

土木研究所資料

常願寺川の河道特性と河岸処理

平成5年3月

建設省土木研究所
河川部河川研究室

Copyright © (1993) 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。

常願寺川の河道特性と河岸処理

河川研究室 室 長 山本 晃一
主任研究員 高橋 晃
研 究 員 林 正男

要旨

常願寺川河道は、近年河床の低下が著しく生じてきており、既設の護岸や水制等河川構造物の根入れが不足し、そ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堤防、護岸の補強工法、河岸侵食防止工法等の検討が必要となっている。

本報告書は、常願寺川の河道特性調査および護岸水制工の二次元抽出模型実験により、このような河道の変化に対応した新たな河道計画(案)、河岸処理工法等を検討した結果について述べたものである。

キーワード：常願寺川、河道特性、模型実験、河道計画、河岸侵食、水制、護岸

はじめに

北陸地方建設局富山工事事務所の依頼により、平成2年度から平成3年度まで、急流扇状地河川の河岸処理に関する検討を目的として、常願寺川の河道特性の調査と二次元抽出模型実験を実施した。

本報告書は、常願寺川河道の諸特性と、新たな河道計画(案)、河岸処理工法等について検討を加えた結果についてとりまとめたものである。

目 次

第1章 序論	1
1-1 調査の目的	1
1-2 常願寺川の概要	1
1-3 現河道改修計画の概要	1
1-4 本調査の検討項目とその内容	6
第2章 常願寺川の河道特性	8
2-1 河道特性調査の目的	8
2-2 地形、地質	8
2-3 水文特性	15
2-4 河床材料特性	15
2-5 常願寺川の河道特性量	28
1) 河道特性量の求め方	28
2) 河道特性量の縦断変化	28
3) Segment 区分	29
2-6 常願寺川の河道特性の経年変化	30
1) 河床高の変化	30
2) 常水路幅および高水敷幅の変化	31
3) 流路の平面形と砂州形状の変化	31
2-7 大出水（昭和44年）による河道の変化	51
2-8 河岸の侵食と深掘れ	54
1) 水衝部位置の変化	54
2) 河岸侵食位置と侵食量、侵食形態	54
3) 深掘れの原因とそのスケール	54
4) 河岸の侵食形状	54
2-9 高水敷の特徴	63
1) 植生	63
2) 高水敷の河床材料	64
2-10 洪水時の水位変動量	66
2-11 粒径集団と小Segment	66
2-12 災害形態とその原因	67
2-13 河床の長期的変動の予測	76
1) 検討概要	76
2) 計算モデルの設定条件	76
3) 河床の長期的変動状況	77
2-14 常願寺川の0～18.0km間河道の今後の動向	81

第3章 常願寺川の河岸侵食防止工法の変遷とその機能評価	82
3-1 侵食防止工法の変遷	82
3-2 現河川の護岸、水制位置とその構造	84
3-3 現在の根継ぎ工法	114
3-4 求められる河岸侵食防止工法	114
第4章 模型実験による河岸侵食防止工法に関する検討	120
4-1 検討の目的	120
4-2 実験施設と実験方法	120
4-2-1 実験施設	120
4-2-2 実験方法、実験ケース	120
4-3 根固め水制の機能に関する検討	121
4-3-1 実験の概要と実験条件	121
4-3-2 実験結果	122
4-3-3 考察と結論	126
4-4 簡易型河岸侵食防止工（縦工）に関する検討	155
4-4-1 簡易型河岸侵食防止工の基本的な考え方	155
4-4-2 実験の概要と実験条件	156
4-4-3 実験結果	157
4-4-4 考察と結論	167
第5章 常願寺川の河道計画と河岸処理工法について	226
5-1 急流扇状地河川における河道計画の基本的な考え方	226
5-2 常願寺川における Segment 区分毎の河道計画の考え方	227
5-3 縦断計画	229
1) 計画河床勾配	229
2) 計画河床高	229
3) 計画高水位	230
5-4 横断計画	231
5-5 平面計画	231
5-6 河岸処理工法	232
1) 河道の複断面化	232
2) 河岸処理工法	233
3) 各区間の河岸処理工案	235
5-7 今後の検討課題と方法	236
あとかき	245
参考文献	246

第1章 序 論

1-1 調査の目的

近年急流河川では、上流域からの流出土砂の減少等によって、河床低下傾向となり、既設の護岸や水制の根入れが不足し、これら河川構造物の安全性が低下してきている。また、河床低下は、溶筋を固定化し、常水路部と河岸近傍に寄り州が形成され、自然に河道が複断面化してきている。

日本有数の急流河川の一つに数えられる常願寺川もその例にもれず、河床が低下している。このような状況の中で、河道の変化に応じた効果的な堤防、護岸の補強工法、河岸侵食対策工法等の検討が必要となっている。

本論は、常願寺川の河道特性調査および護岸水制工の二次元抽出模型実験により、このような河道の変化に対応した新たな河道計画(案)、河岸処理工法を提案しようとするものである。

1-2 常願寺川の概要

常願寺川は、その源を富山県上新川郡大山町北ノ俣岳(2,661m)に発する我国屈指の急流荒廃河川であり、右支川湯川、称名川、左支川和田川、小口川等を合わせつつ山狭を流下し、大山町上滝(約18km地先)において平野部に入り、扇状地をほぼ北流し、富山市東部を経て日本海に注ぐ流域面積361.8km²、幹川流路延長56kmの一級河川である(図-1.1, 1.2)¹⁾。河床勾配は、河口付近で1/477、6.6km~10.0kmで1/200~1/90へと変化し、その上流15.3kmまでは1/80~1/65となる。さらに上流においては1/59、山岳に至っては1/21の急流河川となっている。流域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、早乙女岳の分水嶺が早月川、上市川および白岩川の諸川と境界をなしている。流域面積、流路延長から見れば比較的小さな一級河川である常願寺川が広く世に知られているのは、土砂の流出の多い荒廃河川であり、かつ天井川を形成していたこと、さらに著しい急流勾配河川であるためである。

1-3 現河道改修計画の概要

常願寺川の改修工事は、昭和11年に計画高水流量3,100m³/sと決定され、大山町上滝地先から河口までの区間の洪水防御を主目的に施工されてきた。しかし、昭和27年7月、昭和44年7月、昭和44年8月と大出水が相次ぎ、とくに昭和44年8月洪水は、2,764m³/sと計画高水流量に匹敵するものであり、1部に破堤、欠壊等を伴う災害をもたらした。また流域内の治水の重要度が増加する傾向にあることから、治水計画整備水準を確率1/150年とし、昭和50年4月に計画高水流量を瓶岩地点で4,600m³/sとする新工事実施基本計画が改訂された。

事業実施の基本方針としては、川幅は現状のままとし、堤防の拡築を行い、上流(17.5km)から常願寺橋(3.1km)までの区間については河道の整正を行う。常願寺橋から下流河口までの区間については、河道掘削を行い、河積の増大を図るとともに、全区間に護岸、根固めおよび水衝部には

图 1-2 常願寺川流域図

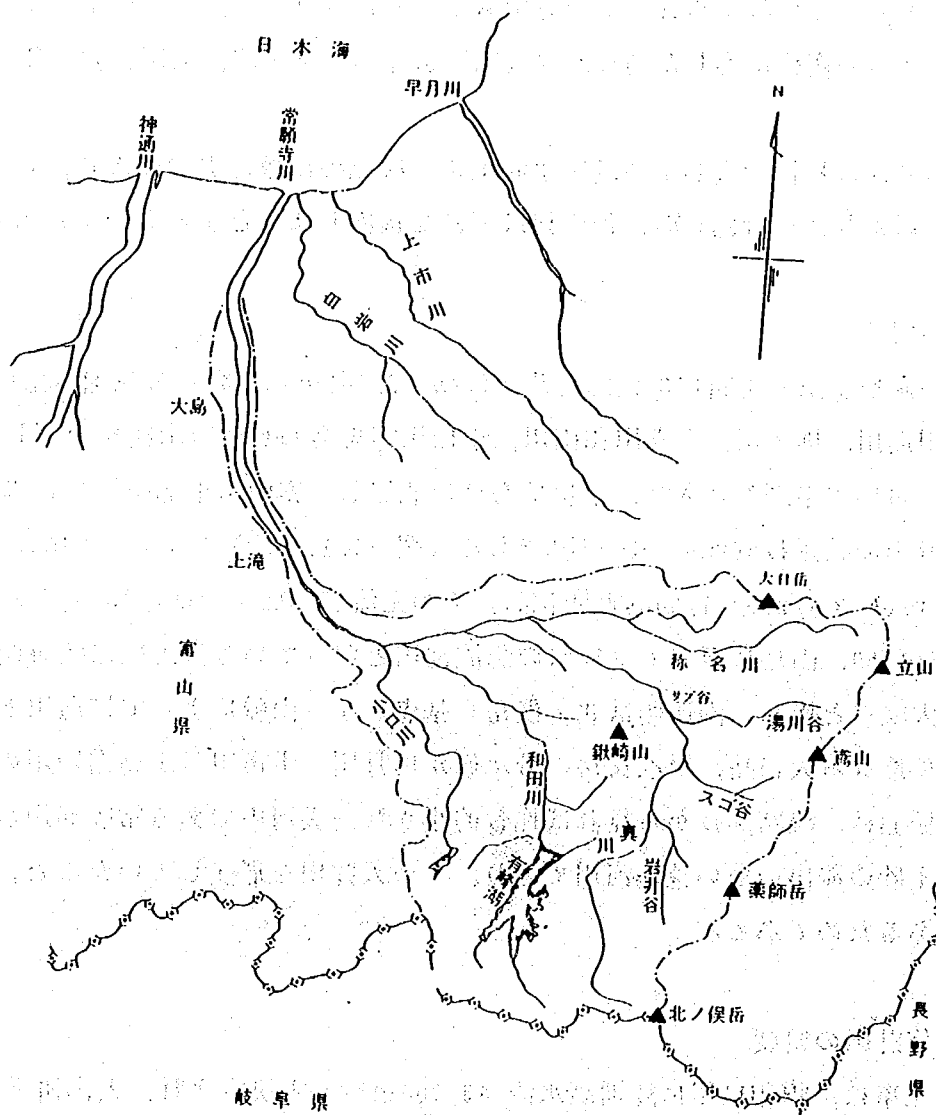
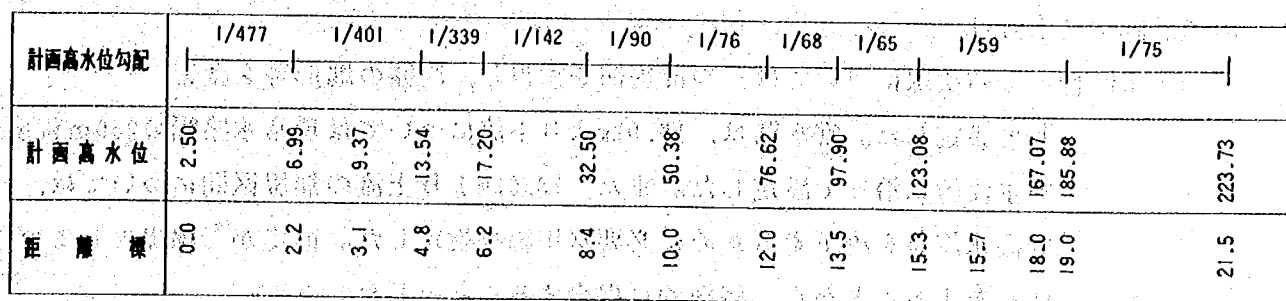


图-1.1 常願寺川流域図



- 3 -

水制を施工し、洪水の安全な流下を図る。また、上流の上滝地区に床止めを設置するものとしている。これらの計画諸元および河道改修の基本事項は以下のようである^{1), 2)}。

(1) 改修計画諸元

- ・計画高水流量：基準地点瓶岩で $4,600\text{m}^3/\text{s}$ とし、河道の低減効果がほとんど期待できないので、瓶岩から河口まで同流量としている。
- ・計画高水位：表-1.1に示すとおりであり、計画高水流量の増量に対しては、河道掘削で対処し、計画高水位は変更していない。

表-1.1 計画高水位

区 間	計画高水位 (T. P. m)	計画高水勾配
0.0 ~ 2.2km	2.50 ~ 6.99	1/477
2.2 ~ 4.8km	6.99 ~ 13.54	1/401
4.8 ~ 6.2km	13.54 ~ 17.20	1/339
6.2 ~ 8.4km	17.20 ~ 32.50	1/142
8.4 ~ 10.0km	32.50 ~ 50.38	1/90
10.0 ~ 12.0km	50.38 ~ 76.62	1/76
12.0 ~ 13.5km	76.62 ~ 97.90	1/68
13.5 ~ 15.3km	97.90 ~ 123.08	1/65
15.3 ~ 19.0km	123.08 ~ 185.88	1/59
19.0 ~ 21.5km	185.88 ~ 223.73	1/75

- ・粗 度 係 数：昭和44年8月出水の洪水痕跡をもとに、粗度係数を不等流計算により検討した結果、下記の値を改修計画の粗度係数と決定した。

表-1.2 粗度係数

区 間	粗度係数
0.0 ~ 2.2km	0.030
2.2 ~ 6.2km	0.038
6.2 ~ 10.0km	0.055
10.0 ~ 21.5km	0.060

(2) 河道計画の基本方針

- ・平 面 計 画：堤防法線については、現況堤防を重視し、周囲の地形等を調査して設定した。常水路は、18.0kmより下流については現常水路幅の250m程度を主流線に沿って設定した。また、18.0kmより上流の無堤区間については、計画高水流量を流下するために必要な川幅を設定した。霞堤が二線堤としての機能を有することから、積極的に保全することとした。

- ・縦断計画：縦断計画については、計画河床は下流部（0.0km～3.1km）で流下能力が不足しているため、最深河床の下位包絡線、中上流部は低水路平均河床を包絡して設定した。この計画河床高を表－1.3に示す。

表－1.3 計画河床高

距離標	計画高水位	計画河床高	距離標	計画高水位	計画河床高
km	T. P. m	T. P. m	km	T. P. m	T. P. m
0.0	2.50	-1.50	12.0	76.62	70.22
1.1	4.81	-0.08	13.1	91.81	84.22
2.0	6.52	0.97	14.0	104.26	97.37
3.1	9.37	2.49	15.1	120.14	113.86
4.0	11.52	4.88	16.0	135.05	128.19
5.1	14.13	7.68	17.1	152.98	147.32
6.0	16.60	11.51	18.0	167.07	161.77
7.1	23.08	16.23	19.0	185.88	178.62
8.0	29.64	23.47	20.0	202.04	194.88
9.1	40.40	33.95	21.0	216.84	209.78
10.0	50.38	43.22	21.4	222.35	215.34
11.1	65.38	58.65			

- ・横断計画：横断形状は、日本有数の急流河川であることから、施設維持の容易さを考慮して、下流部（0.0km～3.1km）を除き単断面形とするが、高水敷部を確保して堤防を補強する。高水敷幅については、河状を勘案して決定するが、おおむね50m程度とする。常水路は、適正な蛇行を考慮して計画する。

（3）事業実施の基本方針

- ・築堤計画：河口から上滝間については、左右岸とも2割勾配の土堤とする。河口閉塞対策として河口部に導流堤を計画する。
- ・低水路計画：下流部（0.0km～3.1km）については、流下能力が不足しているため、河道掘削を行い、低水護岸および根固め工を施工する。
- ・高水護岸および水制計画：本堤護岸は、全川完成させるほか、河床低下に伴う既設護岸の補強は、高水敷部を確保し計画する。また、流勢を減じ洪水を河心に導く対策として、水制を計画的に配置する。
- ・床固め工：上滝床固め工の保護と河床の安定を図るため、17.0km地先付近に床固め工を1基計画する。

1-4 本調査の検討項目とその内容

常願寺川における河道計画（平面，縦断計画）および河岸処理工法の検討にあたっては，現地の河道特性，すなわち上流から下流まで一貫してとらえた種々の河道情報についての整理と解析を行い，かつ実験結果等も踏まえた，適切な計画諸元を立案する必要がある。ここでは検討項目とその内容等について以下に述べることとする。

（1）情報収集と解析方法

既往調査資料，現地資料より，現在の河道状況とその実態，河道の経年的な変化状況および洪水前後の河床変動等を把握する。これより将来の河床変動を予測するうえでの基礎資料を得るとともに，河道特性量を求め，河道を同じような特性を持つセグメントに区分し，セグメントごとに河道の種々の特性を明確化し，技術検討に資する³⁾。

河道情報の整理項目とその内容は以下のごとくである。

①河川および流域の概況

地形，地質，地形発達史，縦横断，平面形

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河道の経年的な変化特性

川幅の変化，縦断形（平均，最深河床高），流路の平面形状と砂州・滞筋，高水敷の植生，河床材料，河床変化の方向，土砂収支

④洪水前後の河床変動

河床高変化，河岸侵食位置・侵食形態・侵食量，縦横断形状変動形態，流路・砂州・滞筋の変化，土砂収支

⑤河川構造物の設置状況

河川構造物（護岸，根固め工，水制等）の設置状況・諸元と設置目的，河川構造物の設置効果および被災状況（河岸侵食防止効果），構造物の変形・磨耗状況，河川構造物設置による周辺の地形変化状況

⑥河道特性量とセグメント区分

平均年最大流量時（あるいは低水路満杯時）の水理量（水深 H_m ，流速 v ，摩擦速度 u_* ，無次元掃流力 τ_* ，水深粒径比 H_m/d_m ，川幅水深比 B/H_m 等）の縦断方向の記述と図表化

なお河道特性量は，低水路の河道スケールを使って求める。たとえば平均河床高 Z_m は，低水路部の平均河床高とする。川幅水深比 B/H_m も低水路で求める。

扇状地河川の低水路幅の決定は非常に難しいが，植生や横断図，航空写真，不等流計算等によって総合的に判断する。また，治水計画のためには，計画高水流量時の種々の水理量も求める。

⑦その他

その他の資料としては、航空写真（平水時、洪水時）、工事誌あるいは記録史、高水敷の利用計画、災害写真等の資料より関連資料を整理する。

（２）現地調査

現地調査は、担当者が直接河川に接し、河道特性（河床材料の縦断変化、河床形態、河岸状況、植生の繁茂状態等）、水制等河川構造物の構造、配置等（構造物周辺の堆積、侵食状況、構造物自身の変形状況）の調査を行い、河道の問題点の実態を確認することを目的とし、また新たな問題点を発見するためのものである。

現地調査は、1990年11月に次のような項目について重点的に行った。

①河床材料の調査

河床材料の縦断および平面的な分級状況を把握する。調査としては、スケッチおよび写真による調査を行った。

②河川構造物の調査

河川に設けられている構造物（水制、根固め、護岸等）について、その設置状況、構造物の変形や磨耗状況、周辺の地形変化状況、設置効果やその機能等について調査した。

③河道地形および河岸状況の調査

砂州の規模や河床の高低差、河岸の侵食状況等を把握する。特に河岸の形状（安息角）や粒径、高水敷の植生繁茂状態、河床材料の岩質などの調査を行った。

（３）水理模型実験

模型実験は、実物の現象を支配している基礎方程式を模型で解くことによって、実際に生じるであろう水理現象を詳細に把握しようとするものである。また、任意の流量が設定し得ることから、生起する可能性のある計画規模の現象を必要な精度で予測し、対策工まで検討することができる。ここでは二次元抽出模型により、次のような項目についての検討を実施した。

①根固め水制による河岸侵食防止効果に関する検討

②縦工の配置諸元、構造とその侵食防止効果の検討

（４）常願寺川の新たな河道計画(案)と河岸処理工の提案

以上の（１）、（２）、（３）の検討結果を踏まえて、新たな河道計画(案)の素案を提示した。また、河岸処理工法について、河道特性や河岸の状況に応じた案を示した。これらの河道計画(案)と河岸処理工法は、詳細検討のための素案として位置付けられるものであり、詳細検討に当たっては、水理計算や移動床模型実験等の検討が今後必要である。

第2章 常願寺川の河道特性

2-1 河道特性調査の目的

常願寺川の河道計画および河岸処理工法の検討やその妥当性を判断するには、現地の河道特性について検討しておく必要がある³⁾。ここでは先の1-4に述べたような項目について調査し、種々の河道特性をSegmentごとに把握し、河川の全体像を明確にしておくとともに、模型実験の境界条件の設定、河道計画の立案、河川構造物の設計に関する基礎資料に資する。

2-2 地形、地質

1) 地形

第4紀において常願寺川は、隆起沈降、断層等の地殻変動、気候変動の影響を受けつつ流路を変更し、海岸に接した所ではもっぱら扇状地と三角州を形成し、現在に至ったものである。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-2.1のように山地が流域のほとんどを占めている⁶⁾。

河口より18kmの上滝地点を境に河状は一変し、これより下流では、沖積層の扇状地が開けているが、ここから上流では両岸は急に狭まり、村落は河岸段丘上のわずかな平坦部に散在する。

25km地点で左支川小口川（流域面積37.3km²）を合流しその直上流26kmで更に左支川和田川（流域面積104.3km²）を合流する。26km地点から瀬戸蔵地先までは、両岸相迫る山峽を通過し32km地点で右支川称名川（流域面積48.2km²）を合流する。

なお、上滝～瀬戸蔵間は平均勾配1/52で流下している。瀬戸蔵地点から上流の常願寺本川は、峡谷をなし両岸所々に花崗閃緑岩、片麻岩の基岩が露出する。沿川山地は鬼ヶ城地先右岸に崩壊地がある他は、河口から約40km〔常願寺川が左支川真川（流域面積79.3km²）と右支川湯川（流域面積25.0km²）とに分かれる〕までは崩壊地は比較的少ない。この間は平均河床勾配1/32で流下する。真川は平均河床勾配1/18で、河岸に崩壊がある他は比較的よく治っている。

湯川は平均河床勾配1/7で最も急勾配である。これは安政5年（1858年）の大鷲、小鷲崩れに基づくものと考えられ、これらの崩壊堆積物が河谷の侵食作用により再崩壊を繰り返し、現在の常願寺川流域の主要な砂礫供給源となっている。

地形図に扇状地の頂点を中心とし、10mおきの等高線を描くと図-2.2のようになる。黒部川をはじめ常願寺川以外の北陸荒廃河川も同様に整理すると表-2.1のようになる⁶⁾。

表-2.1から神通川、庄川、手取川の扇状地頂点の標高が海拔100m付近であるのに対し、常願寺川では海拔170mにもなっていることや、扇状地部の平均勾配が1/66ということ等から、北陸の急流荒廃河川の中でも常願寺川は一段と厳しい条件を有していることが分かる。なお、表-2.1の平均勾配は扇状地の頂点を中心とし半径10kmの円を描き、それぞれの標高から落差を出して求めたものである。常願寺川がこのような急傾斜の扇状地を形成した原因は、他の扇状地河川に比べ流域面積が小さく、約4.8万年前の立山火山による大量の火山噴出物による土砂補給が多い

表-2.1 北陸の急流河川⁶⁾

河川名	扇状地頂点の標高	頂点～河口の流路延長	半径10km地点の標高	落差	平均勾配
常願寺川	(上滝)170m	18km	19m	151m	1/66
黒部川	(愛本)138m	14km	21m	117m	1/84
神通川	(笹津)100m	27km	26m	74m	1/135
庄川	(青島)115m	25km	38m	77m	1/130
手取川	(鶴米)90m	16km	20m	70m	1/143

ためである。

常願寺川流域は、安政5年(1858年)の立山付近の大地震による大鷲、小鷲山の崩壊により約4億1千万m³の崩壊土砂が生産された。カルデラには、現在でも安政の大崩壊時の崩土である「鷲泥」(とんびどろ)が約2億m³も残っており、大雨時にはここから大量の土砂が今後も流出すると判断されている。

2) 地質¹⁾

常願寺川の水源地帯は、北アルプス3,000m級の高峰が肩を並べて連なり、壮大な景観を呈している。この山岳地帯を形成するのは飛騨山脈の北半部で、南北に平行して走る立山連峰である。立山連峰は、三ッ俣連華岳から剣岳に至る壮大な綾線を形成し、常願寺川の東側分水嶺となっている。流域内の主要な高峰は、水源の北の俣岳(2,661m)、薬師岳(2,926m)、鷲山(2,616m)、鷲岳(2,625m)浄土山(2,872m)、雄山(3,015m)である。この一帯は、壮年山地で典型的な高山地形を示し、しかも洪積世に氷食をうけて、一層急峻になっている。この大起伏の壮年山地中には、局部的に小規模な平坦面がある。平坦面には2種類あり、1つは前輪廻りの小起伏面の遺物であって、薬師岳西面から太郎平にかけて保存され、美しい高原となっている。薬師岳はこの小起伏面上にそびえた残丘である。他は、洪積世の火山活動によって形成された溶岩台地で、五色ヶ原、弥陀ヶ原等を形成している。また、その他に火山地形としては湯川谷にある立山温泉を中心とした侵食カルデラや、立山の地獄谷、ミクリガ池、ミドリガ池等の旧噴火口がある。

東側の急峻な高山地形に対し西側の和田川、小口川流域は飛騨高原の北縁であり、起伏の緩やかな高原性山地で、山頂の高度も1,500~1,700mであって、東部山地のような高さや険しさはない。また、有峰、祐延のような広々とした高原性の盆地も開けている。

流域の地質構成は、東側の飛騨山脈が古期花崗閃緑岩類、新期花崗岩類、ジュラ紀手取層群、第四紀安山岩により形成され、西側の飛騨高原北縁部にあたる中流部および和田川、小口川は、手取統、古期花崗閃緑岩類、飛騨変成岩類が分布している。これらの分布状況は次の通りである。

飛騨変成岩類は我が国最古の岩層とされ、常願寺川中流部にあり、石灰岩、片麻岩からなっている。

古期花崗岩類は、飛騨変成岩類に密接にともなうて、東側山地の基盤を構成しジュラ紀手取層群に覆われており、花崗閃緑岩と片状角閃石花崗閃緑岩がある。花崗閃緑岩は、和田川中流と真川中流を結ぶ線を南端として、称名川上流の大日岳へ向けて分布し、この上に溶岩台地の弥陀ヶ原が発達している。角閃石花崗閃緑岩は花崗閃緑岩と南端を同じくし、その西側の和田川、小口川の中流部に分布している。

手取層群は年成により下部と上部に分けられ、常願寺流域においても2つの層から見られる。下部は、有峰頁岩層として和田川上流および真川上流に分布し、頁岩からなっている。和田川では断層によって古期花崗岩類および手取層群上部と接し、真川上流では手取層群上部と不整合に覆われており、厚さは150mを越えると推定される。また、これらは海成層で地質時代は九頭竜亜層群に相当し、上部ジュラ系の中中部ないし上部に相当する。

上部は、常願寺川礫岩、砂岩互層として、基盤の飛騨変成岩とは衝上断層で接し、礫岩の優勢な礫岩、砂岩の互層からなり、部分的には頁岩を挟有する礫岩の礫には片麻岩が最も多く、これにホルンフェルス、石英斑岩、および手取層群の再蝕礫がく加わっている。本層の厚さは10~350mである。

新期花崗岩類は、黒部川一帯に分布し、それが真川の右支川岩井谷を中心とする地帯までのびている。これはいわゆる貫入型の花崗岩で明確な境をもって、中生代およびそれ以前の古期岩類を貫き、著しい熱変成作用を与え、ホルンフェルスをつくる。

安山岩は、第四紀の立山火山を形成するもので広大な弥陀ヶ原溶岩台地や湯川谷の侵食カルデラ地帯に分布している。普通立山火山と呼ぶが、立山の主峰は火山ではなく古期花崗岩類の片状角閃石花崗閃緑岩からなっており、火山岩は中腹の弥陀ヶ原、五色ヶ原の溶岩台地を作って広く分布しており、角閃石安山岩と黒雲母角閃石安山岩との互層で、火山碎屑物は少ない。この火山の噴出の中心は、湯川谷の立山温泉付近のようであるが、侵食による破壊がはなはだしく、現在ではその原型をとどめない。現在みられる立山温泉付近の凹地形は侵食カルデラである。また、この地帯は安政5年の地震で鷲山が大崩壊し、4億1千万 m^3 に達するといわれる土砂が鷲山を中心としたカルデラ内に崩れ落ち中を流れる湯川を随所でせき止めたが、約1ヵ月後の融雪を伴った出水で天然ダムが欠壊し、大土石流となって下流に押寄せ、中流部の河道に堆積し河岸段丘を形成するとともに、現在の富山市を含む扇状地を土石で埋めた。以来常願寺川の河相は一変し、カルデラ地内の湯川流域はもちろん、土石流々出時河岸に堆積した土砂は、出水の都度侵食を受け新たな河谷が刻まれ、上流部では現在100m以上の高さで侵食による崩壊斜面が連続している。

流域内の地質分布は表-2.2および図-2.3のとおりである¹⁾。

表-2.2 流域内の地質分布¹⁾

地 質	面 積 km ²	面積比%	適 用
片麻岩および花崗岩	173.0	47.1	新第三紀以後の火山岩
手取層 (ジュラ系)	98.0	26.8	
安 山 岩	48.0	13.0	
沖 積 層	26.0	7.0	
緑 色 凝 灰 岩 層	8.0	2.2	新第三紀
八 尾 統 (中新)	6.0	1.6	“
石 英 粗 面 岩	4.0	1.0	新第三紀以後の火成岩
ひ ん 岩	2.7	0.7	“
石 灰 岩 晶 質	2.0	0.5	新第三紀
大 桑 統 (鮮新)	0.4	0.1	
計	368.1km ²	100.0%	

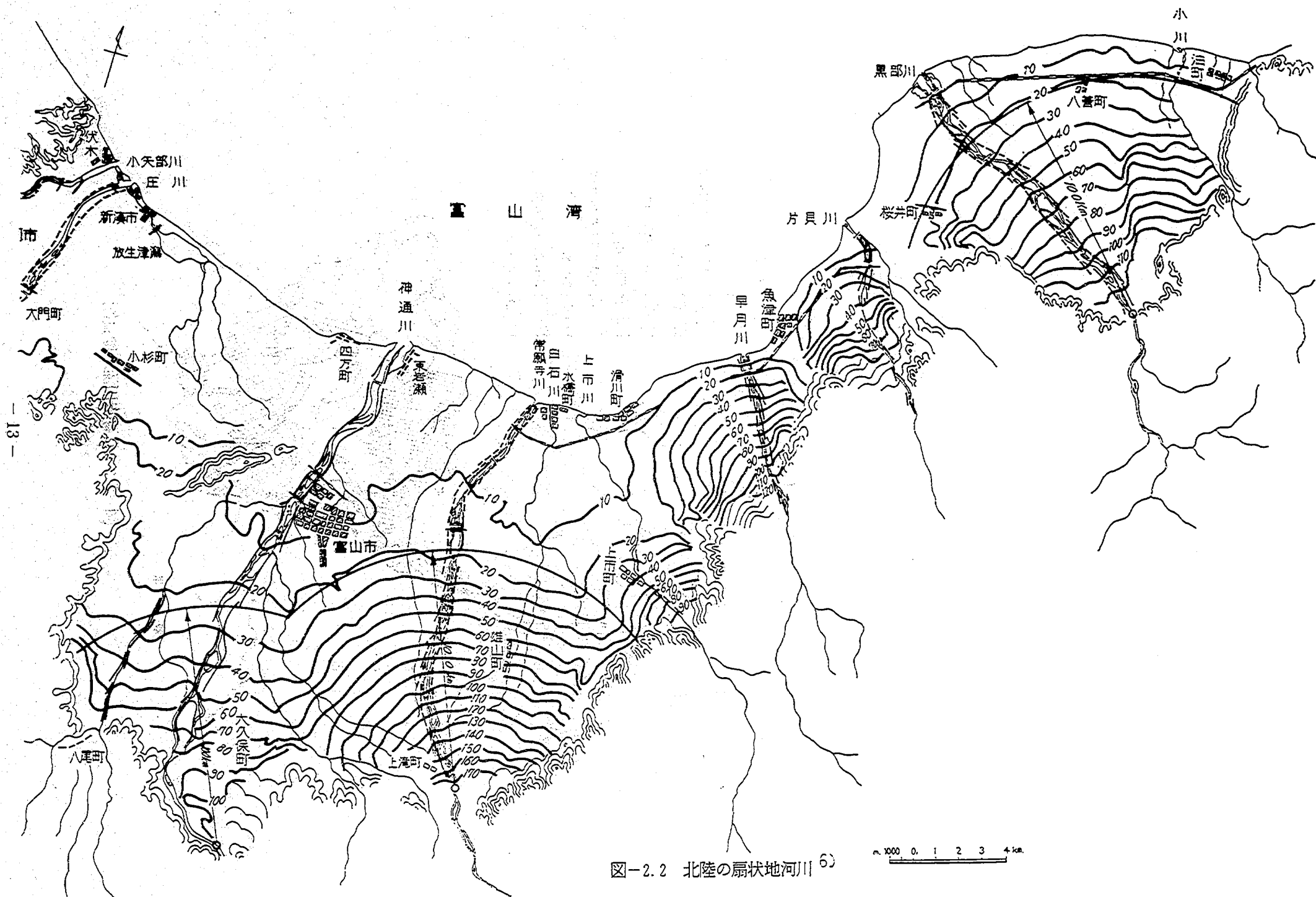


図-2.2 北陸の扇状地河川⁶⁾

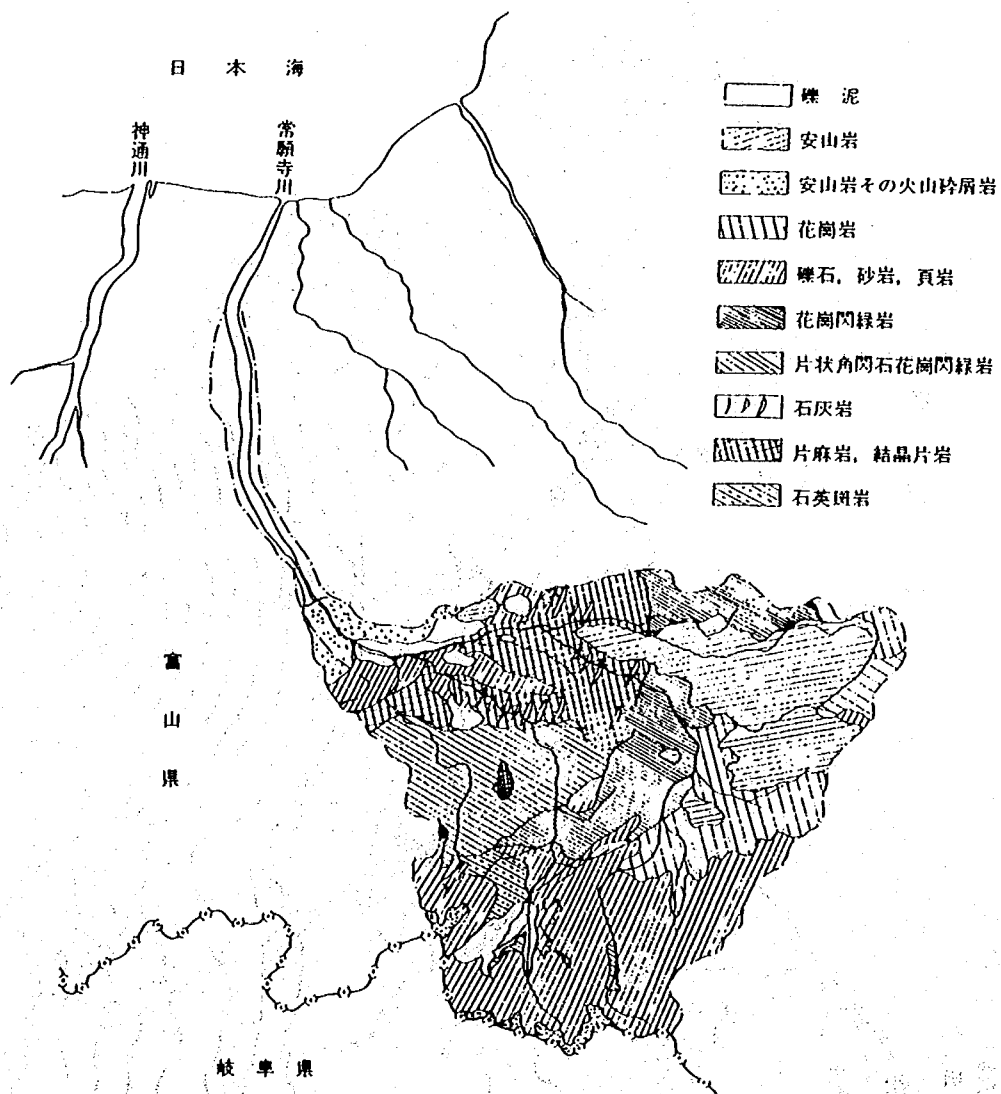


図-2.3 常願寺川流域地質図⁵⁾

2-3 水文特性

常願寺川流域の降水量は、図-2.4の平均年降雨量に示すように、富山（富山市石金84）で2,070mm、標高が高くなるにつれて多くなり、水源山地の千寿ヶ原では3,000mmを越している。月別平均雨量では、日本海側気候の特徴である年間を通して等分布傾向となっているが、しいて言えば春（3, 4, 5月）の降雨量が他に比べてやや少ない。

常願寺川における洪水の原因は、融雪期における出水、梅雨期の梅雨前線による豪雨および台風による豪雨の三つに分けることができる。昭和41年から昭和57年までの年最高水位の月別の発生状況を整理すると図-2.5のようになり、7月および8月に大きな流量が発生する割合が高くなっている。表-2.3は、昭和37年から昭和60年までの年流量状況を整理したものであり、図-2.6は年最大流量の経年変化を示したものである。これによると年平均流量は豊水量とはほぼ同程度となっており、平均年最大流量は $695\text{m}^3/\text{s}$ である。また計画高水流量 $4,600\text{m}^3/\text{s}$ に対する比流量は、 $16\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ であり、流域面積が約 300km^2 の河川としてはきわめて大きく、この点からも荒廃河川常願寺川の一面を窺うことができる。

2-4 河床材料

図-2.7.1, 2.7.2は、昭和39年～46年度の河床材料調査成果より、平均粒径および最大粒径の縦断変化を経年的に比較したものである。これによると10.0km付近より上流河道は、粒径が大きく、かつその経年的な変化も大きい。これに対し、10.0km付近より下流河道は、河口に向かって粒径が小さくなり、その変化が小さい。さらに昭和44年調査以降の平均粒径は、全体に小さく、また縦断的な変化も小さくなっている。

次に平成元年度における調査資料の常水路左右岸の粒径分布図を図-2.8.1, 2.8.2に、後述するSegment毎の粒径集団別河床材料構成図を図-2.8.3に示す。大礫河道であるにもかかわらず粒径約15mm以下の集団が30～40%含まれており、その割合が多い。 d_{50} 粒径は、10km付近より上流河道で約40～150mm、10km付近より下流河道が河口部を除いて約20～60mm付近である。これは図-2.7の平均粒径とはほぼ同じである。河床材料の採取方法は、北陸地方建設局調査関係共通仕様書に準拠して行われているが、大粒径河床ではその採取位置の選定が重要である。また表層を取り除くことによって、代表する最大粒径が含まれていない場合もある。図-2.9は、著者らが河道特性調査（1990年11月実施）の際に、常水路部表層の河床材料を線格子法により中軸を測定して、粒度分布図（採取した石の個数分布累加関数）[※]としたものである。表層は40mm以下の粒径が抜け出て粗粒化している。最大粒径は40～100cmのものが含まれているが、各断面の調査位置は、特に大粒径箇所を測定したわけではなく、平均的な場所である。なお、富山工事事務所で実施した北陸地方建設局調査関係共通仕様書による河床材料採取の方法は以下のようである。

・採取の方法

（1）最大礫の中径（長径と短径の平均値）が1,000mm以上の試料採取は、次によるものとする（図

－2.10砂礫採取図参照）。

①採取点を中心として 4×4 mの採取地を設定し、堆積面から浮いて孤立した礫とさらに表面から30cm以上の深さの表層を取り除く。

② 4×4 mの採取地の全表面に分布する中径1,000mm以上の礫を採取し、各礫の中径を計算する。

③採取地を4等分した 2×2 mの区域内の表面に分布する砂礫のうち中径が500～1,000mmの礫を採取し、各礫の中径を計算する。

④採取地を16等分した 1×1 mの区域内で深さ50cm以内に存在する中径500mm以下の砂礫を採取する。採取した砂礫のうち、中径が100～500mmの礫については、各礫の中径を計算する。

100mm以下の砂礫は、その全重量を測定する。

(2) 最大礫の中径が500～1,000mmの試料採取は、次によるものとする。

①採取点を中心として 2×2 mの採取地を設定し、堆積面から浮いて孤立した礫とさらに表面から30cm以上の深さの表層を取り除く。

② 2×2 mの採取地の全表面に分布する中径500mm以上の礫を採取し、各礫の中径を計算する。

③採取地を4等分した 1×1 mの区域内で深さ50cm以内に存在する中径500mm以下の砂礫を採取する。採取した砂礫のうち、中径が100～500mmの礫については、各礫の中径を計算する。

100mm以下の砂礫は、その全重量を測定する。

(3) 最大礫の中径が200～500mmの試料採取は、次によるものとする。

①採取点を中心として 1×1 mの採取地を設定し、堆積面から浮いて孤立した礫とさらに表面から30cm以上の深さの礫の表層を取り除く。

② 1×1 mの区域内で深さ50cm以内に存在する中径500mm以下の砂礫を採取する。採取した砂礫のうち、中径が100～500mmの礫については、各礫の中径を計算する。100mm以下の砂礫は、その全重量を測定する。

(4) 最大礫の中径が200mm以下の試料採取は、次によるものとする。

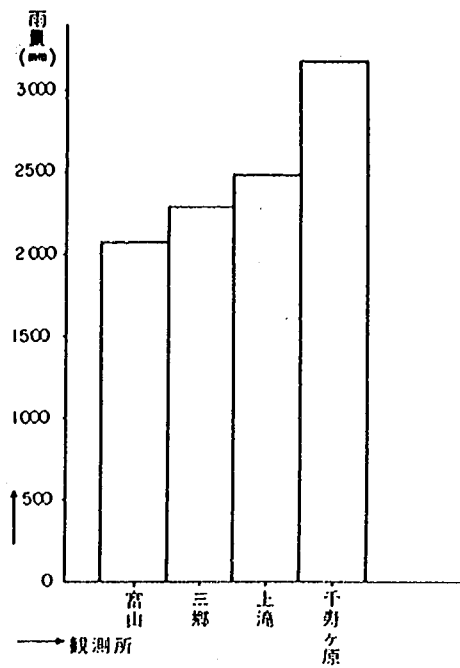
①採取点を中心として 1×1 mの採取地を設定し、堆積面から浮いて孤立した礫とさらに表面から30cm以上の深さの表層を取り除く。

② 1×1 mの区域内で深さ30cm以内に存在する中径200mm以下の砂礫を採取する。採取した砂礫のうち、中径が100～200mmの礫については、各礫の中径を計算する。100mm以下の砂礫は、その全重量を測定する。

この採取法は、採取量が小さく採取位置によって大きく河床材料が変わること、また表層を取り除くことによって、最大粒径が含まれない場合もある。図－2.7.1, 2.7.2によって、年度毎に大きく河床材料が変っているのを、そのまま河床材料の変化とみなすのは問題がある。

写真－2.1, 2.2は、9.5km地点の表層下の河床材料とその付近の表層材料の様子を撮影したものである。表層下の堆積物に粗粒の層と細粒の層があること、また河床表層は4 cm以下の河床材料が抜け落ちているのが良く分る。

なお、河床材料は、特性の異なる3つ以上の集団からなるのが普通である。河床材料の主モード



注) 千寿ヶ原, 一部欠測あり。

図-2.4 観測所別平均年降雨量 (昭和47~51年)

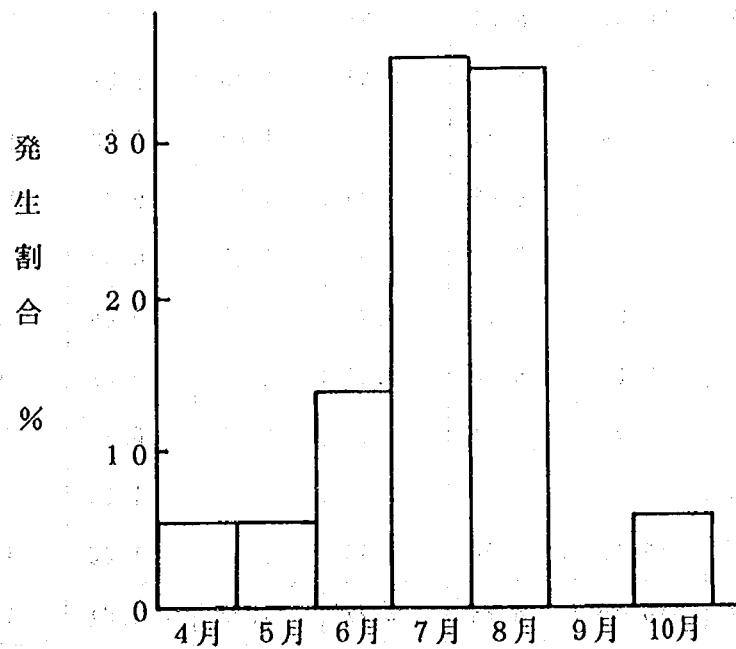


図-2.5 最高水位の発生月 (昭和41~57年)

表-2.3 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)	渇水流量 (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年	204.2	7.4	3.1	1.6	1.0	0.5	16.2	509.98
38	372.4	13.1	3.3	2.2	0.6	0.6	13.8	436.73
39	1,020.0	10.0	3.4	2.1	1.7	1.4	15.1	477.63
40	440.2	26.5	3.0	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	11.0	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) 洪水痕跡より	43.50	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	763.36	16.39	5.56	3.07	0.53	0.06	19.76	623.30
47	788.17	13.28	7.52	4.66	2.53	2.07	14.70	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	2.30	1.38	0.97	13.18	415.67
50	542.42	13.82	5.89	3.00	2.00	0.42	12.19	384.33
51	641.46	16.07	8.34	4.37	2.02	0.38	14.30	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	469.10	12.82	6.83	3.76	1.72	0.80	11.28	355.66
55	344.30	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	6.30	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	729.50
59	1,025.00	-	-	-	-	1.36	-	-
60	755.53	15.11	5.96	3.18	2.41	1.63	19.72	622.01
平 均	694.67	16.79	6.24	3.22	1.71	0.01	15.65	507.44

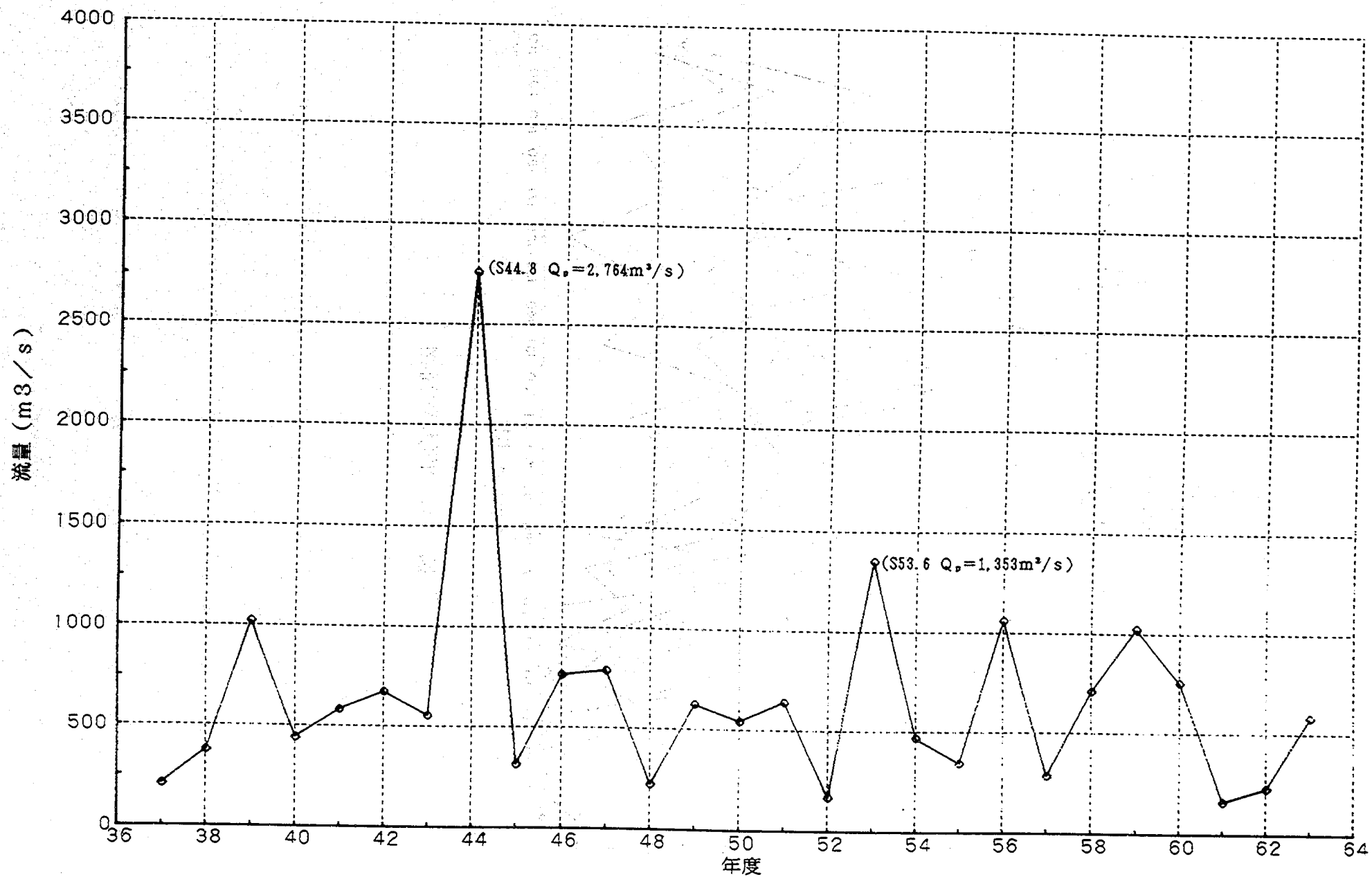


图-2.6 年最大流量经年变化图 (瓶岩基准点)

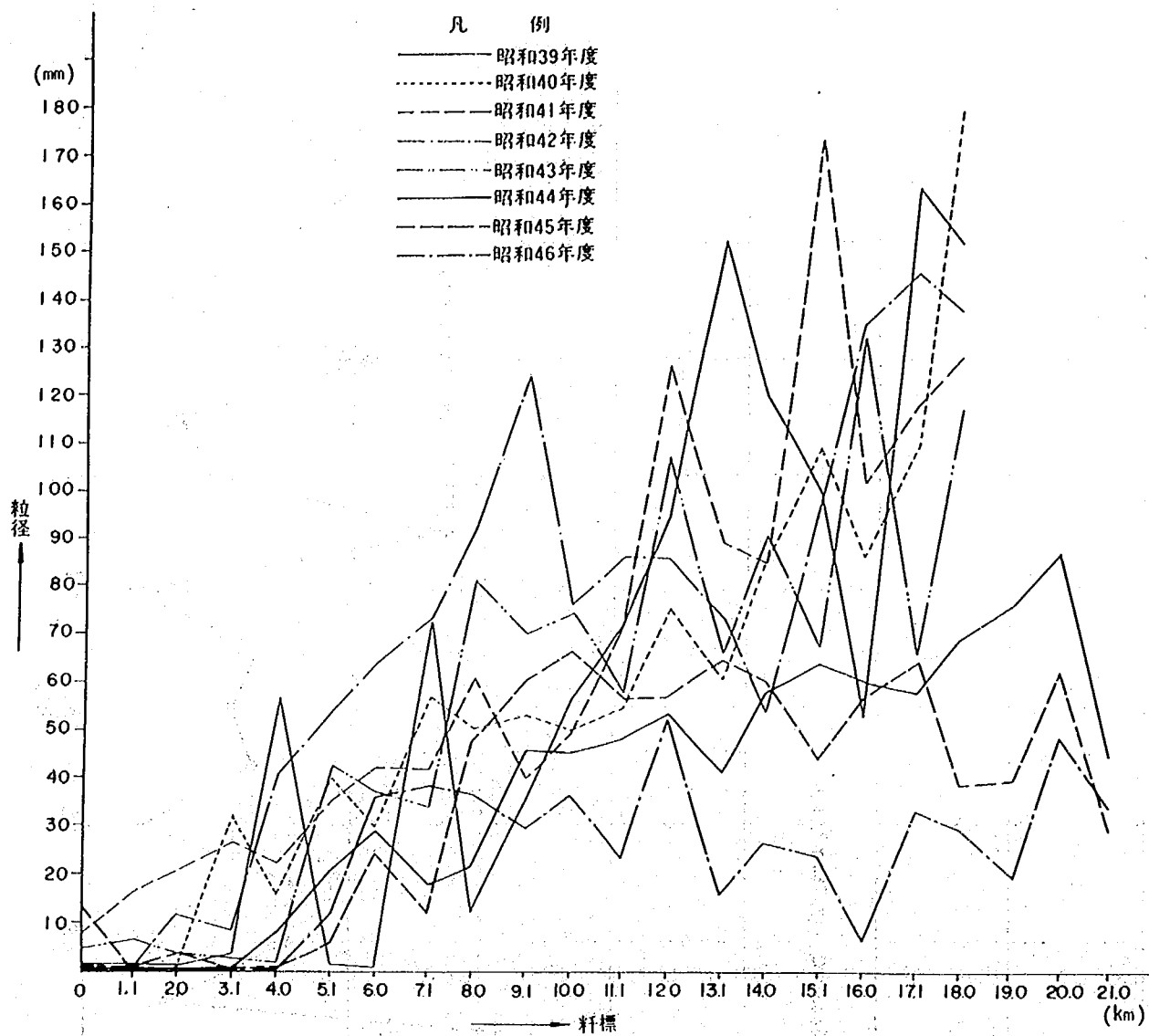


图-2.7.1 平均粒径分布图

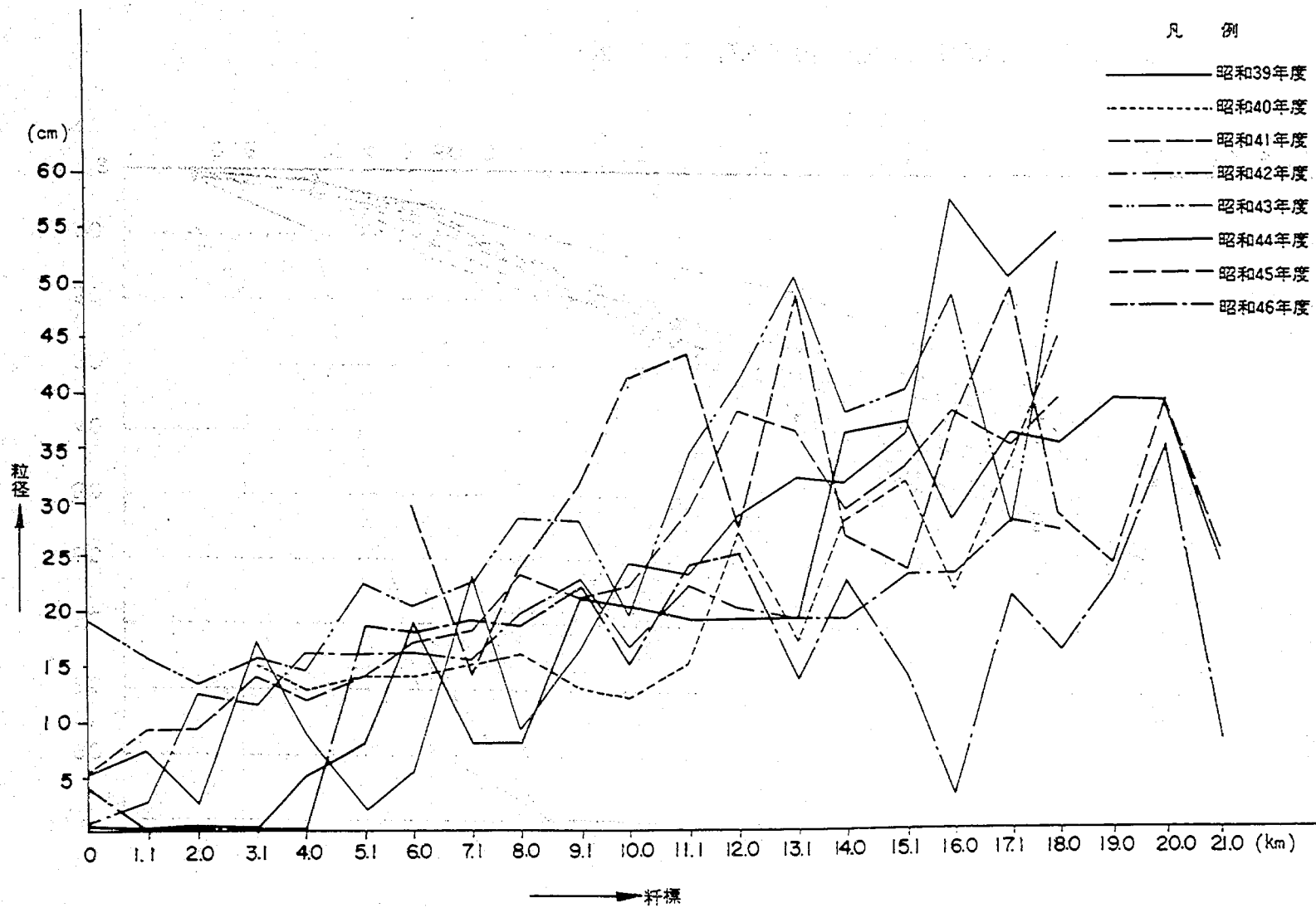


图-2.7.2 最大粒径分布图

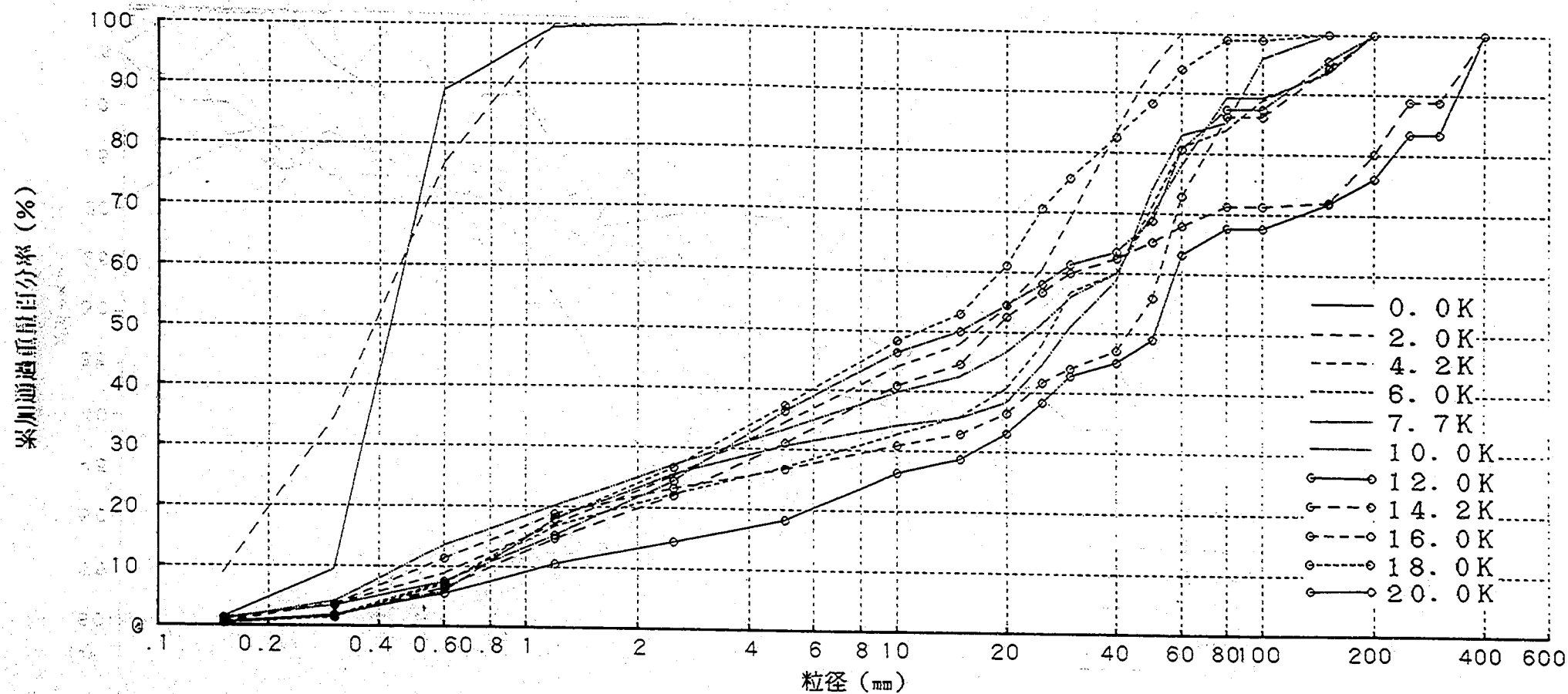


図-2.8.1 粒度曲線比較図(平成元年度調査資料 左岸)

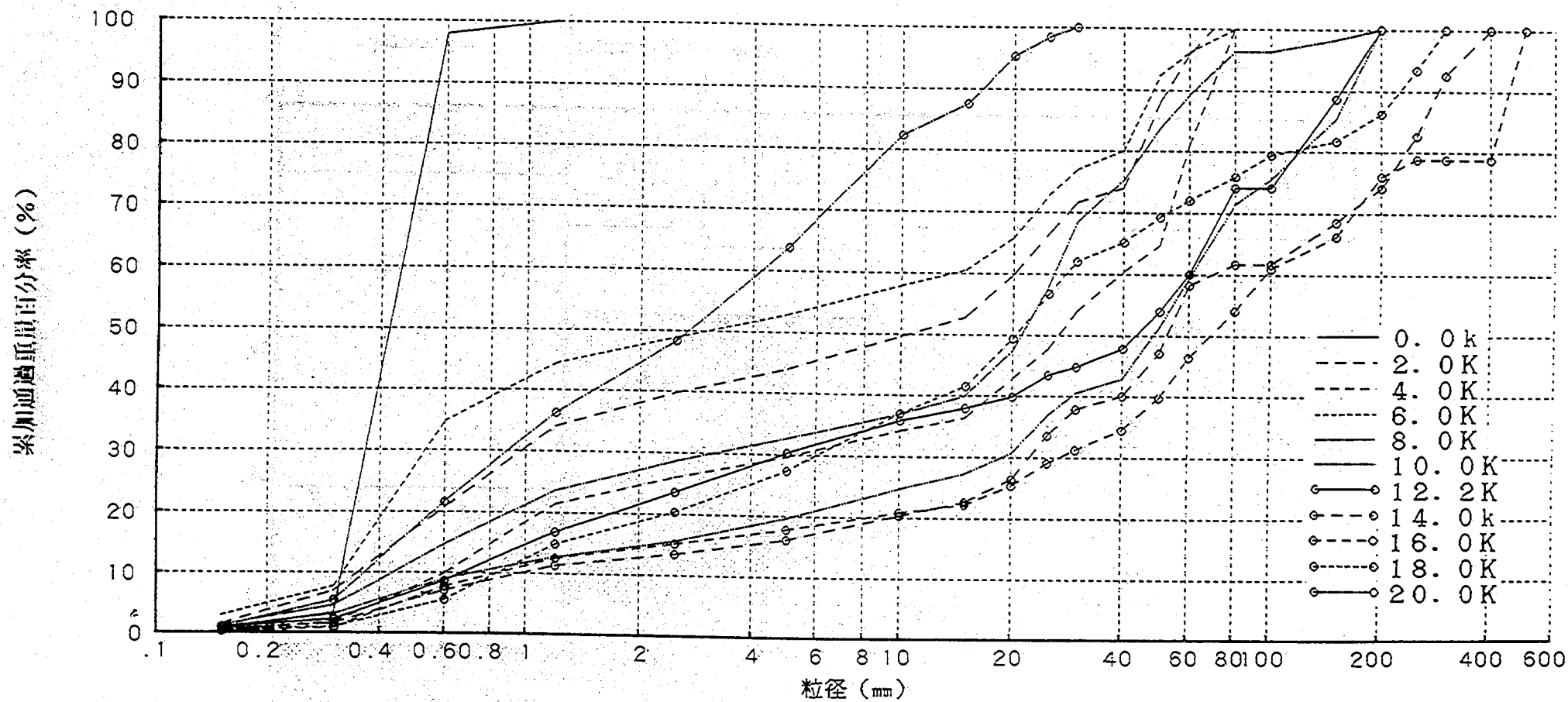


図-2.8.2 粒度曲線比較図 (平成元年度調査資料 右岸)

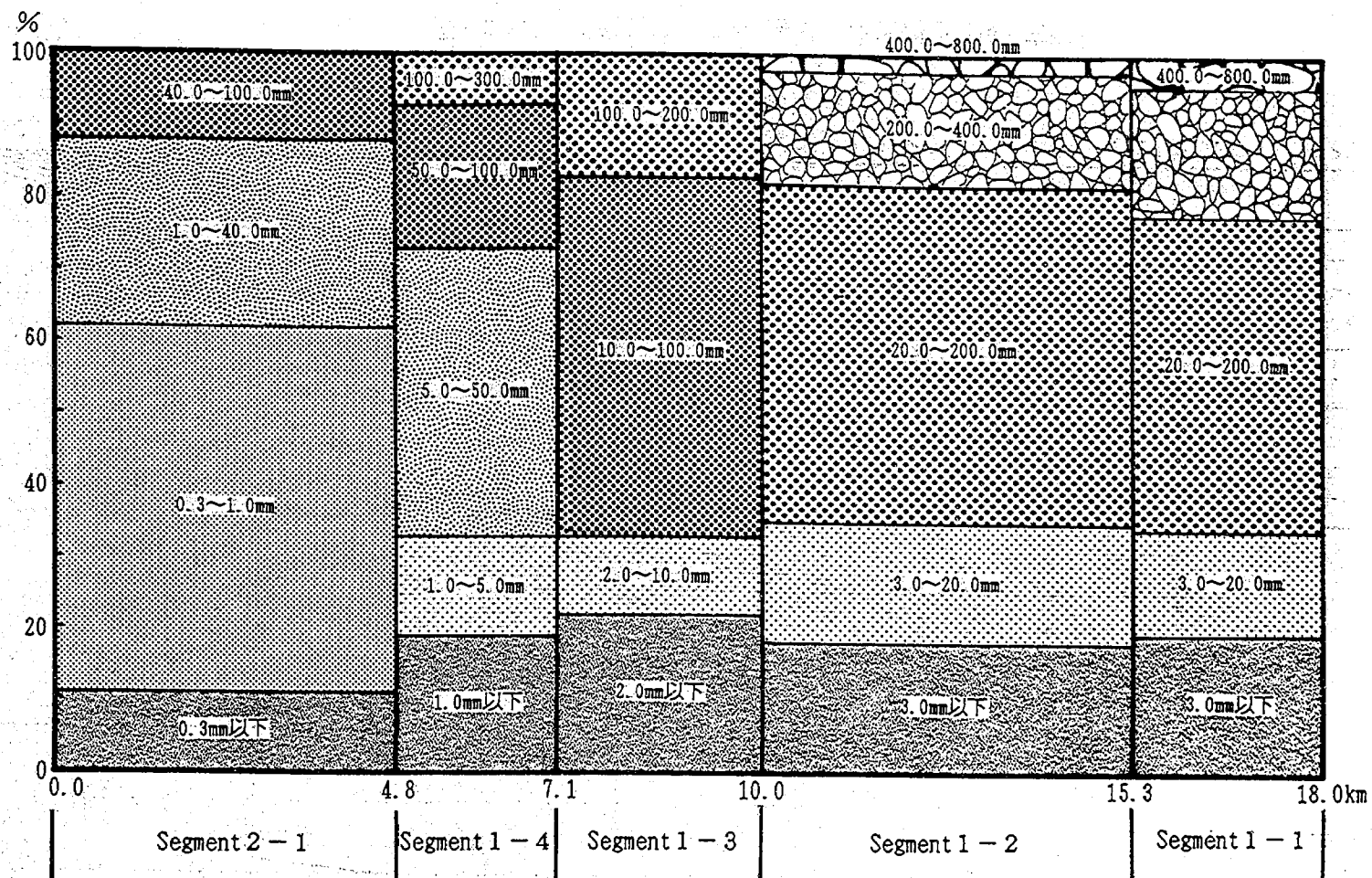


図-2.8.3 常願寺川粒径別河床材料構成図 (平成元年度調査資料より)

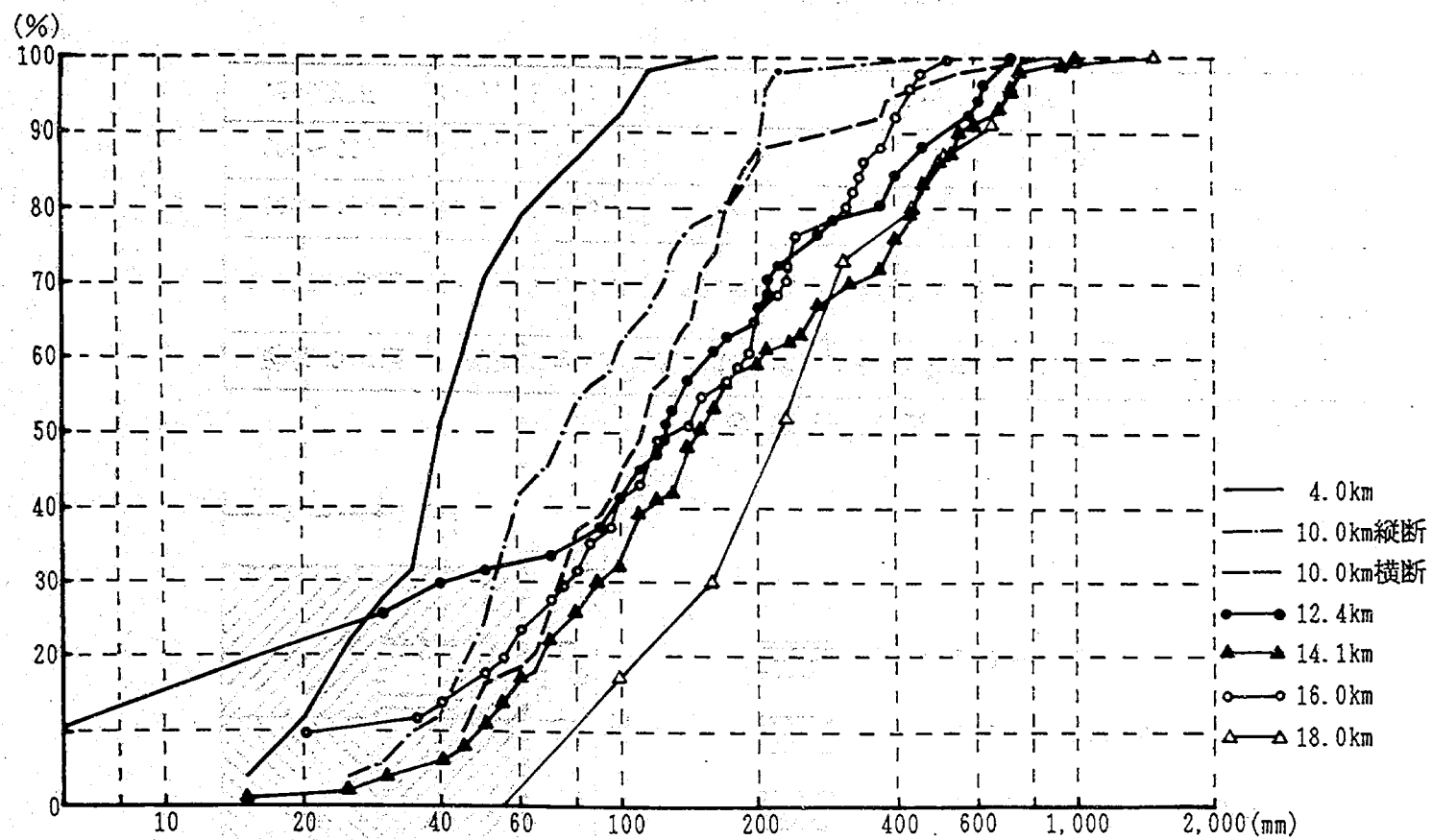
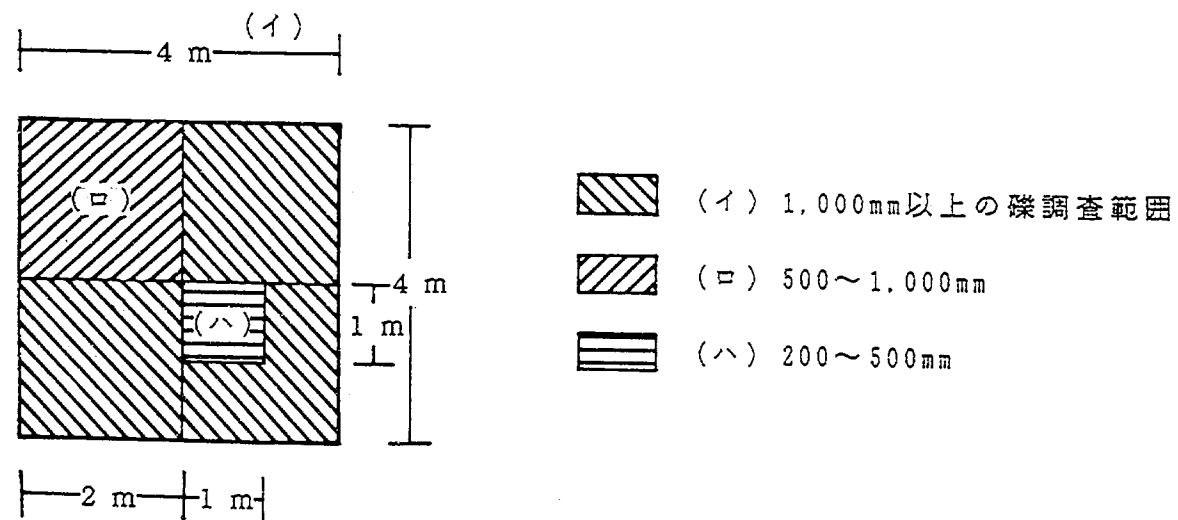


図-2.9 粒度分布図 (平成2年調査)



砂 礫 採 取 表

砂礫の中径	採取地面積	表面取除深さ	採取深さ	採取量	篩 分 量
1,000mm以上	(イ), 4 × 4 m	30cm以上	最大礫長径		JISA1102および JISA1204による
500～1,000	(ロ), 2 × 2	〃	〃		〃
200～500	(ハ), 1 × 1	〃	50cm	約0.5m ³	〃
200以下	(ハ), 1 × 1	〃	30cm	約0.3m ³	〃

図－2.10 砂礫採取図



写真-2.1 9.5km地点右岸表層下の河床材料



写真-2.2 9.5km地点流路跡表層の河床材料

である集団をA集団、それより細かい集団をB集団、A集団より粒径の大きい集団をC集団と言う。また、A集団の粒径の存在範囲が広く、これを一つの粒径集団と見なすことが問題となる場合は、これを大きい方からA'、A''、A'''と2つあるいは3つに分けることがある。著者らが1990年に行った現地調査によると常願寺川の河床材料は、粒径約50cm集団（C集団）、約25～20cmの集団（A'集団）、4～1.5cmの集団（A''集団）、1.0～0.3cmの集団（A'''集団）、および0.05cmの中砂の集団（B集団）から成り、これらがその場の掃流力に応じて分級作用を受け、各集団の割合に縦断および横断方向の変化が見られる。

注)

ランダムに石を十分に採取して $x = d$ の個数分布密度 $d(x_m)$ を作れば、これは $x = d$ の石が河床面上に占める面積支配確率密度に等しく、また河床面の石の粒度組成が、河床面下でも同じ組成を持っている時の河床面下に存在する石の重量粒度分布密度 $f(x)$ 、すなわちふるい分けによる石の重量による粒度分布密度にほぼ等しいことが証明されている³⁾。

2-5 常願寺川の河道特性量

1) 河道特性量の求め方

河道特性量を知るためには、洪水時の水理諸量を求める必要がある。通常平均年最大流量を用いることによって河道特性量が評価されている³⁾。ここでは不等流計算により、平均年最大流量規模（約700m³/s）とともに、既往最大流量とほぼ同程度で、かつ7.0km付近から上流18.0km間で高水敷以下の流下能力である3,000m³/s および計画高水流量4,600m³/s 時の河道特性量を求めた。河道特性量は、低水路部の河床縦断勾配および先に述べた河床材料粒径のほかに、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）、掃流力等である。掃流力については、摩擦速度の2乗（ $u_*^2 = g R I$ ）を算出した。なお、不等流計算は、昭和63年（1988）に行われた横断測量の結果を用いた。計算に使われた粗度係数は、痕跡水位より逆算して設定されている先の表-1.2に示す値を用いた。

2) 河道特性量の縦断変化

図-2.11は、昭和61年度の平均河床高縦断図であり、図-2.12には $Q = 700\text{m}^3/\text{s}$ 、 $3,000\text{m}^3/\text{s}$ 、 $4,600\text{m}^3/\text{s}$ 時の川幅B、径深R、川幅水深比B/R および u_*^2 を示した。

上滝地点から下流河道の河床勾配は、図-2.11に示すように5つに区分することができ、18.0km～15.3km間で約1/60、15.3km～10.0km間で約1/70、10.0km～7.1km間で約1/100、7.1km～4.8km間で約1/250、4.8km～0km間が約1/800である。上滝床止め地点が勾配急変点となって、この下流側が上流より急勾配となり、その後勾配が緩くなる。さらに7.0km付近より下流の勾配は、急激に緩くなる。

川幅Bは、各流量時とも5.0km付近から上流河道で縦断的な変化が大きい。 $Q = 700\text{m}^3/\text{s}$ 時の

川幅は、18.0km～10.0km間付近の河道が200～300mで変化している。10.0km～7.0km間付近の河道は、約300m前後の川幅となり、その下流6.0km付近で約450mと川幅が広がる。さらに5.0km付近から下流河道は再び200～300mで変化している。 $Q = 3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ および $4,600 \text{ m}^3/\text{s}$ 時の川幅は、両者ともほぼ同じであり、18.0km付近が約300m前後の川幅で、その下流側の17.0km～14.0km間付近が約400m前後の川幅となる。13.0km付近では、再び約300m前後と狭くなり、その後12.0km～7.0km間付近が約350m前後、8.0km～6.0km間が約450m前後と広くなり、5.0kmより下流河道は、約350mとほぼ一様幅となる。径深 R は、18.0km～5.0km間付近が $Q = 700 \text{ m}^3/\text{s}$ 時で約1.3m、 $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ で約3.0m、 $4,600 \text{ m}^3/\text{s}$ で約3.5m前後である。5.0km付近より下流河道は、 $Q = 700 \text{ m}^3/\text{s}$ で1.5～2.0m、 $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ で約4.0m、 $4,600 \text{ m}^3/\text{s}$ で約5.0m前後である。

川幅水深比 B/R は、砂州形態を知るうえでの重要な指標となる。 $Q = 700 \text{ m}^3/\text{s}$ 時は、18.0km～10.0km間付近が約200、10.0km～5.0km間付近が約250前後であり、これより下流側は約150程度である。 $Q = 3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ および $4,600 \text{ m}^3/\text{s}$ 時は、18.0km～5.0km間付近が100～150、5.0km付近より下流河道が約70前後である。

掃流力 u_*^2 の縦断変化は、 $Q = 700 \text{ m}^3/\text{s}$ 時の18.0km～10.0km間が約 $2,000 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ 前後であり、10.0km付近から下流に向って漸次小さくなり、5.0km付近から下流では約 $300 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ 以下となる。 $Q = 3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ では $700 \text{ m}^3/\text{s}$ 時の約2倍の u_*^2 となり、さらに $4,600 \text{ m}^3/\text{s}$ では $700 \text{ m}^3/\text{s}$ 時の約2.3倍程度の u_*^2 となる。

3) Segment区分

常願寺川扇状地のほぼ扇頂部にあたる上滝地点から下流河道の18.0km～0 km間は、図-2.11に示したように、大きく見れば7.0km付近を境に上下流の2つのSegmentからなるが、詳細に見ると次の5つに区分し得る。

(1) Segment 1-1 (18.0km～15.3km, $i = 1/60$)

このSegmentは、上滝床固めの下流側河道で、床固め上流側より急勾配となっている区間である。川幅は300m前後であり、3列あるいは4列の砂州が発生している。粒径10～40cmがA'集団、2～10cmがA''集団となっている。平成2年の現地調査によると本Segmentの滞筋の部分は、C集団である50～80cmの巨石がアーマ化され、表層を覆っている。平均年最大流量時の τ_* は50cmの粒径に対して0.022程度であり、C集団はほとんど動かないと判断される。

(2) Segment 1-2 (15.3km～10.0km, $i = 1/70$)

このSegmentは、河床掘削によって複断面化の様相を呈しており、現常水路は以前の河床であった高水敷より3～4m低い所を流下している。また常水路と高水敷の高低差は、大きい所で7mに達しているような箇所も見られ、高水敷上にはグミの木が繁茂している。川幅は200～300m、 $700 \text{ m}^3/\text{s}$ 時の $B/R = 150 \sim 200$ 程度であり、Segment 1-1と同様に3列あるいは4列の砂州が

形成されている。河床材料の主モード（A集団）は、上流のSegmentとほぼ同じであるが、粒径6.0～1.5cmのA"Populationの割合が上流部が多い。滞筋の部分や表層にはC集団である40～60cm程度の玉石が多数存在する。

（3）Segment 1－3（10.0km～7.1km, $i = 1/100$ ）

このSegment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列程度である。高水敷上にはグミの木およびすすきが繁茂し、常水路部との高低差は上流のSegmentよりは小さくなっている。平均年最大流量時の u_{*2} も上流より小さく、Segment 1－2に存在した粒径40cm以上の玉石はほとんど見られなくなる。粒径6.0～1.5cmの集団と20～10cmの粒径集団が主となる。またマトリックスとしての砂分もかなり多い。

（4）Segment 1－4（7.1km～4.8km, $i = 1/250$ ）

このSegmentは勾配が緩くなり、さらに洪水時の掃流力も小さい。河床材料は、粒径6.0～1.5cmの砂利と粗砂が主体であり、とくに高水敷化した河岸の表層は砂が層状に堆積し、底面は低水路部と同じ砂利層となっている。また、高水敷化した部分には柳やすすきが茂り、グミの木は生えなくなる。川幅は300～400mである。

（5）Segment 2－1（4.8km～0 km, $i = 1/800$ ）

この区間は砂利から粗砂を河床材料に持った中間地（自然堤防帯）に対応する。勾配がさらに緩くなり、掃流力も小さく2.0kmより下流は砂河道である。なお、4.4km付近（雄峰大橋下流）の河床は、沖積粘土と埋没していた大木の切り株が露出している。明治25年以前に白岩川に合流していたものを直接富山湾に流入させた開削箇所がこの付近であり、当時の地表面である沖積粘土が露出したものと思われる。

2－6 常願寺川の河道特性の経年変化

1) 河床高の変化

図－2.13.1, 2.13.2は昭和35年, 45年, 55年, 63年の平均河床高（堤防間の平均河床高）および最深河床高の経年変化図を示したものであり、さらに図－2.14.1～2.14.3は各距離標断面ごとの経年変化を示したものであり、図－2.15.1～2.15.4は昭和24年と52年の横断形状の変化を比較したものである¹⁾。

これによると昭和24年以降より昭和63年までの低下量は、平均河床高で2～3 m、最深河床高で3～4 m程度であり、最深河床高の変化傾向は平均河床高の低下に追従的であることが読み取れる。これは昭和24年から42年にかけてタワーエクスキャベーターおよび機械掘削により約450万 m^3 の河道掘削が行われた。その後昭和43年から59年までは、概ね30万 m^3 /年の掘削が行われ、近年（昭和60年～62年）では約23万 m^3 /年の掘削土量となり、さらに昭和63年～平成2年度では

それぞれ16万 m^3 、15万 m^3 、14万 m^3 となっている。河口からの距離標区間別に河床変化状況を述べると次のとおりである。

- ・ 0 km～4.0 km： 長期的に低下傾向にあったが、近年（昭和55年以降）は河床低下も止まり、ほぼ安定傾向となっている。
- ・ 4.4 km～9.1 km： 平均河床、最深河床とも低下傾向にあり、とくに昭和38年～55年の低下が大きい。現在は河床低下が鈍化しているものの、依然として低下傾向である。
- ・ 9.3 km～10.6 km： 昭和38年頃から河床低下が進行したが、昭和55年頃の低下を最後に平均、最深河床ともほぼ安定傾向にある。
- ・ 10.8 km～17.7 km： この区間は昭和45年以降に河床低下が急激に進行している。現在も低下傾向にあり、その低下度合いも大きい。
- ・ 18.0 km～19.0 km： 上滝床固めの河床維持機能により、近年はほぼ河床が維持されている。

2) 常水路幅および高水敷幅の変化

大正12年あるいは昭和22年当時の河床高は、現在部分的に形成されている高水敷状の河岸高程度、あるいはそれより約2 m程度高い位置にあり、堤間全幅ではほぼ一様な河床高となっていた。その後昭和24年から始まった治水上必要な河床掘削等により、常水路を形成しながら河床高は大きく低下し、その結果現在では各所に高水敷状の平坦面が形成されている。

これらの高水敷状河岸の高さは3～4 m程度であり、あたかも複断面形と見なされる断面も各所に見られる。

現況河道に形成されている常水路幅（高水敷肩間）および高水敷幅の縦断変化図を図-2.16に示す。ここでは常水路部と高水敷部が明瞭に見分けられ、さらに昭和44年の出水を含めて大きな変動が認められないものを高水敷と見なしている。現況河道（昭和60年）の常水路幅は、5.1 kmより下流で約250 m、5.5 km～14.0 kmで約400 m～300 m、14.6 kmより上流で約400 m前後、17.5 kmで約250 mである。この常水路幅は河床掘削による複断面化に伴って、昭和43年当時の常水路の7～8割程度となっている。高水敷が連続して形成されているのは、11.1 km～16.0 km間右岸側（幅約70 m）および14.5 km～16.5 km間左岸側（幅60 m～100 m）であり、他の区間でも部分的にかなり見られる。

3) 流路の平面形と砂州形状の変化

図-2.17.1～2.17.2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。

一般に、多列砂州は川幅と水深の比が大きい場合に形成され、それが大きくなるほど配列数が多くなる。常願寺川河道は、3～4列の砂州が多く形成されているが、場所によっては河道の曲りや、広狭の変化によって3つから4つの砂州が統合された大砂州状の砂州も見える。以下に各年度の流路形態の概要を記す。

・昭和22年当時

上流部河道の18.0km～10.0km間の流れは、基本的に網状で河道全幅が常水路である。18.0km～16.0km間および13.0km～12.0km間の平水時の流路は4～5本あり、この中間の15.5km付近左岸と14.0km付近右岸側に大きな砂州が形成されていて流れを規定しているようである。このため砂州の対岸側が水衝部となっている。10.0km～4.8km間河道も網状流路が形成され、9.1km～8.0km間付近で主流路の右岸への偏りが認められる。しかし、全体的に流路は、河道幅いっぱいに広がっている。4.8km～0.0km間河道もまだ掘削が行われておらず、自然的な流路である。概ね複列蛇行と言える流路形態を示しており、1.5km～0.6km間に島状の大きな砂州が形成されている。

・昭和35年当時

15.1km付近は網状の流路が形成されているが、16.6km付近左右岸、14.0km付近右岸、12.0km付近左岸側の高水敷化によって、流路が集中する傾向となっている。また右岸側の16.5km付近から15.4km付近まで伸びてきた堤防により、河道幅が最大で700mから500m程度に狭められたため、多列砂州の列数が減少しているようである。これは上滝床固めの完成（昭和27年）により、流路が集中、直線化したことにも原因していると思われる。

10.0km～4.8km間付近河道は、7.5km付近から伸びてきた堤防により、7.1km付近の河道幅が約700mから500m程度に狭められて、流路の広がりも少なくなっている。さらに9.1km～8.0km付近は、流路が河道中央に移動しており、掘削の効果と思われる。4.8km～0.0km間河道は、昭和22年当時見られた複列流路は消滅し、単列流路が形成されている。また常願寺大橋（3.1km）右岸一帯にあった砂州が昭和22年に比べて下流に長く発達し、そのため水衝部も下流に移動している。

・昭和53年当時

17.3km～10.0km間付近は、河道掘削による河道の整正によって、河床が平坦化された後に砂州が再成発達中のため砂州高が低く、また流れの片寄りも少ないためか、網状に近い流れである。10.0km付近より下流側河道に比べて主流線は比較的長い蛇行波長となっており、河岸に当る角度も小さくなっている。10.0km～4.8km間付近河道は、基本的には網状であるが、複列的な箇所もあり、流路の分裂集中が認められる。4.8km～0.0km間河道は、単列蛇行の流路が形成されており、かつ流路幅も広がっている。

・昭和60年当時

17.3km～10.0km間付近の河道は、河床掘削等によって、複断面化し、常水路内には3～4列の砂州が形成されている。10.0km～4.8km間付近も流路は複列的であるが、上流と同様に3～4列の砂州が形成されると考えられる。4.8km～2.0km付近は交互砂州が形成され、それより下流の砂州は明瞭でなく、流路は安定しているようである。

河床高 (T. P. m)

