている。高水槽からの水は給水管を通じて各模型上流端に設置されている量水槽（流量を測る水槽）へ導かれ、その量水槽からの越流水深をバルブの開閉によって調節することによって所定の流量を河道模型に通水できる。河道模型を流れた水は、帰還水路を通じて低水槽へと戻る。

模型実験の方法は次の通りである。まず河道模型に前述の河床材料を敷き込み、それを規定の形状（昭和 43 年度および平成 7 年度測量断面）に整形し、水締めのために上流から河床材料が動かない程度の流量（ $Q=300\text{m}^3/\text{s}$ ）を通水する。下流端まで流れが到達したら所定の流量になるように調節バルブを操作し、本実験の開始となる。所定の流量を通水中に流況観察、空中写真撮影、水位測定等を数回行い、止水後に河床高測定、河床材料調査等を行う。

前記の測定項目とその方法はケースによって異なるが、その概要は次の通りである。

- ・水位測定

水位を測定する機器としてポイントゲージ（土研式水面測定器）を用い、指定断面の中央 1 カ所または左、中央、右の 3 カ所で測定した。

- ・流況観察

主流部、流線、水衝部、死水域等の特性について目視による観察スケッチおよび写真撮影等を行った。

- ・空中写真撮影

砂州の平面形とその経時変化が明瞭にわかるように、模型上空から空中写真を撮る。その方法は、河道模型を 6 区間に分け、各区间でカメラを取り付けたヘリウム気球（3m×4m の卵形）を模型上空約 15m の位置に固定し写真撮影するものである。各区间で撮影した写真を繋ぎ合わせることによって、河道内の砂州等の平面形状を容易に把握できる。撮影の際には河床の凹凸がより明確になるように、トレーサーとして色素（フロレセン）を上流から滴下した。

- ・河床高測定

通水前後に、移動床部分の河床高を縦断方向約 200m ピッチ（模型上で約 1.3m ピッチ）、横断方向 15m ピッチ（模型上で 0.1m ピッチ）でスケールを用いて横断測量をした。この測定結果から、河道内の土砂収支や洗掘の位置および深さを定量的に把握できる。

- ・河床材料調査

通水終了後に、所定の箇所河床表面の材料（15cm×15cm×0.5cm）を採取し、その試料のふるい分け試験を行い、場所毎の粒度構成の相違を把握した。

4.2 実験ケース

実験ケースは、表 4.1 に示すように模型河道の検証、砂州と河岸侵食の特性の検討、河岸侵食の対策工法（工種、配置等）の検討、河道条件が変化した場合の対策工効果の検討に大別される。

検証 1、2 では、流況・水位・河床変動等の相似性を考慮して、模型で用いた河床材料や通水時間の妥当性について検討した。対象とした洪水は図 4.3 に示す昭和 44 年 8 月の既往最大洪水（瓶岩地点 $Q_{\max}=2,764\text{m}^3/\text{s}$ ）の流量 $Q=500\text{m}^3/\text{s}$ 以上を対象とし、模擬的なハイドロ（洪水継続時間は模型値で約 1.9 時間）を模型河道の上流端で与えた。初期河床を洪水前の昭和 43 年度測量断面（約 200m ピッチ）に整形し、模型河道の通水後河床と現地河道の洪水後河床（昭和 44 年度測量断面）を比較することによって河床変動の相似性を確認した。模型で用いた河床材料は図 4.4 に示す通りである。検証 1 では、平成 5 年の河床構成材料（10km～18km）のうち粒径 30mm 以下を除いて 1/150 に縮小した平均粒径約 4mm の材料を模型で用いた。一方検証 2 では、前述のように昭和 39 年～平成元年の調査結果（10km～18km）から平均の構成材料の粒度分布を求め、それより粒径 30mm 以下は同様に除いて 1/150 に縮小したものを現地河床材料とした。検証 2 以降のほとんどの実験（ケース 10-1～10-3 を除いて）では、この現地河床材料を 1/150 に縮小した平均粒径約 1.3mm の材料を模型で用いた。なお検証実験の模型河道では、

水制模型を設置しない条件とした。

ケース8は、現況河道（平成7年度河道）における特性として、砂州形成とそれに伴う流況および河岸侵食状況が、流量や護岸（常水路）の条件によってどのように変わり、現況河道でどのような問題点があるかを把握するための検討実験である。初期河床を各ケースとも平成7年度測量断面に整形し、これに常水路満杯流量の約 $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ （ケース8-1）と計画高水流量の $Q=4,600\text{m}^3/\text{s}$ （ケース8-2、8-3）の2種類の流量をそれぞれ定流で模型上70分および60分間通水した。堤防から常水路河岸までの間には、既設水制の木製模型を図4.5に示すような所定位置に設置し、常水路河岸を河床材料と同じもので整形し洪水時に侵食可能としたケース（ケース8-1、8-2）と洪水時にも侵食を受けないように固定したケース（ケース8-3）について検討した。したがって、ケース8-1と8-2を比較することによって流量の違いによる影響、ケース8-3と8-2を比較することによって河岸固定の影響および水制の影響をそれぞれ把握できる。

ケース9は、合理的な河岸侵食対策工を見出すことを目的として検討した実験である。ケース8から得られた現況河道の河岸侵食対策の問題について、その程度に応じた対策の工法、諸元、設置範囲等を試行錯誤的に求めることとした。全ての問題箇所について対策工を一気に設置すると、各箇所の対策工の効果が不明瞭となり合理的に対策工の諸元を見出すことが困難になると考え、表4.1に示す数ケースに分けて実施した。初期河床条件は平坦でも凹凸でも平均河床高が同一であれば砂州の形成や移動状況はほとんど一定であることをケース9-1で確認したため、合理性（整形作業に要する費用や工期的な観点から）を考慮しその後は、全ケースで平成7年度測量の常水路断面（約200mピッチ）の平均河床高で平坦に整形し、これを初期河床とした。流量は $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ でこれを定流で60分（模型値）通水を基本としたが（ケース9-1～9-5）、最終対策工がほぼ決まった後は計画高水流量 $Q=4,600\text{m}^3/\text{s}$ を定流で60分通水し（ケース9-6）、さらに計画ハイドロ（ $Q_{\max}=4,600\text{m}^3/\text{s}$ の不定流）を72分（模型値）通水した（ケース9-7）。ここで対策工の種類としては、主として根固水制および縦工を採用し、ケース毎にこの諸元や配置を変えながら最終案を試行錯誤的に検討した（詳細については後述）。

ケース10は、常願寺川8.0km右岸近傍の常水路河岸の侵食対策（ケース10-1～10-3）および上流からの供給土砂量の増減による下流河道の河床変動への影響（ケース10-4～10-8）を検討した実験である。現地河道で10.0kmより下流の河床材料の粒径は上流のそれより小さいが、ケース9までの実験では現地河道の10.0km～18.0kmの河床材料を対象とした。したがって、模型河道の10.0kmより下流では、現地河道より流砂量が少なく河床変動の相似性があまり良くないことが考えられるため、ケース10-1～10-3では11.1kmから下流4.0kmの区間の河床材料を平均粒径約0.64mmの砂（図4.4）に替えて実験した。一方ケース10-4～10-8では、上滝床固め直下流の河床低下による問題が顕在化しその主原因が上流からの土砂供給量の減少と考えられることより、土砂供給量と上滝床固め下流の河床変動、特に長期的な河床変動との関係について検討した。ケース10-4～10-5では、土砂供給量が極端に多い場合を想定して、上滝床固めから上流18.9kmまでの間の河床縦断勾配を現況の1/60から1/30の急な条件とした。また10-6～10-8では、土砂供給量が極端に少ない場合を想定して、上滝床固め下流への土砂供給が無い状態とした（上滝床固

めより上流の間の河床材料を搬出)。通水流量は、平成 10 年 8 月洪水ピークの流量 $Q=1,700\text{m}^3/\text{s}$ と既往最大規模の流量 $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ とし、それぞれ 480 分と 60 分定流の重ね合わせとした。またケース 10-8 ではさらに平均年最大流量規模の $Q=600\text{m}^3/\text{s}$ を 960 分間定流としてケース 10-7 に重ねて通水した。

ケース 11 は、実験 9 で得られた最終対策工の河道条件下における上滝床固め下流の長期的な河床変動を検討した実験であり、ケース 10 の既設対策工の河道条件下での検討結果と比較することによって、最終対策案が長期的にも効果があるかどうかを確認した。したがって対策工以外の模型河道や流量条件等の実験方法は、ケース 10-6～10-8 と同一とした。

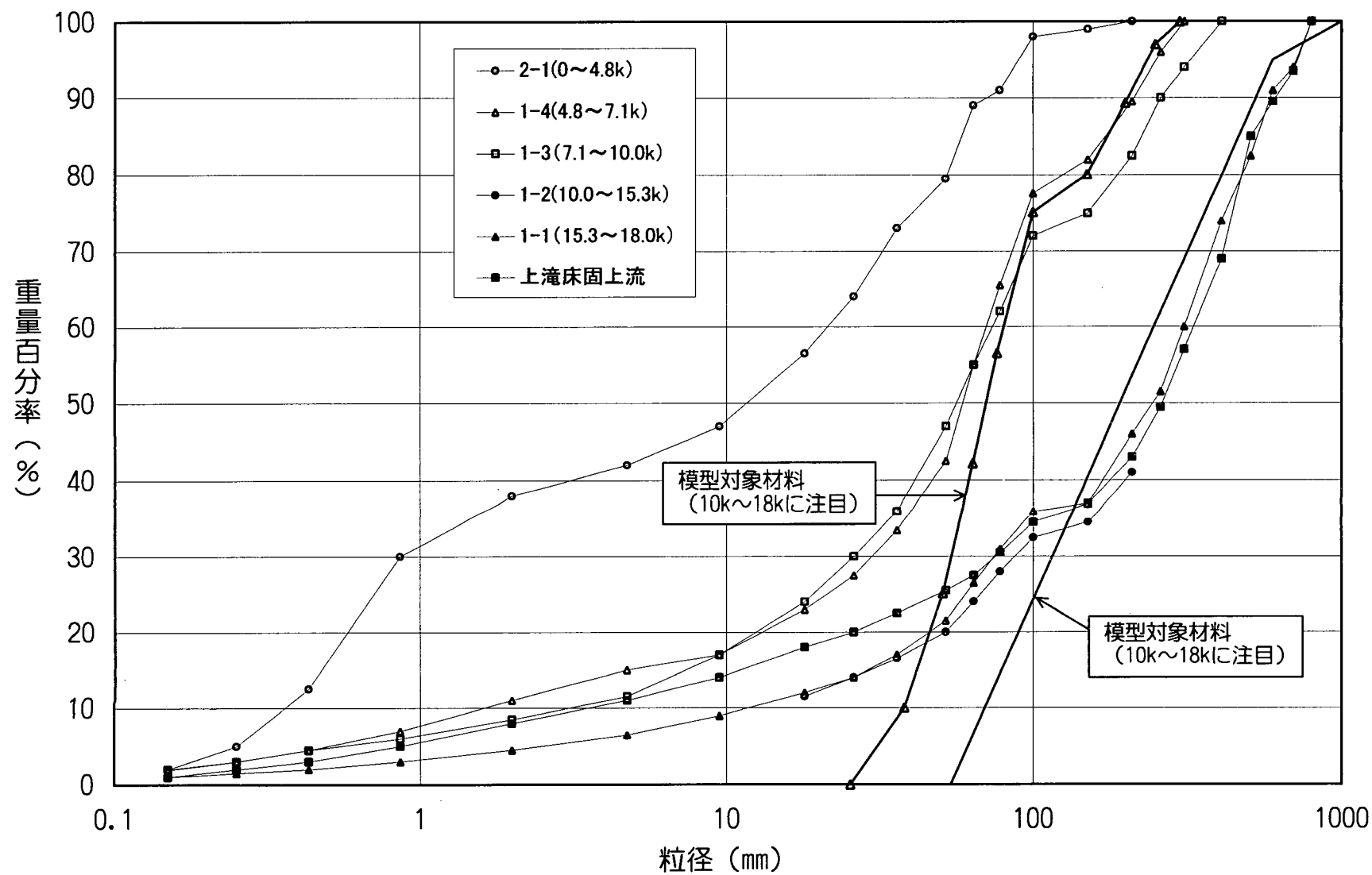


図 4.1 セグメント別の河床材料 (昭和 39 年～平成元年の平均)

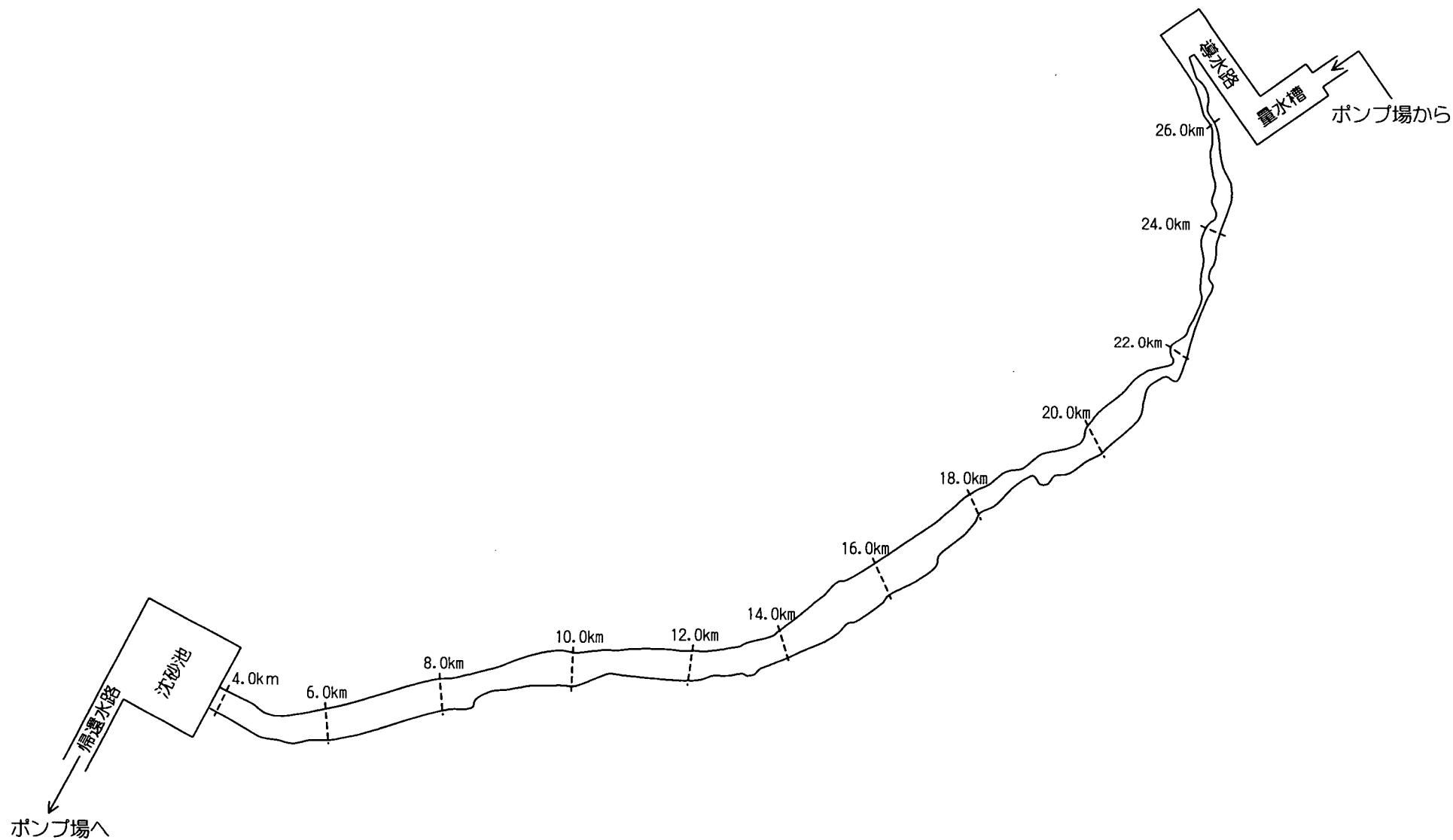


図 4.2 河道模型概要図

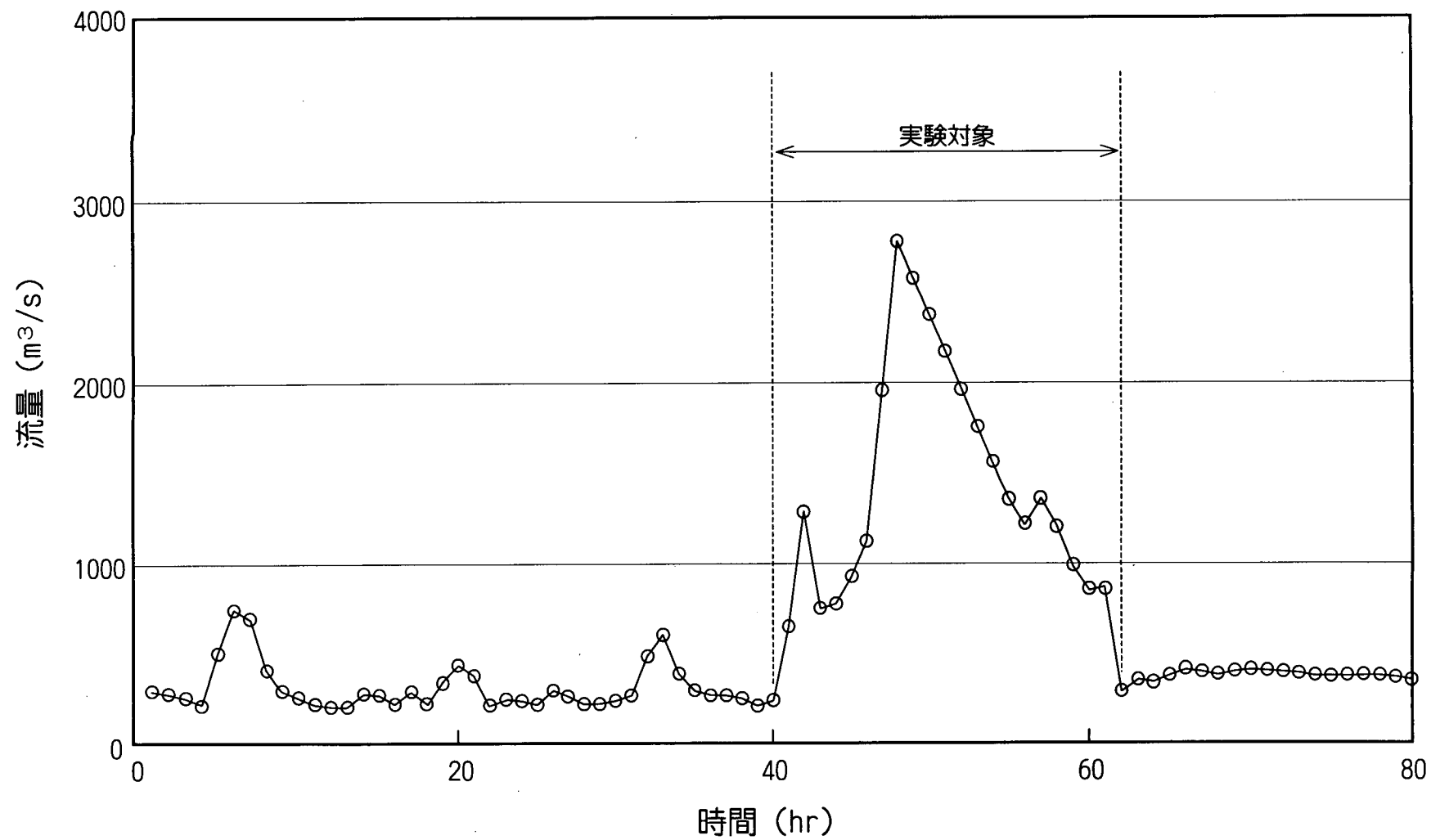


図 4.3 昭和 44 年洪水ハイドログラフ

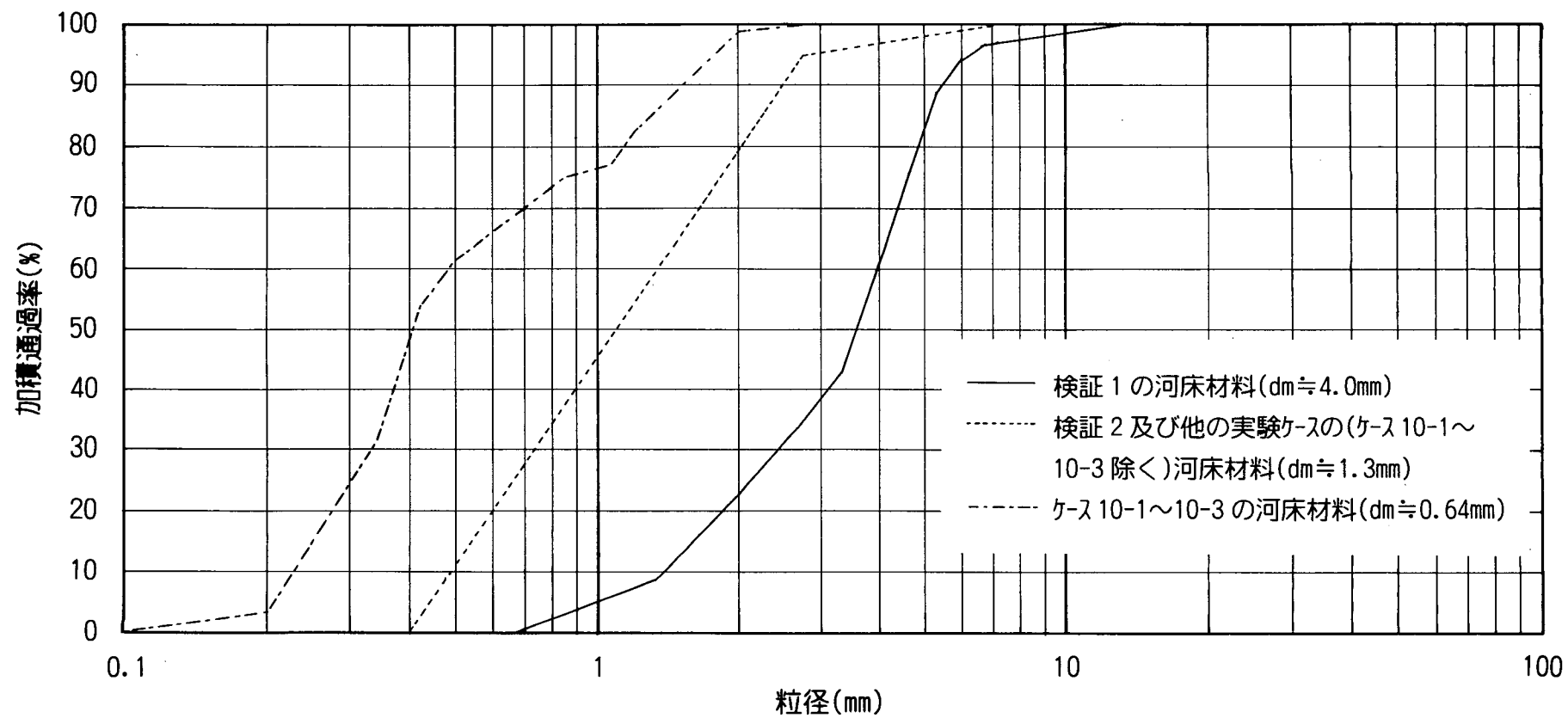


図 4.4 実験河床材料

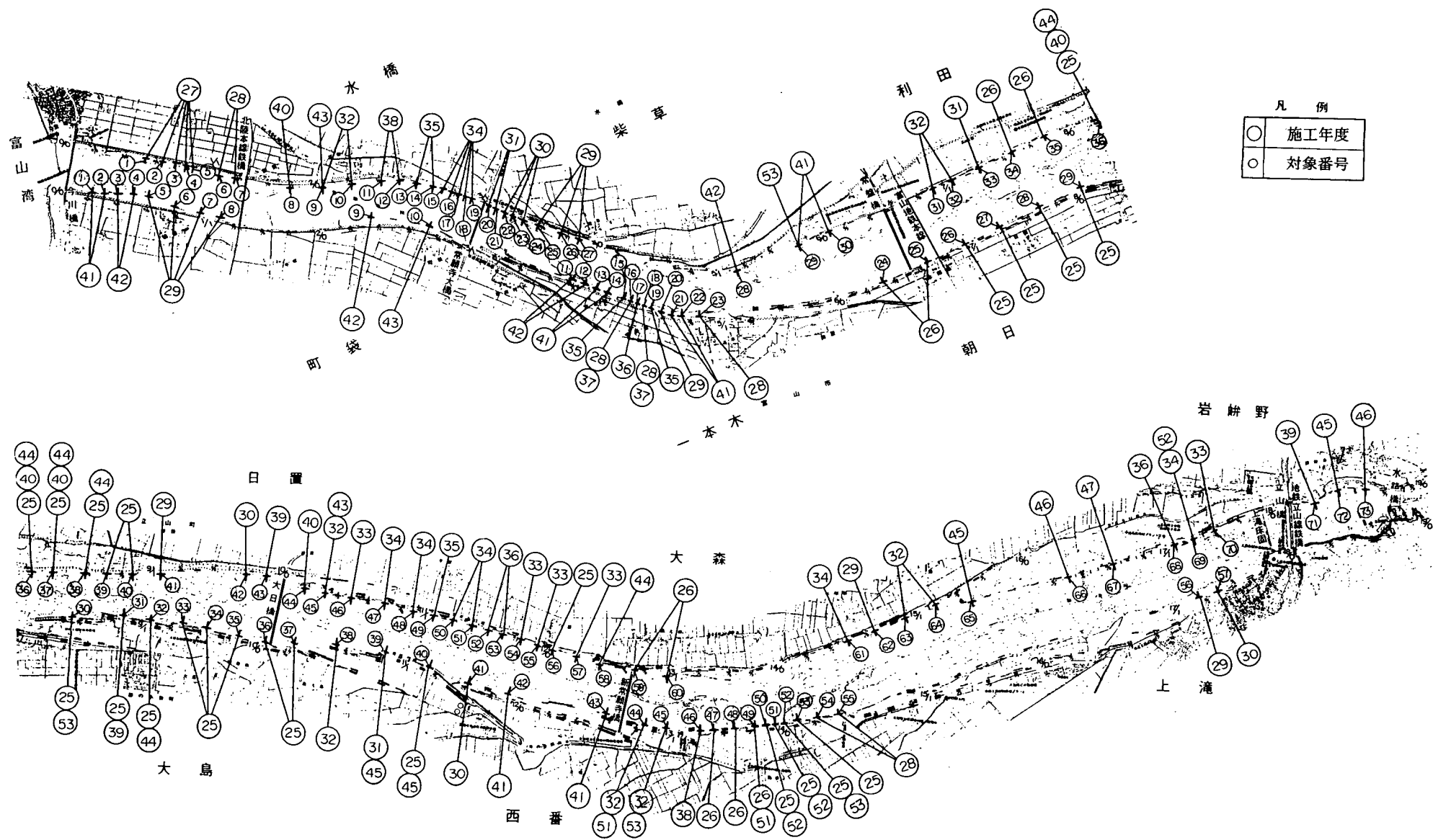


図 4.5 水制工位置平面図

表 4.1 実験ケース一覧

ケースNo	検討内容	流量 (m ³ /s)	模型条件				河床材料粒径	
			模型通水時間	初期河床	対策工			
検証 1	模型の検証 (44.8 洪水)	S44 洪水 (不定)	1.9hr	S43 凹凸	無し		4mm	
検証 2								
8-1	砂州と河岸侵食の特性把握	3,000 定	1.2	H7 凹凸	既設水制		1.3mm	
-2	計画流量時の状況	4,600 定			全面護岸			
-3	計画流量時 (全河岸護岸) の状況				既設水制			
9-1	既設水制工の効果 (単断面)			3,000 定	既存水制嵩上げ、 既設護岸			詳細は表 6.3 参照
-2	対策工 1 (水制嵩上) の効果	水制増設、既設 護岸						
-3	対策工 2 (水制増設) の効果	縦工増設、一部水 制高低下、既設 護岸						
-4	対策工 3 の効果	縦工及水制増設、 巻止設置、既設 護岸						
-5	対策工 4 の効果	水制増設 (最終対 策工)、既設護岸						
-6	対策工 5 の効果	4,600 定			H7 平坦	既設水制、既設護岸		
-7	不定流に対する対策工 5 の効果	4,600 不定						
10-1	既設対策工での 8.0km 右岸付 近の水衝部状況	1,700 定	0.64mm					
-2		3,000 定						
-3		4,600 定						
-4	既設対策工での供給土砂量が多 い場合の土砂動態と対策工効果	1,700 定		1.3mm				
-5	3,000 定							
-6	既設対策工での供給土砂量無し の場合の土砂動態と対策工効果	1,700 定						
-7	3,000 定							
-8	600 定							
11-1	最終対策工 (対策工 5) での供 給土砂量無の場合の土砂動態と 対策工効果	1,700 定			最終対策工 (対策工 5)			
-2	3,000 定							
-3	600 定							

※)

- ・ $Q=1,700\text{m}^3/\text{s}$: 平成 10 年 8 月洪水ピーク流量
- ・ $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$: 既往最大洪水 (S44) ピーク流量相当規模
- ・ $Q=4,600\text{m}^3/\text{s}$: 計画高水流量
- ・ 初期河床の凹凸とは、現地の測量断面をトレースした形状で河床整形すること。また平坦とは常水路内河床の平均河床高で平坦に河床整形すること (ケース 9-1 のみ高水数も含めた平均河床高で平坦に河床整形)。

第5章 模型の検証

5-1 検証1

検証1の模型河床材料は、前述のように平成5年の河床材料調査（10km～18km）に基づいており、主としてこの妥当性について水位、河床変動、流況の相似性について検討した。

現地河道の昭和44年8月洪水痕跡水位と模型河道のピーク流量時水位の比較を図5.1に示す。これより横江堰堤下流の21.0km～20.0kmでは両者はほぼ一致するが、20.0km～18.0kmでは2～4m模型の方が高い。また18.0km～下流6.0kmまでは両者はほぼ一致する。現地河道の昭和44年洪水による河床変動量を、洪水前後の定期横断測量（昭和43年度と昭和44年度）から求め、その縦断状況を図5.2に示す。同図の縦軸は縦断方向約200mピッチ毎の河床変動量を示す（例えば、ある区間の川幅300mの範囲で平均的に1m河床上昇したとすると、 $300 \times 200 \text{m} \times 1 \text{m} = 60,000 \text{m}^3$ となる）。一方、模型河道で実験前後の河床高測定結果から同様に整理したものが図5.3であり、図5.2と比較して以下のようなことが言える。

現地河道の河床変動の大局的な特徴として、8.0km～下流での堆積、8.0km～11.0kmの侵食、20.0km付近の侵食が顕著であり、上滝床固め（約18.0km）～11.0km間では、量的には多くはないが洗掘・堆積が交互に繰り返していることが挙げられる。模型河道では8.0km～下流での堆積や20.0km付近の侵食の傾向は同様であるが、8.0km～11.0kmの侵食傾向は見られずかつ全体的な河床変動量が少ないことが分かる。

以上のように、10km～18kmの平成5年度河床構成材料から粒径30mm以下を除いたものを現地の代表河床材料として昭和44年洪水の再現実験を行うと、河床の洗掘・堆積傾向は概ね現地と一致したが、河床砂が移動しない箇所も見られ全体的な河床変動が量的に少ない結果となった。平成5年の河床材料は他の年のものより粗粒径の割合が高く、このことが予想以上に河床変動の相似性に影響を及ぼしたと考えられる。

5-2 検証2

検証2では、検証1での結果を踏まえ前述のような河床材料に入れ換えて（検証1より細かな材料）、検証1と同様の検討を実施した。

模型河道のピーク流量時の水位と現地河道の痕跡水位を比較したものを図5.4に示す。検証1の実験結果（図5.3）と比較して水位の相似性は良く、ほぼ全区間で現地河道と同程度である。しかし、平均河床高が全区間で現地河道とほぼ同一にも係わらず、模型河道の方が水位が低い箇所が一部見られた。この主な原因として以下のようなことが考えられる。“模型河道では水制無し条件であり、主流が河岸沿いになった場合には、現地河道では水制の上流で局所的に水位上昇するが、模型河道では流れが速い分（流速水頭の差分）水位低下する。”

実験前後の河床高測定結果から検証1と同様に整理したものが図5.5であり、図5.2および図5.3と比較して以下のようなことが言える。

10km付近より下流区間では、洗掘・堆積の生じる箇所は現地河道と同一であるが、変動量としては現地河道の約1/2と少ない。一方10km付近より上流区間では、洗掘・堆積の傾向だけで

なく量的にも現地河道とほぼ一致することが分かる。このように 10km～18km の現地河床材料に注目した実験では（10km～18km の河床材料をそれ以外の区間にも敷き詰めた条件）、10km より下流では河床材料の粒径が過大となるために河床変動量が少なくなるが、洗掘・堆積の発生箇所は現地と同一であり定性的な判断としては十分できると考えられる。

現地河道の昭和 44 年洪水による河道平面形状の変化を写真 5.1（洪水前）と写真 5.2（洪水後）に示す。洪水を受けて全体的な滞筋の蛇行の波長と振幅が約 2 倍に大きくなり、新たな水衝部が生じた箇所が見られる。21.0km 右岸付近、16km～17km 右岸付近、12.5km 右岸付近が水衝部として顕著になる。一方 10km 付近から下流部では、河道中央付近に集中していた滞筋が洪水後には枝分かれするように河道幅全体に分散しており顕著な水衝部は見られない。この現地河道に対する模型河道の通水後の状況（写真 5.3）と比較すると、10km 付近から上流部では現地河道とほぼ同位置に顕著に水衝部が形成され、全体的な流れの蛇行ピッチ状況はかなり現地を再現していることが確認できる。一方 10km 付近～7km 付近では、現地河道よりも蛇行のピッチが大きく河床平面形の再現性はあまり良好ではない。その下流の 7km 付近から下流部ではほとんど砂州の形成が見られない。

5-3 検証実験のまとめ

常願寺川河道模型のような移動床実験においては水位とともに河床変動の相似性を重視する必要がある。しかし、常願寺川のように場所による河床材料（粒度構成）の相違が顕著な場合、模型で現地と同様に河床材料を場所毎に変えて実験するには多くの労力と時間を費やすことになるため、実際には対象とする場所に対応した河床材料を模型河道で用いることになる。したがって対象外の場所の現象については定性的な判断にならざるを得ない。そこで本検討では、「10km～18km 間は河床変動の定量的な相似性、それ以外の場所は河床変動の定性的な相似性を得る」という割り切った目標とした。模型で用いる河床材料を検討した結果、前述のように検証 2 の河床材料を用いると、10km～18km 間における河床変動については定量的な相似性が得られた。これ以外の場所については、一部を除いて（7km～下流の区間を除く）砂州のスケールやそれに基づく流れの蛇行について定性的な相似性を得ることができた。

検証 2 で用いた河床材料の妥当性は上記のように確認されたが、河床変動の相似性についてその量的に最も関係するのが模型での通水時間であり、この通水時間の妥当性を確認しなければならない。一般には前述のように現地河道の洪水前後の河床変動量に合うように模型上の通水時間で調節する。検証 1 および検証 2 のケースでは、流量 $Q=500\text{m}^3/\text{s}$ 以上の洪水継続時間（22 時間）をフルードの時間縮尺で割った時間（約 1.9 時間）通水したが、検証 2 において前述のように定量的な相似性が得られたことより、フルードの時間縮尺で通水すれば河床変動量の相似性がほぼ得られる。

以上のように河床材料と通水時間の妥当性が確認され、この条件で本実験へ進んだ。

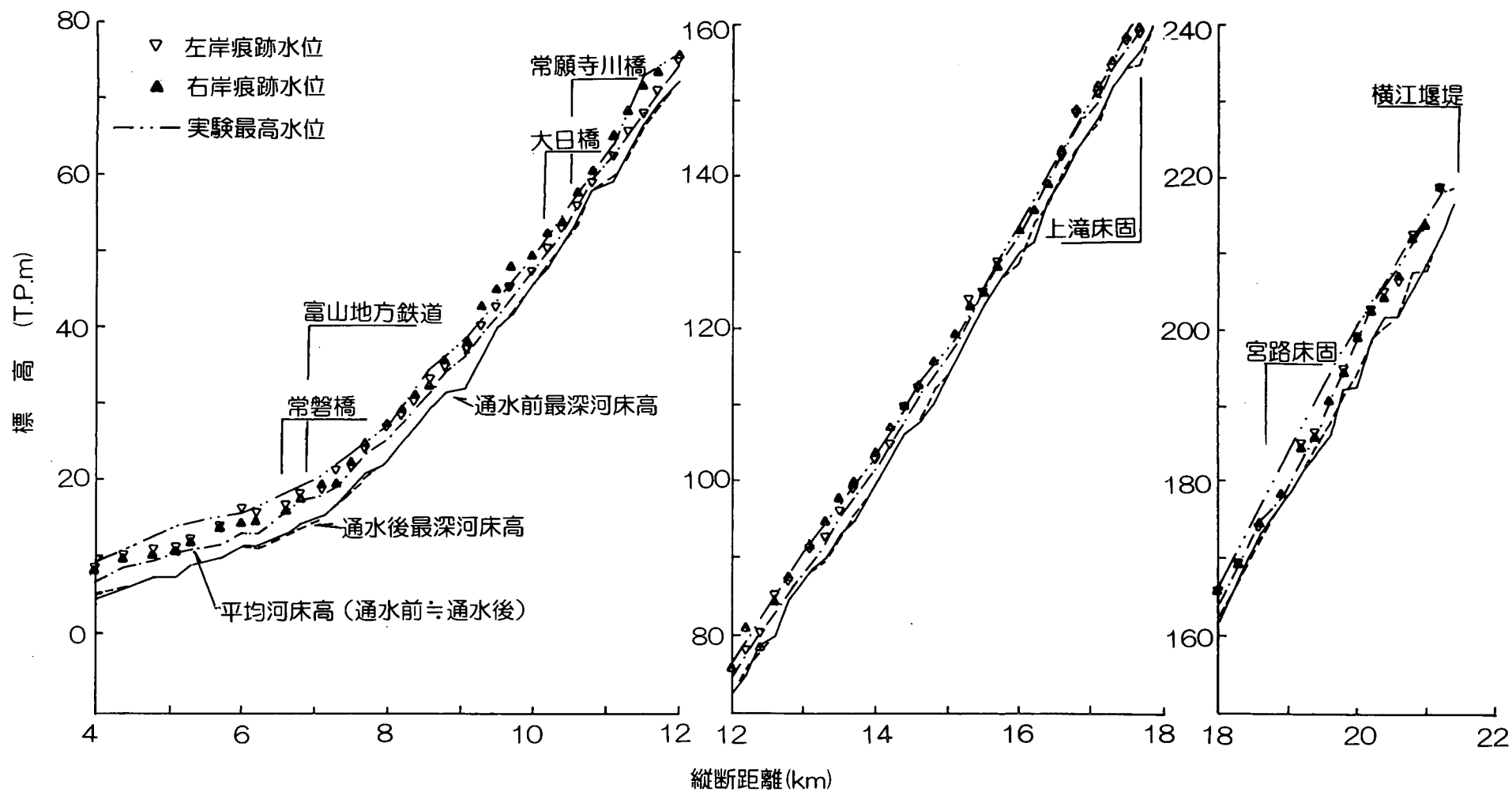


図 5.1 水位および河床縦断図

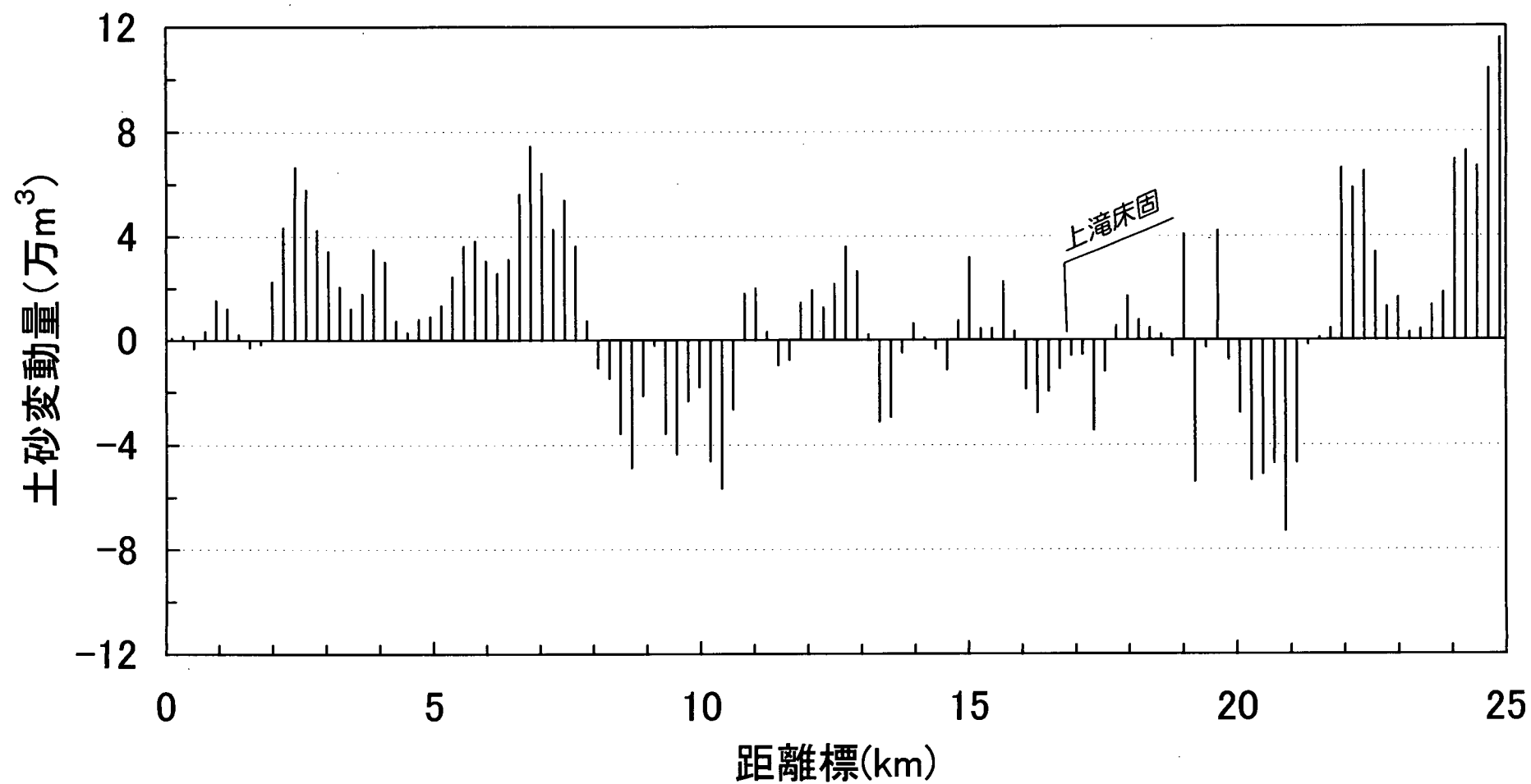


図 5.2 昭和 44 年洪水による河床変動量縦断図 (現地)

