

I S S N 0386—5878

土木研究所資料第3061号

土 木 研 究 所 資 料

江戸川河道計画模型実験報告書

平成4年3月

建設省土木研究所
河川部河川研究室

「Copyright © (1992) 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。」

江戸川河道計画模型実験報告書

河川研究室 室長 山本 晃一
平林 桂*
有澤 俊治
鈴木 一孝**

*現 企画部 企画課 企画係長

**現 近畿地建 大滝ダム工事事務所 工務課

要 旨

本報告書は、江戸川河道改修計画における低水路法線形、高水敷の土砂堆積に関する水理的諸問題の把握と、それらの対策案等に関する検討を行った内容を述べたものである。

キーワード：江戸川、河道計画、河床変動、河岸処理、地質調査、局所洗掘

は　じ　め　に

本報告所書は、昭和63年～平成3年の間に関東地方建設局江戸川工事事務所の依頼によりおこなった「江戸川河道計画模型実験」の検討結果を記したものである。

目 次

はじめに

第1章 江戸川総合開発事業の概要と実験目的	1
1.1 流域の概要	1
1.2 江戸川の河道計画	2
1.2.1 江戸川への要求	2
1.2.2 江戸川の河道計画	3
1.2.3 江戸川総合開発事業の事業区間	5
1.2.4 流水保全水路整備事業の事業区間	5
1.2.5 計画河床勾配と低水路幅	5
1.3 模型実験の目的	6
1.4 模型実験の実行計画	7
第2章 江戸川の河道特性	9
2.1 河道特性調査の目的	9
2.2 降雨特性	9
2.3 洪水特性	9
2.4 江戸川の流況	9
2.5 河床勾配	9
2.6 河床材料	13
2.7 低水路深さ・幅, および堤間幅	15
2.8 水理量	17
2.9 河道特性量からみた河道のセグメント区分	18
2.10 洪水時の流砂形態と粗度	18
2.11 地形・地質が河床形態に与える影響	21
2.12 計画河道と河道特性の変化	31
2.13 まとめ	32
第3章 江戸川河道模型実験の相似則	33
3.1 相似則	33
3.1.1 フルードの相似則	33
3.1.2 移動床の相似則	34
3.1.3 緩流河川を対象とした模型実験の現実的な問題点	36
3.1.4 江戸川模型の諸元の決定	37

3.1.5	模型実験の相似性に関する問題点とその補完方法	40
3.1.6	相似性の検討と実験の補完法	41
第4章	実験の概要	45
4.1	実験の概要と実験ケース	45
第5章	現況河道模型による検証実験	49
5.1	時間縮尺に関する検証実験	49
5.1.1	実験目的	49
5.1.2	実験条件	49
5.1.3	実験の手法	51
5.1.4	通水状況	51
5.1.5	河床変動状況	54
5.1.6	実験により明らかになったこと	55
5.2	通水流量に関する検証実験	81
5.2.1	実験目的	81
5.2.2	実験条件	81
5.2.3	実験結果の比較	82
5.3	検証実験のまとめ	84
第6章	計画原案河道における現象把握実験	91
6.1	実験目的	91
6.2	実験条件	91
6.3	実験結果	93
6.3.1	予備実験Ⅱ－1P	93
6.3.2	実験Ⅱ－1	93
6.3.3	実験Ⅱ－2－1	94
6.3.4	実験Ⅱ－2－4について	95
6.4	問題点のまとめ	96
第7章	低水路法線形の修正に関する実験	109
7.1	実験目的	109
7.2	実験条件	109
7.3	実験結果	110
7.4	実験結果のまとめ	113

7.5	低水路最終法線形の決定と今後の対策方針について	114
第8章	局所洗掘対策工の諸元に関する実験	137
8.1	実験目的	137
8.2	高水敷の粗度に関する基礎実験	137
8.2.1	実験目的	137
8.2.2	実験水路の概要	137
8.2.3	実験の内容	138
8.2.4	実験結果	140
8.3	局所洗掘対策工に関する基礎実験	147
8.3.1	実験目的	147
8.3.2	実験水路の概要	147
8.3.3	実験の内容	147
8.3.4	実験結果	153
8.3.5	本実験を通じて明らかになった根固めマットの特性	153
8.4	局所洗掘対策工に関する模型実験	154
8.4.1	実験目的	154
8.4.2	実験条件	154
8.4.3	実験結果	155
8.5	まとめ	191
第9章	河岸処理について	193
9.1	新しい河岸処理計画立案の必要性	193
9.2	河岸処理計画立案の基本的な考え方	193
9.2.1	立案手法の概要	193
9.2.2	かわづくりのためのコンセプト形成	194
9.2.3	景観に配慮した河岸処理	195
9.2.4	親水性に配慮した河岸処理	195
9.2.5	自然環境に配慮した河岸処理	195
9.2.6	治水面に配慮した河岸処理	196
9.3	江戸川の河岸処理計画案作成	196
9.3.1	河岸処理計画のコンセプトづくり	196
9.3.2	江戸川の景観設計	197
9.3.3	親水性に配慮した河岸処理	198
9.3.4	自然環境保護に配慮した河岸処理	199

9.3.5	治水安全度に配慮した河岸処理計画	199
9.4	総合的な判断に基づく河岸処理案	201
第10章	全体のまとめ	205
10.1	低水路法線形の最終案について	205
10.2	局所洗掘対策工について	205
10.3	流水保全水路について	207
10.4	河岸処理について	208
10.5	将来の河床材料および堆積について	208
おわりに		211
Appendix	江戸川の河道変遷史	213
1.	江戸川上流部の開削	213
2.	河道の拡幅	217
3.	河床掘削（矢切りの渡し付近）	219
4.	分流量の制御	219

第1章 江戸川総合開発事業の概要と実験目的

第1章 江戸川総合開発事業の概要と実験目的

1.1 流域の概要

江戸川は、茨城県猿島郡五霞村山王地先で利根川から分派し、派川利根川、今上落、坂川、真間川、高谷川、株川、といった大小幾多の支川を合せて上流部で茨城県西北部から南下し、千葉、埼玉の県境を通過し、その下流部で千葉、東京の県境をさらに南下して行徳地点で旧江戸川を分派させ、江戸川放水路から東京湾に注ぐ幹川流路延長54.7km、流域面積200.3km²の1級河川である（図-1.1.1流域概要図参照）。

江戸川流域は、形状的には南北に長く本線を中心に左右から大小の支川を流入する典型的な羽状流域を形成している。想定氾濫面積は740.24km²、想定氾濫人口は328万8千人となっている。

上流域には関宿、野田、下流域には三郷、流山、松戸、市川などの都市を有し、社会、経済、文化の基盤を成している。流域内の人口は991,755人、人口密度は4,951.3人と人口密集地域に属し、産業別就業者数をみても第2次、第3次産業の割合が約97%を占め、第1次産業はわずかである。流域内の年間降水量は全国的にみて少ない方で平均約1,400～1,500mm程度となっている。降雨は夏から秋にかけて最も多く、大きな出水の原因となる7～10月の台風期に集中する。近世以降、日本の経済、文化の中核としての役割が高まりとともに、江戸川も内陸水運の動脈として利用され、関東周辺及び上信越地方を結ぶ就航路として発達してきた。当時、地方からは廻米だけではなく、油、綿、木材、石炭といった生活必需品を送り、江戸からは塩、海産物や日用品が運ばれ、そのため、江戸川沿岸には河岸が発達し、輸送交通網の中核として発達した。近年に入ると、治水計画の改定により大規模河川改修事業の促進による防災安全度の向上に相いまって、河川に求める役割の多様化にともない、まちづくり（都市計画）の中での河川像が求められてきており、新たな経済、文化圏を形成する上での可能性を背景に発展が見込まれる。

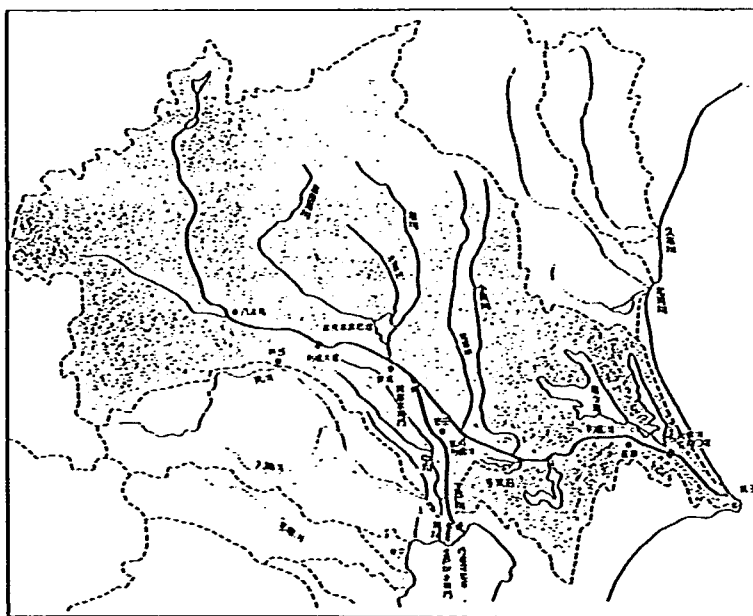


図-1.1.1 流域概要図

1.2.1 江戸川への要求

1) 治水面からの要求

江戸川は明治期以降、治水計画の強化を図るために河道の改修をたびたび行くとともに、昭和18年には江戸川水閘門が、昭和32年には行徳可動堰が築造され、洪水防御機能および塩水遡上防御機能の強化が図られてきた。最近では、昭和55年12月に策定された利根川改修改訂計画により計画高水流量が改訂されている。

- 2 -

(2) 治水安全度の向上

江戸川中・下流部では低水路が比較的蛇行しており、堤防に近接するところも少なくない。このような地点は洪水時水衝部となりやすく治水上の弱点になるので、低水路法線の是正、護岸の設置等による河岸の補強等が必要とされる。

2) 利水面からの要求

流域の都市高度化に伴い、新規用水の開発が必要とされている。

3) 環境面からの要求

現在、支川等からの汚濁物質、有害物質の流入が問題とされており、早急な対策が望まれている。

1.2.2 江戸川の河道計画

1.2.1で述べた要求に応えるべく河川改修事業、総合開発事業、流水保全水路事業等が計画されている。これらの事業はそれぞれ整合がとられており、各事業のもとに行われる工事はその事業の目的のみならず各事業間にまたがる目的をしばしば有している。工事のおおまかな内容とその目的は下記のとおりである。

1) 河道掘削および高水敷の造成

河道掘削は、洪水疎通能力の増大、貯水容量の増大、治水安全度の向上をねらいとして行われるものである。流域の土地利用状況から現況堤防の変更は難しいので、低水路の拡大によってこれらの目的が達成されることになる。高水敷の造成は低水路法線形の是正、およびオープンスペース、浄化施設設置のための土地の確保等を目的に行われる。低水路法線形は治水安全度の向上を意図してセンターライン方式がとられる。低水路幅は疎通能力、貯水容量の増大の2つの目的を共に満足するために約200mに拡幅される。

2) 江戸川水閘門、行徳堰の改築

江戸川水閘門、行徳堰は現在老朽化が進んでおり、取水安定機能、塩水遡上防止機能等が憂慮されている。また、行徳堰は半固定堰であり、洪水疎通能力に与える影響が問題視されている。そこで、行徳堰の可動堰化、江戸川水閘門の改築等が計画されている。

3) 流水保全水路、浄化施設の建設

江戸川には多くの支川等から汚濁水が流入している。そこで第1期計画として、古ヶ崎付近(21.0km)～行徳可動堰までの左岸側高水敷上に流水保全水路を整備し、こうした汚濁水が流域の支川から江戸川へと流れ込む前に分離、浄化して、処理水を高水敷上の保全水路から下流浄水場へと流下させ、それにより清潔な上水を確保する(図-1.2.2参照)。

また、汚濁の著しい坂川、真間川の降雨時水質ピークを保全水路に取込むことにより、初期汚濁負荷の本川流出を防止できる。支川のBOD、NH₄-Nの本川への年間流出負荷量を90%以上を削減でき、本川水質及び上水取水水質を良好に維持できる。

1.2.3 江戸川総合開発事業の事業区間

江戸川の河道計画は、事業費的には河川改修事業費、江戸川総合開発事業費等からなるが、中心となるのは江戸川総合開発事業である。このため、とりあえず事業は江戸川総合開発事業対象区間で実施されることになる。

江戸川総合開発事業の事業区間は、下流端0.0kmから上流端40.5kmまでの区間である。江戸川総合開発事業の計画縦断模式図を図-1.2.3に示す。江戸川総合開発事業では、貯水池機能の高度化を図るため低水路内の常時満水位Y.P.±2.00mから最低水位Y.P.±0.00mを利水容量として利用する。そのため、貯水池は行徳河道堰上流から常時満水位Y.P.±2.00mと計画河床が交差する38.0kmまでとし、38.0kmから現況河床への掘りつけは、掘りつけ区間を2,500m見込み40.5km地点を事業の上流端とする。また、下流端部については行徳河道堰の改築に合せ放水路の流下能力を確保する必要があるため、行徳可動堰～河口間において堰の設置に伴う護岸の取り付け及び河道整正を行う。

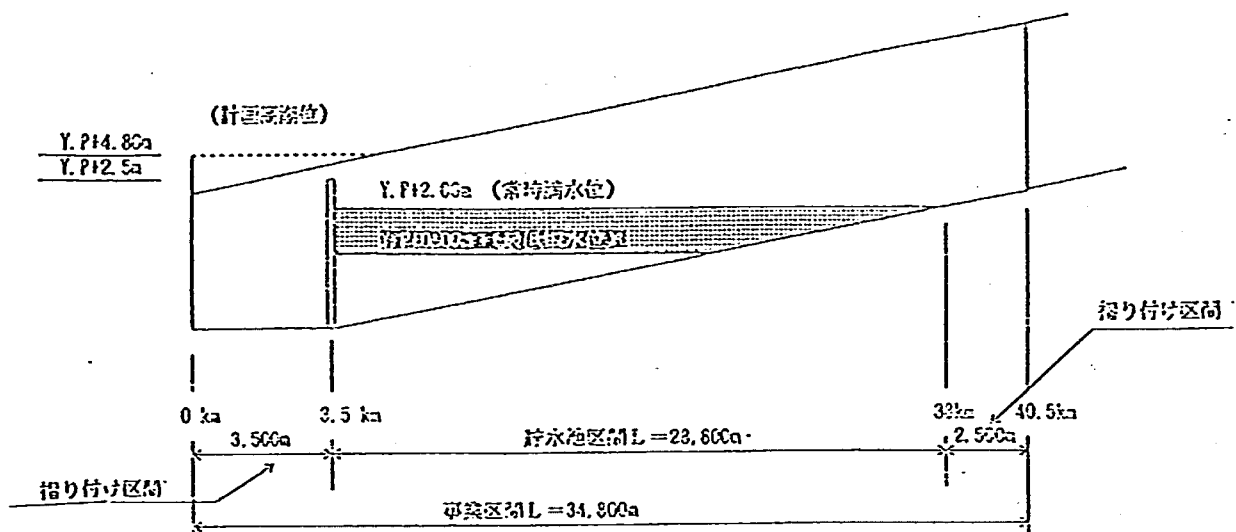


図-1.2.3 江戸川総合開発事業の計画縦断模式図

1.2.4 流水保全水路整備事業の事業区間

流水保全水路整備事業の事業区間は、その目的からも流水保全水路の取込対象を江戸川に流入する全支川とすることが必要であることから全体計画区域を新五駄沼～行徳可動堰間としている。計画では、江戸川で最も問題となっている利水障害を解消することが主目的である。計画は第1期と第2期に分けて行なわれる。第1期では障害発生原因となっている支川の坂川を取込み対象として計画区域を古ヶ崎～行徳可動堰間としている。第2期では上流側の新五駄沼～古ヶ崎間を対象とする。

1.2.5 計画河床勾配と低水路幅

江戸川の計画縦断図を図-1.2.4に示す。図をみてもわかるように、江戸川の計画河床高は最深河床高、

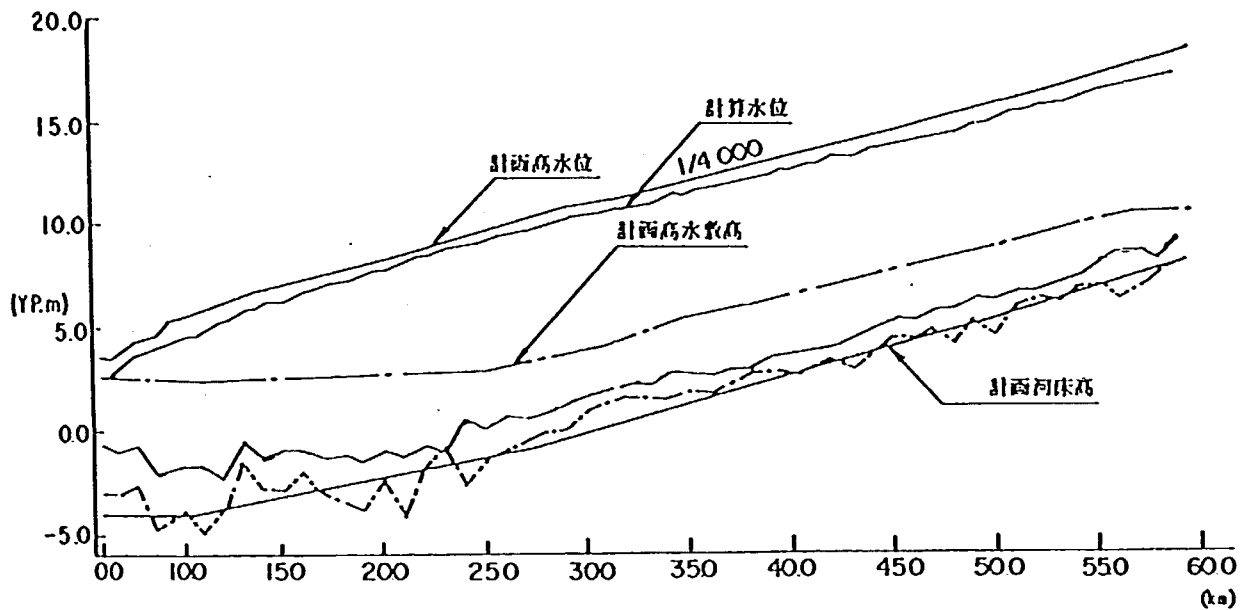


図-1.2.4 計画縦断面図 (江戸川)

平均河床高とともに下流の一部を除いた全ての区間で現況河床高を下回っている。さらに、現況の高水敷冠水頻度が4～5回/年と多いため、計画河床高は現況の最深河床高を重視した計画となっている。

また、計画では江戸川全川にわたって、現況の低水路幅を30～50m程度拡幅し低水路幅を200mとする。

1.3 模型実験の目的

本実験の目的は、主に治水面からみた江戸川総合開発事業の妥当性を検討するものであり、大別すると3つに分けられる。

1) 低水路法線形の修正、および局所洗掘対策工の諸元に関する検討

江戸川総合開発事業に基づき計画原案河道が計画されているが、その法線形等での妥当性を検討する。実験では、局所洗掘(洗掘範囲、洗掘深)の低減、流れの片寄りの緩和(河岸水衝部や堤防付近での流速の低減)、死水域の解消(有効河積の増大)、高水敷上への浮遊砂の堆積(堆積範囲、堆積厚)の低減を、主に低水路法線の修正によって達成する。局所洗掘に対しては、低水路法線の変更だけでは不十分な場合は局所洗掘対策工の敷設についても検討する。

2) 流水保全水路への土砂の堆積状況の把握

流水保全水路は左岸側高水敷に設置される幅5m、深さ1m程度の掘り込み水路である。江戸川に洪水が発生した場合、低水路の浮遊砂が高水敷に運搬され堆積する。保全水路内にも土砂が堆積すると考えられるが、保全水路自体の土砂運搬能力は低いために一旦たまった土砂は人工的に排除しなければならないと考えられる。水路設置後のメンテナンス法については今後検討していかねばならない問題であるが、模型実験では高水敷への浮遊砂の堆積範囲や堆積厚を把握し、メンテナンス方法策定のための参考とする。

3) 河岸の安全度評価

本実験で扱う区間は16.00km～25.00kmの全長9kmであり、江戸川の中でも最も流況が複雑で勾配の変化点にあたる重要度の高い地点で行なっている。しかし、江戸川総合開発事業の事業区間は下流から40.50km地点にまで及んでいるため、江戸川河道模型実験結果と合せて実験区間以外の河道についても河岸処理計画を策定、実施していくことが重要となってくる。そこで、江戸川の洪水流況、河岸の土質的特徴等に応じて河岸の安全度評価を行なう。

1.4 模型実験の実行計画

模型実験の実行計画と担当者は表－1.1のとおりである。

表－1.1 模型実験の実行計画

年度 項目	昭和63年度	平成元年度	平成2年度	平成3年度
河道特性 調査	現地調査資料	収集、データ整理	→	
三次元 模型実験	模型製作 (現況)	模型 低水路法 改造 堆積、局所	線形、高水敷への土砂 洗掘対策工の検討	
基礎実験	相似性に関する実 験	→	高水敷への根固め 土砂堆積のマット 検討 の検討	
河岸処理法			データ収集・整 理・討議	→
報告書作成			報 告書作成	→
担当者	山本, 平林, 鈴木	山本, 平林, 鈴木	山本, 平林, 有澤	山本, 有澤

第2章 江戸川の河道特性

第2章 江戸川の河道特性

2.1 河道特性調査の目的

模型実験を行う場合、対象河川の河床変動特性をあらかじめ良く知っておく必要がある。また、本検討の性格上、模型実験対象区間に限らず、その上・下流での河岸処理法等についても考えていかなばならない。

河道特性調査は、川幅、低水路深さ・幅、河床材料粒径、勾配等河道諸元の縦断変化や水理量の縦断変化、地形・地質、降雨特性、流出特性等を調べることによって河床変動予測を行うものである。河道特性調査の結果は模型の縮尺や諸元を決めるための資料となるばかりか、実験結果の補足、さらには模型実験対象区間外の河道処理法を考える上で大いに役立つものである。

2.2 降雨特性

関東地方の年間降水量を図-2.2.1に示す。流域内の年間降水量は少なく、平均約1,400～1,500mm程度である。降雨は梅雨から秋にかけての多雨期に最も集中し平均600～700程度の降水量となる。

また、利根川上流域や鬼怒川上流域での多雨期（6月～9月）の降水量が1,000mmを越えており、利根川からの流下量がこの時期に多いことがわかる。江戸川は流量のほとんどすべては利根川によりまかなわれており、流域への降雨の影響はほとんどない。

2.3 洪水特性

表-2.1に示す江戸川の主な水害の記録を見てもわかるとおり江戸川の主な水害は、7月～10月の台風、梅雨に起因するものが多く、その水害の多くは利根川・江戸川の合流地点である関宿での氾濫である。昭和10年以降の主な洪水については表-2.2に示すように2,000m³/sを越える様な洪水が相次いで発生しており、特に昭和34年8月には野田で3,700m³/sの既往最大洪水を記録している。ただし、破堤、氾濫といった大水害は昭和10年（1935年）に野田付近で起った氾濫を最後に発生していない。

2.4 江戸川の流況

江戸川の流況は表-2.3に示すとおりである。平均年最大流量は図-2.4に示すように、昭和30年から昭和62年の平均でみると野田地点で1,072.71m³/s、流山地点で980.93m³/sである。これより、江戸川の平均年最大流量は1,000m³/s程度と考えられる。

2.5 河床勾配

現況河道における低水路の平均河床高Zmの縦断方向の変化を図-2.5.1に示す。全体的にみて、21km付近で明らかに勾配が急変しているのがわかる。21kmより下流側では、河床が海水準（Y.P. 0 m）よりも低く、河床勾配も1/17,500程度と非常に小さい。

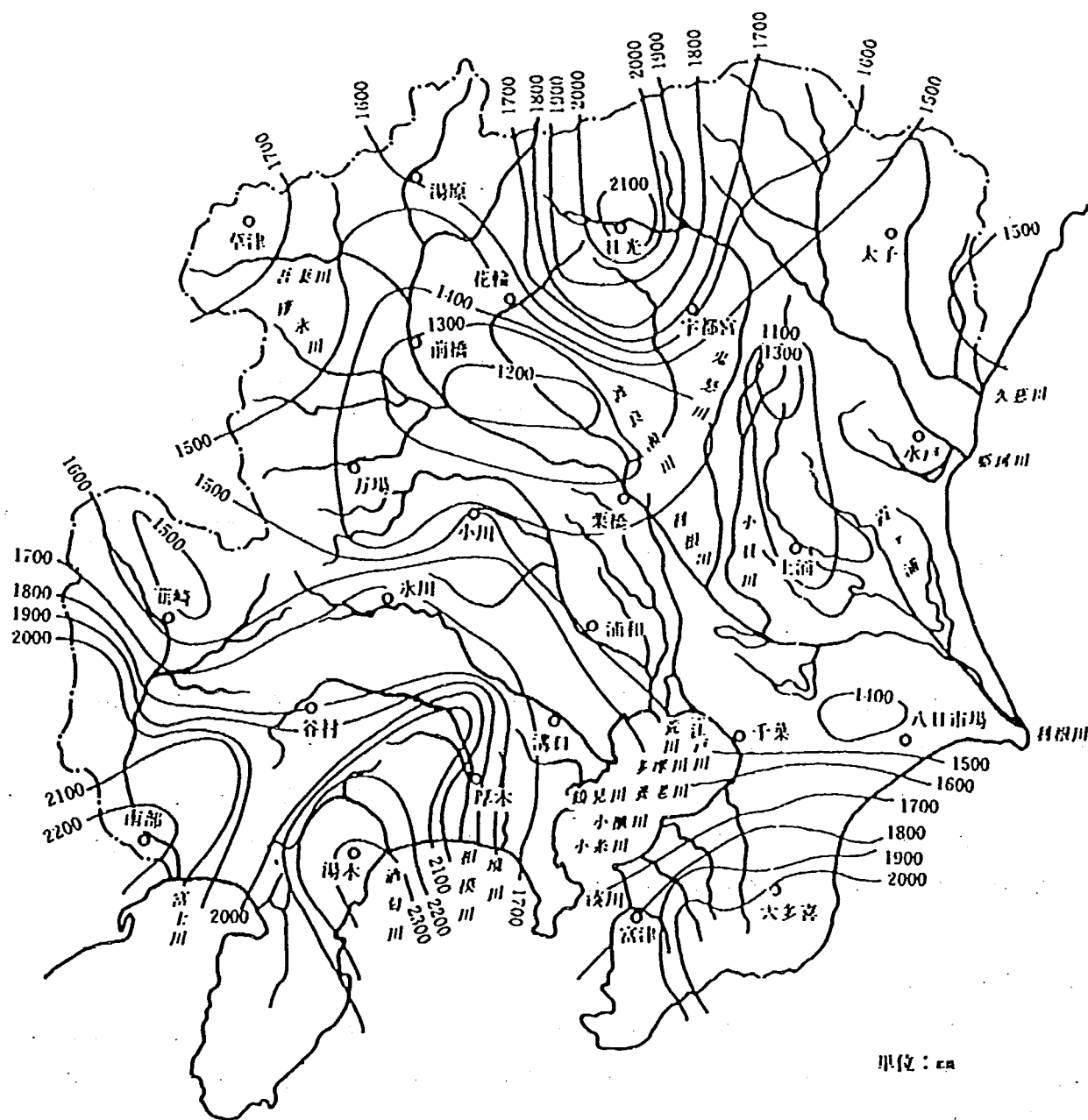


図-2.2.1 関東地方の年間降水量（昭和16～45年平均）

表-2.1 江戸川の主な水害の記録

参考文献-利根川治水の変遷と水害 大熊 孝 著

年 号	原因	江戸川の水害	備 考
1596年(慶長 1)		氾濫	
1704年(宝永 1) 8月		氾濫(松戸二郷半領)	
1721年(享保 6) 9月	台風	氾濫(関宿)	破堤(関宿)
1723年(享保 8) 9月	台風	氾濫(関宿)	五十湖決壊、鬼怒川大洪水
1728年(享保13) 10月	台風	氾濫(市川)	幕府より御手伝普請の命令発せられ、水害復旧工事を行う。
1742年(寛保 2) 9月	台風	氾濫(関宿城大破)	(毛利、松平、細井、藤堂、阿部、仙石、間部の7藩で分担)
1757年(宝暦 7) 6月	梅雨	氾濫(関宿)	宝暦年間(1751~1763) 幕府によって宝暦治水調査が行われる。舟運確保のための現状維持を結論とする。 洪水により浅間山噴火物が利根川に及ぶ。
1786年(天明 6) 8月	台風	氾濫(関宿)	
1824年(文政 7) 7月		氾濫(関宿)	
1846年(弘化 3) 8月	梅雨	破堤(二郷半、柴又)	
1847年(弘化 4)		氾濫(関宿)	
1852年(嘉永 5) 9月		氾濫(関宿)	
1856年(安政 3)		氾濫(関宿、流山)	
1868年(明治 1) 9月		氾濫(関宿)	
1873年(明治 6) 8月	台風	氾濫(関宿)	リンドウ来日し、利根川の調査計画に当り、量水標を中田、布川、関宿等に設置
1896年(明治29) 7月		破堤(平方新田)	
1910年(明治43) 8月	台風	氾濫	
1935年(昭和10) 9月	台風	氾濫(野田)	

表-2.2 江戸川の主な洪水

参考文献 江戸川・中川事業概要(S60.9)

	流 量 (m³/s)				計画高水流量 (m³/s)
	西 関 宿	野 田	流 山	松 戸	
昭和10年 9月	2,700	2,700	—	—	2,230
昭和13年 9月	1,700	1,500	1,900	—	⋮
昭和16年 7月	2,280	2,110	3,080	—	3,000
昭和22年 9月	3,100	3,100	2,600	—	⋮
昭和23年 9月	2,360	2,350	2,310	—	⋮
昭和24年 9月	2,440	2,130	2,140	2,010	5,000
昭和25年 8月	2,150	—	2,010	1,960	⋮
昭和33年 9月	2,440	3,030	3,040	2,120	⋮
昭和34年 8月	—	3,700	2,960	2,850	⋮
昭和56年 8月	1,830	1,840	1,610	—	6,000
昭和57年 8月	2,240	2,270	2,330	—	⋮
昭和57年 9月	2,820	2,810	2,670	—	⋮

※計画高水流量は利根運河合流点より上流側

表-2.3 江戸川の流況

	流 量 (m^3/s)							
	野 田				流 山			
	豊 水	平 水	低 水	渇 水	豊 水	平 水	低 水	渇 水
昭和30年	156.47	102.66	71.57	48.36	166.90	105.74	78.98	47.03
31	185.66	107.60	76.28	48.64	172.71	98.31	76.42	53.14
32	168.91	105.61	73.11	60.96	163.11	106.70	85.27	70.94
33	178.58	97.72	75.22	18.85	170.94	92.10	76.04	31.18
34	191.27	147.70	118.62	71.25	194.75	147.04	120.18	73.92
35	100.90	78.30	69.60	30.30	100.50	79.90	69.20	33.70
36	101.50	65.10	55.10	22.60	105.00	72.50	60.50	26.50
37	93.10	67.90	61.30	31.70	89.40	73.00	66.10	38.30
38	95.10	75.80	51.70	41.10	90.70	70.80	56.30	40.10
39	143.90	76.70	66.00	36.00	135.90	73.00	62.50	38.30
40	80.60	56.00	48.20	37.20	90.40	62.50	51.40	36.80
41	97.18	71.07	49.27	38.56	121.98	84.61	52.87	40.73
42	83.93	62.04	43.55	35.36	86.71	68.40	46.25	33.87
43	123.25	82.90	57.17	43.35	125.85	83.46	60.41	46.72
44	81.56	59.75	48.27	28.24	90.45	69.31	55.33	29.89
45	95.54	56.98	46.81	34.36	94.58	65.90	47.61	33.02
	123.59	82.11	63.24	39.18	127.87	86.46	68.12	43.81

表-2.4 江戸川の年平均最大流量

	年 最 大 流 量 (m^3/s)	
	野田地点	流山地点
昭和30年	874.37	950.53
31	758.86	897.78
32	606.40	847.00
33	3,020.00	3,286.75
34	3,698.00	2,964.00
35	344.80	329.30
36	1,470.60	1,676.70
37	529.10	478.80
38	392.10	358.80
39	884.10	756.50
40	941.00	829.40
41	1,366.56	1,343.67
42	538.21	538.68
43	617.46	650.08
44	396.46	396.65
45	340.02	390.07
46	1,297.77	—
47	1,858.56	—
48	260.90	—
49	1,246.61	926.73
50	578.00	420.34
51	718.83	430.98
52	1,110.31	744.53
53	307.22	275.00
54	1,042.79	831.18
55	410.99	412.30
56	1,720.89	1,528.98
57	2,862.52	2,559.14
58	1,441.29	1,340.68
59	323.44	320.60
60	1,655.62	—
61	1,189.15	—
62	596.41	—
63		
平成 1 年		
2		
平均年最大流量 (S30年~S62)	1,072.71 m^3/s	980.93 m^3/s

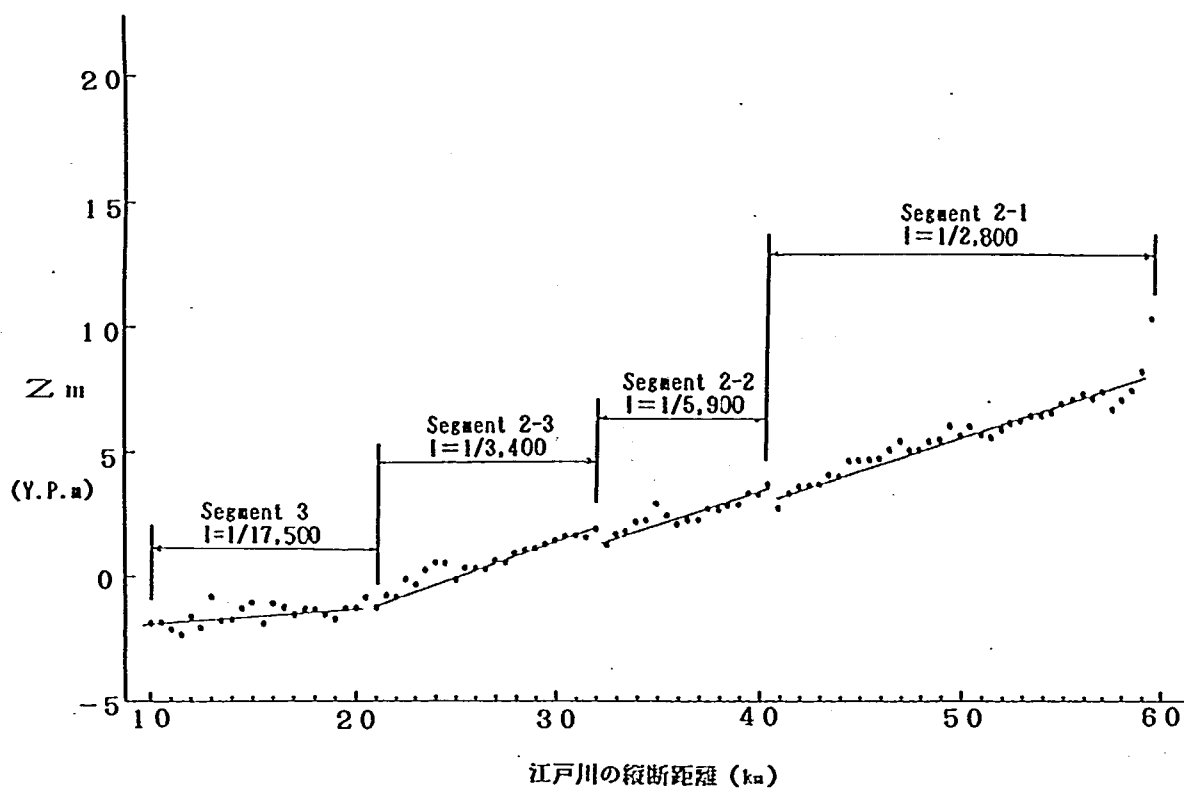


図-2.5.1 平均河床高 Z_m の縦断方向の変化

21kmから上流側をみると、32km、40km付近で勾配が変化しているのがわかる。この区間はいずれも自然堤防帯に位置している。40kmから上流側は洪積台地を人工的に掘り込んで作った河道であり、河床勾配は $1/2,800$ 程度である。32kmを境として河床勾配は、21km～32kmで $1/3,400$ 程度、32km～40kmで $1/5,900$ 程度と下流部の方が河床勾配が大きくなっているのがわかる。

2.6 河床材料

河床材料の粒度分布は、昭和62年10月に16.5km～25.0km区間について調査した。この調査結果をもとに河床材料の縦断方向の変化を図-2.6.1に示す。この調査では、各断面の中央、右岸寄り、左岸寄りの3地点での河床材料を採取しているが、10kmから30km付近でのばらつきが大きい。この原因はこの区間が蛇行が多い区間であるため、混合粒径を持つ河床材料の横方向の分級が進んだものと思われる。そこで、横断的にみても平均的な粒径の得られる傾向のある河道中央部での河床材料について、河道縦断的な変化傾向をみてみた。図-2.6.2に江戸川の河床材料粒度分布変化図を示す。それによると、21km、32km付近を境として明らかに主な粒径の変化がみられる。特に、21km付近に着目すると上流側では $0.25\text{mm} \sim 0.84\text{mm}$ の比較的大きな砂が大部分を占めているのに対して、下流側では $0.105\text{mm} \sim 0.42\text{mm}$ の細かい砂が大部分を占めている。40kmより上流をみると、河床材料は $0.58\text{mm} \sim 0.89\text{mm}$ とばらつきは少ない。

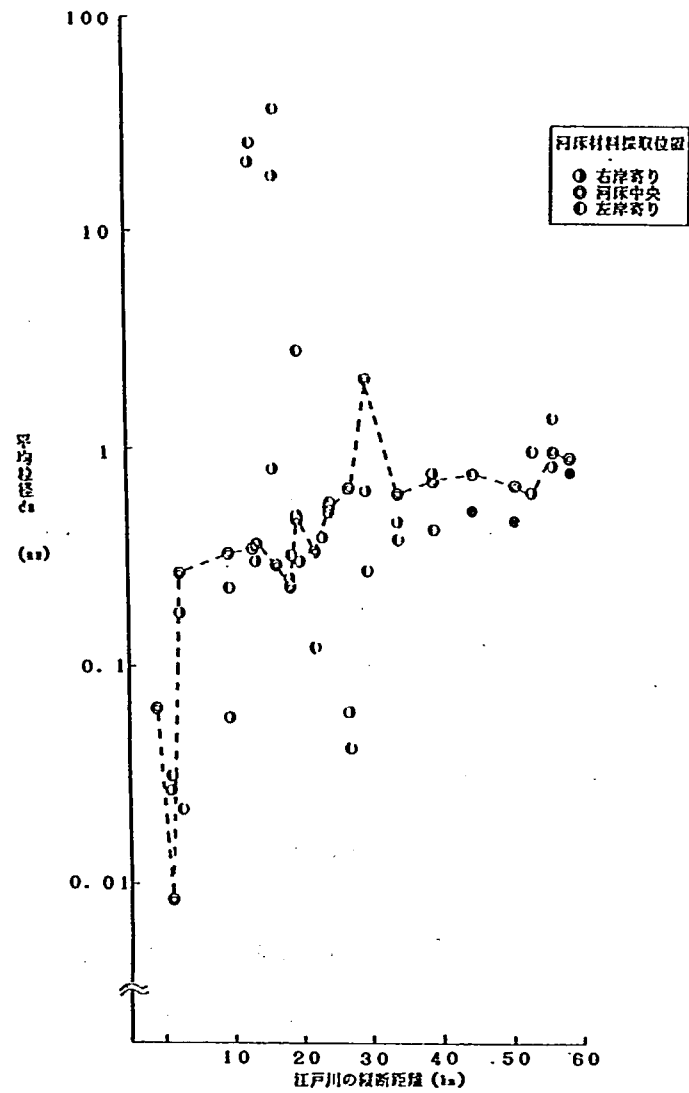


図-2.6.1 河床材料の縦断方向の変化

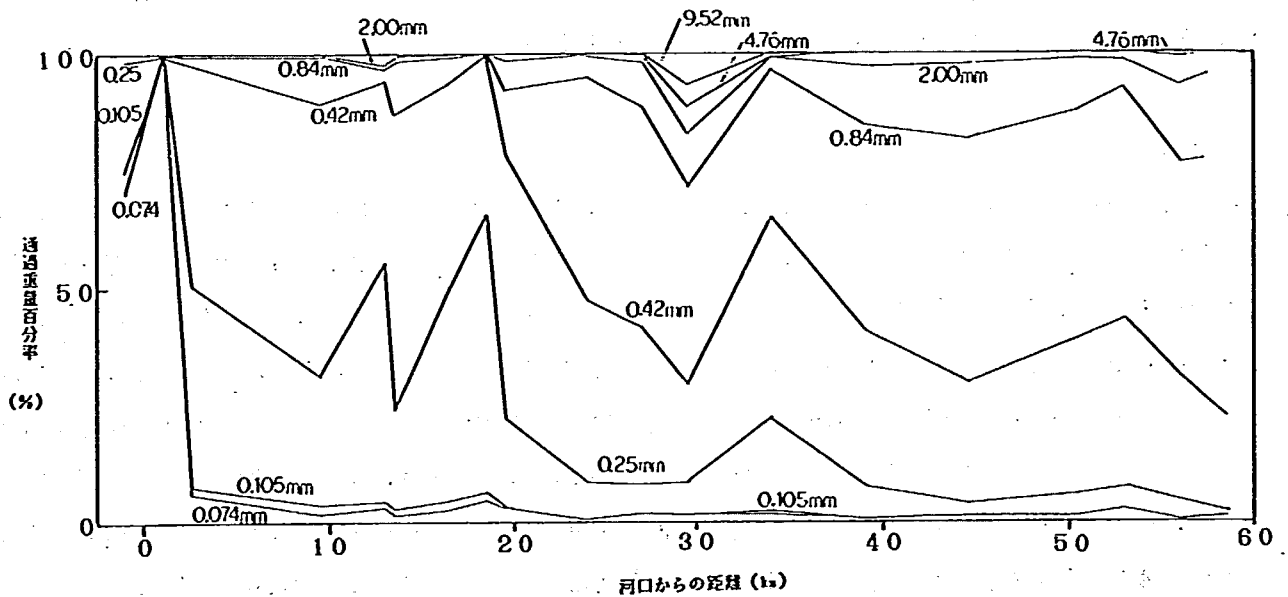


図-2.6.2 江戸川河床材料粒度分布変化図

2.7 低水路深さ・幅、および堤間幅

(1) 低水路深さ

図-2.7.1に平均水深 h_m の縦断方向の変化を示す。低水路満杯時の平均水深は概ね $h_m=2.7\sim3.8\text{m}$ の間に分布し5mを越えることはない。また、21km $\sim$ 32kmで $h_m=2.7\text{m}$ 程度に対し、21km $\sim$ 下流3で $h_m=3.8\text{m}$ 程度と、21.0km前後を境として1m程度平均水深に落差ある。

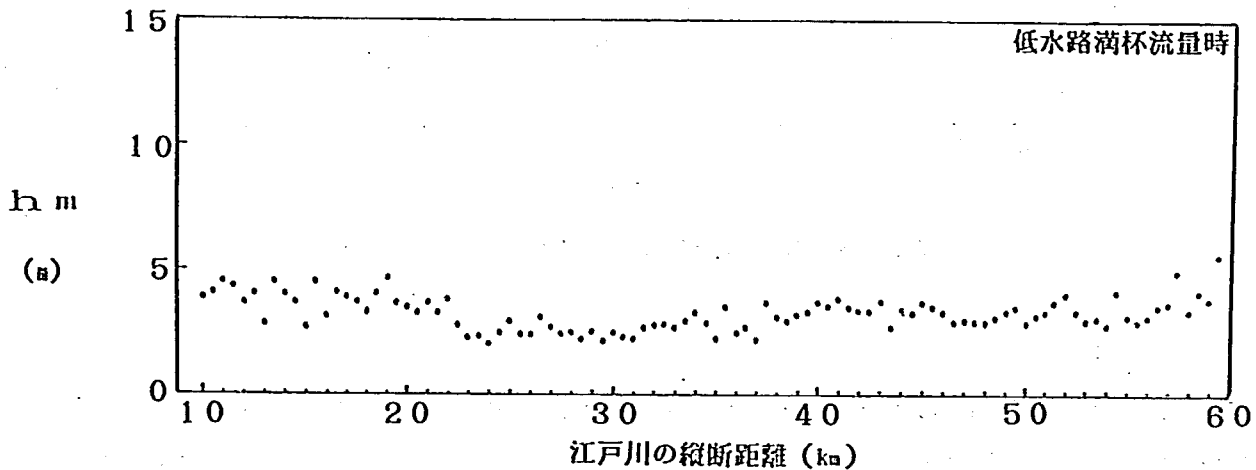


図-2.7.1 平均水深 h_m の縦断方向の変化

(2) 低水路幅

図-2.7.2に低水路幅 B の縦断方向の変化を示す。低水路満杯時の川幅は32km $\sim$ 上流では約100m程度、21km $\sim$ 32kmでは約120m程度であり、21kmから下流では約160mと広がる。図-2.7.3の B/h_m の縦断方向の変化図をみると、30 $\sim$ 60程度の間によく分布し、100を越えることはない。そのため、多列砂州はほとんど発生しないと推定される。

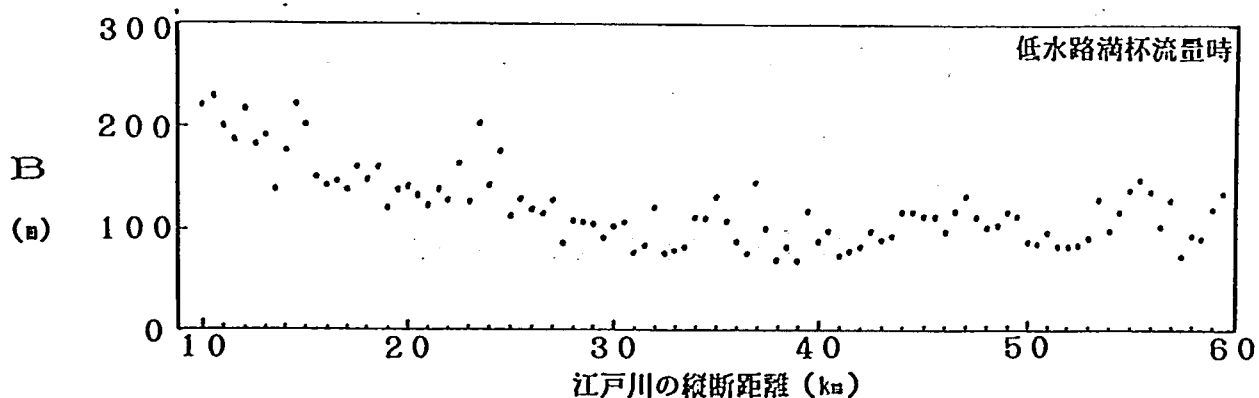


図-2.7.2 低水路幅 B の縦断方向の変化

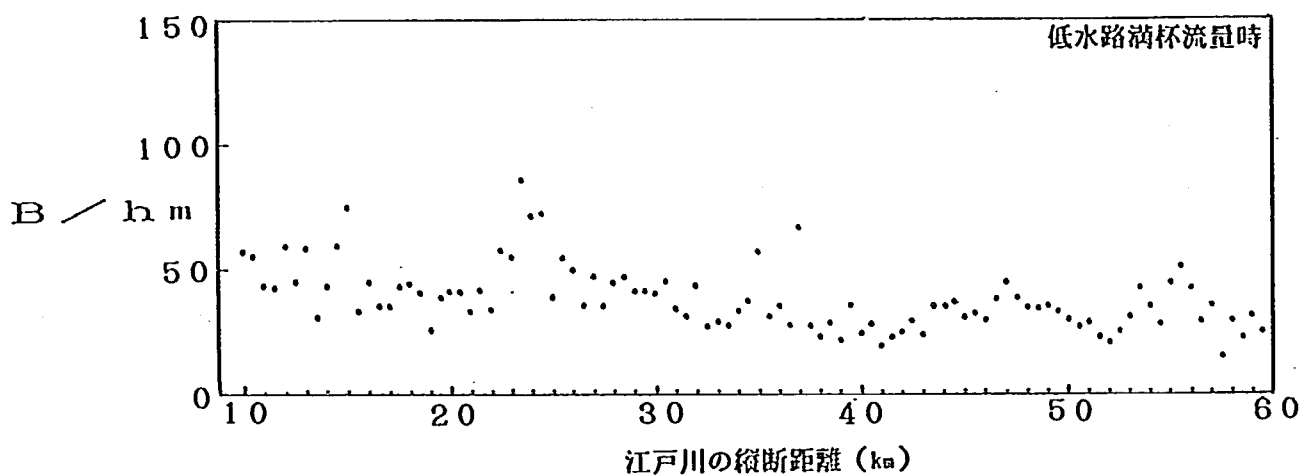


図-2.7.3 B/h_m (低水路幅/平均水深) の縦断方向の変化

(3) 堤防間幅

図-2.7.4に堤間幅の縦断方向の変化を示す。堤間幅は縦断的にはほとんど変りなく400m～500mの間に分布する。ただし、河口部付近、利根川との合流部付近で堤間幅はやや広がり500m程度となる。

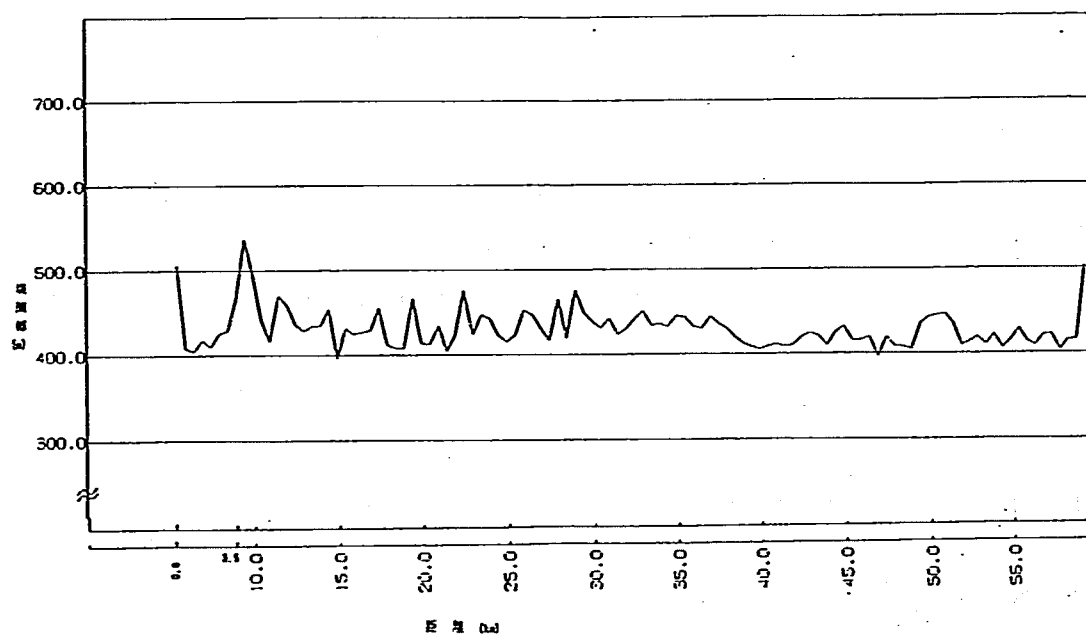


図-2.7.4 堤間幅の縦断方向の変化

2.8 水理量

ここでは江戸川の洪水時の水理量の縦断変化について述べる。これにより洪水時の河床変動傾向等を推定することができる。水理量の算定には現況河道の不等流計算を用いた。計算条件はなるべく現況河道の特徴を反映させるようにした。

今回対象とした水理量は、流量が、

800m³/s

1000m³/s

4000m³/s の3流量である。

(1) 平均流速

まず、低水路の流速について述べる。800m³/s、1000m³/s時には40kmから下流側では1.0m/s程度であるが40kmから上流になると2.0m/s近くまで流速は大きくなる。4000m³/s時には概ね2.0～3.0m/sの間に分布している。

次に、高水敷の流速について述べる。800m³/s、1000m³/s時の流速をみると1.0m/sを越えることはない。4000m³/s時には1.0m/s程度となり、場所によっては1.0m/sを越えるところもある。全般的には、中流部でやや流速が大きくなる傾向がみられその傾向は流量が小さいときほどはっきりと認識できる。

(2) 摩擦速度

区間ごとの摩擦速度の縦断変化について述べる。

① 40.0km～上流について

この区間での摩擦速度 u_* は、4000m³/s時に0.15m/s～0.20m/s程度、1000m³/s時に0.1m/s～0.15m/s程度、800m³/s時に0.08m/s～1.30m/s程度である。縦断的にみて各流量時ともに u_* に大きな違いはない。ただし、800m³/s、1000m³/s時に流頭部の57.0km付近で u_* が急激に大きくなる傾向がある。

② 32.0km～40.0kmについて

この区間での摩擦速度 u_* は、4000m³/s時に0.11m/s～0.15m/s程度、1000m³/s時に0.06m/s～0.12m/s程度、800m³/s時に0.06m/s～0.12m/s程度である。全体的には、摩擦速度 u_* は流量の増加に応じて大きくなり、下流側に向って概ね低下する傾向がみられる。

③ 21.0km～32.0kmについて

この区間での摩擦速度 u_* は、4000m³/s時に0.09m/s～0.12m/s程度、1000m³/s時に0.07m/s～0.10m/s程度、800m³/s時に0.06m/s～0.10m/s程度である。この区間での u_* は流量規模に応じて大きくなるが、縦断的には概ね一定である。

④ 下流～21.0kmについて

この区間での摩擦速度 u_* は、4000m³/s時に0.09m/s～0.20m/s程度、1000m³/s時に0.05m/s～0.10m/s程度、800m³/s時に0.04m/s～0.12m/s程度である。この区間では流量規模による u_* の変動が比較的大きい。

2.9 河道特性量からみた河道のセグメント区分

江戸川は、その河道特性量および地形・地質状況、河道の変遷から判断して、河道縦断的に0.0km～59.5km区間を次の様に4つのSegmentに区分するのが河道計画を行なう上で適当と思われる。表-2.5に江戸川の各種河道特性総括表を示す。

(1) Segment 2-1=40.0km～59.5km

Segment 2は河道特性からみると、自然堤防帯の河川の特徴を備え、蛇行などにより流路が横方向に活発に動く場合が多いのが普通であるが、江戸川の場合、河道変遷史をかえりみると江戸時代に流路の安定のために40.0kmから上流の洪積台地を掘削した経緯がある。この洪積台地は微小粒径からなっており、固結して耐侵食性が大きいことから、上流部での河床の洗掘はあまり見られず、流路の大きな変動はみられない。

(2) Segment 2-2=32.0km～40.0km

この区間は勾配が上下流のSegment 2-1, 2-3に比べ緩やかである。最深河床は左岸寄りで多くみられる。この区間の u_*^2 は50cm/s程度と上流(Segment 2-1)の約0.4割程度となり、上流部からの直下流付近で掃流力が急速に低下している。低水路満杯時の低水路幅は100m程度と上流(Segment 2-1)とほとんど変わらず、横方向に活発に動いた形跡もみられない。

(3) Segment 2-3=21.0km～32.0km

この区間は勾配が上流に比べ急であり、約 $1/3,400$ 程度となっている。この区間では u_*^2 が77cm/s程度と上流に比べ増加しており、それに応じて掃流力も大きくなっている。さらに、堤間幅は400m強と上流と変わらないのに対し、低水路満杯時の低水路幅は120m程度とやや広がっている。

(4) Segment 3=0.0km～21.0km

この区間は勾配が緩く $1/17,500$ であるのに対し、低水路満杯時の低水路幅はSegment 2-3の1.3～1.4倍程度である。低水路満杯流量時の u_*^2 は上流のSegment 2-3で77cm/s程度だったものが21cm/s程度に減少している。

河床材料についても、上流では0.3mm程度であったものが0.7mm程度であったものが0.2mm～0.4mm程度の砂になっている。

2.10 洪水時の流砂形態と粗度

1) 洪水時の流砂形態について

河床材料の粒度は非常に幅広いが、洪水時の流砂形態の分類という観点からすれば、3つのグループに分けるのが便利である。堆積学ではこのうち主要モードのある集団をA集団、A集団より粒径が小さいものをB集団、A集団より粒径が大きいものをC集団と呼んでいるが、この分類は流砂形態の分類によく当てはまるので、ここではこの方法を採用することにする。

(1) Segment 2-1=40.0km～59.5km

この区間では、0.5mm～0.7mmの中砂が主体である。低水路満杯程度の流量のもとでは u_*^2 が121cm/s程度であり u_*/w_0 は1.4程度となるため、A集団は掃流砂および浮遊砂的運動形態をとると推定される。

(2) Segment 2-2, 2-3=21.0km~40.0km

この区間では、0.3mm~0.7mmの中砂が浮遊砂および掃流砂的運動を示すと考えられる。また、この区間のB集団についてはSegment 2-2, 2-3ともに $d_B=0.17\text{mm}$ 程度と変わらないが、A集団がSegment 2-2では $d_A=0.48\text{mm}$ 程度であったものが、Segment 2-3では $d_A=0.51\text{mm}$ 程度とやや大きくなっている。

(3) Segment 3=0.0km~21.0km

江戸川の粒径集団の形態をみると21.0km地点で大きな変化が見られる。

0.1~0.2mmの砂は、21.0kmから上流ではB集団に当たり細砂であるが、21.0km地点から下流では一部A集団となり、低水路満杯以上の洪水のもとでは浮遊形態となる。0.5mm~0.7mmの中砂は、上流ではA集団であったものが、下流ではC集団へと変化している。この原因は掃流力の低下によるもので、特に低水路満杯時に21kmより上流に対し、 u_*^2 が $77\text{cm}^2/\text{s}^2$ 程度から $50\text{cm}^2/\text{s}^2$ 程度にまで低下している。

小規模河床形態については、小出水時には砂堆もしくは砂漣、大出水時には平坦河床になることが多いと推定される。

2) 洪水時の粗度について

江戸川の洪水時の流速係数 ϕ については洪水時の掃流力に応じて変化すると考えられる。そこで $\phi \sim \tau_*$ の関係(山本;河道特性論 S63.8)を参考に各Segmentごとの流速係数 ϕ を推定し、推定した流速係数をもとに、各Segmentごとの粗度係数を次式を使って求めることができる。

$$n = \frac{hm^{1/6}}{\sqrt{g \cdot \phi}}$$

ここで、 n =マンニングの粗度係数、 hm :平均水深、 ϕ :流速係数である。

このように推定してみると江戸川の河道はおおまかには21kmを境にSegment 2と3に分けられる。Segment 2, 3共に、低水路満杯程度の洪水のもとでは流砂形態はDuneであり、その粗度係数も $n=0.03$ 程度であると推定される。ただし、洪水規模がさらに大きくなると、上流側では下流側に比べて早くFlatに達し粗度係数も $n=0.02$ 程度まで下がると考えられる。

表-2.5 江戸川の各種河道特性総括表

	Segment2 (自然堤防帯)			Segment3(デルタ) (下流~21km)
	2-1(40km~上流)	2-2(32km~40km)	2-3(21km~32km)	
低水路満杯時の 水理量	$lb=1/2,800$ 程度 $B=100m$ 程度 $R=3.4m$ 程度 $U_{\cdot}^2=120cm^2/s^2$ 程度	$lb=1/5,900$ 程度 $B=100m$ 程度 $R=3.0m$ 程度 $U_{\cdot}^2=50cm^2/s^2$ 程度	$lb=1/3,400$ 程度 $B=120m$ 程度 $R=2.7m$ 程度 $U_{\cdot}^2=80cm^2/s^2$ 程度	$lb=1/17,500$ 程度 $B=160m$ 程度 $R=3.8m$ 程度 $U_{\cdot}^2=20cm^2/s^2$ 程度
河 床 材 料	0.5mm~0.7mmの砂を 主体としている。 40km~上流の河床下 には更新統(洪積台 地)が迫る。	0.4mm~0.6mmの砂を 主体としている 32.5km地点最深河床 近くに更新統の露出 があると推定される。	0.3mm~0.7mmの砂を 主体としている21~ 24km付近に埋没谷が みられ、10m以上の 粘土層があるが、さ らにその下部には10 m以上の砂質土層が みられる。	0.2mm~0.4mmの砂を 主体としており、基 底部には完新世時に 形成された粘土層が みられる。
高水敷について	牧草地、草地がおお く、一部滑空場がみ られる。	右岸側にゴルフ場が 多くみられる。	運動場・公園や草地 が多い。	運動場・公園や草地 が多いが、15kmから 20km付近ではゴルフ 場もみられる。
洪水時の 河床形態	洪水規模にかかわら ず、平坦河床となる ことが多いと推定さ れる。	小洪水時には砂堆、 大洪水時には平坦河 床に移行すると推定 される。	平均年最大流量程度 の小洪水時では砂堆 、既往最大流量程度 となると平坦河床に 移行すると推定さ れる。	小洪水時には砂堆、 もしくは砂連であり 大洪水時には平坦河 床に移行すると推定 される。
砂 州	砂州の発達は顕著で ないが、湾曲部や導 水路でのBarの発達 もみられる。	砂州の発達はほとん どみられないが、低 水時にBarが発達す ることもある。	砂州の発達はみられ ず。	砂州の発達はみられ ず。 縄文海進時の砂河川 であり速報移動は非 常に小さい。
既往最大流量時 (4,000 ³ /s)の 高水敷の水理量	水深5~7m程度 $V_m=1m/s$ 程度	水深5~6m程度 $V_m=1m/s$ 程度	水深5~6m程度 $V_m=1m/s$ 程度	水深0.5~6m程度 $V_m=1m/s$ 程度
低水路満杯時の 河床波と粗度と 平均流速	ϕ = 約22 or 12 n = 約0.02 or 0.03 $V_m=1.5m/s$ or 0.8m/s程度 $V_{max}=1.9m/s$ 程度	ϕ = 約12 n = 約0.03 $V_m=1.0m/s$ 程度 $V_{max}=1.5m/s$ 程度	ϕ = 約12 n = 約0.03 $V_m=1.0m/s$ 程度 $V_{max}=1.2m/s$ 程度	ϕ = 約13 n = 約0.03 $V_m=1.0m/s$ 程度 $V_{max}=1.4m/s$ 程度
流砂形態 (低水路満杯時)	$\tau_{\cdot} \cdot \rho = 1.2$ 程度 $h/d_{\rho} =$ 約5600 A 集団(0.6mm程度) は浮遊砂、掃流砂 B 集団(0.2mm程度) は浮遊砂的運動	$\tau_{\cdot} \cdot \rho = 0.7$ 程度 $h/d_{\rho} =$ 約6300 A 集団(0.5mm程度) は浮遊砂、掃流砂 B 集団(0.1~0.2mm 程度)は浮遊砂的	$\tau_{\cdot} \cdot \rho = 0.9$ 程度 $h/d_{\rho} =$ 約5300 A 集団(0.5mm程度) は浮遊砂、掃流砂 B 集団(0.1~0.2mm 程度)は浮遊砂的は	$\tau_{\cdot} \cdot \rho = 0.4$ 程度 $h/d_{\rho} =$ 約5300 C 集団(約0.5mm以 上) A 集団(0.3mm程度) 浮遊砂、掃流砂 B 集団(0.1mm程度) 浮遊砂的

2.11 地形・地質が河床変動特性に与える影響

1) 地形・地質発達史

地形・地質発達史を調べることは、江戸川の地形・地質上の特徴を正しく理解するとともに、限られた地形・地質に関するデータから河道全域にわたる地形・地質の現状を推定するのに役立つ。

一般に、氷期には水が地上において雪氷の形で多く存在するため海水量が減少し海水面が低下する。間氷期に移ると海水面は上昇し、氷期に湾となっていたところに堆積物がたまり、河口近くに沖積低地と浅海底を作る。

更新世の氷期はギュンツ、ミンデル、リス、ウルム氷期の順に4期に分けられ、この時期の海進、海退の繰返しにより江戸川河床部近傍の地層は形成されている。上流部洪積台地を構成する下末吉層はミンデル・リス間氷期（約15～10万年前）における下末吉海進によって堆積した地層であり、その海面は、現在の海水準よりも40m近く上昇する更新世中期におけるもっとも大きな海進であった。その後も海進、海退を繰返すが、下流部沖積平野の軟弱地盤は、最終氷期であるウルム氷期以後の海進によって形成されたものである。約2万年前のウルム氷期の頃の海面は-120～-140mまで低下していた（図-2.11.1参照）。

図-2.11.5の地質縦断図に見られる埋没谷は、この頃に流れていた川によって下刻されたものである。氷期においては海面が低いので急勾配を持つ湾などに注ぐ場合には大きな掃流力が河口近傍まで持続し、

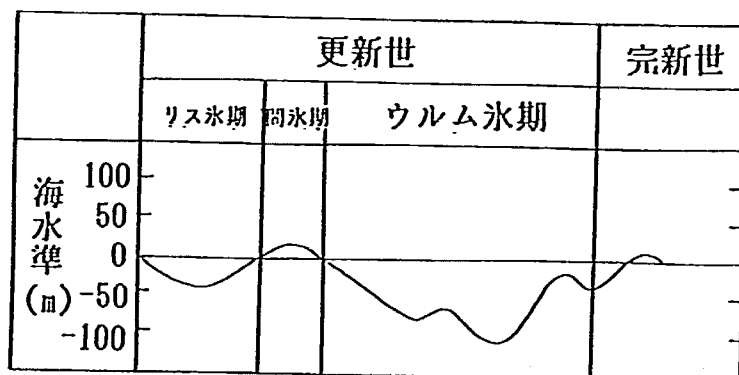


図-2.11.1 海面変動概略図

上流の礫などの大粒径の河床材料が下流まで運搬される。このため、沖積平野の地下深くには扇状地から連続する砂まじりの砂礫が存在することが多い。これは、江戸川の場合にも見られ、渡良瀬川の埋没谷は江戸川の埋没谷へと連続しており、かつて渡良瀬川がここを下刻していたと考えられる。図-2.11.2に旧渡良瀬川沿いの地質構造模式図を示す。

ウルム氷期の頃に-120～-140mまで低下していた海面は、その後の気候の温暖化にともない約1万1千年前には-20～-30mまで上昇し、それによって氷期に形成された江戸川の埋没谷（侵食谷）への土砂の堆積が増加し、さらに下総台地に波食台を形成していったと考えられる。この次期の海進が現在の沖積平野を形成していったもので有楽町海進又は縄文海進と呼ばれている。この海進は途中一時停滞期をはさんでおり、初期の海面上昇（前期有楽町海進）によって下部沖積層が堆積し、停滞期をはさんで縄文時代をなると再び海面上昇（後期有楽町海進、縄文海進）を開始し、海面は平野部の奥深くまで侵入し（図-

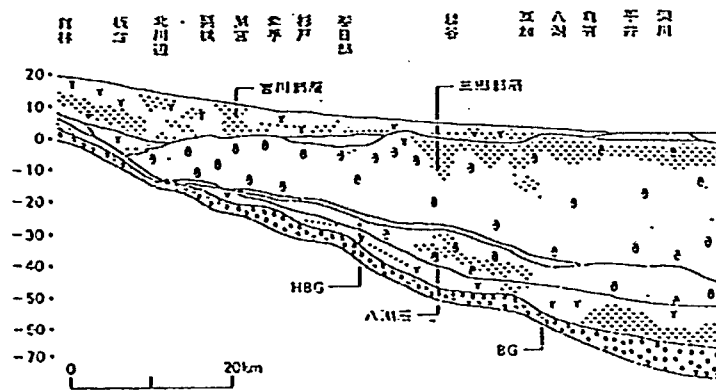


図-2.11.2 太日川（旧渡良瀬川）沿いの地質構造模式図

2.11.3参照), その後の海退に至る時期まで現在の沖積平野部に土砂を堆積していったと考えられる。その堆積過程は図-2.11.4に示すように, デルタの前面にはきだされた土砂のうち比較的粗い粒径は前面の海を埋立て前置傾斜を形成し, 細かい粒径はその外側を覆うようにしてデルタが発達, 前進していったものである。この堆積土砂は, その後の海退により海面から姿を表わし, 現在のデルタ（沖積平野上部層）を形づけたものである。

このように, 江戸川河床下に見られる地層は, 上流からの土砂供給や侵食・堆積により形成されており, 河床下に見られる各時代の地層厚が浅かったり, 深かったりと一定しない特徴をもっている。そのため, 河川の今後の変化方向予測のためにも, 江戸川流域の地形発達史をよく理解した上で河道の縦横断特性を把握していくことが重要となる。

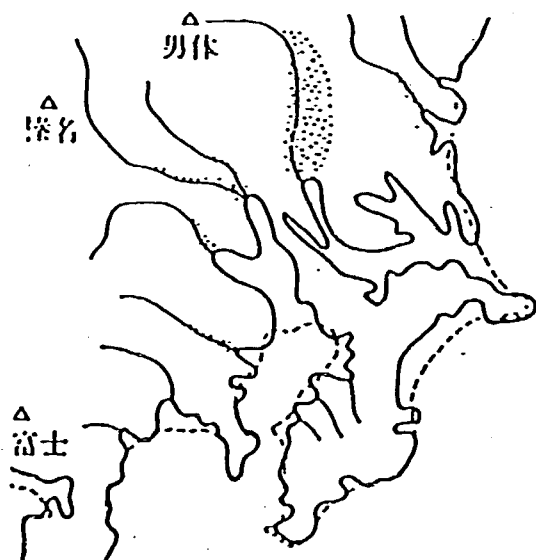


図-2.11.3 後期有楽町海進む（縄文海進）時の関東平野（約6,000前）

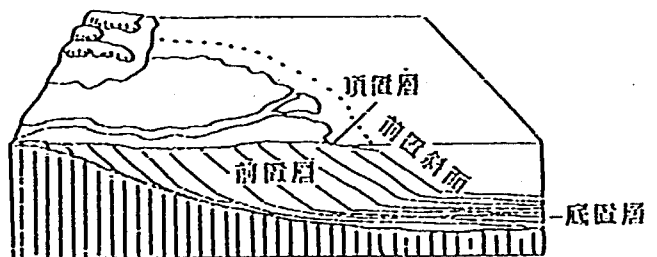
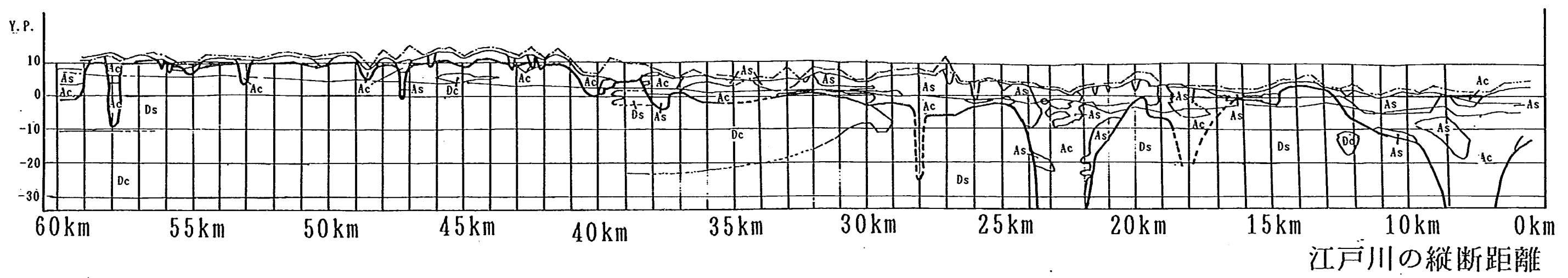


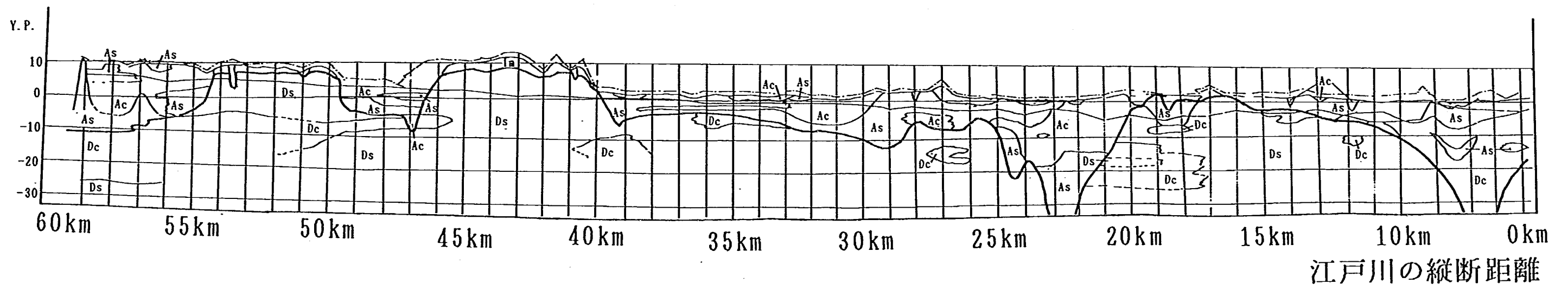
図-2.11.4 デルタの内部構造

(左岸側)



江戸川の縦断距離

(右岸側)



江戸川の縦断距離

図-2.11.5 地質縦断図

2) 河床下の地質の分布

河床下の地質の分布状況について以下に述べる。図-2.11.5に江戸川の地質縦断図を示す。

① 40kmより上流について

全体的に、表層の洪水氾濫堆積物の直下にまで更新統がせまっているところが多い。特に左岸側でその傾向は顕著であり河岸付近にまで更新統が及んでいる。右岸側についても概ね河岸付近にまで更新統が及んでいるところが多い。ただし、46km～50km、55km～上流付近の右岸側では、洪水氾濫堆積物の直下には完新統が厚く存在しする。その完新統の深さは46km～50km付近右岸側でY.P.-5 m程度、55km～上流付近右岸側でY.P.-10m程度にまで達する。この完新統は、上部にA c層(粘性土層)、下部にA s層(砂質土層)がみられ、上部のA c層の厚さは10～20m程度である。

② 40km～32kmについて

40km～32km付近の地質分布についてみると、左岸側では現況河床高よりやや低いY.P. 0 m程度まで更新統がせまっているのに対し、右岸側ではY.P.-5 m程度の高さにまでしか及んでいない。そのため、この埋没した洪積台地は左岸側から右岸側に向って傾斜しているとみられ、左岸側では河床直下に固結した更新統がみられるのに対し、右岸側の河床下には5～10mに及ぶ厚さの完新統が存在する。この右岸側の完新統はA s層(砂質土層)が多いが、30km～33km付近の右岸側には表層の洪水氾濫堆積物の直下に最大10 mの厚さを有するA c層(粘性土層)がみられる。

③ 32km～20kmについて

32km～25km間については、左右岸の地質は同じ様な分布状況となっている。その分布状況は、表層に厚さ1 m程度の洪水氾濫堆積物がみられ、その直下には厚さ10m程度の完新統がみられる。その下には更新統が及んでおり、更新統と完新統の境の標高は概ねY.P.-5 m程度である。

25km～20km間には、かなり大きな埋没谷が存在する。そのため、ここでの完新統の厚さはかなり大きく最大で30mを越えている。この完新統は上部と下部に分けられ、上部にはA c層が多く20mの厚さを有する。下部には比較的固結していないA s層がかなり厚く存在する。

④ 20kmから下流について

この区間はデルタ特有の地質分布を示し、下流側へ向って徐々に完新統が厚く存在する。

20km～13km付近では河岸付近まで更新統が及んでいるところが多い(ただし、20km～16km左岸側には小さな埋没谷的な地形もみられ、ところどころ更新統が露出していることも考えられる)。

13km～下流になると河床直下に完新統がみられる。この完新統の厚さは下流にいくにしたがって徐々に大きくなり5 km前後で最も厚くなる。5 km付近での完新統の厚さはY.P.-30 mより深い位置にまで達する。

3) 地質が河床変動に与える影響

河道と周辺地形との関わりについて述べる。図-2.11.6に示した地形分類図をみると、14km～20kmの左岸側には洪積台地がせまっていること、17kmより上流では旧河道が見られることがわかる。このことは、過去江戸川がしばしば流路を変えたことを示唆している。