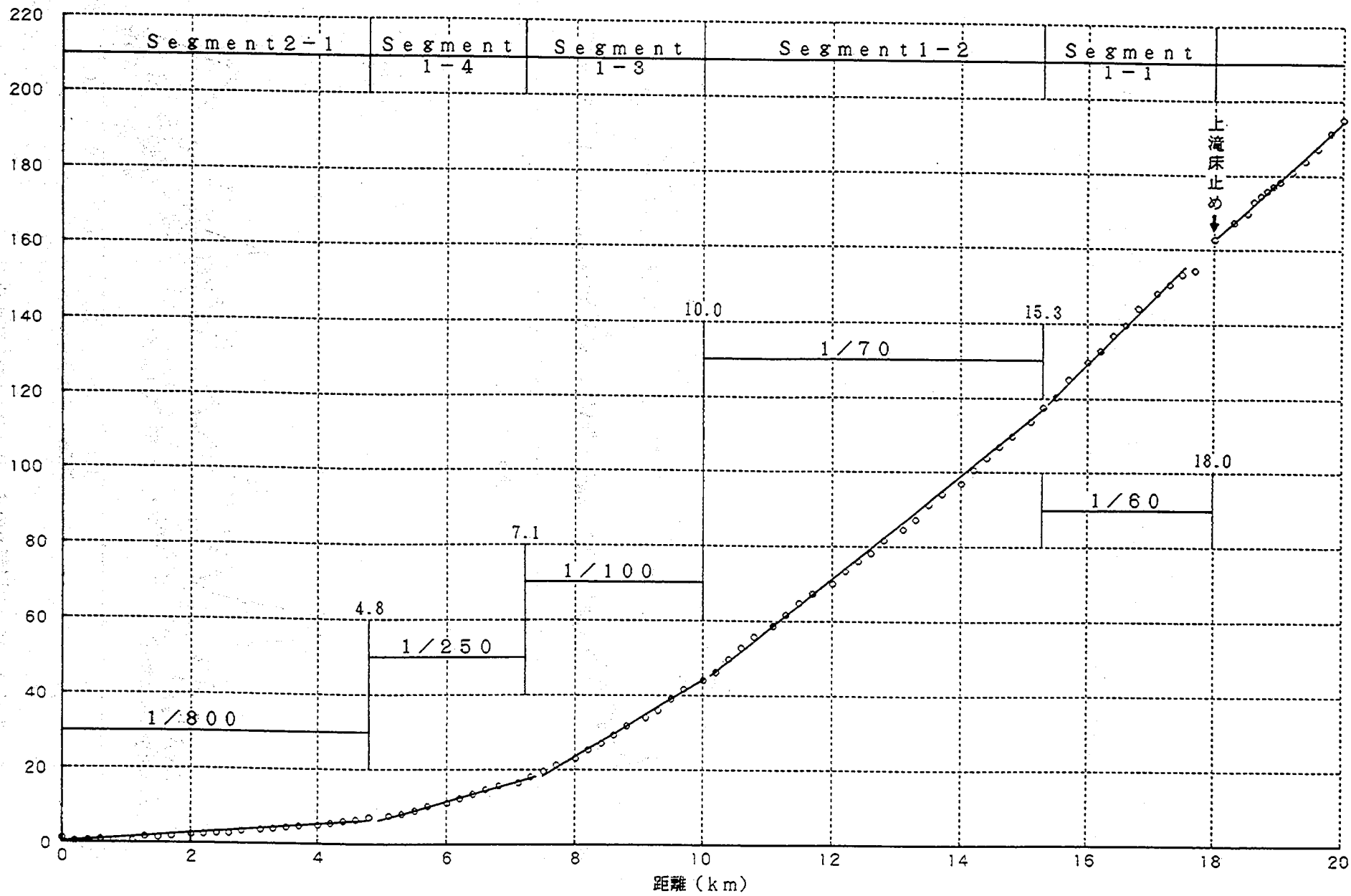


図-2.11 常願寺川の平均河床縦断面図

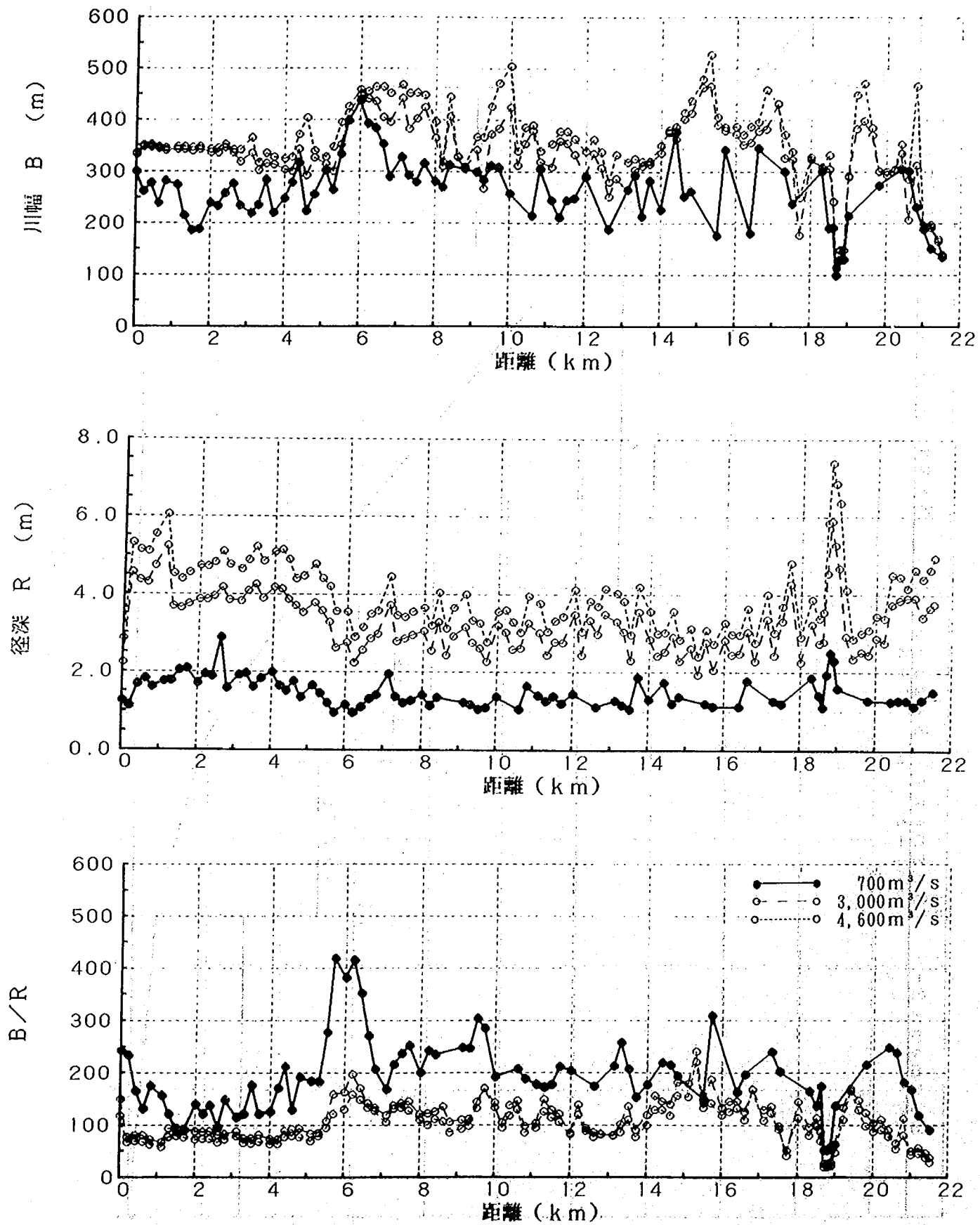


図-2.12.1 常願寺川河道のB, R, B/Rの縦断変化図

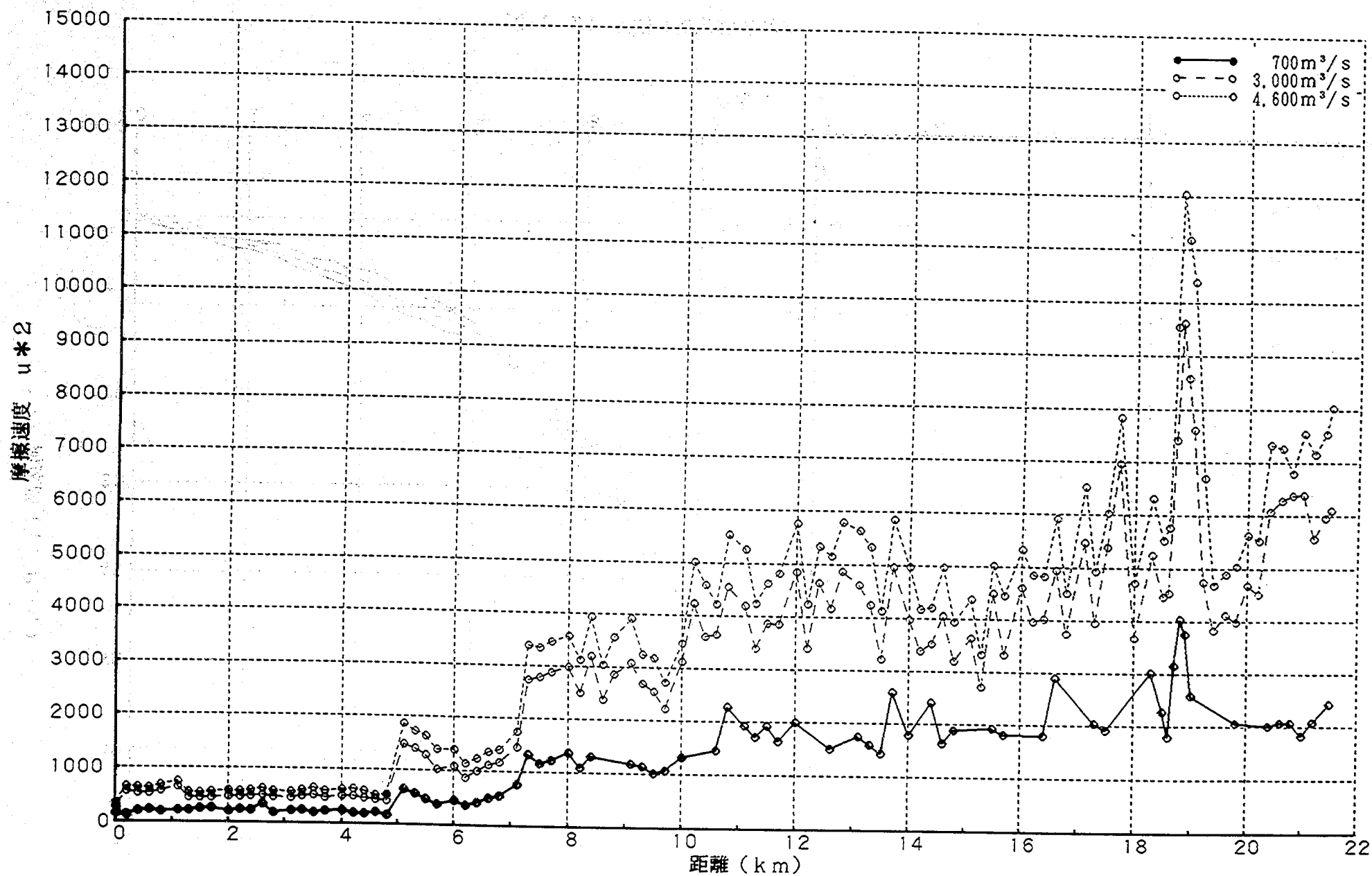


図-2.12.2 常願寺川河道の u^2 の縦断変化図

河床高 (T. P. m)

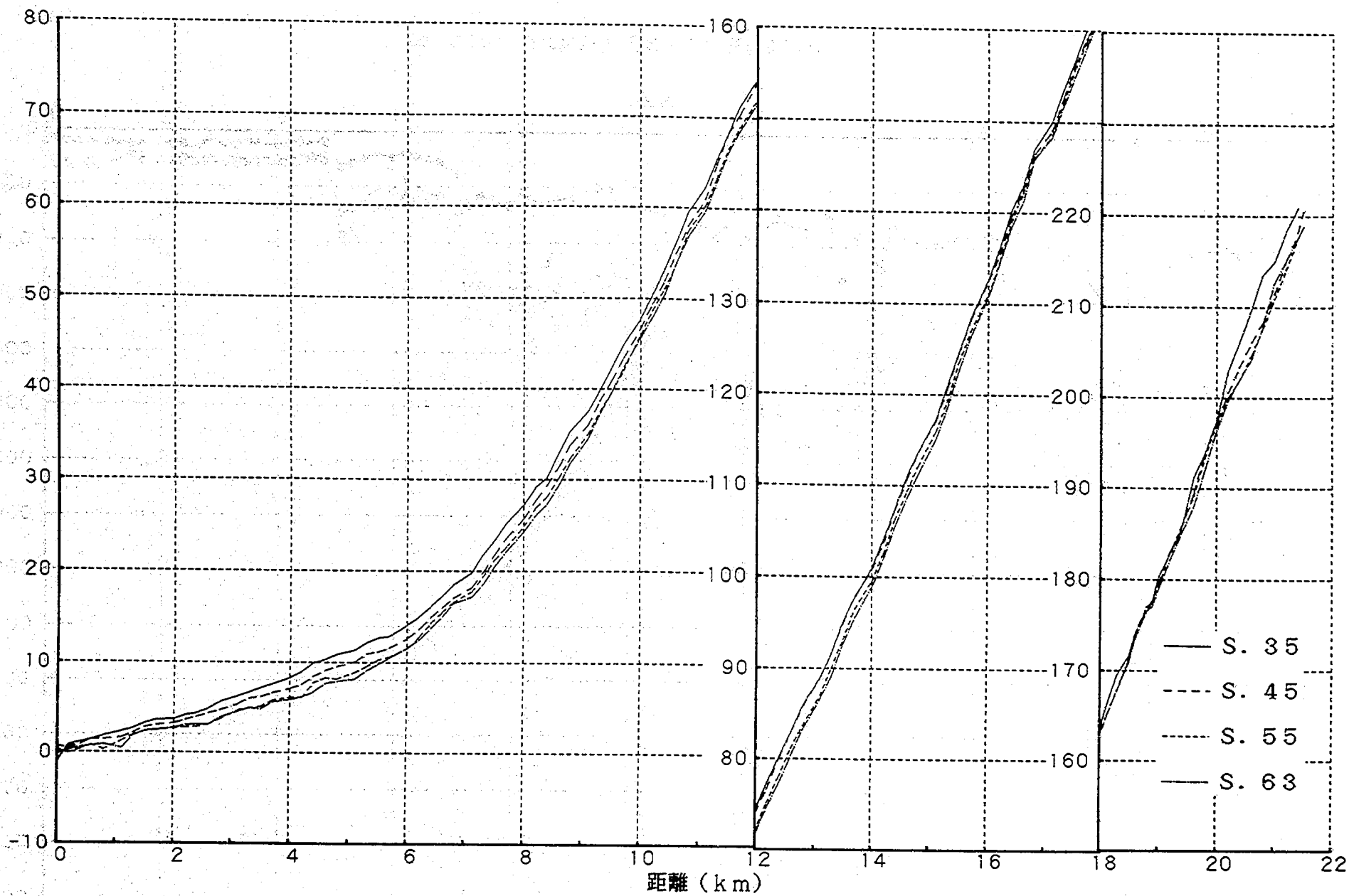


图-2.13.1 平均河床高经年变化图

河床高 (T, P, m)

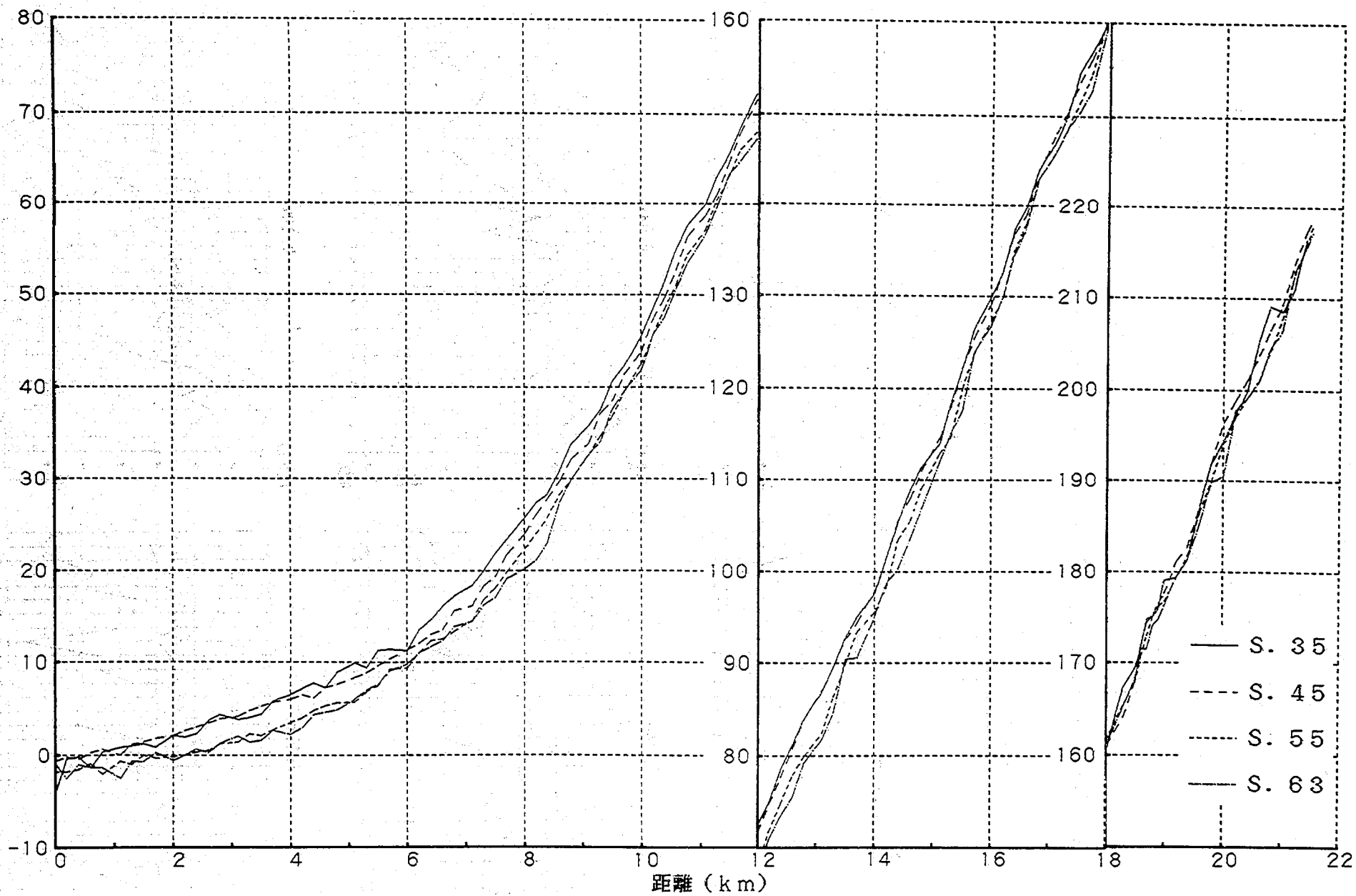


图-2.13.2 最深河床高经年变化图

平均河床高 ————
最深河床高 ————

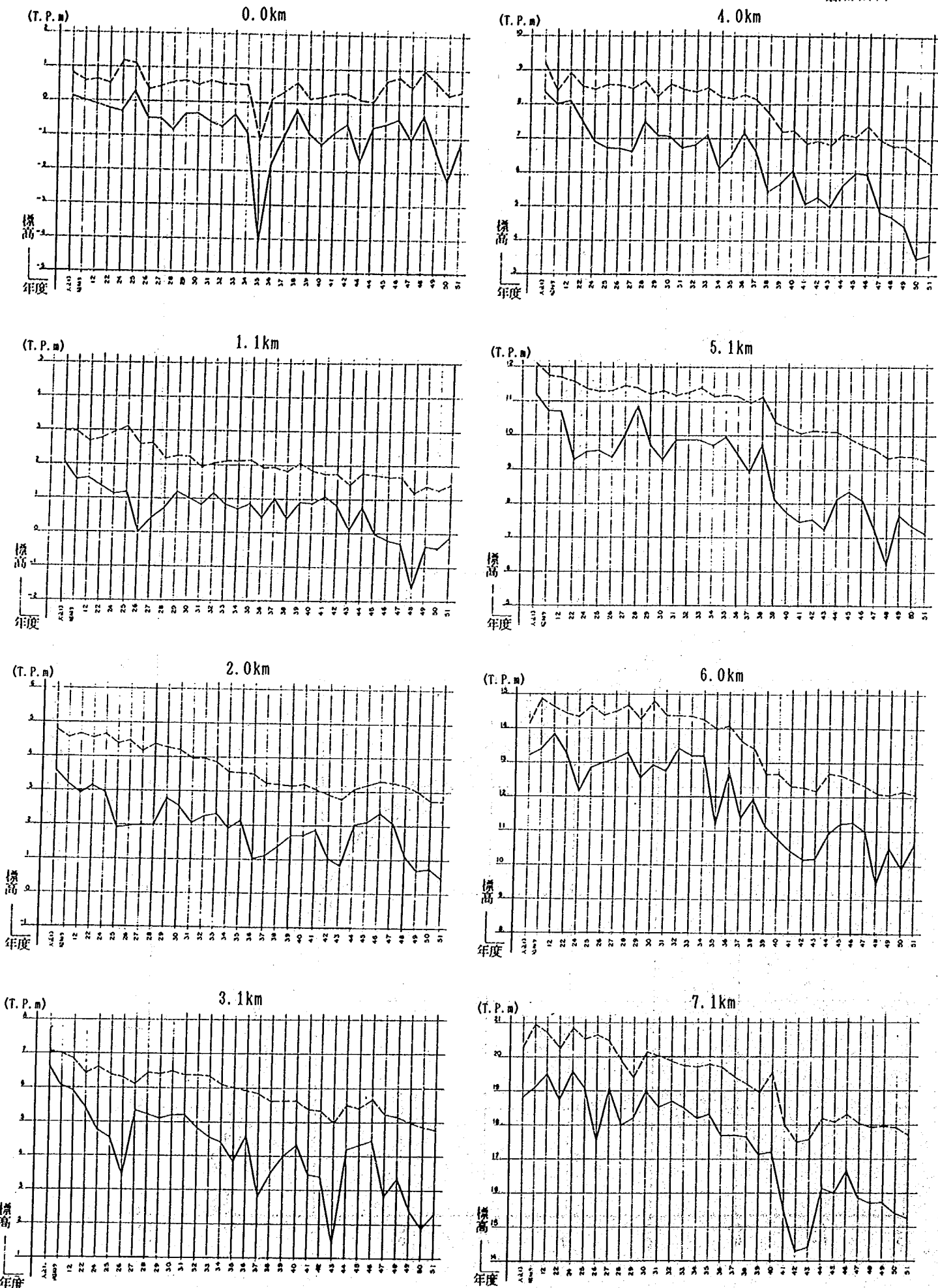


图-2.14.1 常願寺川箇所別最深河床高・平均河床高経年変化図

平均河床高 ————
最深河床高 - - - - -

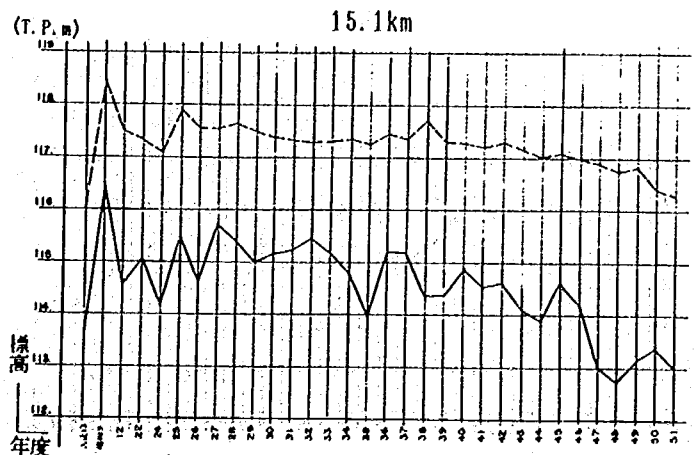
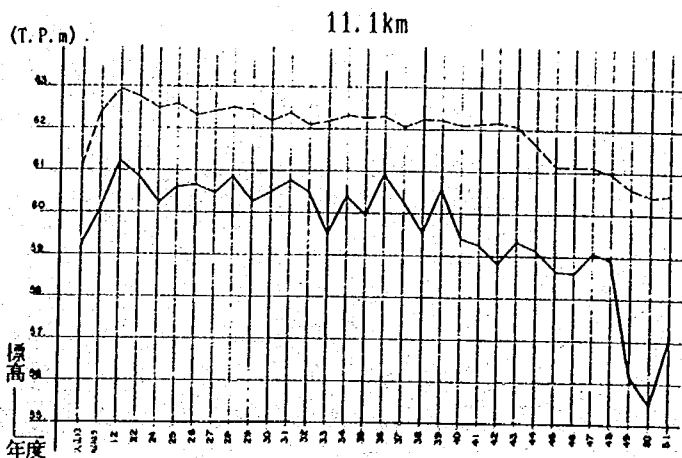
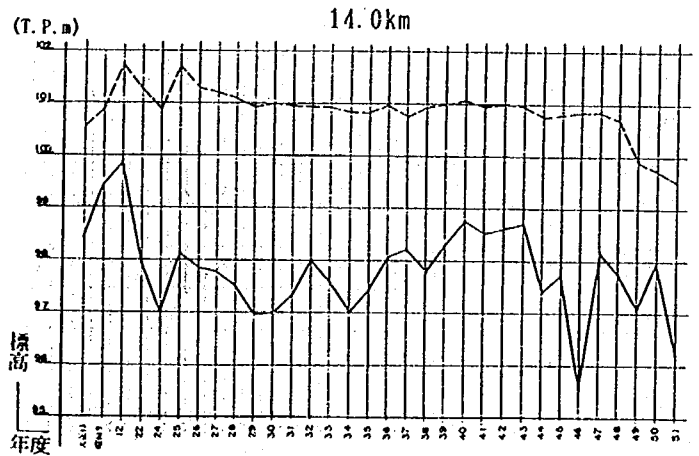
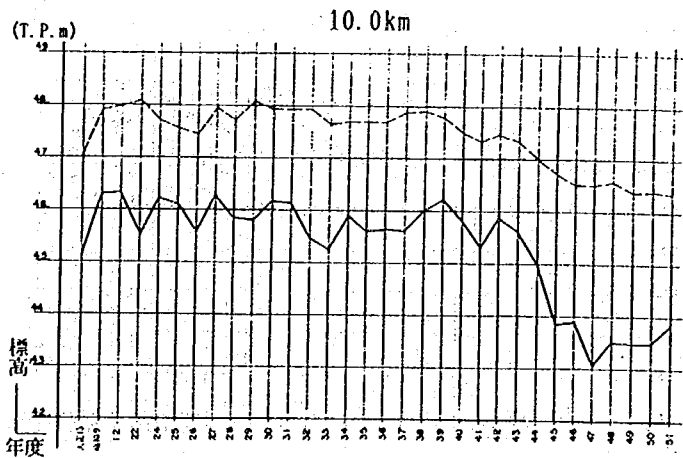
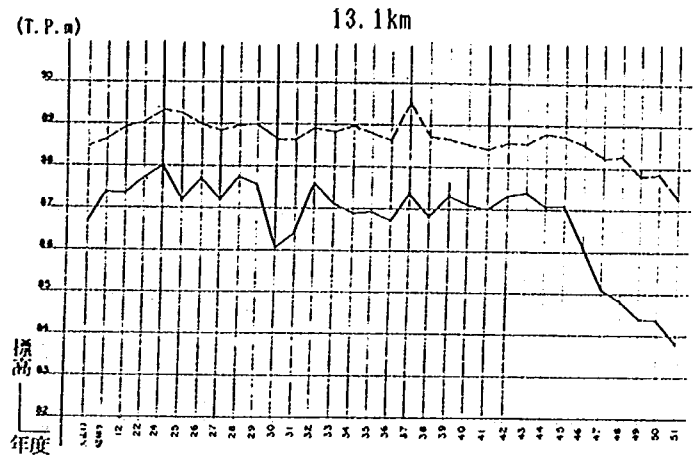
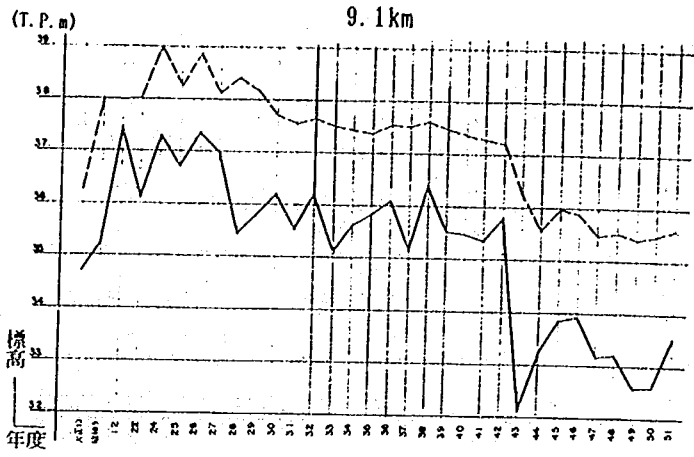
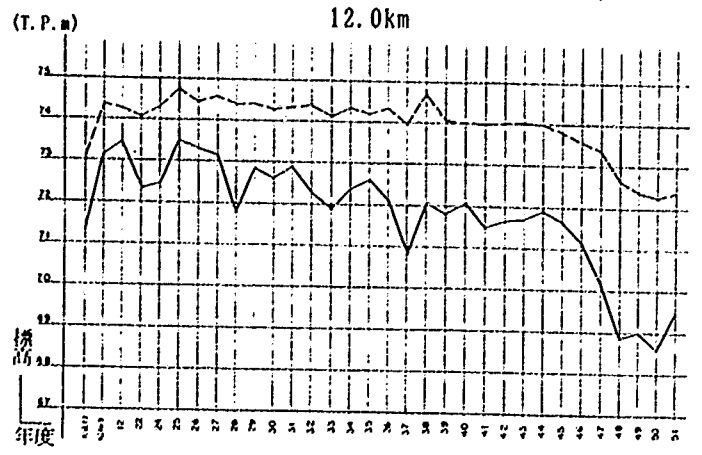
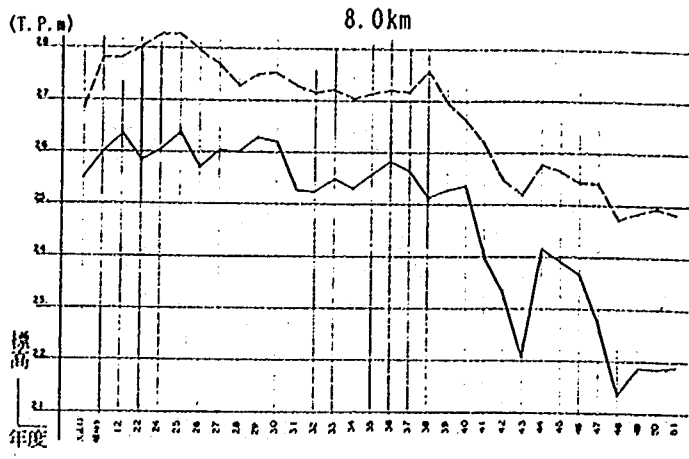


図-2.14.2 常願寺川箇所別最深河床高・平均河床高経年変化図

平均河床高 ———
最深河床高 ———

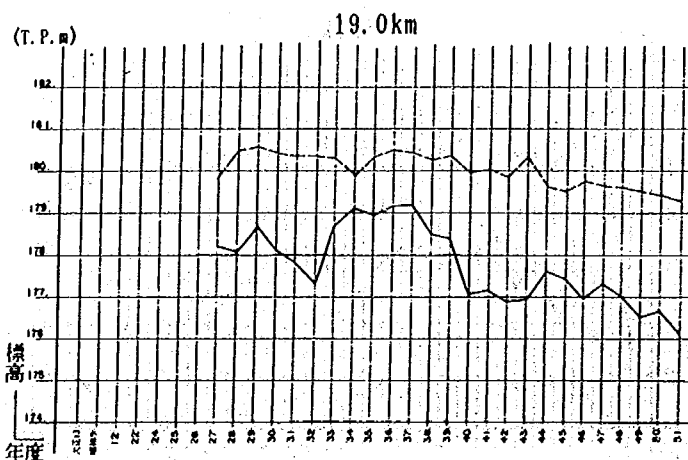
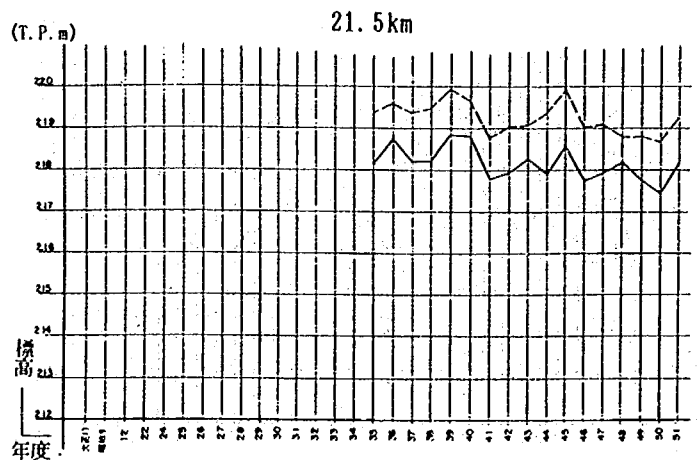
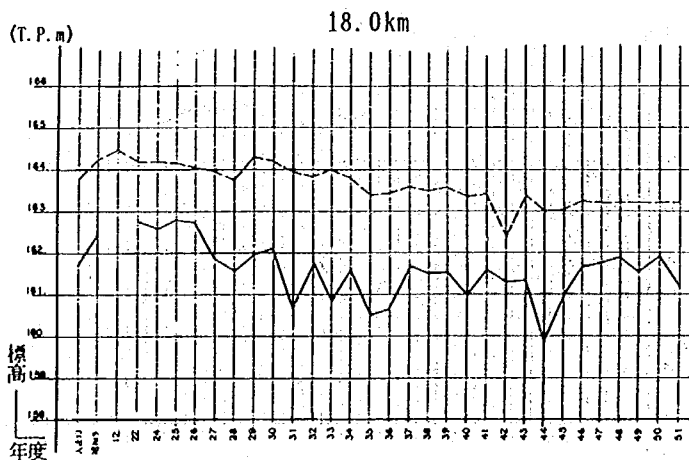
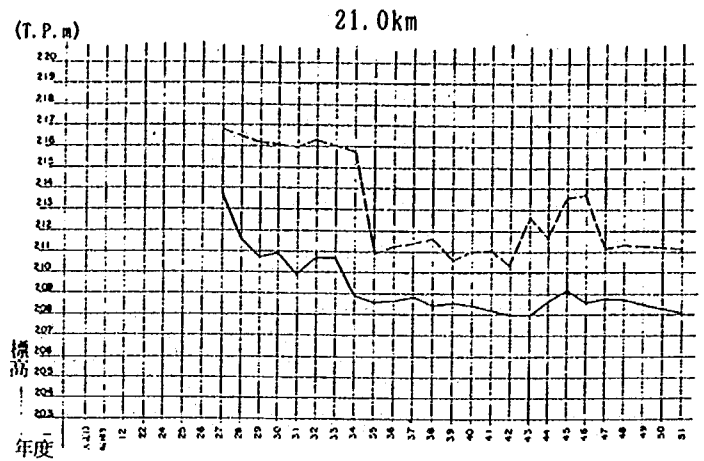
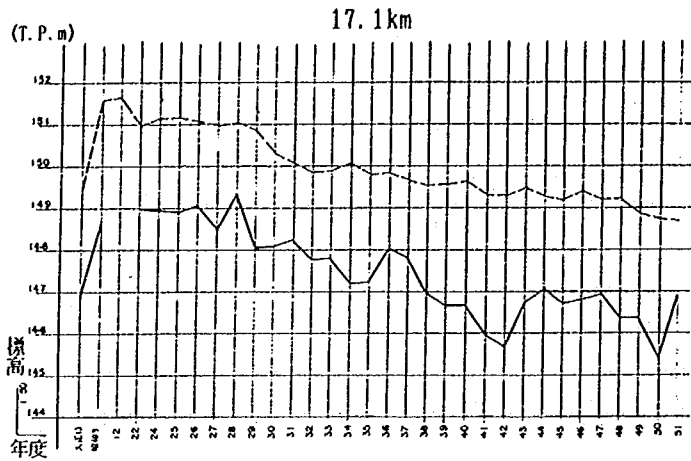
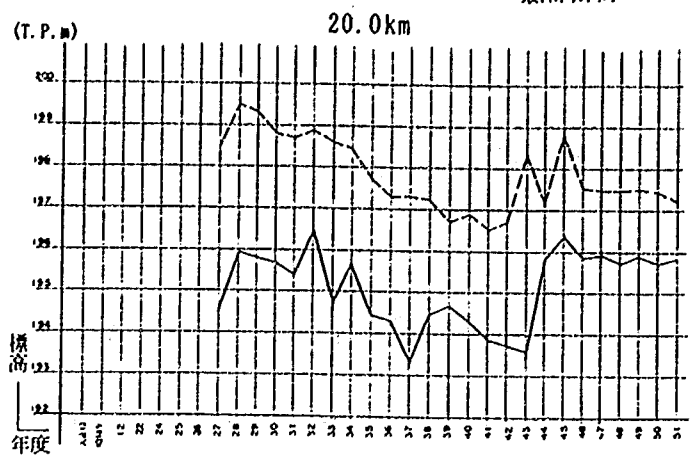
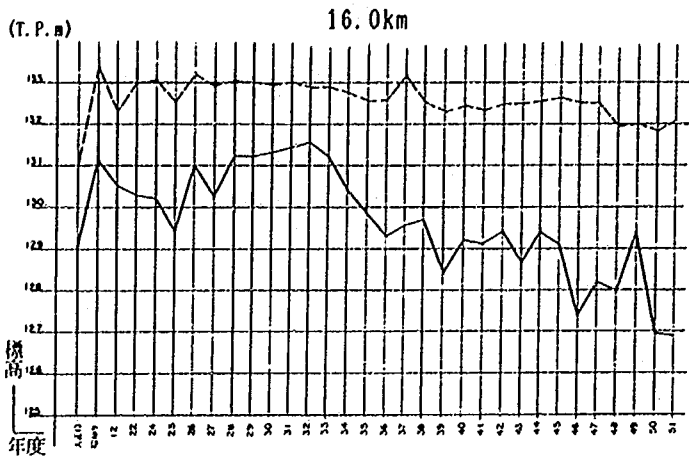


図-2.14.3 常願寺川箇所別最深河床高・平均河床高経年変化図

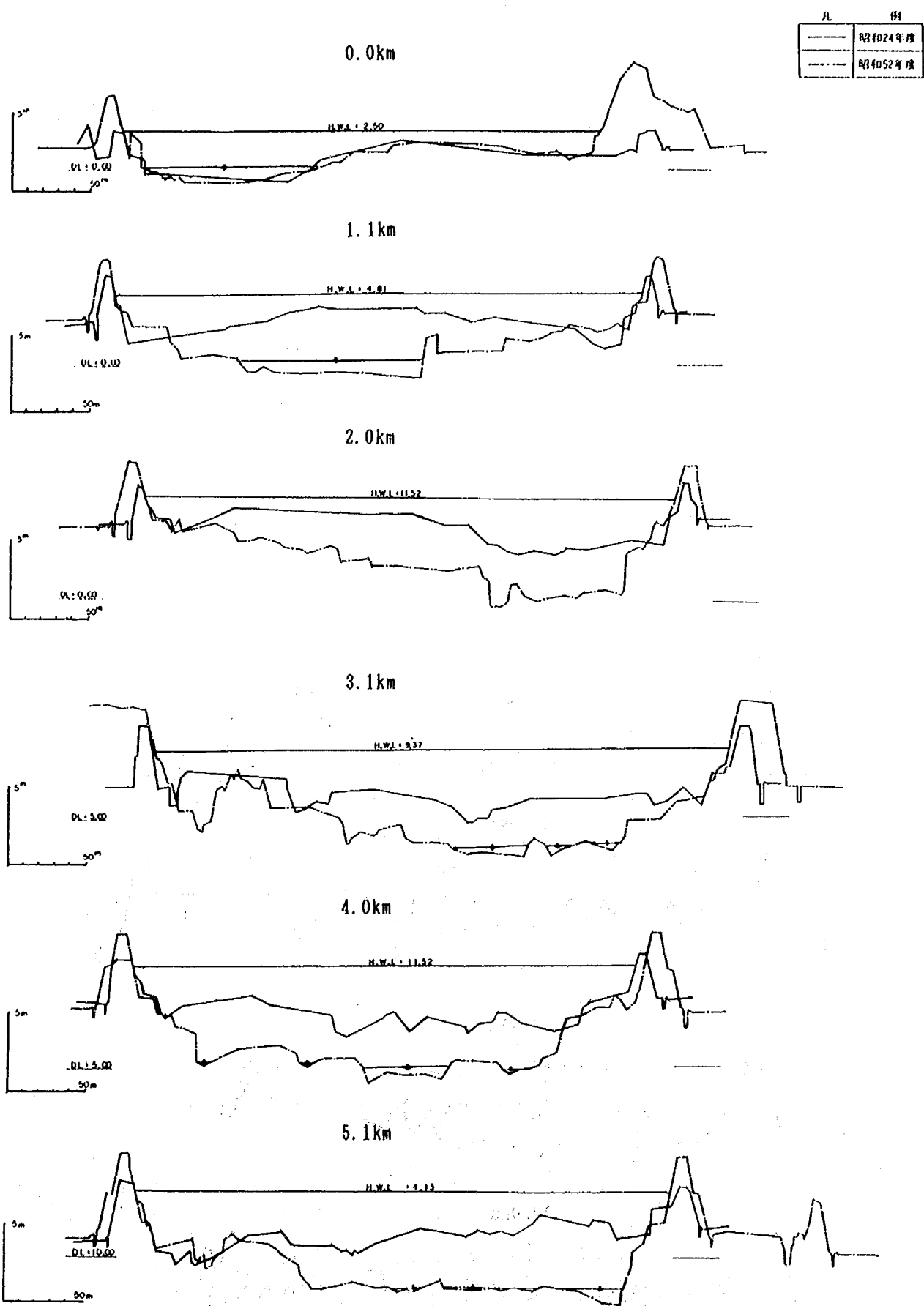


図-2.15.1 横断形状比較図 (昭和35年, 昭和52年比較)

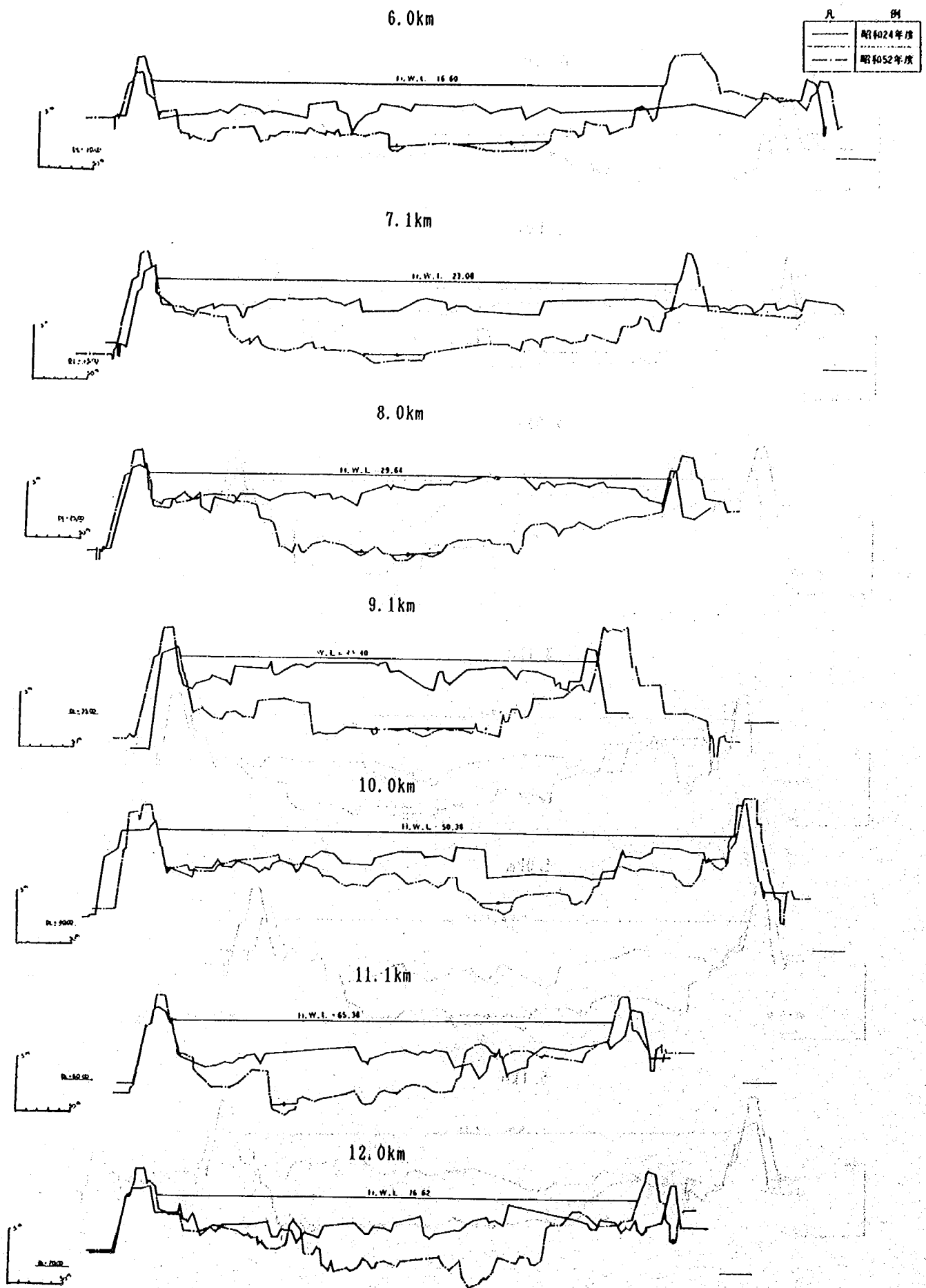


図-2.15.2 横断形状比較図(昭和24年, 昭和52年比較)

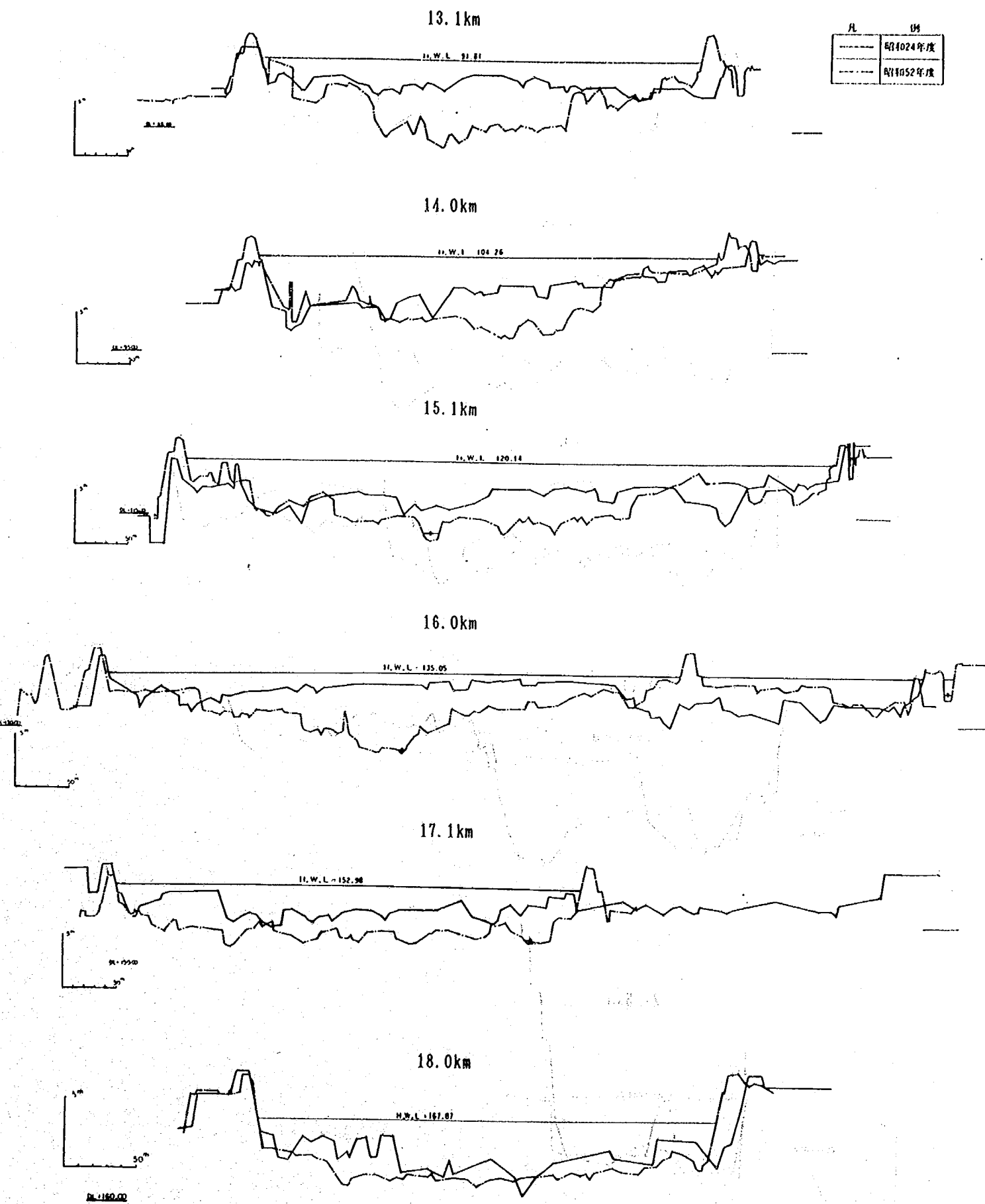


図-2.15.3 横断形状比較図(昭和24年, 昭和52年比較)

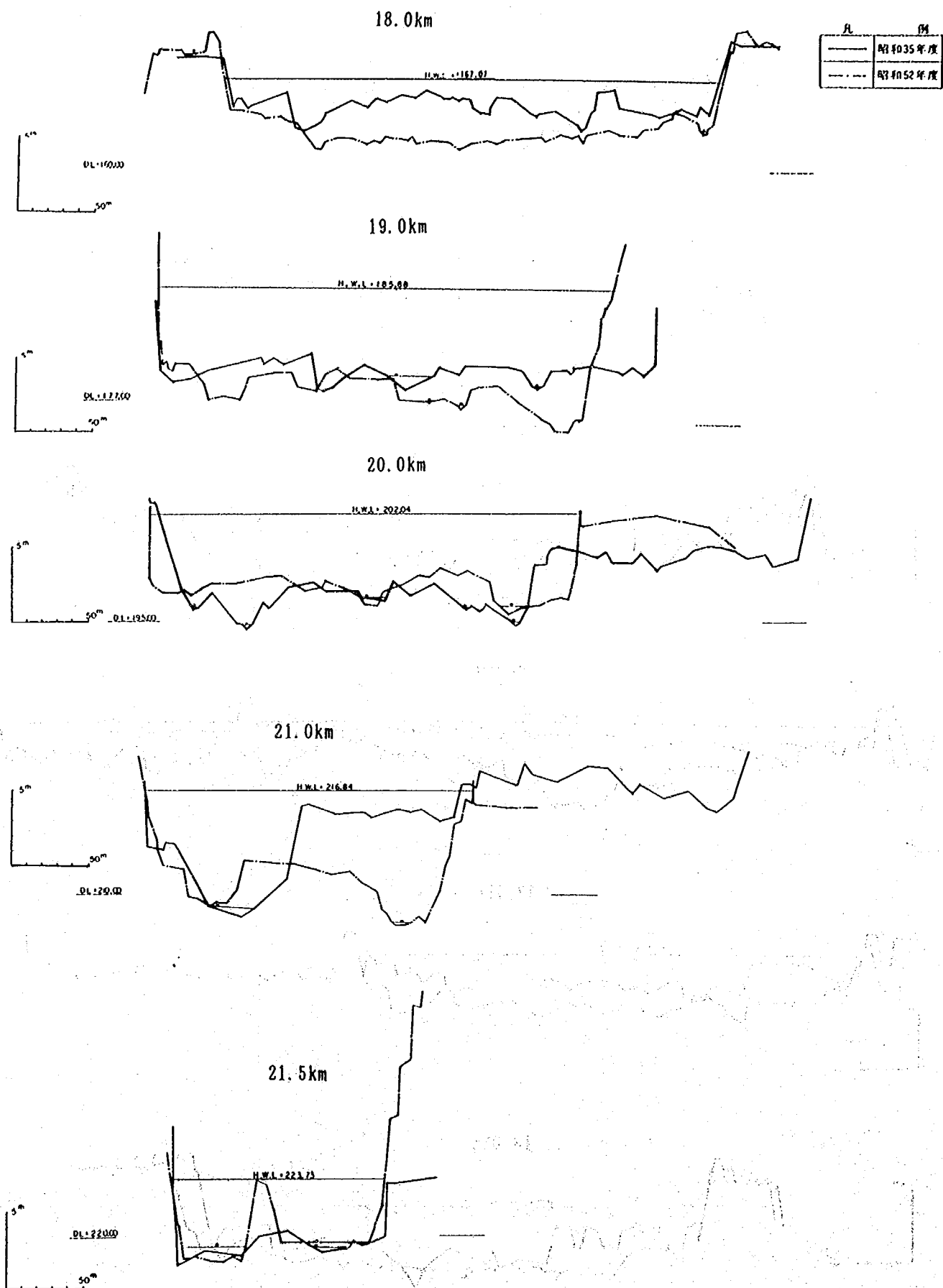


図-2.15.4 横断形状比較図(昭和24年, 昭和52年比較)

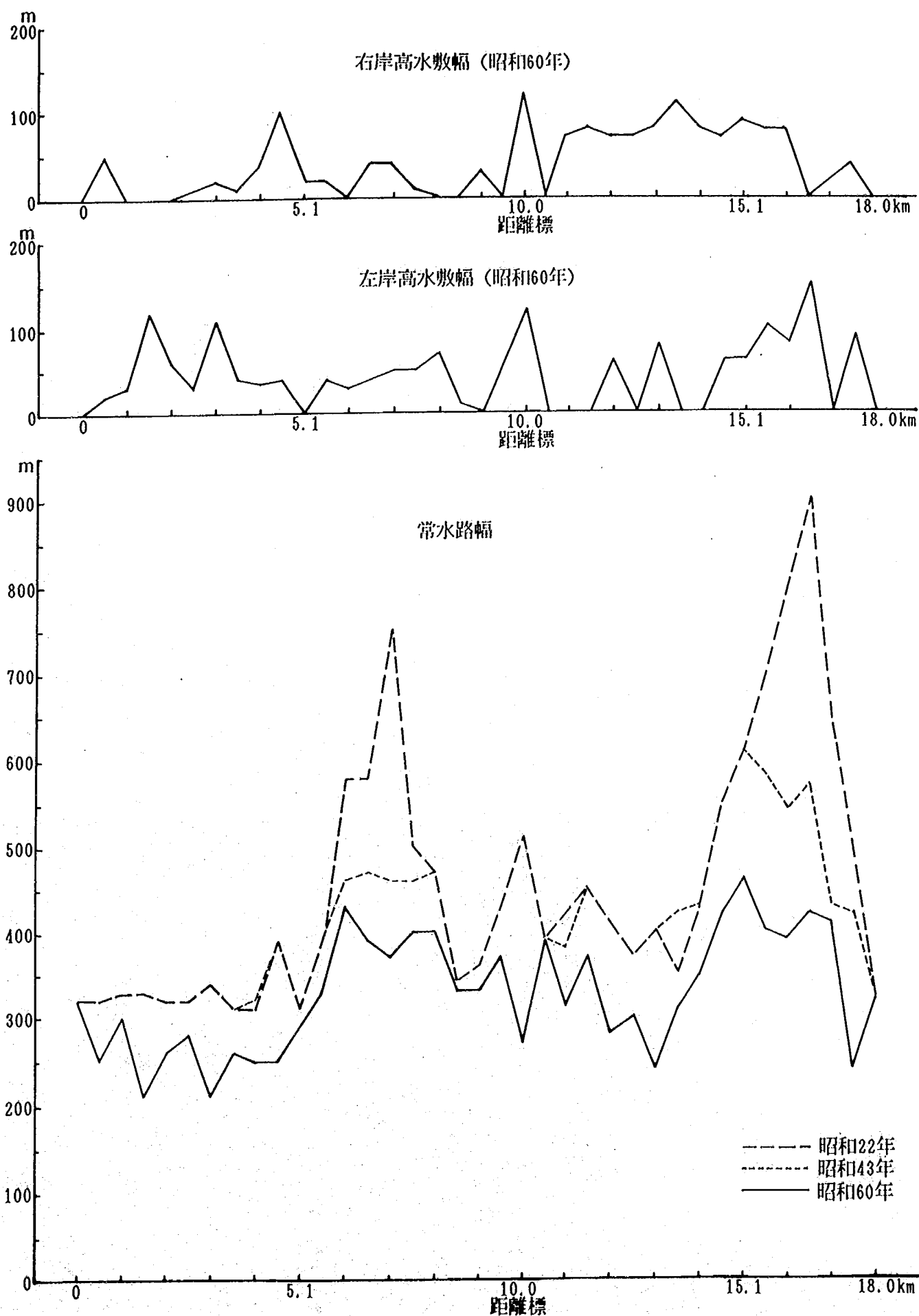
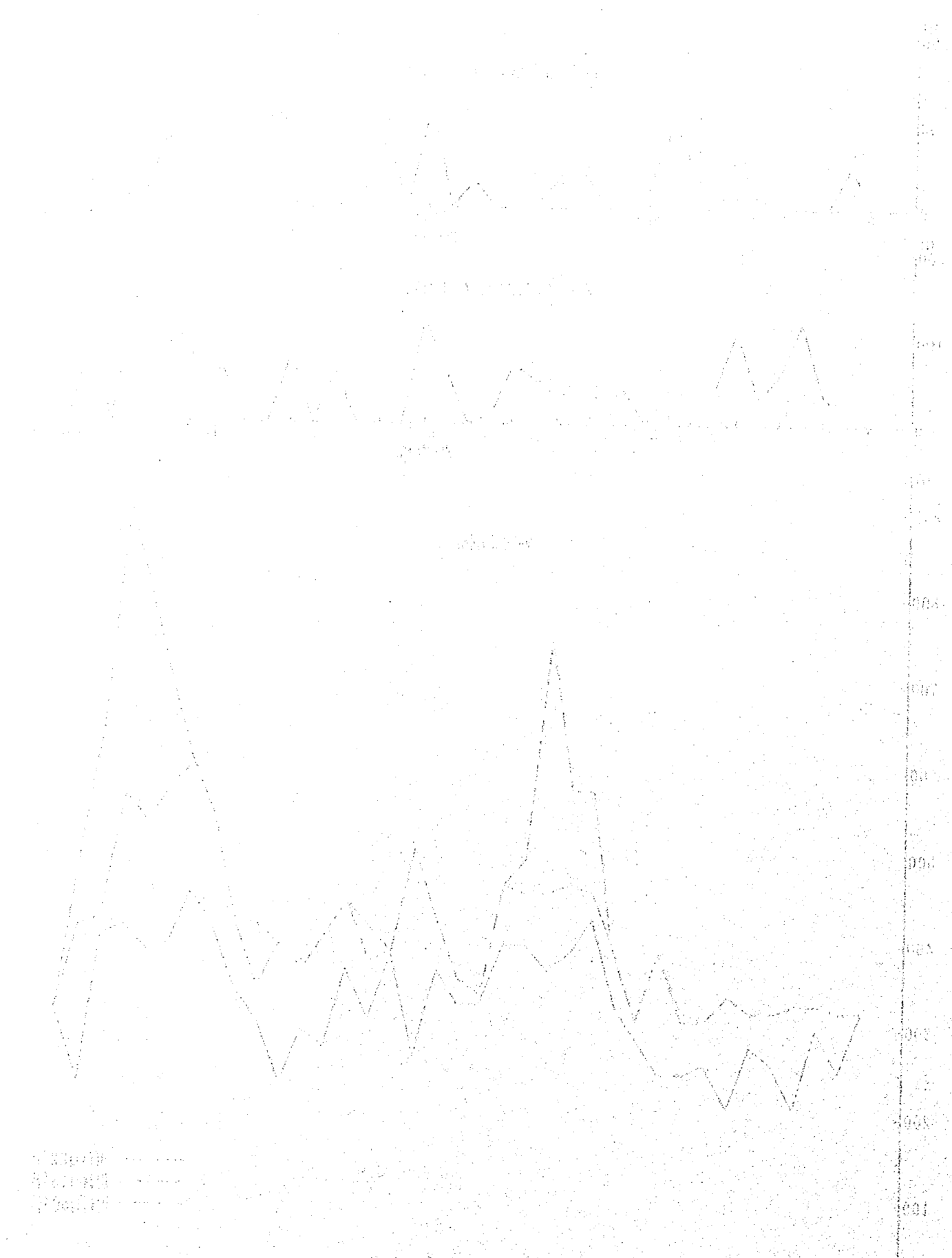


図-2.16 常水路幅・高水敷幅の縦断変化図



0.00 1.00 2.00

0.00 1.00 2.00

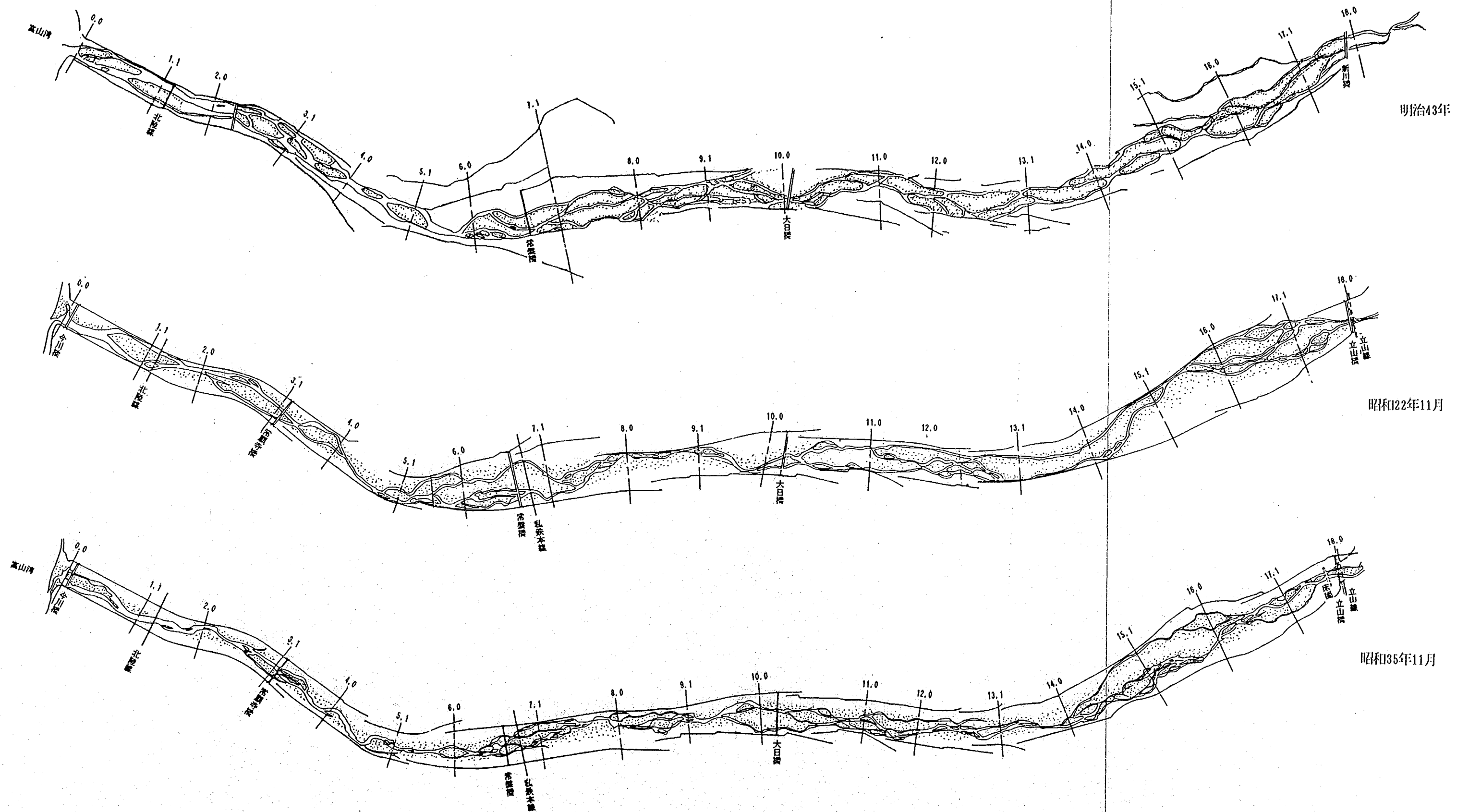


図-2.17.1 流路変遷図

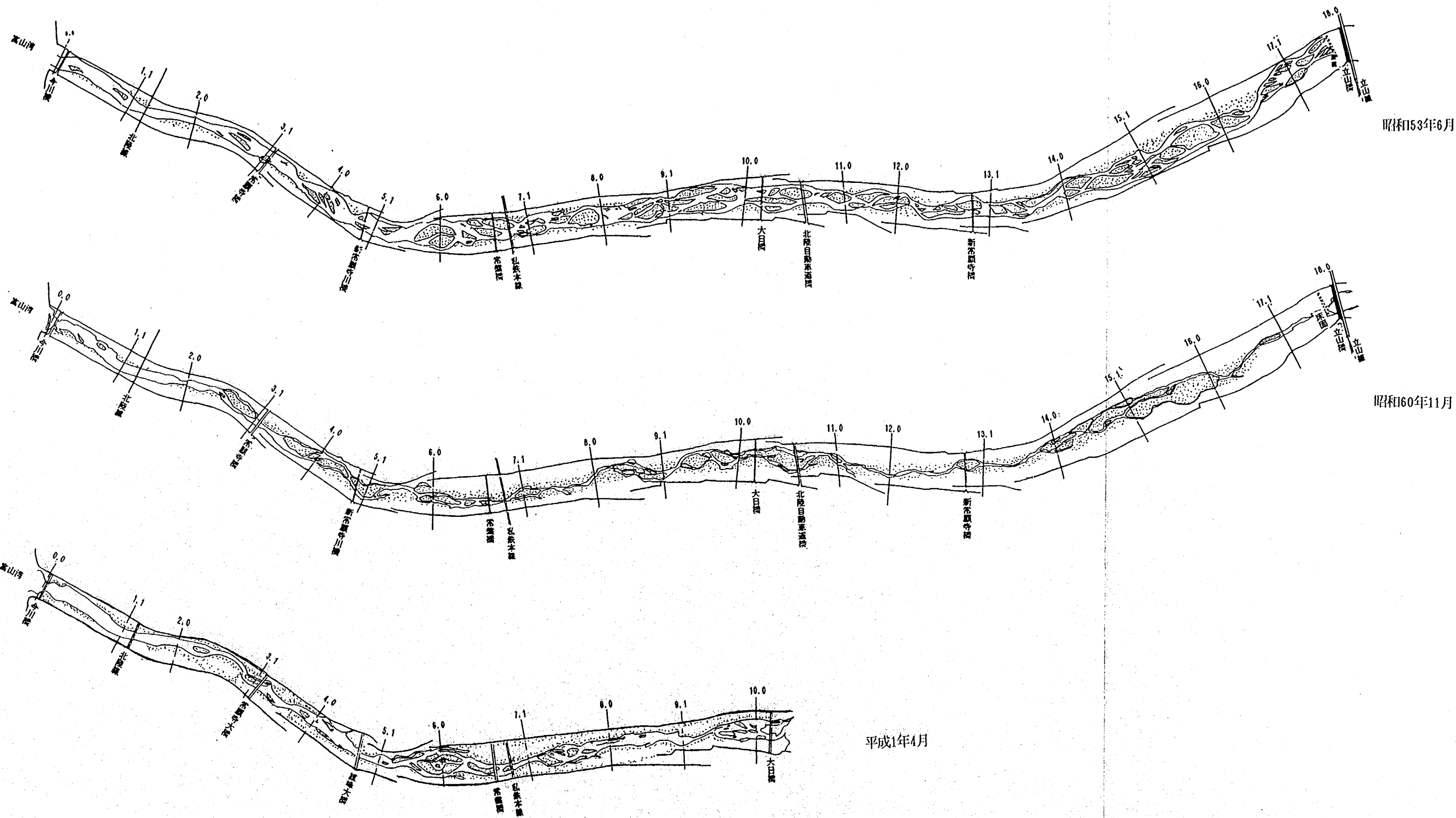


図-2.17.2 流路変遷図

2-7 大出水（昭和44年）による河道の変化

前線の停滞により、8月8日夜より9日にかけて、断続的に降り続いていた雨は、10日から11日未明に次第に強まり、県東部は集中豪雨となり、時間雨量で千寿ヶ原59mm、総降雨量455.2mmを記録した。この時のピーク流量は瓶岩で $2,764\text{m}^3/\text{s}$ となり、直轄管理区域では近年にない大出水となった。この出水により、全川にわたって護岸根固め工の沈下や流失、水制の破壊、倒壊等の被害を被った。また立山町岩峠野地先（18.0km付近右岸側）で本堤が約150m破堤し、立山町三ッ塚地先（15.1km付近右岸側）で本堤が約30m決壊した。

44年洪水による常願寺川流域の白岩堰堤から上流の湯川流域（流域面積 26km^2 ）の土砂変動量は、空中写真測量によって表-2.4のように求められている⁹⁾。これによると測量対象区域から約190万 m^3 の土砂が流出したことになる。立山温泉上流部（流域面積 14.6km^2 ）からの供給量が入っていないのでこれを α と仮定すれば、白岩堰堤から下流へは約190万 $\text{m}^3 + \alpha$ だけ流出したことになる。

表-2.4 湯川流域土砂変動量

区 間 名	昭和42年11月～44年10月間の土砂変動量 (m^3)		
	総 量	河 床 部	山 腹 部
多枝原谷左支川	-221,000		
多 枝 原 本 流	-1,317,000	+201,000	-1,518,000
泥 谷	-72,000		
金 山 谷	+10,000		
湯 川 本 流	-323,000	+333,000	-656,000
計	-1,923,000		

引用：常願寺川流域崩壊調査報告書総括編（昭和49年3月）

次にこれより下流の河道容積および平均河床高、最深河床高の変動量を示したものが図-2.18.1、2.18.2である⁹⁾。横江堰堤や本宮堰堤およびその上流の砂防ダム群によって、約667万 m^3 の大量の流出土砂が止められて堆積している。また河道内（0.0km～18.0km）への堆積土砂量は約78万 m^3 である。河道内は、全般的に8.4km付近より下流側で堆積傾向を示し、それより上流側では洗掘傾向である。ただし、短い区間で見れば全体に堆積傾向にある区間でも洗掘箇所があり、逆に洗掘傾向を示す上流側においても堆積箇所がある。これは河床勾配や川幅の変化に伴う掃流力の増減を反映しているものと考えられる。8.4km付近より下流は、堤間幅が拡大し、かつ勾配の緩い区間であり、ここに多量の土砂が堆積し、平均河床高（堤防間の平均河床高）で1m弱も上昇している区間がある。

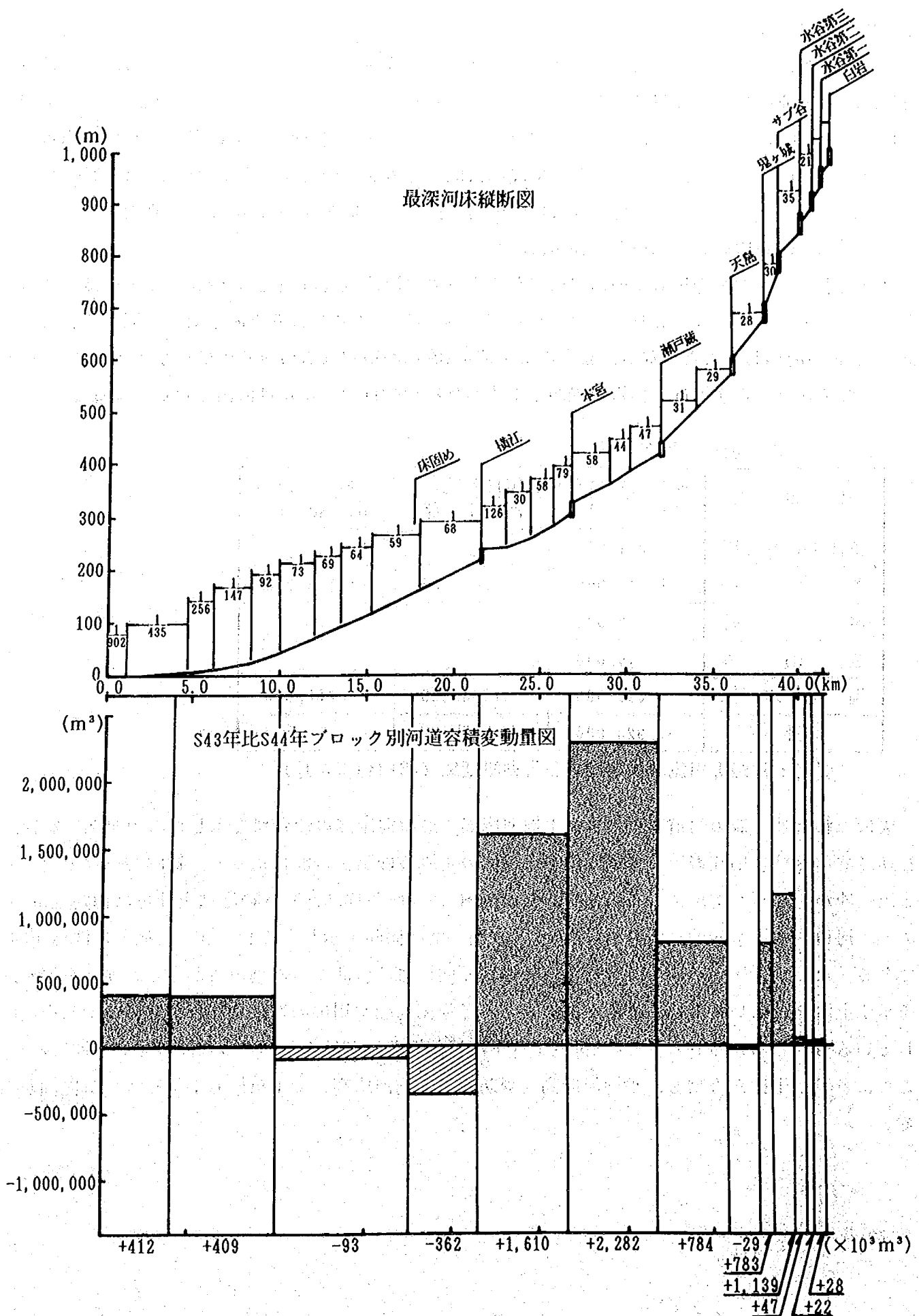


図-2.18.1 昭和44年8月出水での河道容積変動量図

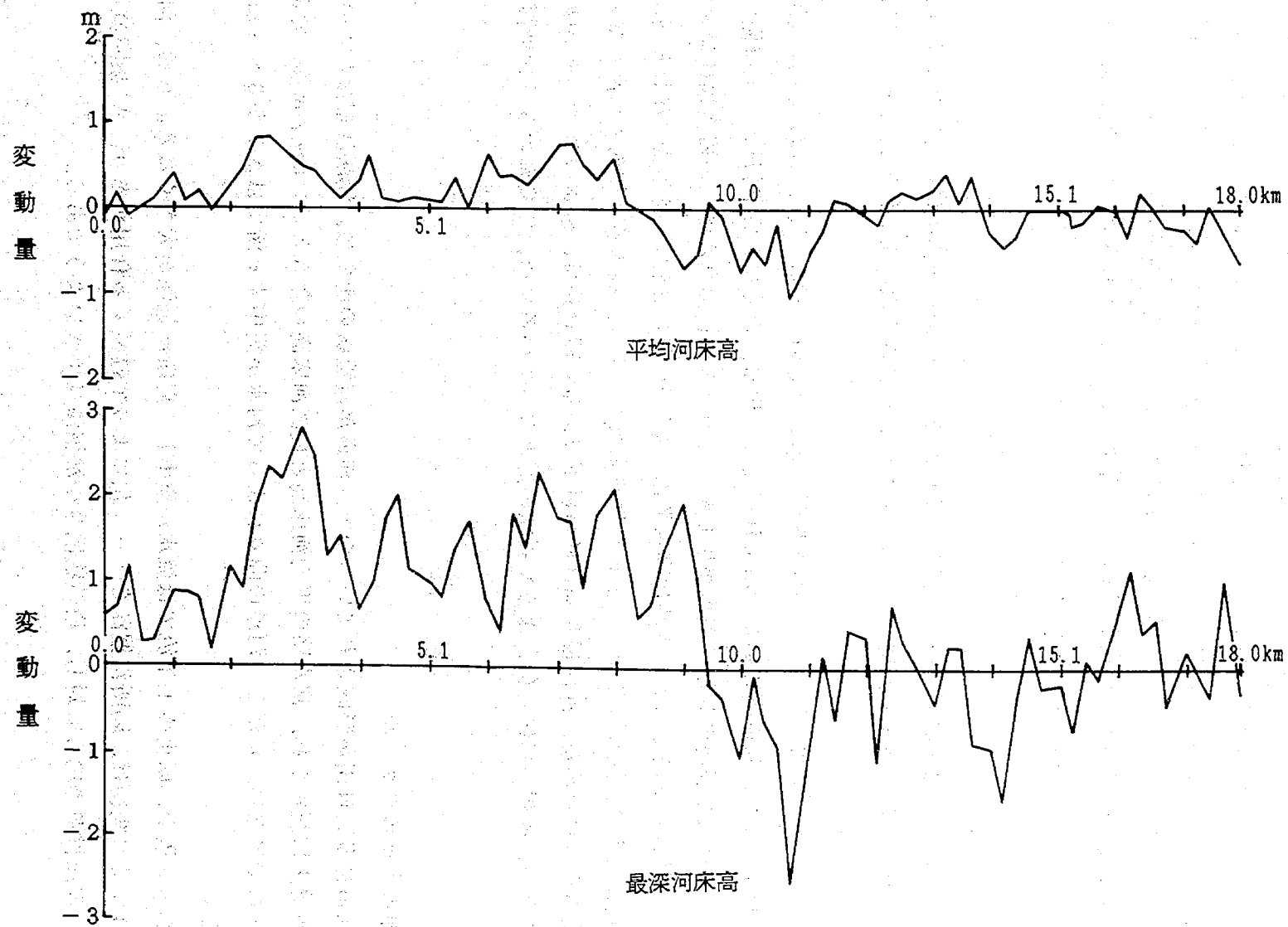


図-2.18.2 河床変動量 (昭和43~44年)

2-8 河岸の侵食と深掘れ

1) 水衝部位置の変化

図-2.19は、蛇行（滞筋位置）の経年変化図を示したものである¹⁾。6.0kmより上流は、多列砂州が発生し、それが変形移動するので、固定的な水衝部は見られない。しいて言えば15.0km～14.0km左岸側である。6.0km下流も同様であるが、多少自然堤防帯的な特性を持つこと、河道形状が直線状でないこともあって、4.5km左岸、2.0km右岸、1.3km左岸に滞筋が寄ることが多い。堤防の欠壊や河岸侵食位置が、この水衝部位置とは必ずしも一致しておらず、洪水時に発達する砂州に伴う偏流が大きな原因となっている。

2) 河岸侵食位置と侵食量

常願寺川のような急流扇状地河川の河岸侵食形態は、その河岸物質が河床材料と同じ粒度物質からなっているため、河岸前面の洗掘、砂州の形成を伴いながら流水による掃流力によって侵食されるタイプ（受食型）である。

図-2.20は、高水敷部の侵食幅とその高さの関係を示したものである¹⁰⁾。既往最大の流量規模に近い昭和44年洪水は、河道内のいたる所で河岸侵食が生じ、とくに7.0km付近より上流側河道で河川構造物の破損や堤防の欠壊、破堤が生じた。このときの自然高水敷部の侵食幅は最大で約115m、平均で約90m前後である。当時は高水敷化した部分と常水路との高低差すなわち高水敷高は2.0m前後であり、現在より小さい。近年は河床低下によって高水敷が相対的に高くなり、かつ出水規模も小さいためか、河岸侵食幅は50m以下である。侵食長は、侵食のスケールが砂州に規定されるため、砂州の形状と似たような孤状の形となっているため、侵食幅の5～10倍程度である。

3) 深掘れの原因とそのスケール

常願寺川河道は多列砂州が形成されているので、河道が直線状の所では、局所洗掘深がこの砂州のスケールで主に規定され、常水路の平均河床高と最深河床高の差 ΔZ は1.5～2m程度であり、あまり大きなものではない。ただし、河道の曲りによって河水が集中する所では ΔZ が3～4mにも達している。

また、水制の周辺や、床止め工下流では流水が集中し、局所洗掘深が大きくなる。なお、河床材料中に存在するC集団は、局所洗掘深をアーマ化によって軽減する作用があり、A'集団のみからなる均一河床材料の場合に対し、構造物回りの洗掘深は小さいようである。

4) 河岸の侵食形状

高水敷（寄り州）の河岸形状について、ここでは河岸侵食面に重点をおいた著者らの1990年11月の調査結果について以下に述べる。調査した河岸侵食箇所は、左岸側が12.4km, 9.5km, 7.7km, 4.0km付近の4箇所、右岸側が11.3km, 10.8km, 10.1km, 4.5km付近の4箇所である。

凡 例			
昭和年度	記号	昭和年度	記号
29		36	— — — —
30	———	37	———
31	———	38	~~~~~
32	———	41	———
33	———	42	———
34	———	43	———
35	———	52	———

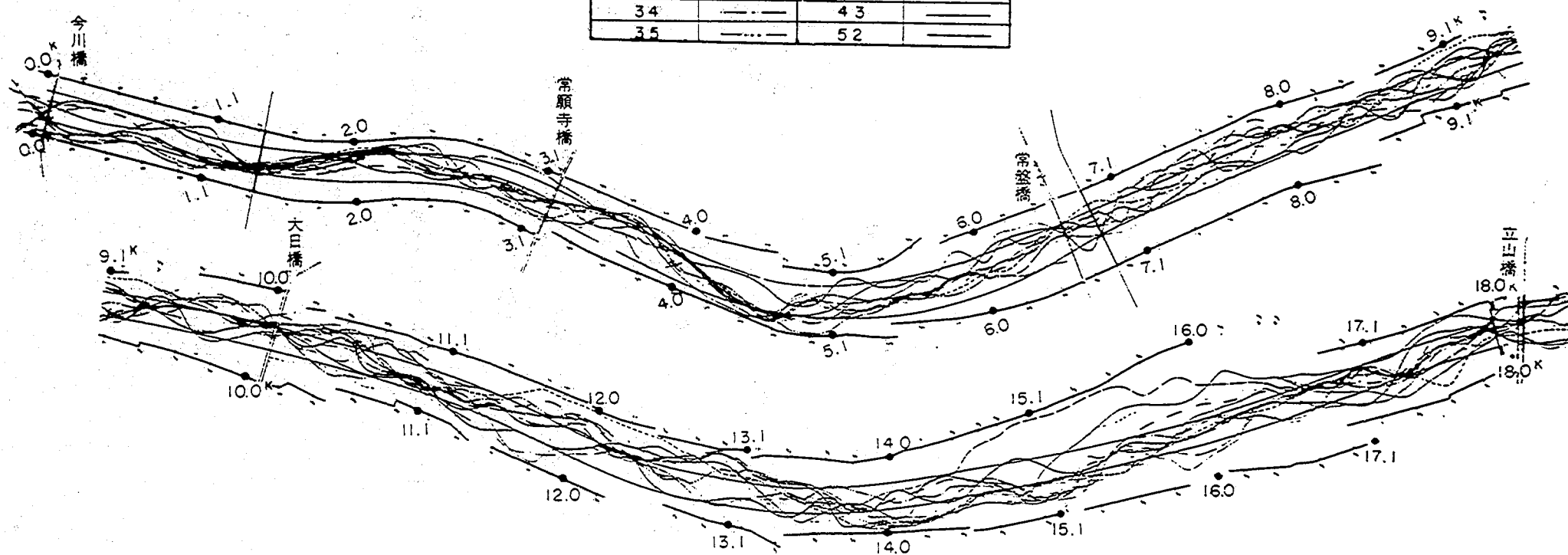


図-2.19 蛇行の経年変化図

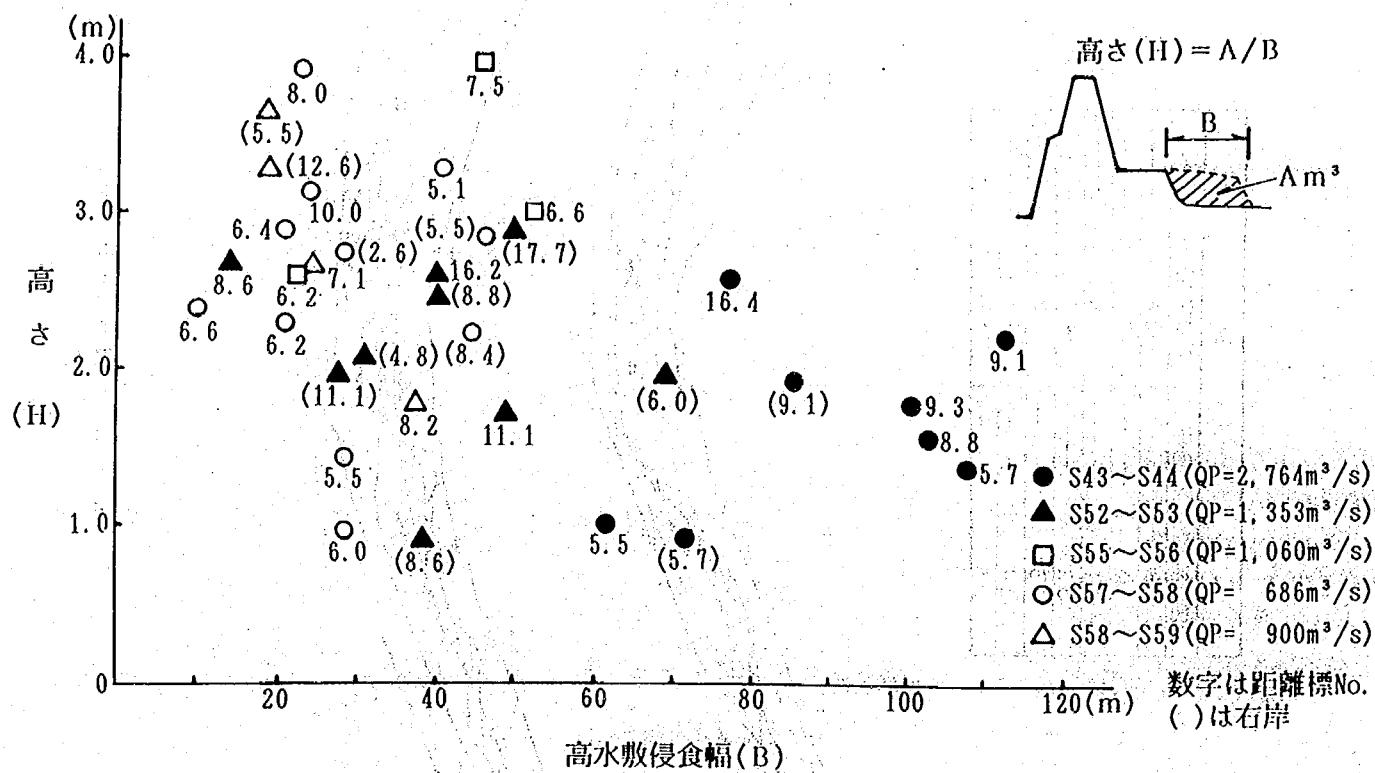


図-2.20 出水による高水敷の侵食幅と高水敷高の関係

・ 12.4km付近左岸側

新常願寺橋下流の低水路左岸側に生じていた侵食箇所である河岸侵食長は約100m以上に及んでいる。侵食面は図-2.21.1, 写真-2.3に示すように、高さ約2.5mで上層部(約1.7m)がほぼ垂直となっている。河床材料は、上層部がBおよびA集団の砂利と玉石で構成されており、それより下ではC集団の粒径約300~500mmの巨石で占められ、底面付近の斜面角度は約32°である。

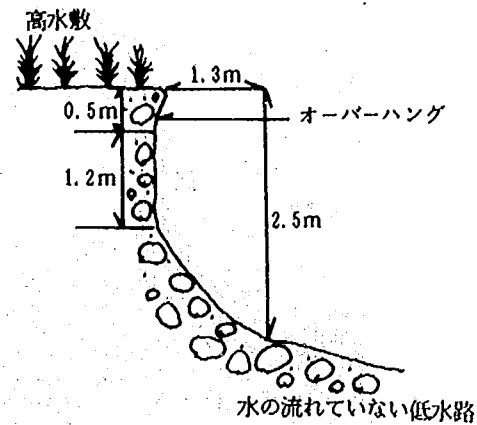


図-2.21.1 河岸侵食部の断面形
(12.4km付近左岸側)

・ 9.5km付近左岸側

砂州形成に伴う偏流によって生じた河岸侵食箇所である。侵食面は、長さ約500mに及び、その高さは約1.6mである。侵食面は、図-2.21.2に示すように上層部の約60cmがほぼ垂直となっており、その下の水際までの斜面の角度は約27°である。河床材料は、垂直面がAおよびB集団で構成されており、下層の斜面部分は粒径の小さな材料が流送されて径10~20cmの玉石で占められている。

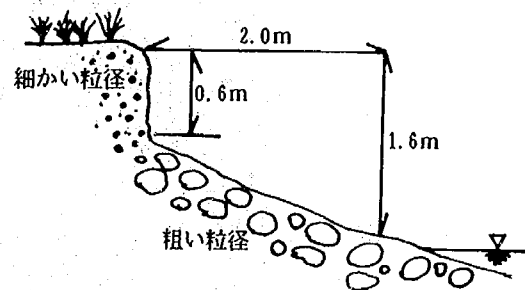


図-2.21.2 河岸侵食部の断面形
(9.5km付近左岸側)

・ 7.7km付近左岸側

玉石張りの低水護岸とその前面に根固め水制が設けられ、根固め水制周辺はきれいに整正されており、洪水はまだ経験していないようである。この低水護岸前面の低水路内の滞筋部に生じていた侵食箇所である。侵食防止のために六脚ブロックが水制状に2箇所投入されていた。侵食面は図-2.21.3, 写真-2.4に示すように、先の9.5km付近左岸側と同様に上層部の約60cmがほぼ垂直となっていて、その下の水際までの斜面の角度は約34°である。河床材料は垂直面が玉石混じりの砂利層となっており、底層は細粒部が抜け出し、径10~20cmの玉石で覆われている。

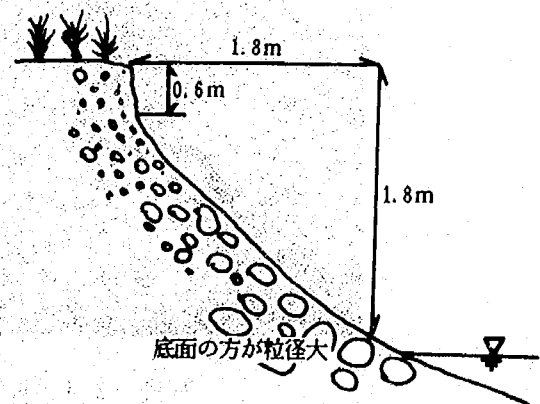


図-2.21.3 河岸侵食部の断面形
(7.7km付近左岸側)



写真-2.3 12.4km付近左岸側の侵食面の状況

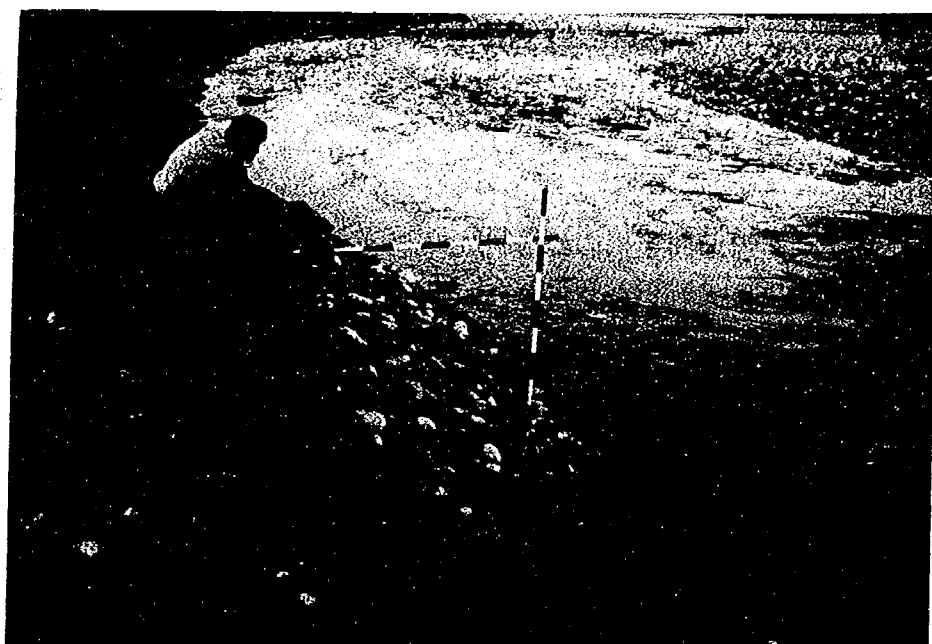


写真-2.4 7.7km付近左岸側の侵食面の状況

・ 4.0km付近左岸側

溶筋が左岸側に寄って湾曲した箇所の侵食面である。河床勾配が緩くなり、ここから下流では砂分がかなり多い。侵食面は図-2.21.4に示すように、垂直面は砂と礫混じりの砂が層状になっていて、その下の斜面部分の表層は径5～10cmの砂利となっている。斜面の角度は約 27° である。

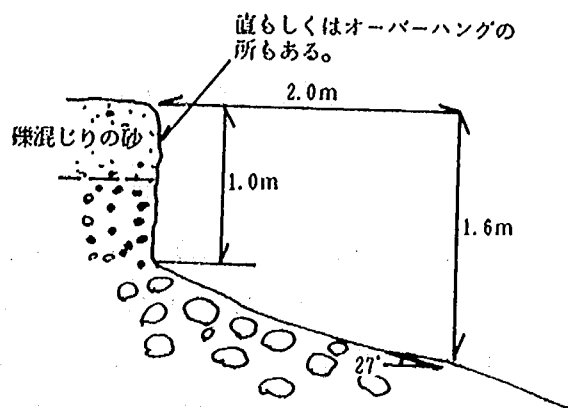


図-2.21.4 河岸侵食部の断面形
(4.0km付近左岸側)

・ 11.3km付近右岸側

砂州による偏流で生じた侵食である。図-2.21.5に示すように、侵食面の高さは比較的小さく、侵食発生後かなりの期間が経過した状態の箇所である。侵食面より底面の河床材料粒径の方が大きく、径50cm程度のC集団の材料も一部見られる。侵食面の角度は約 31° である。

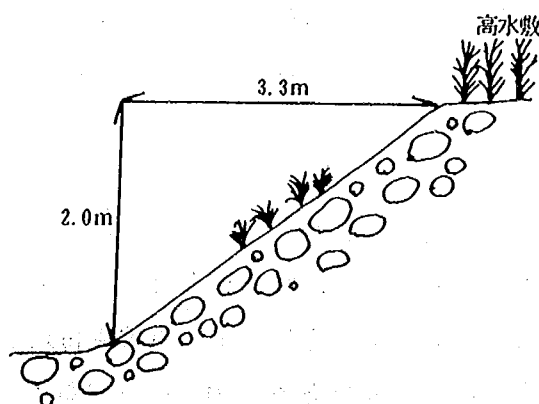


図-2.21.5 河岸侵食部の断面形
(11.3km付近右岸側)

・ 10.8km付近右岸側

11.3km付近の下流側に生じていたさらに規模の大きい侵食面である。図-2.21.6、写真-2.5に示すように上層部の約1.0mがほぼ垂直となっており、侵食面の高低差は約3.5mである。斜面の角度は約 40° であった。侵食面の河床材料は上下層ともほぼ同じであり、径5～20cm程度の礫が多い。河床面の表層材料は、この付近を境にして上流河道より小さくなり、10～20cmの均一粒径が目立つようになる。

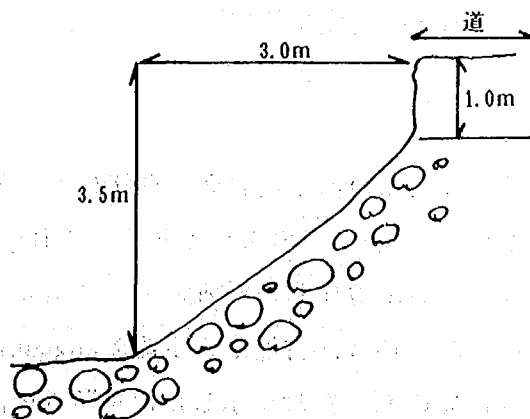


図-2.21.6 河岸侵食部の断面形
(10.8km付近右岸側)

・ 10.1km 付近右岸側

大目橋の直上流右岸側の高水敷化した部分の侵食面である。図-2.21.7および写真-2.6に示すように、垂直面は約3.0mあり、地表に生えている樹木の根が影響しているようである。垂直面の河床材料粒径は、表層の1.0~1.4mが20~50cmの巨石混じりの礫層となっており、その下の中層部分は粒径が小さくなり、砂混じりの砂利層となっている。底層は粒径が大きくなって2~20cmの礫で占められている。水際部の斜面は20~50cmの巨石が表層を覆っており、その角度は約27°である。なお、この侵食面の高水敷は周辺の高さに比べ、かなり高いことから、人工的に造成された河岸とも考えられる。