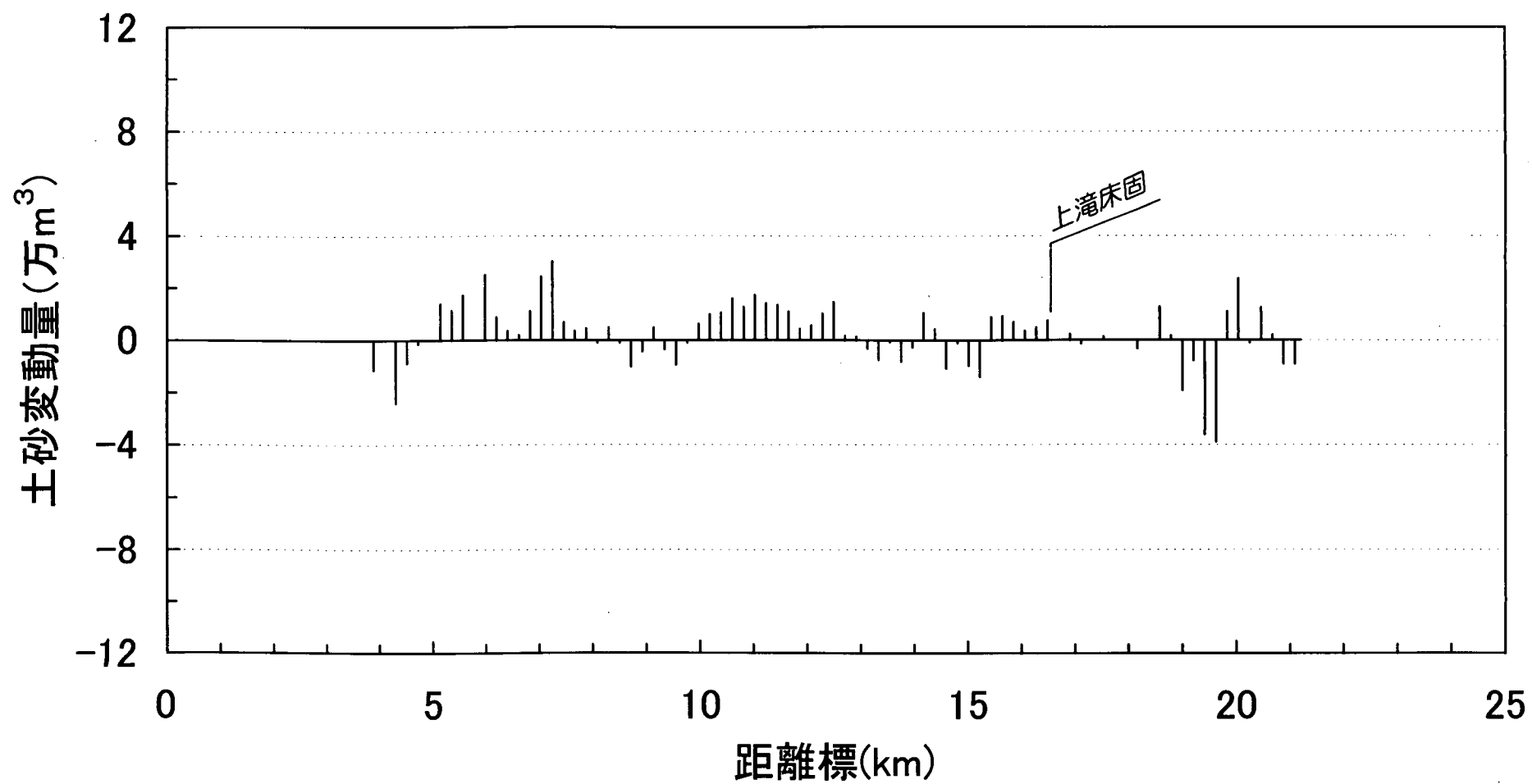


図 5.3 昭和 44 年洪水による河床変動量縦断図 (検証 1)

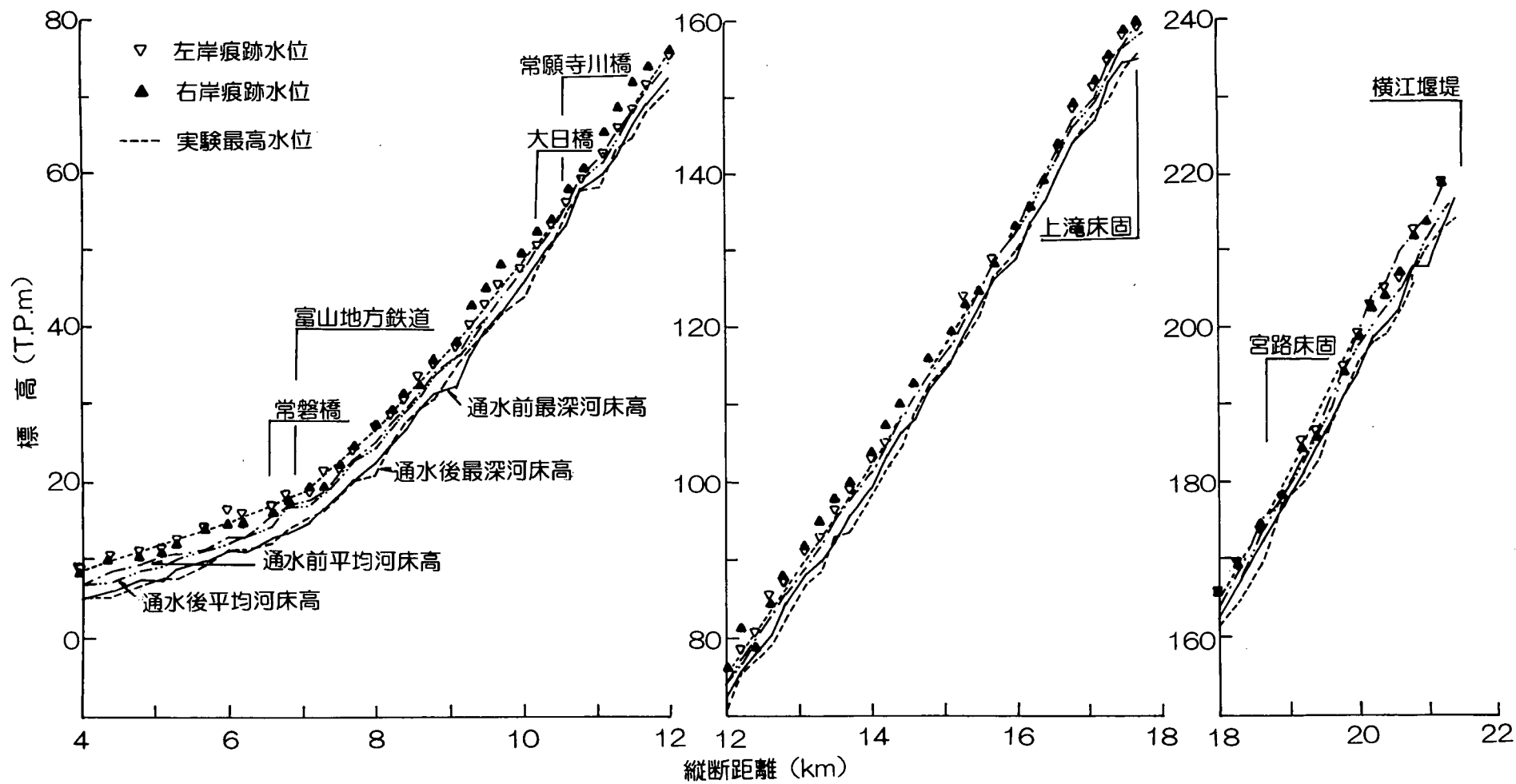


図 5.4 水位および河床縦断面図

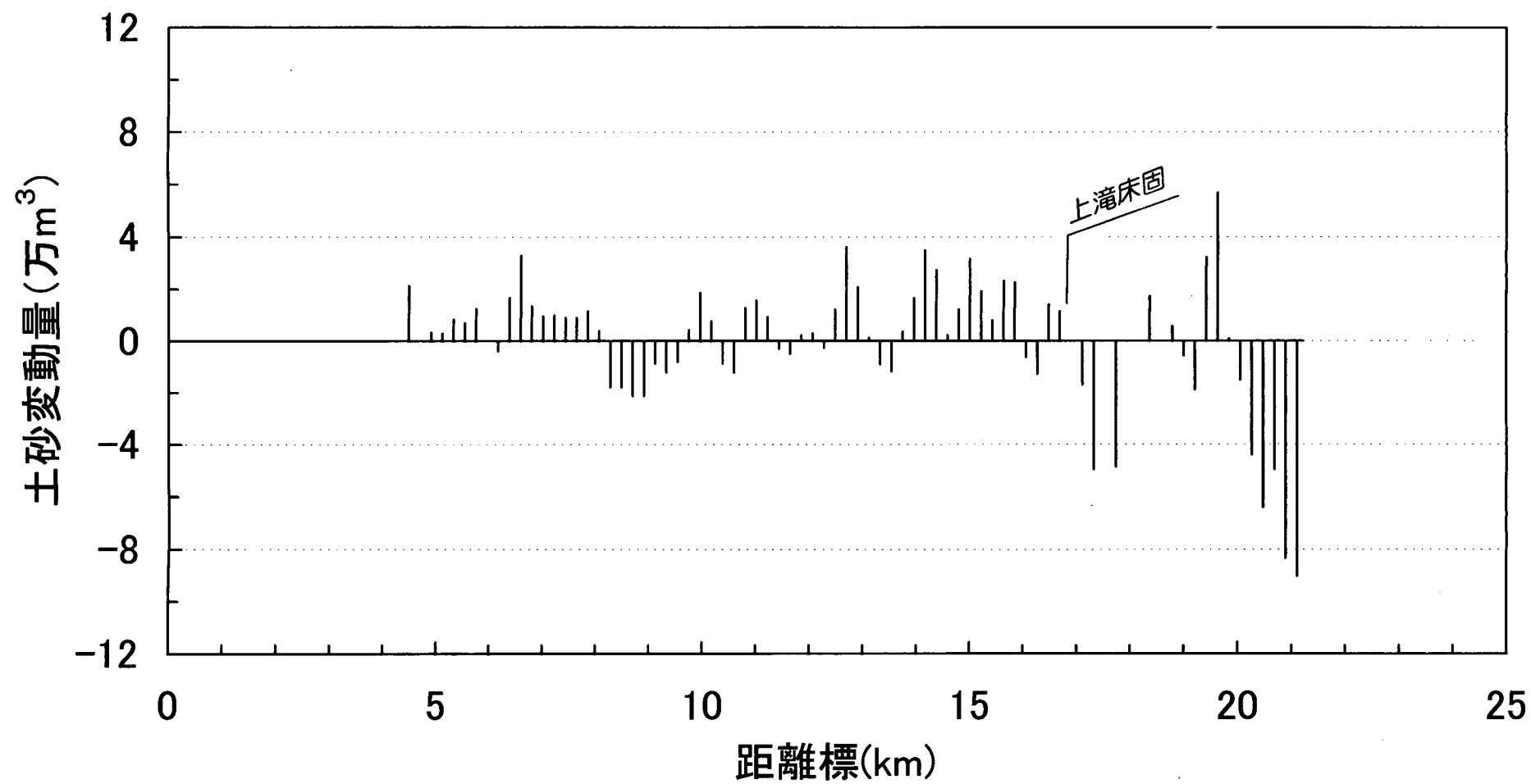
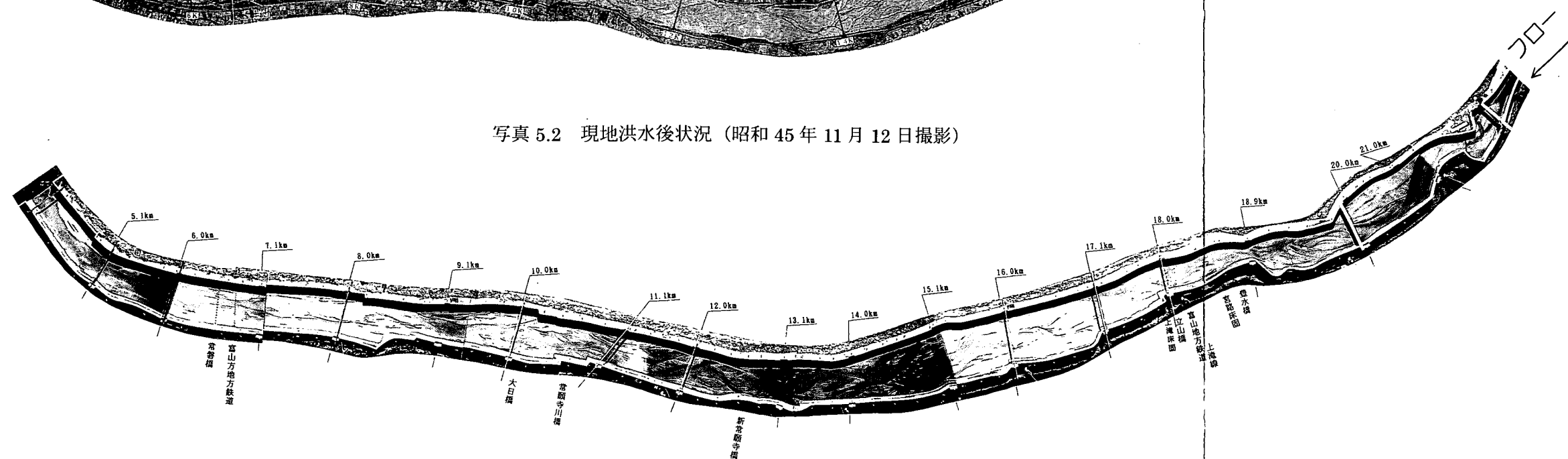
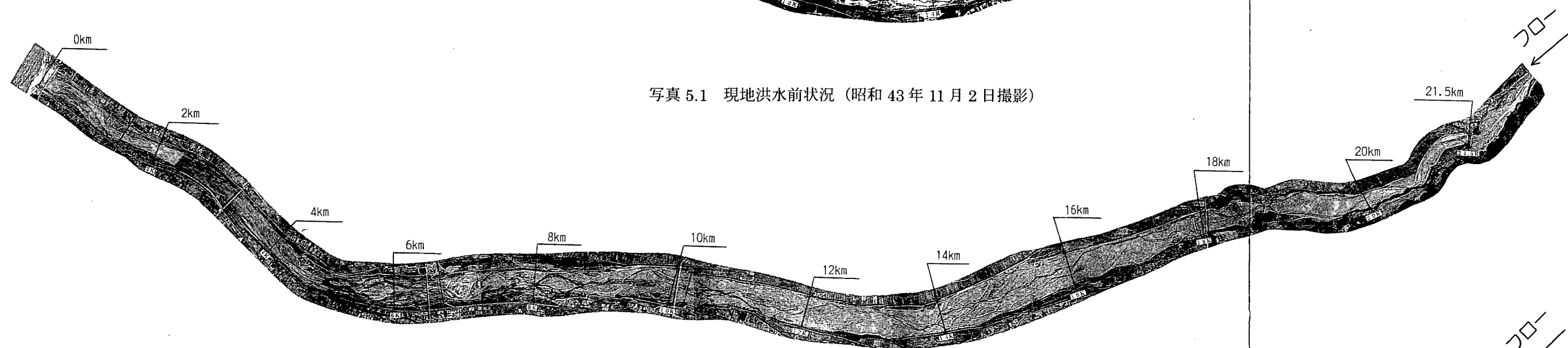
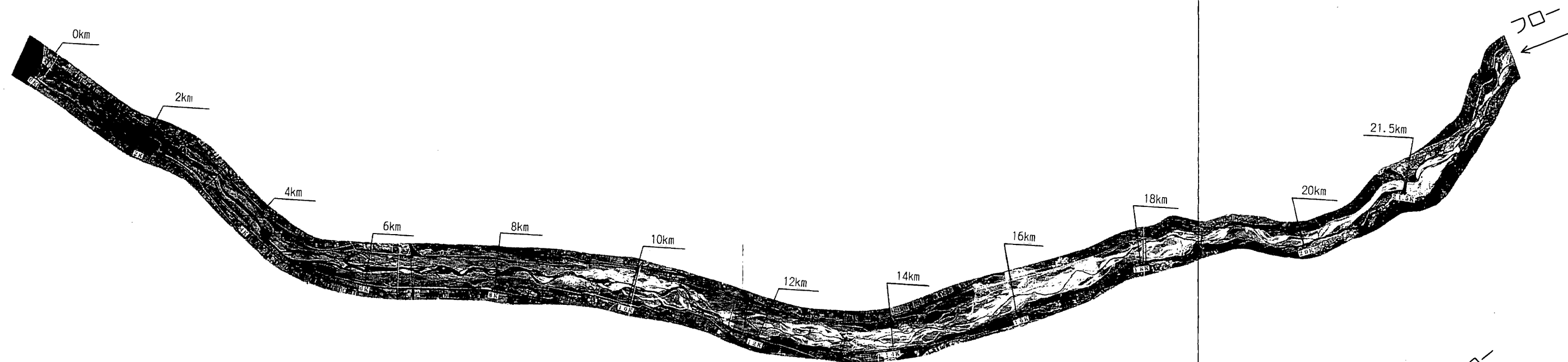


図 5.5 昭和 44 年洪水による河床変動量縦断図 (検証 2)



第6章 実験結果とその考察

6-1 砂州の移動特性と河岸侵食特性

砂州を調べることが直接には現地河道の河岸侵食対策には結びつかないが、洪水によって水衝部が堤防近傍の河岸に発生するような砂州が形成され、かつその砂州が洪水の時間経過に伴って移動する場合に河岸は長い区間にわたって水衝部にさらされることになるため、砂州の移動特性を把握することが重要となる。常願寺川では平水時には川幅中央の一部分で蛇行し砂州が不明瞭であるが、昭和44年洪水のような規模の出水が来襲すると2列～1列の砂州が形成され、次第に川幅全体を振幅とした蛇行流を示すため、砂州の形成とその移動特性を把握することは特に重要となる。最適な対応策を検討するにあたっては、対象流量や通水時間、低水河岸防護工の有無、河道断面形が砂州の移動特性や河岸侵食特性にどのような影響を与えるかの概略を予め把握しておく必要がある。以下にその検討結果を示す。

6-1-1 流量と流し方（定流または不定流）による影響

実際に河岸侵食の対策範囲を考えるに当たっては砂州が少なくとも一波長程度移動する時間の様子を見なければならぬが、昭和44年洪水の1洪水分では砂州が一波長程度までの移動がなかったため、これよりさらに長時間継続して通水する必要がある。つまり、流量条件だけでなく通水時間も重要となることから、砂州にとって支配的な流量とその通水時間を見出して河岸侵食との関係について検討した。流量 $Q=2,000\text{m}^3/\text{s}$ 程度までは河床材料の移動および砂州の形成移動がほとんど生じないことより、昭和44年洪水の $Q=2,000\text{m}^3/\text{s}$ 以上の流量での総流砂量を計算し、これに相当する一定流量の通水時間を求めた。表6.1はその計算結果であり、まず昭和44年洪水ハイドロを $Q=2,000\text{m}^3/\text{s}$ 、 $2,200\text{m}^3/\text{s}$ 、 $2,400\text{m}^3/\text{s}$ 、 $2,600\text{m}^3/\text{s}$ 、 $2,764\text{m}^3/\text{s}$ （昭和44年洪水ピーク流量）の各流量の重ね合わせとした階段状のハイドログラフを作成した。検討区間はセグメント毎に分けて（セグメント1-3：7.1km～10.0km、セグメント1-2：10.0km～15.3km、セグメント1-1：15.3km～18.0km）、各区間で各流量時の水理量を流砂量公式（芦田・道上式）に代入し、これに各流量の通水時間を乗じたものを積分して1洪水分の総流砂量を求めた。流量 $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ 定流の場合の通水時間は、1洪水分の総流砂量を流量 $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ の流砂量（単位時間当たり）で割ると約15分となる。つまり、流量 $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ の定流実験で昭和44年洪水の1洪水分と同程度の流砂量を得るには約15分間通水すればよい。実際には、実験での測定時間等を考慮すると最低限60分程度必要なことから、流量 $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ を1時間通水して昭和44年洪水の4洪水分を与えたことになる。また流量 $Q=4,600\text{m}^3/\text{s}$ の定流では約10分間の通水で計画洪水の1洪水分となり、この流量を模型で1時間通水した（6洪水分）。

上記の流量と通水時間の条件によって、砂州の移動特性がどのように異なるか検証2とケース8-1、8-2について比較検討した。検証2は昭和44年8月洪水の不定流（ピーク流量 $Q=2,764\text{m}^3/\text{s}$ ）、ケース8-1は検証2のピーク流量と同程度の $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ の不定流、ケース8-2はケース8-1と同じ定流であるが流量の多い $Q=4,600\text{m}^3/\text{s}$ （計画高水流量）としたケースである。この3ケースの比較によって、流量や流し方（定流または不定流）の相違による砂州の移動特性など河床変動への影

響を把握できる。

図 6.1 は、検証 2 における砂州の走時曲線（砂州の前縁線先端位置の時間的变化）を流量ハイドロとの関係で示したものである。これより、洪水増水期の流量が概ね $Q=2,000\text{m}^3/\text{s}$ になって砂州の移動流下が顕著になり始め、洪水減水期の同一流量程度の $Q=2,000\text{m}^3/\text{s}$ になると砂州の移動流下が鈍くなり、流量 $Q=2,000\text{m}^3/\text{s}$ 程度以上でなければ砂州の移動流下が顕著にならないことが分かる。また、上流部の砂州より下流部の砂州の方が移動流下速度が小さく 12km より下流ではほとんど移動流下しないことが分かる。この不定流実験に対する定流実験の結果として、図 6.2 は流量 $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ を、図 6.3 は流量 $Q=4,600\text{m}^3/\text{s}$ をそれぞれ定流で流した場合の砂州の走時曲線を示したものである。これらの図の比較によって以下のことが言える。

- ①砂州の移動流下速度は、移動開始当初の方が大きく、ある程度時間が経過すると小さくなる。
- ②流量が多いほど、砂州の移動流下速度は大きく時間経過に伴う移動流下速度の低下傾向はそれほど顕著ではない（砂州の移動流下がなかなか止まらない）。

河岸侵食量についてその時間的および場所的分布について整理したものが図 6.4、図 6.5 である。図 6.4 はケース 8-1（流量 $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ ）、図 6.5 はケース 8-2（流量 $Q=4,600\text{m}^3/\text{s}$ ）に対応し、左岸高水敷と右岸高水敷に分けて各々の経過時点における各距離標での初期からの侵食幅を示したものである。また同図には通水前の高水敷幅も示されているが、これは平成 7 年度河道の横断図および空中写真より高水敷と思われる部分を判断して高水敷幅を読みとった。この図より洪水によって何処がどれだけ侵食されて、どのくらい堤防までの高水敷が残っているかが分かり、また時間毎のデータにより各場所の侵食速度が概ね分かるため、高水敷の侵食危険度についての時間的な判断が可能となる。例えば、ケース 8-1 の流量 $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ の左岸のデータを見ると、9.3km、11.1km、12.8km、15.3km の各近傍では侵食幅が大きくほとんど高水敷が無くなっているが、13.5km 近傍では侵食幅は大きいはまだ堤防までかなりの高水敷部分が残っている。また、14km～15.3km 近傍では他の箇所より侵食幅が小さいが 15.1km 近傍ではもともと高水敷幅が狭いため、通水後はほとんど高水敷が残っていない。さらに 12.8km 近傍では、通水 20 分後までは侵食幅が小さいがその後急激に侵食が堤防まで進むのに対して、11.1km や 14.1km～15.1km 近傍では通水初期の時点で侵食幅が決定している傾向が強い。一方図 6.5 の流量 $Q=4,600\text{m}^3/\text{s}$ では、13km～上流区間での侵食幅は流量 $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ より大きく、侵食速度も通水時間中はほぼ一定である。

以上のように、侵食危険度の判断にあたっては、侵食幅だけではなく残った高水敷の幅や侵食速度の時間変化、対象とする洪水規模等を考慮することが重要である。

6-1-2 常水路護岸の有無による影響

計画河道として常水路設定を前提にした場合、まず現況の常水路法線を維持するように全川に渡って護岸をした河道が洪水時に安全であるか、そして維持可能であるか否かについて（主に河床変動に関して）把握する必要があるため、実験のケース 8-2（護岸無し）とケース 8-3（護岸有り）の河床変動に関する実験結果を比較した。ケース 8-3 では、現況河道（平成 7 年度）の常水路河岸

のり面とのり肩天端（約 7.5m 幅）を河道全川に渡って二スで固め、洪水時の流水によって壊れないようにした。

図 6.6 は、砂州の走時曲線を示したもので、図 6.3 と比較すると全体的に砂州の移動流下速度が低下していることが分かる。詳細に見ると、ケース 8-2 では通水初期には砂州の形状が不明瞭であり、砂州の形成が明瞭となった当初だけ大きな移動流下速度が傾向を示す。これに対しケース 8-3 では、通水初期から砂州形状は明瞭であるが、その移動流下速度は通水中ほぼ一定の傾向を示す。

これらの相違の理由は通水 1 時間後の河床変動状況の平面図（図 6.7 と図 6.8）からも判断できる。河岸を固定しない場合には（図 6.7）、常水路河岸が侵食され通水幅が広がり水深が小さくなる。つまり、川幅水深比（B/H）が大きくなることによって砂州の複列化傾向が強くなり砂州の規模が小さくなる。通水当初に砂州の形状が不明瞭であったのは、この時期に常水路河岸が侵食され河積が増加し平均的な掃流力が小さかったことが主な原因と考えられる。次第に常水路河岸の侵食された砂が供給土砂となって砂州の形成が顕著になり始めると、河岸固定のケースより砂州の複列化傾向が高く小さな砂州が形成されるため砂州の移動流下速度は速くなる（砂州は淵を埋め戻しながら移動流下し、その砂州の規模は小さくなるほど淵の深さも小さい。したがって、供給土砂量が同一という条件下では砂州の規模が小さいほどその移動流下速度は速くなる）。その後は川幅がさらに広がり掃流力が小さくなるため時間の経過とともに砂州の移動流下速度は遅くなると考えられる。一方河岸を固定した場合には（図 6.8）、常水路幅が規制されてほぼ一定の河積が持続するため砂州の移動流下状況の時間的変動はあまりなく、河岸を固定しないケースより砂州は単列化傾向が強くなり規模が大きくなる。

河道の横断形状の変化について、前述と同一の 2 ケースについて代表的な断面の通水前と通水後の河床横断形をそれぞれのケース毎に示したものが図 6.9 と図 6.10 である。通水前の河床形状がケースで若干異なっているが、平均河床高は両者で同一であり初期河床からの変化量に注目して相対的に比較するには充分と言える。両者を比較しての主な相違点を以下に示す。

- ①8.0km 断面において、通水後に河道中央部の河床が高い傾向は両ケースとも同程度である。
ただし、左岸の河岸全面の洗掘深は河岸固定した場合の方が大きい（河岸固定しない場合の約 3 倍）。
- ②9.1km 断面において、全体に堆積傾向で両ケースとも同一傾向であるが、河岸固定した方が凹凸の度合いが大きい。
- ③10.0km 断面において、河道中央部の堆積傾向は両ケースとも同一傾向であるが、河岸固定したケースでは、右岸において護岸裏の高水敷が約半分以上侵食され、その洗掘深は護岸に近づくほど大きい。
- ④12.1km 断面において、左岸側に滞筋が寄る傾向は両ケースとも同一であるが、河岸固定したケースでは、左岸の護岸裏まで侵食され堤脚前面で最も洗掘深が大きく（約 7m 程度）、左岸高水敷であった部分が主流部となるような侵食が生じる。
- ⑤12.0km 断面では、両ケースとも堆積傾向であるが、河岸固定したケースの方が河道中央部の

堆積傾向が強く右岸護岸前面の洗掘が大きい。

- ⑥13.1km 断面では、滞筋が左岸寄りになる傾向は河岸固定しないケースの方が強く左岸高水敷はほとんど侵食で無くなり、その堤防前面では初期河床から約 10m 程度洗掘する。
- ⑦14.0km 断面では、両ケースとも河床変動量が少なく滞筋は河道中央に位置する。
- ⑧15.1km 断面では、河岸固定したケースの方が侵食がなく堆積傾向が強い。
- ⑨16.0km 断面では、河岸固定しないケースの方が左右岸の高水敷の侵食が顕著であり、滞筋の位置が不明瞭である。河岸固定したケースでは、高水敷の侵食は見られないが滞筋は右岸寄りで護岸前面の洗掘が顕著である。
- ⑩17.1km 断面では、河岸固定したケースの方が滞筋が左岸寄りの傾向が強く、また左岸堤防前面では局所的に洗掘される（初期河床高から約 8m）。

以上のように、常水路河岸を固定することによって堤防前面の侵食をある程度防止することはできるが、砂州の規模が大きくなることによって護岸前面の洗掘が増大するため護岸の十分な根入れが必要となる。また場所によっては、高水敷上面を走る流れによって護岸裏や堤脚部の侵食が助長され、さらに砂州の流下移動が継続する傾向が河岸固定しない場合に比較して強くなり、護岸の崩壊や破堤の危険性が高まると考えられる。ただし、本検討は高水敷が冠水する状態（流量 $Q=4,600\text{m}^3/\text{s}$ ）で長時間通水した実験結果である。これは既往最大規模の洪水 10 回分程度に相当し（流砂量の時間縮尺より算定した場合）、この洪水ピーク流量と同程度で常水路満杯になることから、かなり過大な外力を模型河道で与えたことになる。したがって、計画河道を考えるにあたっては、どのような規模の洪水を対象とするかによって常水路河岸を防護するか否かあるいはどのような防護を行うかの判断が違ってくると考えられる。

6-1-3 断面形による影響

将来の計画河道を常水路設定した複断面とするかまたは単断面とするかについては、対象とする洪水規模、常水路の流下能力、高水敷侵食の余裕の程度、堤防の治水安全度等種々の項目を考慮しなければならない。現況河道の常水路の流下能力は流量 $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ 程度で、これは既往最大の昭和 44 年 8 月洪水のピーク流量程度に相当するほど大きいことから、現状の常水路を確保した複断面河道においてもこの洪水規模で単断面河道の流れとなる。

以上のことより、本検討では現状の常水路有りの断面形状（平成 7 年測量断面、凹凸河道、既設水制有り、常水路河岸護岸無し、ケース 8-1）と堤防間を平坦な断面形状（左右岸の高水敷も含めた平均河床高で平坦、既設水制有り、常水路河岸護岸無し、ケース 9-1）の河道に流量 $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ を 1 時間通水（昭和 44 年 8 月洪水の約 4 回分）し、両者を比較検討することとした。

通水後の河床状態を写真 6.1（ケース 8-1）および写真 6.2（ケース 9-1）に示す。常水路有りの前者のケースでは、1～1.5 列の砂州が形成されており、14km 付近右岸、13km 付近左岸、11km 付近左岸の各箇所では特に常水路河岸の侵食が堤脚まで及んでいる。一方、堤防間を平坦な単断面形状とした後者のケースでは、砂州の列数が増え 17km 付近から 11km 付近では川幅の中央

付近で舌状の砂州の形成（2列の砂州）が顕著となる。滞筋の深さは前者のケースより小さい傾向にあるが（ケース 9-1 では、河床高測定を行っていないため定量的には判断できないが、写真などから定性的には判断可能）、17km 付近左岸、16km 付近右岸、12km 付近左岸では堤脚前面に深い滞筋が形成されている。これらの相違の生じる理由として以下のようなことが考えられる。高水敷を無くして単断面にすると、川幅の拡幅と水深の低下（ B/H が大きくなる）によって砂州の列数が増えて砂州の規模が小さくなることにより主流部が幾重にも分かれ、それに伴う滞筋の部分の深掘れは小さくなるが、時間の経過に伴って主流部が1本に集中する傾向が強くなり、その主流が堤脚前面に寄るようになる。最終的には常水路有りのケースと同じように堤防前面での侵食が生じる。また砂州の規模が小さいと砂州の移動流下速度が大きいため、深掘れ場所の変動速度も大きく、結果として洗掘の対策範囲を広く取らなければならないというデメリットが生じる。

以上のように深掘れの量そのものについては単断面の方が有利であるが、洗掘箇所の移動性や堤防前面での洗掘開始時期に関しては次の理由から常水路を設定した方が有利と考えられる。実際に現場においてどちらがよいかは、現場における河道管理をどのように考えるかによって左右される。つまり堤防護岸として超過洪水時にも壊れないようにかなり完璧な構造を維持するように管理するのか、またはある程度の「削り代」つまり侵食の余裕として高水敷を残した方がよいのかである。堤防を「土堤原則」とする限り、堤防護岸がどんな外力にも壊れないように構造的に完璧に近い状態にすることは、構造面および管理面にかなりの投資を必要とする。一方、現状の常水路と高水敷を残すように設定した河道では、堤脚前面まで侵食が進んだ時点では危険度が高いが、堤脚前面までの侵食するまでの時間稼ぎができる。また単断面の場合よりも砂州の移動流下の速度が小さいことより、河岸侵食が生じた場合の対応について時間的余裕があるというメリットがある。河道の治水安全度に対する投資に限界があることや河岸侵食現象等のドラスティックな変化に対応しやすいという観点からは現状の常水路と高水敷を残した断面を設定することが妥当と考えられる。

6-2 河岸の危険度評価と対策工法

6-2-1 河岸の危険度評価

前節において、現状の常水路と高水敷を残した断面設定の妥当性を、砂州の移動流下や河岸侵食の特性および管理面等の観点から判断した。この河道の安全性をさらに高めるための対策工法を考えるにあたっては、まず現状の河岸の危険度について実験結果だけでなく現地の状況（護岸の諸元、例えば護岸の根入れ等）も考慮して詳細に評価する必要がある。

本検討に用いた実験はケース 8-1 と 8-2 であり、 $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ と $Q=4,600\text{m}^3/\text{s}$ の流量を、平成7年度測量の河道（常水路河岸は護岸無しで既設水制のみを設置）に定流で通水した。河岸侵食の安全度は通水初期の河床条件よりもランダム的に発生する砂州の移動流下に起因することが支配的であり、この砂州の移動流下の特性は一洪水だけではその全容を把握することが困難であると考え、実験では前述のように砂州が一波長程度以上移動流下する時間（洪水数回分）通水するこ

ととした。また流量 $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ 程度以下では河床変動がほとんど生じないことや、砂州の履歴性（水理量に対応した砂州がすぐには形成されない）等を考慮して $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ 以上の流量を定流で通水することとした。このような流量、通水時間、流し方（定流）で行った実験結果から河岸侵食の危険度を定量的に判断することは困難であるが、場所毎の危険度を相対的に判断するための一指標としては充分と言える。

以上の観点から前節の 6-1-1 に示した実験結果を考察するとともに、現地の河道条件（高水敷幅、低水護岸および高水護岸の有無や根入れ等）を常水路河岸の区間毎の危険度を以下の基準でランク分けした。

〔ランク分けの基準〕

本検討で対象とした流量は $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ と $Q=4,600\text{m}^3/\text{s}$ の 2 種類であり、それぞれの流量をピークに持つ洪水の回帰年はそれぞれ約 50 年および約 150 年である。これは洪水発生回数の期待値として考えると、150 年間にピーク流量 $Q=4,600\text{m}^3/\text{s}$ 以上の洪水が 1 回、ピーク流量 $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ 以上の洪水が、 $150\text{年} \div 50\text{年} = 3$ 回発生することにあたる。この 2 種類の流量の通水時間と河岸侵食幅の関係、砂州の移動流下状況、現地の河道条件等を判断指標にして、河岸防護工が無い場合の常水路河岸の危険度を以下のようにランク分けした。

①ランク a

一回の洪水で堤防が侵食される危険性を判断すると、ピーク流量 $Q=4,600\text{m}^3/\text{s}$ の洪水（計画洪水ハイドロ）一回程度に耐えることが最低必要である。常水路満杯時の流量が約 $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ であり、常水路河岸の侵食危険度の観点からはピーク流量 $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ の昭和 44 年洪水一回程度に耐えることも確認しておくことが必要と考え、以下のような箇所が該当する。

・現況で高水敷のない箇所

→現況で高水敷幅が 20m 未満で、常水路の護岸がないまたは護岸があるが根入れが不十分な箇所

・現況で高水敷はあるが、侵食速度が大きく洪水 1 回程度で高水敷が全て侵食されて堤防が危険になると判断される箇所

→流量 $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ 定流実験での洪水 1 回分または $Q=4,600\text{m}^3/\text{s}$ 定流実験での洪水 1 回分（各流量をピークに持つ一洪水の総流砂量と同一となる各流量の定流継続時間は、それぞれ模型で約 15 分および約 10 分）通水後に、残りの高水敷幅が 20m 未満になり、かつ現況で常水路護岸がないまたは護岸があるが根入れが不十分な箇所

②ランク b

ランク a とランク c の中間的な位置づけとして流量 $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ 定流実験における洪水 3 回分の外力を設定し、通水後に残りの高水敷幅が 20m 未満になり、かつ現況で常水路河岸の護岸がないかまたは護岸があるが根入れが不十分な箇所とした。

③ランク c

「堤防の安全性の確保について 150 年は担保する」と考え、上記 2 つの規模の洪水（ $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ と $Q=4,600\text{m}^3/\text{s}$ ）発生回数を期待値という平均的な考え方で想定すると、ピー

ク流量 $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ の 3 洪水だけでなくピーク流量 $Q=4,600\text{m}^3/\text{s}$ の 1 洪水に対する侵食安全度も満足させることが必要と考え、実際に以下の指標で判断した。

- ・ 流量 $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ 定流実験における洪水 3 回分の通水後（45 分後）および流量 $Q=4,600\text{m}^3/\text{s}$ 定流実験における洪水 1 回分の通水後（10 分後）に高水敷幅が 20m 以上残る箇所。

④ランク d

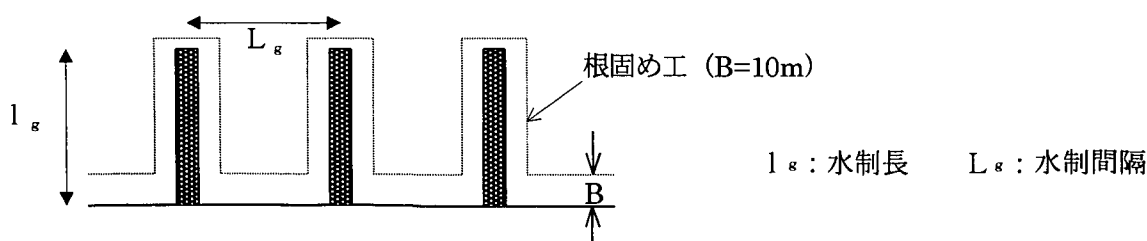
現況で常水路河岸に護岸があり、護岸前面の局所洗掘に対して十分な根入れを有し、防護工の新設や補修の必要のない箇所

上記の基準に基づいて、箇所毎に河岸危険度のランク付けを行った結果を表 6.2 に示す。表中の「高水敷幅が 20m 未満となる洪水の回数」の欄「○」は、流量 $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ 定流の洪水 3 回分で高水敷幅が 20m 以上残る場合である。また「一洪水で高水敷幅が 20m 残る」の欄「×」は、流量 $Q=4,600\text{m}^3/\text{s}$ 定流の洪水 1 回分で高水敷が 20m 未満になる場合である。さらに a * は、現況高水敷幅が 20m 未満または堤防護岸の根入れが不足し、ランク a の中でも特に危険度が高いと考えられる場合である。