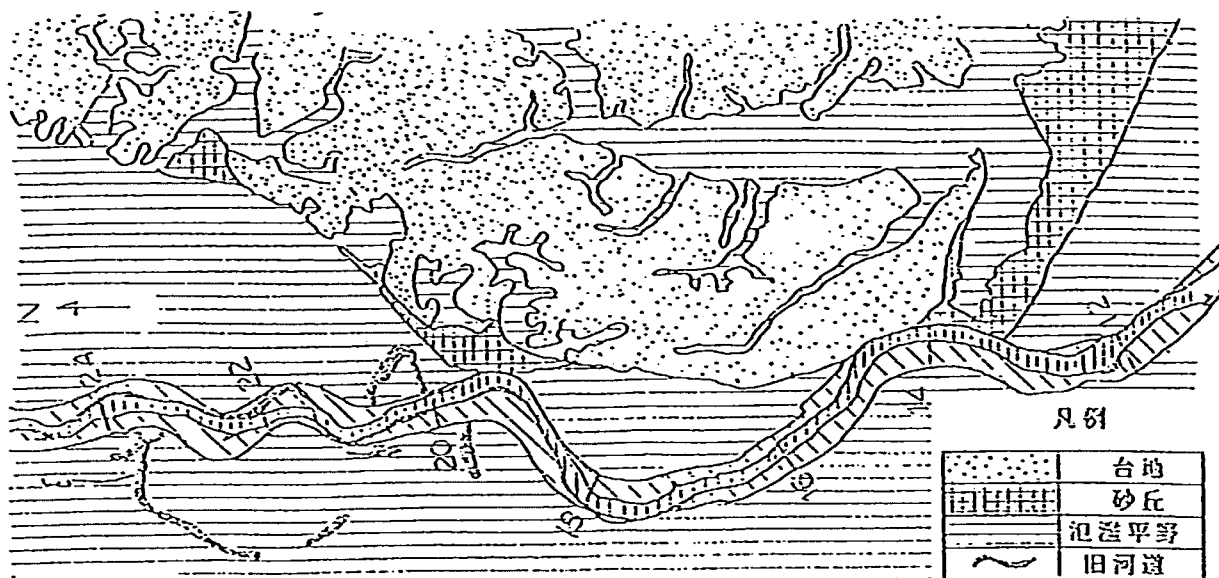


図-2.11.6 治水地形分類図

つぎに、江戸川の鉛直的な地質構造に注目する。図-2.11.7に堤防に沿った左右岸の地質縦断図(16.0km~25km)を示す。これによれば、大規模な溺れ谷が現況河道24km~21km区間を一旦横切り、再度左岸19km~21km区間を一旦横切り再度19km~18.5km区間から右岸17km~16.5km区間にかけて斜めに横切っていることがわかる。すなわち、25km、20km、19km、16km地点周辺では河床下に更新統がせまっており、場合によっては河床面に露出している可能性がある。

① 縦断形に与える影響

ここでは、河道諸元の縦断変化、これまでの調査で得た河床の地質に関する情報をもとに、江戸川の縦断形状の形成に河床の地質がどのように関与したかを考察した。

平均河床高の縦断変化図を図-2.1.2に示す。平均河床高に注目すると、河床勾配がほぼ一定の区間は21km前後を境に大きく2つに分けられ、間に15km~21kmの緩傾斜部と21~24kmの急勾配部をはさんでいることがわかる。21kmを境とした河床勾配の変化は下流はデルタ、上流は自然堤防帯といった河相の変化を伴うものであり、他の河川にもしばしば見られるものである。

もっとスケールの小さな変動、すなわち21~24kmの急勾配部と15km~21kmの緩勾配部は次のような機構により形成されたものと推定される。

近年の利根川からの供給土砂は減少傾向にあるので、江戸川の河床は全般的に低下傾向である。ところが、21~24km区間にある更新統群が落差工群のような効果を発揮し、24kmより上流では河床低下を抑制した。20kmより下流では河床が下がったので、20km~24km区間が一種の落差工区間になったものと考えられる。

15km~21km区間の緩勾配部については次のような形成機構が考えられる。同区間上流は、20km~24km区間にある洪積層群の直下にあたるため河床低下したが、16km前後の洪積層が直上流の河床低下を抑えたので全体として河床勾配が緩くなった。

河床地質の影響は平均河床高だけではなく、最深河床高にも及ぶ。0~25km区間において、人工的に掘

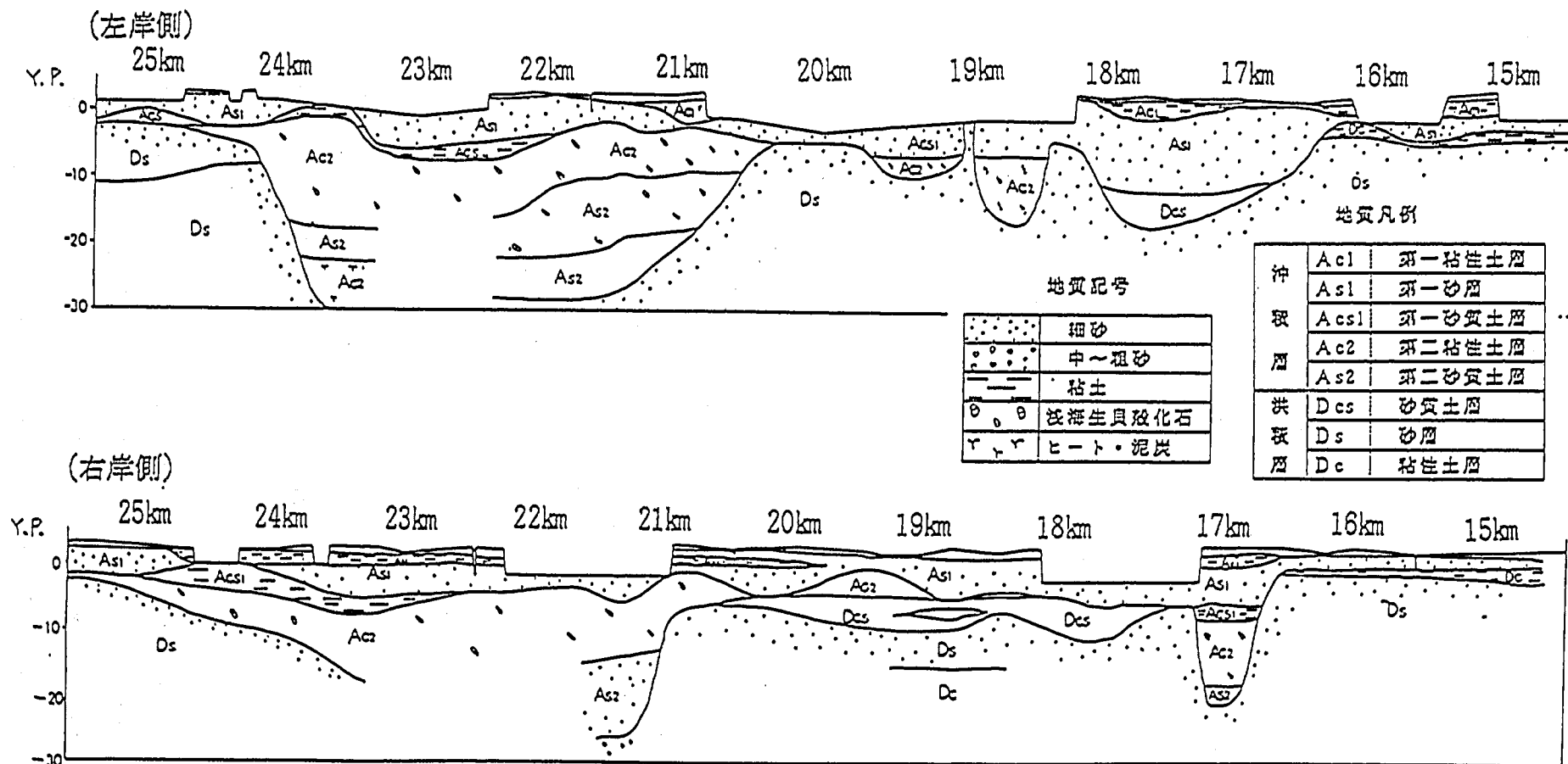


図-2.11.7 地質縦断面図 (16.0km~25.0km)

られた16.5km地点を除けば、最深河床高はいずれもY.P. - 5 m以内であることがわかる。この原因は以下のように推定される。関東平野は縄文海進に形成されたデルタであり、Y.P. - 5 m付近にはデルタの基底層がある。この層は粘性質で耐侵食性が高いので、河床低下はこの層のところで止まっているものと考えられる。

以上のことより、更新統や粘性土層の露出は河道縦断形の形成に大きく関わっており、河道安定のための1つのキーポイントとなっていることがわかる。

② 横断形に与える影響

先に述べたように、25kmから16km付近では河床下に更新統がせまっており、ところどころ河床面に露出していることが考えられる。更新統は固く洗掘しにくいので、これが河床面に露出している場合には河道横断形状に何等かの影響を与えることが予想される。

そこで、江戸川模型の範囲の中から特に河道横断形状に影響を与えているとみられる地点を選び、地質構造を詳細に調べた。調査地点としては、河床中央のみが不自然な形に大きく深掘れしており河床の地質が河床の横断形に大きな影響を与えているとみられる16.5km地点、改修によって大幅に河道形状が変更されるために河床の地質特性が変化する可能性の高い19km地点の2地点を選んだ。

調査結果は以下の通りである。

(a) 16.5km地点

16.5km地点は図-2.11.8の平面図に示すように概ね直線部に属している。これによれば、河道の中央のみが大きく掘れる不自然な地形を呈している。同地点では舟航路の維持のために河床掘削した経緯があること、同地点の河積は上下流の断面に比べ小さいことから、この地形の形成原因は以下のように推定される。同地点周辺は上下流に比べ河積が小さいので本来河床低下しやすいところであるが、洗掘されにくい地層が河床面を覆っているために河床低下しなかった。ところが、河道中央のみ固い地層が人為的にはぎ取られたことによってここが集中的に河床低下したものと推定される。

このことを確かめるために電気探査を実施した。比抵抗測定位置を図-2.11.8に示す。あらかじめ、比抵抗値とボーリング資料とを比較したところ、比抵抗の大きな地層は、礫層・固結粘土層などN値が大きく侵食されにくい土質からなることがわかつている。図中の更新統と完新統の境界線は、調査結果をもとに著者の判断により引いたものである。平面図上に示した調査地点5が局所的な深掘れを起こしている箇所である。図-2.11.8に注目すると、調査地点5を除く1～9の地点で河床面に比抵抗の大きい、すなわち固くほれにくい地層があり、調査地点5のみが比抵抗が小さい、すなわち柔らかく掘れやすい地層からなっていることがわかる。以上により、先に述べた河道中央の局所洗掘の形成に関する仮説は妥当であると推定できる。

(b) 19km地点

19km地点周辺の平面図、19km地点の横断図を図-2.11.9に示す。低水路は左岸側堤防に接するように流れており、同地点は湾曲の下流に属しているため、左岸側では局所洗掘が発達している。同地点では、左岸側に高水敷を造成しかつ右岸側の高水敷を掘削することにより低水路位置を河道の中央付近に移動する河道改修が予定されている。既でに述べたように、同地点は洪積台地が迫っているところであり、河床下

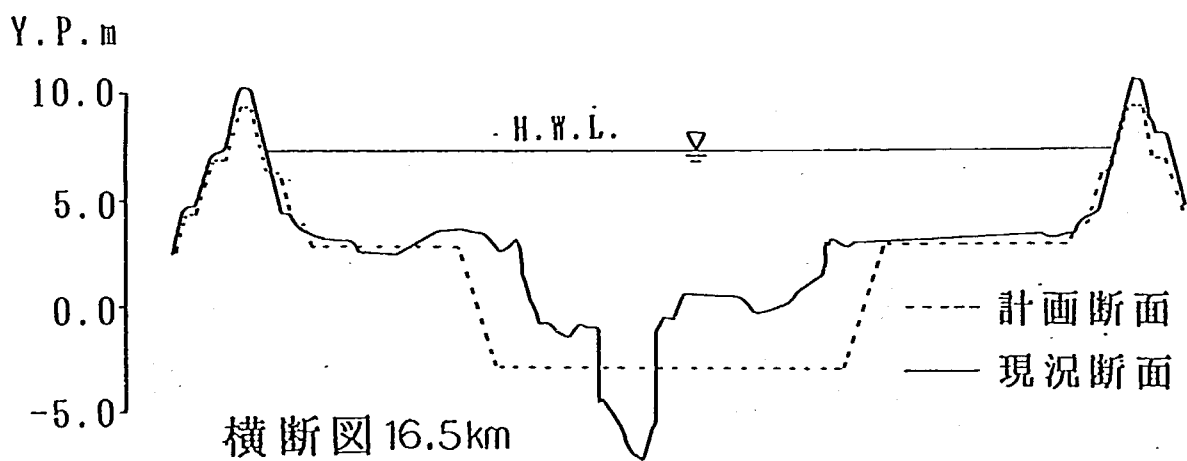
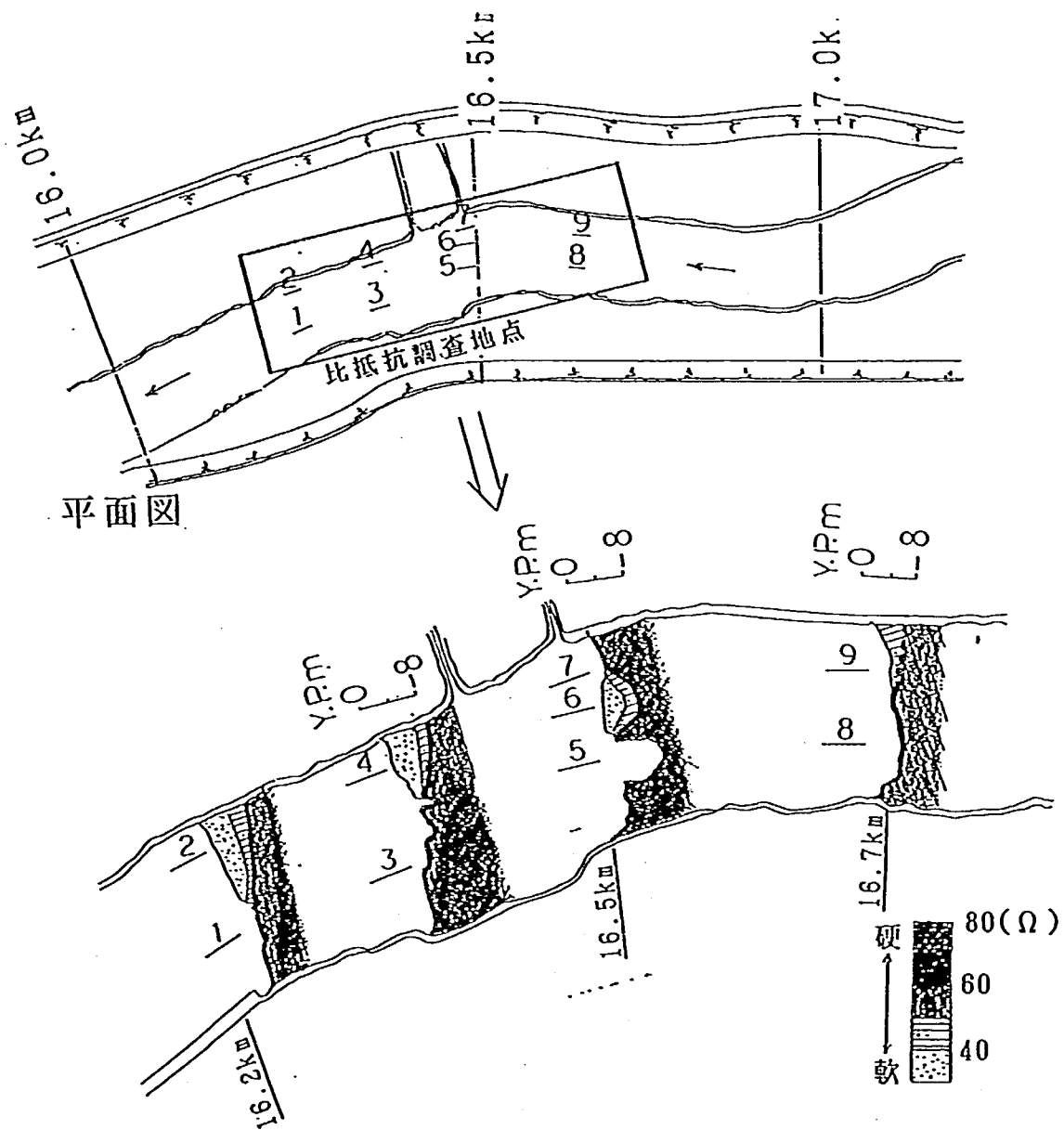


図-2.11.8 地質調査結果 (16.5km付近)

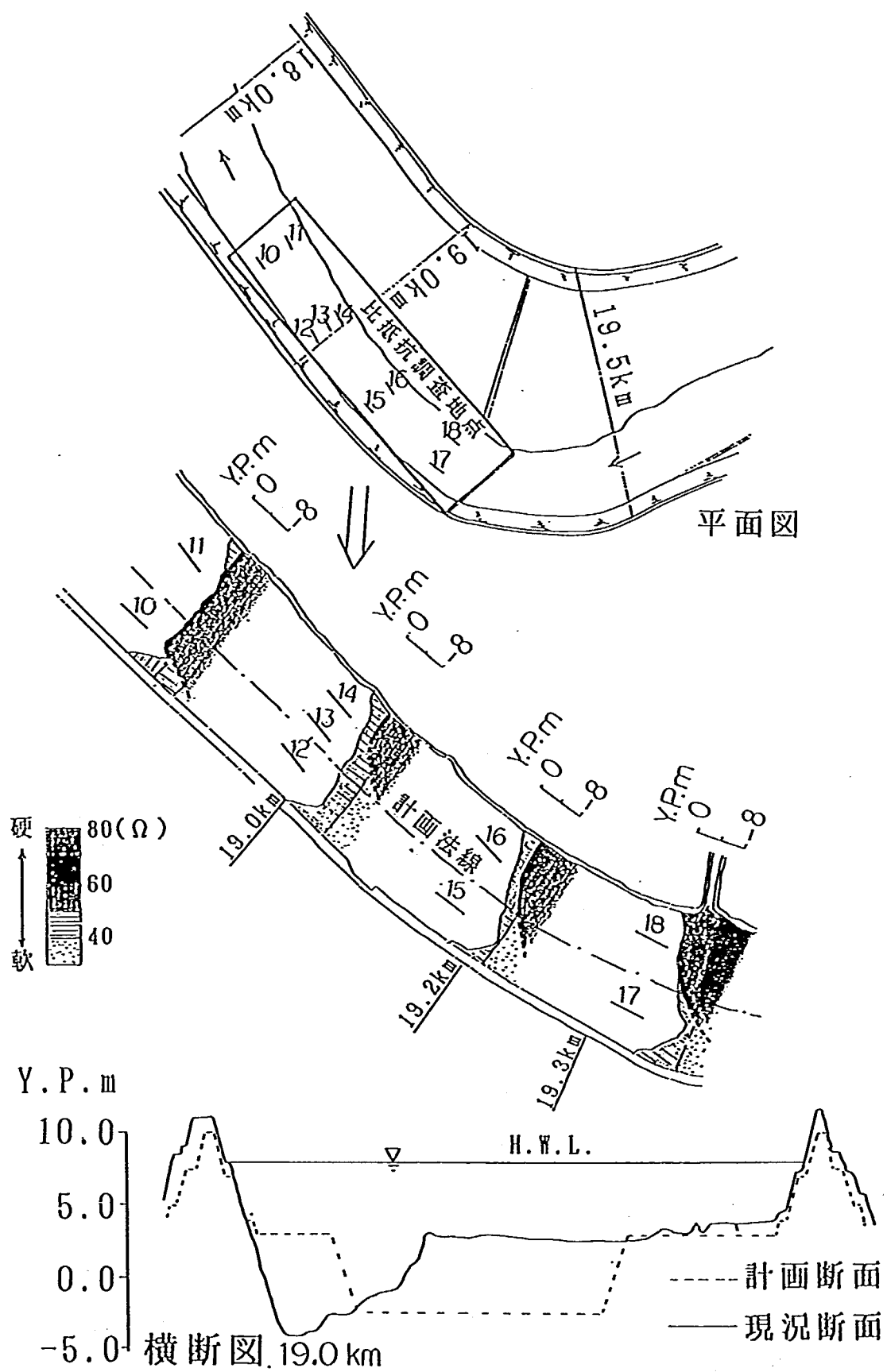


図-2.11.9 地質調査結果 (19.0km付近)

に更新統が潜んでいる可能性が高い。このため河道改修により低水路位置を変化させるとわん曲部外岸側の地質特性が現況のものから変化し、深掘れ特性もこれに応じて変化する可能性がある。そこで、電気探査により現況低水路のわん曲部外岸側の地質、および将来河道改修したときに低水路のわん曲外岸側になる地点の地質を調べた。

図-2.11.9をみると、測定番号10, 12, 15, 17の地点は計画河道時には低水路の湾曲部外岸側になるところにあたる。これによれば、現況低水路の外岸側の地質の比抵抗はいずれも小さく、この地質は砂やシルトなどの洗掘しやすい土からなっているものと推定される。同地点の横断形状をみると、湾曲外岸側で深掘れが生じ内岸側で堆積が生じる典型的な形状を呈していることから、この結果は妥当なものであると考えられる。

つぎに、計画河道において湾曲部の外岸側河床となる地点に注目する。調査地点の最上流地点である測点18では河床下に比抵抗のかなり大きい、すなわち固く洗掘の起こりにくい層が厚く存在していることがわかる。また、図-2.11.7地質縦断図によると、20km前後には河床に近いところに更新統があるので、測点18付近は20km前後の更新統の下流端部にあたるものと考えられる。

2.12 計画河道と河道特性の変化

計画河道では、現状と比較して低水路幅が21km～下流で約1.3倍、21km～32kmで約1.7倍、32km～上流で約2倍となる。

このことは低水路に働く掃流力が現状に比べて小さくなることを意味する。

水深を等流水深とすると

$$h_m = \left(\frac{Q}{\phi \cdot B \cdot \sqrt{g} \cdot \sqrt{I}} \right)^{2/3}$$

となるので、川幅が変化するとBに比例して水深が低下する。すなわち、掃流力が低下する800m/s時の掃流力は

21km～下流では、 $u_*^2 \cong 35 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ 程度

21km～32kmでは、 $u_*^2 \cong 30 \sim 35 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ 程度

32km～上流では、 $u_*^2 \cong 24 \sim 28 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ 程度 となろう。

このことは現状で0.25mm～0.30mmの細砂の河床材料であるものが、掃流力の低下にしたがって0.10mm～0.15mm程度の材料に変化する可能性が高く、ヘドロ状になるであろう。

また、川幅が急変するところでは掃流力が急変するため土砂の堆積が現状よりはやく進む可能性がある。

2.13 まとめ

1) 地質調査の必要性について

江戸川は古くから人との関わりが深い川であり、近世以降人間による河川の制御が行われてきた。そのため、江戸川流路も時代の要請とともに変化し、「本来の流路」とは違う姿となっている。人為的制御が少ない「自然河川」に近い状態ならば、その地形形成から地質構造をある程度予測し、既存の情報から河道特性を知ることも比較的容易であるのだが、江戸川流路は近世以降人為的に形成されてきた経緯があるため、江戸川の流路下部の地質構造を推定するのは容易なことではない。そのため、十分な地質調査をもとに江戸川の河道計画を策定していかななくてはならない。

2) 河道縦断形について

江戸川の中でも「32.0km付近」や「21.0km付近」は、各 Segment 間の分岐点にあたっており、河道縦断形を左右するような耐侵食性の高い更新統や完新統粘性土層の露出がみられ、自然の「床止め」や「落差工」のような働きをし、河道縦断形のコントロールポイントとなっている。「32.0km付近」に注目すると、30km～33km右岸付近にみられる完新統粘性土や32.5km左岸付近にみられる更新統の河床での露出は床固めのような役割をして上流側での河床低下を防いでいる。「21.0km付近」は Segment 2 と 3 との境界である。もし、河道縦断形のコントロールポイントを掘削したら、河道縦断形の様相は大きく変る可能性があるもので、河道計画における縦断形の決定にはコントロールポイントの存在を十分に認識しなければならない。

21kmより上流は、洪積台地を人工的に切開いて作った河道である。このため、河床、側岸とも更新統がせまっており、その耐侵食性ゆえに河床低下、側岸侵食は下流に比べ起こりにくいと考えられる。

3) 流砂形態と粗度係数について

江戸川の河道はおおまかには21kmを境に Segment 2 と 3 に分けられる。両者の間では河床材料粒径がやや異なるが大きな差異はない。共に、低水路満杯程度の洪水のもとでは流砂形態はDuneであり、その粗度係数も $n=0.03$ 程度であると推定される。ただし、洪水規模がさらに大きくなると、上流側では下流側に比べて早く Flat に達し粗度係数も $n=0.02$ 程度まで下がると考えられる（図-2.10.4参照）。

4) 河床変動について

江戸川への供給砂のカギをにぎっているのは利根川である。現在、利根川の河床低下がめだっているため、江戸川への供給砂は減る傾向にある。このため、江戸川の河道には固結層による自然の床止めがあちこちに頭を出し、現在の供給砂に応じた縦断形を形づくっている。この状態はそれなりに安定した状態といえる。

もし仮に利根川への供給砂が増加し、江戸川への供給砂も増加したとすると、固結層は埋められ、縦断形はなめらかになると考えられる。また、Segment 2 と Segment 3 の境界である21km地点は集中的に埋め立てられ、Segment 2 と Segment 3 境界部はぼかされるであろう。

第3章 江戸川河道模型実験の相似則

第3章 江戸川河道模型実験の相似則

3.1 相似則

3.1.1 フルードの相似則

実河川で起こる現象を水理模型実験で検討する場合、実河川と模型で起こる現象を一致させることが必要である。しかし、実際には実河川で起こる現象を模型で完全に再現することは不可能に近い。そこで、検討すべき事象に関する水理量の相似性を重視し、そうでない水理量の相似性については多少目をつむる方法がとられる。

一般に、三次元で非圧縮性粘性流体の流れは、Navier-Stokesの運動方程式と連続式によって表わされる。

$$\left(\frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial (u^2)}{\partial x} + \frac{\partial (uv)}{\partial y} + \frac{\partial (uw)}{\partial z} \right) = - \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x} + \nu \nabla^2 u \quad (3.1)$$

$$\left(\frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial (vu)}{\partial x} + \frac{\partial (v^2)}{\partial y} + \frac{\partial (vw)}{\partial z} \right) = - \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial y} + \nu \nabla^2 v \quad (3.2)$$

$$\left(\frac{\partial w}{\partial t} + \frac{\partial (wu)}{\partial x} + \frac{\partial (wv)}{\partial y} + \frac{\partial (w^2)}{\partial z} \right) = - \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial z} + \nu \nabla^2 w - g \quad (3.3)$$

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (3.4)$$

ここに、 u, v, w ：それぞれ x, y, z 方向の流速成分、 $\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$ 、 ν ：動粘性係数である。

模型と実河川での現象が相似であるためには、式 (3.1) ~ (3.3) では慣性項、圧力項、粘性項、外力項の現地と模型の比が、式 (3.4) では連続式の各項の現地と模型の比が一致していなければならない。現地の物理量 N_p と模型の物理量 N_m の比を r ($= \frac{N_p}{N_m}$) とすると

$$\begin{aligned} \left(\frac{u}{t} \right)_r &= \left(\frac{u^2}{x} \right)_r = \left(\frac{uv}{y} \right)_r = \left(\frac{uw}{z} \right)_r = \left(\frac{P}{\rho x} \right)_r = \left(\frac{\nu u}{x^2} \right)_r = \left(\frac{\nu u}{y^2} \right)_r = \left(\frac{\nu u}{z^2} \right)_r \\ \left(\frac{v}{t} \right)_r &= \left(\frac{vu}{x} \right)_r = \left(\frac{v^2}{y} \right)_r = \left(\frac{vw}{z} \right)_r = \left(\frac{P}{\rho y} \right)_r = \left(\frac{\nu v}{x^2} \right)_r = \left(\frac{\nu v}{y^2} \right)_r = \left(\frac{\nu v}{z^2} \right)_r \\ \left(\frac{w}{t} \right)_r &= \left(\frac{wu}{x} \right)_r = \left(\frac{wv}{y} \right)_r = \left(\frac{w^2}{z} \right)_r = \left(\frac{P}{\rho z} \right)_r = \left(\frac{\nu w}{x^2} \right)_r = \left(\frac{\nu w}{y^2} \right)_r = \left(\frac{\nu w}{z^2} \right)_r = 1 \\ \left(\frac{u}{x} \right)_r &= \left(\frac{v}{y} \right)_r = \left(\frac{w}{z} \right)_r \quad \text{となる。} \end{aligned} \quad (3.5)$$

式 (3.5) は、

$$(y/x)_r = (z/x)_r = 1$$

$$(v/u)_r = (w/u)_r = 1$$

$$(u/\sqrt{gx})_r = 1$$

$$\begin{aligned}
(u x / \nu)_{\Gamma} &= 1 \\
(x / t u)_{\Gamma} &= 1 \\
(P / \rho u^2)_{\Gamma} &= 1
\end{aligned}
\quad (3.6)$$

である。

また、模型実験では流体に水を用いるので $\rho_{\Gamma} = \nu_{\Gamma} = 1$ である。

式 (3.5) を用いて相似条件を求めようとする場合、粘性項についても相似を得ようとするならば、模型に水以外の流体を用いて ν を変える必要があるが、実験の手間等を考えると不可能に近い。そこで、模型をできるだけ大きくして粘性の影響がほとんど無視できる状態で実験して、粘性項は無視する。

式 (3.5) から粘性項を無視すると、式 (3.5) は、

$$\begin{aligned}
(y/x)_{\Gamma} &= (z/x)_{\Gamma} = 1 \\
(v/u)_{\Gamma} &= (w/u)_{\Gamma} = 1 \\
(u/\sqrt{g x})_{\Gamma} &= 1 \\
(x/t u)_{\Gamma} &= 1 \\
(P/\rho_w u^2)_{\Gamma} &= 1
\end{aligned}
\quad (3.7)$$

と表わせる。これは、現地と模型の、慣性項と圧力項の比を一致させていること、すなわち $(u/\sqrt{g x})_{\Gamma} = 1$ としていることからフルードの相似則と呼ばれている。

3.1.2 移動床の相似則

移動床模型実験の場合、フルードの相似則の他に移動床の相似則を適用する必要がある。移動床流れは、流れが定常状態であると仮定すれば次のような物理量によって規定される。

幾何学的物理量 [L] 河床材料の粒径 d ，水路幅 B ，水深 h

運動学的物理量 [LT] 摩擦速度 u_* ($=\sqrt{g h i}$)，水の動粘性係数，河床材料の沈降速度 ω

物質特性量 [FLT] 水の密度 ρ ，河床材料の密度 ρ_s ，

これらの物理量に π 定理を適用し次元解析を行なうと、流れの場の状態を示す物理量 λ に関する無次元量 $\pi \lambda$ は、

$$\pi \lambda = f(h/B, h/d, \sqrt{g h}/U_*, \sqrt{g h}/\omega_o, \sqrt{h_2 g}/\nu, \rho_s/\rho_s)$$

と表わせる。上式を良く知られた無次元量の形になおすと、

$$q_s/U_* d, \phi = f(h/B, h/d, \tau_*, Re_*, u_*/\omega_o, K) \quad (3.8)$$

となる。ここに、 $q_s/U_* d$ ：無次元流砂量， ϕ ：流速係数， h ：水深， B ：川幅， d ：河床材料の粒径， τ_* ：限界掃流力， Re_* ：粒子レイノルズ数， U_* ：摩擦速度， ω_o ：河床材料の沈降速度， K ：粒度分布を示す無次元量 (K については、どの物理量によって規定されるのかは、まだ詳しくわかっていない。)

一般に、移動床実験では河床形態、流砂量及び流砂形態の相似を合せることが重要であり、それらは式

(3.8) で示された無次元量に支配されている。式 (3.8) の全ての無次元量を現地と模型の間で一致させれば、移動床模型の相似が得られる。しかし、全ての無次元量を合せるためには、無歪、無縮尺の現地

と同じ大きさの模型で実験するしかなく、歪ませたり縮尺したりした模型では完全な相似とはならない。そこで、検討する現象に関わりの深い無次元量を優先的に合せていってはどうかという考えが出てくる。このような相似則を使用するためにはどのような現象に対してどのような無次元量が関係深いのかわかっておかなければならない。以下において、移動床模型実験における河床変動の相似に影響を与える河床形態や流砂量及び流砂形態と無次元量との関係について述べる。

1) 河床形態

小規模河床形態は砂漣、砂堆、平坦、反砂堆などと表わされ、粒子レイノルズ数 $Re_* = u_* d / \nu$ 、無次元掃流力 $\tau_* = u_*^2 / s g d$ 、水深粒径比 h/d 等が密接に関わっている。中規模河床形態の生成にはこの他に川幅水深比 B/h など密接に関わる。これらの無次元量の多くは幾何学的相似が得られていれば、現地と模型で等しい値とすることができるが、粒子レイノルズ数 $Re_* = u_* d / \nu$ は一致させることができない。しかし、粒子レイノルズ数 Re_* の影響が大きいのは Re_* 数が多い領域に限られているので、現実的には模型の河床材料に対する Re_* 数になるべく大きくなるよう模型の縮尺を調節すれば河床形態の相似性を高めることができる。実験場のスペースや予算上の都合により Re 数を無視するのに十分な縮尺の模型を作れない場合には、比重を軽めてその分大きな粒径の材料を模型の河床材料とすることで、 Re_* 数を大きくすることができる。ただし、比重を軽くすると河床材料の粒子の運動形態上の相似性がそこなわれるので比重はなるべく変えないか、変えるとしても最上限にとめたい。

2) 流砂量

流砂量に特に関わりの深い無次元量は、多くの流砂量式からうかがい知れるように、 Re_* 数、 τ_* 、 h/d である。 τ_* や h/d は幾何的相似が得られていれば、自動的に現地の模型で同一の値になるが、先にも述べたとおり Re_* については現地と模型で同一の値をとることは現実的には不可能である。

流砂量の相似性の低さは、河床変動量に着目した模型実験では致命的であるので、現実的には以下に述べるような方法によって相似性の低さをカバーすることになる。

もし仮に全ての相似条件をクリアしているとするとするならば、時間の縮率 t_r は歪模型の場合 $t_r = \sqrt{L}$ となるはずである。流砂量の相似が得られていない場合には、河床変動量を相似にするためには、時間の縮率に誤差を“なすりつける”ことが合理的である。なぜなら、非定常性の度合いを多少ずらしても、通常の模型実験の場合には流れ、河床材料の挙動に与えられる影響は小さいと考えられるからである。

河床変動量を相似にするための時間の縮率は「時間縮尺」と呼ばれる。この値は、一次元の流砂の連続式と流砂量式から次のように与えられる。

$$t_r = (1 - \gamma) r \cdot X_r \cdot h_r \cdot q_{s r} \quad (3.9)$$

ここで、 γ ：空隙率、 X ：水平縮尺、 h ：鉛直縮尺、 q_s ：流砂量である。添え字 r は、物理量 N の現地と模型の比（現地／模型）を表わす。

上記の式は実現象をかなり大胆に簡略化した結果産み出されたものであって決して厳密な値を与えるものではない。特に、河床形態や流砂量及び流砂形態の相似が充分でない模型では、その誤差は大きいと考えられるので式 (3.9) から求まった時間縮尺をもとに検証実験をして、実験への時間縮尺の影響を把握することが必要と考えられる。

3) 水温の影響について

小規模河床形態に関係する粒子レイノルズ数 $Re_* = u_* d / \nu$ は、 u_* と d が決っている場合、水の動粘性係数 ν に反比例する。この水の動粘性係数 ν は、水温によって変化し水温が20℃から0℃に下がると Re_* が約50%減少する。粒子レイノルズ数 Re_* がある程度大きい場合には幾何相似が得られていれば河床抵抗の相似は得られる。しかし、粒子レイノルズ数 Re_* が小さい場合には幾何相似が得られていても、実河川では発生しないと考えられる砂漣が発生し河床抵抗が異なることが多くなるため、河床形態の相似は充分とは言えなくなる。つまり、水温が低いほどレイノルズ数が大きくなり、小規模河床形態が相似となりにくくなる。過去の事例では、水温が低いと砂漣の発達に伴って水位が上昇し、かつ河床変動も小さくなることがわかっている。そのため、模型実験結果については、実験時の水温の違いによって河床変動へと影響を及ぼすことも理解しておく必要がある。

3.1.3 緩流河川を対象とした模型実験の現実的な問題点

以上において模型実験の相似則の基本的な考え方を述べてきたが、現実問題としては、予算や実験場のスペース等の制約があり、必ずしも理論通りに相似条件を整えることができない。緩流河川では特にその問題が顕著となる。以下ではこの問題について詳細に述べる。

模型の諸元を決める場合、まず第一に河床材料も含めた幾何相似を考える。河床材料の粒径の大きい河川ほど模型の河床材料に大きな粒径のものをを用いることができるので(3.8)式の Re_* 、 u_*/ω の影響が及ぼず、高い相似性を得やすい。ところが現地河床材料粒径が細かい緩流河川を対象としたとき、模型に用いる河床材料を非常に小さくすると Re_* 、 u_*/ω の影響が現れ河床形態や流砂形態、流砂量の相似が成立しなくなる。一般には現地では砂堆あるいは平坦河床であるものが模型では砂漣が発達する。この場合河床抵抗が大きいので、粗度係数の相似が得られなくなる。粗度係数の相似が得られないと移動床の相似則を満たさないばかりかフルードの相似則もくずれるので流砂、流れの相似性が共に失われることになる。これが緩流河川の模型実験の相似性に関する問題点である。

砂漣の発生を抑制する方法は3つ考えられる。

1つは模型を小縮尺のもとで大きく製作することである。模型を大きく作れば河床材料も大きなものをを用いることができるのでこの問題を解決できる。しかし、大きな模型を作ることは経済面、労力の面からみれば必ずしも得策ではない。模型の全長は実験の機動性等を考えれば100m程度以下に抑えたいので、日本の一級河川を対象とした場合1/50程度の縮尺が限度であろう。

2つめは河床材料として軽量材料を用いる方法である。粘性の影響が無視できる程度に粒径が大きくかつ比重の軽い材料を用いれば、砂漣の発達を防ぎ、かつ移動床の相似則のうち最も重要な無次元量である τ を満足することができるので、概ね相似が得られているものと考えられる。ただし、比重が非常に軽いものをを用いると、砂粒に働く抗力、摩擦力等の比と現地の比との差が大きくなり、流砂形態の違いが無視できなくなる。実際問題として、水中比重 $s=0.5$ 程度の石炭粉が使用できる限界の軽量材料と考えることができる。

3つめの方法は歪模型を用いる方法である。歪模型では、鉛直縮尺と水平縮尺を変え、河床勾配と水深

を大きくするので大きな掃流力を生じる。このため、歪模型は無歪模型より小さく作ることができる。このことは限られた実験場敷地においては実験可能な河川の数が大きくなることを意味する。しかし、この方法では河道自体の幾何形状が変わるので3次元的な流況、流砂の相似性は失われやすく、局所洗掘深や河床変動量を模型で調べる場合には歪度（＝鉛直縮尺／水平縮尺）は概ね1.5～2が限界であると判断される。以上のように、いずれの方法にも限界があり、事実この限界のために相似性の高い模型実験ができない河川も少なくない。

3.1.4 江戸川模型の諸元の決定

1) 諸元の決定

模型の縮尺の選定は、以下のような考えに沿って行った。模型の製作範囲と実験場の面積を考えた場合、模型の縮尺は1／60程度が上限となる。現地の河床材料は平均粒径0.3mm程度の細砂であって、模型の河床材料にはできる限り比重が軽く粒径の小さいものを用いる必要がある。この条件を満たし、比較的簡単に入手可能な材料は、平均粒径0.2mmの石炭粉である。ところがこの材料でもまだ比重、粒径が大きすぎ、中小洪水時に模型の河床材料をさらに動きやすくするために、鉛直勾配1／60、水平縮尺1／40の歪縮尺を採用することにした。歪模型にすれば、水深を大きくできるのに加え、河床勾配も大きくなるので河床材料は十分に移動可能となる。この場合、 $(u_* / \omega)_r \cong 1$ 、 $\tau_{*r} \cong 0.5$ となる。この条件の下では、砂澱の発生が予想されるが、他に適当な材料がないので妥協せざるを得ない。

なお、粘土層が河床に露出しているとみられる地点には碎石を置き固定床化した。

模型の諸元を表-3.1にまとめた。

表-3.1 模型の諸元

製作範囲	縮 尺		河床材料	河床の状態	
	鉛直	水平		低水路	高水敷
16.00km～25.00km	1/40	1/60	平均粒径0.2mmの石炭粉	移動床	固定床

2) 模型の外観

図-3.1.1、図-3.1.2に屋外にある河川模型実験施設とその中にある江戸川河道模型の概観を示す。この実験施設は大型の河川模型を用いて河道計画等に関する問題について水理模型実験により検討する施設で、総面積15haを有している。実験場には、給排水施設として容量2.2m/sのポンプ、高水槽、低水槽、帰還水路等が設けられている。模型への給排水は循環経路をとっている。低水槽内に貯留されている実験水はポンプにより揚水され高水槽に導かれる。高水槽では余剰水を低水槽に戻すことによって水位を一定に保ち、実験に必要な流量を給水管から模型上流端にある量水槽に導く。量水槽では流量調節バルブで流量の調節を行い、四角ぜきを使って流量の計測を行なう。実験水は量水槽から整流槽を通り流れを安定させ、模型河道内へと導く。模型下流端では沈砂池で石炭粉を捕捉し、流水は水位調節用ゲートを通り排水路から帰還水路へと導かれる。帰還水路を通り実験水は再び低水槽へと戻り循環していく。

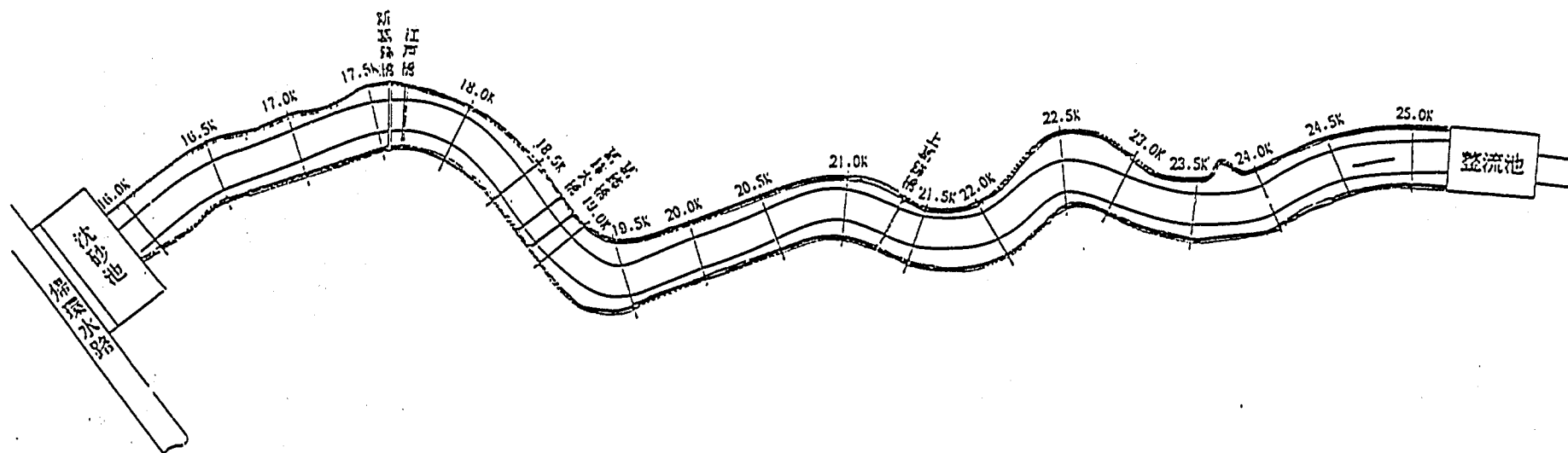


図-3.1.2 江戸川河道模型平面図

3.1.5 模型実験の相似性に関する問題点とその補完方法

模型実験の主目的を考えた場合、模型は高水敷への浮遊砂の堆砂現象および低水路河床の局所的な河床変動について十分な相似性を有していなければならない。しかし、3.1.3で述べたように、江戸川模型は相似性を得るには厳しい条件のもとで設計されており、相似性の低さが懸念される。本模型の相似性に影響を与えるとみられる問題点は2点である。

① 歪縮尺の影響

模型が幾何的な相似となっていないために3次元的な流況は完全には相似にはならないと考えられる。

② 粗度係数のずれの影響

現地河道の低水路粗度係数はつぎのような挙動を示すことが現地洪水資料より明らかとなっている（図-3.1.3参照）。

中小洪水の場合、河床には砂堆が生じ粗度係数は0.03程度となる。大洪水の場合、河床は平坦となり粗度係数は0.02程度まで下がる。模型の粗度係数は検証実験の結果、計画高水流量以下の流量では洪水規模にかかわらず河床に砂澱が生じ粗度係数は現地換算値で0.03程度となった。このため中小洪水の場合には粗度係数の相似がほぼ得られるが、大洪水時には相似は得られなくなる。

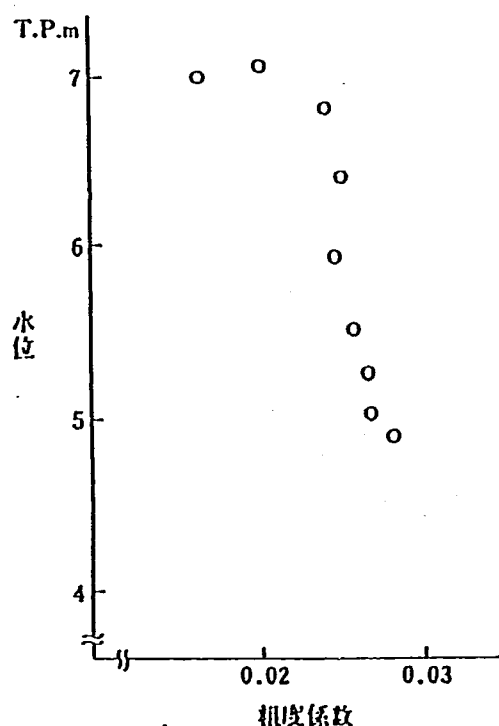


図-3.1.3 水位と低水路粗度係数の関係
(江戸川野田地点)

信頼性の高い検討を行うには、以上の2つの問題が高水敷への浮遊砂堆積と低水路内の河床変動の相似性にどのような影響を与えるかを把握し、問題があれば他の情報を利用して実験結果を補わなければならない。

以下にその過程を示す。

3.1.6 相似性の検討と実験の補完法

1) 高水敷への浮遊砂の輸送、堆積

(1) 相似性の検討

本模型実験においては、河床材料である0.3mmの砂が堆積することの少ない流水保全水路の位置を決める必要がある。

よって模型では、0.3mmの砂の河畔上への堆積範囲が相似になることが重要である。水路の位置を堆積範囲から遠ざければ良いので堆積量については必ずしも相似とならなくとも良いと考えられる。

高水敷への浮遊砂の輸送、堆積は、低水路で舞上がった砂が高水敷への乗り上げ流れや拡散によってや拡散によって高水敷へ運ばれ、高水敷上で掃流力の低下とともに沈降することによって起こる。したがって、高水敷への堆積現象の相似性について検討するには、浮遊砂濃度分布、高水敷への乗り上げ流れ、高水敷上の堆積環境の相似性について考える必要がある。

① 浮遊砂濃度分布について

定常等流における浮遊砂濃度分布式としては、以下に示す Rouse 式がよく知られている。

$$\frac{C}{C_a} = \left(\frac{h-z}{a} \cdot \frac{z}{h-a} \right)^{\rho} \quad (3.10)$$
$$\rho = \omega_0 / \kappa \cdot v$$

ここに、 h ：水深、 κ ：カルマン定数、 C_a ：基準点 $Z=a$ での濃度、である。

上式によれば、浮遊砂の濃度分布等には u_* / ω_0 、 C_a が大きく関わっていることがわかる。本模型においては、粗度係数が相似となれば模型と現地とで u_* / ω_0 の値はほぼ等しくなる ($(u_* / \omega_0)_r \cong 1$)。しかし、石炭粉の基準点における濃度 C_a の相似性は成立していないので、堆積速度の相似性は成立しないが、模型実験の目的が堆積範囲を知ることにあるので C_a の相似性が成立しなくても良いと考えられる。粗度係数が相似となりフルード相似が成立していれば、堆積範囲については検討可能であると考えられる。

② 高水敷への乗り上げ流れについて

高水敷への乗り上げ流れは、低水路内の流体が遠心力や慣性力の作用によって高水敷に輸送される現象である。よって、低水路内の流れの相似性の検討をすることにより乗り上げ流れの相似性が検討できるものと考えられる。

まず、低水路内の流れの相似性に対する歪縮尺の影響度を推定する。(3.5) 式から $(w/v)r = (z/y)r$ の条件に注目する。歪模型の場合、右辺が1でないので鉛直方向の流速比と水平方向の流速比が異なることになる。したがって、歪模型においては鉛直方向の流れが無視できないところ、すなわち2次流強度の強いところでは流況の相似は得られない。江戸川模型の場合、広長方形断面であり、また歪度が1.5と小さいので、河岸紀和、湾曲の特にきついところを除き歪縮尺の影響は小さく、平面流況の相似は得られるものと考えられる。

一方、粗度係数のずれの影響は、以下のように推定した。高水敷への乗り上げ流量と水面の横断勾配は密接な関係にあると考え、粗度係数のずれと湾曲部外岸側の水位上昇量との関係を調べた。流れが等流に

近い場合、水位上昇量 Δh は次式で表わされる。

$$\Delta h = \frac{b_0 \cdot u_0^2}{g \cdot R} \quad (3.11)$$

ここに、 b_0 ：低水路幅、 u_0 ：低水路平均流速、 R ：水路中央での曲率半径、である。大洪水時における模型の粗度係数はフルード則より決まる値の約1.5倍の値を示す。このとき流速はマニング式より推定すれば、約78%程度に減速される。この場合、水位上昇量 Δh は(3.11)式より61%程度になることがわかる。この結果より、粗度係数のずれは、湾曲部外岸での水位上昇量さらには高水敷への乗り上げ量に大きな影響を与えるものと推定される。

③ 浮遊砂の堆積環境

浮遊砂の堆積環境が相似となるためには高水敷上の流況が相似となり、かつ u_*'/ω_c が現地と一致することが必要である。本模型の場合、①②で述べたように大洪水時には粗度係数の相似が得られないため浮遊砂の堆積環境は相似にならない。

(2) 実験の補完について

以上の3つの現象に関する相似性の検討結果を総合すると、いずれの場合も歪縮尺の影響は小さいと判断されるが、粗度係数のずれが相似性を低下させている結果となった。仮に粗度係数の相似が得られれば堆積に関する上記3つの現象は概ね相似になると考えられる。そこで、高水敷の堆積に関する検討を行う場合には、模型を固定床に改造するものとした。固定床模型は粗度係数の調節が可能であるので現地と粗度係数を相似にすることができる。この模型を用い、河床材料を投入し高水敷への浮遊砂の堆積範囲に関する適切な情報を得ることができると考えられる。

2) 低水路における河床変動

(1) 相似性の検討

本模型実験では、低水路内で局所洗掘や堆積などの河床変動を軽減するような低水路法線形を決定する。したがって、模型では局所的な河床変動量（特に局所洗掘深は、護岸等の設計において必要な情報である）、およびその発生位置が相似になることが必要である。

① 局所洗掘の発生位置の相似性について

江戸川模型における局所洗掘の発生位置の相似性に与える歪縮尺の影響は、1)で述べたのと同様の考え方により推定できる。江戸川模型は歪度1.5と小さくまた幅が広い薄い流れであるので、粗度係数の相似が得られていれば河岸近傍や湾曲のきついところなど2次流の影響が無視できない地点を除くところで流況の相似がほぼ得られるものと考えられる。一方、低水路の粗度係数のずれは、流速や水深の相似性をも低下させるので、流れの相似性にも影響を与え、洗掘の発生位置にも影響を与える可能性がある。そこで、粗度係数のずれが洗掘発生位置にどの程度影響するかを検証する必要がある。洗掘位置の検証は、模型と現地の洗掘位置を比較することにより行うのが理想的方法である。しかし、江戸川の場合、現地の横断河床高は縦断方向に数百mピッチで測定されており、これより最大洗掘位置を特定するのは危険である。そこで本検討では、以下に述べるモデルを用い粗度係数のずれの影響について調べる。このモデルは工学

的には精度よく水衝部の推定を行うことができると考えられる。モデルを用いる方法は、対象とする現象に対する特定物理量の応答性を見るには有効な手段である。

今、局所洗掘の発生位置は水衝部の発生位置と一致し、かつ水衝部は河岸近傍で流速が最大となる地点を考える。蛇行河川の法線計形を sine-generated-curve で近似し、流れを準定流と考えれば、流速の偏奇は次式で表現することができる (図-3.1.4参照)。

$$\begin{aligned} \frac{u}{u_s} &= \sqrt{a^2 + b^2} \cos\left(\frac{2\pi \cdot s}{L} - a\right) \\ \cos a &= \frac{b}{\sqrt{a^2 + b^2}} \\ a &= \left(\frac{2\pi \cdot h_0}{f \cdot L}\right)^2 \cdot \frac{\frac{u_s^2}{2 \cdot g \cdot h_0} + 1}{\left(\frac{2\pi \cdot h_0}{f \cdot L}\right)^2 + 1} \cdot \frac{\pi}{h_0} \cdot f \cdot \theta \\ b &= \frac{2\pi \cdot h_0}{f \cdot L} \cdot \frac{\frac{u_s^2}{2 \cdot g \cdot h_0} - \left(\frac{2\pi \cdot h_0}{f \cdot L}\right)^2}{\left(\frac{2\pi \cdot h_0}{f \cdot L}\right)^2 + 1} \cdot \frac{\pi}{h_0} \cdot f \cdot \theta \end{aligned} \quad (3.12)$$

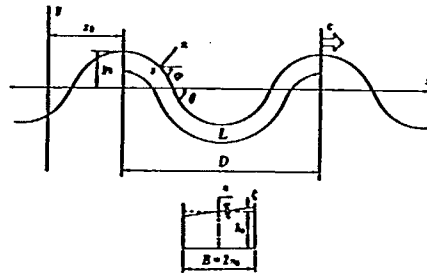


図-3.1.4 洗掘位置推定モデル

ここに、 L ：蛇行1波長分の河道長、 f ：摩擦損失係数、 s ：河道距離、である。 $n = B/2$ とくと左岸での流速、 $n = B/2$ とくと右岸での流速となる。この式は最大曲率の位置 $s = 0$ から下流 $s = \alpha \cdot L / (2 \cdot \pi)$ の地点で水衝部が発生することを示している。

ここで、(3.12) 式を用い粗度係数の相似が崩れる計画高水流量時における水衝部位置を推定する。(3.12) 式に計画高水流量時の現地水理量 (水深10m, $L=1500$ m, 粗度係数0.02, 水面勾配1/4000) を代入し、水衝部位置を計算するとともに、模型水理量として粗度係数に0.03とし計算した。その結果、現地の水衝部の発生位置は最大曲率地点より約729m下流、模型の水衝部の発生位置は702m下流となった。

局所洗掘発生位置のずれは27m程度で十分無視し得る程度である。以上の結果は、本実験の範囲では洗掘位置と粗度係数の関連性は薄いことを示していると考えられる。これらの考察より、洗掘位置については本模型で把握可能であると判断される。

② 洗掘深について

局所深の相似は、現地と模型とで砂の流下方向および流下形態が一致すれば得られる。砂の流下方向が一致するためには、3次元的な流向、河床形状、砂の流下形態が一致する必要がある。また砂の流下形態が一致するためには移動床の相似則を満たしていることが必要となる。

江戸川模型の場合、幾何的な歪の影響により2次流強度、河床面の勾配は現地と模型で異なる。また、移動床の相似則において特に重要な無次元量 τ_* , Re , h/d は模型と現地で大きく異なる。このため、砂の流下方向、砂の流下形態ともに現地と相似にはならないと推定され、洗掘深についても相似が得られない

と考えられる。洗掘深の相似性に関わる現象のずれの程度がかなり大きいことを考えれば、少々工夫では洗掘深の相似は得られないと推定されるので、洗掘深の推定は模型実験結果と他の方法による推定結果を総合的に判断することにより行うものとする。

3) 実験の補完について

上記のように、洗掘位置については模型実験により検討可能であると考えられる。洗掘深については模型実験結果は参考となる程度で定量的な解析には用いることはできない。そこで、洗掘深については以下の方法により推定する。

蛇行河道において水衝部に発生する局所洗掘深は河道の曲率半径、水深、川幅などと強い相関があることが知られている。これらの諸量を江戸川の現地河道に関する資料より読取り、整理を行えば、この整理結果を用いて江戸川計画河道の洗掘深を推定できるものと考えられる。曲率半径 r 、低水路幅 B 、平均水深 h_m 、洗掘深発生地点での水深 h_{max} を読取り、 $r/B \sim h_{max}/h_m$ グラフに整理した結果を図-3.1.5に示す。この図によれば、 r/B が小さくなるにつれて h_{max}/h_m が大きくなる傾向が見られる。また、河床下に粘土層または更新統があると見られる地点の資料は h_{max}/h_m が小さめとなる。すなわち、掘れ方が小さめとなる傾向を示した。

この図を用い、計画河道の平面形状より局所洗掘深の推定を行う。航空写真などから現地の r/B がわかっているならば h_{max}/h_m をある程度推定可能である。さらに、地質調査により最深河床部での地質や河床下の地質構造等がわかっているならば、より推定の精度を上げることができる。

第4章 実験の概要

第4章 実験の概要

4.1 実験の概要と実験ケース

行った実験ケース一覧を表-4.1に、また実験のフローチャートを表-4.2に示す。

表-4.1 実験条件一覧表

種 別	実 験 ケ ー ス	流 量 (m^3/s)	下流端水位 (Y. P. m)	通 水 方 法	通水時間	河道の種類	備 考
検証実験Ⅰ	I-1-1	$Q_P=1870\text{m}^3/\text{s}$	水位波形	不定流	約 9時間 10分	河道模型実験	昭和56.8洪水波形 (現況)
	I-1-2	$Q_P=1870\text{m}^3/\text{s}$	"	"	約 6時間 35分		昭和56.8洪水波形
	I-2	$Q = 800\text{m}^3/\text{s}$	"	定 流	約10時間		
	II-1	$Q = 4000\text{m}^3/\text{s}$	4.600	定 流	90分	河道模型実験	計画原案河道
	II-2-2	$Q = 3600\text{m}^3/\text{s}$	4.600	"	90分		"
計画原案河道 における現象 把握実験	II-1	$Q = 4000\text{m}^3/\text{s}$	4.600	定 流	90分	河道模型実験	計画原案河道
	II-2-1	$Q = 800\text{m}^3/\text{s}$	0.920	"	8時間		"
	II-2-4	$Q = 2500\text{m}^3/\text{s}$	2.960	"	90分		"
低水路法線形 の検討に関す る実験	III-1	$Q = 4000\text{m}^3/\text{s}$	4.600	定 流	90分	河道模型実験	修正案Ⅰ 修正案Ⅱ
	III-2-1	$Q = 4000\text{m}^3/\text{s}$	4.600	"	90分		
	III-2-2	$Q = 2500\text{m}^3/\text{s}$	2.960	"	90分		
	III-2-3	$Q = 1000\text{m}^3/\text{s}$	1.150	"	10時間		
検証実験Ⅱ	V-1-1	$Q = 60 \text{ l/s}$	水深 20cm	定 流	6時間	高水敷の粗度 に関する基礎 実験	粗度検証 粗度要素 粗 粗度検証 粗度要素 細
	V-1-2	"	"	"	6時間		
	V-2-1	"	"	"	6時間		
	V-2-2	"	"	"	6時間		
局所洗掘対策 工の諸元に関 する実験	IV-1	$Q = 6.8 \text{ l/s}$	水深 3.8cm	定 流	6時間	基礎実験	根固めマットなし 根固めマットあり
	IV-2	"	"	"	6時間		
	VI-1	$Q = 4000\text{m}^3/\text{s}$	4.600	定 流	90分	河道模型実験	対策工案Ⅰ 対策工案Ⅱ 最終案 最終案 最終案 最終案
	VI-2	$Q = 4000\text{m}^3/\text{s}$	4.600	"	90分		
	VI-3-1	$Q = 4000\text{m}^3/\text{s}$	4.600	"	90分		
	VI-3-2	$Q = 2500\text{m}^3/\text{s}$	2.960	"	90分		
	VI-3-3	$Q = 1000\text{m}^3/\text{s}$	1.150	"	10時間		
	VI-3-4	$Q = 7000\text{m}^3/\text{s}$	6.400	"	90分		

実験の種別とそのおおまかな目的は以下のごとくである。

1) 現況、計画河道模型による検証実験Ⅰ, Ⅱ

検証実験は、今後の実験において通水条件をどのようにすれば良いかを調べた実験である。特に今回注目したのは時間縮尺と通水流量である。

2) 計画原案河道模型による現象把握実験

計画原案河道における水位、局所洗掘、流況等に関する水理的諸問題を把握するための実験である。

3) 低水路法線形の修正に関する実験

現象把握実験より明らかになった水理的諸問題を、低水路法線形を試行錯誤的に変更することによって改善しようとした実験である。

4) 局所洗掘対策工の諸元に関する実験

低水路法線形の修正のみでは十分に軽減できなかった局所洗掘に対して、最も有効かつ経済的な局所洗掘対策工の諸元を求めるための実験である。

実験全体の流れについては、表-4.2のフローチャートのとおりである。まず最初に、事前検討項目として緩流河川の相似性に関する理論的検討や、実験だけでは評価できない項目の保管法の検討をおこなった(第3章 江戸川河道模型実験の相似則参照)。

実験は、通水条件をどうするかなどを事前に実験で確かめてから行った(検証実験Ⅰ、Ⅱ参照)。実験は大きく3つに分けられ、計画原案河道の水理的現象を把握(第6章)をした上で、低水路法線形の修正(第7章)や局所洗掘対策工の諸元(第8章)について検討した。

なお、これらの実験による詳しい検討結果は次章以降に示す。

表-4.2 江戸川河道模型実験フローチャート

1. 事前検討項目 (第3章)

緩流河川の相似性に関する理的検討

実験だけで評価できない項目の補完法の検討

←机上検討

2. 現況、計画河道模型による検証実験 (第5章 実験Ⅰ、Ⅱ)

現況河道
時間縮尺の違いによる相似性の検討
・実験Ⅰ-1-1
・実験Ⅰ-1-2

現況河道
低水路満杯流量時の流況の把握
・実験Ⅰ-2

計画原案河道
流量を相似にした場合と流量を歪ませて水位を相似にした場合の相似性に与える影響の検討
・実験Ⅱ-1
・実験Ⅱ-2-2

3. 計画原案河道における現象把握実験 (第6章 実験Ⅱ)

計画原案河道
現象把握実験
・実験Ⅱ-1
・実験Ⅱ-2-4
・実験Ⅱ-2-1

計画原案河道
粗度検証
・実験Ⅱ-1

4. 低水路法線形の修正に関する実験 (第7章 実験Ⅲ)

法線形の修正
・実験Ⅲ-1
・実験Ⅲ-2-1
・実験Ⅲ-2-2
・実験Ⅲ-2-3

— 低水路法線形の最終案

5. 局所洗掘対策工の諸元に関する実験 (第8章 実験Ⅳ～Ⅵ)

基礎実験①
高水敷上の粗度に関する検討
・実験Ⅳ-1-1
・実験Ⅳ-1-2
・実験Ⅳ-2-1
・実験Ⅳ-2-2

基礎実験②
局所洗掘対策工に対する検討
・実験Ⅴ-1
・実験Ⅴ-2

本実験
・実験Ⅵ-1
・実験Ⅵ-2
・実験Ⅵ-3-1
・実験Ⅵ-3-2
・実験Ⅵ-3-3
・実験Ⅵ-3-4

— 最終案

第5章 現況河道模型による検証実験

第5章 現況河道模型による検証実験

5.1 時間縮尺に関する検証実験

5.1.1 実験目的

洪水は次第に流量が増大しピーク流量を迎え、その後次第に流量が現象していくものであるので、模型実験において洪水による河床変動をより厳密に調べようとするならば、不定流の通水が必要となる。

しかし、

- ① 江戸川模型の相似性は前にも述べたようにそもそも相似性が低いので洪水波形を厳密に再現しようとして不定流を通水しても、その労力の割りに相似性の向上は期待できない。
- ② 現地の河床横断データは500mピッチでとられたものであり、法線の蛇行波長に比べてあらいため、深掘れ発生位置と横断データをとった断面とは一致していない。模型河床にはRippleの発生が予想されるので、現地データとの比較は大きな深掘れの発生しているところ以外は困難である。

の2つの理由により不定流実験を実施してもその労力、費用の割には顕著な精度の向上は望めないことが予想される。

本実験では、①河床変動の連続式と流砂量式から計算で求めた時間縮尺を使用した場合、②計算で求めた時間縮尺の2倍とした場合の2種類で実験した。もし、両者の結果が大きく異なれば、時間縮尺は河床変動に重大な影響を与えていることになる。この場合には何らかの方法によりより正確な時間縮尺を追求する必要がある。もし逆に、時間縮尺を2倍にしても両者に差異が少なければ時間縮尺が河床変動に与える影響は少ない、すなわち正確な時間縮尺にこだわる必要はないことになる。

このことを確認するために以下の実験を行うことにした。

5.1.2 実験条件

1) 通水条件

条件を表-5.1に示す。

表-5.1 実験条件一覧表

実験ケース	流 量(m^3/s)	下流端水位 (Y. P. 面)	水温 ($^{\circ}\text{C}$)	Re.数	給砂量 (l/min)	時 間 縮 尺	備 考
I-1-1	$Q_F=1,879\text{m}^3/\text{s}$ S56年8月洪水 ピーク流量	水位波形	7.4	約2.0	給砂量の 算定参照	$0\sim 700\text{m}^3/\text{s}$ $T_{SR}=2.5$ $700\sim 1000\text{m}^3/\text{s}$ $T_{SR}=4.0$ $1000\sim 1500\text{m}^3/\text{s}$ $T_{SR}=13.5$ $1500\sim 1800\text{m}^3/\text{s}$ $T_{SR}=21.0$	現況河道
I-1-2	〃	〃	8.2	約2.2	給砂量の 算定参照	$0\sim 700\text{m}^3/\text{s}$ $T_{SR}=5.0$ $700\sim 1000\text{m}^3/\text{s}$ $T_{SR}=8.0$ $1000\sim 1500\text{m}^3/\text{s}$ $T_{SR}=27.0$ $1500\sim 1800\text{m}^3/\text{s}$ $T_{SR}=42.0$	現況河道
I-2	$Q=800\text{m}^3/\text{s}$ 低水路満杯流量	0.92	8.6	約1.7	1.3	10時間(模型で)	現況河道

2) 流量の設定

(1) 実験 1-1-1, 実験 1-1-2

実験 1-1-1, 1-1-2では、昭和56月洪水を対象とし市川観測地点での洪水波形を不定流で与えて実施した。市川地点のピーク流量は $1,879\text{ m}^3/\text{s}$ である（図-5.2.1各地点の洪水波形図参照）。

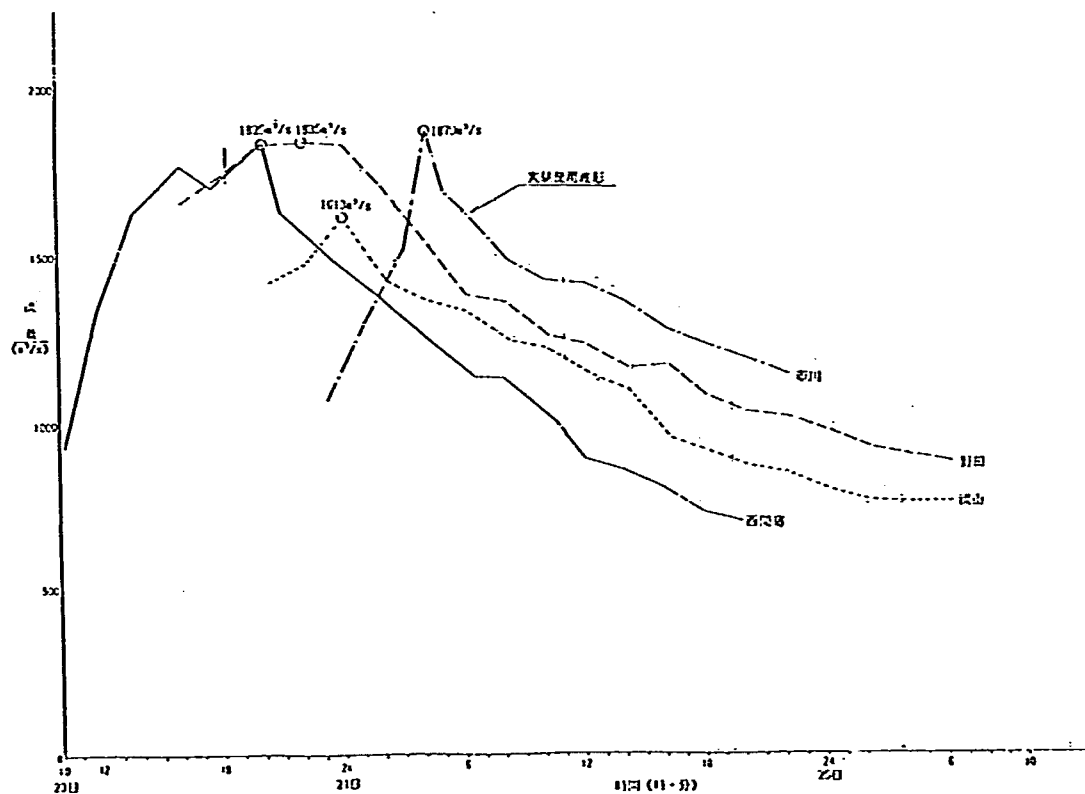


図-5.1.1 洪水波形図

(2) 実験 1-2

実験 1-2では流量 $800\text{ m}^3/\text{s}$ を定流で通水した。この流量は江戸川の低水路満杯流量にあたる。低水路満杯程度の流量は河道の横断スケールや河床材料粒度分布などと密接な関係にあり、この流量を通水すれば、ある程度現地の河床変動状況を再現できるものと考えられる。

3) 給砂量の設定

河床変動量は給砂量によって大きな影響を受けるため、模型実験における給砂量は慎重に決定されなければならない。本実験では洪水前後で河床変動が非常に少ない模型最上流区間での河床変動がほとんどないように給砂するものとした。給砂量の最終的な決定は予備実験によって行うものとするが、その参考としては、ブラウン式による給砂量を用いた。ブラウン式を用いたのは、ブラウン式が浮遊砂の多い水理場で比較的高精度の流砂量を与えること、江戸川では洪水時浮遊砂が全流砂のうちで中心となることからによる。

給砂量は具体的には表-5.2のように与えた。

実験 I-2 (800m³/定流) での給砂量は1.3ℓ/minとした。

表-5.2

流 量 (m ³ /s)	700	1,000	1,300	1,500	1,800	1,650	1,400	1,200	1,100
給砂量 (ℓ/min)	1.1	1.6	2.1	2.4	2.9	2.6	2.2	1.9	1.8

4) 通水時間の設定

実験 I-1-1の通水時間は流砂の連続式から求めた。

実験 I-1-2の通水時間は実験 I-1-1の1/2倍の時間とした。

実験 I-2の通水時間については、河床高の時間変化がほとんど無くなった状態（河床がほぼ動的平衡状態となる状態）まで（約10時間）とした。

5.1.3 実験の手順

1) 河道法線形は、昭和56年3月実施の測量結果（洪水前河床）に基づいた現況河道法線形とする。

2) 本実験での高水敷の粗度付けは以下のとおりとする。高水敷の粗度係数を浮遊砂の堆積環境を合せるために、高水敷上にセメントペーストを使ってイボ型粗度を張り付け、その張り付け間隔により調整を行ない、高水敷粗度を現地に合せた。具体的には、直径1.5cm程度のモルタルペーストの半球を10cm～15cm間隔に張り付けた。

3) 河床を整形する。昭和56年3月実施の測量結果（洪水前河床）に基づいて低水路の横断距離、河床高を読取る。低水路の石炭粉をこの河床高に合わせて整形する。ただし、実験 I-1-2、実験 I-2では、16.5kmを除く18.0kmから下流の低水路は粒径30～50cmの礫を敷きつめ河床変動が起きにくくした。16.5km地点では低水路内のほぼ中央の深掘れ部を除いて玉石を敷きつめ河床を整形した。

4) 河床整形が終了した後、既設の対策工（根固め工、水制工）を河道内に敷設する（図-5.3.3 既設根固め工敷設位置図参照）。現地の橋脚（新葛飾橋、江戸橋、葛飾橋、上葛飾橋）は鉛直縮尺1/40、水平縮尺1/60で模型値に換算し、模型内に設置する。

5) 河床整形後、模型上流より河床形状が変化しないように充分注意しながら湛水を行なう。

6) 上流より序々に通水を開始する。流量と下流端水位が設定値に達した時点を実験開始とする。下流端水位は、不等流計算結果に基づく水位～流量曲線により求め16.5km地点で与える。

7) 実験中、水位、流速を測定する。流況は気球写真を使って撮影する。ただし、河床高の経時変化は実験中継続して調べる。

8) 通水を止めて模型内の水が引いた後、河床高を測定する。

5.1.4 通水状況

1) 実験 I-1-1について

図-5.1.3に水位縦断面図を示す。ピーク水位はH.W.L.より3.0m程度低い。流量700m³/s増水期水位と減

水期水位を比べてみると、減水期水位は増水期水位に比べて0.5m~1.0m程度高い。この傾向は18.0kmより上流で著しい。こうした水位上昇は低水路内の河床波の発達が原因と考えられる。

実河川では、洪水の非定常性が強く同じ水位でも洪水増水期と減水期では流量に大きな差がある。そこで、不定流実験では1) 増水期 (700m³/s時)、2) ピーク流量時、3) 減水期 (1,400m³/s時) について着目してみた。図-5.1.9に流況図を示す。

(1) 増水期 700m³/s時の流況

上流湾曲部をみると、23.5km右岸から高水敷へと乗り上げた流れは、高水敷上の低水路寄りで最も速くなり23.0km付近からその流れの一部が低水路内へと流入している。低水路の流れをみると、23.0kmから左岸側に寄り始め、22.5km左岸で高水敷上へ乗り上げる。この乗り上げ流れは高水敷上を広く分散しながら流下している。21.85 km左岸から高水敷への乗り上げ流れは、湾曲部内岸をショートカットするように流れて20.8km付近ですぐに低水路へと流入している。

19.0km付近の湾曲部をみると、湾曲部通過後主流部を左岸側へと移す。この低水路左岸側に片寄った速い流れは左岸堤防に沿って進み18.5km左岸から再び高水敷へと乗り上げる。高水敷上の流れは、非常に遅く水深も小さい。

(2) ピーク流量時の流況

上流湾曲部をみると、23.5km付近では流速分布の横断的な片寄りはいずれも見られない。23.0kmから低水路の流れは左岸側に寄り始めている。右岸側高水敷上の流れも薄く広がり始める。左岸高水敷では、流速は小さい。21.3km付近から高水敷上に乗り上げた流れは、既でに左岸高水敷上流れていた流れと合流し最大流速1.9m/sとなる。

(3) 減水期 1,400m³/s時の流況

上流湾曲部をみると、23.5km右岸付近からの流れが高水敷へと乗り上げる状況が見られる。この付近での流速は約1.1m/s程度であり横断的な片寄りはない。23.0km付近から低水路の流れは左岸側に寄り始める。23.0km~22.0km右岸高水敷上の水深は小さくなり始める。21.5km左岸高水敷上での流速は最大1.19m/sであるが、21.0km左岸高水敷になると最大1.73m/sにまで増加する。21.0km付近の湾曲部をみると流速分布の片寄りが著しく、右岸側で流速0.96m/sに対して左岸高水敷上で1.73m/sと0.8m/sの流速差がある。

19.00km付近の湾曲部をみると、湾曲部下流で低水路左岸側に片寄った速い流れが見られる。この流れは左岸堤防に沿って進み、18.5km左岸で高水敷へ乗り上げる。

2) 実験 I-1-2について

流量700m³/sの増水期水位と減水期水位を比べてみると、減水期水位は増水期水位に比べて0.5m程度高くなっており、この上昇傾向は18.0kmより上流へ向うほど大きくなる (図-5.1.3水位縦断図参照)。

次に、各流量時の流況について述べる。図-5.1.10に流況図を示す。

(1) 増水期 700m³/s時の流況

上流湾曲部をみると、23.0km付近からの低水路内の流れは左岸側に寄り始め、22.5km左岸から高水敷上

へ乗り上げる。高水敷の流れは低水路寄りで比較的速い。21.5km左岸付近からも高水敷への乗り上げ流れが見られる。この流れは湾曲部内岸をショートカットするように流れ20.8km付近ですぐに低水路へと流入する。

19.0km付近の湾曲部をみると、湾曲部通過後に速い流れが左岸側へと移り左岸堤防に沿って進んでいる。18.5km左岸から左岸高水敷へと乗り上げた流れは非常に遅く水深も小さい。