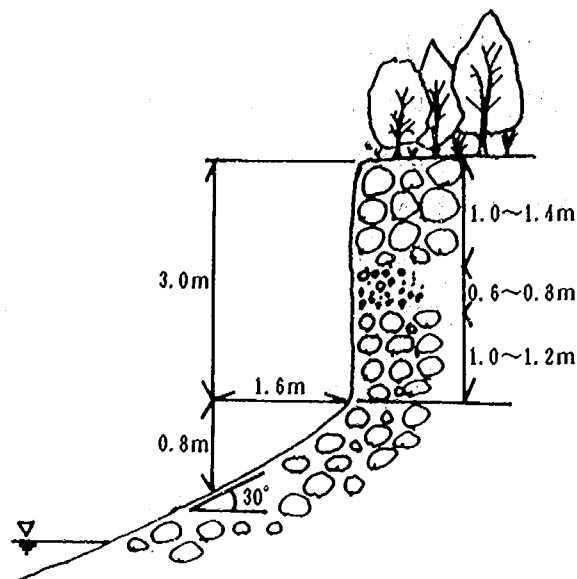


図-2.21.7 河岸侵食部の断面形
(10.1km付近右岸側)

・ 4.5km 付近右岸側

低水路内の河床に、沖積粘土と埋没していた大木の切り株が露出している地点付近の右岸側の侵食面である。図-2.21.8および写真-2.7に示すように侵食面の表層は、径2~5cmの砂利で占められているが、底層付近は砂および粘土層となっている。水際付近は、粒径5~6cmの砂利で占められており、その斜面角度は約32°である。

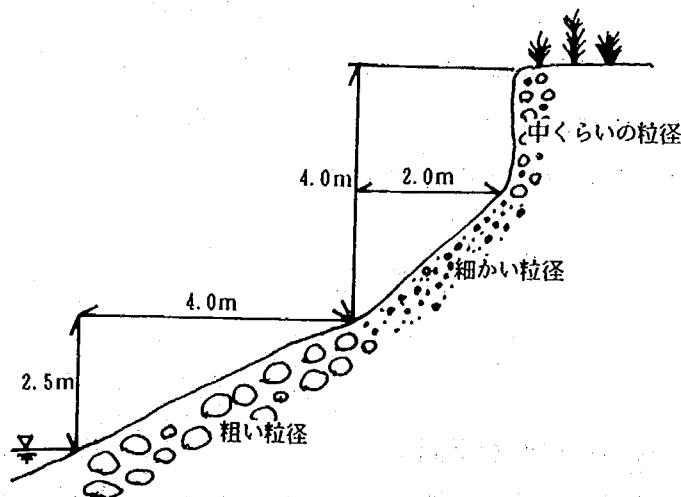


図-2.21.8 河岸侵食部の断面形
(4.5km付近右岸側)

以上各調査地点の河岸侵食面の形状について述べたが、これらの高さや底面付近の斜面の角度等をまとめると表-2.5のようである。これによると底面付近の斜面角度は30~35°である。侵食面の高さは、高水敷化した場所によっても異なるが、10.0km付近から上流のSegment 1-2で約3.0~4.0m程度、10.0km付近から下流のSegment 1-3~1-4および2-1が約2.0mとなっている。これは先の図-2.20に示した侵食断面の高さより若干大きい、ここで測定した河岸侵食面はとくに河床高（高水敷状テラス高とその前面の河床高）の高い所で測定されたためである。なお、河岸侵食部の底面はアーマ化されて粒径が大きくなっている。このアーマ化は、河岸の侵食や洗掘を多少軽減していると思われる。



写真-2.5 10.8km付近右岸側の侵食面の状況



写真-2.6 10.1km付近右岸側の侵食面の状況

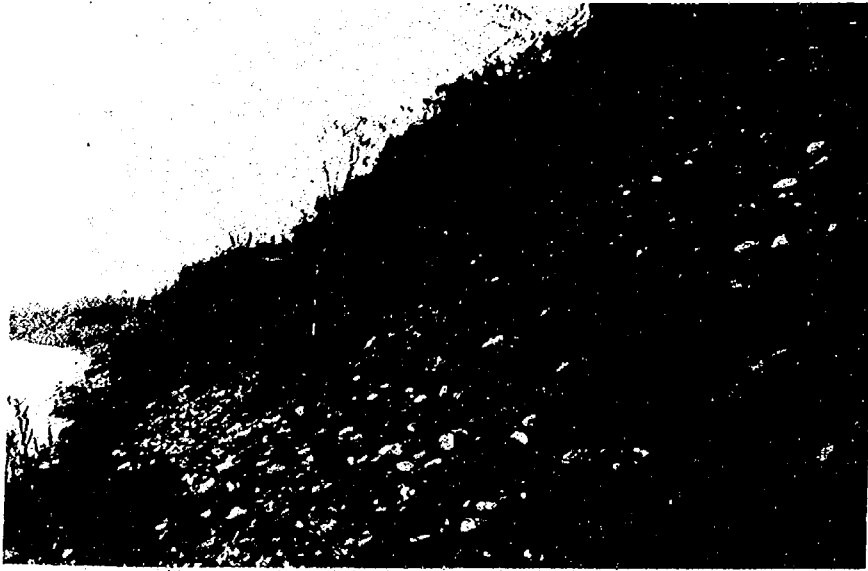


写真-2.7 4.5km付近右岸側の侵食面の状況

表-2.5 河岸侵食面の高さおよび斜面の角度

調査地点	Segment 区分	高さ(m)	角度(底面)
12.4km左岸	1-2	2.5m	32°
11.3km右岸	1-2	2.0m	31°
10.8km右岸	1-2	3.5m	40°
10.1km右岸	1-2	4.6m	27°
9.5km左岸	1-3	1.6m	27°
7.7km左岸	1-3	1.8m	34°
4.5km右岸	2-1	6.5m	32°
4.0km左岸	2-1	2.0m	27°

2-9 高水敷の特徴

1) 植生

常願寺川の高水敷部(寄り州)は、近年大きな出水がないことから冠水頻度も激減し、写真-2.8に示すように河岸沿いに植生がかなり繁茂している。とくに18.0km~16.4km間付近の左岸側、16.8km~10.6km間付近右岸側、15.4km~11.2km間付近左岸側、10.0km~9.1km間付近左右岸、8.0km~6.0km間付近右岸側および5.1km付近から下流の左右岸の堤脚沿いに多く生い茂っている。これらの植生は約7.0km付近より上流河道の高水敷化した場所や砂州上の高水敷化されつつある場所でグミの木やすすきが生え、7.0km付近より下流河道になるとグミの木は少なくなり、柳やすすきが多くなる。また一部にニセアカシアなども見られる。このような植生分布は、河床材料粒径やその土壤に含まれる含水量等の特性の現われである。なお、これらの植物の特徴は次のようである^{(11), (12)}。

・アキグミ(別名アワグミ、ヤマグミ、カワラグミ、マメグミ)

山野・河原などに生える落葉底木。葉は、互生、長楕円形で長さ4~7cm、幅1~2.5cm、下面は銀白色の星状りん片に覆われる。新しい葉のわきに短い小枝を出し、数個の花が散形状に付く。果実は球形~広楕円形でかたまって付き、10月~11月に赤色に熟す。実は食べられる。

高さ: 2~3m。花期: 4~5月。分布: 北海道(西南部)・本州・四国・九州。

・ススキ(別名カヤ、オバナ)

到るところの原野に普通な多年草。稈は高さ1~2m、葉と共に多数叢生して大株を作る。葉は長い線形根生および稈の基部につく、長さ50~80cm、幅0.7~2mm、硬く太い中肋がある。花序は頂生の散房で長さ15~30cm、総は7~多数斜開し、ほとんど基部から小穂をつける。小穂は披針形で黄色を帯び、長柄および短柄のものが対となり、長さ5~7mm、芒がある。基盤の毛は斜めに開き出し、白色、帯黄褐色または帯紫色(これをムラサキススキと呼ぶ)、穂体より少し長い、少し短い。葉の幅が狭く5mm位になり、花序の総も小数のも

のがイトススキ *forma gracillimus* (Hitche.) Ohwi である。〔分布〕温帯，暖帯；北海道・本州・四国・九州・朝鮮・中国・琉球・南千島。北米に帰化。秋の七草の1つとして古代から好まれた。葉で屋根をふく。これをかやぶき屋根という。日本の乾原では優占種で，森林を伐ると先ずこれが生える。すすき原を焼くとススキが栄える。茎葉は家畜の飼料として重要である。

・カワヤナギ（別名ネコヤナギ，エノコロヤナギ）

山の溪流の近くや平野の河川のあたりに生え，時には人家にも植えられる落葉底木でたいていは叢生し，高さ0.5～2 mほどである。枝は多くて，新葉は始め絹毛があるが，のち上面は無毛となり，下面は灰色で毛が残っている。葉柄は半月形である。雌雄異株。早春，葉よりも早く無柄の尾状の花穂を上向きに出し，白絹毛を密生する。果穂は多少のかく果を密につけ，一方にかたむき，さく果は絹毛を密生し熟すと2裂して白い絹によって細かい種子を飛び散らす。

・ニセアカシア（別名アカシア，イヌアカシア）

落葉高木。葉のつけ根に1対のとげがある。葉は互生し，奇数羽状複葉で，小葉は9～19枚，卵形～長楕円形，質はやや薄く，全縁または上部に細き鋸歯がある。5～6月に葉のわきから総状花序を出し，白色の蝶形花が垂れ下がって開く。かおりがする。北アメリカ原産，密源植物として利用される。緑化用，治山用に植えられる。

2) 高水敷の河床材料

高水敷の河床材料は，7.0km付近から上流河道における水制周辺の植生が繁茂した場所で局所的に砂が堆積している箇所もあるが，他は低水路部と同じ粒度物質である。ただし低水路内の表層は，細粒分が抜け出てアーマ化されているため，河床粒径が大きく見える。7.0km付近より下流河道の高水敷は，粗砂や砂混じりの礫が層状に堆積した状態となっており，低水路内の河床材料より細かい。

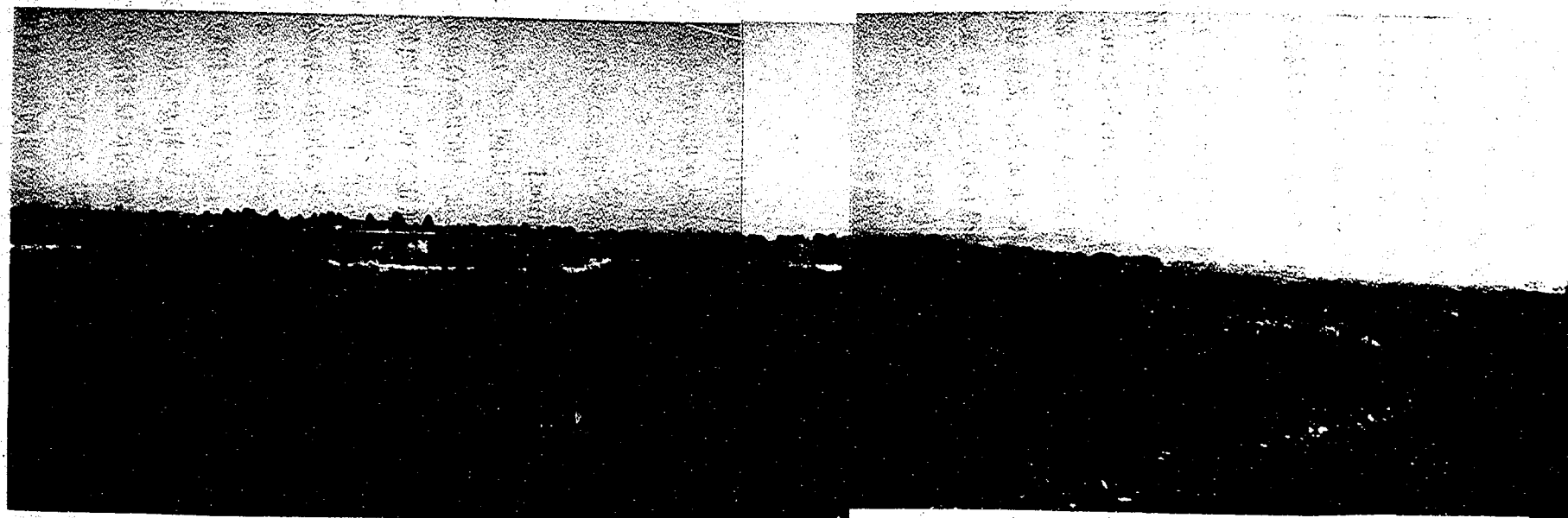


写真-2.8 高水敷の植生 (13.5km付近)

2-10 洪水時の水位変動

急流河川では、河道内に発生した砂州による流水の偏流、反砂堆の発生、水制等構造物の影響によって、写真-2.9に示すように洪水時に大きな水位変動が生じ、また左右岸でも大きな水位差が生じる。したがって、河道計画上也これらの水位変動を考慮する必要がある。

橋本は、急流荒廃河川において計画高水位は、大体の基準にすぎないものであり、湾曲水衝部では異常な水位の上昇を来すことが多く、低い流路を流れず、高い所にのし上がり異常水位（計画高流量に比べ小さい流量でも計画高水位を2～3m超過する）を示す場合がある。また減水時に土砂の堆積によって水位上昇現象があると述べている。

過去の出水記録で、既往最大流量規模に近い昭和44年8月出水（ $Q_p=2,764\text{m}^3/\text{s}$ ）の痕跡水位縦断および左右岸水位差を示したのが図-2.22である。これによると左右岸の水位差は、最大が約4.0m（11.6km付近）あり、他は、22.0km～9.0km間付近で約2.0m～3.0m、9.0km付近より下流側が約1.0m前後となっている。このような水位差は、流量規模とともに、砂州の形成とその発達状況によって場所的にも変化する。黒部川の痕跡水位記録によると、流量規模が大きい場合はもちろん、流量規模が小さくとも水位差がかなり大きい結果が得られている。また、左右岸水位の変化状況やその位置は洪水ごとに異なる。なお、水制による堰上げによってその上下流でも大きな水位差が生じるため、これらの影響も左右岸水位差に含まれている。

2-11 粒径集団と小Segment

常願寺川の河床材料は粒径約50cmの集団、約25～20cmの集団、4～1.5cmの集団、1.0～0.3cmの集団、および0.05cm程度の中砂の集団からなり、この集団の洪水時の動きが異なるので河床に働く掃流力の場所的違いによって分級現象が生じることを先に述べた。ここでは常願寺川の河床材料の各集団がSegment毎にまた砂州上でどのように分級（集団毎の割合の変化）されるか実態について述べることにする。

常願寺川のSegment 1-1, 1-2の代表的な粒度分布形は図-2.23に示すようなものであり、平均年最大流量時の各粒径集団の平均の無次元掃流力 τ_* は、図中の()の数字程度である。これより、洪水時の小規模河床波は平坦河床あるいは反砂堆と推定され、平均年最大流量時ではC集団がほとんど動かず、A'集団は掃流砂、B集団はwash load、A'', A'''集団はそれぞれ掃流、浮遊と考えられるが、これらの各粒径集団は、河床に働く掃流力との地点に輸送されてくる各集団毎の土砂量に応じて、各集団の河床に存在する割合を変化させる。同一掃流力であっても小礫成分の輸送量が少なければ河床材料は小礫成分が少なくなり粗粒化し、多ければ細粒化する。

砂利河川における小Segmentの接合部での勾配の変化は、砂利から砂に変る地点の勾配の変化ほど急激なものでないので、粒径の変化は大きくないが、大略的には掃流力の変化に応じて各粒径集団の割合、またC集団、A'集団の粒径が変化している。図-2.11で示した小Segment毎のC, A', A'', A''', B集団の粒径を平成元年（1989年）調査資料、現地河床材料の観察より求めると表-2.6のようである。小Segmentの河床材料の平均粒径と洪水時に河床に働く掃流力は、密接に関係し、

各小Segmentの平均年最大流量時の d_{50} に対する無次元掃流力は、0.05～0.06程度となっている。

図-2.24の実線は、日本の河川における平均年最大流量時の河床に働く掃流力 u_*^2 と平均粒径の関数の平均的な関係を示したものである³⁾。常願寺川のように、A'集団の割合が40%程度近くあると、河床変動や河道のスケールを規定するC集団とA'集団の代表粒径とA''集団以下のものを含む集団の平均粒径 d_m との差異が大きくなり、 u_*^2 と d_m の関係は、同図中の実線と合わなくなる。そこで代表粒径 d_R を用いて関係を示した。同図に黒部川、常願寺川の各Segment毎の u_*^2 と各SegmentのC集団とA'集団の平均的な粒径（代表粒径と定義する）を示してある。これによると急流扇状地河川の大粒径を持つ河道においても、河床材料の代表粒径 d_R と洪水時に働く力（掃流力）は密接に関係していることが分かる。

表-2.6 Segment区分と河床材料の関係

Segment	区間(km)	河床勾配	粒 径 (mm)				
			C 集団	A'	A''	A'''	B
1-1	18.0～15.3	1/60	800～400	400～100	100～20	20～3.0	3.0～
1-2	15.3～10.0	1/70	800～400	400～100	100～20	20～3.0	3.0～
1-3	10.0～7.1	1/100	400～200	200～60	60～15	15～2.0	2.0～
1-4	7.1～4.8	1/250	300～100	100～40	40～5	5～1.0	1.0～
2-1	4.8～0	1/800	100～40	—	—	—	1.0～0.3
			—	1.0～0.3	—	—	0.3～

2-12 災害形態とその原因

急流河川の洪水による災害の形態は、緩流河川に多く見られる越流による破堤とは異なり、侵食による災害という形態が多い。常願寺川の被災事例は、図-2.25に示すように、多列砂州の形成発達に伴う偏流が大きな要因になっており、河道の平面形による水衝部位置とは必ずしも一致していない。また過去の被災内容と流量規模の関係は、流量が約400m³/s以上になると護岸等の構造物に被災が生じ、約1,500m³/s以上では堤防が決壊し、さらに約2,000m³/s以上になると破堤するような災害が生じている。また護岸、水制の破壊は、図-2.26および写真-2.10に示すように構造物の周辺の河床洗掘に伴う転倒、流出によるものが大部分である。河岸沿いの洗掘に影響を与える要因には種々のものがあるが、常願寺川で考えられる要因を挙げれば次のごとくである。

①平均河床高の変化

河道計画、砂利採取のための河床採掘は、平均河床高をそれだけ下げる。この低下量に応じて、深掘れ部の河床高も低下する。

②河道の平面形状

川幅の狭いところは洪水時河床が低下する。また、平面形状が湾曲あるいは蛇行していると、流れの片寄りによって、深掘れが生じる。

③砂州

砂州の垂直スケールは、水深と同程度のスケールを持つため、河床高が低い所が生じる。

④構造物

流れの中に構造物があると構造物まわりの流速が増大するため、局所的に深掘れが生じる。橋脚や水制まわりの洗掘量は、構造物の規模、流れの強さ、構造物のまわりの河床材料にもよるが水深規模のスケールを持っている。

⑤玉石の衝突

急流扇状地河川においては、洪水中に大量の玉石や巨石が流動する。この流動する巨石が護岸等の河川構造物を破壊する。橋本はこれについて、次のように述べている⁶⁾。

常願寺川や黒部川では、洪水時堤防の上で耳を澄ましていれば、石の流れる音がまるで鉄橋の上を汽車が走るように聞えるのである。そして時には火を発し、ぶつかり合いながら流れることさえあるという。そして水が踊るところ必ず石が踊っているのである。だから玉石張り（当時は空石張りと考えられる）にこの流動する巨石がぶるかと玉石がぽかっと背後に引き込む。玉石張りでは一つの玉石が引き込んでもちまちま周囲に弛みを生じ、そこから崩壊をはじめて行くのである。普通河川においては、護岸の生命は根固めにありと言い、法面から崩壊することはまれであるが、急流荒廃河川においては流動巨石による法面からの崩壊原因が多かったと言われている。これらに対処するには、巨石の衝撃に耐え、張石が引き込まない程度の強固な法履工を必要とする。なお、現在は目潰コンクリート施工がすべて行われ練り石張りとなっており、このような原因による破壊はほとんどないと推察される。

これらの要因のうち、影響の大きいものから順にならべれば、急流河川では①、③、④、②、⑤となろう。



写真-2.9.1 S44年8月出水時の水面形状

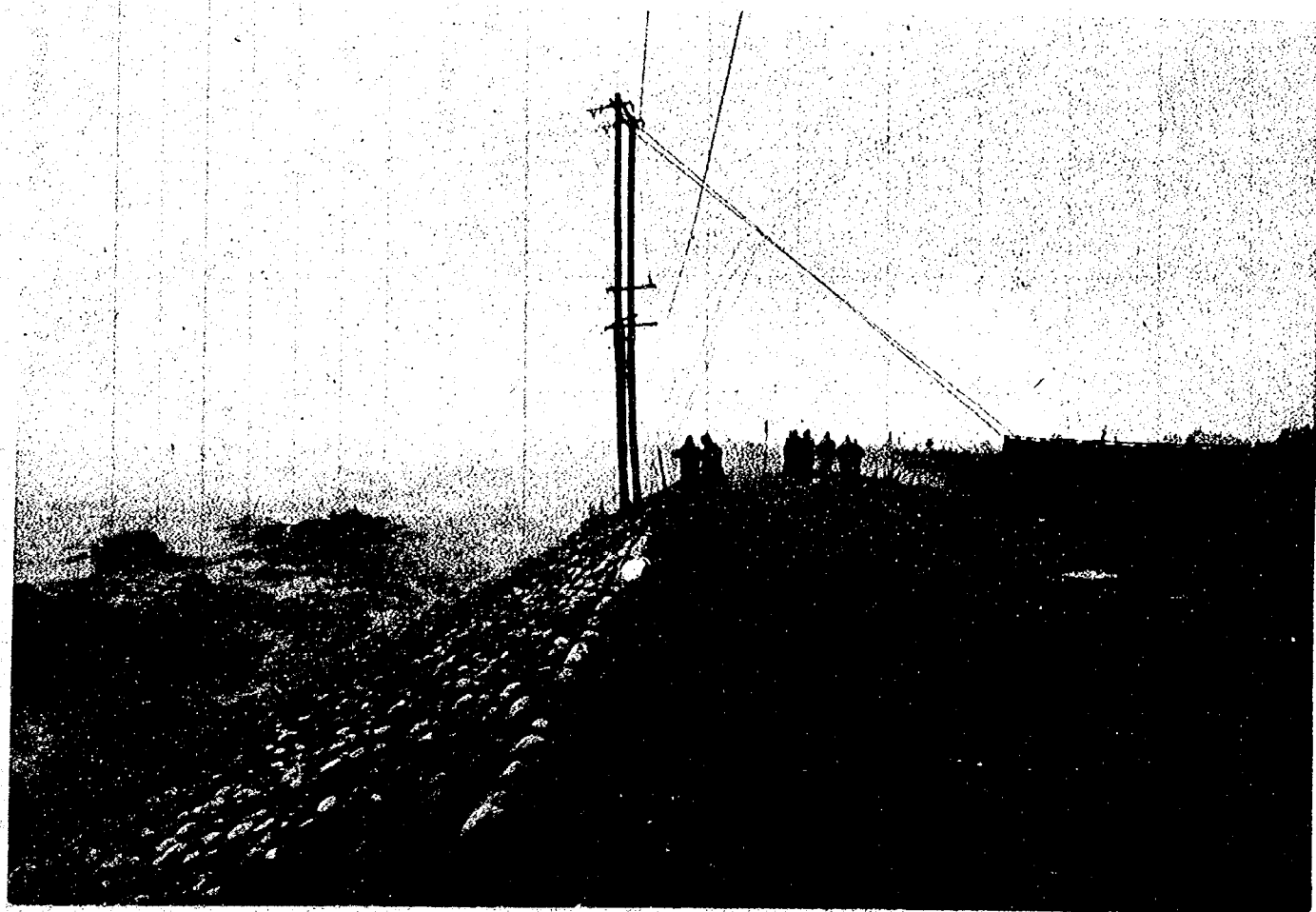
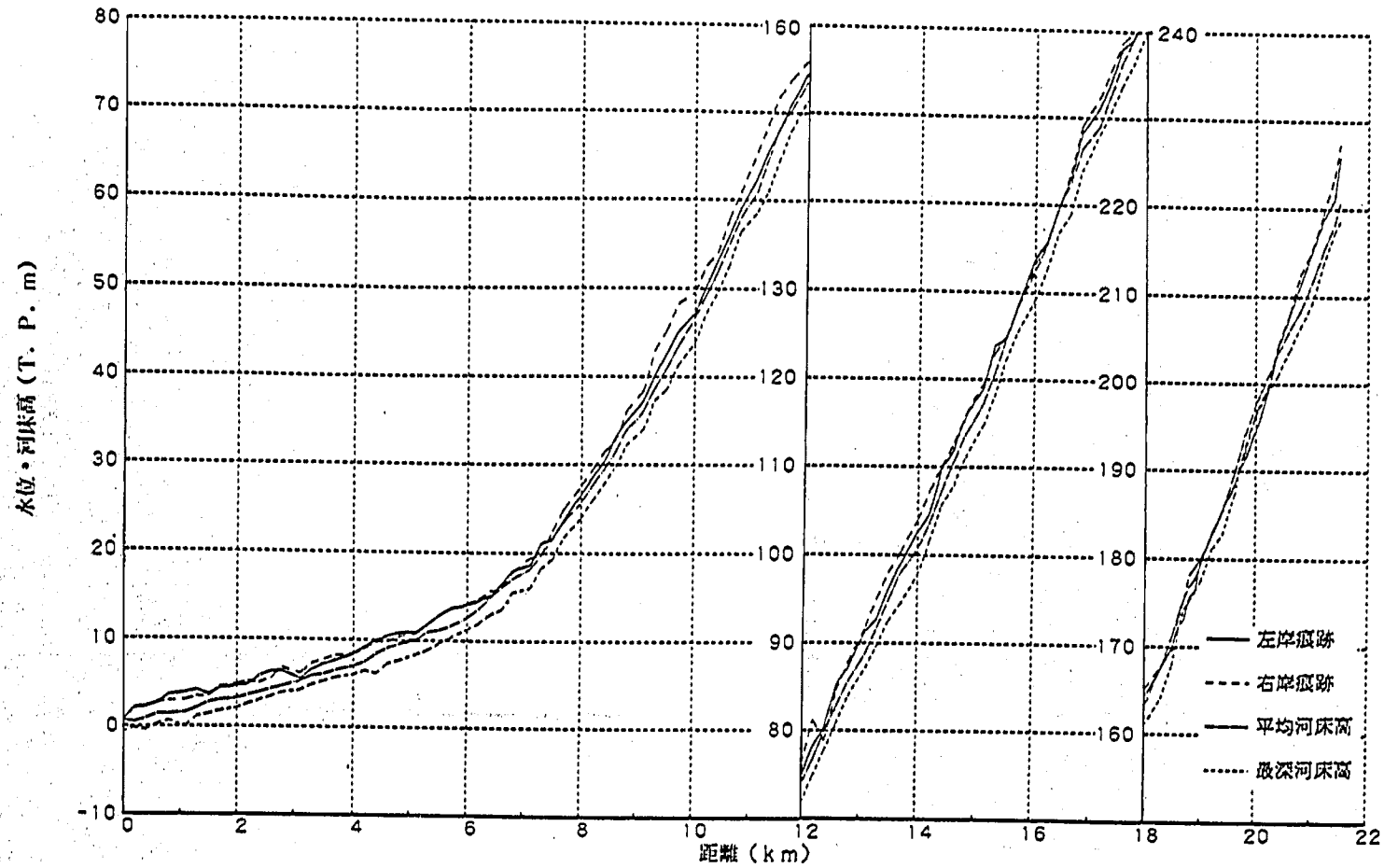
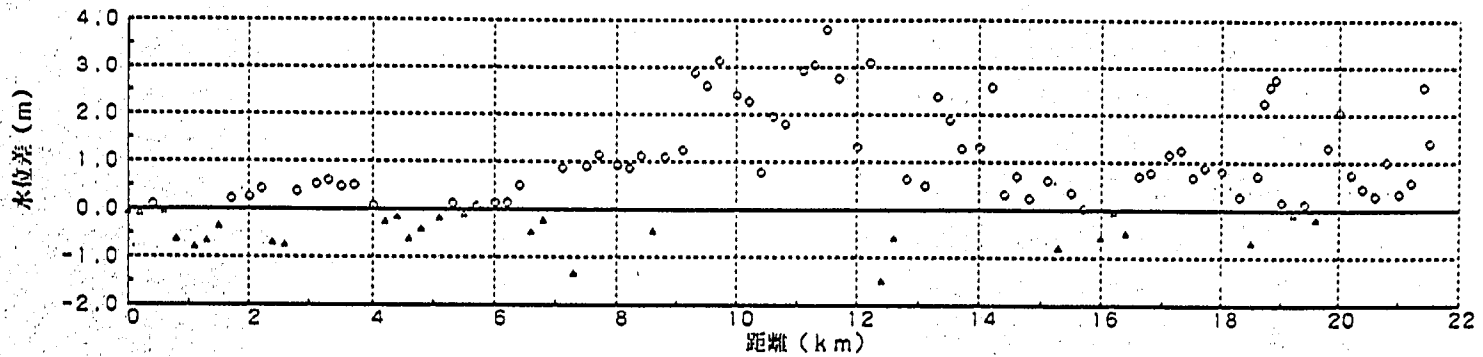


写真-2.9.2 S44年8月出水時の水面形状



痕跡水位縦断面図



痕跡水位差縦断面図 (左岸基準)

図-2.22 痕跡水位および左右岸水位差縦断面図 (昭和44年8月出水 $Q=2,764\text{m}^3/\text{s}$)

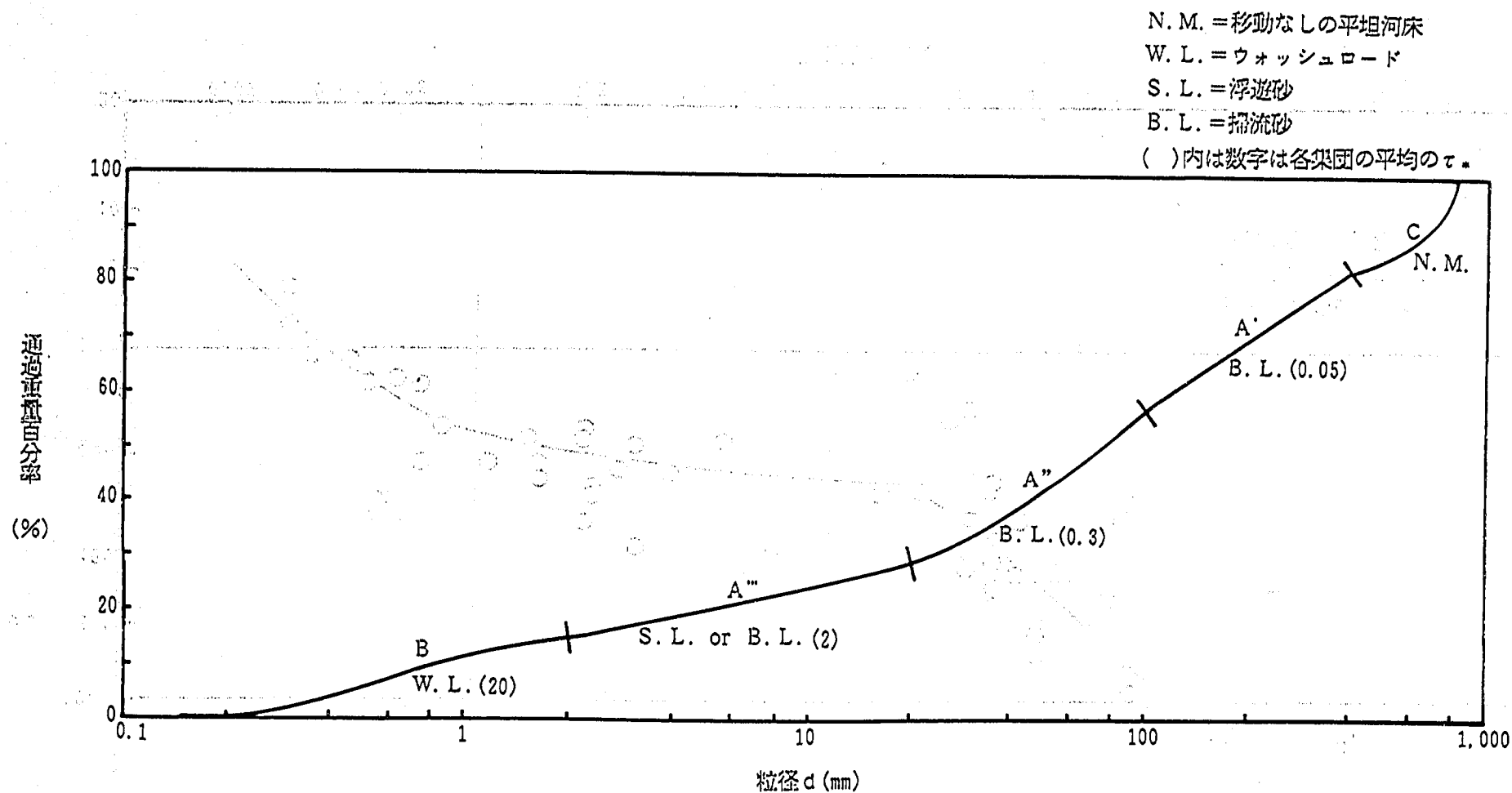


図-2.23 平均年最大流量時の河床材料の運動形態

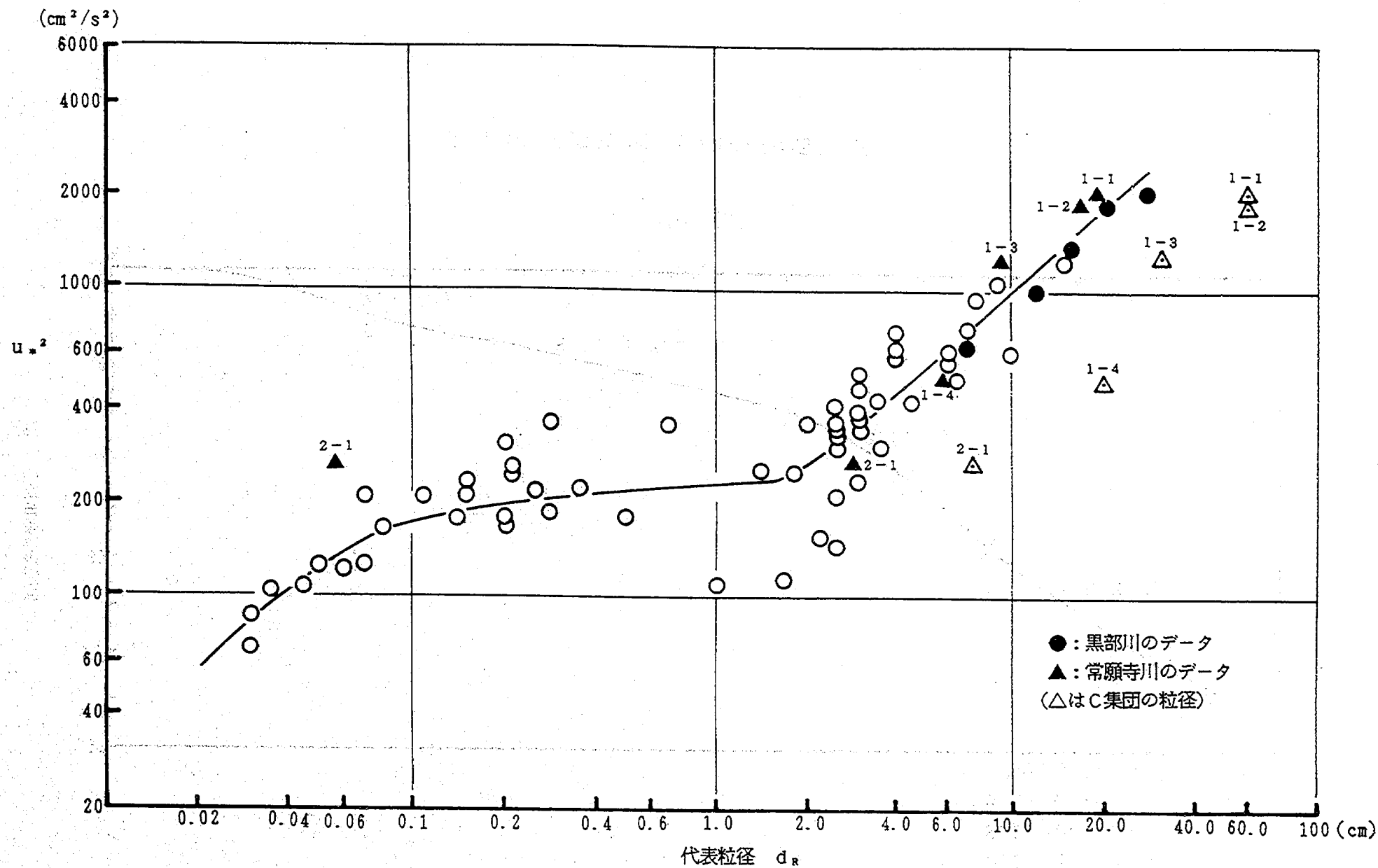


図-2.24 日本の河川の u_*^2 と d_R との関係

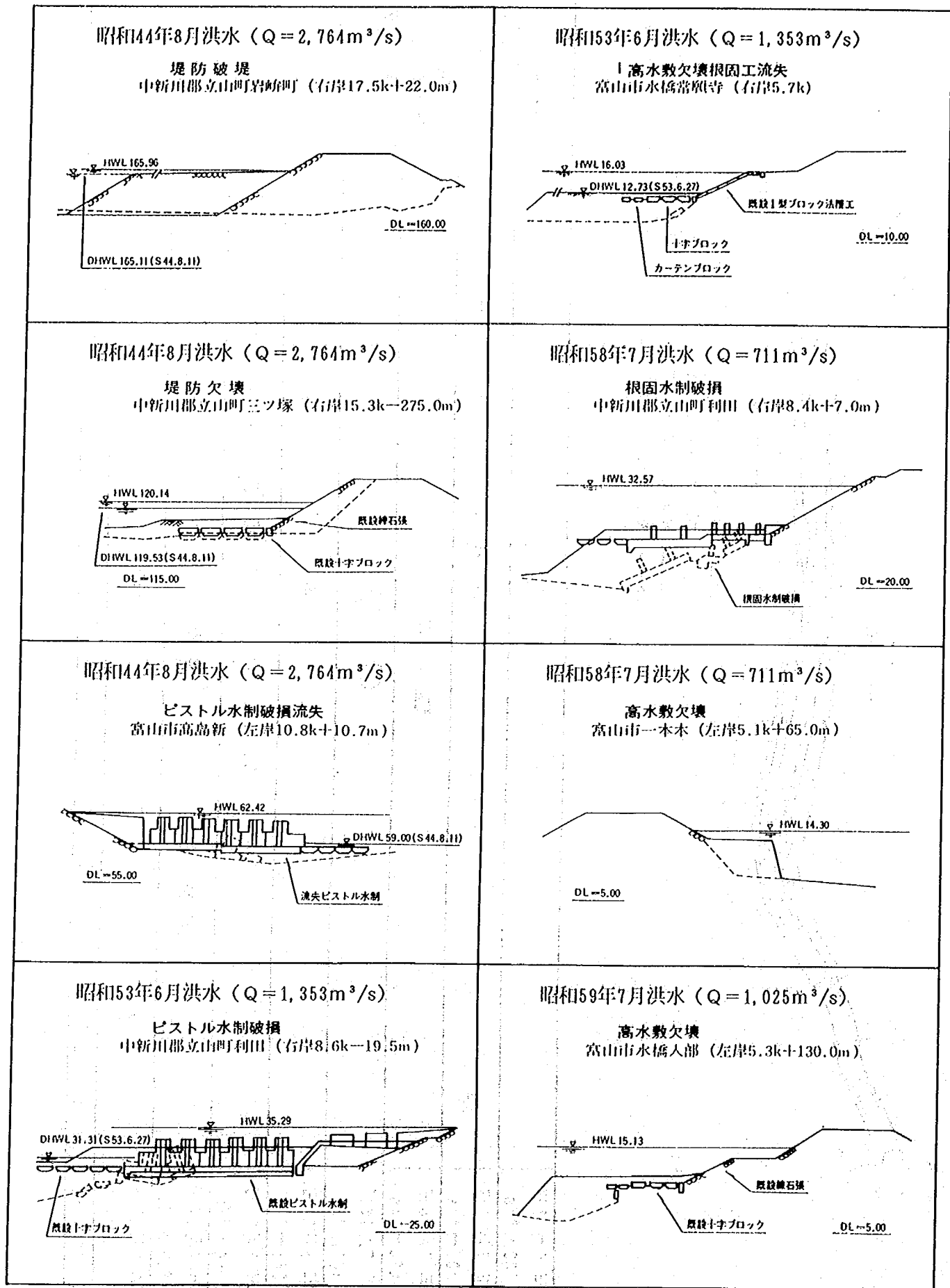


図-2.26 主な侵食被災箇所横断面図

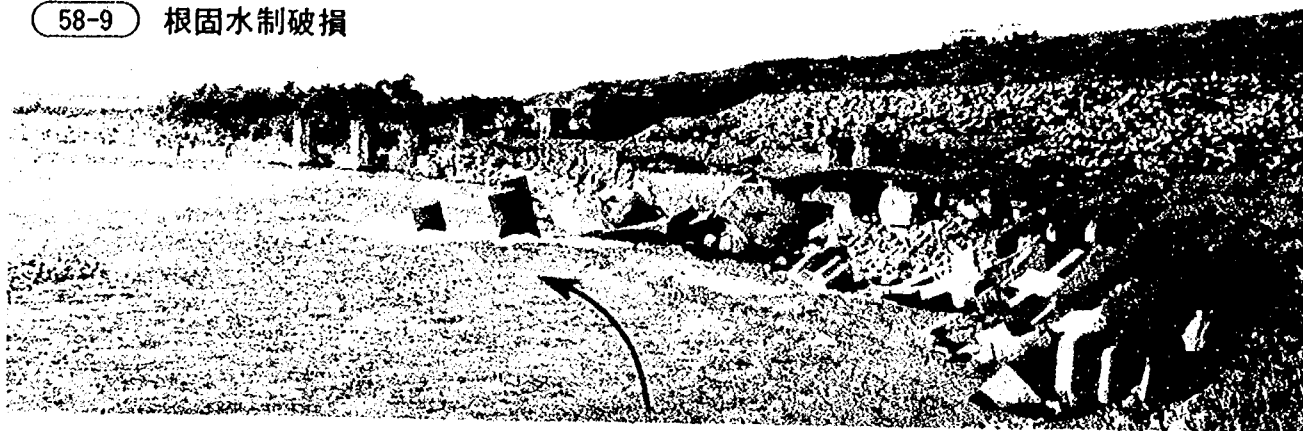


写真-2.10 根固め水制破損

2-13 河床の長期的変動の予測

1) 検討概要

河道全体の長期的な河床変動を予測し、将来の河床の安定性等を検討するような場合、現地資料の解析とともに、河床変動計算による検討が必要である。ここでは富山工事事務所が実施した河床変動解析による長期的な河床変化予測についての検討結果を要約して以下に述べることとする¹³⁾。

2) 計算モデルの設定条件

①計算方式

一次元河床変動計算とし、河床材料は粒度分布を考慮し、交換層により河床材料の粒径変化を表現できるものとした。流砂量式は、掃流砂および浮遊砂量とも芦田・道上の式によるものとした。

②河道条件

断面は、河道(0 km)から横江堰堤上流(26.7 km)の区間の $\Delta X \approx 200\text{m}$ ピッチの全127断面とした。断面形は河床変動幅以下を矩形断面、それ以上を昭和63年断面でモデル化した。河床変動幅は、昭和43年断面と昭和63年断面の横断重ね合わせ図および形状から設定した。水理量を算出する流路幅は、レジューム則($B_r = \alpha \sqrt{Q}$)で与えるものとし、係数 α は水面幅が常水路幅一杯になるような流量時には流路幅が常水路幅になるように設定した。

③河床材料

河床材料粒径は、昭和63年度調査による粒度分布(大粒径成分の補正あり)を初期条件として設定し、交換層厚は、最大粒径程度を考え、 $\Delta Z = 0.5\text{m}$ とした。

④流量条件

昭和43年11月から昭和63年10月の20年間の瓶岩観測所時刻流量をもとに計算流量時系列を作成した。計算対象流量は $Q \geq 200\text{m}^3/\text{s}$ 以上を対象とした。

⑤供給土砂量

26.7 kmにおいて、本宮堰堤上流河道の土砂流送能力に対応した土砂量を供給するものとした。本宮堰堤の土砂流送能力は、堆積勾配を $i = 1/66$ とし、算定する断面は堰堤上流400 mの川幅が最も広く掃流力が小さくなり、流下土砂量を規定する27.4 kmの断面を設定した($14,509 \times 10^3/\text{m}^3 \cdots 100\text{年間}$)。

⑥粗度係数、下流出発水位

定められている計画粗度係数をもとに、6.2 kmより下流の粗度は2割減、上流の粗度は3割減とし、次の値を設定した。

0.0 km ~ 2.2 km $n = 0.024$

2.4 km ~ 6.2 km $n = 0.03$

6.4km～9.7km $n = 0.039$

10.0km～上流 $n = 0.042$

河口出発水位は、河口部の河床勾配 ($i = 1/900$) と0.0kmの昭和63年断面特性を用いて、 $n = 0.024$ とした等流計算により算出した水位流量関係を与えた。

3) 河床の長期的変動状況

(1) 長期再現計算

昭和43年10月測量断面を初期河床高とし、昭和63年10月測量断面の河床変動幅内の平均河床高の再現性を検証した。この結果を図-2.27に示す。ここでケースL2は砂利採取量を反映させていない計算である(上流端の土砂供給量は20年間で、 $3,788 \times 10^3 \text{ m}^3$ である)。ケースL64は、砂利採取量として、横江堰堤上流を加え、砂利採取量を2倍とした計算である。これによると実績値に比して多少の増減はあるものの、概ね現象を再現していると言える。ただし、3.0km～12.0km間付近は、採取量を2.5～3倍とすれば再現性はさらに向上すると思われる。

(2) 将来の河床変動予測

図-2.28は昭和63年河床を基準とし、20年～100年後の河床変動高を予測した縦断図である。ただし、この計算は、将来の砂利採取量を反映させていないケースである。この結果によると0.0km～8.0kmの区間で20年で約1m前後、100年で4m前後の堆積となり、9.0kmより上流河道は、初期の20年で流下土砂量に対応した形状が出現し、その後の変動はきわめて少なくなっている。また、9.0km～上滝床固めの区間では、現況程度の土砂量が本宮堰堤上流より供給されるなら、良く安定することが示されている。

次に河道の維持掘削(年平均 $75 \times 10^3 \text{ m}^3$)に相当する土砂量について横江堰堤を流下する土砂量のうちから、これを削減(20年間で $2,816 \times 10^3 \text{ m}^3$ の土砂供給量を $1,312 \times 10^3 \text{ m}^3$ に削減)した計算結果(ケースF2)を図-2.29である。これによると0.0km～8.0km間に生じていた4m前後に及ぶ堆積は、約2m前後にまで大きく減少する結果となっている。その一方で9.0kmより上流河道における洗掘が若干増大する傾向となっている。

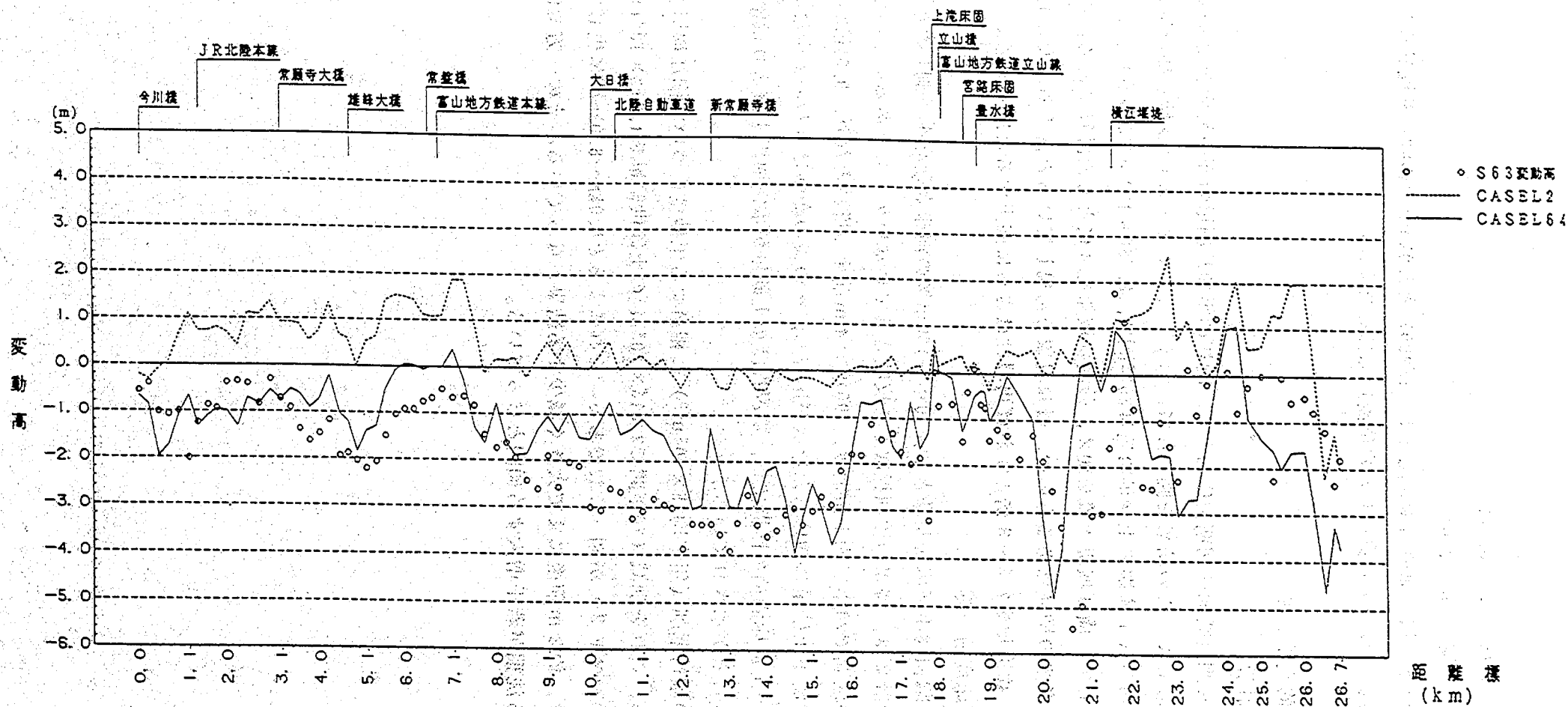
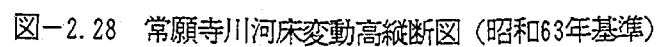


図-2-27 常願寺川河床変動高縦断面図 (昭和43年基準昭和63年)



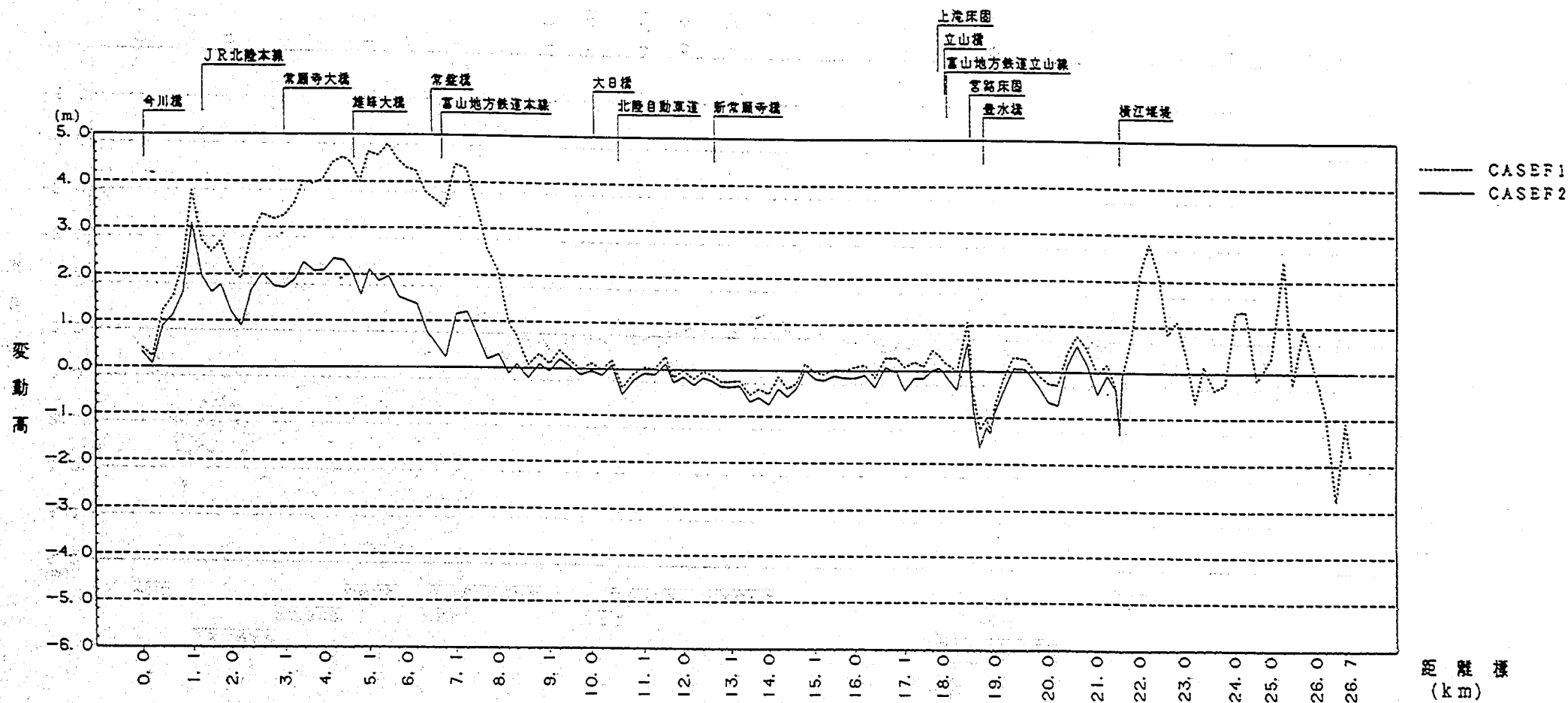


図-2.29 常願寺川河床変動高縦断図 (昭和63年基準100年後)

2-14 常願寺川の0～18.0km間河道の今後の動向

先に述べたように、常願寺川河道は、昭和24年以降に河積確保のための河床掘削を大量に行い、平均河床高で2～3m低下した。さらに昭和44年以降は、大きな出水が1度もなかったことや砂防事業等の土砂流出抑制対策によって、近年扇状地部への流出土砂が低減している。

近年大きな出水がないことによる洪水ピーク流量の低下は、掘削された川幅をそのまま維持させることとなった。川幅が狭くなり砂州の列数が少なくなった。扇状地への流入土砂が減少したため、河床材料のアーマ化が進み、そのために河床材料の移動が不活発となって、砂州が移動しなくなり、砂州の高い部分の高水敷化や滞筋の固定化が進むことになった。

常願寺川扇状地部への供給土砂の今後の動向は、洪水の発生状況によるが、粒径40～80cmの大粒径集団は上流の横江堰堤や上滝床固め上流の拡幅部等でほとんど止まってしまうので、今後供給はあまりないものと思われる。粒径20cm以下の集団は、供給されるが、水源流域の砂防事業等の進捗によってその量は徐々に少なくなると考えられる。

このようなことから河床変化は、Segment 1-1 (18.0km～15.3km) およびSegment 1-2 (15.3km～10.0km) では河床材料の粗粒化が進行しよう。河床低下量は、長期的な河床変動結果より、掘削がなければ少なく、現状の河床高はほぼ維持されると考えて良い。

Segment 1-3 (10.0km～7.1km)、1-4 (7.1km～4.8km) は、山間部からの供給砂が減少しても、そのSegmentの上流からの移動土砂によって堆積する空間である。このため砂州が固定せず、滞筋の変化が今後も生じ、さらに河岸が侵食され易い状況にあると推定される。長期的には出水による河床上昇分の維持掘削が必要となろう。

Segment 2-1 (4.8km～0.0km) は砂が河床材料の主モードを占める。このSegmentは、大きな出水により、山地の崩壊があると上流からの砂分、小礫の供給によって河床が全体に上昇すると考えられる。ただし、大出水がなければ砂防工事や河床掘削によって、河床が低下して滞筋が固定化し、河床はより安定する傾向となると考えられる。

3-1 治水事業と河岸侵食防止工法の変遷¹⁾

常願寺川の治水は古い歴史を持っている河川であるが、それは過去の歴史が物語るごとく、破壊から破壊へと猛威をふるう自然の力と人間の闘いであったといえる。

常願寺川で治水工事が行われたのは、記録によると1580年（天正8年）に当時の富山城主佐々成政が左岸大山町馬瀬口地先に堤防を築造したのが最初といわれる。その後霞堤等も含め増築が行われ、また馬瀬口地先左岸堤と常西用水の間にある松林の水害防備林は、1767年（明和6年）に富山城主が植栽したといわれ、殿様林と呼ばれている。当時の面積はかなり広大であったといわれている。その後人口増加によって、集約的農業を営むようになって堤防を築いたり、或いは越中三又、川倉などこの地方特有の工法も案出され、流路もようやく定まったのであるが、この堤防も常願寺川の土砂堆積に対応することができず河川に対する脅威はつのるばかりであった。1858年（安政5年）の大地震によって上流大鷲一帯が大崩壊をして以来、全くの荒廃河川となり、河床は水源山地より流出する土砂により年々上昇し、大水害が頻繁に発生するようになった。1891年7月（明治24年7月）の洪水後富山県は内務省雇技師ヨハネス・デレーケの計画によって、大山町上滝より河口にいたる全川にわたって改修工事を施し、下流部における水害はほとんど除去されたのであるが、水源山地より流出する土砂は甚だしく洪水の度に溢水破堤が起り、惨憺たる被害を見ることが少なくなかった。

由来本川の荒廃は水源地の崩壊に起因する点が多いので、富山県は明治39年度より大正11年にいたる17ヵ年継続事業として砂防工事を起こし、土砂并止に努め、ほぼ完成の域に達したが、たまたま同11年7月の豪雨出水により17ヵ年にわたり施工した前記工事は根底より破壊されたので、政府は直轄事業として大正15年度より砂防工事を施工することになった。なお、河川においては県事業として大正11年より堤防嵩上げ工事を実施している。その後昭和9年7月の大洪水の経験に基づき、単なる復旧工事のみでは治水の完全を期することができないので、改修実現に至るまでの予防事業の一部として翌10年度において、富山県は55万円の予算を計上し、その工事の施工を内務省に委託し同省は改修工事の一部として大山町本宮地先に砂防堰堤を築造した（昭和12年完成）。さらにその後水源地より河口まで一貫した方針の水系一貫主義の治水計画として昭和24年改訂計画が樹立され、鋭意事業を促進していたが、昭和44年8月当時の計画高水流量 $3,100\text{m}^3/\text{s}$ に見合う洪水流量 $2,764\text{m}^3/\text{s}$ の出水となり、背後地の社会資本に鑑み治水整備水準が低すぎるため、昭和50年3月計画高水流量を $4,600\text{m}^3/\text{s}$ （確率1/150年）に改訂されて今日に至っている。

いっぽう、コンクリートを用いた工法が採用される前の根固め工あるいは水制工法は、木材と石の組み合わせが主体で、主として木工沈床が用いられていた。また先に述べた越中三又、川倉などの侵食防止工法は、聖牛に似たものを横断方向や河岸沿いに並べたものである。これらは土石の流下への激しい北陸の急流荒廃河川では、6年程度が耐久年数であった。これに耐えるものがコンクリートであり、堤防保護工としてのコンクリート水制やコンクリート根固め工が橋本の考案によって黒

部川で施工され、その後昭和25年以降には常願寺川においても多く施工されている。この橋本の考案による大型水制や十字型コンクリートブロックの出現は、急流河川工法の革命的变化をもたらした。その後も、改修計画に基づき、河道の掘削、築堤、堤防および護岸の増強、護岸水制、根固め等の施工が行われ、現在に至っている。

3-2 現河川の護岸、水制位置とその構造

(1) 護岸、水制の設置状況

昭和25年から昭和53年までに施工された水制、築堤、護岸根固め等の施工位置概況は、図-3.1、表-3.1.1~3.1.2および図-3.2.1~3.2.2のとおりである¹⁾。

水制は、ほぼ右岸、左岸とも全区間設置されているが1.3km~2.3km左岸、5.1km~6.2km左岸、13.1km~14.4km右岸、14.4km~17.1km左岸には水制が設置されていない。昭和63年11月撮影の航空写真によると、これらの区間はいずれも高水敷化して植生が繁茂していたり、公園等が造成されており、水衝作用が弱い所に対応している。また、図-2.20に示す昭和20年以降の被災位置図によると、水制が設置されていない河岸は護岸の被災が若干あるものの、大きな災害は発生していない区間に対応している。すなわち、河道特性上からも水衝作用が弱い箇所となっていることから、水制の設置が見送られたものと判断される。水制配置はSegment 1-1~1-4 (18.0km~4.8km)の区間が、大型ピストル水制あるいはシリンダー水制が200~300m程度の間隔で設置されており、さらに水衝作用の強い所にはその間に3~4本の根固めポスト水制が設置されている。密に入っている所の水制間隔は、50~70m程度であり、水制長が20~30m程度であるので水制間隔は水制長の2~3倍程度である。下流河口部のSegment 2-1 (0~4.8km)の区間は杭出水制あるいは牛類による水制が100~150m程度の間隔で設置されている。また水衝部箇所には、その間に2~3本の水制が入っていて密になっている。水制長は20~30mである。

なお、現在施工されている堤防護岸、根固めおよび水制の標準構造は図-3.3.1~3.3.3に示すとおりである。標準構造図に基礎根入れ敷高を計画河床高を基準として1.5m下げるように記してあるが、現況の最深河床高が大きい所で計画河床より約2.5mも低下しているので、現況に見合った根入れ敷高（この場合4.0m下がり）で工事を実施している。

(2) 水制の構造

橋本は、昭和22年6月28日、黒部川（通称、親子災害）の出水時、洪水後半に発生する砂州の規模により、水制の長さ、設置間隔を決定し、黒部川、常願寺川において種々の構造の水制を施工している^{1) 6)}。

常願寺川では昭和25年度から現在までに表-3.2に示すような水制および根固め工等が施工されている。施工された水制構造は、方形ブロック型、変形ブロック型、ポスト型（シリンダー型）、透過度の大きいもの（牛類含む）に分類されている。これら構造の特徴を表-3.3および以下に述べる。

① 方形ブロック型

このタイプは、戦前より富士川で施工されていた、いわゆる安芸工法と呼ばれる三角枠の土台（5m×3.5m×1.5m）となっているマスコンクリートを活用し、北陸の急流荒廃河川に適するように応用活用している（三角枠は三基枠とも言われている）。

最初の施工は、黒部川左岸大布施地先の導流水制として、 $4\text{ m} \times 4\text{ m} \times 3.5\text{ m}$ の真四角にした水制から実施しているもので、今では通称親子水制と言われている類のものである。

最初は、木工沈床を基礎として、その上に設置しているが、その後改良されプレキストの小型Y型とI型のブロックを現地に据え、その上に真四角のブロックコンクリートを打設している。

また、水制の保護として当初は、木工沈床であるが、昭和25年初めよりダブルY型ブロックを使用し、次に四方連繋型の十字ブロック（平型、凸型）を使用し、最初は改良十字ブロック型（現在、十字ブロックと呼んでいるもの）を保護根固めとしている。

ダブルY型、十字ブロックについては、後述するのでここでは説明を省略するが、小型Y型、I型プレキストブロックと方形コンクリートを利用した利田水制工事（常願寺川右岸、 $8.2\text{ km} \sim 8.9\text{ km}$ 箇所施工、S25.4.1着工～S26.3.31完成）の図を図-3.4.1、写真-3.1.1に示す。

②変形ブロック型

a) ピストル水制の原形型

前述の方形ブロック型水制（親子水制）から、子供の部分の小さいブロックを取り、元付水制ブロックの型を改良し、水理的に流水を河心に導きやすい型として、方向はやや下向となっており、昭和25年（昭和25年4月1日着工～昭和26年3月31日完成）常願寺川左岸西ノ番地先（ 14.1 km ）のみに4箇所施工しているが、これがピストル型水制と呼ばれるものの元祖のタイプである（図-3.4.2、写真-3.1.2参照）。

ただし、水制基礎、根固めは木工沈床であったので、最近の河床低下にともない、根継工事を実施している。

b) ピストル水制（現在、ピストル水制といわれているタイプ）

前述のa)のタイプにより改良されたが、この型でブロックの形を水理的により良くさらに改良されている。

この種の水制は、河状に合わせてブロックの個数、大きさを決めることが出来るので勾配の急な流下土石の粒径が大きい荒廃河川に、現在まで通称ピストル水制と言われて数多く実施されている。最初の実施は、昭和25年後半より常願寺川右岸（ 12.1 km ）二ツ屋地先の水制からである。

この種の狙いはブロックの間をぬけた水が堤脚を襲うことなく河心に向ってはねだされ、またブロックの形を下部とポスト部の2段にして、コンクリート量の節約、しかもブロック自身の安定度を増し、中水位までは下部が比較的不透過で河心に水をはねだすが、水位が上昇するに従いポスト部が疎であるから洪水を抱きかかえることが少ない（図-3.4.3、写真-3.1.3参照）。

③ポスト型（シリンダー型）

a) 大水制

河川勾配も比較的緩やかとなり、流下土石の粒径も小さくなる所に用いるタイプとしてポスト型（シリンダー型）となっている。実施は昭和26年と27年に黒部川右岸、板屋堤ではじまってい

る。

常願寺川では、上流の左岸西ノ番地先（14.2km）に、昭和28年度（昭和28年11月1日着工～昭和29年3月31日完成）に6角形で二段のポスト水制を、また右岸三ツ塚地先（14.8km）で、昭和29年度（昭和29年6月～昭和30年3月）に施工しているが、この2つの水制はおそらく使用目的は水をはねる役目より、水を受ける目的の水制でないかと考えられる（図-3.4.4、写真-3.1.4参照）。

b) 根固め水制

大水制より、小規模で護岸の粗度を増すために設置する水制として、根固め水制がある。昭和26年より実施され、凸型十字ブロックを用いて根固め水制としていたが、昭和27年7月1日の出水により損傷が激しい箇所もあり、凸の替りに鉄筋を配したポスト型に改良された。これについては昭和28年度（昭和28年11月～昭和29年3月）に常願寺川左岸岩峠野地先（17.3km）で実施されている。

これらについては、後になり床版を打設し、それを基礎としてポストを立てるように変化している（図-3.4.5、写真-3.1.5参照）。

④透過度の大きい型（牛類含む）

a) 水制

これは現在実施されている杭水制に属するもので、ポスト型よりさらに下流で河床勾配が緩やかとなり流下土砂の粒径も小さい箇所に使用している。

鉄筋コンクリート材を使用した合掌型式で布材として古いレールを使用し組合わせたものである。

常願寺川では左岸本郷島地先（6.4km～6.6km）に昭和26年度（昭和26年10月～昭和27年3月）に実施したタイプ（元付部には1m角柱を2列に6本計12本使用し、水制部は平型十字ブロックと鉄筋コンクリート部材を合掌として組ませたものである（写真-3.1.6）。右岸辻ヶ堂地先（0.6km～0.8km）に昭和27年度（昭和27年9月～昭和28年3月）に施工したタイプ（粗朶沈床の上におさえとして四角錐型のプレキャストコンクリートブロック、これに留杭を打っている（写真-3.1.7）。左岸横越地先（0.8km～1.3km）に昭和29年度（昭和29年4月～昭和29年11月）に実施したタイプ（ローラブロック付き「鉄筋粗朶沈床と鉄筋コンクリート角材の組合わせ（写真-3.1.8）がある。

b) 牛類

ここで記述するものは、橋本規明氏の「水中間接連結式根固め工法」に属するものである。

これらの詳細については「新河川工法」に述べられているので省略するが、要するに合掌材と重なりブロックを陸打ち打設で作製して、合掌材を水中における足場に利用して組立て、連結する工法となる。

常願寺川の実施例は以下の通りとなる。

- ・ 万能菱牛基本型

常願寺川右岸三ツ塚地先（15.9km）に昭和27年7月出水の災害復旧工事に昭和27年度（昭和27年7月20日～昭和27年12月12日）に施工し昭和28年度においても同じ箇所施工。

- ・ 万能菱牛改良四脚型

常願寺川左岸一本木地先（4.4km～4.8km）に昭和28年度（昭和28年10月～昭和29年1月）に実施し、また昭和29年度においても同地点で実施している。

- ・ 万能菱牛改良三脚型

常願寺川左岸柴草地先（3.5km～3.7km）に昭和29年度（昭和29年4月～昭和30年2月）に施工。

（3）根固め工

橋本は新河川工法の中で、河川工法の基幹をなすものは根固め工にありと指摘し、根固め工を重点とした考えのもとで根固め工法に望まれる要件として以下の10項目をあげている。

①使用材料の入手容易、②工費が安い、③工法の簡素と施工容易、④工期の短縮、⑤設計の容易、⑥連結体による総合的強さ、⑦流水に対する粗滑度、⑧洗掘に対する屈撓性、⑨耐磨耗性、⑩腐朽に対する耐久性、この中で⑥連結体による総合的強さ、⑧洗掘に対する屈撓性を除けば他の項の条件はコンクリートを用い、そして工法の工夫により解決でき、残されたものは結局①ブロックの型と配列、②大きさと施工方法、③連結方法となり、この解決研究により「十字ブロック」と言う工法をみ出した。

これらの根固め工の改良の経緯を表-3.3.1～3.3.3に、現在も施工されている改良十字ブロックの各種形状図およびカーテンブロック型を図-3.5.1、図-3.5.2に示す。なお、橋本による水制および根固め工の研究と施工が行われた昭和25年～30年当時は、河状が悪化していて背後地より河床が8m程も高い天井川を呈していたが、以来35年以上経過して河床も低下し、天井川も解消されつつある。その反面当時施工された根固め工、水制工が河床低下によって機能しなくなり、根継ぎが必要となっている。

（4）水制工の被災状況

水制回りおよび護岸の根固め工ブロック重量は、図-3.3の標準構造図に示すように5.3kmより下流で2ton、5.3km～10.0km間で3ton、10.0kmより上流で6tonとなっている。しかし、近年の施工例では、6.6km～10.0kmの河道ではこの重量より1ton大きい異型ブロックが用いられている。根固め工幅は、護岸前面および水制回りとも概ね10m～12mとなっている。

いっぽう、水制の基部は、木工沈床の上に乗っているだけのもの、無筋の厚さ90cm程度の玉石コンクリート基礎の上に一体となっているものもある。常願寺川の水制被害を見ると玉石コンクリート基礎の上に乗るピストル水制も被災している。

先の図-2.21の侵食被災箇所横断図および被災写真より判断すると、水制の被災は次のように進むものと思われる。

洪水時水制回りの河床が低下すると根固めブロックは沈下、変形、移動し、水制本体近くも河床が低下し、水制下の土砂が動き、水制とその下の河床の間にすきまが生じる。基礎コンクリートが無い場合は、水制本体が傾き、転動、移動し、基礎コンクリートのある場合は、ある程度のすきまが生じていても変形しないが、大きくなると水制自身の重さと、流体力によって基礎コンクリートは水制と一体となって傾き、転動、移動する。

巨大水制であっても水制回りの根固めが機能するかぎりにおいて、洪水に耐えるものである。常願寺川では、水制が設置されてから河床が2～3 m程度低下しており、水制回りの根固めを補強しないと、水制設置部が水衝部となった場合には水制が被災する恐れが大きい。

(5) 水制間への土砂の堆積

1990年11月に行った常願寺川現地調査結果によると、河岸沿いに低水路が位置している水制間の土砂の粒径は、河床材料とあまり変わらず、浮遊砂の堆積は見られない。水制の直前、先端は洗掘されていることが多い。低水護岸前面の根固め水制では、水制背後の河岸寄りに薄く砂が堆積している所がある。

堤脚沿いの水制で、低水路の低下に伴って高水敷化している所は、グミの木や草が生えているが、水制背後に堆積している様子もなく、周辺地盤と同高である。

常願寺川のような急流扇状地河川では、水深が浅くても流れが早く、また水制背後のように死水域的環境の所でも渦流の流速がけっこうあり、局所的な所を除けば細粒分の堆積が生じにくく、水制間に土砂が継続的に堆積することは、あまり期待できない。

(6) 水制回りの洗掘

洪水時、水制に流水が衝ると水制回りが洗掘される。写真-3.2は、10.2km右岸の水制回りの洗掘状況を示したものである。水制上流側の洗掘範囲は約5 m、水制の先端で8 m程度であり、洗掘深は水制上流側先端付近で約1.0 mであった。

水制の実質的な長さ l_g は約15 mであり、その約半分が洗掘範囲となっている。

図-3.3に示した水制構造図によると、ほぼ水制先端より水制長の約半分の範囲に根固めブロックが設置されており、この水制の洗掘範囲と調和的である。水制回りの根固めの設置範囲は被災経験から学んだものであり、図-3.3に示した根固め設置範囲が水制による洗掘範囲を示すものと考えられる。

(7) 水制工の配置と河岸侵食¹⁴⁾

河岸侵食幅および侵食長は、砂州形状と密接な関係にあることを先の2-8に述べた。常願寺川に見られる本水制（水制高の高いピストル型、シリンダー型水制）は200～300 m間隔、長さ20～30 mに設置されているが、常願寺川の砂州形状（砂州長 $L_s = 500 \sim 700$ m、砂州幅 $B_s = 160 \sim 240$ m）から考えると長さは約30 m程度は必要である。

堤防の安全性の向上と言う点から言えば、本水制間隔 L_2 を砂州長 L_1 の $1/3 \sim 1/4$ 程度以下、水制長 l_2 を砂州幅の $1/6 \sim 1/8$ 程度以上とし、根固めブロックを堤防沿いに幅 $10 \sim 12$ m程度設置すれば、本水制の間に根固め水制は設置しなくとも良いように思える。なお、根固め水制については、今後出水時の現象を調査し、その効果をさらに検討していく必要がある。

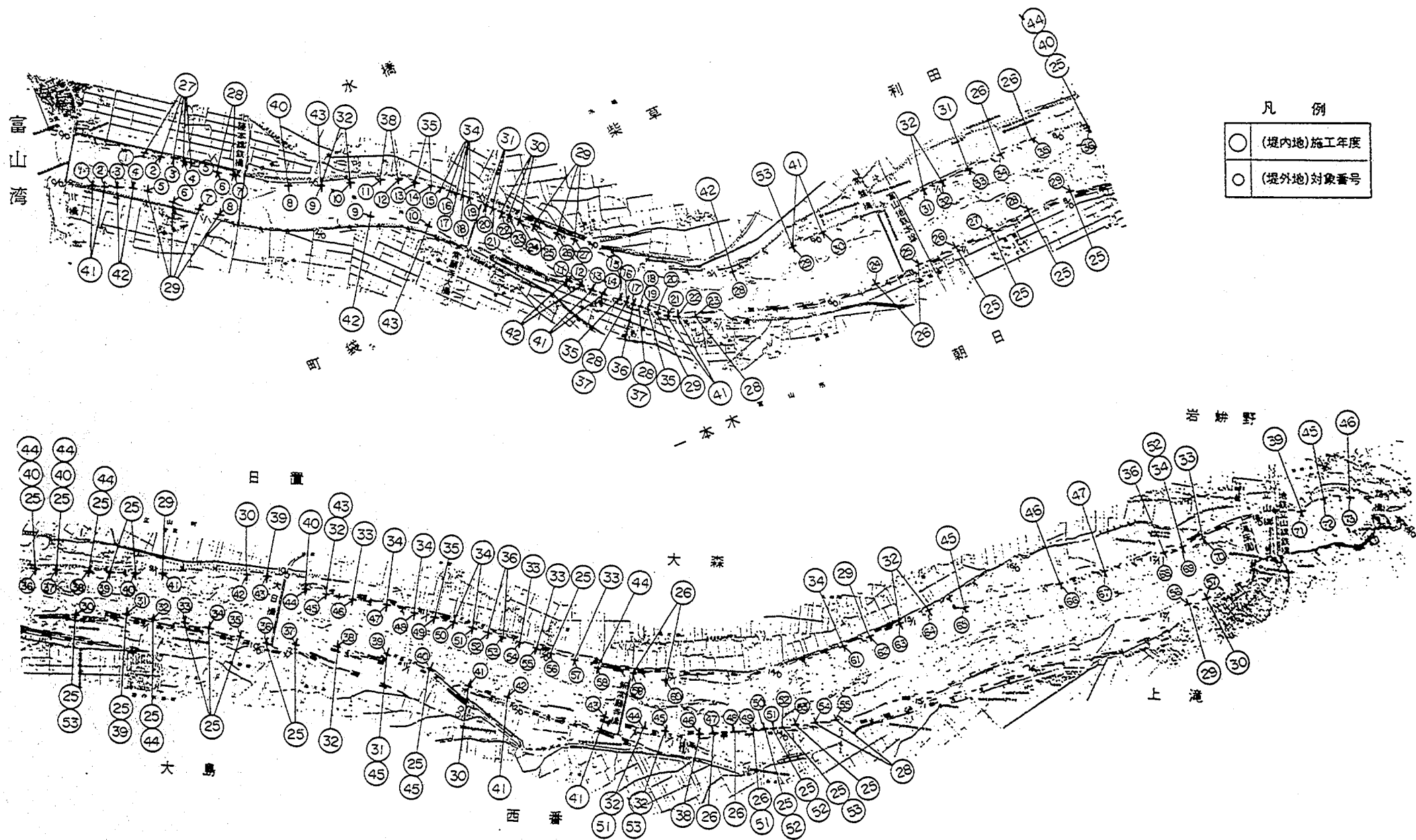


図-3.1 水制施工年次平面図

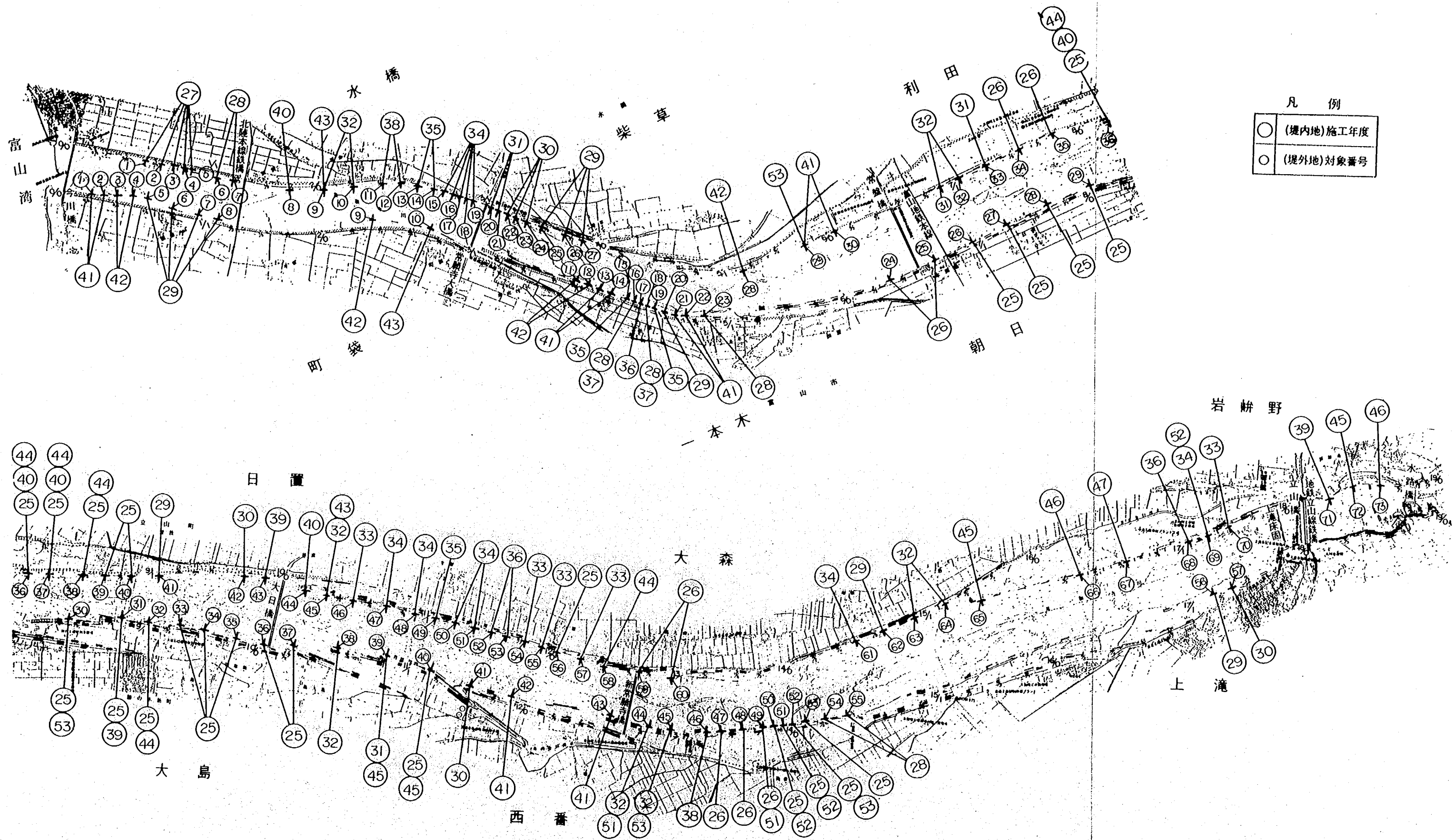


図-3.1.1 水制施工年次平面図

表-3.1.1 既設水制表(左岸側)

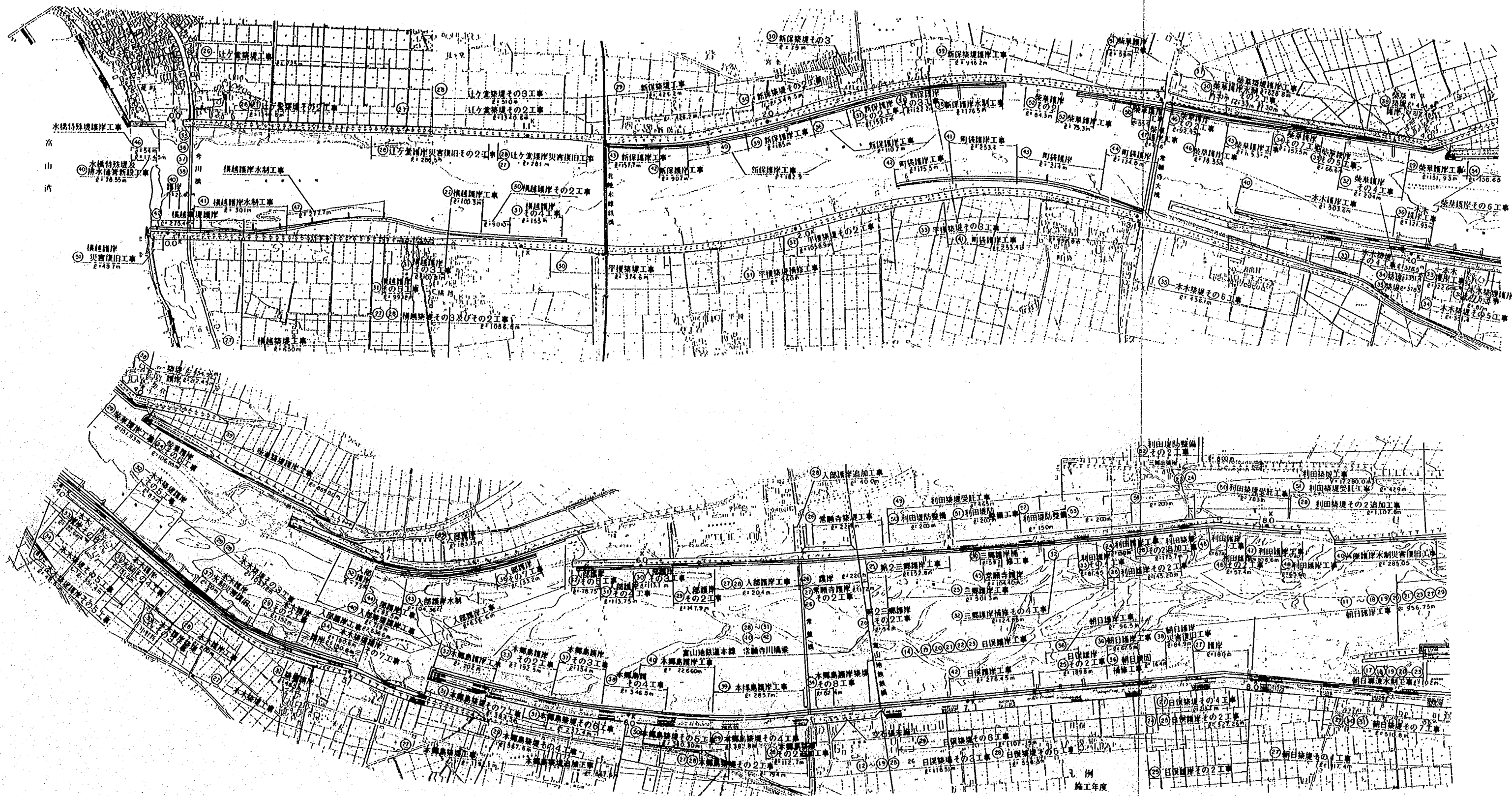
対象 番号	地 先 名	位 置	工 法	施工 年度
1	富山県富山市横越地先	0.2km上流28.65m	杭出水制(コンクリートパイル)	41
2	"	0.2km上流113.65m	"	"
3	"	0.4km	"	42
4	"	0.4km上流110m	"	"
5	"	0.6km	杭出水制(鉄筋コンクリート柱)	29
6	"	0.8km下流10m	"	"
7	"	0.8km上流140m	"	"
8	"	1.1km上流80m	"	"
9	富山県富山市町袋地先	2.4km下流55m	杭出水制(コンクリートパイル)	42
10	"	2.8km下流75m	"	43
11	富山県富山市一本木地先	4.0km下流48.80m	"	42
12	"	4.0km上流44.60m	"	"
13	"	4.2km下流80.20m	"	41
14	"	4.2km上流10m	"	"
15	"	4.4km下流77.10m	"	35
16	"	4.4km下流23.30m	万能変牛(四脚型) 杭出水制(コンクリートパイル)	28 37
17	"	4.4km上流28.0m	杭出水制(コンクリートパイル)	36
18	"	4.4km上流80m	万能変牛(四脚型) 杭出水制(コンクリートパイル)	28 37
19	"	4.6km下流82.20m	"	35
20	"	4.6km下流12.0m	万能変牛(四脚型) 杭出水制(コンクリートパイル)	29
21	"	4.6km上流85m	杭出水制(コンクリートパイル)	41
22	"	4.6km上流168m	"	"
23	"	4.8km上流17.0m	万能変牛(四脚型)	28
24	富山県富山市本郷島地先	6.4km下流35.0m	コンクリート柱(1.0m角) 鉄筋コンクリート柱合掌材	26
25	"	6.6km上流60.0m	"	"
26	富山県富山市日俣地先	7.1km下流70m	方形ブロック水制	25
27	"	7.3km下流10m	"	"
28	"	7.5km上流95m	"	"
29	"	8.0km下流10m	"	"
30	富山県富山市大島地先	8.6km下流60m	"	"

対象 番号	地 先 名	位 置	工 法	施工 年度
31	富山県富山市大島地先	8.8km上流69.20m	方形ブロック水制	25 39
32	"	9.1km上流50m	"	25 44
33	"	9.3km上流80m	"	25
34	"	9.5km上流40m	"	"
35	"	9.7km上流65m	"	"
36	"	10.0km上流60m	ピストル型水制	"
37	"	10.4km下流160m	"	"
38	富山県富山市高島新地先	10.6km下流84.5m	"	32
39	"	10.8km上流16.50m	"	31 45
40	"	11.3km下流60m	ピストル型水制	25 45
41	富山県富山市大場地先	11.5km上流24.0m	"	30
42	"	12.0km下流107m	シリンダー型水制	41
43	富山県富山市西ノ番地先	12.6km下流30m	ピストル型水制	41
44	"	12.8km上流60m	シリンダー型、ピストル型 併用水制	32
45	"	13.1km	"	"
46	"	13.5km下流175.50m	大型ピストル型、ピストル型 併用水制	38
47	"	13.5km下流80m	ピストル型水制	26
48	"	13.5km上流80m	"	"
49	"	13.7km上流15m	"	26 51
50	"	13.7km上流85m	大型ピストル型水制(原形型)	25 52
51	"	14.0km下流60m	"	25 52
52	"	14.0km上流10m	"	25 53
53	"	14.0km上流95m	"	25
54	"	14.2km上流25m	シリンダー型水制	28
55	"	14.4km下流40m	"	"
56	富山県上新川郡大山町上滝地先	17.3km下流55m	ピストル型水制	29
57	"	17.3km上流94m	"	30
58	富山県上新川郡大山町岡田地先	21.0km下流45m	シリンダー型水制	45

表-3.1.2 既設水制表 (右岸側)

河川番号	地 先 名	位 置	工 法	施工年度
1	富山県富山市辻ヶ堂地先	0.6km下流60m	杭出水制(松丸太)	27
2	"	0.6km上流60m	"	"
3	"	0.8km下流92m	"	"
4	"	0.8km下流12m	"	"
5	"	0.8km上流11m	"	"
6	"	1.1km上流13m	杭出水制(松丸太による万能菱牛)	28
7	"	1.1km上流169m	"	"
8	富山県富山市新保地先	1.7km下流12m	杭出水制(コンクリートパイル)	40
9	"	2.2km下流180m	"	32
10	"	2.2km上流30m	"	"
11	"	2.4km上流17m	"	38
12	"	2.4km上流152m	"	"
13	"	2.6km上流17.0m	"	35
14	"	2.8km下流160m	"	"
15	"	2.8km下流85m	"	34
16	"	2.8km下流20m	"	"
17	"	3.1km下流200m	"	"
18	"	3.1km下流150m	"	"
19	"	3.1km下流100m	"	"
20	富山県富山市柴草地先	3.1km上流71m	改良万能菱牛(三脚型)	31
21	"	3.1km上流117m	"	31
22	"	3.1km上流172m	"	30
23	"	3.3km下流7m	"	"
24	"	3.3km下流63m	"	"
25	"	3.5km下流22m	"	29
26	"	3.7km上流50m	"	"
27	"	3.7km下流90m	"	"
28	富山県富山市入部地先	5.7km下流68m	杭出水制(コンクリートパイル)	43
29	富山県富山市常願寺地先	5.7km下流9m	シリンダー型水制	41 53
30	"	6.0km上流63m	"	41
31	富山市富山市三郷地先	7.1km下流82m	"	32
32	"	7.1km上流72m	"	"

河川番号	地 先 名	位 置	工 法	施工年度
33	富山県富山市三郷地先	7.3km上流15m	シリンダー型水制	31
34	富山県中新川郡立山町利田地先	7.7km下流144m	"	26
35	"	7.7km上流110m	ビストル型水制	"
36	"	8.2km上流12m	方形ブロック水制 ビストル型水制	28 29
37	"	8.4km	"	28
38	"	8.6km下流40m	"	28
39	"	8.6km上流135m	方形ブロック水制	28
40	"	8.8km上流75m	"	"
41	"	9.1km上流52m	シリンダー型水制	29
42	"	9.7km上流10m	"	30
43	"	9.7km上流160m	"	39
44	富山県中新川郡立山町日置地先	10.2km下流29m	ビストル型水制	40
45	"	10.4km下流94m	シリンダー型とビストル型併用水制	32 43
46	"	10.4km上流100m	ビストル型水制	33
47	富山県中新川郡立山町半尾地先	10.8km下流140m	テトラポット増設水制	34
48	"	10.8km下流75m	"	"
49	"	11.1km下流13m	ビストル型水制	35
50	"	11.3km下流133m	"	34
51	"	11.3km上流15m	"	"
52	富山県中新川郡立山町二ノ屋地先	11.5km下流92m	"	36
53	"	11.5km上流18m	"	"
54	"	11.7km上流40m	"	33
55	"	12.2km下流55m	"	"
56	"	12.0km上流30m	"	25
57	"	12.2km	"	33
58	富山県中新川郡立山町西大森地先	12.4km	"	44
59	"	12.6km上流70m	"	26
60	"	13.1km下流68m	"	"
61	富山県中新川郡立山町三ツ塚地先	14.6km下流39m	シリンダー型水制	34
62	"	14.8km上流52m	"	29
63	"	15.1km下流2m	"	32
64	"	15.3km上流37m	"	32
65	富山県中新川郡立山町宮野地先	15.7km下流145m	ビストル型水制	45
66	"	16.4km下流115m	"	46
67	"	16.6km上流30m	"	47
68	"	17.1km上流56m	"	36
69	"	17.3km上流5m	"	34 52
70	"	17.5km下流36m	"	33
71	富山県中新川郡立山町宮路地先	18.3km上流107m	シリンダー型水制	35
72	"	18.5km下流45m	"	45
73	"	18.5km上流150m	"	46



図一3.2.1 築堤護岸施工年次平面図(1)