6-2-2 対策工法

前節で得られた河岸危険度評価の「ランク a」と「ランク b」の箇所を対象に、急流河川の代表的な対策工として以下に示す水制と縦工について検討した。水制については機能的に「本水制」と「根固め水制」に分けられる。このうち「本水制」は、水制の天端高を洪水位よりも高くして河心側に水を刎ねる効果を有するもので、一基当たりの水制の大きさや水制にかかる流体力は根固め水制の場合より大きくなるため、根固め水制より水制先端部の周辺河床が局所的に洗掘される傾向が高い。一方の「根固め水制」は、水制の天端高を洪水位よりも低く一定区間にわたって群として配置し河岸前面の流速を低減させる効果を有するものであるが、天端高が低すぎると大出水時に水制天端からの落ち込み流による局所洗掘等が懸念されるため、水制の天端高や配置に関する設計が重要となる。本検討では、新規に設置せず既設水制の天端高を計画高水位以上にした不透過性のものを「本水制」とし、「根固め水制」は以下に示すような諸元としその設置数および設置位置等を試行錯誤的に実験で決めることとした。

○根固め水制

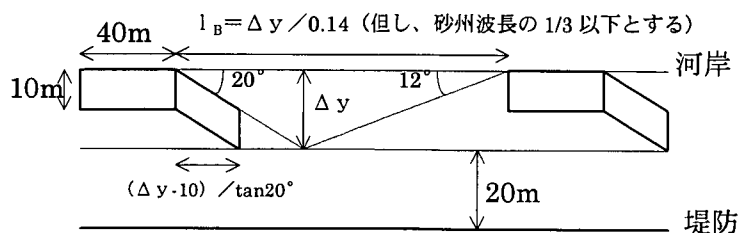


- ・ 長さ l_g は、川幅の 1/10 以下とし、既設水制の間隔も考慮して決定する。
- ・ 高さは、“計画高水流量が流れるときの水深の 0.2~0.3 程度（河川砂防技術基準）”を考慮し

て、ここでは平均河床高から約 1.5m の高さ（流量が約 $Q=2,000\text{m}^3/\text{s}$ 時の水位と同程度の標高）とする。

- ・間隔 l_B は、“長さの 1.5～2.0 倍程度、高さの 10 倍程度（河川砂防技術基準）” および黒部川の検討結果³⁾ から判断して長さの 2～3 倍を考慮して、長さの 3 倍とする。

○縦工



- ・縦工間隔 l_B は、「河岸侵食量 Δy を許容範囲内に納めるとともに砂州による河岸侵食の影響を取り除くため、縦工を設置する近傍に形成されるスケールの小さい砂州の波長の $1/2 \sim 1/3$ 以下とする。」と山本は提唱している⁴⁾。本検討ではこれの安全側を考慮して l_B は砂州波長の $1/3$ 以下とし、現況の高水敷幅から 20m を引いた長さを Δy として $\Delta y / 0.14$ 以下を縦工間隔 l_B とする⁴⁾。
- ・高さは現況高水敷高とする。

前述のように危険度が同一ランクであっても、既設の水制や低水護岸の有無や砂州の移動状況等の条件が違いため一義的に対策工を決めることは不経済である。また現況河道に対策工を設置することにより流況が変化して危険度が変わると、それに伴って対策工法も変える必要がある。これらのことから上記の対策工を基本として、主にその施設配置について以下に示すように試行錯誤的な検討を進めた。

実験の進め方については、各ケースの本実験前に流量 $Q=300\text{m}^3/\text{s}$ を定流で 3 時間（現地値約 3 5 時間）の予備通水後、継続して所定の流量を通水した。その通水中にラジコンヘリコプターによる空中写真撮影や水制周辺の洗掘深、水位、流況等の測定を数回行い、河床高測定は通水前後の 2 回行った。全体的な砂州の形成やそれに伴う流況は、水制や縦工の条件にあまり係わず、流量規模や通水方法（定流または不定流）によってほぼ支配的に決定されと考え、通水流量は、 $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ （既往洪水最大流量規模）と $Q=4,600\text{m}^3/\text{s}$ （計画高水流量）の 2 種類とし、流量 $Q=4,600\text{m}^3/\text{s}$ については定流と不定流（計画ハイドロ）の 2 種類の条件で表 6.3 に示す実験を行った。一連の実験は表 4.1 のケース 9-2～9-7 にあたり、このうちケース 9-2～9-5 で流量 $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ を定流通水して対策工について基本的な諸元を絞り込み、ケース 9-6 で流量を増大させ、ケース 9-7 で流し方を変えて（不定流に）、対策工の諸元についてさらに絞り込んだ。

各ケースの水制や縦工の諸元については、その直前のケースの結果を踏まえて試行錯誤的に判断し図 6.11～6.15 に示すような条件とした。河岸侵食の対策工を考えるに当たっては、砂州

形成との関係を把握することは重要であるが、砂州の大きさや形成位置や移動流下速度等は河床条件や流量条件等（河床材料、初期河床、流量、通水時間等）が同一でも厳密な再現は困難である。つまり、川幅程度より小さなスケールでの侵食や滞筋の位置等については詳細に比較しても、それが普遍的な特性とは言えない可能性がある。そこで本検討では、局所的ではなくあるスケール範囲（川幅程度）を対象として、各ケースの砂州や洗掘の状況について相対的に比較することとした。以下に結果の概要を示す。（図 6.16 に以下の検討で対象とした対策工および測点番号を示す）

- ①現況河道で危険箇所と判断された、9km の左右岸、10.4km 右岸、11km 左岸、13km 左岸において非越流型の不透水制（本水制）を設置すると（ケース 9-2）、各個所の水制周辺での洗掘は大きく洗掘範囲が堤脚付近にまで達するが、越流型の水制（根固め水制）にすると（ケース 9-3）洗掘がかなり低減され堤脚近傍での洗掘は小さい（図 6.17 および写真 6.3 に、洗掘状況を比較した一例を示す）。
- ②砂州の移動性と水衝部の関係を把握するために、水制先端における洗掘の経時変化の一例として、9km 左岸付近、14km 左岸付近、17km 右岸付近のデータについて整理したものを図 6.18（ケース 9-5）に示す。これより、川幅の狭い 9.0km 左岸付近では、通水当初にある程度洗掘が進行するがそれ以降の変化は少ない。14km 付近は川幅の急縮の程度が比較的大きい区間であり、箇所および時間によって洗掘深はまちまちであり、必ずしも一様な傾向は見られない。17km 右岸付近では、下流側の水制ほど最大洗掘が大きくその発生時期が遅くなる傾向を示す。
- ③上記の流量 $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ 定流時の状況に対して、流量を $Q=4,600\text{m}^3/\text{s}$ に増加させた場合の状況の変化を図 6.18 と同様に整理したものが図 6.19（ケース 9-6）である。まず 9km 左岸付近では、 $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ 時より洗掘深は大きく、No.2 の水制先端で最大約 4m の洗掘が生じる（ $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ 時では下流ほど洗掘が大きく、最大約 2m の洗掘）。14km 左岸付近については、No.30 水制の先端での 6m の最大洗掘（ $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ 時の約 2 倍）が生じる。17km 左岸付近では、洗掘深そのものは $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ 時と大差ないが、いずれの水制においてもほぼ同程度の洗掘深である（ $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ 時には下流ほど洗掘が大きい）。
- ④上記までの定流の実験結果に対して計画ハイト $Q_{\text{max}}=4,600\text{m}^3/\text{s}$ を流したケース 9-7 の水制先端の洗掘深について示したものが図 6.20 である。9km 左岸付近および 14km 左岸付近 17km の洗掘深およびその経時的変化状況は、流量 $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ 定流時と同一の傾向を示している。
- ⑤縦工についても水制と同様に、流量や流し方（定流または不定流）の違いによる縦工前面の洗掘深の低減効果を示したものが図 6.21 である。これより縦工についても水制工と同様に流量 $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ 定流実験と計画ハイト Q_{max} の実験結果がほぼ同一の傾向を示している。流量 $Q=4,600\text{m}^3/\text{s}$ 定流実験では、最大洗掘深が他の 2 ケースより大きくなるとともに、下流の縦工ほど洗掘深は大きく写真 6.4 に示すように最下流の縦工下流側の高水敷部分での侵食が顕著となる。

以上の根固め水制および縦工の単体については、当初設計の諸元でほぼ適正な結果が得られた。またその施設配置については以下に示す実験結果を経てその最終案を選定した。写真 6.5 に示す

通水直後の河床状況と通水中の流況観察から各対策工案別に以下のようなことが言える。

①対策工案 1（ケース 9-2、図 6.11 参照）

- ・ ケース 8-1～8-3 の実験結果より、堤防前面の高水敷幅が狭くかつ洪水時に水衝部となる 5 箇所
に本水制を図 6.11 のように設置したが、各水制周辺河床の洗掘が大きく堤脚近傍まで達した。
- ・ 上滝床固直下流右岸沿いおよび 14.5k 左岸近傍の河岸前面にて顕著な侵食が生じ、ここを対
策する必要性が高い。
- ・ 11.5k 右岸と 12.2k 右岸の既設護岸の末端近傍で顕著な河岸侵食が生じた。

②対策工案 2（ケース 9-3、図 6.12 参照）

- ・ 対策工案 1 で設置した 5 箇所の本水制を水制高の低い根固め水制に換えた。これによって、
堤脚部の洗掘が低減された。
- ・ 上滝床固直下流右岸沿いの侵食防止のためには水刳ね効果を持たせることを有効と考え、そ
この既設水制の天端高を高くして本水制とした。これによって水刳ね効果はあったが本水制
周辺河床の局所洗掘が顕著になるデメリットが生じた。
- ・ 14.5k 左岸近傍の河岸前面の侵食防止のために根固め水制 2 基を増設し、この効果を確認した。
- ・ 11.5k 右岸と 12.2k 右岸の既設護岸の末端近傍での河岸侵食の対策として巻き止め工を設置し、
その効果を確認した。

③対策工案 3（ケース 9-4、図 6.13 参照）

- ・ 対策工案 2 の結果を踏まえ、上滝床固直下流右岸沿いの侵食防止のための水制の天端高を低
くし（本水制から根固め水制に変更）、15k 右岸、13k 左岸、10.5k 右岸の 3 箇所は水衝部の
位置が変化しやすいことを考慮して、根固め水制から縦工に変更した。
- ・ 10.5k 右岸の縦工の裏側（堤防側）で局所洗掘が顕著であり、また 11.5k および 12.2k 右岸の
河岸侵食に対する巻き止め工の効果があまり見られないが、それ以外は上記の対策で効果がある
ことを確認した。

④対策工案 4（ケース 9-5、図 6.14 参照）

- ・ 4 箇所の対策工について変更（10.5k 右岸縦工を根固め水制に変更、11.5k および 12.2k の巻
き止め工の長さを 20m から 30m に変更、14k 左岸の既設水制の間隔を狭くするように根固め
水制を増設）した。このうち 14k 左岸の根固め水制増設の理由は、この箇所は高水敷が狭く
川幅が急縮しており、砂州の形成状況いかにによっては水衝部になる可能性があると考えた。
- ・ 以上の対策工の効果は概ね良好。ただし 16k 右岸付近では根固め水制の設置範囲外で河岸侵
食が発生した。

⑤対策工案 5（ケース 9-6、9-7、図 6.15 参照）

- ・ 対策工案 4 の結果を踏まえて 16k 右岸付近に根固め水制 2 基を増設し、通水流量を
 $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ から $Q=4,600\text{m}^3/\text{s}$ に変えて検討した（ケース 9-6）。
- ・ 流量増大に伴って、砂州のモードが複列から単列へ変化する傾向が卓越するが、主流位置は
 $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ 時と大きくは変わらず、対策工の効果も $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ 時と同様であることを確
認した。

- ・ 対策工案 5 の効果について不定流実験による最終確認を行ったケース 9-7 では、河床では複列と単列の砂州が共存するが単列砂州に伴う主流が卓越し、本ケースの侵食対策工の位置と水衝部位置がほぼ一致しており対策工が有効に働いていると言える。

以上のように砂州の形成移動および河岸侵食状況を考慮して最適な案を見出すことできた。

6-3 下流区間の水衝位置の検討

前述のように、ケース 9 までの実験では現地河道の 10.0km～18.0km の河床材料を対象とし、これを模型値に縮小した材料（平均粒径 $d_m \approx 1.3\text{mm}$ ）を河道全区間に敷き詰めた模型で実験した。現地河道の 10.0km 付近より下流では上流より河床材料が細かいが、模型では下流区間でも上流と同じ河床材料を敷き詰めたため、模型の下流区間では現地より流砂量が少なく河床変動（砂州の形成も含めた）の相似性があまり良くないことが考えられる。また近年の洪水被災は下流部で顕著であり堤内地盤高も低いこと等を考え合わせると、当該地点近傍の河岸防御の必要性は高いと考えられる。これらのことから、ケース 10-1～10-3 では、11.1km から下流 4.0km の区間の河床材料を平均粒径 $d_m \approx 0.64\text{mm}$ の混合砂に入れ換え（このうち 10k～11.1k 間は給砂区間）、洪水時における水衝部形成状況をさらに詳細に把握し、河岸防御の必要性を確認した。なおこのケースで流した流量は、平成 10 年 8 月洪水のピーク流量 $Q=1,700\text{m}^3/\text{s}$ と既往最大洪水ピーク流量相当の $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ さらに計画高水流量 $Q=4,600\text{m}^3/\text{s}$ の 3 種類であり、これらを定流としてそれぞれ模型上で 2 時間、1 時間、1 時間通水した。

図 6.22 はケース 10-1～10-3 における河岸沿いの流速の時空間分布状況を模式的に示したものである。これより例えばケース 10-1 の 8.0km 右岸付近では、通水当初には他の場所と比較して流速は小さいが、時間経過に伴って流速が大きくなるとともにその範囲が広がる傾向がある。この傾向は流量が違っても同様であり、当該地点の河岸防御の必要性が高いと言える。また高流速の発生する箇所は 9k および 10k 付近の左右岸であり、その現況高水敷幅の狭い箇所は前述の河岸危険度のランク a に当たり、河岸危険度のランク分けの結果と概ね整合性がとれている。これは当該地点近傍に形成される砂州は通水当初には移動流下するが時間経過に伴って固定化され、平衡状態では流量規模や河床材料にあまり係わらずほぼ同一位置に砂州が形成される傾向にあるためと考えられる。

河岸侵食の顕著な位置は、図 6.23 に示す通水前後の河床変動量から各ケースともほぼ同一の 8.4km～9.1km 左岸、7.7km～8.4km 右岸、7.5km～7.7km 左岸、7.3km 右岸で生じていることがわかる。ただし流量の大きい $Q=4,600\text{m}^3/\text{s}$ のケースでは高水敷上にも洪水流が流れるため 9.3km～10.0km 左岸では常水路河岸前面だけでなく高水敷上の侵食も顕著となる。上記の水衝部のうち 7.7km～8.4km 右岸と 7.5km～7.7km 左岸近傍の現況の常水路河岸は護岸されていないため、何らかの対策工の必要があると言える。

6-4 長期的な河道変化特性

長期的な観点からの河道の安定性にとっては上流から供給される土砂量が最も支配的な要因で

あると考えられる。供給土砂量の影響を模型実験によって定量的に把握するには、場所毎に河床材料を変え通水流量に現地の流況を考慮する必要があるが、実際上は困難である。したがって模型河道では極端な土砂供給条件下で実験を行い、その影響がどの程度であるかを概略把握しておくことを優先すべきであると考ええる。

以上の考え方に基づいて、長期的な河道変化がどのような特性を有し、河岸対策工の効果が発揮されるのかを確認した。具体的には、既設河岸対策工のケースと最終河岸対策工のケースの各条件下で、上滝床固め上流からの供給土砂量の多い場合と無の場合の河床高と河床材料の経時変化を把握した。さらに、現況の上滝床固直下流の局所洗掘が進行し、床固の根入れが浅くなり床固の構造的な安全度が低下しているため、この対策として「上滝第2床固」を既設床固の200m下流に増設する計画が考案されており、この効果についても検討した。

6-4-1 既設河岸対策工を設置した現況河道の場合

ケース10-4～10-8は既設河岸対策工を設置した現況河道で、上流からの供給土砂量の違いが下流の河道形状や河床材料の経時変化にどのような影響を及ぼすかを把握するために行った。この実験で対象としたのは上滝床固より下流であり、この範囲への供給土砂量が少ない場合として上滝床固の直上流の河床材料を取り除くことによって上滝床固め下流への土砂供給を絶った条件とした。また供給土砂量が多い場合として上滝床固めから直上流(18.9km)までの河床縦断勾配を現況河道の2倍にした(1/60→1/30)。与えた流れは次の通りである。供給土砂量が多いケースでは、平成10年8月洪水のピーク流量 $Q=1,700\text{m}^3/\text{s}$ を8時間(模型値)と既往最大級の流量 $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ を1時間(模型値)連続して通水した。一方、土砂供給を絶ったケースでは、この通水の後にさらに平均年最大流量程度の $Q=600\text{m}^3/\text{s}$ を16時間重ねて通水した。模型河道でこれらの流量を連続して通水したことは、現地河道の約400年程度(流量 $Q=600\text{m}^3/\text{s}$ 、 $Q=1,700\text{m}^3/\text{s}$ 、 $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ それぞれの流量をピークに持つ洪水の回帰年はそれぞれ約2年、約10年、約50年である。流量 $Q=600\text{m}^3/\text{s}$ が河床の移動限界で、各流量をピークに持つ洪水の継続時間を5時間、模型での通水時間縮尺をフルード則という条件を仮定して模型の通水流量と通水時間を現地換算すると以下ようになる。すなわち、模型の流量 $Q=600\text{m}^3/\text{s}$ の16時間通水は、 $2\text{年} \times 16\text{時間} \div 5\text{時間} \times 12.2 \approx 80\text{年}$ の現地に相当し、模型の流量 $Q=1,700\text{m}^3/\text{s}$ の8時間通水は、 $10\text{年} \times 8\text{時間} \div 5\text{時間} \times 12.2 \approx 200\text{年}$ の現地に相当し、模型の流量 $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ の1時間通水は、 $50\text{年} \times 1\text{時間} \div 5\text{時間} \times 12.2 \approx 120\text{年}$ の現地に相当する)に相当するかなり長期的な外力を与えたことになる。また、大流量の後に小流量を連続通水したケースを行ったのは、供給土砂量の低下に伴って滞筋部が強調され、後にはそこに流れが集中しやすくなり従来よりも小さな流量で河床材料が掃流されることによって、河床低下を助長していると考えたからである。

供給土砂の条件による河床変動の相違が、14km付近を境とする上流と下流で現れる。図6.24は平均および最深河床高の各断面別の経時変化について、また図6.25は平均と最深の河床変動高の縦断分布について、それぞれ供給土砂量の多いケース(10-4,10-5)と供給土砂無しのケース(10-6～10-8)を比較したものである。これより14km付近から下流では、供給土砂量の有

無に係わらず河床高はほぼ一定値で経時変化が小さいが、14km 付近から上流では供給土砂の有無によって状況が異なることが分かる。すなわち供給土砂量の多い場合には河床上昇傾向（平均河床および最深河床ともに）にあるが、供給土砂無しの場合には、14km 付近をヒンジとして上流ほど河床低下傾向が大きくなる（平均河床で最大約 10m、最深河床で最大約 17m の河床低下）。このような状況の生じる理由は、写真 6.6 のような河床の平面形状との関係から次のように考えられる。14km 付近から下流では滞筋が細くその蛇行ピッチも短く複列の砂州が卓越し、この状況が供給土砂量にあまり係わらないと考えられる。一方 14km 付近から上流で供給土砂が無い場合には、供給土砂が多い場合に比較して常水路内で形成される砂州は大きく、15.1k 左岸および 14k 右岸の水衝部が顕著になる。一般に大きな砂州ほど淵の部分は深いため、上記のように最深部の河床低下が顕著になったものと言える。

さらに供給土砂無しの場合に流量 $Q=3000\text{m}^3/\text{s}$ の通水後 $Q=600\text{m}^3/\text{s}$ を通水すると、14km 付近から上流においては、平均河床高はほぼ一定で経時変化は小さくなるが最深河床の低下傾向は依然として続く。この状況は、流量が $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ から $600\text{m}^3/\text{s}$ に小さくなって、流量 $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ で形成された淵の部分だけに流れが生じその部分の掃流力が増加するために、図 6.26 に示すように滞筋部のみが局所的に洗掘された結果と判断される。

図 6.27 は供給土砂無しの場合の河床表面材料調査結果であり、ケース 10-6（流量 $Q=1,700\text{m}^3/\text{s}$ 通水 8 時間後）とケース 10-8（ $Q=1,700\text{m}^3/\text{s}$ の 8 時間 + $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ の 1 時間 + $Q=600\text{m}^3/\text{s}$ の 16 時間）の d_{60} と d_{90} の縦断分布を示したものである。採取した箇所は写真 6.7 に示すように、各断面の滞筋部、滞筋の隣接部（主流部と水際の間位置）、砂州のクレスト部（流量 $Q=600\text{m}^3/\text{s}$ では干上がった部分）の各 $15\text{cm} \times 15\text{cm}$ 範囲（模型値）の河床表面である。これより、流量や場所に係わらず粒径の大きい順に並べると滞筋部分、砂州のクレスト部分、滞筋の隣接部となる傾向がみられる。滞筋の隣接部で細粒分が卓越するのは、主流部から離れた水際では主流部の掃流力が小さくなり、それによって掃流される河床材料は水際では主流部に比較して小さくなることが主な原因と考えられる。また、滞筋の隣と砂州のクレスト部分では d_{60} の河道縦断分布は流量によらずほぼ一定であるが、滞筋部分では長時間通水すると（ケース 10-8）14km 付近より上流で粒径が大きくなる傾向があり、前述の河床低下部分と一致する。さらに d_{90} の河道縦断分布は、いずれの場所やケースとも上流ほど粒径が大きい傾向を示すとともに、 d_{60} と同様に滞筋部では長時間通水によって 14km 付近より上流で粒径が大きくなる傾向を示す。

以上のように、上流（上淹床固上流）からの供給土砂が絶たれると供給土砂量の多い場合に比較して、砂州の単列化と滞筋が顕在化し砂州形成に伴う深掘れ深が大きくなり、新たな水衝部が生じる可能性が高くなる。さらにその後小出水が何回も続くと滞筋部分で河床低下が生じ、これと相まって滞筋部の河床材料が粗粒化するという連鎖が 14k から上淹床固間で顕著に生じる。このことは河床材料調査法として採取位置の重要性および河岸侵食対策の観点からの土砂管理の必要性を示唆している。

6-4-2 現況河道に最終河岸対策工を設置した場合

この節では、現況河道に常水路河岸の侵食防止として最終対策工を設置した場合の長期的な河道の安定性についての検討結果を述べる。供給土砂、流量、河床の条件および測定方法等はケース 10-6、10-7、10-8 と同一とした。

図 6.28 は平均および最深河床高の経時変化を既設対策工の実験と比較したものであり、両者ともほぼ同様であることが分かる。つまり 15km 付近より上流では流量 $Q=3000\text{m}^3/\text{s}$ (540min) までは時間経過に伴い平均河床高も最深河床高も各々一定の低下傾向を示す。その後流量を $Q=600\text{m}^3/\text{s}$ に小さくすると平均河床高の変化は小さくなるが、最深河床高の低下が依然として続く箇所が見られる。

15km 付近より上流で幅の広い一本の滞筋が明確に形成される状況は写真 6.8 に示すように既設対策工の実験(写真 6.6)と同様であるが、既設対策工で右岸河岸前面にあった滞筋が河道中央に形成されており、河道の長期的な変化に対しても最終対策工の順応性が高いと言える。

図 6.29 は河床低下の経時変化状況として河床横断形について既設対策工の実験結果との対比を示したものである。これより対策工の種類によって滞筋の位置は多少異なるが、16.0km より上流では時間経過に伴って滞筋が明瞭になり、流量が $Q=600\text{m}^3/\text{s}$ に小さくなるとそれまで形成された滞筋の一部分でさらに河床低下が進行する傾向の大きいことは対策工の種類に係わらず一定であることがわかる。この顕著な例として写真 6.9 に河床状況を経時的な変化を示す。

河床材料の時空間変化状況を図 6.26 と同様に整理したものが図 6.30 であり、河床低下の大きい上流ほど滞筋部の d_{60} は大きく、また小さい流量でも長時間通水によって滞筋部の粗粒化が顕著になる(特に d_{90} の 16km より上流において顕著)。これらの傾向は既設対策工の実験結果と同一である。

以上のように、土砂供給条件が変化した場合の河道の長期変化に対する最終対策工の効果は既設対策工の実験(写真 6.6)と全体的にはほぼ同様であるが、16k～上淹床固間では既設対策工で右岸河岸前面にあった滞筋が河道中央に形成されており、最終対策工は河道条件の変化に対してもある程度対応できると言える。

6-4-3 上淹第2床固の効果

現況の上淹床固直下流部では局所的に河床洗掘が進行し床固の根入れが浅くなり、床固の構造的な安全度が低下している。この一対応策として、現況の約 200m 下流に「上淹第2床固」を増設する構想が考えられており、その床固を設置することによる河床変動への影響を把握することとした。

現在、床固の具体的な設計諸元は定まっておらず床固の効果に関する机上検討もされていない段階にあるため、これについて最初からあまり限定された条件で実験することよりも床固設置の必要性については是非を把握するという程度を検討の位置付けとした。実験は最終対策工を設置した現況河道で供給土砂無しで長時間通水後(ケース 11-3)の河道に床固を設置するという極端な条件で行ったが、上記目的を得るにはこの条件下でも充分であると判断した。

以上の考え方から実験条件は、図 6.31 および写真 6.10 に示すようになるべく単純化した床固

構造にすると共に、ケース 11-3 実験後の模型河道条件の下で新規に床固を増設すると共にその近傍を改造して実験した。つまり床固の幅（流下方向）は既設と同一とし、天端高は既設床固より河床縦断勾配（1/60）の分として約 3.3m 低くした。また実験開始にあたっては、既設床固から下流 17.5km 間を平成 7 年平均河床に埋め戻した。流量 $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ を 60 分（模型値）と $Q=600\text{m}^3/\text{s}$ を 240 分（模型値）を重ね通水し、水位および河床高の経時変化が把握できるように測定した。

図 6.32 に床固直下流の断面における河床横断形について既設床固のみのケース（ケース 11-1～11-3）との比較を示す。初期河床と通水時間の条件が各ケースで違うため両者について詳細な比較はできないが、床固 100m 下流断面（上滝第 2 床固：17.5km 断面、既設上滝床固：17.7km 断面）を比較すると流量 $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ の通水 1 時間でほぼ平衡状態となり河床低下や河積増加の傾向が両ケースとも同一であることが分かる。また図 6.33 に示すように、上滝第 2 床固の直下流では深掘れが時間の経過と共に左岸寄りになることが分かる。したがって、上滝第 2 床固を設置することによって既設上滝床固直下流の局所洗掘の進行を防止できるが、新規床固の直下流に新たな局所洗掘が同様に生じるため、新規の床固については根入れ等構造的な安全性を考慮した設計とともに、河岸（床固下流右岸）への水当たりが助長される可能性もあるため河岸侵食の安全性も考慮する必要があると考えられる。

以上は限られた条件下での実験結果であり必ずしも普遍的ではないため、実際に現地に適用するには、これまでの河床低下の原因と床固の安全度評価、今後の供給土砂と河床低下の関係の推定等も行った上で、現床固の必要性やどの程度の土砂および河床管理を必要とするかに注目した検討がさらに必要と考えられる。

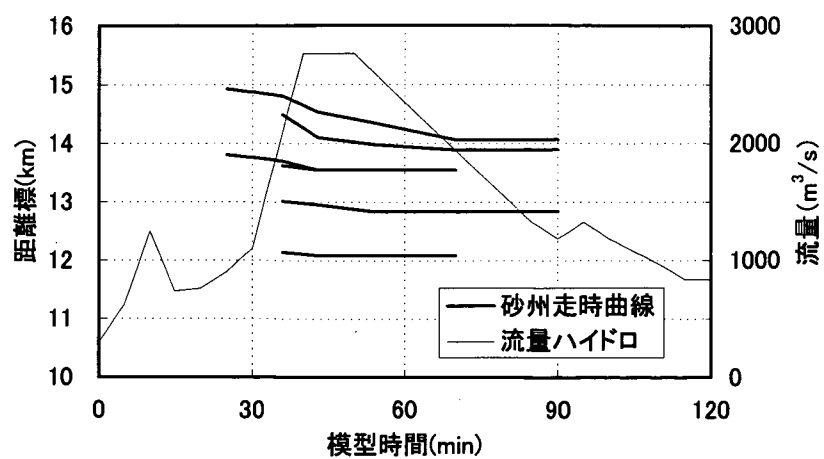


図 6.1 砂州の走時曲線（検証 2）

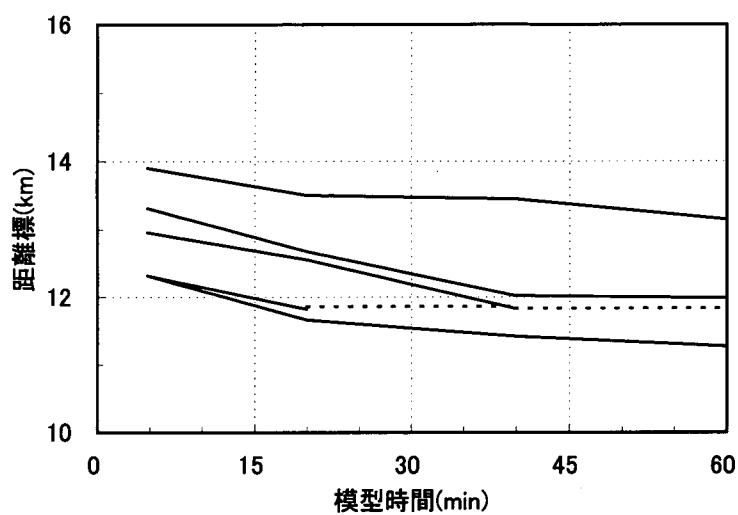


図 6.2 砂州の走時曲線（ケース 8-1）

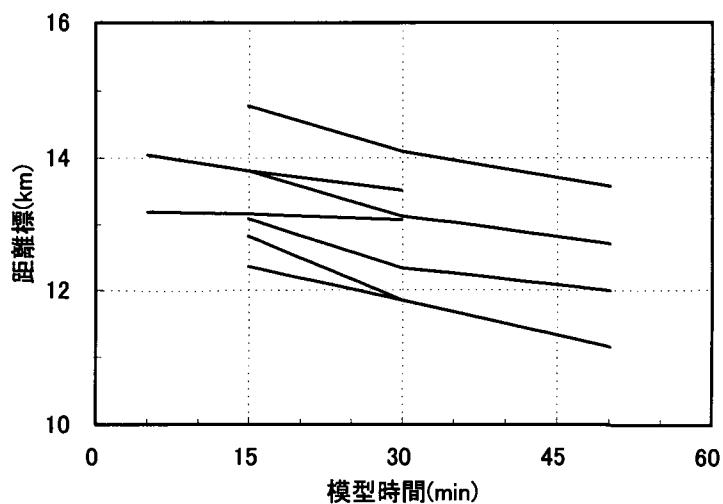


図 6.3 砂州の走時曲線（ケース 8-2）

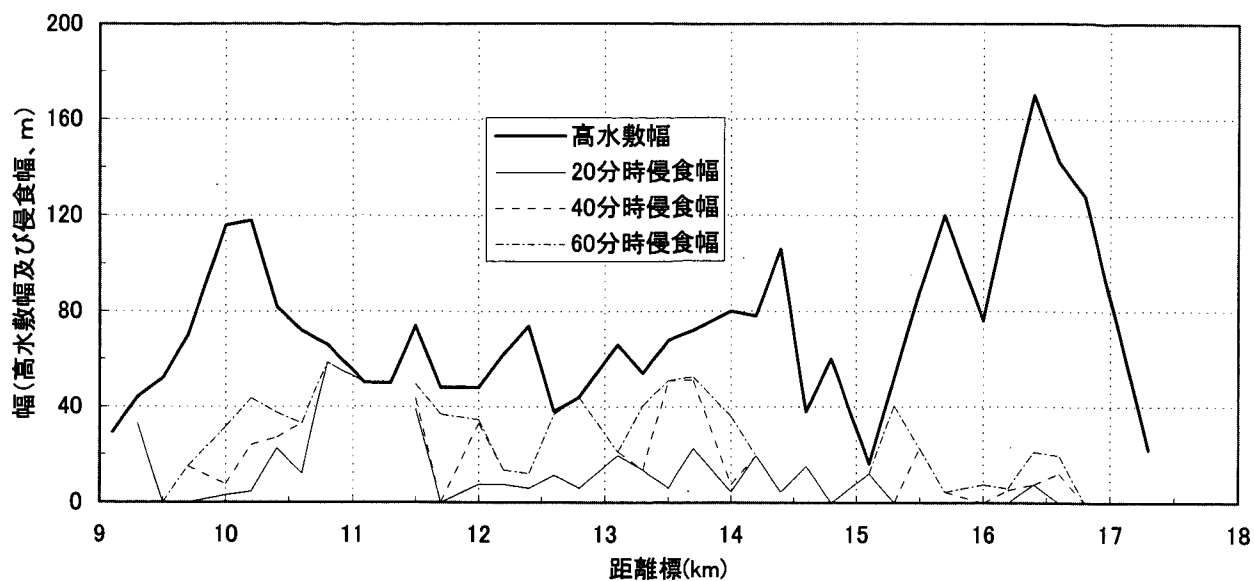


図 6.4(1) 河岸侵食縦断状況（左岸、ケース8-1）

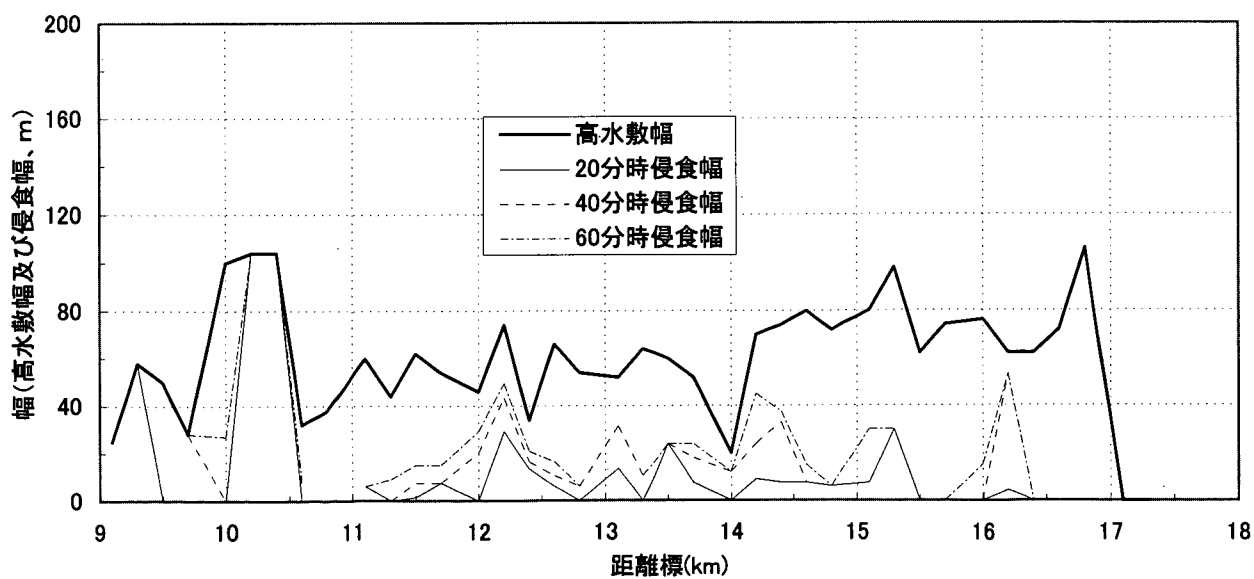


図 6.4(2) 河岸侵食縦断状況（右岸、ケース8-1）

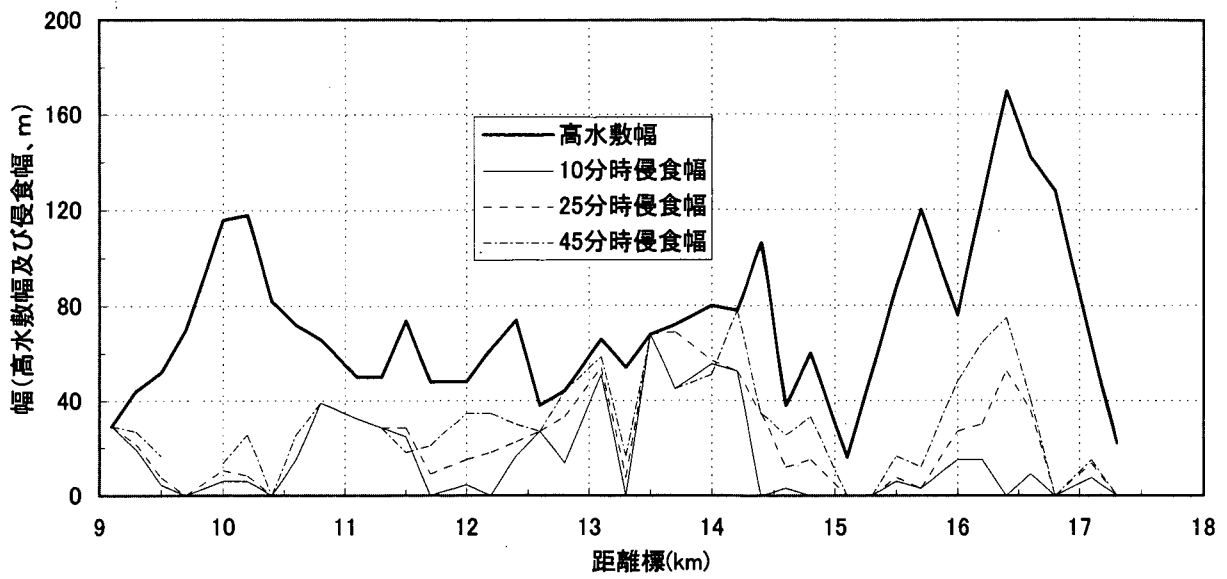


図 6.5(1) 河岸侵食縦断状況（左岸、ケ-λ 8-2）

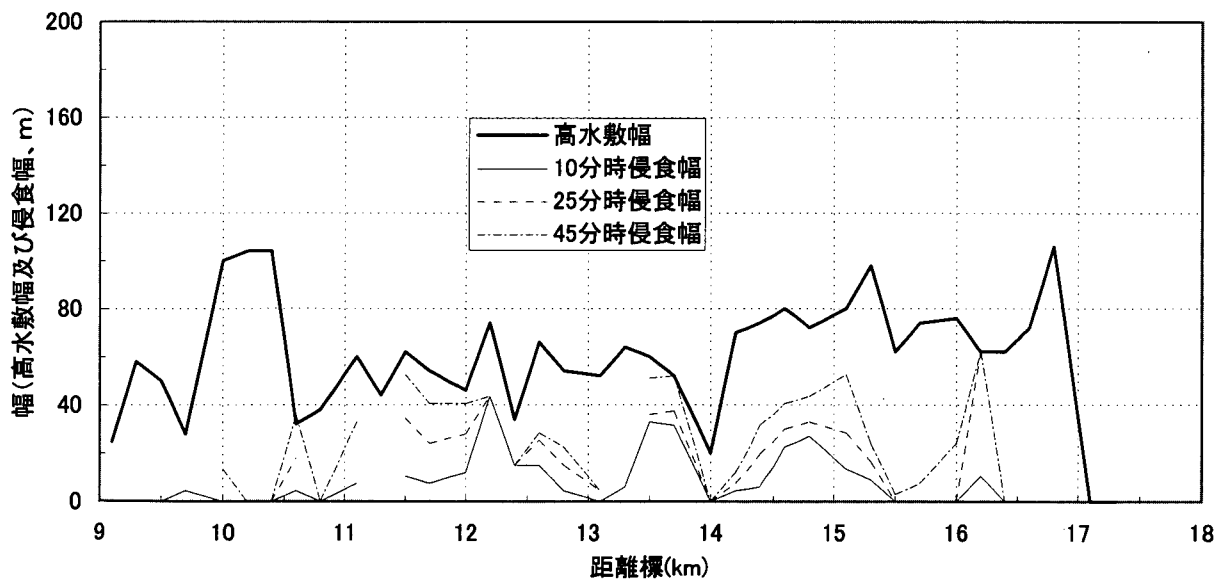


図 6.5(2) 河岸侵食縦断状況（右岸、ケ-λ 8-2）

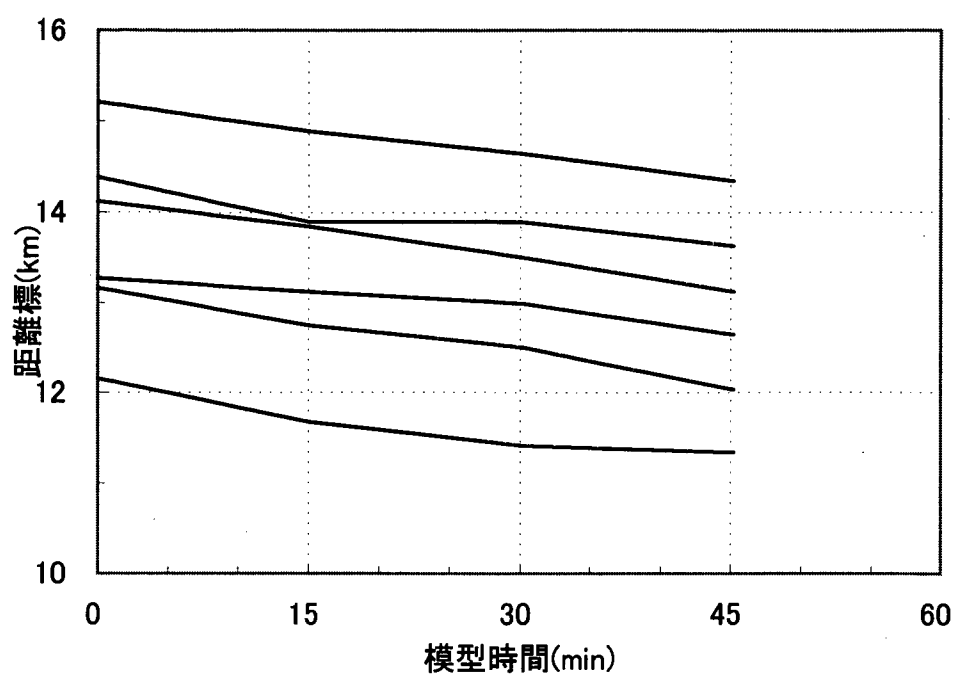


図 6.6 砂州の走時曲線 (ヶ-λ 8-3)