(2) ピーク流量時の流況

上流湾曲部をみると、23.5km右岸から流れが高水敷へと乗り上げている。ここでの流速の横断的な片寄りは見られない。23.0kmからの低水路流れは左岸側寄り始める。21.3km左岸から乗り上げた流れは上流の左岸高水敷上の流れと合流し最大1.75m/sまで大きくなる。

19.0kmの湾曲部をみると、18.5km左岸から高水敷上へと乗り上げた流れは、堤防沿った形で流下し湾曲部内岸をショートカットするように流下する。

(3) 減水期 1,400m/s時の流況

上流湾曲部をみると、23.5km右岸から低水路の流れが高水敷へと乗り上げている。この付近では、高水敷上の堤防寄り最大1.2m/s程度、低水路内左岸寄り1.54m/sとなっている。23.0km右岸高水敷上の流れは、水深が小さく流速も1.2m/sと遅い。22.5km左岸から高水敷上への乗り上げた流れは、21.5km過ぎから次第に流速を上げる。21.5km左岸高水敷で流速は最大1.29m/sだったものが21.0kmでは最大1.67m/sとなり、0.38m/s程度流速が上昇する。

19.0kmの湾曲部をみると、湾曲部通過後、流れが左岸側へ片寄り始める。この左岸に片寄った速い流れは左岸堤防に沿って流下する。

3) 実験1-2について

流況図を図-5.1.11に示す。上流湾曲部をみると、23.5kmから流れが左岸堤防沿いに片寄る。ここでの流速は1.44m/s程度である。23.0km右岸から高水敷へと乗り上げた流れは、流速も遅く低水路側に片寄っている。

22.5km左岸から高水敷上へ乗り上げた流れは、低水路右岸へと片寄り堤防沿いに流下する。21.3km左岸から高水敷へ乗り上げた流れは、湾曲部内岸をショートカットするように流下する。19.0kmの湾曲部をみると、湾曲部通過後、流れが左岸へ片寄り速い流れが左岸堤防に沿って進む。18.0km左岸から高水敷へ乗り上げた流れは、非常に遅く水深も小さい。

4) 流況の比較

実験1-1-1, 1-1-2ともに流向については特に差異はない。流速については多少の差異はあるものの、測定精度を考えれば一概には相似性の問題には結び付けられない。また、時間縮尺の違いによる非定常性の大小が原因と考えられる流況の差異はみられない。

実験Ⅰ-2と他の実験では流量が異なるので当然流況は異なるが、水衝部の位置についてはⅠ-2の方が若干上流にある程度で大きな差異はみられない。

5.1.5 河床変動状況

図-5.1.5 に河床横断面図を示す。図には洪水後にあたるS57年現地河道データも合せて記入してある。河床変動の比較的大きかった地点は24km, 22km, 21.5km, 19km, 16.5kmなどである。いずれのケースにおいても洗掘位置、堆積位置は現地と大きな差異はない。

次に各ケースごとの河床変動状況を記す。

1) 実験Ⅰ-1-1

24.0km地点は中央に砂州のある地点である。現地と比較して多少低下傾向にあるようである。22.0km地点は右岸側に水衝部が形成されている地点である。現地と比べ、右岸側河岸の深掘れ傾向が強い。21.0km地点は左岸側に水衝部が形成されている地点である。左岸側河岸近傍の深掘れ量は現地とほぼ対応している。21.0km地点は右岸側に水衝部が形成されている地点である。模型の方が深掘れ傾向が強い。16.0kmは河道中央に深掘れの発生している地点であるが、模型では発生していない。これは、現地河床の地質が深掘れ部を除いて固定性のものであるからと考えられる。次の実験では現地と同様に河床を固める必要があると考えた。

2) 実験Ⅰ-1-2

実験Ⅰ-1-2の河床変動状況は実験Ⅰ-1-1の方が若干深掘れ傾向にある程度で実験Ⅰ-1-1のものとかかなり似た結果となった。16.5kmについては、実験Ⅰ-1-1の方が大きく深掘れが進んでいるが、これは深掘れ地点以外の河床の固定化を実験Ⅰ-1-1よりも推し進めたことに原因するものと考えられる。

3) 実験Ⅰ-2

実験Ⅰ-2では流量が小さいためか河床変動は実験Ⅰ-1-1, Ⅰ-1-2に比べ全体的におだやかであるが、現地データとは良い対応を示していることがわかる。

4) 各実験での河床変動状況の比較

(1) 通水後の河床横断面形状について

通水後の河床横断面形状に着目する。図-5.1.5に河床形状横断面図を示す。

- 上流部をみると、全般的に各ケースともに再現性は高く現地河床に一致している。ただし、低水路右岸寄りに中州が形成されている24.0km付近をみると、実験Ⅰ-1-1では中洲の両側で洗掘が大きい。実験Ⅰ-1-2, 実験Ⅱ-1は比較的現地河床に近い形状となっている。

- 上流の湾曲連続部をみると、各ケースともに河床横断面形状は概ね現地河床と一致しているが、一部現地と違いのみられる地点もある。これらの地点については以下に示す。23.0km右岸側の水衝部をみると、他のケースに比べて実験Ⅰ-1-2で比較的洗掘が進んでいる。21.0kmをみると、他のケースに比べて実験Ⅰ-1-1での堆積がやや多い。

・直線河道部をみると、各ケースともに19.5km, 20.5km地点では概ね現地の河床横断形状に一致している。ただし、20.0km地点をみると実験Ⅰ-1-1では他のケースに比べて堆積が多いのが分かる。19.5km, 18.0km, 18.5kmでは概ね現地の河床形状と一致している。19.0kmについては、各ケースともに出水前の河床形状よりも、現地で洪水後埋め戻された後の河床形状に一致している。

なお、実験Ⅰ-1-1では、17.0km, 17.5kmでの洗掘が過大となった。16.5kmでは現地よりも洗掘が進み最深河床部では逆に埋め戻された形となった。そこで、実験Ⅰ-1-2, 実験Ⅰ-2では、現地で完新統粘性土層の露出がみられる18.0kmから下流の低水路に粒径30~50mの礫を河床下に設置した。ただし、16.5km地点については低水路内のほぼ中央の深掘れ部を除いて固定化した。そのため、実験Ⅰ-1-2, Ⅰ-2ではより現地に近い河床横断形状となった。

(2) 通水後の平均・最深河床高について

通水後の平均・最深河床高に注目する。図-5.1.6に平均・最深河床高縦断図を示す。全般的にみると、定流、不定流の各実験での通水後の河床高に大きな違いは認められない。現地河床高との比較をみても平均河床高は概ね現地一致しており再現性が高い。最深河床高についても各実験ともに湾曲部の水衝部や高水敷からの落込み流れが見られるところでやや深く掘れる傾向は見られるが全般的には模型上での再現性は高いと言える。

(3) 局所洗掘の時間変化について

局所洗掘深の時間変化に注目する。図-5.1.7は、実験Ⅰ-2時の各断面の通水後1時間おきに9時間後までの局所洗掘深の変化を表わしたものである。この図より多くの点で洗掘は進む一方で埋戻し現象はみられない。多少戻ったようにみえる点もあるが、河床波のスケールからして、この変動は有意であるとはいえない。

5.1.6 実験により明らかになったこと

1) 時間縮尺の違いについて

河床変動に注目すると、実験Ⅰ-1-1では一部洗掘や堆積が過大なところもみられたが、実験Ⅰ-1-2では、一部水衝部や高水敷からの落込み流れのあるところを除いて現地と差異はみられなかった。

2) 埋戻し効果について

一般に、洪水減水期には深掘れの埋戻しがあるとされる。特に砂河川では流砂量が多く、流況の変化に対する河床変形の追従性が高いと考えられる。もし、埋戻し作用が無視できない量存在するならば、実験においては通水中の河床高の変化に常に注意していないと最大洗掘深の発生のタイミングをのがすことになり、検討としては危険側となってしまう。ところが、本実験の範囲での局所洗掘深の時間変化(図-5.3.10)をみてもわかるように埋戻し作用はほとんどみられないことがわかった。このことから、局所洗掘に注目した実験を行う場合、最大流量を通水し、十分に河床変動が起こったのちに直ちに通水を留めて河床高を測定すれば十分に安全側の検討が可能であると言える。

以上、1), 2) のを総括すると、時間縮尺を変化させるとそれに応じて若干深掘れ量も変化するが、実

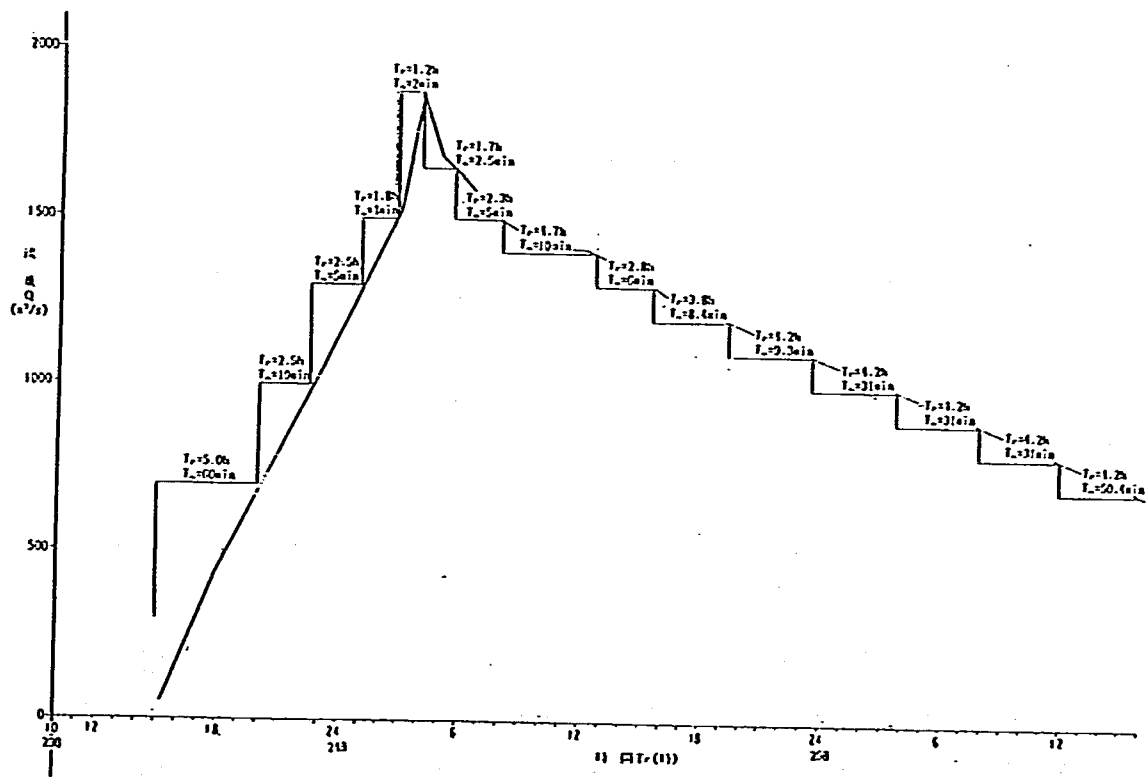
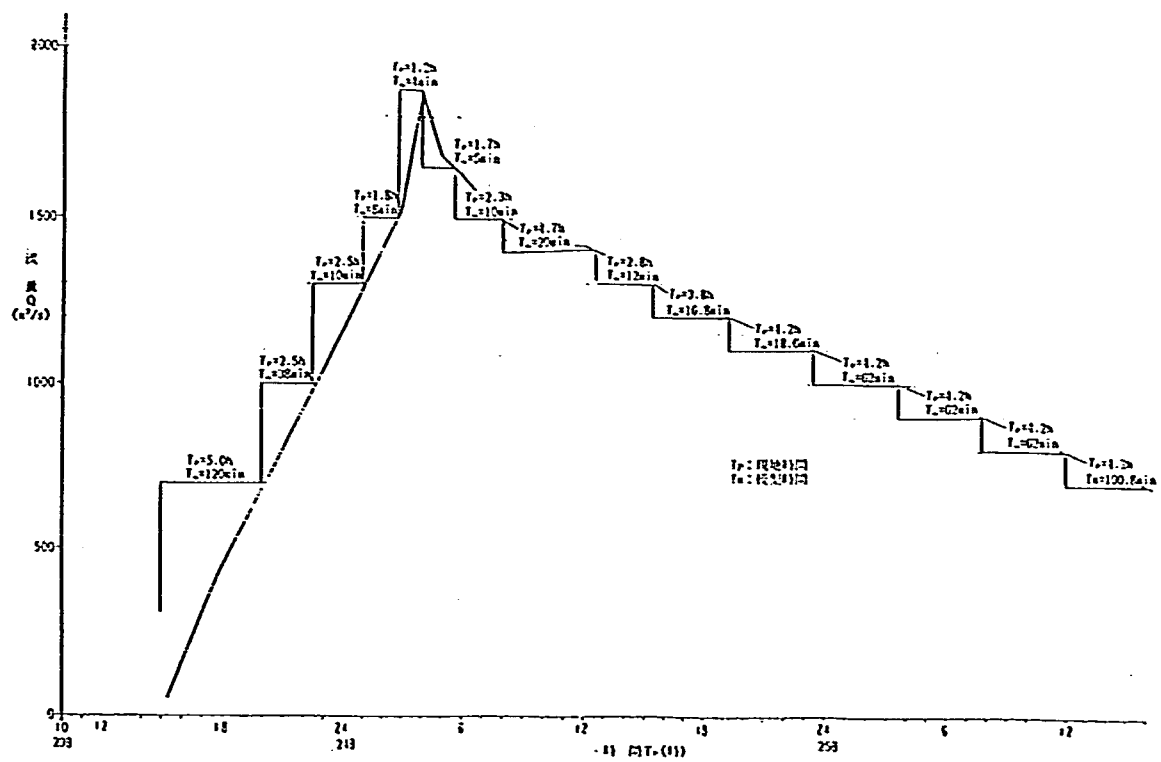


図-5.1.2 実験時の洪水波形図

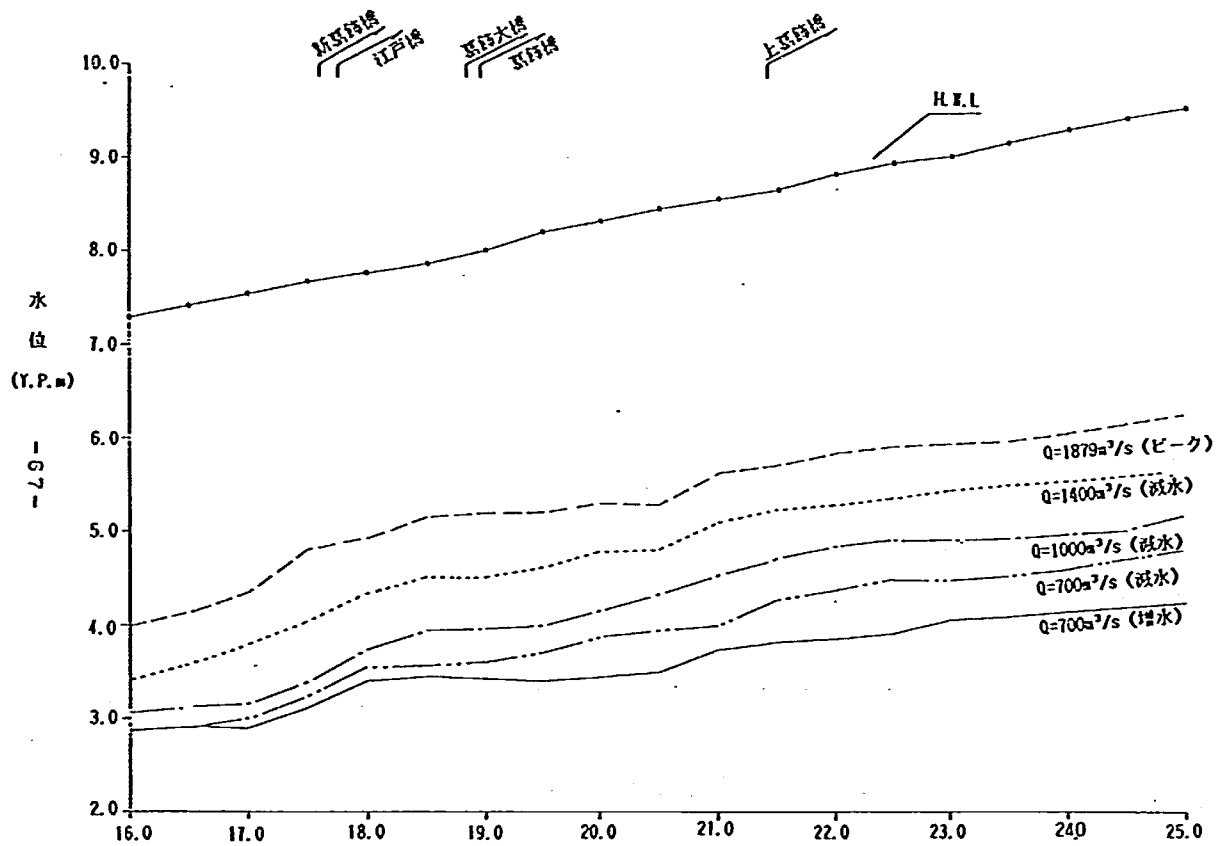
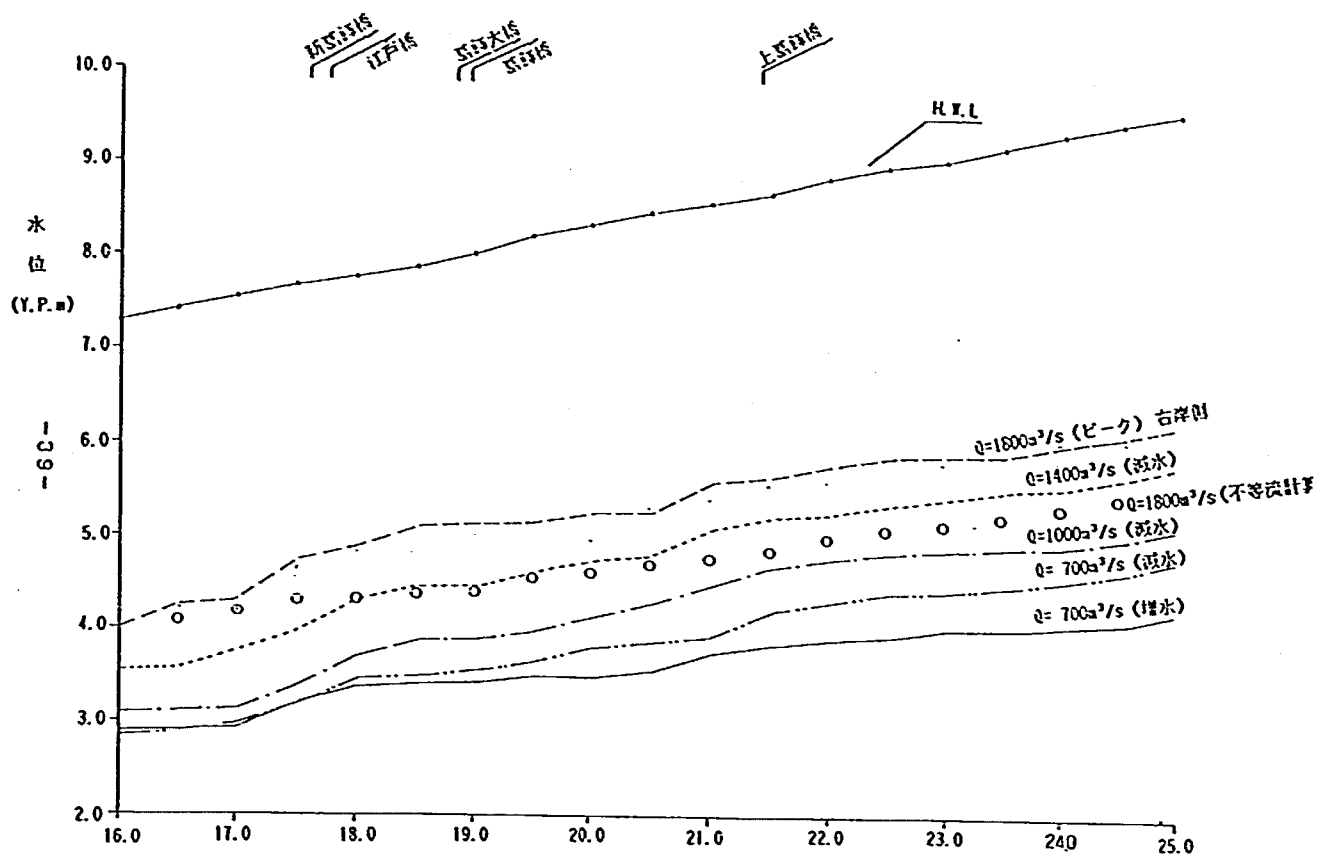


図-5.1.3 水位縦断面図 (実験 1-1-1, 実験 1-1-2)

験のばらつき等に比較してもあまり大きな差異はないこと、洪水減水期の埋戻し現象はほとんどみられないことが本実験の特徴として挙げられる。このことは不定流実験の実施がその手間の割りに検討の精度を高めはしないことを表わしている。

3) 深掘れの特徴について

現地と実験 1-1-1, 実験 1-1-2, 実験 1-2 を比較したところ, 実験 1-1-2, 実験 1-2 でやや深掘れを増す程度であり, 深掘れ深は概ね一致していた。相似性が低いのに深掘れ深が概ね合うということは, 深掘れが法線形などの幾何特性に強い影響を受けていると考えることができる。

模型の法線形は現地と合っているので, このことは深掘れ深の相似性についてもある程度期待できることを表している。このため, 本模型を用いて局所洗掘対策工の検討を行うこともある程度可能であると考えられる。

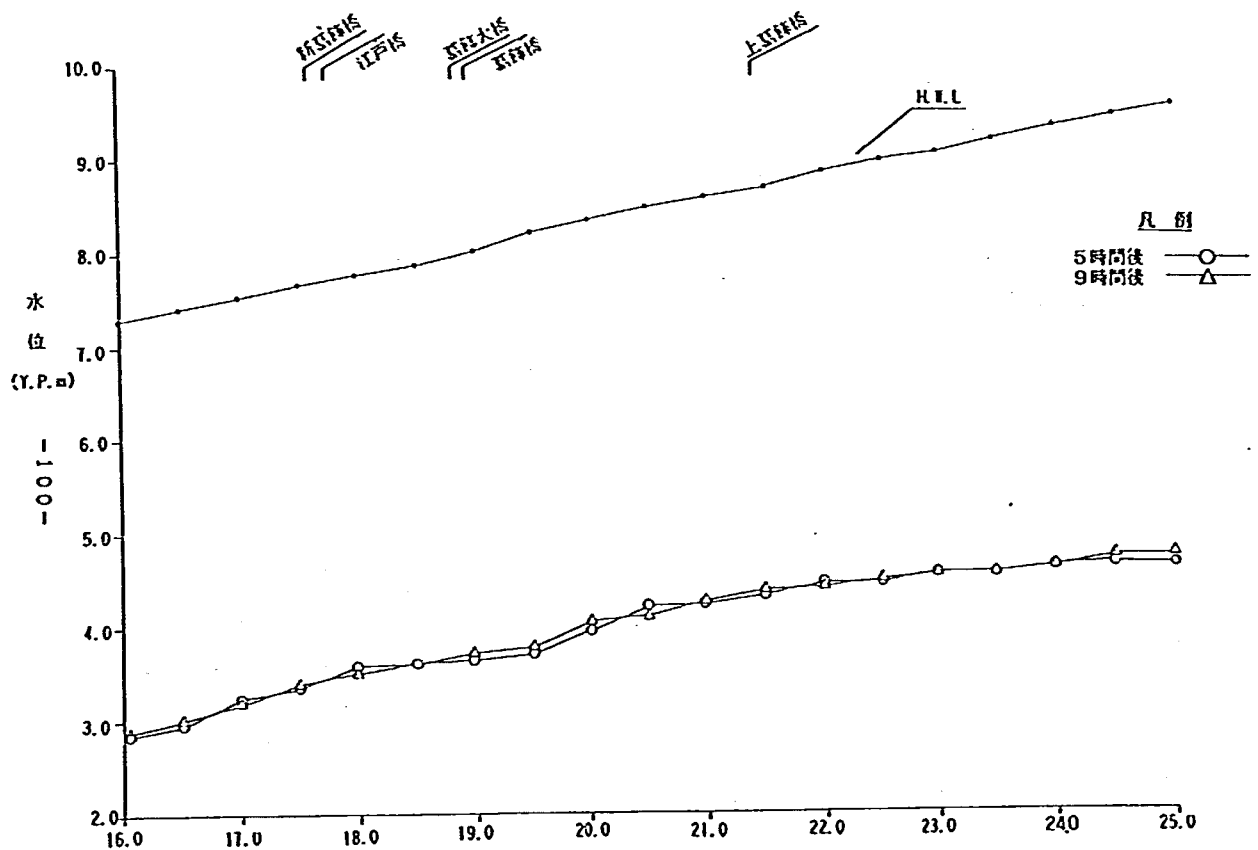


図-5.1.4 水位縦断面図 (実験 1-2)

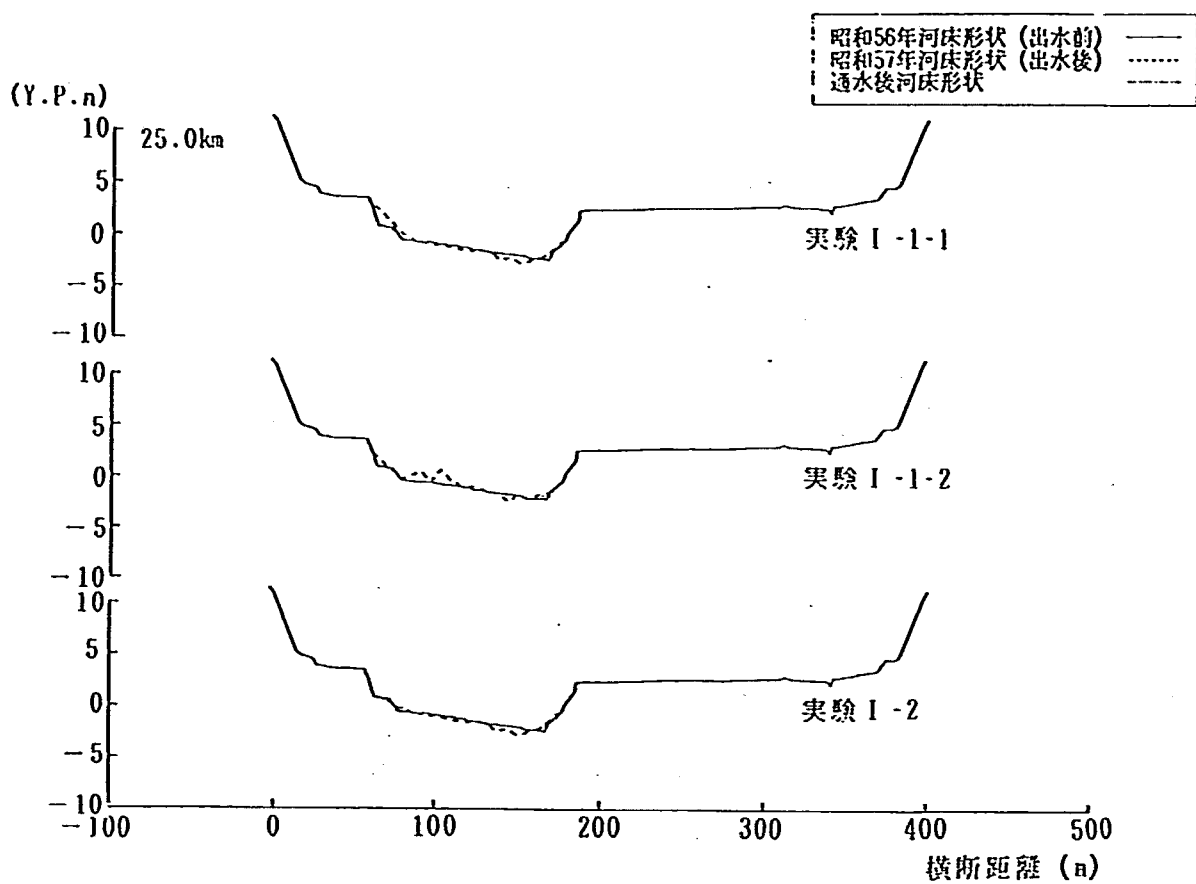


図-5.1.5 河床形状横断面図 (1)

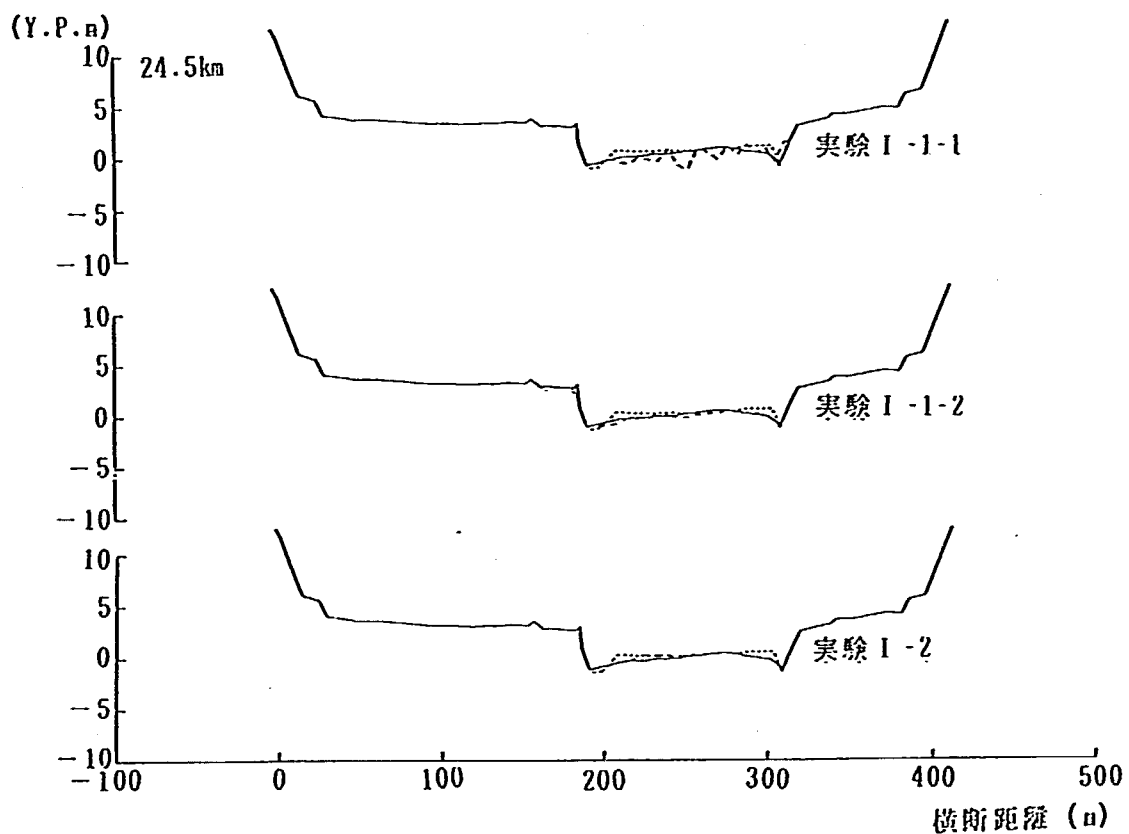
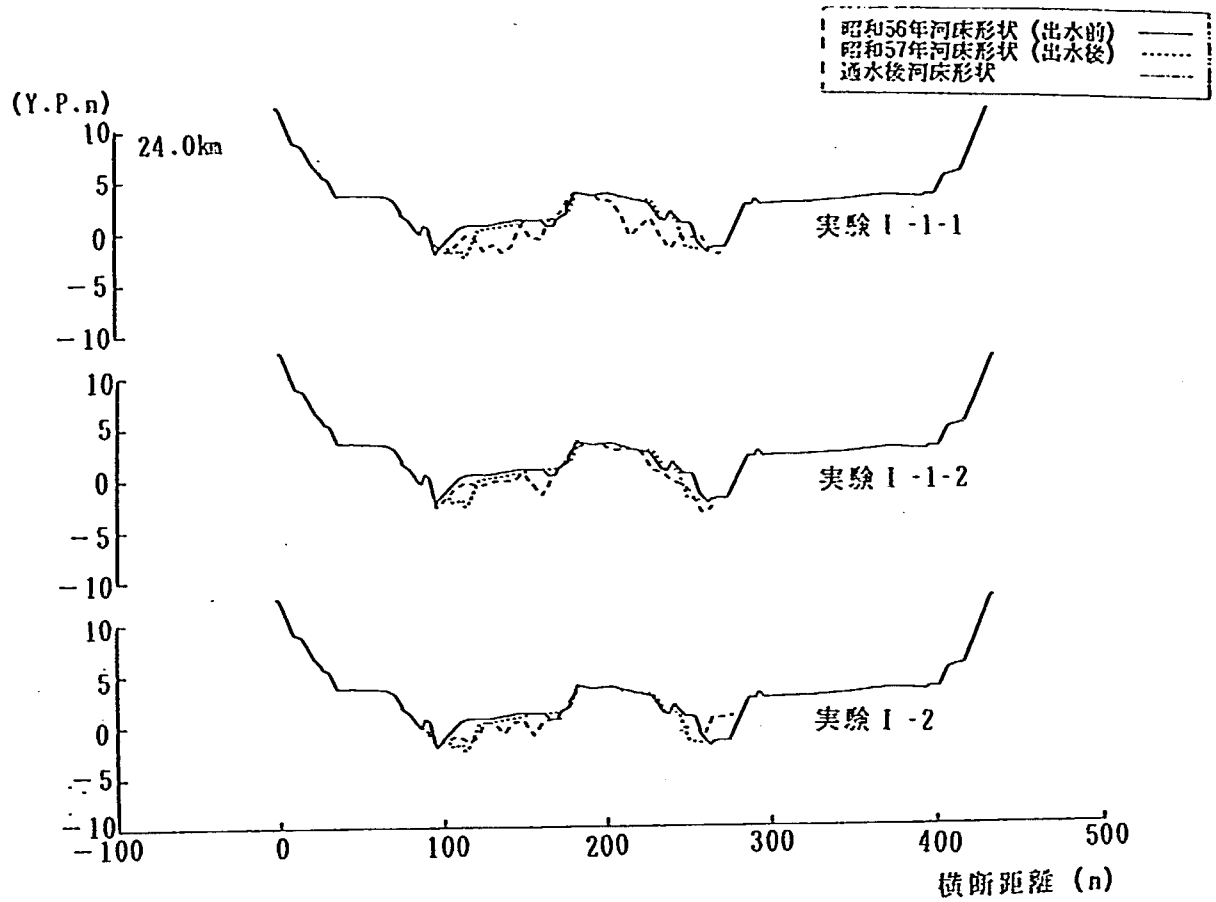


図-5.1.5 河床形状横断面図 (2)

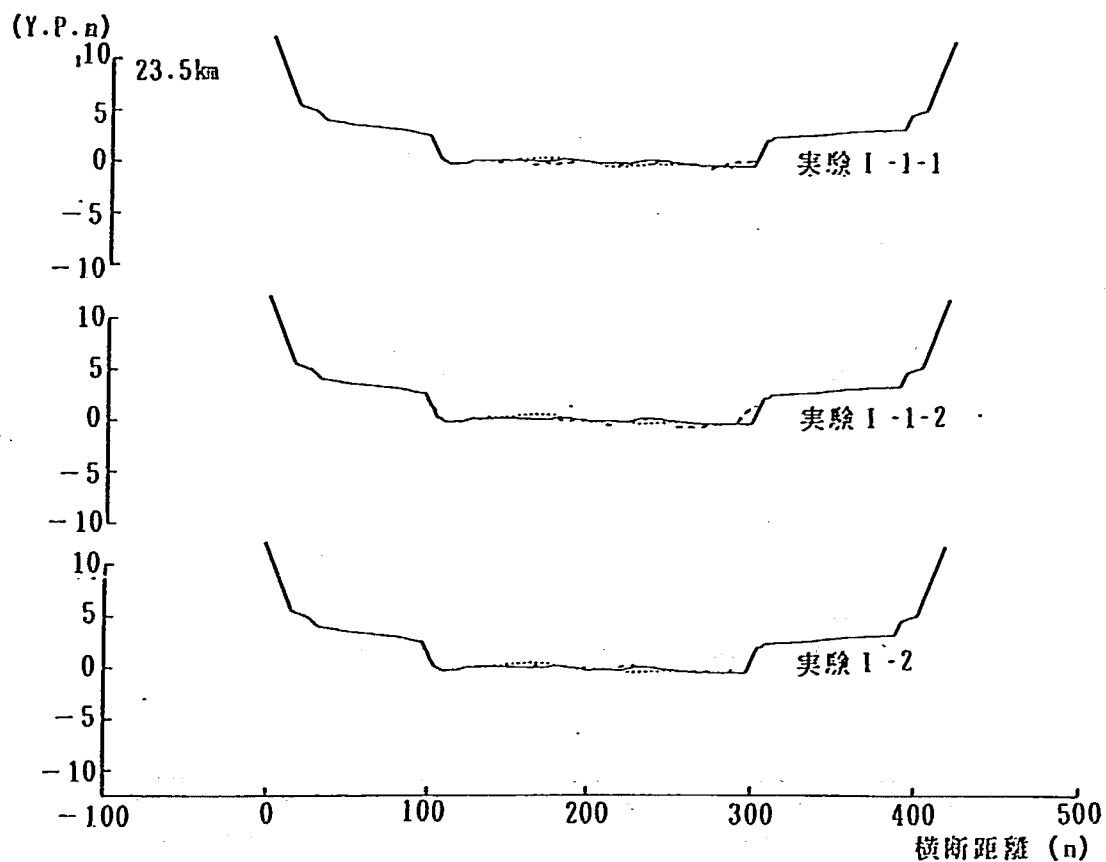
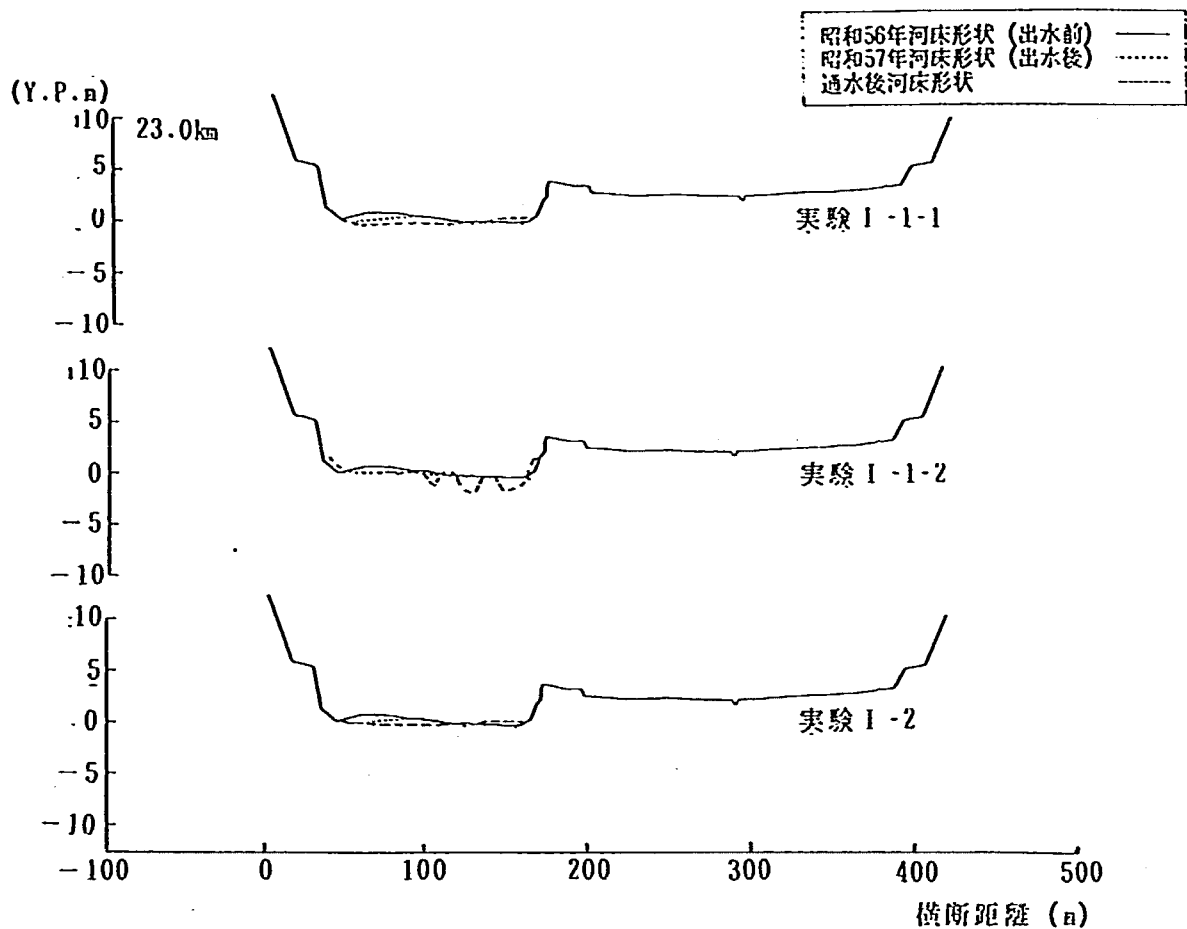


図-5.1.5 河床形状横断面図 (3)

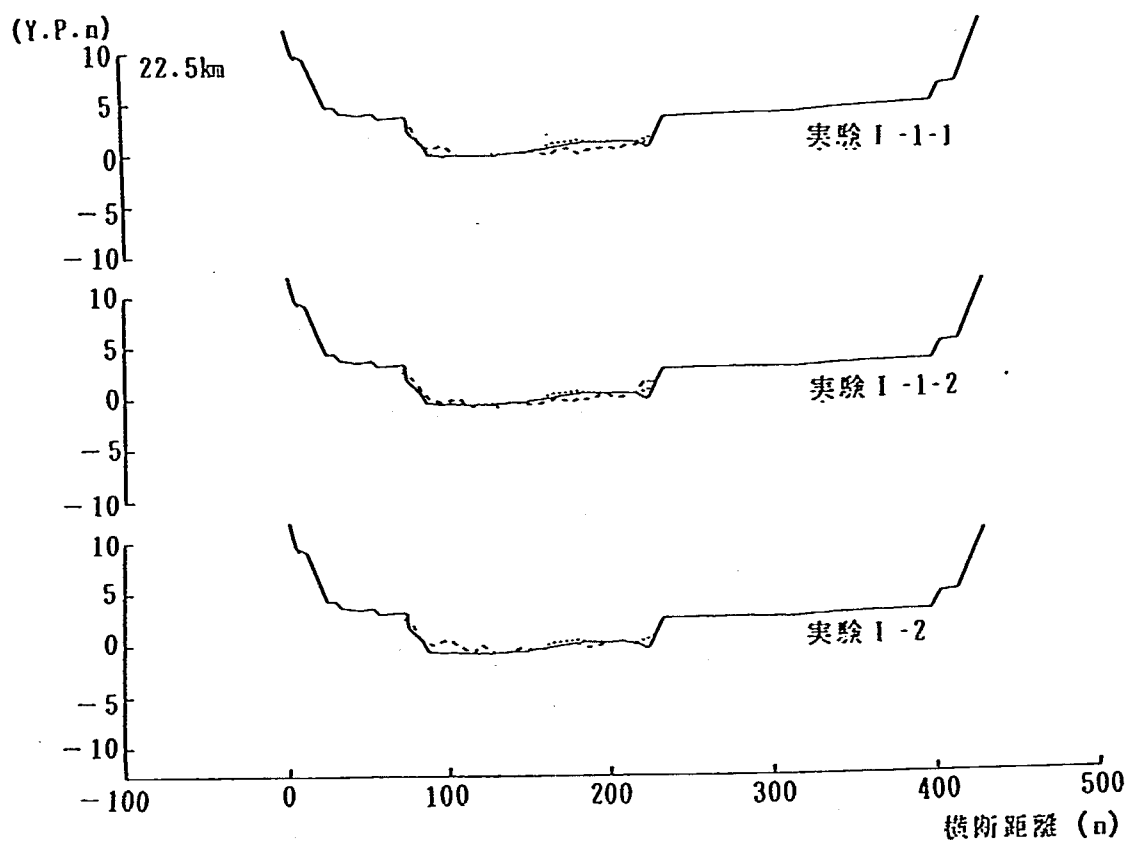
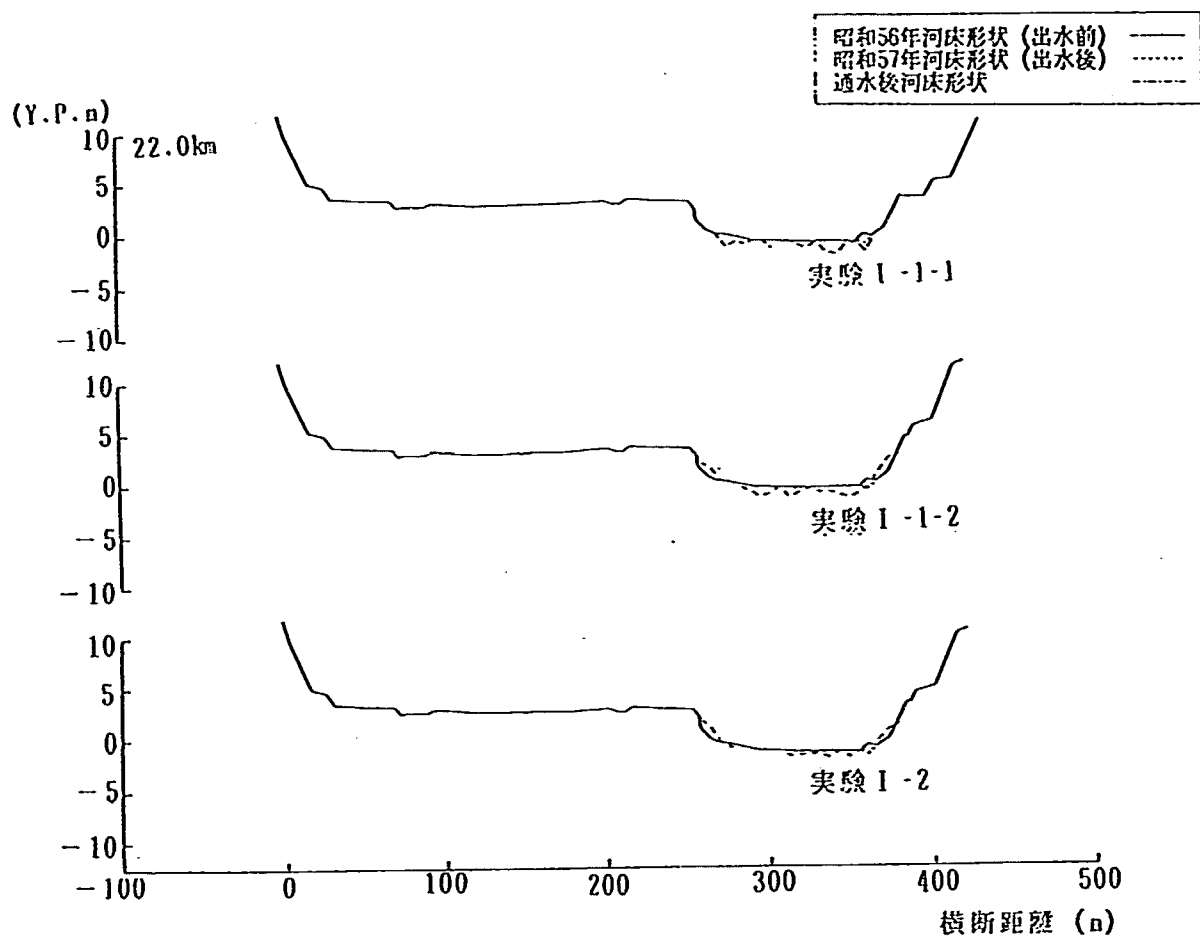


図-5.1.5 河床形状横断面図 (4)

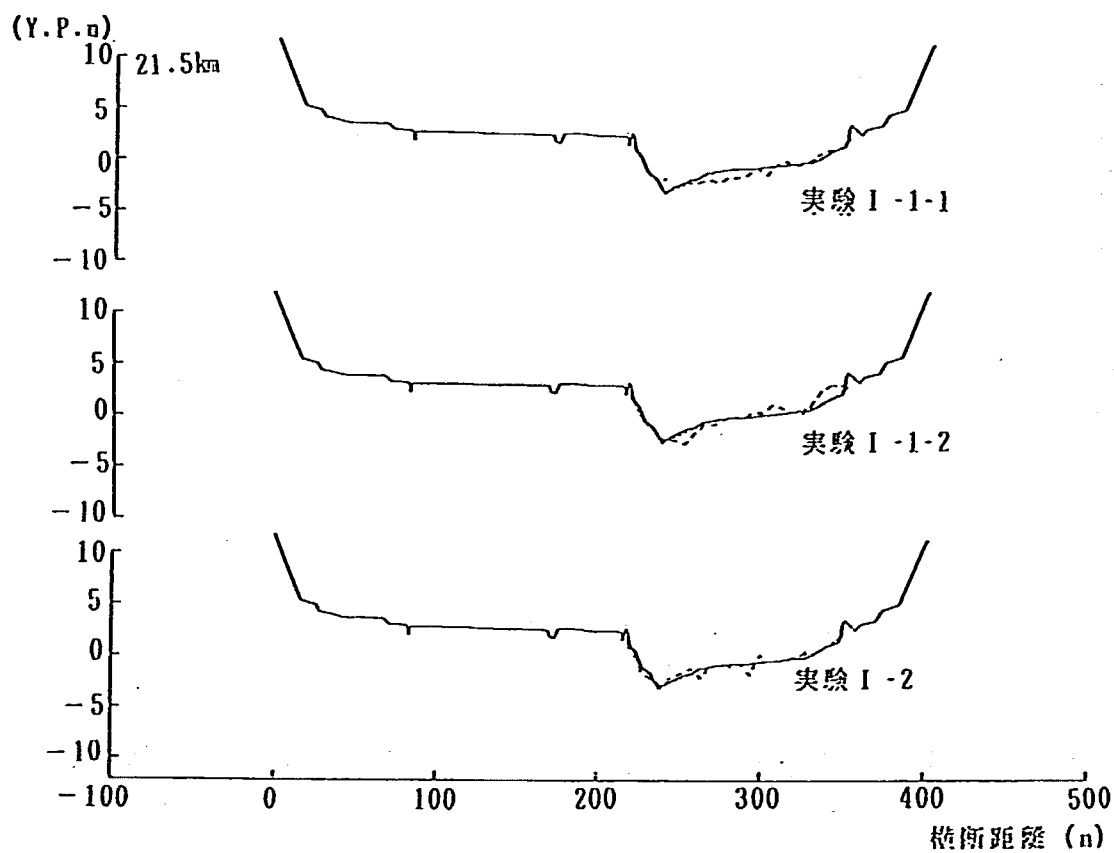
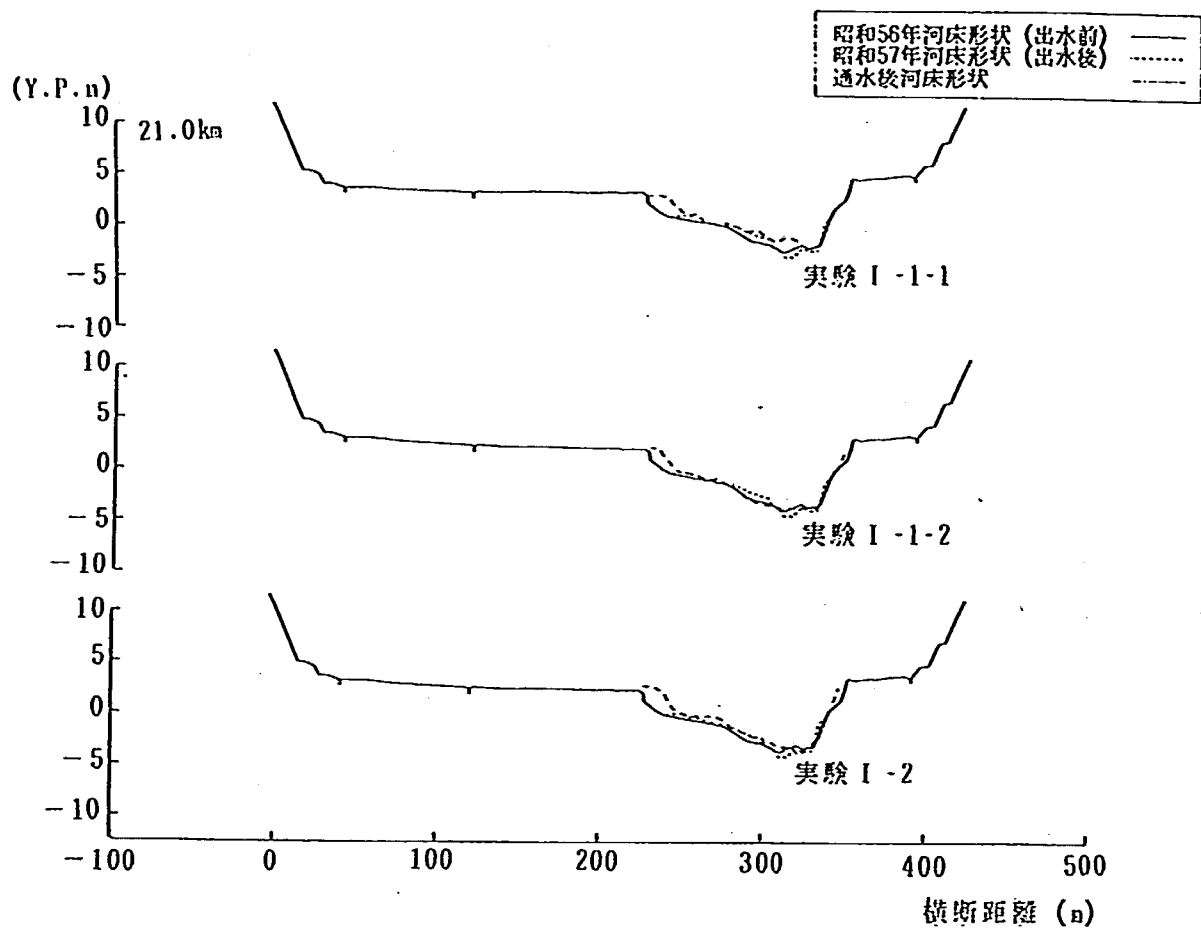


図-5.1.5 河床形状横断面図 (5)

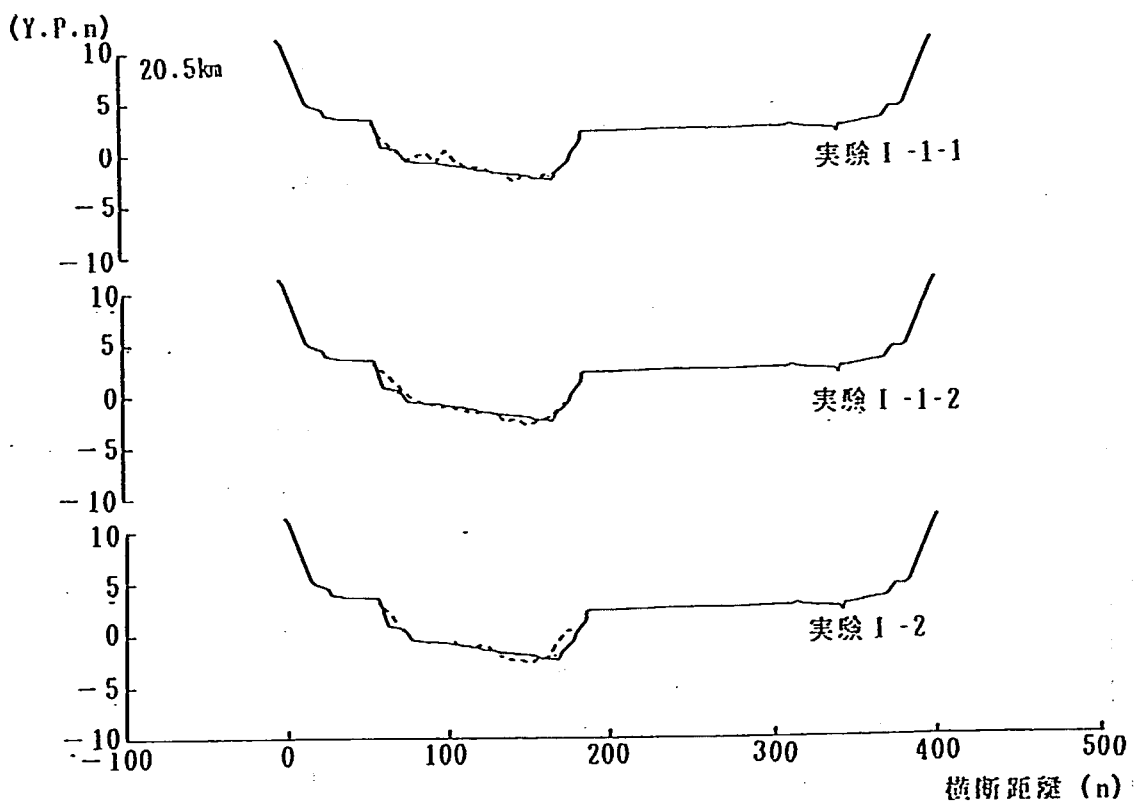
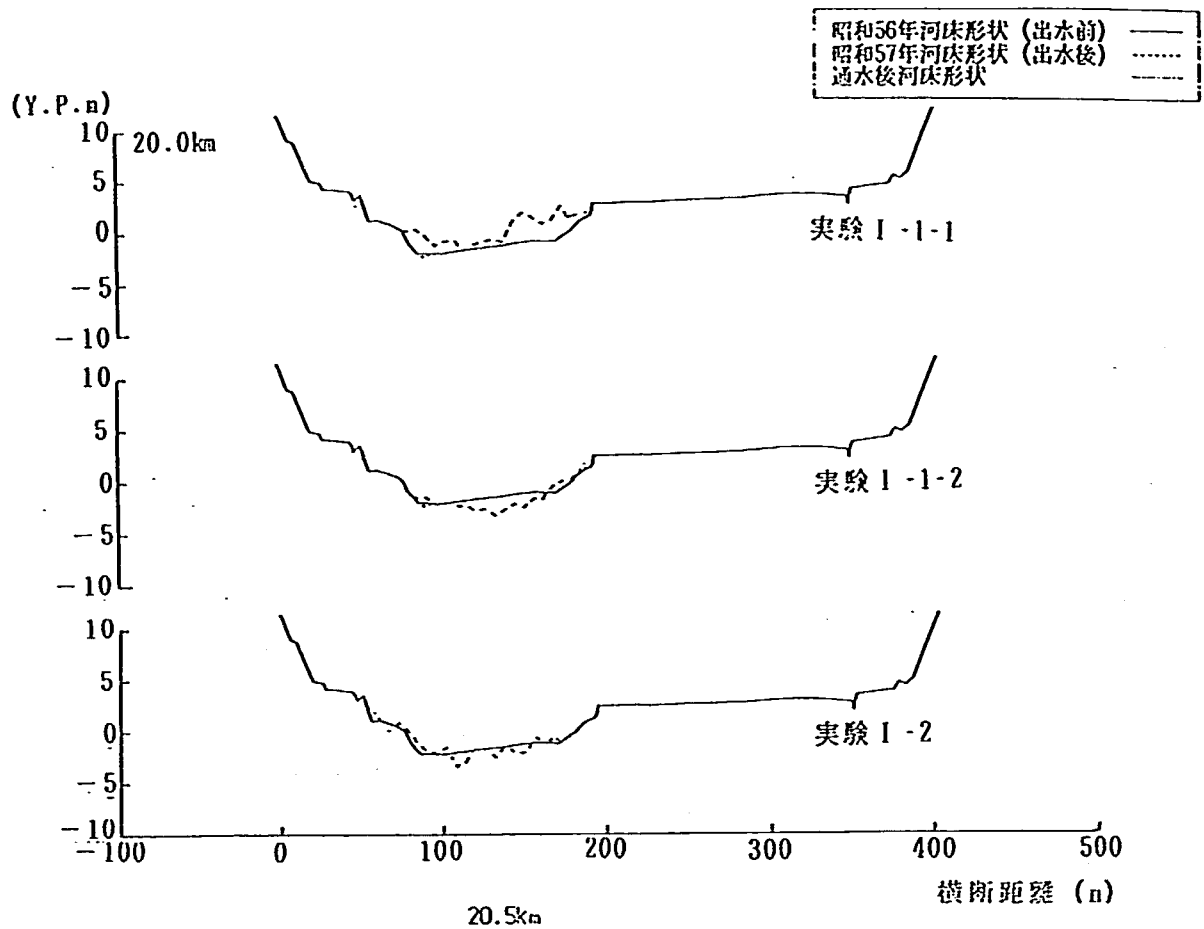


図-5.1.5 河床形状横断図 (6)

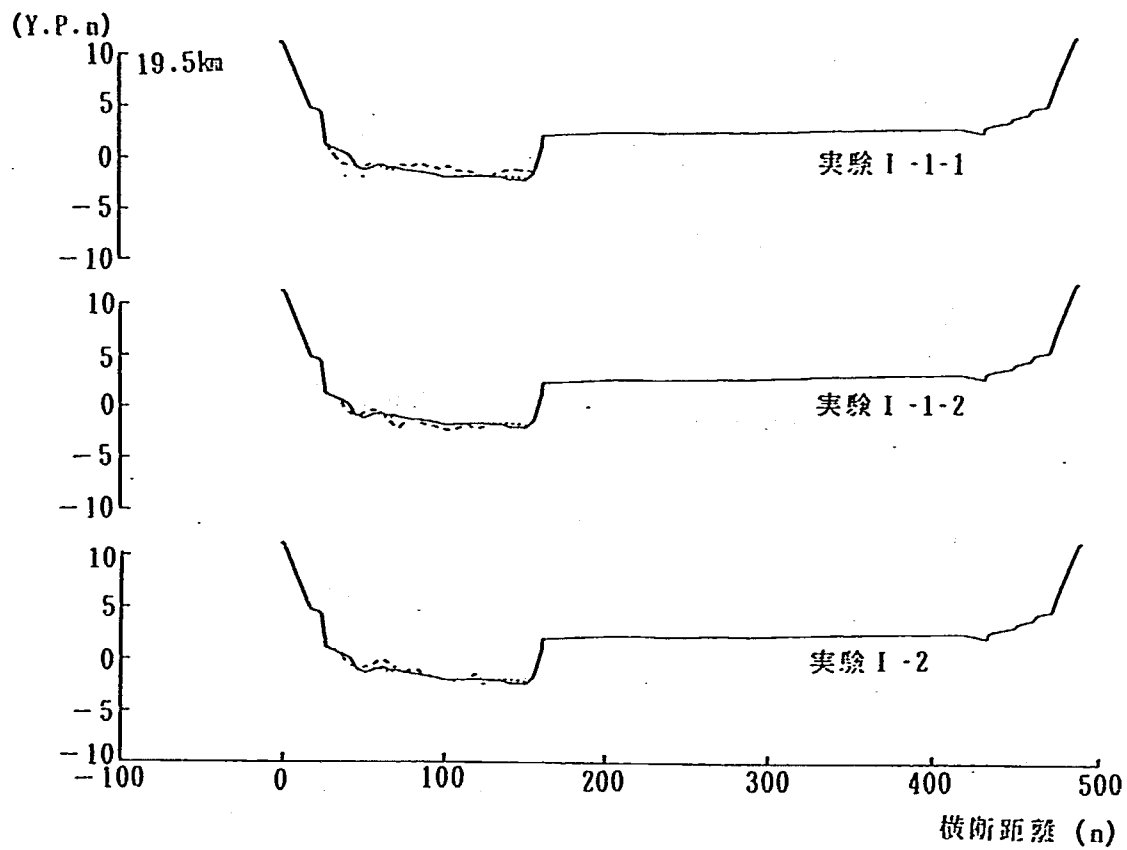
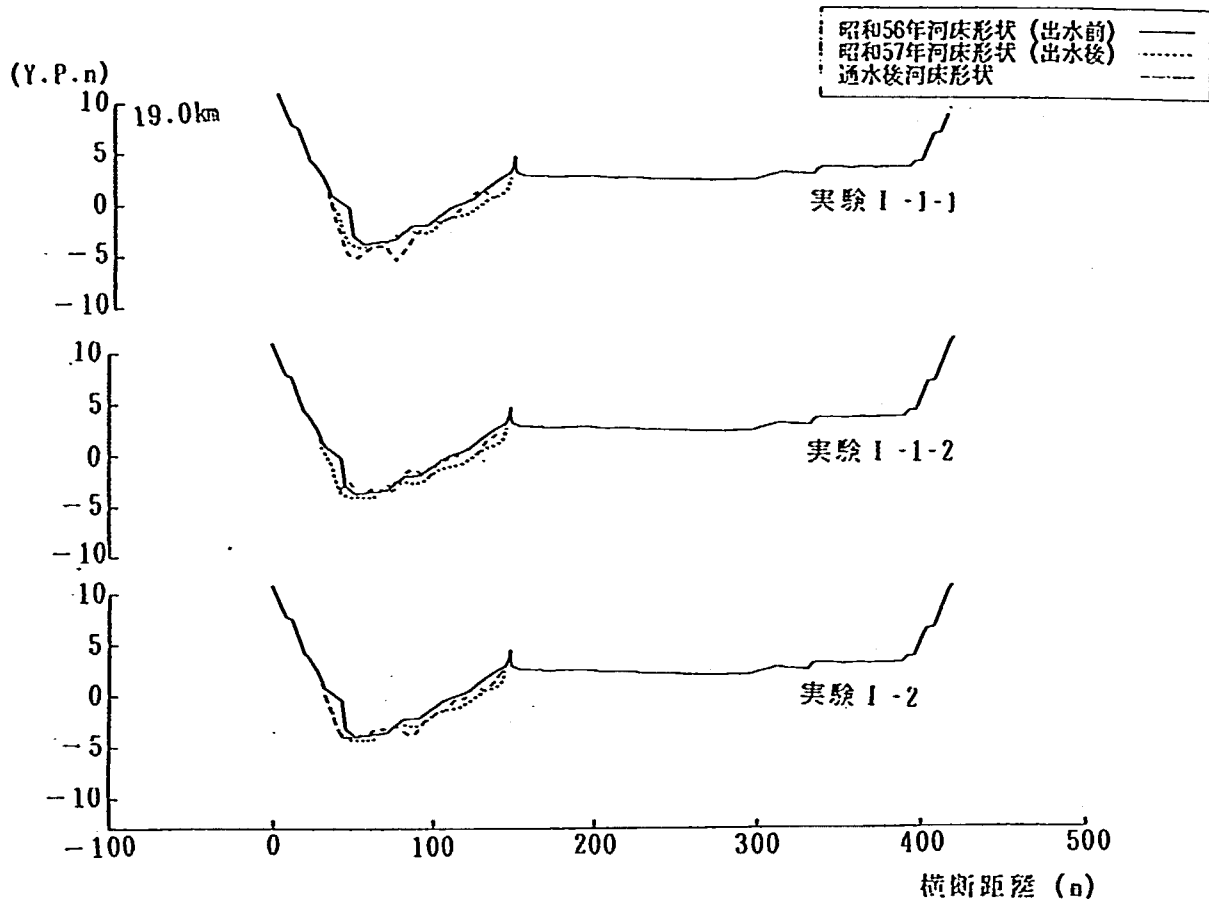


図-5.1.5 河床形状横断面図 (7)

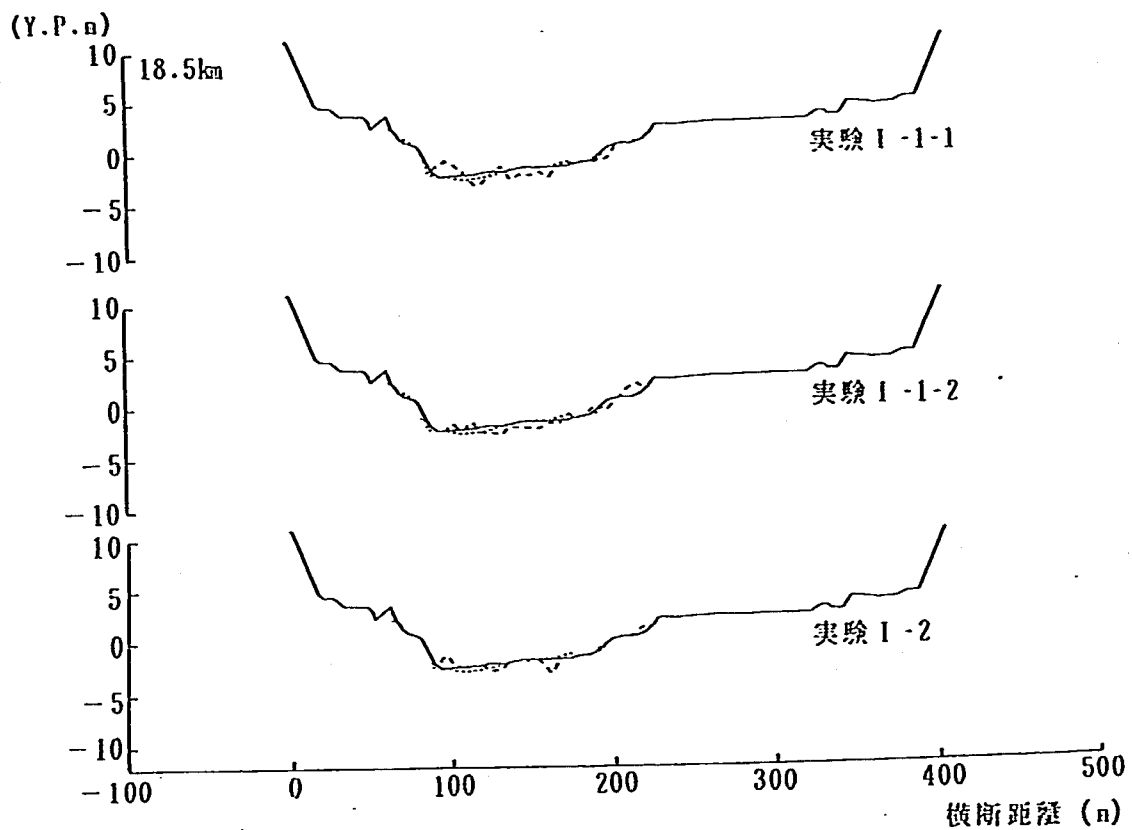
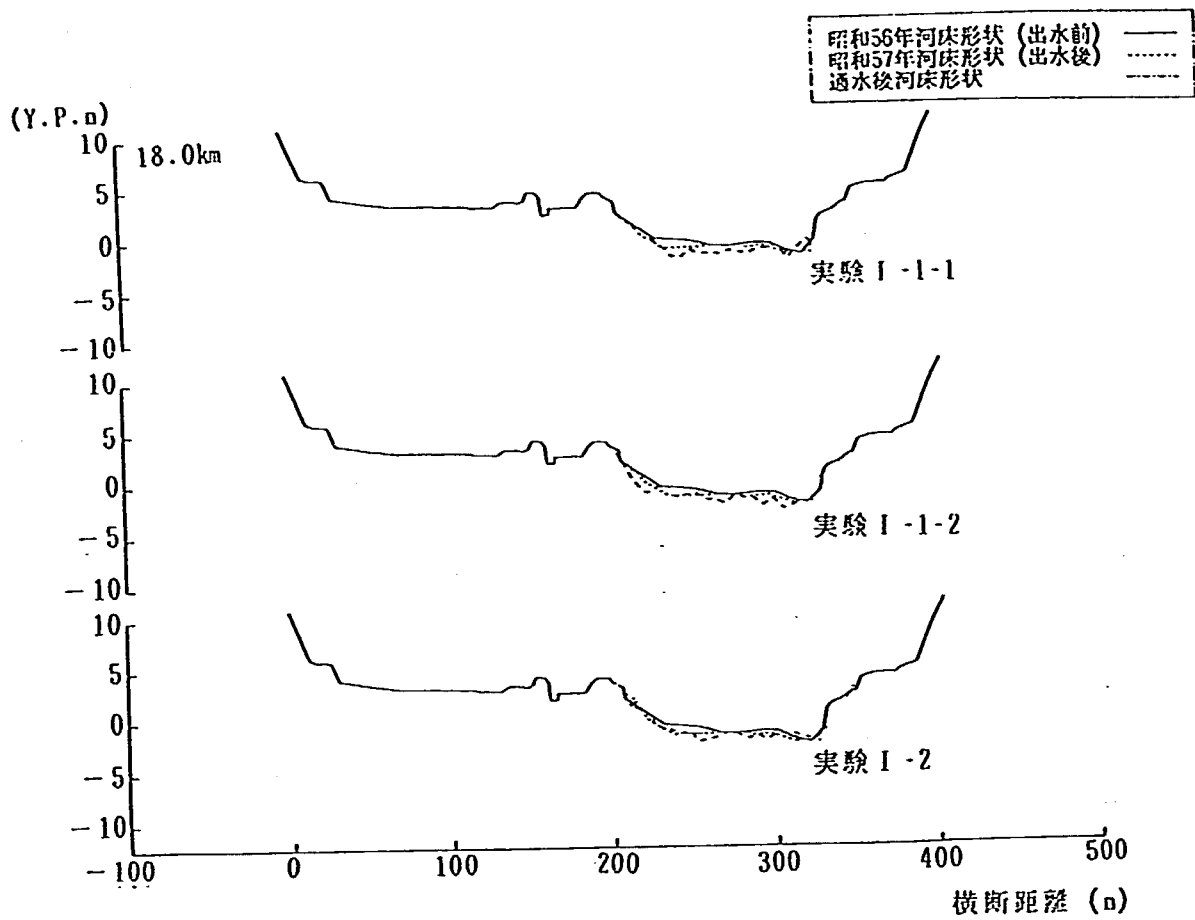


図-5.1.5 河床形状横断面図 (8)