凡例
〇 - 施工年度

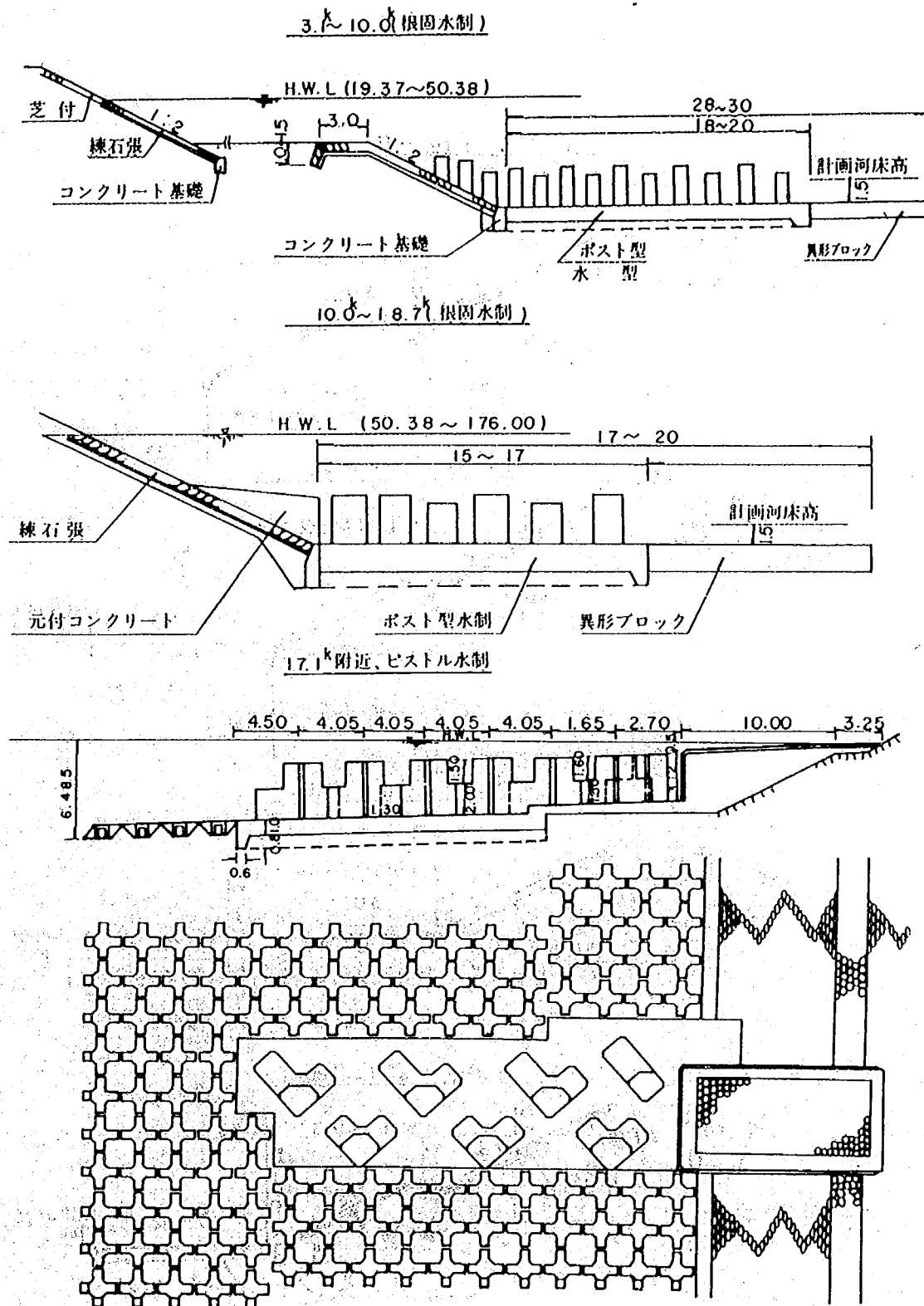


図-3.3.1 施設の標準構造図(1)

(単位m)

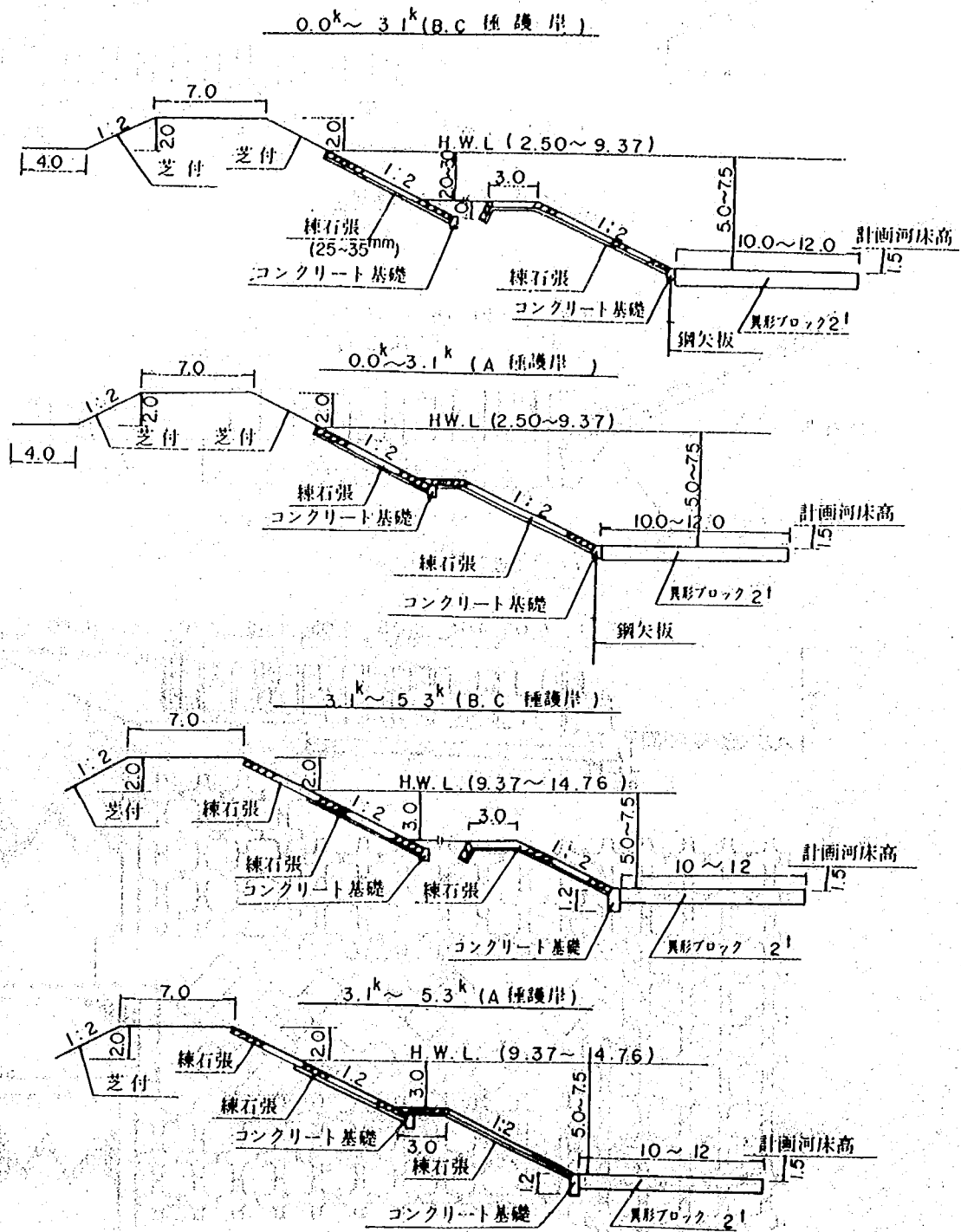


図-3.3.2 施設の標準構造図(2)

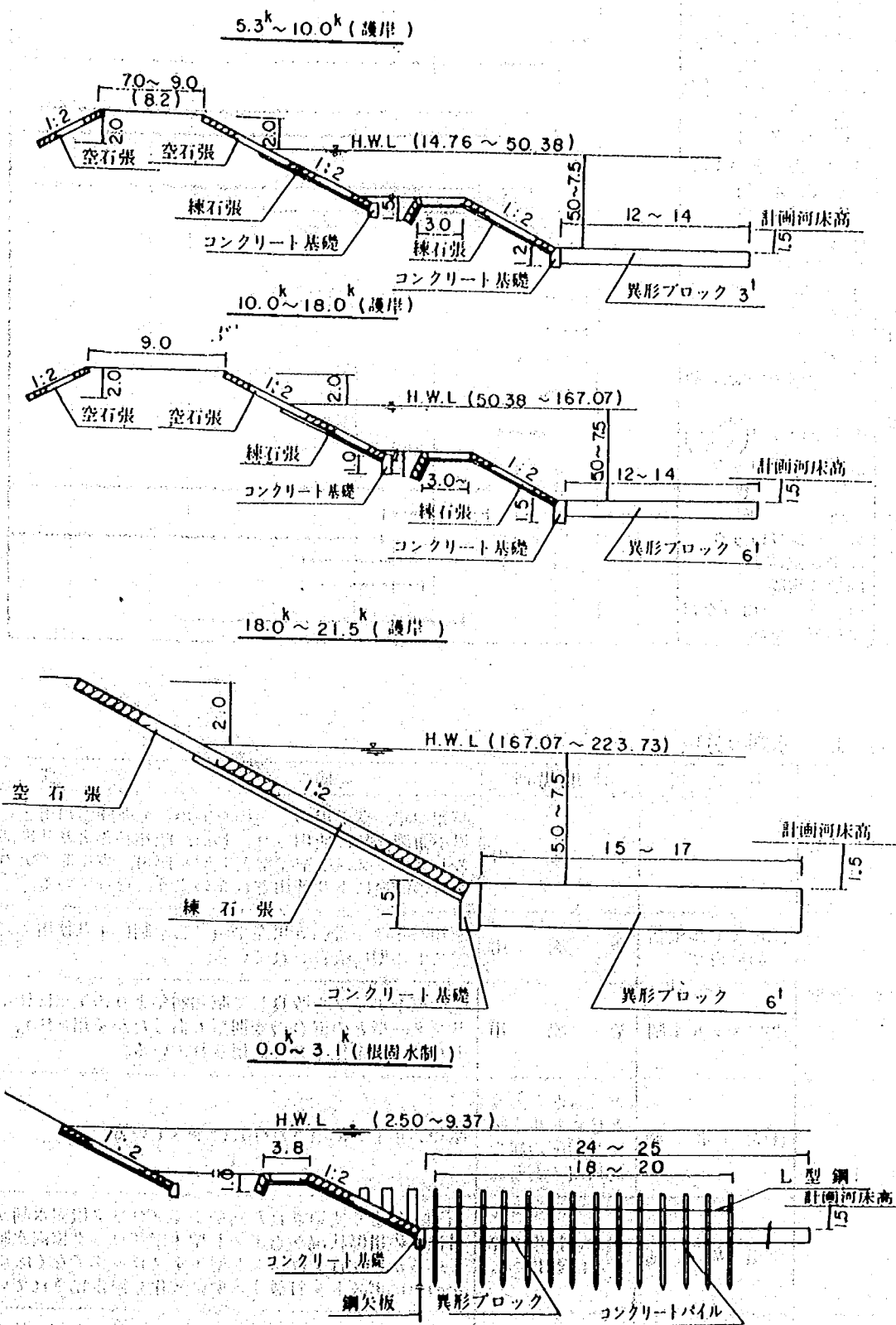


図-3.4.2 施設の標準構造図(3)

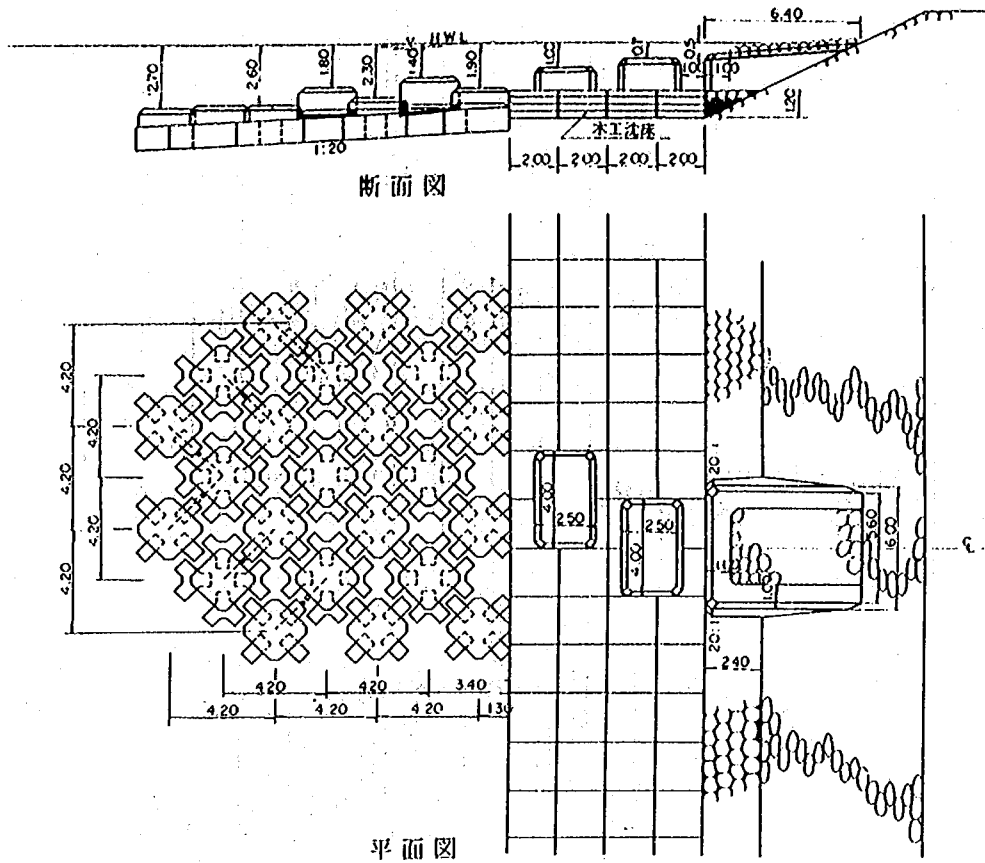
表-3.2 水制および根固め・護岸法覆工実施年表

種別	分類	年(昭和)	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	43	現在に至る
水制	方形ブロック(親子)水制													
	変形ブロック水制													
	ピストル水制の原形													
	ピストル水制													
	ポスト(シリンダー)水制													
	大水制													
	根固水制													
	透過度の大きい水制													
	杭出水制													
	牛枠類													
根固工および護岸法覆工	H型													
	ダブルY型													
	小型Y型とI型の組合せ													
	ローラー型													
	異形H型													
	四方連繫 中空四角錐ブロック													
	十字ブロック(凸型)													
	改良十字ブロック													
	平型													
	凸型													
	カーテンブロック													
	両撓式法覆工													
	両撓式根固工													
	ローラーブロック付鉄筋粗朶単床													

表-3.3 水制の分類

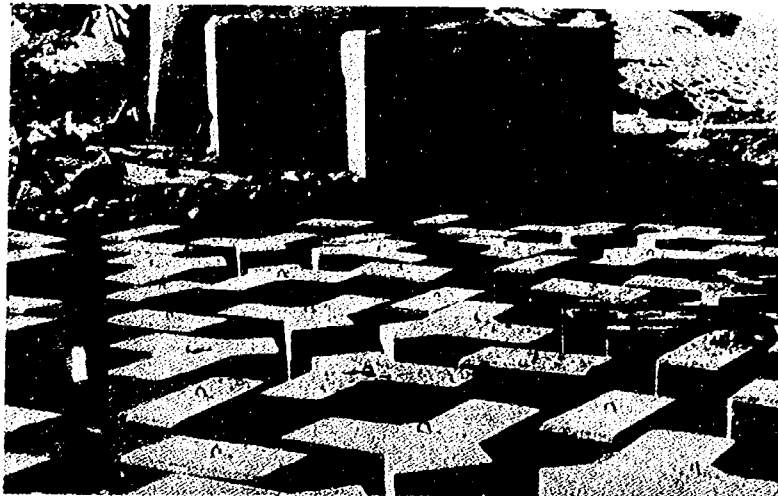
分類	小分類	使用場所	摘 要
方形ブロック型 (親子水制)		急 流 用	昭和23年、富士川の三角枠を応用して北陸河川用として黒部川左岸小布施水制に使用されはじめ、昭和25年より基礎部をプレキャストブロックの小型Y型とI型を使用、当年度で次の変形ブロック型の開発により使用されないようになっている。
変形ブロック型	(1)ピストル水制の原形型	急 流 用	昭和25年度、常願寺川左岸西ノ番水制に4基使用されたが、次のピストル型に改良されている。
	(2)ピストル水制	急 流 用	(1)の原型タイプを改良して昭和26年よりの工事に使用され途中シリンダー型との混合の変則型もあったが多用されず、今日ではピストル型に固定化されて使用されている。
ポスト型 (シリンダー型)	(1)大水制	どちらかと云うとピストル水制より勾配の緩な河川用である。	昭和26年より使用され今日に至っている。
	(2)根固水制	護岸の粗度を増す為に使用する。	昭和26年より使用された凸型十字ブロック根固水制が昭和27年7月出水の損傷状況からポスト型十字ブロック根固水制と改良されているが、今日ではポスト型十字ブロックでなく床版を打設し、その上にポストを打設する型に変化し固定化されている。
透過度の大きい型	(1)水制 (杭出水制)	緩 流 用	昭和26年より粗朶沈床をベースとして杭出水制に使用され、その後粗朶沈床の変わりにブロック等が使用されるなどのタイプもあった。
	(2)牛 類	緩 流 用	水中間接連結式根固工として開発され昭和27年より使用された万能菱牛基本型より改良四脚型、改良三脚型と改良されている。

単位：m



(利田水制, 昭和25年4月～26年3月, 常願寺川右岸8.2km～8.8km利田地先)

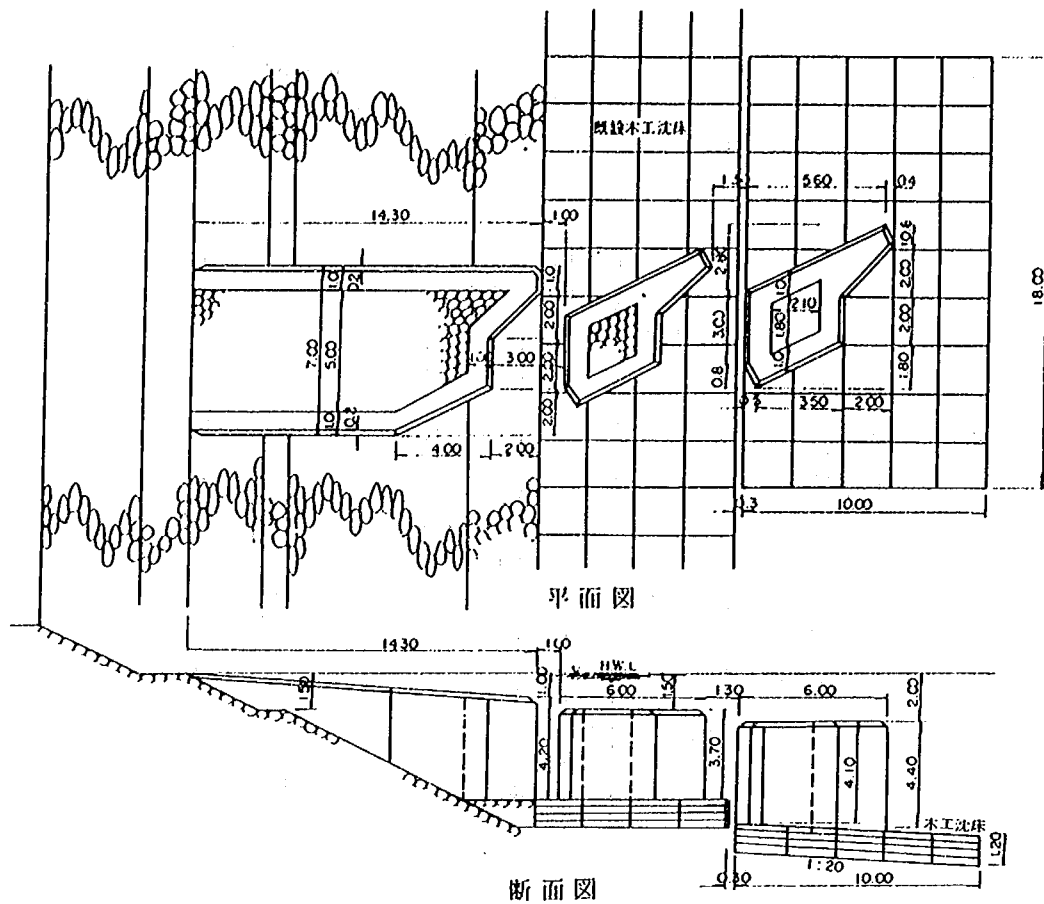
図-3.4.1 方形型水制



富山市大島地先, 常願寺川左岸8.6km～9.6km, 昭和25年施工, プレキャストの
小型Y型ブロックI型ブロックの施工状況

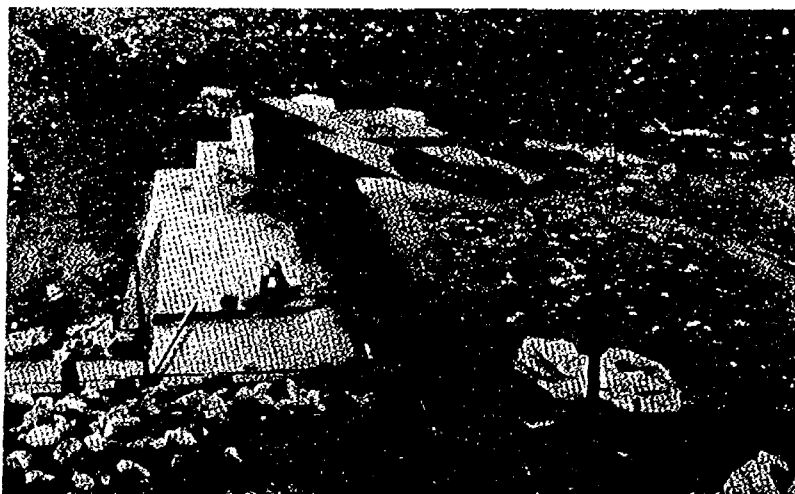
写真-3.1.1 方形ブロック型水制

単位：m



(常願寺川左岸14km付近西ノ番地先に昭和25年に4基施工)

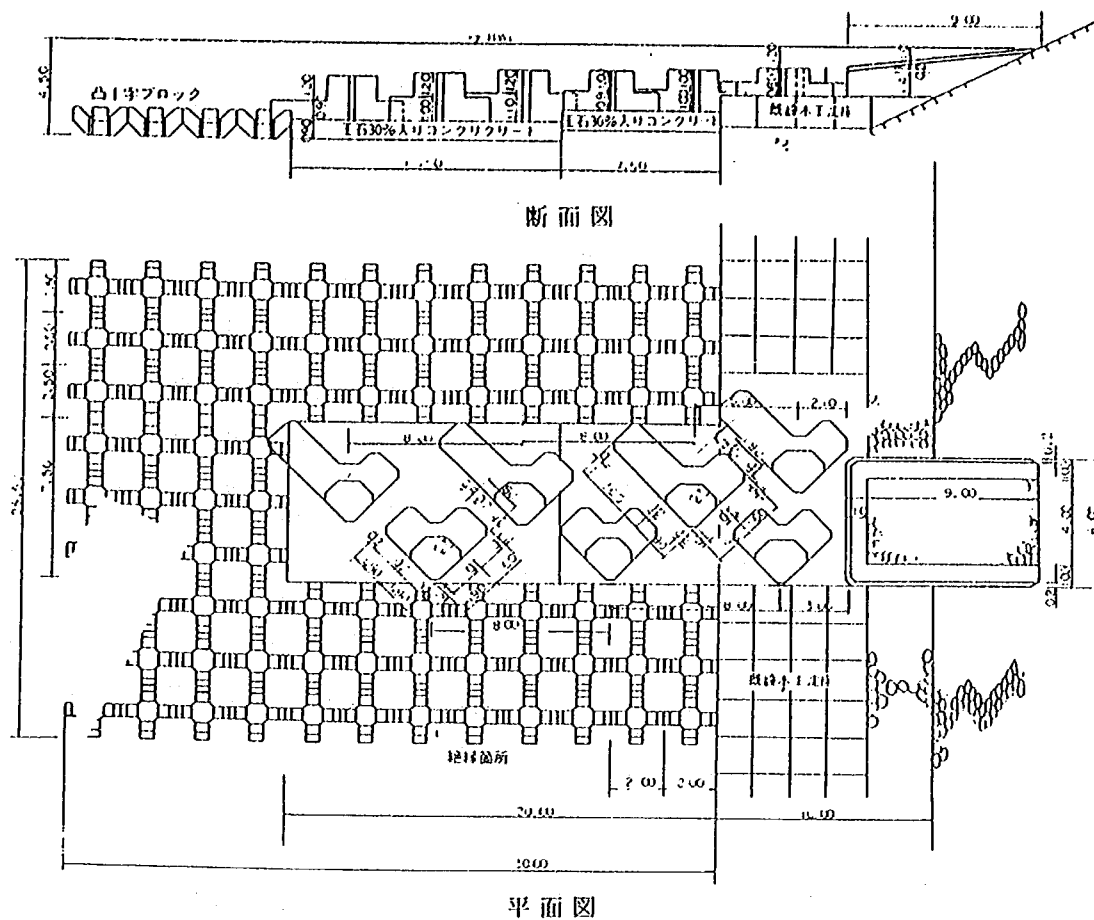
図-3.4.2 変形ブロック型水制（ピストル水制原形型）



富山市西ノ番地先，常願寺川左岸14.0km上流6.2m，昭和25年施工の水制の根
継ぎ工が完成（昭和33年11月）した状況

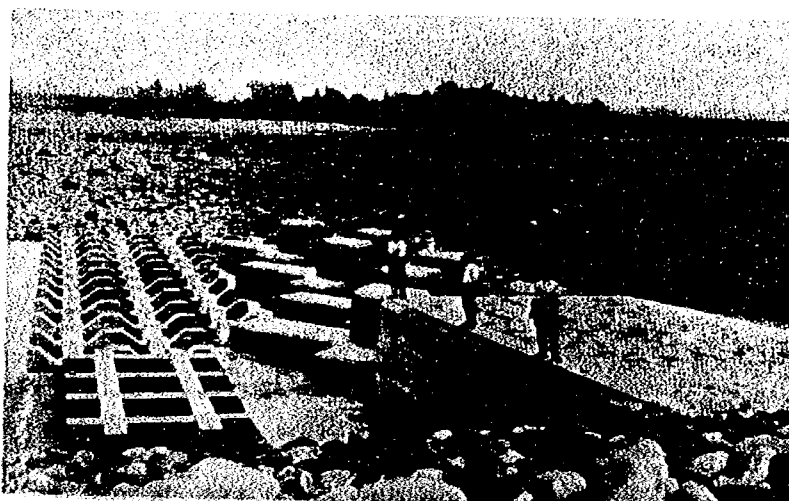
写真-3.1.2 変形ブロック型水制（ピストル水制原形型）

単位：m



(昭和26年施工, 常願寺川右岸二ツ屋地先)

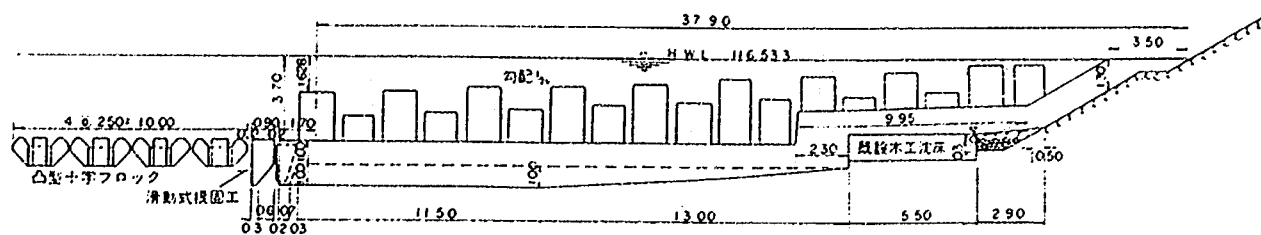
図-3.4.3 変形ブロック型水制 (ピストル水制)



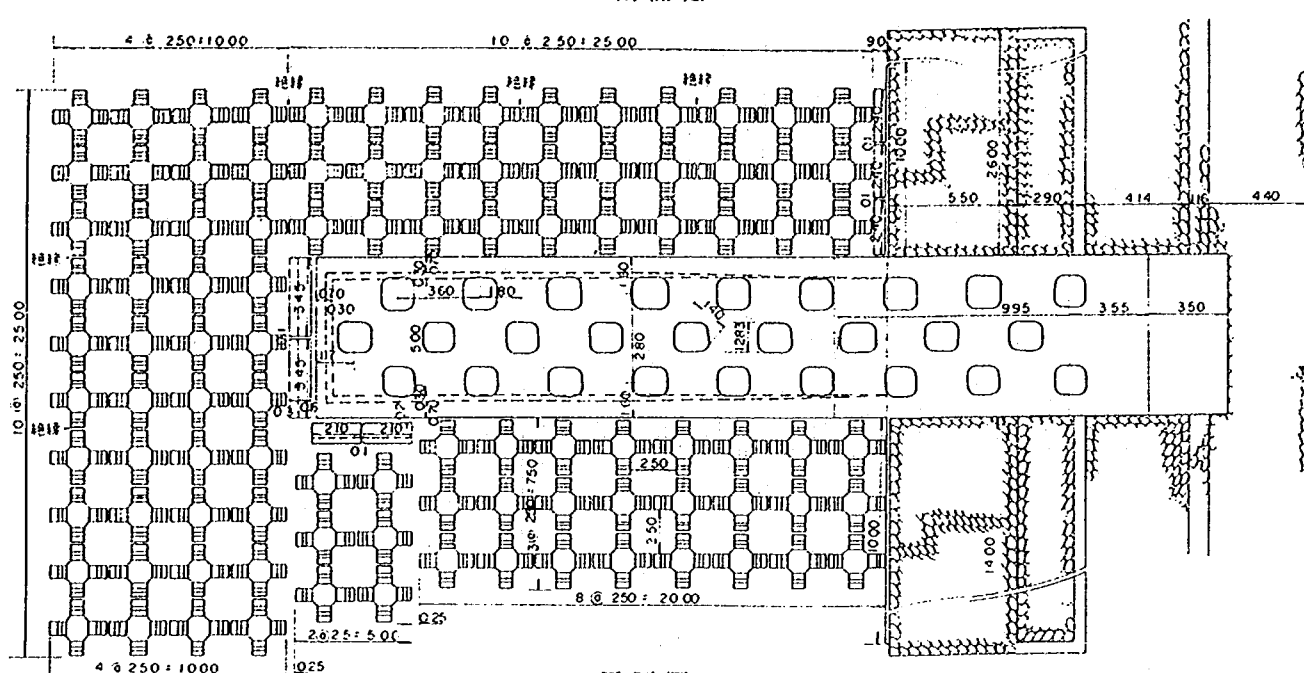
富山市西ノ希地先, 常願寺川左岸13.4km~13.7km, 昭和26年度施工 (ピストル型水制3箇所, 施工当時の状況)

写真-3.1.3 変形ブロック型水制 (ピストル水制)

単位：m



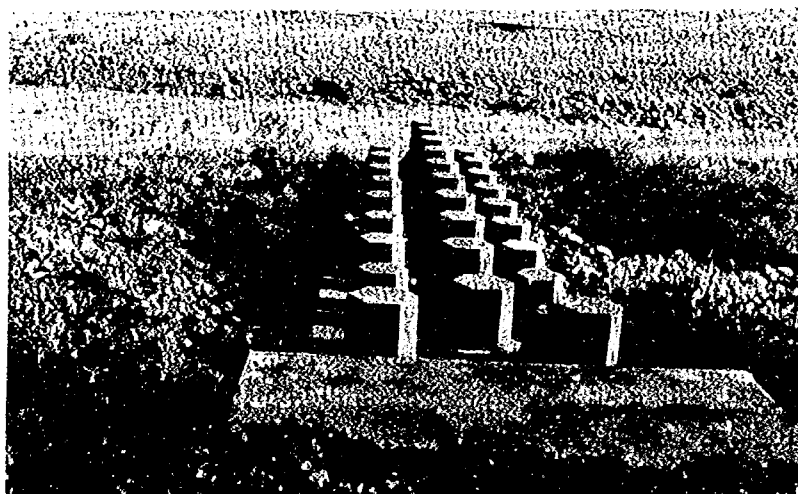
断面図



平面図

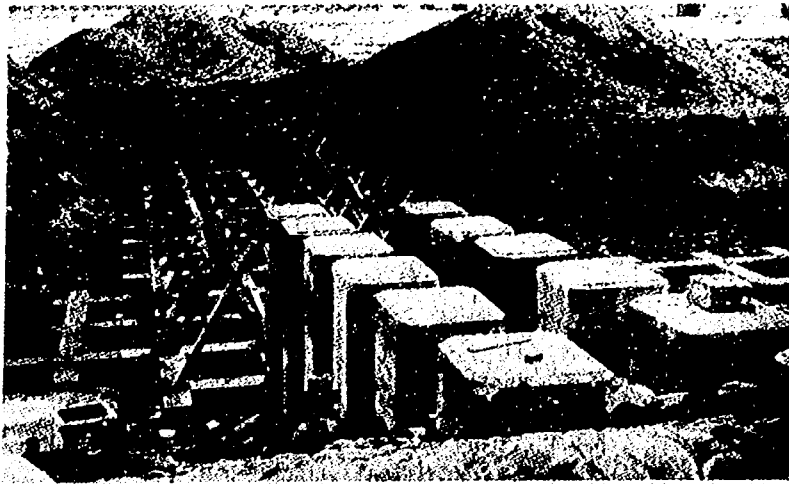
(常願寺川右岸14.6km, 三ツ塚新地先, 昭和34年施工)

図-3.4.4 ポスト型水制 (シリンダー型)



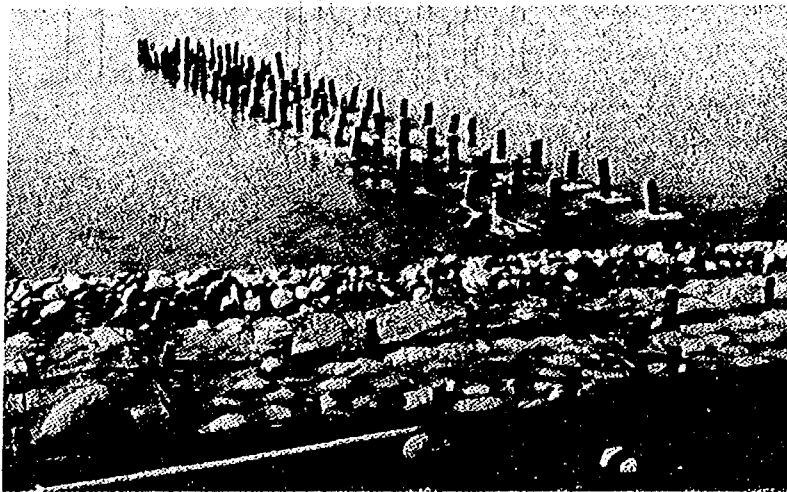
富山市西ノ番地先, 常願寺川左岸14.2km, 昭和28年施工 (昭和53年11月の現況)

写真-3.1.4 ポスト型水制 (角柱ポスト型水制)



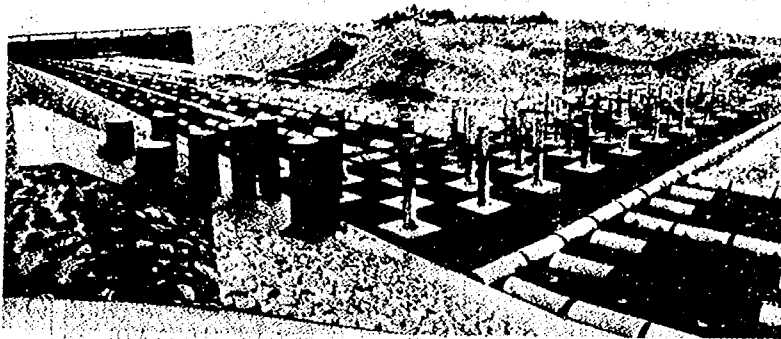
富山市本郷島地先、常願寺川左岸6.4km下流35.0m、6.6km上流60.0m、昭和126年施工（水制2箇所）状況。元付部は1.0m角のコンクリート柱、先端部は平型十字ブロックにコンクリート柱、合掌材として組立て、各合掌材間を6.0cm軌条で連結している。

写真-3.1.6 透過度の大きい型の水制



富山市水橋辻ヶ堂地先、常願寺川右岸0.6km～1.1kmにおいて昭和127年～昭和128年にかけて実施された杭水制で、粗礫沈床の抑えにプレキャストの四角錐型のコンクリートブロックを敷設し、中央の孔に松の留め杭を打っている。写真は当時の状況。

写真-3.1.7 透過度の大きい型の水制



富山市横越地先，常願寺川左岸0.2km上流28.65m，0.2km上流113.65m，昭和37年施工（水制2箇所）状況。元付工ボスト型コンクリート杭，水制コンクリートパイル6.0km軌条連結，根固め工鉄筋相築埠床ローラ型ブロックおよび重石ブロック。

写真-3.1.8 透過度の大きい型の水制

表-3.3.1 ブロック型根固め工 (急流河川型)

ブロック名	発想年月、起源、改良の経緯、この順位は古い発想から記してある。	実施場所	摘要
日ブロック型	ブロック発想の一番目で又橋本氏の頭文字であり大切にしていた。ダブルY型より発想が早い。連結部が複雑で実施はダブルY型よりおくれる。連結方式については3種類ほどに改良された。	昭和25年4月より常願寺川右岸三郷地先(6.8km~7.5km)で使用され、黒部川、手取川でも使用された。	プレキャスト工法もあり、同時にI型、Y型を発表しているが実施例がないので説明省略。
ダブルY型	昭和25年正月餅焼アミよりの発想、連結は鉄筋を使用せずブロックの組合せのみであったが洪水後の実績より屈撓性に難があり鉄筋連結も実施している。	昭和24年度工事の黒部川左岸、大布施堤の水制の木工沈床の補修として、昭和25年に使用されている。常願寺川では昭和25年4月より左岸日保地先(7.3km~7.5km)左岸西ノ番地先(14.4km~14.5km)右岸三郷地先(6.8km~7.5km)に使用されている。	プレキャスト工法もあり
小型Y型+I型	小型Y型+I型は水制工の方形ブロック型の基礎にY型、I型をプレキャストブロックとして作成し、その上に方形の水制ブロックを打設している。	昭和25年4月より常願寺川右岸利田地先(8.2km~8.9km)左岸日保地先(6.2km~8.0km)左岸大島地先(8.6km~9.7km)の水制に実施。	(小型Y型+I型の説明) このタイプは水流に対し45°方向が弱点となるのでT型ブロックと変形C型(ここであえて云う名である)とT形ブロックとY型組合せを発表しているが実施例がないので省略した
ローラー型	ダブルY型、I型は流水にあたる先端部は、なじみよく屈撓しないが、ローラー型は最初の洗掘より追従することになる。ダブルY型を組合せ2個を連結して使用している。	昭和25年4月より常願寺川左岸日保地先(7.3km~7.5km)右岸三郷地先(6.8km~7.5km)の根固に実施。	
四方連繫中空四角錐ブロック型	十字ブロックの原形でこのタイプは形が複雑で、一地先のみで使用で終わっている。発想の起源は使用年次からローラー型の次に、又文献発表でもローラー型の次になっている。	昭和25年11月、常願寺川右岸三ツ屋地先(12.1km~12.6km)のピストル水制の根固工として、この地先にのみ使用された。	橋本氏は、このタイプについては、考えた中で最高品であると強調されていた。
異形日ブロック型	形からすれば、I型に属するが連結方法からすればダブルY型に属し、連結筋はなくブロックの組合せのみである。発想の起源は四方連繫中空四角錐ブロック型と同時にである(文献発表も同時)	昭和26年5月、常願寺川右岸利田(7.6km~7.7km)に実施。	実施はこの地先のみ
(四方連繫型) 十字ブロック型 { 凸型 { 平型	四方連繫中空四角錐ブロックの改良で凸型、平型の2種がある。また発想は木工沈床の方格枠からである。	昭和26年4月に常願寺川右岸三郷地先で実施し、その年各地で一斉に使用されている。	
改良十字ブロック型 { 凸型 { 平型	昭和27年7月1日の出水後、十字ブロックの結果をみて連結方法の欠かんと各ブロックの絶縁を薄板の埋め殺しであったので屈撓性に難があった。改良した点は①連結鉄筋を水平とした②各ブロックの間隔を10cm程度にあげた。	昭和27年11月、常願寺川右岸(6.6km~6.8km)地先で実施。	現在の十字ブロックである。プレキャスト型もある。
改良十字ブロックポスト型	十字ブロック凸型を根固水制に使用していたが昭和27年7月出水の損傷状況より鉄筋を配したポスト型に改良した。	昭和28年11月常願寺川右岸新野(17.3km~17.5km)の根固水制に使用。	
カーテンブロック型	発想は十字ブロックの先端は厚みが大きいので水あたりが強くなり、洗掘が大きいので先端を薄くして水理的にすぐれたタイプとしている。昭和29年の発想起源と考えられる。(昭和28年8月発表文献にのべられてない。)	昭和30年4月常願寺川右岸入部地先(6.0km~6.2km)黒部川右岸飯野堤で使用された。	
十字ブロックの改良型	「新河川工法」にのべられているので、発想は昭和30年から昭和31年前半と考えられる。従来より小型として個数を多くしたタイプ。	使用実績がない。	

表-3.3.1 滑動式根固め工法

型 式	目 的 等	実 施 場 所	摘 要
滑り台型	従来の根固工の先端ブロックは洗掘に対して傾斜してなじむ型であるが、洗掘に対するなじみを垂直にスライドさせて対応する考え方である。どちらかと云うと大きい河川工物のエプロン部の洗掘対策工法と云えよう。	昭和27年7月神通川水系砂防工事事務所の神坂堰堤第1副堰堤、昭和24年10月立山砂防工事事務所の本宮堰堤の第1副堰堤	
ガイドレール型		昭和27年7月上滝第1床固に4列設置したが昭和44年8月災で間に転石が入り構想通りにならなかった。昭和28年11月常願寺川左岸西ノ番地先(14.2km)の水制先端部に1列施工。昭和29年6月常願寺川右岸三ツ塚地先(14.8km)の水制先端部に1列施工。	滑り台型にガイドレールをつけ万一深掘してもブロックが転倒しないよう連結したもの

表-3.3.3 緩流河川への発展的工法の法覆工および根固め工

型 式	目 的 発 想 等	実 施 場 所	摘 要
両撓式法覆工	屈撓性を具備し、さらに耐久的工法はないものか、から出発し従来の根固工の屈撓性を応用して考えている中で、又これまで根固工は水中施工は困難だと考えていたのが逆戻りの形となり根固工へとまどっている。	昭和27年4月常願寺川右岸入部地先(6.4km~6.6km)の護岸に施工。	現在の格子枠法覆工の元祖と云えよう。
両撓式根固工		昭和29年1月常願寺川右岸入部地先(6.4km~6.6km)に実施	現在の連節ブロックの元祖と云えよう。
ローラー、ブロック付「鉄筋粗単床」	木工沈床の方格枠をすてて敷成木と詰石だけの姿よりの発想で十字ブロックの逆となっている。	昭和28年6月常願寺川右岸辻ヶ堂地先(0.6km~0.8km)の災害復旧に実施。	

平型十字ブロック
(現在十字ブロックと云われ
使用箇所に応じて寸法をか
えている)

凸型十字ブロック

凸型十字ブロック

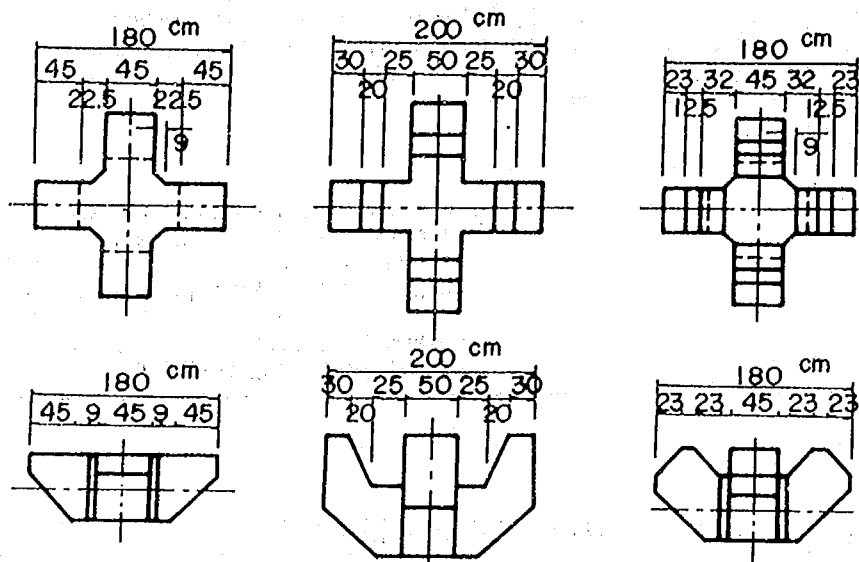


図-3.5.1 各種十字ブロック

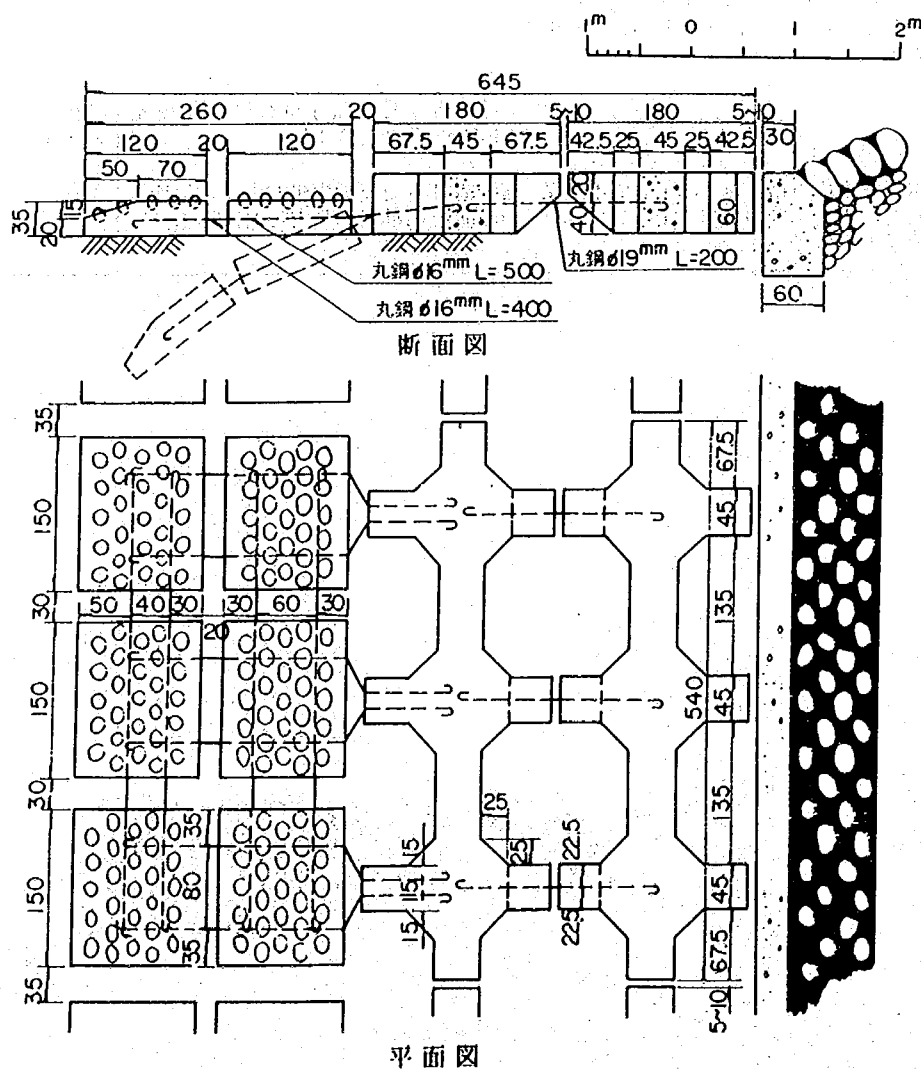


図-3.5.2 カーテンブロック型

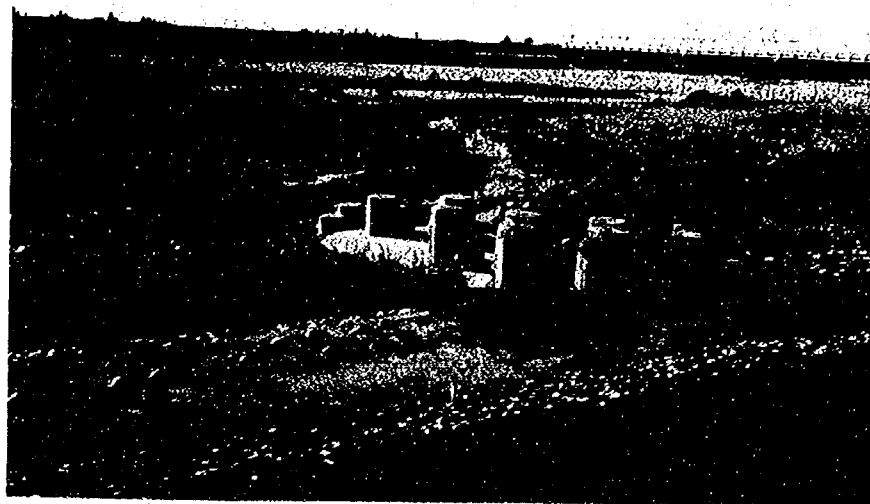


写真-3.2 水制回りの洗掘状況 (10.2km右岸)

3-3 現在の根継ぎ工法

昭和25年より始まったコンクリートブロックによる根固め工または水制工の基礎工敷高は、H.W.L-4 m程でほとんどが実施されている。この敷高は、当時としては精一杯の掘削深であることが伺える。現在は河床低下により浮きあがった根固め工、水制工の根継ぎ工の実施が急務となっており、図-3.6.1, 3.6.2, 写真-3.3.1, 3.3.2に示すように当時の根固め工を小段に利用し、さらに3 m~5 mを下げた位置に根固め工を施工している。この値はH.W.Lを基準にすると-7 m~-8 m下りとなる。なお、当時の掘削敷高は木工沈床からコンクリートブロック工法に代り、腐朽の心配がなくなり、ブロックの屈撓性も良くしたので深く掘削しなく浮き上がった根継ぎ足すことを考えられていたと言われている。

3-4 求められる河岸侵食防止工法

常願寺川に設置された水制は、その高さ形状から本（導流）水制、根固め水制に分けられる。これら水制は、平均河床高の低下以前に設置されたものが多い。ここでは、まず平均河床高の低下が無いという前提で水制工の評価を行い、次に河床低下の生じた現状を踏まえて今後の水制工のあり方とその河岸侵食防止工法について述べる。

(1) 河床低下が無いとした上での評価

常願寺川の水制工の第一の特徴は巨大な本水制である。堤防護岸前面に設置され、堤防を守る第一防御ラインとなり、堤防に直接激流が衝突するのを防いでいる。

通常の護岸、根固めでも、護岸の根入れおよび根固め幅を深掘れに対応できるだけ十分にとれば、堤防は守れると考えられる。しかし、河床勾配が1/70程度で玉石のごろごろする河川では、一洪水中の平均河床高が1 mのオーダーで変動し、また砂州の形成、消滅が一洪水で生じ、かつその砂州高 H_s が3 m近くに及ぶ。さらに河道の平面形状の影響を受け、大砂州が生じ、深掘れ深の評価が難しいので、本水制を設置し、第一防御ラインとするという考え方は妥当であろう。

水制高の高い本水制の配置については、3-2(7)で述べたように配置すれば、堤防沿いまで主流は到達しないものと思われる。さらに、本水制間は、人工的に河床材料で高水敷化してしまえば堤防の安全度をより増すことになる。この場合河岸線は水制先端から主流の方向に対して約1/6の角度で堤防側に入り込むような形となろう。

一連の水制高の高い本水制の最上流の水制は、現在激流を全長 L_s で受ける形となっている。上流部により短い本水制を短い間隔で設置し、主流がスムーズに流下するようにすべきであろう。

本水制の高さ h_s に関しては、水制の上流側の水位が、動圧分だけ上昇することを考えると、この水位上昇を緩和するため、水制を河心側に低くなるように勾配をつけることは妥当であろう。

本水制の水制頭に近い方を透過型にしているのは、水制頭の局所洗掘深の軽減を意図したものと考えられるが、大出水時には流木やごみがつまり実質的に不透過水制となってしまうので、それほど効果は無いと思われる。施工性・経済性の観点から、水制本体の構造は見直しても良いよ

うに思える。

水制回りの根固め工の範囲は、適切と判断される。

次に水制工の低い根固め水制について述べる。本水制間に3～4本入っている。ポスト型根固め水制は、根固め水制と言っても $h_s=1.0\sim 2.0\text{m}$ 程度であり、平均年最大流量時の水深とほぼ等しく、また $L_s/l_s=2$ 程度(L_s :水制間隔、 l_s :水制の長さ)となっているので、実質的には本水制的な機能を持ち、砂州による深掘れ部を水制頭前面に追いやる機能を果している。これは本水制だけでは、堤防防御に不安があるため設置されたものと思われる。このポスト型根固め水制の位置付けは難しい所であるが、3-2(7)で述べたように本水制を密に設置し、根固め水制は設置せず堤防沿いに根固めブロックを設置すれば良いと考える。

(2) 河床低下対策および複断面化への対応と水制工

常願寺川は、河積増のための河床掘削等によって平均河床高で約2～3mほど低下し、また洪水流量の減少等によって、複断面化しつつある。これに対応する護岸工をどのような構造で、どのように配置すれば良いかが問われている。

①高水敷の無い場合

現状においても、水衝部が堤防寄りにあり高水敷化された部分の無い所は、平均河床高の低下に対応した護岸、根固め、水制の補強を行う必要がある。基本的には、既存の河岸侵食防止工法を生かし、護岸の根継ぎおよび根固め工の新設を行えば良いと考えられる。

②高水敷化された区間

高水敷化された所の処理の考え方としては二つの考え方がある。一つは、高水敷化された河岸は不安定なものであり、これは侵食される恐れがあるので、堤防護岸の補強を行って、高水敷化された部分は、存置させておく。もう一つは高水敷化された所では、積極的にこれを堤防補強機能を持つものとして位置付け、かつ高水敷高間の有効利用を企てるため、何等かの低水河岸保護工を設置して、流水に対して侵食を防ぐ対策を行うものである。

河川空間の有効利用、堤防の安全度、経済性等を考えると後者の方向を積極的にさぐってみる必要がある。この場合には、次の前提が成立する必要がある。

- a) 高水敷の侵食は、河岸の側方侵食で生じるものが大部分である。この側方侵食を防ぐだけの強度を持つ河岸侵食防止工法があること。
- b) 大出水時には高水敷は侵食の恐れがあるが、その侵食深は大きなもので無く、堤防前面の既存の根固め工の高さより深くなることは無い。

a)の条件を満足する工法はあると考えられる。b)に対しては、高水敷でこれだけの侵食が生じるには、高水敷上に巨大な構造物(例えば橋脚)があるか、高水敷上に大出水時に砂州規模の河床変動が生じるかしか考えられず、実際には、このような侵食は生じないと考えて良いであろう。

9.^K₃(利田)右岸

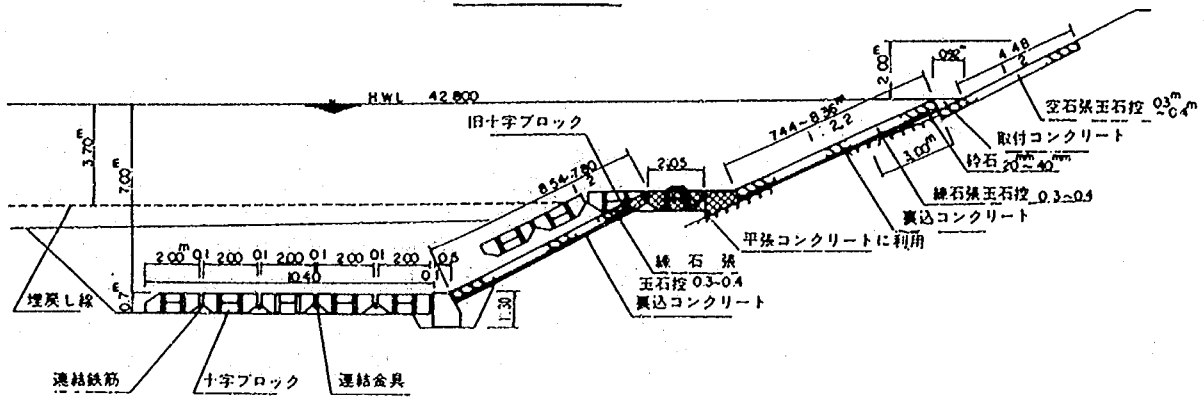


図-3.6.1 常願寺川の近年の根継ぎ工法（根固め工）

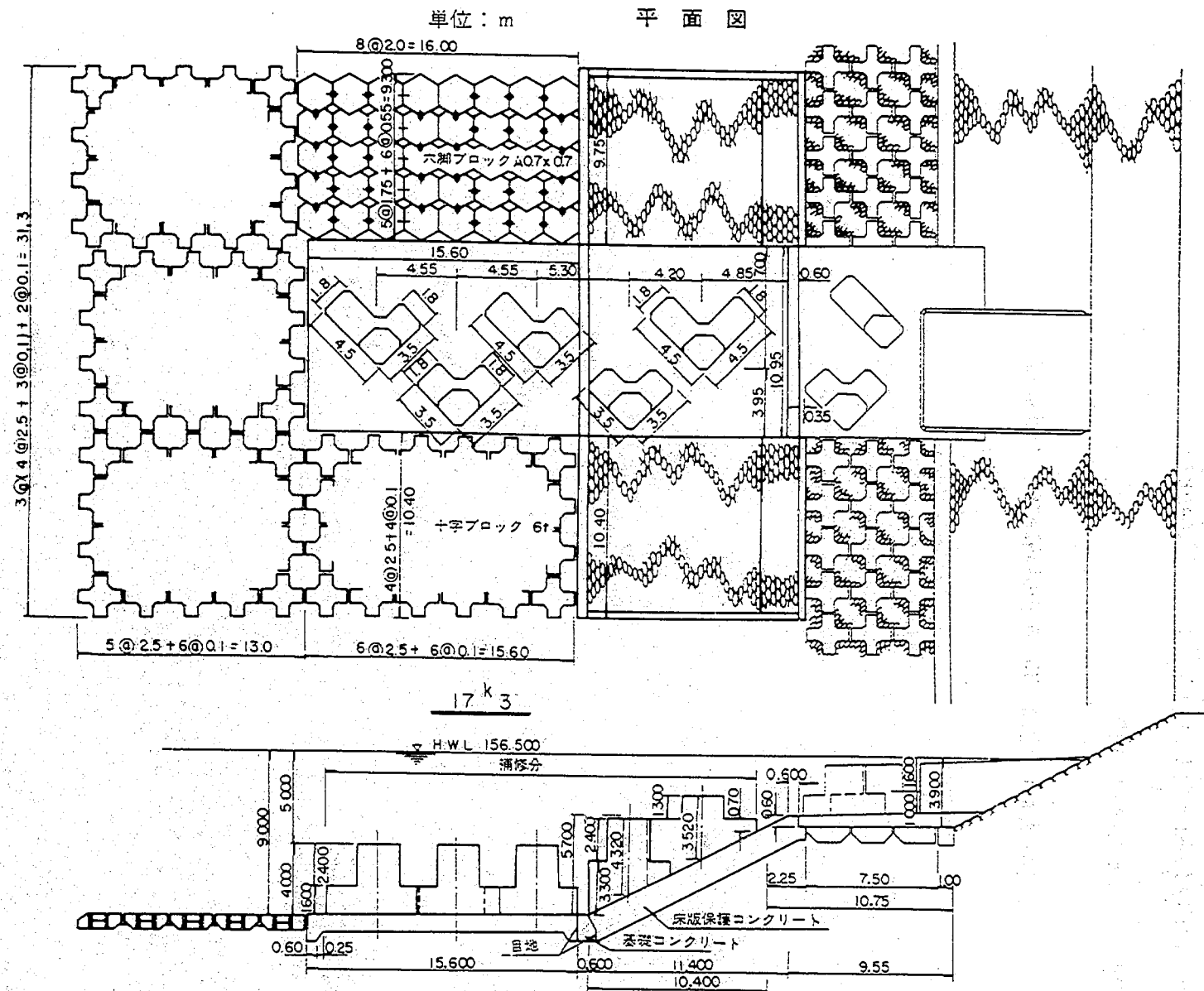
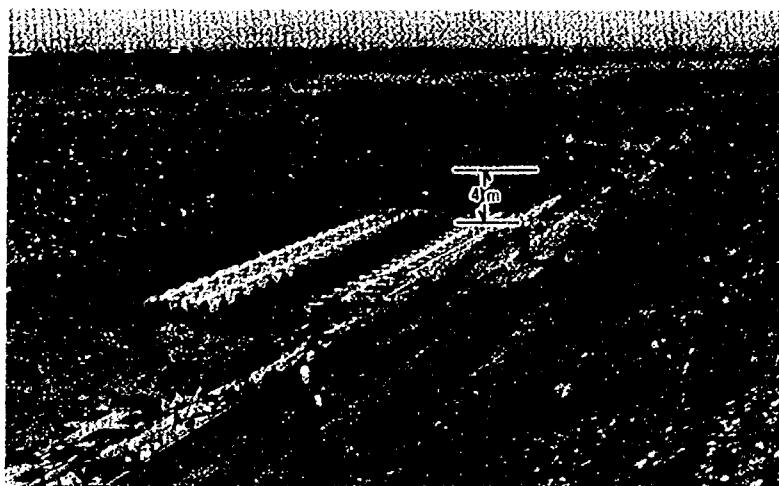
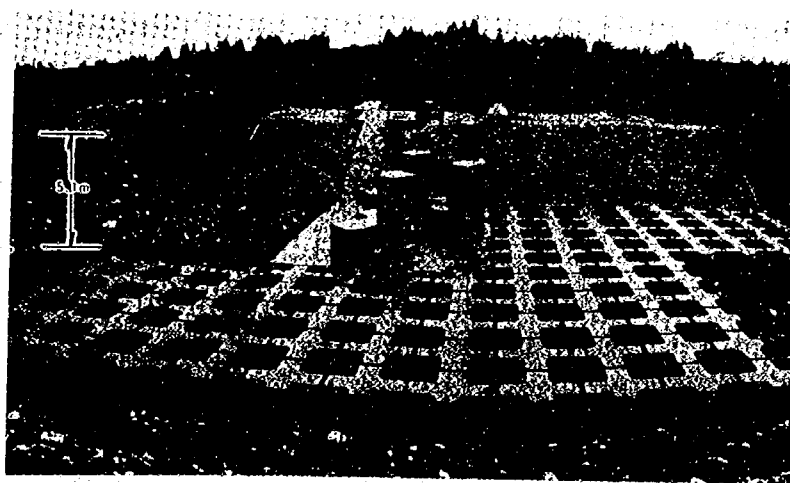


図-3.6.2 岩峯野水制根継ぎ関係図 (昭和52年度施工)



右中部に位置する旧十字ブロックを小段に利用し、それより4 m下げて現在の基礎高水敷高としている。

写真-3.3.1 昭和52年度施工常願寺川右岸9.3km利田護岸の根継ぎ状況



左上部に位置する旧十字ブロックを小段に利用し、それより5.1m下げて基礎敷高としている。

写真-3.3.2 昭和52年度施工常願寺右岸17.3km岩峠野水制の根継ぎ状況

第4章 模型実験による河岸侵食防止工法に関する検討

4-1 検討の目的

常願寺川では、最近根継ぎ護岸の設置に当っては写真-4.1のように、根固めに一定間隔に異型ブロックを用いた横工根固め水制の施工が行われている。

また、河床低下によって堤防前面が高水敷化した区間では、その高水敷が堤脚保護の機能を持つものとして位置付け、その侵食を抑制するための簡易な低水路河岸侵食防止工（縦工）の開発が求められている。

そこで、根固め水制の水理機能および新しい簡易な低水路河岸侵食防止工として縦工を用いた河岸侵食防止工の配置、形状とその効果等について検討することとした。実験は、常願寺川で生じるような水理条件を用いて二次元水路の抽出模型による検討を実施した。

4-2 実験施設と実験方法

4-2-1 実験施設

実験に用いた水路は、図-4.1.1に示すような水路勾配1/100、水路幅3.0m、長さ63mの移動床水路である。縮尺は常願寺川の1/50相当とし、現地のコンクリートブロック製の根固め工、根固め水制、縦工等を想定したものを製作、設置して実験を実施した。実験水は、貯水槽（低水槽）からポンプで供給し、量水槽（流量計）を経て実験水路へ、そして沈砂池、帰還水路を経て貯水槽へ戻るようになっている。実験に用いた模型河床材料は、常願寺川の18.0km～7.1km間付近（Segment 1-1～1-3）の平均的な現地の河床材料の粒径分布形を想定し、その粒径を1/50に縮尺したものを模型の河床材料とした。

模型河床材料の粒度分布形は図-4.1.2に示すような $d_m=2.6\text{mm}$ のものであり、これは先に示した図-2.8.1、2.8.2の現地の粒度分布形と若干異なる。これは模型上で0.1mm以下（現地換算5.0mm以下）の粒径の砂は浮遊砂として流送され、河床材料から脱落してしまうこと、また現地においてもこの粒径相当以下のものは、大礫のマトリックス材料で河床変動にあまり影響を及ぼさないで、初めからこれをカットした場合の粒度分布形としているためである。

4-2-2 実験方法、実験ケース

河岸侵食防止工法としての根固め水制および縦工の配置諸元、構造とその機能、効果等について二次元の抽出模型実験による検討を実施した。実験は、各構造物の配置諸元に対して、常願寺川で生じるような所定の水理条件を与え、水位、流況、流速、河床変動状況等の測定を行うことにより、実験目的についての検討を行った。実施した実験ケース一覧表を表-4.1に示す。以下にそれぞれの実験目的や検討事項を述べる。

(1) 根固め水制の機能に関する検討 (ケースⅠ-1～Ⅰ-4)

根固め水制による護岸前面の流速低減および洗掘防止効果等の水理機能について検討を行った。実験は、まず根固め工や根固め水制等の構造物を設置していない無対策の状態(護岸法覆工のみ)で所定の流量を通水し、砂州形成に伴う局所洗掘深や河床変動状況を調べ、対策工を設置したときとの比較資料としたのがケースⅠ-1である。ケースⅠ-2～Ⅰ-4は、根固め工や根固め水制を種々の配置諸元で設置し、その機能や効果について検討した。

(2) 簡易型河岸侵食防止工(縦工)に関する検討 (ケースⅡ-1～Ⅱ-3-3)

簡易型の河岸侵食防止工(縦工)とは、コンクリートブロックを連結層積みとし、大出水時に多少変形しても、復旧が容易な工法を想定したものである。このような河岸保護工、すなわち縦工の配置間隔、長さ形状等の諸元と河岸侵食防止効果について検討を行った。

実験は対策効果等の比較資料とする無対策の場合の検討ケースがⅡ-1である。ケースⅡ-2のシリーズは、縦工の配置間隔と侵食量の関係について検討した実験である。さらにケースⅡ-3のシリーズは、縦工背後への侵食防止のため、上流端を河岸側へ嵌入させた場合の配置諸元とその効果等についての検討を実施した。

4-3 根固め水制の機能に関する検討

4-3-1 実験の概要と実験条件

根固め水制の流速低減および洗掘防止効果等の水理機能について検討するものである。なお、先に述べたように縮尺は1/50相当としたが、ここでは現地換算とはせず、実験諸量は模型値で表わし、必要に応じて現地換算値を記述することとする。

模型の低水路河岸は、高さ6.0cmの2割勾配とし、河床材料をニスで固定して護岸に代用した。根固め工は、現地6tのコンクリートブロックに相当する5.0cm×4.4m×1.5cm(重量約50g)のモルタル製ブロックを用い、その敷設幅は15cmとした。根固め水制は、現地8t相当の異型ブロック層積み(模型約65g)を想定し、天端高を低水路河床高(初期河床高)より1.5cm高とし、天端幅を15cmとした。これらの設置状況を写真-4.2、4.3に示す。

実験に用いる水理量を決定するため、常願寺川の平均年最大流量(約700m³/s)および18.0km～7.0km間付近で高水敷以下の流下能力である3,000m³/s時における不等流計算結果の平均水深(それぞれ約1.5m、約2.25m)となるような流量を与えた予備検討を実施した。その結果、流量700m³/s相当では、砂州の形成移動があまり活発ではなく、流量3,000m³/s相当の方が現象がはっきりすることが明らかとなった。よって、砂州の形成、河床変動等が活発で対策効果等の差異が明確となる流量3,000m³/s規模の水深4.5cm(現地2.25m)を実験条件とすることにした。実験は表-4.1に示す根固め水制配置および根固め工敷高について実施した。なお、水路の上流側約5.0m間程度は、補給砂区間とし、とくに給砂は行わず、また下流端水位も自由流下とした。

4-3-2 実験結果

1) ケース I-1

本ケースは無対策の状態における砂州の形成、河床変動、洗掘深等を調べ、対策工を行った実験との比較資料とするものである。実験水路の断面形は図-4.3.1に示すように低水路幅2.75m (勾配1/100) である。実験は水深約4.5cmとなる流量78.3ℓ/sを与え、通水時間は砂州の形成および河床変動が安定する状況を見て180分とした。

(1) 水位について

実験結果の水位縦断の時間変化(通水10分, 120分, 180分後)を通水終了後の河床高(左右岸は河岸から約15cm範囲の最深部)とともに図-4.3.2に示す。さらに5m, 15m, 25m, 35m地点の水位, 河床高の時間変化図を図-4.3.3に示す。

水路上流部は, 河床低下傾向となり, これとともに水位も若干低下している。また水位は河床変動に追従して変動し, 概ね河床が低い方が水位が低くなっている。砂州の形成発達に伴う同一地点での水位の変動量は, 最大約2.4~2.6cm生じ, 断面内の左右岸の水位差も最大約1.6cm生じている。すなわち水位の変動幅は平均水深の5~6割も生じ, 左右岸での水位差は平均水深の2~3割生じる結果となっている。

(2) 流況について

砂州の形成状況および流況図を図-4.3.4に, 通水終了時付近の左右河岸近傍の流速(河岸から約15cm範囲の最深部における6割水深の流速値)および河床高の縦断変化図を図-4.3.5に示す。

河床面は, 通水約10分後付近から薄いウロコ状の河床波が形成され, その後徐々に波長が大きくなって複列の砂州へと発達する。さらに通水60分後付近では複列砂州が統合されて交互砂州へと発達する。通水120分以降は, 河床変動も緩慢となり, 水衝部箇所が37m付近右岸, 22m付近左岸, 10m付近右岸に形成され固定する傾向となる。このような水衝部箇所の流速は1.0~1.3m/sとなり, 断面平均流速の約1.5~2倍の高流速となる結果が得られた。

(3) 河床変動状況について

図-4.3.1および図-4.3.4に示すように, 交互砂州の波長は約24~28mとなり, 通水終了時における砂州前縁線の河岸沿いの最大洗掘深は, 約7~8cmである。川幅水深比 B/H が現地の常願寺川と異なるため河床形態が相似となっておらず, この交互砂州形成に伴う洗掘深を現地換算すると3.5~4.0mであり, やや過大な結果となる。しかし, ここでは根固め水制等の機能, 効果等の差異を明確にすることから, この水理条件で次ケースの検討を実施することにした。

2) ケース I - 2

本ケースは、根固め水制を設置したときの流速低減および洗掘防止効果等について検討したものである。実験は、同一水路内に根固め工のみ（タイプ A）の場合、根固め工に加えて長さ 20 cm の根固め水制を水制長の 2 倍の 40 cm 間隔で設置（タイプ B）した場合、水制長の 3 倍の間隔で根固め水制を設置（タイプ C）した場合の検討を実施した。なお、根固め工敷高は初期河床 - 2.0 cm、敷設幅はケース I - 1 で生じた洗掘深の約 2 倍の 15 cm とし、根固め水制の天端高は初期河床 + 1.5 cm である。これらの配置形状図を図 - 4.4.1 に示す。

(1) 水位について

実験結果の水位縦断の時間変化（通水 10 分、通水 180 分後）および通水終了後の河床高縦断図を図 - 4.4.2 に示す。

水位は、根固め水制周辺で局所的な変動があるものの、全体的には無対策のケース I - 1 と大きく変えることはなかった。水路上流では、河床低下に伴って水位が若干低下している。根固め水制付近では、写真 - 4.4 に示すように水制によるせき上げ生じ、その直下流で水面に変動が見られる。根固め水制による水位のせき上げ高は約 1.0 ~ 1.2 cm である。

(2) 流況について

砂州の形成状況および流況図を図 - 4.4.3 に、通水終了時付近の左岸近傍の流速と、根固め工上、根固め水制間の流速および河床高の縦断変化図を図 - 4.4.4 に示す。通水初期の砂州形成状況は、根固め水制の影響もほとんどみられず、ケース I - 1 とほぼ同じように複列から交互砂州へと発達する。交互砂州は 30 分で約 4 m 下流へ移動し、洗掘箇所もそれに伴って移動する。通水 120 分時では根固め水制を配置した箇所が水衝部となり、根固め工前面で 6 ~ 8 cm の洗掘が生じた。

根固め工のみ配置したタイプ A では、洗掘に伴って根固め工が露出し、その前面で洗掘が大きくなる傾向となる。洗掘深の増大により通水 60 分後で根固め工前面が屈撓し、通水 120 分後には最大洗掘深が 9.8 cm に達し、根固め工全体が屈撓、沈下してしまった。なお、根固め工上で約 1.25 m/s の流速が生じた。

根固め水制を配置したタイプ B（根固め水制の配置間隔 40 cm）では、根固め水制の直上流で約 1.0 ~ 1.5 cm の水位のせき上げがあり、根固め水制の直下流では波状跳水状の水面変動が生じる。根固め水制間においては、流速が約 35 cm/s まで減勢され、根固め水制が流速低減に効果のある結果となっている。根固め水制は異型ブロックを層積みとしたが、連結しなかったために水制先端の洗掘に伴って崩落してしまい、また一部流出する状態であった。ただし、根固め工は、前面がわずかに屈撓した程度で維持される結果が得られた。

根固め水制の配置間隔を変えたタイプ C（根固め水制の配置間隔 60 cm）でも、根固め水制の直上流で約 1.0 ~ 1.5 cm の水位のせき上げが見られ、同様に直下流には波状跳水状の水面変動が生じ

ていた。ただし、タイプBと比較して水位の変動は小さいようであった。タイプBと同様に水制先端のブロックが崩落、沈下して一部流出したものの、根固め工は上流端付近の前面が若干屈撓した程度で維持されていた。流速は根固め水制間で約60cm/sまで減勢される結果となった。以上より、流速の減勢効果は、根固め水制の配置間隔が狭いタイプBの方が大きいことが明らかとなった。

(3) 河床変動状況と根固め水制の効果について

先の図-4.4.2および図-4.4.3に示すように、交互砂州の波長は約24m程度である。通水終了時における河岸沿いの最大洗掘深は約8cmで、いずれも根固め工あるいは根固め水制の前面で生じている。ただし、この洗掘深は無対策のケースI-1とほぼ同じである。

タイプA～Cそれぞれの通水後の河床等高線図を図-4.4.5(1)～(3)に示す。タイプAの根固め工のみの場合では、根固め工前面で洗掘が生じ、根固め工自体が屈撓、崩落している。しかし、局所洗掘の発生位置は根固め工の前面となり、河岸沿いから離れて水路中央寄りになる効果は得られている。タイプBでは水制が根固め工より突出していることから、洗掘位置がさらに水路中央寄りとなり、根固め工前面での洗掘も軽減されている。タイプCでは水制周辺の洗掘もタイプBと比べ小さくなっている。

以上の結果より、根固め工のみの場合にはその前面が全体に洗掘されているのに対して、根固め水制を配置したケースはその下流側の洗掘が抑制されているようであった。ただし、根固め水制先端付近の最大洗掘深は両者ともほぼ同様であった。

3) ケースI-3

ケースI-2の実験結果では、水衝部の洗掘規模が大きく、根固め工や根固め水制がいずれも崩落、沈下するような状態となった。このため本ケースでは、交互砂州の規模および洗掘深を小さくし、現地の常願寺川に形成されているような砂州の波長程度となるように低水路幅を変更することとした。これは後述する河岸侵食防止(縦工)の検討において、高水敷幅をある程度確保する必要があるためでもある。水路の断面形は図-4.5.1に示すように低水路幅を2.75mから1.5mに狭くし、実験では、水深約4.5cmとなる流量42.7%を与えて検討することにした。本ケースは、先のケースI-1と同様に無対策の状態における現象把握の実験である。なお、通水時間は、砂州の形成および河床変動が安定する状況を見て120分とした。

(1) 水位について

実験結果の水位縦断の時間変化(通水10分、60分、120分後)を通水終了後の河床高縦断とともに図-4.5.2に示す。さらに水路の5m、15m、25m、35m地点断面における左右岸、中央地点の水位、河床高の時間変化を図-4.5.3に示す。

実験は給砂を行っていないため、水路上流部は河床低下に伴って水位が若干低下する傾向とな

る。

砂州の形成発達に伴う同一地点での水位変動量は約1.6cmであり、左右岸での水位差は約0.8cm生じている。水位の変動量は平均水深の3.5割程度であり、左右岸の水位差は平均水深の1.8割程度となっている。これは先のケースⅠ-1と比較するとかなり小さくなっており、水路幅を狭めたことによって、砂州規模が小さくなったためと考えられる。

(2) 流況について

砂州の形成状況と流況図を図-4.5.4に、左右岸の流速および河床高の縦断変化図を図-4.5.5に示す。

砂州の発達状況は、通水10分後から薄いウロコ状の河床波が形成され、その後徐々に波長が大きくなって、複列砂州へ、そして通水30分後付近から交互砂州へと発達する。さらに、通水60分以降は砂州の移動が緩慢となり、水衝部箇所は砂州前縁線の河岸沿い付近に固定される傾向を示す。この水衝部付近では約90cm/sの流速となり、断面平均流速の約1.5倍の値となっている。

(3) 河床変動状況について

図-4.5.2および図-4.5.4に示した河床高縦断、砂州形状図より水路内に形成された砂州の波長は10~12m程度であることが分かる。また、通水終了時における砂州前縁線の河岸沿いの最大洗掘深は4~6cmである。これより、現地の常願寺川に形成される砂州形態とは異なるものの、これらを現地換算すると砂州の波長が500~600m、砂州の形成に伴う洗掘深は2.0~3.0mとなり、ほぼ現地に形成される砂州規模に対応する結果となった。

4) ケースⅠ-4

本ケースは、護岸根固め工の敷設高の違いによる洗掘防止および根固め工の安定性等について検討したものである。根固め工は、洗掘を防止するためにある程度の敷設幅が必要であり、さらにその敷高は低い方が効果的と考えられる。ここでは、ケースⅠ-3で形成された砂州前縁線の河岸沿いの洗掘箇所に図-4.6.1に示すように敷設高を変えた根固め工を設置（初期河床-2.0cmおよび初期河床-4.0cm、敷設幅は両者とも15cmとし、周辺河床は敷設高に埋め戻した）し、ケースⅠ-3に継続してさらに120分通水した検討を行った。

(1) 水位について

実験結果の水位縦断の時間変化（通水10分と60分後）および通水後の河床縦断図を図-4.6.2に示す。

先のケースⅠ-3に継続して通水したため、水位の時間変化も少なく、とくに差異は見られなかった。

(2) 流況について

実験結果の砂州形成状況と流況図を図-4.6.3に示す。

砂州は先のケース I-3 の通水後形状に対して若干下流に移動した程度で、あまり変化しておらずほぼ安定した状態となっている。したがって、根固め工設置箇所付近が水衝部であり、この根固め工前面で洗掘が進行する程度で、他は有意な違いは見受けられなかった。

(3) 河床変動状況および根固め工の効果について

通水後の河床高変動量の縦断図を図-4.6.4に示す。

形成された交互砂州の波長は約12m、その波高(洗掘深)が約5~6cmである。これは根固め工を設置しないときと同じであり、根固め工敷設による影響はほとんどない結果となっている。

いっぽう、根固め工を設置した断面(25m, 35m)の洗掘状況を無対策時とともに図-4.6.5に示す。

これによると根固め工の有無や敷設高の違いによって洗掘深が異なるようなこともないようである。ただし、根固め工によって、洗掘位置を河岸から遠ざけて保護する効果は大きい。なお、通水中の最大洗掘深は、根固め工の敷設高が-2cm(タイプD)の場合約7.5cm、敷設高が-4cm(タイプE)の場合で約5.5cmとなっており、後者の方が洗掘深が小さい。しかし、これは無対策時と同じ洗掘深であり、元々後者の方の洗掘深が小さかったため、敷設高の違いによる効果ではない。しかしながら、根固め工の安定性やその維持の面からも敷設高は低い方が有利である。

4-3-3 考察と結論

1) 根固め工の効果と役割

扇状地河川に発生する砂州は、砂州幅200m以上、砂州長600m以上あるのが普通であり、その淵部(深掘れ部)の深掘れが生じている幅は、根固めの幅(10m程度以下)を越えており、根固め工の敷設高が砂州による深掘れ部の高さより高くても、砂州部の深掘れを根固め敷設幅より河川側に追いやる効果があるが、洗掘深そのものはあまり軽減できない。したがって、根固めは、護岸根固め工の敷設高さより河床が低下する場合の護岸および根固め工の保護工として位置付けられるものである。

根固めブロックが接続してある場合は、前面の洗掘に対して、ほぼ安息角で傾斜するので、根固め敷設高を基準とした予想深掘れ量 ΔZ_0 の2倍程度の根固め敷設幅があれば、根止め工の破損は防げることになるが、多少の安全を考えて ΔZ_0 の2.5倍程度の幅とすべきであろう。

護岸前面の深掘れ深が正確に予想し得れば、根固め幅 b は根固め敷設高 Z_0 の関数となるので、最適根固め幅は、根固め、護岸、根固め工全体としての建設コスト、全体としての強度を評価関数として根固め幅、敷設幅が決定されることになろう。しかし、護岸前面の深掘れ深の評価が難しく、またたとえ水路形状、河床材料、洪水時の水理量より、予想される深掘れ深の平均値が評価されても、個々の深掘れは同一条件でもかなり違いがあり、これが明確になっていないことも

あってなかなか合理的に根固めの敷設高、敷設幅を決められない。

これまでの護岸根固め工の設計の考え方をある程度踏襲するとすれば以下のごとくだろう。

深掘れ深 ΔZ の評価は、近い将来（施設のライフタイム50年程度）の常水路の平均河床高 Z_m を評価する。次に過去の横断測量結果より、測量時の平均河床高 Z_m と最深河床高 Z_{max} の差 ΔZ より、水制や橋脚、床止め工等に原因する局所洗掘を除いたものを砂州や常水路の平面形状によって生じる深掘れとし、これを根固め工敷設高設定のための河床高とすると良い。

根固め工の敷設高を ΔZ に対応した深さに設置すれば、予期し得ないような深掘れ、または深掘れの変動性に対する対処として根固めが位置付けられることになる。この場合の根固め幅としては6 m程度（根固め前面で2.5 m程度の深掘れが生じても安全な幅）としておけば十分であろう。

一般に根固めの敷設高は、計画河床高より1 mから1.5 mの下に敷設し、根固めの幅は6 m～12 m程度とすることが多い。扇状地河川の砂州による ΔZ は2 m程度であるので、この砂州に対しては一応の安全度は確保し得ていると言えるが、河道の曲がりや流れの集中するところでは、より深い深掘れが生じるので、このような場合には、根固め幅を増すか、根固め敷設高を下げる必要がある。

2) 根固め水制の効果と役割

根固め水制の効果と影響を実験結果からまとめると次のようになる。

- ・根固め水制は粗度要素となり、護岸前面の流速を低減する。
- ・根固め水制設置は、根固め前面の洗掘量の軽減にはあまり効果がない。根固め水制の周辺に水制周りの局所洗掘防止のための根固めを設置しないと水制による局所洗掘が生じる。
- ・根固め水制によって水制前面の水位がせき上がり、流れを乱す。

以上のまとめより、根固め水制による侵食防止の役割をまとめると以下のごとくとなるだろう。

根固め水制のない同幅の根固め工に比較して、根固め水制の効果は根固め上の流速を遅くすることである。しかし、流速を遅くすることの効用がどれだけあるのであろうか。根固め工および堤防は、根固め水制がない場合の流速に耐えられる強度を持っているので、根固め工の効用は玉石の護岸や根止め工への直接的な衝突を緩和することにある。あるいは根固め水制がある程度高く、また強度も十分にある場合は、非越流型の水制と同様な機能を持ち、深掘れ部を水制先端位置より追いやり、堤防に対して第一防御ラインとなると言うものであろう。

根固めが流水に対して移動しない大きさであれば、根固め水制を設置する必然性は少ないように思える。今後、出水時の現象を調査し、その効果をさらに検討していく必要があるが、転石の護岸、根止め工の衝突対策等が必要であれば、根固め工付近に一直列縦にブロックを2段積みしておけば良いであろう（形の良いブロックを製作すれば景観的にも見苦しくはないであろう）。

3) 砂州による左右岸水位差

交互砂州の形成，流下（現地の常願寺川に形成されるような波高，波長の砂州）に伴う同一地点の水位変動量は平均水深の3～4割も生じる。また，この交互砂州による左右岸の水位差は平均水深の2割も生じることが明らかとなった。

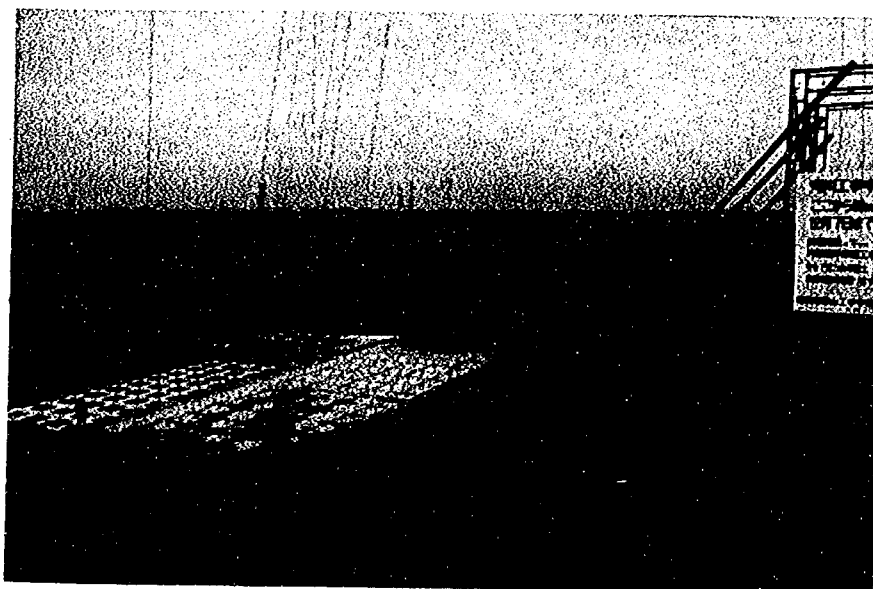


写真-4. 1 根固め工と根固め水制 (9.5km右岸)

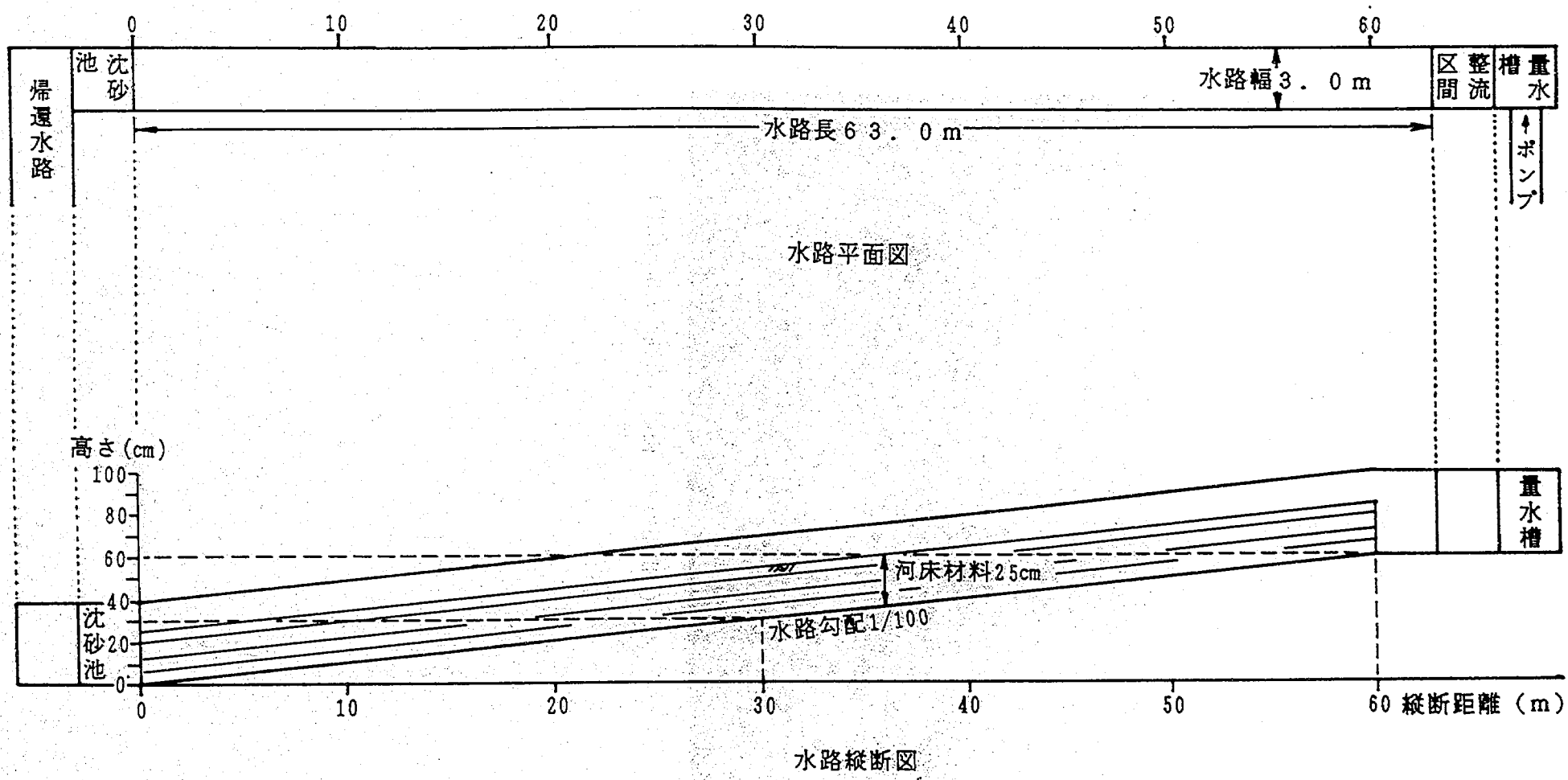


図-4.1.1 実験水路概要図

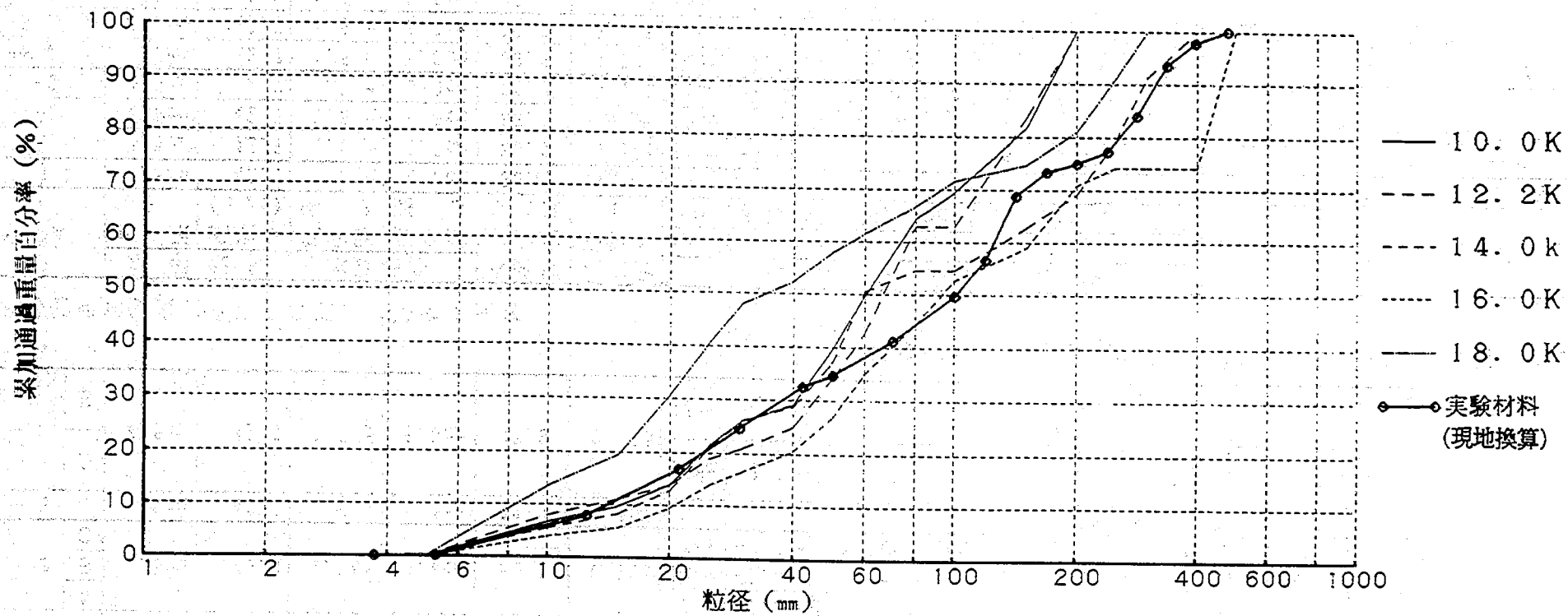


図-4.1.2 河床材料粒度分布比較図

表-4.1 実験ケース一覧表

●根固め水制の機能に関する検討

ケース		水 理 条 件		水路条件		川 幅 水深比 B/H	無次元 掃流力 τ^*	対 策 工 諸 元					通水時間	検 討 内 容
		水 深 H	流量Q (ℓ/s)	低水路 幅 B	高水敷 高 さ			根 固 め 工		根 固 め 水 制				
								幅	敷設高	高 さ	長さ	間隔		
I - 1		4.5cm	78.3	2.75m	6.0cm	61.1	0.105						180分	無対策時の検討
I - 2	A	4.5cm	78.3	2.75m	6.0cm	61.1	0.105	15cm	-2.0cm				180分	根固め工のみの検討
	B							15cm	-2.0cm	+1.5cm	20cm	40cm		根固め水制の配置間
	C							15cm	-2.0cm	+1.5cm	20cm	60cm		隔と効果の検討
I - 3		4.5cm	42.7	1.5 m	6.0cm	33.3	0.105						120分	無対策時の検討
I - 4	D	4.5cm	42.7	1.5 m	6.0cm	33.3	0.105	15cm	-2.0cm				I - 3に引 き続いて 120分	根固め工の敷設高さ と洗掘深の検討
	E							15cm	-4.0cm					