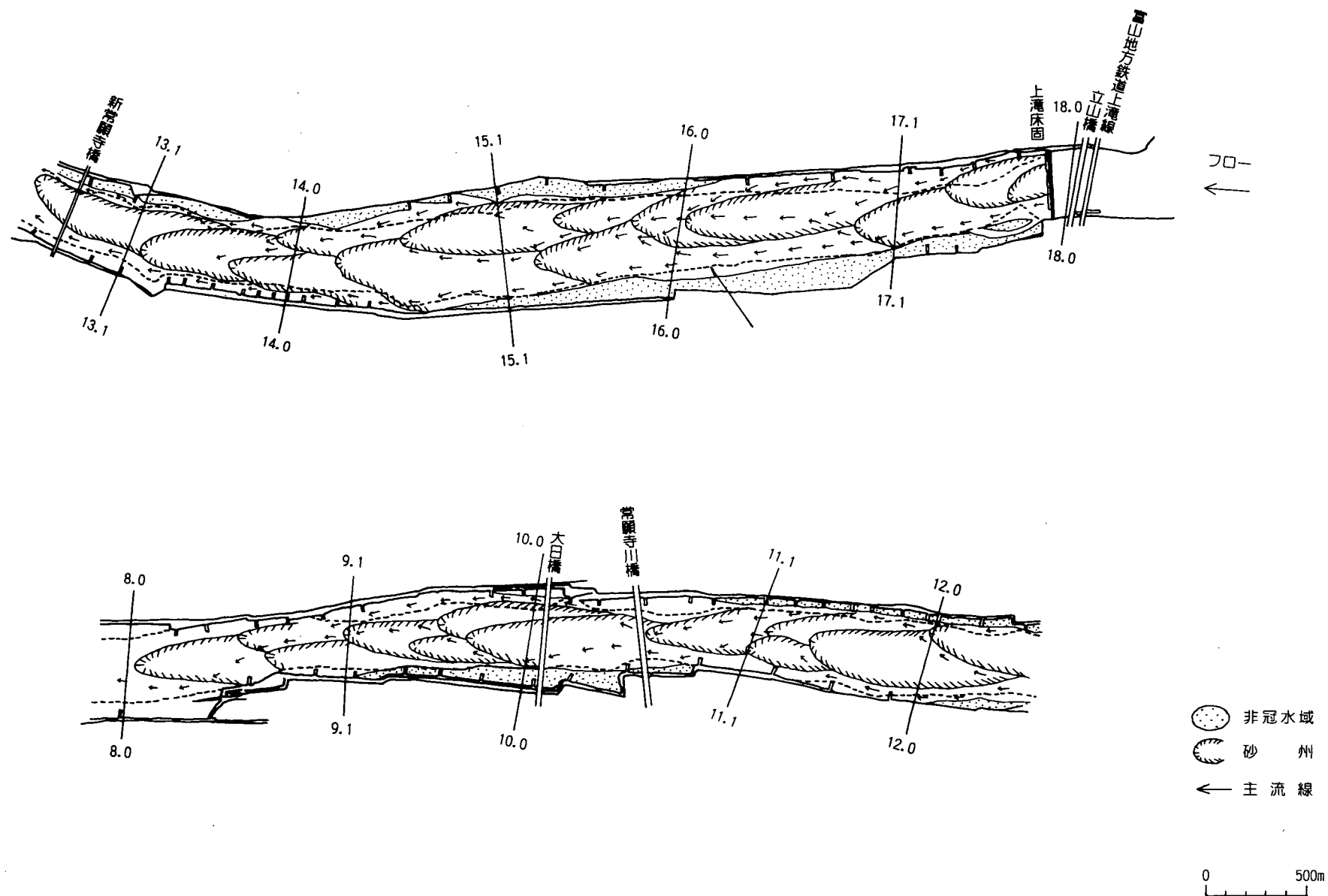


図 6.7 河床変動平面図（護岸無、ケース8-2）

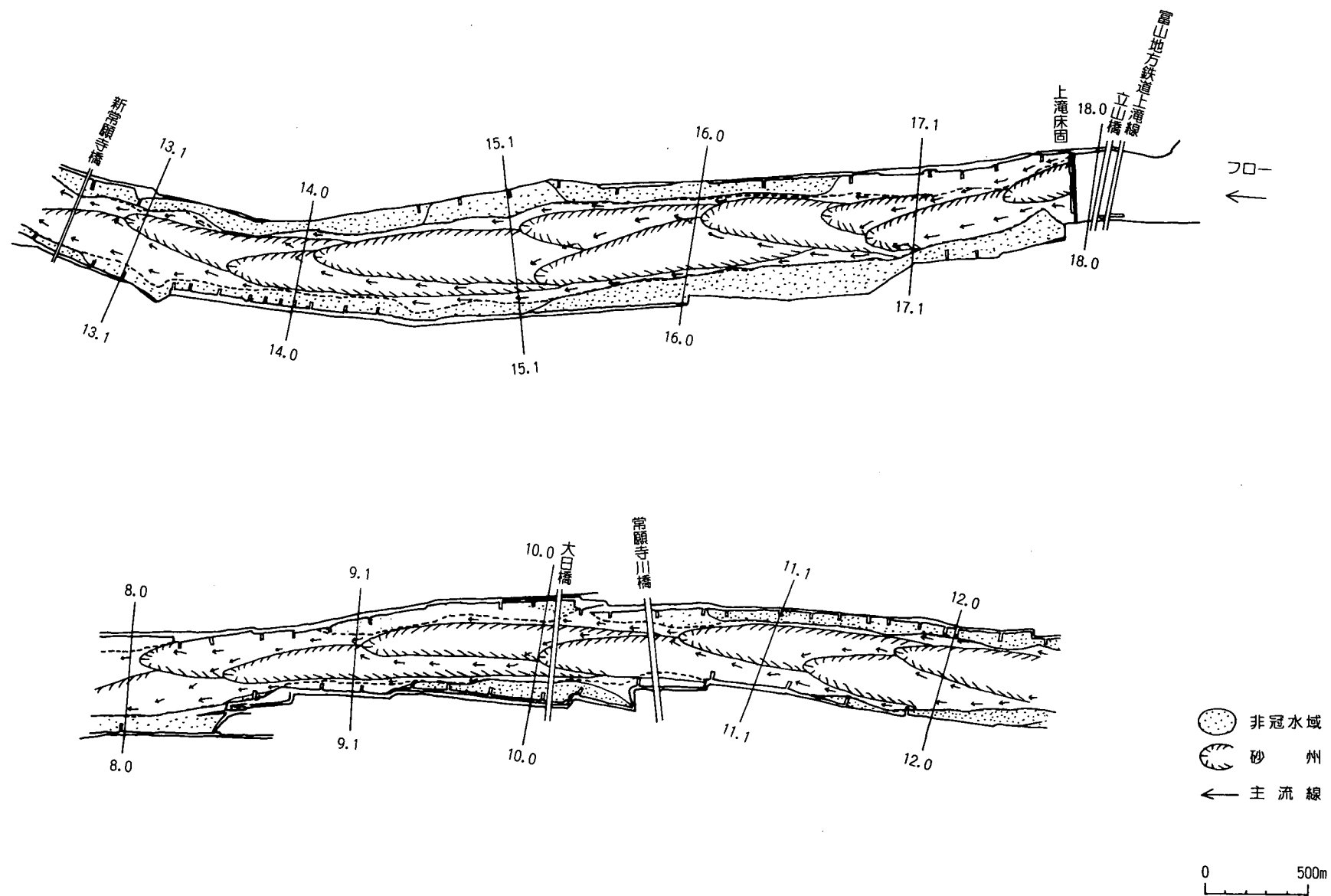


図 6.8 河床変動平面図（護岸有、ケ-ス8-3）

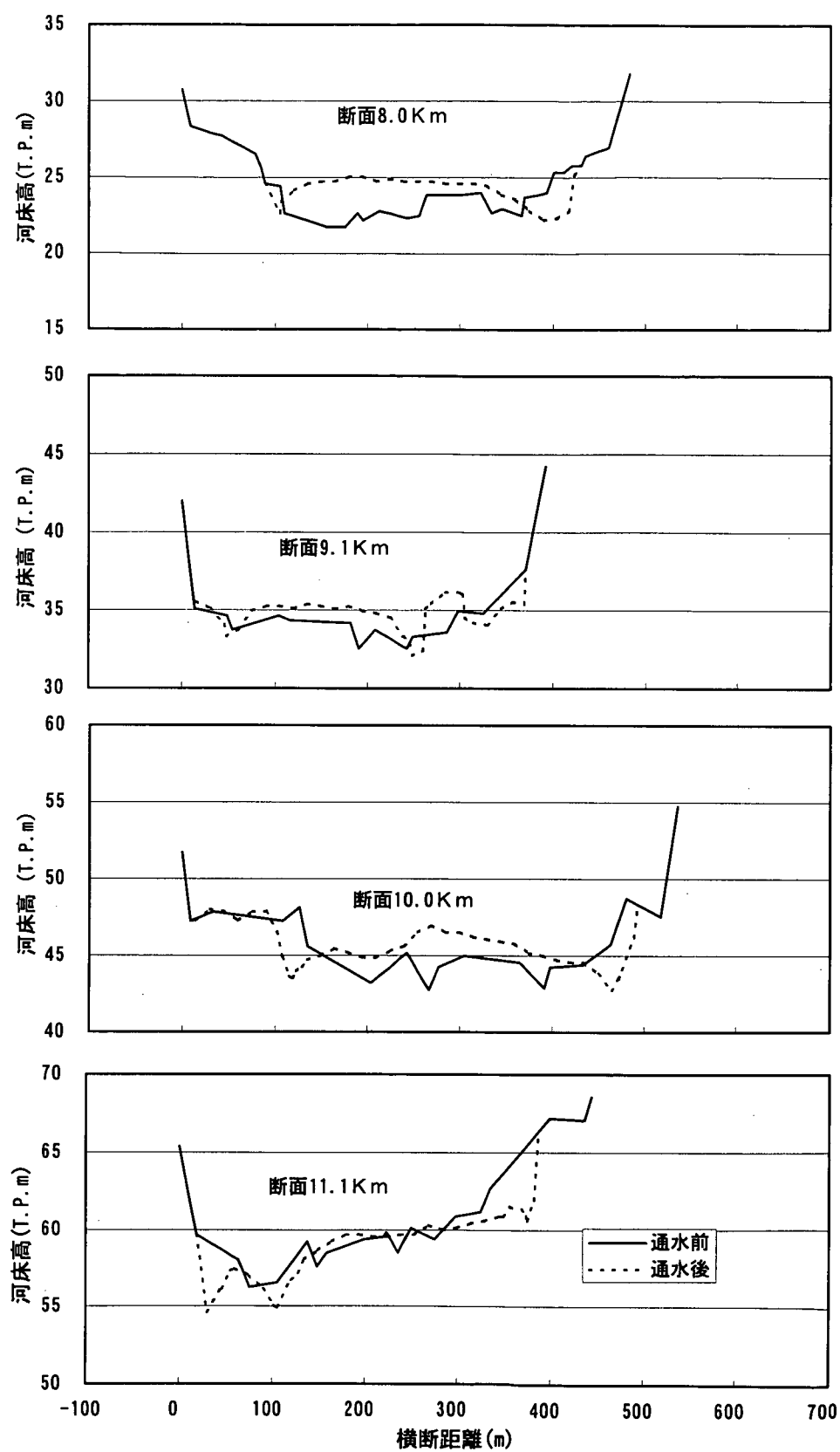


図 6.9(1) 河床横断変化図 (ヶ-ス 8-2)

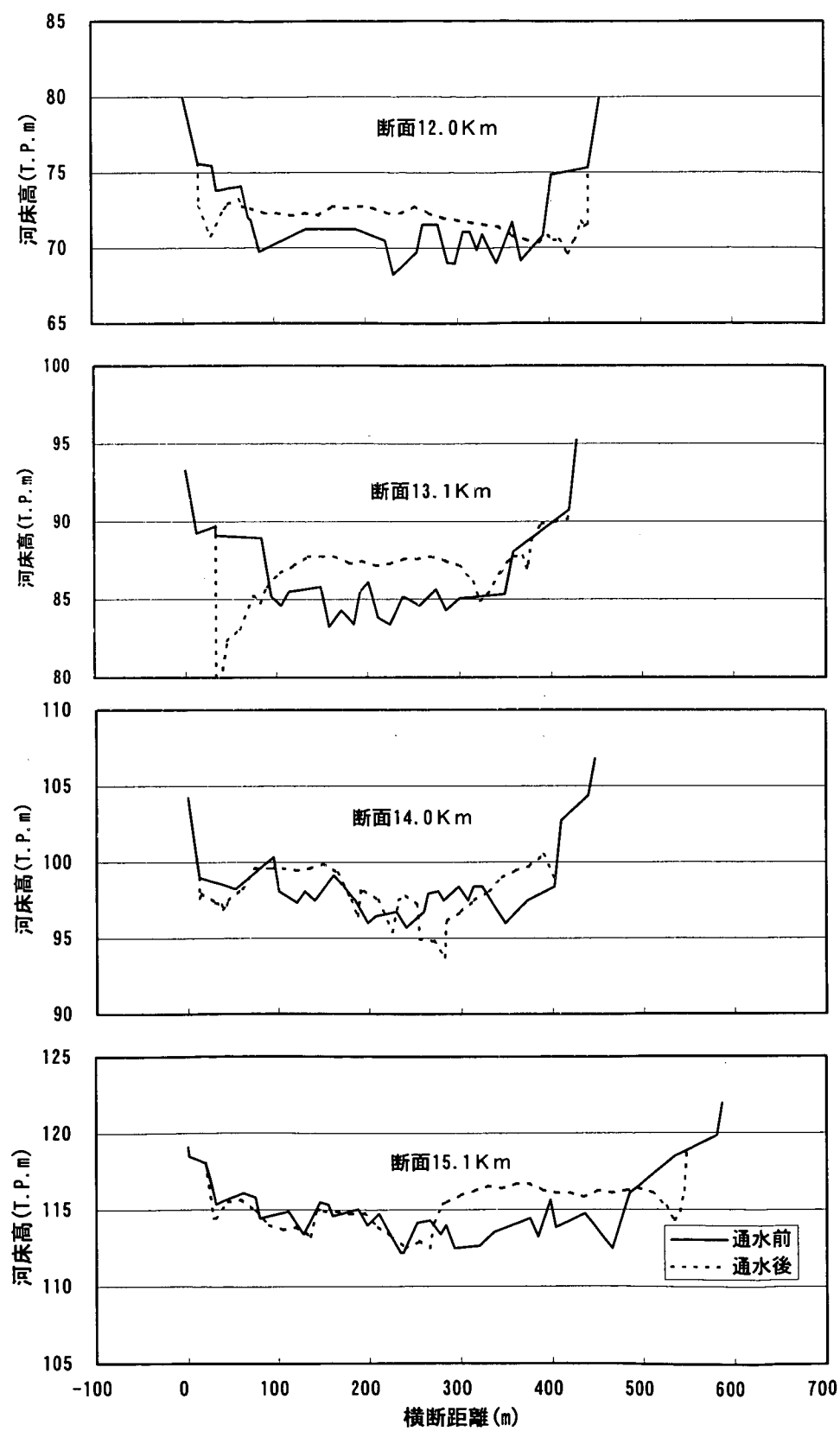


図 6.9(2) 河床横断変化図 (ヶ-7 8-2)

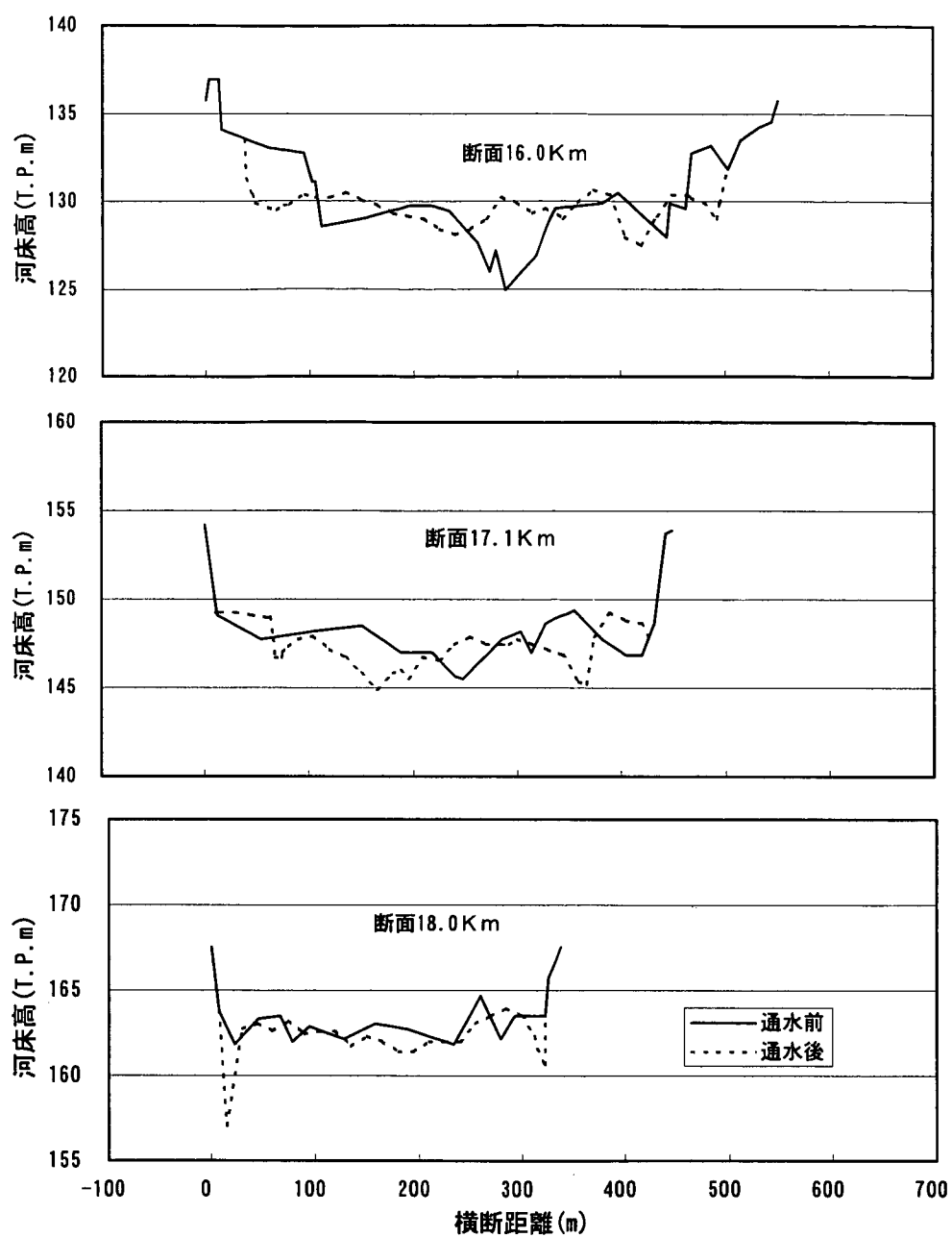


図 6.9(3) 河床横断変化図 (ヶ-7 8-2)

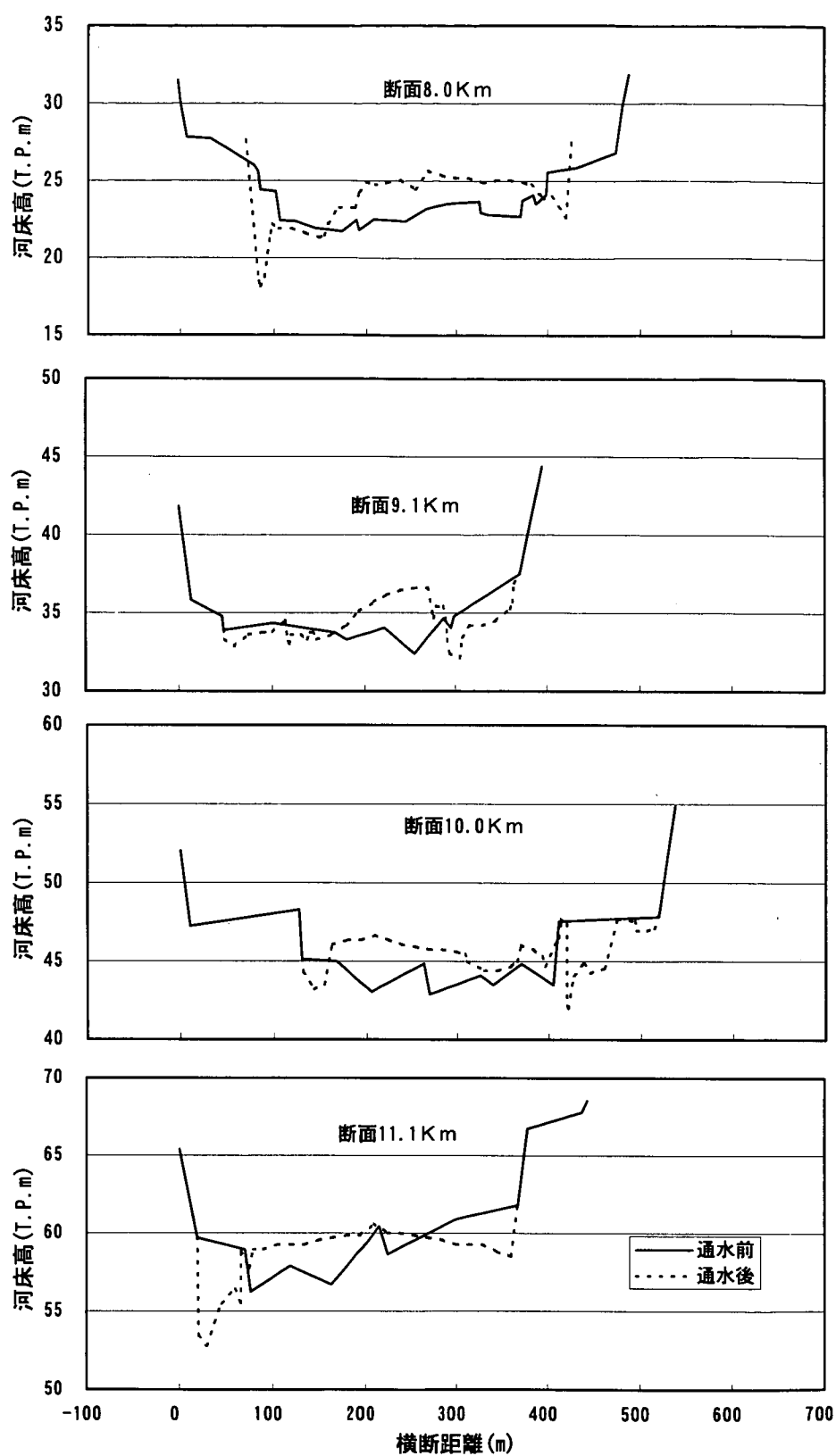


図 6.10(1) 河床横断変化図 (ヶ-7 8-3)

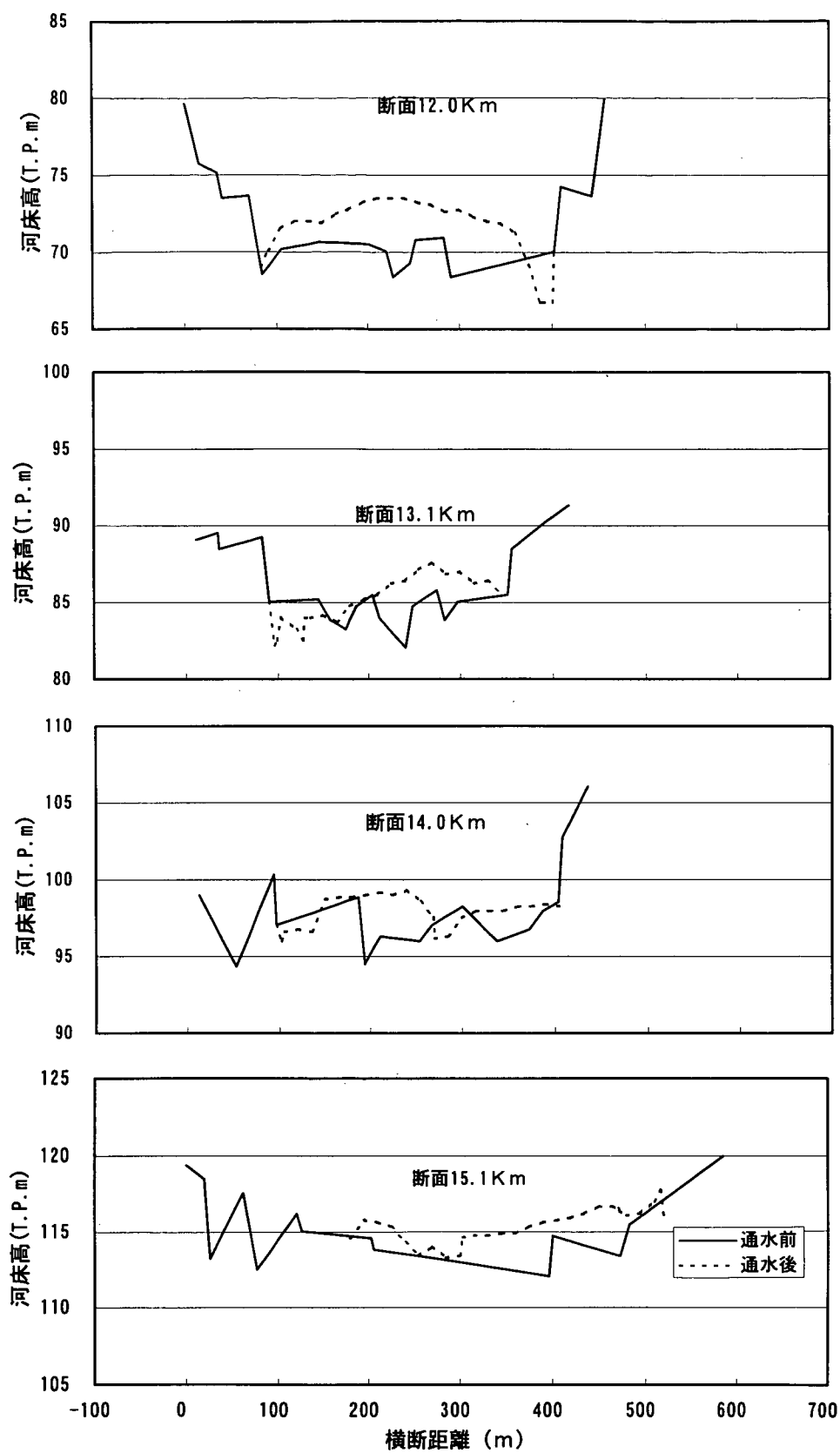


図 6.10(2) 河床横断変化図 (ヶ-ス8-3)

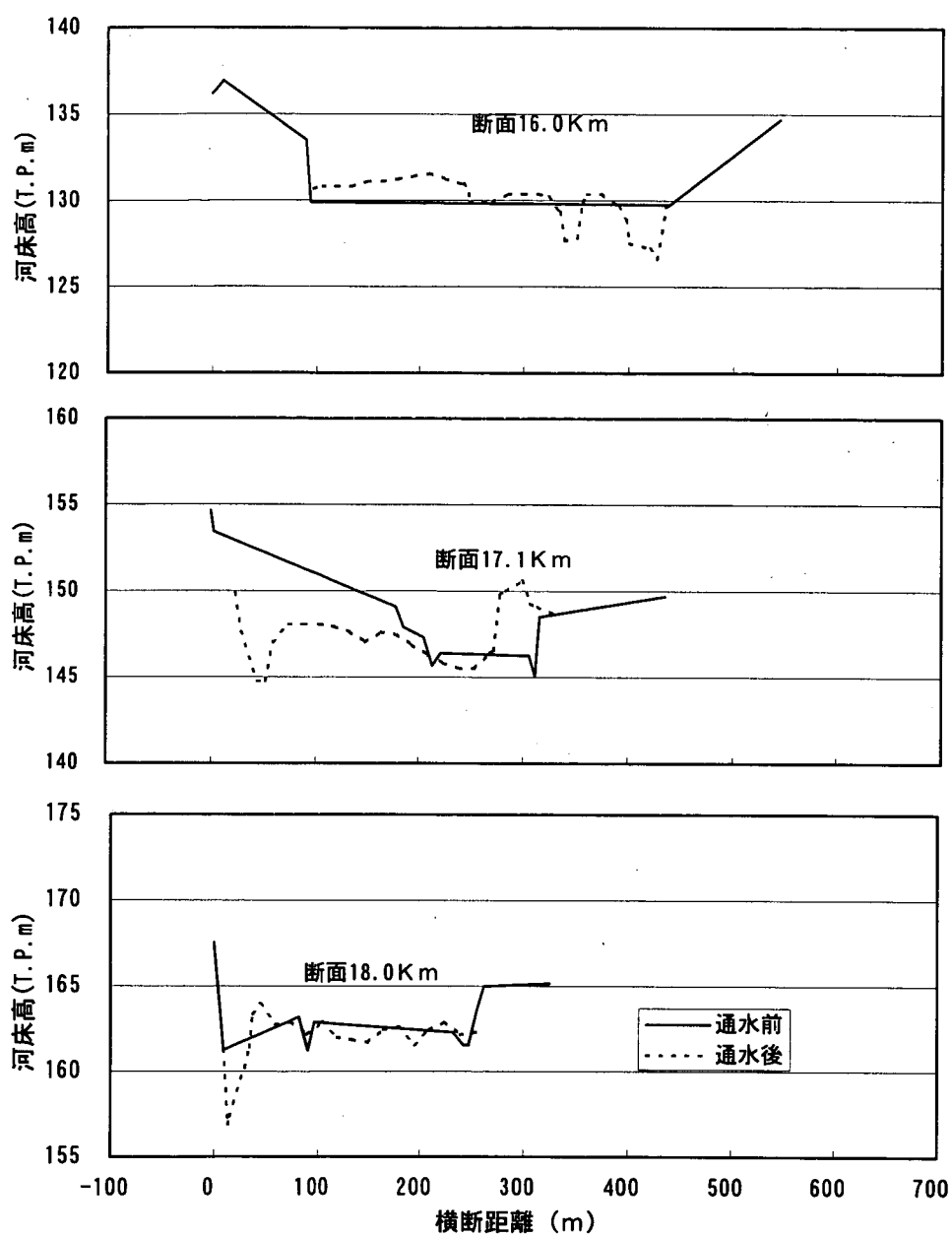


図 6.10(3) 河床横断変化図 (ヶ-78-3)

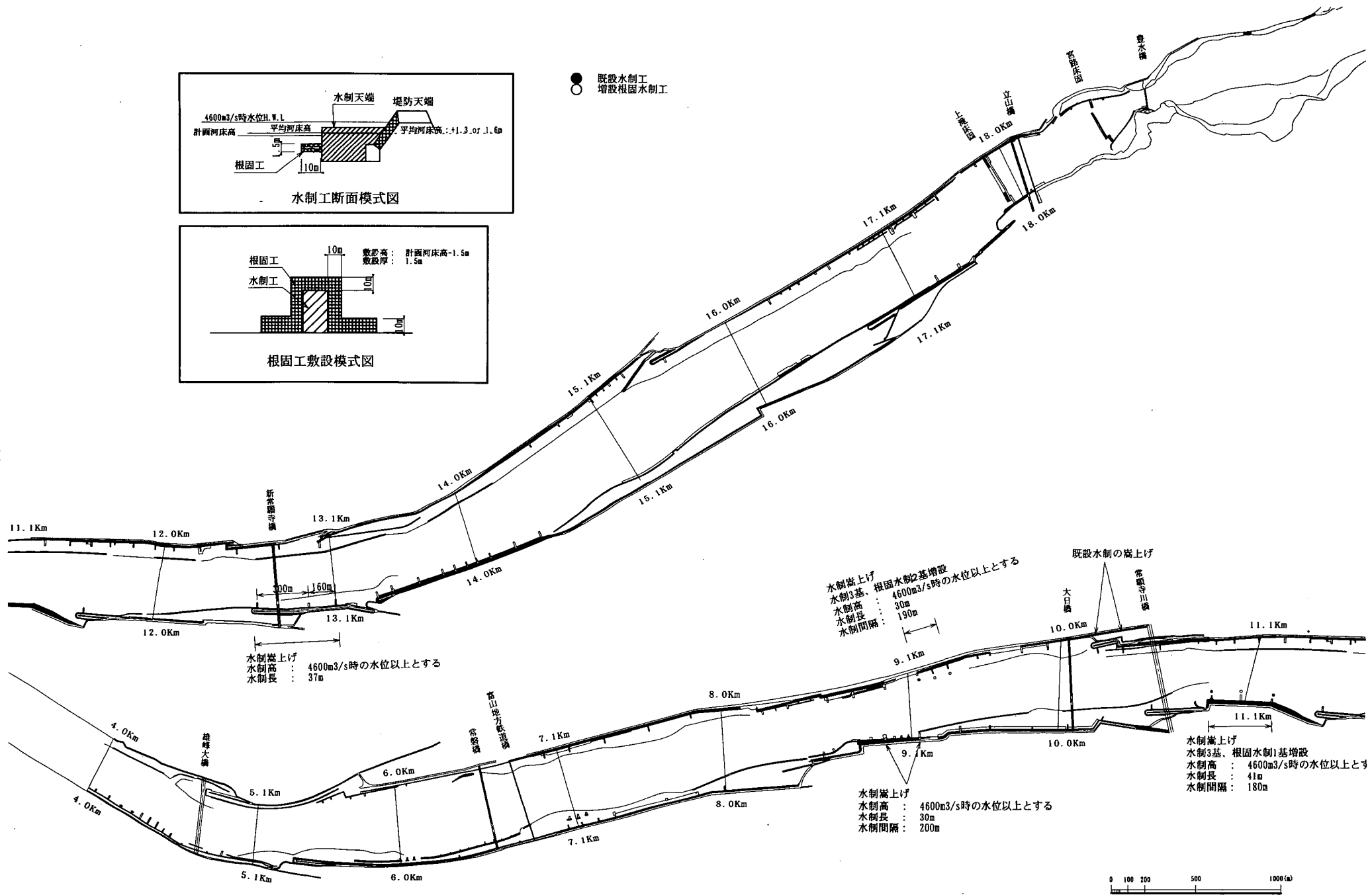


図 6.11 対策工平面図 (ケ-79-2)

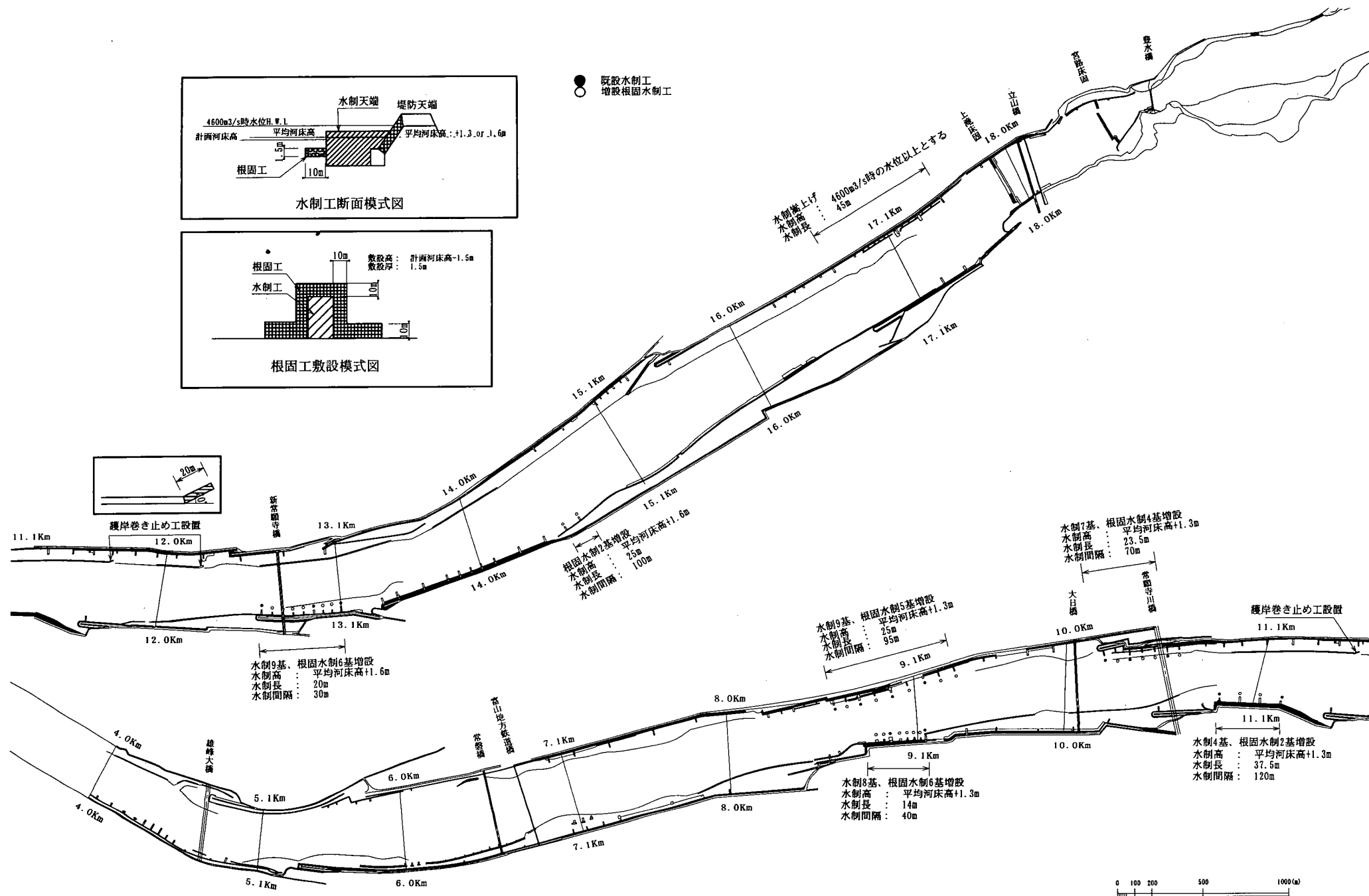


図 6.12 対策工平面図 (ヶ-λ 9-3)

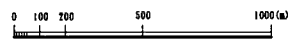


図 6.13 対策工平面図 (ヶ-λ 9-4)

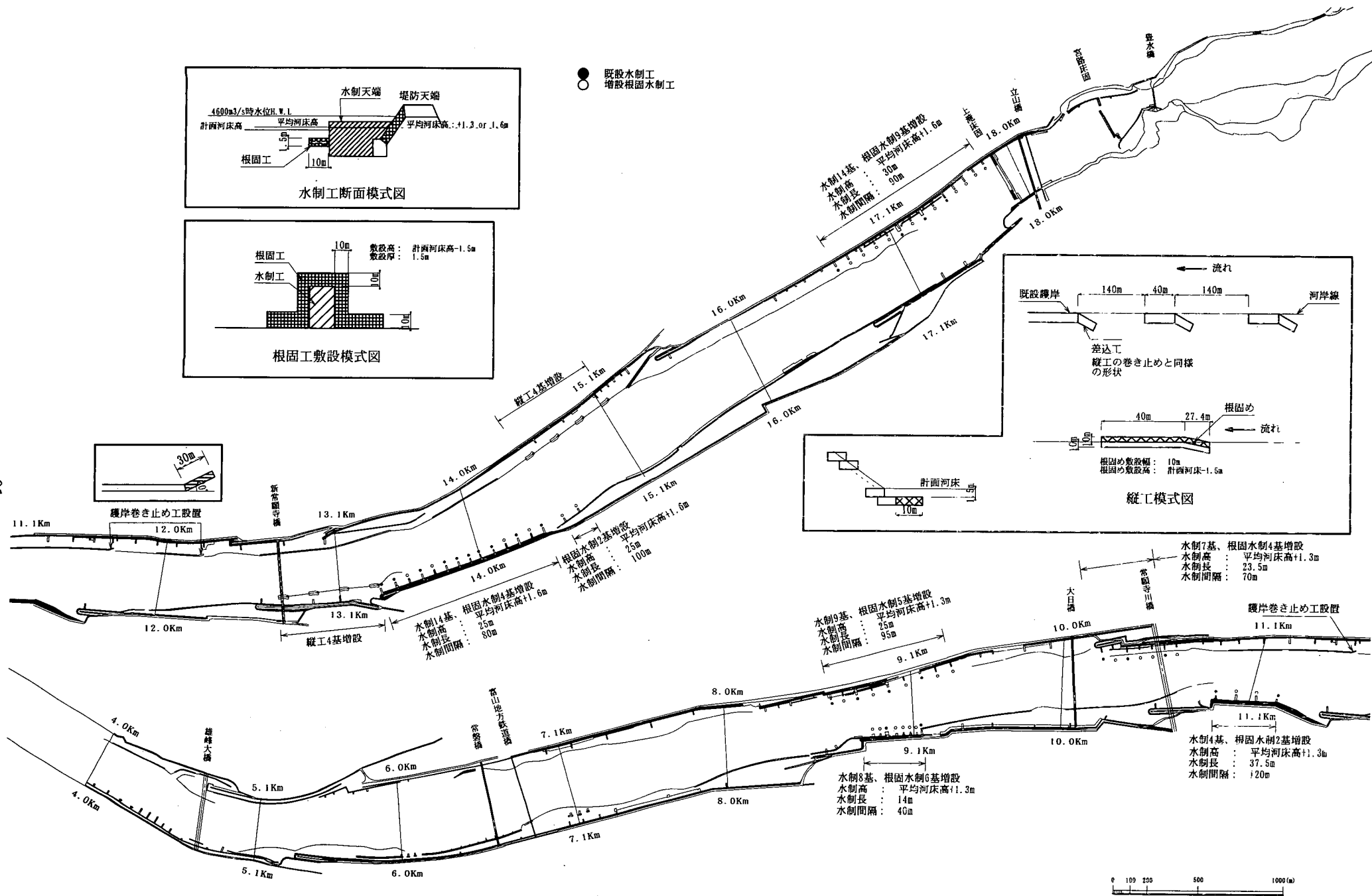


図 6.14 対策工平面図 (ヶ-λ 9-5)