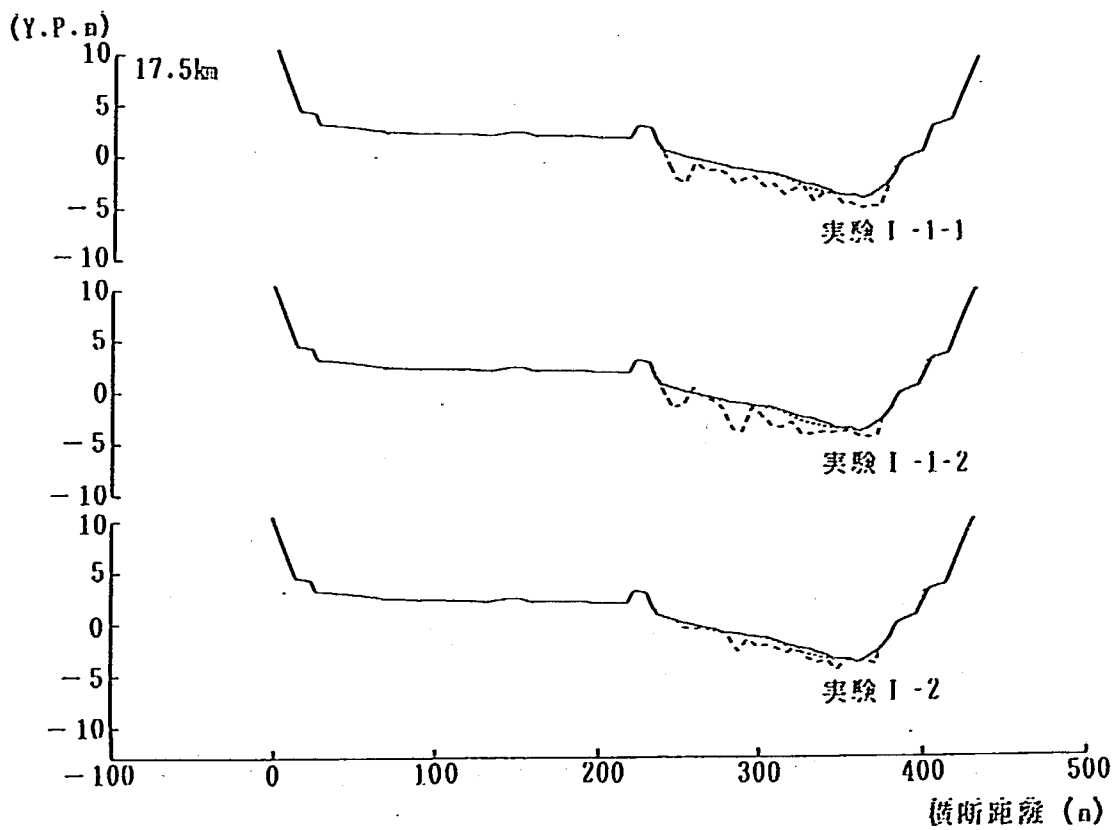
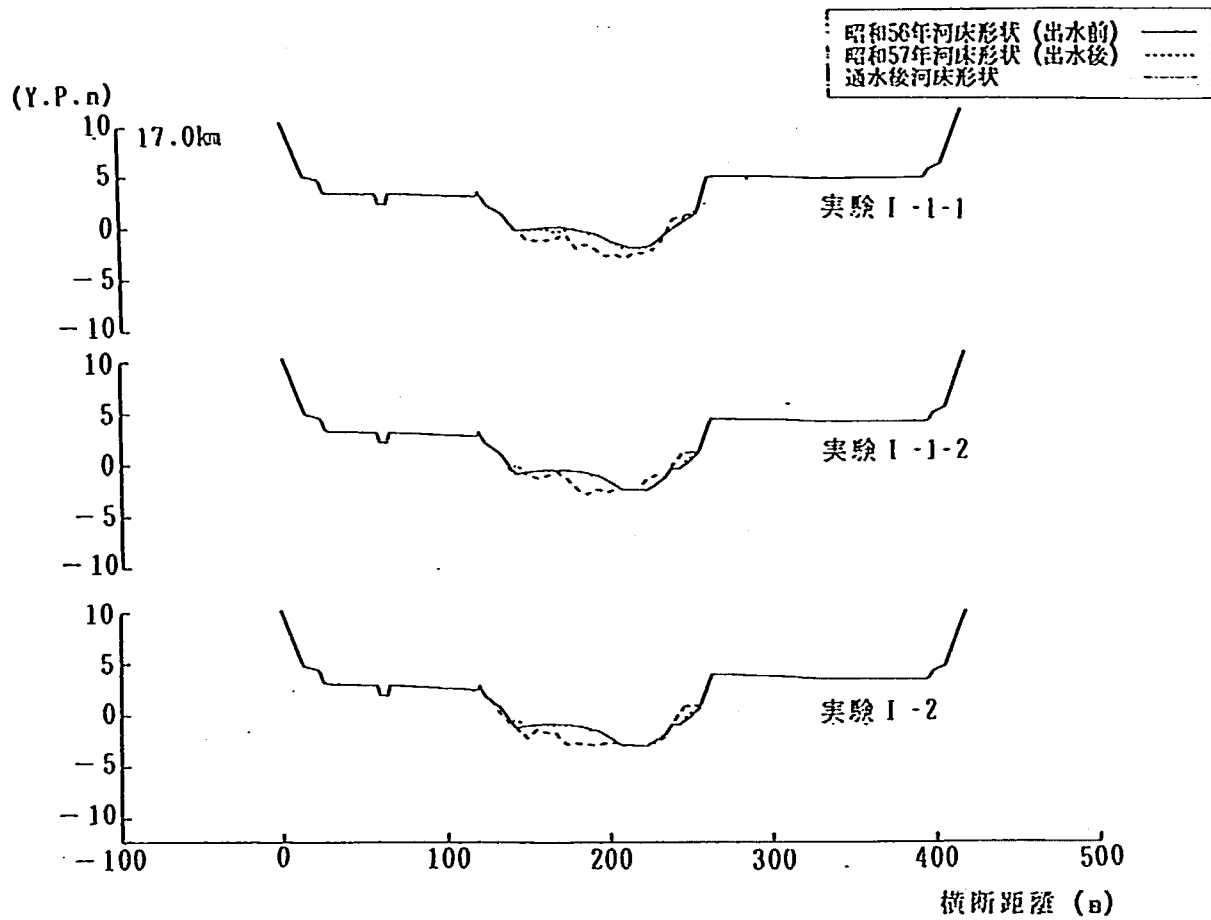


図-5.1.5 河床形状横断面図 (9)

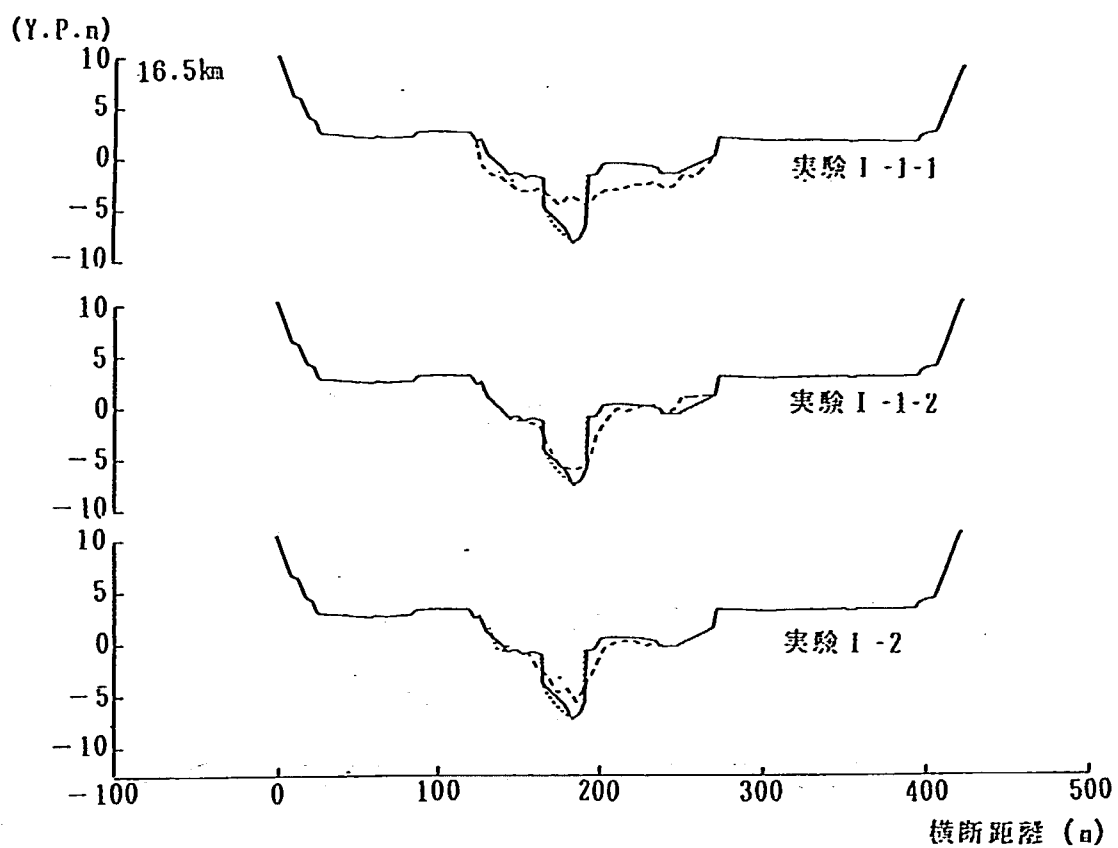
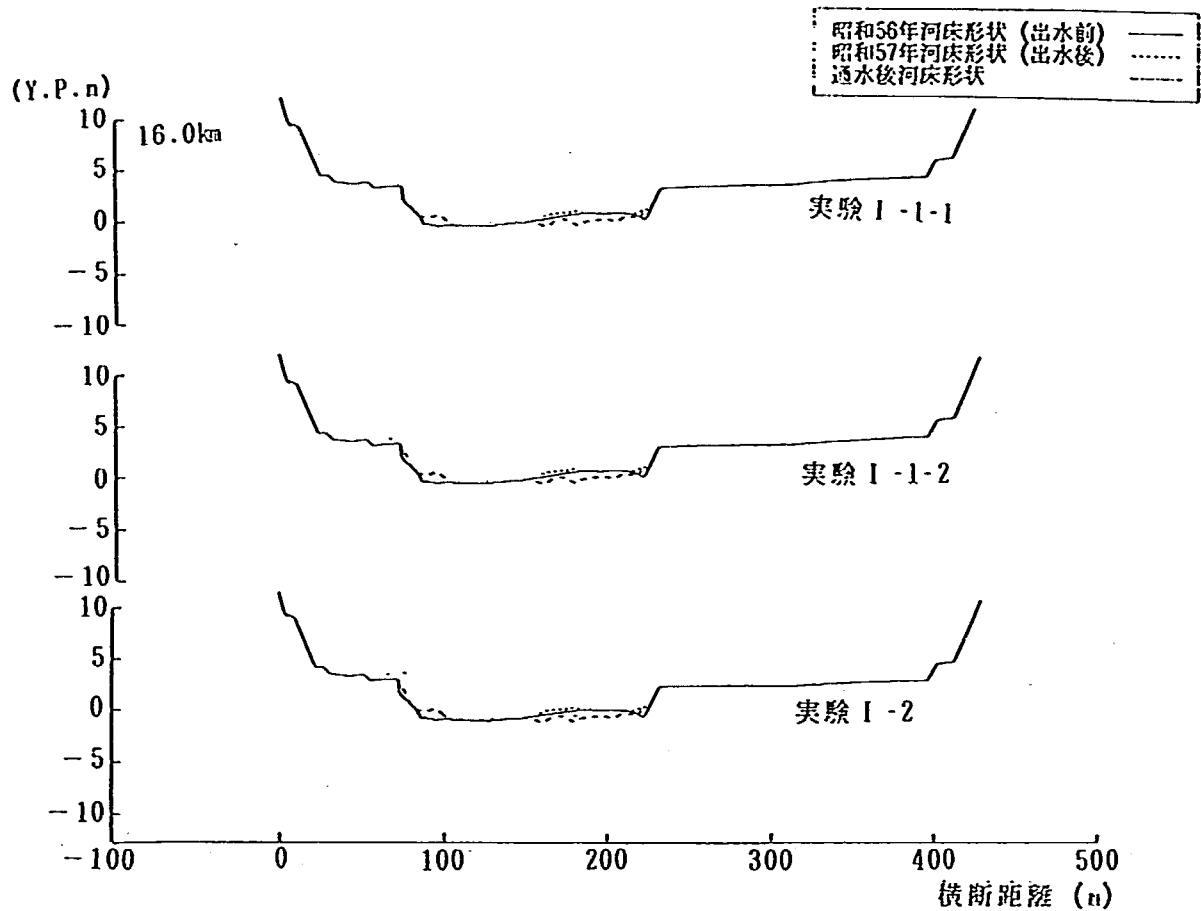


図-5.1.5 河床形状横断面図 (10)

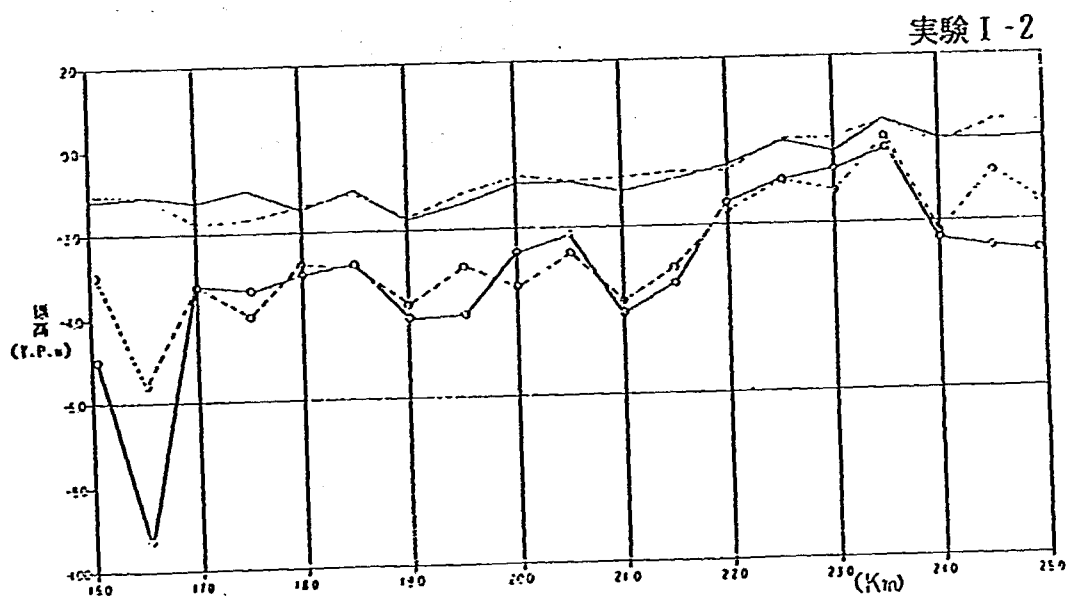
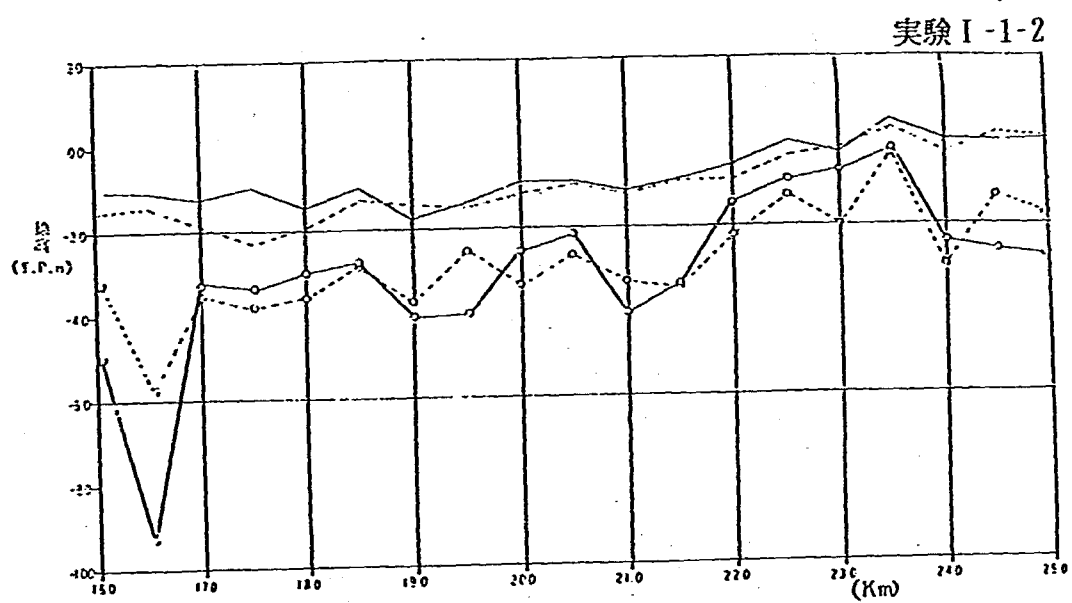
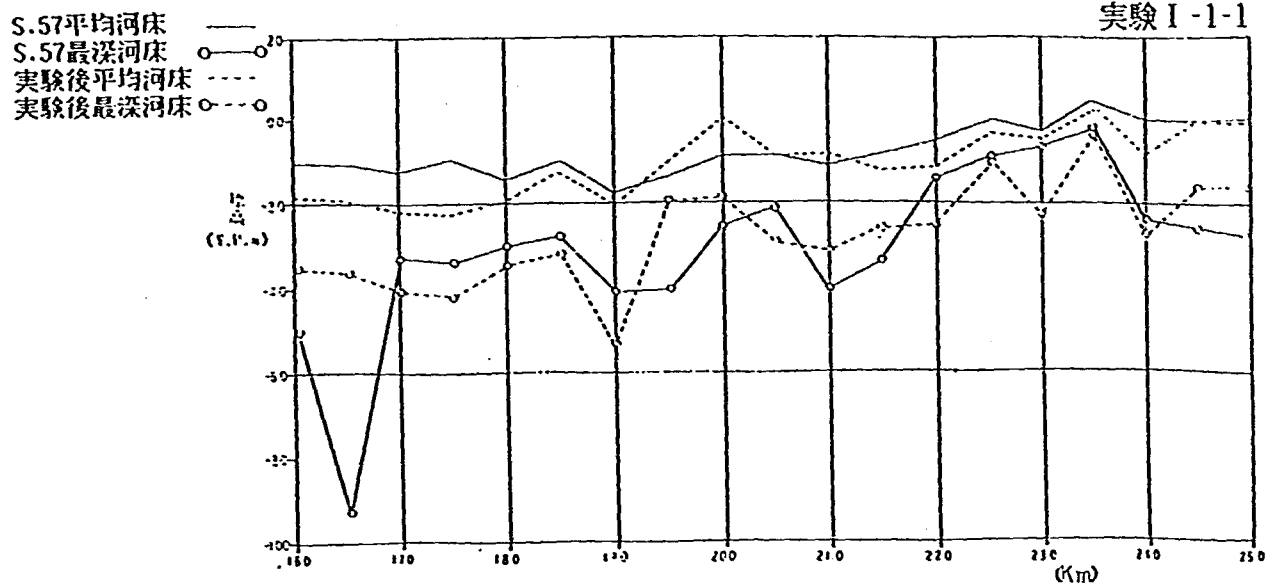


図-5.1.6 平均・最深河床高縦断図

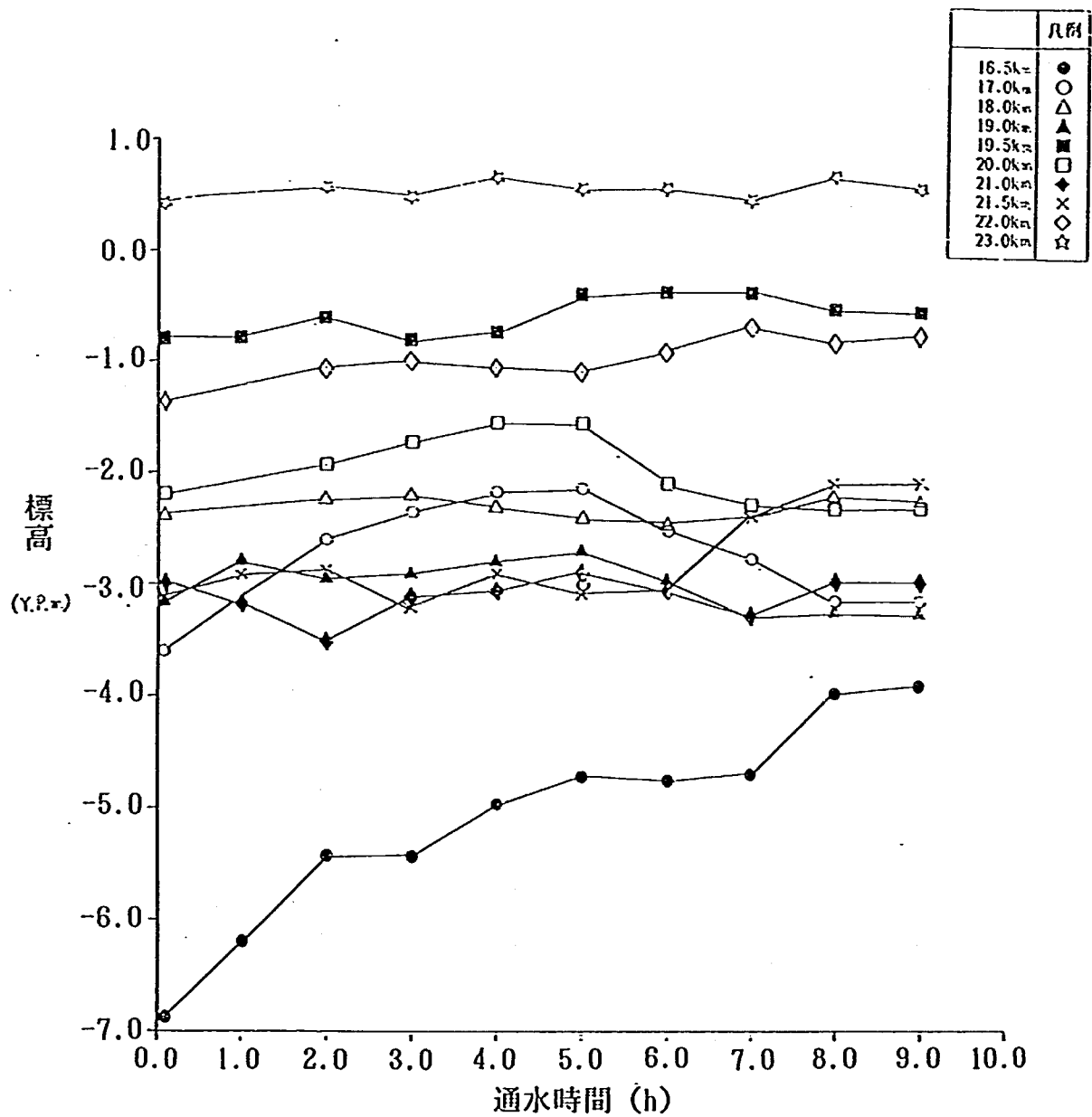


図-5.1.7 局所洗掘深の時間変化図

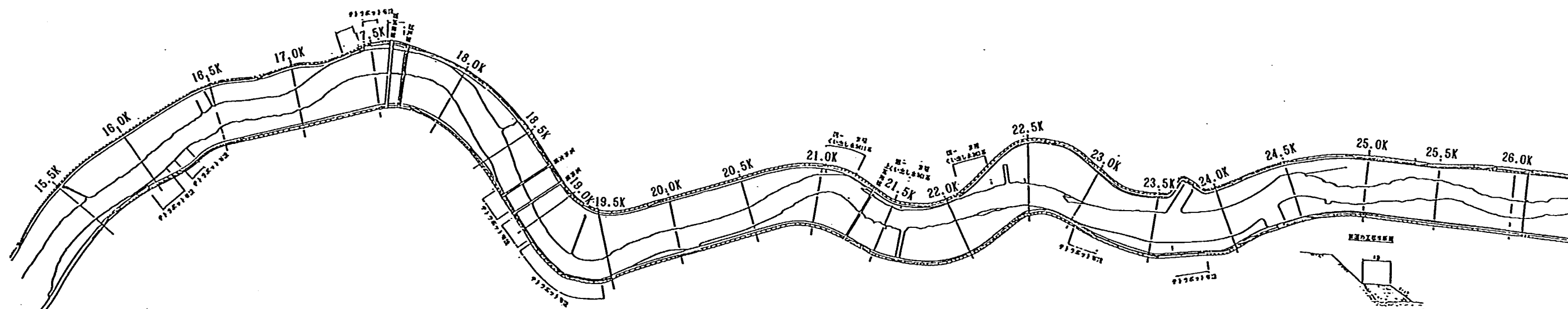


図-5.1.8 既設根固め工敷設位置図

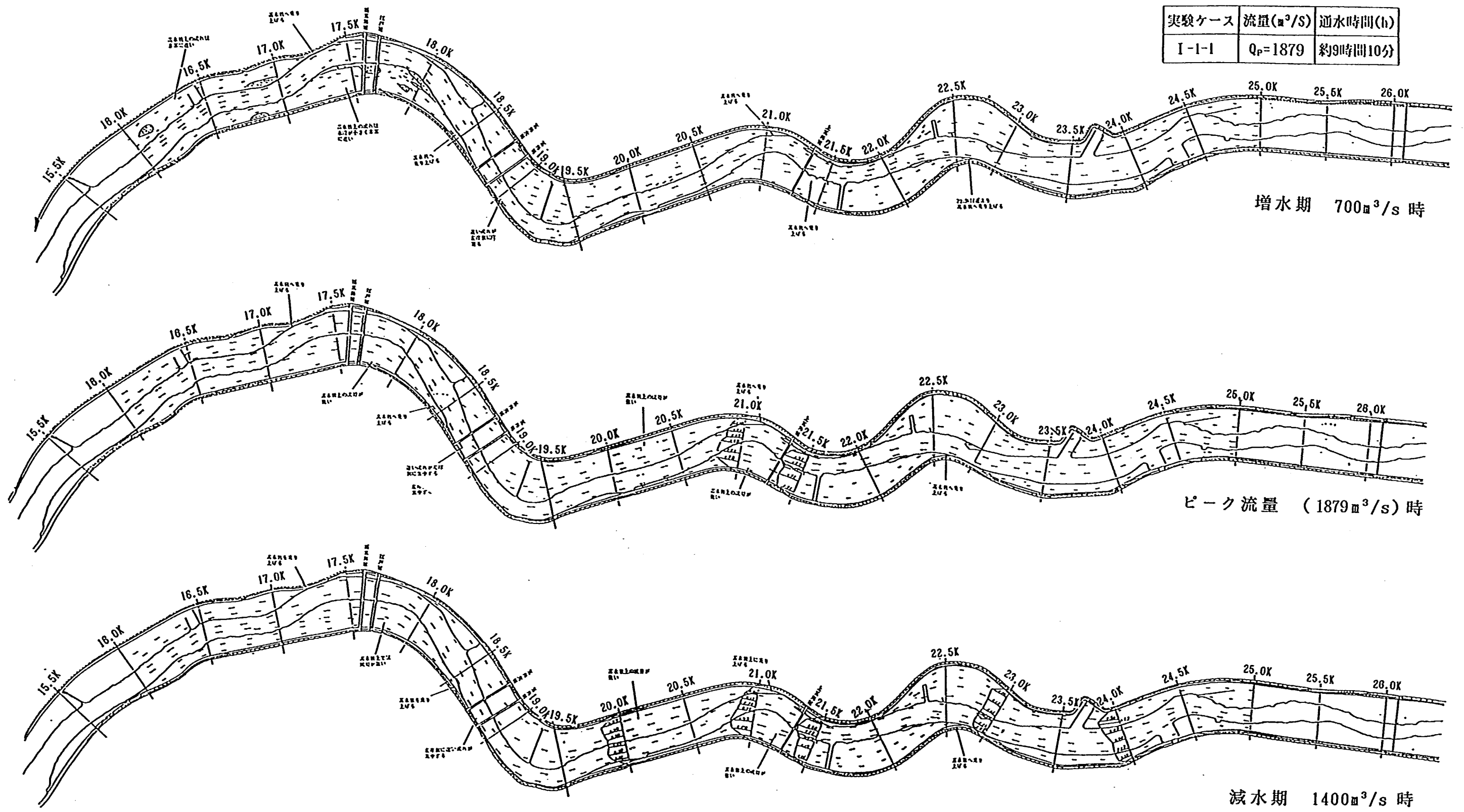


図-5.1.9 流況図 (ケース I-1-1)

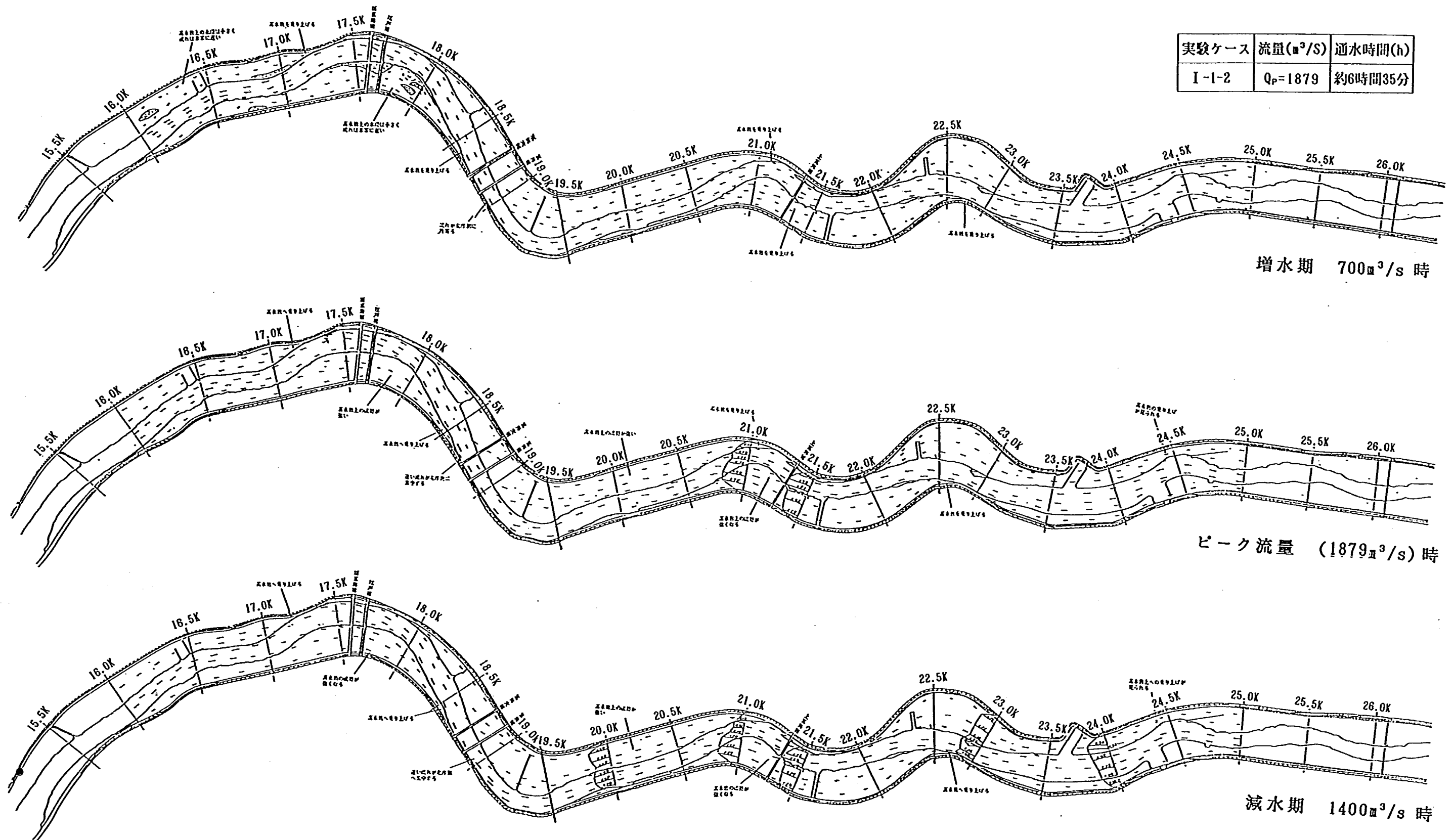
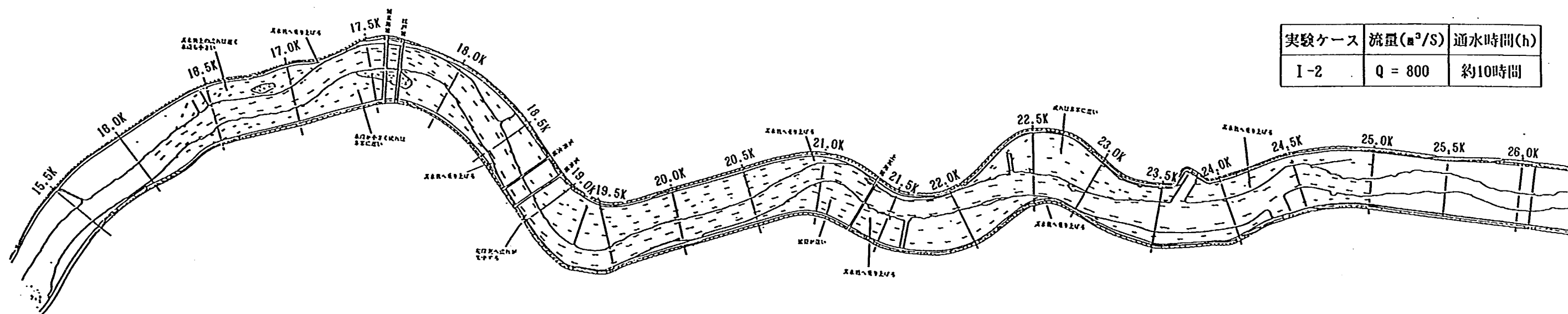
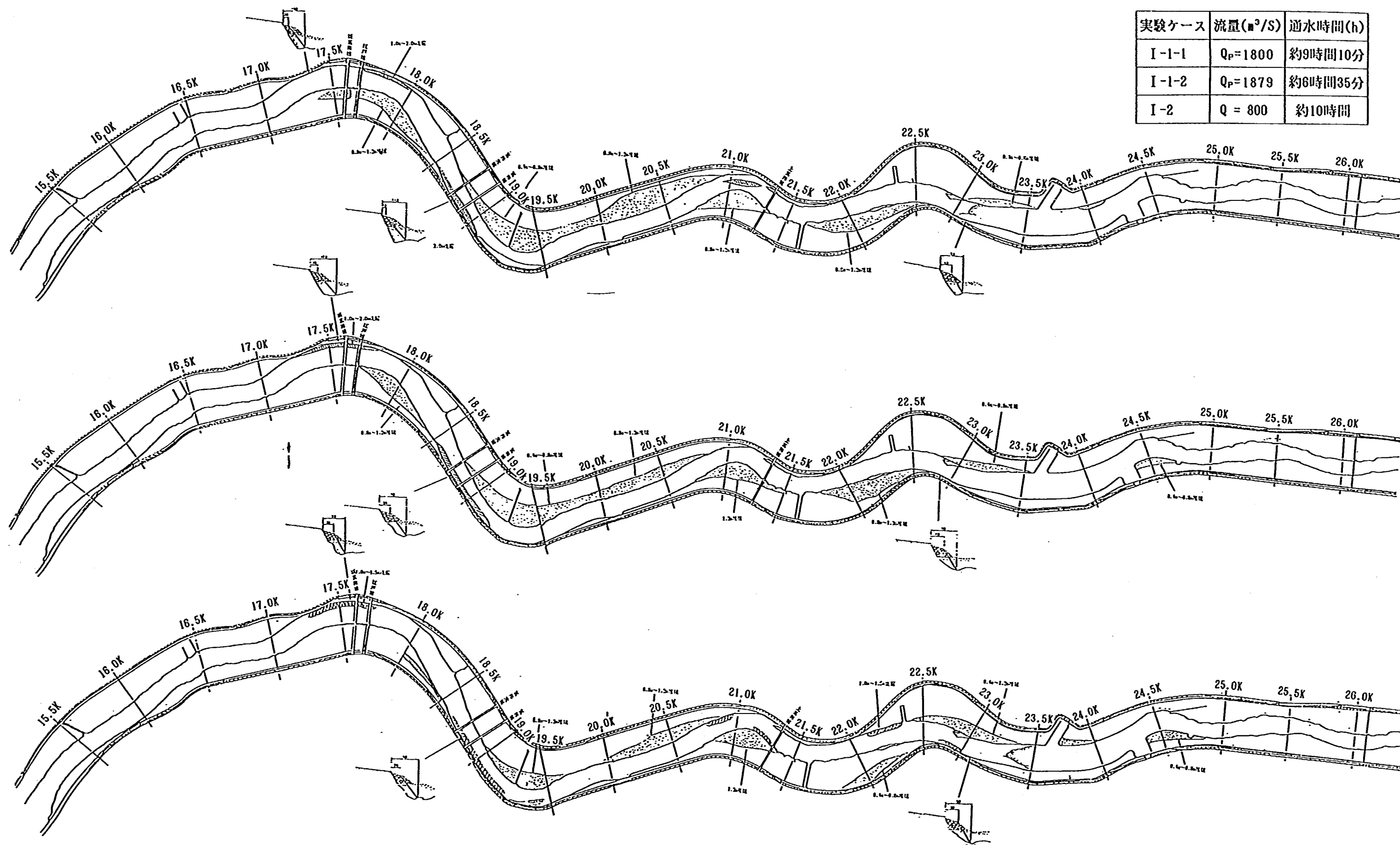


図-5.1.10 流況図 (ケース I-1-2)



実験ケース	流量(m^3/s)	通水時間(h)
I-2	$Q = 800$	約10時間

図-5.1.11 流況図 (ケース I-2)



実験ケース	流量(m^3/s)	通水時間(h)
I-1-1	$Q_P=1800$	約9時間10分
I-1-2	$Q_P=1879$	約6時間35分
I-2	$Q = 800$	約10時間

図-5.1.12 洗掘・堆積平面図(ケースI-1-1, I-1-2, I-2)

5.2 通水流量に関する検証実験

5.2.1 実験目的

第3章でも述べたように、江戸川現地河道の中流部では中小洪水時には河床に砂堆が生じ粗度係数は0.03程度となるが、大洪水時には河床は平坦になり粗度係数は0.02となる。ところが模型では洪水の大小にかかわらず粗度係数は0.03程度であって、大洪水時相似性が低くなる。このときには流砂に関わる最も重要な水理量 u_* / w の相似が得られなくなってしまう。そこで、水位を一致させるよう流量を歪め u_* / w の相似を得る方法が考えられる。

この方法の良し悪しを確かめる最も良い方法は、現地洪水に対し、①水位のずれは無視して流量をフルード則にあわせて与えるもの（土木研究所で行われている通常の方法）、②水位を一致させるよう流量をかけんするもの、の2ケースを通水し河床高の測定結果を現地のものと比較してみれば良い。ところが現状では検証に使えるデータがないので以下のように判断することにした。すなわち、検討が安全側になることを最重視し先の2種類の実験を行い、河床変動が顕著に生じる方を採用することにした。

5.2.2 実験条件

1) 河道法線

河道法線は計画原案河道法線形とした。

低水路法線形説明図を図-7.3.12に示す。ケース2の点線部で示されたところが計画原案河道法線形である。計画原案低水路法線はセンターライン方式となっている。

2) 通水条件

通水条件一覧表を表-5.3に示す。

表-5.3 実験条件一覧表

実験ケース	流 量 (m^3/s)	下流端水位 (Y. P. m)	通水方法	通水時間	水温 ($^{\circ}\text{C}$)	Re-数	給砂量 (l/min)	備 考
II-1	$Q=4000\text{m}^3/\text{s}$	4.600	定 流	90分	17.8	約4.4	6.4	
II-2-2	$Q=3600\text{m}^3/\text{s} \times 1$	4.600	〃	90分	19.0	約4.2	5.8	

3) 流量の算定

(1) 実験 II-1 ($4,000\text{m}^3/\text{s}$)

この実験の流量は $4,000\text{m}^3/\text{s}$ 定流とする。

(2) 実験 II-2-2 ($3,600\text{m}^3/\text{s}$)

この実験では、実験 II-1 に対して流量を歪め水位を相似とするため、流量は $3,600\text{m}^3/\text{s}$ 定流、下流端水位は Y.P. 4.600m、通水時間は90分（模型値）とした。

4) 給砂量の算定

実験では、模型上流区間の河床がほぼ動的平衡となるように（河床高の経時変化がほとんどない状態となるように）給砂した。実験 II-1 では $6.4\text{l}/\text{min}$ 、実験 II-2-2 では $5.8\text{l}/\text{min}$ を給砂した。

5.2.3 実験結果の比較

1) 流況について

流速については流量を歪ませたことにより、実験Ⅱ-2-2 (3,600 ml/s) では全般的に約0.3m/s～0.5 m/s程度流速が低くなっているが、流速分布形自体はかなり似通った形状となっている(図-5.2.1参照)。

死水域の発生領域については、以下のとおりである。湾曲部の連続する区間(22.40km～21.50km左岸側, 21.40km～20.90km右岸側等)をみると、実験Ⅱ-2-2の方が死水域の発生が抑制されている。しかし、全体的には、湾曲が連続する区間以外では死水域の発生領域に大きな違いはない(図-5.2.1流況図および写真-5.2図参照)。

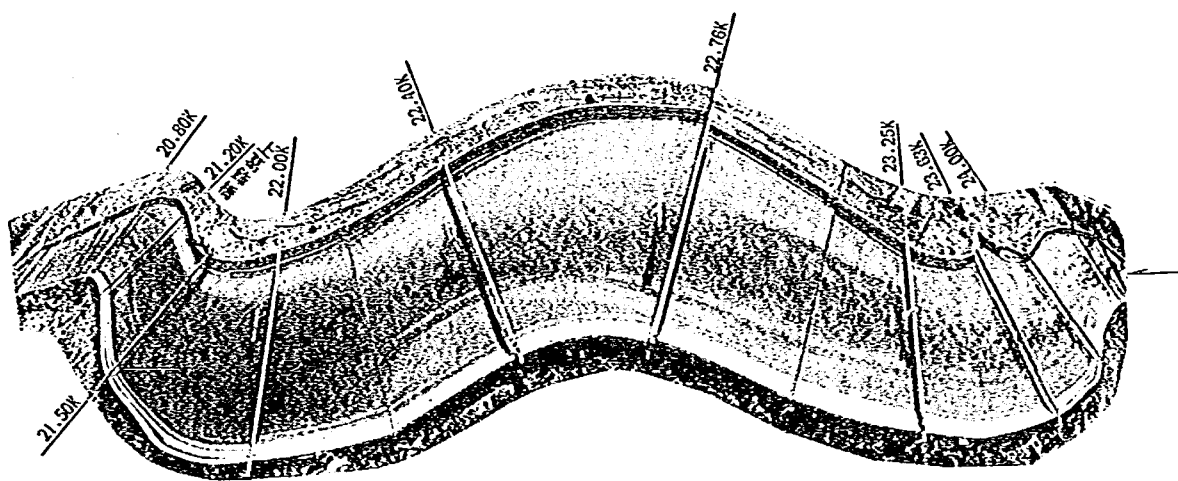


写真-5.1 実験Ⅱ-1時の流況

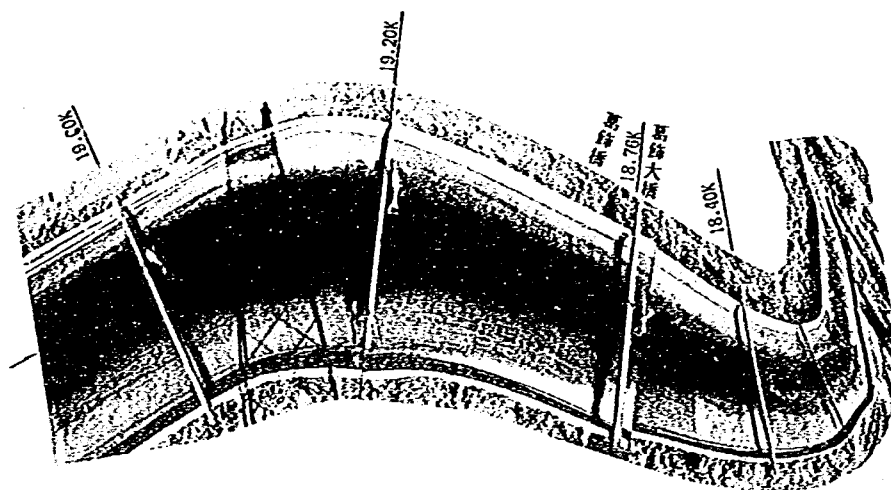


写真-5.2 実験Ⅱ-2-2時の流況

2) 河床変動状況について

洗掘状況については、実験Ⅱ-2-2 ($Q=3,600\text{m}^3/\text{s}$) では23.30km~22.90km左岸付近、22.45km~21.90km右岸付近、21.60km~21.20km左岸付近、20.70km~20.40km右岸付近、19.30km~18.70km左岸付近、17.70km~17.10km右岸付近に局所洗掘がみられるが、実験Ⅱ-1 ($Q=4,000\text{m}^3/\text{s}$) よりもやや小さいものの発生位置に差異は見られない。また、最大洗掘深についてみると、全体的に実験Ⅱ-1 ($Q=4,000\text{m}^3/\text{s}$) よりも洗掘は少ない傾向が見られ、流量を歪めない $Q=4,000\text{m}^3/\text{s}$ で通水した方が洗掘深が大きくなった(図-5.2.2洗掘・堆積図参照)。

図-5.2.3, 5.2.4に平均・最深河床高縦断面図を示す。洗掘位置についてみると、実験Ⅱ-1, Ⅱ-2-2ともに20.00km~23.00kmあたりの湾曲部で見られるほか、19.00km付近の湾曲部でも大きく湾曲しておりあまり変わりはない。洗掘深については、例えば20.00km~23.00km付近の深掘れ部を見るとわかるように、深掘れ部での最深河床高はいずれも実験Ⅱ-1の方が1~2m近く深く掘れている。

3) 高水敷の堆砂状況について

高水敷の浮遊砂の堆砂状況については、実験Ⅱ-2-2 ($Q=3,600\text{m}^3/\text{s}$) および実験Ⅱ-1 ($Q=4,000\text{m}^3/\text{s}$) では 23.44km~22.76km右岸, 22.40km~22.00km左岸, 21.60km~20.80km右岸, 20.80km~20.25km左岸, 19.40km~18.60km右岸, 17.80km~17.00km左岸に見られる。両者の堆積位置・量ともに差異はほとんど見られなかった(図-5.2.5洗掘・堆積図参照)。

以上、1)~3)を総括すると以下のことが言える。

全体的にみても、実験Ⅱ-1 ($Q=4,000\text{m}^3/\text{s}$) の方が洗掘は大きくなる傾向が強く、今後の低水路法線形や対策工の検討実験(実験Ⅲ、Ⅳ)では、流量を歪めない方法で通水した方が治水上より安全側の評価ができると考えられる。そこで、実験Ⅲ、Ⅳではより安全側になると考えられる「流量をフルード則に合わせて与える通水方法」とする。

5.3 検証実験のまとめ

5章で述べてきた検証実験から明らかになったことを以下に述べる。

1) 不定流実験において、洪水減水期に局所洗掘箇所の埋戻しは見られなかった。このことは、河床変動に着目した場合ピーク流量をすぎてからの通水はあまり意味がなく、ピーク流量である程度通水した後に通水を打切っても大きな差異はないことを表わしている。

2) フLOOD則に従った流量を通水した場合と、フLOOD則を無視して水位を合わせるよう流量を調整して通水した場合では、フLOOD則に従った方が河床変動が強調されるので、模型実験の運用上フLOOD則に従った方が安全側となる。

3) 以上1), 2)より、以後の実験はフLOOD則に従った流量を定流で通水し、河床変動が進んだ末に安定してきたら通水を止める方法をとるものとする。

4) 局所洗掘の相似性については以下のことが言える。模型実験区間は大きな湾曲の連続しているところであり、発生する局所洗掘の多くはこれらの湾曲が直接の原因となっている。湾曲の程度はいずれも大きく、ここでの局所洗掘状況は洗掘部ごく近傍の流れによって決っているものと考えられる。例えば、水制の先端などでは通水条件が同じならば河床材料をかえても洗掘形状はほぼ同様になることが知られているが、実験によれば本実験のように流砂に関する相似性の低い模型においても同様のことが言える結果となった。したがって、局所洗掘に関する相似性は懸念されたほど低くはなく、洗掘対策工の検討も可能な範囲にあると判断できる。

実験ケース	流量(m^3/s)	通水時間(h)
II-1	$Q = 4000$	90分
II-2-2	$Q = 3600$	90分

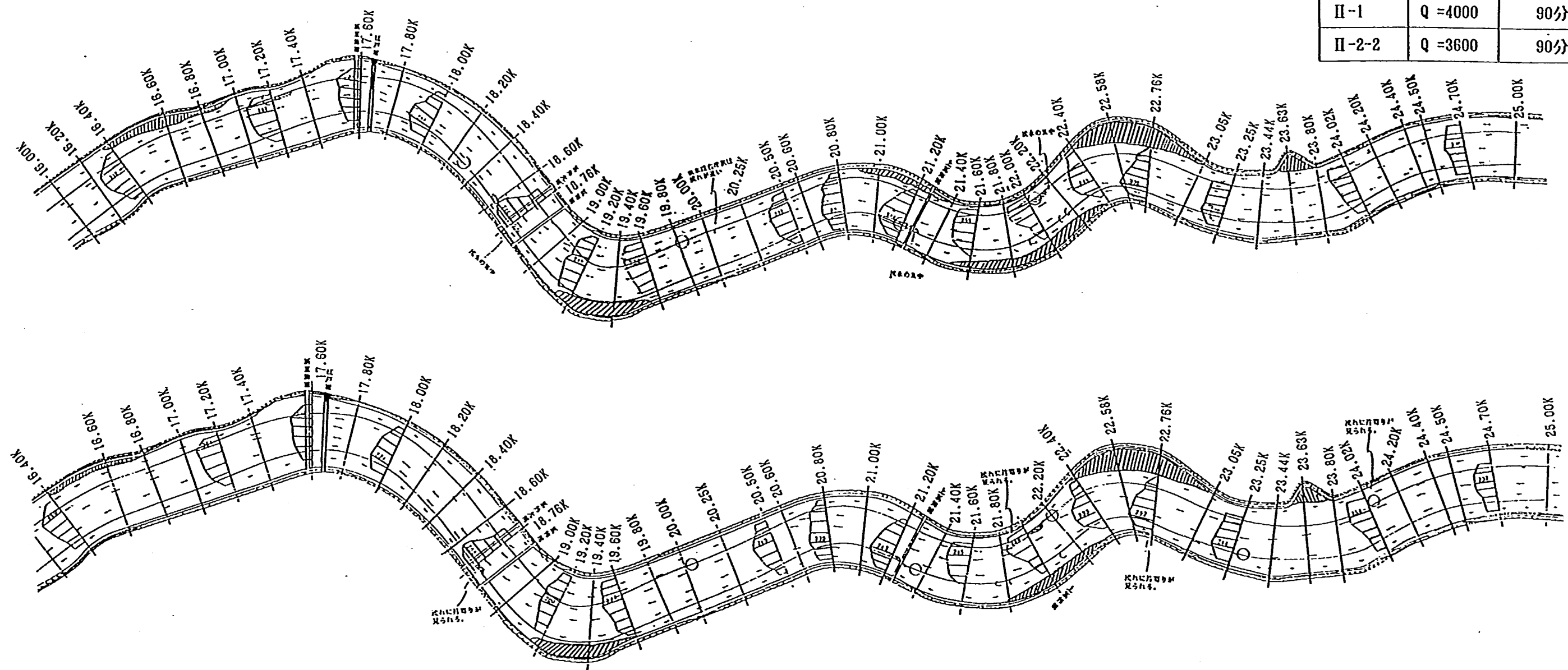
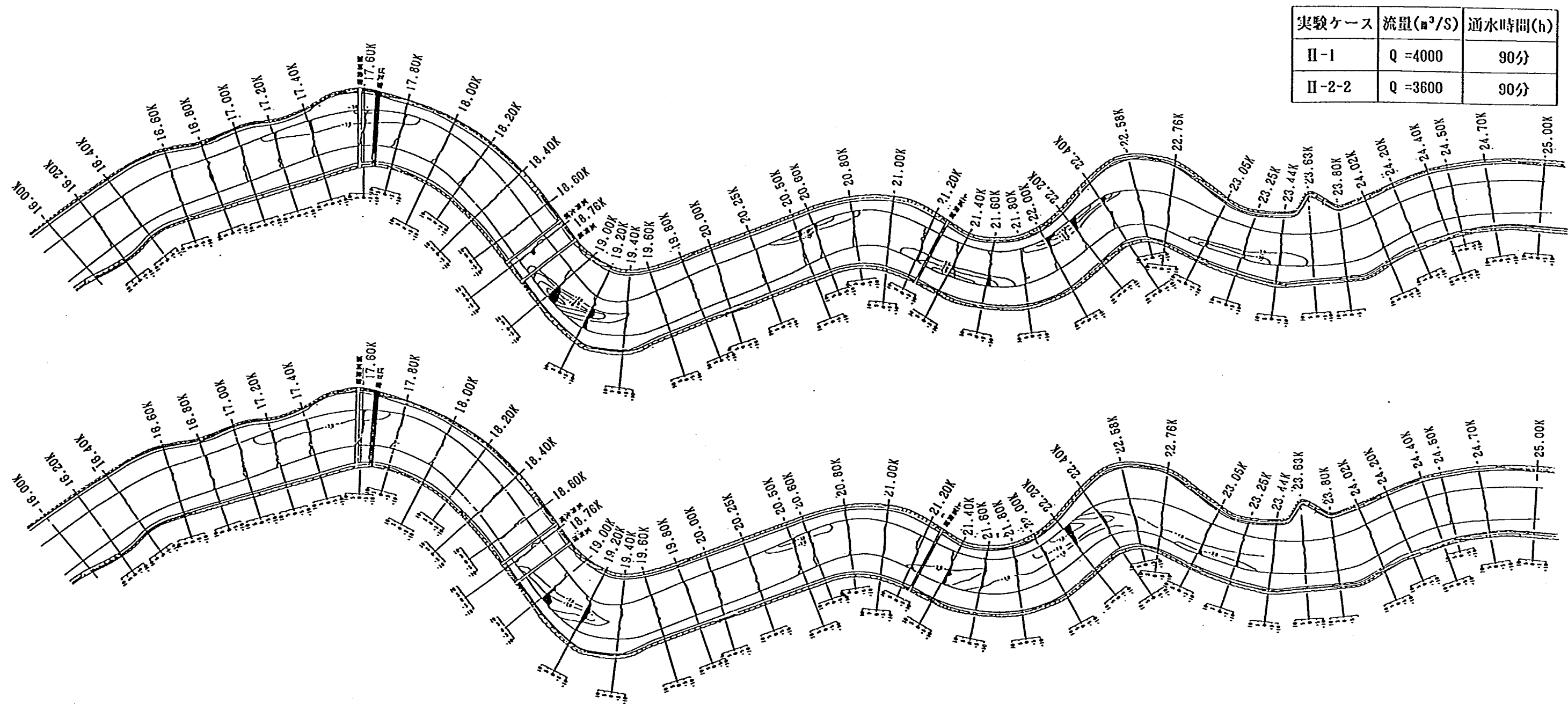


図-5.2.1 流況図 (ケースII-1, II-2-2)



実験ケース	流量(m³/s)	通水時間(h)
II-1	Q = 4000	90分
II-2-2	Q = 3600	90分

図-5.2.2 河床変動平面図 (ケース II-1, II-2-2)

実験ケース	流量(m^3/s)	通水時間(h)
II-1	$Q = 4000$	90分
II-2-2	$Q = 3600$	90分

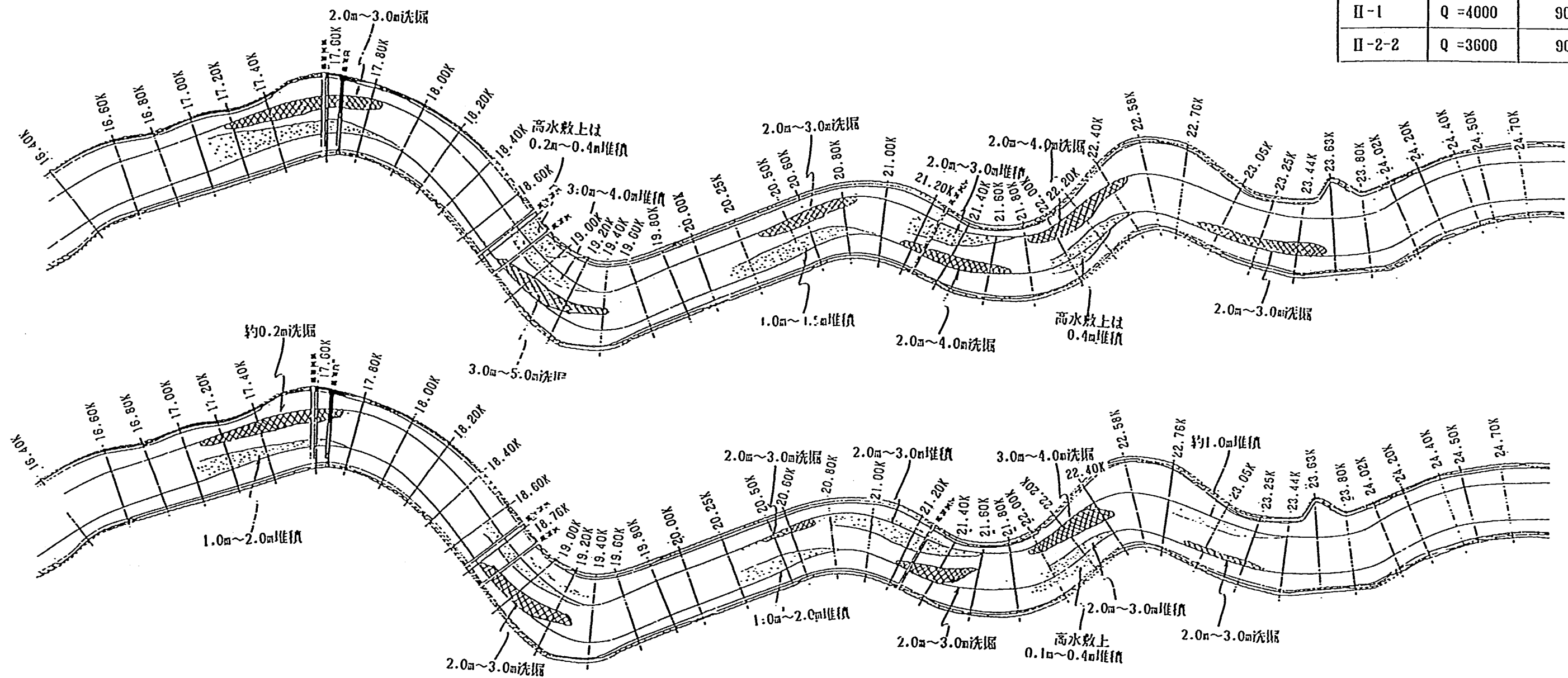


図-5.2.3 洗掘・堆積平面図 (ケースII-1, II-2-2)

第6章 計画原案河道における現象把握実験

第6章 計画原案河道における現象把握実験

6.1 実験目的

本実験では、計画原案河道に製作した模型に洪水流を通水し、水位、流況、河床変動状況を調べることで、計画原案河道の問題点の抽出を行なう。

6.2 実験条件

1) 法線形状

法線形状は計画原案法線形とした。低水路法線形説明図を図-8.3.4に示す。ケース2の点線部で示されたところが計画原案河道法線形である。計画原案低水路法線はセンターライン方式となっている。

2) 通水条件

通水条件一覧表を表-6.1に示す。本実験では以下の4ケースについて通水した。

表-6.1 実験条件一覧表

実験ケース	流量 (m^3/s)	下流端水位 (Y. P. m)	通水方法	通水時間	水温 ($^{\circ}\text{C}$)	Re-数	給砂量 (l/min)	備 考
II-1P							—	高水敷上のみ通水、粗度検証実験
II-1	$Q=4000\text{m}^3/\text{s}$	4.600	定 流	90分	17.8	約4.4	6.4	計画案Ⅰ，粗度検証実験
II-2-4	$Q=2500\text{m}^3/\text{s}$	2.960	〃	90分	18.0	約2.7	4.0	計画案Ⅱ
II-2-1	$Q=800\text{m}^3/\text{s}$	0.920	〃	8時間	17.8	約4.2	1.3	計画案Ⅲ(低水路満杯流量)

① 予備実験 II-1P

この実験は高水敷上の粗度係数を合わせるために行うものであり、高水敷と低水路の境界に仕切り板を設け、高水敷上のみに通水するものである（図-6.2.1参照）。

② 実験 II-1, II-2-4, II-2-1

これらの実験は、計画原案河道にそれぞれ $4000\text{m}^3/\text{s}$ 、 $2500\text{m}^3/\text{s}$ 、 $800\text{m}^3/\text{s}$ を通水し、流況や河床変動に関わる問題点を抽出しようとするものである。

3) 流量の設定

① 予備実験 II-1P

流量は河道全体流量 $7000\text{m}^3/\text{s}$ のときと計算上水位が一致する流量 $550\text{m}^3/\text{s}$ 、および河道全体流量 $5000\text{m}^3/\text{s}$ のときと計算上水位が一致する流量 $370\text{m}^3/\text{s}$ を通水した（図-6.2.2参照）。

② 実験 II-1

通水流量については以下のように考えた。現時点では、江戸川の流量を規定する40kmより上流区間の改修は、下流区間の改修後に行われる予定である。そのため、現改修計画規模に見合った流量として既往最大流量（昭和34年、野田地点で $3730\text{m}^3/\text{s}$ ）、すなわち $4000\text{m}^3/\text{s}$ を定流で通水することとした。

③ 実験Ⅱ-2-4

既往の研究により高水敷に砂がたまる条件がある程度わかっている（高水敷上の $u_* / w_* = 1$ 程度）。江戸川でその条件になる流量として $2500 \text{ m}^3/\text{s}$ を定流で通水することにした。

④ 実験Ⅱ-2-1

従来の研究により河道の平面スケールを規定する支配流量として低水路満杯流量が挙げられている。江戸川の低水路満杯流量は $800 \text{ m}^3/\text{s}$ である。そこで、本実験では $800 \text{ m}^3/\text{s}$ を定流で通水することにした。

4) 給砂量の設定

給砂量は、河床がほぼ動的平衡となるように（河床高の経時変化がほとんどない状態となるように）与えた。実験Ⅱ-1では $6.4 \text{ l}/\text{min}$ ，実験Ⅱ-2-4では $4.0 \text{ l}/\text{min}$ ，実験Ⅱ-2-1では $1.3 \text{ l}/\text{min}$ 給砂した。

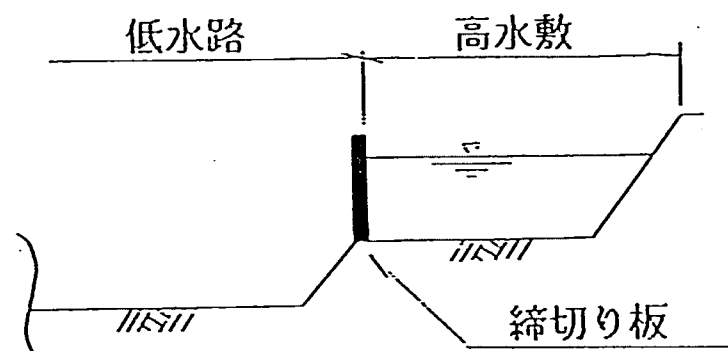


図-6.2.1 高水敷粗度検証概略図

6.3 実験結果

6.3.1 予備実験Ⅱ-1P

粗度検証は、対象流量での不等流計算水位と模型水位とを一致させることにより行った。模型実験での高水敷の粗度付けは、半球状のモルタルペーストを10～15cm間隔で千鳥状に設置し、1つの大きさは1.5cm程度とした。不等流計算水位縦断と模型水位縦断を図-6.2.2に示す。高水敷粗度が7,000m²/s、5,000m²/s時ともに不等流計算水位に概ね一致する結果が得られた。このことにより、高水敷粗度係数は計画粗度係数に一致しており、この粗度付けで問題はないと考えられる。

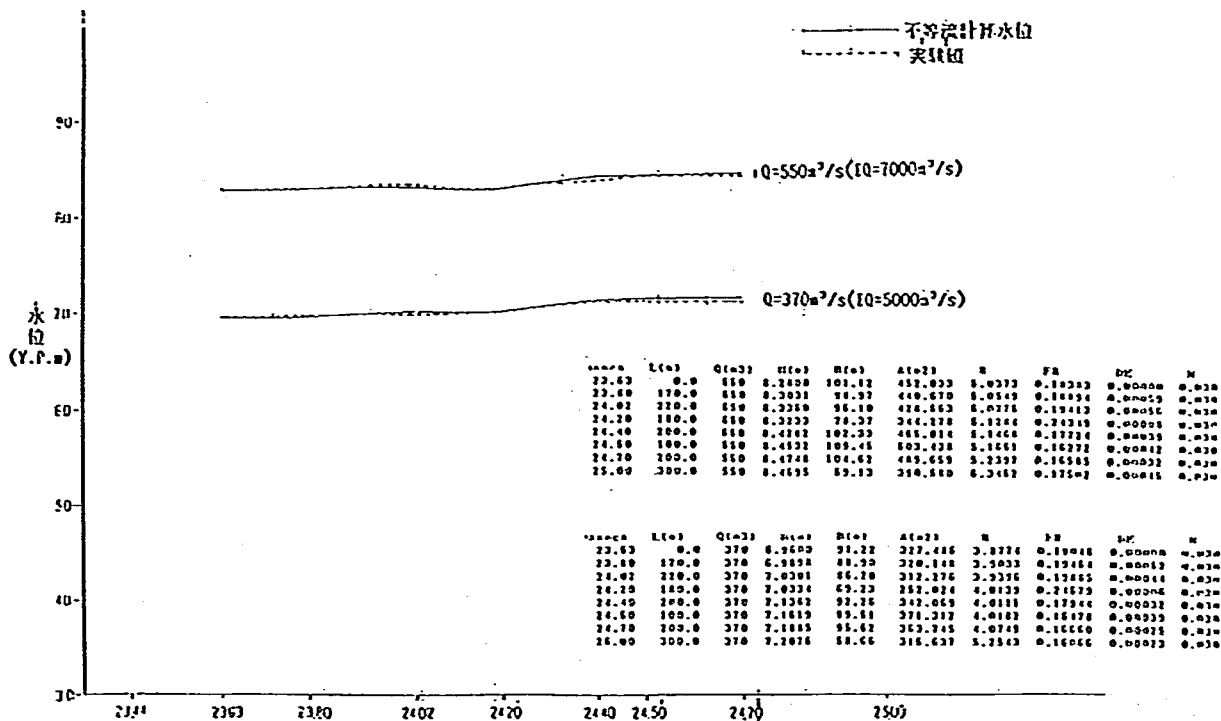


図-6.2.2 検証水位と計算水位 (実験Ⅱ-1)

6.3.2 実験Ⅱ-1

このケースでは4000m³/sを通水した。以下にその時の流況、河床変動状況、高水敷への堆砂状況について示す。

1) 流況

図-6.3.4に流況図を示す。低水路の流速は概ね3.0m/s以下、高水敷上の流速は概ね2.5m/s以下である。平面流況に注目すると、法線形の蛇行の影響を受けて流れの偏りが見られた。特に22.40km～21.60km右岸、21.20km～20.80km左岸、18.76km左岸付近で顕著な水衝部が見られる。また、19.60km～19.20km左岸および23.00km～22.40km右岸の堤防近傍には大きな死水域が形成されている。

2) 河床変動状況

河床変動状況図を図-6.3.5および写真-6.1に示す。局所洗掘が発生しているのは、23.63km～22.90km

左岸, 22.45km~21.80km右岸, 21.70km~21.20km左岸, 20.80km~20.40km右岸, 19.40km~18.80km左岸付近である。特に, 低水路の流れが高水敷に乗り上げるところの河岸近傍では比較的大きな局所洗掘が発生している。水衝部では洗掘深がいずれもY.P. - 4 mを越えており最深部となっている。

3) 高水敷への堆砂状況

図-6.3.6に洗掘・堆積状況図を示す。高水敷への堆砂は23.30km~21.90km左岸, 19.00km~18.70km右岸付近などに見られる。堆積箇所はいずれも湾曲部内岸の下流側で見られる。堆積厚は50cmを越えることはなく薄く広がっている。また, 湾曲部の小さい23.30km~21.90km左岸では低水路河岸側に堆積が多いの 비해, 湾曲の大きい19.00km~18.70km右岸では堆積は堤防近くまで広がっている。

6.3.3 実験Ⅱ-2-4

本実験では2500m³/sを通水した。この流量では高水敷上の流れが薄く広がり, 高水敷上に浮遊砂が堆積しやすい状況になっている。以下に流況, 河床変動状況, 高水敷への堆砂状況について示す。

1) 流況

流況図を図-6.3.4および写真-6.2に示す。通水時の流速は, 低水路で1.6~2.7m/s程度, 高水敷上で概ね1.0m/s以下である。実験Ⅱ-1と比べると流速は全体的に小さく, 特に高水敷上で小さい。

流況については, 実験Ⅱ-1と大きな違いはなく水衝部位置もほとんど変りがない。死水域についてもその発生箇所は実験Ⅱ-1と比べて変りはないものの全体的に規模が小さくなっている。

2) 河床変動状況

河床変動状況図を図-6.3.5および写真-6.3に示す。局所洗掘が発生しているのは23.30km~22.70km左岸, 22.30km~21.80km右岸, 21.70km~21.30km右岸, 20.80km~20.40km右岸, 19.20km~18.90km左岸付近である。局所洗掘の発生箇所については実験Ⅱ-1と大きなかわりはない。洗掘深については, 実験Ⅱ-1と比べて小さくY.P. - 2~-3 m程度である。

3) 高水敷の堆砂状況

図-6.3.6に洗掘・堆積平面図を示す。高水敷への堆砂は22.50km~21.80km左岸, 21.00km~20.25km左岸, 19.80km~18.70km右岸付近などに多少みられる。これらの堆積位置は実験Ⅱ-1と比べても大きな違いはない。ただし, 2500m³/s時には湾曲部外岸側の低水路河岸際にも堆積がみられる。23.25km~23.00km右岸, 21.60km~20.25km右岸, 17.80km~17.50kmなどには低水河岸に沿って筋状の堆砂がみられる。

流水保全水路内への堆砂については, 21.00km~20.50km左岸, 17.80km~17.20km左岸付近などで顕著であり堆積厚は40cm程度である。

6.3.4 実験Ⅱ-2-1について

この実験では低水路満杯流量にあたる $800\text{m}^3/\text{s}$ を通水した。以下に流況、河床変動状況について述べる。

1) 流況

流況図を図-6.3.5および写真-6.5に示す。通水時の流況は低水路法線に沿ったスムーズな流れとなっている。水衝部となっている22.40km～21.60km右岸，21.20km～20.80km左岸，18.76km左岸周辺ではわずかに流れの偏りがあるものの、さほど問題となるほどではない。

2) 河床変動状況

河床変動状況図を図-6.3.5および写真-6.5に示す。河床変動に注目すると、洗掘位置は実験Ⅱ-1と概ね一致するが、洗掘深は最深部でもY.P.-2 m程度であり実験Ⅱ-1に比べ減少している。特に、上流湾曲連続区間では22.30km～21.80km右岸側に小さく局所洗掘が形成されているが、下流側の湾曲部外岸に位置する21.50km～21.30km左岸の局所洗掘になるとさらに小さくなり、下流側へいくほど洗掘域は浅く広がっているように見られるようになる。19.80km付近でも浅い洗掘が主流に沿って形成されているのがわかる。このように河床変動が大きくないのは、計画河道どおり川幅を広げると河床に働く掃流力が小さくなり、そのため河床材料の移動量が小さくなるためである。

6.4 問題点のまとめ

- 1) 上流湾曲部をみると、4,000 m^3/s 通水時には水衝部付近で大きな局所洗掘が発生する。しかし、800 m^3/s の時には局所洗掘も小さくなる。この傾向は洗掘の著しい19.00kmの湾曲部付近でも見受けられる。
- 2) 河道内主流部の流速は、 $Q=4,000\text{m}^3/\text{s}$ で 2.35 m/s ~3.23 m/s 、 $Q=2,500\text{m}^3/\text{s}$ で1.52 m/s ~2.74 m/s となり、水衝部での流速をみると $Q=4,000\text{m}^3/\text{s}$ で2.86 m/s ~3.23 m/s 、 $Q=2,500\text{m}^3/\text{s}$ で2.34 m/s ~2.74 m/s となる。
- 3) 死水域の発生領域については、流量規模に応じて大きくなっている。 $Q=4,000\text{m}^3/\text{s}$ 時には23.05km~22.40km右岸、22.40km~21.50km左岸、21.40km~20.90km右岸、19.60km~19.10km左岸、17.00km~16.40km右岸に死水域が見られる。中でも23.05km~22.40km右岸、19.60km~19.10km左岸に発生する死水域は幅100m~150m程度と大規模なものである。 $Q=2,500\text{m}^3/\text{s}$ 時には23.05km~22.40km右岸、19.50km~19.10km左岸で死水域が発生しているが規模は小さい。
- 4) 高水敷への乗り上げ状況については、 $Q=4,000\text{m}^3/\text{s}$ では下流側をみると19.80km右岸付近、19.00km左岸付近で乗り上げているのに対し、 $Q=2,500\text{m}^3/\text{s}$ では19.60km右岸付近、18.60km左岸付近で乗り上げている。このように乗り上げ位置は、流量が小さい場合の方が約200m~400m程度下流側に移動する傾向があるようである。上流側の湾曲部をみると、 $Q=4,000\text{m}^3/\text{s}$ 時には24.20km右岸、23.25km左岸、22.00km右岸、21.20km左岸で高水敷上への乗り上げが見られる。
- 5) 高水敷への堆砂状況については、4,000 m^3/s (実験Ⅱ-1) 時には23.30km~21.90km左岸付近、19.00km~18.70km右岸付近に見られ、流量規模の違いにより多少差異は認められるものの、概ね高水敷上への堆砂位置については各流量で違いは見られない。
- 6) 河床変動状況は、既往最大流量4,000 m^3/s 時には砂礫体の発達に伴い、22.40km~21.90km左岸、21.80km~21.20km右岸、20.80km~20.25km右岸、19.30km~18.70km右岸、18.00km~17.10km左岸で堆積する。反対に水衝部となる23.63km~22.90km左岸、22.45km~21.80km右岸、21.70km~21.20km左岸、20.80km~20.40km右岸、19.40km~18.80km左岸に洗掘を生ずる。この洗掘位置は17.60km右岸洗掘部に見られるように、大流量時にやや上流寄りとなるところも見受けられる。
- 7) 全体的にみると、湾曲の連続する上流部や19.00km付近の湾曲部で局所洗掘が多い。洗掘が著しい19.00km付近の洗掘箇所をみると、4000 m^3/s 時には最大Y.P. -5.0m程度、2500 m^3/s 時には最大Y.P. - 3.0 m程度、800 m^3/s 時には最大Y.P. -2.0m程度の洗掘が見られる。そのため、計画原案低水路法線形のうち湾曲の大きいところでは湾曲を緩和する方向で法線形に修正を加える必要があると思われる。

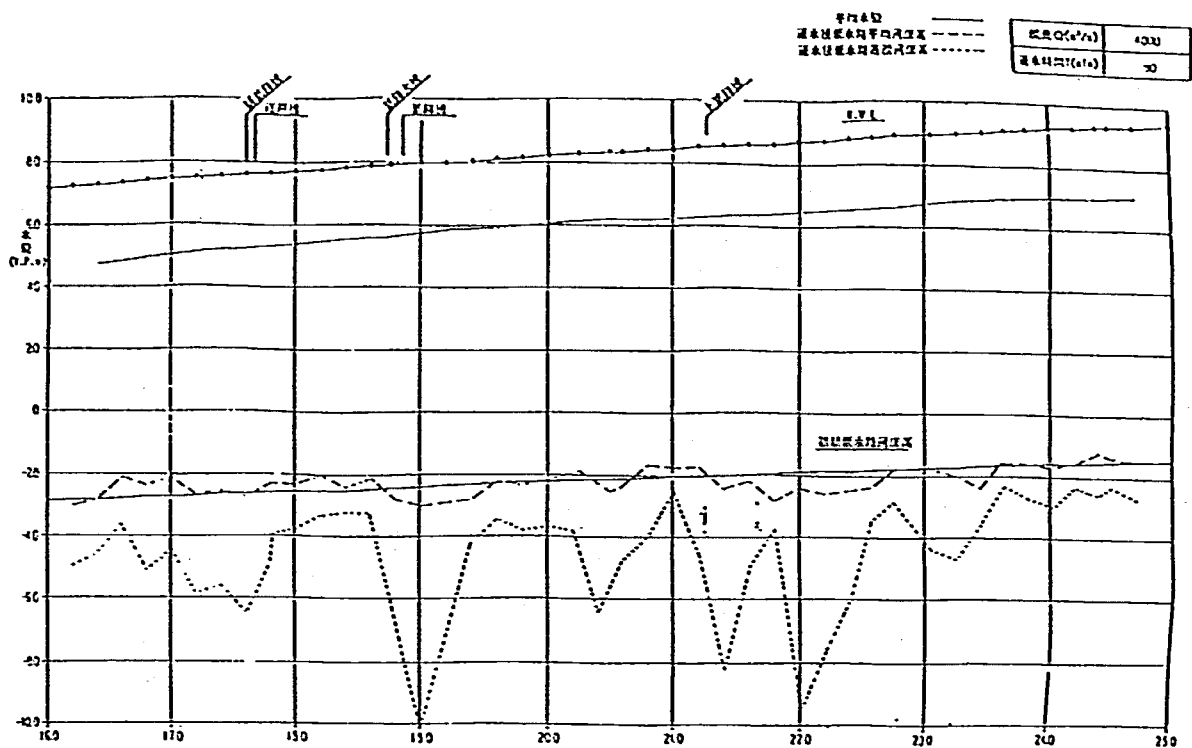


图-6.3.1 平均水位河床高縱断图 (实验 II-1)