∴根固め工敷設高, 根固め水制高は初期河床からの値である。

●簡易型河岸侵食防止工(縦工)に関する検討

ケース	水 理 条 件		水路条件		水路幅 水深比 B / H	無次元 掃流力 τ_*	河 岸 対 策 工 条 件						通水時間	検 討 内 容
	水 深 H	流量 Q (ℓ /s)	低水路 幅 B	高水敷 高 さ			根 固 め 工		縦 工					
							幅	敷設高	間隔 L_T	長さ l_T	間隔 l_B	角度		
Ⅱ-1	4.5cm	42.7	1.5 m	6.0cm	33.3	0.105							120分	河岸侵食特性の検討
Ⅱ-2-1	4.5cm	42.7	1.5 m	6.0cm	33.3	0.105	15cm	-3.0cm	3.00m	1.00m	2.00m		120分	縦工の配置間隔と侵食防止効果の検討
Ⅱ-2-2	4.5cm	42.7	1.5 m	6.0cm	33.3	0.105	15cm	-3.0cm	2.00m	1.00m	1.00m		90分	
Ⅱ-2-3	4.5cm	42.7	1.5 m	6.0cm	33.3	0.105	15cm	-1.5cm	4.00m	0.50m	3.50m		90分	
Ⅱ-3-1	4.5cm	42.7	1.5 m	6.0cm	33.3	0.105	15cm	-1.5cm	4.00m	0.25m	3.75m	20°	120分	縦工の構造と侵食防止効果の検討
Ⅱ-3-2	4.5cm	42.7	1.5 m	6.0cm	33.3	0.105	15cm	-1.5cm	3.00m	0.25m	2.75m*	20°	210分	
Ⅱ-3-3	4.5cm	42.7	1.5 m	7.5cm	33.3	0.105	15cm	-1.5cm	2.50m	0.50m	2.00m*	20°	450分	
Ⅱ-3-4	4.5cm	42.7	1.5 m	6.0cm	33.3	0.105	15cm	-1.5cm	1.60m	0.10m	1.50m*		180分	
Ⅱ-3-5	4.5cm	42.7	1.5 m	6.0cm	33.3	0.105	15cm	-1.5cm	2.10m	0.60m	1.50m*	45°	180分	

*は縦工を千鳥に配置したケースである。

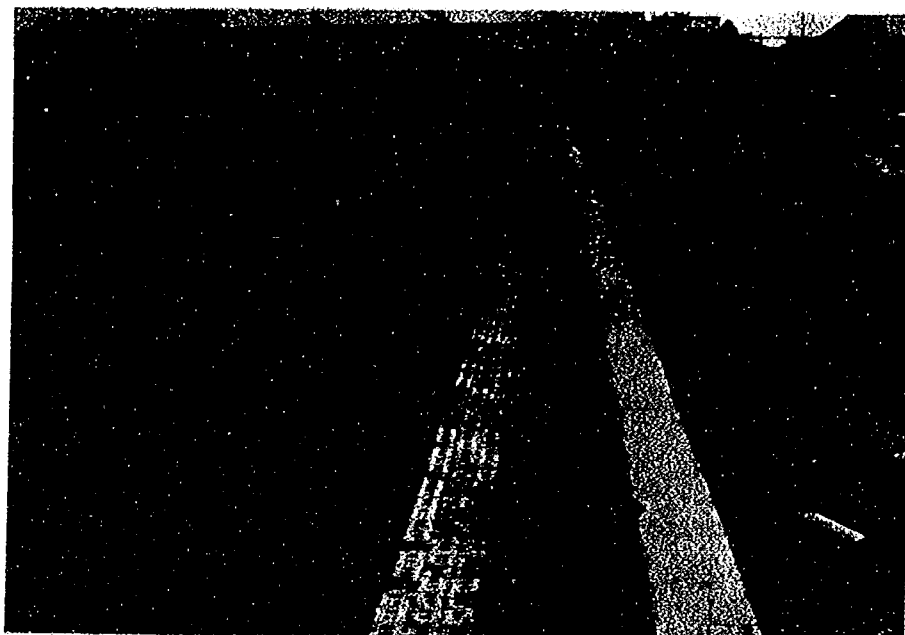


写真-4. 2 根固め工設置状況(ケース I - 2, タイプ A)



写真-4. 3 根固め水制設置状況(ケース I - 2, タイプ B)

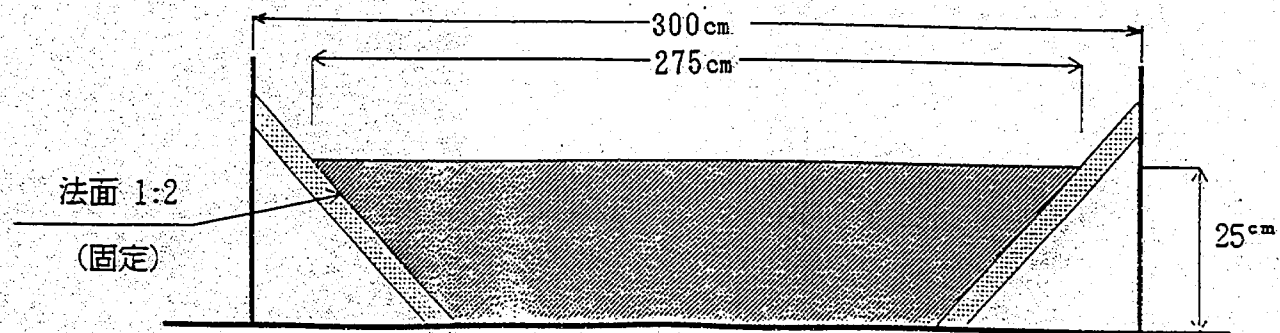


図-4.3.1 実験水路断面図 (ケース I-1, I-2)

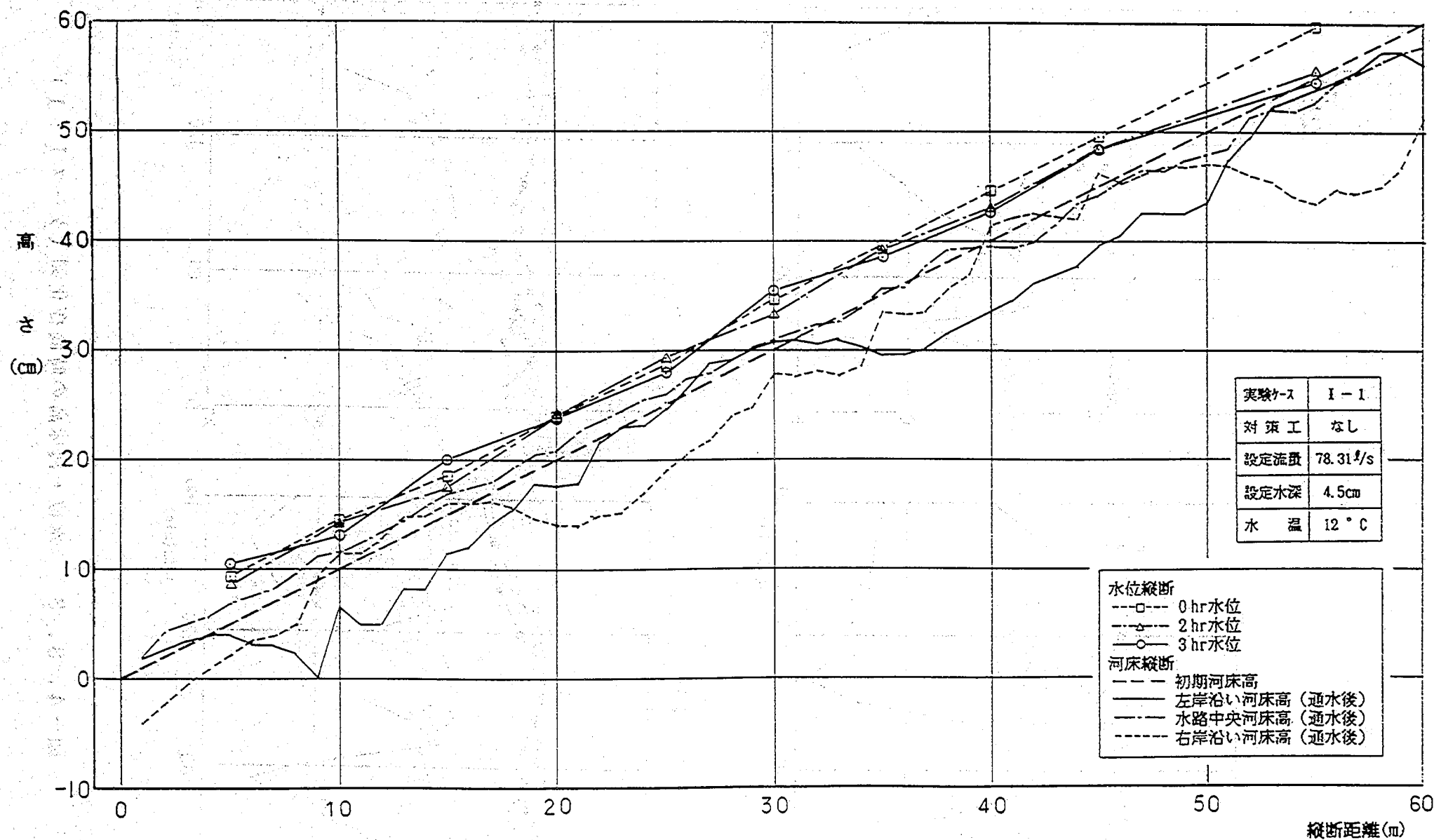


図-4.3.2 水位・河床高縦断図 (ケース I - 1)

●	左岸水位
○	右岸水位

—	左岸河床高
---	中央河床高
---	右岸河床高

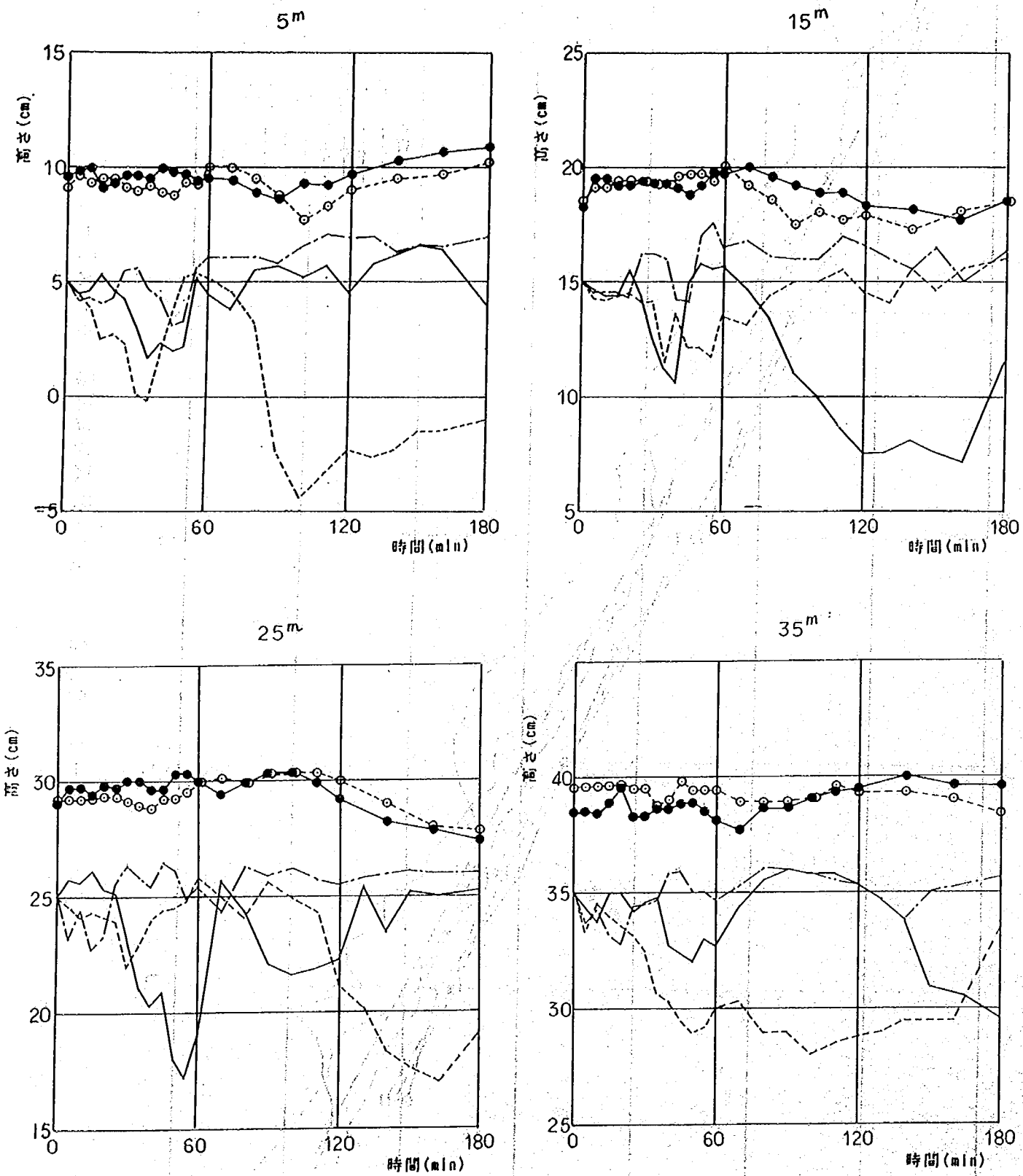


図-4. 3. 3 水位・河床高の時間変化図 (ケース I-1)

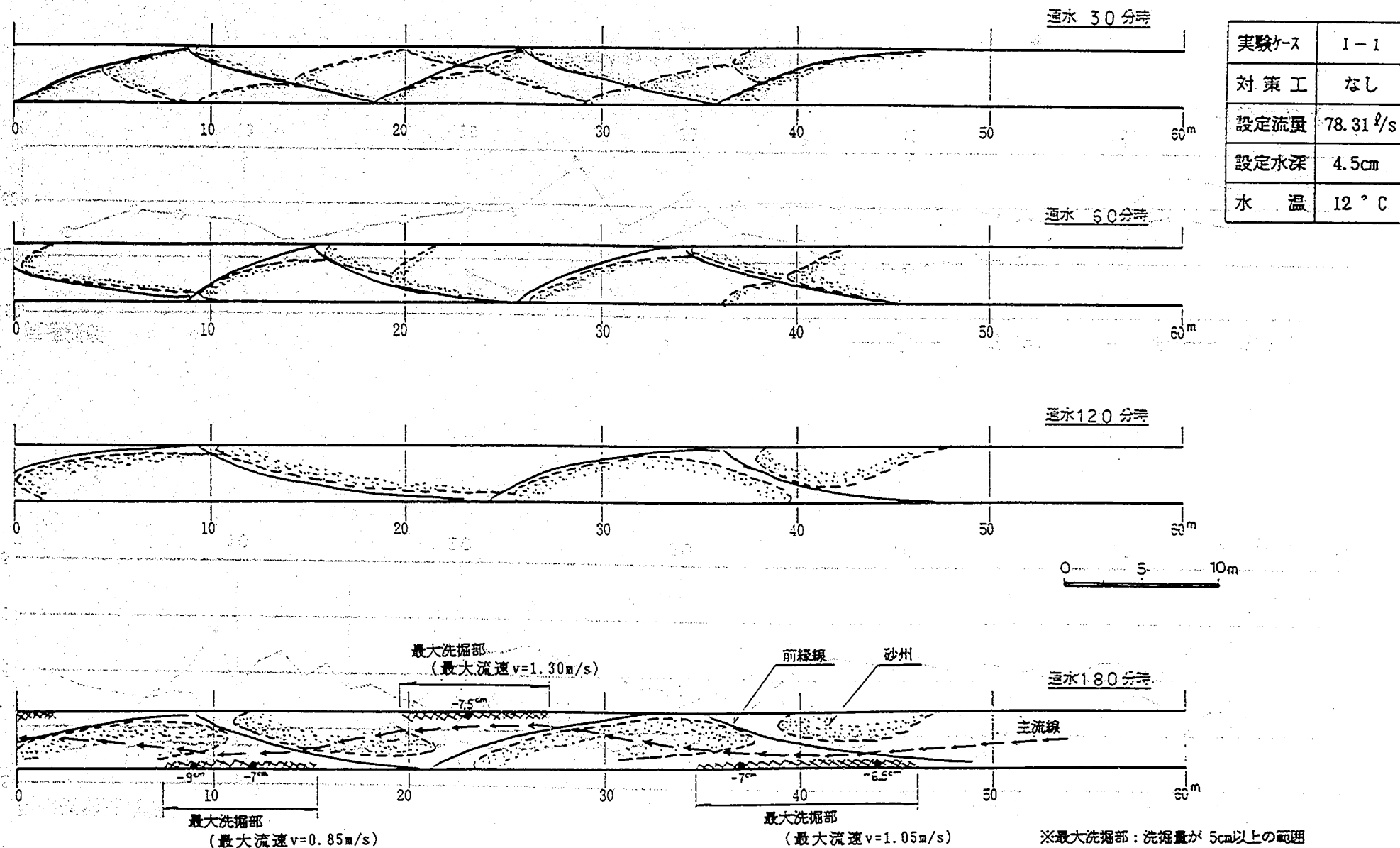


図-4.3.4 砂州の時間変化と流況図 (ケース I-1)

実験ケース	I-1
対策工	なし
流量	78.3l/s
水深	4.5cm
水温	12°C

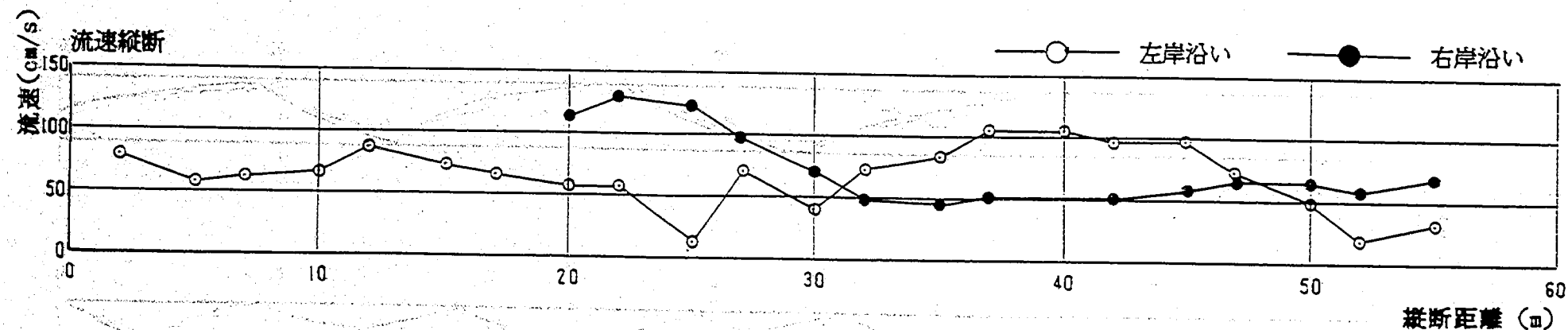
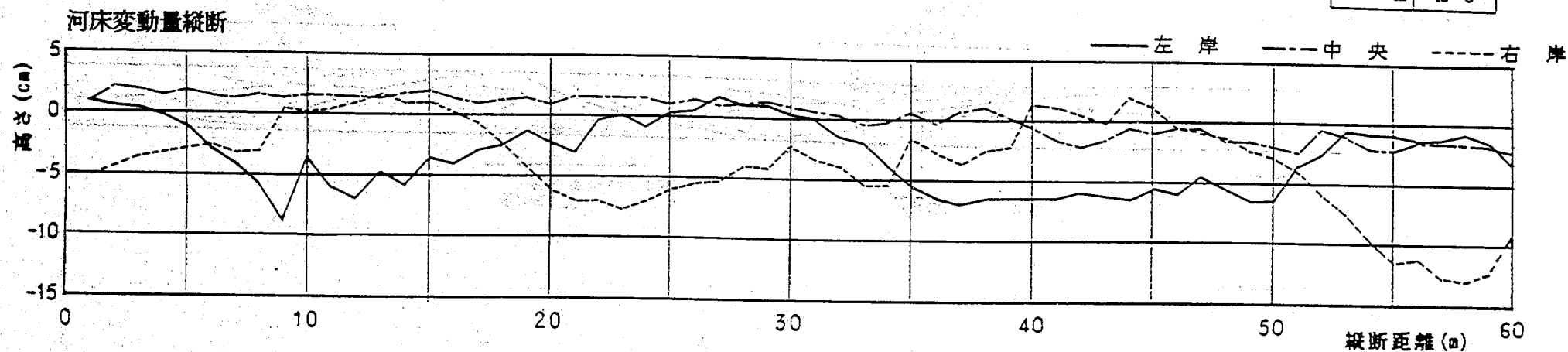
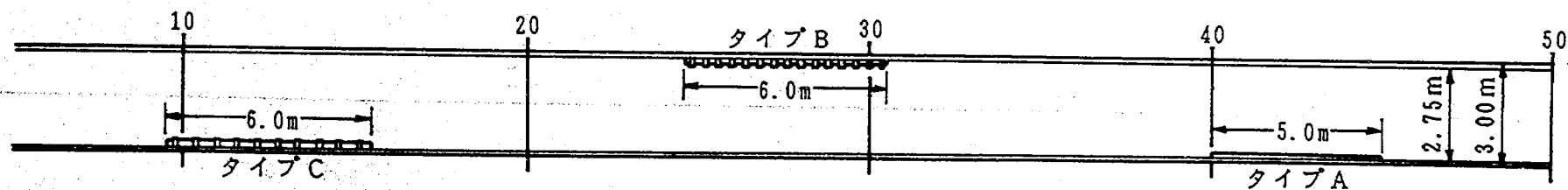
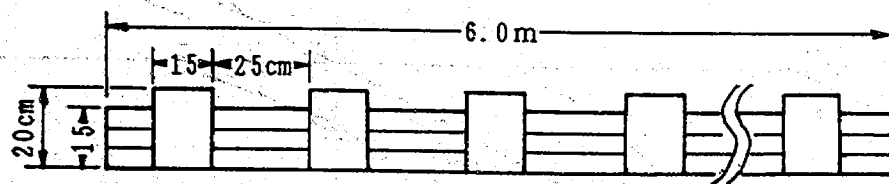


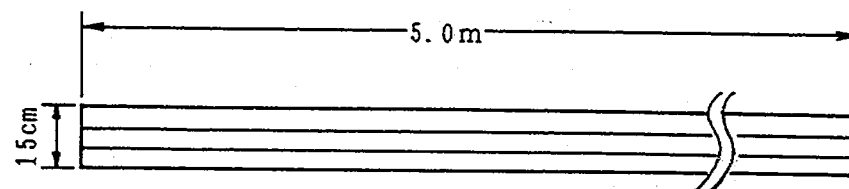
図-4.3.5 河床変動量・流速縦断図 (ケース I-1)



タイプ B (水制間隔40cm)



タイプ A (根固め工のみ)



タイプ C (水制間隔60cm)

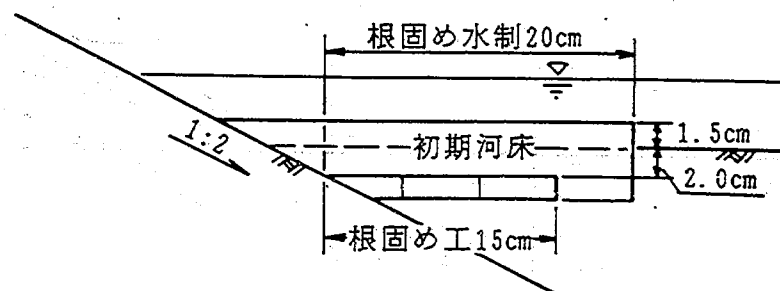
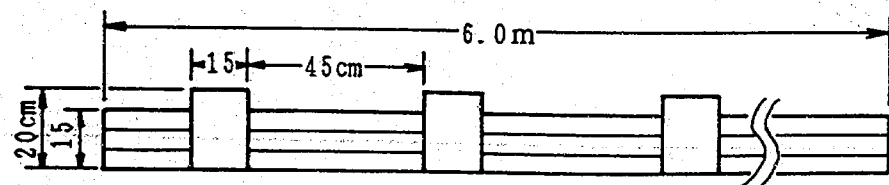


図-4.4.1 根固め水制配置形状図

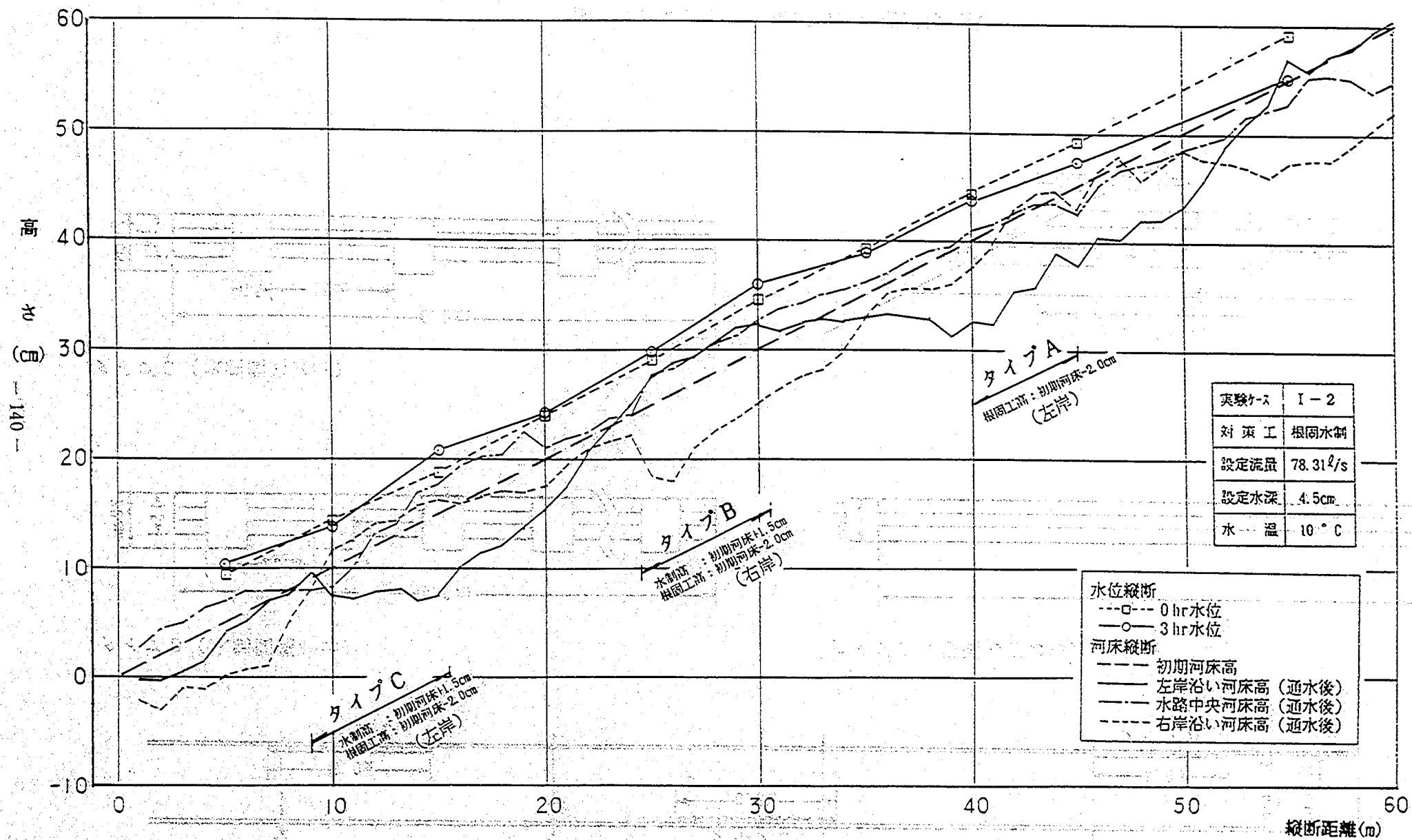


図-4.4.2 水位・河床高縦断図(ケースI-2)

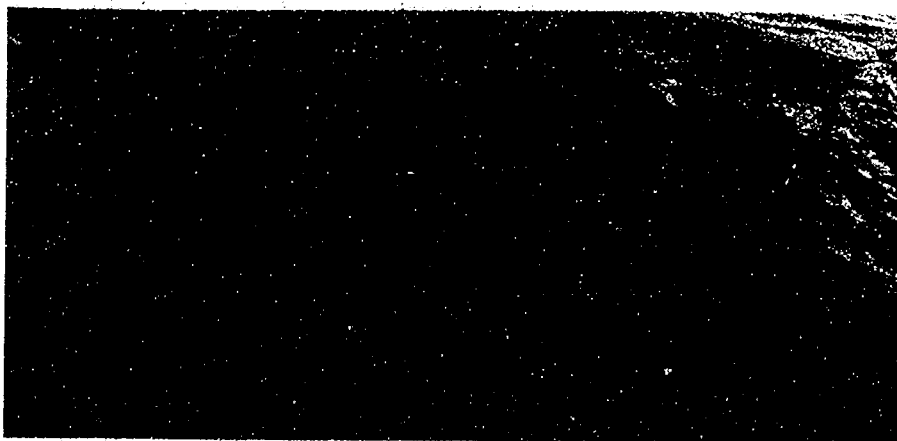


写真-4.4 根固め水制周辺の流況

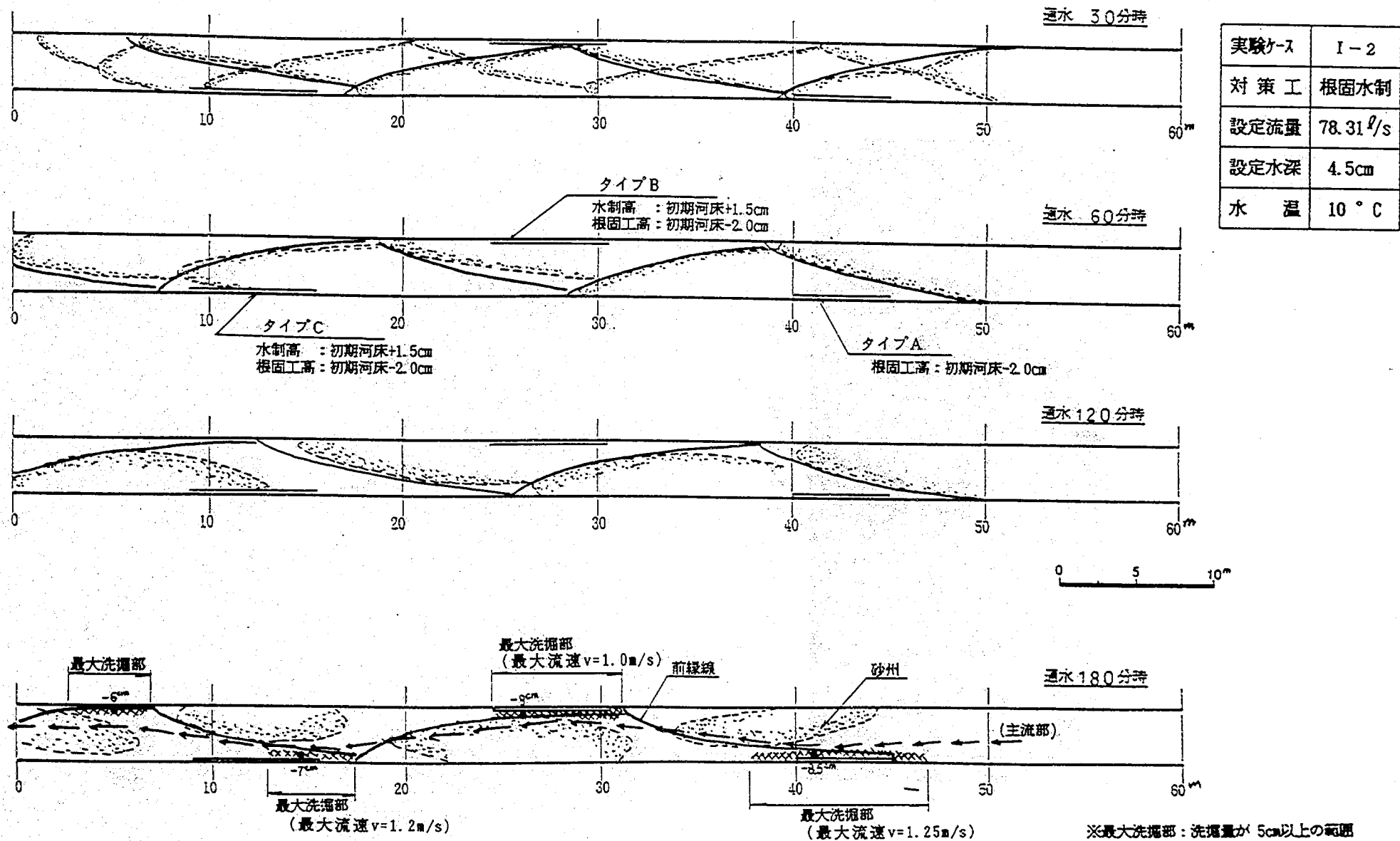


図-4.4.3 砂州の時間変化と流況図 (ケース I-2)

実験ケース	I-2
対策工	根固め水刺
流量	78.31 l/s
水深	4.5cm
水温	10°C

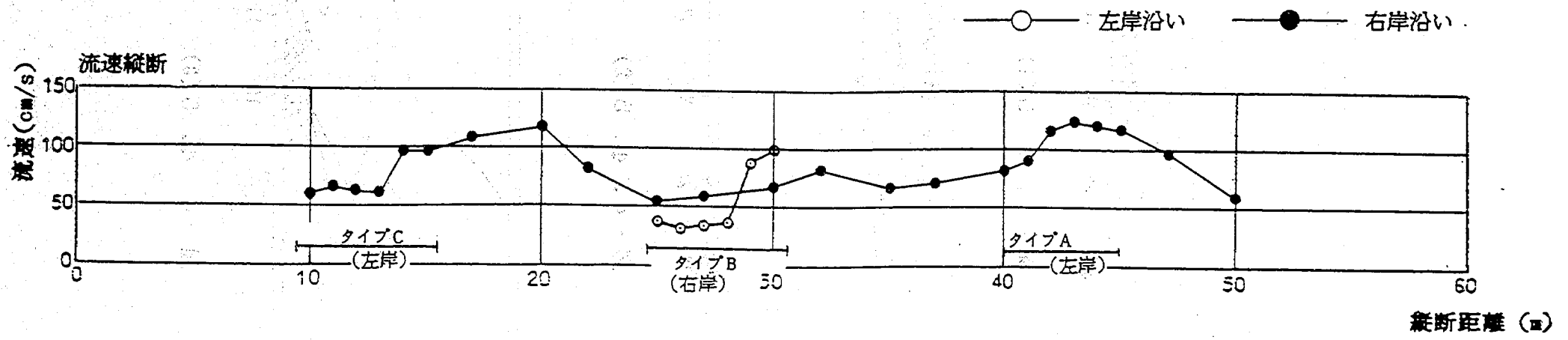
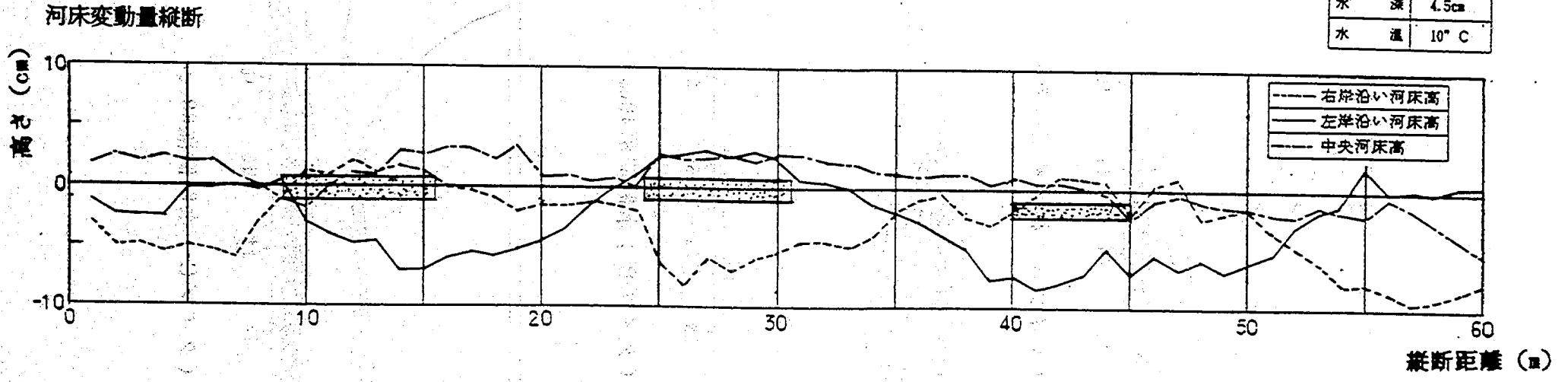


図-4.4.4 河床変動量・流速縦断図 (ケース I-2)

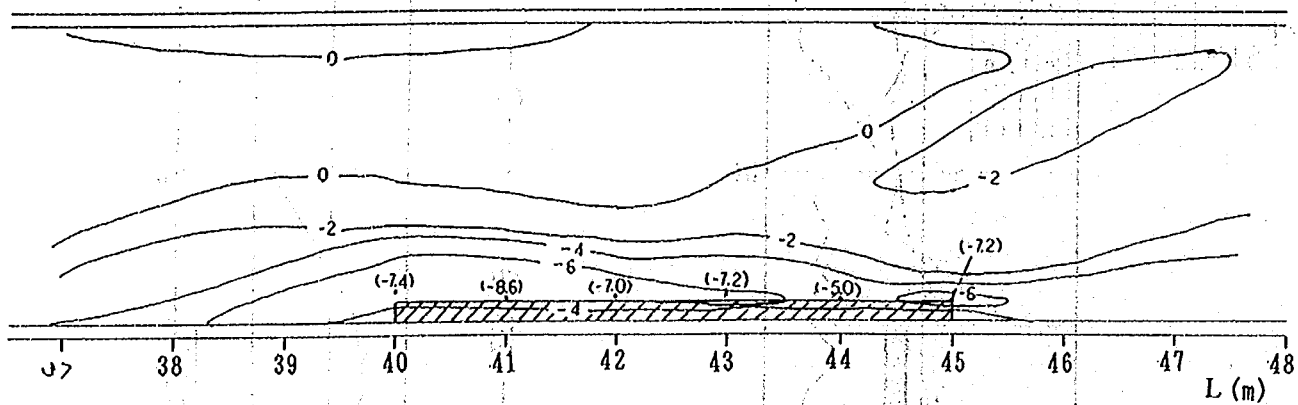


図-4.4.5(1) 等深線図(タイプA; 根固め工のみ)

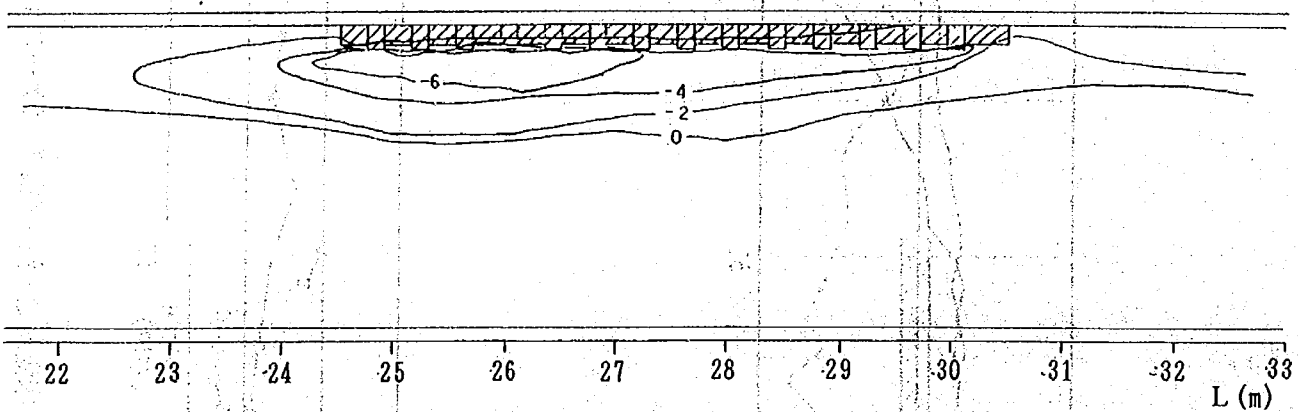


図-4.4.5(2) 等深線図(タイプB; 水制間隔40cm)

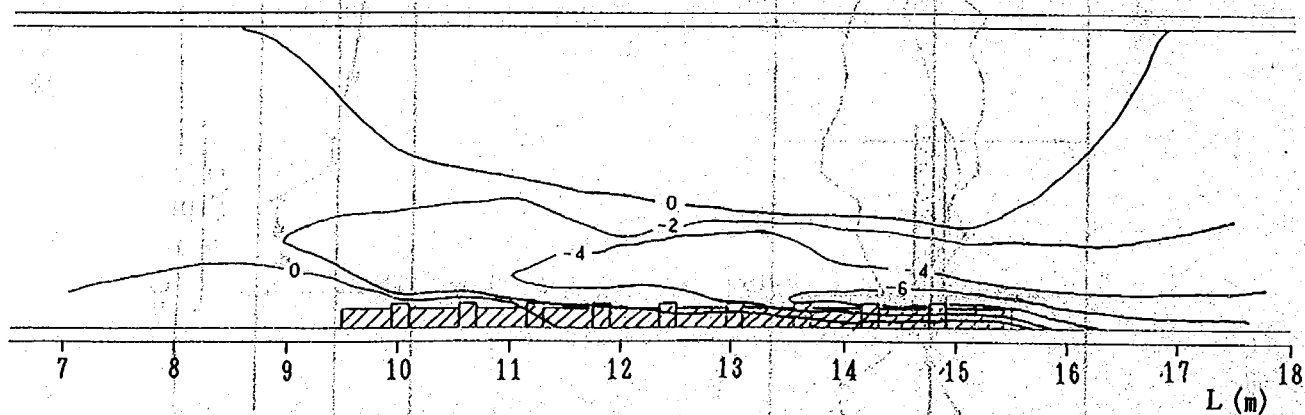


図-4.4.5(3) 等深線図(タイプC; 水制間隔60cm)

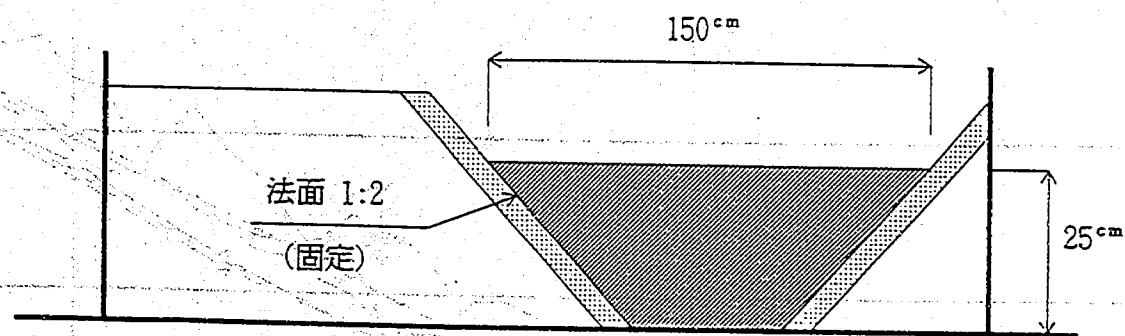


図-4.5.1 実験水路断面形 (ケース I-3, I-4)

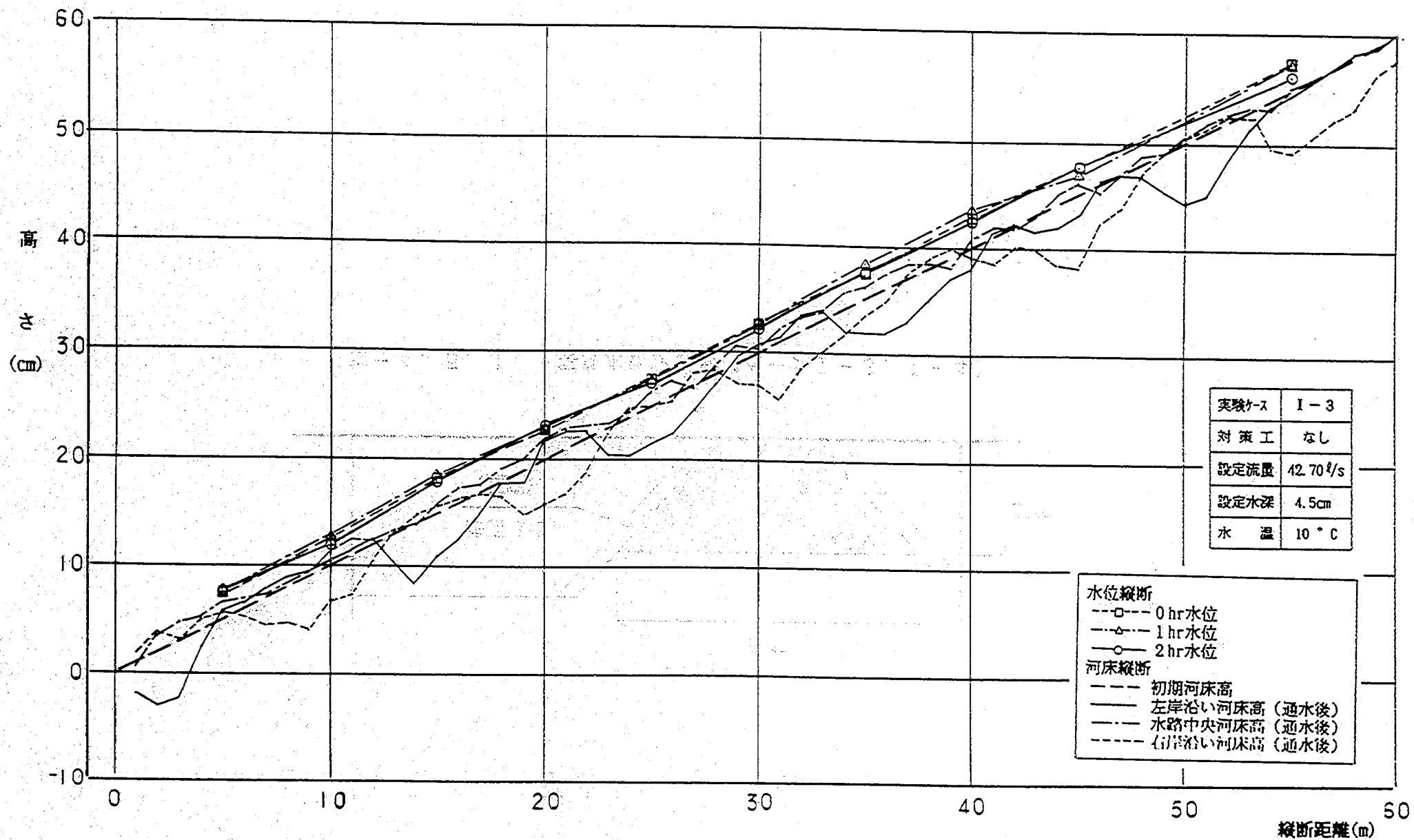


図-4.5.2 水位・河床高縦断図 (ケース I-3)

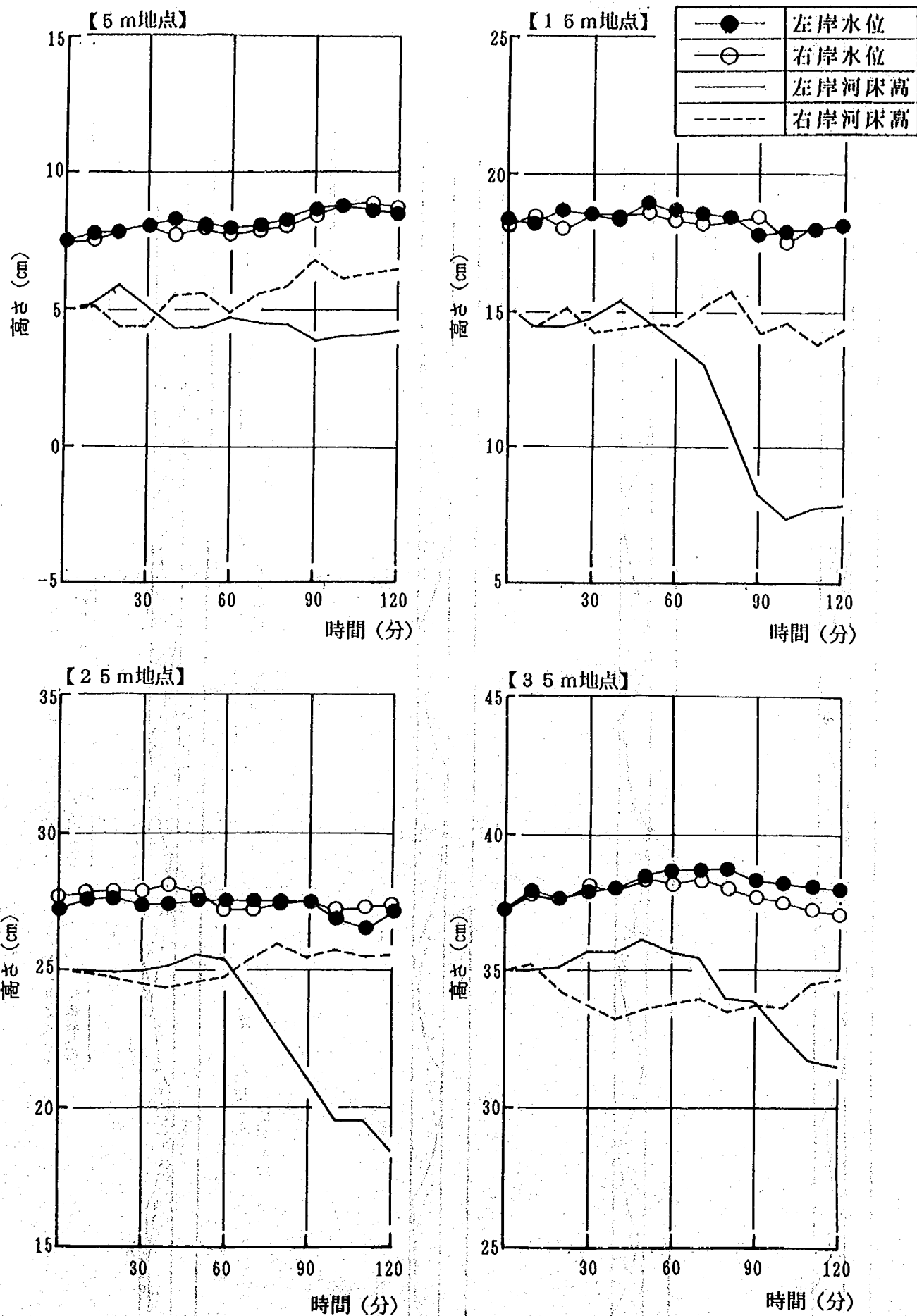


図-4.5.3 水位・河床高の時間変化図 (ケース I-3)

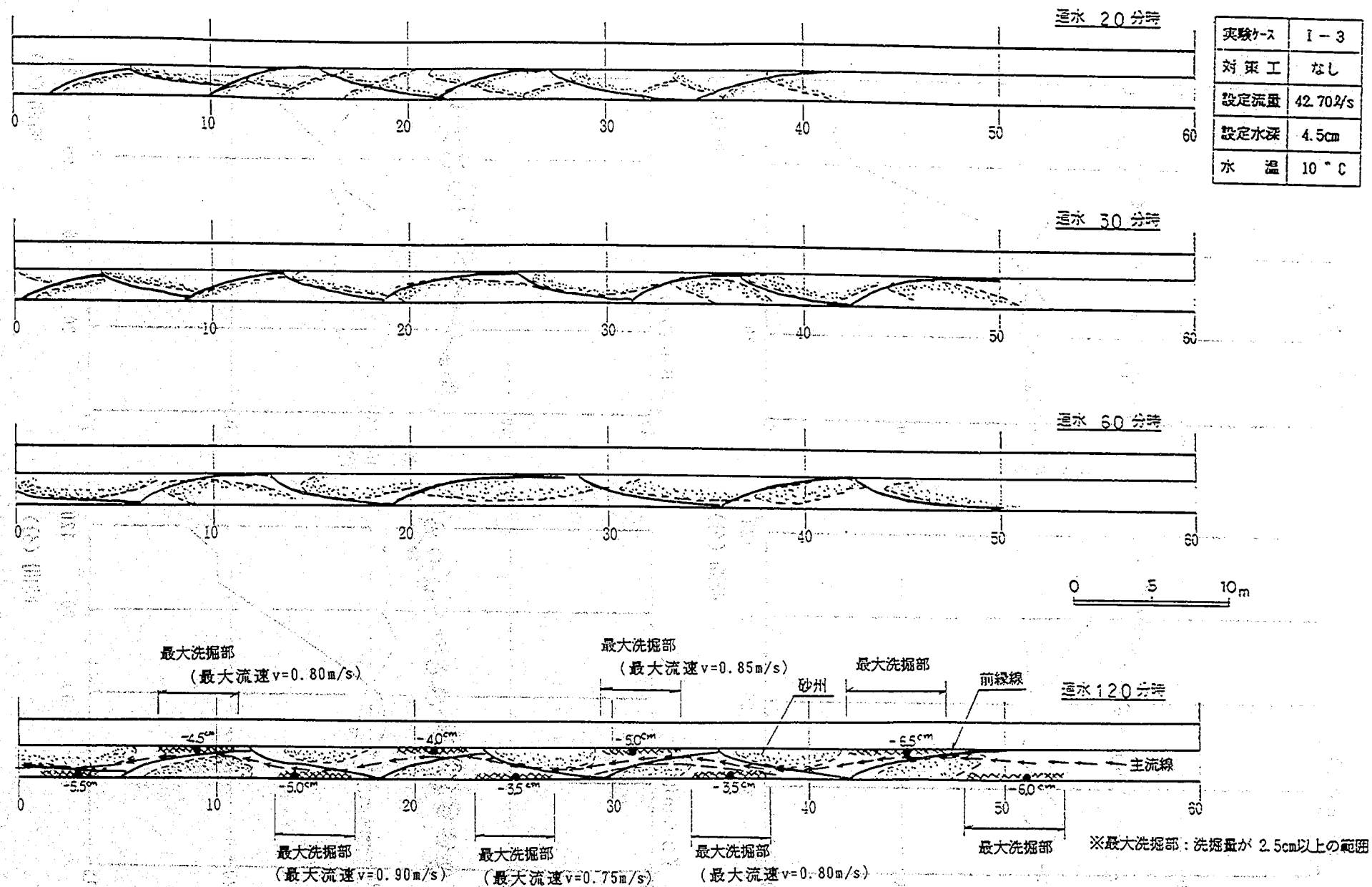


図-4.5.4 砂州の時間変化と流況図 (ケース I-3)

実験ケース	I-3
対策工	なし
流量	42.71 $\frac{\text{L}}{\text{s}}$
水深	4.5cm
水温	10°C

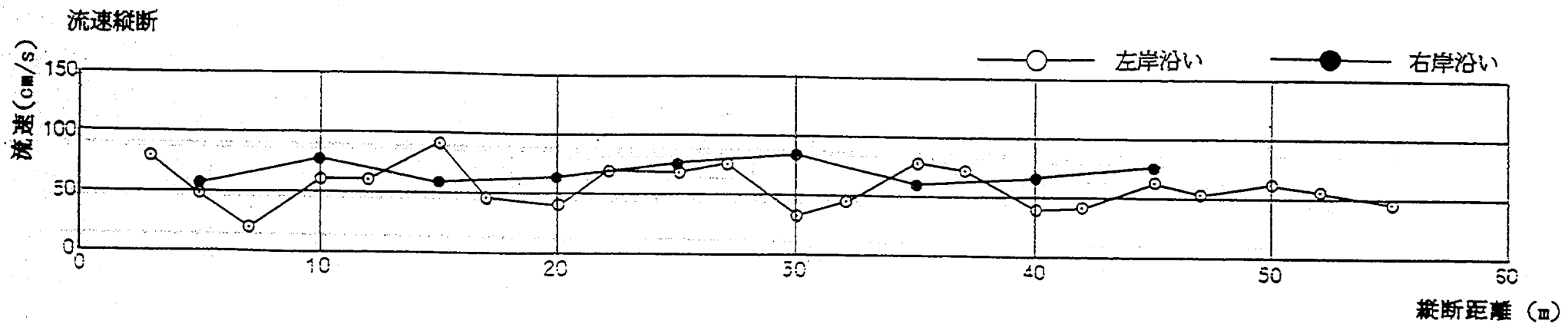
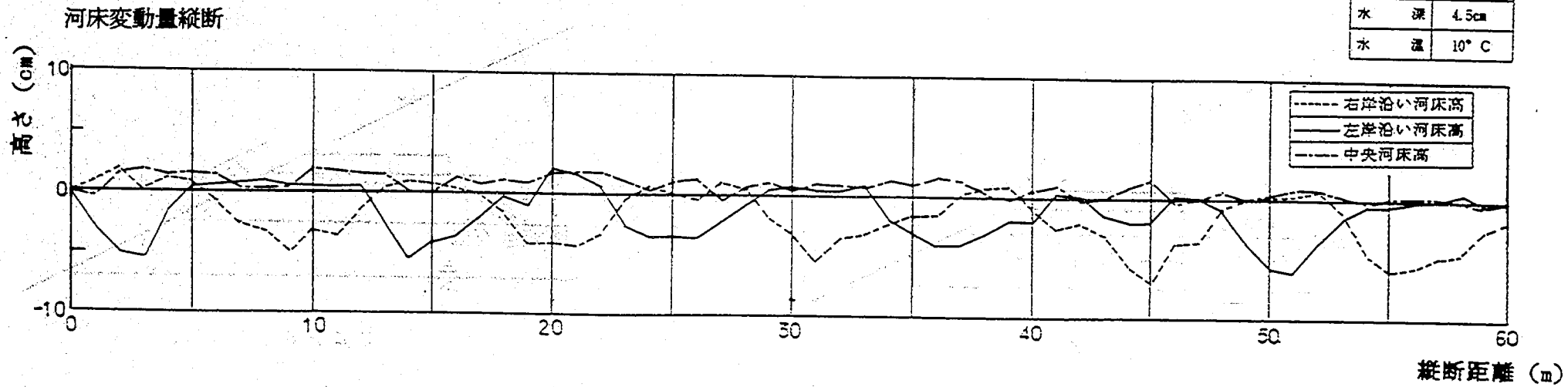


図-4.5.5 河床変動量・流速縦断図(ケースI-3)

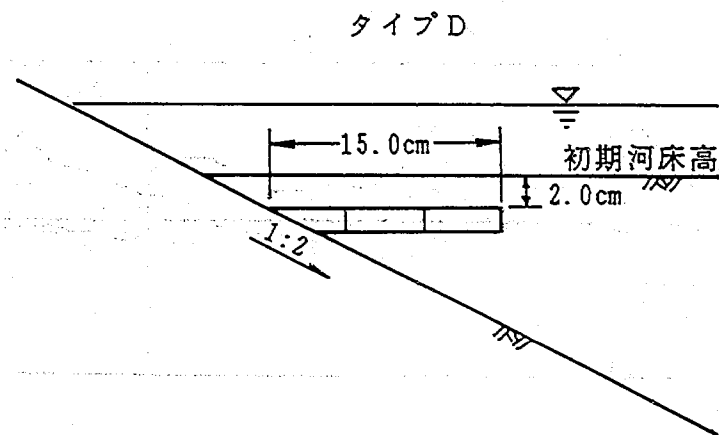
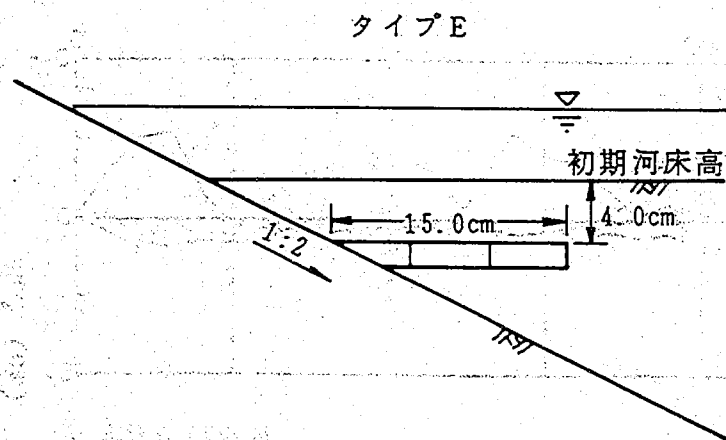
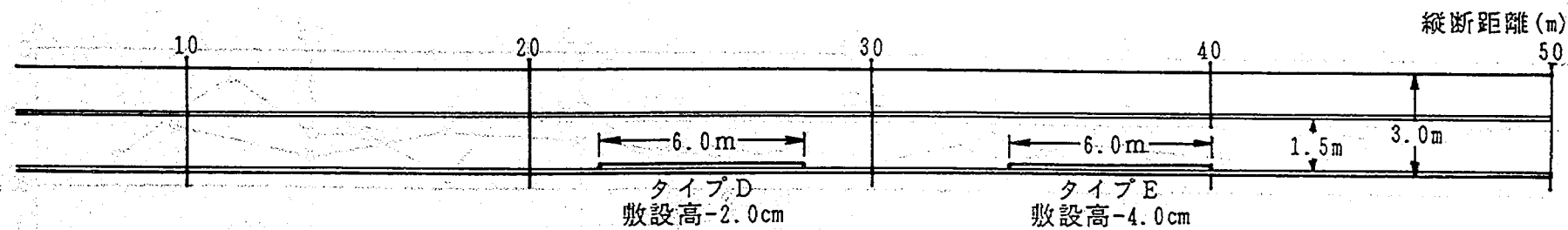


図-4.6.1 根固め工配置図

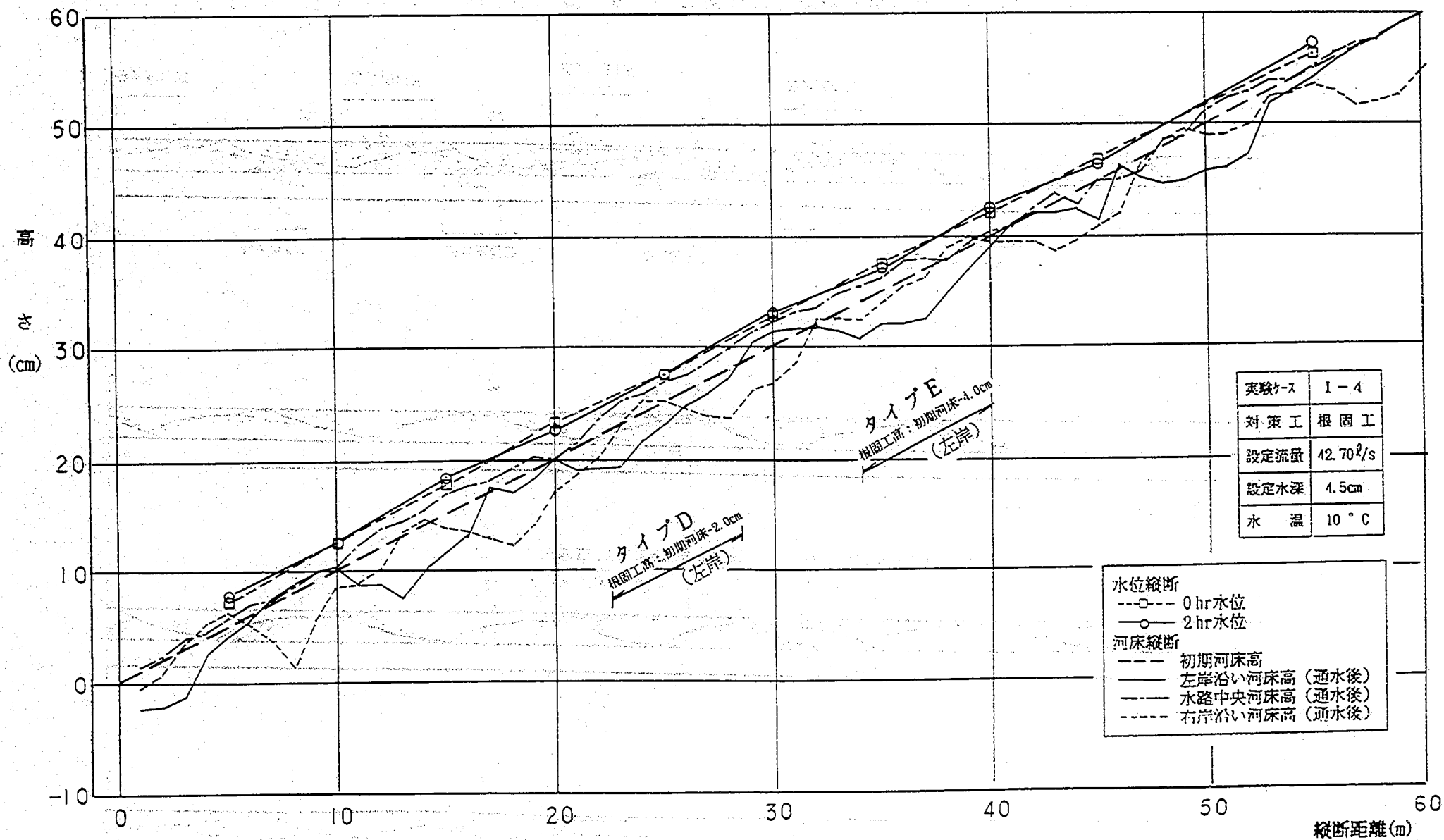


図-4.6.2 水位・河床高縦断図 (ケース I-4)

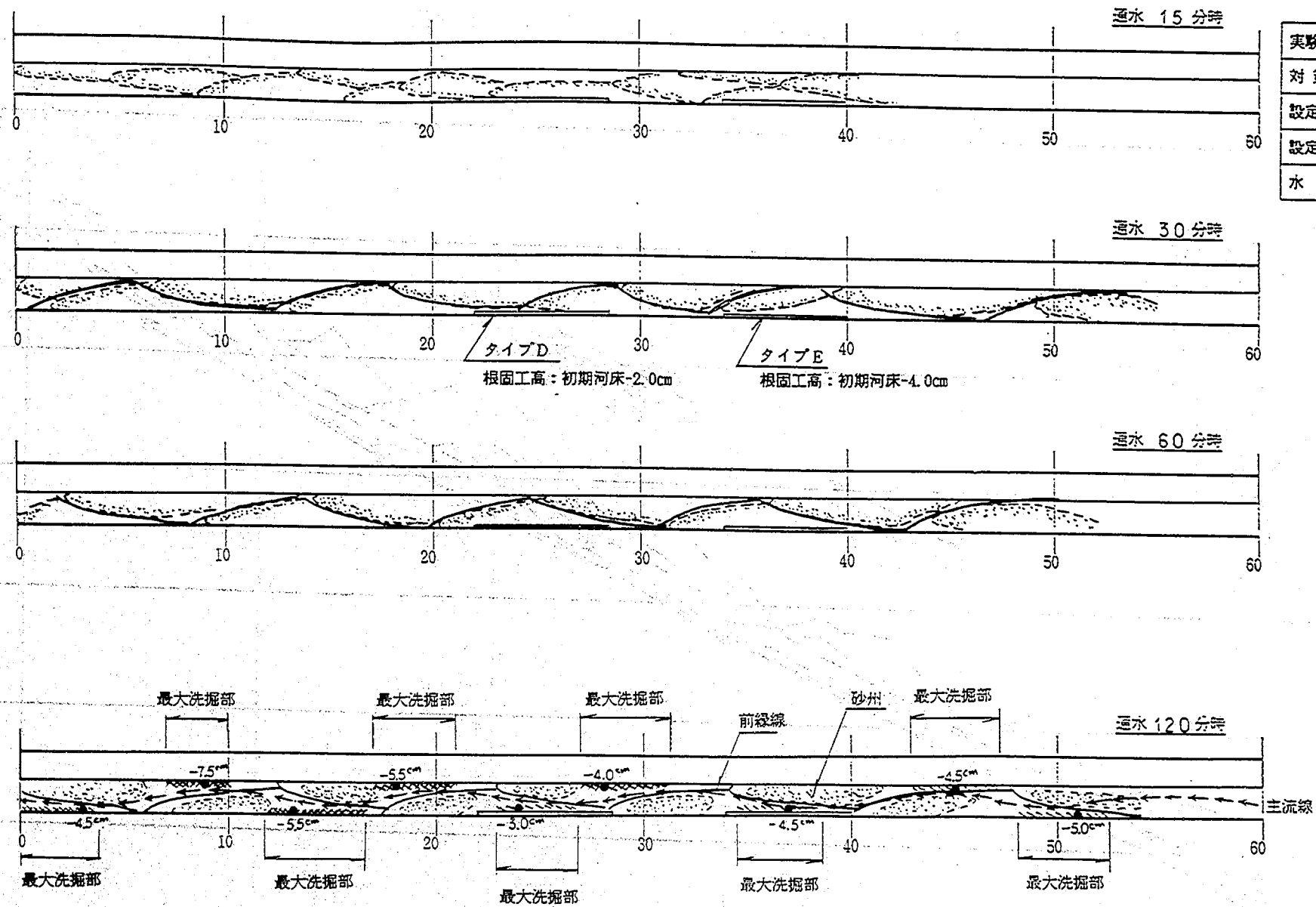


図-4.6.3 砂州の時間変化と流況図(ケースI-4)

実験ケース	I-4
対策工	根固工
流量	42.71 L/s
水深	4.5cm
水温	10°C

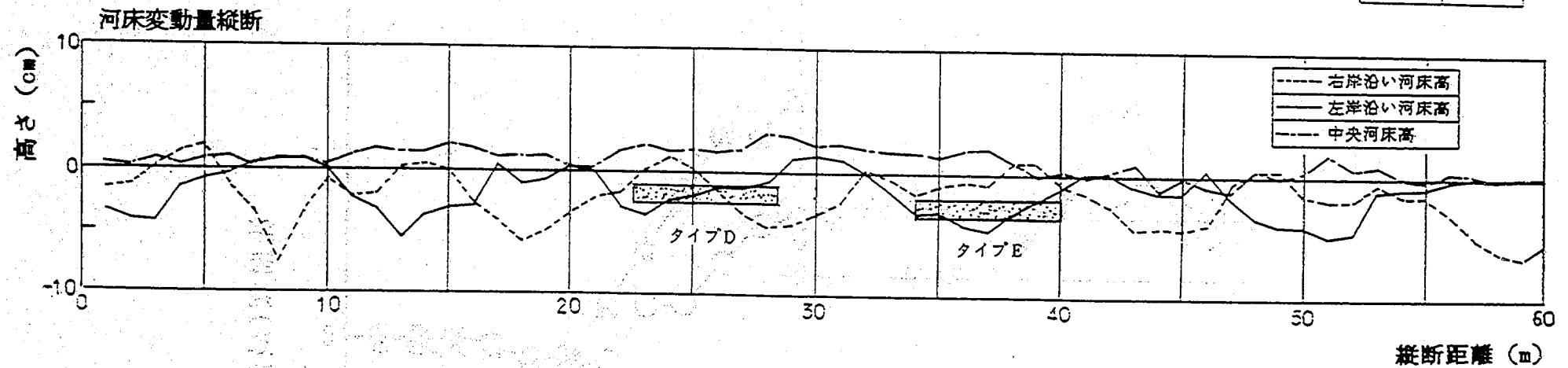


図-4.6.4 河床変動量縦断図 (ケース I-4)

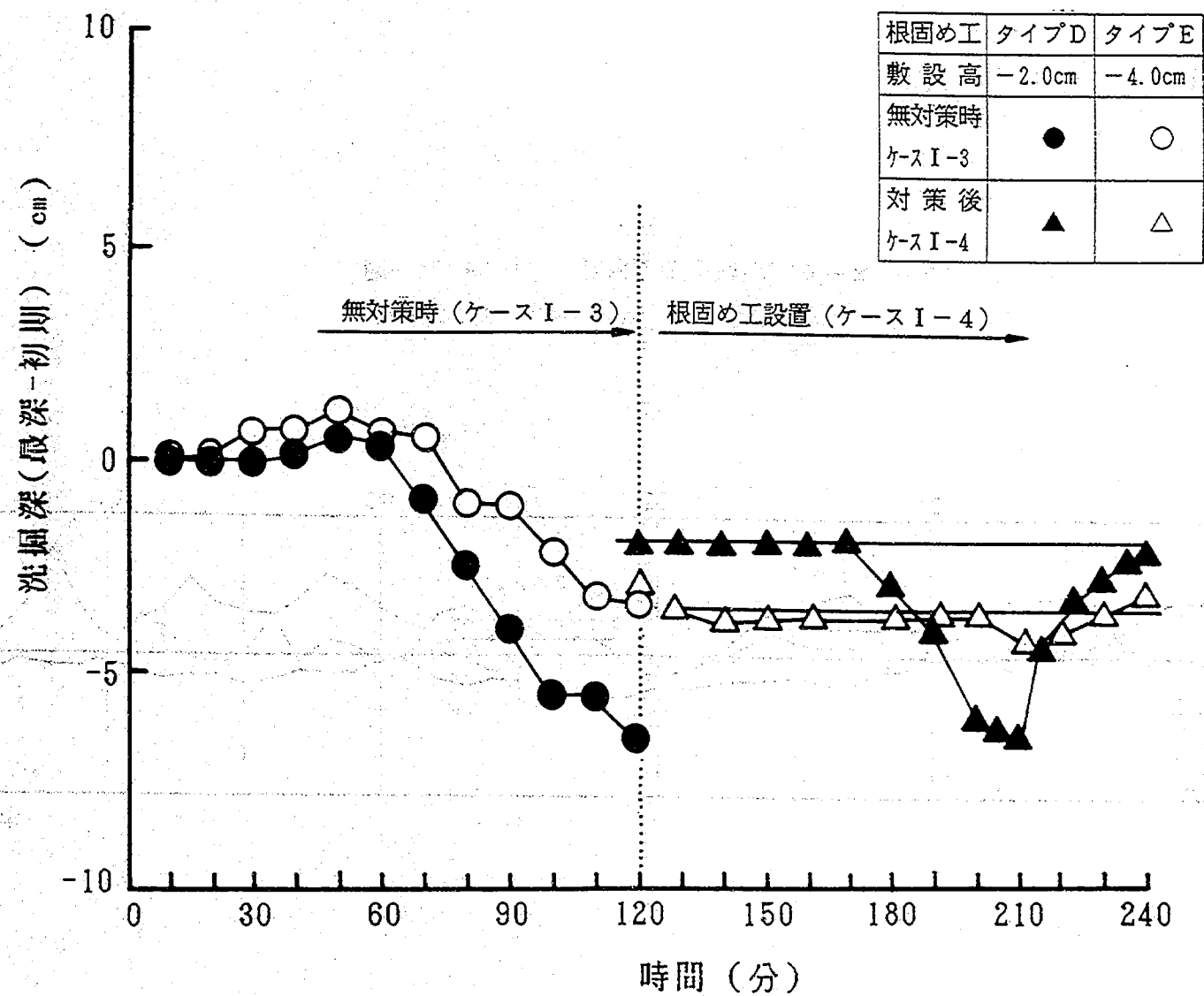


図-4.6.5 洗掘時間曲線

4-4 簡易型河岸侵食防止工（縦工）に関する検討

4-4-1 簡易型河岸侵食防止工（縦工）の基本的考え方

水制の高さが河岸高程度あり、土砂が水制間に堆積して高水敷化した場合、あるいは水制間の河床を埋立てて高水敷化したような場合、水制間の河岸線は次のようになる。

1) 砂州の影響が無い場合

水制間隔 L_s が砂州の波長 L_s に比べて十分に短い砂州が発生しない場合、河岸線はある角度をもって次の水制に向かい、次の水制の直前で河岸線は円弧を描いて河心側に戻るような形状となる。この河岸線を図-4.7.1のように簡略化し、 θ_s 、 θ_i 、 ΔL_s 、 ΔY を定義し、これがどの程度であるかを評価する。

河岸線は、土砂の堆積も侵食も生じないようなラインであると考えれば良いので、このラインは水制先端を通る流線が、水制背後に剥離を生じないように滑らかに流れるラインと一致する。すなわち θ_s は水路がある角度をもって広がる時に剥離が生じないような限界角にほぼ等しいと考える。この限界角は、実験によると $6 \sim 7^\circ$ 程度であるので、 θ_s は $6 \sim 7^\circ$ 程度と予測される。

実際に生じている河岸線の堤防側へのくい込み角度は、利根川、淀川の例でいうと、 1° 程度のバラツキはあるが、11例で平均 6.95° であった。

θ_i は突起前面に生じる死水域の形に対応し、 45° 程度である。

ΔL_s は水制の先端形状や高さによって変るが、水制高 h_s の頂部の高さが水制間の土砂の堆積面より高ければ、概略零として良い。

$$\Delta Y \text{ は } \Delta Y = L_s \cdot \tan(\theta_s) / \left(1 + \frac{\tan(\theta_s)}{\tan(\theta_i)}\right) \quad (4-1)$$

であるので、 $\theta_s = 7^\circ$ 、 $\theta_i = 45^\circ$ とすると、

$$\Delta Y = 0.107 \cdot L_s \quad (4-2)$$

となる。

2) 砂州が水制間の河岸線に影響する場合

砂州の長さ L_s と水制間の長さ L_s が同程度の場合、水制間に砂州が張り出すような形となり θ_s は砂州の影響の無い場合より大きくなる。

砂州長 L_s と水制間隔 L_s が同程度の場合、砂州の形状から

$$\tan(\theta_s) \leq \frac{B_s}{L_s} \quad (4-3)$$

と考えられる。一般に砂州の砂州幅砂州長比 B_s/L_s が $3 \sim 5$ 程度であるので、 $\tan(\theta_s) = 1/3 \sim 1/5$ となろう。 $\tan(\theta_s)$ を小さくするには L_s を L_s の $1/3 \sim 1/4$ 以下とし、砂州による河岸線の堤防側へのくい込みの影響を取り除くことが必要である。

なお交互砂州の場合、 ΔY が大きくなると、急縮部が規則的に配置された水路形状となるため、砂州が複列的になったり、変形を受けたりすることがある。これに対しては L_s/L_s の値をより小さくしたり、水制頭部に縦工を配置し、河岸線の形状をコントロールし、砂州形態の変形が生じないようにすると良い。

以上のような水制高の水制による河岸線のコントロールの考え方を簡易型河岸侵食防止工（縦工）に応用する。すなわち、侵食防止工を横工の無い縦工のみの水制と考えて、その配置間隔を評価すると、その間隔は砂州の波長 L_s の $1/3 \sim 1/4$ 程度以下の間隔に配置すれば良いことになる。侵食防止工の河岸方向への簷入長は、予想される河岸線の高水敷の侵食量 ΔY より長くすることが、侵食防止工背後からの侵食を防ぐために必要となる。

ただし、河岸高が低い場合には、大洪水時に高水敷上も流水が流れ、高水敷部が侵食される恐れがあるので本工法は適用し得ないと考える。

侵食防止工の縦工部の長さや横工部の長さ、さらに侵食防止工周辺の局所洗掘に対する防止のための根固め工幅、砂州長と簡易侵食防止工との適正配置関係の決定には、上述の理論だけでは不足であり、これらについては実験等によって詳細に検討することとした。

4-4-2 実験の概要と実験条件

扇状地河川の高水敷化した河岸の侵食を防止するための保護工の形状、配置諸元等について検討した。河岸侵食防止工は、低水路河岸に簡易型の護岸的（縦工）なものがある間隔で配置するものである。実験はこの縦工の長さ、間隔等の配置諸元と河岸侵食防止効果について、および縦工背後への侵食を防止するための縦工上流端の河岸側への簷入長とその角度等について検討した。実施した実験は先の表-4.1に示すとおりである。実験水路は図-4.7.2に示すように、低水路幅1.5m、法勾配1:2の複断面として、両岸に幅63cmの高水敷部を設けた。高水敷の高さは6.0cmとして、高水敷上へ流水が乗り上がらない状態で実験を実施した。ただし、ケースⅡ-6では長時間の通水による水位上昇を考慮して高水敷高を7.5cmとした。

縦工は図-4.7.3に示すように異形コンクリートブロックを接続し、階段状に層積みにしたものを用いた。また、この縦工前面には、根固め工を敷設して洗掘を防止するものとした。縦工の模型は厚さ0.6cm、一辺5.0cmのタイルを法勾配1:2の階段状に接着したものを用い、縦工前面の根固め工は、現地6tのコンクリートブロックに相当する $5.0\text{cm} \times 4.4\text{cm} \times 1.5\text{cm}$ （重量約50g）のモルタル製ブロックを敷設（一層）、その敷設幅は15cmとした。これらの設置状況を写真-4.5に示す。縦工の配置諸元等は、図-4.7.3に示すように縦工の長さ l_r 、縦工の間隔 l_s 、縦工とその間隔の長さを含む配置間隔長 L_r 、河岸侵食量 ΔY 、簷入長 l_m と定義した。実験では先のケースⅠ-3と同じ水理条件の水深4.5cmとなる流量 42.7 l/s を与え、水路の上流側10mを給砂区間とし、下流端水位は自由流下とした。

4-4-3 実験結果

1) ケースⅡ-1

本ケースは、低水路河岸の侵食を防止する保護工（縦工）を設けない場合の砂州の形成状態と河岸侵食状況を調べ、縦工を配置した場合との比較資料とするものである。実験では、砂州の発達状況、河岸侵食状況を観察しながら、通水時間90分で河床高等の測定を行い、さらに引き続いて120分まで通水し、河岸侵食状況を観察した。

(1) 水位について

実験結果の水位縦断の時間変化（通水2分、通水45分、通水80分後）を通水後の河床高縦断図とともに図-4.8.1に示す。

通水初期は、河床に砂州が形成、発達していないこともあり、その水深は約3.9cmと設定水深よりも小さかった。しかし、その後砂州の発達等により水位が上昇する傾向を示す。水位縦断の時間変化を見ると、水路下流部において、河床が上昇傾向となり、これに伴って水位も若干上昇している。

(2) 流況について

実験結果の河岸侵食状況および流況図を図-4.8.2に示す。

河床面には通水15分頃から薄いウロコ状の河床波が形成される。その後、河床波は徐々に波長が大きくなり、複列砂州、そして交互砂州へと発達する。通水90分後に水路内に形成された交互砂州の波長は12~14mである。これは水路幅1.5mで行った先のケースⅠ-3、Ⅰ-4と同規模である。このような交互砂州の形成によって、前縁線が明瞭となり、それとともに水衝部が形成され、河岸侵食が顕著となる。この侵食量は、通水時間の経過とともに大きくなる傾向を示す。通水90分では、水衝部箇所では30cmを越える河岸侵食が生じている。このような水衝部箇所での流速は最大約68cm/sであった。さらに引き続いて通水を行った結果、110分の通水で河岸侵食が水路側壁まで達する結果となった。河岸侵食による流路幅の拡大に伴って砂州の波長が大きくなる傾向を示し、通水終了時の砂州波長は約20mとなった。

(3) 河床変動および河岸侵食状況について

河床高の変動量縦断図を図-4.8.3に、通水90分後の河床高横断図を図-4.8.4に、そして河岸侵食の時間変化図を図-4.8.5に示す。

砂州前縁線の河岸沿いの初期河床よりの最大洗掘深は約2~4cmであり、河岸が固定され侵食が無い場合に対して小さいが、これは河岸侵食によって、全体的に河床が上昇したためで、砂州高そのものはあまり変らない。河岸侵食は、通水時間の経過とともに進行し、その侵食速度は10分間で約4.4cmであった。これを現地換算すると、1時間で約1.86mであり、3,000m³/s規模の洪水が24時間継続したとすれば、約45m侵食されることとなる。なお、実験結果の通水90分後の最

大侵食量は42.5cmである。

2) ケースⅡ-2-1

本ケースは、ケースⅡ-1で形成された砂州波長 $L_s=12.0\text{m}$ を基準とし、縦工の配置間隔長 $L_r=1/4L_s=3.0\text{m}$ としたときの河岸侵食防止効果を検討したものである。

縦工の配置は、図-4.9.1に示すように縦工の長さ l_r を1.0m、縦工の間隔 l_s を2.0mとした。根固め工の敷設高は現地で施工されている高さ（計画河床高-1.5m）を参考に、初期河床-3.0cmとした。通水時間は砂州の発達状況、河岸の侵食状況を見て120分とした。

(1) 水位、流況について

実験結果の水位縦断の時間変化（通水10分、54分、110分後）を通水後の河床高縦断図とともに図-4.9.2に、河岸侵食状況および流況を図-4.9.3に示す。

水位は、砂州の影響による変動はあるものの、縦工を配置したことによる有意な差は見られなかった。

また、砂州の発達状況も先のケースⅡ-1と変わらず、通水40分後付近から交互砂州が形成発達し、砂州の波長は約12mである。砂州の発達に伴い流水も蛇行し、縦工前面が水衝部となった場合、根固め工天端（初期河床-3.0cm）が露出した。しかし、根固め工前面で局所洗掘が生じるようなことはなかった。縦工間の河岸侵食は、砂州の移動に伴って進行し、通水120分後には最大23.5cmの侵食が生じた。

(2) 河床変動および河岸侵食防止効果について

交互砂州の形成、流下に伴う河岸沿いの最大洗掘深は約4.0cmであり、これは先のケースⅡ-1より大きく、縦工前面の根固め工天端が露出した。この洗掘深が増大した原因は、縦工によって河岸侵食が抑制されたためと考えられる。

各縦工の間で生じた河岸侵食量の時間変化を図-4.9.4に示す。河岸侵食は、砂州の移動に伴って縦工の間が水衝部となったときに急激に進行し、それ以外のときはあまり進行していない。水衝部となった時の河岸侵食速度は10分間で約2.7cmであり、縦工を配置したことによって、無対策時よりかなり侵食速度を遅くさせることができる。さらに、通水120分後での最大侵食量は23.5cmであり、水路側壁まで侵食が及んだ無対策時のケースⅡ-1と比べ、大幅な河岸侵食防止効果が得られた。

3) ケースⅡ-2-2

本ケースでは、縦工の配置間隔長 L_r をさらに狭くした場合の河岸侵食防止効果について検討を行った。縦工の配置は図-4.10.1のとおりで、配置間隔長 L_r を砂州の波長の1/6の2mとした。縦工の長さはケースⅡ-2-1と同じであるが、縦工に小口止めを設けて改良を行った。通水時間は

侵食が進行しなかったため、90分とした。

(1) 水位、流況について

実験結果の水位縦断の時間変化（通水10分、45分、80分後）と通水後の河床高縦断図を図-4.10.2に、河岸侵食状況および流況を図-4.10.3に示す。

水位縦断の時間変化は少なく、また縦工による河岸侵食防止効果によって、河床変動（河床の上昇）が少ないためか、先のケースⅡ-2-1より水位は低くなっている。

砂州の形成、発達状況はこれまでの実験と同様であり、通水10分ごろから薄いウロコ状の河床波が形成され、通水20分後で波長約2～3.0mの複列砂州に発達する。その後、この複列砂州が統合されて交互砂州（波長約12～14m）へと発達する。砂州の形成発達に伴って流水は蛇行し、水衝部を形成する。通水90分後には47～42m右岸、40～37m左岸、32m右岸が水衝部となり、縦工前面の根固め工（初期河床-3.0cm）が露出した。河岸侵食は各縦工の間でいずれも生じ、その量は6～8cm程度であった。

(2) 河床変動および河岸侵食防止効果について

実験結果の河岸侵食量の時間変化を図-4.10.4に示す。

通水終了時における砂州前縁線の河岸沿いの最大洗掘深は約3cmであり、先のケースⅡ-2-1とはほぼ同じであった。

河岸侵食状況は、ケースⅡ-2-1と同様に縦工の間が水衝部となった時に進行し、それ以外ではほとんど停止する傾向となる。水衝部となった場合の侵食速度は10分間で約1.3cmであり、ケースⅡ-2-1の約1/2、ケースⅡ-1の約1/3である。また、通水90分後の最大侵食量は約8cmで、縦工の間隔を狭くしたことによって、さらに河岸侵食防止効果がある結果が得られた。

4) ケースⅡ-2-3

本ケースでは、縦工の配置間隔長 L_v を砂州波長 L_s の1/3の4mとした場合の河岸侵食防止効果の検討を行った。縦工の配置は図-4.11.1に示すように、縦工の長さ l_v を先のケースⅡ-2-1、Ⅱ-2-2の半分の0.5m、縦工の間隔 l_s を3.5mとし、縦工の間隔・縦工長比 l_s/l_v を7とした。縦工の構造は図-4.11.1に示すように、縦工背後への侵食を防ぐために上流端を河岸に簷入させた横工を設け、縦工の上下流には蛇籠工を敷設した。また、縦工前面における洗掘があまり進行せずに根固め工敷設高程度であったことから、この根固め工の効果を把握するため、根固め工の敷設高を初期河床-1.5cm（敷設幅15cm）として検討を行った。通水時間はケースⅡ-2-2と同じ90分とした。

(1) 水位、流況について

実験結果の水位縦断の時間変化（通水10分、45分、80分）と通水後の河床高縦断図を図-4.11.