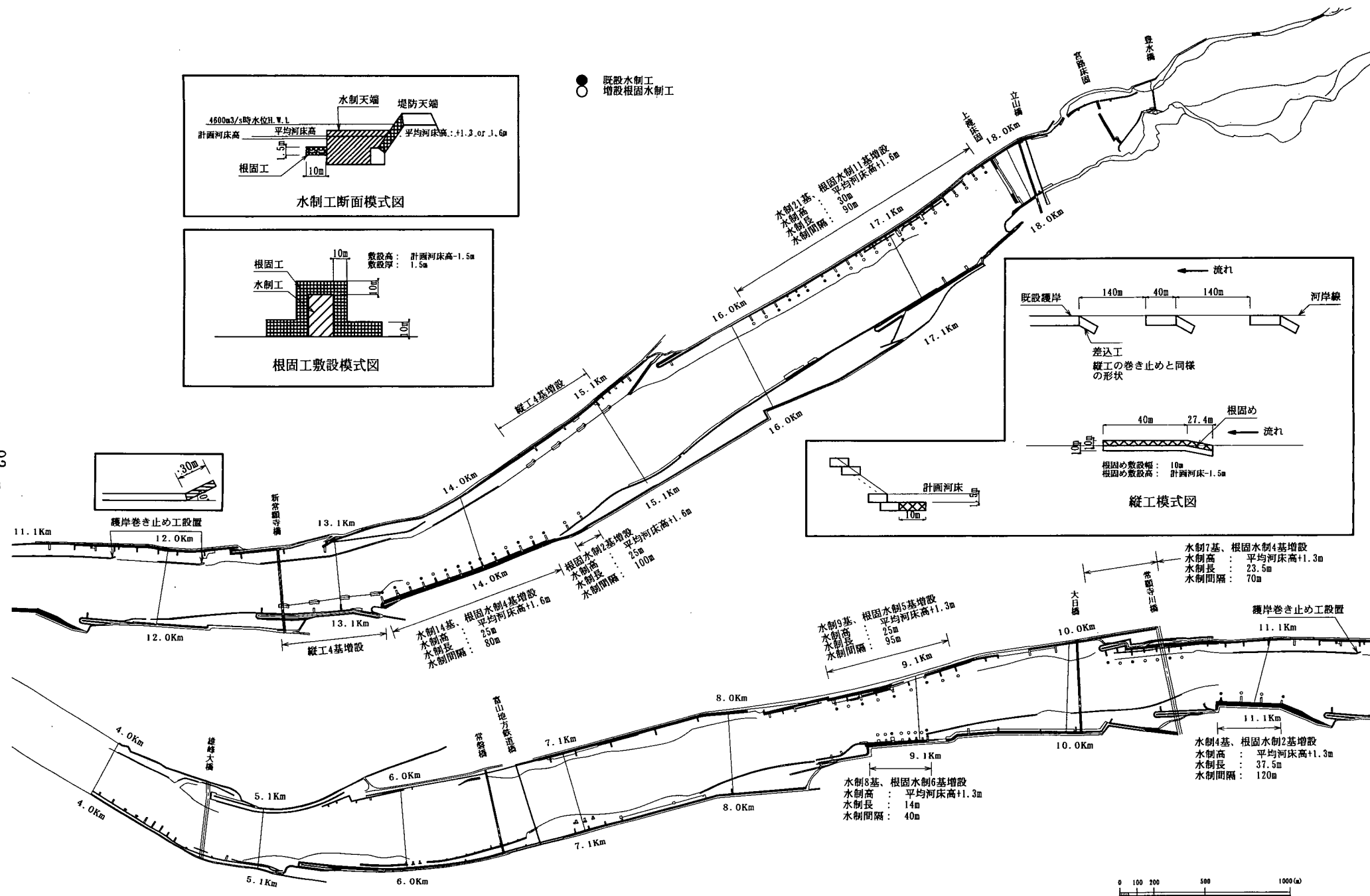


図 6.15 対策工平面図 (ケ-ス 9-6, 9-7)

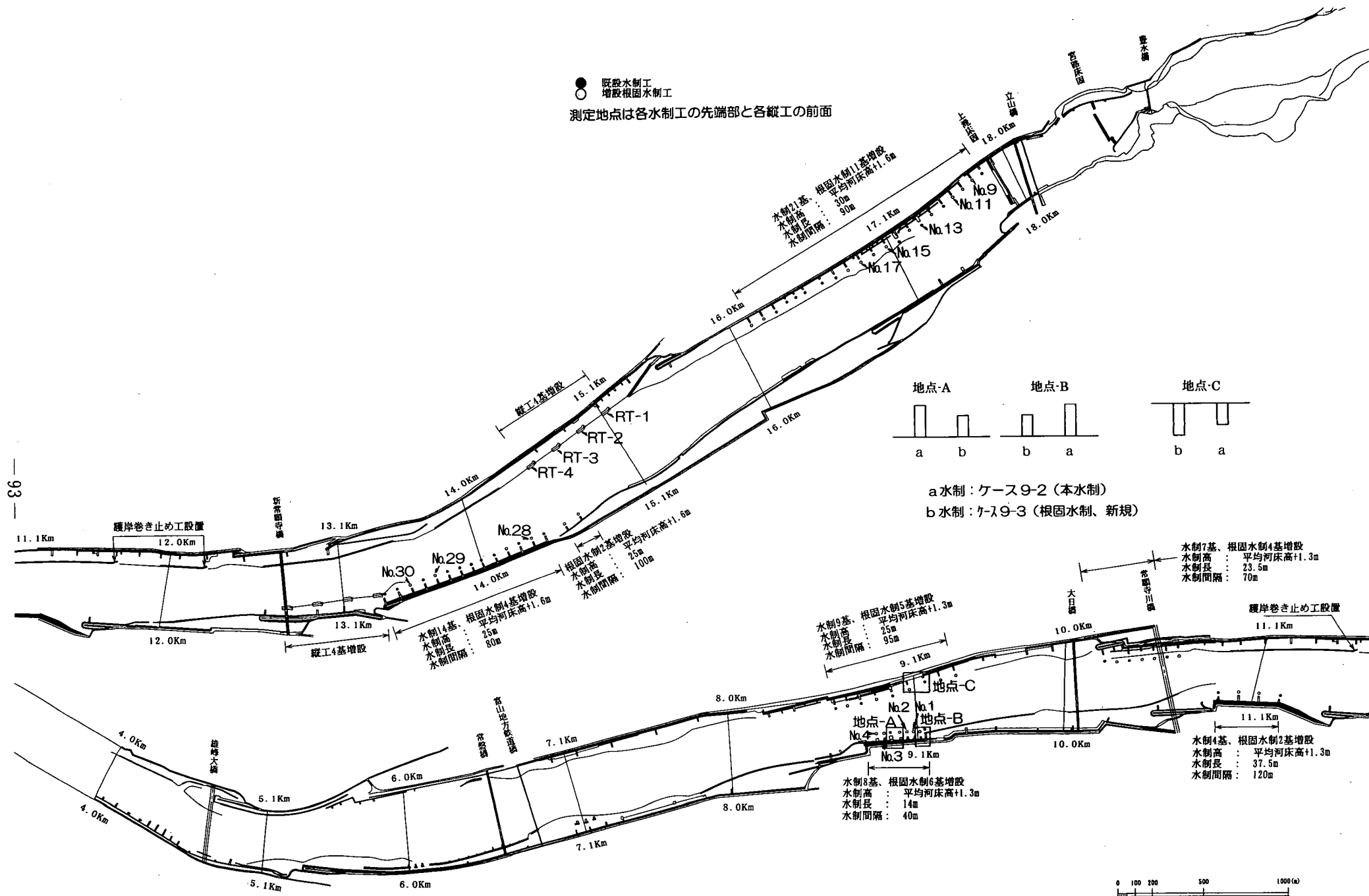


図 6.16 検討対象対策工の位置図

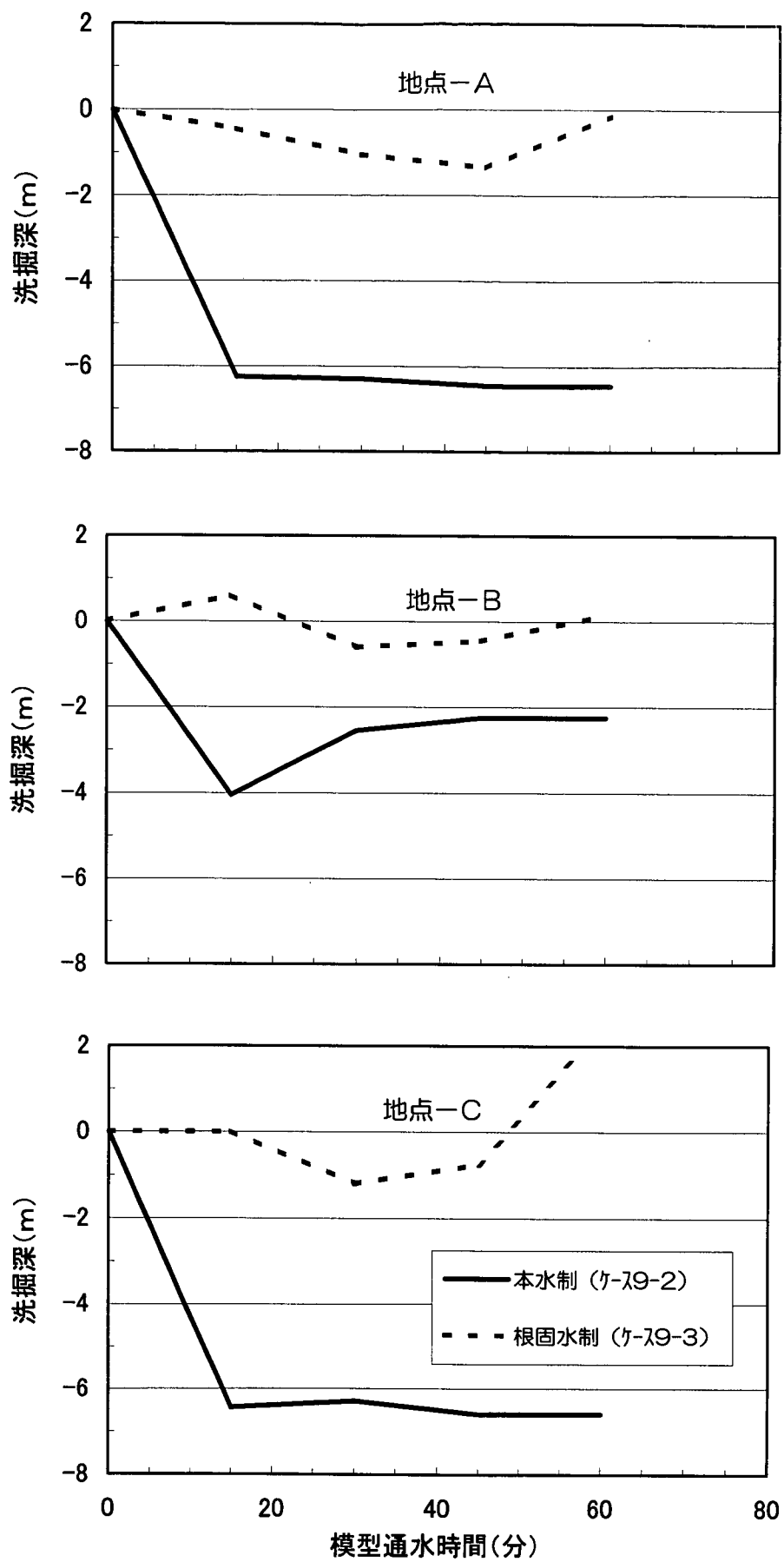


図 6.17 水制先端の洗掘深の経時変化 (本水制と根固め水制の比較)

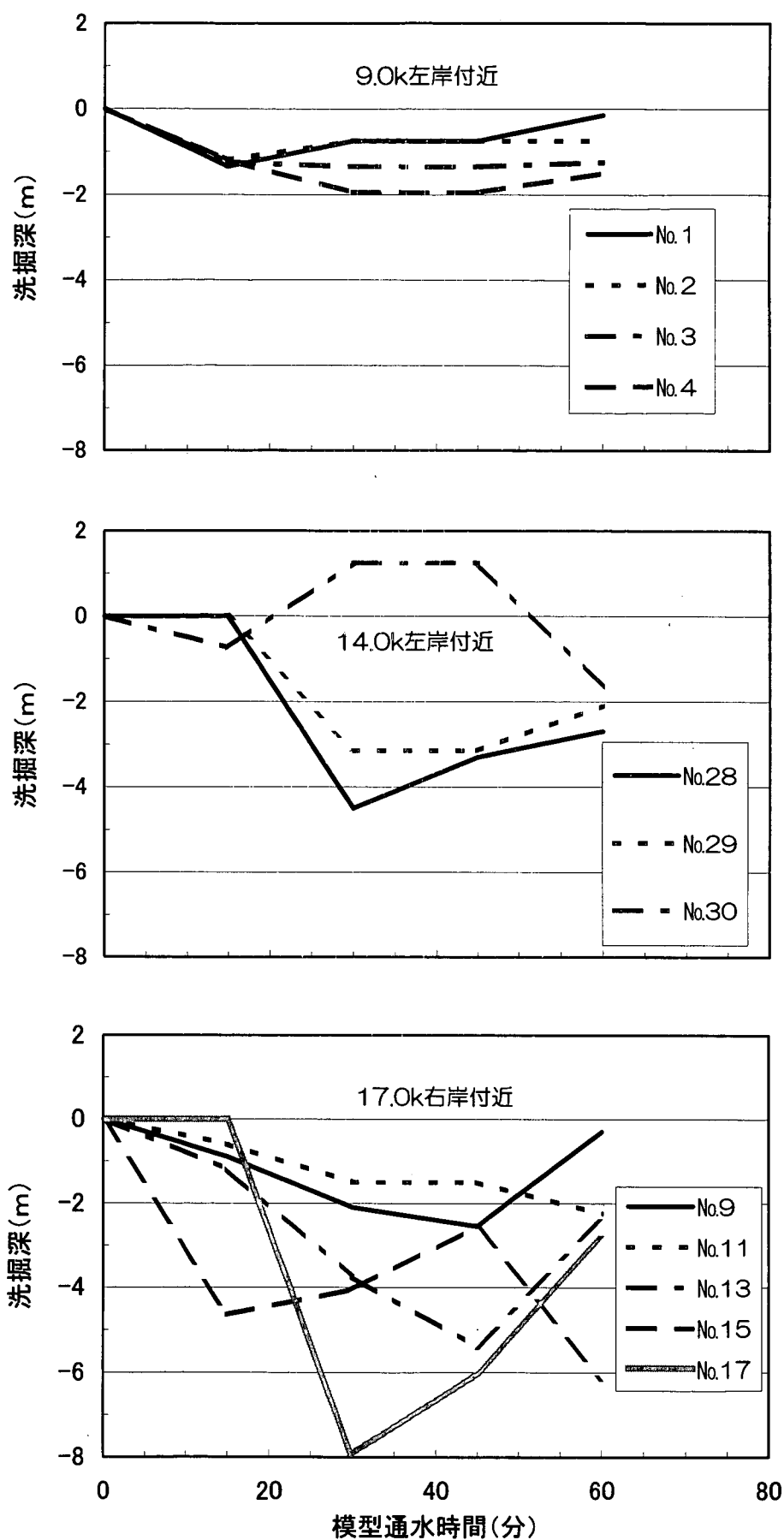


図 6.18 水制先端の洗掘深の経時変化 (ヶ-λ 9-5、 $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ 定流)

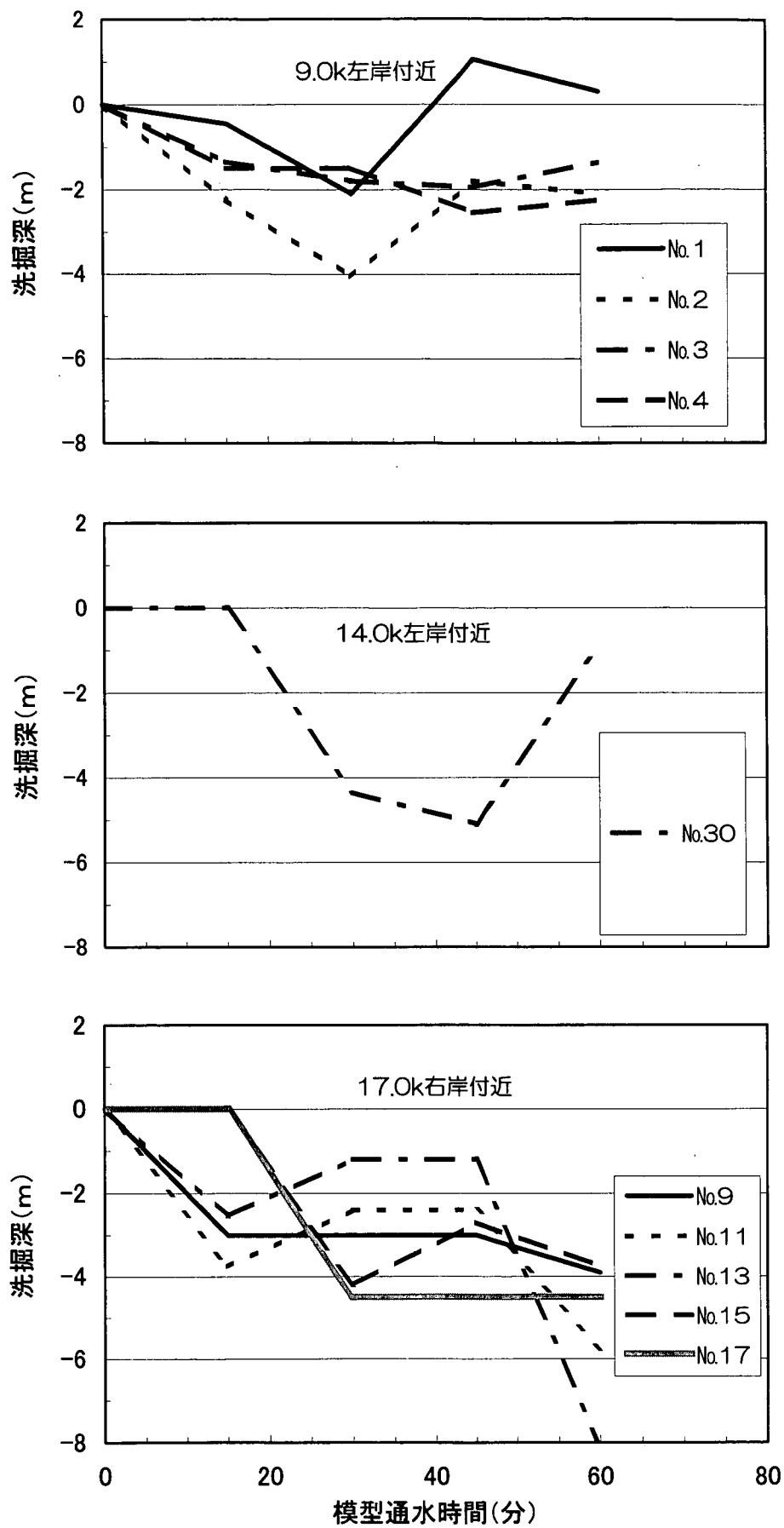


図 6.19 水制先端の洗掘深の経時変化 (ケース 9-6、 $Q=4,600\text{m}^3/\text{s}$ 定流)

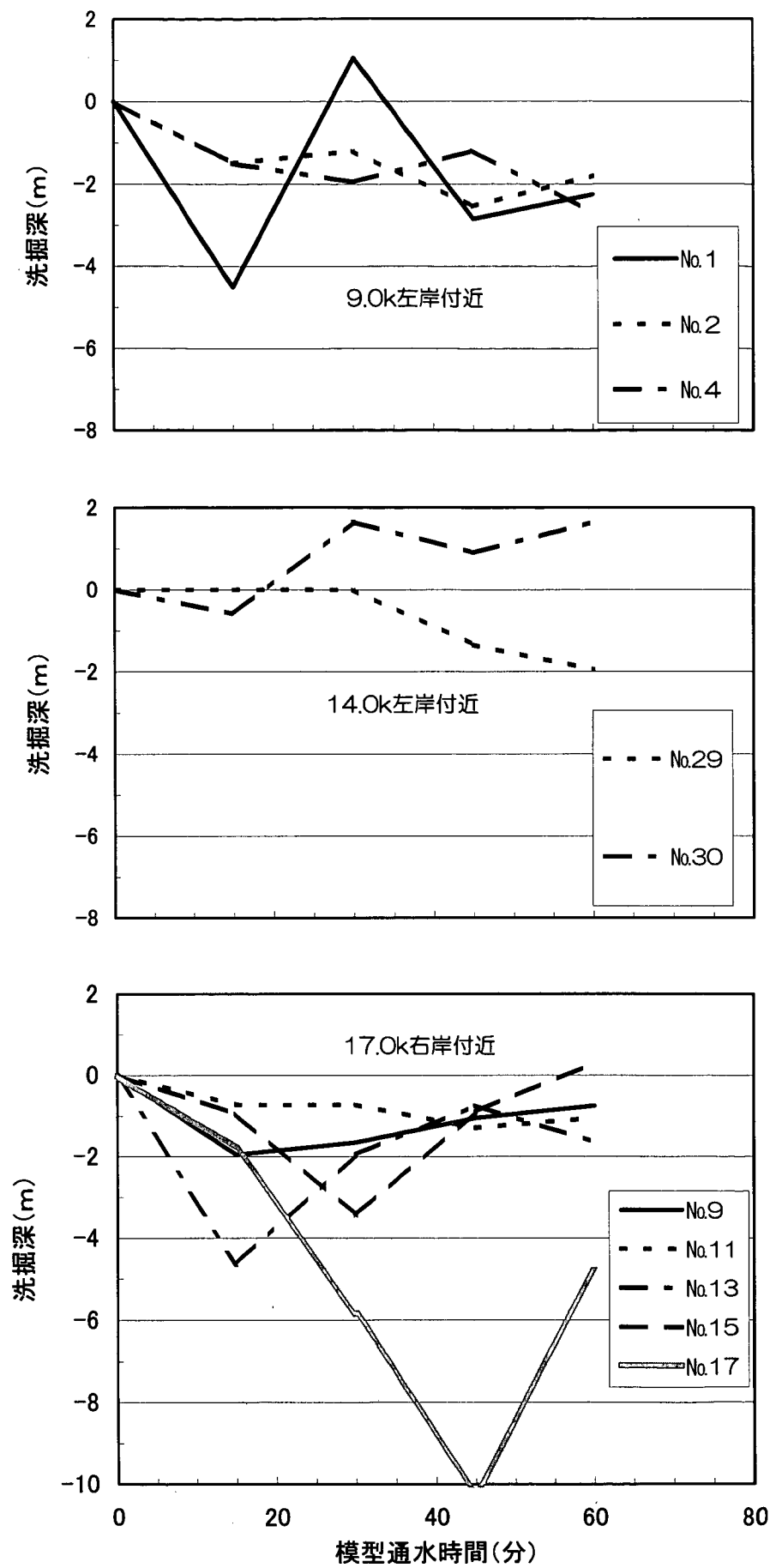


図 6.20 水制先端の洗掘深の経時変化 (ケース 9-7、 $Q=4,600\text{m}^3/\text{s}$ 不定流)

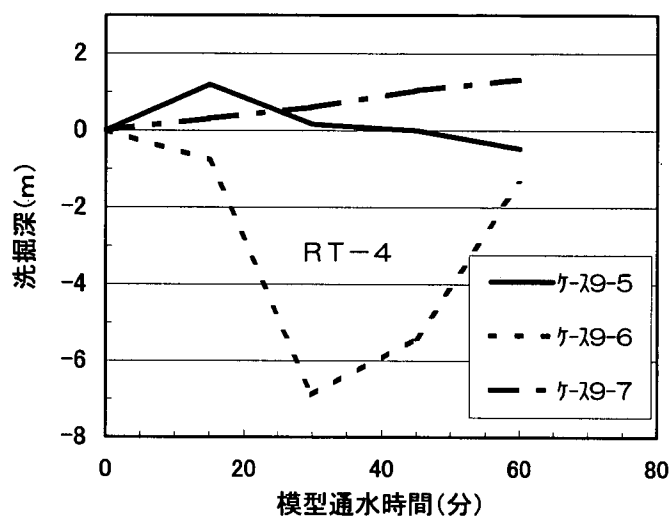
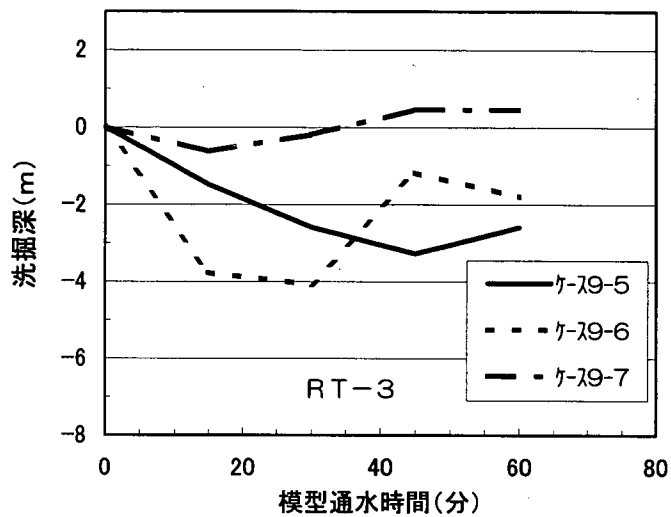
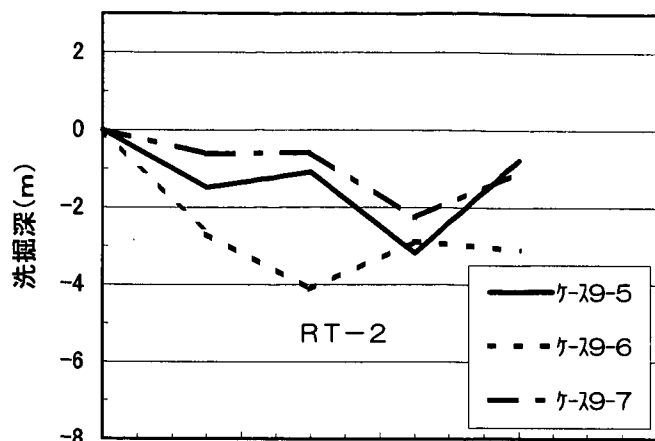
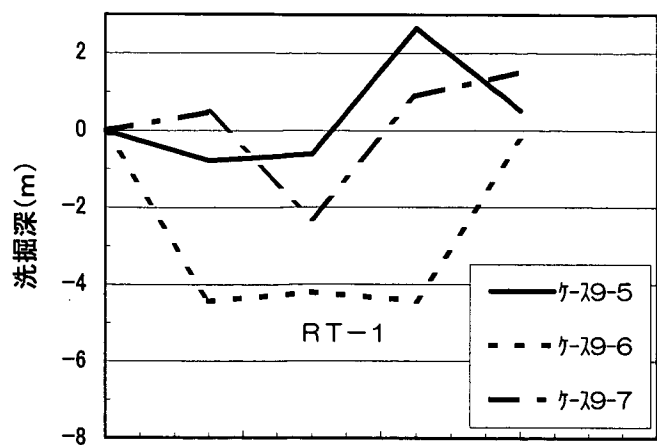


図 6.21 縦工前面の洗掘深の経時変化 (η - λ 9-5、9-6、9-7)

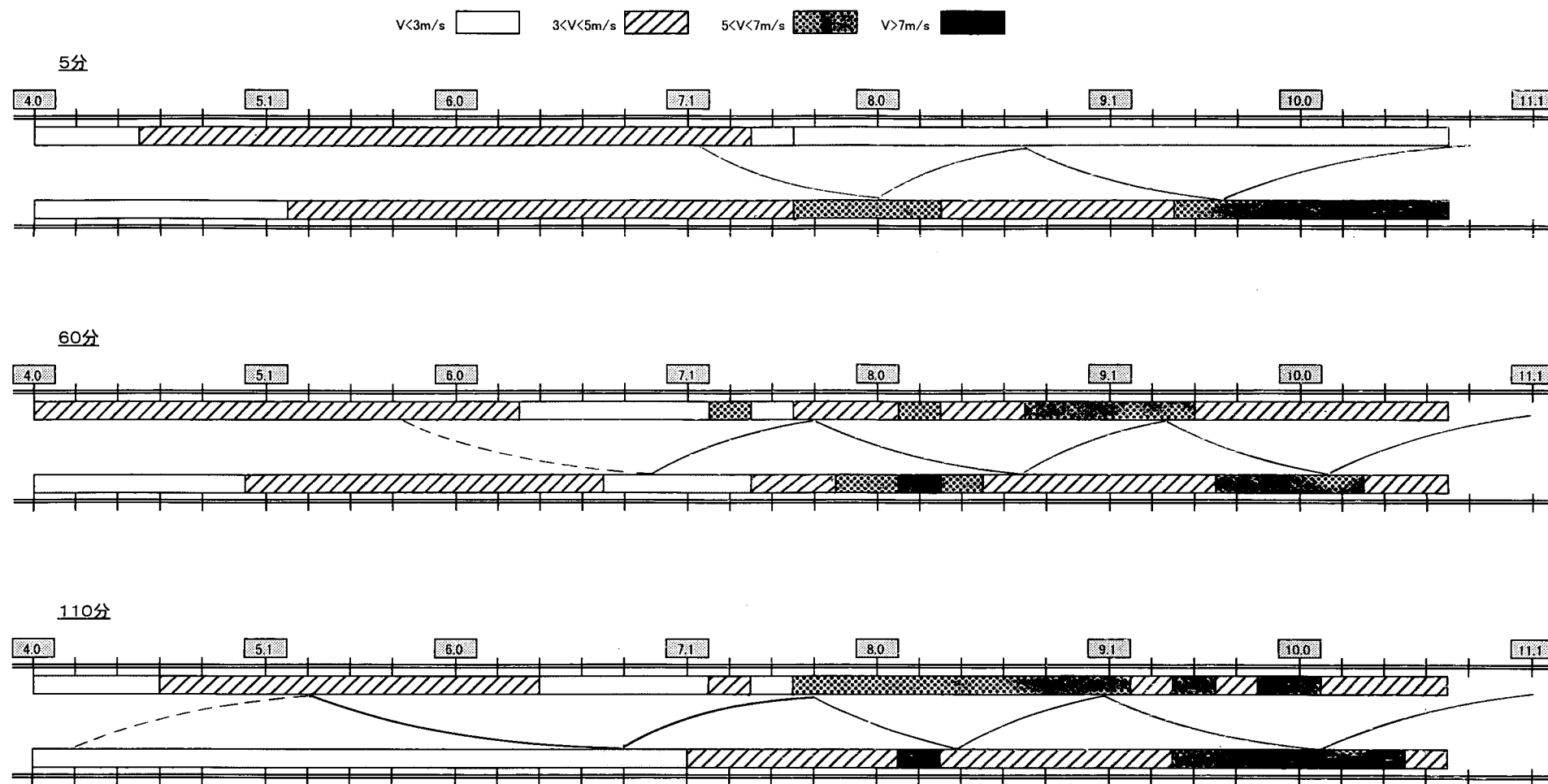


図 6.22(1) 河岸沿い流速の縦断分布 (ケース 10-1、 $Q=1,700\text{m}^3/\text{s}$ 定流)

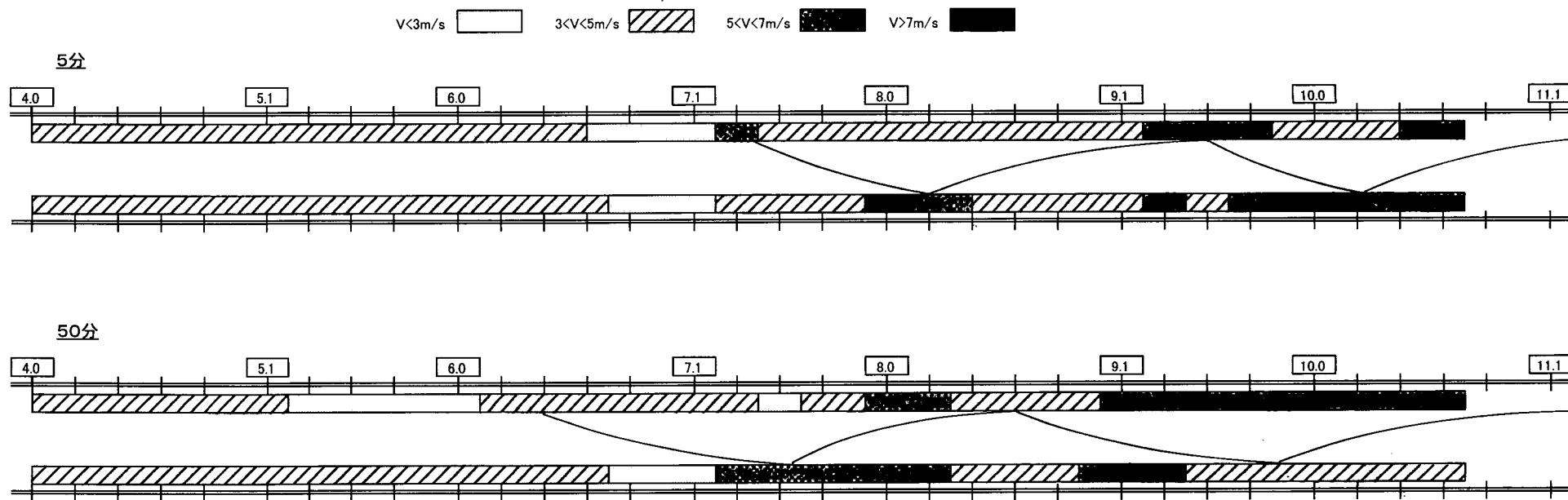


図 6. 22(2) 河岸沿い流速の縦断分布 (ケース 10-2、 $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ 定流)

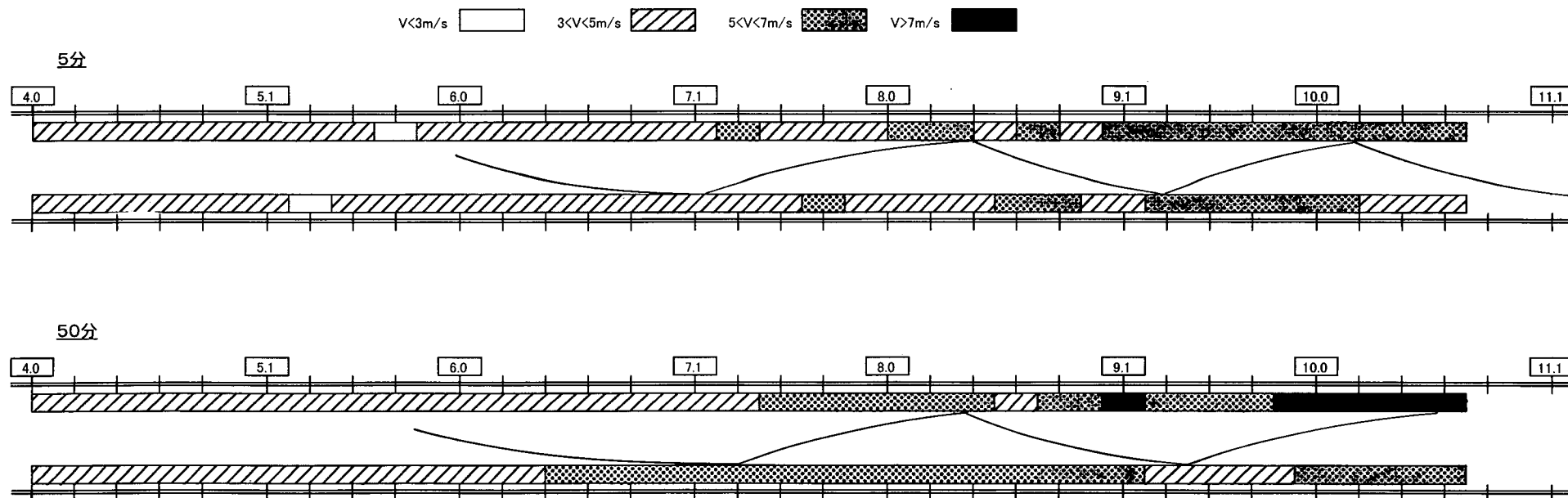
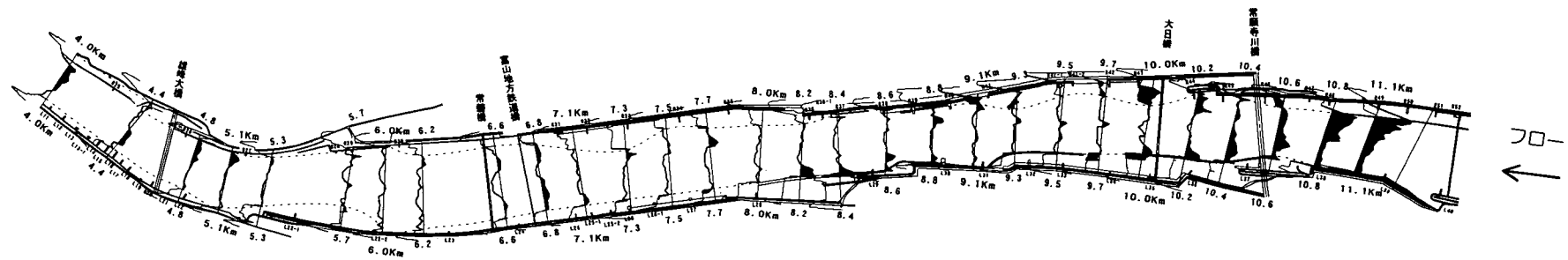
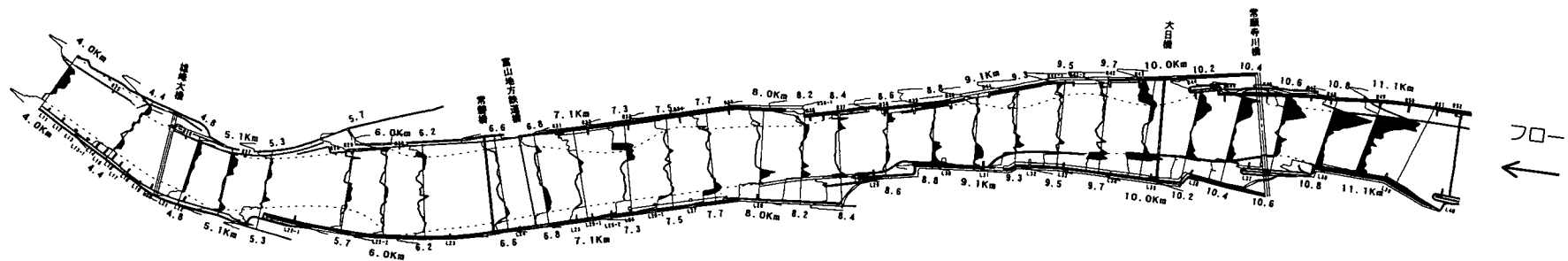


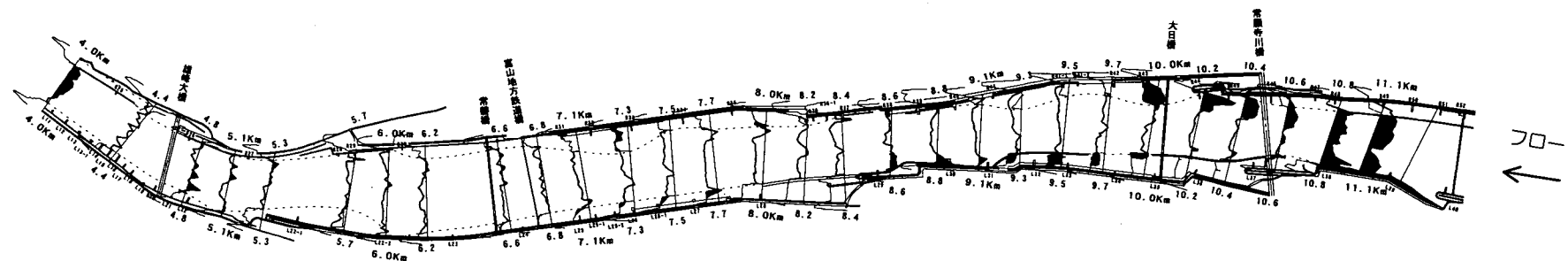
図 6. 22(3) 河岸沿い流速の縦断分布 (ケース 10-3、 $Q=4,600\text{m}^3/\text{s}$ 不定流)