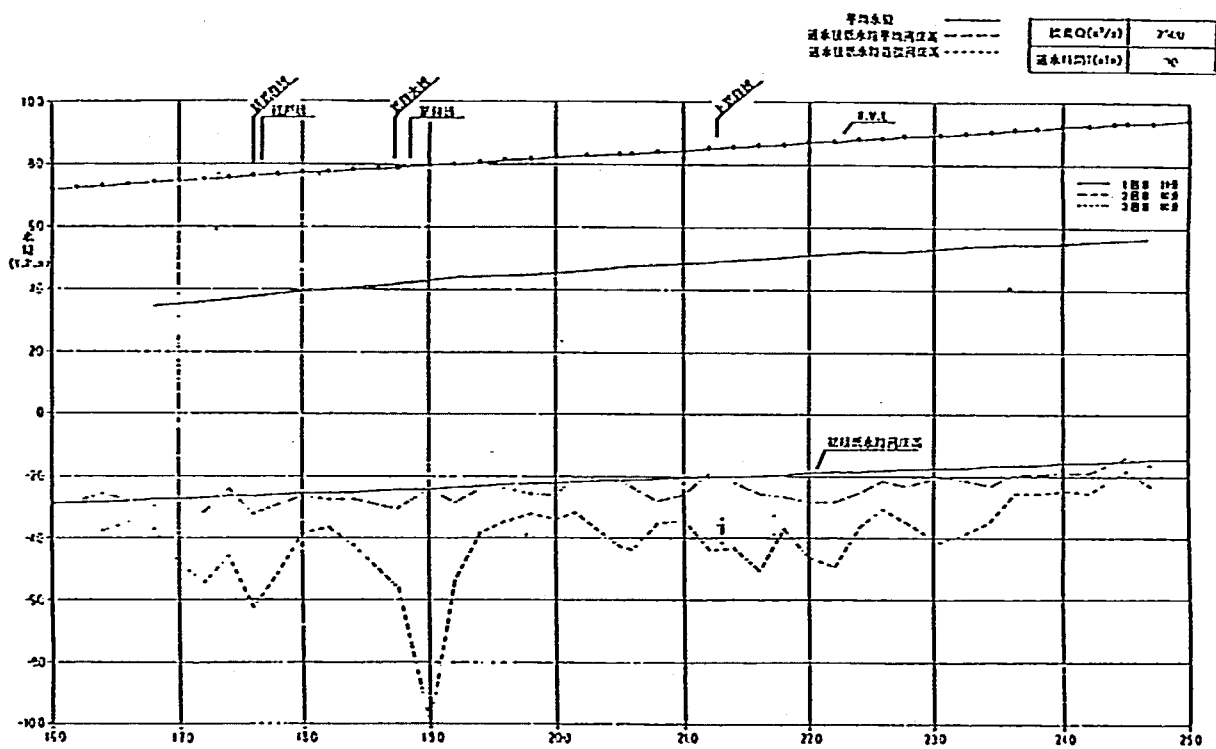


图-6.3.2 平均水位河床高縱断图 (实验 II-2-4)

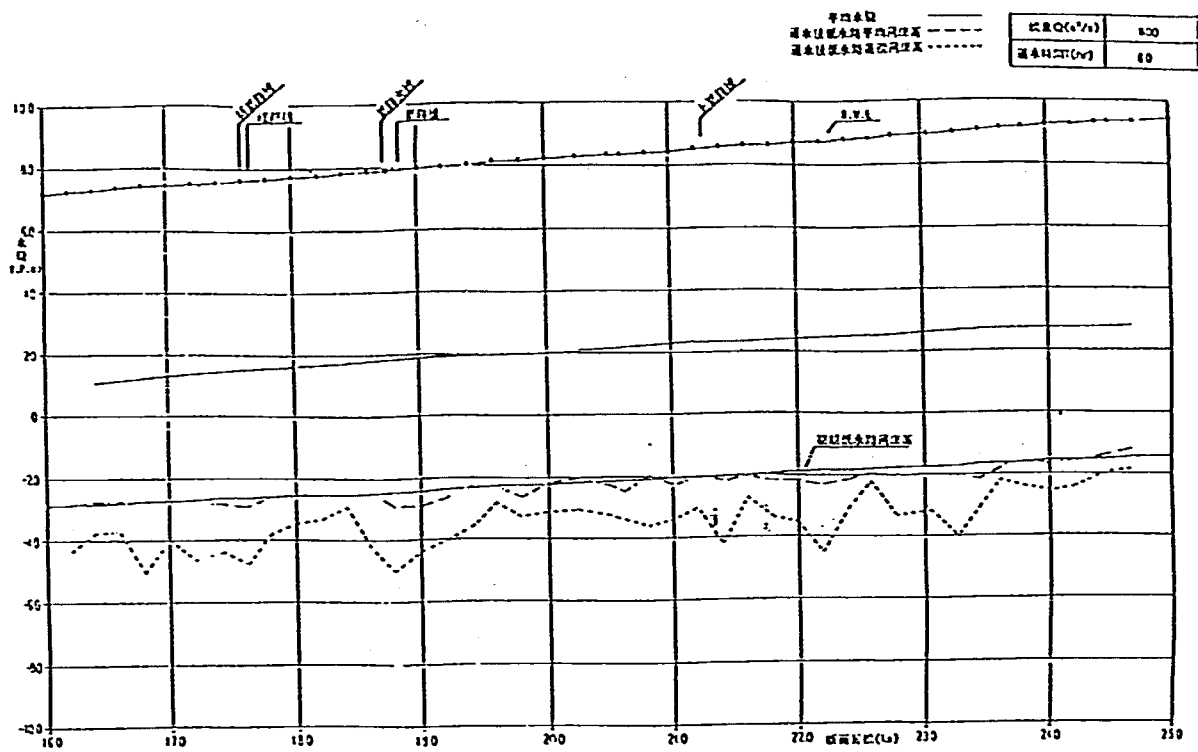


圖-6.3.3 平均水位河床高縱斷圖 (實驗 II-2-1)

実験ケース	流量(m^3/s)	通水時間(h)
II-1	$Q = 4000$	90分
II-2-4	$Q = 2500$	90分
II-2-1	$Q = 800$	8時間

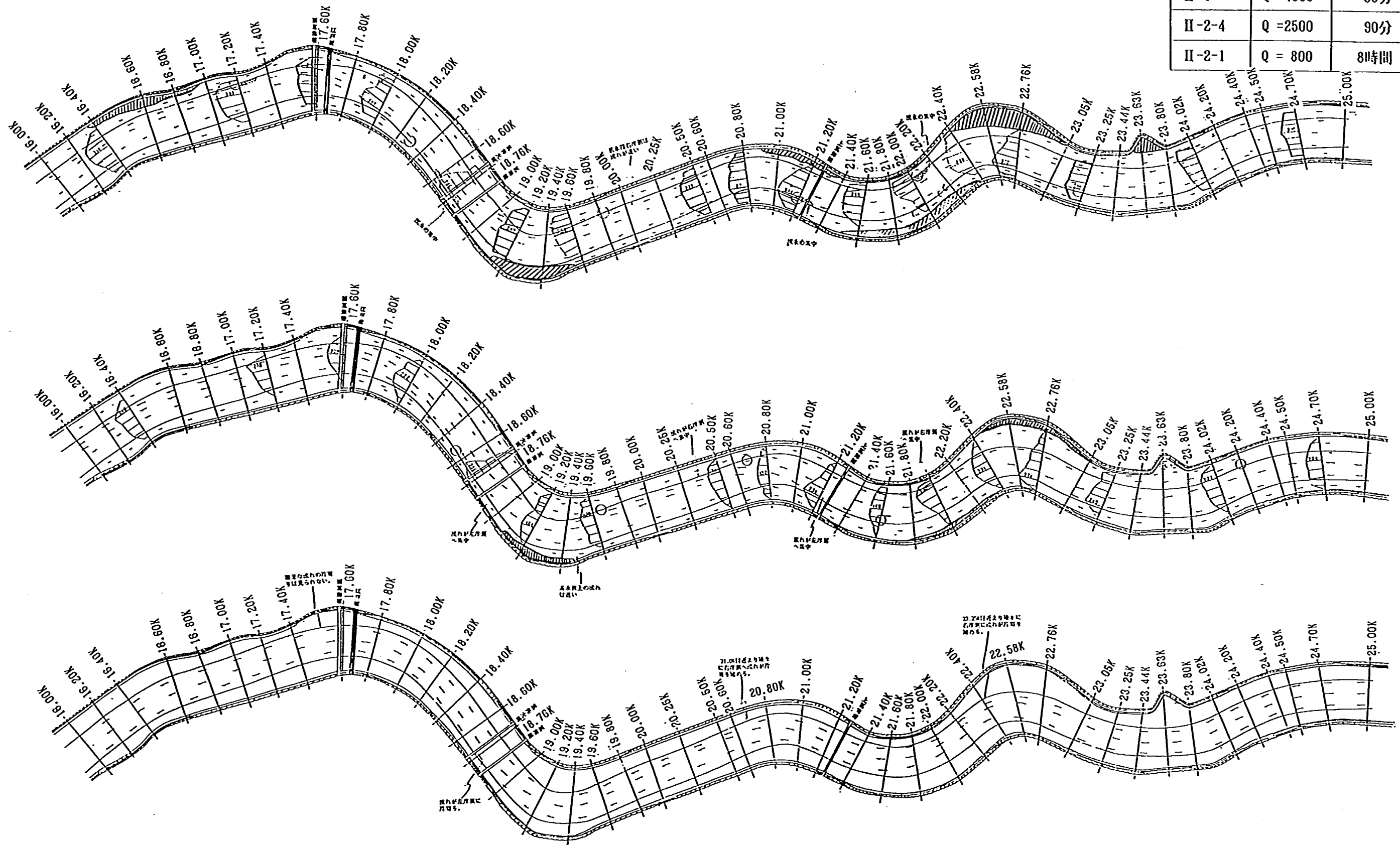


図-6.3.4 流況図 (ケースII-1, II-2-4, II-2-1)

実験ケース	流量(㎥/S)	通水時間(h)
Ⅱ-1	Q = 4000	90分
Ⅱ-2-4	Q = 2500	90分
Ⅱ-2-1	Q = 800	8時間

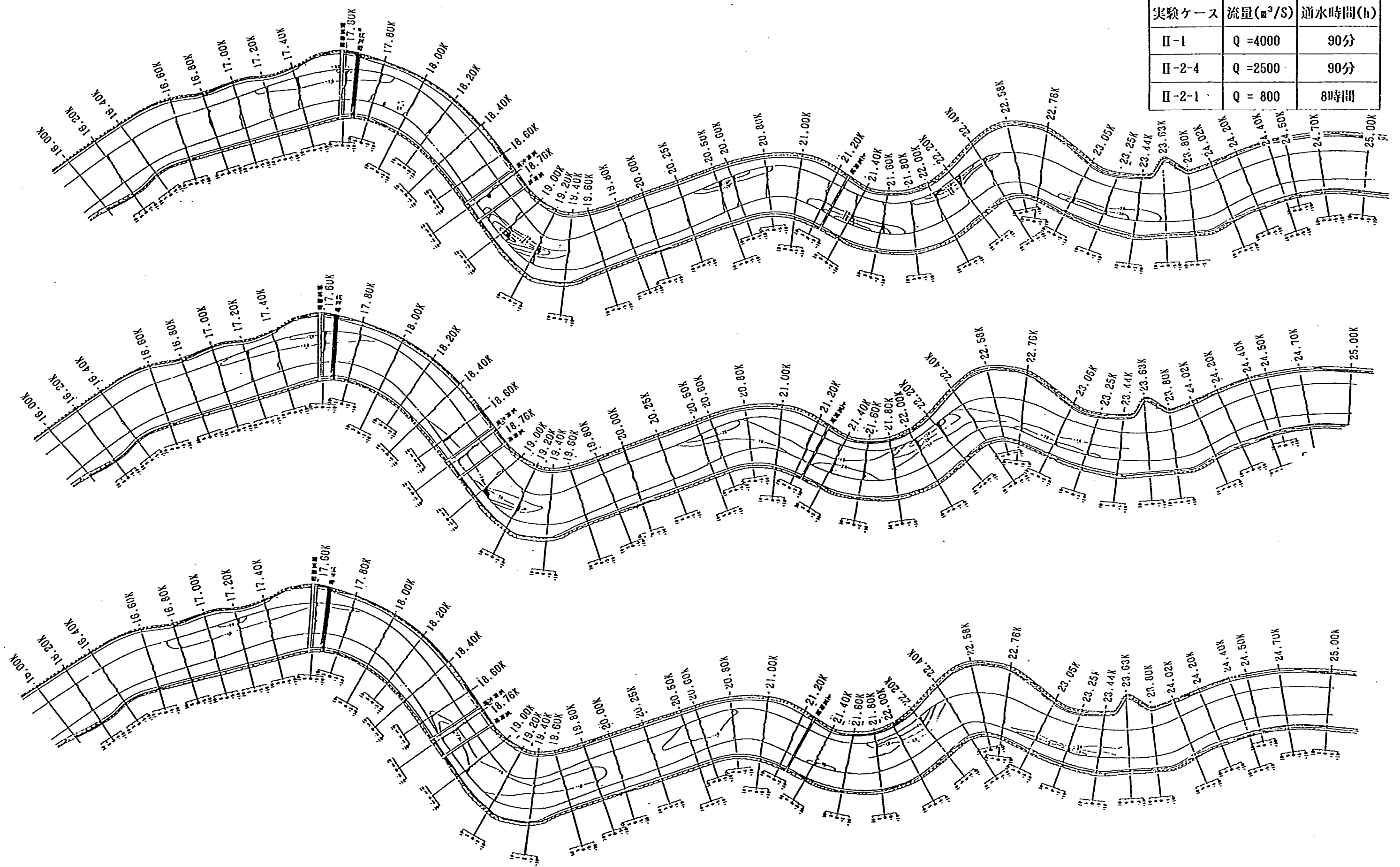


図-6.3.5 河床変動平面図 (ケースⅡ-1, Ⅱ-2-4, Ⅱ-2-1)

実験ケース	流量(m^3/S)	通水時間(h)
II-1	$Q = 4000$	90分
II-2-4	$Q = 2500$	90分
II-2-1	$Q = 800$	8時間

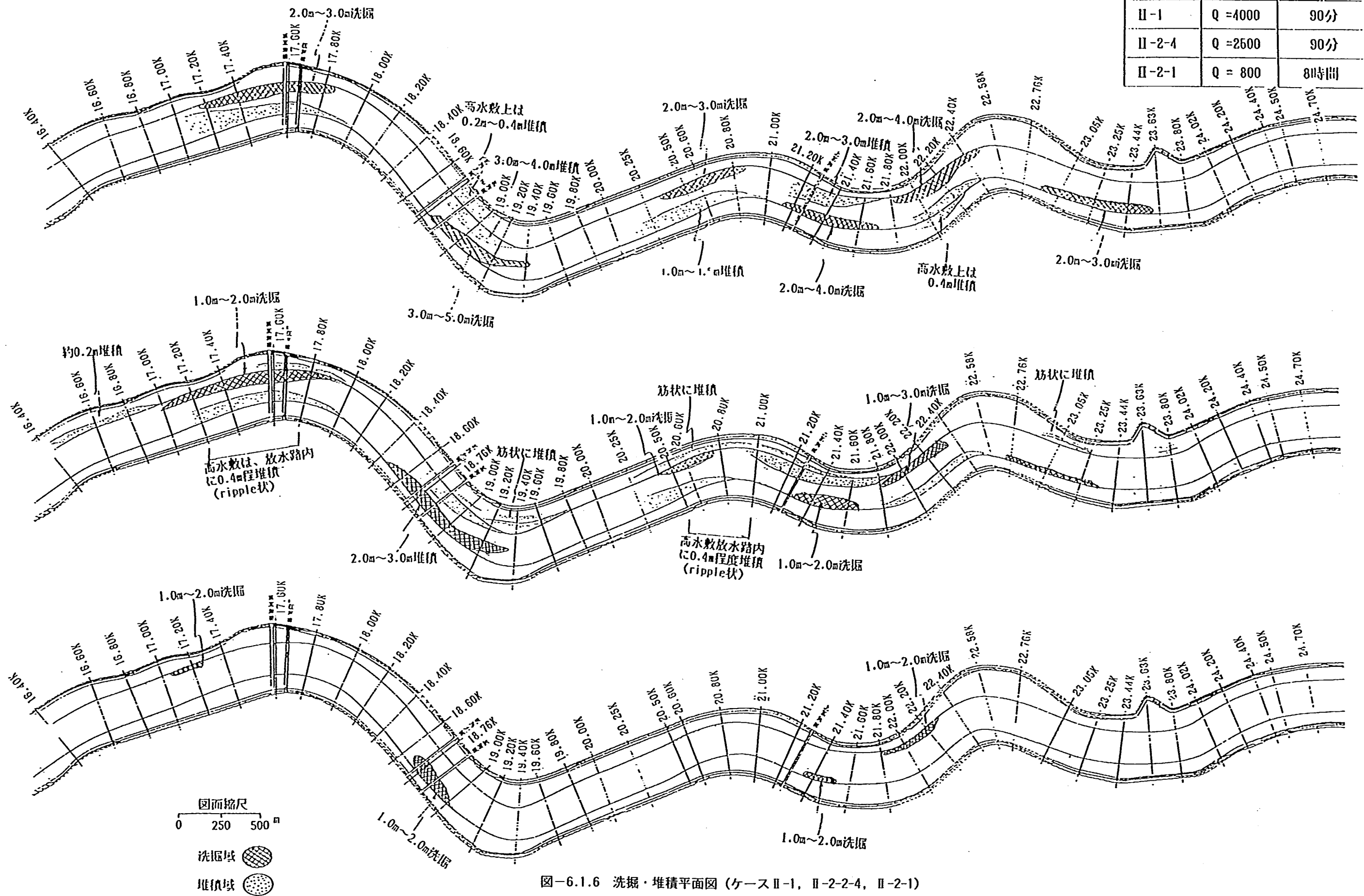


図-6.1.6 洗掘・堆積平面図 (ケースII-1, II-2-2-4, II-2-1)

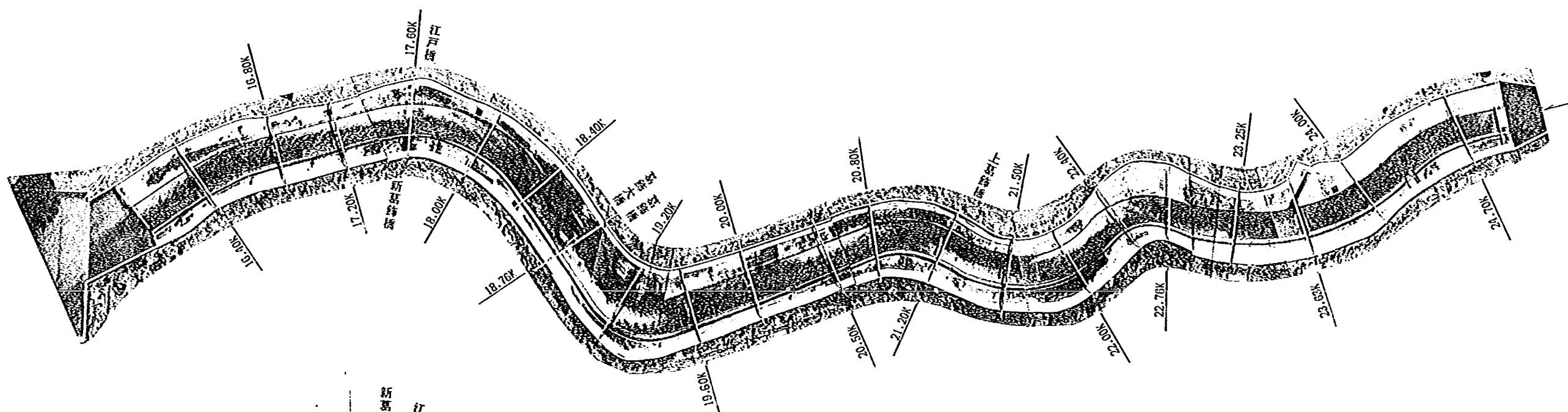


写真-6.1 河床変動状況 (実験 II-1)

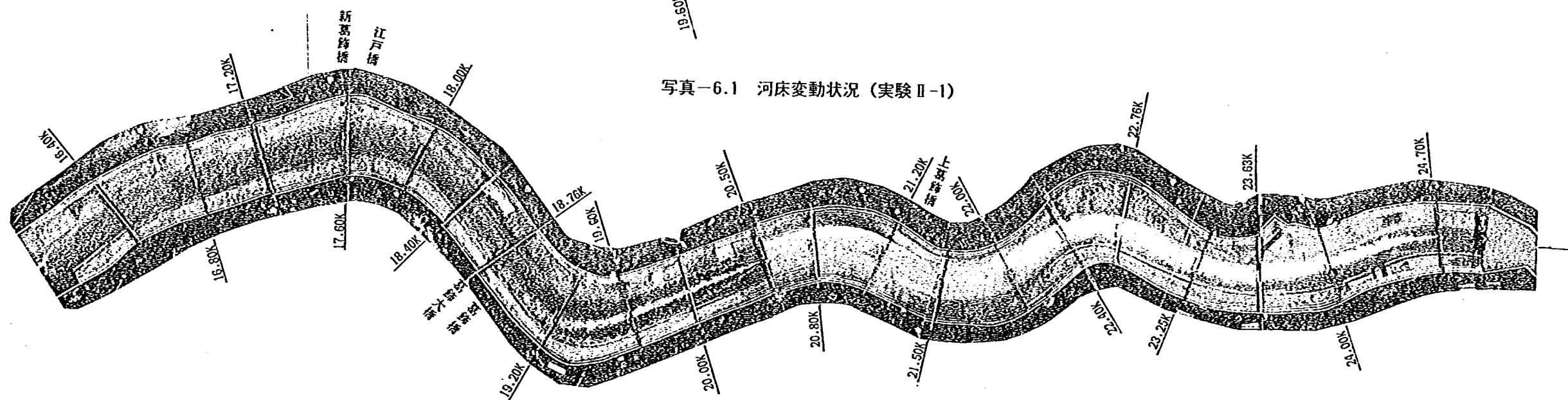


写真-6.2 流況 (実験 II-2-4)

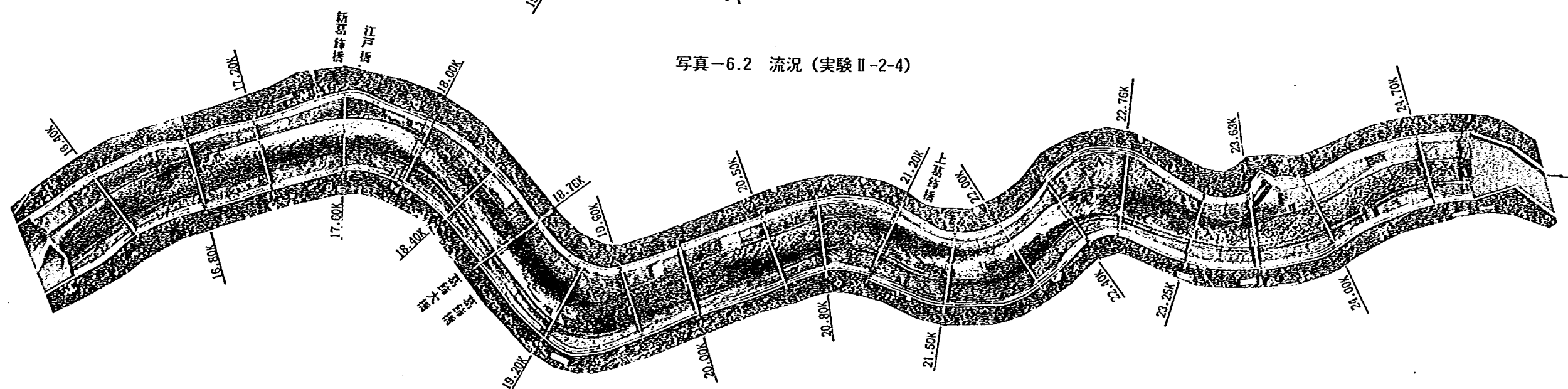


写真-6.3 河床変動状況 (実験 II-2-4)

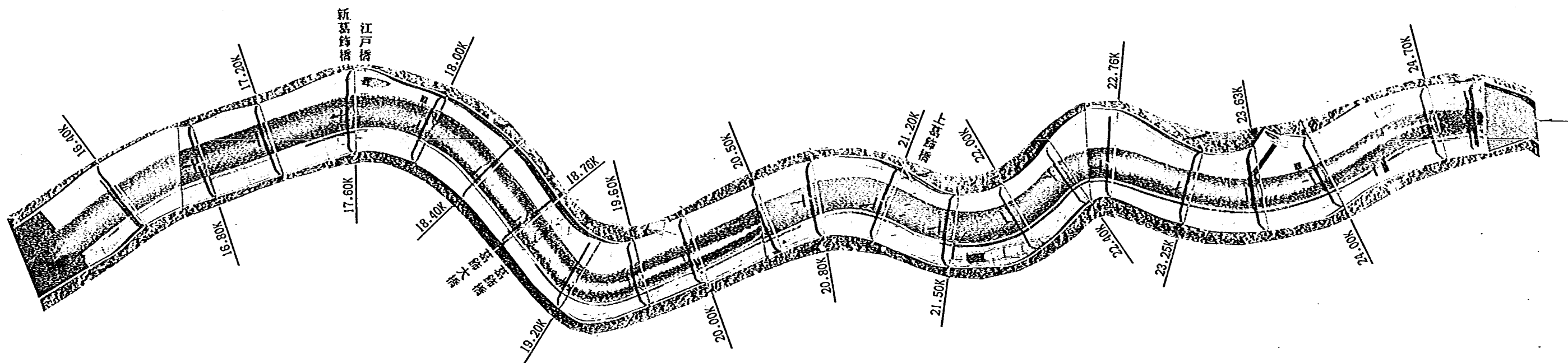


写真-6.4 流況 (実験Ⅱ-2-1)

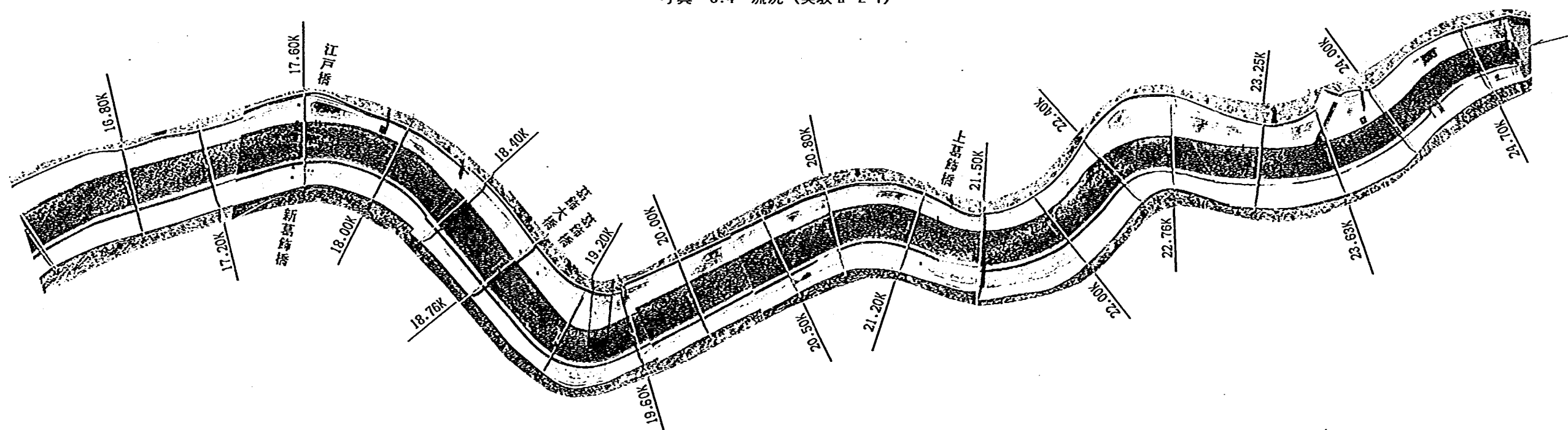


写真-6.5 河床変動状況 (実験Ⅱ-2-1)

第7章 低水路法線形の修正に関する実験

第7章 低水路法線形の修正に関する実験

7.1 実験目的

第6章の計画原案河道における現象把握実験で、計画原案河道の問題点が明らかにされた。これらの問題点は低水路法線形を変更することによってある程度改善可能であると考えられるので、本実験では、低水路法線形の修正により改善してみることにした。

7.2 実験条件

実験条件一覧表を表-7.1に示す。

表-7.1 実験条件一覧表

実験 ケース	流 量 (m^3/s)	下流端水位 (Y. P. m)	通水方法	通水時間	水温 ($^{\circ}\text{C}$)	Re-数	給砂量 (ℓ/min)	備 考
Ⅲ-1	$Q = 4000 \text{ m}^3/\text{s}$	4.600	定 流	90分	8.5	約3.7	6.4	修正案Ⅰ
Ⅲ-2-1	$Q = 4000 \text{ m}^3/\text{s}$	4.600	〃	90分	7.9	約3.6	6.4	修正案Ⅱ
Ⅲ-2-2	$Q = 2500 \text{ m}^3/\text{s}$	2.960	〃	90分	8.4	約3.5	4.0	
Ⅲ-2-3	$Q = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$	1.150	〃	10時間	8.0	約3.5	1.6	

1) 流量の設定

(1) 実験Ⅲ-1 ($4,000 \text{ m}^3/\text{s}$)

通水流量を $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 定流、下流端水位をY.P.4.600m、通水時間を90分とする。

(2) 実験Ⅲ-2-1 ($4,000 \text{ m}^3/\text{s}$)

通水流量を $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 定流、下流端水位をY.P.4.600m、通水時間を90分とする。

(3) 実験Ⅲ-2-2 ($2,500 \text{ m}^3/\text{s}$)

通水流量を $2,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 定流、下流端水位をY.P.2.960m、通水時間を90分とする。

(4) 実験Ⅲ-2-3 ($1,000 \text{ m}^3/\text{s}$)

通水流量を $1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 定流、下流端水位をY.P.1.150m、通水時間を10時間とする。

2) 給砂量の設定

給砂量は、計画原案河道における現象把握実験（実験Ⅱ）と同様な方法で、模型上流区間での河床がほぼ動的平衡となるように（河床高の経時変化がほとんどない状態となるように）与えた。流量 $4000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時に $6.4 \ell/\text{min}$ 、 $2500 \text{ m}^3/\text{s}$ 時に $4.0 \ell/\text{min}$ 、 $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時にも $1.6 \ell/\text{min}$ 給砂した。

3) 高水敷粗度について

高水敷粗度は、第6章計画原案河道の現象把握に関する実験（実験Ⅱ）と同様に、直径1.5cm程度のモルタルペーストの半球を10cm～15cm間隔で千鳥状に張り付けた条件で行なった。

7.3 実験結果

1) 実験Ⅲ-1について

(1) 改造箇所

計画原案河道では流れの偏り、高水敷上への土砂の堆積および局所洗掘が生じることが明らかとなった。高水敷への土砂の堆積および局所洗掘の発達は低水路の流れが法線に沿わず高水敷上に乗り上げたり逆に高水敷から低水路にへ落込んだりすることが大きく関与していると考えられる。これらの問題を軽減するには低水路の流れが法線に沿ってなめらかに流下するよう低水路法線を改善することが必要である。そこで、低水路法線を変更し流況の改良を試みた。低水路法線の変更状況を図-7.3.5に示す。図中、実線が計画原案、点線が修正案Ⅰである。

低水路法線の改良は上流側の蛇行が連続している区間を主に対象とした。また、19.00km付近の湾曲部については河道中央に移動させた。具体的には以下のとおり変更した。

- ・ 24.40km～22.76kmを右岸側に、22.76km～22.00km、21.60km～20.60kmを左岸側に移した。
- ・ 19.60km～19.00kmを右岸側に移した。

(2) 実験結果

この実験では4000m³/sを通水した。流況図を図-7.3.6に示す。流況に注目すると24.40km～20.60km区間では低水路の流れは比較的法線に沿うようになり、高水敷への乗り上げ流れは緩和された。これに伴い高水敷上の浮遊砂の堆砂量はわずかであるが減少した。水衝部については、22.00km右岸の流速が約2.50m/sとなり、計画原案（実験Ⅱ-1）と比べて0.5m/s程度小さくなり、はく離域も小さくなっている。21.20km左岸付近の流速は2.68m/s程度であり、計画原案と比べて約0.4m/s程度軽減されている。19.60km～19.15km左岸付近に発生する死水域は計画原案より大きくなり、多少の問題を残す結果となった（写真-7.1参照）。

通水後の河床変動状況を図-7.3.7に示す。局所洗掘は、23.44km～22.76km左岸、22.40km～22.00km右岸、21.60km～21.20km左岸、20.60km～20.50km右岸に見られるが、23.44km～22.76km左岸以外の洗掘域は

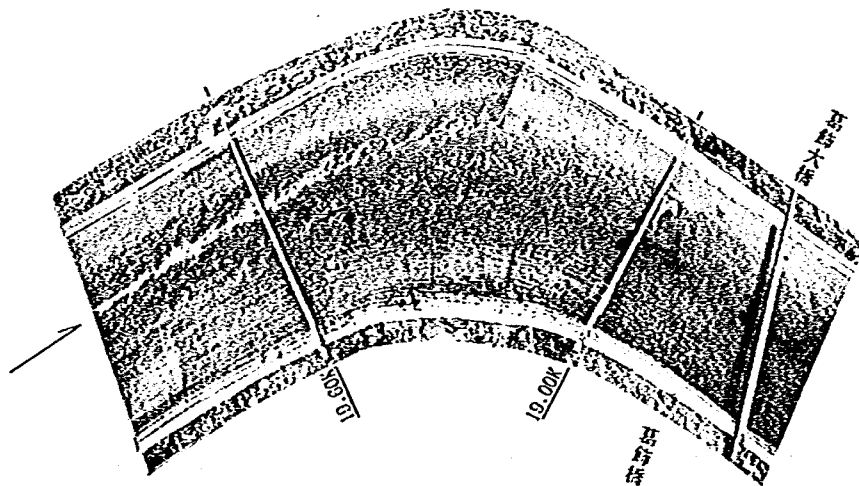


写真-7.1 19.0km付近の死水域（実験Ⅲ-1）

計画原案に比べて規模を減じているのがわかる。19.30km～18.50km左岸には依然として局所洗掘が認められる。この原因は、この区間の死水域が大きくなったことからわかるように、低水路法線形を河道中央に移動したことであると考えられる。

2) 実験Ⅲ-2-1について

(1) 改造箇所

本実験では、上流側の蛇行が連続している区間をさらに修正下した。実験Ⅲ-1で特に問題であった19.00km付近の湾曲部については実験Ⅲ-1とは逆に低水路を左岸側に近づけた。低水路法線の変更状況を図-7.3.5に示す。図中、実線が計画原案、点線が修正案Ⅱである。具体的には以下のとおりに変更した。

- ・ 23.25km～22.20km, 21.40km～21.00kmをさらに左岸側に移動した。
- ・ 19.40km～19.20kmを左岸側に移動した。

結果として、低水路法線形は現況河道の低水路法線形と似た形となった。

(2) 実験結果

この実験では4000m³/sを通水した。流況図を図-7.3.1および写真-7.2に示す。流況については、23.00km～20.60km区間についてははく離域が小さくなり、流れは法線形に沿うようになった。21.80km右岸の水衝部付近では修正案Ⅰ（実験Ⅲ-1）と比べても大幅な流速の低減は見られないものの高水敷への乗り上げが大幅に緩和されており低水路法線を左岸側に移動させた効果がでている。19.00km付近の湾曲部下流の水衝部の流勢は減少している。19.60km～19.20km左岸の死水域も低水路法線形を現況に近づけたことよりの規模が小さくなった。河床変動については、23.00km～20.60km区間で流れが法線形に沿うようになり全般的に洗掘深が小さくなり改善が見られた。しかし、湾曲部にあたる19.30km～18.65km左岸では洗掘域は小さくなったものの、洗掘深に顕著な改善は見られなかった。左岸高水敷上の幅は現在50mであり、低水路をこれ以上左岸側に寄せることは堤防の安全度確保の面からして望ましくないので、局所洗掘対策工による対処が必要である（図-7.3.7河床変動平面図、写真-7.3河床変動状況参照）。

3) 実験Ⅲ-2-2について

(1) 実験結果

この実験では2500m³/sを通水した。この流量は先にも述べた通り最も高水敷への堆砂が起こりやすい水理条件が得られる流量であり、本実験では特に高水敷への堆砂状況をみることを主目的とした。高水敷への堆砂状況を計画原案（実験Ⅱ-2-4）と比較すると、特に上流側湾曲部の21.00km～20.50km左岸高水敷上の放水路内に見られた堆砂がほとんど無くなり、堆積厚の軽減がみられるようであった。19.00km付近の湾曲部では19.40km～19.20km付近にわずかに堆積が見られる程度であり、堆積範囲、堆積厚ともに特に大きな変化は見られなかった（図-7.3.11洗掘・堆積平面図、および写真-7.4 19.00km付近の堆砂状況参照）。

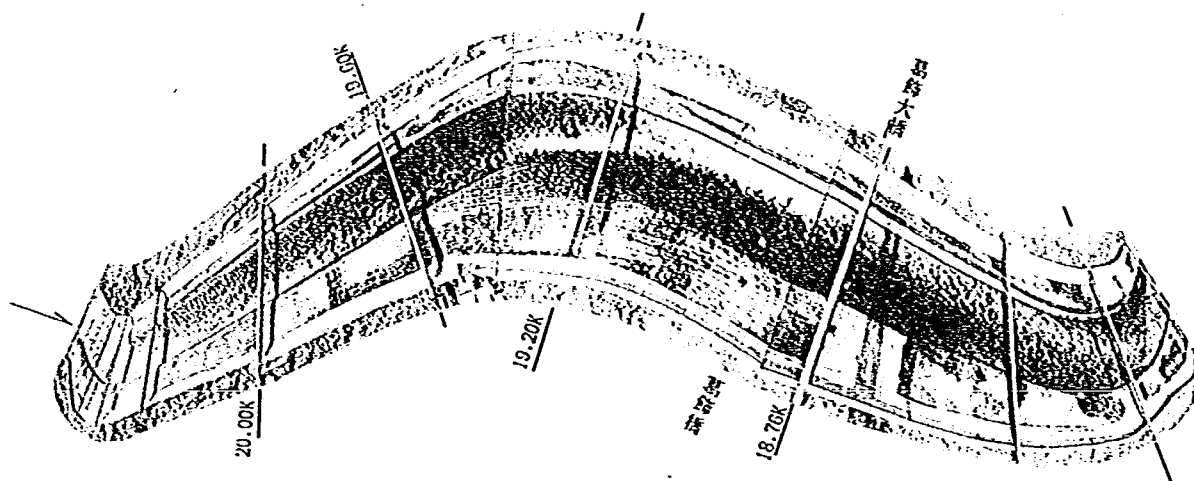


写真-7.4 19.0km付近の堆砂状況（実験Ⅲ-2-2）

4) 実験Ⅲ-2-3について

(1) 実験結果

この実験では800m³/sを通水した。流況図を図-7.3.9に示す。全体的に低水路法線に沿ったスムーズな流れとなっている。上流側湾曲部をみると、最大流速は1.00m/s～1.46m/s程度であり、水衝部付近での流速（1.43m/s～1.46m/s程度）と比べても大きな流速差は見られない。

河床変動平面図を図-7.3.10に示す。河床変動に注目すると、上流側湾曲部については22.50km～22.30km右岸，21.60km～21.10km左岸に局所洗掘の発生が見られるが、いずれの洗掘領域も200～400m程度であり洗掘深も小さい。下流の19.20km～18.76km左岸にも約450m程度の洗掘領域が見られるが、洗掘深は上流側の洗掘箇所比べてやや大きい（写真-7.5 19.00km付近の洗掘域参照）。

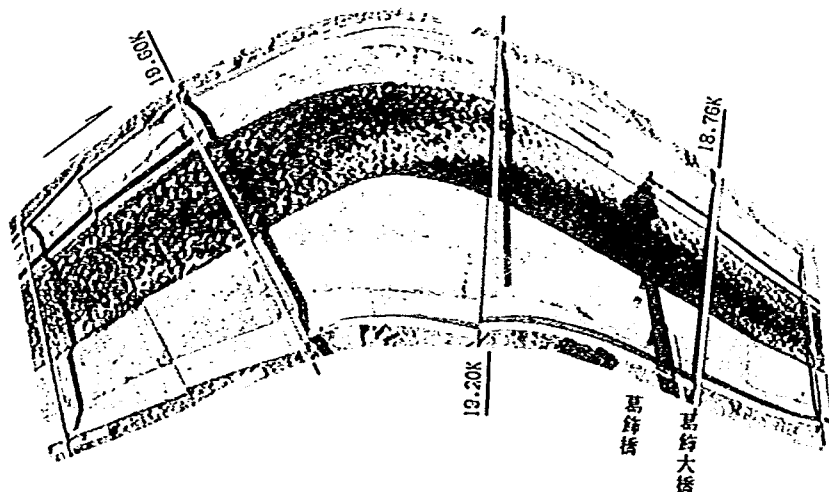


写真-7.5 19.0km付近の洗掘域（実験Ⅲ-2-3）

7.4 実験結果のまとめ

ここでは低水路法線形の修正によって流況、河床変動等がどの程度改善されたかについてまとめてみることにする。改善度をみるには、法線形の改造前後で同じ通水条件のもとで流況、河床変動を比較することがもっともわかりやすいので、ここではともに流量4000m³/sを通水した実験Ⅲ-1と実験Ⅲ-2-1の実験結果を主に比較してみる。

1) 流況について

流速に注目すると、修正案Ⅰ（実験Ⅲ-1）では流速低減、河岸への片寄りがかなり改善され、修正案Ⅱ（実験Ⅲ-2-1）では上流湾曲部付近の水衝部や直線河道部で流速が約0.4m/s程度低減された。上流部をみると修正案Ⅰ（実験Ⅲ-1）では流れの片寄りがやや改善された。修正案Ⅱ（実験Ⅲ-2-1）では片寄りはまだみられるが24.02km付近では流速が約0.5m/s程度低減された。上流湾曲部をみると、修正案Ⅰでは湾曲河道の低水路法線形を内岸側に寄せたため直線的な流れとなり、流速もやや減少した。修正案Ⅱでは、流速がさらに緩くなっており水衝部などでは流速が大きく低減された。下流側をみると、修正案Ⅰでは18.76km付近の水衝部で流速が2.99m/s程度と計画原案（実験Ⅱ-1）と比べて変化はなく、修正案Ⅱでも18.76km左岸（葛飾大橋左岸側）の水衝部付近での流速は多少小さくなっている。

死水域の発生領域については、修正案Ⅰ（実験Ⅲ-1）では計画原案（実験Ⅱ-1）において見られた死水域のなかで22.40km～21.50km左岸、21.40km～20.90km右岸の死水域が解消され、23.05km～22.40km右岸付近にみられた死水域も約150m程度小さくなった。19.60km～19.10km左岸付近にみられた死水域はやや小さくなったが、死水域の解消に至らなかった。修正案Ⅱ（実験Ⅲ-2-1）では23.05km～22.40km右岸付近にみられた死水域は依然存在している。19.60km～19.10km左岸にみられた死水域は幅40m程度と修正案Ⅰに比べ半分程度の大きさとなった。

2) 河床変動について

湾曲部付近の局所洗掘状況については、以下のとおりである。

23.44km～22.76km左岸から22.40km～21.90km右岸へかけての洗掘に注目する。修正案Ⅰ（実験Ⅲ-1）では河岸沿いの洗掘域が計画原案（実験Ⅱ-1）よりも200m近く小さくなっている。修正案Ⅱ（実験Ⅲ-2-1）では洗掘域はあまり変わらないが、最大洗掘深が2割程度低減されている。

21.70km～21.20km左岸の洗掘域をみると、修正案Ⅰでは計画原案に比べ洗掘域が約100m程度小さくなり最大洗掘深も3割程度小さくなっている。修正案Ⅱでは洗掘域がやや広がっている。

20.80km～20.40km右岸の洗掘域をみると、修正案Ⅰでは河岸部での流速が低減したため計画原案よりもかなり小さくなっている。修正案Ⅱでは洗掘域は広がっているが最大洗掘深は3割程度小さくなっている。

19.40km～18.80km左岸の洗掘域は、計画原案よりも洗掘域が下流側に広がっている。修正案Ⅱでは修正案Ⅰに比べて最大洗掘深は変わらないが、洗掘域がかなり小さくなっている。

3) 高水敷への堆砂について

上流側の湾曲連続区間での高水敷への堆砂状況は、以下のとおりである。

計画原案（実験Ⅱ-1）では22.30km～21.90km左岸高水敷上に堆砂が見られるのみであるが、修正案Ⅰ（実験Ⅲ-1）では22.76km～22.40km右岸高水敷上、22.20km～21.70km左岸高水敷上、21.20km～20.80km右

岸高水敷上にみられ、いずれも湾曲部外岸河岸沿いに堆積している。修正案Ⅱ（実験Ⅲ-2-1）になると、23.05km～22.40km右岸高水敷上、22.40km～21.80km左岸高水敷上、21.40km～20.90km右岸高水敷上に堆砂がみられる。堆積厚は修正案Ⅰのときとあまり変わらない。

19.00km付近の湾曲部での高水敷への堆砂状況は、以下のとおりである。

計画原案（実験Ⅱ-1）では19.00km～18.70km右岸高水敷上に堆砂がみられたが、修正案Ⅰ（実験Ⅲ-1）では堆積は見られなくなった。修正案Ⅱ（実験Ⅲ-2-1）では19.40km～19.10km右岸高水敷の低水路寄りや左岸高水敷上堤防寄りに堆砂がみられるが河岸沿いにわずかに見られる程度である。

7.5 低水路最終法線形の決定と今後の対策方針について

1) 24.40km～22.76km付近について図-7.3.12（B）に計画原案と最終案法線形の比較を示す。

修正案Ⅰ（実験Ⅲ-1）では、24.40km～22.76kmを右岸側（湾曲部内岸側）に寄せることによって、流れの偏りが改善されたが、局所洗掘の大きな低減には至らなかった。本来、この区間はさらに寄せたいところであるが、高水敷上の利用計画上の制約や堤防の安全度確保の面を考慮し、修正案Ⅱ（実験Ⅲ-2-1）以降で低水路法線形の変更は行なわなかった。依然として局所洗掘の著しい23.05km+70m～22.58km左岸側に局所洗掘対策工を施すこととする。

2) 22.76km～22.00km付近について

修正案Ⅰでは22.76km～22.00kmを左岸側（湾曲部内岸側）へ寄せたが、23.44km～22.76km左岸付近に依然局所洗掘が見られた。修正案Ⅱでは23.25km～22.20kmをさらに左岸側に寄せて流況の改善を図った。その結果、死水域の縮小や局所洗掘深の軽減などの効果が得られたが、依然局所洗掘が著しく安全度が十分とは言えない22.40km+100m～22.00km-50m右岸側に局所洗掘対策工を施す。

3) 21.60km～20.60km付近について

修正案Ⅰでは21.60km～20.60kmを左岸側に寄せたが流速の偏りや局所洗掘の大幅な緩和にまで至らなかった。修正案Ⅱでは21.40km～21.00kmをさらに左岸側に寄せて流況の改善を図った。その結果、高水敷の乗り上げ流の縮小など改善がみられたが、それでも局所洗掘の著しい21.40km+140m～21.20km-120m左岸側には局所洗掘対策工を施す。

4) 19.60km～19.00km付近について

修正案Ⅰでは19.60km～19.00kmを右岸側に寄せて流況の改善を図ったが大きな改善は見られなかった。修正案Ⅱでは19.00km付近の湾曲部では洗掘域は小さくなったものの、洗掘深に顕著な改善は見られなかった。そこで、現況河道時に19.40km～19.20km区間で死水域が見られなかったことや19.0km左岸寄りには耐侵食性の強い更新統粘性土がせまっていることを考慮して、右岸側低水路法線を左岸側に寄せて流況の改善を図った。その結果、死水域の縮小や局所洗掘深の軽減などがみられ、さらに低水路を左岸側に寄せたいところであるが、左岸高水敷幅は現在50mであり低水路をこれ以上左岸側に寄せることはできないので、19.00km+160m～18.76km-110m左岸側に局所洗掘対策工を施す。

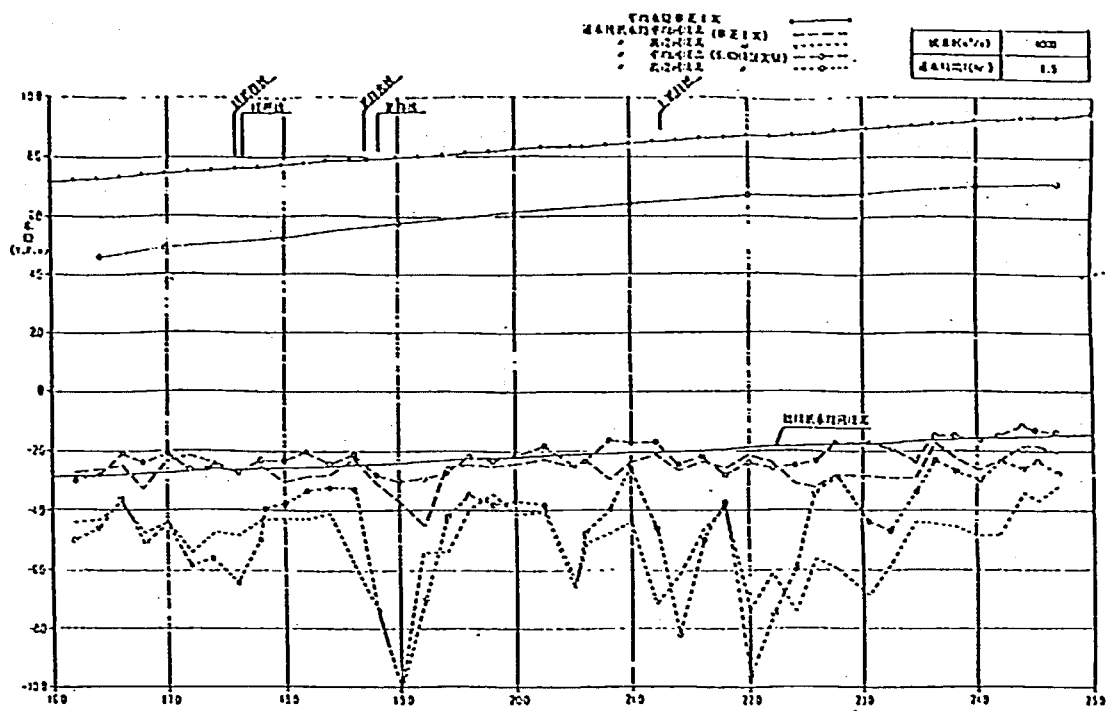


図-7.3.1 平均水位河床高縦断図 (実験Ⅲ-1)

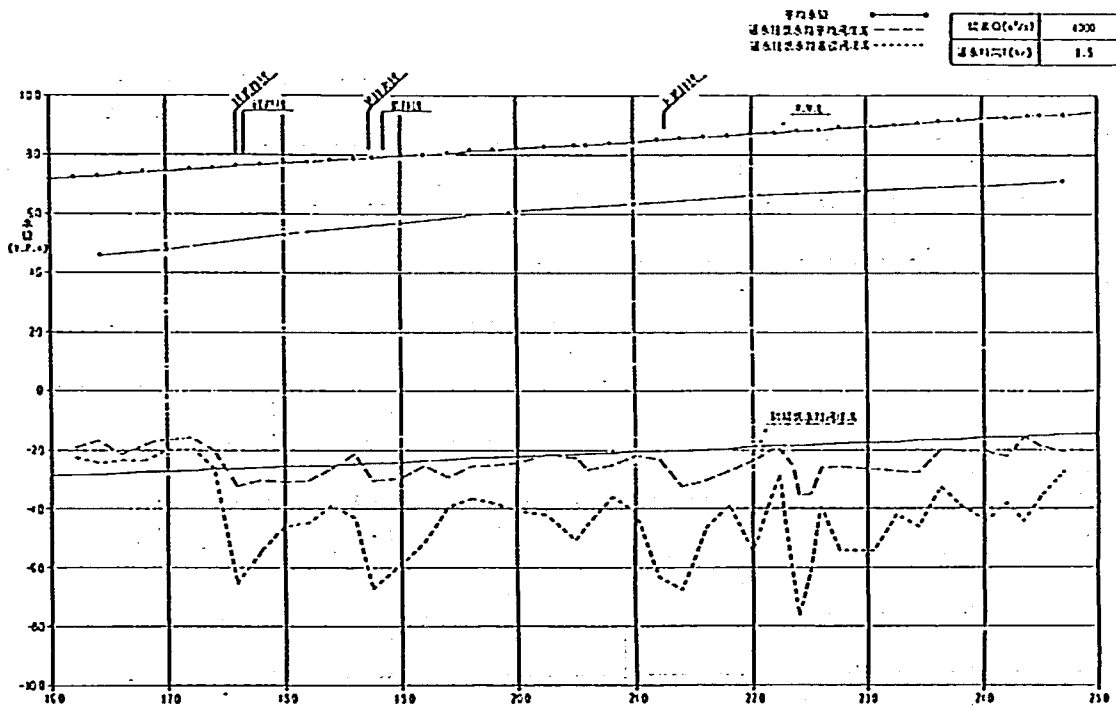


図-7.3.2 平均水位河床高縦断図 (実験Ⅲ-2-1)

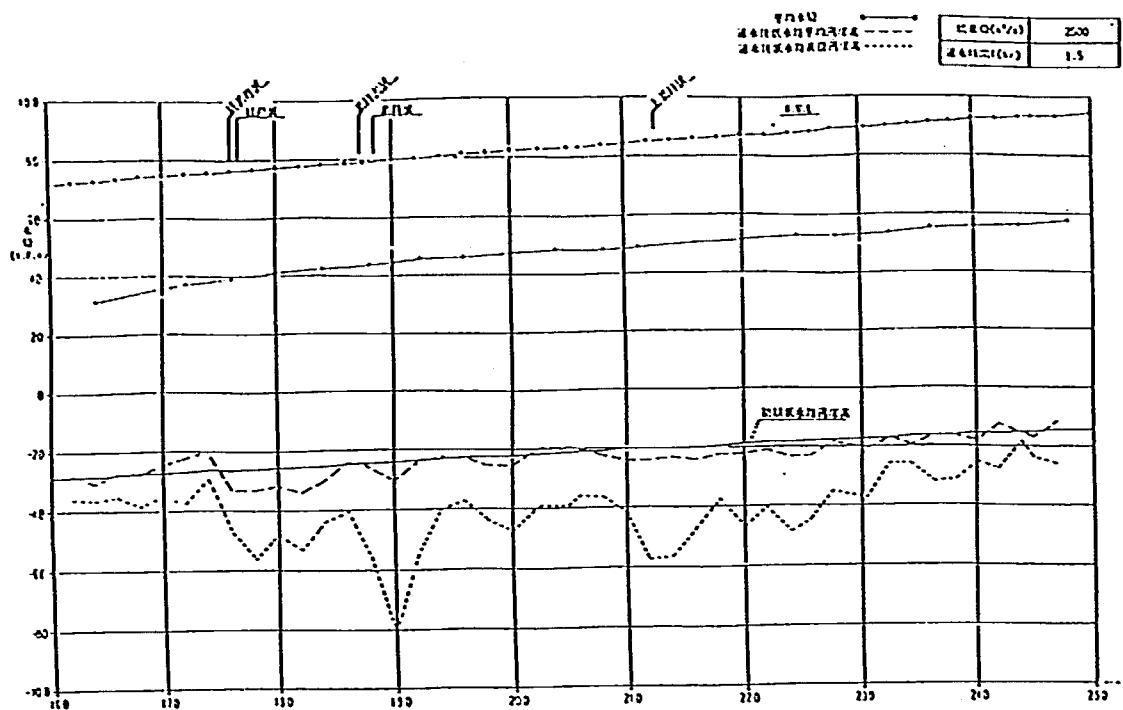


图-7.3.3 平均水位河床高縱断图 (实验Ⅲ-2-2)

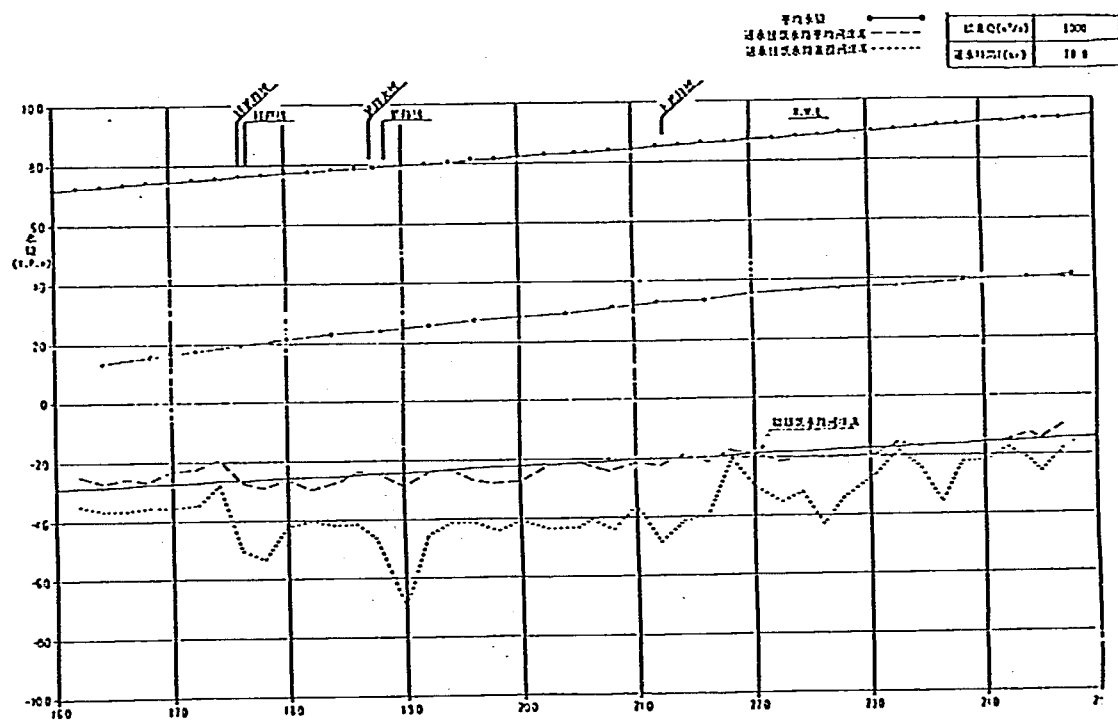
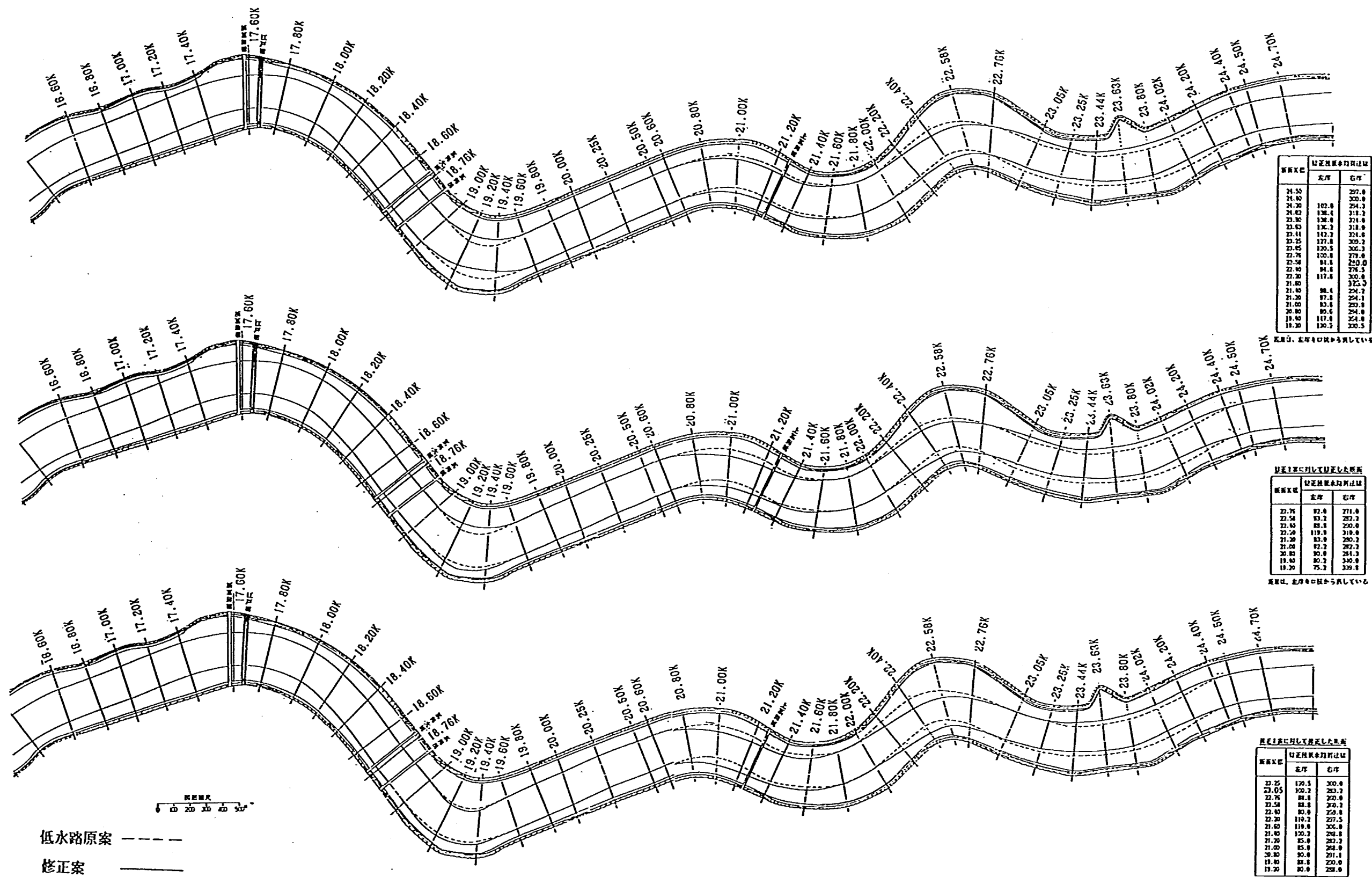
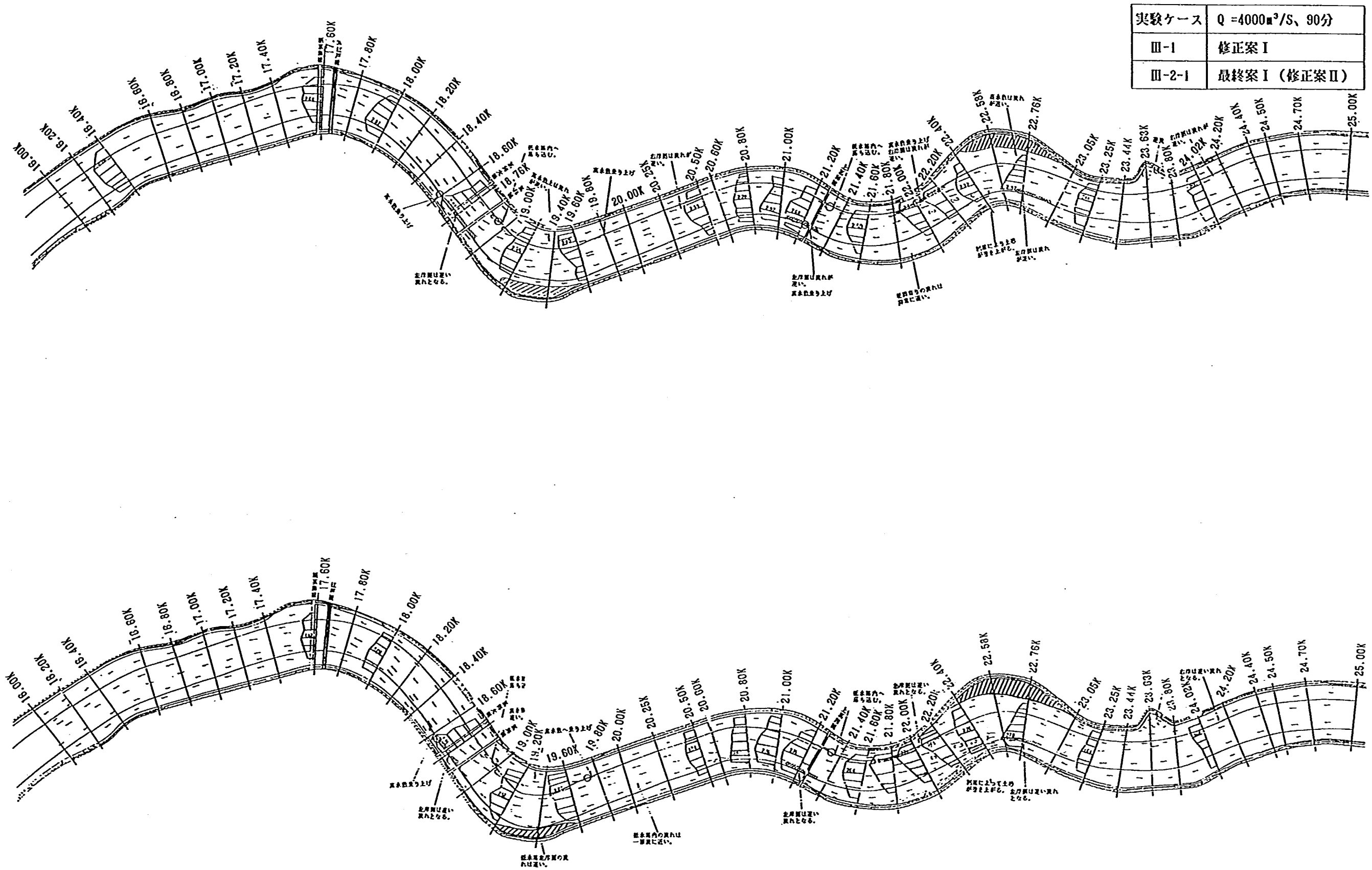


图-7.3.4 平均水位河床高縱断图 (实验Ⅲ-2-3)



断面位置	左岸	右岸
24.50	297.0	297.0
24.40	295.0	295.0
24.30	293.0	293.0
24.20	291.0	291.0
24.10	289.0	289.0
24.00	287.0	287.0
23.90	285.0	285.0
23.80	283.0	283.0
23.70	281.0	281.0
23.60	279.0	279.0
23.50	277.0	277.0
23.40	275.0	275.0
23.30	273.0	273.0
23.20	271.0	271.0
23.10	269.0	269.0
23.00	267.0	267.0
22.90	265.0	265.0
22.80	263.0	263.0
22.70	261.0	261.0
22.60	259.0	259.0
22.50	257.0	257.0
22.40	255.0	255.0
22.30	253.0	253.0
22.20	251.0	251.0
22.10	249.0	249.0
22.00	247.0	247.0
21.90	245.0	245.0
21.80	243.0	243.0
21.70	241.0	241.0
21.60	239.0	239.0
21.50	237.0	237.0
21.40	235.0	235.0
21.30	233.0	233.0
21.20	231.0	231.0
21.10	229.0	229.0
21.00	227.0	227.0
20.90	225.0	225.0
20.80	223.0	223.0
20.70	221.0	221.0
20.60	219.0	219.0
20.50	217.0	217.0
20.40	215.0	215.0
20.30	213.0	213.0
20.20	211.0	211.0
20.10	209.0	209.0
20.00	207.0	207.0
19.90	205.0	205.0
19.80	203.0	203.0
19.70	201.0	201.0
19.60	199.0	199.0
19.50	197.0	197.0
19.40	195.0	195.0
19.30	193.0	193.0
19.20	191.0	191.0
19.10	189.0	189.0
19.00	187.0	187.0
18.90	185.0	185.0
18.80	183.0	183.0
18.70	181.0	181.0
18.60	179.0	179.0
18.50	177.0	177.0
18.40	175.0	175.0
18.30	173.0	173.0
18.20	171.0	171.0
18.10	169.0	169.0
18.00	167.0	167.0
17.90	165.0	165.0
17.80	163.0	163.0
17.70	161.0	161.0
17.60	159.0	159.0
17.50	157.0	157.0
17.40	155.0	155.0
17.30	153.0	153.0
17.20	151.0	151.0
17.10	149.0	149.0
17.00	147.0	147.0
16.90	145.0	145.0
16.80	143.0	143.0
16.70	141.0	141.0
16.60	139.0	139.0
16.50	137.0	137.0
16.40	135.0	135.0
16.30	133.0	133.0
16.20	131.0	131.0
16.10	129.0	129.0
16.00	127.0	127.0
15.90	125.0	125.0
15.80	123.0	123.0
15.70	121.0	121.0
15.60	119.0	119.0
15.50	117.0	117.0
15.40	115.0	115.0
15.30	113.0	113.0
15.20	111.0	111.0
15.10	109.0	109.0
15.00	107.0	107.0
14.90	105.0	105.0
14.80	103.0	103.0
14.70	101.0	101.0
14.60	99.0	99.0
14.50	97.0	97.0
14.40	95.0	95.0
14.30	93.0	93.0
14.20	91.0	91.0
14.10	89.0	89.0
14.00	87.0	87.0
13.90	85.0	85.0
13.80	83.0	83.0
13.70	81.0	81.0
13.60	79.0	79.0
13.50	77.0	77.0
13.40	75.0	75.0
13.30	73.0	73.0
13.20	71.0	71.0
13.10	69.0	69.0
13.00	67.0	67.0
12.90	65.0	65.0
12.80	63.0	63.0
12.70	61.0	61.0
12.60	59.0	59.0
12.50	57.0	57.0
12.40	55.0	55.0
12.30	53.0	53.0
12.20	51.0	51.0
12.10	49.0	49.0
12.00	47.0	47.0
11.90	45.0	45.0
11.80	43.0	43.0
11.70	41.0	41.0
11.60	39.0	39.0
11.50	37.0	37.0
11.40	35.0	35.0
11.30	33.0	33.0
11.20	31.0	31.0
11.10	29.0	29.0
11.00	27.0	27.0
10.90	25.0	25.0
10.80	23.0	23.0
10.70	21.0	21.0
10.60	19.0	19.0
10.50	17.0	17.0
10.40	15.0	15.0
10.30	13.0	13.0
10.20	11.0	11.0
10.10	9.0	9.0
10.00	7.0	7.0
9.90	5.0	5.0
9.80	3.0	3.0
9.70	1.0	1.0
9.60	-1.0	-1.0
9.50	-3.0	-3.0
9.40	-5.0	-5.0
9.30	-7.0	-7.0
9.20	-9.0	-9.0
9.10	-11.0	-11.0
9.00	-13.0	-13.0
8.90	-15.0	-15.0
8.80	-17.0	-17.0
8.70	-19.0	-19.0
8.60	-21.0	-21.0
8.50	-23.0	-23.0
8.40	-25.0	-25.0
8.30	-27.0	-27.0
8.20	-29.0	-29.0
8.10	-31.0	-31.0
8.00	-33.0	-33.0
7.90	-35.0	-35.0
7.80	-37.0	-37.0
7.70	-39.0	-39.0
7.60	-41.0	-41.0
7.50	-43.0	-43.0
7.40	-45.0	-45.0
7.30	-47.0	-47.0
7.20	-49.0	-49.0
7.10	-51.0	-51.0
7.00	-53.0	-53.0
6.90	-55.0	-55.0
6.80	-57.0	-57.0
6.70	-59.0	-59.0
6.60	-61.0	-61.0
6.50	-63.0	-63.0
6.40	-65.0	-65.0
6.30	-67.0	-67.0
6.20	-69.0	-69.0
6.10	-71.0	-71.0
6.00	-73.0	-73.0
5.90	-75.0	-75.0
5.80	-77.0	-77.0
5.70	-79.0	-79.0
5.60	-81.0	-81.0
5.50	-83.0	-83.0
5.40	-85.0	-85.0
5.30	-87.0	-87.0
5.20	-89.0	-89.0
5.10	-91.0	-91.0
5.00	-93.0	-93.0
4.90	-95.0	-95.0
4.80	-97.0	-97.0
4.70	-99.0	-99.0
4.60	-101.0	-101.0
4.50	-103.0	-103.0
4.40	-105.0	-105.0
4.30	-107.0	-107.0
4.20	-109.0	-109.0
4.10	-111.0	-111.0
4.00	-113.0	-113.0
3.90	-115.0	-115.0
3.80	-117.0	-117.0
3.70	-119.0	-119.0
3.60	-121.0	-121.0
3.50	-123.0	-123.0
3.40	-125.0	-125.0
3.30	-127.0	-127.0
3.20	-129.0	-129.0
3.10	-131.0	-131.0
3.00	-133.0	-133.0
2.90	-135.0	-135.0
2.80	-137.0	-137.0
2.70	-139.0	-139.0
2.60	-141.0	-141.0
2.50	-143.0	-143.0
2.40	-145.0	-145.0
2.30	-147.0	-147.0
2.20	-149.0	-149.0
2.10	-151.0	-151.0
2.00	-153.0	-153.0
1.90	-155.0	-155.0
1.80	-157.0	-157.0
1.70	-159.0	-159.0
1.60	-161.0	-161.0
1.50	-163.0	-163.0
1.40	-165.0	-165.0
1.30	-167.0	-167.0
1.20	-169.0	-169.0
1.10	-171.0	-171.0
1.00	-173.0	-173.0
0.90	-175.0	-175.0
0.80	-177.0	-177.0
0.70	-179.0	-179.0
0.60	-181.0	-181.0
0.50	-183.0	-183.0
0.40	-185.0	-185.0
0.30	-187.0	-187.0
0.20	-189.0	-189.0
0.10	-191.0	-191.0
0.00	-193.0	-193.0
-0.10	-195.0	-195.0
-0.20	-197.0	-197.0
-0.30	-199.0	-199.0
-0.40	-201.0	-201.0
-0.50	-203.0	-203.0
-0.60	-205.0	-205.0
-0.70	-207.0	-207.0
-0.80	-209.0	-209.0
-0.90	-211.0	-211.0
-1.00	-213.0	-213.0
-1.10	-215.0	-215.0
-1.20	-217.0	-217.0
-1.30	-219.0	-219.0
-1.40	-221.0	-221.0
-1.50	-223.0	-223.0
-1.60	-225.0	-225.0
-1.70	-227.0	-227.0
-1.80	-229.0	-229.0
-1.90	-231.0	-231.0
-2.00	-233.0	-233.0
-2.10	-235.0	-235.0
-2.20	-237.0	-237.0
-2.30	-239.0	-239.0
-2.40	-241.0	-241.0
-2.50	-243.0	-243.0
-2.60	-245.0	-245.0
-2.70	-247.0	-247.0
-2.80	-249.0	-249.0
-2.90	-251.0	-251.0
-3.00	-253.0	-253.0
-3.10	-255.0	-255.0
-3.20	-257.0	-257.0
-3.30	-259.0	-259.0
-3.40	-261.0	-261.0
-3.50	-263.0	-263.0
-3.60	-265.0	-265.0
-3.70	-267.0	-267.0
-3.80	-269.0	-269.0
-3.90	-271.0	-271.0
-4.00	-273.0	-273.0
-4.10	-275.0	-275.0
-4.20	-277.0	-277.0
-4.30	-279.0	-279.0
-4.40	-281.0	-281.0
-4.50	-283.0	-283.0
-4.60	-285.0	-285.0
-4.70	-287.0	-287.0
-4.80	-289.0	-289.0
-4.90	-291.0	-291.0
-5.00	-293.0	-293.0
-5.10	-295.0	-295.0
-5.20	-297.0	-297.0
-5.30	-299.0	-299.0
-5.40	-301.0	-301.0
-5.50	-303.0	-303.0
-5.60	-305.0	-305.0
-5.70	-307.0	-307.0
-5.80	-309.0	-309.0
-5.90	-311.0	-311.0
-6.00	-313.0	-313.0
-6.10	-315.0	-315.0
-6.20	-317.0	-317.0
-6.30	-319.0	-319.0
-6.40	-321.0	-321.0
-6.50	-323.0	-323.0
-6.60	-325.0	-325.0
-6.70	-327.0	-327.0
-6.80	-329.0	-329.0
-6.90	-331.0	-331.0
-7.00	-333.0	-333.0
-7.10	-335.0	-335.0
-7.20	-337.0	-337.0
-7.30	-339.0	-339.0
-7.40	-341.0	-341.0
-7.50	-343.0	-343.0
-7.60	-345.0	-345.0
-7.70	-347.0	-347.0
-7.80	-349.0	-349.0
-7.90	-351.0	-351.0
-8.00	-353.0	-353.0
-8.10	-355.0	-355.0
-8.20	-357.0	-357.0
-8.30	-359.0	-359.0
-8.40	-361.0	-361.0
-8.50	-363.0	-363.0
-8.60	-365.0	-365.0
-8.70	-367.0	-367.0
-8.80	-369.0	-369.0
-8.90	-371.0	-371.0
-9.00	-373.0	-373.0
-9.10	-375.0	-375.0
-9.20	-377.0	-377.0
-9.30	-379.0	-379.0
-9.40	-381.0	-381.0
-9.50	-383.0	-383.0
-9.60	-385.0	-385.0
-9.70	-387.0	-387.0
-9.80	-389.0	-389.0
-9.90	-391.0	-391.0
-10.00	-393.0	-393.0
-10.10	-395.0	-395.0
-10.20	-397.0	-397.0
-10.30	-399.0	-399.0
-1		



実験ケース	Q = 4000m³/s, 90分
Ⅲ-1	修正案Ⅰ
Ⅲ-2-1	最終案Ⅰ (修正案Ⅱ)

図-7.3.6 流況図 (ケースⅢ-1, Ⅲ-2-1)