2に、河岸侵食状況および流況を図-4.11.3に示す。

通水10分時の水深は約3.8cmと小さく、これは河床波が未発達であったためと思われる。通水45分以後はほぼ水深4.5cmとなっている。

通水40分後に形成された交互砂州の波長は約12m程度であったが、その後時間の経過に伴って砂州波長が短くなる傾向を示し、通水終了時の90分後には約8~10mとなった。これは縦工の配置間隔が砂州の波長に対して広いために、水路が規則的に急縮する形となり、砂州の形状を変形させたためと考えられる。通水90分後では、ほぼ縦工の位置が水衝部となり、根固め工前面で4~5cmの洗掘が生じた。このような水衝部箇所の根固め工上の流速は約90cm/sとなり、断面平均流速の約1.5倍の値が生じる結果となっている。

縦工上下流に設けた蛇籠については、洗掘に対してある程度追従して屈撓し、縦工を保護する効果がある。また、蛇籠により流水が減勢されるようであった。

(2) 河床変動および河岸侵食防止効果について

各縦工間の河岸侵食量の時間変化を図-4.11.4に示す。

水衝部位置の最大洗掘深は約5cmとなり、根固め工が露出するとともに、その対岸で5~6cmの堆積が見られた。

縦工間の河岸侵食量は、ほぼ通水時間の経過とともに増加する傾向を示し、その侵食速度は10分間で約1.4cmである。通水90分後の最大侵食量は約28cmとなった。これは無対策時の約2/3であり、縦工の配置間隔長 L_T を砂州の波長の1/3まで広げても、河岸侵食防止効果が得られることが明らかとなった。

以上のような縦工の配置間隔の検討より、縦工の配置間隔長 L_T 、縦工の長さ l_T 、縦工の間隔 l_B と河岸侵食量 ΔY は強い相関を持つことが明らかとなった。

5) ケースII-3-1

本実験は縦工の背後に侵食が進行するのを防止するため、図-4.12.1に示すように、縦工の上流側を河岸に簷入させたときの効果について検討したものである。縦工上流側の簷入角度は、先のケースII-2の実験から得られた河岸侵食量と最大侵食発生位置との関係から最大侵食角度 $\theta_i = 20^\circ$ とした。縦工の配置間隔長 L_T は先のケースII-2-3と同じ考えとした。ただし、縦工の長さ l_T はその1/2を巻き込み部(簷入長 l_m)としたことから $l_T = 25\text{cm}$ となり、縦工の間隔 l_B は3.75mとなった。

(1) 水位、流況について

実験結果の水位縦断の時間変化(通水初期、45分、80分後)と通水終了後の河床高縦断図を図-4.12.2、河岸侵食状況および流況を図-4.12.3に示す。

通水時間の経過に伴い水路下流で河床が上昇する傾向を示し、それとともに水位も上昇し、水

面勾配が若干緩くなる傾向となった。

水路内に形成された交互砂州の波長は約8 mであり、これまでの実験で形成された砂州波長よりもその規模が小さくなっている。これは縦工によって水路幅が規則的に急縮する結果となって、砂州を变形させたためと考えられる。砂州は10分間で約3 m下流に移動し、砂州前縁線の河岸沿いの洗掘はあまり大きくなりせずにすぐに埋め戻される状況にあった。

通水90分後には、水衝部位置と縦工の位置がほぼ一致する状態となり、縦工前面の洗掘が最大約3.0 cmとなったが、一部で根固め工が露出する程度であった。

(2) 河床変動および河岸侵食防止効果について

各縦工間の河岸侵食量の時間変化を図-4.12.4に示す。

河岸侵食は当初通水時間の経過とともに進行したが、通水50分以降は侵食がほぼ停止し、その後は比較的強い水衝部となった箇所のみで侵食が進行する程度であった。通水後50分までの河岸侵食速度は10分間で約2.2 cmである。通水90分後の河岸侵食量は10~17 cmで、先のケースⅡ-2-3に比べて縦工の間隔 L_B を大きくしたにもかかわらず軽減されており、縦工上流側に巻き込み部を設けたことによる効果と考えられる。

6) ケースⅡ-3-2

本ケースは、これまでの検討で得られた縦工の配置間隔と侵食量との関係から得られた平均侵食角度 $\theta_s = 5^\circ$ 、 $\theta_t = 11^\circ$ を用いて、侵食量を20 cm（現地換算10 m）以下に抑えるような配置間隔を設定し、その確認を行った実験である。なお、ケースⅡ-3-1では、水路の両岸に縦工を並列に並べた検討を実施した。このための砂州の規模や局所洗掘、河岸侵食に対しての影響を把握するため、本ケースでは図-4.13.1に示すように縦工を千鳥に配置して実験を行った。

縦工の構造はケースⅡ-3-1と同じとし、縦工の間隔を2.75 m、縦工の配置間隔長 L_T を砂州波長 L_s の1/4の3 mとした。

実験は長時間通水による縦工の侵食防止効果を確認するために210分の通水による検討を実施した。

(1) 水位、流況について

実験結果の水位縦断の時間変化（通水初期、50分、90分、150分、200分）と通水終了時（210分後）の河床高縦断図を図-4.13.2に、河岸侵食状況および流況を図-4.13.3に、さらに縦工周辺の流況を図-4.13.4に示す。

水路下流の河床が堆積傾向となり、水位もそれに伴って上昇して、水面勾配が若干緩くなる。

河床波の発達状況は、通水10分後に薄いウロコ状の河床波が形成し、その後、波長が大きくなって複列砂州となる。通水30分から40分後には複列砂州が統合されて交互砂州へと発達する。砂州の形成発達に伴い、流水も蛇行し水衝部を形成する。縦工を両岸に千鳥に配置した結果、洗掘

範囲が水衝部箇所から下流に広がるとともに河床変動等が大きくなる傾向を示す。砂州の波長は約8～12mで、その流下速度は10分間で約2～3mである。砂州の形成流下に伴い、左右河岸沿いに深掘れ部が残し、水路中央が高い横断形状となった。このため河岸沿いに流水が集中し、河岸侵食、局所洗掘が助長される結果となった。通水120分後には、26m付近右岸の縦工の根固め前面で約10cmもの洗掘が生じ、根固め工が屈撓して、沈下する状態となった。その後、河岸侵食の進行とともに河床が上昇し、高水敷上へ流水が乗り上げてしまい、14m付近左岸の縦工背後まで侵食が進行し、縦工が孤立する結果となってしまった。

(2) 流速について

本実験では、水路の上流区間に図-4.13.5に示すような巻き込み部の簷入角度の異なる縦工を配置し、縦工前面の根固め工周辺の流速分布を測定し、巻き込み部を設けたことによる効果を検討した。

図-4.13.6にこの流速の縦断比較図を示す。ほぼ全てのデータにおいて根固め工上の流速が根固め前面の流速より遅くなる傾向を示している。また、巻き込み部を設けない場合、根固め工上で約110cm/sの流速が生じているのに対して、巻き込み部を設けた場合70～50cm/sまで小さくなっている。ただし、簷入角度による差異は見られなかった。

(3) 河床変動および河岸侵食防止効果について

各縦工間における河岸侵食状況および河岸侵食量の時間変化図を写真-4.6、図-4.13.7に、18m付近左岸での河岸侵食の時間変化図を図-4.13.8に示す。

通水210分後における砂州前縁線の河岸沿いの洗掘深は約2～4cmであった。しかし、通水中の観測では、縦工前面および下流で最大9～10cmもの洗掘が生じ、根固め工が屈撓し、沈下する状況となった。この原因は、縦工前面に流水が極端に集中し、一時的に局所洗掘が進行したためと考えられる。

河岸侵食は通水初期に1～7cm程度生じた後、交互砂州の発達する通水30～40分後までは、通水時間の経過とともに進行する。この時の河岸侵食速度は10分間で約2.2cmである。その後は交互砂州の移動に伴って縦工間が水衝部箇所となったときに急激に河岸侵食が進行し、他はほとんど侵食が進行しなかった。なお、水衝部箇所となった場合の河岸侵食速度は10分間で約4.5cmであった。通水90分時の河岸侵食量は10～19cmであり、当初設定したとおりの侵食量内に納まる結果となった。ただし、その後の長時間通水した検討では、巻き込み部の上流端まで侵食が進行し、通水130分後付近から高水敷上に流水が乗り上げてしまい、18m付近左岸で最大36.0cmの侵食となり、縦工背後まで侵食が生じた。

7) ケースⅡ-3-3

これまでの実験結果より、最終案として図-4.14.1に示すように配置間隔長 L_r を砂州波長 L_s 、

の約20%の2.5mとし、縦工の長さ l_r を0.5m、間隙を2.0mとした。縦工上流端の巻き込み部は、嵌入角度 20° とし、20cmまでの侵食量を防止できるように長さ $l_m' = 50\text{cm}$ とした。なお、本ケースでは、河岸侵食の進行による河床の上に伴う高水敷への流水の乗り上げを防ぐため、高水敷の高さを7.5cmとした。通水時間はケースII-3-2の結果を考慮して通水180分まで計測を行い、その後さらに450分まで通水して河岸侵食状況を観察した。

(1) 水位、流況について

水位縦断の時間変化（通水10分、45分、90分、180分後）と通水180分後の河床高縦断図を図-4.14.2に、河岸侵食状況及び流況を図-4.14.3に、さらに水衝部となった時の縦工周辺の流速平面分布図を図-4.14.4に示す。

水位は河床変動に追従して変動し、水路下流部では河床が上昇する傾向となり、通水180分後では約0.5～2.0cmの水位の上昇が生じた。

砂州の発達状況は、これまでのケースと同様に通水30分後付近より交互砂州の前縁線が明瞭となり、それに伴って流水が蛇行して水衝部が形成される。通水30分後の砂州波長は約8mと短く、10分で約5.5m下流へ移動する。水衝部となった縦工前面では、根固め工の天端（初期河床-1.5cm）が露出するが、砂州の移動によりすぐに埋め戻される。通水時間の経過に伴い、砂州の波長は徐々に長くなって、その移動速度は緩慢となる。通水40分後には根固め工前面で最大約5～6cmの洗掘が生じ、洗掘範囲が下流に広がる傾向を見せる。図-4.14.3は通水180分後の状況であり、波長約12mの交互砂州が形成され、その前縁線の河岸沿いに深掘れ箇所が生じる。洗掘深は5～6cmとなり、根固め工の敷設高を高くした（初期河床-1.5cm）こともあり、洗掘に伴って根固め工が若干屈撓した。縦工前面が水衝部となったときには、根固め工上で約80cm/sから100cm/sの流速が生じる。さらに巻き込み部の下流では、流水が集中するため流速が大きくなり、縦工前面を走る傾向が見られる。各縦工の間の河岸侵食量は15～20cmである。縦工間の最大河岸侵食の発生位置は、ほぼ巻き込み部の上流端であり、巻き込み部により河岸侵食が抑制される結果となった。

その後、継続して計410分通水して河岸侵食状況を観察した。この結果、通水180分以降の砂州の移動に伴う河岸侵食は5～10cm程度で、最大侵食量は24cmで防止され、縦工背後への侵食は生じなかった。根固め工前面での最大洗掘深は約7cmであり、根固め工の先端が一部屈撓した程度である。また、流水の高水敷上への乗り上げも生じなかった。

以上より当初予測した河岸侵食幅20cmに対して、実験結果の最大侵食量は若干大きいものの、ほぼ予測通りと判断される。

(2) 河床変動および河岸侵食防止効果について

各縦工の間の河岸侵食量の時間変化図を図-4.14.5に示す。

高水敷高を高くしたことによって、通水初期の河岸侵食の進行が遅く、交互砂州が形成される

通水40分から50分後までの侵食量は0.5~3.0cmである。その後砂州の発達、移動に伴い、水衝部箇所の河岸侵食が進行する。このときの侵食速度は10分間で5.5~6.5cmである。水衝部の対岸では堆積傾向となり、河岸侵食はほとんど進行しない。通水90分後の河岸侵食量は10~15cm、180分後は15~20cmとなり、通水180分後では当初予測した河岸侵食量以下となる結果が得られた。さらに410分の長時間通水した結果でも最大侵食量は24cmであり、縦工による河岸侵食防止効果が期待通り発揮した。

8) ケースⅡ-3-4

本ケースは、これまでの縦工による河岸侵食防止工に対し、既設の水制を河岸線に配置したようなかたちの横工による河岸侵食防止効果とその機能について検討したものである。横工の配置は、図-4.15.1に示すとおりであり、これまでの実験結果より河岸侵食量が18cm以下となるように、その間隔 l_0 を1.5mとした。これは先のケースⅡ-1で形成された砂州波長 $L_s=12.0$ mの1/8とした間隔で、砂州波長の1/4より狭く設定した配置となっている。横工の構造は、現地の水制を参考にして天端幅を10cm(現地5.0m)とし、異型ブロックを連結したものを想定して用いた。横工の長さは、この横工の背後まで河岸侵食が及ばないように、予測される河岸侵食量18cmを考慮して30cmとした。

本ケースでは、水路内の20~40m区間に横工を配置し、その上下流については河岸を固定した条件にて実験を実施した。通水時間は180分とした。

(1) 水位、流況について

実験結果の水位縦断の時間変化(通水初期、60分、120分、180分)と通水終了時(180分後)の河床高縦断図を図-4.15.2に、25m、30m、35m地点断面における左右岸の水位、河床高の時間変化を図-4.15.3に示す。さらに河岸侵食状況および流況を図-4.15.4に、横工周辺の流況を図-4.15.5に示す。

水位は、通水開始から120分後付近まで、河床波の形成発達に伴って上昇傾向となる。通水120分以降は、波長約6m程度に形成された砂州が不明瞭となり、かつ砂州の波長が増大し、さらに河床変動の進行とともに消滅する傾向となる。このような砂州の形成発達に伴う同一地点での水位の変動は、最大約1.7~3.0cm生じ、左右岸での水位差も最大約1.6cm生じている。これはケースⅠ-1の結果とほぼ同じであり、砂州の形成、移動に伴う水位の変動は平均水深の4~7割にも達し、左右岸での水位差も平均水深の4割も生じる。

砂州の形成発達に伴い、流水も蛇行し、弱い水衝部を形成する。水衝部箇所においては、横工先端の根固め工が露出するとともに、横工上流で水位の堰き上げが生じ、一部で越流する流れが見られた。通水120分以降では、みお筋部の河床が低くなった結果、越流は生じなくなった。しかし、水衝部箇所においては根固め工前面および下流側に局所洗掘が生じ、洗掘が大きい箇所では、根固め工が屈撓して沈下する状態となった。横工下流では、横工先端からはく離渦が形成

され、河岸侵食が進行するとともに、その後はく離領域に細砂を堆積させる。はく離渦による河岸侵食は、下流の20～30cm程度の範囲で生じ、侵食幅は約5～6cmである。すなわちはく離渦の形成による河岸侵食への影響範囲は平均水深の5～7倍生じている。

通水160分後の左右岸の流速および通水後の河床高縦断変化図を図-4.15.6に示す。これによると水衝部付近では約80cm/sとなり、断面平均流速約60cm/sの3～4割大きい値となっている。

(2) 河床変動および河岸侵食防止効果について

各横工間の河岸侵食量の時間変化を図-4.15.7に示す。

通水180分後の河床形状は、先の図-4.15.4に示したように、不明瞭ではあるものの波長約20mの交互砂州となり、28～30mより上流では右岸側が、下流は左岸側が水衝部となった。河床高縦断図からも明らかなように、砂州の前縁線の河岸沿いの洗掘深は約4～5cmである。しかし、通水中の観測では、先の図-4.15.3の35m地点右岸で見られるように約6cmの洗掘が生じ、一部で根固め工が屈撓した。

河岸侵食は通水初期から生じ、通水60分後まで通水時間の経過に伴って増大する傾向を示し、その平均侵食速度は10分間で約2.0cmであった。通水60分後の最大侵食量は19cmである。その後、横工間が水衝部となった時に河岸侵食が進行し、通水180分後では、最大で23cmの河岸侵食が生じた。この侵食量は当初予測した侵食量18cmに対して約3割程度大きい結果である。これは河岸を固定して洗掘を防止する幅が縦工に比べて狭いためと考えられる。また、河岸侵食形状は図-4.15.5に示したように、横工の直下流に生じるはく離渦によって河岸が侵食され、そのまま下流の横工まで到達しているような形状となっている。このため下流側の横工は河岸侵食によって突出した形状をなしており、そこに当たった流れが、その下流でよりはく離し易くなる。

以上の結果より、自然景観に配慮した河岸侵食形状とするには、ケースⅡ-3-1～Ⅱ-3-3で検討したように、対策工の上流側河岸に簷入させた巻き込み部を設けた方が良いことが明らかとなった。

9) ケースⅡ-3-5

本ケースは、先のケースⅡ-3-4の横工による河岸侵食防止工に対し、これと同じ間隔1.5mで縦工を配置した場合の河岸侵食防止効果について検討したものである。縦工の形状配置は図-4.16.1に示すように、間隔1.5m、縦工部の長さはケースⅡ-3-4で見られたはく離渦の範囲をカバーし、かつ流れを整流させる効果を考え、はく離渦の範囲の約2倍の60cmとした(平均水深の約13倍)。さらにその上流には簷入角度45°での巻き込み部を設けた。通水時間はケースⅡ-3-4と同じ180分とした。

(1) 水位、流況について

実験結果の水位縦断の時間変化(通水初期、60分、120分、180分)と通水終了後(180分後)

の河床高縦断図を図-4.16.2に、25m、30m、35m地点断面における左右岸の水位、河床高の時間変化を図-4.16.3に示す。さらに河床高縦断変化と流速の縦断分布図を図-4.16.4に、河岸侵食状況および流況を図-4.16.5、4.16.6に示す。

水位縦断の時間変化は、砂州の形成発達に伴って若干の変動が見られる程度である。ただし、これまでの結果と同様に、砂州の発達、移動に伴う同一地点での水位変動は1.5~3.0cm生じ、左右岸での水位差も最大1.5~2.5cm生じている。

砂州の発達状況は、ケースⅡ-3-4と同様に、通水30分後付近より交互砂州の前縁線が明瞭となった。通水30分後の砂州の波長は約8mである。砂州の形成発達に伴って流水が蛇行し、水衝部が形成される。縦工前面が水衝部となった箇所では、洗掘により根固め工天端（初期河床-1.5cm）が露出した。しかし、砂州の移動によって水衝部箇所が変化するとすぐに埋め戻される。通水時間の経過に伴い、砂州の波長が徐々に長くなるとともに、その移動速度は緩慢となる。通水120分後では砂州の波長が約16mとなり、その形状も不明瞭となってはっきりしなくなる。しかし、そのときの砂州の前縁線の河岸沿いに生じた深掘れがさらに進行する。水衝部となった縦工前面では、根固め工が露出するのみではなく、根固め工前面から下流にかけて5~6cmの局所洗掘が生じ、根固め工が屈撓して、沈下した。このときの根固め工上では約0.8m/s~1.0m/sの流速が生じる。

縦工周辺の流況は、上流側に笹入角度45°で巻き込み部を設けたことにより、縦工間を侵食した流れがここで河心方向に向けられ、先のケースⅡ-3-4の横工に比べ、対策工上流側での水位の堰き上げは軽減する。しかし、巻き込み部に沿った流れが縦工との接点で若干はく離する状態となり、縦工前面においてははく離渦を形成する。これを解消するためには、巻き込み部の笹入角度を先のケースⅡ-3-1~Ⅱ-3-3で検討したようにもっと緩くするか、巻き込み部と縦工との接続部の角度を緩和させる必要がある。

（2）河床変動および河岸侵食防止効果について

各縦工間の河岸侵食量の時間変化図を図-4.16.7に示す。

本ケースも通水120分後付近から砂州の形状が不明瞭となり、35~20m間は全体に左岸側が水衝部となって洗掘が進行した。縦工周辺では、根固め工前面から末端にかけて局所洗掘が生じ、砂州等の移動に伴ってその洗掘深も変動する。

縦工間の河岸侵食量は、最大約17cmであり、当初縦工の設置に際し、ほぼ許容するとした侵食範囲以下であった。河岸侵食形状は、先のケースⅡ-3-3のようにきれいな円弧形状とはならず、下流側の縦工の巻き込み部まで達し、これに沿って戻る形状となっている。なお、先の横工を配置した結果に対し、河岸を保護する範囲が大きいため、その整流効果等によって、河岸侵食量は軽減している。ただし、巻き込み部は予想される侵食幅以上に河岸側に笹入させる必要がある。

いっぽう、先のケースⅡ-3-4および本ケースの実験終了後、さらに高水敷上に乗る流れの状態（高水敷上の水深1.5~2.0cm、現地水深約0.75~1.0m）の流量を通水し、高水敷上の変化状況

を調べた。この結果、高水敷上の縦工あるいは横工等構造物の下流側背後で洗掘が若干生じたが、構造物の維持や堤体に影響を及ぼすような状況ではなかった。高水敷上構造物背後にふとん籠や蛇籠等による保護、あるいは高水敷上が多少荒れることを許容すればとくに問題はないと考えられる。

4-4-4 考察と結論

河岸侵食防止工として縦工を配置することによって、河岸侵食防止効果が得られることが明らかとなった。実験結果全体の考察とまとめを行い、さらにこの実験結果等から、このような縦工の設置可能河岸、縦工の配置間隔、構造諸元等の考え方を以下に述べることとする。

1) 縦工の配置間隔と河岸侵食防止効果について

実験データより縦工の間隔 l_s と河岸侵食量 ΔY の関係を検討した。図-4.17.1は今回実施した実験より得られた通水後の河岸侵食量 ΔY と縦工の間隔 l_s との相関を示したものである。縦工の間隔と河岸侵食量にははっきりした相関が認められ、間隔 l_s が小さくなるほど侵食量は軽減することが明らかとなった。

縦工の配置間隔と河岸侵食の関係より、その侵食角度 θ_s 、 θ_t を求めてみた。

まず、最大侵食量の発生位置を上流からの距離 L_1 と縦工の間隔 l_s で無次元化して評価し、無次元侵食量 $\Delta Y/l_s$ との相関を検討した結果が図-4.17.2である。これより最大侵食量の発生位置は縦工間の4割から9割の範囲に生じ、その多くが中央より下流の約6～7割程度の位置に集中している。

$\tan(\theta_s) = \Delta Y/L_1$ 、 $\tan(\theta_t) = \Delta Y/(l_s - L_1)$ と定義すると、図-4.17.2より、ほぼ全データが $\theta_s = 12^\circ$ 、 $\theta_t = 20^\circ$ の領域内に入ることが分かる。また、その平均値として $\theta_s = 5^\circ$ 、 $\theta_t = 11^\circ$ が得られた。

縦工の間隔 l_s を一定とし、縦工の長さ l_t を変えた場合の河岸侵食量 ΔY の比較を図-4.17.3に示す。縦工の間隔 $l_s = 2.0\text{m}$ とし、縦工の長さを1.0m、0.5mと変えた場合と、 $l_s = 1.5\text{m}$ とし、 l_t を0.1m（横工のみ）、0.6mと変えた場合を示したが、データのバラツキが大きく、あまり傾向は読み取れない。

2) 縦工の上流部の形状と侵食防止効果について

縦工の上流部に河岸に簷入した巻き込み部を設けることにより、流れをスムーズに導流し、縦工上流端での落込み流を解消し、流況を改善することが分かった。また、縦工の上流部が河岸に入ることにより、縦工背後への侵食を防止する効果が認められた。

3) 縦工の構造、配置諸元等の考え方

実験結果より縦工の設置可能な河岸、配置間隔、構造諸元等の考え方を以下に示す。

(1) 縦工の機能

縦工（簡易型河岸侵食防止工）とは、屈撓性を持つ異形コンクリートブロックを用いた河岸侵食防止工で、縦工本体と巻き込み部からなる。縦工は出水時の高水敷部の河岸侵食を許容範囲内にとどめ、もって高水敷を保護し、この高水敷に堤防保護の機能を持たせ、これによって堤脚前面の堤防護岸、根固め、水制の根継ぎ工に換えるものである。

(2) 縦工の設置可能な河岸について

本工法は、当面、高水敷幅が低水路の砂州幅の $1/6 \sim 1/8$ 程度以上（一洪水による河岸侵食幅以上）ある所で設置可能であるとする。さらに高水敷の冠水頻度が $1/5 \sim 1/10$ 年確率以上である所とする。これより冠水頻度が低い場合は、計画高水流量時に高水敷上の流速がどの程度になるかを評価し、高水敷が単に表層侵食されるだけか、高水敷が移動床の場になってしまうかを検討し、高水敷の利用および高水敷の復旧費用のことを考えて設置が得策か、さらに低水路固定化計画が適切であるか再検討する。

(3) 縦工の間隔について

縦工の間隔 l_b は、低水路内に形成される砂州のスケールを調査し、短めの砂州の波長 L_s の $1/3 \sim 1/4$ 以下とする。また、河岸侵食量 ΔY が許容河岸侵食量内に納まるように求める。河岸侵食量 ΔY の推定は

$$\Delta Y = l_b \cdot \tan(\theta_s) / \left(1 + \frac{\tan(\theta_s)}{\tan(\theta_i)}\right) \quad (4-4)$$

で評価し、実験結果から安全側を見て $\theta_s = 12^\circ$ 、 $\theta_i = 20^\circ$ を用いると、次式のようになる。

$$\Delta Y = 0.134 l_b \quad (4-5)$$

(4) 縦工の長さ l_r

縦工長 l_r の長さの考え方は十分に確立されていない。 l_r が長ければ確実に守れる河岸長が長くなるが、 l_r が長くなるほどコストが高くなる。

縦工部の最上流端は、河岸に入り込んだ流水が低水路側へ戻る所であり、構造物周りの流れの角の所に相当し、ここで流水は水面変化や流速の変化が生じる。この流れの急変が河岸に影響を与える区間を縦工部の最小必要長さとするという考えは一つの考え方であろう。この長さについては十分な検討がなされておらず、明確なことは言えないが、水制周りの洗掘孔の大きさ、水制工周りの根固め範囲の実態より、平均年最大流量時の低水路の平均水深の15倍程度（砂州のよる滞部の水深 H_{max} を平均年最大流量時の平均水深 H_m の2.5倍程度、洗掘孔の深さは H_{max} の3倍とし、洗掘孔の範囲はその2倍の円弧状として仮定した。かなり安全側の評価と判断される。）以上とする。

なお、縦工部は短くしても、横工（巻き込み部を横工とする）を主とし、先端部の洗掘に十分

に耐える横工および根固めを周囲に十分な範囲に設置するという考えもあろう。

(5) 巻き込み部

縦工の上流部に設ける巻き込み部の長さは、巻き込み工の先端の位置を予想最大侵食量 ΔY より堤防側とすることとする。ただし、巻き込み工の先端と堤防までの距離が狭い場合（縦工背後における高水敷上の構造物回りで予測される洗掘深の5倍程度以下、約10m以下）、横工あるいは既設の水制等によって堤防まで接続するものとする。

なお、巻き込み部の角度は緩い方が縦工上流部の流速の低減、洗掘の防止に好ましい。しかし、この場合巻き込み部が長くなって、コストが高くなるので、根固めを十分に行う場合は、河岸法線形に対して直角にしても良いと考えられる。ただし、その隅角部を円弧状、あるいはできるだけ角度を緩和した形状にすることが望ましい。

(6) 根固め工の敷設高さや敷設範囲

縦工前面の根固め工の敷設高さは、計画河床（近い将来の平均河床高とみなした場合）より1～1.5m下に敷設するのが一般的である。ここでは、河岸侵食調査、砂州形状調査、河岸線位置調査より、本工法設置地点の河岸が安定している場合は、通常の護岸、根固め工と同一の敷設高とする。河岸が侵食され易いと予測される所は、それより1m程度下げて敷設するものとする。

根固め工の敷設範囲は、既往巨大水制周りの根固め幅と同程度は必要と考えられるので、縦工の上流部、巻き込み部は既往巨大水制周りと同程度の幅とする。ただし、縦工の後半分はその2/3程度でも良い。

(7) 法肩工

縦工天端の法肩工は、高水敷上に流水が乗ったときに縦工背後が侵食されないように保護するものである。その構造としては異形コンクリートブロックに換わるものとして河床材料中のC集団の材料を用いて表層を覆うことも考えられる。法肩工の敷設幅は高水敷上の水深の5倍程度以上（あまり根拠が無い、最小2m以上）とする。

(8) その他

本工法は実績が無いので、必要に応じて移動床模型実験、基礎実験、試験施工を行って、安全性の検討や設計の指針作りを行うことが今後必要である。

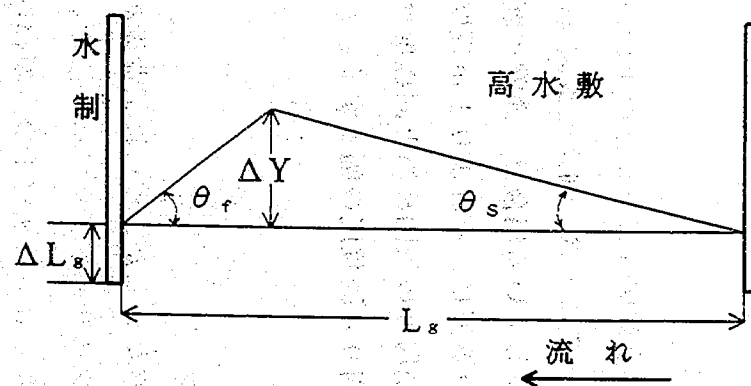
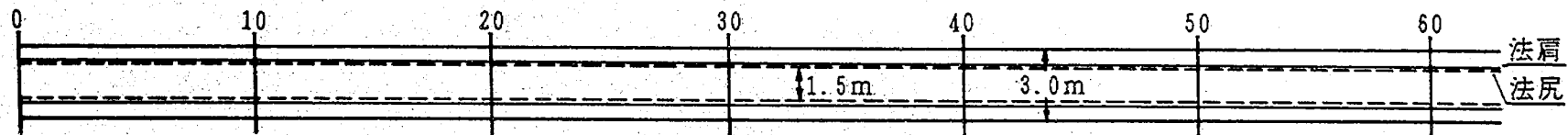
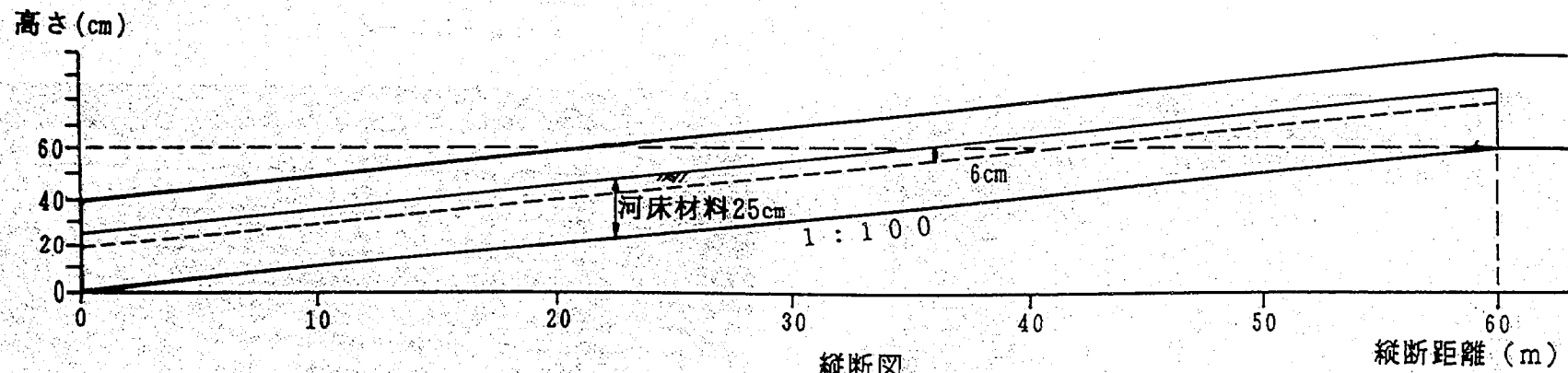


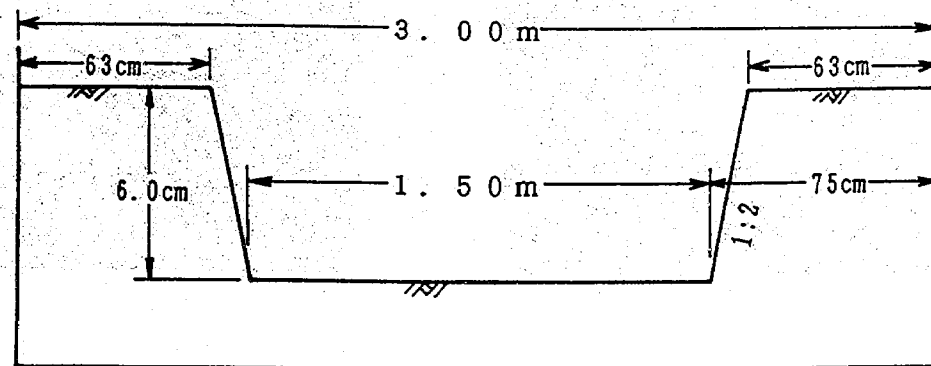
図-4.7.1 河岸線簡略図



平面図

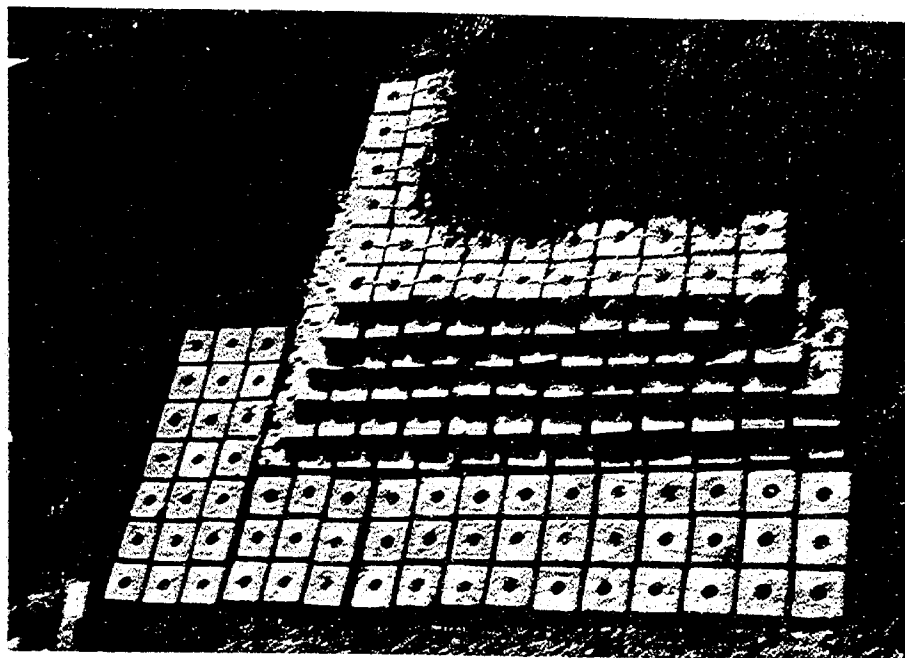


縦断面図

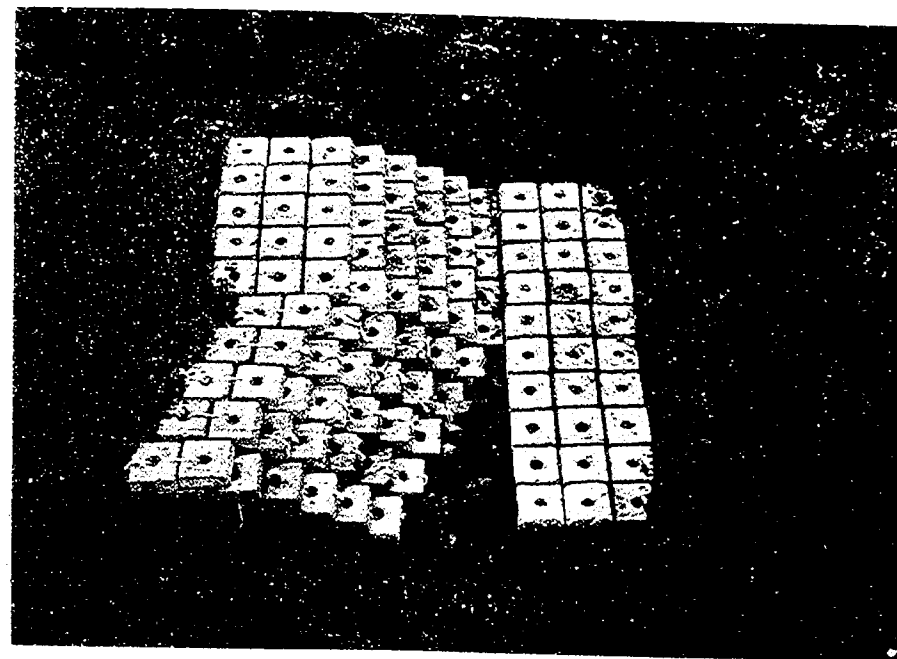


横断面図

図-4.7.2 実験水路概要図



(ケースⅡ-2-3)



(ケースⅡ-3-1)

写真-4.5 縦工の設置状況

堤 防

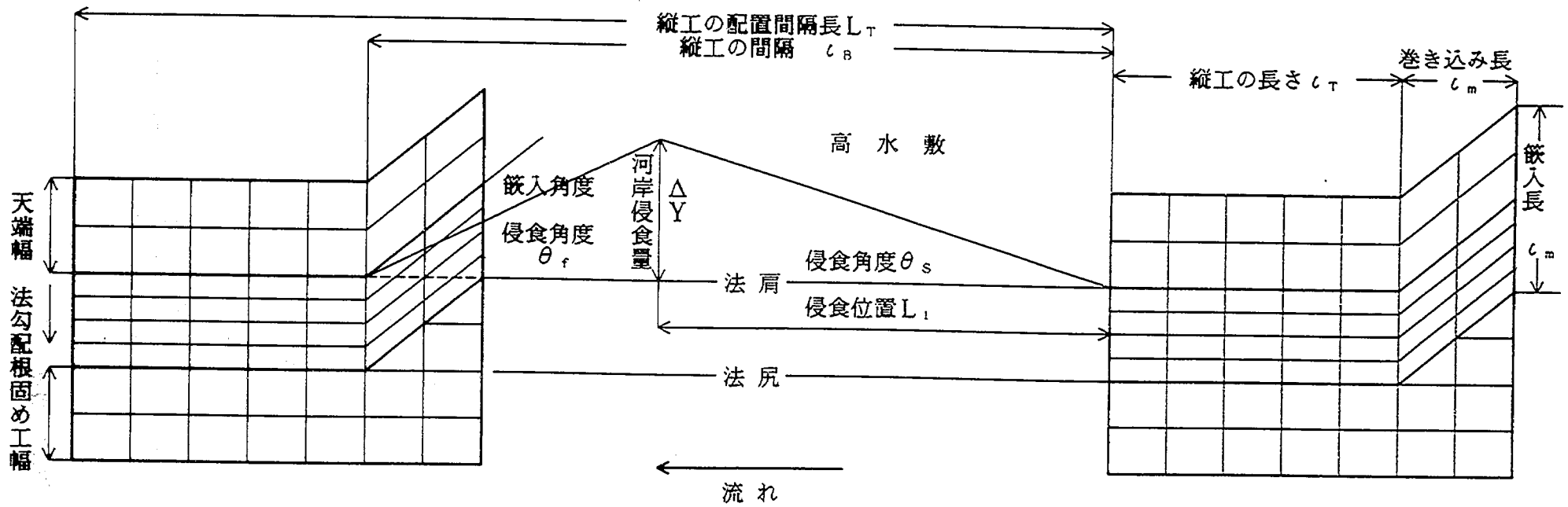


図-4.7.3 縦工標準構造図

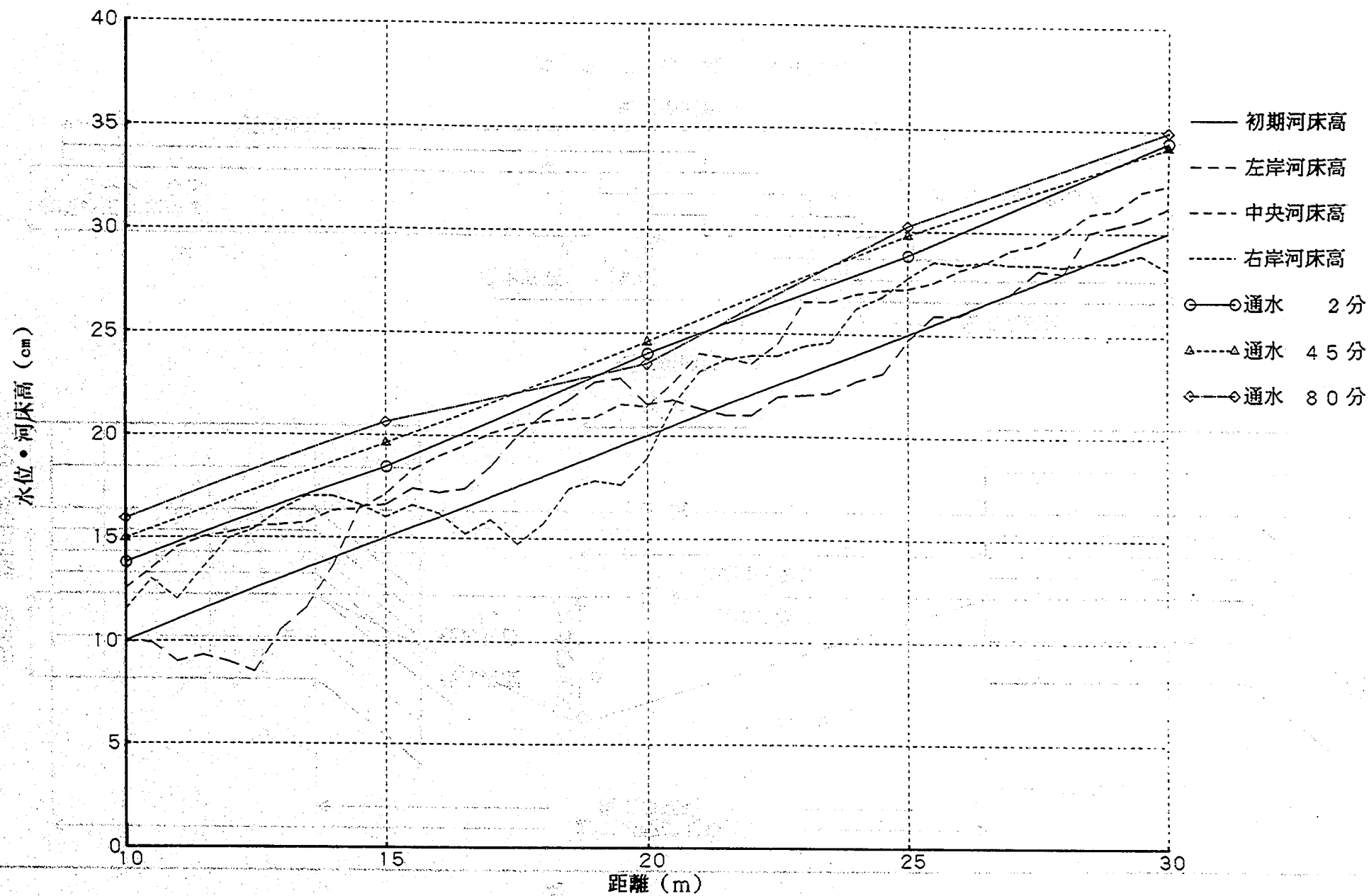
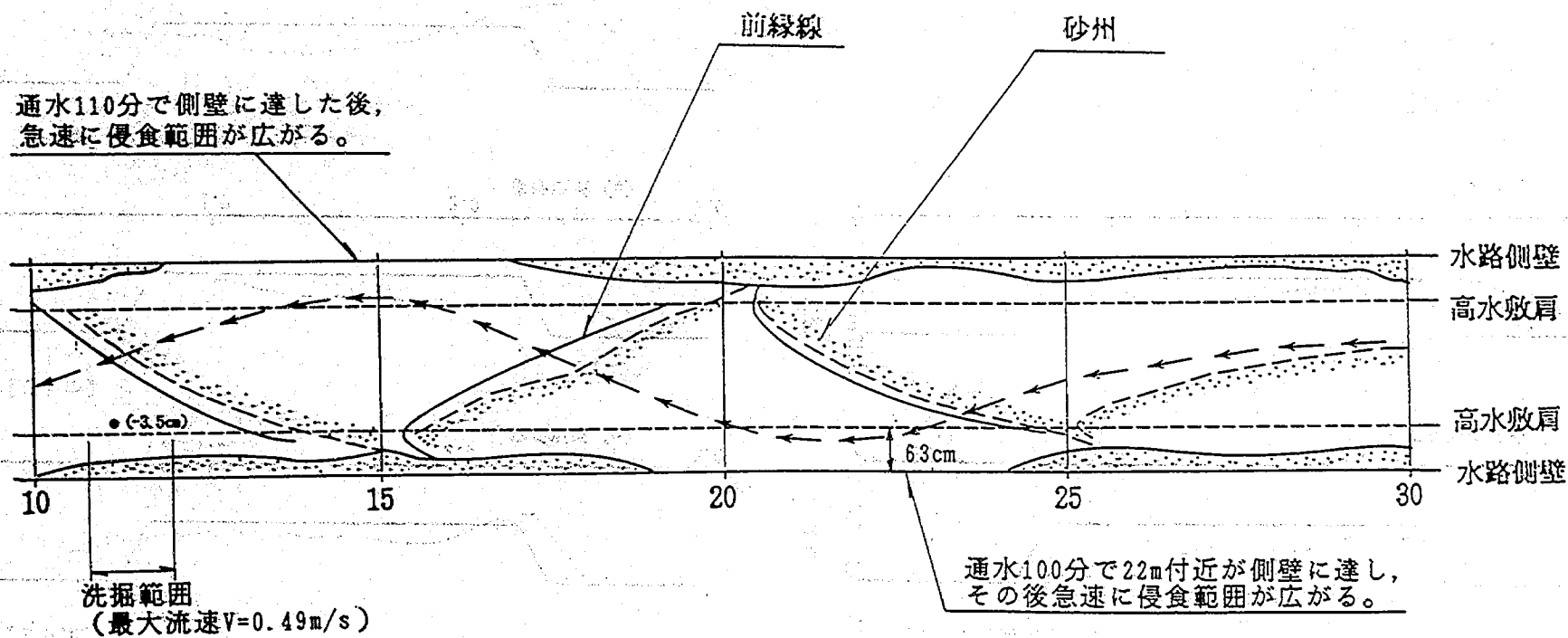


図-4.8.1 水位・河床高縦断図(ケースⅡ-1)



※ 洗掘範囲；洗掘深が3 cm以上の範囲
・印は最大洗掘位置，()内の数値が最大洗掘深を示す。

図-4.8.2 河岸侵食状況および流況図(ケースⅡ-1, 通水120分後)

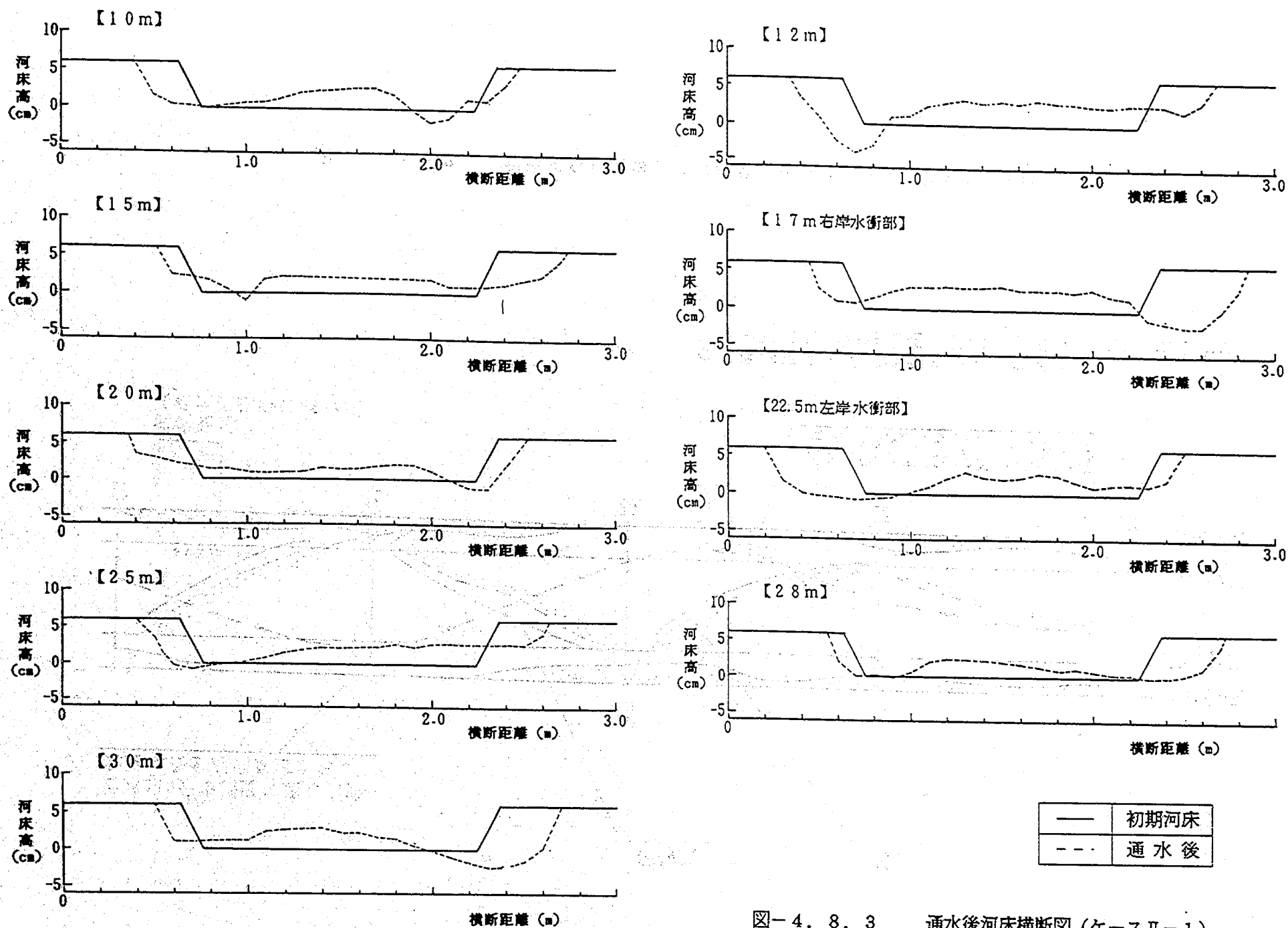


図-4.8.3 通水後河床横断面図 (ケースⅡ-1)

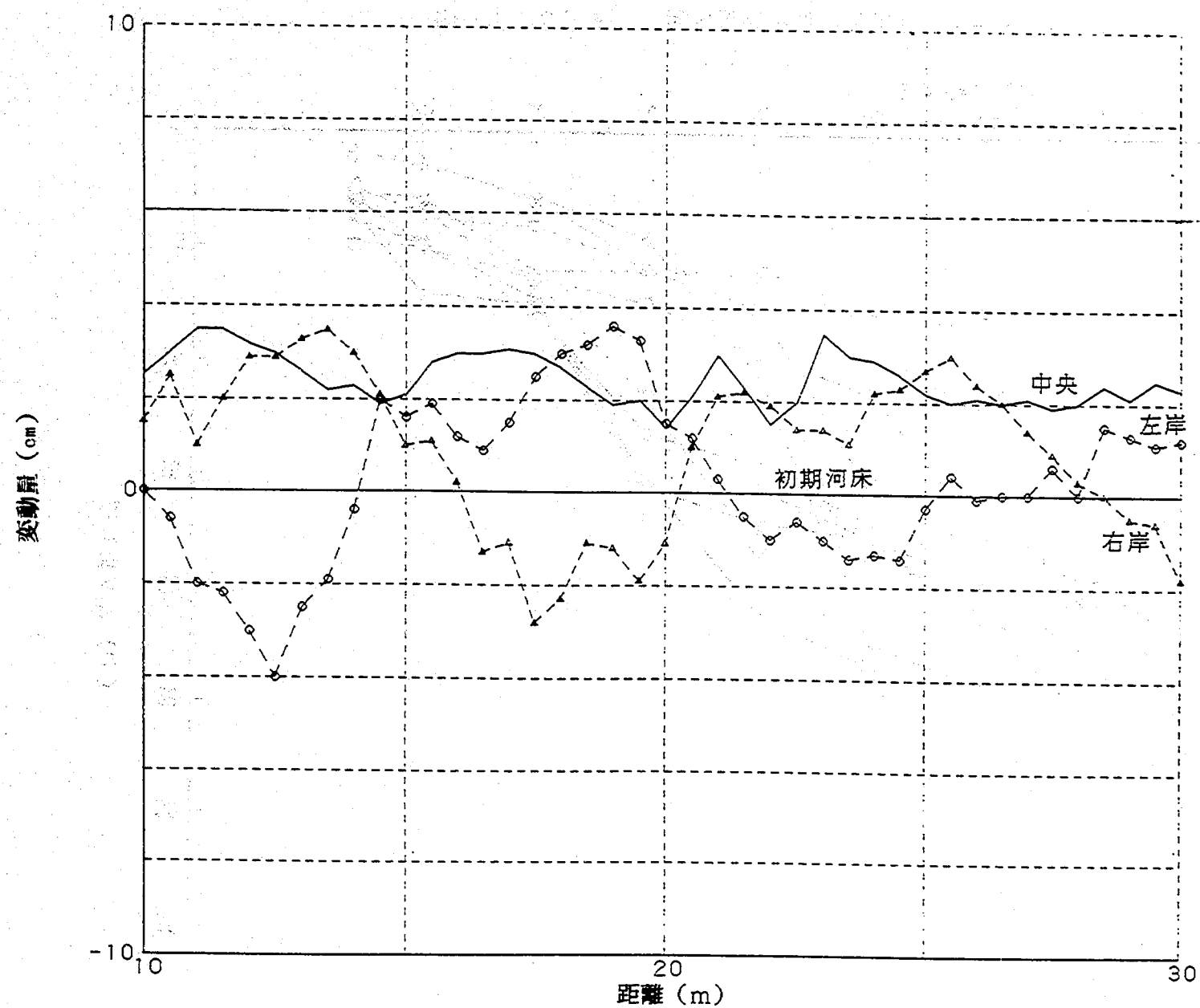


図-4. 8. 4 河床変動量縦断図 (ケースⅡ-1)

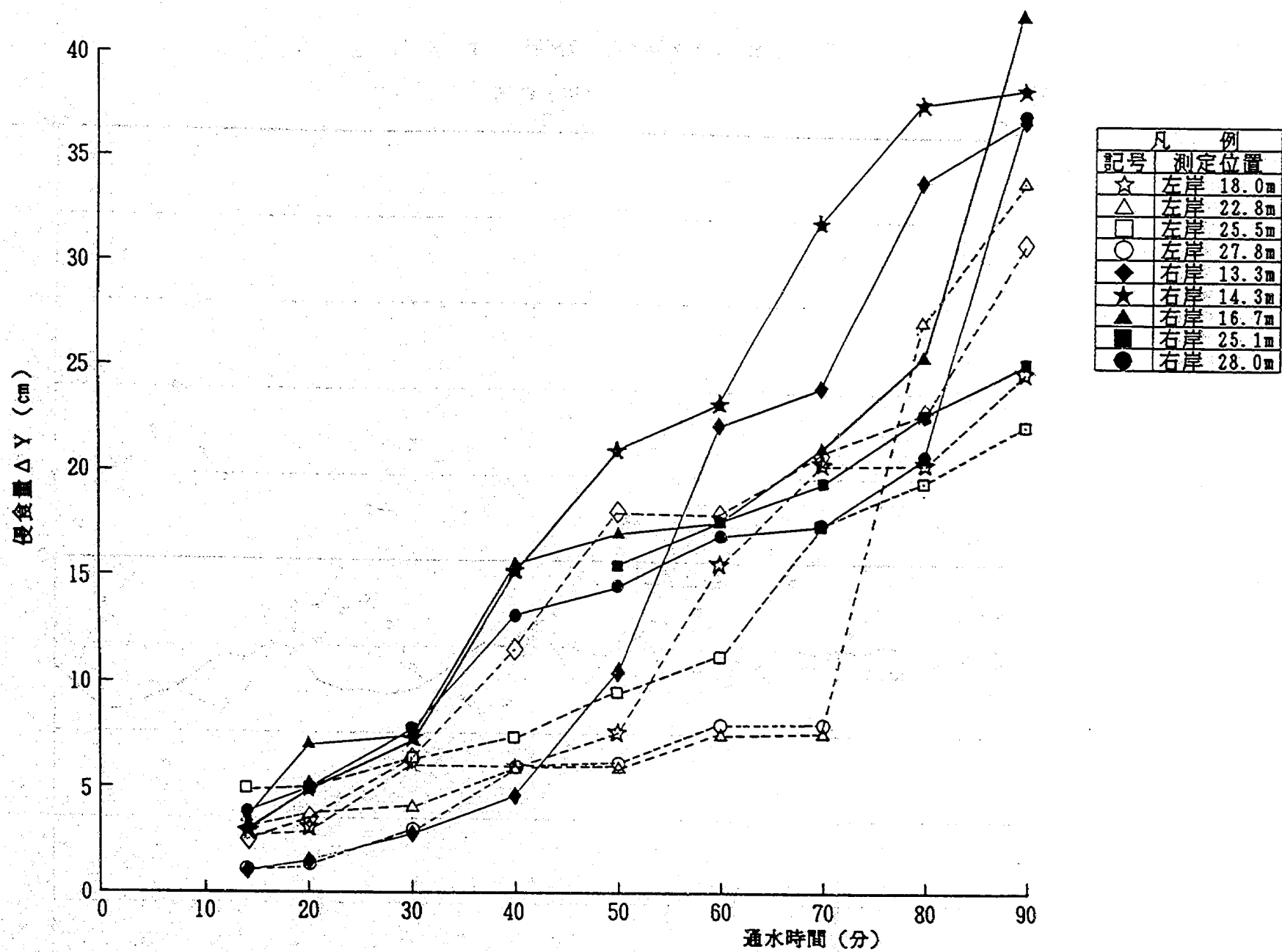
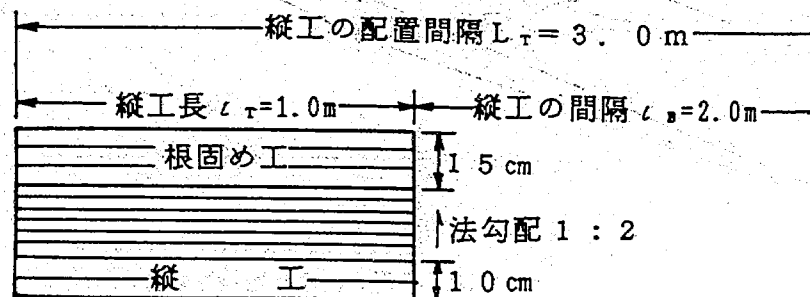
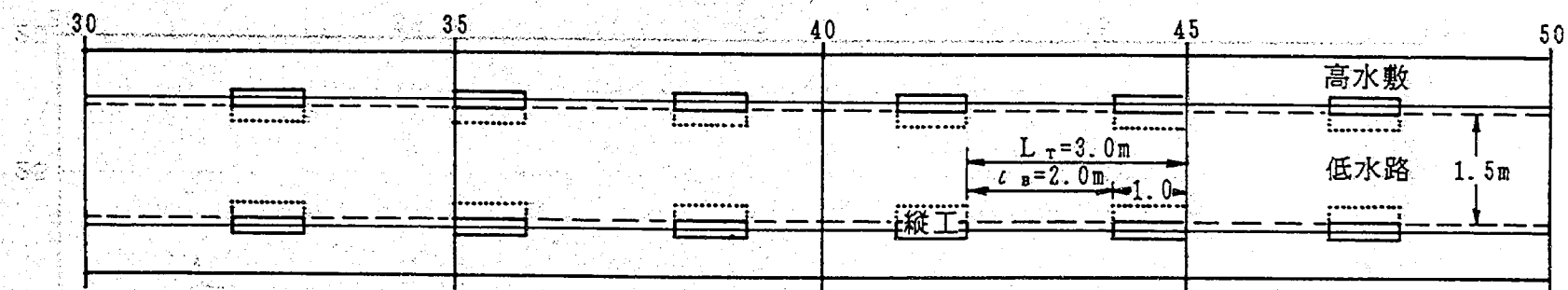
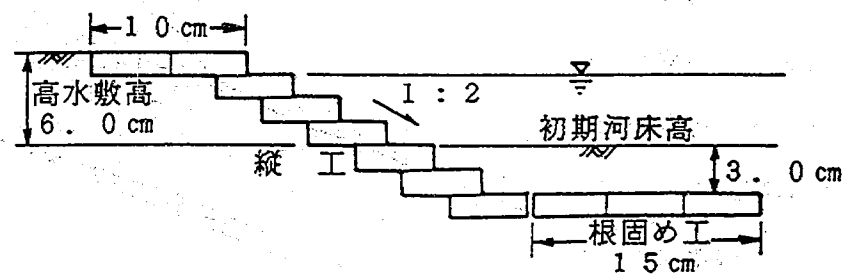


図-4. 8. 5 河岸侵食量時間変化図 (ケースⅡ-1)



縦工平面図



縦工側面図

図-4.9.1 縦工配置形状図 (ケースⅡ-2-1)

水位・河床高 (cm)

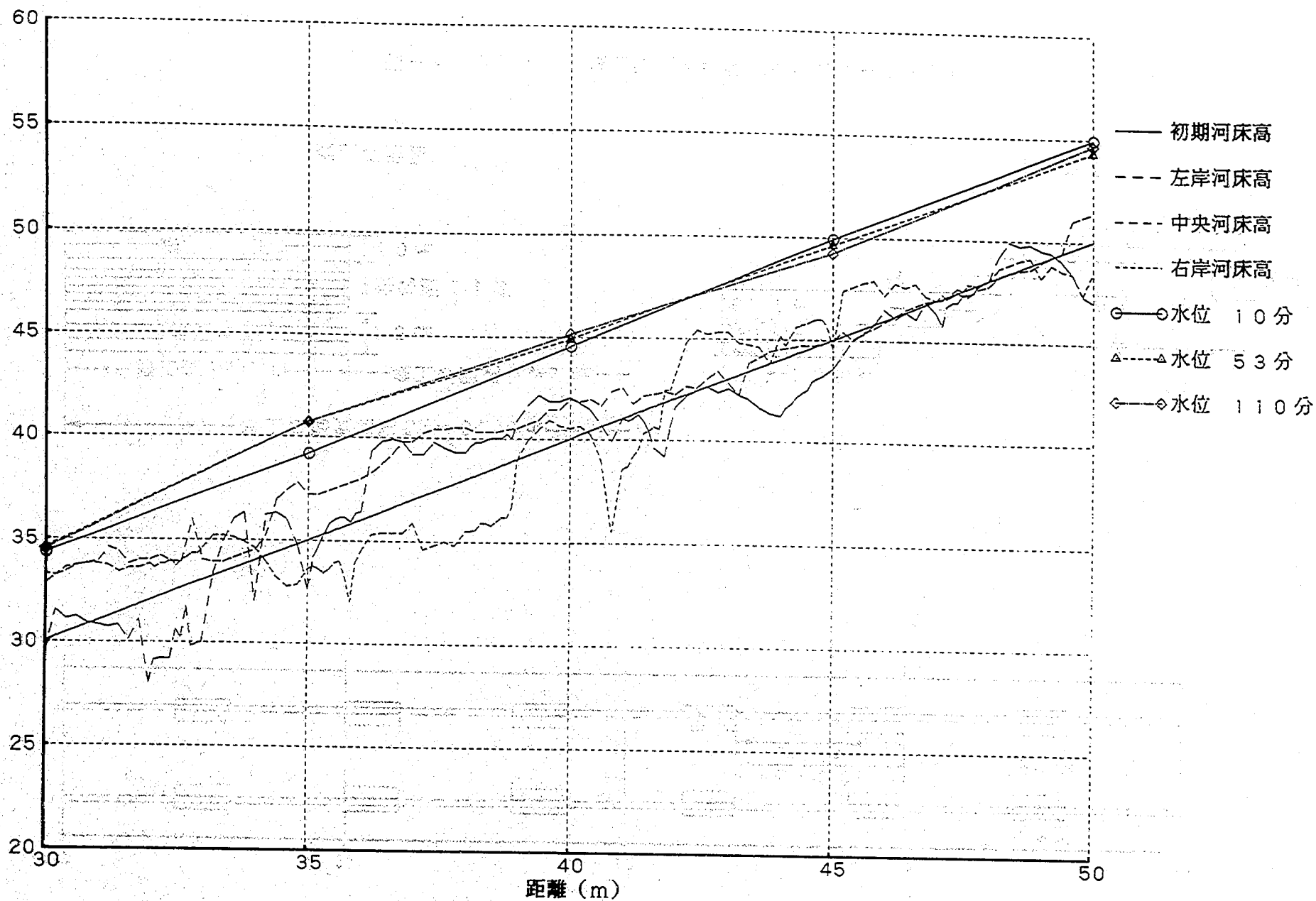


図-4.9.2 水位・河床高縦断図 (ケースⅡ-2-1)

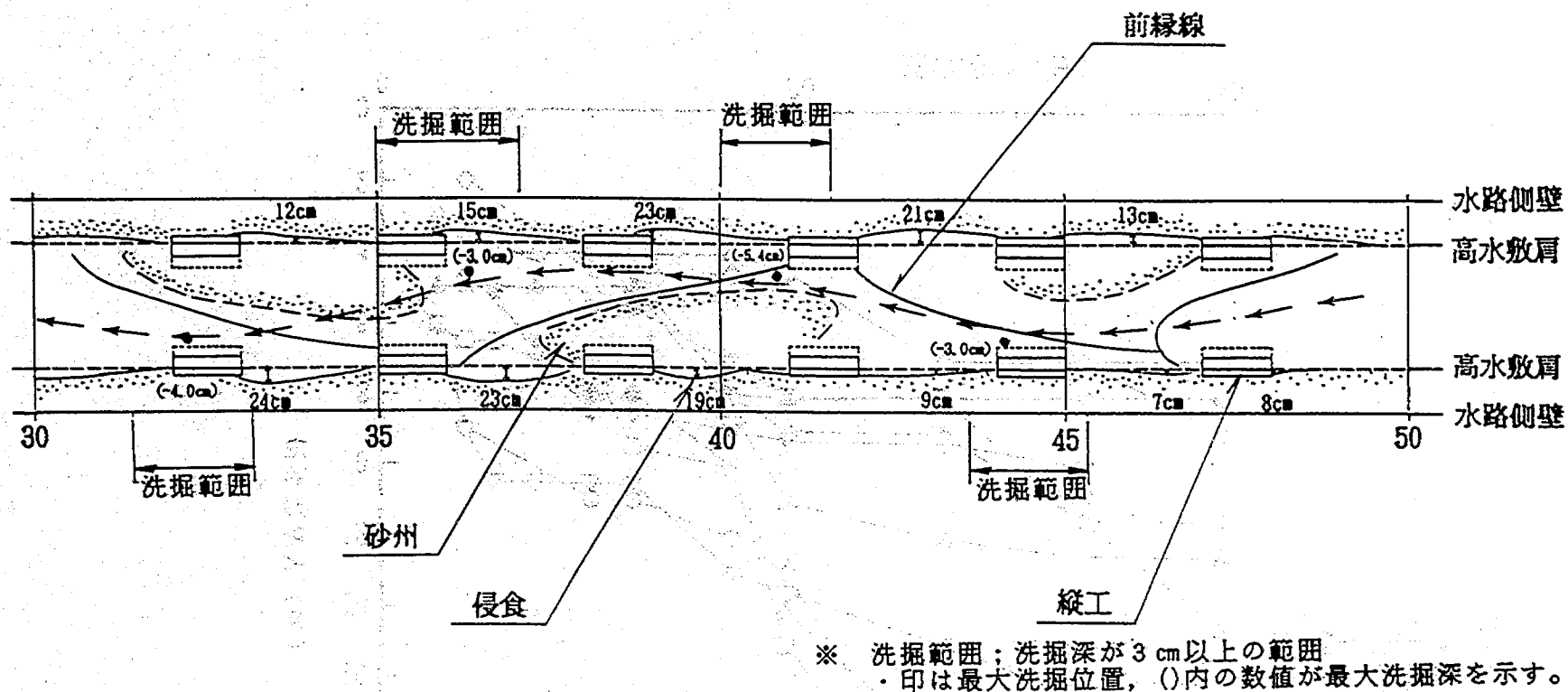


図-4.9.3 河岸侵食状況および流況図（ケースⅡ-2-1，通水120分後）

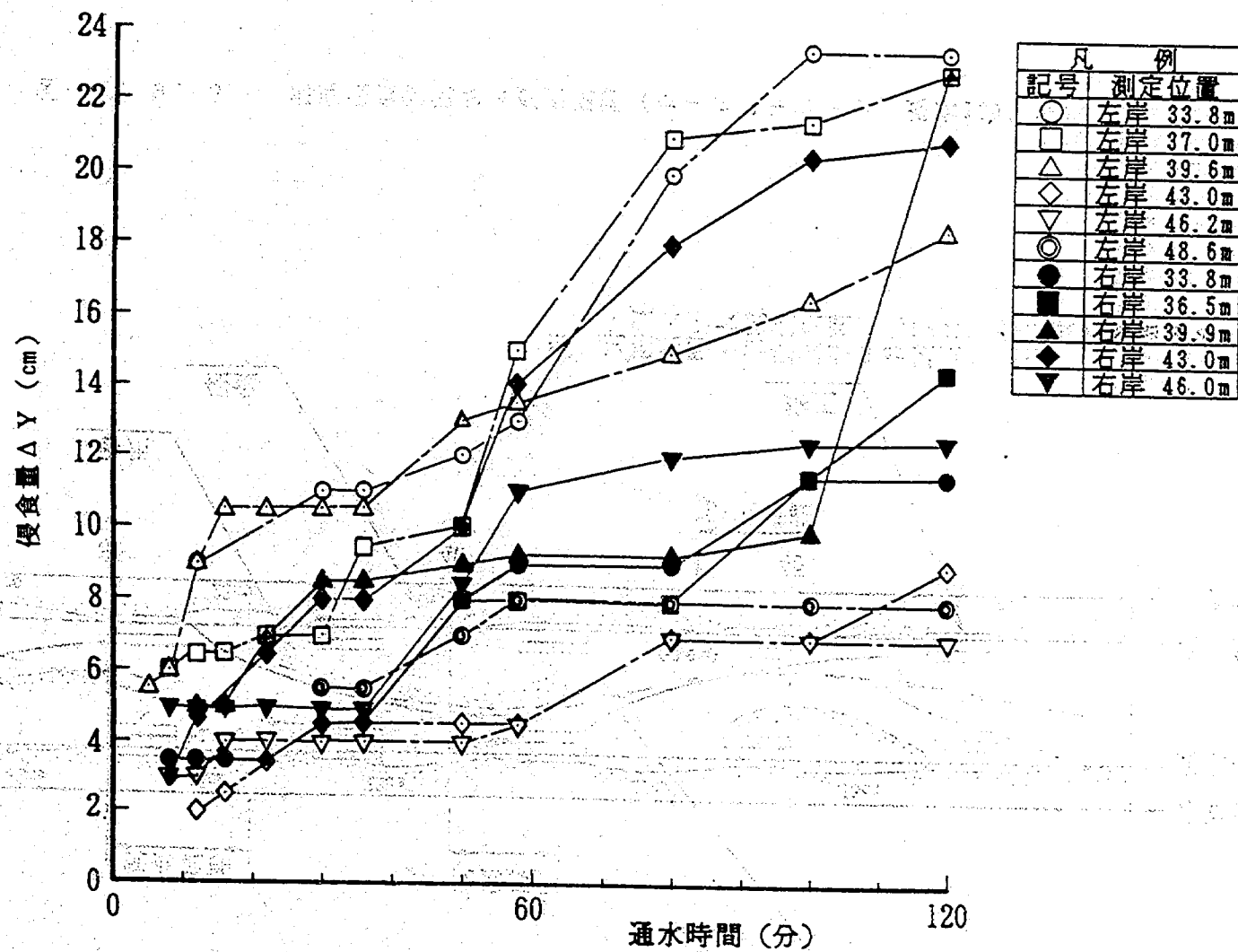
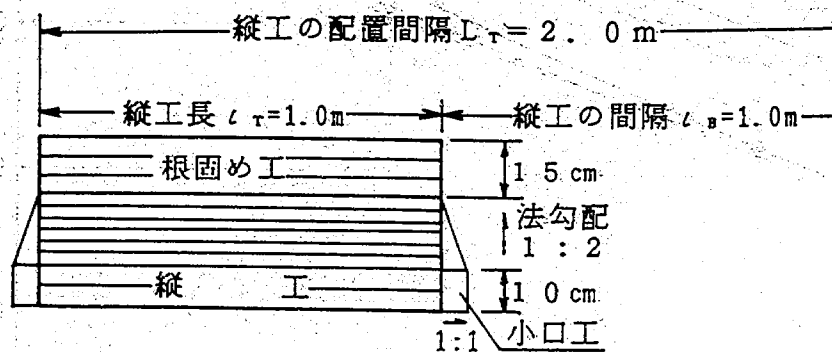
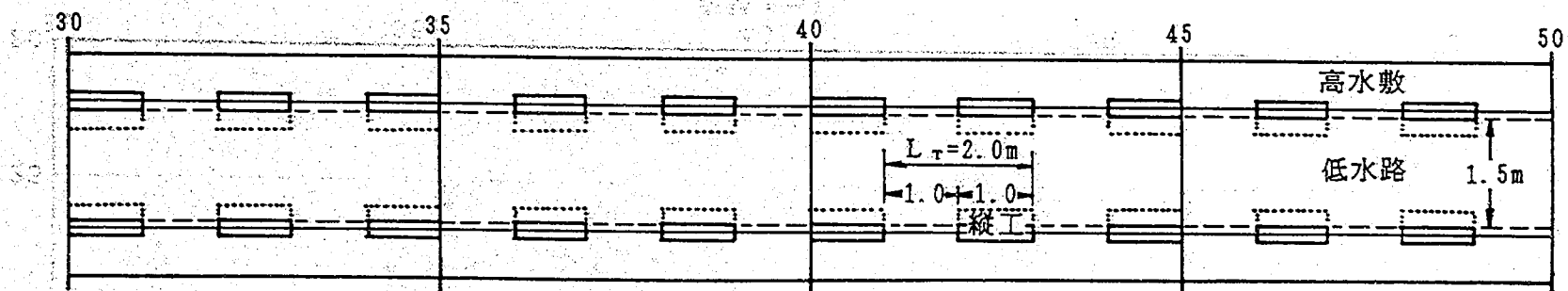
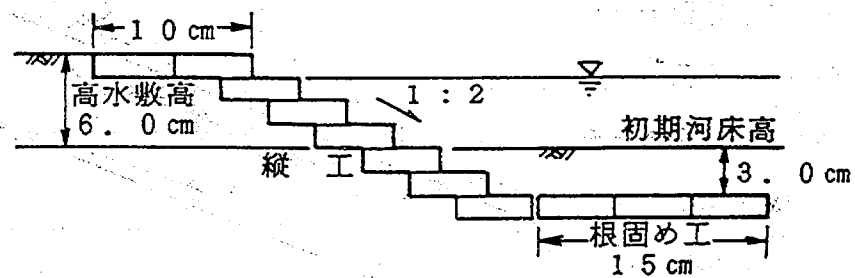


図-4. 9. 4 河岸侵食量時間変化図 (ケースⅡ-2-1)



縦工平面図



縦工側面図

図-4.10.1 縦工配置形状図 (ケースⅡ-2-2)

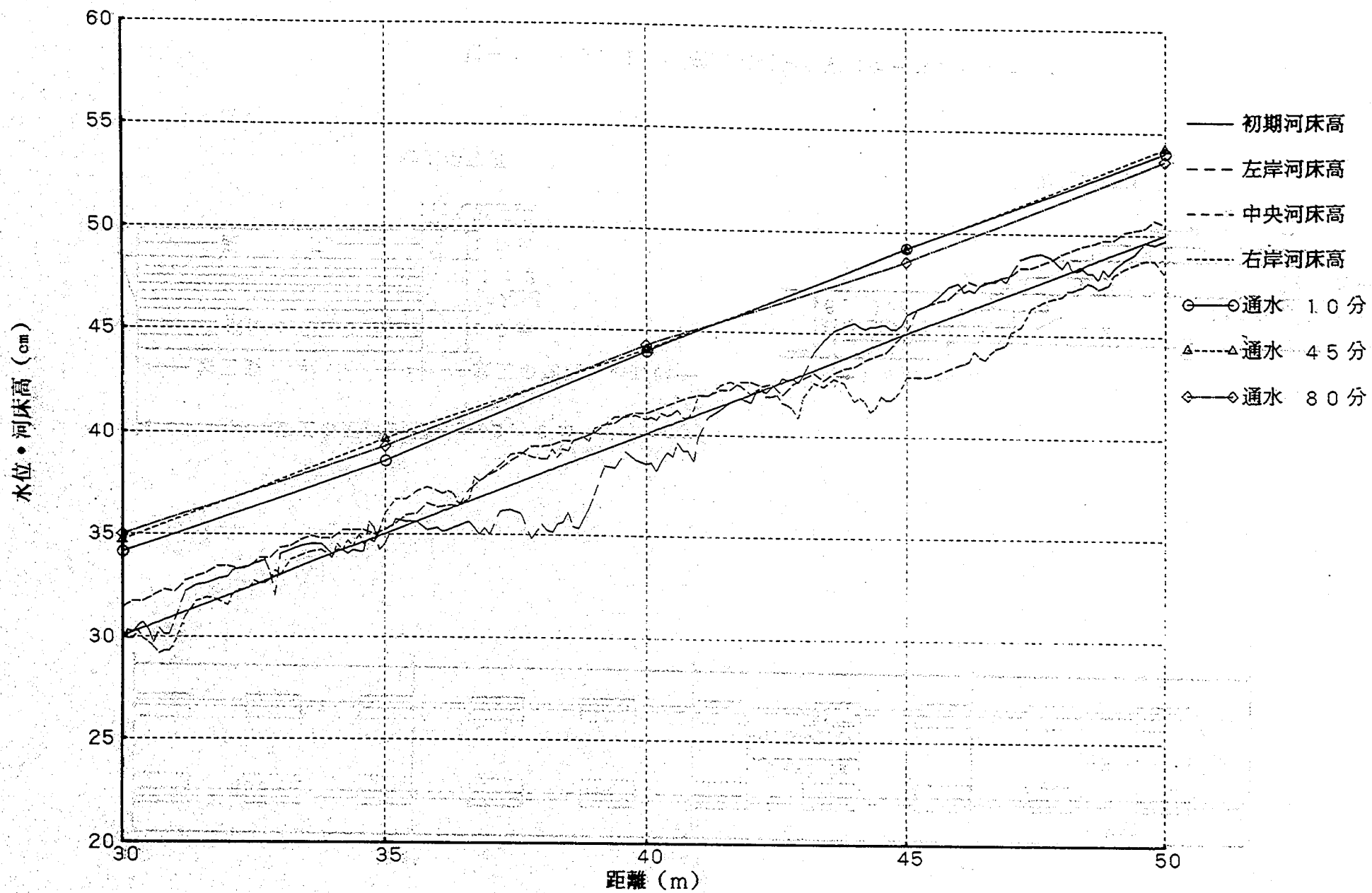
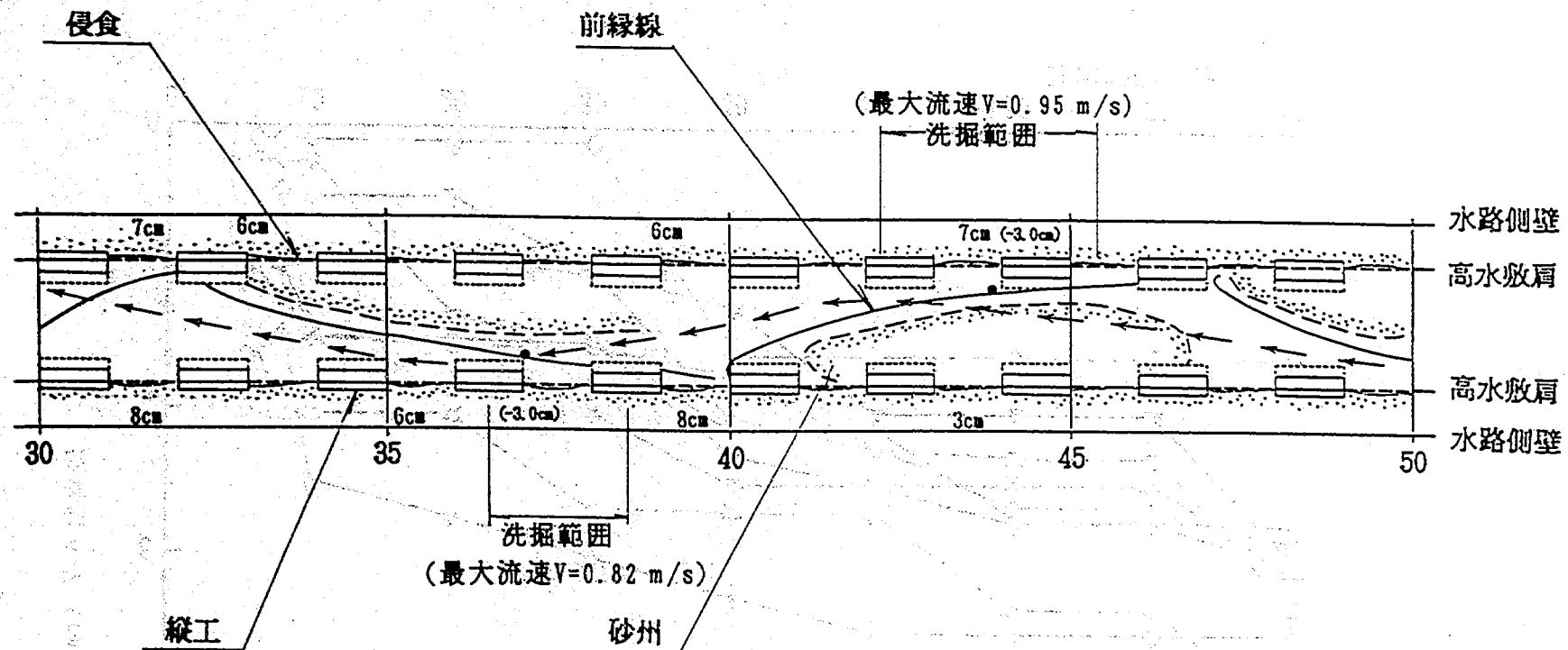


図-4.10.2 水位・河床高縦断図 (ケースⅡ-2-2)



※ 洗掘範囲；洗掘深が3 cm以上の範囲
 ・印は最大洗掘位置，()内の数値が最大洗掘深を示す。

図-4. 10. 3 河岸侵食状況および流況図 (ケースⅡ-2-2, 通水 90分後)

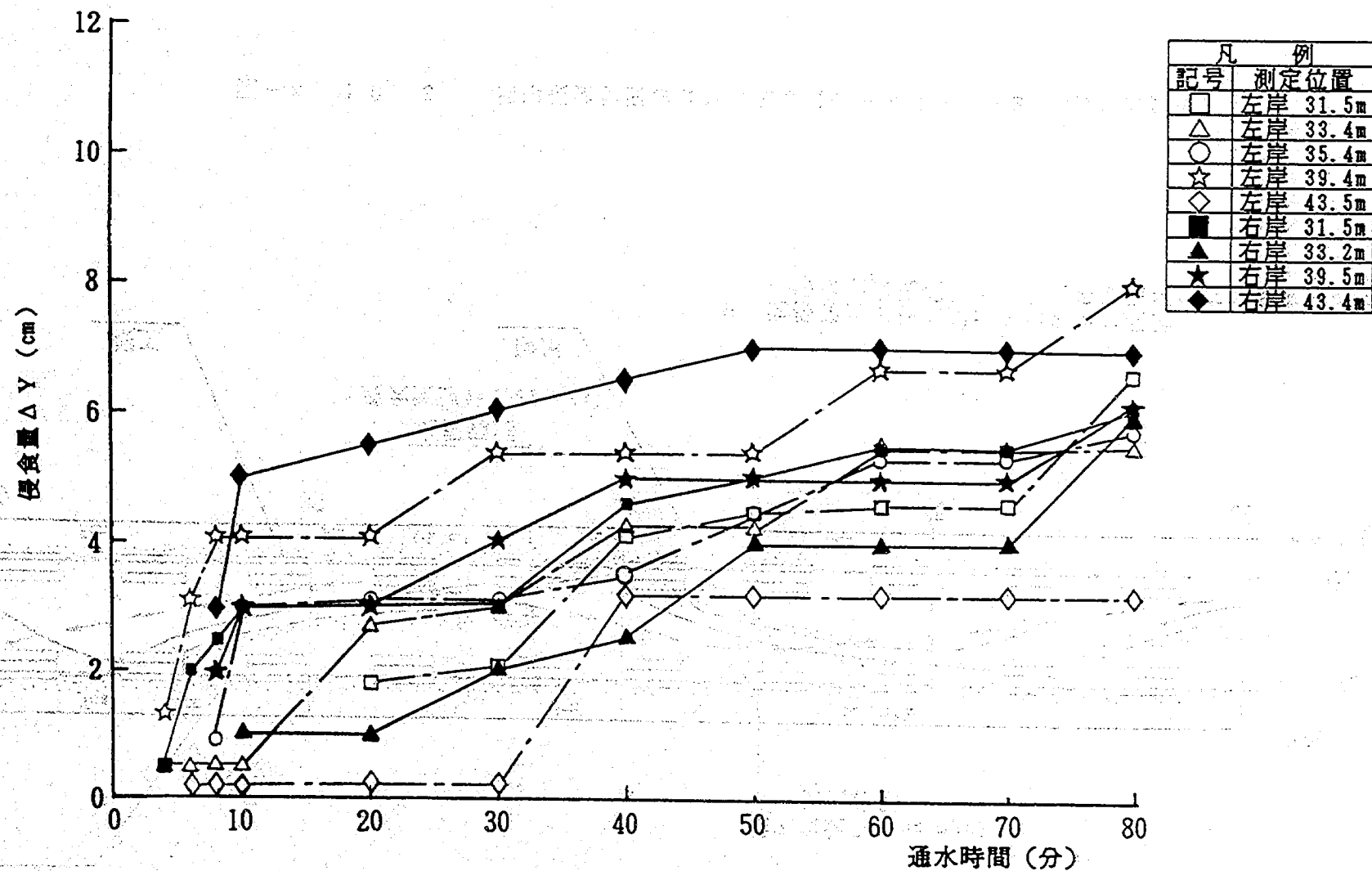


図-4.10.4 河岸侵食量時間変化図(ケースⅡ-2-2)

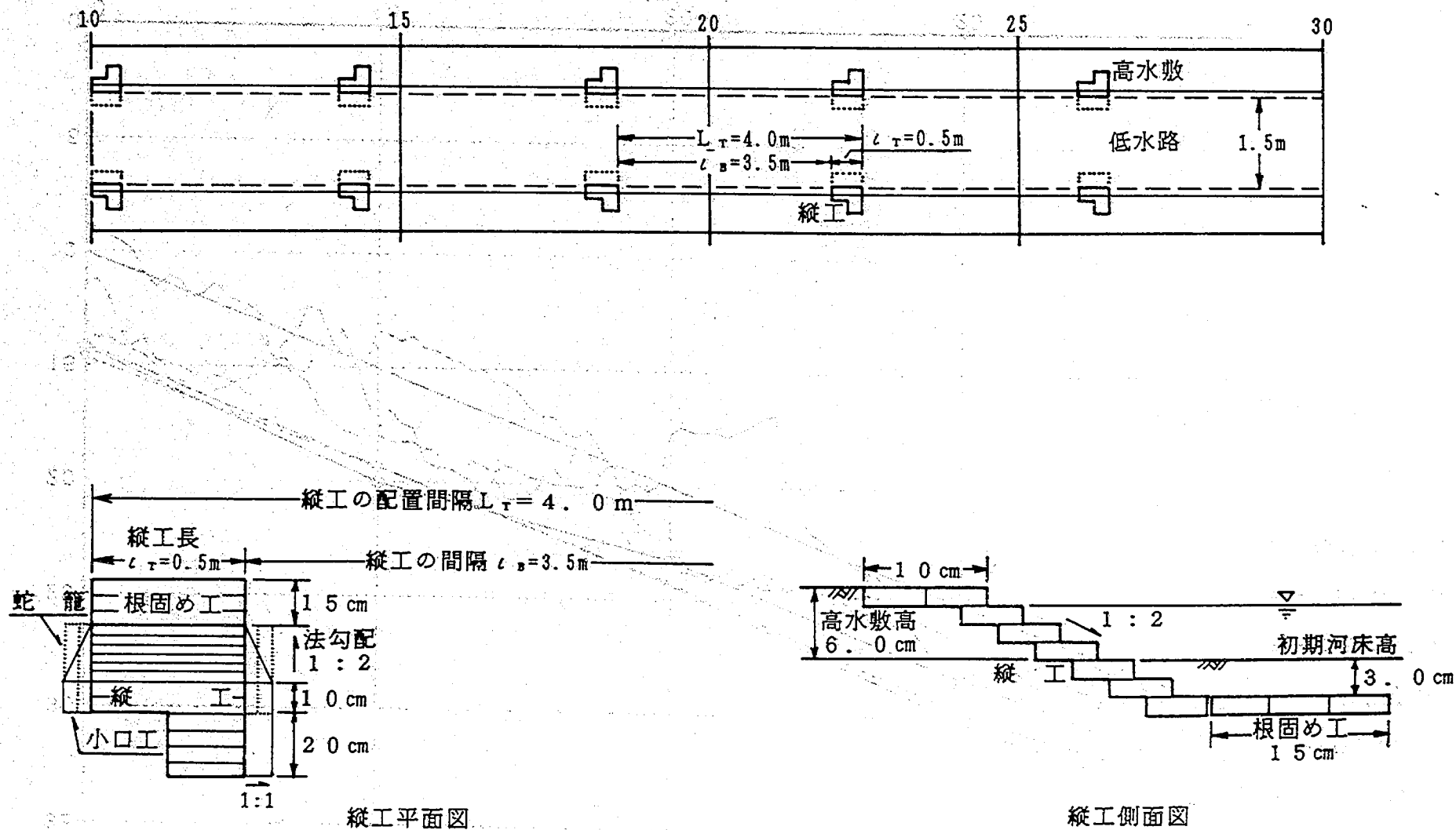


図-4.11.1 縦工配置形状図(ケースⅡ-2-3)

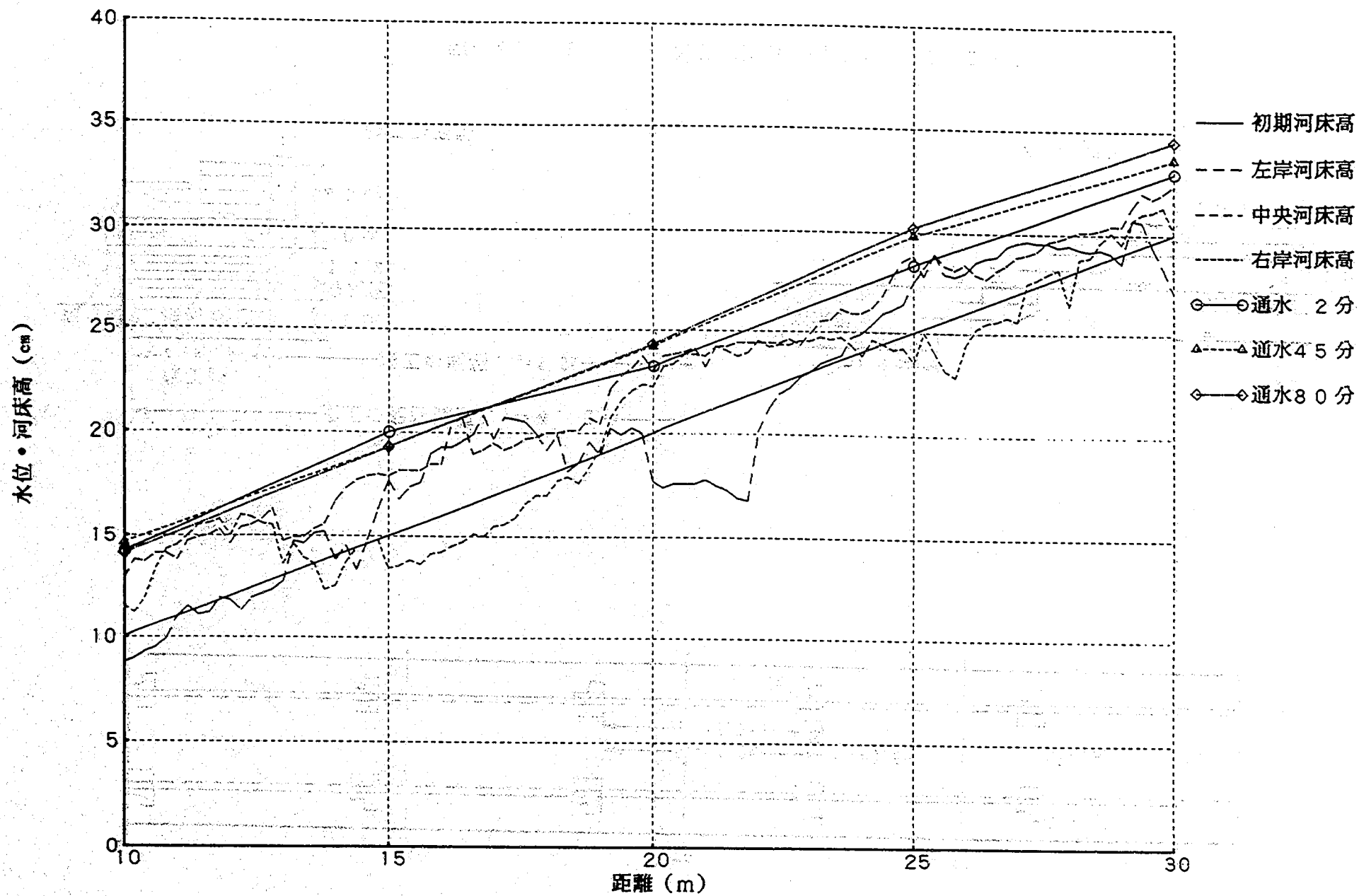
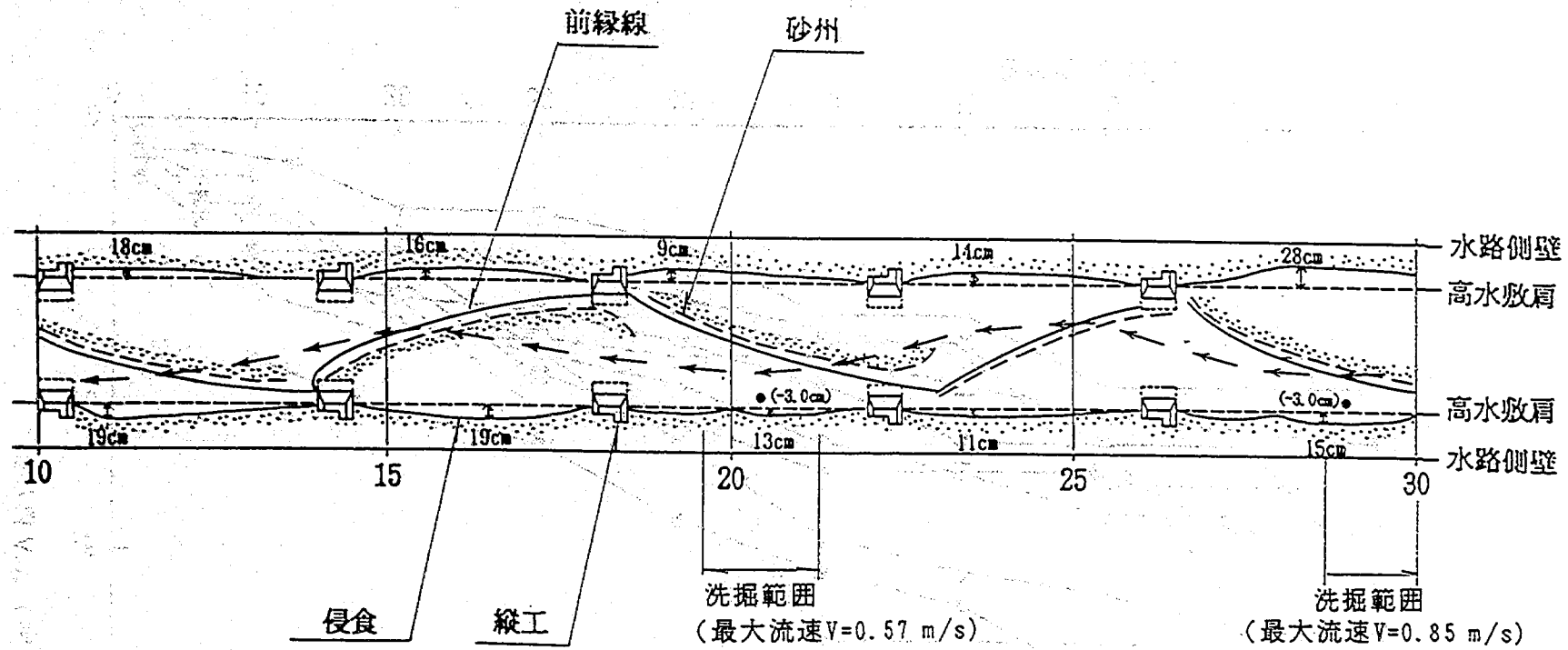