ケース10-1 ($Q=1,700 \text{ m}^3/\text{s}$)

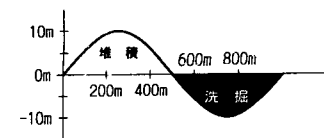


ケース10-2 ($Q=3,000 \text{ m}^3/\text{s}$)



ケース10-3 ($Q=4,600 \text{ m}^3/\text{s}$)

河床横断スケール



0 100 500 1000(m)

図 6.23 洗掘堆積平面図 (ケース10-1、10-2、10-3)

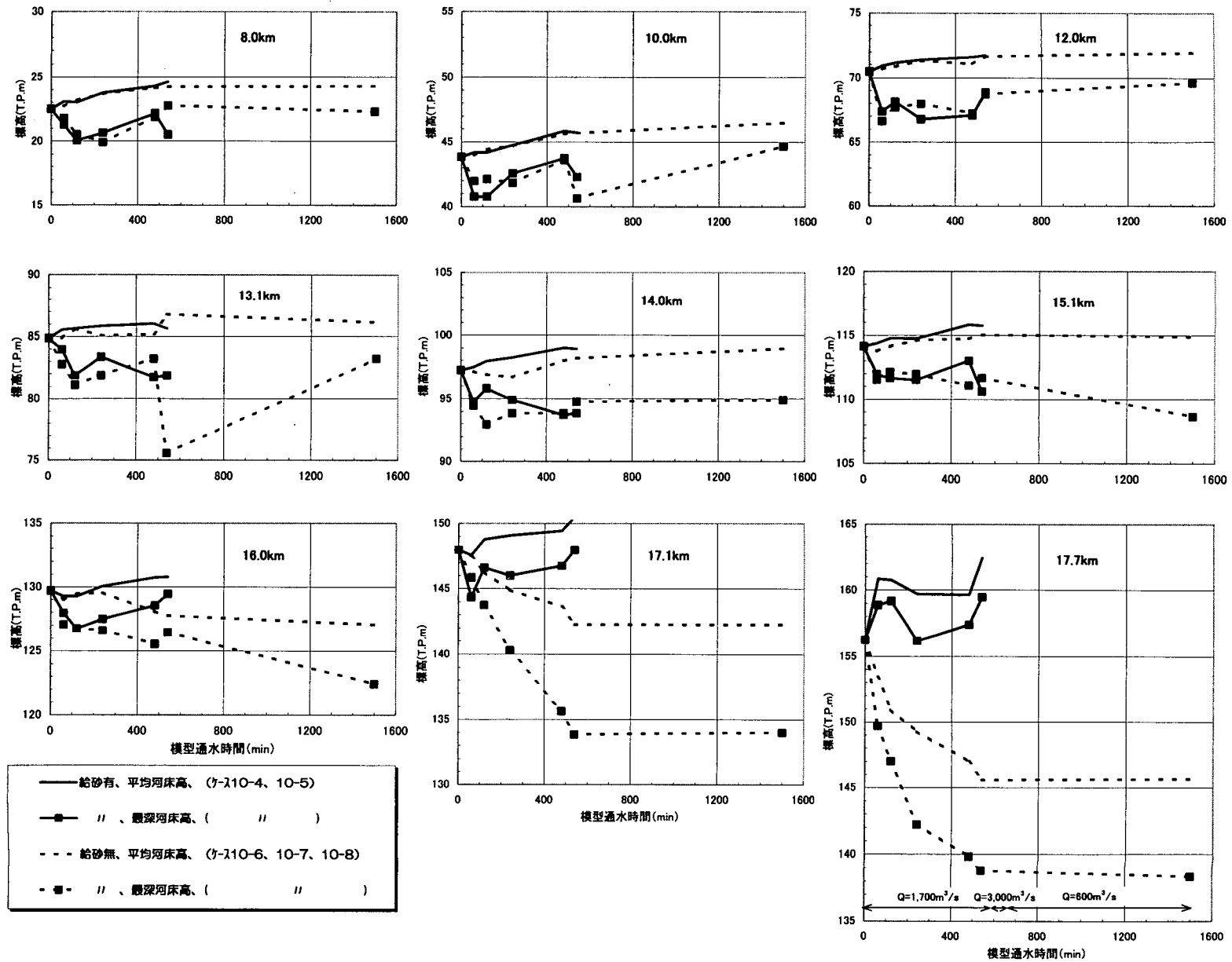


図 6.24 供給土砂量の相違による平均および最深河床高の時間変化 (ケース 10-4、10-5 とケース 10-6～8)

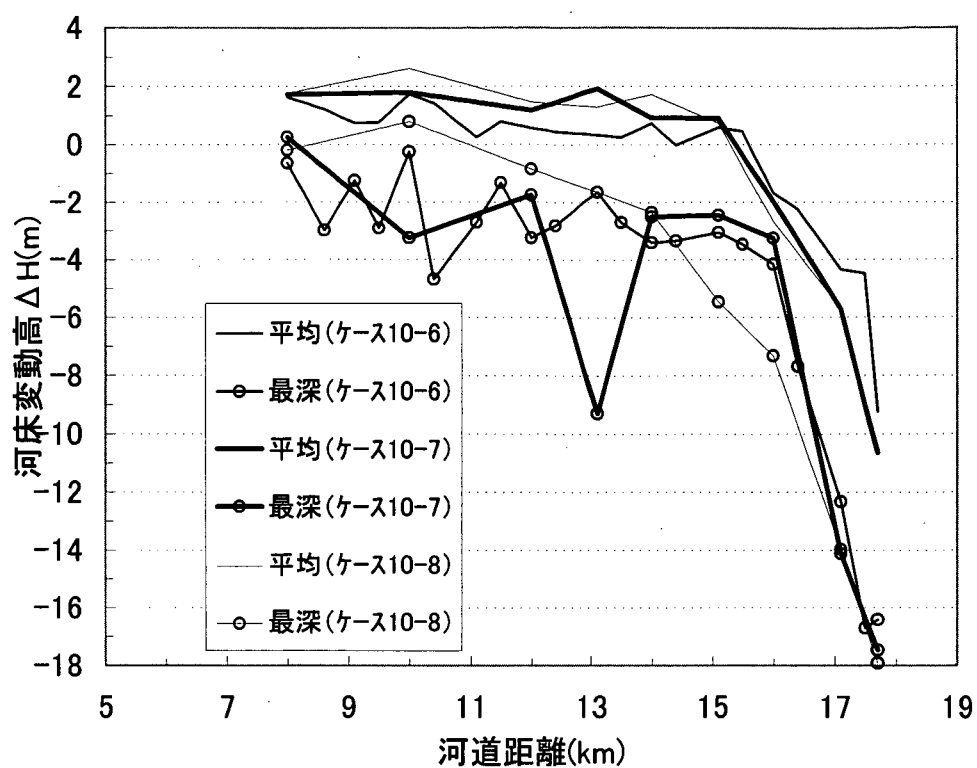


図 6.25(1) 河床変動高 ΔH の縦断分布 (ケース 10-4, 10-5)

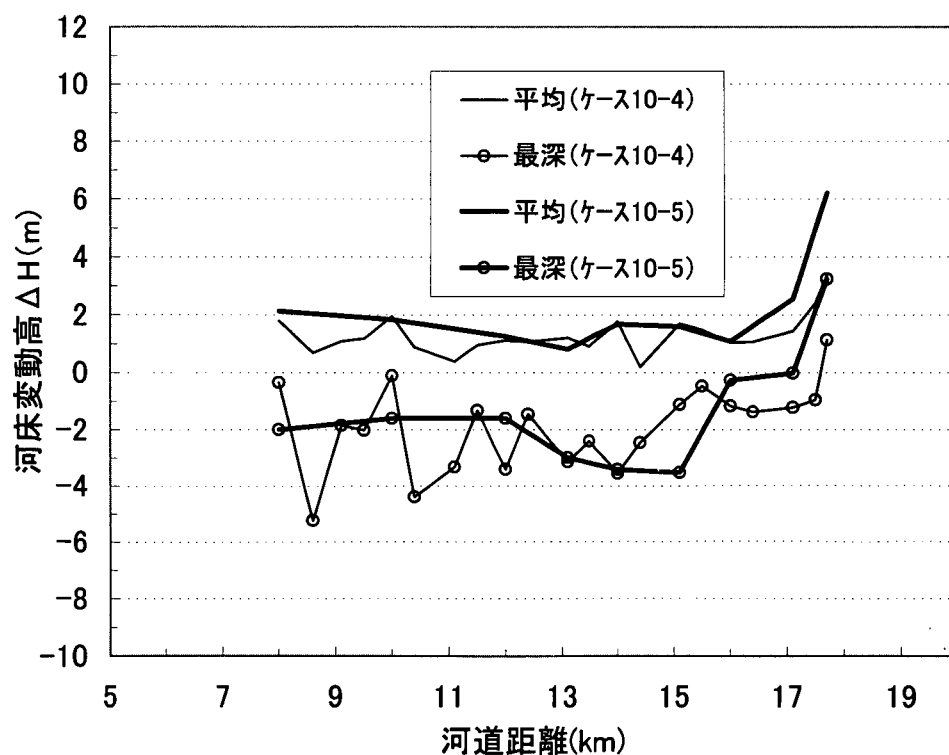


図 6.25(2) 河床変動高 ΔH の縦断分布 (ケース 10-6~8)

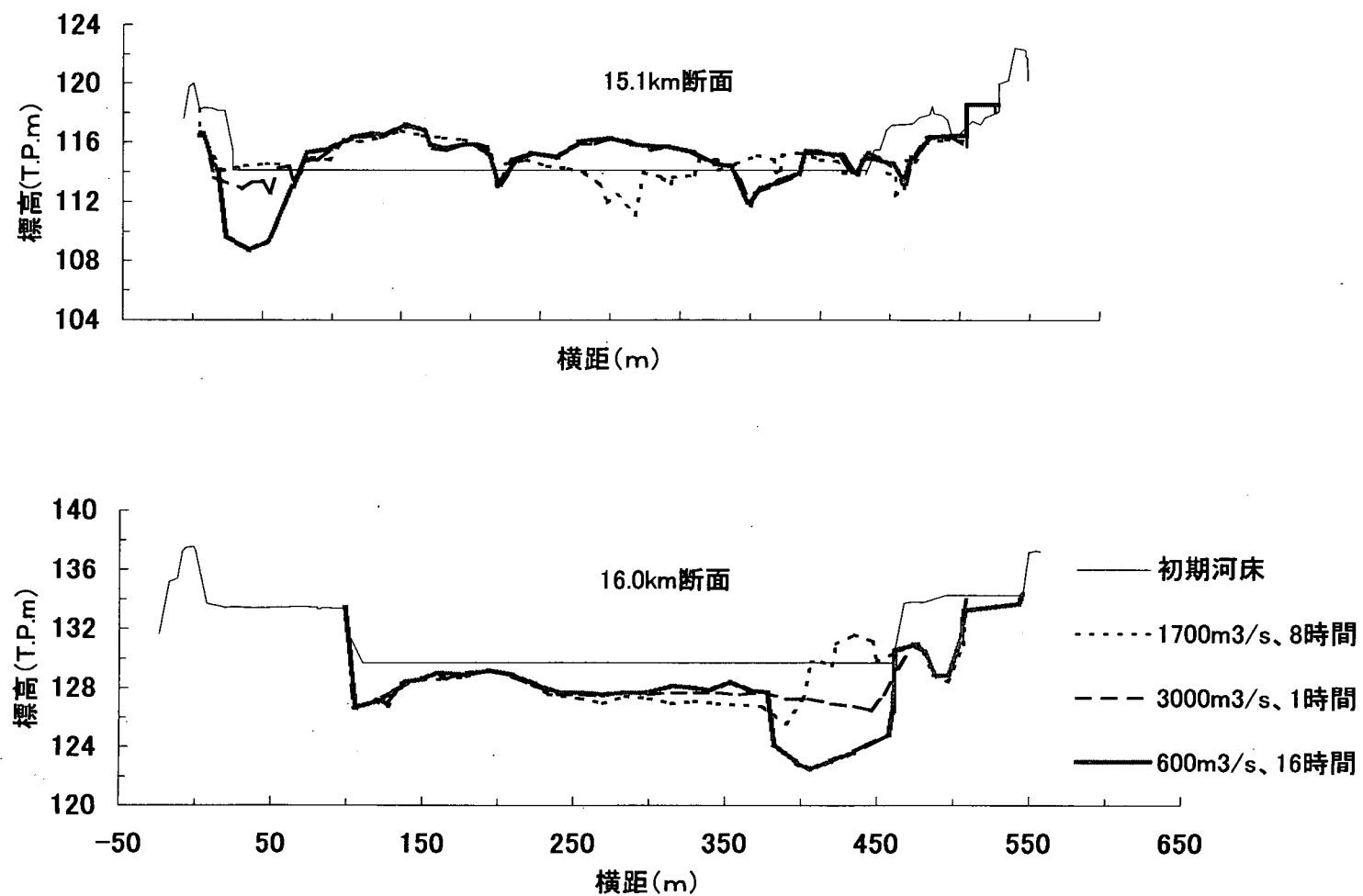


図 6.26 河床横断形の経時変化 (ケース 10-6~8、供給土砂無)

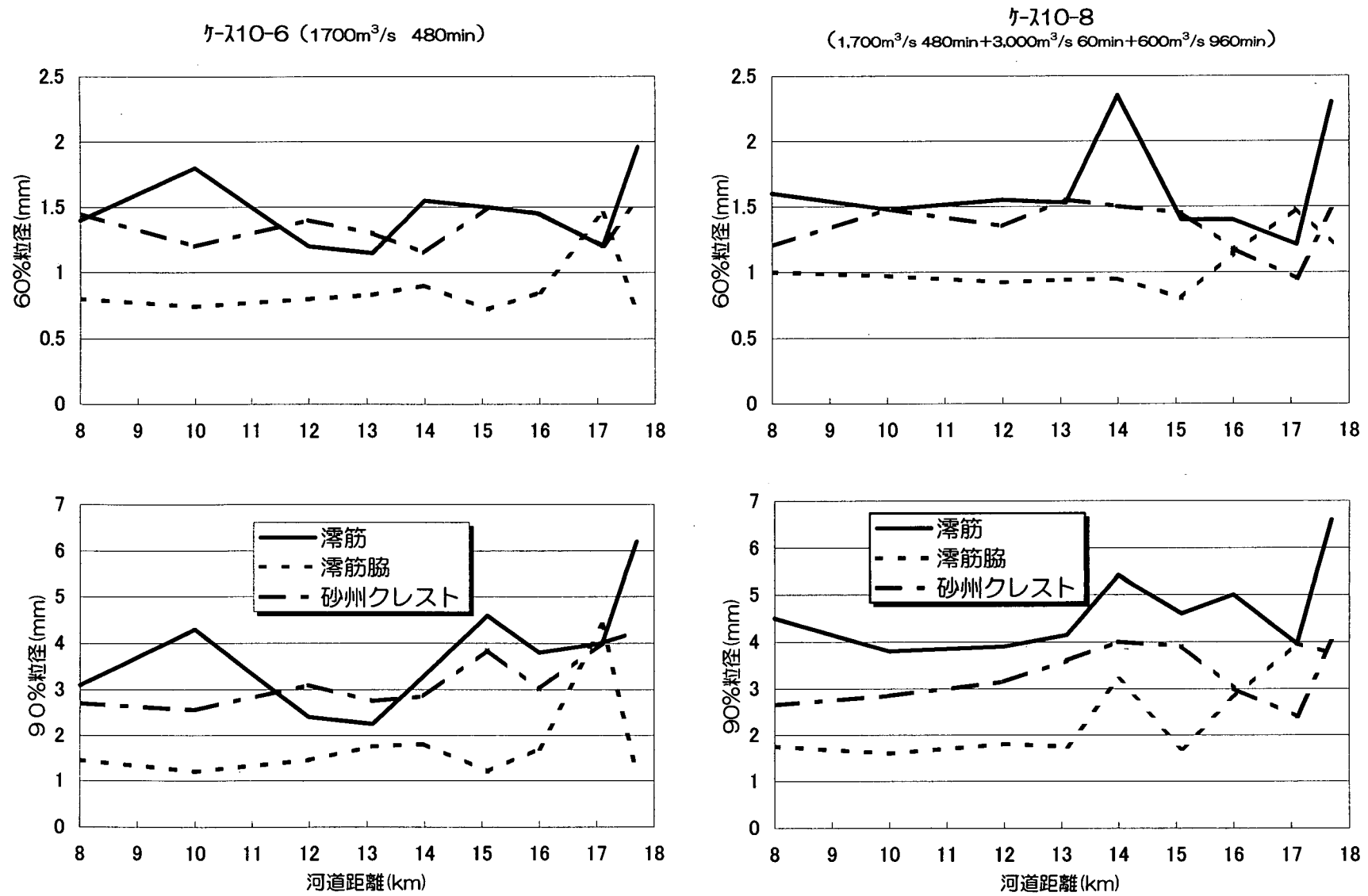


図 6.27 河床材料粒径 (d_{60} 、 d_{90}) の空間分布 (ケース 10-6、10-8)

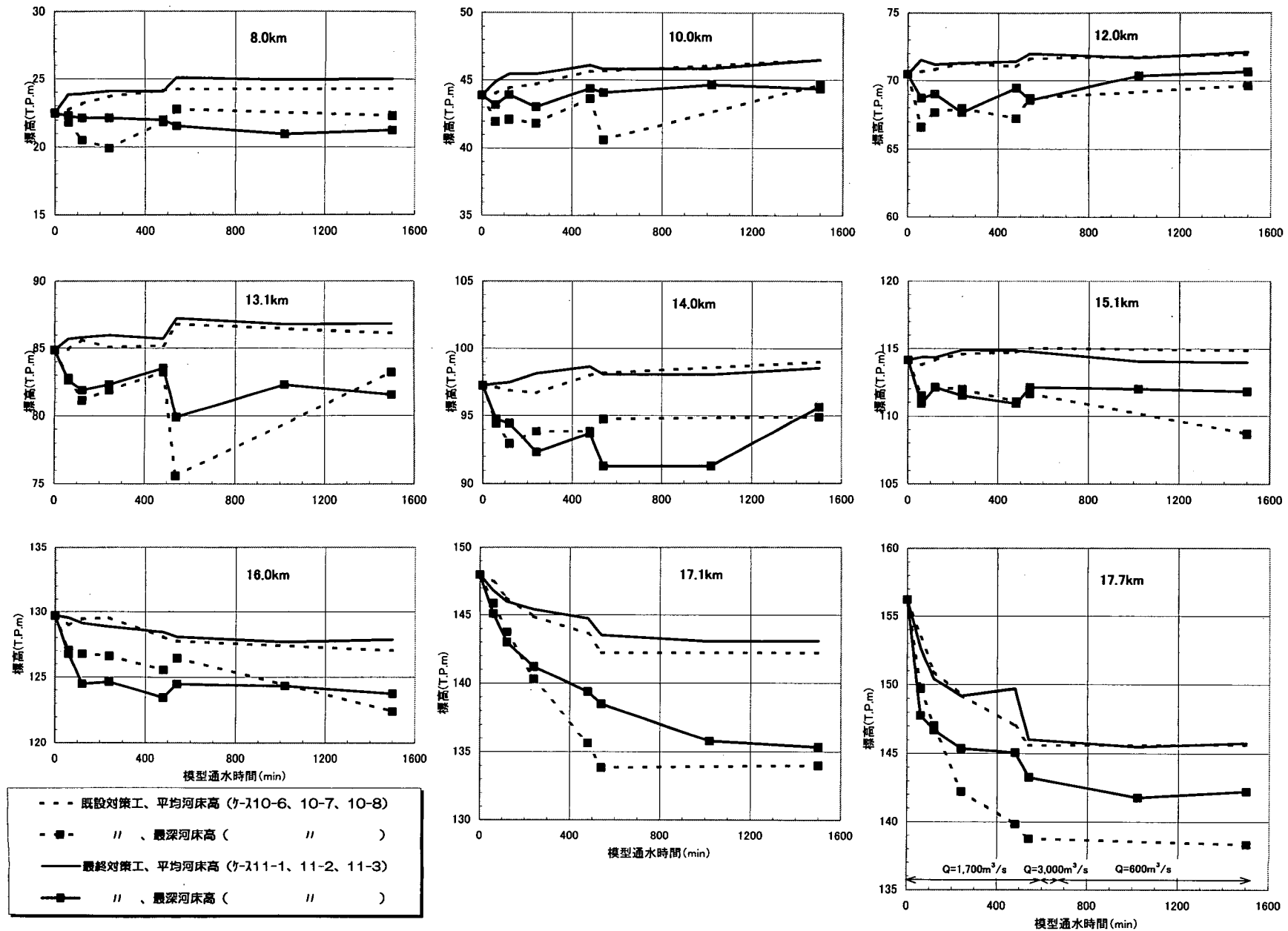


図 6.28 既設対策工と最終対策工での平均および最深河床高の時間変化
(ケース 10-6～8 とケース 11-1～3)

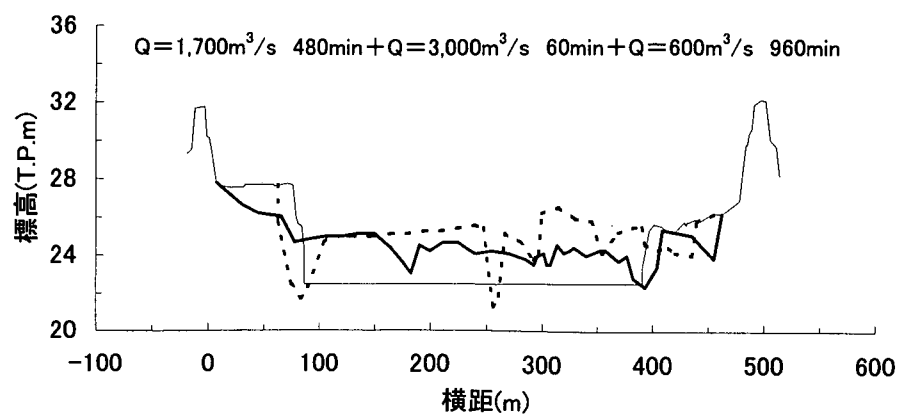
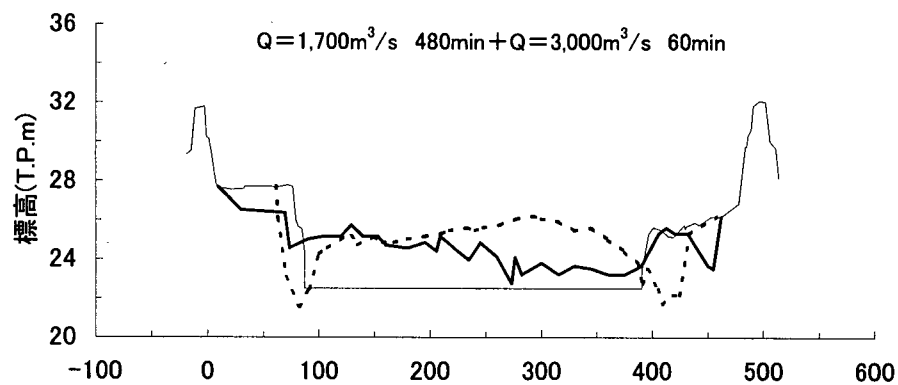
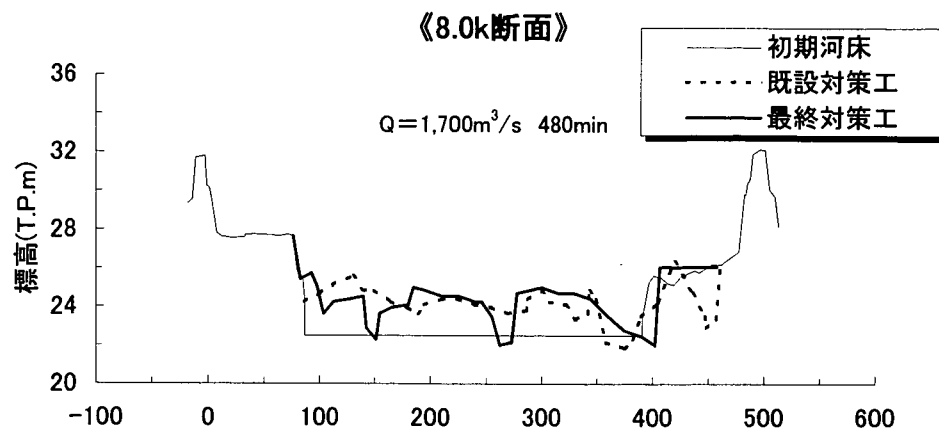


図 6.29(1) 既設対策工と最終対策工での河床横断比較図
 (8.0km 断面、ケース 10-6～8 とケース 11-1～3)

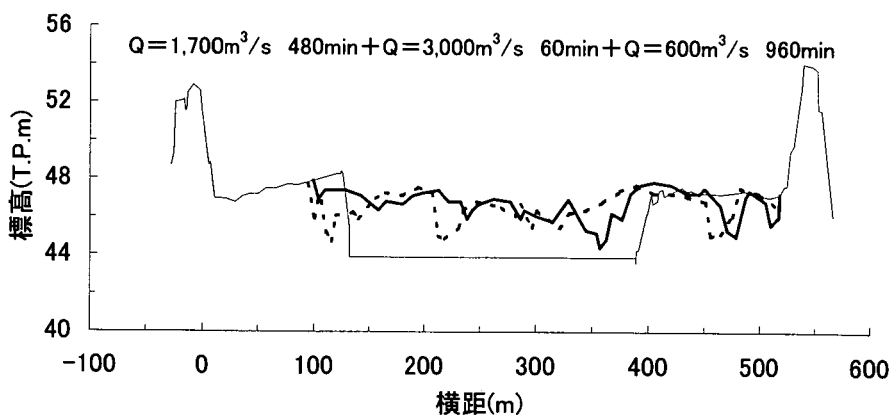
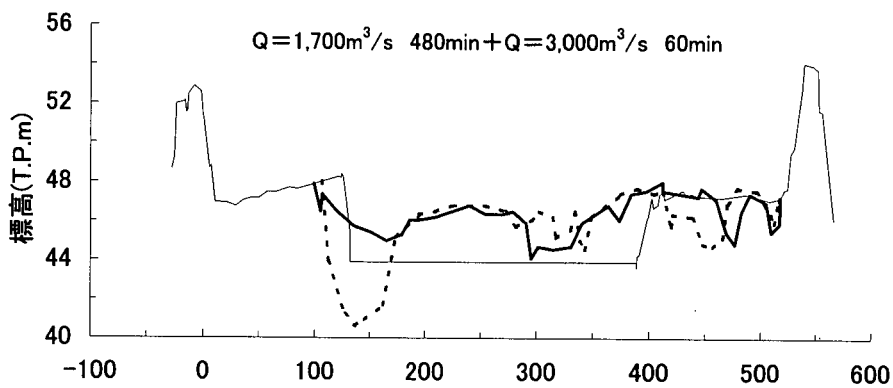
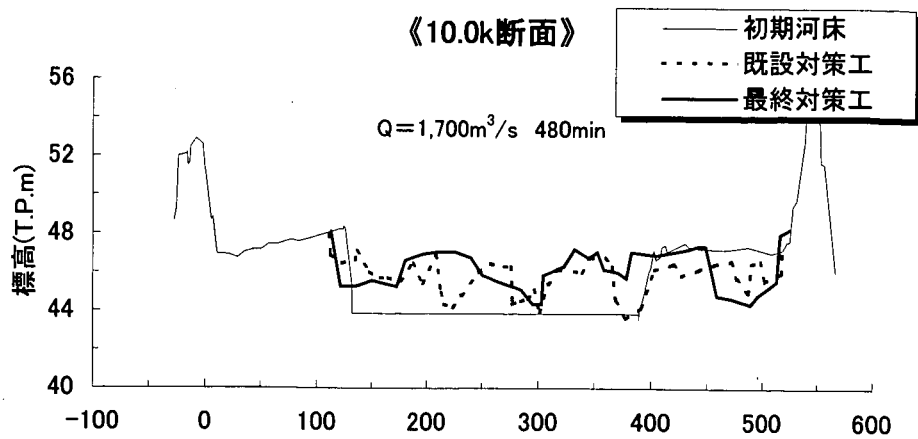


図 6.29(2) 既設対策工と最終対策工での河床横断比較図
 (10.0km 断面、ケース 10-6～8 とケース 11-1～3)

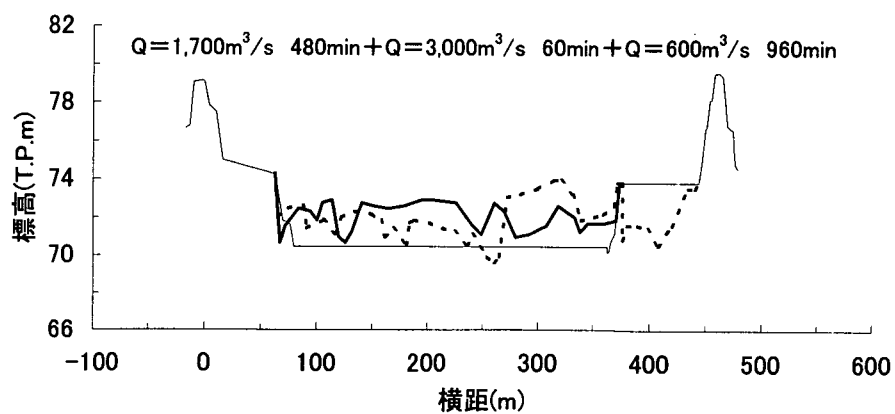
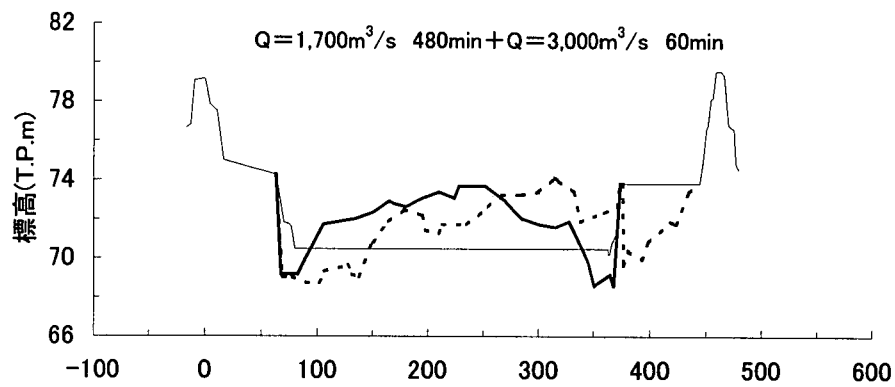
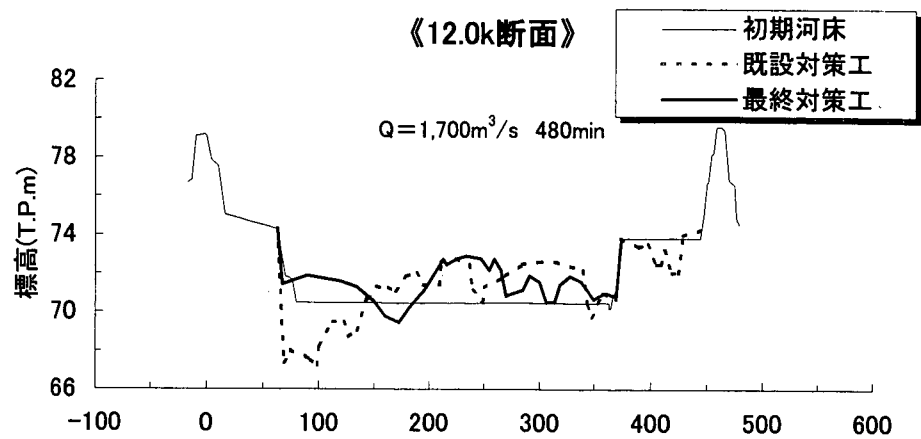


図 6.29(3) 既設対策工と最終対策工での河床横断比較図
 (12.0km 断面、ケース 10-6～8 とケース 11-1～3)

《14.0k断面》

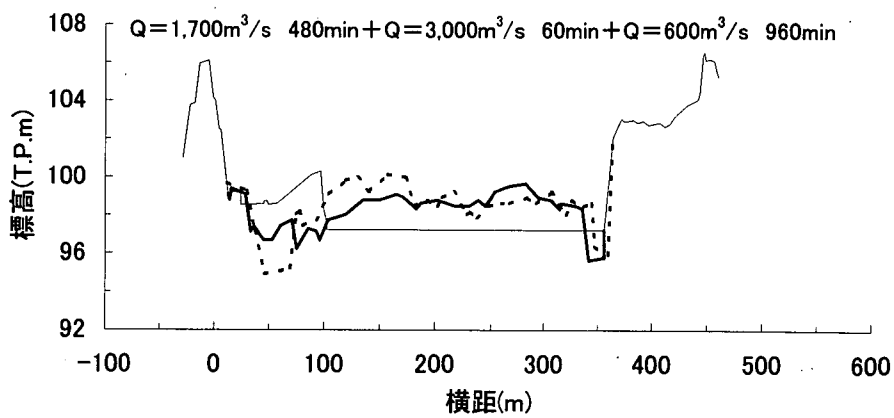
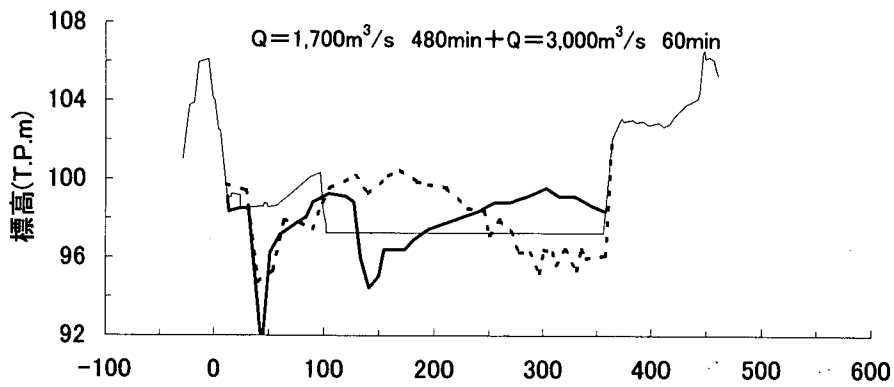
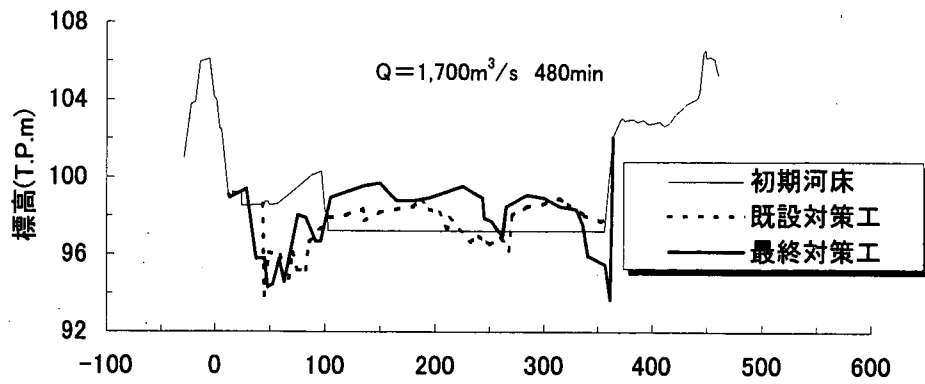


図 6.29(4) 既設対策工と最終対策工での河床横断比較図
(14.0km 断面、ケース 10-6~8 とケース 11-1~3)

《16.0k断面》

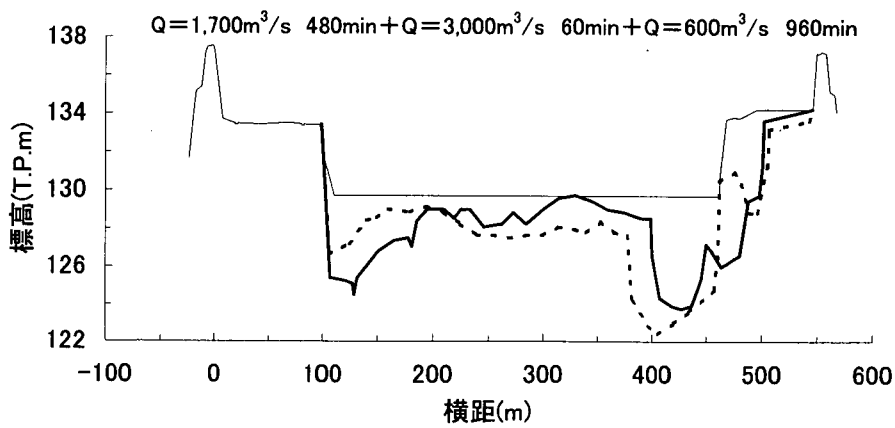
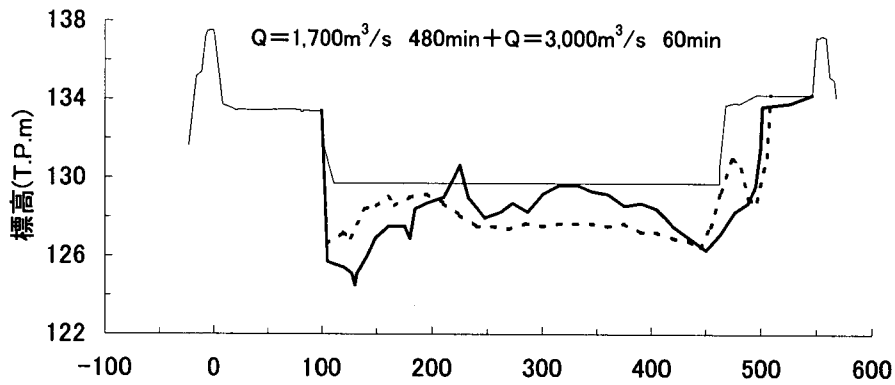
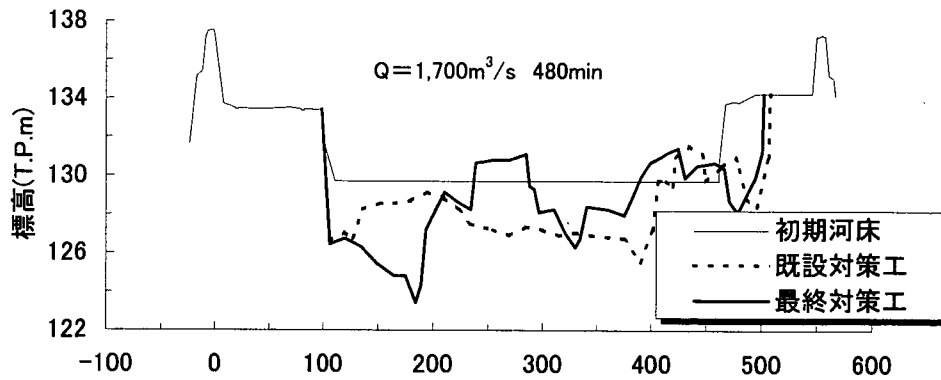


図 6.29(5) 既設対策工と最終対策工での河床横断比較図
(16.0km 断面、ケース 10-6～8 とケース 11-1～3)

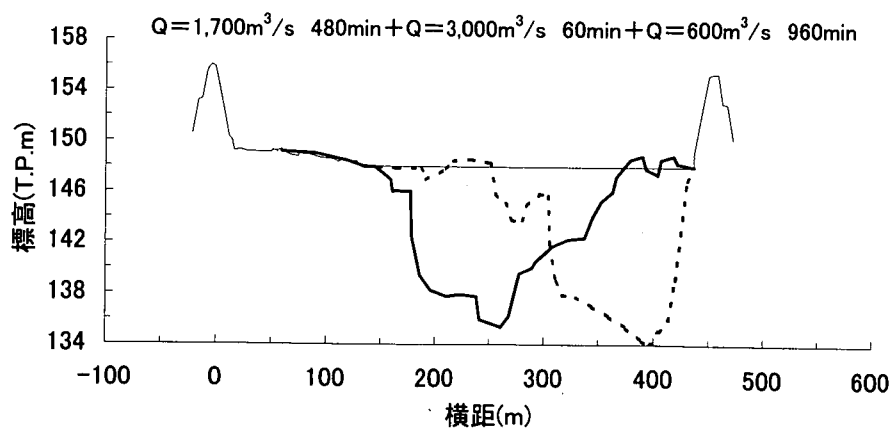
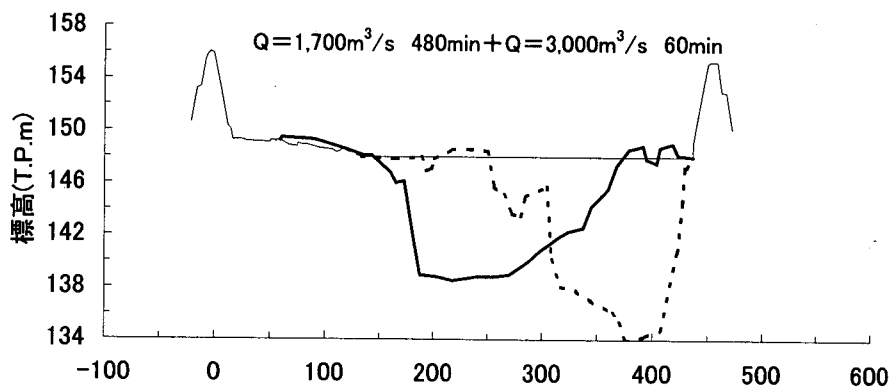
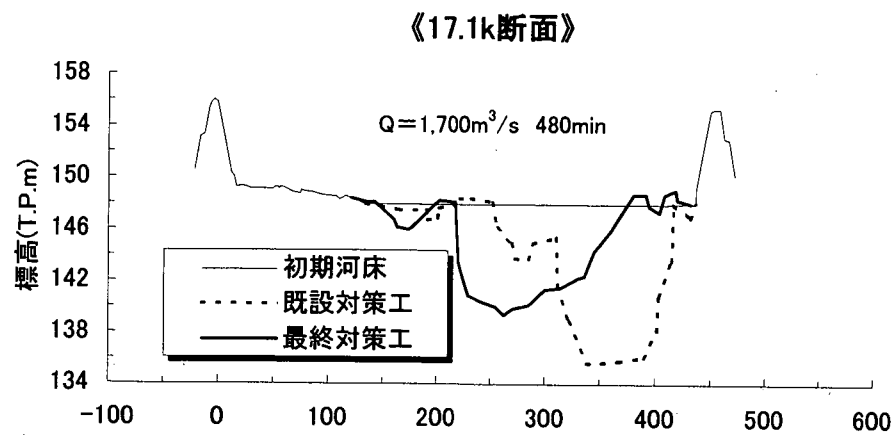