実験ケース	Q = 4000 m^3/s 、90分
Ⅲ-1	修正案Ⅰ
Ⅲ-2-1	最終案Ⅰ（修正案Ⅱ）

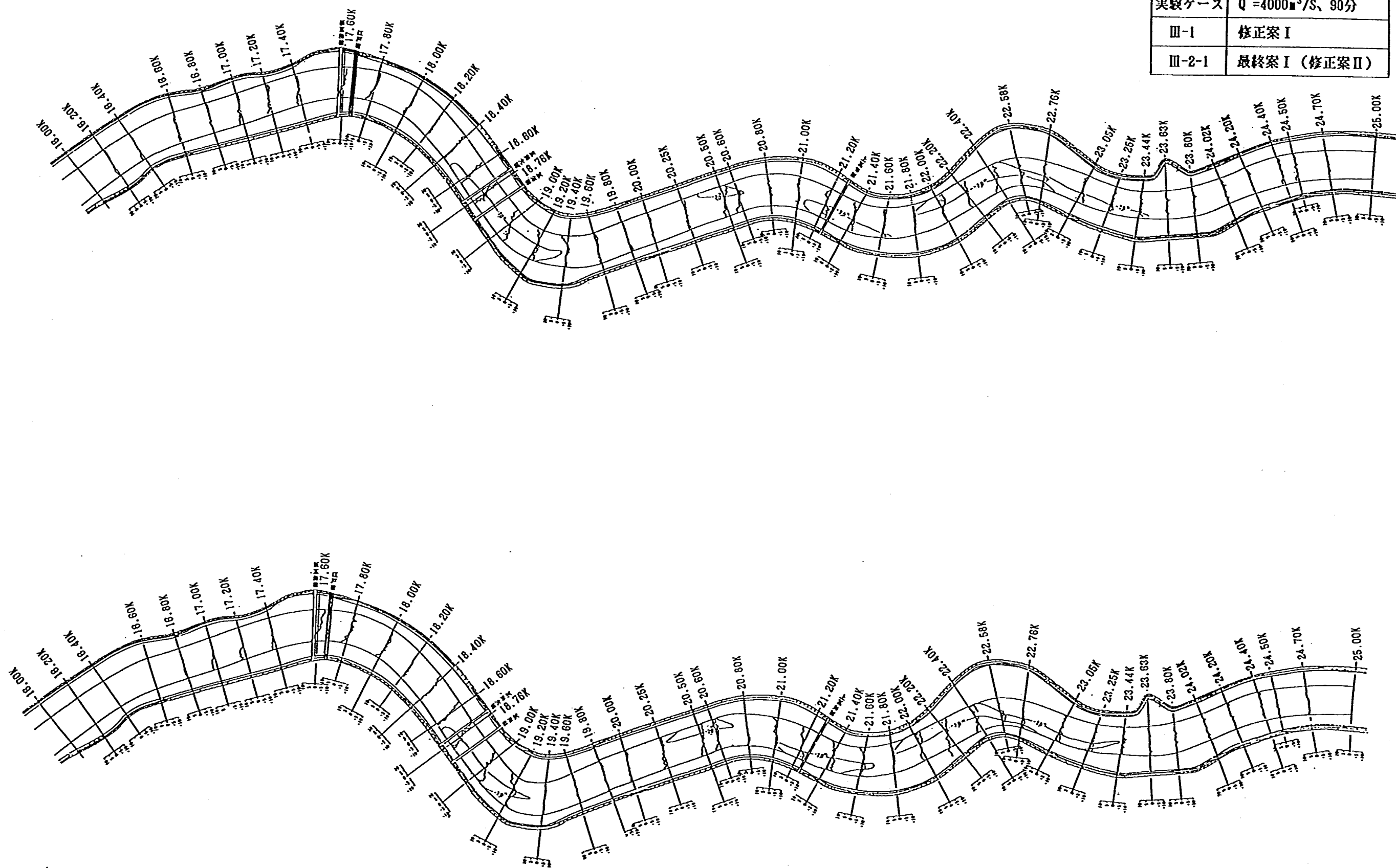


図-7.3.7 河床変動平面図（ケースⅢ-1，Ⅲ-2-1）

実験ケース	Q = 4000m ³ /S、90分
Ⅲ-1	修正案Ⅰ
Ⅲ-2-1	最終案Ⅰ（修正案Ⅱ）

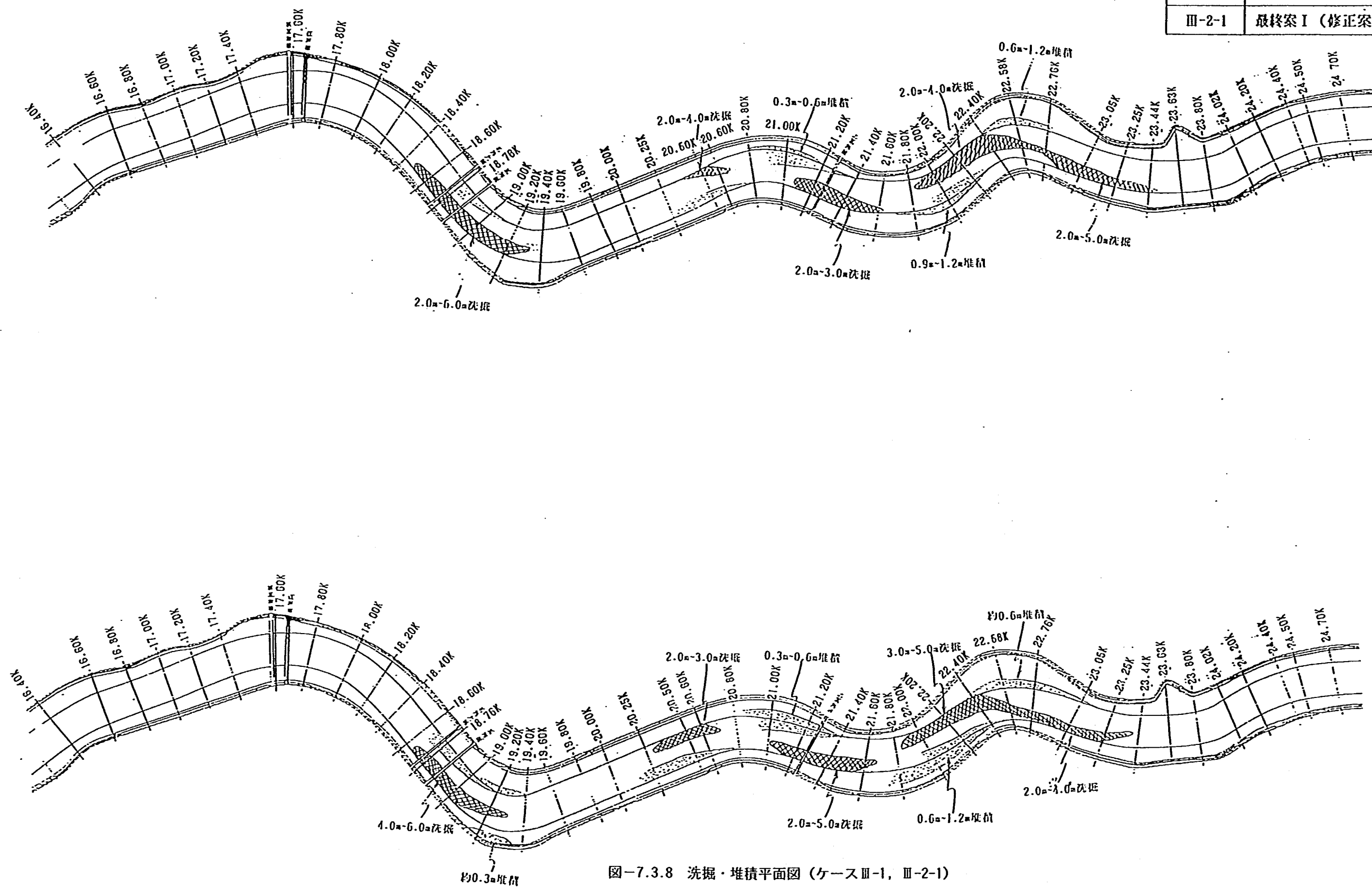


図-7.3.8 洗掘・堆積平面図（ケースⅢ-1，Ⅲ-2-1）

実験ケース	流量(m³/s)	通水時間(h)
Ⅲ-2-1	Q = 4000	90分
Ⅲ-2-2	Q = 2500	90分
Ⅲ-2-3	Q = 1000	10時間

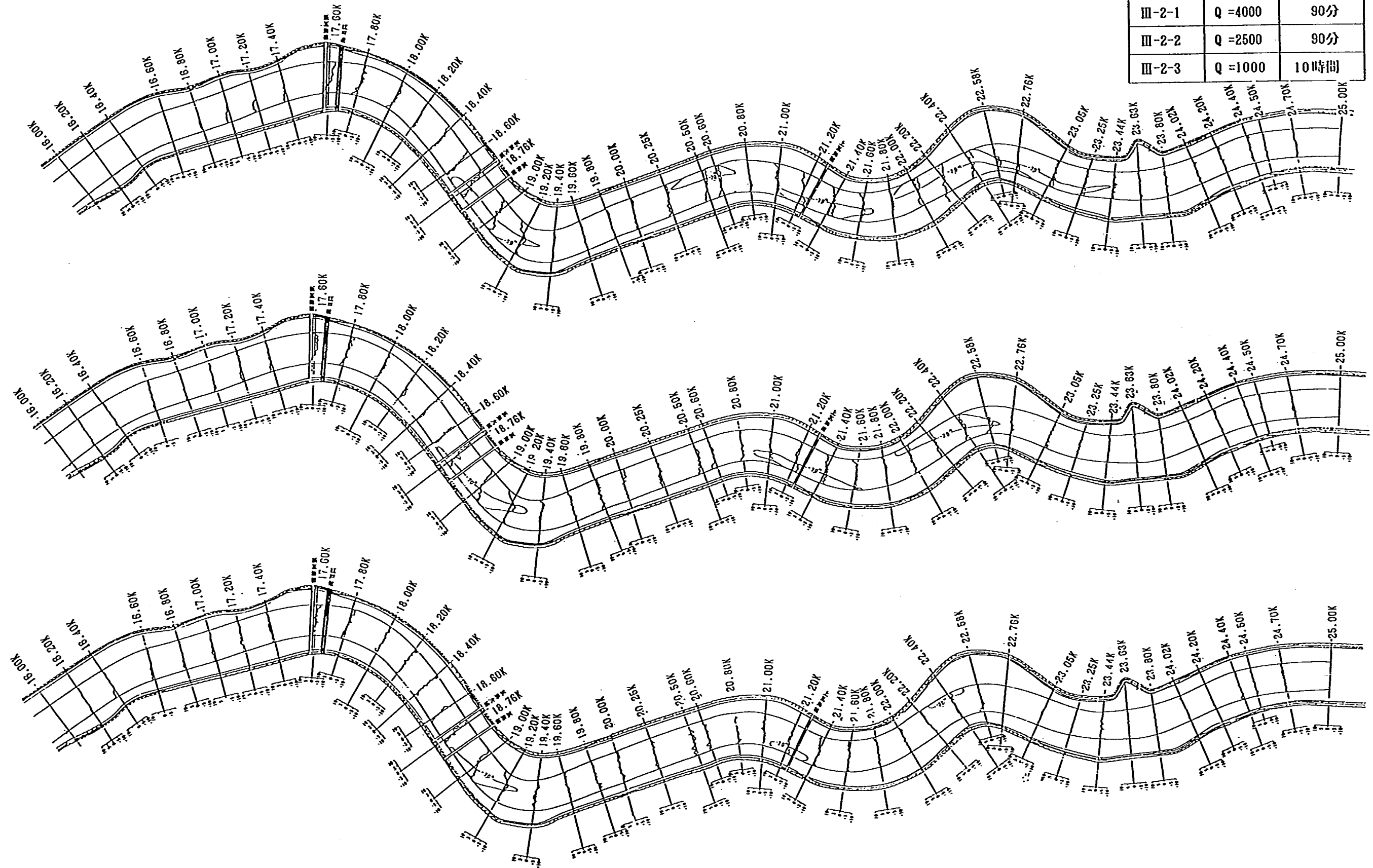


図-7.3.10 河床変動平面図 (ケースⅢ-2-1, Ⅲ-2-2, Ⅲ-2-3)

実験ケース	流量(m^3/s)	通水時間(h)
Ⅲ-2-1	$Q = 4000$	90分
Ⅲ-2-2	$Q = 2500$	90分
Ⅲ-2-3	$Q = 1000$	10時間

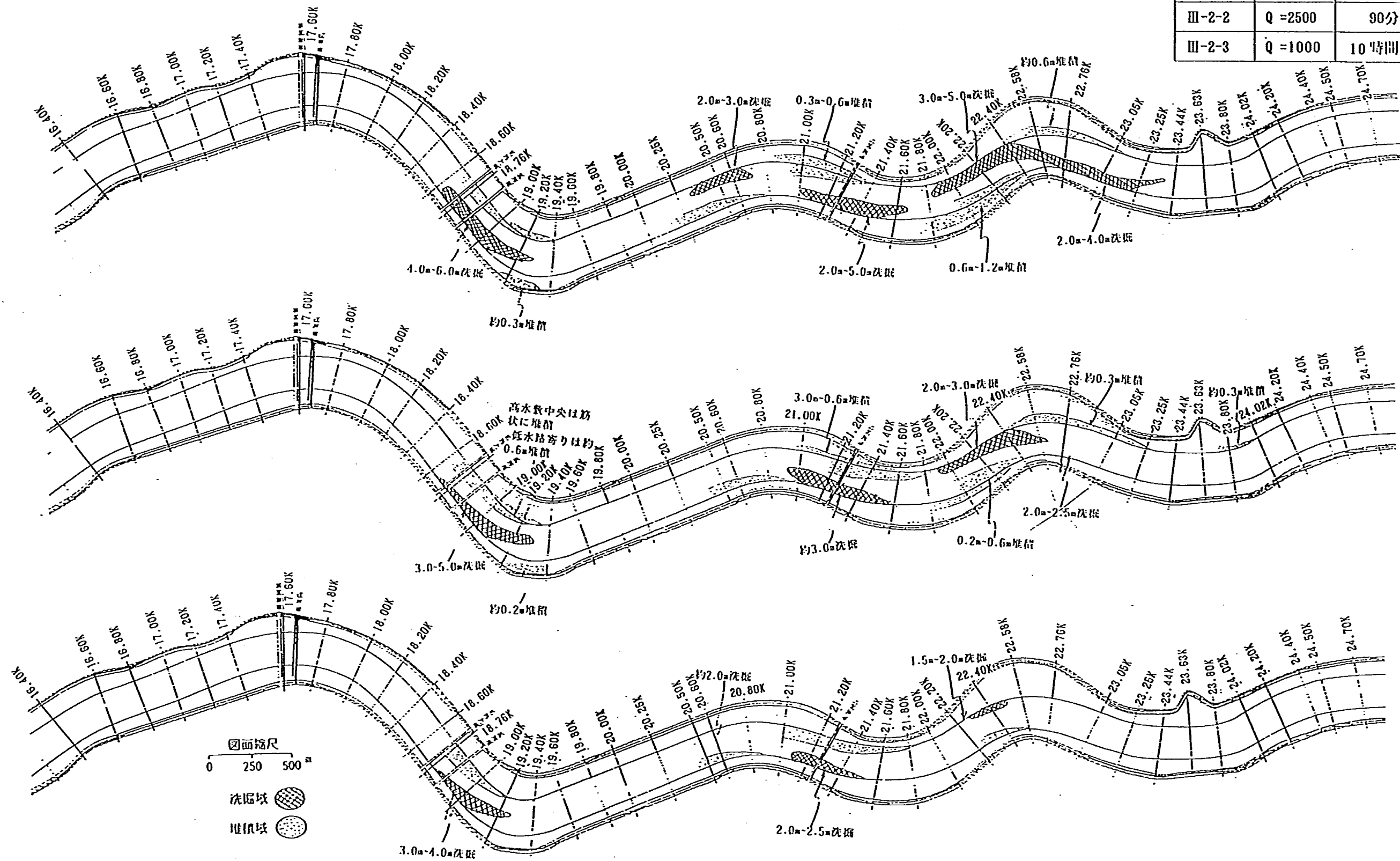


図-7.3.11 洗掘・堆積平面図 (ケースⅢ-2-1, Ⅲ-2-2, Ⅲ-2-3)

ケース名	最終案 I-1
流量 $Q(m^3/s)$	4000
通水時間 $T(min)$	90

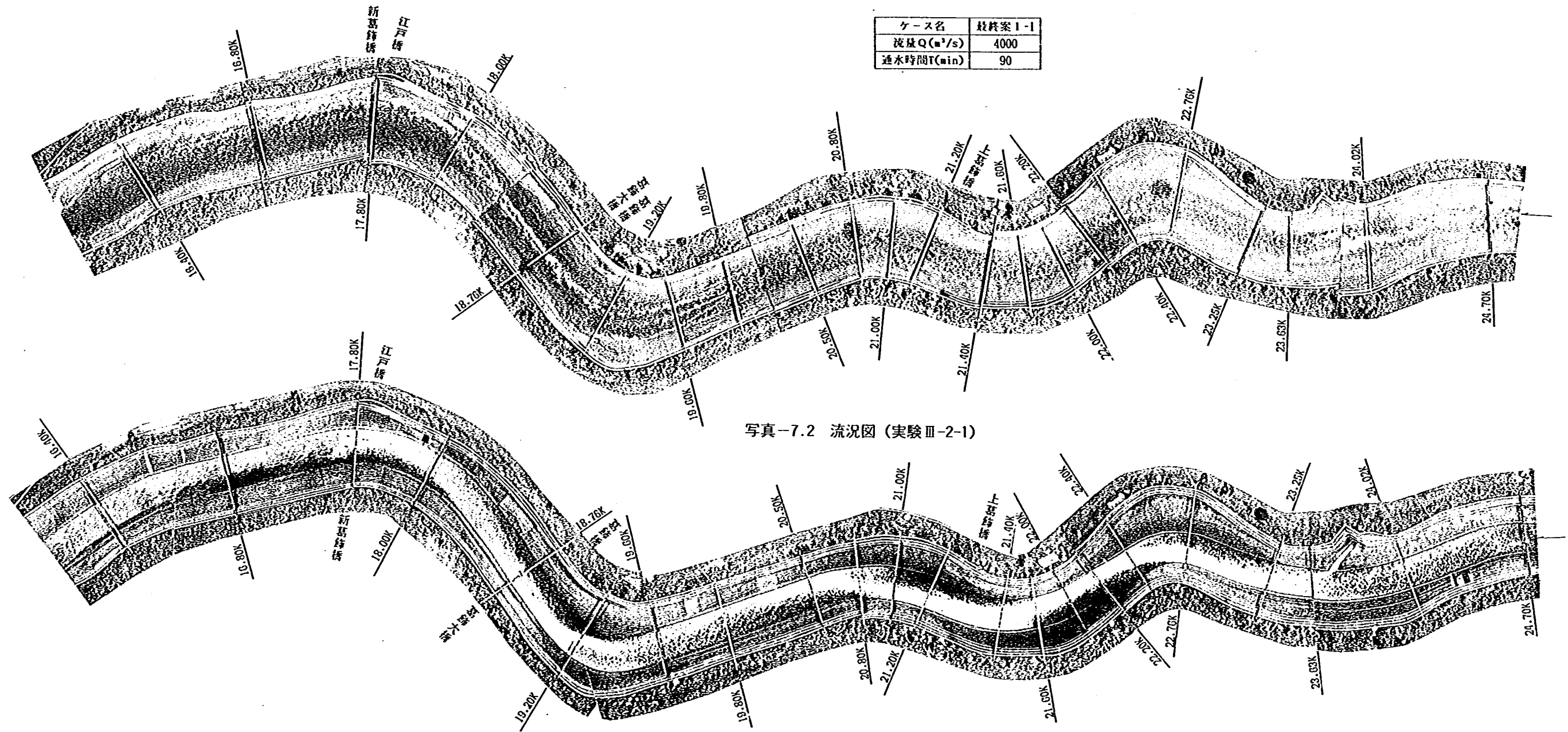


写真-7.2 流況図 (実験Ⅲ-2-1)

写真-7.3 河床変動状況 (実験Ⅲ-2-1)

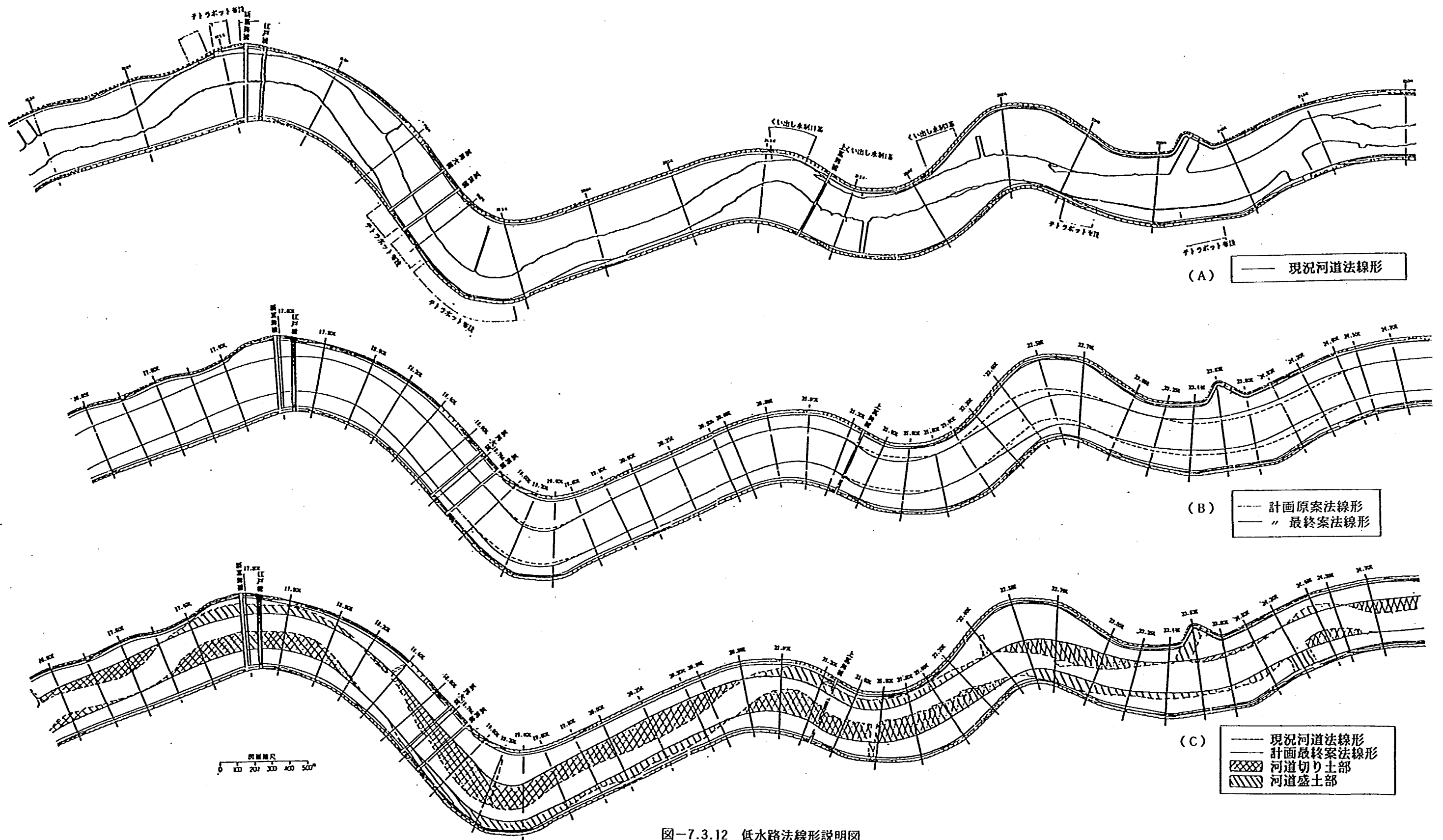


図-7.3.12 低水路法線形説明図

表-7.2 低水路法線の修正状況

距離 標 (km)	(A) 左岸堤防肩から左岸低水路法肩 までの距離(m)					(B) 左岸堤防肩から右岸低水路法肩 までの距離(m)				
	計 原 案	修正案 Ⅰ	修正案 Ⅱ	古ヶ崎 の修正	最終案	計 原 案	修正案 Ⅰ	修正案 Ⅱ	古ヶ崎 の修正	最終案
25.00	99.0				99.0	272.5				272.5
24.70	112.4				112.4	288.6				288.6
24.50	116.0				116.0	292.0	297.0			297.0
24.40	111.8				111.8	288.0	300.0			300.0
24.20	84.2	102.0			102.0	260.9	294.3			294.3
24.02	107.0	138.4			138.4	285.1	318.2			318.2
23.80	108.6	138.0			138.0	287.3	324.0			324.0
23.63	110.2	136.2			136.2	290.2	318.0			318.0
23.44	113.4	142.2			142.2	294.6	324.0			324.0
23.25	106.8	127.8	120.5		120.5	288.6	309.2	300.0		300.0
23.05	89.8	120.5	100.2		100.2	272.2	306.3	283.2		283.2
22.76	90.6	100.8	88.8		88.8	274.5	279.0	260.0		260.0
22.58	108.5	94.8	88.8		88.8	293.6	280.0	260.2		260.2
22.40	127.4	94.8	80.0		80.0	313.4	276.5	259.8		259.8
22.20	130.6	117.6	110.2		110.2	317.3	300.0	297.5		297.5
22.00	138.1				138.1	326.0				326.0
21.80	136.5				136.5	325.5				325.5
21.60	127.5		110.0		110.0	317.5	320.0	306.0		306.0
21.40	118.1	98.4	100.2		100.2	309.0	294.2	288.8		288.8
21.20	130.6	97.8	85.0	130.6	130.6	322.4	294.1	282.2	322.4	322.4
21.00	133.2	93.6	85.0	133.2	133.2	326.0	293.8	288.0	326.0	326.0
20.80	115.0	99.0	90.0		90.0	309.0	294.0	291.1		291.1
20.60	99.6				99.6	294.7				294.7
20.50	97.8				97.8	292.6				292.6
20.25	93.1				93.1	290.2				290.2
20.00	86.0				86.0	284.3				284.3
19.80	84.1				84.1	284.0				284.0
19.60	86.0				86.0	286.0				286.0
19.40	97.0	147.0	88.8		88.8	297.0	354.0	290.0		290.0
19.20	83.5	130.2	80.0		80.0	283.5	330.5	288.0		288.0
19.00	79.8				79.8	297.5				297.5
18.76	73.5				73.5	273.5				273.5
18.60	82.5				82.5	282.5				282.5
18.40	90.5				90.5	290.5				290.5
18.20	113.5				113.5	313.5				313.5
18.00	121.0				121.0	321.0				321.0
17.80	121.5				121.5	321.5				321.5
17.60	116.5				116.5	316.5				316.5
17.40	122.0				122.0	322.0				322.0
17.20	118.0				118.0	317.5				317.5
17.00	111.5				111.5	311.5				311.5
16.80	109.5				109.5	309.5				309.5
16.60	102.5				102.5	302.5				302.5
16.40	86.0				86.0	286.0				286.0
16.20	104.5				104.5	303.7				303.7
16.00	83.0				83.0	283.0				283.0

第8章 局所洗掘対策工の諸元に関する実験

第8章 局所洗掘対策工の諸元に関する実験

8.1 実験目的

本実験では、江戸川の河道改修にあたって低水路法線形最終案（実験Ⅲ-2-1）をもとに、治水面から見てもより安全性を高めるための対策工の工種、設置範囲等について検討を行うものである。実験は2つの基礎実験と3次元模型を使った本実験から成る。

まず、高水敷粗度に関する基礎実験（実験Ⅳ）について述べる。江戸川の模型実験の主目的の一つとして、高水敷への体積状況を把握することが挙げられる。低水路法線形の修正に関する実験（実験Ⅲ）までは3次元模型の高水敷の粗度要素は直径1.5cm程度のモルタルペーストの半球を10cm～15cmに張り付けるものであった。この場合、高水敷の水深が薄いため粗度要素直上を流れる流水が少なくなり、粗度要素間の流速が大きくなる傾向があったためか、高水敷上の堆積物は全般的に薄く広く堆積する傾向にあった。このような状態では、洪水時における高水敷への堆積状況を精度よく推定できない。そのため、基礎実験によって粗度要素の大きさと浮遊砂の堆積状況の関係を調べることにした。

次に、局所洗掘対策工に関する基礎実験（実験Ⅴ）について述べる。江戸川は、主たる河床材料の粒径が0.2mm～0.4mmの典型的な砂河川である。一般に、砂河川の局所洗掘対策工としてはブロック乱積みは適していないといわれる。というのは、ブロック積みの場合、ブロック間の隙間が大きいため土砂がそこから吸出されブロックが次第に沈下されてしまうからである。そこで、この点に考慮した局所洗掘対策工を考案して、その特性を把握することとした。

最後に、局所洗掘対策工の諸元に関する実験（実験Ⅵ）について述べる。この実験は、前記の基礎実験によって適当と判断された局所洗掘対策工を実際に河道模型に敷設し、その局所洗掘軽減効果を確認、修正することとした。

8.2 高水敷の粗度に関する基礎実験

8.2.1 実験目的

模型実験の高水敷にはイボ型粗度がはりつけてある。実験後の高水敷上への砂の堆積状況を観察すると、流速が大きいためか粗度のごく近傍をさけるように堆積している。このような状況下では高水敷に沈降した砂が再流送される可能性が高く、堆積状況は現地に比べうすく広がる傾向になる。この堆積は高水敷管理計画の検討としては危険側になっているといえよう。そこで、イボ型粗度を小さくし、かわりに設置密度を上げて粗度係数を合せたら、砂のたまり方は大きく変化するかどうかを把握することとした。具体的には、複断面水路において高水敷に大きな粗度要素を広い間隔で張り付け浮遊砂を体積させる実験を行ない、次に小さな粗度要素を粗度係数が前実験と等しくなるように狭い間隔で張り付けた状態に改造した水路で同様の実験を行ない、浮遊砂の体積状況を比較することとした。

8.2.2 実験水路の概要

図－8.2.1に本実験に用いた拡散水路の平面図及び側面図を示す。水路は高水敷と低水路からなる複断

面構造であり幅3.0m，長さ50.0m，高さ0.5mであり，片面がガラス張りとなっている。No.1～No.11間の高水敷は低水路側に張り出した形（河岸法線は Sin-Generated-Carve）となっている。下流側の水位調節ゲートで下流端水位を調節し，上流側の四角堰の越流水深により流量を計測している。模型縮尺は1/30，河床勾配は1/4,000とした。この模型では，現地と模型で u_* / w_* が相似となるように合せてある。表-8.1に現地と模型の物理量の比較を示す。

表-8.1 現地と模型の物理量の比較（基礎実験Ⅴ）

	河床材料	平均河床勾配	河床材料の 沈降速度 w_o	4000 m^3/s 時 の U_* / w_o
現 地	0.2～0.4 m $S=1.65$	1/4,000	4.3 cm/s	2.47
模 型 (拡散水路)	0.2 mm 石炭粉 $S=0.5$	1/4,000	0.8 cm/s	2.42
物理量の比	$d_r=1.5$ $S_r=3.3$	$1_r=1.0$		$(U_* / w_o)_r$ $=1.02 \approx 1$

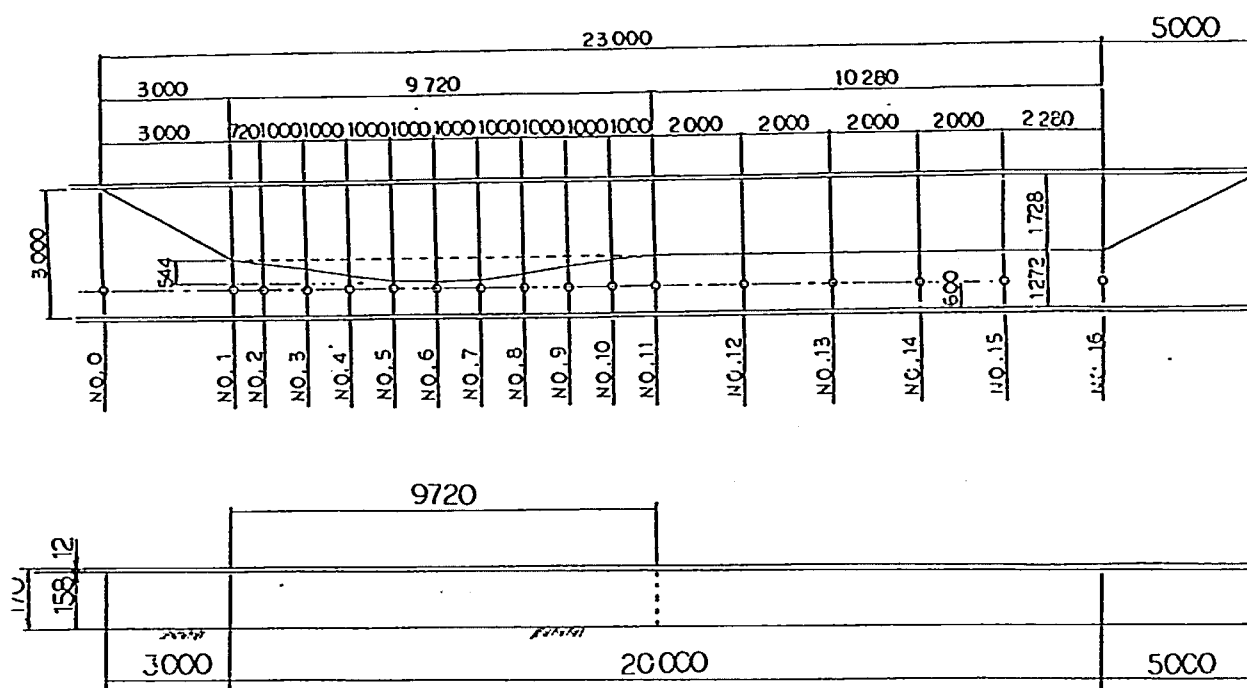


図-8.2.1 拡散水路平面図及び側面図

8.2.3 実験の内容

本実験の実験ケース一覧表を表-8.2に示す。

1) 各実験の内容

実験Ⅴ-1-1およびⅤ-2-1は粗度係数検証実験である。実験Ⅴ-1-1では大きな粗度要素（モルタルベースト，直径2 cm 程度）を，実験Ⅴ-2-1は粗度要素の大きさの違いによる高水敷への土砂の堆積状況の違いを把握するための実験である。実験では上流より給砂を行い，高水敷への石炭粉の堆砂状況を観察する。

表-8.2 実験ケース一覧表

実験ケース	流量 (ℓ/s) (模型値)	下流端 水深 (cm)	通水 方法	通水 時間	水温 ($^{\circ}C$)	Re-数	給砂量 ($\ell/5min$)	粗度の 大きさ	備 考
IV-1-1	※	20.0	定流	6時間	19.0	約4.5	8.5	粗	$Q=4,000m^3/s$ に対応, 粗度検証
IV-1-2	$Q=60 \ell/s$	20.0	〃	6時間	19.0	約5.1	8.5	粗	砂のたまり方
IV-2-1	※	20.0	〃	6時間	19.0	約5.1	8.5	細	$Q=4,000m^3/s$ に対応, 粗度検証
IV-2-2	$Q=60 \ell/s$	20.0	〃	6時間	19.0	約6.0	8.5	細	砂のたまり方

※は45.1 ℓ/s , 67.5 ℓ/s , 68.6 ℓ/s , 161.7 ℓ/s の流量で実施した。

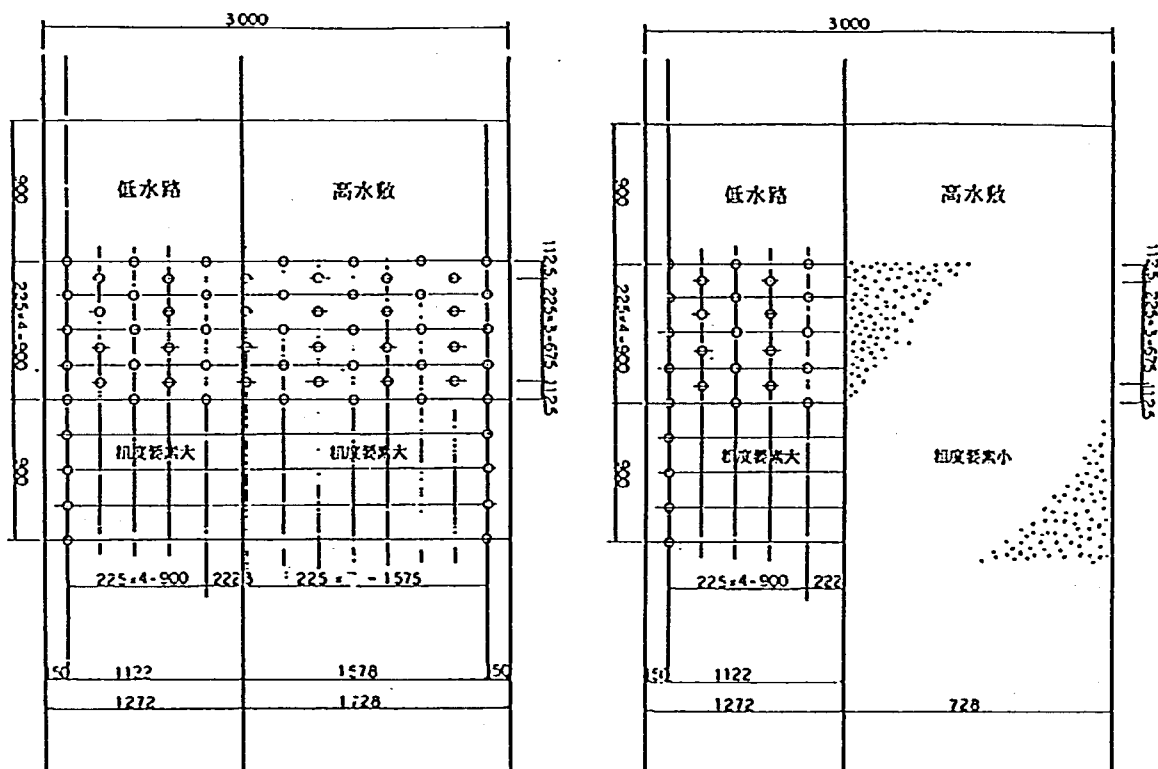


図-8.2.2 粗度配地図

2) 実験条件

(1) 流量および通水時間

① 実験N-1-1, およびN-2-1

通水は低水路満杯に相当する45.1 ℓ/s および高水敷に水が乗る67.5 ℓ/s , 68.6 ℓ/s , 161.7 ℓ/s の4種類の流量で実施した。

② 実験N-1-2, およびN-2-2

通水は, 高水敷上への堆積が生じると考えられる条件である高水敷上の摩擦速度 u_* および土砂の沈降速度 w の比 u_*/w が1よりも小さくなくてはならない。

この条件が生じる高水敷水深 h_f は $h_f = 2.6\text{cm}$ である。通水流量は $h_f = 0.6\text{cm}$ となる流量すなわち 60 l/s を通水するものとした。通水時間については高水敷への堆砂が十分に進行するまでとした。

3) 給砂量

給砂量についてはレーン・カリンスキー式を基に推定したが、最終的には高水敷への堆砂状況を観察して 8.5 l/min とした。

8.2.4 実験結果

1) 実験Ⅲ-1-1, および実験Ⅳ-2-1

粗度係数の検証は、一次元不等流計算により求めた計算水位と実験水位を比較し、両者がほぼ一致するよう粗度要素の貼り付け密度を調節した。

一次元不等流計算を実施するに際しては、高水敷上と低水路内で大きな流速差が生じることを考慮し井田法を用いて径深を計算するものとした。

不等流計算結果と実験により求めた水位とを比較したものを図-8.2.3~8.2.4に示す。これよりわかるように、両者は概ね一致し、現在の粗度係数が得られた。

2) 実験Ⅳ-1-2, 実験Ⅳ-2-2について

実験Ⅳ-1-2, Ⅳ-2-2における高水敷への堆砂状況は以下のとおりである。堆積状況図を図-8.2.6に示す。なお、実験Ⅳ-1-2は高水敷上の粗度要素が粗い場合、実験Ⅳ-2-2は高水敷上の粗度要素が細かい場合となっている。実験での高水敷への堆砂状況について以下に述べる。(写真-8.1, 8.2参照)

- ・上流直線部No.13~No.11付近については実験Ⅳ-1-2, Ⅳ-2-2ともに低水路河岸に沿って細長く堆積がみられ、堆積厚は $1 \sim 2\text{ mm}$ 程度である。この区間は高水敷上と低水路内の流速が大きく、低水路内の浮遊砂が河岸部付近で急激に $u_* / w_* \leq 1$ となって沈降し始め、高水敷低水路沿いでの堆砂が進んだと考えられる。

- ・高水敷張り出し部付近から下流側になると高水敷への乗り上げ流れに沿って堆砂がみられ、実験Ⅳ-1-1ではNo.3付近まで、実験Ⅳ-2-2ではNo.4付近まで堆砂がみられる。堆砂形状は、高水敷上の乗り上げ流れの流線に沿うように放物線を描いて筋状に堆砂しているが、実験Ⅳ-2の方が放物線の湾曲がきつい形となっている。堆積厚は両ケースともに $1 \sim 2\text{ mm}$ 程度であるが、実験Ⅳ-2では下流へいくほど堆砂がまばらで少なくなってくるのがわかる。

- ・下流側での堆積は、両ケースともにNo.1下流側高水敷上に半円状に堆砂がみられ、実験Ⅳ-2の方がやや上流側に位置しているが、堆積範囲に大きな違いはない。堆積厚については、実験Ⅳ-1では最大 7 mm 程度、実験Ⅳ-2では最大 10 mm 程度と実験Ⅳ-2の方が厚く堆積している。

- ・全体的にみると、細かい粗度要素を用いた水路の方が堆積土砂が狭い範囲に厚く堆積する傾向があった。

この結果は、伊勢屋が江戸川の現地河道で河畔堆積物に関して調べた結果に近づくものである。このことは模型に設置する粗度要素は細かい方がよいことを示している。そこで、局所洗掘対策工の諸元に関する実験(実験Ⅴ)では、高水敷の粗度要素を細かいもの(直径 $0.4 \sim 0.5\text{ cm}$ の玉砂利)に変更することとした。

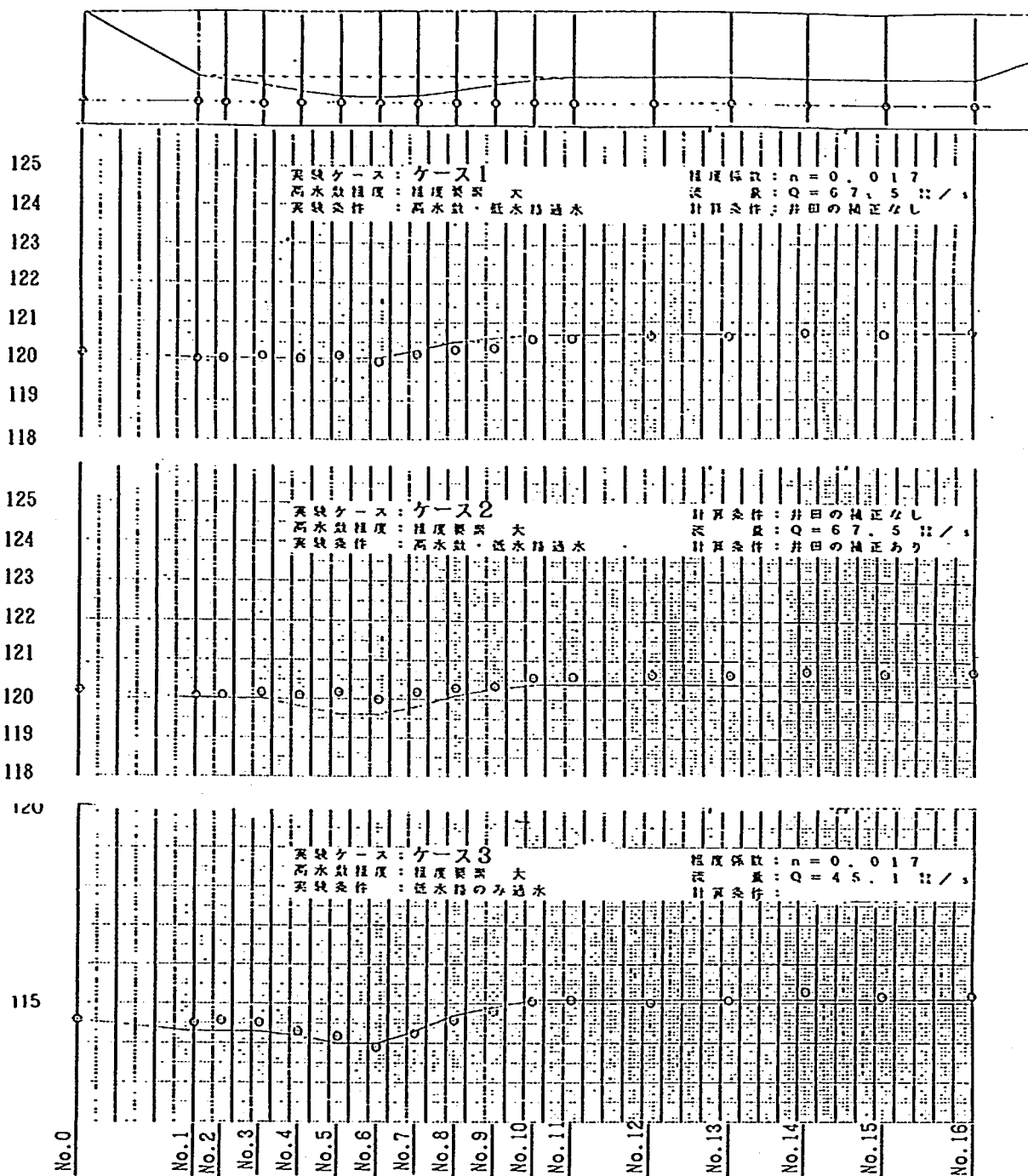
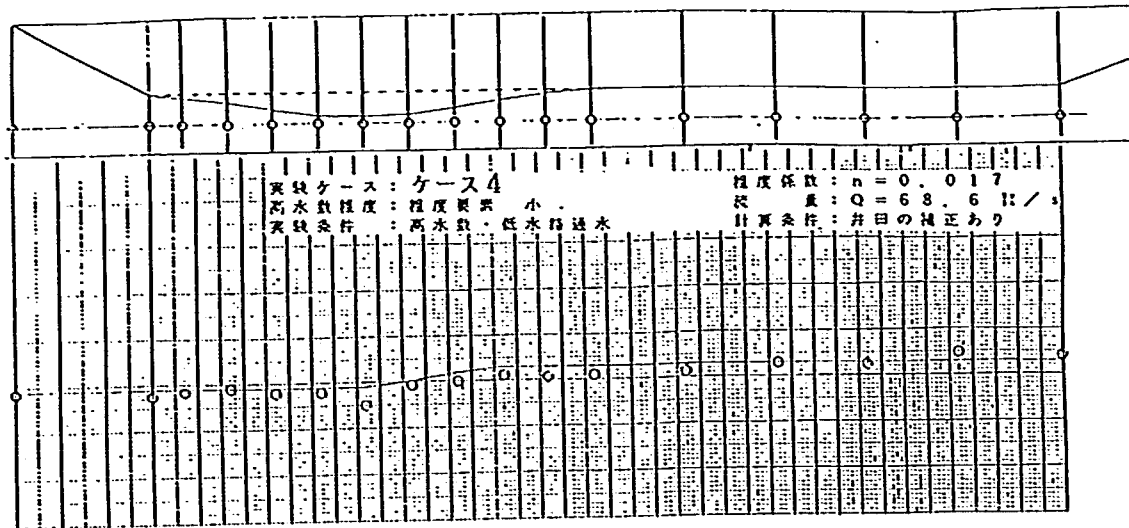
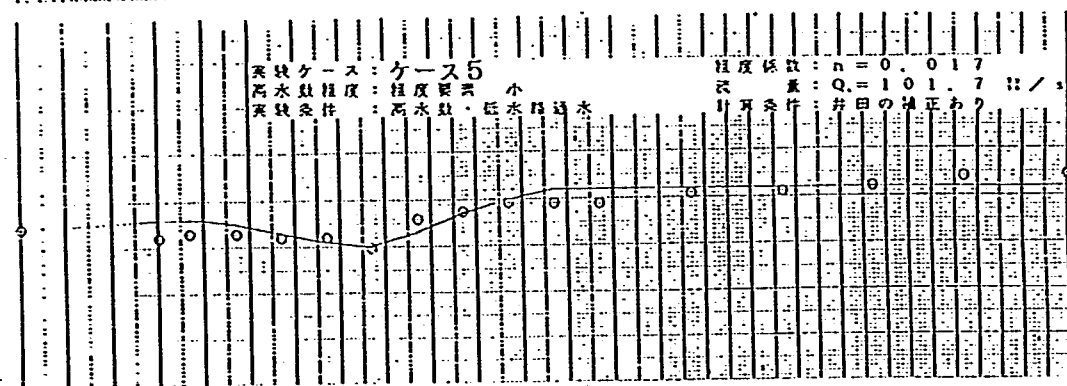


図-8.2.3 粗度検証 [実測水位と不等流計算結果] (実験Ⅳ-1P)

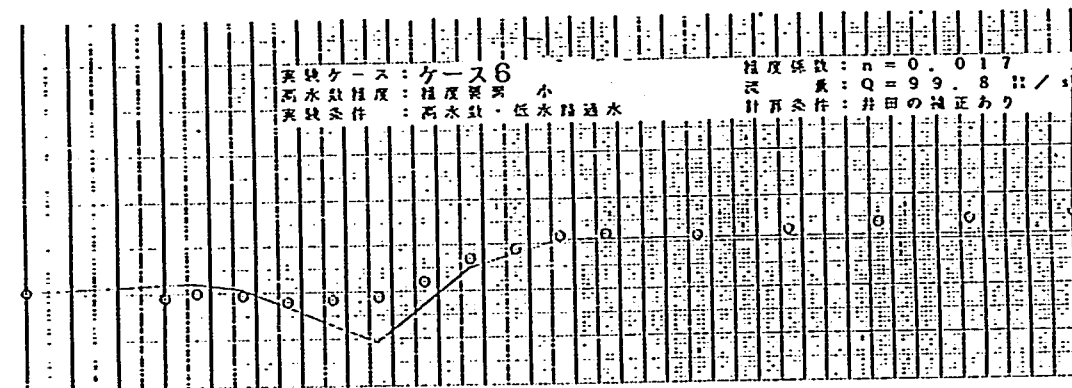
125
124
123
122
121
120
119
118



125
124
123
122
121
120
119
118



125
124
123
122
121
120
119
118



125
124
123
122
121
120
119
118

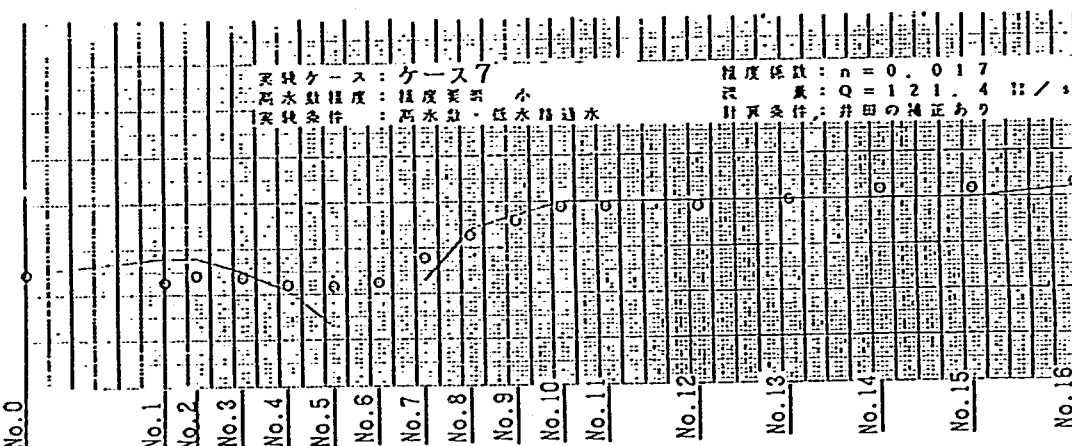
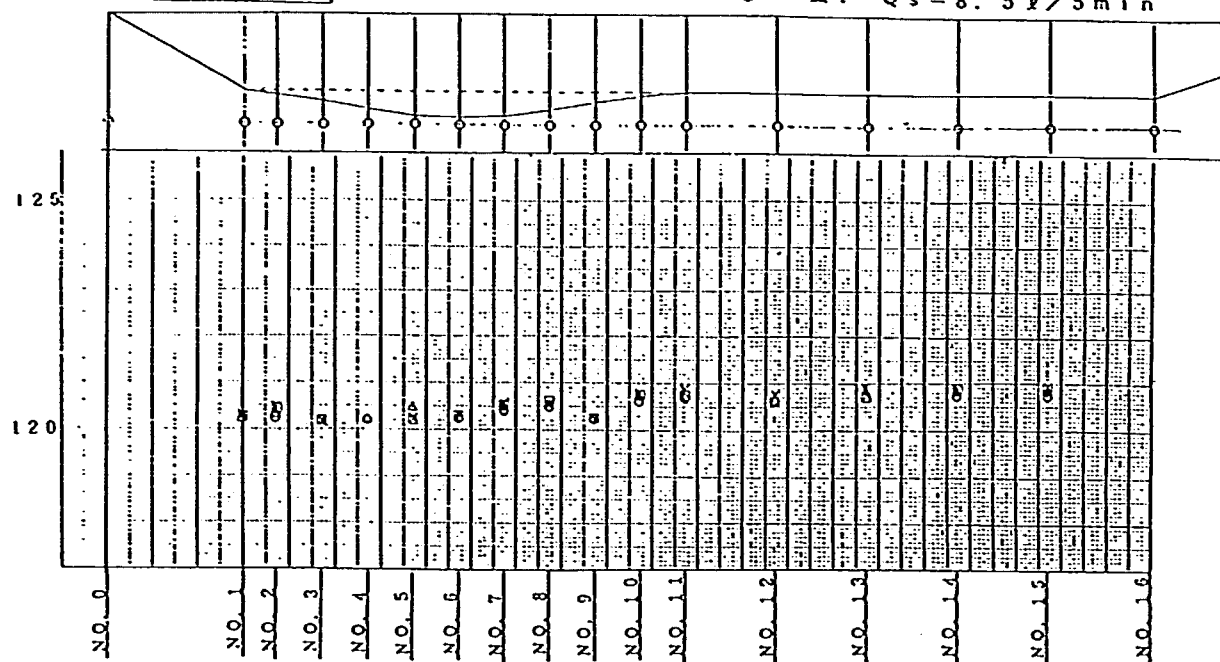


図-8.2.4 粗度検証 [実測水位と不等流計算結果] (実験Ⅳ-2P)

○	90~100分
△	180~190分
□	240~250分
×	300~310分

実験ケース： 実験Ⅳ-1

流 量： $Q = 60 \text{ l/sec}$
 砂 量： $Q_s = 8.5 \text{ l/5min}$



実験ケース： 実験Ⅳ-2

流 量： $Q = 60 \text{ l/sec}$
 砂 量： $Q_s = 8.5 \text{ l/5min}$

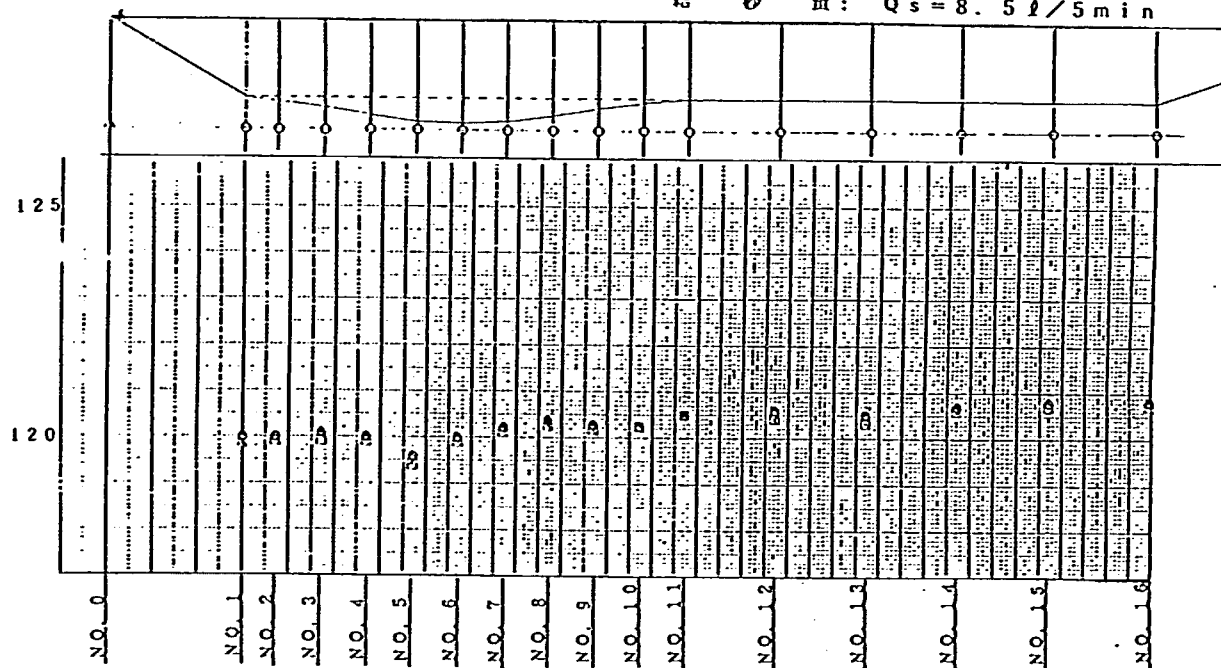


図-8.2.5 水位縦断面図 (実験Ⅳ-1, Ⅳ-2)

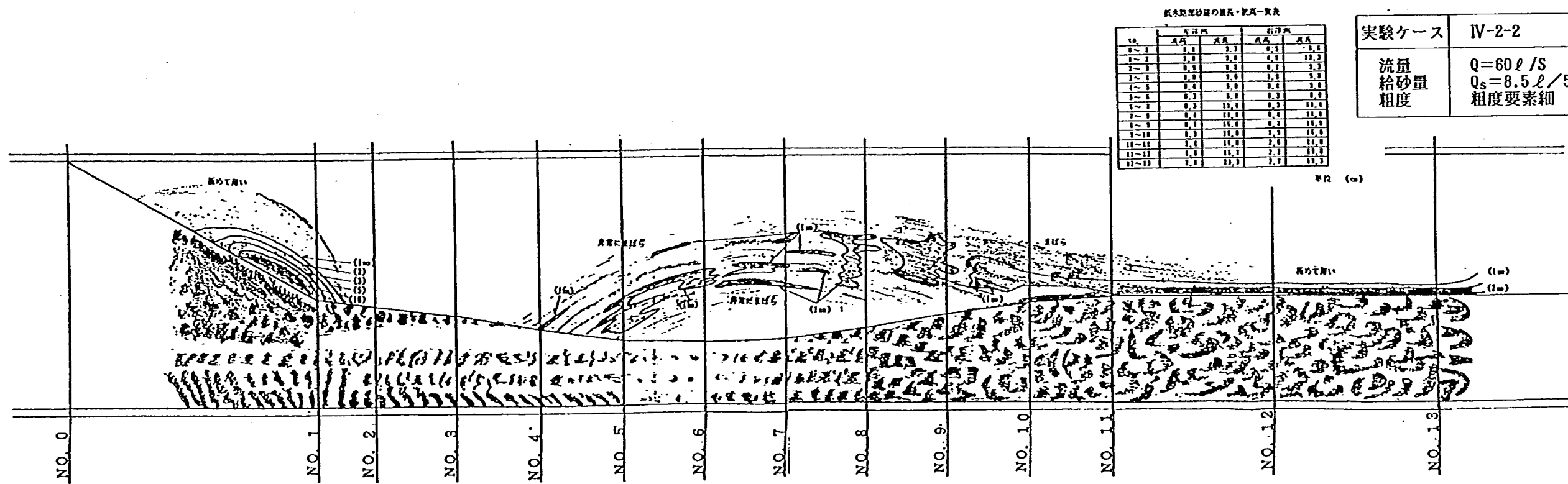
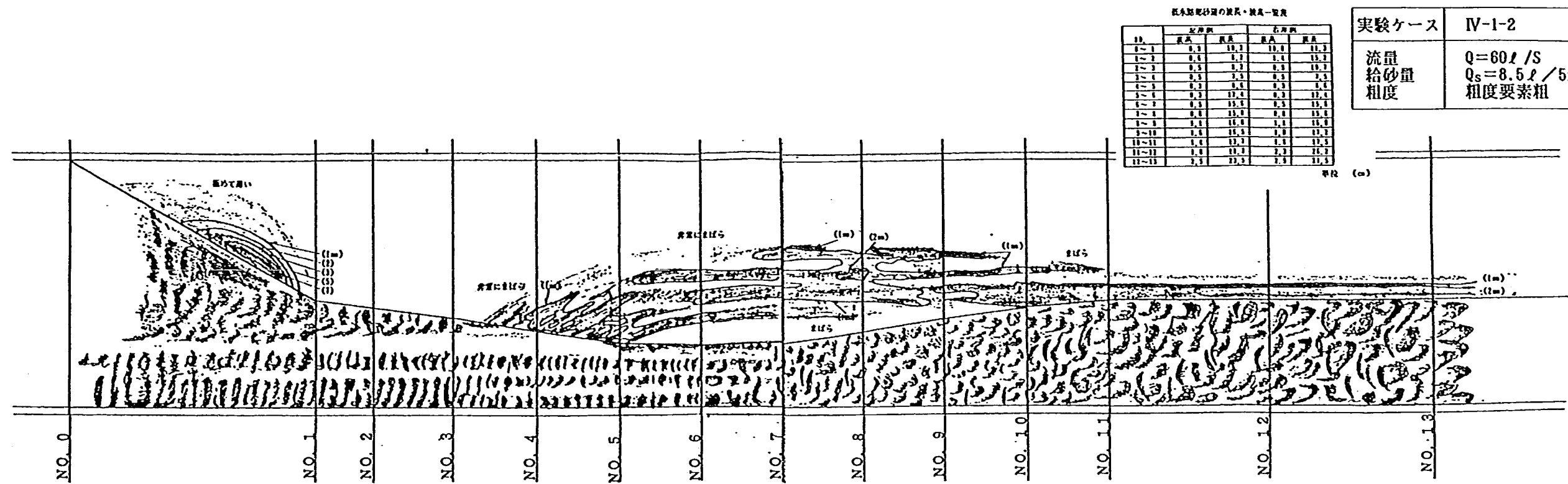


図-8.2.6 堆積状況図 (実験IV-1, IV-2)

8.3 局所洗掘対策工に関する基礎実験

8.3.1 実験目的

砂河川の場合、局所洗掘発生位置にブロック等を投入しても、直ちにブロックの周辺が局所洗掘されるのでいずれ河床の中に埋沈してしまうと言われている。これが事実であるとするならば、ブロックに代わるなにか別の局所洗掘対策工を考案する必要がある。ひとつの案として屈撓性があり、かつ一体で広い範囲をおおうことができるマットを考案した。これは、大きな粒径の石もしくはこれに相当するものをネットで包んだふとんかご状のものである（ここでは根固めマットと称する）。根固めマットを写真-8.1に示す。これは、屈撓性ゆえに局所洗掘にも柔軟に追従することが期待される。しかし、この工法は新しく考案されたものであり、実際に適用した場合、思わぬ問題が発生する可能性が残されている。そこで、実験によりこのマットの有効性について確認してみることにした。

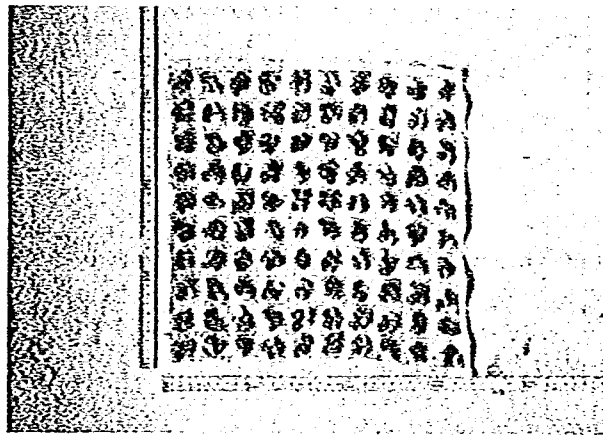


写真-8.1 根固めマット形状

8.3.2 実験水路の概要

本実験は、河川水理実験施設内にある湾曲水路で行なった。湾曲水路平面図を図-8.3.1に示す。河床勾配は1/1,000とした。河床材料には平均粒径0.2mm、比重0.5の石炭粉を用いた。

8.3.3 実験の内容

表-8.3に実験ケース一覧表を示す。

表-8.3 実験ケース一覧表

実験ケース	流量 (l/s)	下流端水深 (cm)	通水方法	通水時間	水温 ($^{\circ}C$)	Re-数	給砂量 ($l/5min$)	備考
V-1	$Q=6.8 \text{ } l/s$	3.8	定流	6時間	18.5	約5.8	0.60	根固めマット無し
V-2	$Q=6.8 \text{ } l/s$	3.8	〃	6時間	17.5	約5.7	0.60	根固めマット(平均粒径3mm)

(1) 実験V-1

このケースでは根固めマットを敷かないで通水した。

(2) 実験V-2

このケースでは根固めマット（平均粒径3mm，約0.5g/cm）を敷設して通水した。根固めマットはNo.3～No.0間の湾曲部外岸側に敷設した。根固めマットの大きさは長さ3m，幅33.3cmとした。

1) 根固めマットの諸元

根固めマットにつめた栗石の平均粒径は3mmである。根固めマットの縮尺は1/30とした。

表-8.4 根固めマット諸元（基礎実験V）

長 さ	300cm	重 さ	3600 g
敷設幅	33.3cm	1マス目の大きさ	3.33cm×3.33cm
敷設厚	0.8cm	1マス目の重さ	4 g
		1m ² あたりの重さ	約0.5g/m ³

2) 流量の設定

流量は u_* / w_o の値が4000m/sに対応するような流量とすることにした（6.8ℓ/s）。

3) 給砂量の設定

給砂量は河床がほぼ平衡を保つよう0.12ℓ/minとした。

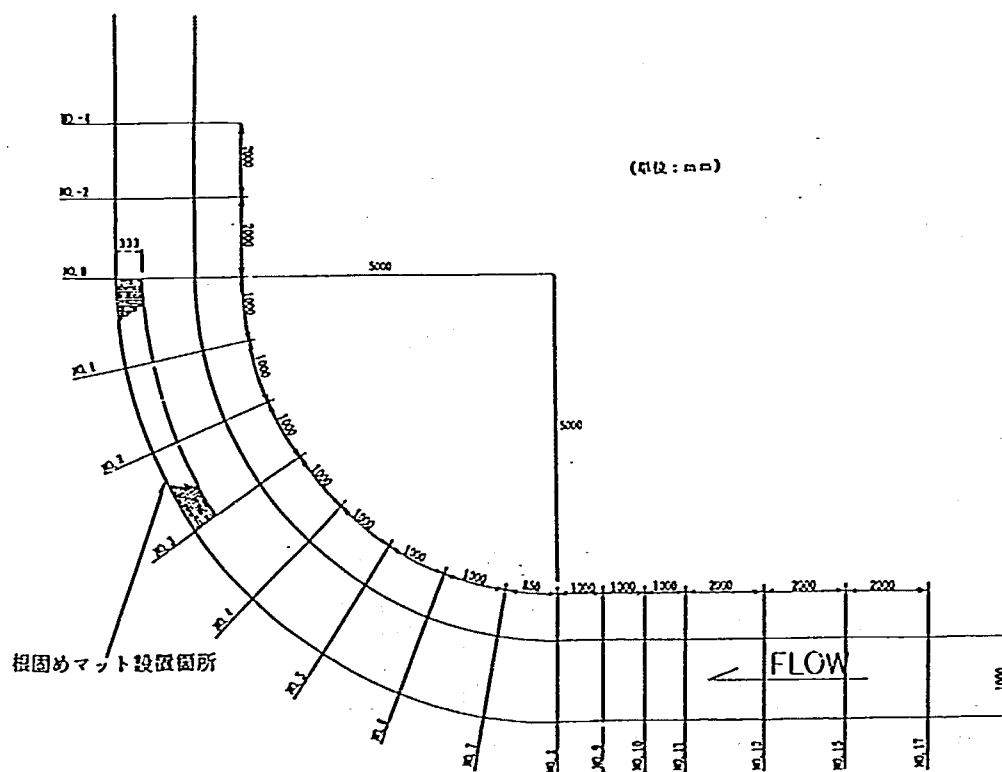


図-8.3.1 湾曲水路平面図

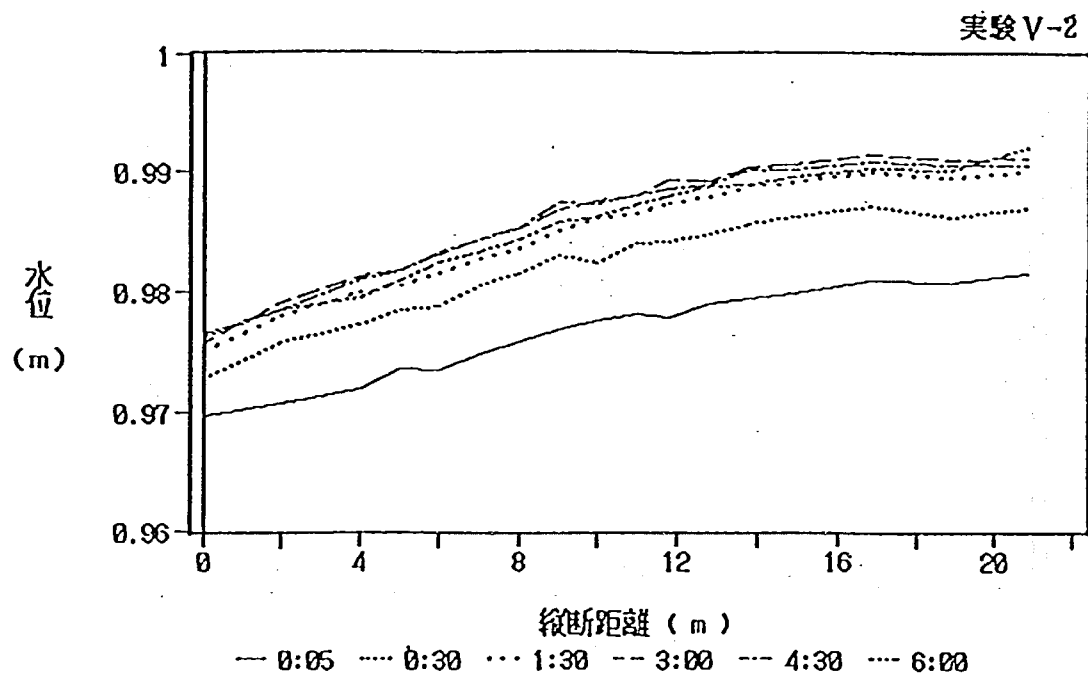
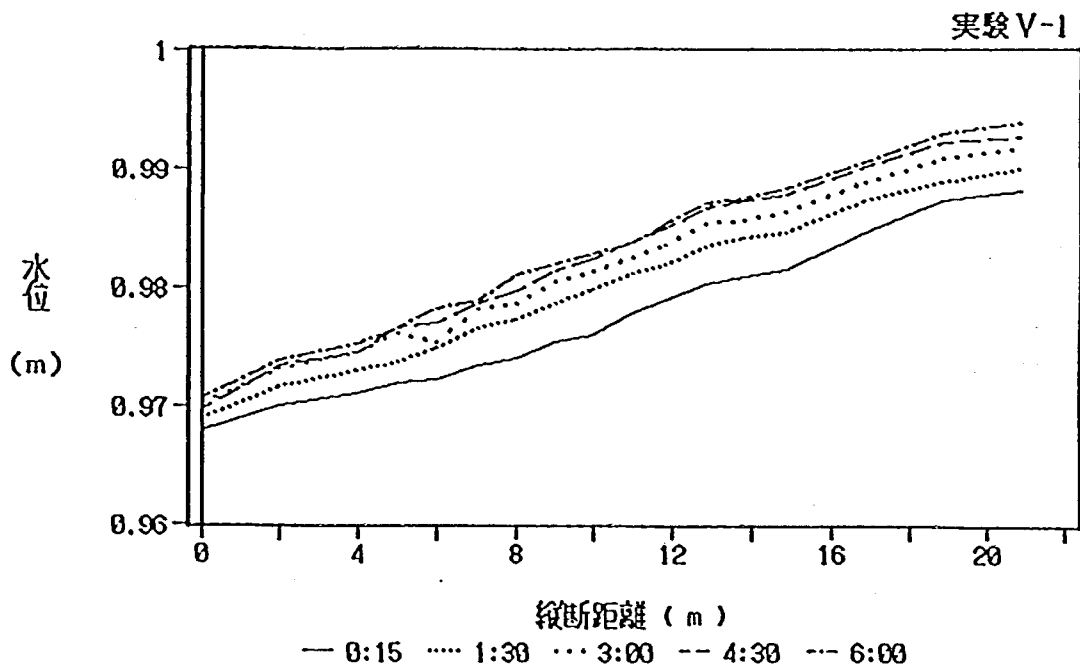


図-8.3.2 水位縦断図

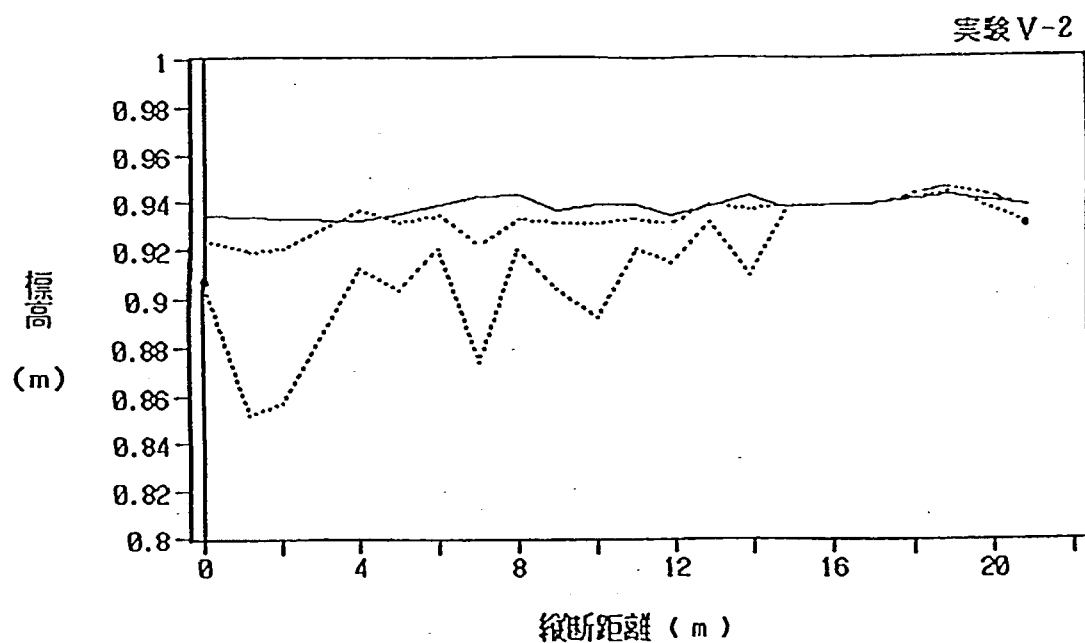
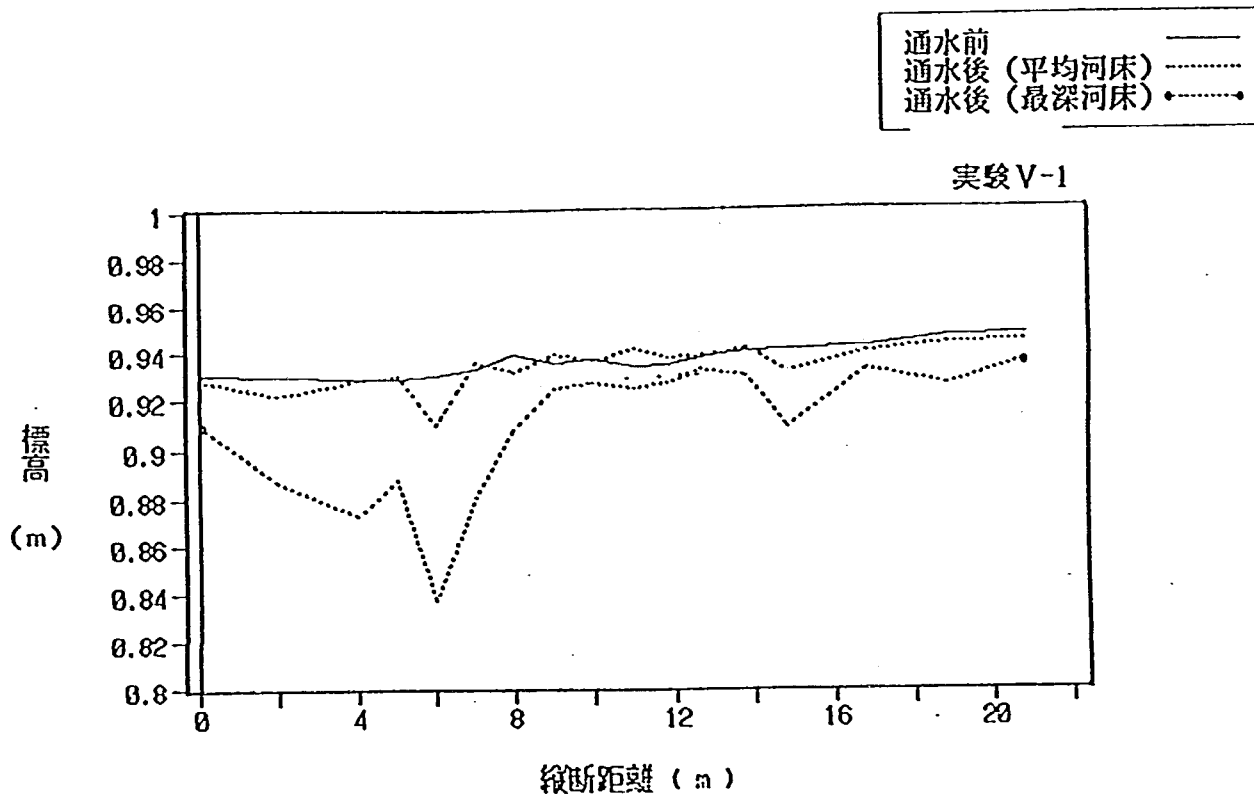