図-4.11.2 水位・河床高縦断図 (ケースⅡ-2-3)



※ 洗掘範囲；洗掘深が 3 cm 以上の範囲
・印は最大洗掘位置，() 内の数値が最大洗掘深を示す。

図-4. 11. 3 河岸侵食状況および流況図（ケースⅡ-2-3，通水 90分後）

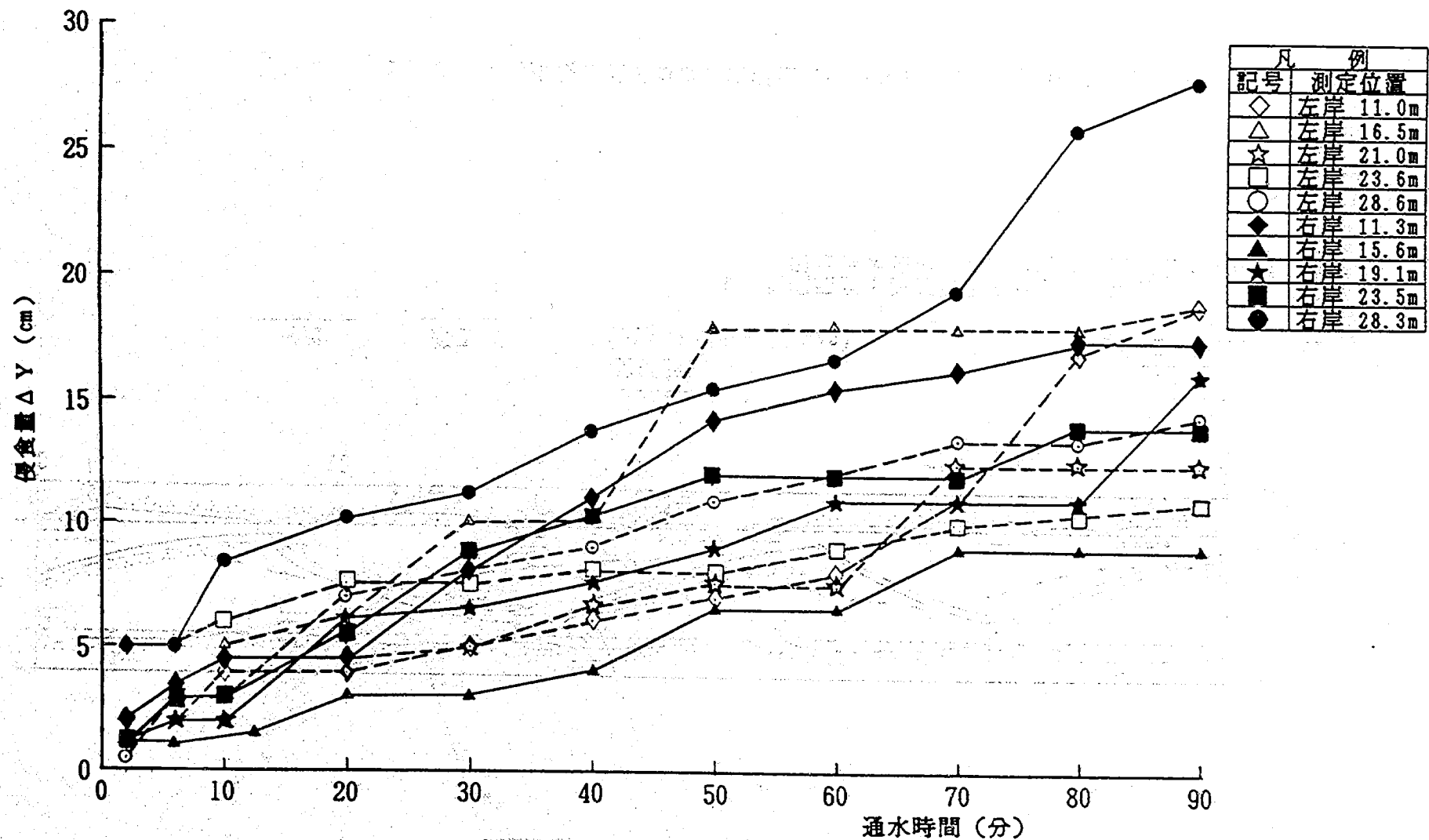


図-4.11.4 河岸侵食量時間変化図 (ケースⅡ-2-3)

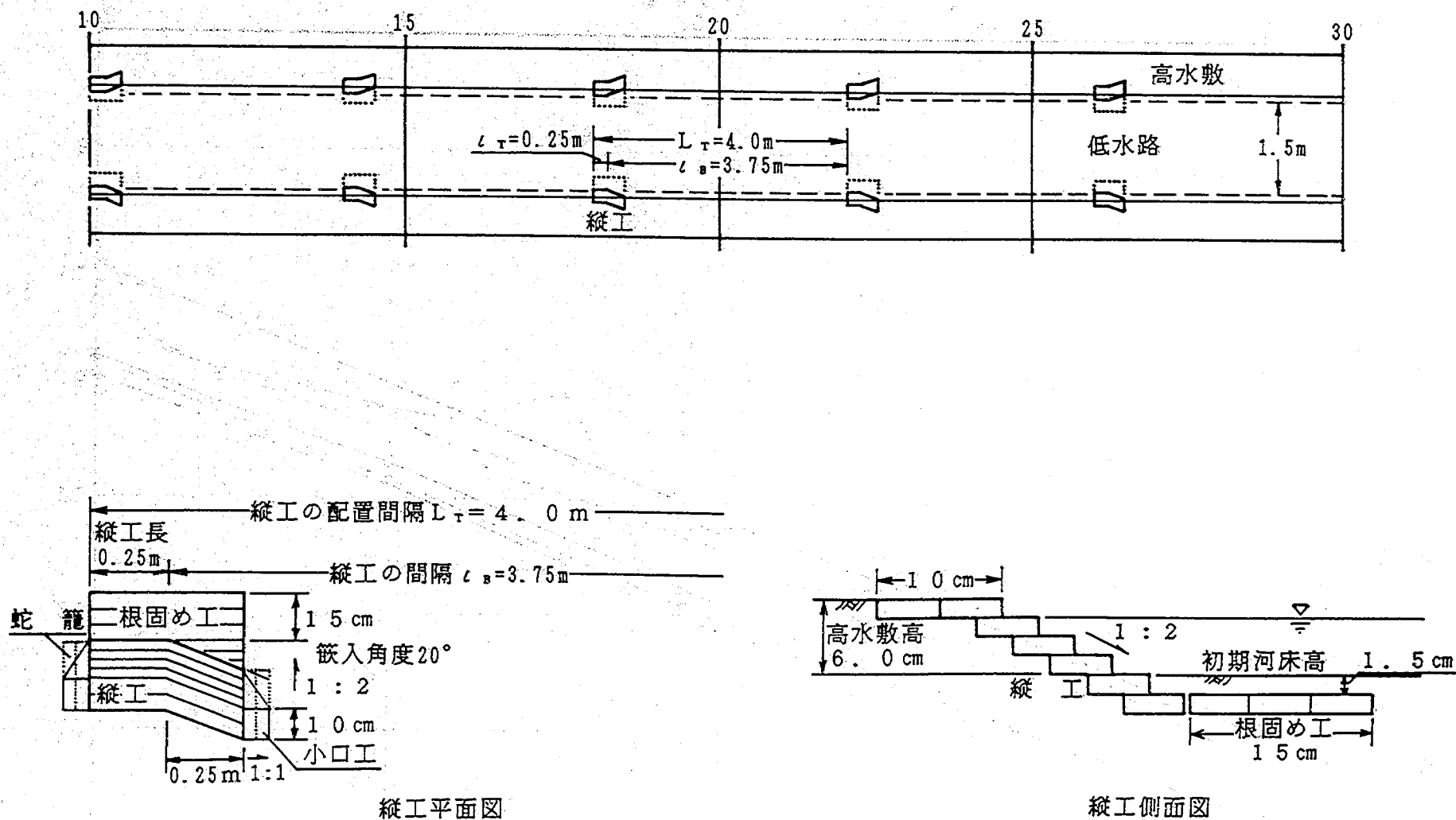


図-4.12.1 縦工配置形状図 (ケースⅡ-3-1)

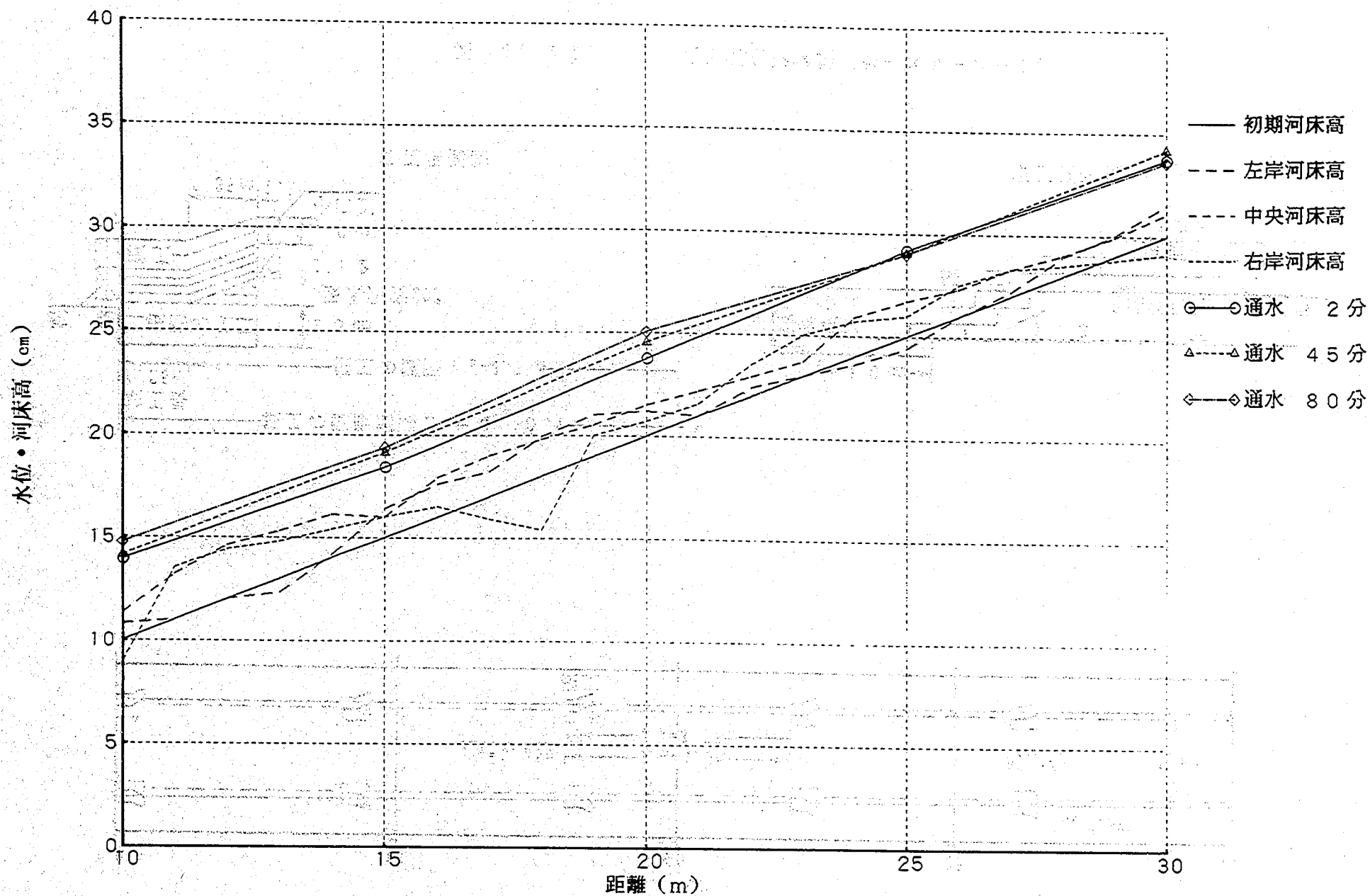


図-4. 12. 2 水位・河床高縦断図 (ケースⅡ-3-1)

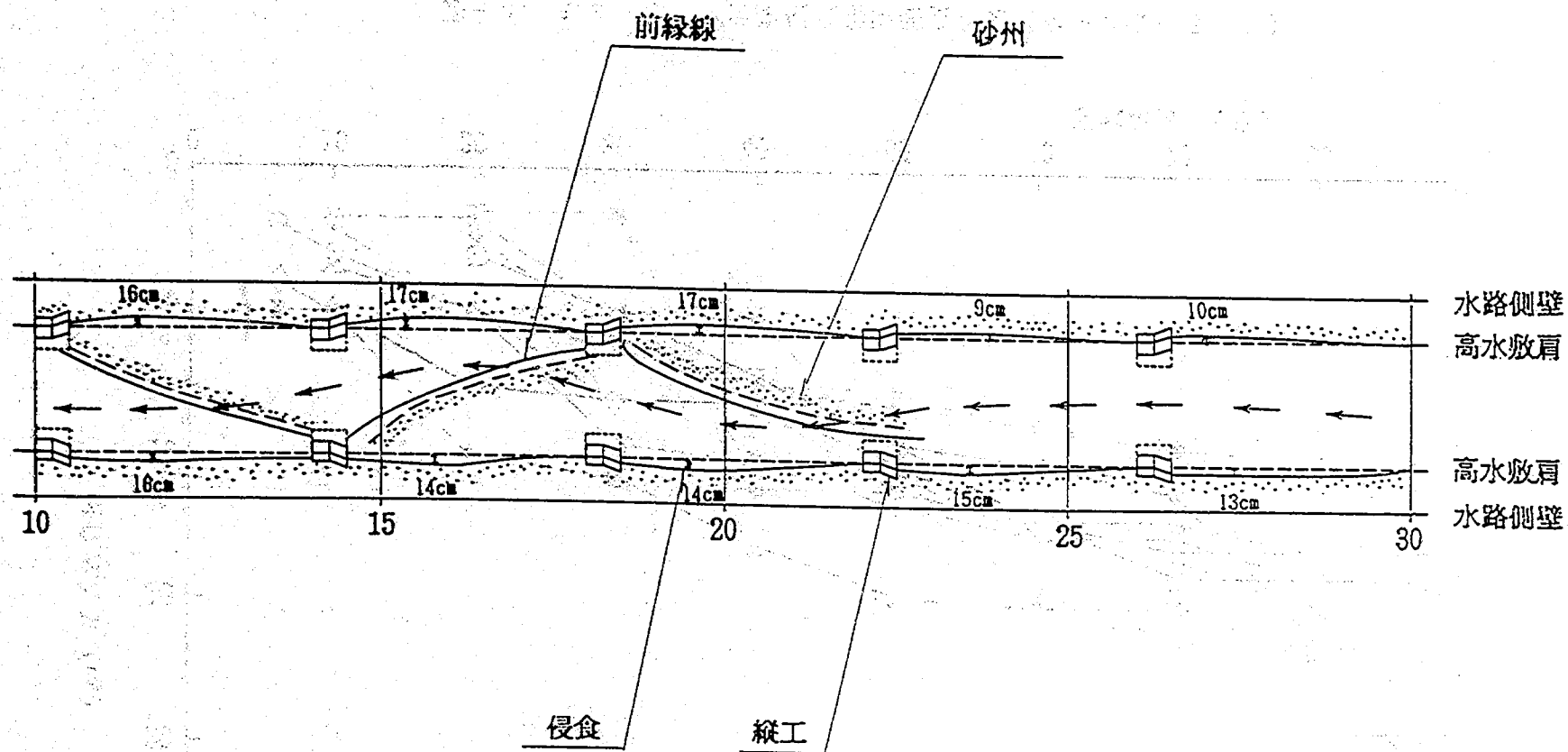


図-4. 1 2. 3 河岸侵食状況および流況図 (ケースⅡ-3-1, 通水 90分後)

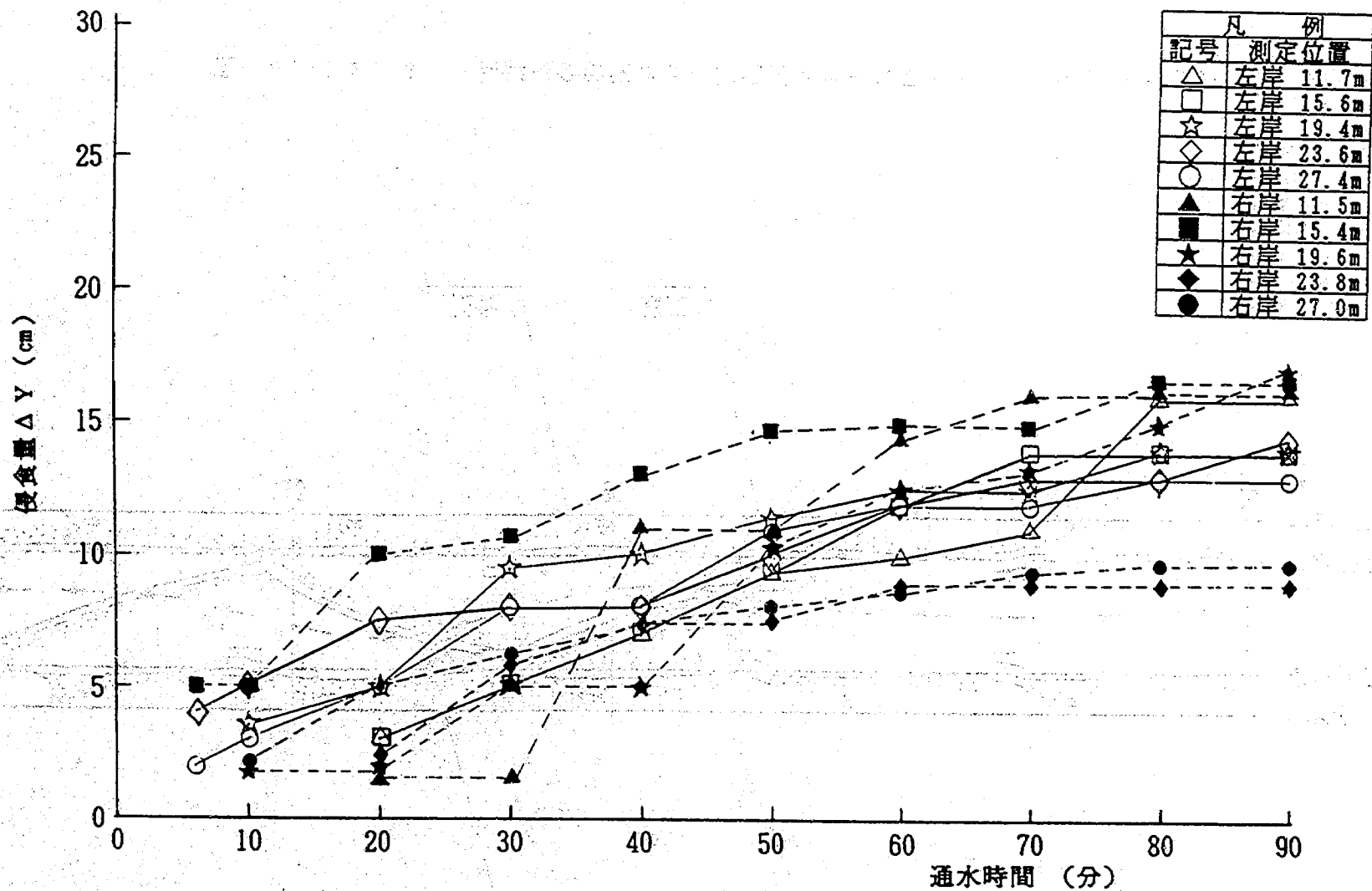


図-4. 1 2. 4 河岸侵食量時間変化図 (ケースⅡ-3-1)

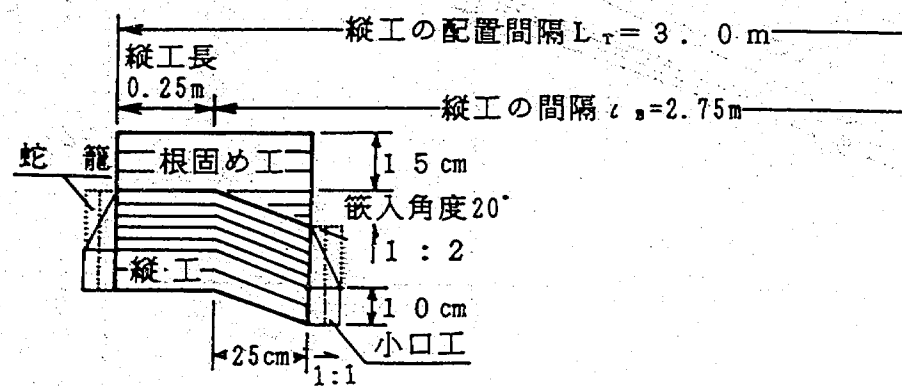


Figure 1 is a cross-sectional diagram of a stepped weir structure. The structure is composed of several rectangular steps, each with a width of 10 cm. The total height of the structure is 6.0 cm. The structure is labeled "縦工" (vertical structure) and "根固め工" (rooting structure). The initial riverbed height is 1.5 cm. The diagram shows the structure's profile and the riverbed profile.

縦工側面図

図-4.13.1 縦工配置形状図(ケースⅡ-3-2)

水位・河床高 (cm)

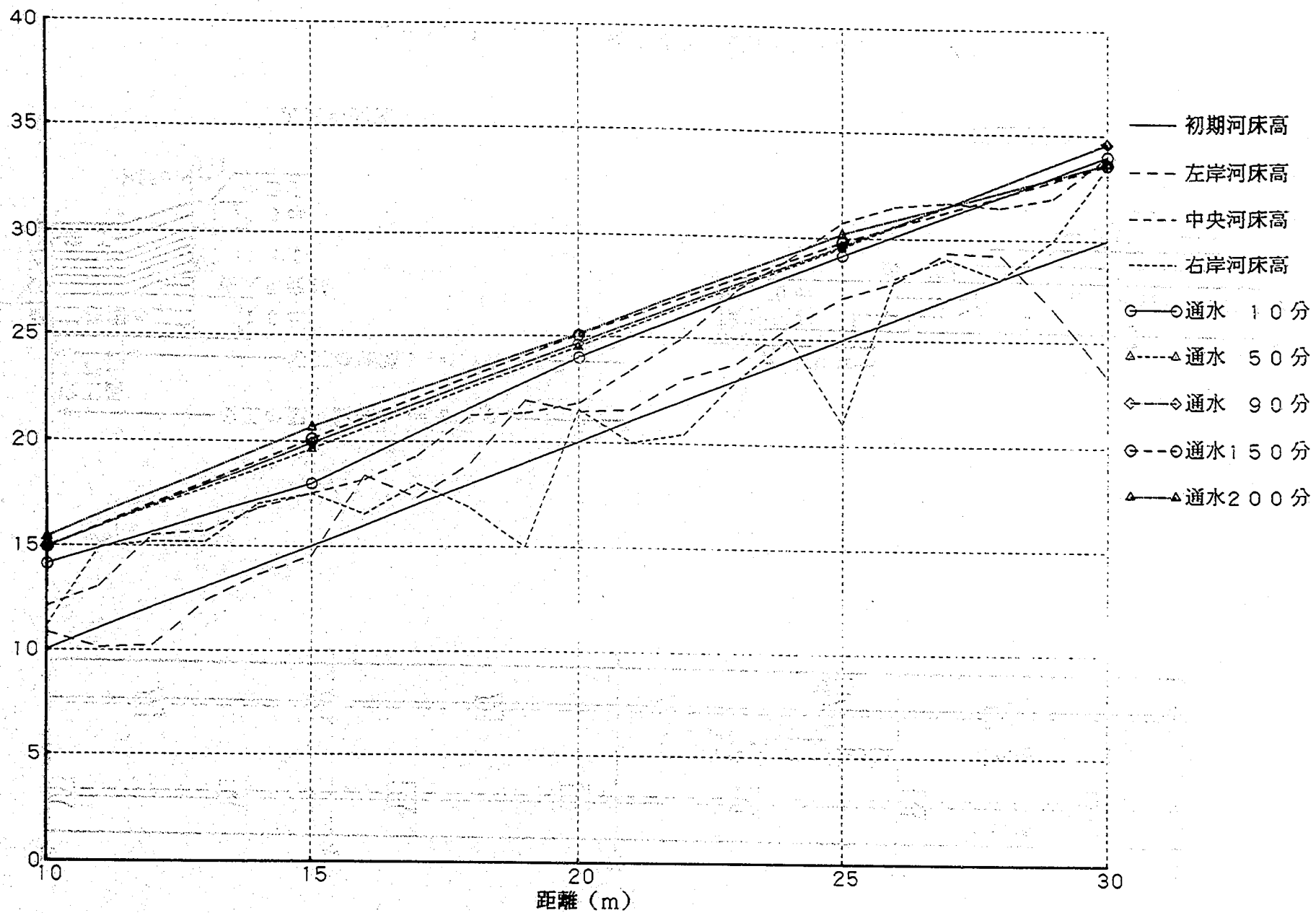


図-4.13.2 水位・河床高縦断図 (ケースⅡ-3-2)

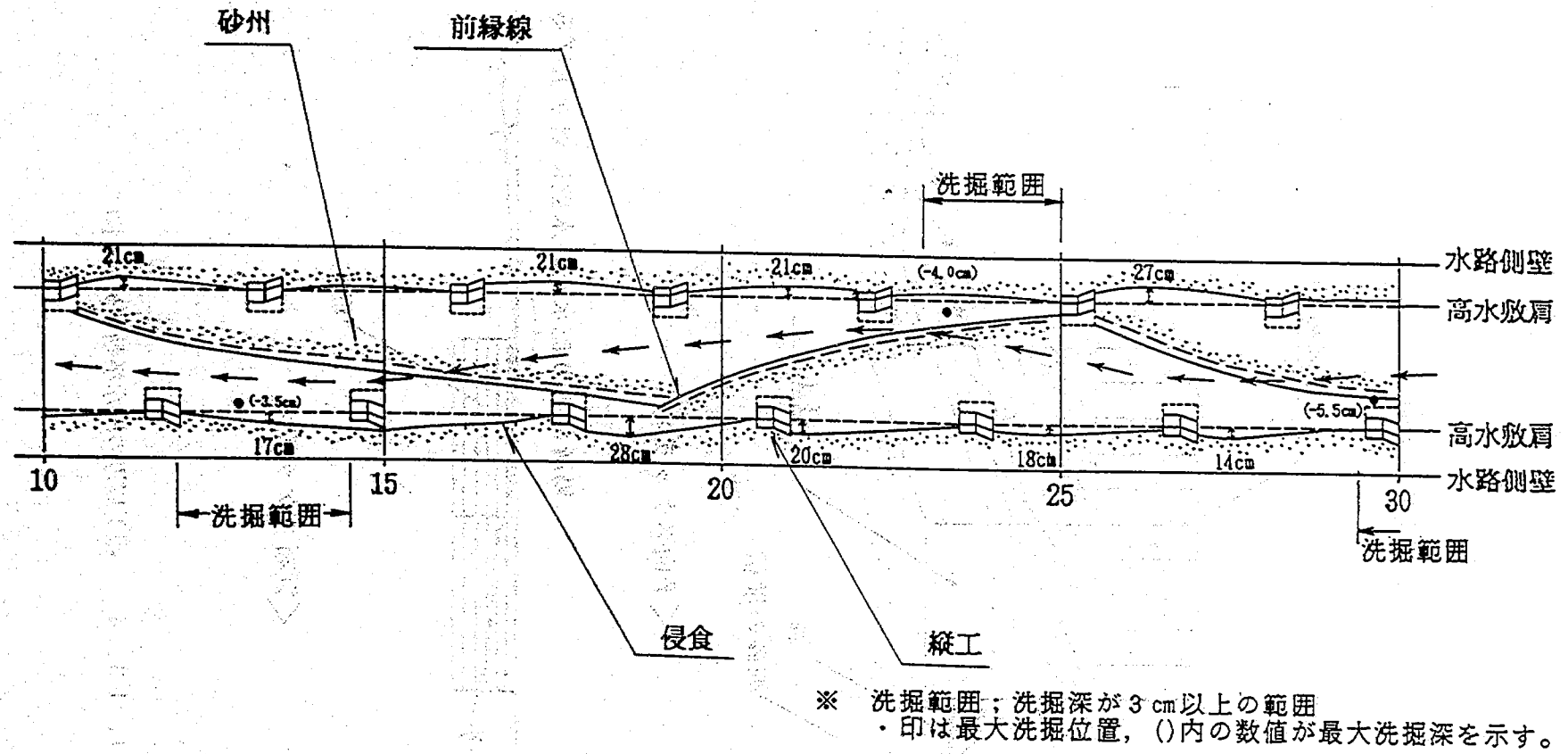


図-4. 13. 3 河岸侵食状況および流況図（ケースⅡ-3-2，通水180分後）

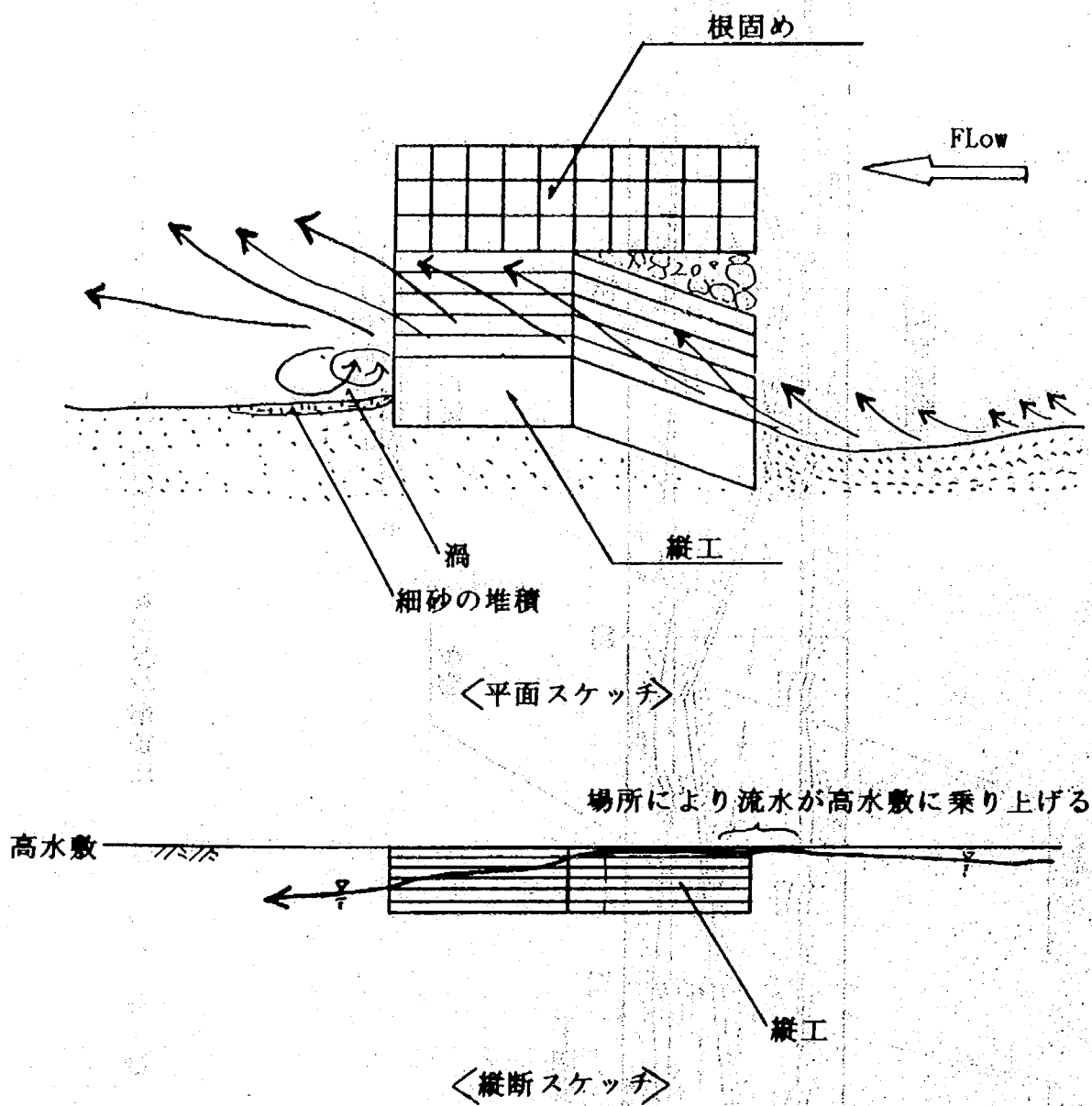


図-4. 13. 4 縦工周辺の流水挙動スケッチ図

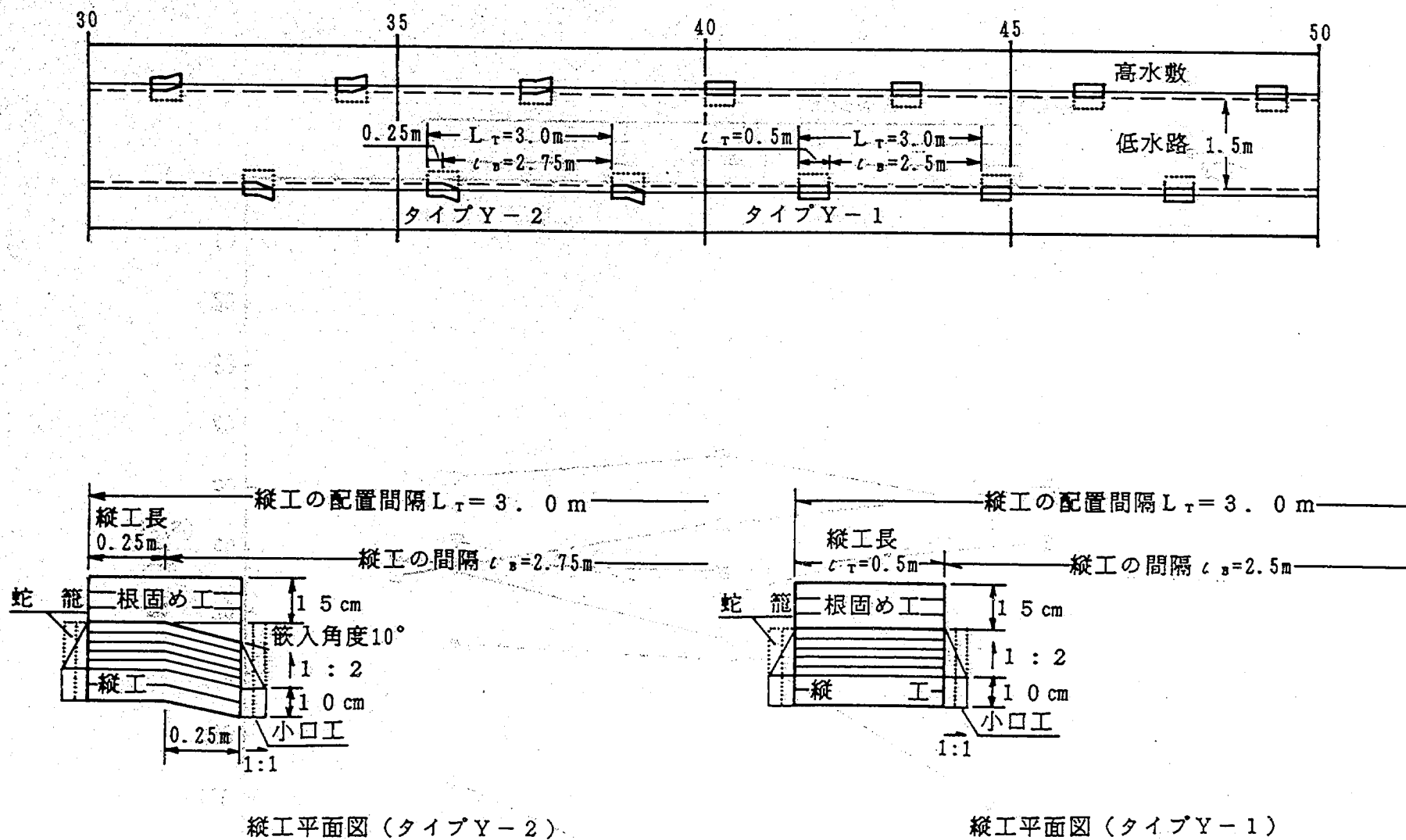


図-4.13.5 縦工配置形状図 (ケース II-3-2)

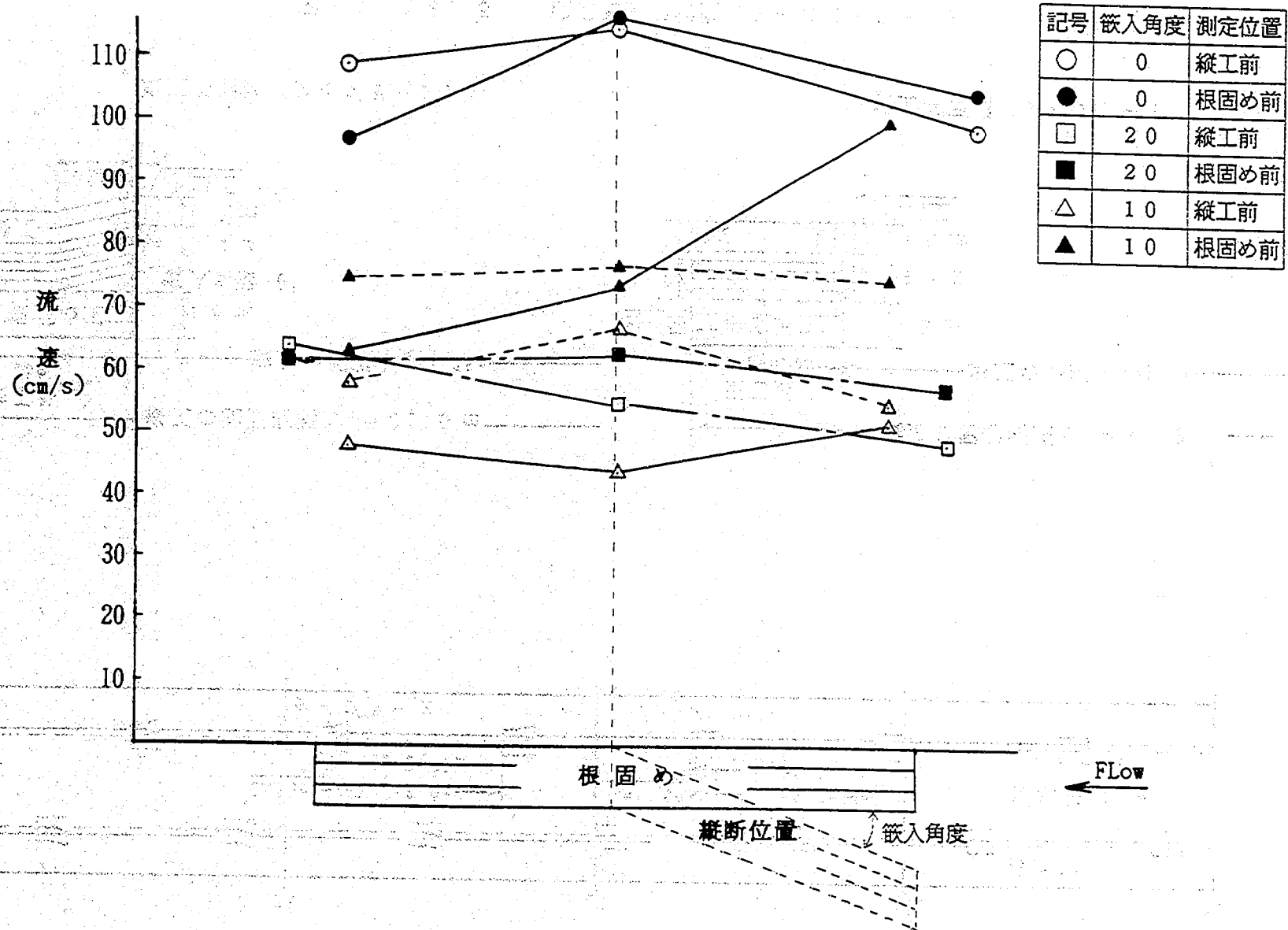
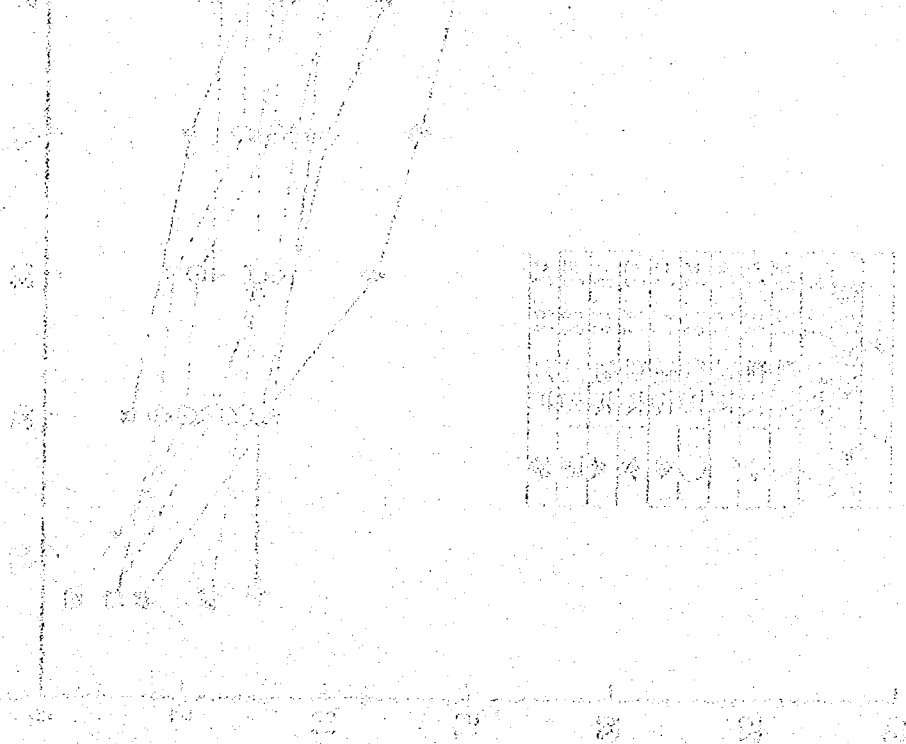


図-4.13.6 縦工周辺の流速縦断比較図 (ケースⅡ-3-2)



写真-4. 6 河岸侵食状況と流況(ケースⅡ-3-2, 通水150分後)



距離 X (m)

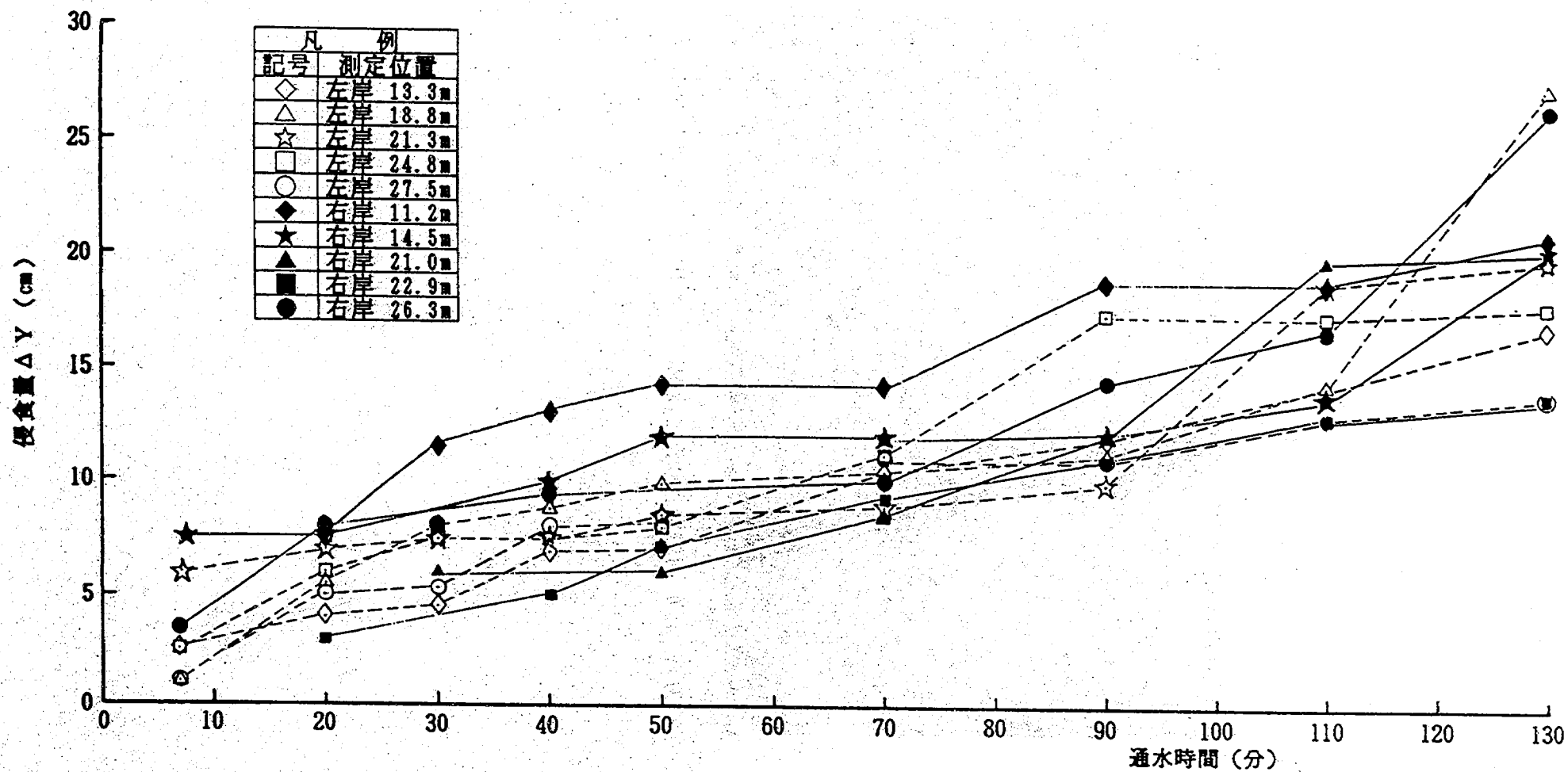


図-4.13.7 河岸侵食量時間変化図 (ケースⅡ-3-2)

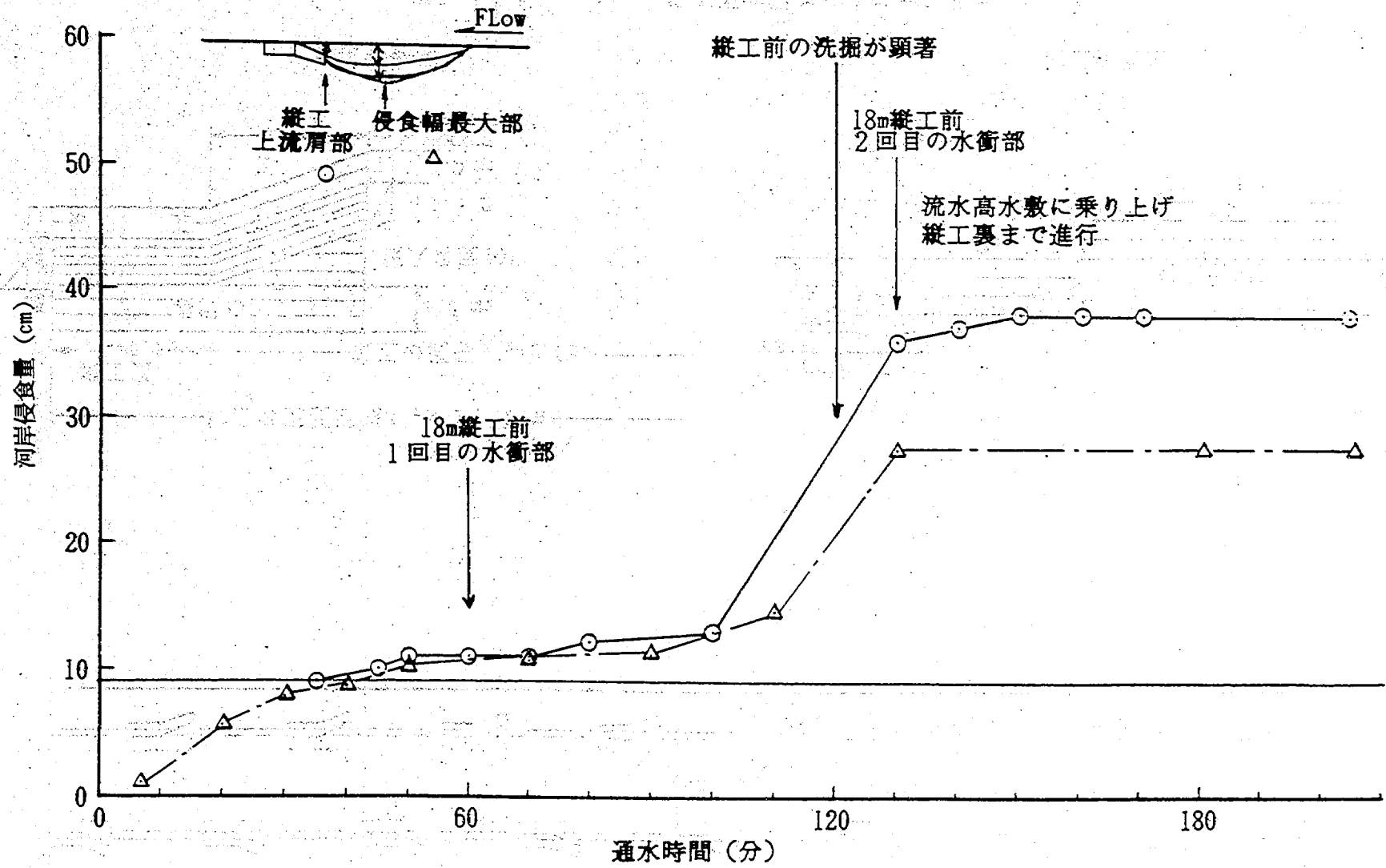
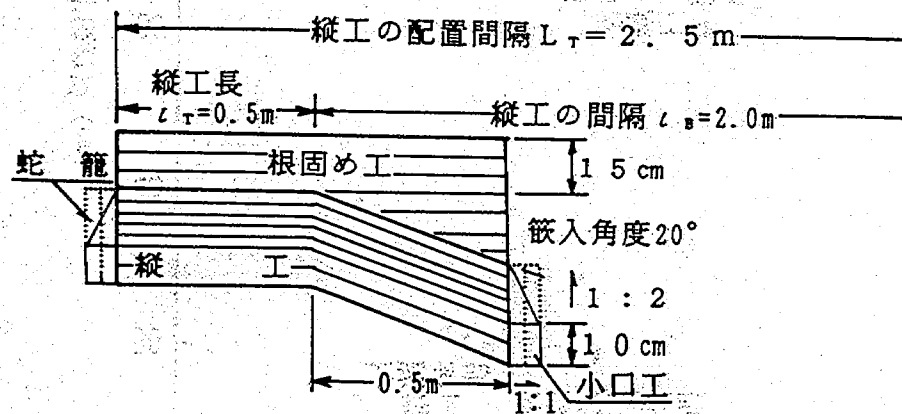
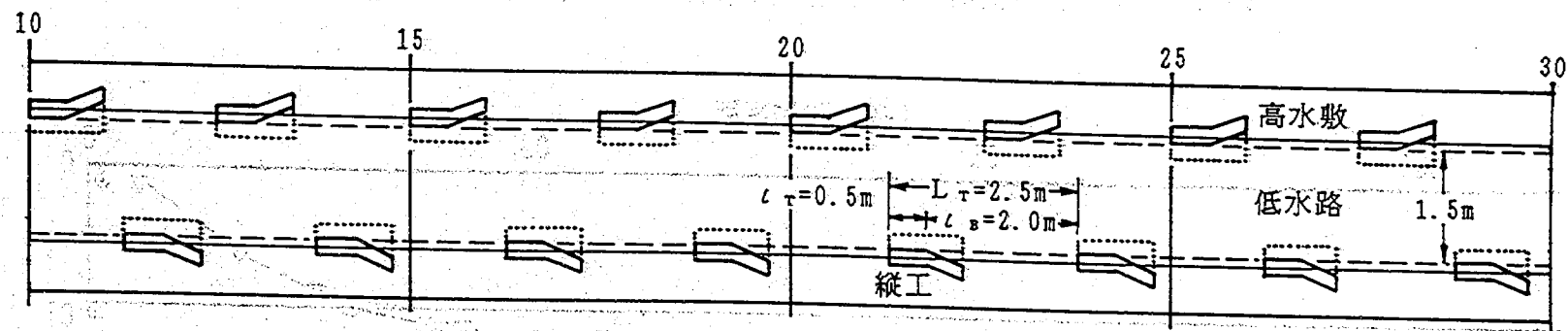
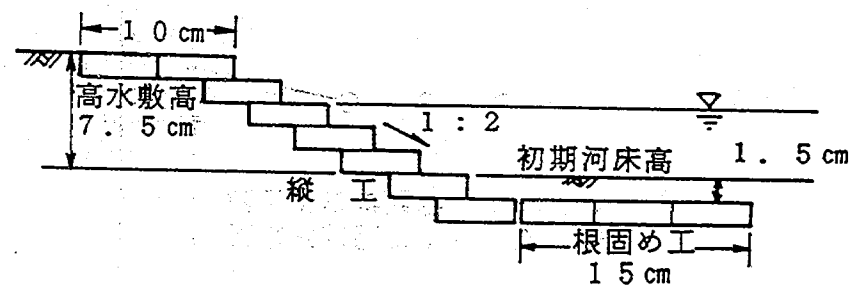


図-4. 13. 8 18m付近の河岸侵食量時間変化図 (ケースⅡ-3-2)



縦工平面図



縦工側面図

図-4.14.1 縦工配置形状図 (ケースⅡ-3-3)

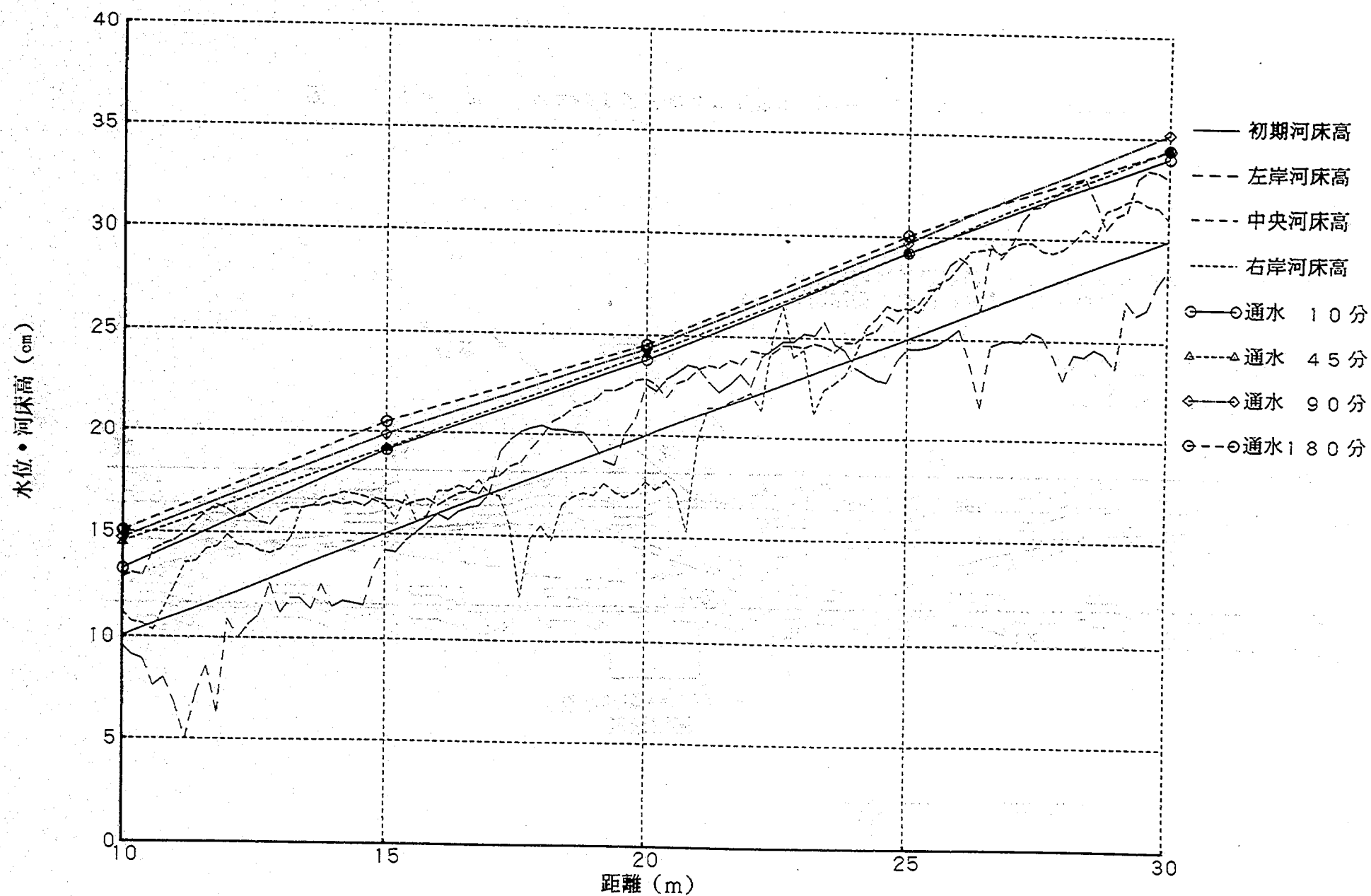


図-4.14.2 水位・河床高縦断面図 (ケースⅡ-3-3)

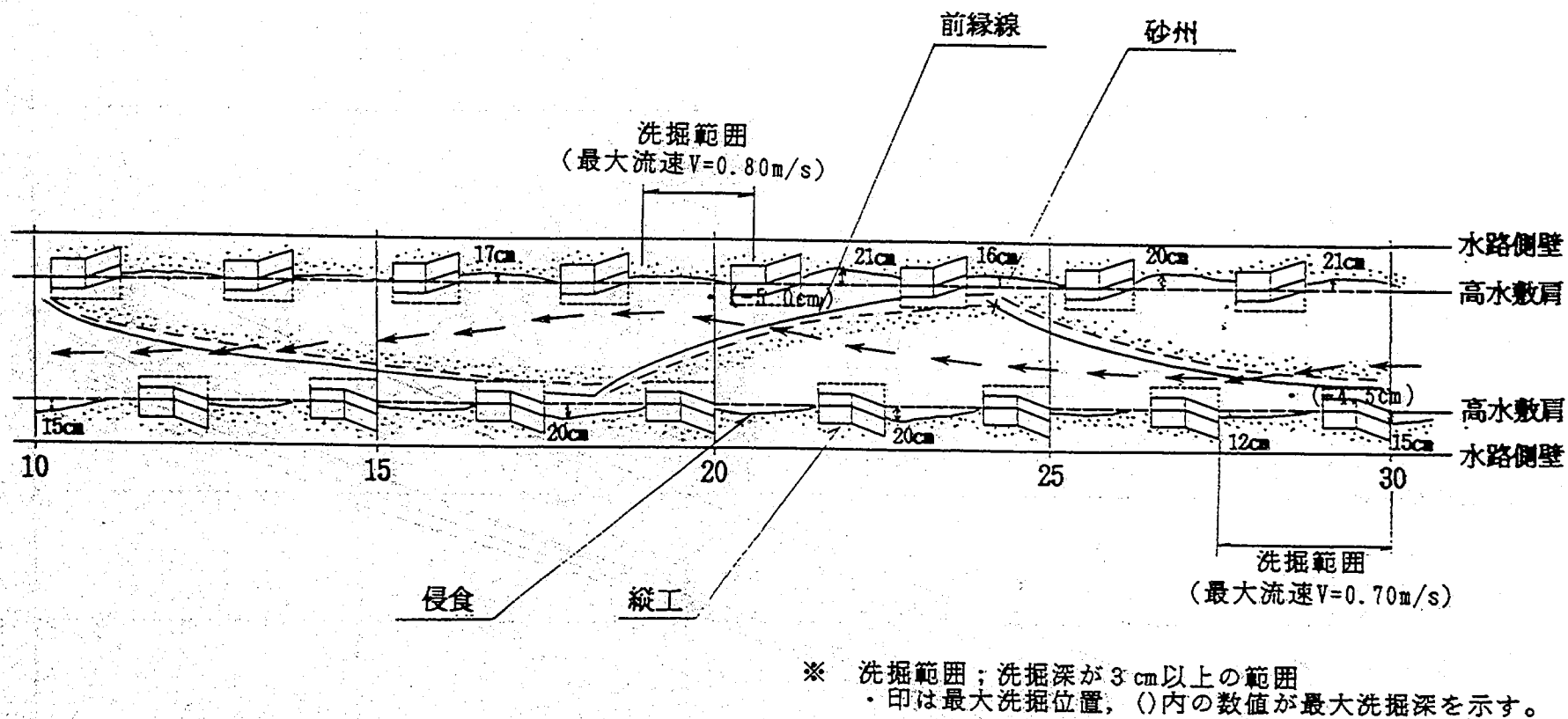
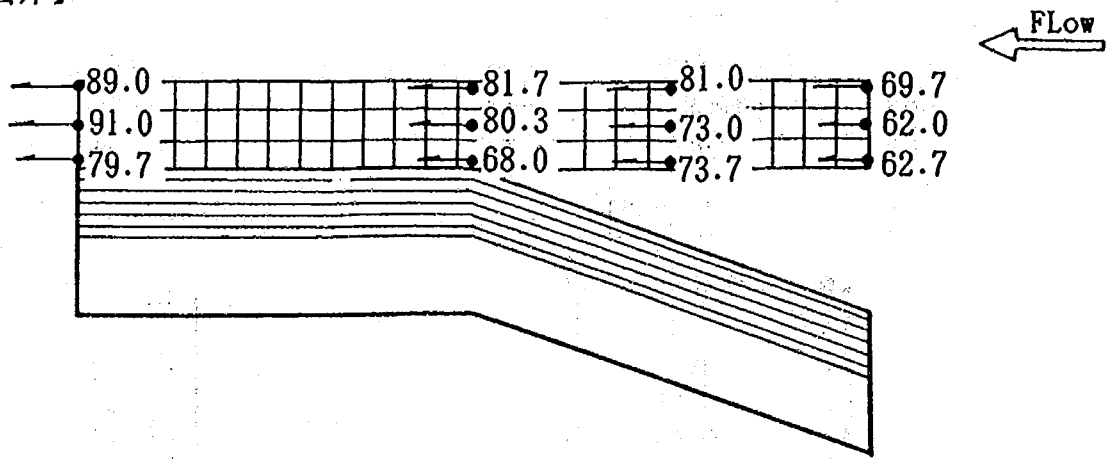
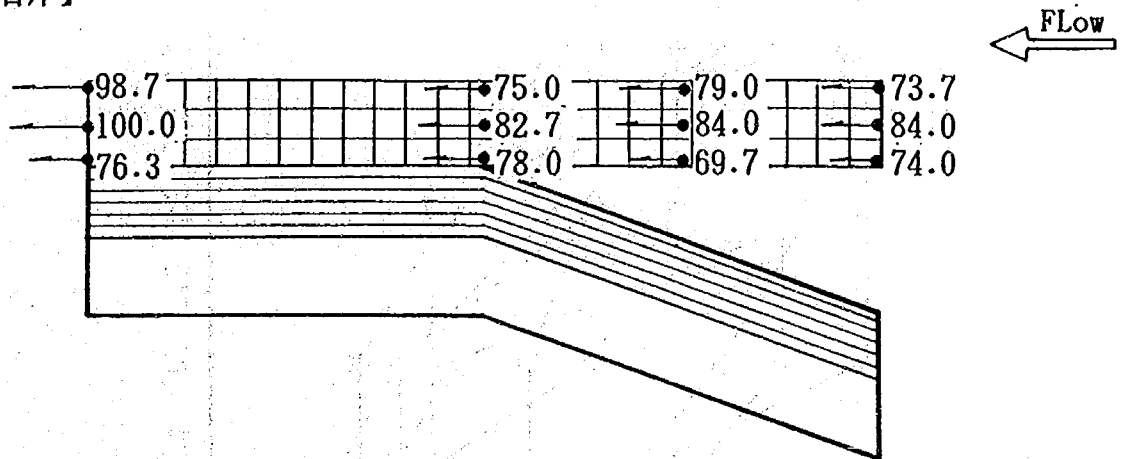


図-4.14.3 河岸侵食状況および流況図(ケースⅡ-3-3, 通水180分後)

【30m右岸】



【23m右岸】



【15m両岸】

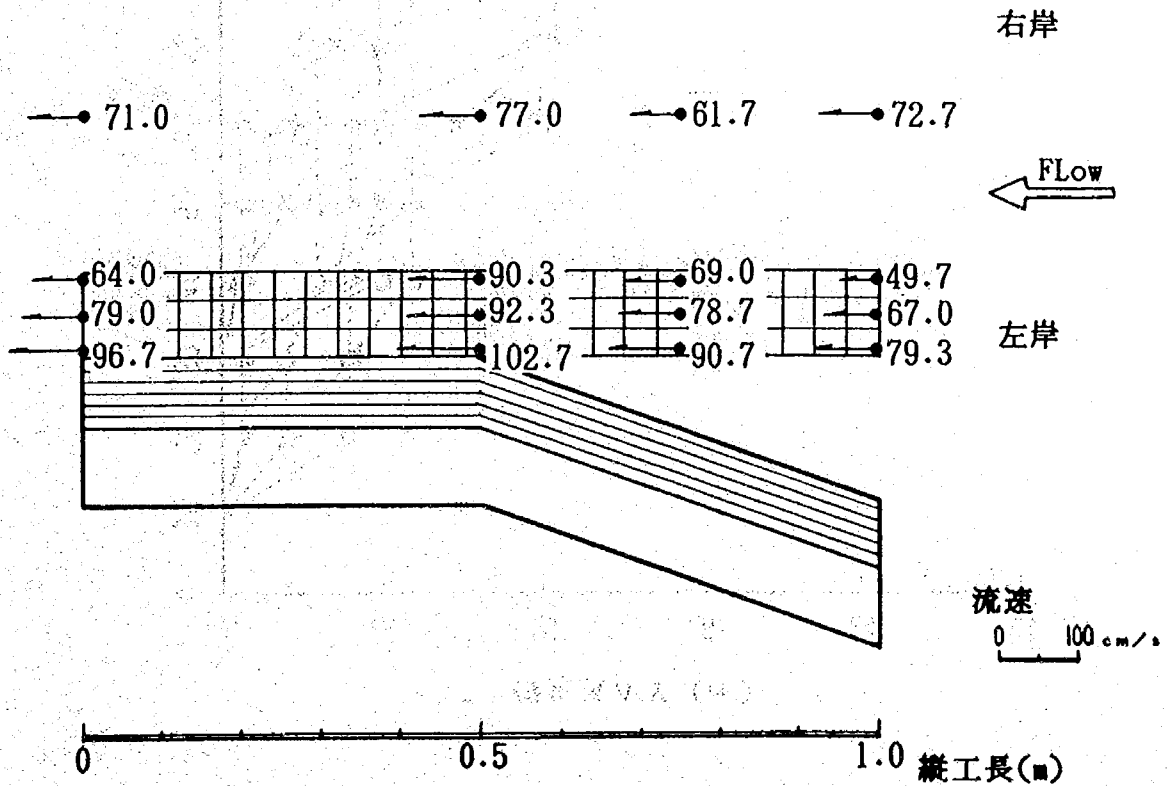


図-4. 14. 4 縦工周辺の流速平面分布図 (ケースⅡ-3-3)

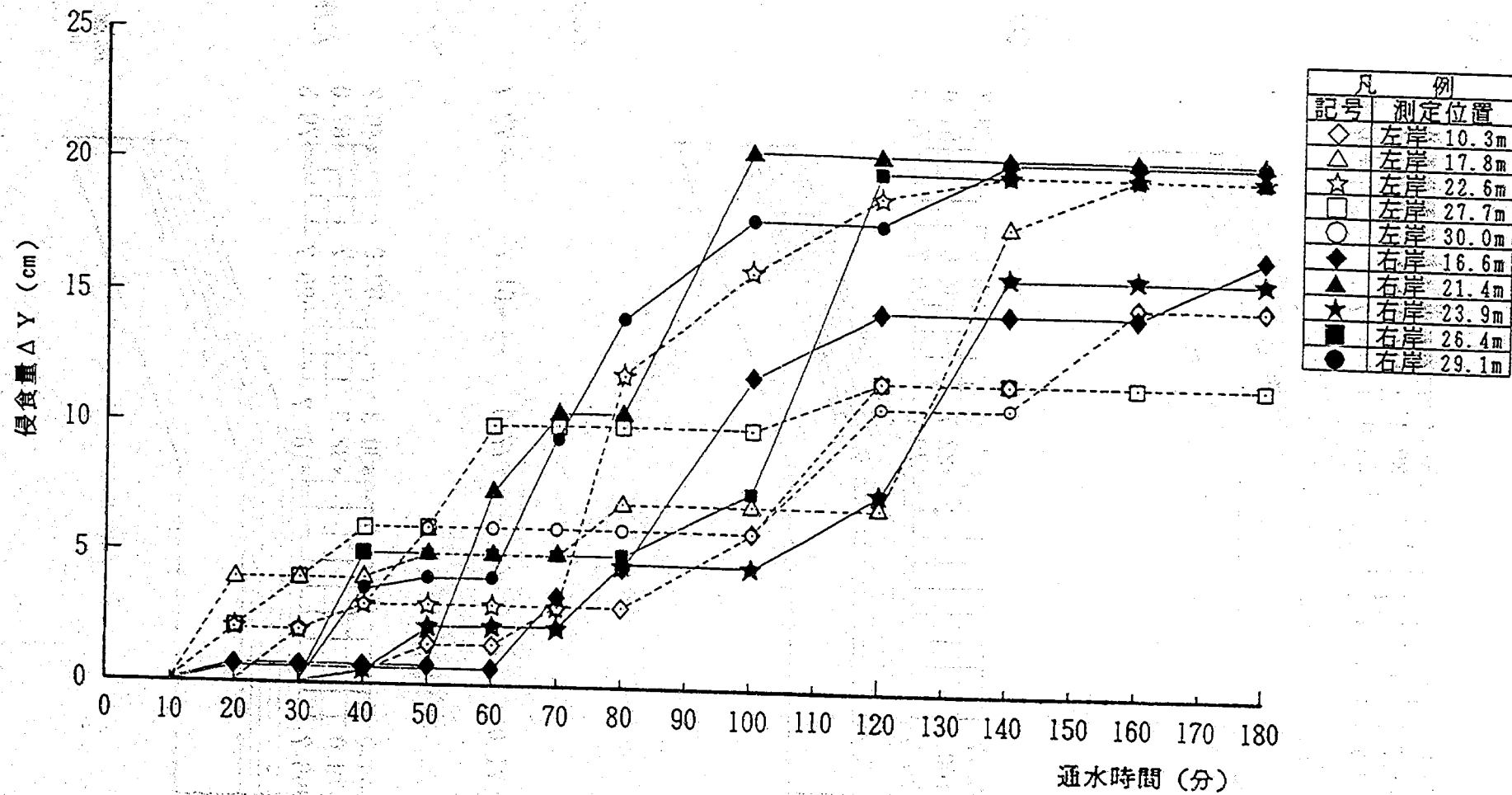
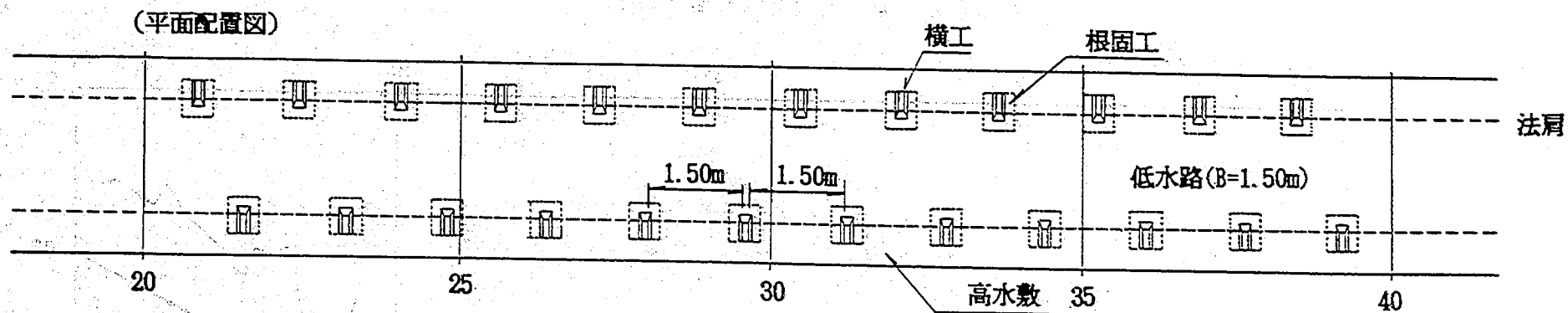
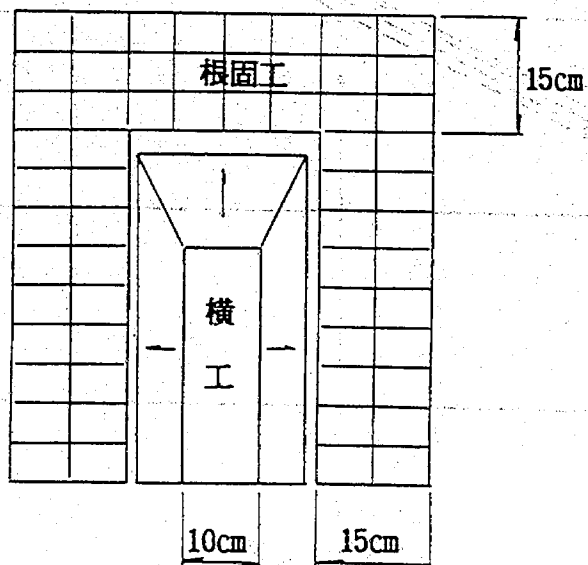


図-4.14.5 河岸侵食量時間変化図 (ケースⅡ-3-3)



(平面図)



(横断面図)

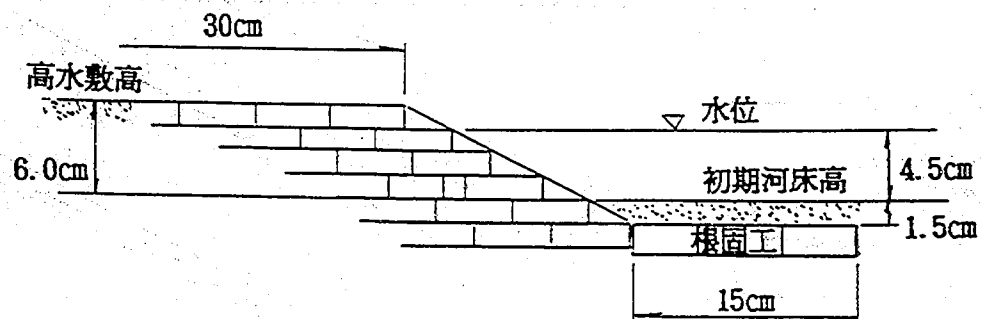


図-4.15.1 横工配置形状図 (ケースⅡ-3-4)

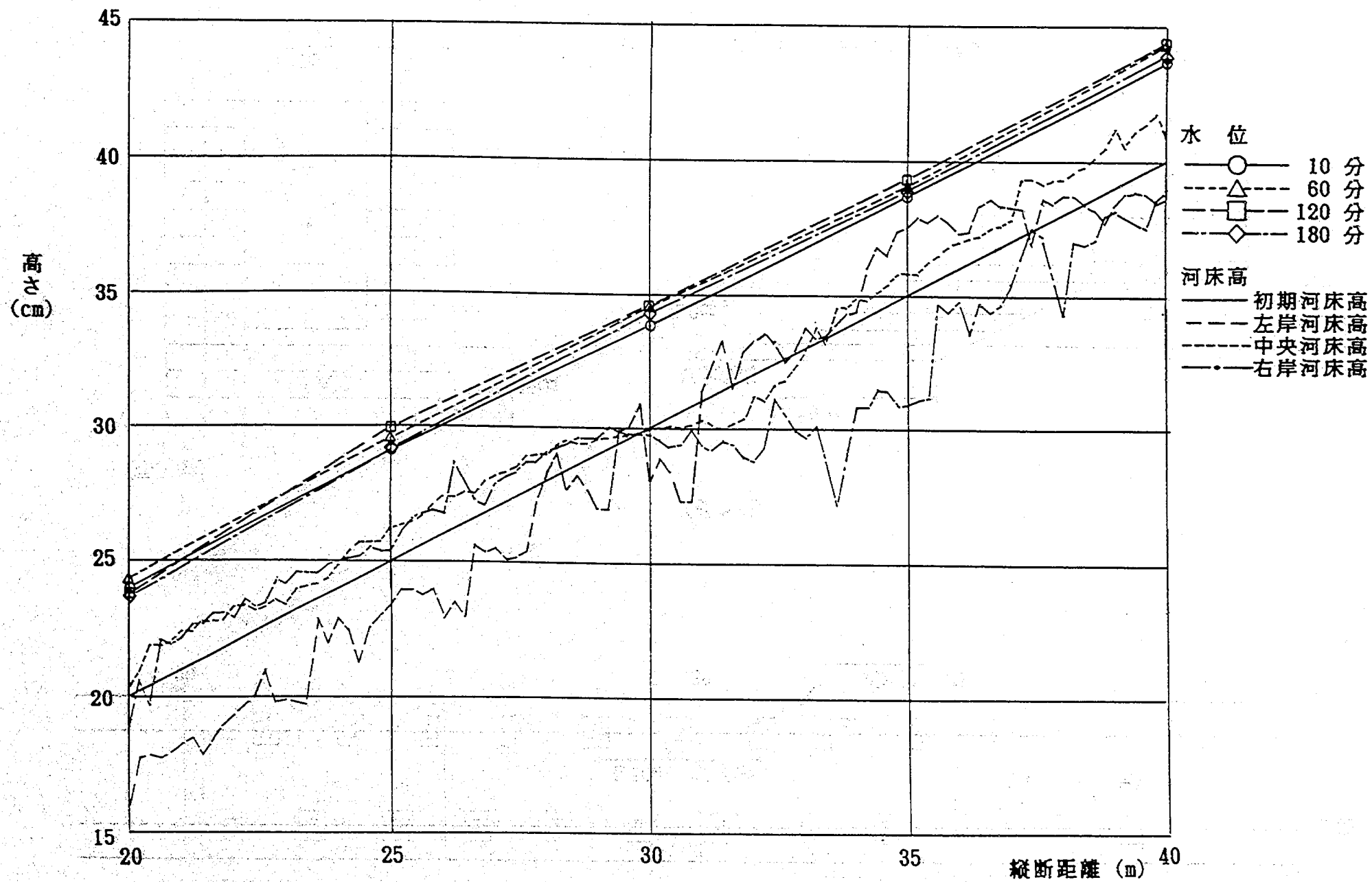


図-4.15.2 水位・河床高縦断図 (ケースⅡ-3-4)

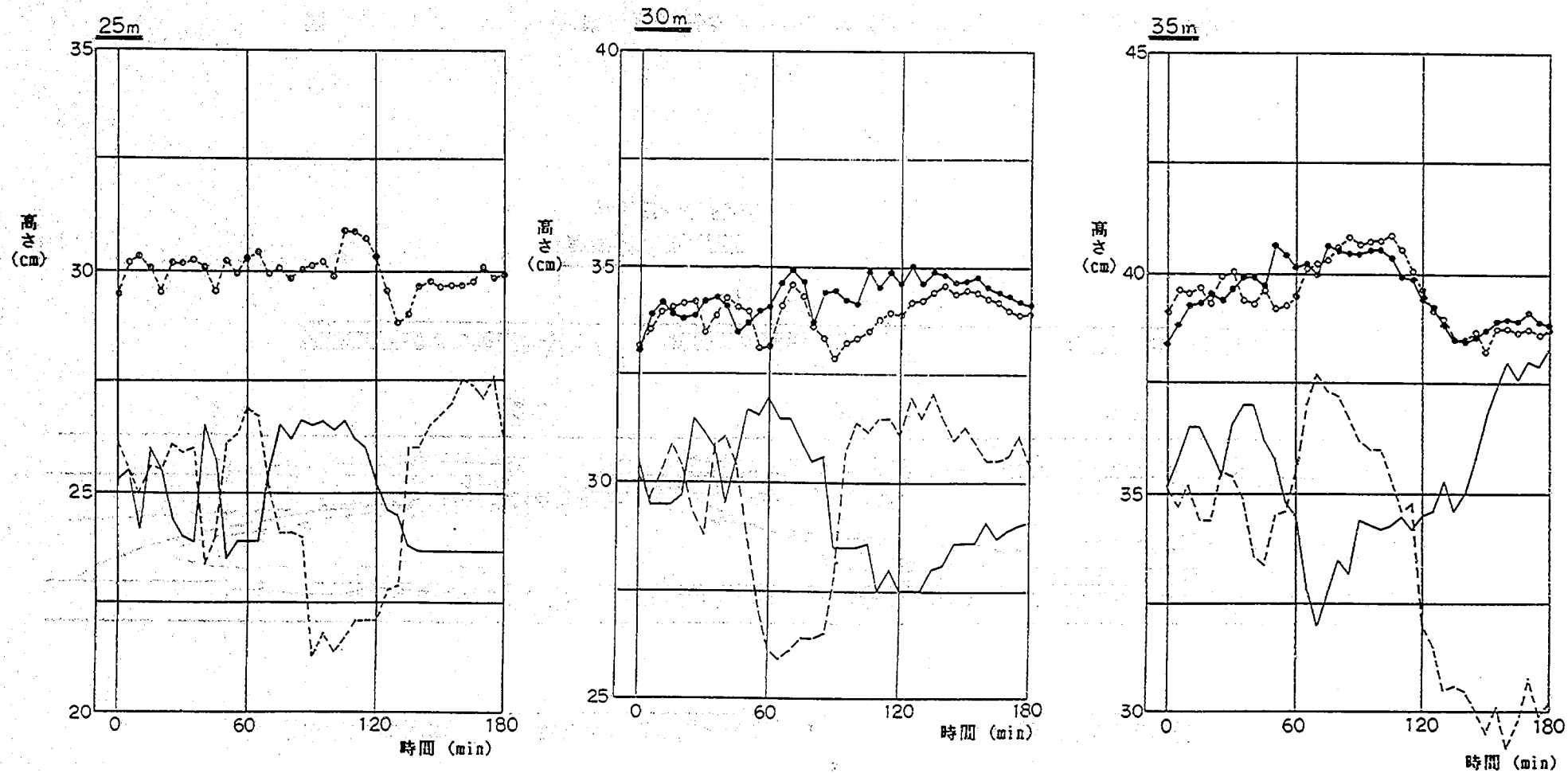


図-4.15.3 水位・河床高の時間変化図 (ケースⅡ-3-4)

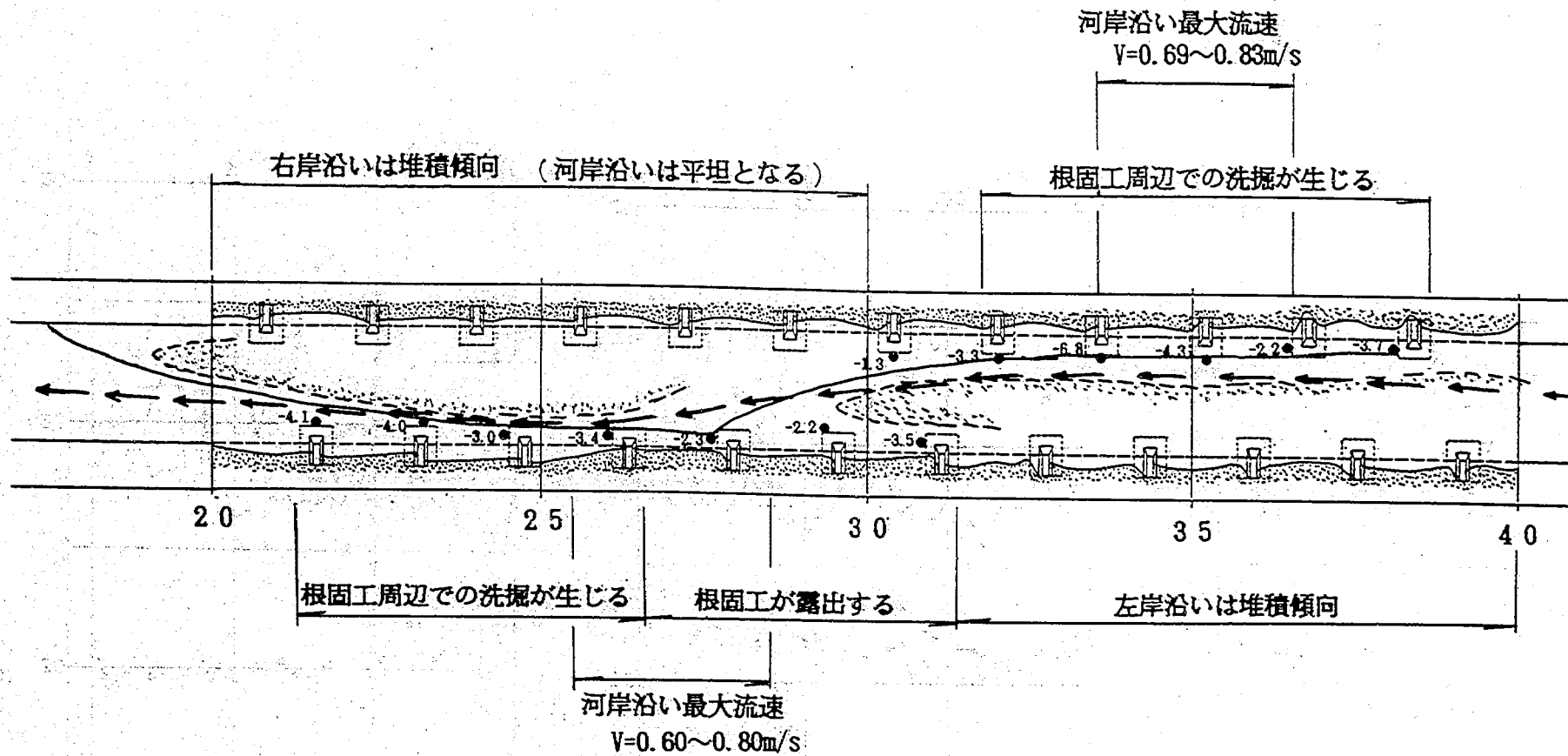


図-4.15.4 河岸侵食状況および流況図 (ケースⅡ-3-4, 通水180分後)

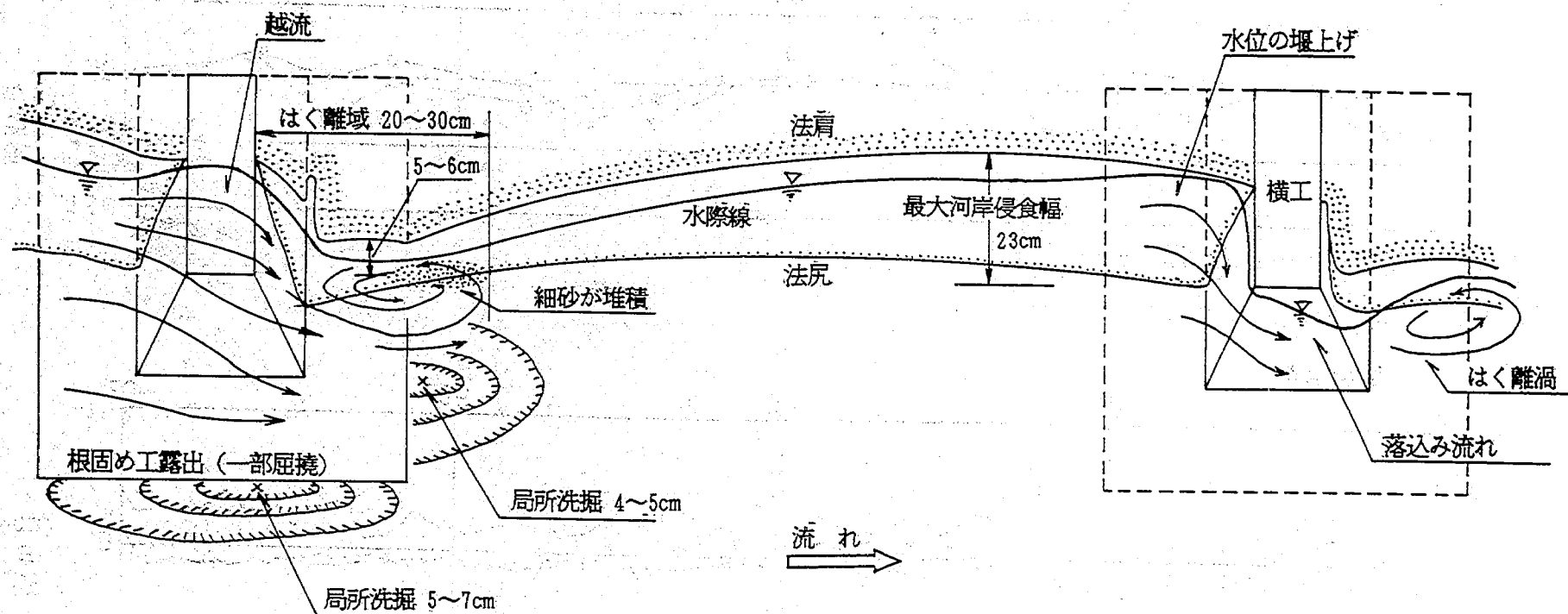


図-4. 15. 5 横工周辺の流況図 (ケースⅡ-3-4)

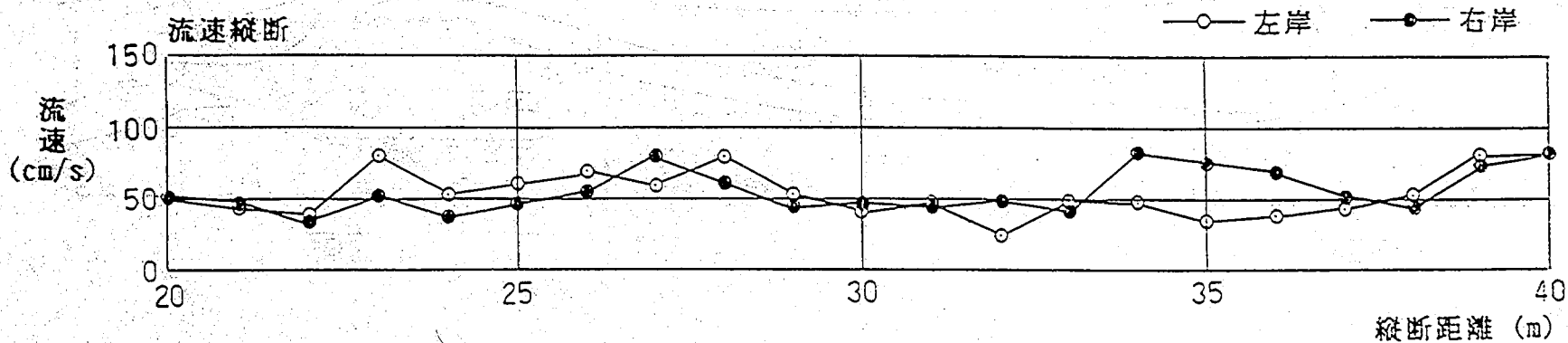
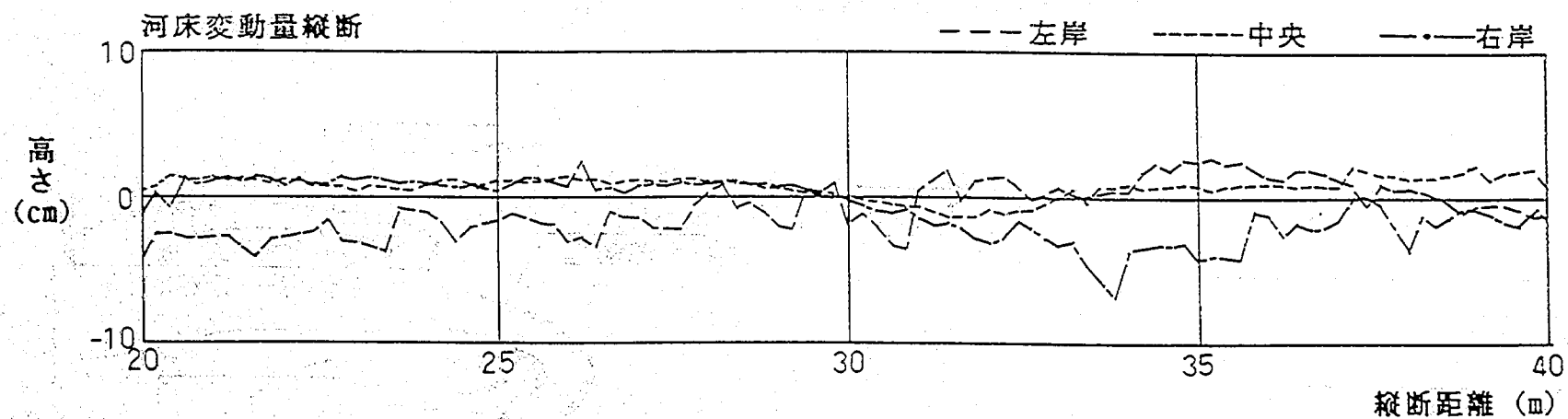