図 6.29(6) 既設対策工と最終対策工での河床横断比較図
(17.1km 断面、ケース 10-6～8 とケース 11-1～3)

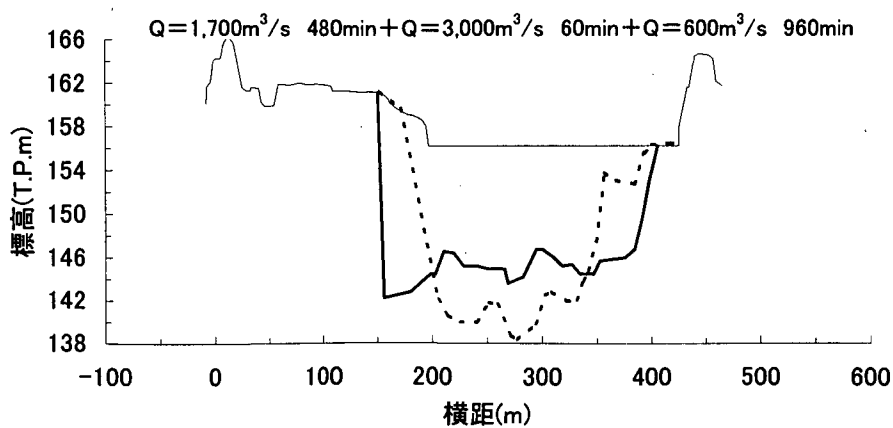
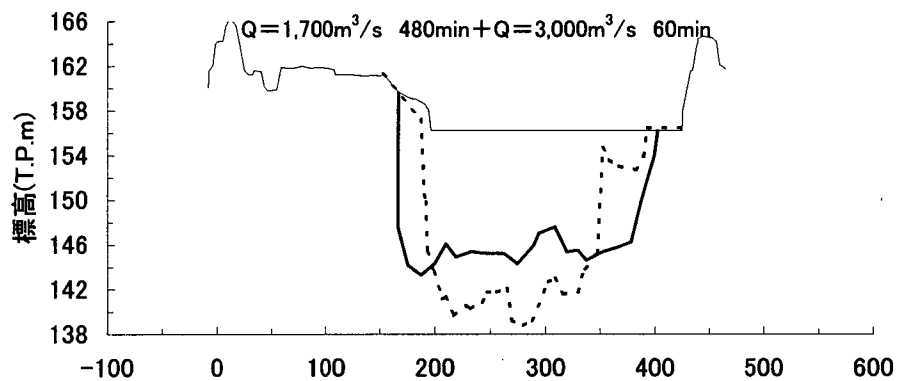
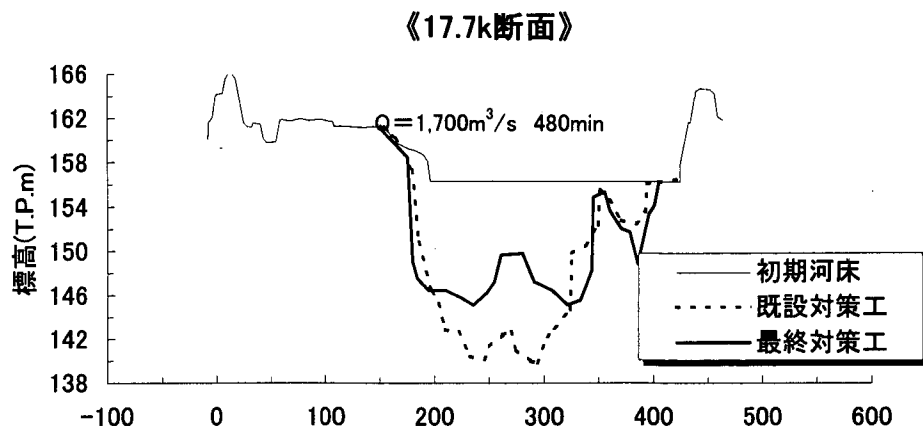


図 6.29(7) 既設対策工と最終対策工での河床横断比較図
(17.7km 断面、ケース 10-6～8 とケース 11-1～3)

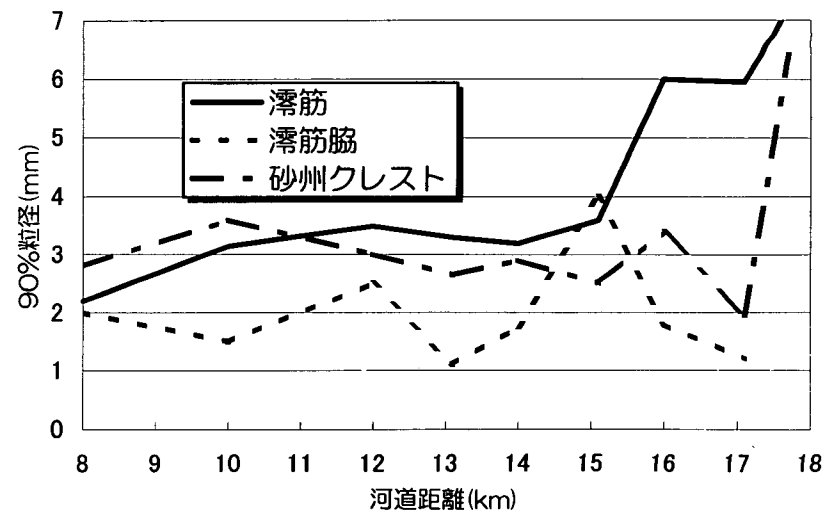
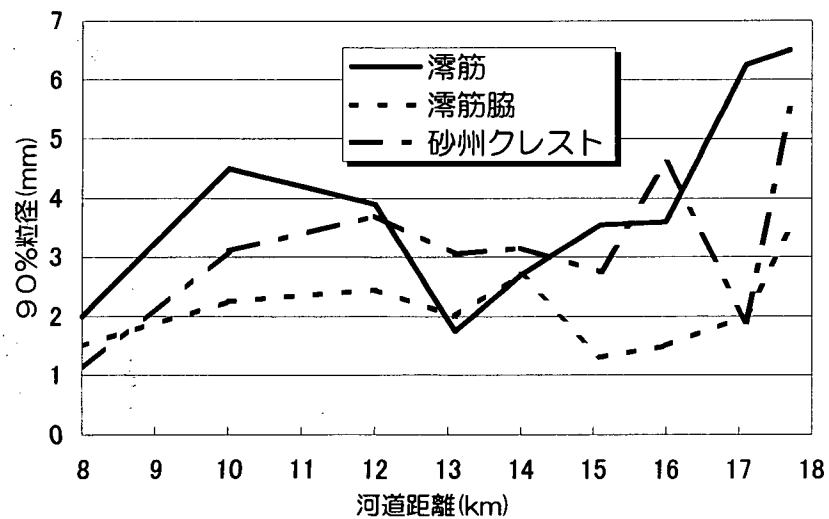
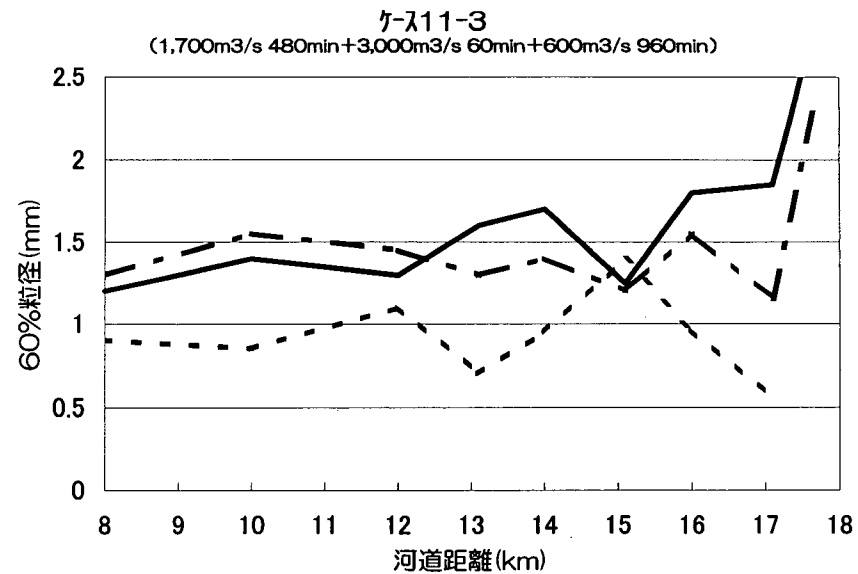
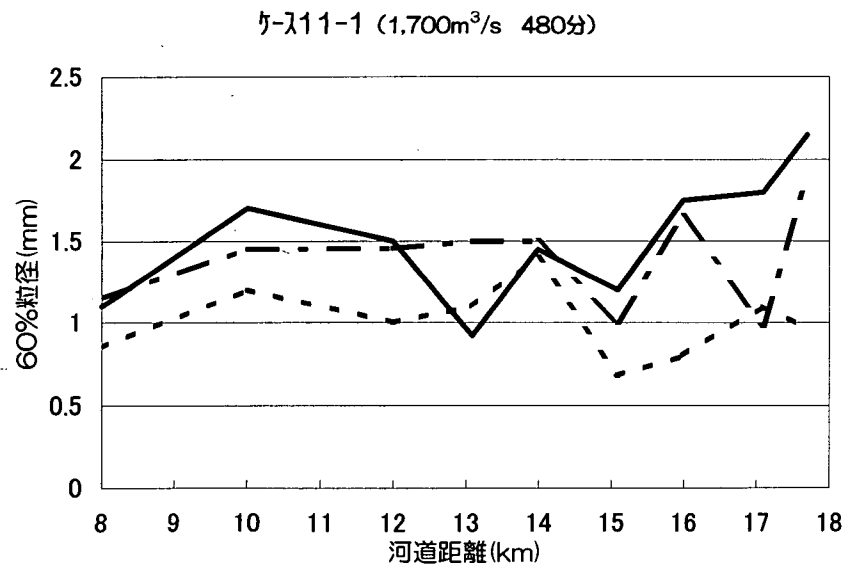


図 6.30 河床材料粒径 (d_{60} 、 d_{90}) の空間分布 (ケース 11-1、11-3)

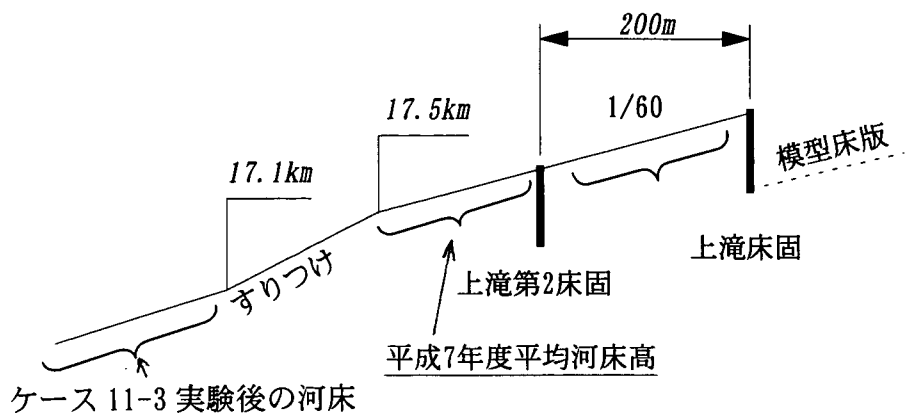


図 6.31 上滝第2床固設置状況

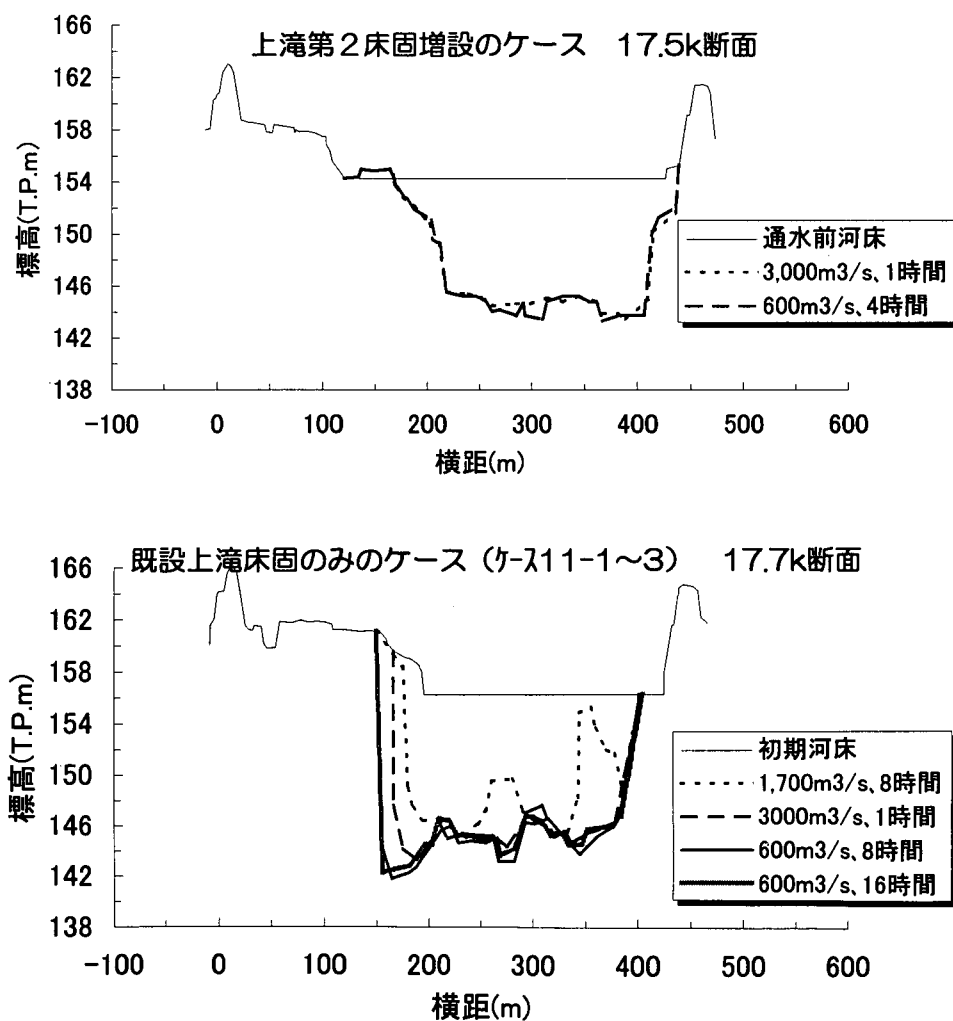


図 6.32 横断形の比較（上滝第2床固増設のケースと既設上滝床固のケース）

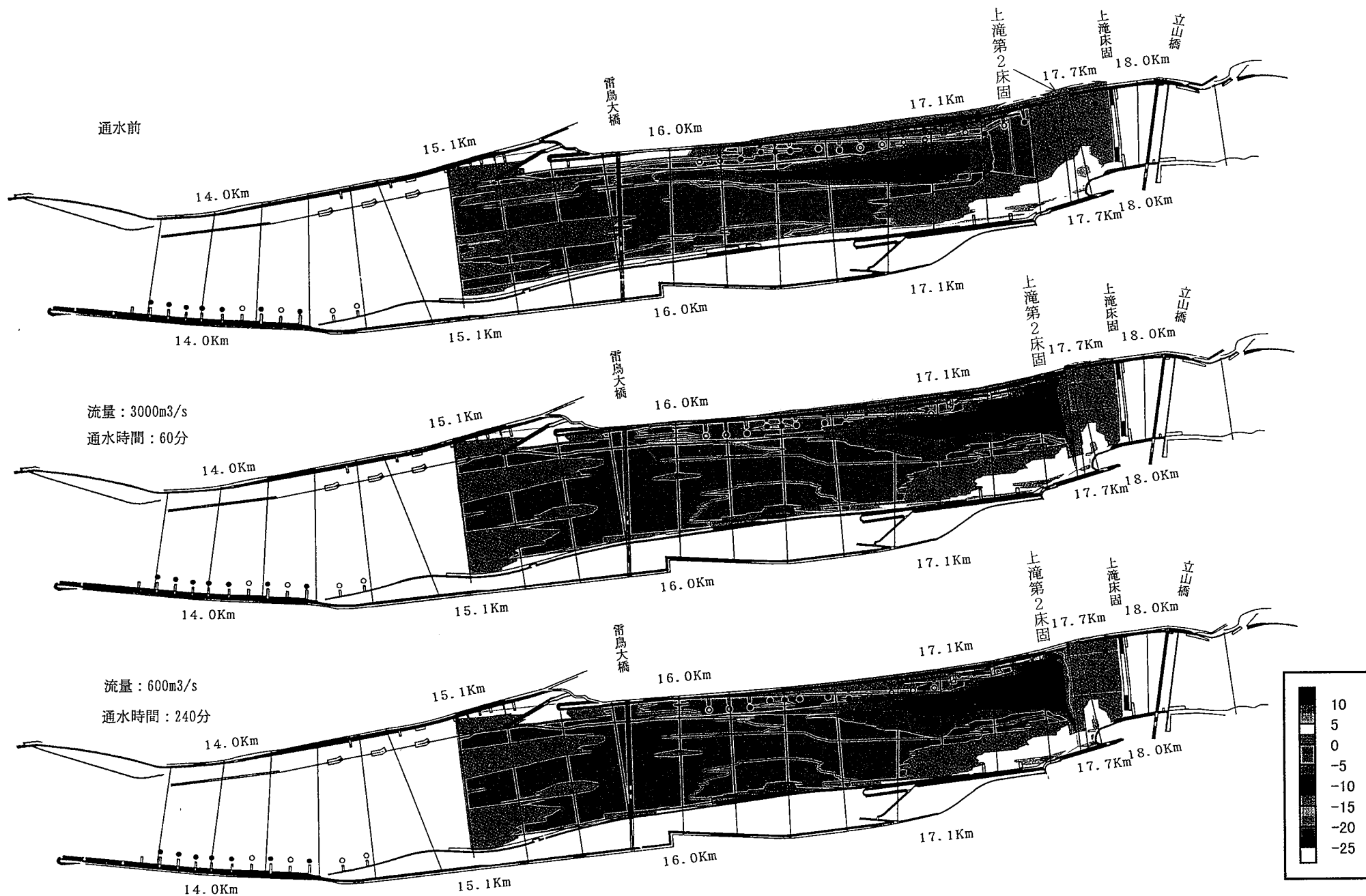


図 6.33 河床変動の経時変化 (上滝第2床固増設)

— 118 —

セグメント1-1: 15.3k~18.0k
セグメント1-2: 10.0k~15.3k
セグメント1-3: 7.1k~10.0k

表 6.2(1) 河岸危険度ランク表 (左岸)

距離標(km)	現況高 水敷幅 (m)	Q=3,000m ³ /s	Q=4,600m ³ /s	既設低水護岸		堤防護 岸の根 入れ不 足…x	危 険 度
		高水敷幅が20m未 満となる洪水の回 数	一洪水で高水敷幅 が20m残る	ある… ○	根入れ 不足… x		
8.2~8.4	107						c
8.4~8.6	114			○			d
8.6~8.7	0			○			d
8.7~8.8	0		x				a*
8.8~9.0	0		x				a*
9.0~9.1	17	1	x				a*
9.1~9.2	33	1	x				a
9.2~9.3	35	1	x	○			d
9.3~9.5	39	1	x	○			d
9.5~9.7	53	○					c
9.7~10.0	71	○					c
10.0~10.2	117	○					c
10.2~10.4	118	○					c
10.4~10.6	84	○					c
10.6~10.8	73	○					c
10.8~11.1	67	2	x				a
11.1~11.3	50	1	x			x	a*
11.3~11.5	50	1					a
11.5~11.7	74	2		○			d
11.7~12.0	48	2		○			d
12.0~12.2	48	2		○			d
12.2~12.4	63	○		○			d
12.4~12.6	64	○		○	x		a
12.6~12.8	40	2	x			x	a*
12.8~13.1	50	1	x			x	a*
13.1~13.2	64	3	x			x	a*
13.2~13.3	59	3					b
13.3~13.5	54	2	x				a
13.5~13.7	75	2	x				a
13.7~14.0	72	3	x				a
14.0~14.2	80	3	x				a
14.2~14.4	78	○	x				a
14.4~14.6	106	○	x	○			d
14.6~14.8	38	2	x	○			d
14.8~15.1	60	○	x	○	x		b
15.1~15.3	17	1	x	○	x		a
15.3~15.5	54	2	x	○	x		b
15.5~15.7	89	○		○			d
15.7~16.0	121	○		○			d
16.0~16.2	77	○		○			d
16.2~16.4	124	○		○			d
16.4~16.6	170	○		○			d
16.6~16.8	142	○		○			d
16.8~17.1	128	○		○			d
17.1~17.3	64	○					c
17.3~17.5	23	○					c
17.5~17.7	106						c
17.7~17.8							c

表 6.2(2) 河岸危険度ランク表 (右岸)

距離標(km)	現況高 水敷幅 (m)	Q=3,000m ³ /s	Q=4,600m ³ /s	既設低水護岸		堤防護 岸の根 入れ不 足…x	危険 度
		高水敷幅が20m未 満となる洪水の回 数	一洪水で高水敷幅 が20m残る	ある… ○	根入れ 不足… x		
8.2~8.4	0		x				a
8.4~8.6	0		x				a
8.6~8.8	0		x				a
8.8~9.1	0		x				a*
9.1~9.3	46	2	x			x	a*
9.3~9.5	66	1	x				a
9.5~9.7	53	1					a
9.7~10.0	32	1					a
10.0~10.2	102	○					c
10.2~10.4	106	2	x				a
10.4~10.6	106	2					c
10.6~10.7	36	○					c
10.7~10.8	37	3	x	○			d
10.8~10.9	38	3	x	○			d
10.9~11.1	49	○					c
11.1~11.3	60	○		○			d
11.3~11.4	44	○		○			d
11.4~11.5	54	○					c
11.5~11.6	64	○					c
11.6~11.7	60	○					c
11.7~12.0	55	○					c
12.0~12.2	46	2	x	○			d
12.2~12.4	76	3					b
12.4~12.5	36	2					b
12.5~12.6	51	○		○			d
12.6~12.8	66	○		○			d
12.8~13.1	54	○		○			d
13.1~13.3	54	2		○			d
13.3~13.4	66	○		○			d
13.4~13.5	63	○		○	x		b
13.5~13.6	59	3	x	○	x		b
13.6~13.7	68	○	x	○			d
13.7~14.0	72	○	x	○			d
14.0~14.2	20	1	x	○			d
14.2~14.4	70	○					b
14.4~14.6	76	3					c
14.6~14.8	80	○					c
14.8~15.1	73	○					c
15.1~15.3	80	○					c
15.3~15.5	98	○					c
15.5~15.7	64	○					c
15.7~16.0	74	○					c
16.0~16.2	78	○	x				a
16.2~16.4	71	2	x				a
16.4~16.6	63	○	x				a
16.6~16.8	71	○	x				a
16.8~17.1	106	○	x				a
17.1~17.3	0	1	x				a*
17.3~17.5	0	1	x				a*
17.5~17.7	0		x				a*
17.7~17.8	0		x				a*

表 6.3 対策工検討実験ケースおよび結果概要

ケース	目的	模 型 条 件					実験結果	備考
		流量 (m³/s)	定・ 不定	通水時 間(模 型)	初期 河床	護 岸		
9-2	対策工案 1 (本水制) の効果確認	3,000	定流	1hr	H7 平坦	本水制 既設護岸	・ H 8 の実験より堤防前面の高水敷幅が狭く洪水時に水衝部になる 5 箇所について、本水制（計画高水位以上の高さの水制）を図 6.11 のように設置したが、各個所の水制周辺の河床洗掘が大きく、その洗掘が堤脚付近にまで達した。水刳ね効果が過大に現れていると考えられる。 ・ 上滝床固直下流右岸沿い及び 14.5k の左岸付近の河岸前面において侵食が顕著であり対策の必要性が高いと考えられる。 ・ 11.5k 及び 12.2k 右岸の既設護岸の末端近傍で侵食が顕著である。	本水制(図 6.11 参照)
9-3	対策工案 2 (根固め水 制)の効果 確認	3,000	定流	1hr	H7 平坦	根固水制 既設護岸	・ ケース 9-2 の結果を踏まえ、5 箇所の本水制を根固め水制（天端が平均河床より 1.3~1.6m 高い）に換え、既設の水制に同化するようにセットした。また上滝床固直下流右岸沿いの侵食防止のため水刳ね効果を得るように、その既設水制を本水制にした。さらに 14.5k の左岸付近の河岸前面の侵食防止のために根固め水制を 2 基増設した。11.5k 及び 12.2k 右岸の既設護岸の末端近傍の侵食防止のために巻き止め工を設置した。これらの詳細は図 6.12 参照のこと。 ・ 本水制を根固め水制にしたことによって堤脚部の洗掘が低減された。また 14.5k 左岸の根固め水制 2 基増設によって河岸侵食が低減された。 ・ 上滝床固直下流右岸沿いの侵食防止のために設置した本水制周辺で洗掘が顕著になりこれが堤脚近傍まで及ぶ。対策必要。	根固め水制(図 6.12 参照)
9-4	対策工案 3 (縦工)の 効果確認	3,000	定流	1hr	H7 平坦	既設護岸	・ 河岸侵食防止箇所は実験 9-3 と同一としたが、ケース 9-3 の結果を踏まえ 4 箇所変更した(図 6.13 参照)。この内、15k 右岸、13k 左岸、10.5k 右岸の 3 箇所は高水敷幅が広く水衝部の位置が変化しやすいため縦工の方が合理的（経済的）と考え、これを設置した。 ・ 10.5k 右岸の縦工の裏側（堤防側）で洗掘が発生し、縦工での対応？。他の箇所の縦工については効果あり。 ・ 上滝床固直下流の河岸前面の侵食防止効果有り（根固め水制）。 ・ 11.5k 及び 12.2k 右岸の侵食が大きく巻き止め工の効果が小さい。巻き止め工の長さ不足？	水制の改良及び縦工(図 6.13 参照)
9-5	対策工案 4 の効果確認	3,000	定流	1hr	H7 平坦	既設護岸	・ ケース 9-4 の結果を踏まえ、図 6.14 のように 4 箇所の対策工を変更した(10.5k 右岸縦工を根固め水制に変更、11.5k 及び 12.2k 右岸の巻き止め工の長さを 20m から 30m に変更、14.0k 左岸の既設水制の間隔の長い箇所を短くするように根固め水制増設、14.6k 右岸付近の縦工 1 基の増設)。14.0k で根固め水制を増設したのは、ここは高水敷がなく川幅が急縮する箇所危険度が高いと判断したことが主な理由（ここでは大きな河岸侵食は生じていないが、川幅の変化する箇所では砂州の形成状況がケース by ケースで異なり、場合によって水衝部になる可能性がある）。 ・ 縦工及び根固め水制及び巻き止め工延長の効果は概ね良好。ただし 16.0k 右岸付近では根固め水制設置範囲外で侵食発生。根固め水制増設の必要あり。	(図 6.14 参照)
9-6	対策工案 5 の効果確認	4,600	定流	1hr	H7 平坦	既設護岸	・ ケース 9-5 の結果を踏まえ、図 6.15 のように 16.0k 右岸河岸付近に根固め水制を 2 基設置し、流量を 3,000m³/s から 4,600m³/s に増大させた。 ・ 流量が大きくなって複列砂州から単列砂州へ移行するが、主流位置は流量 3,000m³/s 時と大きくは変化せず同様の河岸侵食防止効果が得られ、当該ケースの対策工条件にあまり大きな問題はないと考えられる（ただし 14.4k 右岸の高水敷が侵食され、堤脚付近まで達しており、この箇所には縦工増設等の何らかの対策が必要と考えられる）。	(図 6.15 参照)
9-7	不定流による対策工効果の確認	ピーク流量 4,600	不定流	500m³/s 以上 約 1.2hr	H7 平坦	9-6 と同 一	・ 対策工はケース 9-6 と同一条件とし、不定流（Qmax : 4,600m³/s）とした場合においても定流と同様の効果が得られるかを確認した。 ・ 河床では単列と複列の砂州が共存する形が示されるが、単列の砂州に伴う主流が卓越する。当ケースの侵食対策工はほぼ主流の水衝部に位置し有効に働いていると考えられる（一部縦工の崩落や洗掘は見られるが堤防沿いの洗掘深は小さい）。	

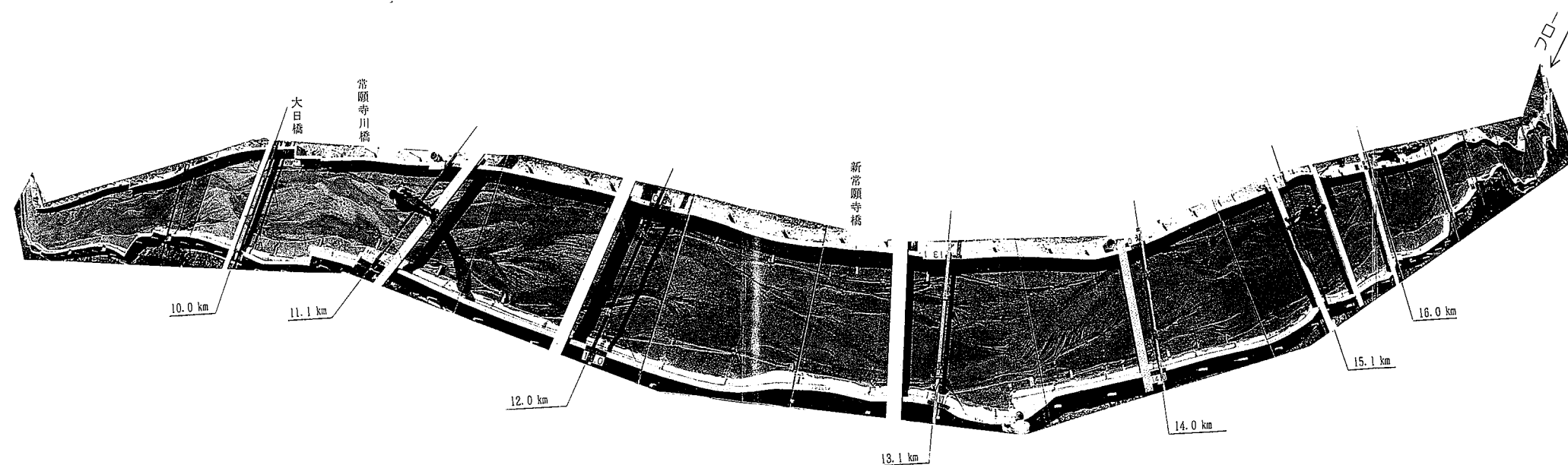


写真 6.1 通水後河床状況（ヶ-ス 8-1、初期河床凹凸）

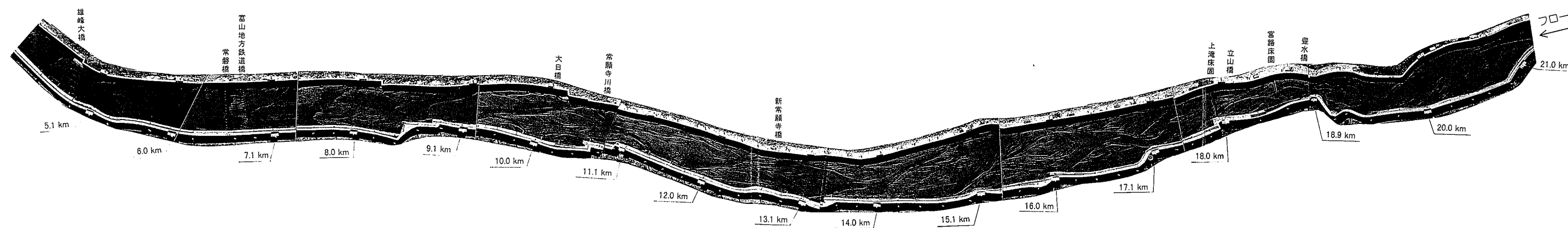
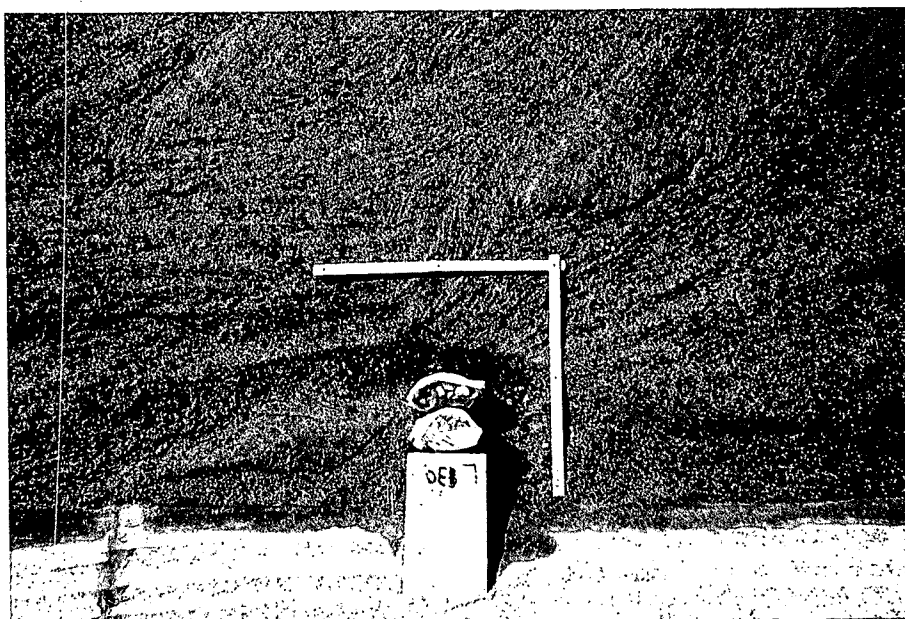


写真 6.2 通水後河床状況（ヶ-ス 9-1、初期河床平坦）

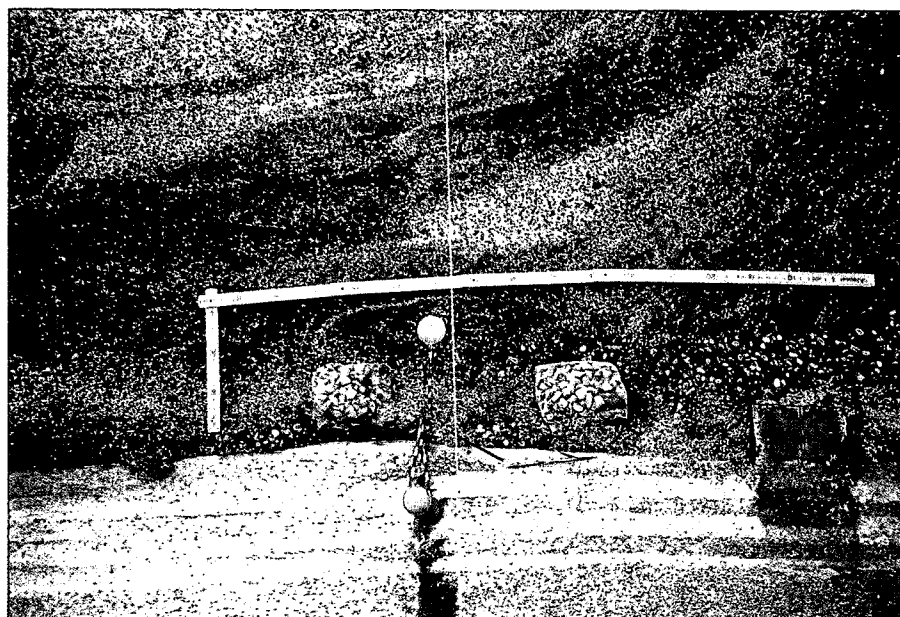


A 地点付近

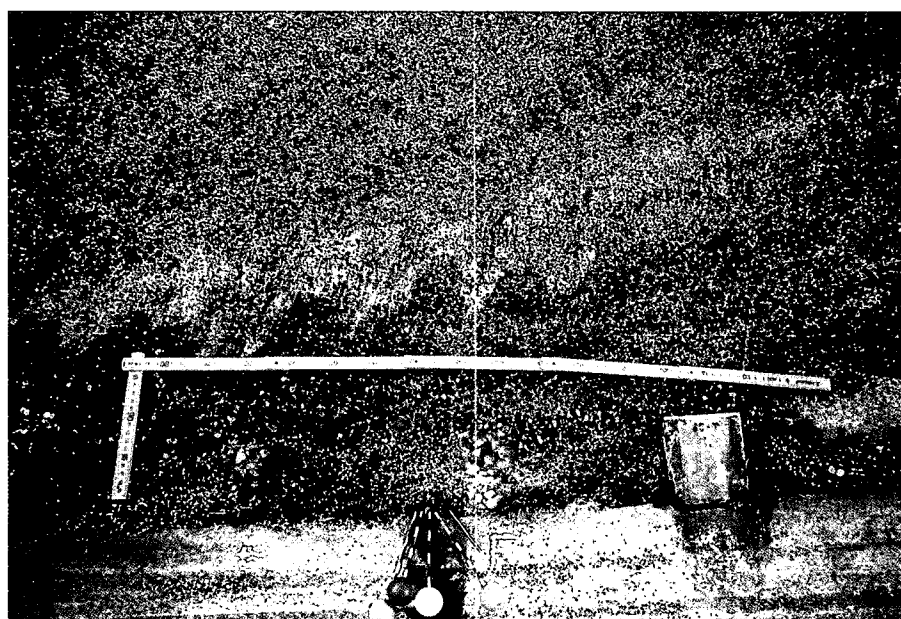


B 地点付近

写真 6.3(1) 水制周辺の洗掘状況 (本水制、ヶ-7 9-2)



A 地点付近



B 地点付近

写真 6.3(2) 水制周辺の洗掘状況 (根固め水制、ケ-79-3)

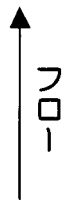


写真 6.4 縦工周辺の洗掘状況 (ヶ-7 9-6、 $Q=4,600\text{m}^3/\text{s}$ 定流)