图-8.3.3 平均最深河床高图

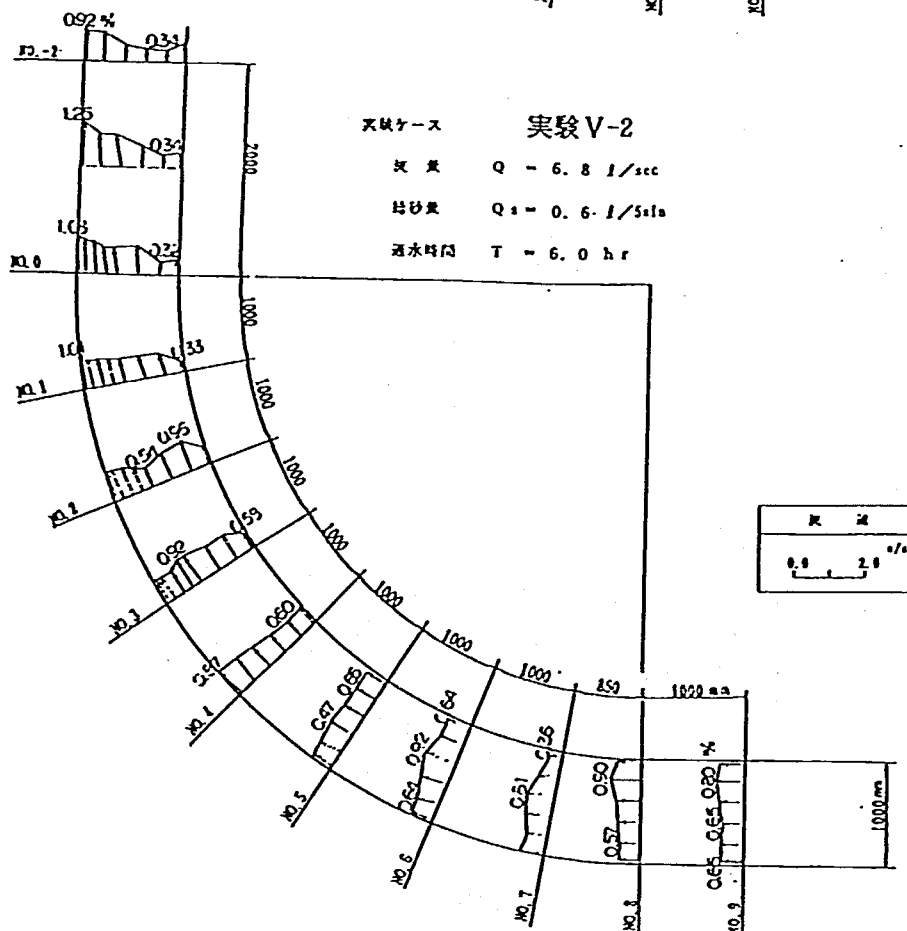
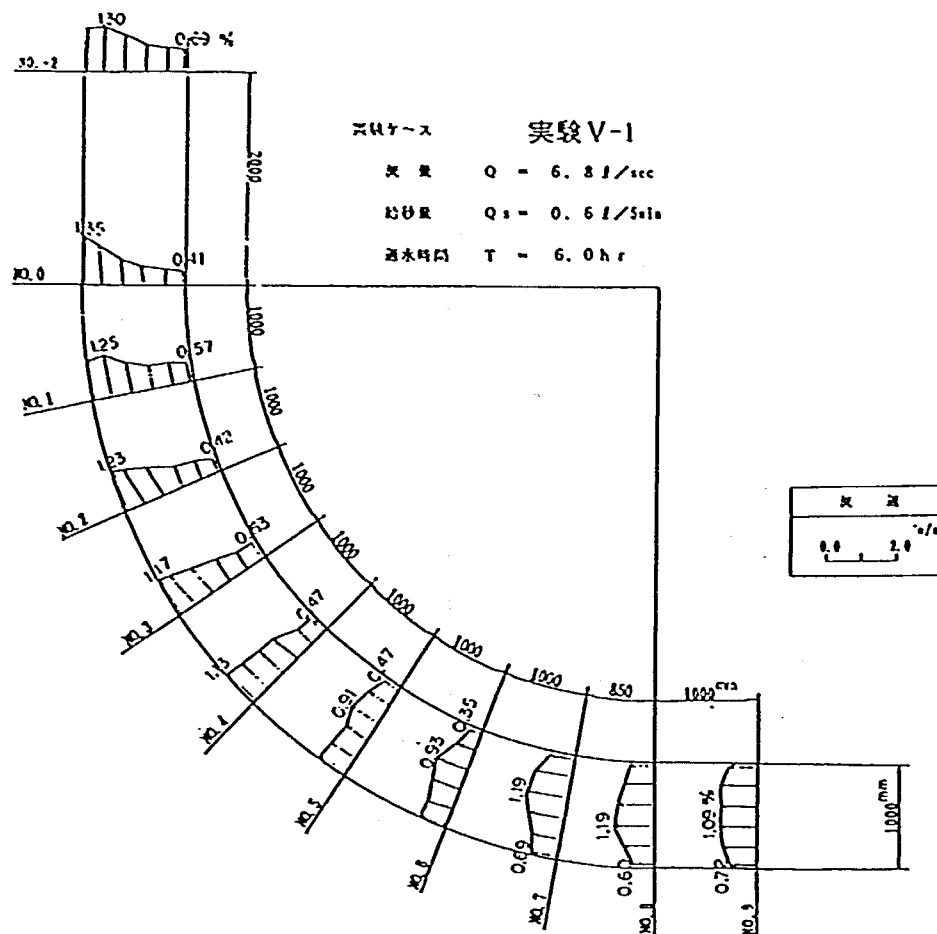


図-8.3.4 流速分布図

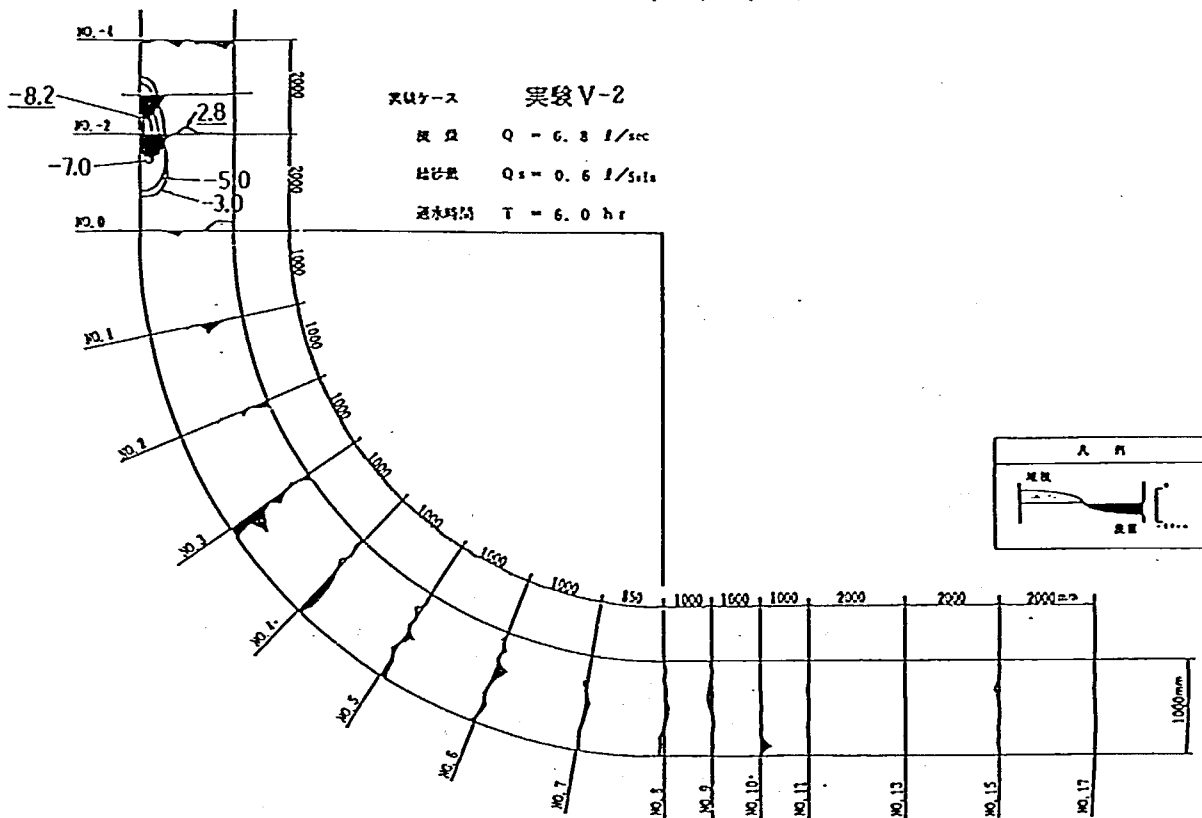
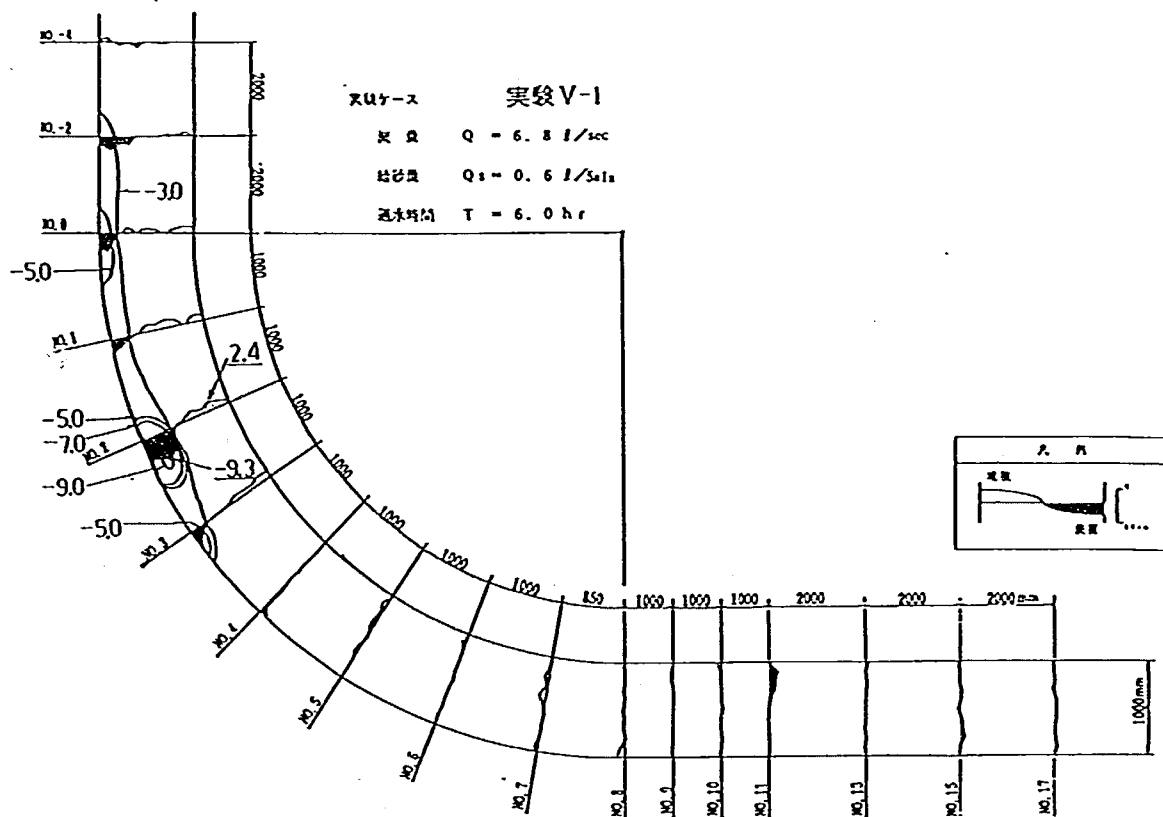


図-8.3.5 河床変動平面図

8.3.4 実験結果

通水後における各実験で洗掘及び根固めマットの状況について述べる。河床変動平面図を図-8.2.5に示す。

1) 実験V-1

本実験では、根固めマットを敷設しないで通水した。洗掘はNo.4を越えたあたりから進み始め、湾曲部下流のNo.3～No.-2付近左岸寄りでの洗掘が顕著である。この洗掘域は左岸に沿って弓状に分布しており、No.3左岸付近、No.2左岸付近、No.0左岸付近で5cmを越えた洗掘がみられ、中でもNo.2左岸付近では洗掘が進み最大洗掘深は9.3cmとなっている。

2) 実験V-2

本実験では、根固めマット（平均粒径3mm、約0.5g/cm³）を敷設して通水した。最大洗掘位置はNo.0～No.-2左岸付近に集中して発生しており最大-8.2cm程度洗掘している。局所洗掘発生位置は実験V-1と比較して下流側に移動しているが洗掘域は小さい。また、根固めマットを敷設した場所での洗掘はほとんどみられず、わずかにNo.1付近の根固めマット前縁部で洗掘がみられるのみである。洗掘部付近での根固めマットの状況は前縁傾斜に沿って屈撓しており安定性が良い。また、根固めマットがめくれたりしているところもまったく見られない。特に重要なのは、マット前縁部での局所洗掘が剛体による根固め工の場合にみられる大規模なものでないことである。

8.3.5 本実験を通じて明らかになった根固めマットの特性

実験結果からわかった根固めマットの特性について以下に述べる。根固めマット前縁部で洗掘がみられた場所でも根固めマットの屈撓性が高いために比較的柔軟に洗掘斜面に追随して洗掘が進まなかった。このように根固めマットの場合には、通常の根固め工のように連結箇所が限られている場合と比べて屈撓性が優れており、安定性も高いと考えられる。今回の実験では根固めマットを格子状に縫い合せて間に仕切りを入れて実験を行なった。そのため、マットが傾けられた時に中の材料が片寄って洗掘が進むということも起らず、より根固めマットの屈撓性を高める効果があったと考えられる。

8.4 局所洗掘対策工に関する模型実験

8.4.1 実験目的

8.3で述べたように、砂河川における局所洗掘対策工とした、根固めマットが有効である見込みのあることがわかった。そこで、ここでは適切な根固めマットの重量、敷設位置、範囲を把握することを目的として3次元模型による実験を実施した。

8.4.2 実験条件

実験条件一覧表を表-8.5に示す。

表-8.5 実験条件一覧表

実験ケース	流 量 (m^3/s)	下流端 水位 (Y. P. m)	通水 方法	通水 時間	水温 ($^{\circ}\text{C}$)	Re.数	給砂量 (t/min)	備 考
VI-1	$Q=4000\text{m}^3/\text{s}$	4.600	定流	90分	5.0	約5.5	6.4	対策工案Ⅰ
VI-2	$Q=4000\text{m}^3/\text{s}$	4.600	〃	90分	5.0	約5.6	6.4	対策工案Ⅱ
VI-3-1	$Q=4000\text{m}^3/\text{s}$	4.600	〃	90分	5.0	約5.5	6.4	対策工最終案
VI-3-2	$Q=2500\text{m}^3/\text{s}$	2.960	〃	90分	6.5	約4.2	4.0	〃
VI-3-3	$Q=1000\text{m}^3/\text{s}$	1.150	〃	14 h	8.0	約3.3	1.6	〃
VI-3-4	$Q=7000\text{m}^3/\text{s}$	6.400	〃	40分	8.0	約7.8	11.2	〃

1) 通水流量および時間について

① 実験Ⅵ-1, Ⅵ-2, Ⅵ-3-1

通水流量は $4000\text{m}^3/\text{s}$ である。通水流量については先に述べた現象把握実験や低水路法線の修正に関する実験との対応を考慮してこれまでと同様90分とした。

② 実験Ⅵ-3-4

通水流量は $7000\text{m}^3/\text{s}$ である。通水時間については、河床変動がほぼ安定するまでとした。実際には40分通水した。

③ 実験Ⅵ-3-3

通水流量は平均年最大流量よりやや大きめの $1000\text{m}^3/\text{s}$ である。この実験では長期における河床変動状況を把握することが目的であるので通水時間は長い方がより現実に忠実であるといえる。実際の通水時間は河床変動が十分に安定した14時間である。

④ 実験Ⅵ-3-2

この実験は主に高水敷の堆砂状況に着目した実験であり、高水敷上での水理条件が、現在のところ土砂の最も堆積しやすいと考えられる条件 $u_*'/w_* = 1$ 程度になるような流量 $2500\text{m}^3/\text{s}$ を通水した。通水時間は高水敷への土砂堆積が十分に進行するまでとし、実際には90分となった。

2) 給砂量の設定

給砂量は、計画原案河道の現象把握実験（実験Ⅱ）と同様な方法で、上流区間の河床がほぼ動的平衡となるように（河床高の経時変化がほとんどない状態となるように）与えた。実際には流量4000m³/s時に6.4ℓ/min、2500m³/s時に4.0ℓ/min、1000m³/s時に1.6ℓ/min、7000m³/s時に11.2ℓ/minを給砂した。

3) 高水敷の粗度付けについて

先に述べた高水敷の粗度に関する基礎実験によれば、あらい粗度要素を疎に貼りつけた場合よりも、細かな粗度要素を密にはりつけた方が土砂の堆積状況はより現実的になることが明らかになっている。

そこで、本実験における高水敷への土砂の堆積状況の相似性をより高めるため、粗度要素を小さく（0.4cm～0.5cmの玉砂利）、かつ密に貼りなおした。

8.4.3 実験結果

1) 実験Ⅵ-1

この実験では適切な根固めマットの大きさ、重量のあたりづけを行うために、局所洗掘の発生が予想される数地点に種々の諸元をもつ根固めマットを敷設し、通水による根固めマットの変形状況を観察することにした。

① 局所洗掘対策工の設置状況

局所洗掘対策工（根固めマット）の設置位置、諸元は表-8.6(1)の通りである。写真-8.2に根固めマットを示す。

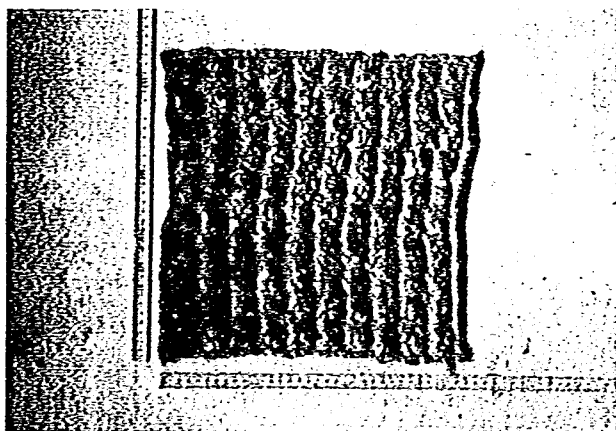


写真-8.2 根固めマットの形状

根固めマットの敷設範囲、諸元は以下のとおりである。図-8.4.2に根固めマット敷設範囲図を示す。

- ・ 23.05km+70m～22.58km左岸に敷設した。敷設幅は10m、単位体積重量は0.4t/m³とした。
- ・ 22.40km+100m～22.00km-50m右岸に敷設した。敷設幅は10m、単位体積重量は0.2t/m³とした。
- ・ 21.40km+140m～21.20km-120m左岸に敷設した。敷設幅10m、単位体積重量は0.2t/m³とした。
- ・ 19.00km+160m～18.76km-110m左岸に敷設した。敷設幅10m、単位体積重量は0.1t/m³とした。

表-8.3 根固めマットの諸元 (本実験Ⅱ-1, 現地スケール)

粒 径	16cm程度	重 さ	(大) 54 t (中) 27 t (小) 13.5 t
長 さ	50m	1 マットの大きさ	2m×2m
敷設幅	10m	1 マットの重さ	(大) 約0.4 t (中) 約0.2 t (小) 約0.1 t
敷設厚	0.24m	1m ³ あたりの重さ	(大) 約0.4t/m ³ (中) 約0.2t/m ³ (小) 約0.1t/m ³

② 通水時の流況

図-8.4.4に流況図を示す。水衝部は23.44km～23.25km左岸, 22.40km～22.20km右岸, 21.50km～21.30km左岸, 19.20km～19.00km左岸, 17.80km～17.60km右岸付近に見られる。局所洗掘対策工を設置したためか全体的に水あたりの程度は緩和されている。特に下流部の湾曲のきつい19.20km, 18.00kmでの流速はかなり低減しているのがわかる(写真-8.3参照)。水衝部の発生位置も実験Ⅲ-2-1と比べて大きな違いはない。21.30kmや23.30km付近の水衝部は根固めマットを設置したためか下流側に移動し, 上葛飾橋左岸への直接的な水あたりは解消された。

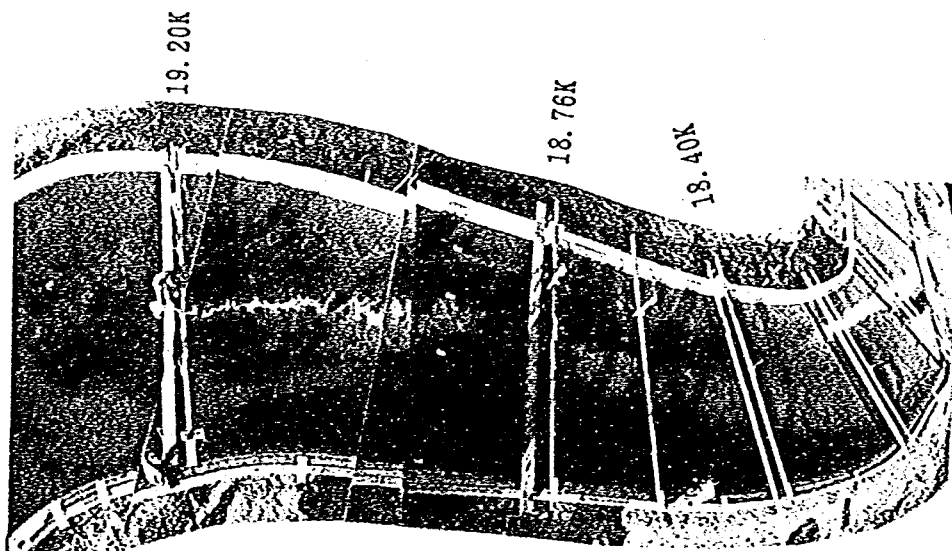


写真-8.3 19.0km付近の流況 (実験Ⅳ-1)

③ 通水後の河床変動状況

図-8.4.5に河床変動平面図を示す。局所洗掘は23.50km～23.00km左岸, 22.60km～21.60km右岸, 21.60km～21.40km左岸, 19.30km～18.90km左岸, 17.80km～17.50km右岸にみられる。根固めマットをおいたことにより21.50km左岸周辺にみられた局所洗掘域はかなり小さくなっており, その効果が認められる。22.60km～21.60km右岸, 19.30km～18.90km左岸の洗掘域もやや縮小しており, マットをおいたため洗掘域が低水路前面へと移動し, 河岸の安全度が高まっている。

最上流部(23.50km～23.00km左岸)でも洗掘域は縮小しているが, 洗掘域が根固めマット設置位置よりも上流側で発生している。そのため, マットを現在よりも上流側へと移設した方が良いと考えられる。

全体的には, マットの重量をさらに増大させ, 局所洗掘の軽減を図る必要があろう。

④ 流水保全水路への堆積状況について

図-8.4.6に洗掘・堆積平面図を示す。流水保全水路の位置する古ヶ崎(21.00km付近)から下流の左岸部での堆積状況をみると, 最も問題となるのは22.40km～21.40km左岸付近である(写真-8.4参照)。ここでの堆積は堤防近くまで及び堆積厚は70cm～1m90cmと比較的大きい。

流水保全水路の位置するその他の箇所については, 高水敷への堆積量が少なく, 保全水路まで堆砂範囲が及ばないところがほとんどである。

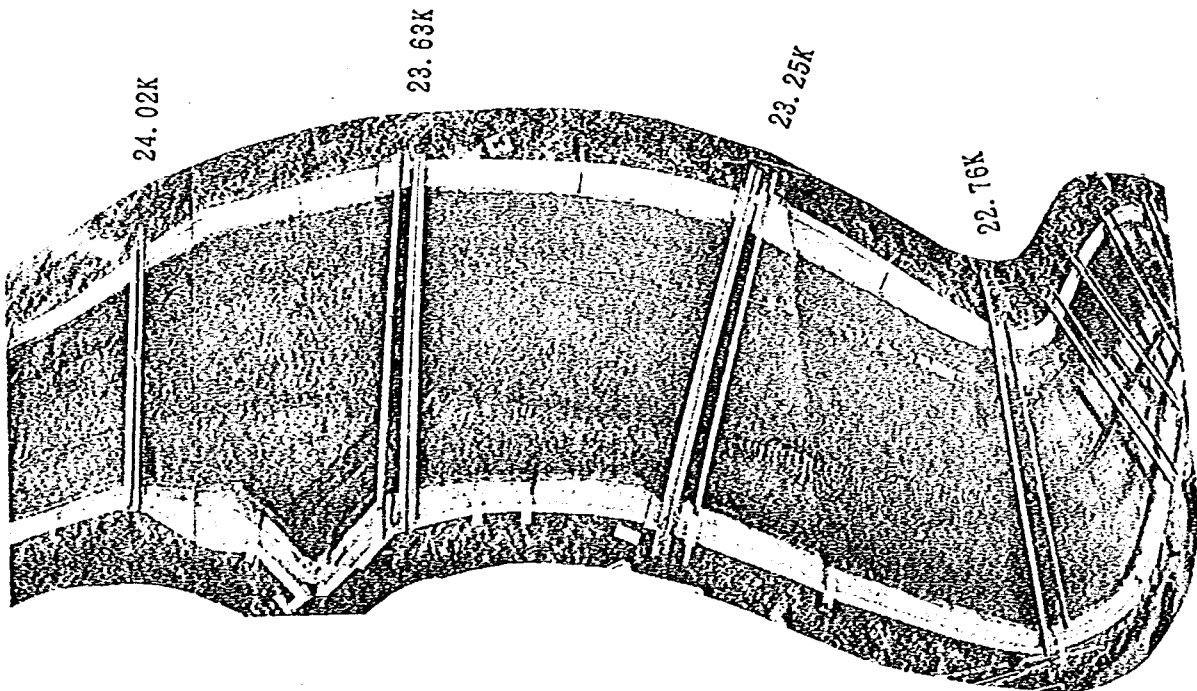


写真-8.4 22.0km付近野高水敷上への堆砂状況(実験Ⅳ-1)

2) 実験Ⅱ-2

① 局所洗掘対策工の設置状況

本実験では、対策工案Ⅰで根固めマットの捲れ上がりがみられたところもあったため、根固めマットの重量を大きくすることとした。設置状況を表-8.6に記す。写真-8.2に根固めマットを示す。

表-8.6 根固めマットの諸元（本実験Ⅱ-2，現地スケール）

長 さ	50m	重 さ	106.5 t
敷設幅	10m	1 マットの大きさ	2m×2m
敷設厚	0.36m	1 マットの重さ	約0.9 t
		1m ³ あたりの重さ	約0.6t/m ³

また、局所洗掘が見られた18.00km～17.60km右岸側にも根固めマットを敷設した。最上流部の根固めマット敷設位置についてもやや上流側へと移した。根固めマットの敷設範囲、諸元は以下のとおりである。根固めマット敷設範囲図を図-8.4.2に示す。

・23.25km+100m～22.76km左岸，22.40km+100m～22.00km-50m右岸，21.40km+140m～21.20km-120m左岸，19.00km+160m～18.76km-110m左岸，18.00km～17.60km右岸に敷設した。ただし、いずれの箇所も敷設幅は10m，単位体積重量は0.6t/m³とした。

② 流況について

流況図を図-8.4.4，写真-8.9に示す。水衝部は23.44km～23.25km右岸，22.40km～22.20km左岸，21.80km～21.60km左岸，20.60km～20.50km右岸，19.20km～19.00km左岸，17.80km～17.60km右岸にみられる。この発生位置は実験Ⅱ-1と大きな違いはないが、根固めマットを上流側にのぼした23.44km～23.25km左岸や，21.80km～21.60km左岸では水衝部の位置が上流側へと移動している。21.80km～21.60km左岸の水衝部位置の変化に伴い21.60km～21.40km左岸にみられた死水域は解消されている。

③ 河床変動状況について

図-8.4.5に河床変動平面図を示す。局所洗掘部は22.44km～23.05km左岸，22.60km～21.80km右岸，21.60km～21.40km左岸，19.10km～18.70km左岸，17.80km～17.50km右岸にみられる。

最上流部（22.44km～23.05km左岸付近）では、根固めマットを上流側に移設したため、局所洗掘の範囲、深さともに大幅に緩和された（写真-8.5参照）。22.60km～21.80km右岸では根固めマットをおいたことにより、洗掘域が小さくなり根固めマット前面へとさらに移動し、河岸の安全度が高まったといえる。21.60km～21.40km左岸の洗掘域については、実験Ⅱ-1とかわりなく洗掘域はほとんど解消されている。また、19.10km～18.70km左岸，17.80km～17.50km右岸でも洗掘域はかなり軽減されている。

全体的に、根固めマットによる局所洗掘軽減効果はかなり高まったといえる。ただし、17.80km～17.50km右岸付近を除く他の洗掘域では、その最深部付近でマットがずり落ちる傾向がみられた。そのため、そうしたところではマットの敷設幅をさらに大きくする必要があるだろう。

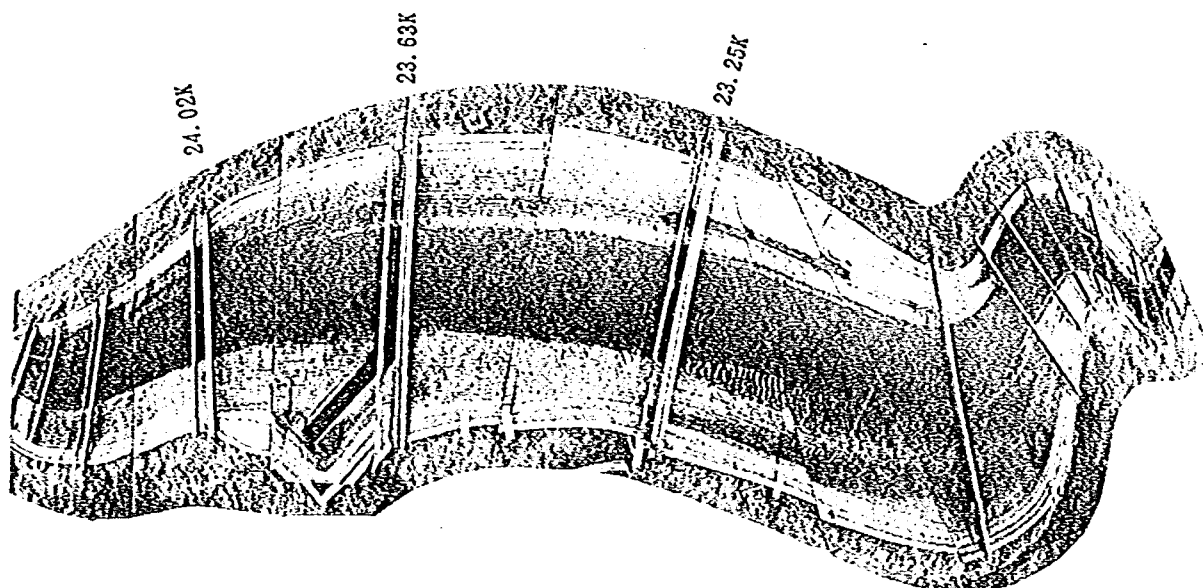


写真-8.5 上流部根固めマット付近（実験Ⅵ-2）

④ 流水保全水路への堆積状況について

図-8.4.6に洗掘・堆積状況図を示す。全体的にみて、局所洗掘が軽減されたため高水敷上への堆積量も減少してきている。そのため、流水保全水路への堆砂がみられる22.40km～21.30km左岸についても、堆砂範囲がやや縮小し保全水路内への堆積厚も50cm～2m程度と小さくなり、実験Ⅵ-1に比べて軽減されている。

3) 実験Ⅵ-3-1

本実験は対策工の最終案である。通水流量は4000m³/sである。

① 局所洗掘対策工の設置状況

本実験では、特に洗掘が著しい箇所について部分的に敷設幅を16.7m程度にまで増大した。根固めマットの敷設範囲、諸元は表-8.7のとおりである。根固めマット敷設範囲図を図-8.4.3に示す。

表-8.7 根固めマットの敷設範囲、諸元

敷 設 範 囲	敷 設 幅
23.25km+100m～22.76km左岸	10m（ただし、23.12km～22.97km間の敷設幅は16.7m）
22.40km+100m～22.00km-50m右岸	10m（ただし、22.38km～22.16km間の敷設幅は16.7m）
21.40km+140m～21.20km-120m左岸	10m（ただし、21.36km～21.13km間の敷設幅は16.7m）
19.00km+160m～18.76km-110m左岸	10m（ただし、19.05km～18.82km間の敷設幅は16.7m）
18.00km～17.60km右岸	10m

② 流況について

流況図を図-8.4.4, 写真-8.10に示す。低水路内の流速は、直線部では概ね 3.0m/s を越えることはなく、最も流速の速くなる上流側湾曲部付近でも 3.7m/s を越えることはない。

水衝部は、 $23.44\text{km}\sim 23.25\text{km}$ 左岸、 $22.40\text{km}\sim 22.20\text{km}$ 右岸、 $21.60\text{km}\sim 21.40\text{km}$ 左岸、 $20.80\text{km}\sim 20.60\text{km}$ 右岸、 $19.20\text{km}\sim 19.00\text{km}$ 左岸、 $17.80\text{km}\sim 17.60\text{km}$ 右岸にみられる。この水衝部の発生位置については実験Ⅱ-2と比べて大きな違いはない。水衝部付近では根固めマットの幅を大きくしたことによるためか流速の低減がみられる。特に、 23.25km 左岸、 20.80km 右岸、 19.20km 左岸での流速が低減されている。

全体的な流況についても流れはスムーズとなり、水衝部近くの低水路岸での流速がかなり低減しているため、河岸の安全度はかなり高まったといえる。

③ 河床変動状況について

図-8.5.2に河床変動平面図を示す。根固めマットの設置により実験Ⅱ-1, Ⅱ-2に比べて洗掘域、洗掘深はかなり小さくなった。特に、最上流部の $23.60\text{km}\sim 23.00\text{km}$ 左岸での洗掘はまったくみられなくなった。

(写真-8.6参照)

$22.50\text{km}\sim 22.00\text{km}$ 右岸、 $21.60\text{km}\sim 21.40\text{km}$ 左岸、 $19.20\text{km}\sim 18.60\text{km}$ 左岸付近の洗掘域、洗掘深もかなり小さくなっている(写真-8.7参照)。全体的にも、根固めマットの設置により洗掘域が低水路中央側へと移動しており、河岸の安全度さらには堤防の安全度がかなり高まったといえる。

なお、通水後の根固めマットの状況については、マットの移動、めくれは全くなかった。根固めマットは洗掘部に対しては十分屈撓しており高い安定性を呈していた。洗掘についても根固めマットの敷設幅を広げたことにより、洗掘域が河岸から離れて発生している。特に上流湾曲部でその傾向が顕著である。

以上、根固めマットについてはこれで十分安定であると考えられる。よってこれをもって最終案とし、その他の流量のもとでも安定状態が保てるかどうか以後の実験でチェックすることとした。

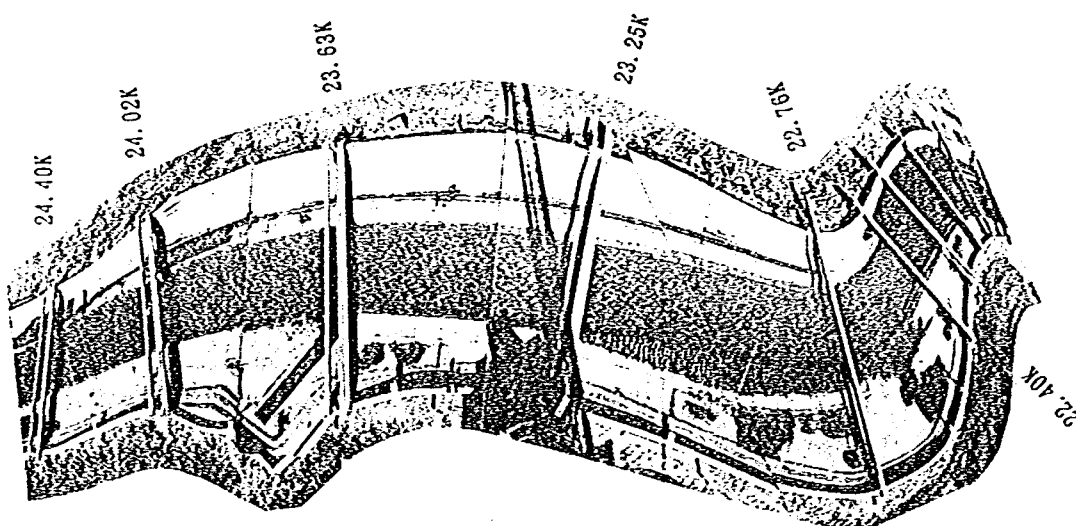


写真-8.6 上流部の河床変動状況(Ⅰ)(実験Ⅱ-3-1)

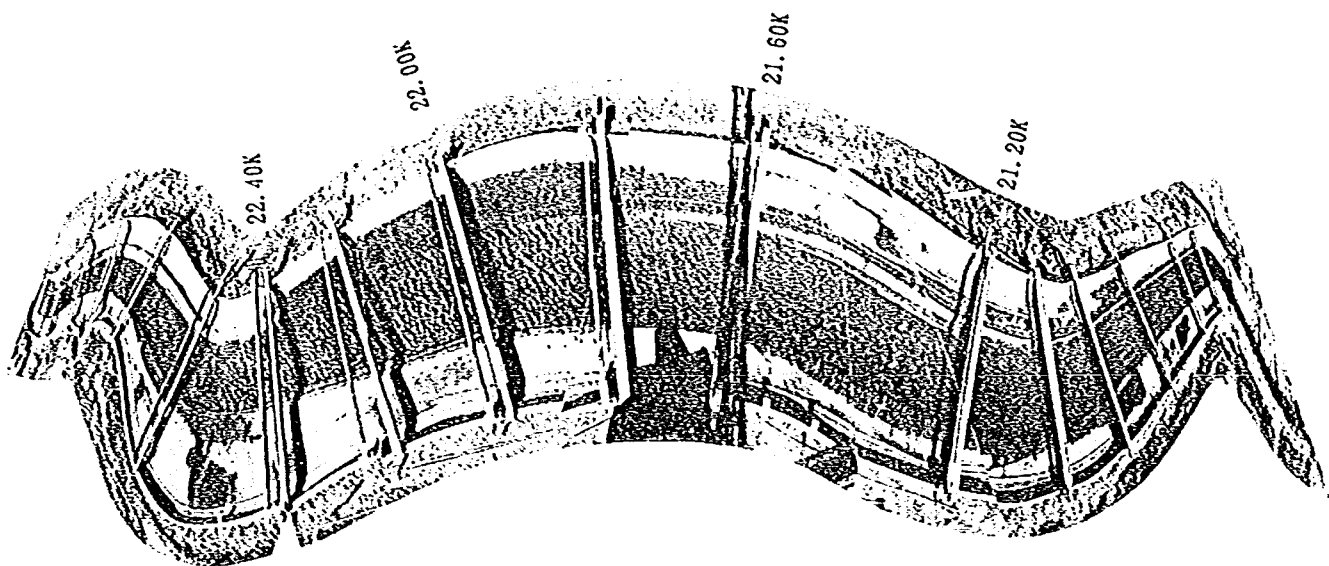


写真-8.7 上流部の河床変動状況(2) (実験Ⅳ-3-1)

④ 流水保全水路への土砂の堆積状況について

図-8.4.6に洗掘・堆積平面図を示す。根固マットの設置により洗掘量(範囲, 深さ)が小さくなっており, それに伴って高水敷への堆砂量も減少した。

流水保全水路への堆砂については, 22.40km~21.40kmには依然として堆砂はみられるが, 水路内への堆砂厚は30cm~2 m60cmと小さくなった。20.80km~19.60km左岸, 19.20km左岸, 17.90km~下流の左岸部での堆砂については, 低水河岸近傍に堆積が多少あるが流水保全水路までは堆砂は及んでいない。

4) 実験Ⅵ-3-4について

この実験では, 計画高水流量7000m³/sにおける局所洗掘対策工の効果等について検討した。

① 局所洗掘対策工の設置状況

根固めマットの設置状況は実験Ⅵ-3-1 (4,000m³/s) と同様とした。根固めマット敷設範囲図を図-8.4.3に示す。

② 流況について

図-8.4.8, 写真-8.11に流況図を示す。全体的な流況は実験Ⅵ-3-1 (4000m³/s時) と大きな違いはなく, 水衝部は23.25km~23.05km右岸, 22.40km~22.20km右岸, 21.80km~21.60km右岸, 20.80km~20.60km右岸, 19.20km~19.00km左岸, 17.80km~17.60km右岸にみられる。死水域は23.05km~22.40km右岸にみられるものが最も大きい。

流速は低水路では3.0m/sを越えることが多く, 22.00km右岸~21.20km左岸にかけて低水路流速は最も大きくなり4.0m/s~4.3m/s程度となる。高水敷の流速は概ね1.0m/sを越えており23.25km右岸, 19.60

km右岸で3.50~3.60m/sと最も大きくなる。

③ 河床変動状況について

図-8.4.9に河床変動平面図を示す。洗掘域は、実験Ⅵ-3-1 (4000m³/s) に比べて大きくなってきており、特に22.50km~22.10km右岸側、19.20km~19.00km右岸側、19.00km~18.76km左岸側でY.P. -4.0mを越える洗掘が見られる。また、4000m³/s時にはほとんど見られなかった20.60km~20.40km右岸でY.P. -2.0m程度の洗掘が見られる(写真-8.8参照)。そのため、この付近での対策も考える必要があると考えられる。

通水後の根固めマットの状況については、全体的にマットの移動、めくれは見当らず、十分にもつことができた。

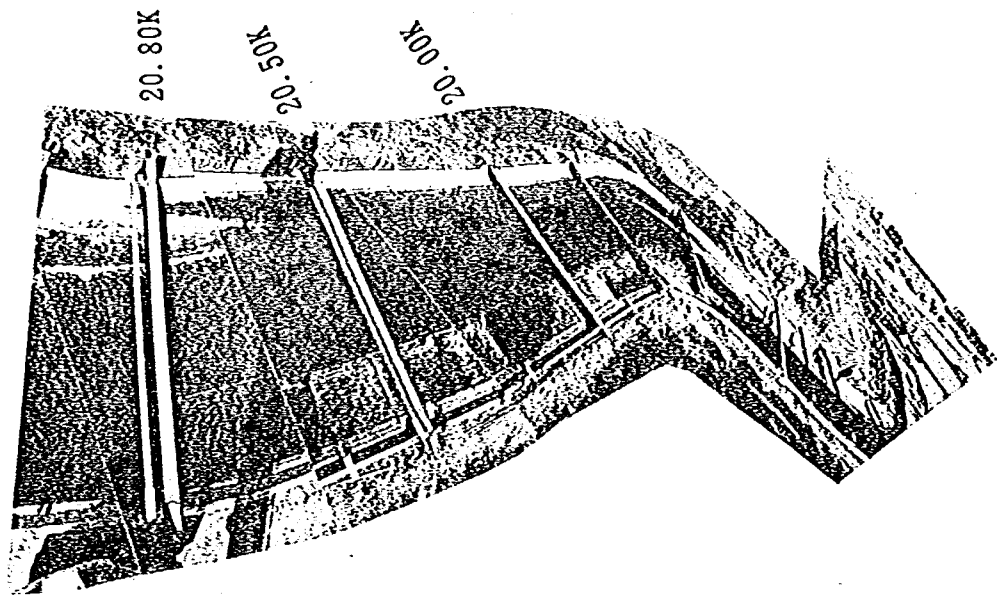


写真-8.8 20.5km付近での洗掘域

④ 流水保全水路への土砂の堆積状況について

図-8.4.9に洗掘・堆積平面図を示す。7000m³/sという大流量時には土砂の移動も活発となり、高水敷上への堆砂も堤防にまで及んでいるところが多い。

流水保全水路への土砂の堆積については、22.40km~21.20km左岸高水敷上での堆砂量が最も多く、その堆砂厚は15cm~4 m20cm程度にまで達する。20.80km~19.00km左岸高水敷への堆砂については、その堆積厚をみると下流側で薄く(堆積厚20cm程度)、上流側で厚く(堆積厚は最大で1 m近く)堆積する。

また、新葛飾橋(17.60km付近)から下流の左岸側にも高水敷上への堆積は多く、その堆積厚は20cm~150cmである。

5) 実験Ⅵ-3-3について

この実験では長期にわたる河床の安定性をみるべく、河道を形成する流量といわれている年平均最大流量にほぼ匹敵する1000m³/sを通水した。

① 局所洗掘対策工の設置状況について

根固めマットの設置状況は実験Ⅵ-3-1 (4,000m³/s) と同様とした。根固めマット敷設範囲図を図-8.4.3に示す。

② 流況について

流況図を図-8.6.1, 写真-8.12に示す。流況は、実験Ⅵ-3-1 (4,000m³/s) に比べて、低水路法線形に沿ったスムーズな流れとなっている。水衝部は23.05km~22.76km左岸, 22.40km右岸, 21.20km左岸, 17.80km~17.60km右岸付近のものは実験Ⅵ-3-1と比べて大きな違いはない。

全体的には、流れの偏りはほとんど見られないが、場所によっては水あたりの位置が少し変化しているところもみられる。特に、20.60km~20.50km右岸, 19.00km~18.76km左岸での水あたりの位置は実験Ⅵ-3-1に比べて下流側に少しずれている。こうした箇所については根固めマットの位置を少しずらすことも良いであろう。特に、実験Ⅵ-3-1で対策工を施していない20.80km~20.25km付近について新たに根固めマットを配置する必要があると考えられる。

③ 河床変動状況について

図-8.4.8に河床変動平面図を示す。全体的に大規模な洗掘箇所は見られなくなり、いずれの箇所でもY.P.-4mにまで及ぶ洗掘域は見られない。Y.P.-2m程度の比較的小さい洗掘がみられるのも、22.50km~22.30km右岸, 19.10km~18.70km左岸の2箇所のみであり、これらについても根固めマットの設置により洗掘域が低水路中央側へと寄っており河岸の安全度も高くなっている。

6) 実験Ⅵ-3-2について

本実験では高水敷上へ堆砂しやすいと考えられる流量2500m³/s通水した。

① 局所洗掘対策工の設置について

本実験では、20.80km~20.25km+100m右岸にも根固めマットを設置することとした。根固めマットの敷設範囲、諸元は表-8.8のとおりである。根固めマット敷設範囲図を図-8.4.3に示す。

表-8.8 根固めマットの敷設範囲、諸元

敷 設 範 囲	敷 設 幅
23.25km+100m~22.76km左岸	10m (ただし, 23.12km~22.97km間の敷設幅は16.7m)
22.40km+100m~22.00km-50m右岸	10m (ただし, 22.38km~22.16km間の敷設幅は16.7m)
21.40km+140m~21.20km-120m左岸	10m (ただし, 21.36km~21.13km間の敷設幅は16.7m)
20.80km~20.25km+100m右岸	10m
19.00km+160m~18.76km-110m左岸	10m (ただし, 19.05km~18.82km間の敷設幅は16.7m)
18.00km~17.60km右岸に	10m

※根固めマットは、いずれの箇所も単位体積重量を0.6t/m³とした。

② 流況について

流況図を図-8.4.7, 写真-8.13に示す。全体的な流況は実験Ⅵ-3-1 (4000m³/s時) と大きな違いはな

い。水衝部は22.76km左岸, 22.40km~22.20km右岸, 21.40km~21.20km左岸, 20.70km~20.60km右岸, 19.10km~19.00km左岸, 17.90km~17.80km左岸にみられる。

低水路の流速は, 主流部で2.4~3.0m/s程度であり, 21.20km左岸付近で3.0m/s程度と最も大きくなる。高水敷上の流速はかなり小さく1.0m/sを越えることはない。

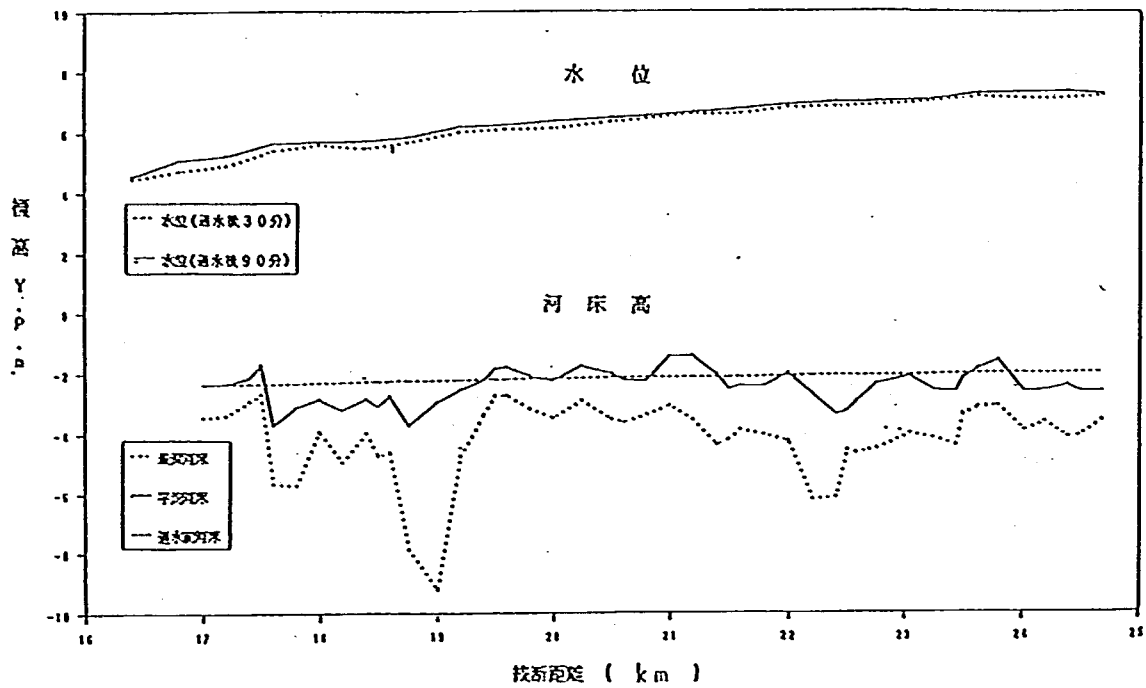
③ 河床変動状況について

図-8.4.8に河床変動平面図を示す。全体的に, 根固めマットを設置したことにより洗掘量(範囲, 深さ)はかなり軽減された。わずかに, 22.20km右岸, 22.60km右岸, 18.70km~18.40km左岸, 17.80km右岸にY.P.-2m程度の深さの洗掘がみられる程度である。

④ 流水保全水路への土砂堆積について

図-8.4.9に洗掘・堆積平面図を示す。高水敷への堆積は上流側湾曲部で軽減しているが, 比較的大きいものでは22.40km+100m~22.00km-100m左岸側に幅50m, 堆積厚6~50cmの堆積が見られるのみである。河道湾曲部に当る19.00km付近では兩岸に堆積が発達しており, 特に流水保全水路のある左岸側には5~8cmの堆砂が見られ, 堤防近くまで及んでいる。実験Ⅱ-3-4(4000m³/s)と比べると, 実験Ⅱ-3-4時には高水敷上に大きく広がっているのに対し, 実験Ⅱ-3-2では上流湾曲付近や湾曲部の19.00km付近に限定されている。

実験ケース	流量(m^3/S)	通水時間(h)
VI-1	Q=4000	90分



実験ケース	流量(m^3/S)	通水時間(h)
VI-2	Q=4000	90分

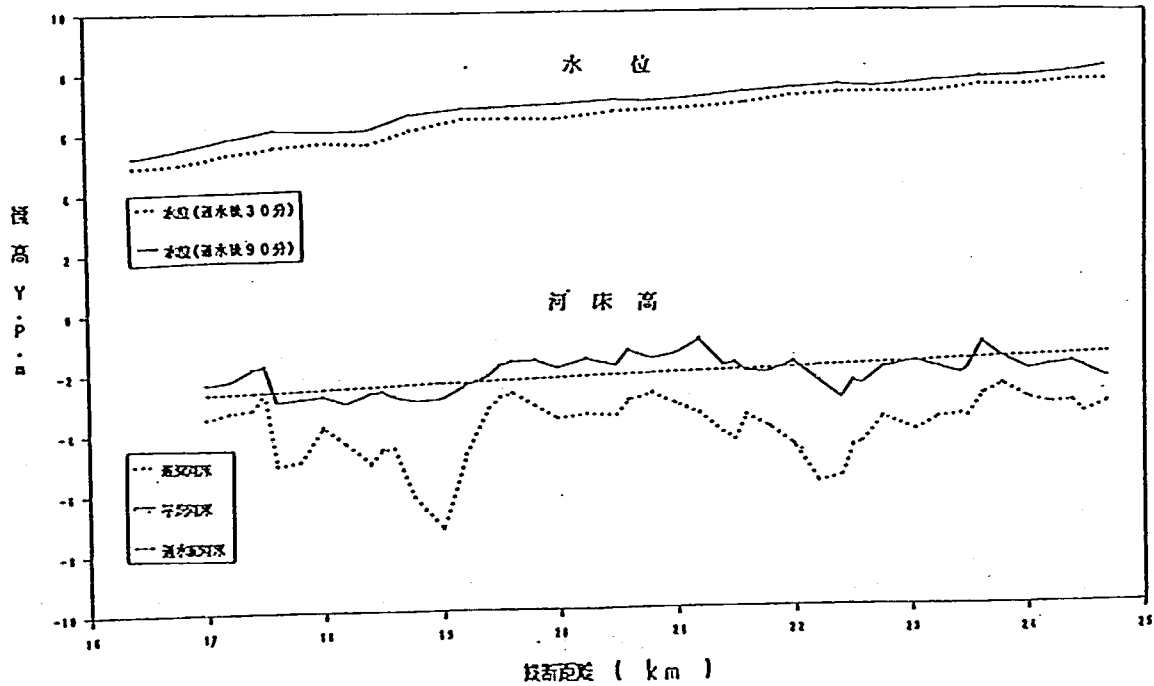
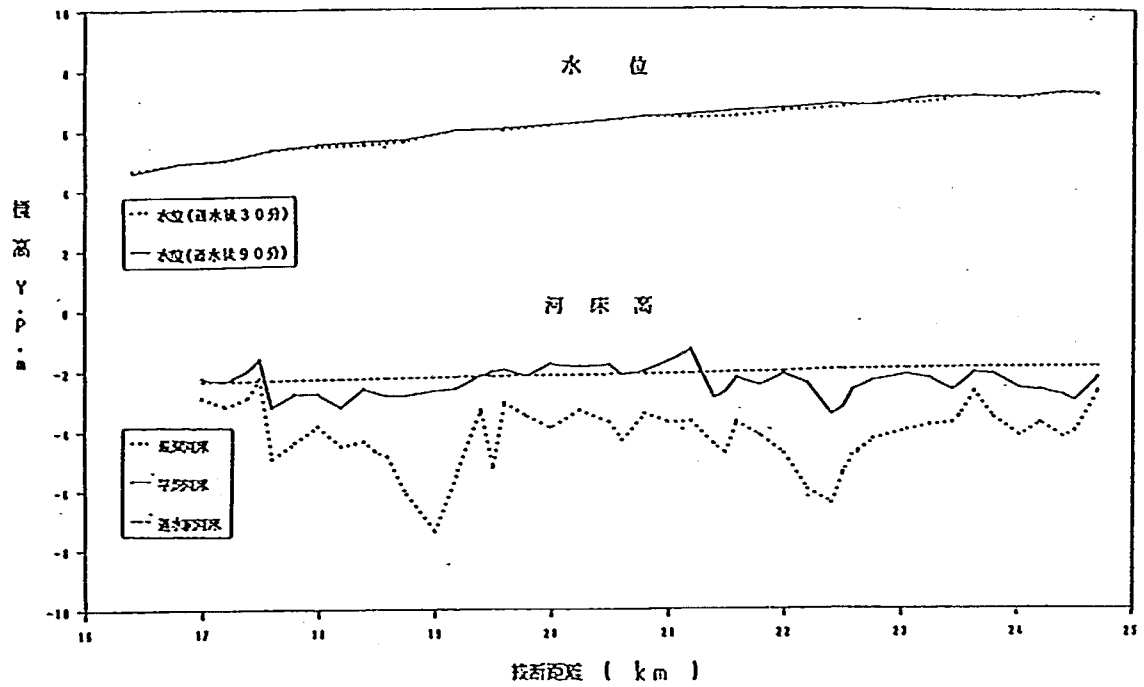


図-8.4.1 平均水位河床高縦断図(1)

実験ケース	流量(m^3/S)	通水時間(h)
VI-3-1	Q=4000	90分



実験ケース	流量(m^3/S)	通水時間(h)
VI-3-2	Q=2500	90分

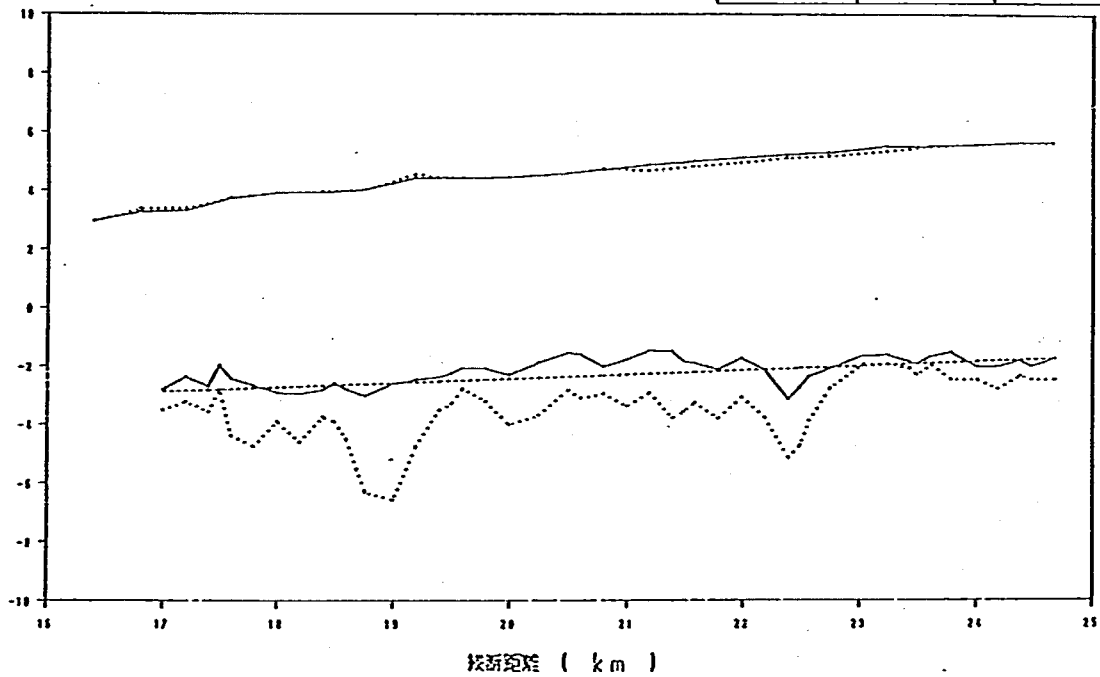
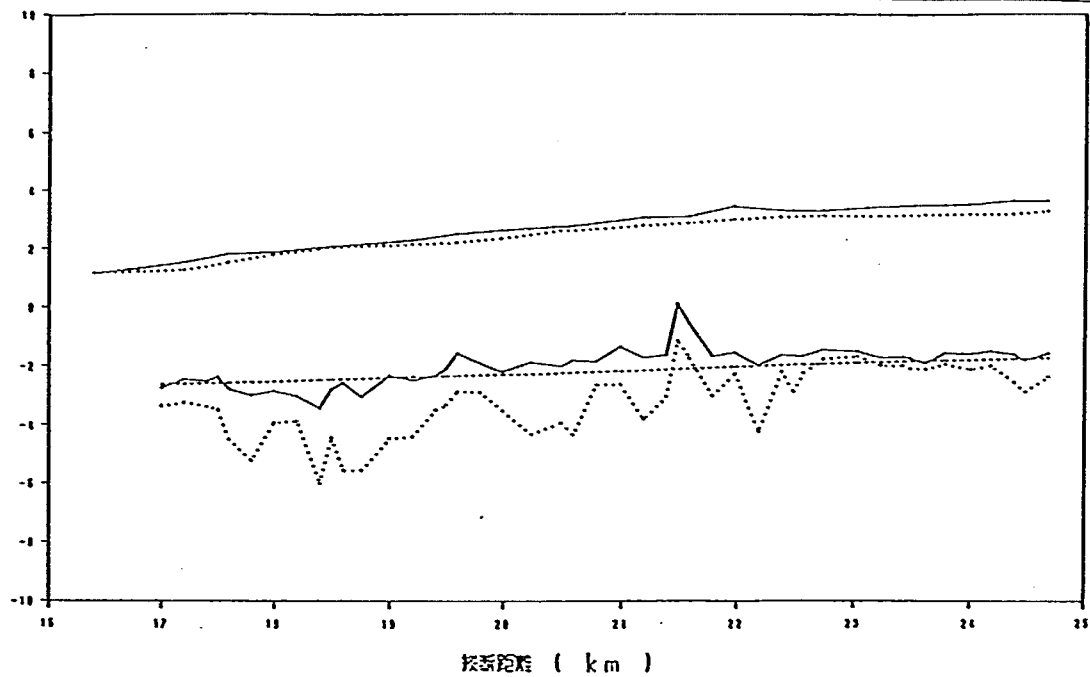


図-8.4.1 平均水位河床高縦断面図(2)

実験ケース	流量(m^3/s)	通水時間(h)
VI-3-3	$Q=1000$	14時間



実験ケース	流量(m^3/s)	通水時間(h)
VI-3-4	$Q=7000$	40分

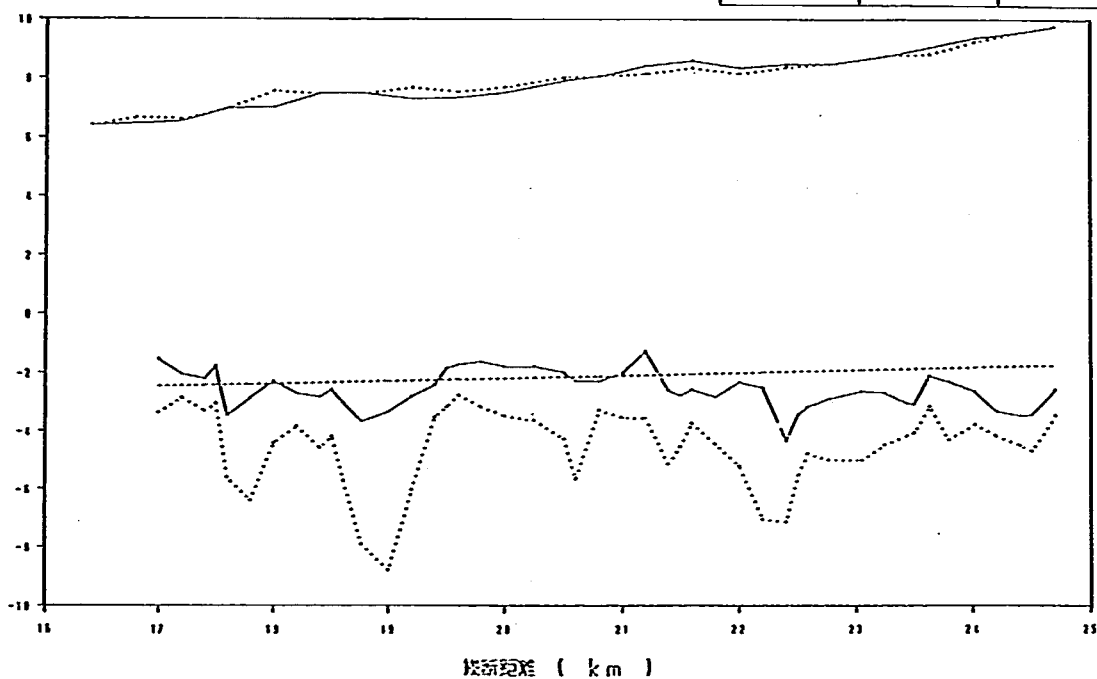


図-8.4.1 平均水位河床高縦断図 (3)

実験ケース	最終案
VI-3-1	Q=4000m ³ /s、60分
VI-3-4	Q=7000m ³ /s、40分
VI-3-3	Q=1000m ³ /s、14時間
VI-3-1	Q=2500m ³ /s、60分

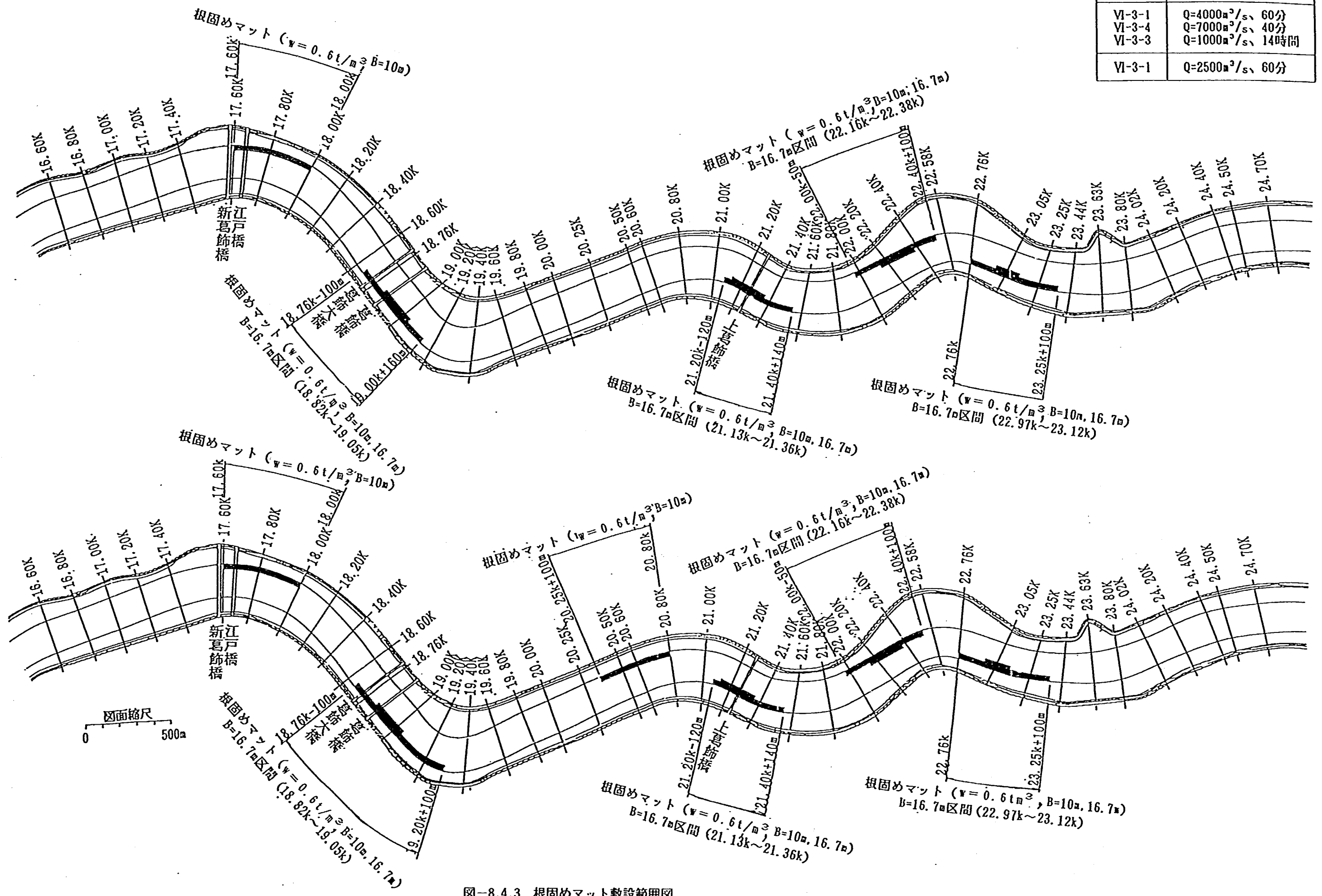


図-8.4.3 根固めマット敷設範囲図

実験ケース	流量(m^3/s)	通水時間(h)
VI-1	Q=4000	90分
VI-2	Q=4000	90分
VI-3-1	Q=4000	90分

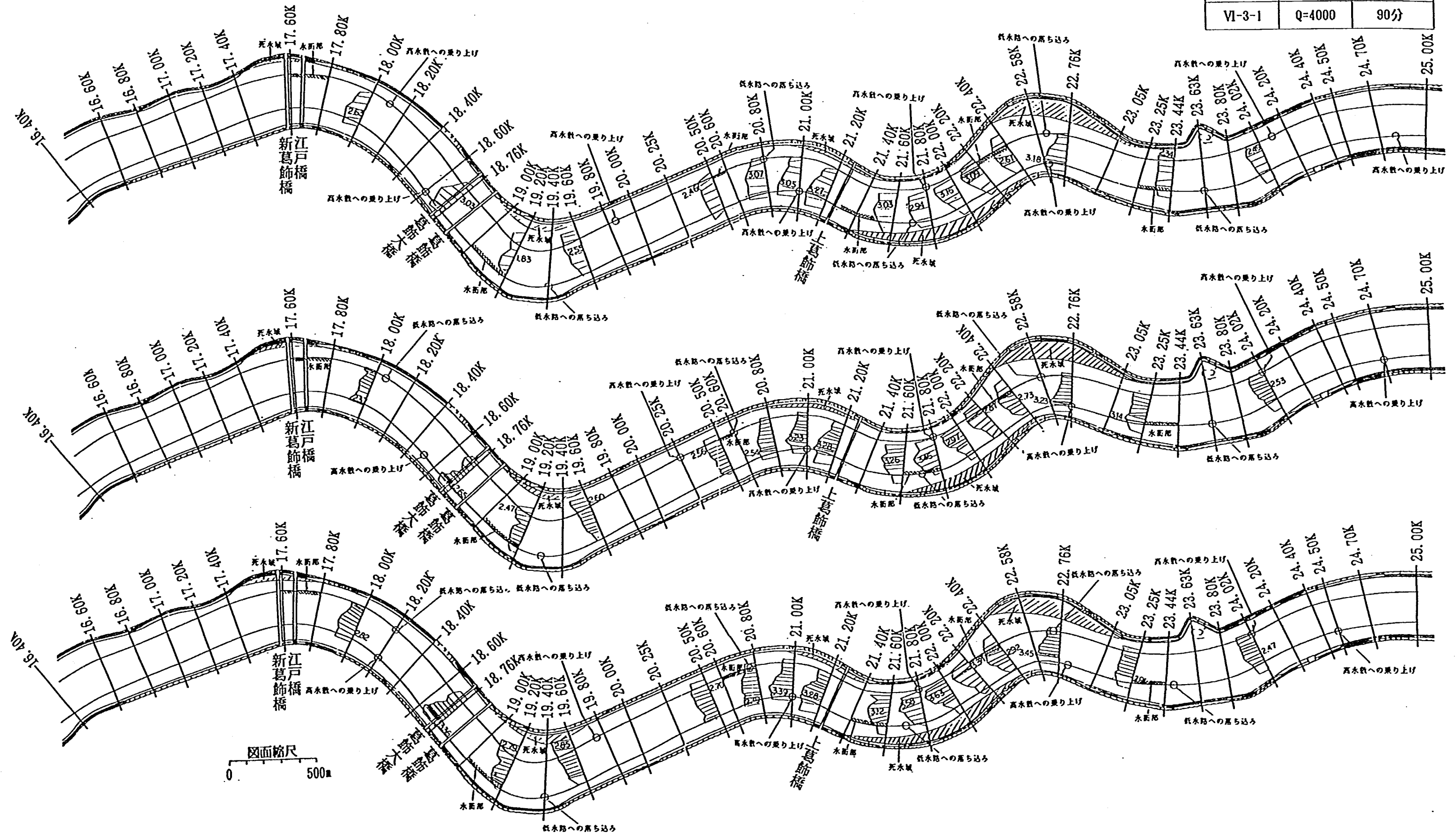


図-8.4.4 流況図 (実験VI-1, VI-2, VI-3-1)