図-4. 15. 6 河床変動量・流速縦断図 (ケースⅡ-3-4)

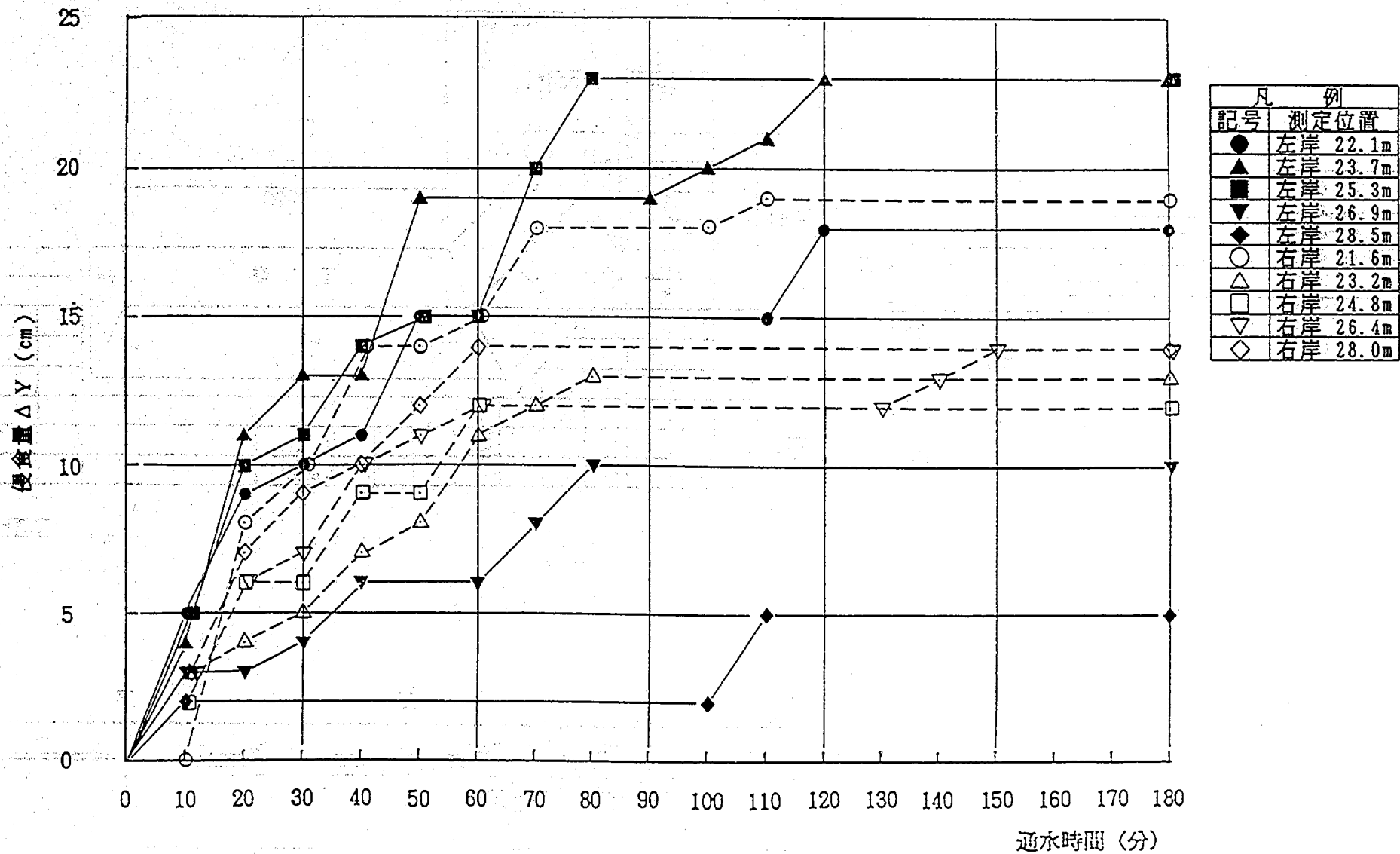
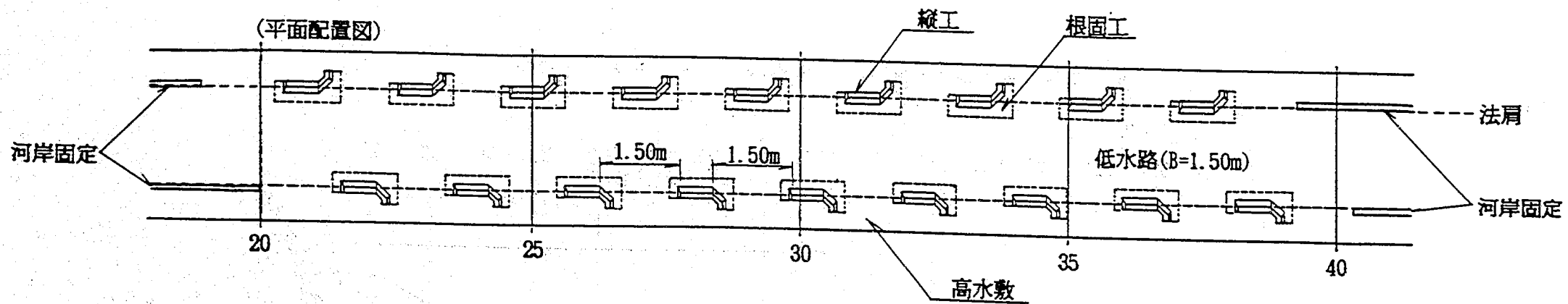
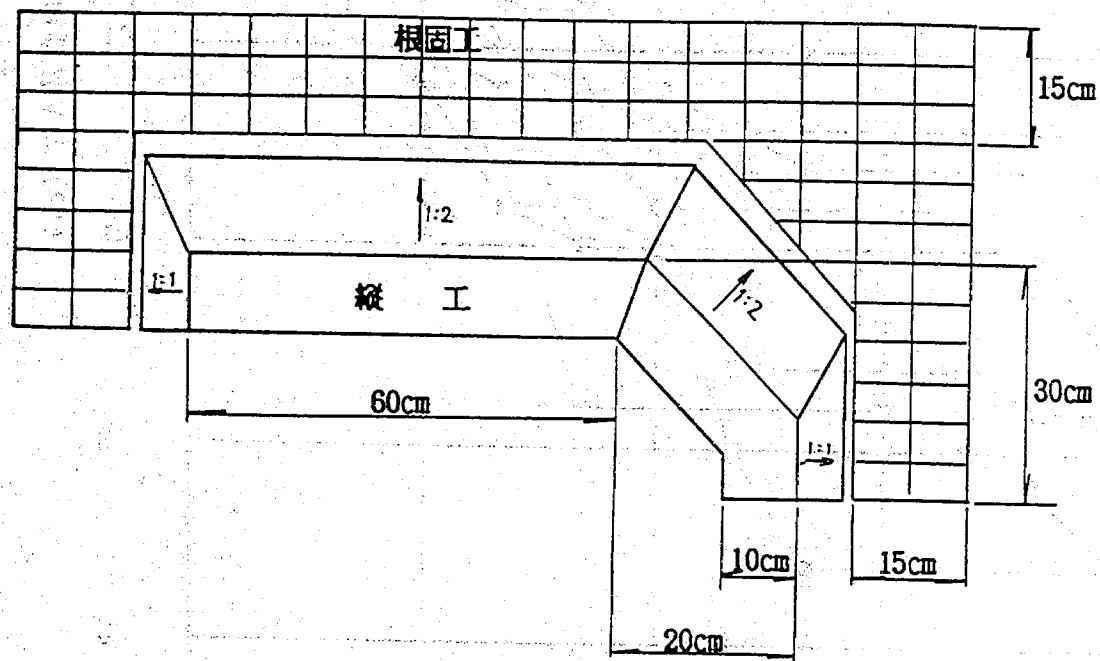


図-4. 15. 7 河岸侵食量時間変化図 (ケースⅡ-3-4)



(平面図)



(横断面図)

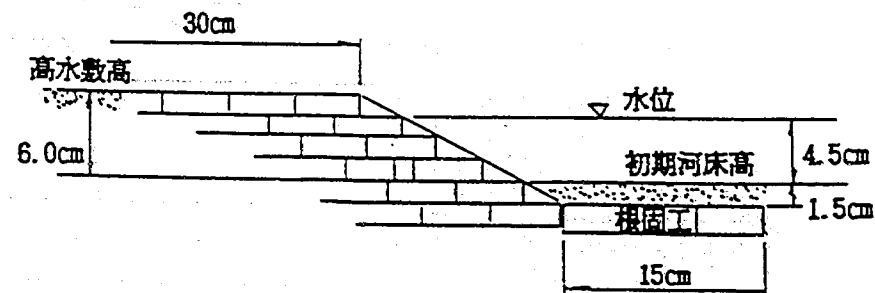


図-4.16.1 縦工配置形状図(ケースⅡ-3-5)

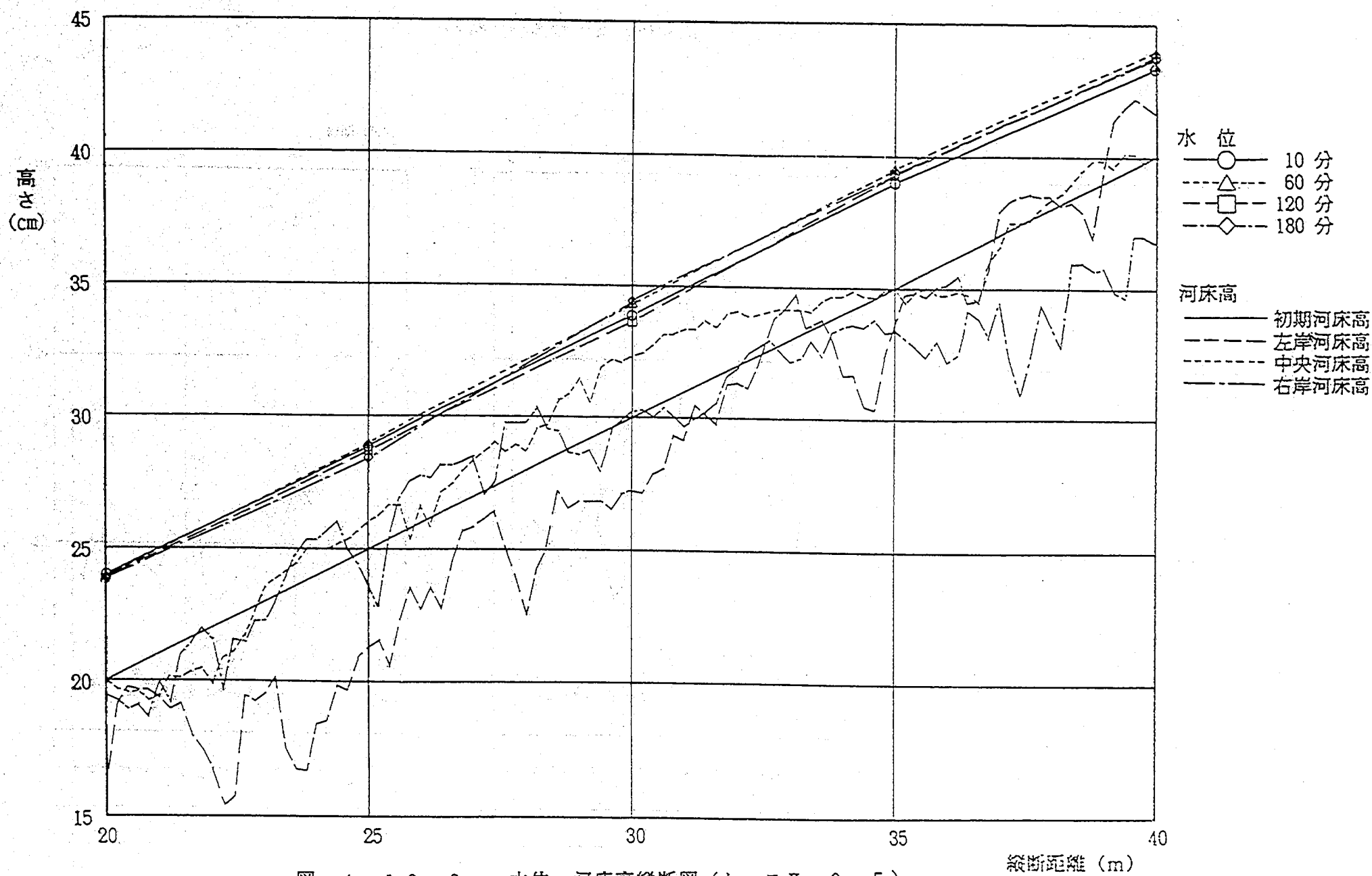


図-4.16.2 水位・河床高縦断図(ケースⅡ-3-5)

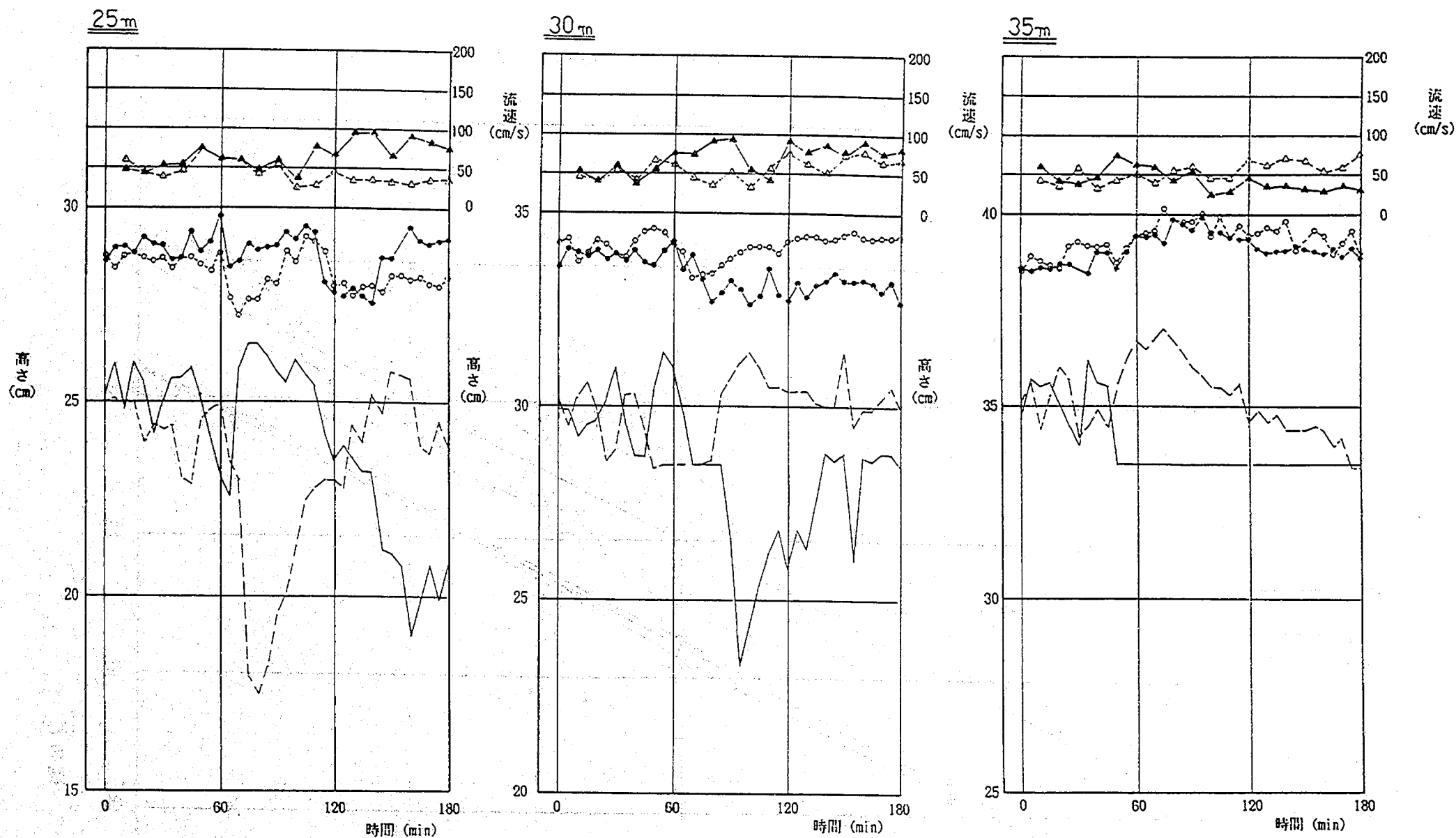


図-4. 16. 3 水位・河床高・流速の時間変化図 (ケースⅡ-3-5)

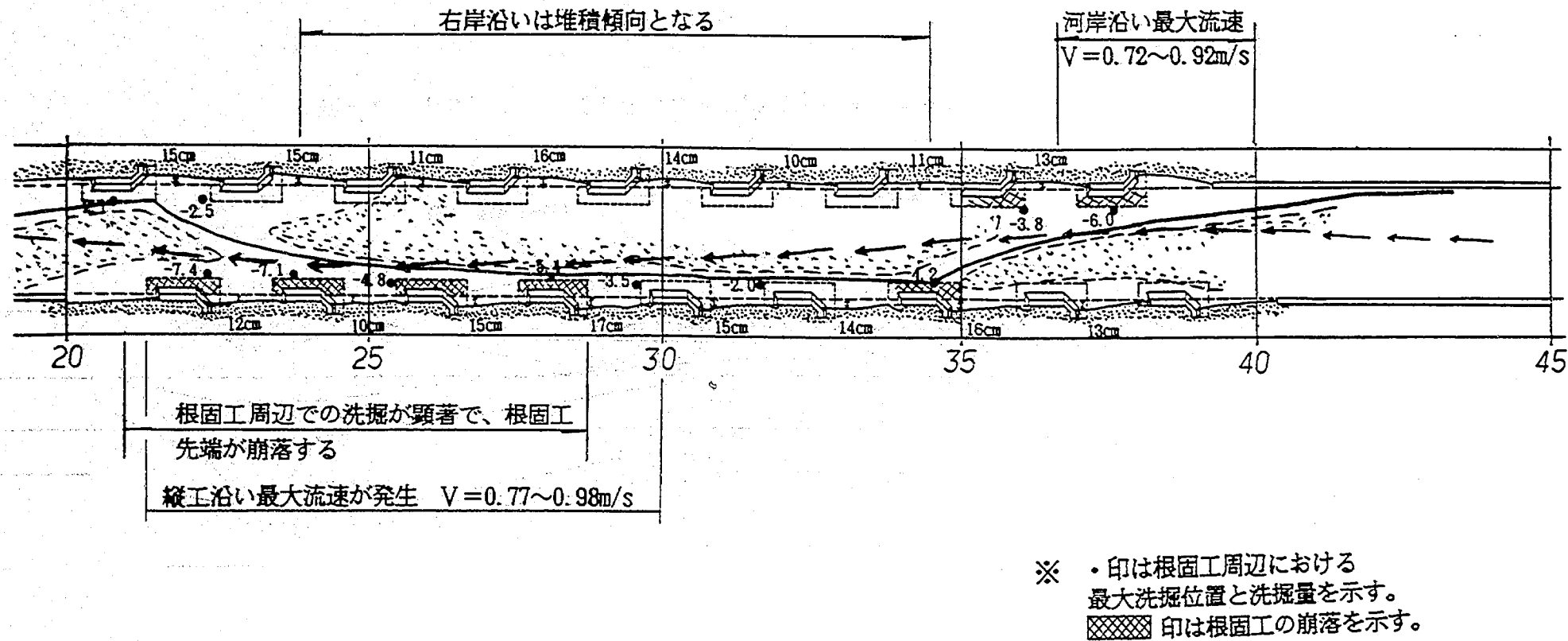


図-4.16.4 河岸侵食状況および流況図（ケースⅡ-3-5，通水180分後）

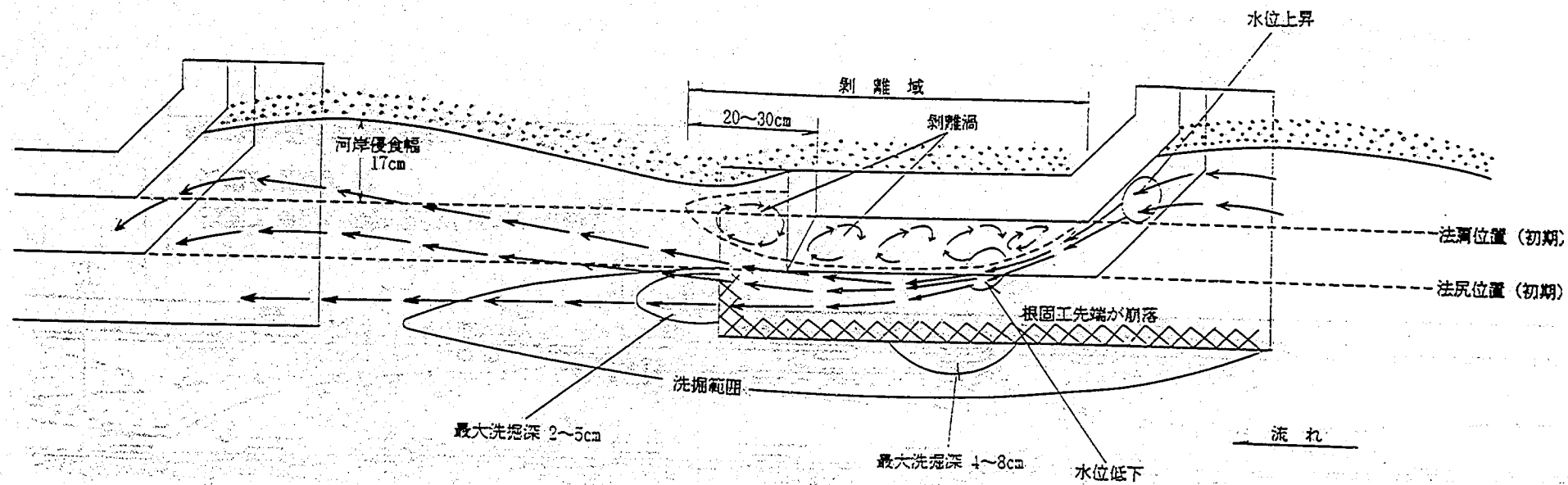


図-4.16.5 縦工周辺の流況図 (ケースⅡ-3-5)

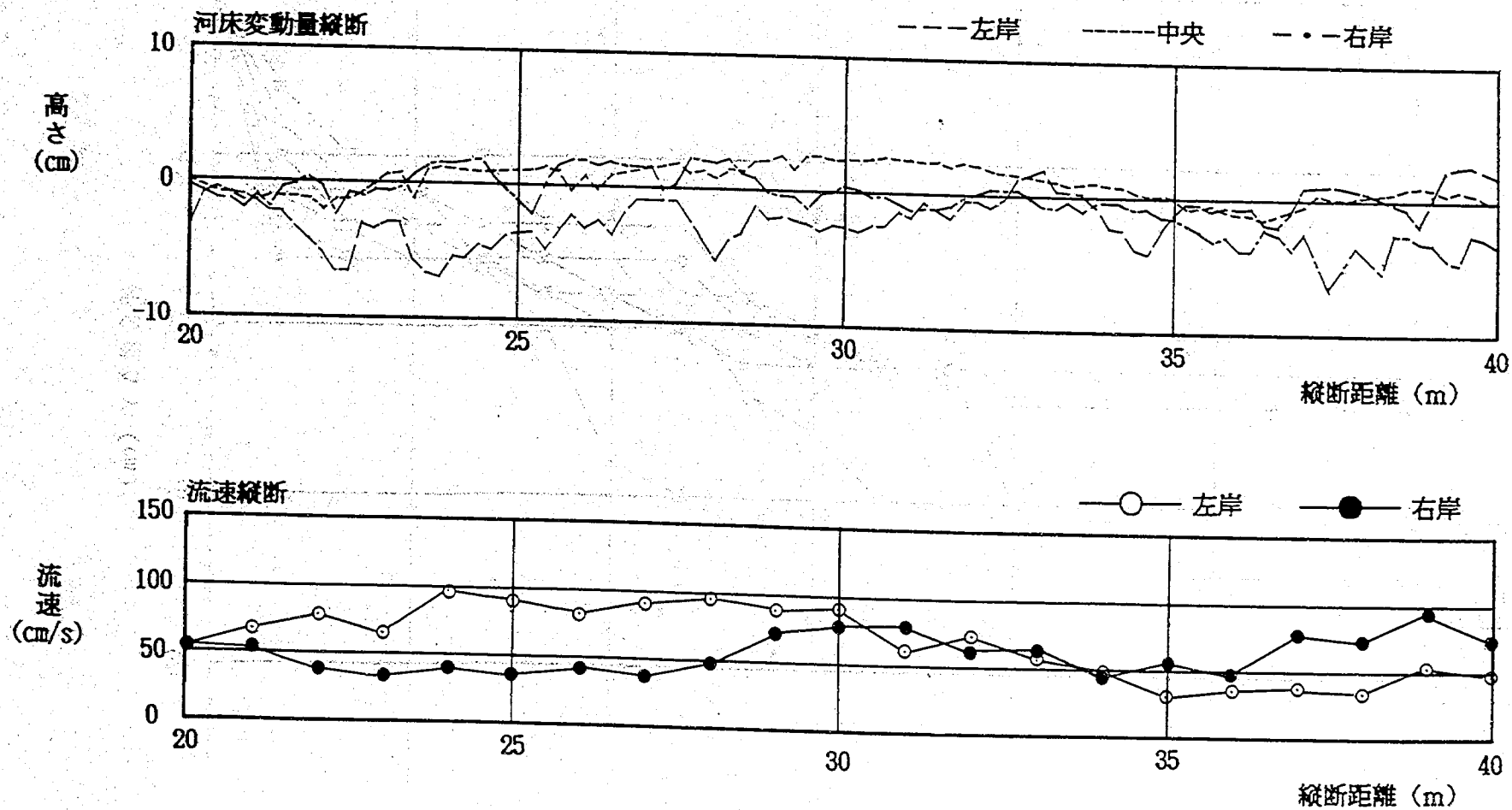


図-4.16.6 河床変動量・流速縦断図 (ケースⅡ-3-5)

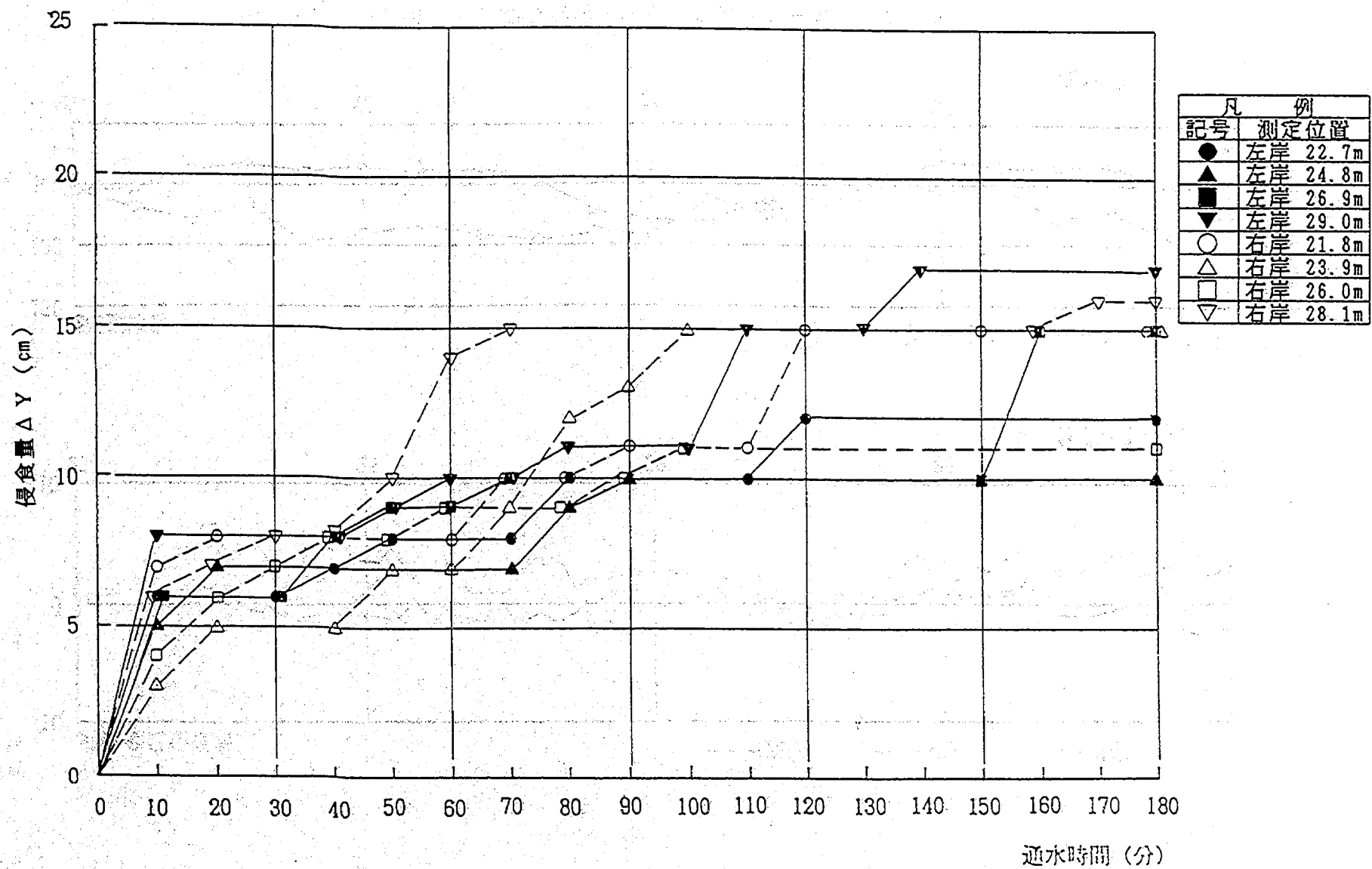


図-4.16.7 河岸侵食量時間変化図 (ケースⅡ-3-5)

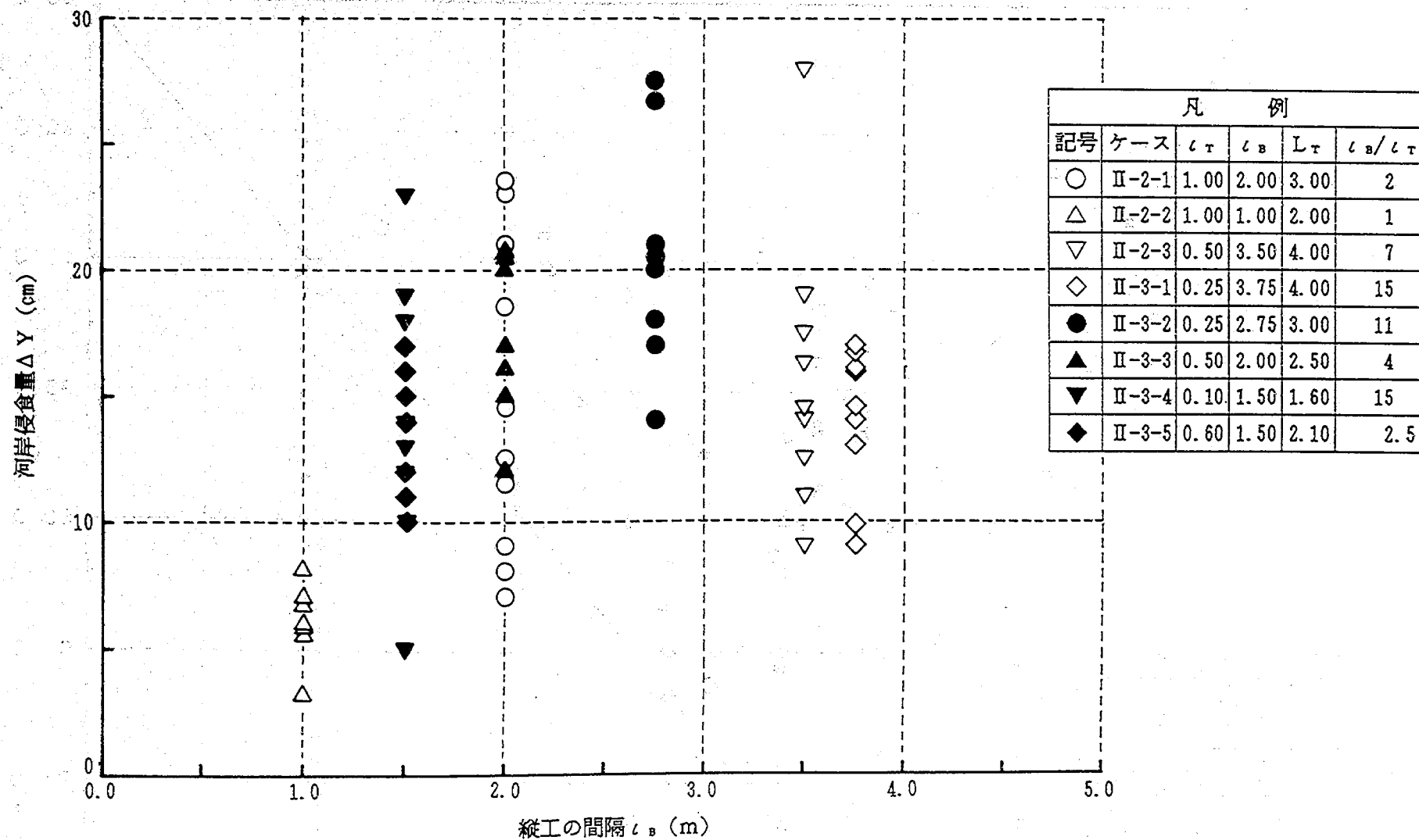


図-4. 17. 1 縦工の間隔 l_s と河岸侵食量 ΔY の相関図

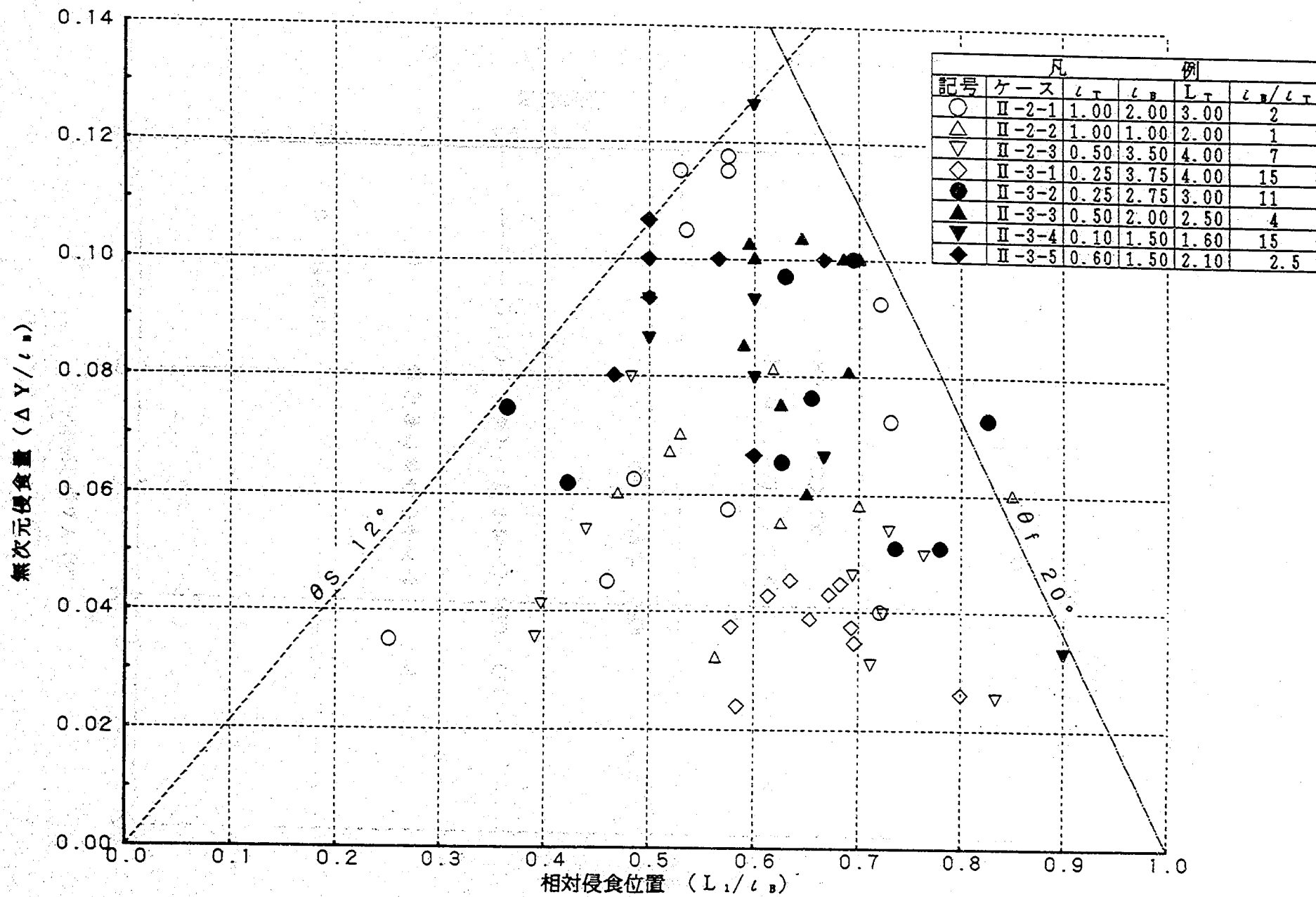


図-4. 17. 2 相対侵食位置 (L_1/l_B) と無次元侵食量 ($\Delta Y/l_B$) の相関図

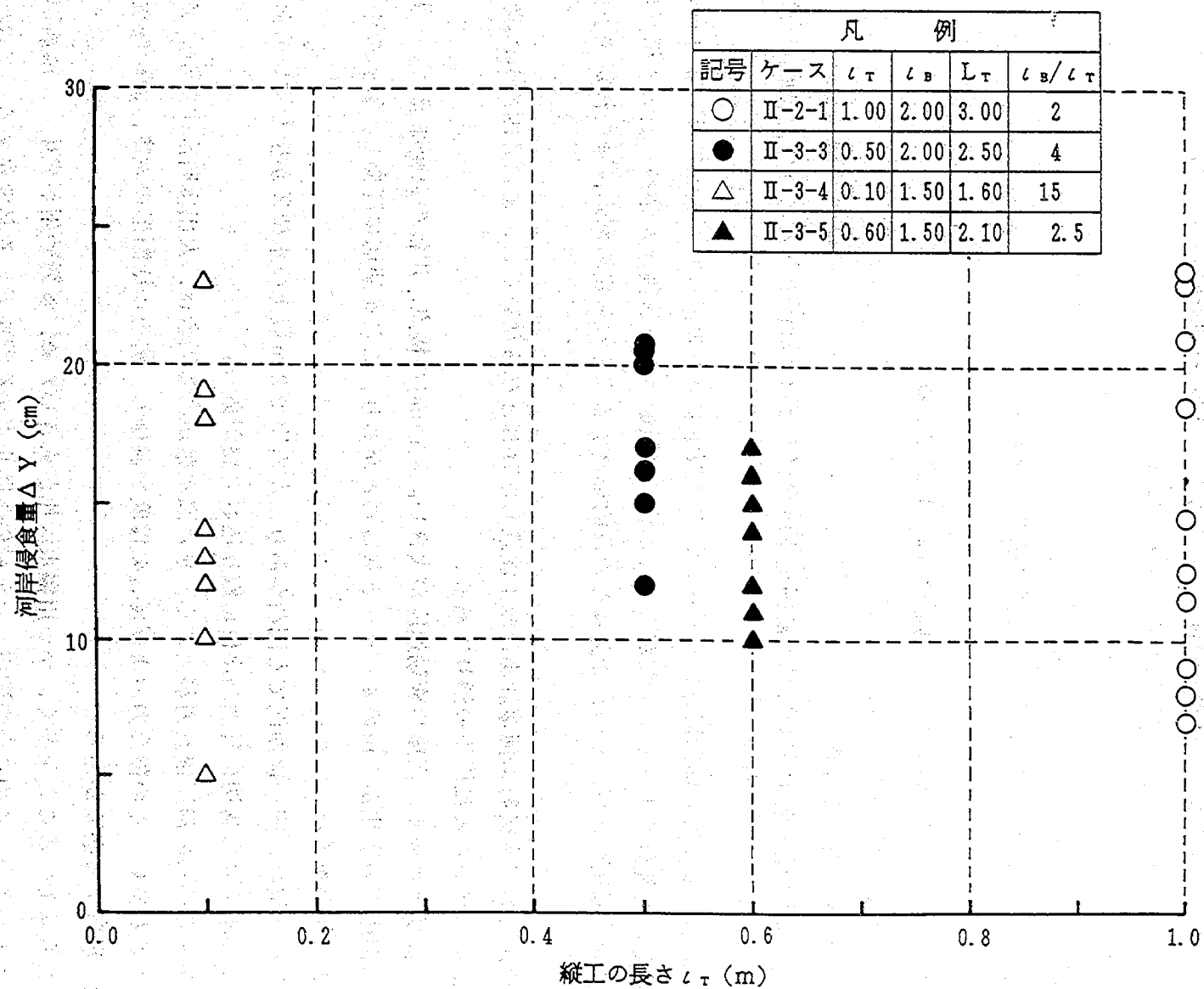


図-4. 17. 3 縦工の長さ l_T と河岸侵食量 ΔY の相関図

5-1 急流扇状地河川における河道計画の基本的な考え方

河道計画とは、河川改修の対象とする区域において、計画高水流量以下の流量を安全に流下させるようにし、かつ安定した河道を経済的に計画することであり、また河川の利用の増進、自然環境の保全および河道に沿う地域の土地利用も配慮して定めるものである。

河道計画の要素として考えられるものは、計画高水位、河道の縦横断形状、法線形であり、これを現実化するに必要な河川構造物の基本形状も含まれる。

河道計画は次の手順によって進められる。

- (1) 河道の計画高水流量を設定する。
- (2) 改修を必要とする理由に応じて計画区域を設定する。
- (3) 計画の法線を設定する。
- (4) 河道の縦断形（計画高水位、計画河床高）を設定する。
- (5) 河道の横断形を設定する。
- (6) 改修効果の検討を行う。

上記(2)以下の各段階においては、計画全体が均整のとれた計画となるように、見直しを行い、必要な修正を繰り返す必要がある。

河道の平面形、縦断形、横断形は、それぞれ独立に仮定するものでなく、実際には、これらを仮の案と設定し、各部分をチェックしながら、この計画で設置される施設が水系を一貫して相互に技術的、経済的に調和がとれ、かつ、十分にその目的を達するような最良の河道計画を決定する必要がある。

扇状地河川として今後特に河道計画作成上注意しなければならないこと、また計画の中に取り込まなければならないことは以下の通りである。

- ①土砂の移動量が多く、河床の変動速度が大きい。Segmentの接点、川幅の急変部では、一洪水中の平均河床高の変化が1mのオーダーとなることがあり、これを適切に評価し、計画の中に位置付ける必要がある。
- ②洪水時の水位は、同一横断面でも凹凸があり、左右岸で2m以上の水位差が生じている河川もあり、この水位差を適切に計画高水位に取り込む必要がある。
- ③流速が大きいため河岸侵食力が大きく、また高水敷がある場合は、大出水時高水敷が表層侵食されることが多い。この侵食力および侵食の程度を評価し、河道の横断形の設定、河岸侵食防止構造物を設計する必要がある。
- ④河道が直線であることが多く、かつ川幅水深比が大きいため、多列砂州が発生し、滞りが安定しないことが多い。このことを配慮した河岸侵食防止工の配置を考える必要がある。さらに河道に曲がりがある場合には、流れが集中し局所洗掘深が大きくなることがあるので低水路の法線形に十分に配慮する必要がある。

⑤河床掘削によって河床高を低下させる計画とすることは、既存の河川構造物の手当てを行えば、治水安全度を増し望ましいが、周辺の地下水位を低下させることがあるので注意が必要である。

扇状地扇端が海に接している場合の河床掘削は、河口付近の河床勾配を緩くし、そこに土砂が堆積するので河口からの土砂流出を減少させ、海岸侵食や河口砂州の後退となるので注意が必要である。

⑥上流山間部の大ダムの建設は、洪水流量の減少、A"集団、B集団の土砂供給量の減少となり、扇状地部の河道特性の変化、またSegmentの上流からの河床低下の原因となるので注意が必要である。

5-2 常願寺川におけるSegment区分毎の河道計画の考え方

常願寺川における被災形態は、主流が河岸に接近することによる護岸、根固め、水制等の破壊とこれに起因する堤防の決壊という側岸崩壊が主体である。このようなことから河道の安全度は、河積よりむしろ主流の位置や安定性に依存すると考えられる。とくに勾配の急な扇状地河川では、乱流や偏流が激しく、河岸沿いの局所洗掘と側岸侵食が進行する。

水衝部が堤防に接近し、高水敷化された部分のない箇所は、平均河床高の低下に対応した護岸、根固め、水制の補強を行う必要がある。基本的には、既存の河岸侵食防止工を生かし、水制や護岸の根継ぎおよび根固め工の新設を行えば良いと考えられる。高水敷化されている箇所は、積極的にこれを堤脚保護機能を持つものとして位置付け、なんらかの低水河岸保護工を行って、流水に対して侵食を防ぐ方法と、現況の堤防護岸の根継ぎや水制の補強を行って対処する方法がある。ただし、前者の場合は、高水敷が大出水時に荒れることを許容した河岸侵食防止工法で良いと考えられる。ここでは、先の2-5に述べた常願寺川のSegment区分毎について、河道計画に際して考慮すべき事項を以下に述べる。

(1) Segment 1-1 (18.0km~15.3km)

このSegmentは、直線区間であり、常水路部の河床はC集団である粒径40~80cmの巨石が表層に多い。とくに上滝床固め下流はアーマ化され表層を覆っている。今後河床掘削がなければ、河床低下はあまり進まないと判断される区間である。上滝床固め直下流の右岸側は、高水敷化しておらず、大出水時には堤脚部で洗掘が生じる可能性がある。この区間は高水敷がないので水制、根固め工の補強、増設により対処する必要がある。上滝床固め工の維持対策としては、護床工を副ダムのものとするか、あるいは階段状のものとして維持した方が良いと判断される。

河道計画としては、公園に整備した左岸側高水敷の低水護岸の保護工に留意する必要がある。右岸側は現在の高水敷化した寄り州を維持して侵食防止を図るか、既設の堤防護岸の根継ぎ、水制の補強等で対処することが考えられる。

(2) Segment 1 - 2 (15.3km~10.0km)

このSegmentは、14.0km付近から河道が右に曲がり、11.0km付近から10.0km間付近で今度は反対に緩やかに左に曲がっている区間である。14.0km~15.0km間付近の左岸側が水衝部となることが多いようであるが固定的ではなく、むしろ反対側の14.0km付近右岸側の河岸侵食が懸念される。13.7km付近および10.8km付近は、河道幅が上下流に比して狭く、このため大きな出水があると河床が低下することも考えられる。常水路が堤防に接近し、高水敷化した部分のない区間は、14.2km~14.6km付近左岸側、10.8km~11.3km付近左岸側および10.2km~10.6km付近右岸側である。この付近は既設の大型水制の根継ぎ、補強および根固め水制、根固め工の増設が必要であろう。高水敷化した寄り州のある区間は、現況寄り州を滑らかに結んだ線形とし、その高水敷幅が約30m以下の箇所は、既設の水制を現在の根継ぎ工法と同じ方法で計画の河岸線まで延長して河岸を保護する。高水敷幅が30m以上の箇所は、同様に水制を延長し、増設して河岸線を保護する方法と縦工を配置する方法がある。

(3) Segment 1 - 3 (10.0km~7.1km)

河道はほぼ直線であり、他の河道区間も同様であるが、とくに多列砂州の形成によって、乱流や偏流が激しく、水衝部位置がどこになるか分らない区間である。このSegmentは、堆積空間であって、将来とも河道の維持掘削が必要であって、かつ洪水時の砂州の発達によって、河岸侵食が生じ易いので、全区間にわたって河岸侵食対策が必要である。具体的には先のSegment 1 - 2と同じ強度を持つ河岸侵食対策あるいは河岸保護工が必要である。とくに8.0km~9.1km間付近の左右岸は高水敷化しておらず、早期の河岸侵食防止対策すなわち根継ぎ工事を実施する必要がある。

(4) Segment 1 - 4 (7.1km~4.8km)

このSegmentは、河床勾配が緩くなり、河床粒径も小さくなる。Segment 1 - 3と同様の堆積空間であり、流路の変動によって河岸が侵食されて川幅が拡がり易い区間である。両岸に高水敷化した部分が見られるが、滞筋が堤防に接近している箇所もあり、また5.1km付近から下流は河道幅が狭くなる。河道幅の広い6.0km付近から上流左右岸の高水敷化した箇所に河岸保護工を行い、この下流区間の河道は、滞筋が堤防に接近している範囲を優先的に既設護岸水制の根継ぎ工、低水護岸、根固め工を施工し、最終的には連続とする必要がある。

(5) Segment 2 - 1 (4.8km~0 km)

このSegmentは、自然堤防帯的な特性を持ち、河道が曲がっている付近の外岸側に滞筋が寄ることが多い。この区間も長期的には堆積空間である。河口部は、砂州が河道内に侵入し、また海岸汀線が後退しているので河口から流出土砂を減少させないような河道計画とすることが望ましい。すなわち0~2.0km間付近の河道は掘削しないで対処するような方策を考慮する必要がある。

河岸侵食防止対策については、滞筋が河岸に寄る傾向となる4.5km～5.1km間付近左岸側、1.8km～2.4km間付近右岸側および0.6km～1.2km間付近右岸に低水護岸、根固め工を配慮し、他は低水河岸線を設定しておき、必要に応じて護岸を設ければ良いと考えられる。

なお、Segment 1 - 4, Segment 2 - 1 は、大出水時に山地部で崩壊があると、河床が上昇（約1 m程度）する可能性があるため、これらの対策を考えることとする。

5 - 3 縦断計画

1) 計画河床勾配

計画河床勾配は、同一の河床勾配を持つ区間を設定し、計画河床高と関連させて河床の維持、工事費を考慮して定めるが、一般には現状の河床高を重視して定める。

現在の河床勾配にならって定めるのは、現在の河床において局所的な変化が進行中でないかぎり、この河床高が河道の維持のうえから最も安全で工事費も少ないからである。

常願寺川では、下流部（0～3.1km）で最深河床の下位包絡線、中上流は常水路の平均河床の包絡線より表-5.1のように設定されており、本河道計画案についてもこの考えを踏襲するものとして良いと考えられる。ただし、河口部の0～2.0km間付近については、河口砂州部、海浜部の侵食防止のために計画河床高を高く設定しておいた方が良いので変更が必要と考える。

表-5.1 計画河床高と河床勾配

区 間	計画河床高 (T. P. m)	計画河床勾配
0 ～ 3.1km	-1.50 ～ 2.49	1/776
3.1 ～ 5.1km	2.49 ～ 7.68	1/361
5.1 ～ 7.1km	7.68 ～ 16.23	1/219
7.1 ～ 8.4km	16.23 ～ 26.61	1/135
8.4 ～ 10.0km	26.61 ～ 43.22	1/97
10.0 ～ 13.1km	43.22 ～ 84.22	1/74
13.1 ～ 18.0km	84.22 ～ 161.77	1/60

2) 計画河床高

10.4kmから上流河道の計画河床高は、長期的にも短期的にも河床変動が少ないので現計画に従うものとする。10.0～2.0km間河道は、大出水時に河床が1 m程度上昇することがあるので、この上昇が生じても計画高水位以下となるような河床高を求め、これより1 m程度下げた河床を維持河床高として、その河床高を管理するものとする。2.0～0 km間については、砂州の後退、海岸線の保全のため、現状より河床を下げないものとする。なお、計画河床高の設定に際しての留意事項は次のようなものがある。

①計画高水位は、治水上はできるだけ堤内地盤高に近づける方が良い。再改修計画に当っては、現河川の計画高水位を超えない水位を原則とするので、計画高水流量時にこの水位以下となるよ

うに計画河床高を設定する必要がある。

②堰、床固め、橋脚等の重要構造物の敷高、周辺地下水位等に配慮し、工事費が高くないよう、また合流点の処理が容易なように河床高を設定する。

③Segment 1 からSegment 2 の接合部、川幅が広がる所では、洪水時必ず土砂が堆積し、河床が上昇する。河床変動量計算等を行ってこの上昇量を把握しておき、河床の維持管理計画を立案する必要がある。

この河床上昇量による水位上昇に対しては、

- ・河床上昇時の水位を求め、これを計画高水位の設定に取り組み、洪水後河床上昇に見合った土砂の維持掘削を行う。

- ・計画高水流量が流下した時に河床高が計画河床高程度になるように、前もって河床を維持掘削しておく。

の二つの方法がある。要するに洪水前の河床高を計画河床高とするか、洪水ピーク時の河床高を計画河床高にするかの選択の問題であるが、前者の立場に立った方が河床の管理・監視という意味で望ましく思われる。したがって、大出水時の河床上昇を一次元河床変動計算によって評価し、その上昇量があっても計画高水位以下になるように計画高水位を設定し直すことが望ましい。

3) 計画高水位

計画高水位は、現在の工事実施基本計画（昭和50年4月）で決定された表-5.2に示すものをそのまま踏襲するものとする。なお、計画高水位の決定に際して考慮すべき事項は次のようなものがある。

計画高水位は、計画高水流量、河道の縦横断形状と関連があり、水位計算を行って定めるが、沿線の地盤高を上回る高さを極力小さくするものとし、できれば既往洪水以下にとることが望ましい。計画高水位をなるべく低くする理由は、内水排除、支川処理が容易であると同時に、万が一破堤しても被害が少ないためである。水位計算を行う場合の河床高は、計画洪水流量時の河床高（河床変動計算によって評価された河床変動を使用する）を用いる。この水位計算結果に加えて、左右岸の水位変動量を過去の実績等によって評価し、これを加える。さらに巨大水制等の河川構造物によって堤防付近の水位が上昇する場合は、その影響範囲についてこの上昇量を加える必要がある。この付加的な水位上昇量によって、計算水位が計画高水位を越えたら計画河床高を変更して調整する。常願寺川におけるこの水位上昇量は18.0～8.0km間河道付近で約1.0m、8.0～0 km間が約0.5m程度である。なお不等流計算に用いる粗度係数は実質的（偏差を含まない粗度）なものとする。

表-5.2 計画高水位

区 間	計画高水位 (T. P. m)	計画高水勾配
0.0 ~ 2.2km	2.50 ~ 6.99	1/477
2.2 ~ 4.8km	6.99 ~ 13.54	1/401
4.8 ~ 6.2km	13.54 ~ 17.20	1/339
6.2 ~ 8.4km	17.20 ~ 32.50	1/142
8.4 ~ 10.0km	32.50 ~ 50.38	1/90
10.0 ~ 12.0km	50.38 ~ 76.62	1/76
12.0 ~ 13.5km	76.62 ~ 97.90	1/68
13.5 ~ 15.3km	97.90 ~ 123.08	1/65
15.3 ~ 19.0km	123.08 ~ 185.88	1/59
19.0 ~ 21.5km	185.88 ~ 223.73	1/75

5-4 横断計画

河道の横断形は計画高水流量の疎通に十分な河積を持つように定められる。横断形の要素となる川幅、低水路幅、低水路河床高および高水敷高は、計画高水位、計画河床高、計画河床勾配と密接な関係があり、一般に計算によって定められるが、設定された横断形状は維持され易いものとすることが重要である。

常願寺川河道は、乱流を防止し、河床の安定を図るための常水路を設けることを目的とし、昭和43年に河道掘削計画がたてられた。標準断面は、図-5.1(1)のとおりであるが、その掘削敷高は計画河床高+1.0mで本堤防からの保安距離100mを確保し、掘削幅を約150mとした。この掘削によってほぼ常水路が形成されたことから、これを拡幅固定するため、昭和49年に図-5.1(2)のように掘削敷高を下げ、計画河床高+0.5mで掘削幅も当時の計画河道幅一杯の180mとした掘削が行われた。

さらにその後昭和53年に新たな河川改修計画の構想に基づき、掘削敷高を計画河床高まで下げ、常水路幅は本堤防から80m以上の保安距離および固定高水敷を残して掘削幅を200~250mに拡幅した(図-5.1.(3))。この掘削計画に伴う砂利採取量は、昭和43~47年までが約35万m³/年、昭和48~52年までが約30万m³/年である。

横断計画は、この状況を基本として詳細を5-5で述べることとする。

5-5 平面計画

堤防法線形については、現況堤防を重視し、さらに霞堤は二線堤としての機能を有することから、これを積極的に保全する。

常水路法線形は、現況の常水路幅、高水敷化した寄り州の状態、既設の河岸侵食防止工の設置位置、長期的河床変動計算結果および短期の大洪水の河床変動結果等を踏まえて決定した。すなわち、現常水路幅は河床掘削によって生じ、その後大出水がないために維持されており、以前の川幅に比べて1~2割程度狭くなっている。したがって、大出水時には川幅が拡大するおそれがあるが、長

期的な河床変動計算によると、とくに河床低下が生じるようなこともないことから、現常水路を尊重し、河岸侵食防止工を行うことによって、対処することとした。よって、このような現在の河状や過去の対策等を勘案して設定した常水路法線形案を図-5.2に示す。

現在運動公園に整備されている15.1km~17.1km間付近左岸側の高水敷を含め、高水敷化した寄り州を存置させて複断面化を図ることのできる区間(案)を表-5.3に示す。

表-5.3 複断面化箇所(案)一覧表

右岸側	左岸側
・ 17.1km~10.4km	・ 17.8km~14.4km
・ 10.3km~ 9.2km	・ 12.6km~11.5km
・ 8.2km~ 5.6km	・ 10.8km~ 9.1km
・ 1.6km~ 0km	・ 8.5km~ 6.0km
	・ 3.1km~ 0.2km

5-6 河岸処理工法

1) 河道の複断面化

常願寺川河道は、2-6において述べたように、昭和24年以降河積確保のための掘削により、平均河床高で約2.0~3.0mの低下が生じた。この掘削は、堤防沿いが掘り残されたことによって、あたかも複断面形と見なされる断面が各所に出現した。また、近年大きな出水がないことからこの高水敷化した部分の冠水頻度が激減し、そこに植生(グミ、ニセアカシア、柳、ススキ等)がかなり繁茂している。

高水敷化した部分は、ある程度の長い期間存置(10年程度以上)していれば、その河岸を保護することにより、洪水によって大きく破壊されることは少ないと思われる。ただし、高水敷化したということは、以前より常水路幅(移動床部分)が狭くなったということであり、この川幅は将来も常水路の平均河床高が安定のまま維持し得るか検討しておく必要がある。たまたま高水敷の生じた時期に大きな出水が無く川幅が維持し得たのか、チェックしておく必要がある。

たまたま洪水流量が小さく、常水路幅が維持し得ていた場合、常水路を河岸侵食防止工によって固定してしまうと、近い将来上流から河床の低下が進み、常水路河床高の維持に苦しむことになる。常願寺川河道は近年大きな出水がなかったことも確かであるが、先の2-13に述べた河床の長期的変動予測によれば、9.0kmより上流河道は現在の常水路の河床変動がきわめて少ない結果が得られている(8.0kmから下流河道は堆積)。よって現在の掘削河道で維持可能であろうと判断される。

いっぽう、複断面化に当って、次に検討の必要なことは高水敷の高さである。自然堤防帯の河川のように2~3年に1回生じる洪水が流下するような高さに高水敷高を設定すると、計画高水流量(確率100年以上)時には、高水敷上の水深が平均年最大流量時の常水路の水深と同程度となるので、高水敷上の掃流力は、平均年最大流量時に常水路に働く掃流力と同程度となる。この

ため高水敷の表層が、この掃流力に耐えられるもので覆われていなり限り侵食され、高水敷が荒れることになる。高水敷の河床材料が常水路と同程度の大きさのものであれば、計画高水流量時には、高水敷材料は動くか、動かないかの限界に近い状態となるので、河岸に近い所、水深の大きい所、突起物のある所では高水敷が荒れることとなろう。グラウンドや公園施設の破壊はまぬがれまい。

よって、高水敷の冠水頻度が小さくなるように高水敷の高さは高い方が望ましい。できるならば、高水敷高を計画高水流量時の水位程度としてしまうことが好ましく思われる。扇状地河川の洪水時の水深は大きくないので常水路の河床を多少下げることによりこれは可能である。因に常願寺川の高水敷以下の流下能力を示したものが図-5.3である。18~10km間付近が約 $3,500\text{ m}^3/\text{s}$ 、10~7km間付近で約 $3,000\text{ m}^3/\text{s}$ 、7.0~2.2km間付近で約 $2,000\text{ m}^3/\text{s}$ の流下能力を有しており、Segment 1-1~1-3の区間(18.0~7.1km)はほとんど高水敷に流水が乗らないような高さである。ただし、高水敷化された所は高い所や低い所もあるので、低い所では盛土して大出水時の侵食を防ぐようにする必要があるだろう。

2) 河岸処理工法

常水路を固定する河岸侵食防止工としては、高水敷のない所、高水敷幅が狭い所は既設護岸・根固めの根継ぎ補強あるいは新設を行う。この場合堤防が破損されないような強度のあるものでなくてはならない。

高水敷化している所は、河岸が侵食されないように河岸侵食防止工を行う。高水敷上の利用計画の無い場合は、大出水時に多少高水敷や河岸が荒れても、高水敷によって堤防の安全度が増しているので、河岸侵食防止工は、河岸が大きく後退しないという考えで必要な所に変形を許すような河岸侵食防止工(変形したら積み直せるような工法)を設置することを考えてみるべきであろう。

高水敷の利用計画が有り、河岸の侵食を防がなければならない場合は、通常の護岸根固めを設置する。水制高が河岸高程度ある水制は流水を乱し、水制回りの高水敷を破壊してしまうので注意が必要である。

以上のような河岸の状況に応じた侵食防止工について、概略の配置諸元を次に述べる。ただし、その構造等については、施工性、経済性、段階的な安全性および全体の安全度、親水性、景観等にも配慮して詳細構造を決定するものとする。

(1) 高水敷化された部分がない区間

これまでも述べたように、既存の護岸、水制、根固め工の補強、根継ぎ、あるいはその増設を行うものとする。基本的には現在行われている根継ぎ工法を踏襲すれば良いと考えられる。水制工の配置は、先の3-2(7)に述べたように水制間隔約80~100m、水制長約30m程度が妥当と考えられる。

①根固め工について

根固め工敷設高は、将来の常水路平均河床高に深掘れ高 ΔZ （過去の常水路平均河床高 Z と最深河床高 Z_{max} の差より水制や橋脚、床止め工などに原因する局所洗掘を除いたもの）を根固め工の敷設高設定のための河床高とするべきであろう。常願寺川の ΔZ は、2 m弱程度（最大でも3 m程度）であるので、根固め工の敷設高は将来の平均河床高 Z_m （50年先ぐらゐを目安とするべきであろう）より-2 mとすれば安全度は格段に上昇するが、コストが高くなることより、現在北陸地方建設局富山工事事務所で標準とされている計画河床高-1.5 m、すなわち将来の平均河床高 Z_m より-1.5 m下がりでも良いと判断される。

次に根継ぎ工法による根固め工の敷設幅は既設より一列増し、10.4~12.9 mとなっている（図-3.6.1）。この敷設幅で根固めが流出しないように連結されていることが保証されていれば、根固め工敷設幅の約4割程度の深掘れに対して根止め工直前の根固め工が低下しないと考えられる。したがって、敷設高より4 m程度深掘れしても護岸・堤防の破損は防げると評価される。以上よりこの敷設幅は堤防を守るに十分な幅であろう。河道の平面形状により河岸が強い水衝部となる可能性のある所、他の原因で河岸に局所洗掘が発生すると予測される所以外では3列程度でも十分であろう。

②水制の根継ぎ補強

根継ぎ水制は、既設の水制と同様の機能すなわち河岸付近の流速低減効果（根固め水制）、河岸侵食防止および転石の護岸への衝撃防止等を図るものである。

ところで根継ぎ水制は、実質的に堤防から先端位置が延長したことになり、堤防に対しては安全度が大きく増したことになる。根継ぎ水制を設置せず、根継ぎ護岸と護岸水制および既設水制回りの根固めの設置でも、河床低下前の堤防の安全度と同程度の機能は持つと判断されるもので、根継ぎ水制の設置は堤防にとってワンランクアップの工法と位置付けられる。

水制回りの根固め工の敷設高は、護岸前面の根固めと同様な考えで設定し、堤防護岸の根固めと段差がつかないように、水制回りの局所洗掘に対しては根固めの敷設幅で対処するという考えをとる。

水制回りの根固めの敷設幅は、現在行われている根継ぎ工法の幅で妥当であろう（水制回りの洗掘範囲は過去の被災経験から学んだものである）。

（2）高水敷幅が30 m以下の箇所

高水敷幅が30 m以下となる箇所については、堤脚保護機能が必ずしも確保できるとは限らないので、既設の水制を現在の根継ぎ工法と同じ方法で計画の河岸線まで延長して河岸を保護するものとする。延長する水制の高さは計画高水流量流下時の水位程度の非越流型とし、水制配置、根固め等は前述の（1）と同じとする。

水制のない区間については、計画の河岸線に通常の堤防護岸、根固めと同一強度、構造を持つ低水路河岸侵食防止工を設置する必要がある。この場合、根固め水制は、水を跳ね高水敷法肩

を侵食するおそれが強いので設置しない方が良くと考えられるが、今後出水時の現象を調査し、その効果をさらに検討していく必要がある。

(3) 高水敷幅が30m以上の箇所

扇状地河川の複断面化を企図する場合、高水敷をどのように位置付けるかによって低水路河岸侵食防止工法の強度、構造は変えるべきであろう。この場合の河岸侵食防止工は次のようなものとなる。

①通常型の護岸・根固め工による方法

高水敷を公園や運動施設等の利用空間として位置付け、低水路河岸位置の変更、さらには高水敷の洪水による侵食を望まないならば、高水敷高を高くして、できるなら計画高水流量流下時の水位程度が必要である。これができない場合、計画高水流量時の高水敷上の流速が、高水敷上の表層下の材料（通常河床材料と同一のものと考えて良い）を移動させないような水深以下となるように高水敷高を設定し、通常の扇状地河川の堤防護岸・根固めと同一強度、構造を持つ低水路河岸侵食防止工を設置する必要がある。根固め水制は(2)と同様に、水を跳ね高水敷法肩を侵食するおそれが強いので、設置しない方が良くと思われるが、今後出水時の現象を調査し、その効果をさらに検討していく必要がある。

低水路法肩付近は侵食され易いので、法肩保護工（河床材料中のC集団の敷き均し等）によって保護しておく。保護工の幅は、高水敷上の水深の5倍程度あれば良いと考えられる。

②既存水制の根継ぎ延長による河岸侵食防止工

高水敷幅が30m以下の場合と同様に、既設の水制を計画の河岸線位置まで根継ぎ延長して、水制間の河岸位置を堤脚から最低20m以上確保できるように水制を配置して河岸侵食防止を図る。すなわち、水制間の侵食を最大15m程度許容するものとし、水制間の侵食角度を上流側約 12° 、下流側約 20° とすると水制間隔は約110mとなる。

③簡易型の低水路河岸侵食防止工（縦工）

河岸侵食を許容される範囲で防止するとともに、河岸侵食防止工は多少の変形、さらに高水敷上の侵食も多少許すという条件で、簡易な低水路侵食防止工を設置し、堤防の安全は確実に確保する工法として次のようなものが考えられる。

低水河岸侵食防止工は大出水時に変形されることを許容するとともに、修復の可能な異型ブロック積みで河岸を保護し、さらに前面に根固めブロックを敷設する。この場合、低水路に発生する砂州長 L_s の $1/3 \sim 1/4$ 程度以下の間隔に縦工水制的に異型ブロックによる護岸根固めを配置する。このような工法で低水路河岸線の維持が可能であれば、自然河岸を残し、かつ建設コストが軽減され、また維持修繕が簡単である。縦工水制の配置構造の概略案を図-5.4に示す。

3) 各区間の河岸処理工案

図-5.2に示す常水路法線形状案に基づき、河岸の状況とその範囲および2)に述べた河岸の

状況に応じた河岸処理工案は次のとおりである。

①高水敷化された部分のない区間

既存の護岸、水制、根固め工の補強、根継ぎとその増設によって対処する区間である。

右岸側	左岸側
・ 18.0km～17.1km	・ 14.4km～12.6km
・ 9.1km～ 8.2km	・ 11.5km～10.8km
・ 5.5km～ 1.7km	・ 9.1km～ 8.5km
	・ 6.0km～ 3.1km

②高水敷幅が30m以下の区間

既設水制を計画の河岸線まで根継ぎ延長あるいは増設して河岸を保護する。水制のない区間は、計画の河岸線に通常の堤防護岸、根固めと同一強度、構造の低水路河岸侵食防止工を行うものである。

右岸側	左岸側
・ 17.1km～16.8km	・ 12.0km～11.5km
・ 10.4km～10.2km	・ 9.5km～ 9.1km
・ 5.7km～ 5.6km	
・ 1.7km～ 1.5km	

③高水敷幅が30m以上の区間

通常の護岸、根固めによる方法、既設水制の根継ぎ延長あるいは縦工によって対処する方法等がある。しかし、先に述べたように高水敷をどのように位置付けるかによって河岸侵食防止工法も当然異なる。これらについては施工性、経済性、安全度や景観、その他の総合的な評価により決定するものとする。このような区間は以下のようなようである。

右岸側	左岸側
・ 16.8km～10.4km	・ 17.8km～14.4km
・ 10.1km～ 9.1km	・ 12.6km～12.0km
・ 8.2km～ 5.7km	・ 10.8km～ 9.5km
・ 1.5km～ 0km	・ 8.4km～ 6.2km
	・ 2.8km～ 0.4km

5-7 今後の検討課題と方法

常願寺川の河道計画と河岸処理工法について、河道特性や河岸の状況に応じた素案を提示した。今後はこれらの河道計画（案）や河岸侵食防止工の配置諸元、構造等の詳細について、さらに移動床模型実験による対策効果や問題点に対する対策等の検討を実施して決定する必要がある。

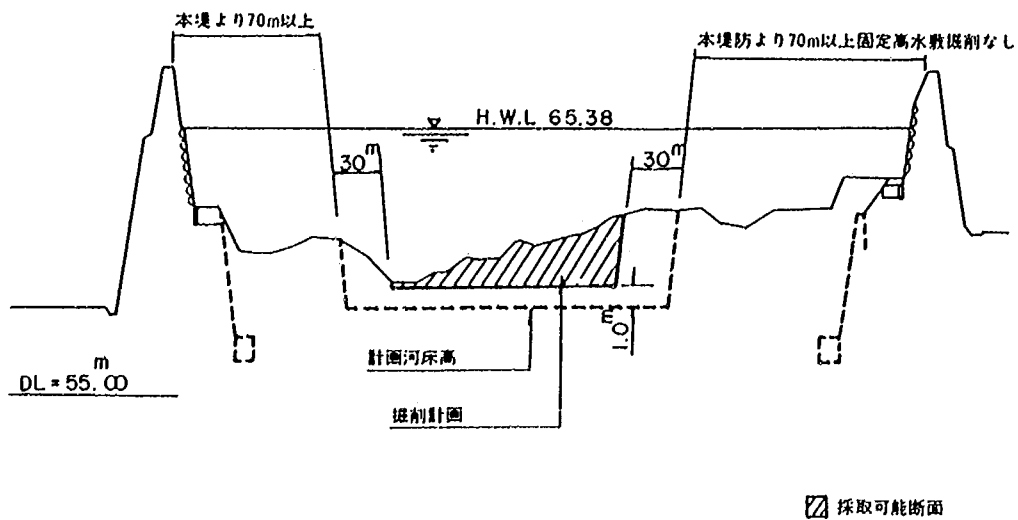


図-5.1(1) 常願寺川標準横断面図 (11.1km地点昭和43年度以降掘削断面)

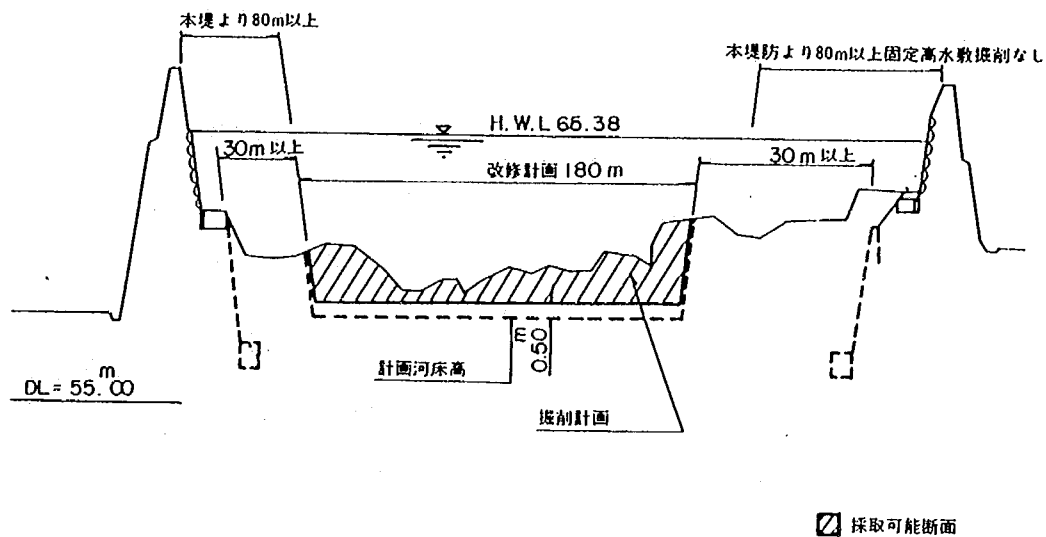


図-5.1(2) 常願寺川標準横断面図 (11.1km地点昭和49年度以降掘削断面)

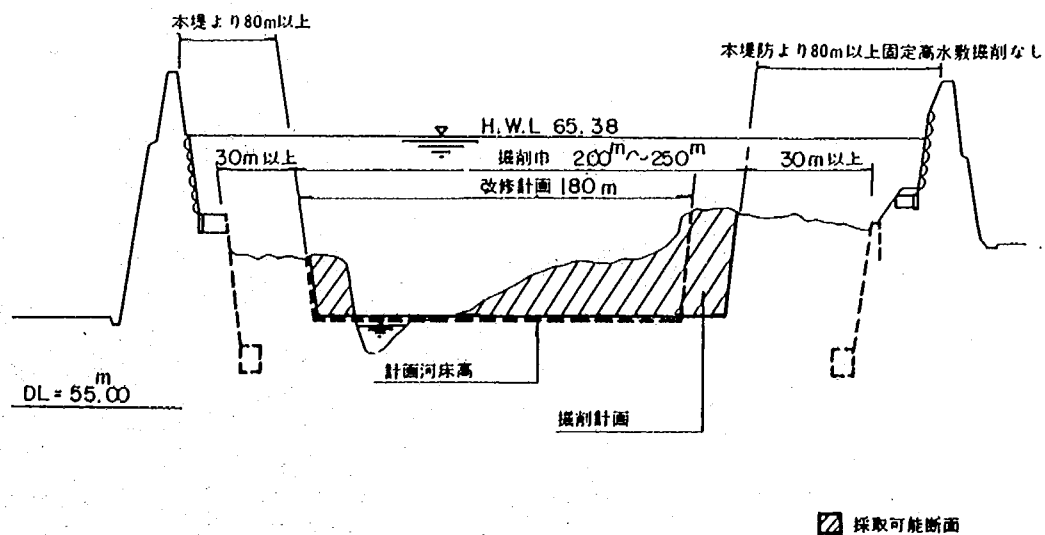


図-5.1(3) 常願寺川標準横断面図 (11.1km地点昭和53年度以降掘削断面)

1970-1971

1970-1971

1970-1971

1970-1971

1970-1971

1970-1971

1970-1971

1970-1971

1970-1971

1970-1971

1970-1971

1970-1971

1970-1971

1970-1971

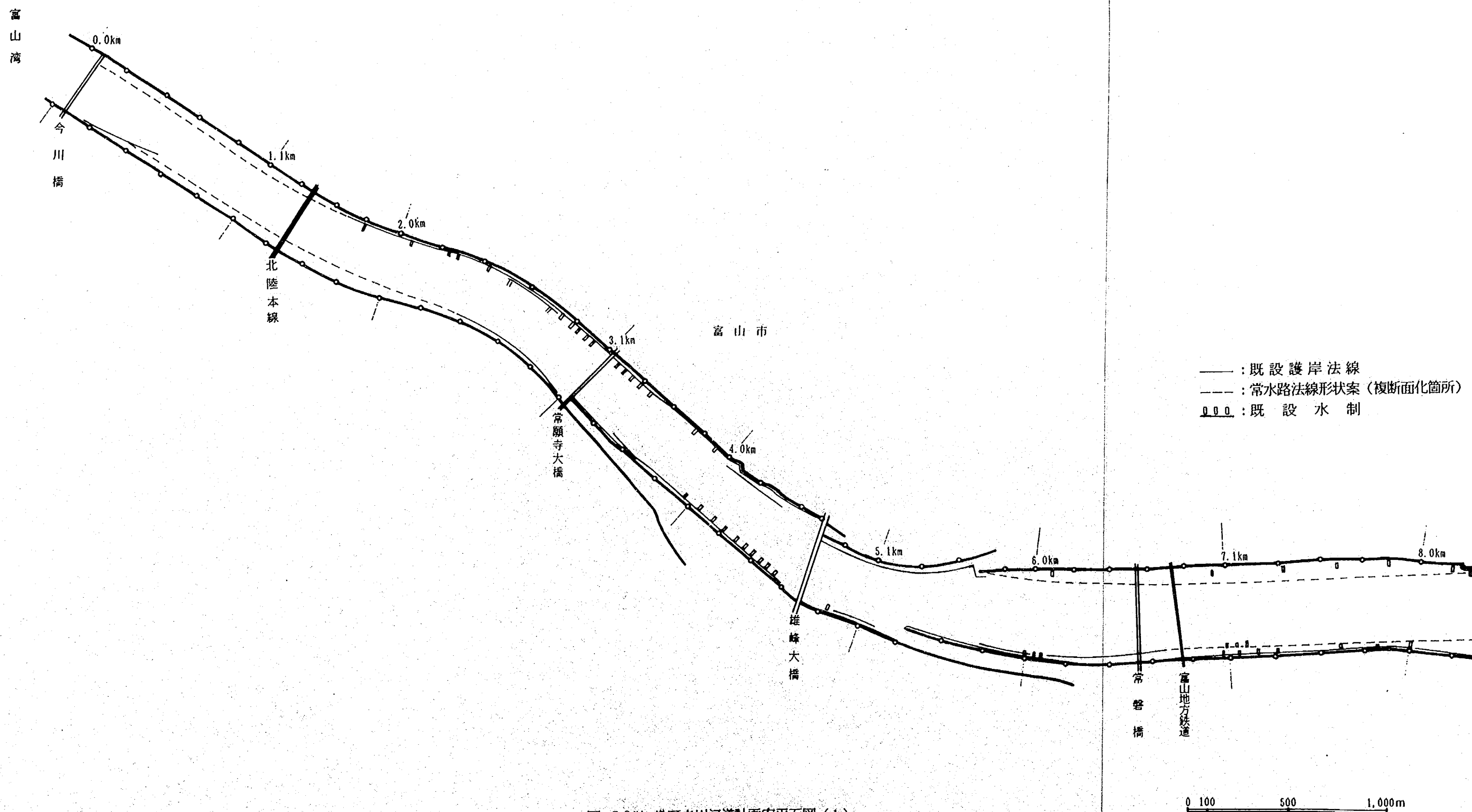
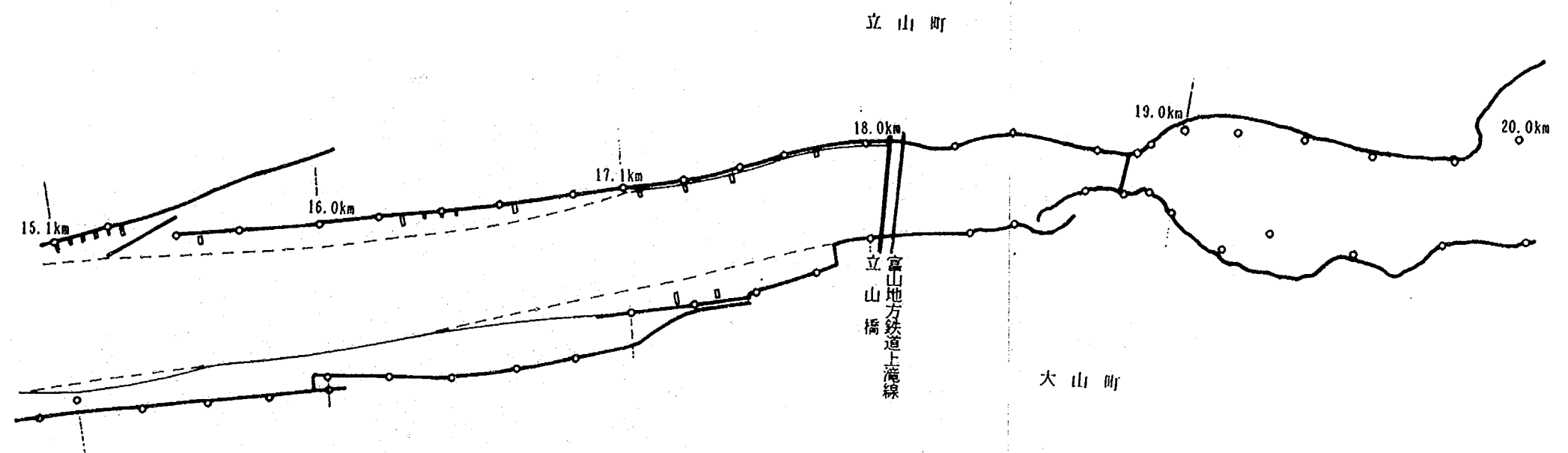


図-5.2(1) 常願寺川河道計画案平面図(1)



- : 既設護岸法線
- - - : 常水路法線形状案 (複断面化箇所)
- : 既設水制

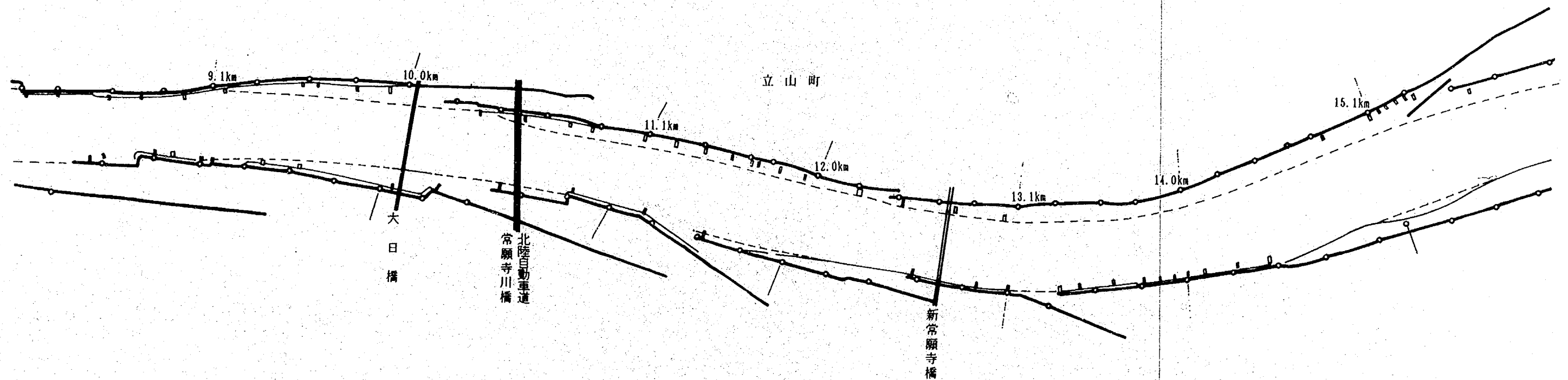


図-5.2(2) 常願寺川河道計画案平面図 (2)

0 100 500 1,000m

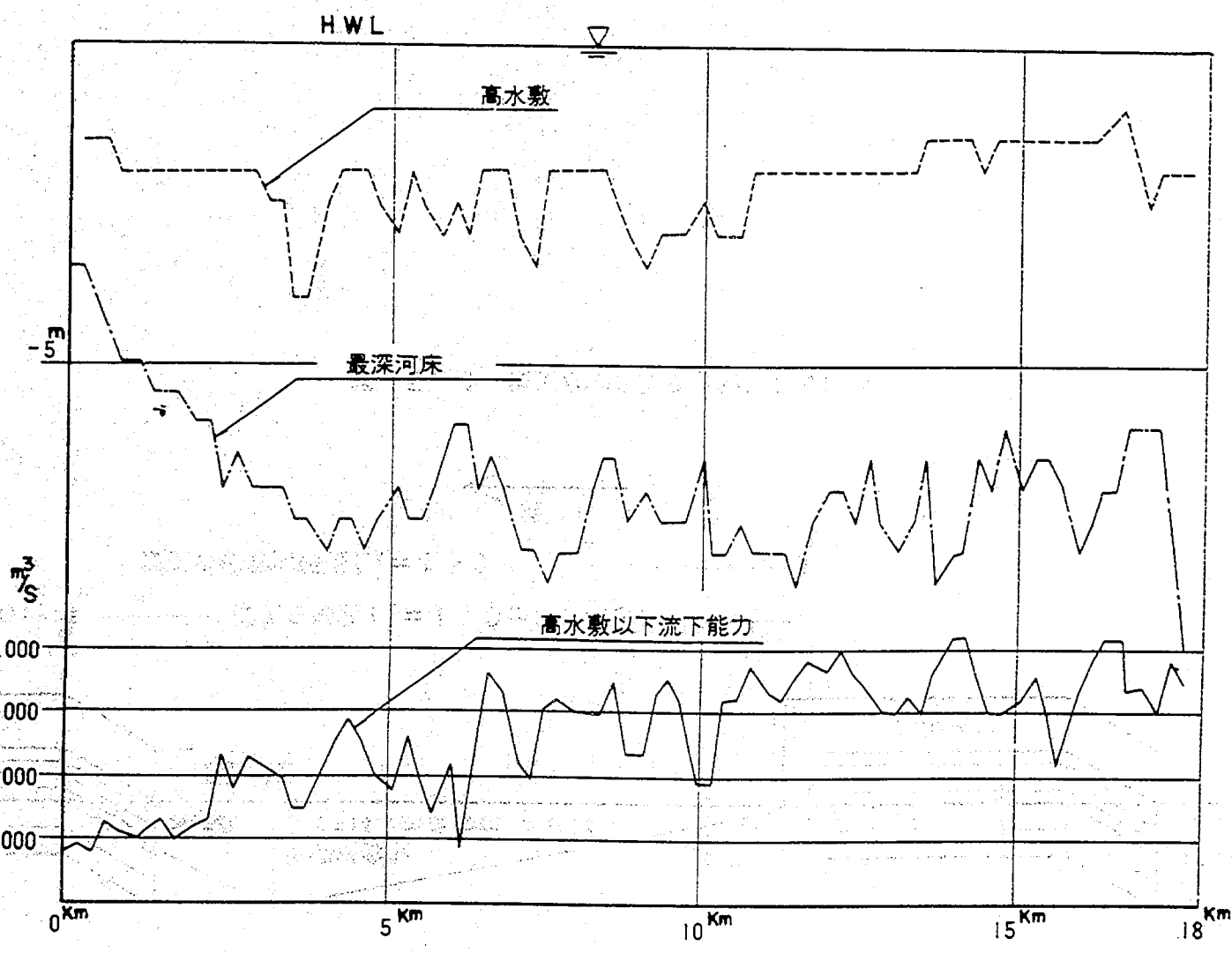


図-5.3 高水敷以下の流下能力縦断面図

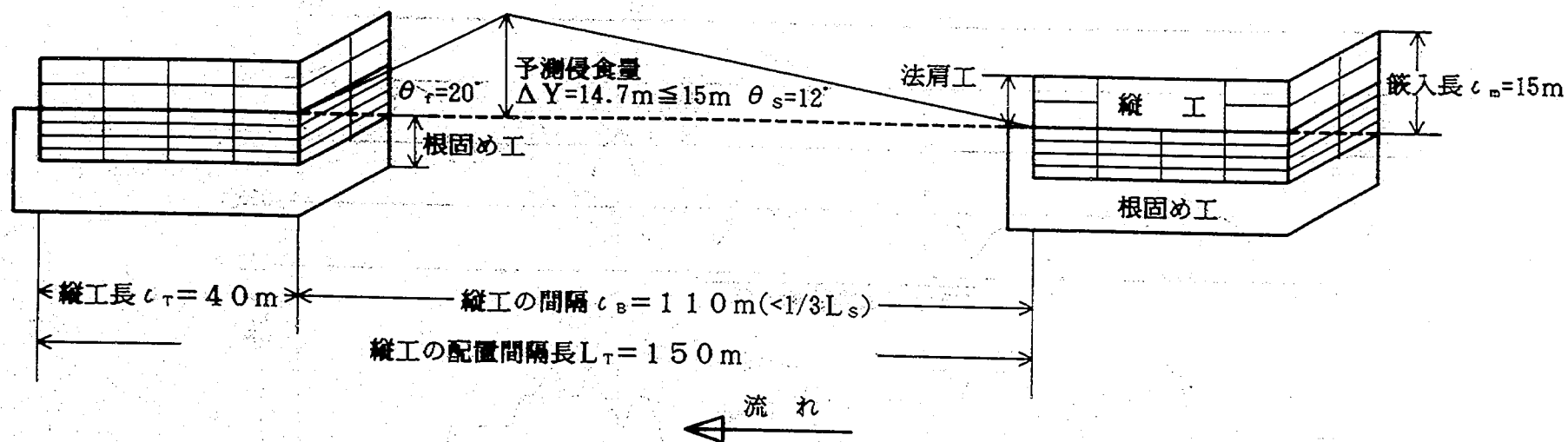


図-5.4 縦工水制の配置と構造の概略案

あとがき

常願寺川の河道特性と河岸処理に関する検討は、平成2年度から3年度にかけて急流河川対策工法に関する調査とした課題で現地調査と模型実験を実施してきた。

本報告書は、この2ヶ年間の調査検討結果についてとりまとめたものである。扇状地河川で生じる現象については不明な点も多く、まとまりを欠いた面もあるが、常願寺川の河道処理方針の基礎情報となれば幸いである。

なお、常願寺川の現地調査は、河川研究室：山本晃一、高橋晃、林正男、大森徹治、小池康雄、建設技術研究所：本間久枝、古賀興一、最上谷吉則の参加によって実施された。実験は、建設技術研究所：最上谷吉則、関谷明が担当した。また、本報告書の図面の整理やワープロに当っては、田口久美子に多大な助力を受けた。

調査および実験の遂行に当っては、北陸地方建設局ならびに富山工事事務所の関係各位に多くの労があった。ここに記して感謝するものである。

1992年11月

参考文献

- 1) 建設省北陸地方建設局富山工事事務所：常願寺川の急流河川工法，昭和55年3月
- 2) 建設省北陸地方建設局：直轄河川改修計画書参考資料，常願寺川水系常願寺川，平成元年11月
- 3) 山本晃一：河道特性論，土木研究所資料第2662号，昭和63年8月
- 4) 山本晃一，高橋晃：河川水理模型実験の手引，土木研究所資料第2803号，平成元年10月
- 5) 総理府資源調査会事務局：常願寺川の土地保全問題，資源調査会資料第42号，昭和30年3月
- 6) 橋本規明：新河川工法，森北出版，昭和31年6月
- 7) 山本晃一：急流河川の河床材料調査法と表面粒度特性，土木研究所報告第147号，昭和51年5月
- 8) 建設省北陸地方建設局立山砂防工事事務所：常願寺川における44.8月集中豪雨記録
- 9) 建設省北陸地方建設局富山工事事務所：昭和59年度常願寺川河道計画業務委託報告書
- 10) 建設省北陸地方建設局富山工事事務所：常願寺川の出水被害，1987.4
- 11) 野草検索図鑑編集委員会編：野草検索図鑑，⑦樹木，学研，1985年2月
- 12) 北村四郎，村田源，小山鐵夫：原色日本植物図鑑，保育社，1972
- 13) 建設省北陸地方建設局富山工事事務所：平成4年度常願寺川河床変動解析業務委託報告書
平成4年11月
- 14) 山本晃一：現代水制論－水制は生き残れるか－，土木研究所資料第3049号，平成4年3月

山本 晃一
高橋 晃
林 正男

要 旨 : 常願寺川河道は、近年河床の低下が著しく生じてきており、既設の護岸や水制等河川構造物の根入れが不足し、そ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堤防、護岸の補強工法、河岸侵食防止工法等の検討が必要となっている。

本報告書は、常願寺川の河道特性調査および護岸水制工の二次元抽出模型実験により、このような河道の変化に対応した新たな河道計画(案)、河岸処理工法等を検討した結果について述べたものである。

キーワード：常願寺川、河道特性、模型実験、河道計画、河岸侵食、水制、護岸

郵便はがき

切手
はって
下さい

3 0 5 - □ □

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

河川部河川研究室 御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第3150号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 印