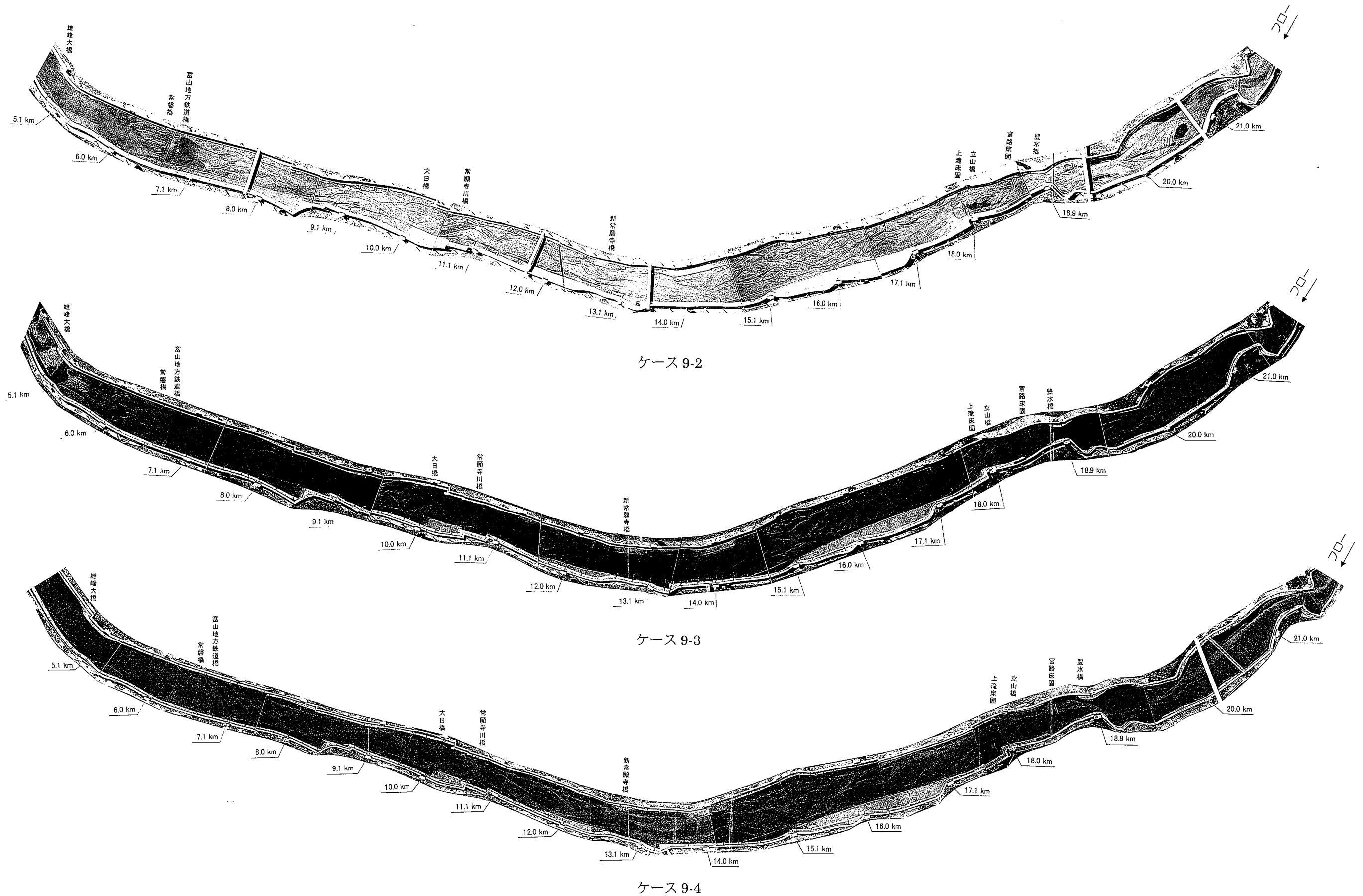
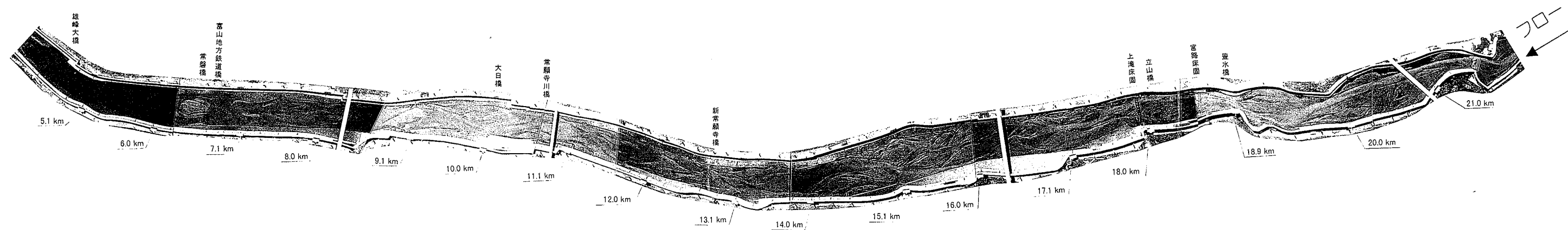
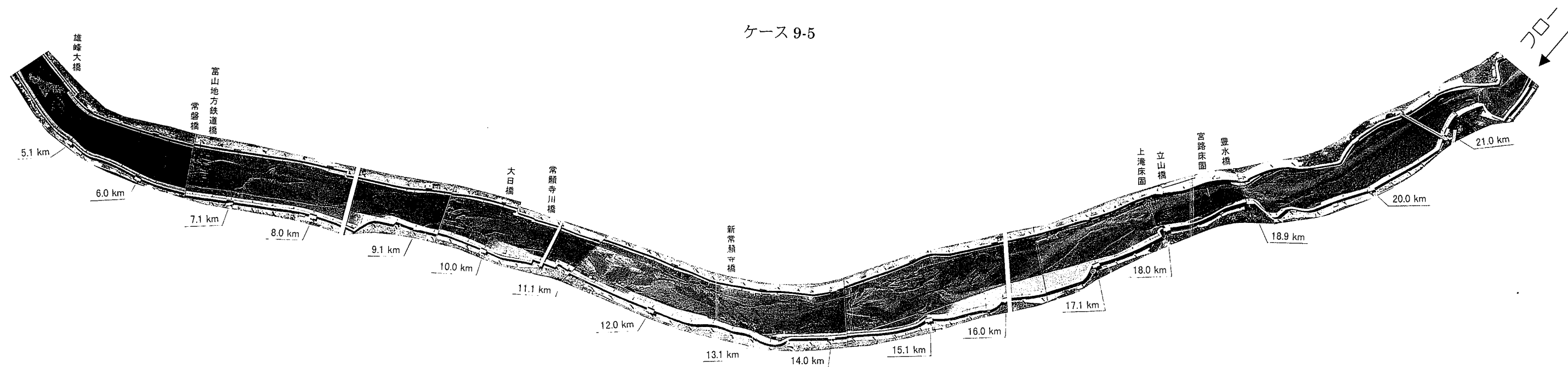


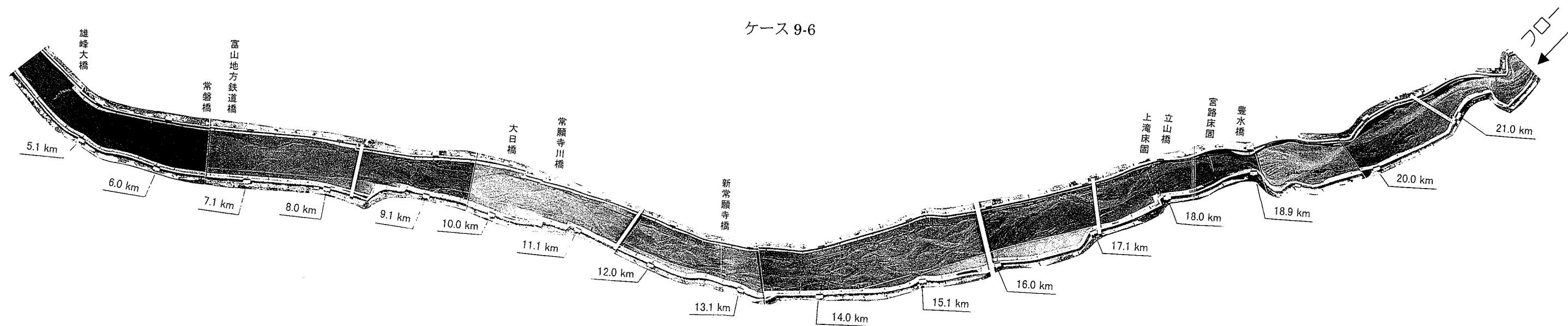
写真 6.5(1) 通水後の河床状況 (ケース 9-2~4)



ケース 9-5

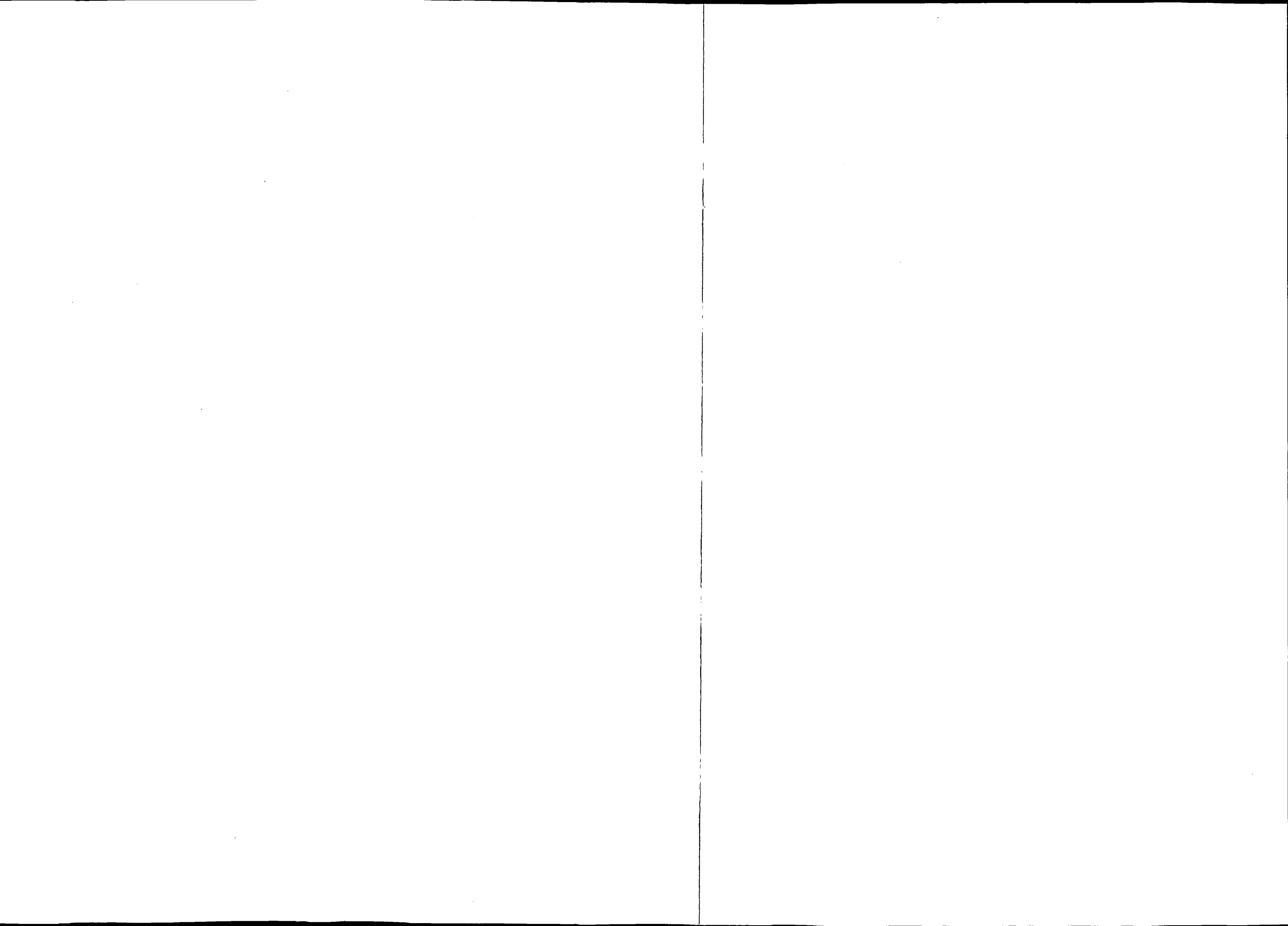


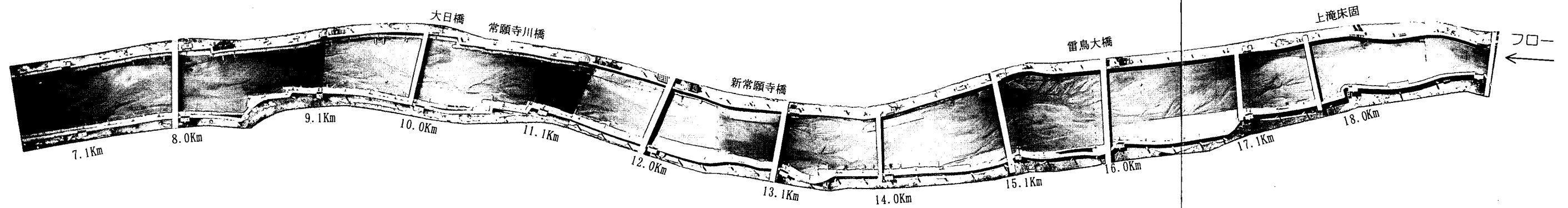
ケース 9-6



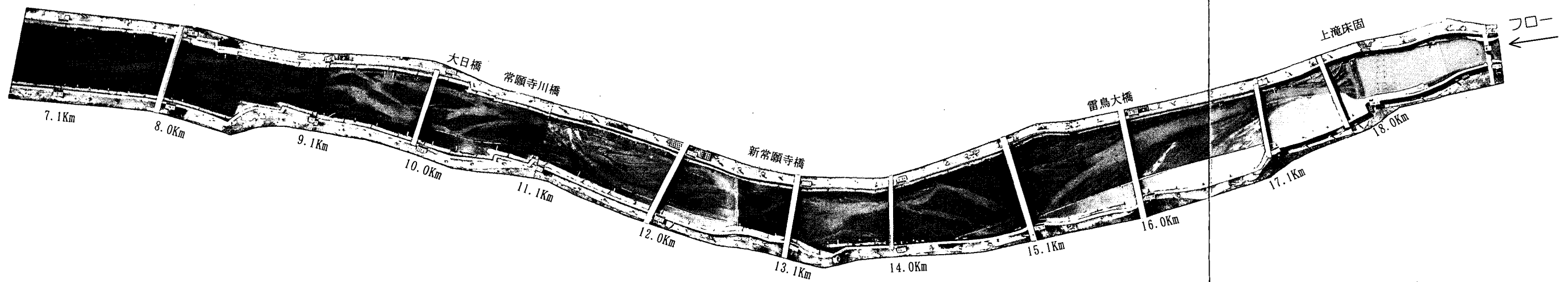
ケース 9-7

写真 6.5(2) 通水後の河床状況 (ケース 9-5～7)



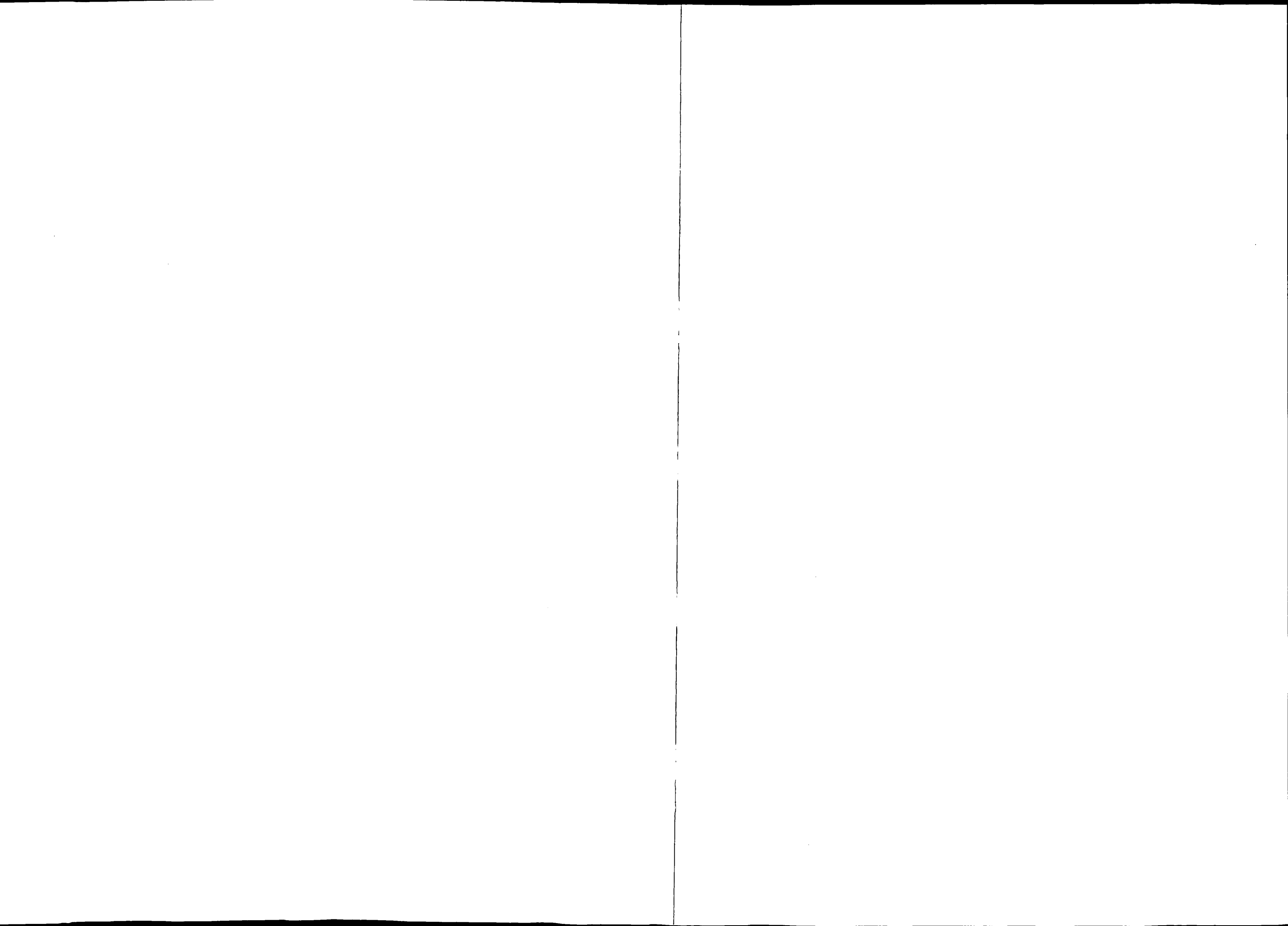


供給土砂量多い場合 (ケース10-5)



供給土砂量無の場合 (ケース10-7)

写真 6.6 通水後河床状況 (供給土砂量多い場合、供給土砂量無の場合)



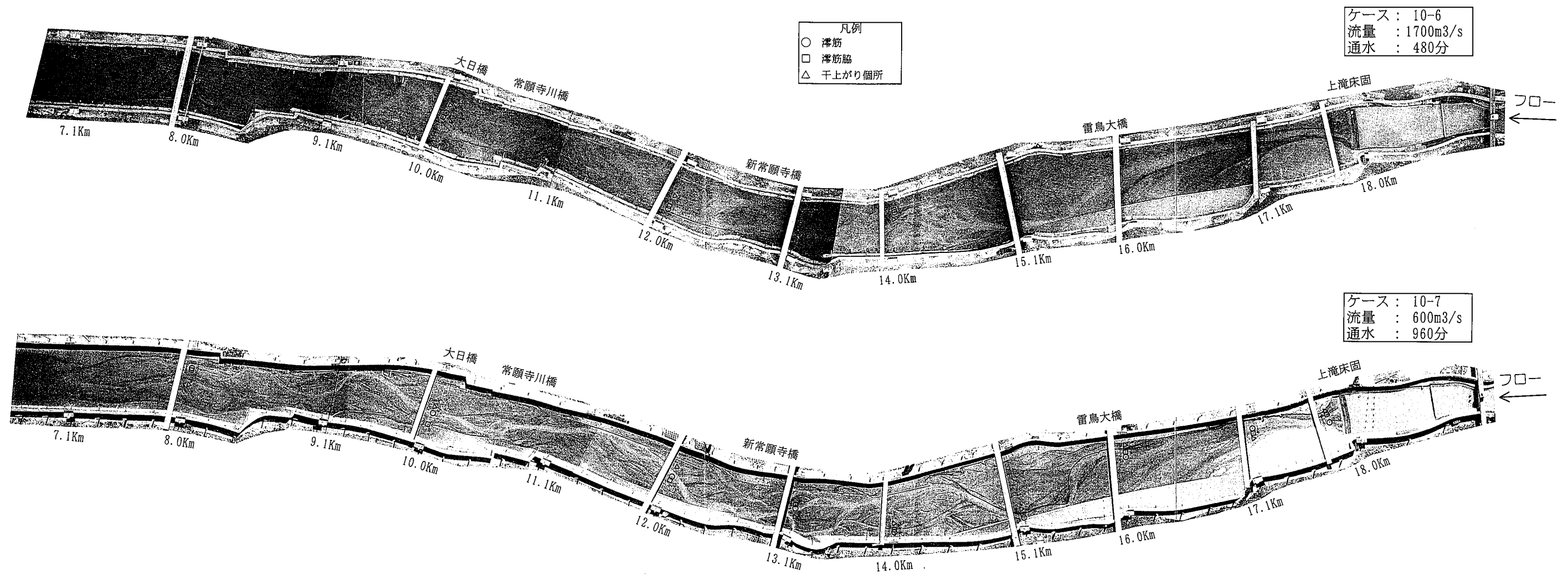
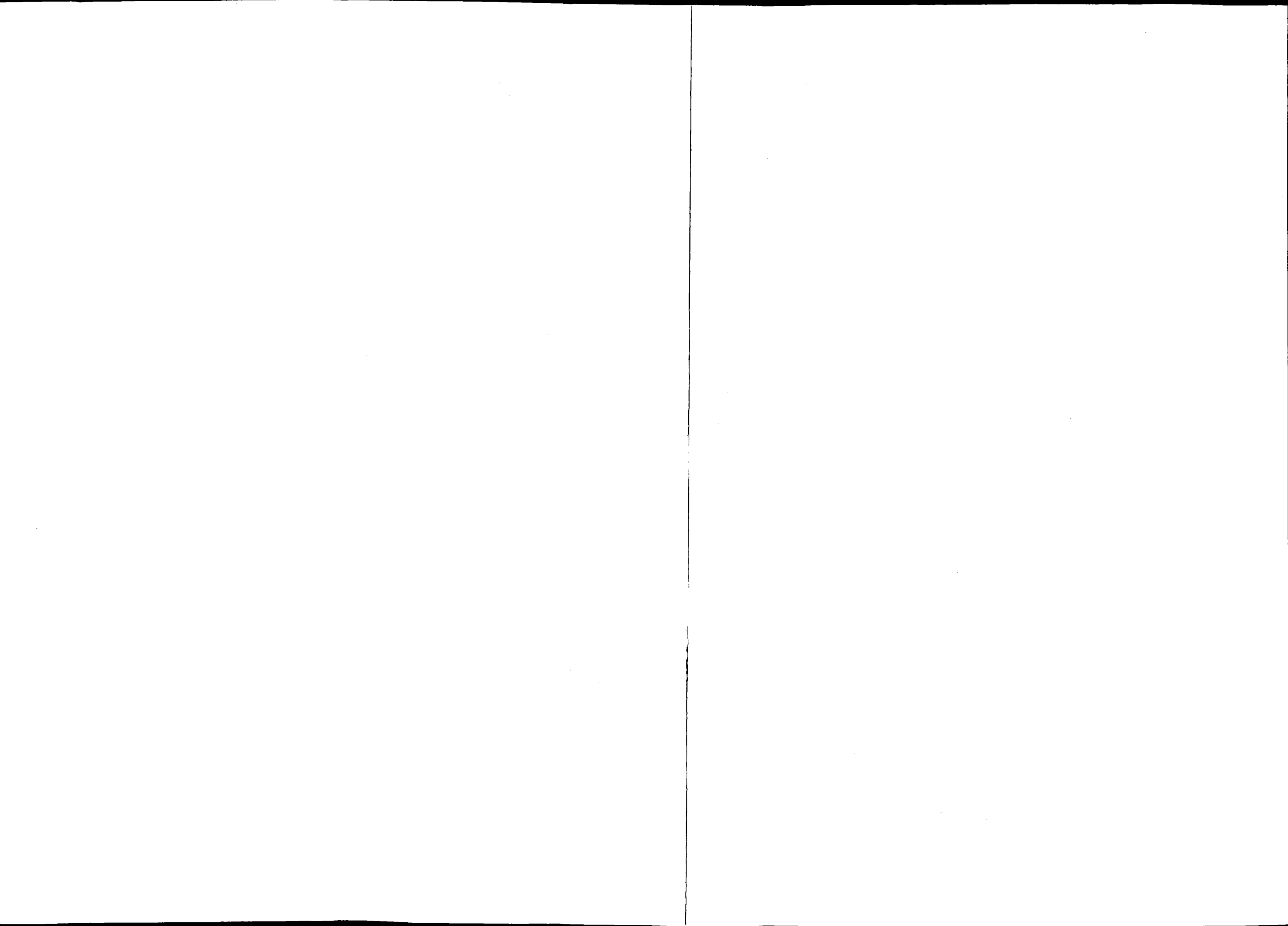
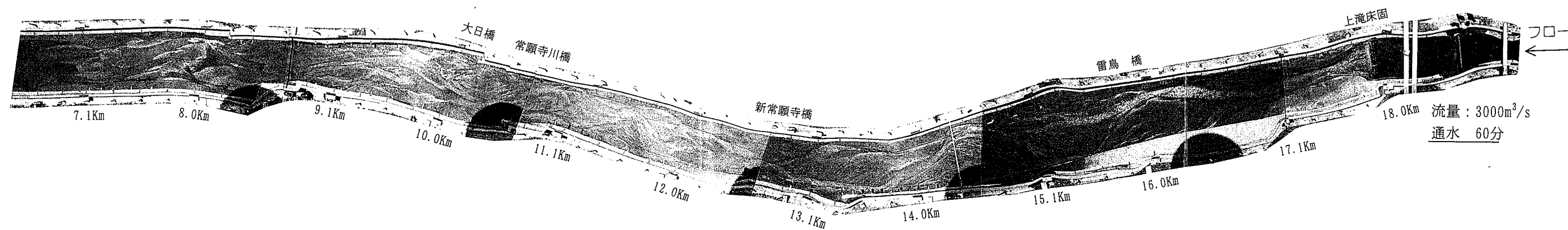
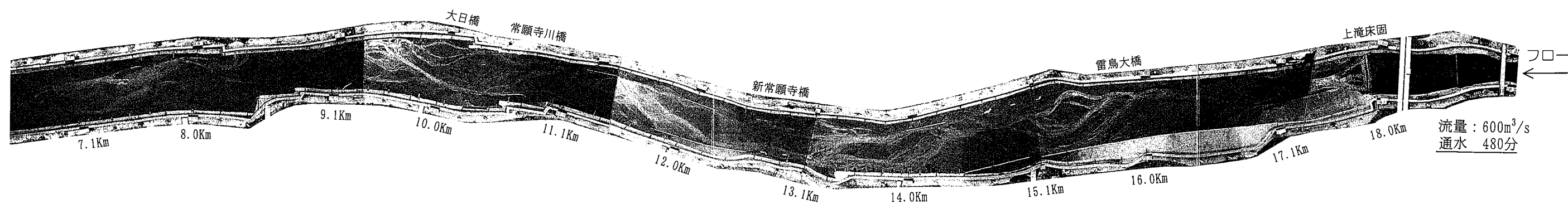


写真 6.7 河床材料調査位置図

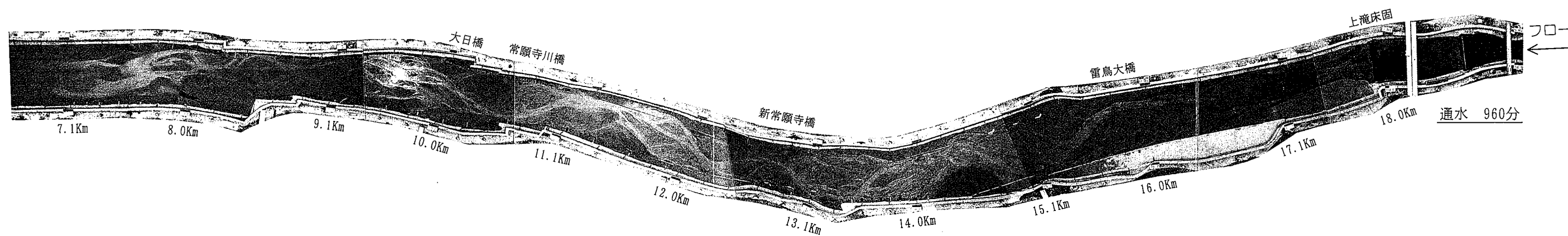




ケース 11-2

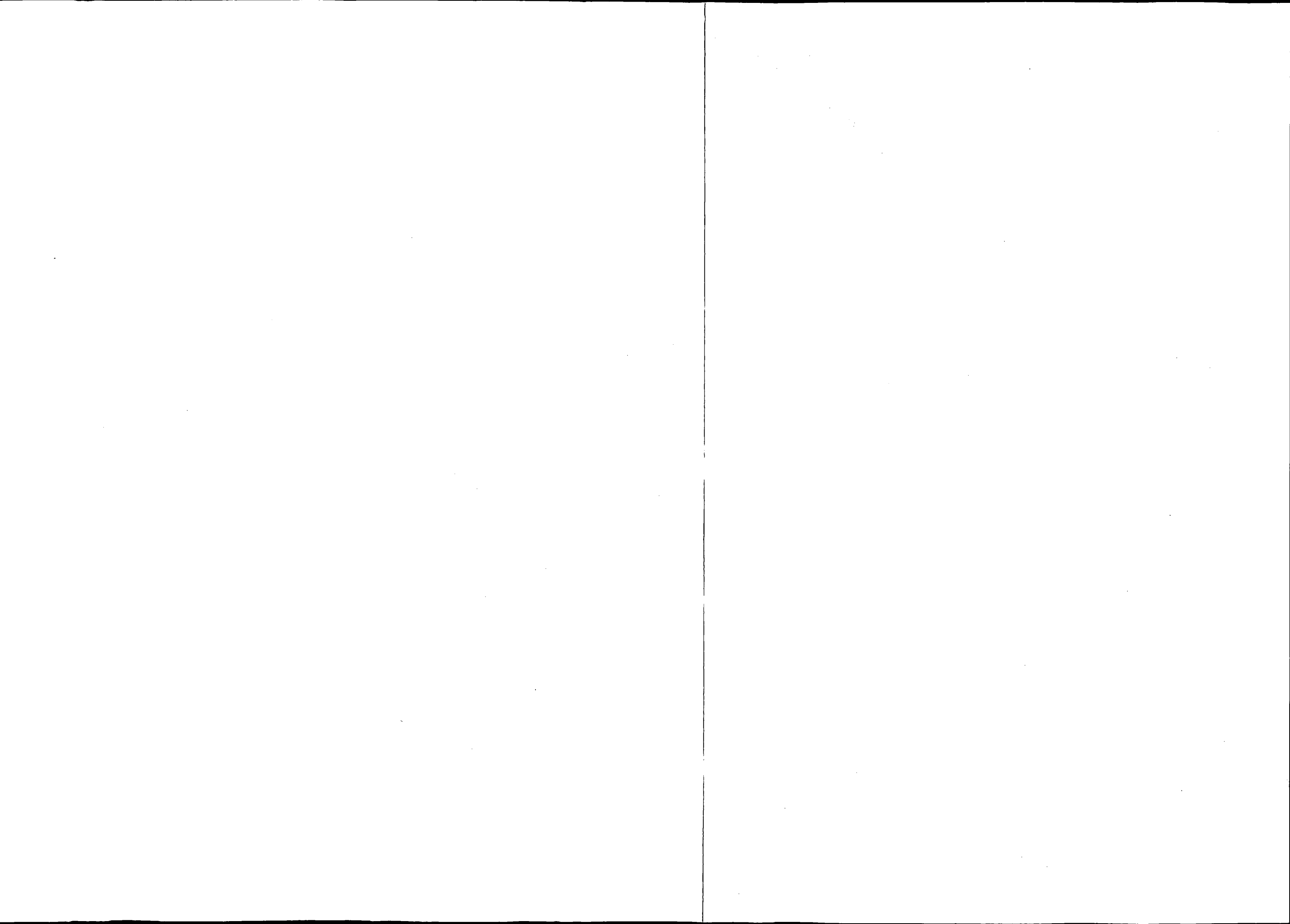


ケース 11-3



ケース 11-3

写真 6.8 通水後河床状況（最終対策工、ケース 11-2、11-3）



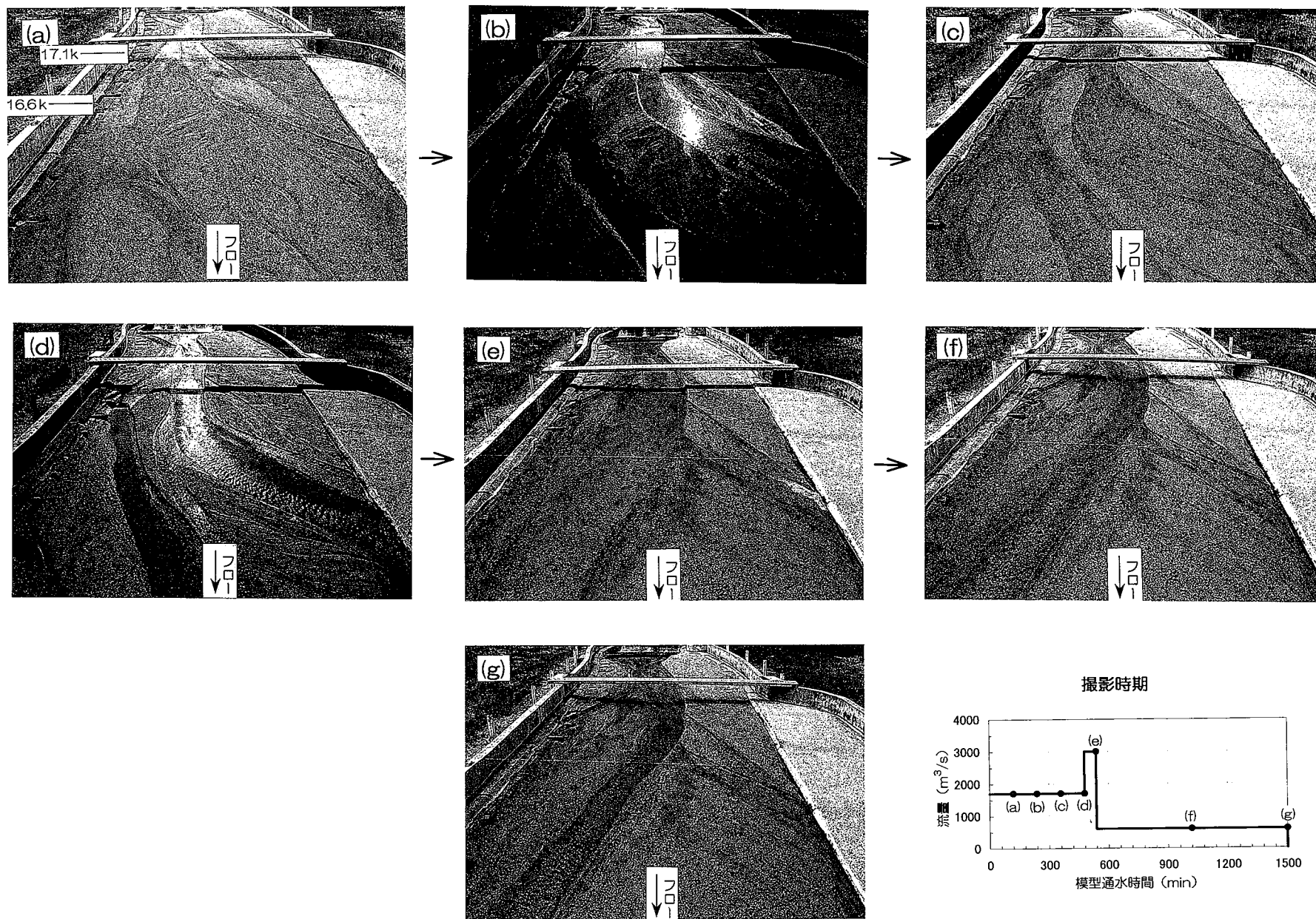


写真 6.9 河床状況の経時変化 (ケース 11-1～3)

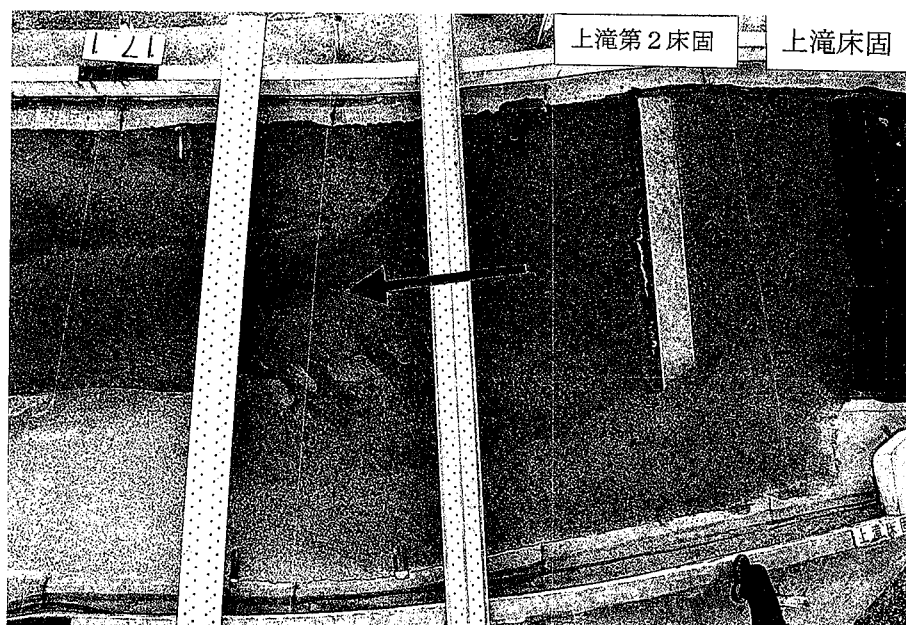


写真 6.10 上滝第 2 床固設置状況

第7章 まとめ

全体のまとめを以下に示す。

- 1) 常水路河岸の侵食危険度の判断にあたっては、侵食幅だけではなく残った高水敷幅や侵食速度の変化、対象とする洪水規模等も考慮することが重要であり、現地に応用するに当たっては低水護岸や堤防護岸の根入れなども含めて検討する必要がある。
- 2) 常水路河岸を全川護岸すれば、堤防前面の侵食をある程度防止することはできるが、砂州の規模が大きくなることによって護岸前面の洗掘が増大するため護岸の十分な根入れが必要となる。また場所によっては、高水敷上面を走る流れによって護岸裏や堤脚部の侵食が助長されるというデメリットがある。
- 3) 河道を単断面にするかまたは常水路を残した複断面とするのかについては、堤防護岸として超過洪水時にも壊れないように完璧な構造を維持するように管理するのか、またはある程度の「削り代」として高水敷を残した方がよいのかである。堤防を「土堤原則」とする限り、堤防護岸がどんな外力にも壊れないように構造的に完璧に近い状態にすることは、構造面および管理面にかなりの投資を必要とする。一方、現状の常水路と高水敷を残すように設定すると、堤脚前面まで侵食が進んだ時点では危険度が高いが、堤脚前面が侵食するまでの時間稼ぎができる。また単断面の場合よりも砂州の移動流下の速度が小さいことより、河岸侵食が生じた場合の対応について時間的余裕があるというメリットもある。これらを考慮した総合的判断が重要である。
- 4) 根固め水制および縦工の単体の構造については、当初の設計諸元ではほぼ適正な結果が得られ、現況河道におけるその施設配置について、主に砂州の形成移動および河岸侵食状況を考慮し最適な案を見出すことできた（図 6.15 参照）。
- 5) 10km 付近から下流の洪水時における水衝部形成状況をさらに詳細に把握するために、その範囲の模型の河床材料を入れ換え（平均粒径 $dm \approx 1.3\text{mm} \rightarrow 0.64\text{mm}$ ）、河岸防御の必要性を確認した。この結果、河岸侵食の顕著な位置は流量に係わらずほぼ同一の 8.4km～9.1km 左岸、7.7km～8.4km 右岸、7.5km～7.7km 左岸、7.3km 右岸である。このうち 7.7km～8.4km 右岸と 7.5km～7.7km 左岸近傍の現況常水路河岸は護岸されていないため、何らかの対策工の必要があると考えられる。また 9.3km～10.0km 左岸では流量が多くなると（ $Q=4,600\text{m}^3/\text{s}$ ）高水敷上の流れによって常水路河岸前面だけでなく高水敷上の侵食も顕著となる。
- 6) 既設河岸対策工を設置した現況河道において長期的な河道変化特性を把握の一環として、流量 $Q=1,700\text{m}^3/\text{s}$ と $Q=3,000\text{m}^3/\text{s}$ を通水し上滝床固め（17.8km）上流からの供給土砂の条件を変えて実験した。供給土砂量の多い場合には河床上昇傾向（平均河床および最深河床ともに）にあるが、供給土砂無しの場合には、14km 付近をヒンジとして上流ほど河床低下傾向が大きくなる（平均河床で最大約 10m、最深河床で最大約 17m の低下）。このような状況の生じる理由は、河床の平面形状との関係が深く次のように考えられる。供給土砂が無い場合の 14km 付近から上流では、供給土砂が多い場合に比較して常水路内で形成される砂州は大きく、15.1k 左岸および 14k 右岸の水衝部が顕著になる。一般に砂州の規模が大きいほどその淵の部分は

深いため、最深部の河床低下が顕著になると言える。さらにその後に小出水が何回も続くと滞筋部分で河床低下が生じ、これと相まって滞筋部の河床が粗粒化するという連鎖が 14k から上滝床固間で顕著に生じる。このことは河床材料調査法として採取位置の重要性および河岸侵食対策の観点からの土砂管理の必要性を示唆している。

7)土砂供給条件が変化した場合の河道の長期変化に対する最終対策工の効果は、既設対策工と全体的にほぼ同様であるが、既設対策工では 16k～上滝床固間で右岸河岸前面にあった滞筋が最終対策工では河道中央で形成されており、最終対策工は河道条件の変化に対してもある程度対応できると言える。

8)新規床固（上滝第2床固）を設置することによって既設上滝床固直下流の局所洗掘をある程度防止できるが、新規床固の直下流に新たな局所洗掘が同様に生じるため、新規床固について根入れ等構造的な安全性を考慮した設計の必要性があるとともに、河岸（床固下流右岸）への水当たりが助長される可能性もあるため河岸侵食の安全性も考慮する必要があると考えられる。またこれらは限られた条件下での検討結果であり、現地に適用するにあたっては、現地河道の河床低下の原因と床固の安全度評価、今後の供給土砂と河床低下の関係等を推定した上で、現床固の必要性和土砂および河床管理の必要性に注目した検討を追加する必要があると考えられる。

あとかき

本検討の遂行にあたっては、建設省北陸地方建設局富山工事事務所の関係各位に多大の便宜をはかっていただいた。ここに記して厚く謝意を表する次第である。

参考文献

- 1)山本晃一、高橋晃、林正男：常願寺川の河道特性と河岸処理、土木研究所資料第 3150 号、1993 年 3 月.
- 2)山本晃一：沖積河川学－堆積環境の視点から－、山海堂、p.339、1994 年 9 月.
- 3)山本晃一、高橋晃、林正男：黒部川の河道特性と河道計画、土木研究所資料第 3139 号、p.281、1993 年 2 月.
- 4)山本晃一：日本の水制、山海堂、p.419、1996 年 1 月.