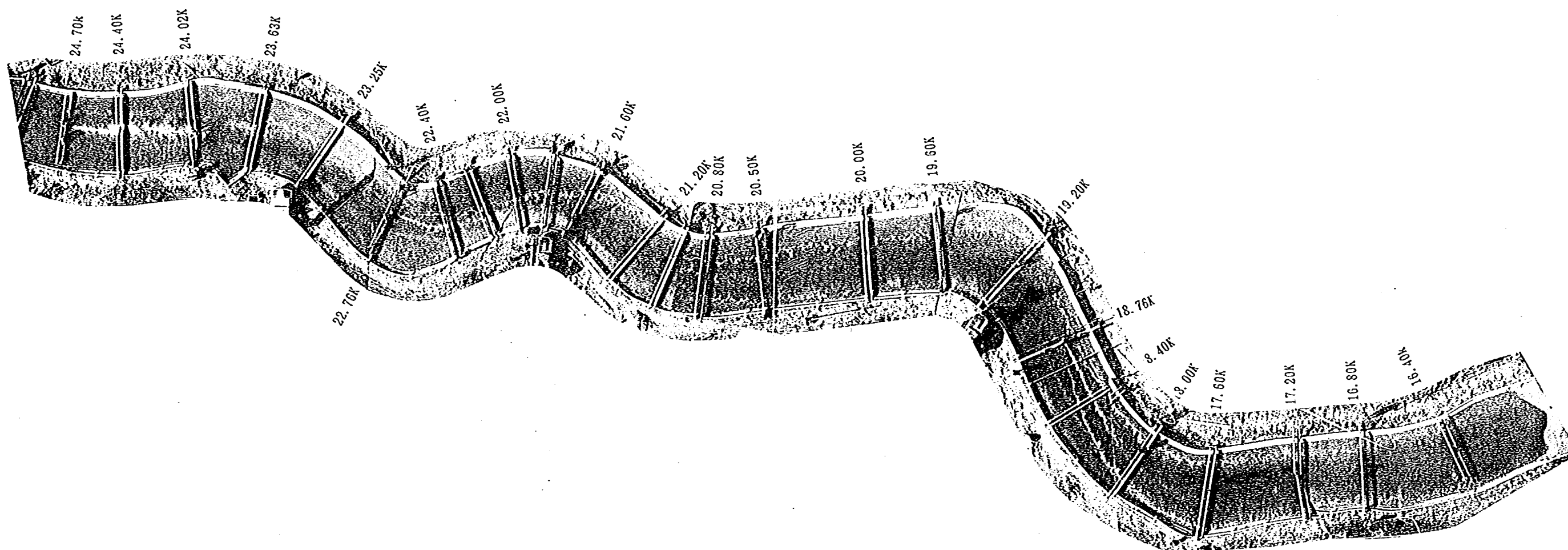


写真-8.9 実験Ⅳ-2時の流況

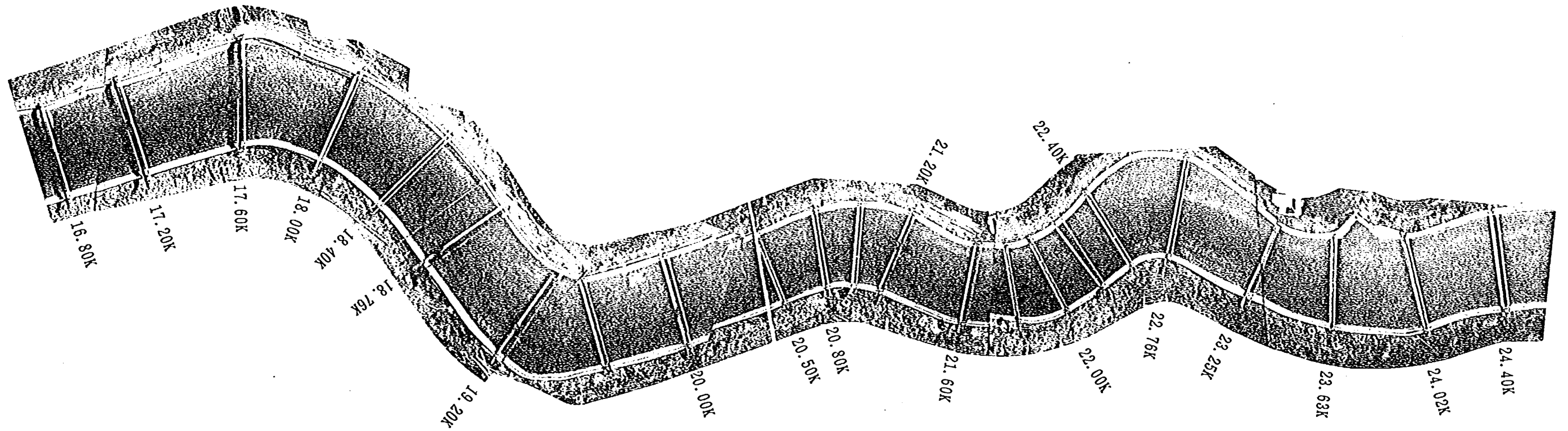


写真-8.10 実験Ⅳ-3-1 (4000 m^3/s 時) の流況

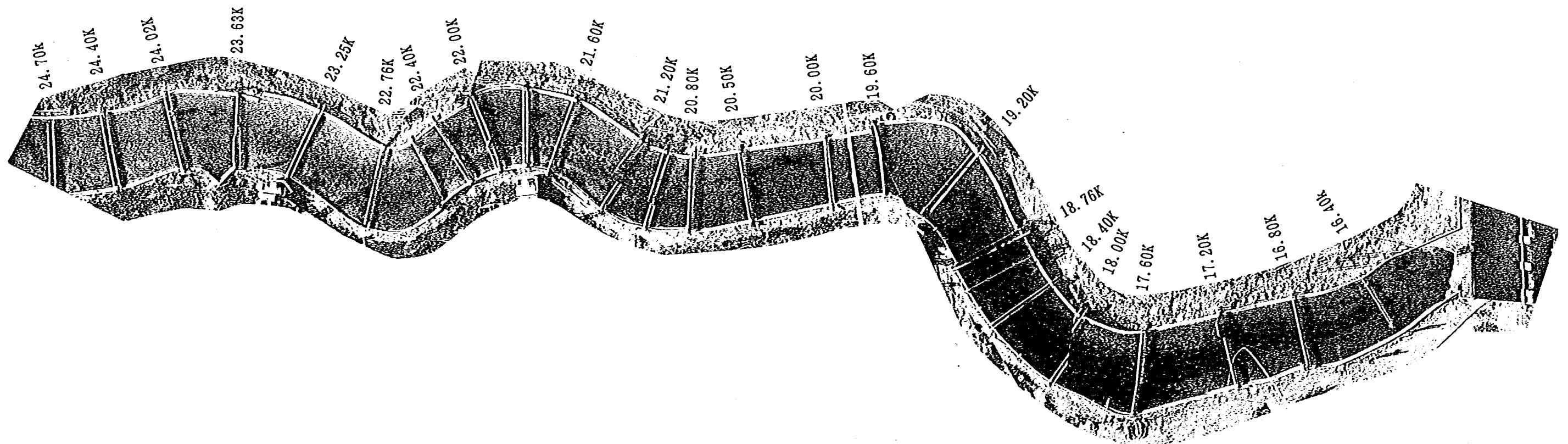


写真-8.11 実験Ⅳ-3-4 (7000 m^3/s 時) の流況

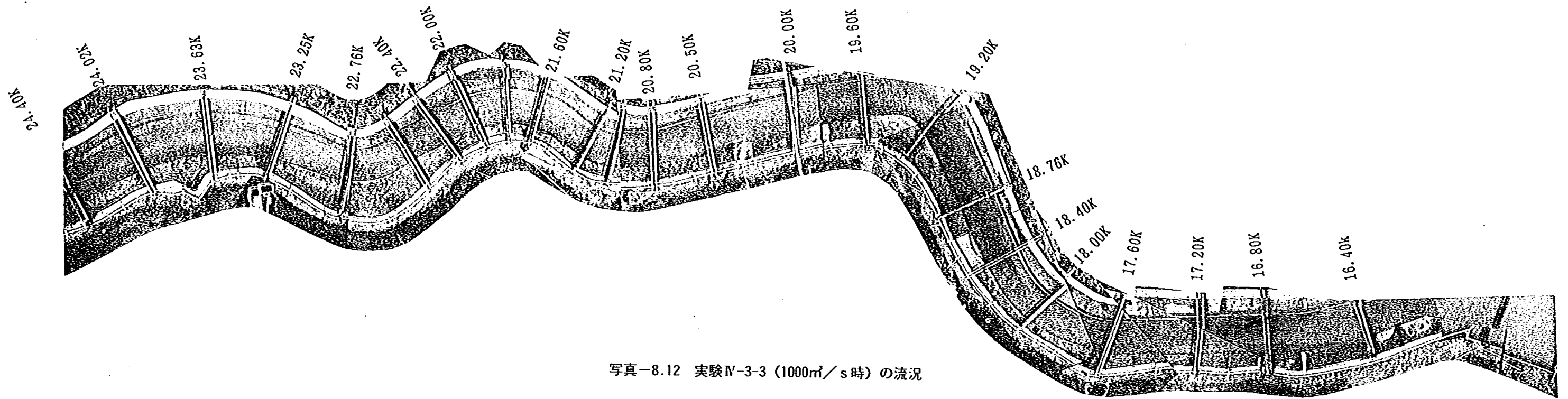


写真-8.12 実験Ⅳ-3-3 (1000m³/s時) の流況

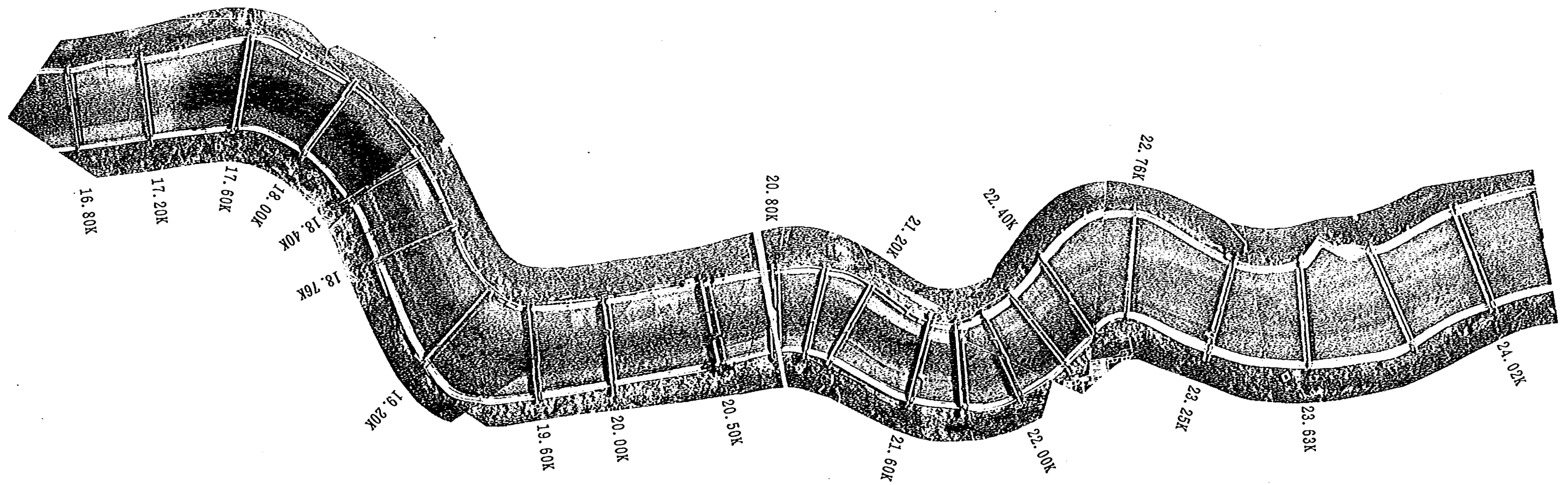


写真-8.13 実験Ⅳ-3-2 (2500m³/s時) の流況

実験ケース	流量(m^3/s)	通水時間(h)
VI-1	Q=4000	90分
VI-2	Q=4000	90分
VI-3-1	Q=4000	90分

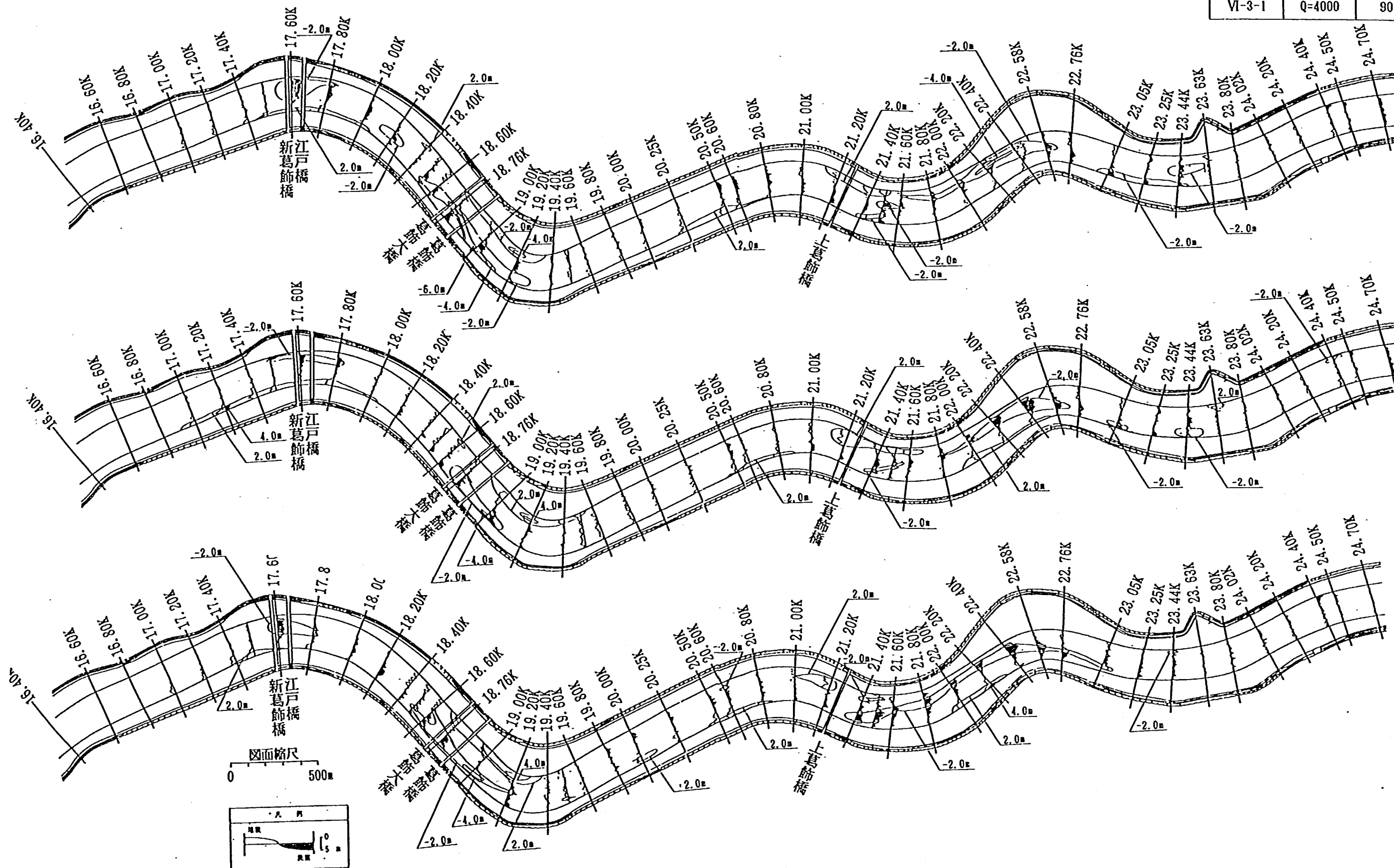


図-8.4.5 河床変動平面図(実験VI-1, VI-2, VI-3-1)

実験ケース	流量(m^3/s)	通水時間(h)
VI-1	Q=4000	90分
VI-2	Q=4000	90分
VI-3-1	Q=4000	90分

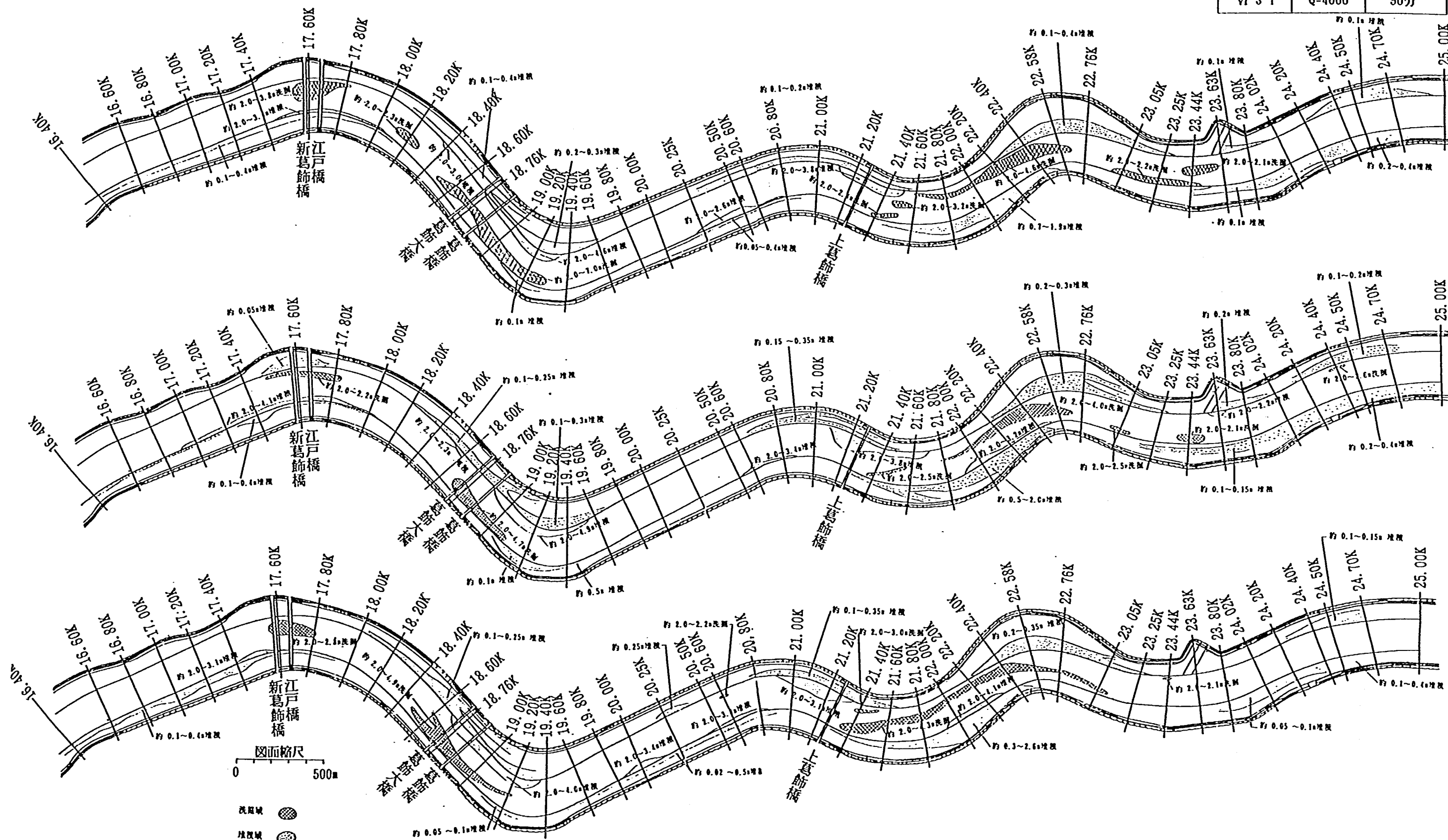


図-8.4.6 洗掘・堆積平面図(実験IV-1, IV-2, IV-3-1)

実験ケース	流量(m ³ /S)	通水時間(h)
VI-3-4	Q=7000	40分
VI-3-3	Q=1000	14時間
VI-3-2	Q=2500	90分

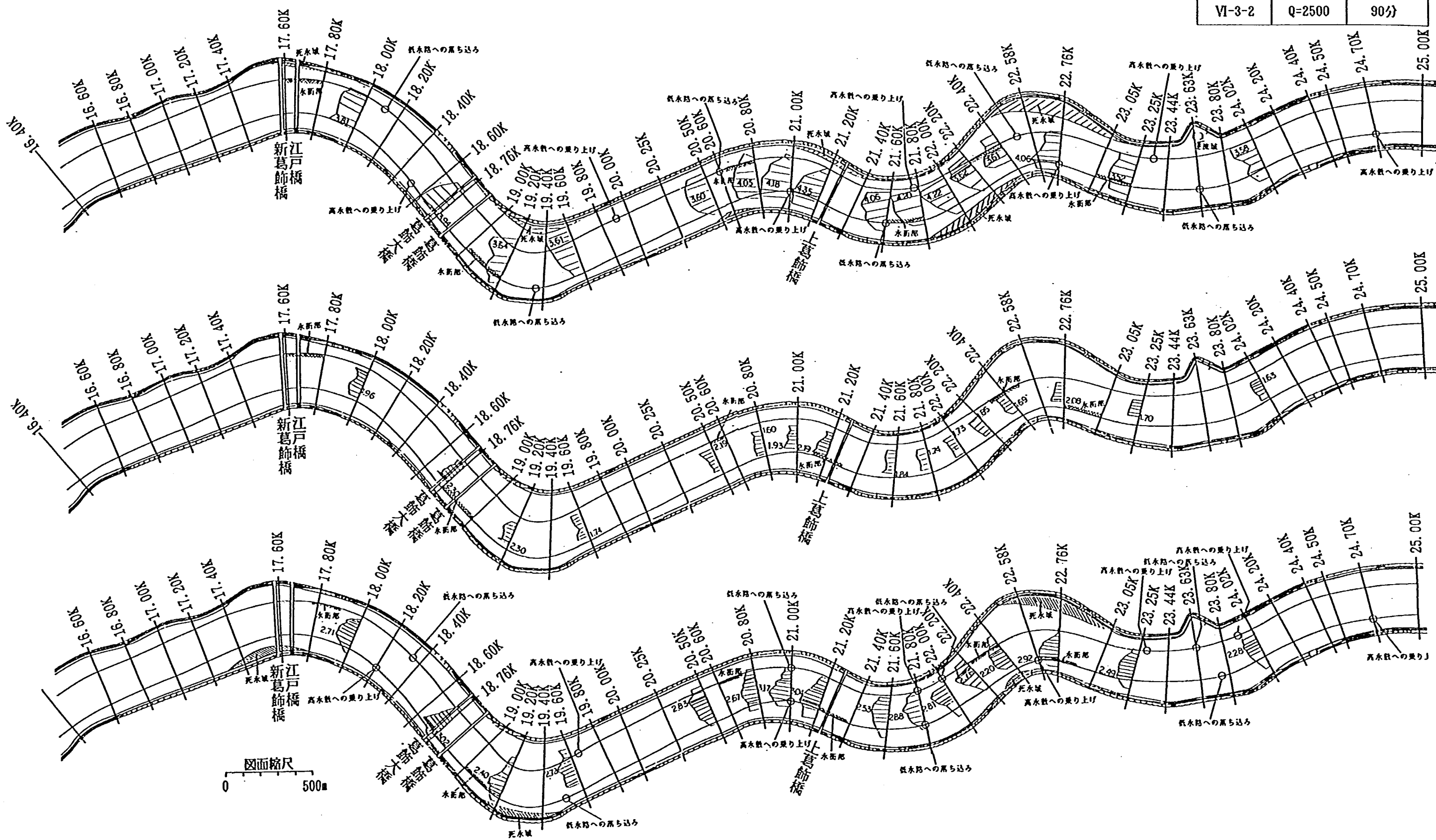


図-8.4.7 流況図 (実験N-3-4, N-3-3, N-3-2)

実験ケース	流量(m^3/s)	通水時間(h)
VI-3-4	Q=7000	40分
VI-3-3	Q=1000	14時間
VI-3-2	Q=2500	90分

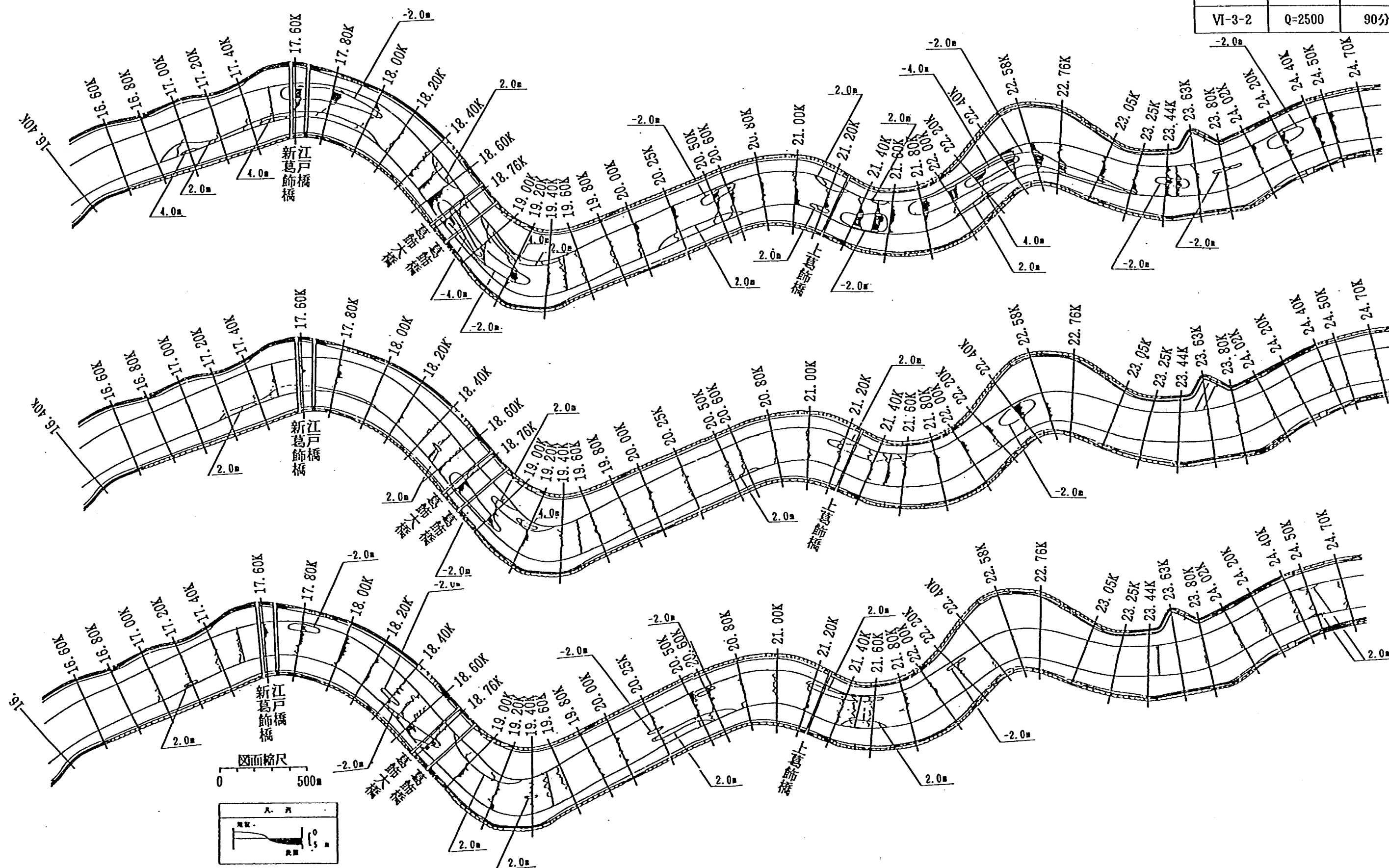


図-8.4.8 河床変動平面図 (実験Ⅳ-3-4, Ⅳ-3-3, Ⅳ-3-2)

実験ケース	流量(m^3/s)	通水時間(h)
VI-3-4	$Q=7000$	40分
VI-3-3	$Q=1000$	14時間
VI-3-2	$Q=2500$	90分

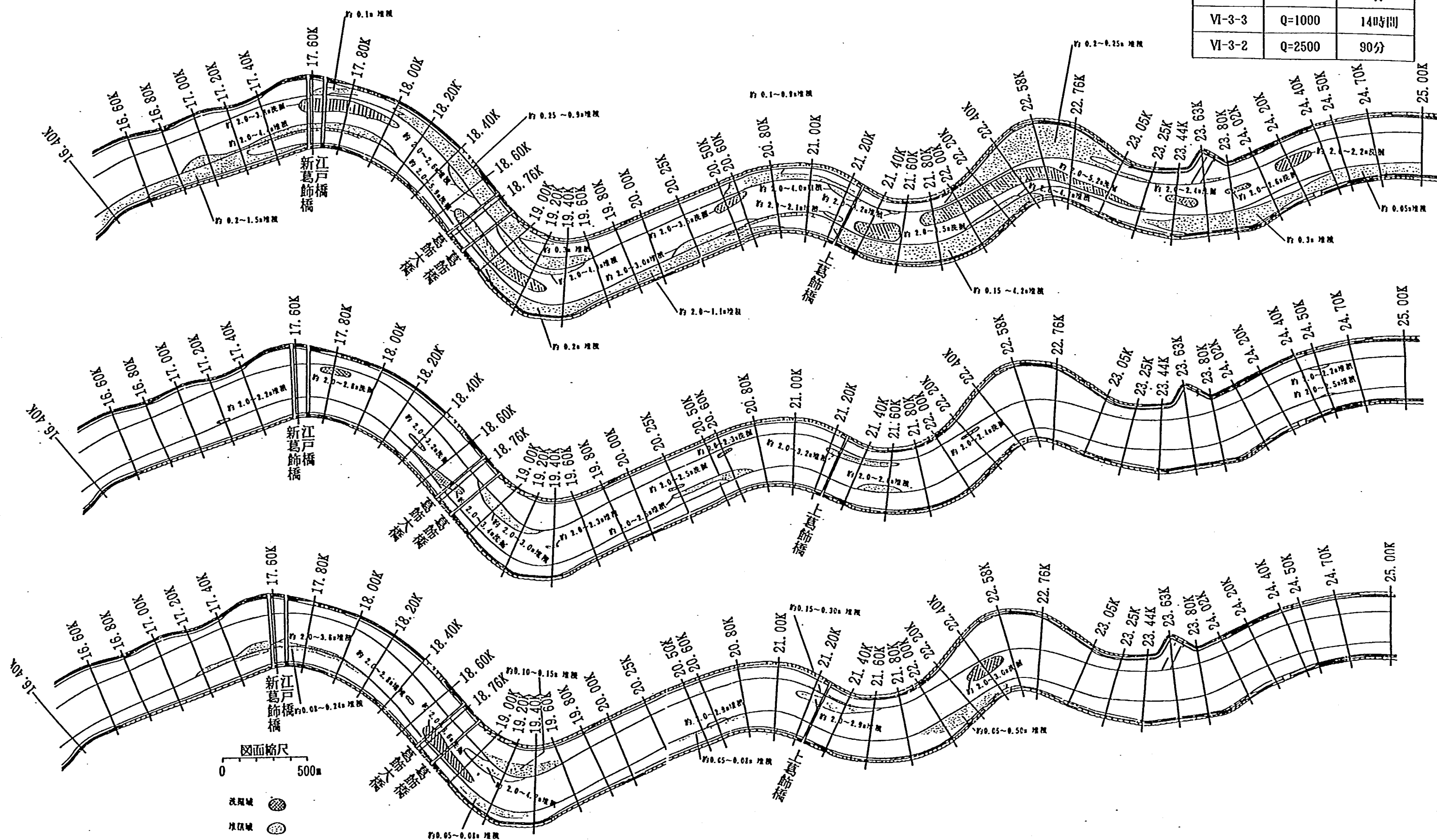


図-8.4.9 洗掘・堆積平面図 (実験Ⅳ-3-4, Ⅳ-3-3, Ⅳ-3-2)

8.5 まとめ

1) 低水路法線形状と根固め工の配置について

最終案の河道法線形は図-7.3.12に示すとおりである。実線が最終案河道法線、点線が計画原案河道法線形である。上流側湾曲部や19.00km付近の湾曲部で現況河道に近づけた法線形となっている。

局所洗掘対策工の最終案については、図-7.4.3根固めマット敷設範囲図をに示すとおりである。最終案の根固めマット敷設位置は以下のとおりである。

- ・ 23.25km+100m～22.76km左岸（敷設幅は10m、23.12km～22.97km間のみ16.7m）
- ・ 22.40km+100m～22.00km-50m右岸（敷設幅は10m、22.38km～22.16km間のみ16.7m）
- ・ 21.40km+140m～21.20km-444左岸（敷設幅は10m、21.36km～21.13km間のみ16.7m）
- ・ 20.80km～20.25km+100m右岸（敷設幅は10m）
- ・ 19.00km+160m～18.76km-110m左岸（敷設幅10m、19.05km～18.82km間のみ16.7m）
- ・ 18.00km～17.60km右岸（敷設幅は10m）

2) 流水保全水路について

流水保全水路は左岸高水敷上に古ヶ崎～行徳可動堰にかけて計画されている。各流量時における左岸高水敷上への堆砂状況は次のとおりである。

実験Ⅱ-3-4（7000m³/s）での高水敷への堆積を見ると、上流湾曲部付近での堆砂が著しい。湾曲部外岸側では堆砂範囲は堤防付近にまで及んでおり、特に22.40km～21.20km左岸高水敷上には15cm～4m20cmもの堆積厚がある。19.00km付近の湾曲部での堆積は20cm程度と比較的少ないが、20.60kmから下流直線部左岸側に2m～1m10cmもの堆砂が堤防まで及んでいる。実験Ⅱ-3-1（4000m³/s）の場合に堆砂が著しいのは上流湾曲部に位置する22.58km～21.40km左岸高水敷上であり、堆積厚は2m60cm～30cm程度であり下流側にいくほど堆積厚は薄く、堤防近くよりも河岸近傍での堆積が厚い傾向が見られた。20.80kmから下流直線部左岸側での堆砂河岸沿いに見られるのみで堆積厚2cm～50cmと少なく、19.00km付近の湾曲部ではさらに堆砂は少なくなり堆積厚も半減している。実験Ⅱ-3-2（2500m³/s）を見ると、堆積が広く及ぶ箇所は少なく22.40km～21.90km左岸部で堆砂が堤防まで及び堆積も6cm～50cm達しているのに対し、湾曲部にあたる19.40km～19.00km左岸部で5cm～8cm程度と比較的薄く堆砂しているのが目につく。

江戸川では、保全水路の位置をどうするか、保全水路建設後はメンテナンスをどうするのが重要な課題である。もちろん、保全水路位置については様々な制約上もあり、動かすには限度はある。各流量を通してみると、22.40km～21.90km左岸付近で堆砂が著しいのが認められるほか、19.00km左岸付近で比較的薄く堆砂が広がる傾向がある。これらの区間では保全水路に土砂がたまりやすく、堆砂範囲が堤防近くまで及ぶため保全水路位置を変えても大きな変化は望めないため、保全水路建設後のメンテナンスを十分とる必要がある。特に、高水敷への堆砂が顕著な22km左岸近傍では、流水保全水路を設ける場合には、トンネル水路にするか土砂を簡単に排除できる形状にする（例えば、浚渫しやすいように水路内の一部に深みを作っておく）などの工夫がいと考えられる。20.60km～19.60km直線部左岸には2500m³/s時には河岸際の堆積厚が大きくなっているが、堤防付近では堆砂はほとんど見られない。このような箇所では堆砂が

少ないところに保全水路の位置を決めることとして、7000m³/s時などの大流量時などに堤防際まで堆砂が及んだときには浚渫を行なう必要がある。17.80km左岸から下流側でも同様にするのが良いと考えられる。

また、既に流水保全のための浄化施設が建設に向っている古ヶ崎付近（20.70～21.60km左岸）では、高水敷への堆砂はほとんど見られないため問題はないと考えられる。

3) 根固めマットについて

(1) 粒径について

粒径については、ネットの破損のおそれがないければどのような粒径でも良いが、実際問題としてはネットの破損を考慮しておかなければならないであろう。具体的には、ネットが破損して中の石がもれてもその場にとどまること、すなわち掃流されないことが求められる。

7000m³/s時の河道平均的な掃流力はおおよそ $u_*^2 = 245 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ 程度である。この場で掃流されないためには均一砂の限界掃流力で考えると直径3～5cm程度の石が必要であるが、局所洗掘箇所では河道平均的な掃流力よりも大きくなることや材料が均一とは限らないため、より高い安全性を考慮して20cm以上とすべきであろう。

(2) ネットについて

ネットについては、近年紫外線等に対しても変質しない高分子系の樹脂等が開発されているので、これを用いるのも1つの方法であろう。

(3) 根固めマットの施工性

江戸川の場合、上流部～野田付近まではドライ施工が可能であり施工は容易である。しかし、下流部のように、水位が高くドライ施工は無理なところでは、水中施工をするのがよいであろう。根固めマットの設置方法については、マットをおくところを少し掘って安定性をよくしたり、マットどうしの隙間があかないように上流からかわら状に施工するなどの工夫が必要となろう。

(4) 根固めマットの重さについて

実験の最終案では、根固めマットの単位堆積重量は全て0.6t/m³とした。しかし、これは模型と現地では粗度が必ずしも一致しない。そのため、模型でのマットの重量をそのまま現地に適用するのは問題がある。

例えば、現地での根固めマットの単位堆積重量は、以下の値を参考とするとよい。

$$\text{マットの重量 (m}^3/\text{s)} = 0.6 \text{ t/m}^3 \times \left(\frac{V_p}{V_m} \right)^2$$

ここで、 V_p ：現地での流速、 V_m ：模型での流速である。

第9章 河岸処理について

第9章 河岸処理について

9.1 新しい河岸処理計画立案の必要性

これまでの河川改修は、一刻も早く計画河道を完成させることを第一としていたため、改修のあり方は以下ようになっていた。すなわち、限られた改修費のなかで改修速度を上げるために、必要な河道安全度を確保する範囲でなるべく費用のかからない改修方法・工法を採用していた。この考え方は河川周辺の社会資本やひとびとの生活が洪水の危険にさらされる可能性を少しでも減らすという点では肯定されるべきものではある。しかし、生活が裕福になり量より質が求められるようになった今、人々は河川に対して洪水氾濫に対する安全性だけでなく、景観、親水性、自然環境等にも関心を持つようになってきた。

このような時代の要請に対応して、河川改修事業もその姿を変えなければならない。これは、治水事業が成熟期に入ったことを意味している。現在は地域の時代とも個性の時代とも呼ばれる。かわづくりに関しても地域らしさを出していくことが必要であろう。地域らしさの十分に感じられる川ができあがったとき、その川はその地域の文化となり得るのである。

9.2 河岸処理計画立案の基本的な考え方

9.2.1 立案手法の概要

これまでの河岸処理計画の考え方は、治水最優先であった。このため河岸処理計画立案の際にはまず治水面からの要求をクリアできる河岸処理工法・工種を挙げておくのが通常であり、景観や親水性への配慮はそのわく内で多少行われるのみであった。

新しい河岸処理計画ではこれまで副次的なものであった景観・親水性・自然環境などへの配慮を増大させることになる。ところが、これまでのような手順で新しい計画づくりを進めようとする、治水面からの検討により既に絞られたわく内で景観・親水性・自然環境などの問題に配慮しなければならず、かわづくりの自由度が小さくなってしまい計画策定が窮屈になってしまうおそれがある。そこで、新しい河岸処理計画ではかわづくりの自由度を高めるために、新たに河道計画策定の手順を作ることにした。

新しい計画策定の基本的な方針は以下のとおりである。

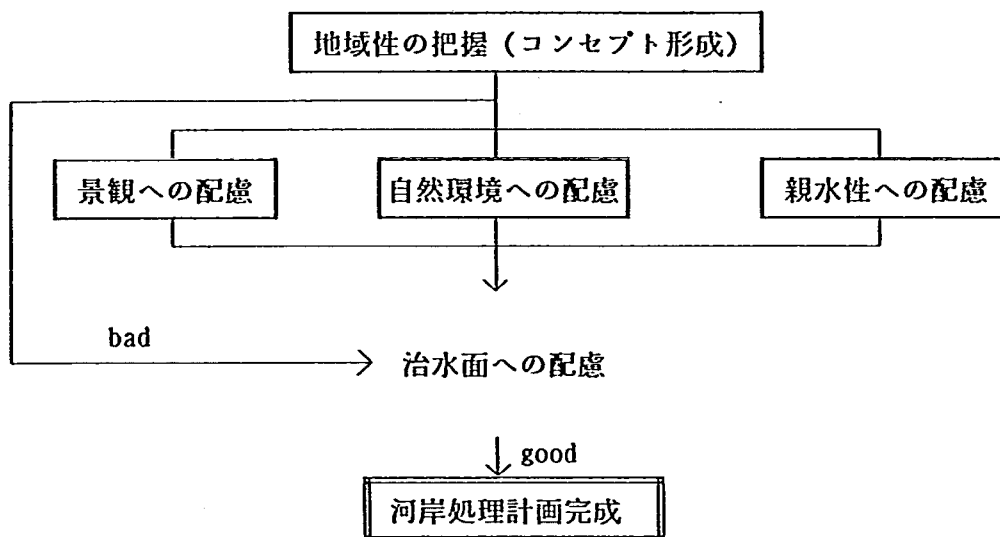
基 本 方 針

- ①河川改修事業はそもそも人命や社会資本を守るための行為である。したがって、必要な治水安全度の確保は最優先されるものでなくてはならない。
- ②治水安全度を十分に確保しつつ景観的にも優れた改修は費用をかければ可能である。しかし、このことは経済性とは相反してしまう。これまでの河道改修の考え方は、安全第一、経済性第二、景観や自然環境への配慮はその次といったものである場合が一般的であったが、次第に優先順位は変化しつつあり、景観の比重が高まっている。景観の要所といえるところは多少費用がかさんでも景観を重んじた河岸処理を行うことも必要であろう。これと同じことは、親水性の面、自然環境の面に関しても言える。
- ③河川改修は、自然環境の保護とは原理的に相反するものである。そこで、治水安全度が十分に確保されているところに関しては原則として改修の手を加えないことにする。

以上の基本方針をふまえ、新しい計画策定の手順を以下のように提案した。

- ① まず、地域性や周辺住民の意向を反映したかわづくりのコンセプトを立てる。
- ② コンセプトに応じて景観、親水性、自然環境に配慮したおおまかな姿を作り上げる。
- ③ 最後に、治水面からチェックを行い、問題と思われる箇所を修正する。

以下の手順を流れ図で表現すると以下ようになる。



もちろん、この流れ図に沿って個別の項目ごとに検討し、それぞれについて最良と目される河道の姿を見出してもそれら全てが一致することは考えにくい。個別検討の際にも多少他の項目に配慮し妥協点を見出していかなければならない。

9.2.2 かわづくりのためのコンセプト形成

新しい河岸処理計画立案に際しては、景観や親水性などさまざまな面に配慮しなければならないので、かわづくりのコンセプトが明確になっていないと矛盾や混乱が生じてしまう可能性が高い。このような問題を引き起こさないためにも、コンセプトを作っておくことは重要である。ここでは、コンセプトを「地域性を生かしたかわづくり」におくものとする。

地域性とは風土、より具体的に言えばその地域の文化、風習、地域住民の気質などのことである。これらは人によって見方が異なるものであるので明確にすることは難しいが、良く配慮したアンケートや川に関するイベント調査、史跡調査等を行うことによってある程度はっきりとさせることができる。

① 川に関するイメージ調査

周辺住民に対して、

- ・対象河川は他の河川に比べてどこが異なっているか、どこが異なってほしいか？
- ・その川から何を連想するか？
- ・下記②③の調査結果を見てもらってどう感じるか？

などを質問する。川に何を望むのかとかいう質問をすれば、「きれいな川」とか、反射的に思いつきやすい解答が得られる傾向になりやすいので注意する。

② 川に関わるイベント・祭・伝説・史跡調査

川にはその地域の政治・生活体形を一変させたような史実が残っている場合がある。このような史実はその地域の文化形態に多大な影響を与えたと考えられる。川に関わるイベント、祭、伝説、史跡には史実が刻み込まれているので、これらの調査を行えば、その地域の風土の解釈の助となる。

9.2.3 景観に配慮した河岸処理

かわづくりのコンセプトに従って河岸処理方法を考えることが基本となる。その手順は以下のようになるのも一案である。

① 既存の景観に関する研究成果の利用

近年景観に関する技術・研究が進み、イメージに応じたかわづくりがある程度可能になってきた。例えばきれいな印象を受けるかわづくりを行うには河岸処理の工法としてなにを選択すべきかなどの問いにある程度答えることができるようになってきた。これによって第1次案を作成する。

② 他の河川の景観調査

対象河川と同じような河床勾配、川幅、河床材料などをもつ河川の景観は、対象河川のものに似ている場合が多いと考えられる。このような河川の河岸処理状況を観察し、それが景観的に良い印象を与えるかどうかを判断することである。このような調査は対象河川の景観を考えるうえで大きな参考となる。よい印象を受けるものは積極的に取込んでゆきたい。

③ CG（コンピュータ・グラフィックス）を用いた景観チェック

上記①～②の検討を通じてきた河岸処理案であるが、実際施工してみたらあまりマッチしなかったということが起こり得る。これを防ぐためにCGをつかって現在の河道の写真に施工予定の構造物の写真を合成してみる方法等を利用することが望ましい。また、CGを使えば景観のチェックのみならず、より望ましい河岸処理工法を試行錯誤的に求めることができる。

9.2.4 親水性に配慮した河岸処理

高水敷の利用計画などに応じて親水護岸の必要性を検討する。河川公園とする場合にや、ボート乗場などを作る場合には緩傾斜の護岸を設置して水面へのアクセスを容易にすると便利である。

9.2.5 自然環境に配慮した河岸処理

河道の改修に伴い流速、高水敷への冠水頻度などが変化する場合がある。これらの変化は動植物の生態系に大きな影響を与えかねないので十分な予測が必要である。近年の研究により動植物に適した水理環境等が次第に明らかになってきたので、改修による水理環境が動植物の生態系にどのような影響を与えるのか、ある程度推定可能であると考えられる。その手順は以下のとおりである。

① 改修による水理環境の変化に関する調査

不等流計算等を用い、水位・流速がどのように変化するのか、高水敷への冠水頻度がどのように変化するかなどを調べる。

② 水理環境の変化に伴う動植物の生態系の変化の推定

既存の文献・研究結果をもとに、水理環境の変化が動植物の生態系にどのような変化を与えるかを推定する。

9.2.6 治水面に配慮した河岸処理

洪水時には、河川ごとにさまざまな形態の被災が発生する。治水面からみて安全性の高い河岸をつくるには、まず対象河川はどのような危険にさらされる可能性が高いのか、またその原因はなにかを推定し、つぎにこれをどのようにすれば防御できるのかを推定することが望ましい。

① 被災形態の予測と原因の推定

河道特性が異なると発生する被災形態も異なる。扇状地河川では河岸侵食・高水敷表面の侵食が発生する。特に河岸侵食は大規模になる可能性があり、一洪水による侵食量が100mにもおよぶ場合がある。高水敷上に設けたベンチやサイクリングロードなどの構造物も破壊される可能性は高い。これらの被災の原因はいずれも高流速であると考えられる。中間地河道やデルタ河道では、河岸侵食は発生するものの、扇状地河川に比べれば規模はかなり小さい。高水敷表面の侵食や高水敷上の構造物の破壊はまれである。河岸侵食の原因は全て解明されたわけではないが、河岸前面に発生する局所洗掘と関係が深いようである。

② 対策法の選択

扇状地河川に発生する河岸侵食を防ぐ方法は、強固な護岸・根固め・水制を設置する案が考えられるが、絶対的な対策法はない。特に、扇状地河川のなかでも特に急流のものについては、高水敷の幅を十分にとり、これをけずりしろと考え、少なくとも堤防だけは守るといった考えが必要となる場合もある。また、高水敷表面でも大きな流体力が発生するので、スポーツグラウンドなどを設けても洪水時には土が流出してしまったり、ベンチやバックネットなどは破壊される可能性が高い。したがって、これらの施設を設置する際は水裏や流速の小さなところを選ぶか、構造物についてはよほど強固なものにする必要がある。

自然堤防帯、デルタ帯に属する河川に発生する河岸侵食の主たる原因は河岸前面に発生する局所洗掘および河岸近傍の高流速であると考えられる。よって河岸侵食を防ぐには、河岸前面に発生する局所洗掘をふせぐこと、高流速を抑えることが必要となる。このためには、根固め工、捨石工、沈床工、水制工などの設置が必要となる。

9.3 江戸川の河岸処理計画案作成

以上、河岸処理計画の一般的な考えをのべてきたが、ここでは江戸川の河岸処理に絞って、より具体的な河岸処理計画策定の一例を述べてみことにする。もちろんこの案は唯一無二のものではなく、案の一例にすぎないが、実際の計画策定の際によりよい計画作成の呼水になれば幸いである。

9.3.1 河岸処理計画のコンセプトづくり

1) 江戸川周辺の地域性

調査を行ったわけではないが、江戸川周辺の地域性を示すものとして以下のものが挙げられる。

① イベント・祭

江戸川周辺の地域性を表わすイベントや祭には以下のようなものがある。

- ・宝珠花の大嵐あげ
- ・どろんこ祭
- ・花火大会

これらはいずれも豪快さ、活発さを感じさせるものであり、厳格さ・神秘性・風流・幽幻等を感じさせるものではない。

② 史跡

- ・矢切りの渡し
- ・運河跡

これらの史跡は、かつて江戸川が舟運でにぎわった川であることを今に伝えている。

③ 神社・仏閣

江戸川周辺で最も名高いのは柴又帝釈天であろう。これには下町というイメージがある。

④ まとめ

以上①～③を通じて、江戸川周辺地域の特徴としては、

- ・元気な、陽気な
- ・さっぱりとした、割切れた
- ・明快な
- ・にぎやかな

といった形容詞が相応しいと思われる。したがって、河岸処理方法としては、あまり手の込んだものよりも、単純なものの方がよさそうである。また舟運のあったことの痕跡を残すのも、舟運の威勢の良さ、豪快さ、河岸の賑わいなどを連想させて面白いのではないと思われる。

9.3.2 江戸川の景観設計

よりよい景観を生み出すためには、まず江戸川の景観の特徴を十分に把握したうえで景観設計を行わなければならない。

① 江戸川の景観の特性

江戸川の景観について特徴的であるのは以下の点である。

- ・江戸川の河岸は現在自然河岸のままになっているところが多い。平水時には自然河岸は解放感や安心感を与えるので景観的には良いと考えられる。
- ・平水時、行徳堰直上流部では行徳堰により低水路水位が堰き上げられ、高水敷肩から水面までの高低差はほとんどない状態になる。これは他の河川には見られない特殊な状況であり、この状態に適した景観を考えなければならない。
- ・また、貯水部では流速が非常に小さく、よどんだ感じになると考えられるので、この点にも配慮が必要である。

② 景観に配慮した工法の例

以上の点をふまえた河岸処理工法としては、以下のものが挙げられる。

・蛇籠を横工として設置

江戸川総合開発事業においては、低水路位置を河道中央に持ってくることを基本とするので、多量の高水敷造成・掘削を伴う。このうち、造成する高水敷は締め固まり状況も十分ではないと考えられるので、洪水時に侵食される恐れがある。これを防ぐには護岸工を張りめぐらせるのが現在のところ最も確実な方法であると考えられる。しかし、コンセプトに従い自然河岸の景観の良さを重んじるとすれば、以下のような方法によって高水敷造成部に自然河岸を作ることができる。すなわち、水衝部などの河岸侵食が起こりやすいところに事前に蛇籠を埋め込んで配置するようにすれば、例え侵食が発生しても蛇籠によって高水敷の侵食は守ることができる。

・環境護岸

環境護岸は費用はかさむものの、景観を良くすると同時に治水安全度を向上させる機能をも兼ね備えさせることができる。例えば高水敷造成部でかつ高水敷上の利用計画のある地点では、河岸侵食が起こりやすいけれども景観にも配慮したいなどという要求が生じる場合があるが、環境護岸はこのような地点に適している。

・化粧板の設置

矢板護岸などは見た目にみすぼらしい感がある。現在、矢板の前面に化粧板を張り付けることによって景観を改善する手法が土木研究所都市河川研究室で検討されている。デザインを工夫すれば、この手法は行徳堰で堰き上がり、普段あまり河岸部が見えない貯水部においてその機能を発揮するものと考えられる。

・杭出し水制

自然木もしくは疑似木を用いた杭出し水制は自然堤防帯やデルタ河道の河岸形態と景観的によく調和する。また、杭出し水制は、舟の駐留所をほうふつさせる形状を呈しており、かつての舟運のにぎわいを今に伝えることができる。これは江戸川の個性を最も顕著に特徴づけるものとなることが推定される。なお、治水面から杭出し水制の有効性について考えてみると、定量的な河岸侵食防止機能評価はまだなされていないので、杭出し水制は切り土したところの河岸で、水あたりの程度も比較的穏やかなところに設置するのが望ましいと考えられる。

9.3.3 親水性に配慮した河岸処理

江戸川は都市を流れる河川であり、その高水敷上は有効なオープンスペースである。このため、江戸川の高水敷はほぼ全川に渡って利用されることになる。高水敷を公園にすれば、それに伴い水面にアクセスするための施設が必要となろう。緩傾斜護岸などは、水面へのアクセスを容易にするとともに、治水効果も期待できる。この点では環境護岸と似ている。親水護岸の設置地点としては、高水敷を公園とするところはもちろん、流れもほとんどないことから格好のボート乗場になることが予想される行徳堰直上流の江戸川水上公園などを候補とすることができよう。矢切文学歴史公園などは江戸川情緒を味わうのがならいであろうから、前面の河岸は自然河岸のほうがよさそうである。

9.3.4 自然環境保護に配慮した河岸処理

近年は、河道改修が自然環境に与える影響が取り沙汰される局面がしばしば見られる。江戸川は改修により川幅が広がるので、改修前と同じ流量のもとでは流速は減少する。自然環境保護の観点からすれば、改修が江戸川の生態系にどのような影響を与えるか十分な事前調査が必要であり、生態系への影響が無視できないと予想される場合などは河岸処理計画の見直しが必要となることもある。

江戸川の河道改修によって特に大きく変化する水理環境は高水敷の冠水頻度である。低水路を掘削するために、低水路の疎通能力がかなり上がり、従来は高水敷に冠水する規模の洪水が低水路のみではけてしまう場合が増すからである。これによって高水敷に繁茂する植生の分布が、単年生のものが減少し、多年生のものが増える傾向に変化する可能性がある。このような植生の遷移は、高水敷上に張る芝の維持や雑草の伐採など、主に管理面に影響を与える可能性があるので十分な予測検討が必要である。

9.3.5 治水安全度に配慮した河岸処理計画

1) 治水安全度に配慮した河岸処理計画立案の手順

十分な治水安全度を確保できる河岸処理を行うためには、まず対象河川のどの地点がどのような危険にさらされるのかを推定し、つぎにどのような対策をしたらよいかを考えなければならない。

2) 江戸川の治水安全度で懸念される点

河岸の安全度の定義は川ごと、視点ごとに異なる。例えば扇状地河川では高水敷は堤防を守るための削りしろと捉える向きもあるので、安全な河岸づくりとは一洪水で全て削りとられることのない十分な幅を持った高水敷をつくることととらえることができる。また、扇状地河川も含め流速の大きな河川では堤防近傍に大流速を発生させるのは望ましくないので、安全な河岸とは低水路の高流速を堤防まで伝えないだけの十分な幅を持った高水敷と捉えることができる。都市を流れる低平地河川では高水敷が大きく侵食されて堤防が危険にさらされるなどの問題が起こるのは極めてまれと考えられること、高水敷は何等かの形で利用されていることを合わせて考えれば、安全な河岸づくりとは河岸侵食により高水敷の利用区域が侵されないことと捉えることができる。

以上のように、河岸の安全度の捉え方にはいろいろな視点があるので、対象とする河川の背景をよく調べ、どのような河岸の安全度が求められるかを明確にしておくはならない。

江戸川については、

- ① デルタ～自然堤防帯に属する河川であるため、堤防を脅かすような大規模侵食は起こりにくいこと
- ② 高水敷幅を最低でも50m確保するので、堤防のところまで低水路の高流速が伝わることは極めてまれであると考えられること
- ③ 高水敷上の多くの範囲はグラウンドやゴルフ場などに利用されること

などの特徴を考慮し、河岸の安全度を以下のように定義した。

河岸の安全度＝河岸侵食の起こりにくさ

3) 河岸侵食の発生が予想される地点

河岸侵食の発生地点を予測するには、①河岸が土質的に弱いところ②前面に局所洗掘が発生するところ③近傍流速の大きいところを探す必要がある。

江戸川河岸の土質特性について特筆すべき点は以下の通りである。江戸川の改修は多量の切土、盛土を伴う。切土部は締め固まったもしくは固結した土からなっており耐侵食性は高いが、盛土部については粘着性を有する微細砂で盛土するわけにもいかないため耐侵食性は低いと考えられる。河岸侵食発生地点の推定にはこの点も加味されなければならない。また、約40kmより上流では河岸物質が更新統になることも特筆すべき点である。局所洗掘発生位置は、横断図、地質縦断図から推定する。

(1) 河岸の強度

河岸の強度に関してまず第一にいえることは、およそ40kmより上流の河道は洪積台地を掘りぬいて作った人工河道であることである。この区間では航空写真を見ても目立った河岸侵食の痕跡は見られない。また横断図を見ても顕著な局所洗掘も見られない。これは洪積台地の土質が基本的に固結した粘土質土からなるためである。このように、この区間の河岸は強固であり、河岸侵食の発生する可能性は低いと考えられるので、耐河岸侵食の面からすれば自然河岸のままで問題ないものと考えられる。

これより下流の河岸の土質は基本的に沖積粘性土である。これは粘着性を有しており、耐侵食性は比較的高い。このことは、河岸が切り立った形状をしていることから推定される。ただし、江戸川の改修の場合、盛土して高水敷を作る箇所があちこちにあるが、このようにして作った河岸は締め固め状況も自然河岸と比較すれば劣ることに加え、盛土材料に微細砂を使うことは困難であると考えられるので、粘着性に大きな期待が持てない。このため、盛土河岸は自然河岸に比べ、耐侵食性はかなり劣るものと考えられる。盛土河岸部には、周辺流速の大小や局所洗掘の有無にかかわらずなんらかの河岸保護工が必要となる。

(2) 局所洗掘発生地点&流速の大きい地点

江戸川では、洪水時に流速の大きいところと洗掘位置はほぼ対応しているものと考えられる。そこで、局所洗掘発生地点と流速の大きい地点は、概ね一致すると仮定すると、その位置は洪水流況写真および法線形などから判断することは可能であろう。

洗掘発生箇所をよく観察すると、河岸がやや河道中央に張り出しているところが見られる。場所によっては、このような張り出しがわずかな水当りを生じさせて洗掘が発生している。計画河道時には、このような河岸の突出はほとんどなくなることから、河岸の突出が原因での局所洗掘は少なくなると考えられる。

4) 河岸処理方法

河岸侵食を防ぐための検討の手順としては、まず河岸侵食の原因を明らかにし、つぎに原因を抑える方策について議論するのが最も合理的と考えられる。

まず、河岸侵食の要因について述べる。江戸川はデルタ～自然堤防帯の中間的な位置に属する河川である。既存の研究結果によれば、このような河川の侵食発生原因としてはつぎの2点が考えられる。

① 河岸前面にできた局所洗掘が原因となり、河岸自身のおもみによるすべりによって侵食されるもの

② 河岸近傍の流速が大きくなり掃流力の増加にともなって、河岸材料自体が下流へと流されてしまうものの

と考えることができる。

江戸川の場合、河床材料が細かいことから比較的小さい掃流力でも流送されやすいため、②のような侵食はほとんど発生しないと考えられ、②のような侵食が重要な要素であると考えられる。

したがって、河岸侵食を防ぐ工法としては、局所洗掘を防ぐ工法（例えば根固め工や水制など）や護岸の強化などが挙げられる。

9.4 総合的な判断に基づく河岸処理案

1) 工種の選定と各工種の機能

上記9.3の検討結果をもとに、河岸処理工法案およびその特徴を挙げると以下のようになる。

A：自然河岸

自然河岸のまま、なにも手を加えない方法である。この長所としては、工費がいらぬこと、景観の面で有利であること、自然環境の面で有利であることが挙げられる。しかしその反面、切り立った河岸であるため水面とのアクセス（親水性）が悪いこと、河岸侵食を起こしやすいことなどが問題である。

B：自然河岸＋根固め工

河岸近傍の河床面に根固め工を置く方法である。この長所としては、見た目には自然河岸と変わらず景観の面で有利であること、自然環境を損わないことが挙げられる。この反面、短所としては、親水性が低いこと、自然河岸に比べれば河岸侵食発生の可能性は低いものの、安全度は必ずしも高くないことなどが挙げられる。

C：杭出し水制（＋沈床）

流速低減効果を期待し、河岸の前面に杭を並べて設置する方法である。この長所としては、杭に疑似木を用いれば景観がよいこと、流速低減効果や局所洗掘抑制効果が期待でき、ある程度河岸侵食を防げること、魚巣としての機能が生じる可能性のあること、工費があまりかからないことが挙げられる。短所としては、治水効果に全面的な信頼をおきかねること、維持の面で問題が生じ得ること、ごみなどが引掛かりやすいことなどが挙げられる。

D：矢板（＋根固め工）

河岸の前面に矢板を打ち込み河岸表面を保護しようとするものである。この長所としては、施工性が良く工費を護岸などに比べ安く抑えられること、河岸侵食を防ぐことができることなどが挙げられる。

盛土部（河岸を低水路前面に出すところ）については、矢板は仮締切として併用できることから、高水敷を造成するところは矢板を仮締切とし、土砂を投入・締め固めてから所定の高さまで埋め込むことができる。切土部（河岸を堤防側に近付けるところ）は、先に計画法線に合わせて矢板を打っておき、その後余分な土砂を掘削する工法が取れる。

この工法は、景観の面から考えるとここで取上げた工法のうち最も悪いといえる。親水性もない。自然環境に与える影響については十分正確な影響推定はできないが、プラス面はなさそうである。また、前面

に局所洗掘が発生すると矢板の安全度は下がるので、局所洗掘の発生が予測されるところでは根固め工の併用が必要となる。

E：護岸工+矢板による根止工（+根固め工）

通常の護岸を設置する方法である。ここで挙げた工法のうち、最も高い治水安全度が期待できる。この方法も、上記Dの場合と同様高水敷造成部・掘削部いずれの場合にもドライ施工を可能にする方法である。また、河岸が緩勾配になるので若干親水性の向上が可能となる。しかし、この半面、護岸は人工構造物としての印象が強く、景観的にはよくない。特に断続的に設置した場合は「つぎはぎ」のような印象を与える。工費が高いことも重大な欠点である。

F：景観に配慮した護岸+矢板による根止工（+根固め工）

景観に配慮した護岸とは、その景観に合うよう特別にデザインした護岸や環境護岸などを指す。この長所はなんといっても景観によいことが挙げられるが、設計方法によれば通常の護岸と同程度の強度が期待できる。ただし、(特に通常の護岸と同程度の強度を持たせる場合には) 工費が非常に高くつくことが挙げられる。

G：高さの低い護岸の景観に配慮した護岸+矢板による根止工（+根固め工）

江戸川では平常時、行徳堰により水面はかなり堰き上げられ、堰直上流では水面は河岸高よりも少し低い状況になっている。このため、河岸が少し見える独特の景観が形成される。この景観には特別な配慮、例えば水面下は矢板河岸にしておき、水面上のみ景観に配慮したデザインにするなどの配慮が必要であると考えられる。この方法では景観の良さに加え、工費を護岸などに比べれば安く抑えることができるという長所を持っている。ただし、治水安全度は護岸ほどには期待できない。

H：親水護岸

水面へのアクセスを容易にするための護岸であり、緩傾斜護岸などが例として挙げられる。親水性がよいのはもちろん、費用をかければ景観面・治水面にも配慮は可能である。特に治水面に関しては、うまく設計すれば通常の護岸よりも安全度が期待できる可能性がある。しかしその半面、費用はここで挙げた工法のなかで最もかさむ。

上記事項を一覧表にまとめたものが表-9.1である。

表-9.1 工法の評価一覧

工 種	経 済 性	景 観	親 水 性	自然環境	治水安全度
A	◎	◎	△	◎	××
B	◎	◎	△	◎	△
C	○	◎	○	◎	△
D	△	×	△	×	○
E	×	△	△	×	◎
F	××	◎	○	○	◎
G	××	◎	△	×	◎
H	××	○	◎	△	◎

- A：自然河岸（なにもしない）
- B：自然河岸＋根固め工
- C：杭出し水制（＋沈床）
- D：矢板（＋根固め工）
- E：護岸工＋矢板による根止工（＋根固め工）
- F：景観に配慮した護岸＋矢板による根止工（＋根固め工）
- G：高さの低い護岸の景観に配慮した護岸＋矢板による根止工（＋根固め工）
- H：親水護岸（＋根固め工）

最終的には治水安全度を十分確保できなければならないことを考慮すると、この表から、A～Cの工法はもともと治水安全度の高いところに適用し、D～Hの工法は治水上必要であると思われるところに適用することになる。ここで、江戸川改修事業が多くの高水敷造成と掘削を伴うこと、行徳堰により河岸があまり見えない特殊な風景を形成することを合わせて考えてみると以下のうようなことが言える。

江戸川の場合、高水敷を造成するところはほとんど例外なく流れが集まっているところであり、本来的に治水安全度の低いところである。そこで、造成部に関してはD～H、特にF～Hの工法をニーズに応じて選択するのが望ましい。Dは治水安全度の面で十分であるとは言えない部分があり、またEについては造成部延長が非常に長いわけではないのでつぎはぎな景観を作る恐れがあるのであまり好ましくない。

高水敷を掘削したあとの河岸は粘着性を有しており、また固結している可能性があるので、砂層が露出したところなど特殊なところを除けばもとの河岸と同程度の強度を有していると考えられる。この河岸をどうするかは難しい問題ではあるが、洪水時水裏となるところは掘削したままの自然河岸（A）でも大丈夫であると考えられる。以下、流速が増大するか局所洗掘深が増大するに従い、（B）、（C）とランク・アップさせていくのがよい。流れが若干当るところに関しては（D）（E）（F）（H）が選ばなければならないが、とくに（F）（H）が採用されることが望まれる。

行徳堰上流では、水面と高水敷高さの差異が少ないことから、工法としてはDEGを取ることが望ましい。特に費用が許すかぎりGを採用するのが望ましい。洪水時、水裏になるところや流速が小さく局所洗掘が発生しないところでは自然河岸のまま残すことも可能であると考えられる。

これを図で表わすと以下ようになる。

・高水敷造成部……………F・G・H（・D・E）

・高水敷掘削部……………流速・局所洗掘

大 ↑

F・H（・D・E）

C

B

小 ↓

A

・特に、行徳堰直上流については……………流速・局所洗掘

大 ↑

G（・D・E）

小 ↓

A

第10章 全体のまとめ

第10章 全体のまとめ

前章まで個々の問題について検討をおこなった。ここでは、前章までのまとめと重複するが、実験、およびその解析結果にもとづいた全体のまとめについて述べる。

江戸川の河道計画は、治水面（疎通能力の向上、治水安全度の向上）、利水面（新規用水の開発）、環境面（支川等からの汚濁物質、有害物質の流入問題）からの要求を達成するために策定されている。

これに対する具体的対策としては、河積の拡大（計画原案河道）により疎通能力を向上させる、低水路法線の是正、根固め工の設置等によって河岸を補強し治水安全度を高める、高水敷に流水保全水路の建設することにより新規揚水の確保、水質保全を図るというものである。

模型実験は、主に治水面からみた江戸川総合開発事業の妥当性を検討するものである。検討項目は大きく、1) 低水路法線形、2) 局所洗掘対策工、3) 流水保全水路への土砂の堆積、4) 河岸処理（河岸の安全度評価）に分けられる。

これらについて明らかになったことを以下に示す。

10.1 低水路法線形の最終案について

河道法線形の最終案を図-7.3.12に示す。実線が最終案河道法線、点線が計画原案河道法線形である。

実験では、基本的に計画原案低水路法線形のうち湾曲の大きいところでは湾曲を緩和する方向で法線形に修正を加えていった。ただし、低水路法線形を湾曲部内岸側に寄せてもあまり流況の改善が見られなかった場所については、現況河道時に死水域が見られなかったことや、湾曲部外岸側に耐侵食性の強い更新統粘性土がせまっていることを考慮して、低水路法線を湾曲部外岸側に寄せて流況の改善を図ることにし、死水域の縮小や局所洗掘深の軽減などを図った。このとき、外岸側には十分な高水敷幅（50mを限度とする）確保するようにした。そのため、上流側湾曲部や19.00km付近の湾曲部では現況河道に近づけた法線形となった。

実験によれば、低水路法線形の修正によって局所洗掘の低減、流れの片寄りの緩和、死水域の解消、高水敷上への浮遊砂の堆積の緩和がかなり図られた。ただし、依然として河岸の数地点で水衝部が形成されており、河岸近傍で局所洗掘も発生した。そのため、局所洗掘については低水路法線形の修正だけでなく、局所洗掘対策工とあわせて洗掘範囲、洗掘深の低減を図ることが必要となろう。

全体的には河床の安定性も良く、江戸川の河道特性によく適合した最終案であるといえる。

10.2 局所洗掘対策工について

江戸川は、主たる河床材料の粒径が0.2mm～0.4mmの典型的な砂河川である。一般に、江戸川のような砂河川の局所洗掘対策工としてはブロック乱積みは適さない。というのは、ブロック積みの場合、ブロック間の隙間が大きいと土砂がそこから吸出されブロックが次第に沈下されてしまうからである。

そこで、この点を考慮した局所洗掘対策工を選ぶ必要がある。以下に2、3の例を示す。

1) 根固めマット

根固めマットは、今回の模型実験で用いた新しい局所洗掘対策工である。今回考案した根固めマットとは「大きな粒径の石もしくはこれに相当するものをネットで包んだふとんかご状のもの」である。根固めマットの形状を写真-3.1に示す。

実験によれば、根固めマットは屈撓性が高いために比較的柔軟に洗掘斜面に追従して洗掘が進まなかった。実験時には根固めマットを格子状に縫い合せて間に仕切りを入れたものを使用したため、マットが傾けられた時に中の材料が片寄って洗掘が進むということも起らなかった。全体的にみても、江戸川を持つ河道特性に比較的良好に適合した局所洗掘対策工であるといえる。

実河川に適用する場合には、根固めマットの粒径、ネット、施工について以下のようにするのが良いであろう。

(1) 粒径について

粒径については、ネットの破損のおそれがないような粒径でも良いが、実際問題としてはネットの破損を考慮しておかなければならないであろう。具体的には、ネットが破損して中の石がもれてもその場にとどまること、すなわち掃流されないことが求められる。

7000m³/s時の河道平均的な掃流力はおおよそ $u_*^2 = 245 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ 程度である。この場で掃流されないためには均一砂の限界掃流力で考えると直径3～5cm程度の石が必要であるが、局所洗掘箇所では河道平均的な掃流力よりも大きくなることや、より高い安全性を考慮して20cm以上とすべきであろう。

(2) ネットについて

ネットについては、近年紫外線等に対しても変質しない高分子系の樹脂等が開発されているので、これを用いるのも1つの方法であろう。

(3) 根固めマットの施工性

江戸川の場合、上流部～野田付近まではドライ施工が可能であり施工は容易である。しかし、下流部のように、水位が高くドライ施工は無理なところでは、水中施工をするのがよいであろう。根固めマットの設置方法については、マットをおくところを少し掘って安定性をよくしたり、マットどうしの隙間があかないように上流からかわら状に施工するなどの工夫が必要となろう。

(4) 根固めマットの重さについて

実験の最終案では、根固めマットの単位堆積重量は全て0.6 t/m²とした。しかし、これは模型と現地では粗度が必ずしも一致しない。そのため、模型でのマットの重量をそのまま現地に適用するのは問題がある。

例えば、現地での根固めマットの単位堆積重量は、以下の値を参考とするとよい。

$$\text{マットの重量 (m}^2/\text{s)} = 0.6 \text{ t/m}^2 \times \left(\frac{V_p}{V_m} \right)^2$$

ここで、 V_p ：現地での流速、 V_m ：模型での流速である。

2) ふとんかご

従来のふとんかごを根固め工として用いる。この公法の利点としては、従来のふとんかごを用いているため入手が容易であり、ブロックの乱積みのように洗掘部で崩れ落ちるといったことが少ないことである。

3) そだ沈床

そだ沈床は、緩流河川の根固め工としては適した工法であり、屈撓性と柔軟性に富み、水中での耐用年数は比較的長い。環境面からみても比較的有利な工法といえる。ただし、近年では材料の入手難と熟練した施工技術者が少なくなっているのが問題である。

各河川でそだ沈床の材料、施工法などは多少異なるが、ここでは、利根川下流で従来おこなわれた例を参考に材料、施工法について述べる。

(1) 材料

針葉樹を除き、なら、まんざい、栗、くぬぎ、かえで、椿、かし、けやき、桜など比較的粘性のあるものを用いるのがよいであろう。

(2) そだ沈床の施工法

水深が大きくドライ施工が難しい場合には、グラブ船、小型ポンプ船などを使ってそだの沈設をおこなうとよい。

4) 異形ブロック乱積み+吸い出し防止シート

吸い出し防止シートを用いる場合には、最も問題となるのは「めくれ」や「破れ」などであろう。破れについては、近年、透水性もあり耐久性のある合成樹脂などを使ったシートが開発されているため、そのようなシートを用いるとよい。めくれについてはシートの端部を固定したり、シートの重ね代のめくれがないように上流側から敷設するなどの工夫がいと考えられる。

また、水位が高く水中施工が必要なところでは、河岸から吊り下げ器具を用いるなどして施工するのがよいと考えられる。

以上、局所洗掘対策工の2、3の例を挙げてみたが、河道特性を把握した上で治水安全度、景観、環境、施工性、経済性などについて総合的に勘案して対策工の選定を行うのが良いと考えられる。また、新工法についても積極的にとりいれていくことが望ましい。

10.3 流水保全水路について

流水保全水路は左岸側高水敷に設置される幅5 m、深さ1 m程度の掘り込み水路である。江戸川では、流水保全水路の建設位置をどうするか、保全水路建設後はメンテナンスをどうするのが重要な課題である。基本的には保全水路の建設位置は土砂の堆積しない場所を選ぶのが良いが、様々な制約もあり保全水路位置を動かすには限度はある。そのため、流水保全水路は、内部に土砂のたまりにくい構造にするか、土砂がたまっても効率良くとりのぞけるようにしておく必要がある。

実験によれば、河道の数地点で流水保全水路内への土砂の堆積が認められた。これらの地点では保全水路に土砂がたまりやすく、堆砂範囲が堤防近くまで及ぶこともあり保全水路位置を変えても大きな変化は望めない。そのため、流水保全水路を設ける場合には、その部分をトンネル水路にするか土砂を簡単に排除できる形状にする（例えば、浚渫しやすいように水路内の一部に深みを作っておく）などの工夫がいと考えられる。

10.4 河岸処理について

先に述べたように江戸川に対する要求は治水のみに限らず、利水や環境などといった面からもさまざまな要求がなされている。そのため、これまでのように治水最優先とし、その枠の中での河岸処理計画では様々な要求に対して対応できなくなるおそれがある。つまり、治水面からの要求をクリアできる河岸処理工法・工種を先に決めてしまうと、景観、親水性、自然環境への配慮はその枠内で多少行われるのみとなり、河岸処理の自由度がかなり限定されてしまうことになる。

そこで、江戸川の河岸処理については、かわづくりの自由度を高めるために、「景観、親水性、自然環境の面からみた河岸処理」を「治水面からみた河岸処理」と対等な位置まで引上げる必要があり、以下の方針にもとづいて河岸の安全度を評価し、河岸処理計画を策定していくことが良いと考えられる。

基本方針

- ① 河川改修事業はそもそも人命や社会資本を守るための行為である。したがって、必要な治水安全度の確保は最優先されるものでなくてはならない。
- ② 治水安全度を十分に確保しつつ景観的にも優れた改修は費用をかければ可能である。しかし、このことは経済性とは相反してしまう。これまでの河道改修の考え方は、安全第一、経済性第二、景観や自然環境への配慮はその次といったものである場合が一般的であったが、次第に優先順位は変化しつつあり、景観の比重が高まっている。景観の要所といえるところは多少費用がかさんでも景観を重んじた河岸処理を行うことも必要であろう。これと同じことは、親水性の面、自然環境の面に関しても言える。
- ③ 河川改修は、自然環境の保護とは原理的に相反するものである。そこで、治水安全度が十分に確保されているところに関しては原則として改修の手を加えないことにする。

10.5 将来の河床材料および堆積について

江戸川では現在、昭和55年12月に策定された利根川改修改訂計画により計画高水流量が改訂されている。それに伴って現況の低水路幅を拡幅し、江戸川全川にわたって低水路幅を200mにする計画となっている。

計画河道では、現状と比較して低水路幅が21km～下流で約1.3倍、21km～32kmで約1.7倍、32km～上流で約2倍となる。このことは低水路に働く掃流力が現状に比べて小さくなることを意味する。

水深を等流水深とすると

$$h_m = \left(\frac{Q}{\phi \cdot B \cdot \sqrt{g} \cdot \sqrt{I_b}} \right)^{2/3}$$

となるので、川幅が変化するとBに比例して水深が低下する。すなわち、掃流力が低下する800m³/s（低水路満杯流量）時の掃流力をみると、

21km～下流では、 $u_*^2 \approx 35 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ 程度

21km～32kmでは、 $u_*^2 \approx 30 \sim 35 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ 程度

32km～上流では、 $u_*^2 \approx 24 \sim 28 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ 程度となろう。

このことは現状で0.25mm～0.30mmの細砂の河床材料であるものが、掃流力の低下にしたがって図-1.1 2.1に示すがごとく0.10mm～0.15mm程度の材料に変化する可能性が高く、シルトが堆積する可能性がある。また、川幅が急変するところでは掃流力が急変するため土砂の堆積が現状よりはやく進む。

以上より、将来的に計画河道となると掃流力が現在とは変化することが予想される。そのため、今後の課題として堆積するところや量がどう変わるか、勾配変化点付近で河床材料がどのように変化してくるか、それに伴い高水敷などにシルトがたまるのかどうか、さらには河床の安定はどうかなどについて検討を行う必要があろう。

お　わ　り　に

江戸川の河道計画においては、水理的諸問題のみならず地形・地質の問題、さらに、近年は都市部の河川であることから景観、親水性、自然保護、地域文化等からの様々な要求が河川に望まれており河道計画、河岸処理の方法も難しさを増してきている。さらに、緩流河川の模型実験の難しさも痛感することとなった。

この検討では、河道特性の資料収集作業ほか様々な面で御協力を得られることができ、江戸川工事事務所の皆様には多大な苦勞をおかけしました。また、実験や報告書作成の上で様々なご助言をいただいた建設技術研究所、パンフィックコンサルタンツ、ならびに河川研究室関係諸氏の皆様に対してここに謝意を表わすものであります。

Appendix 江戸川の河道変遷史

Appendix 江戸川の河道変遷史

1. 江戸川上流部の流路の開削

1) 近世以前の江戸川

江戸時代以前の流路の変遷を図-1(1)に示す。近世以前、現在の江戸川下流部は太田川と呼ばれ利根川とは別の流れとなっていた。当時、太田川は渡良瀬川に源を発し、途中古河付近で思川を合せ、権現堂川筋を蛇行しながら流下し、庄内古川筋(中川低地付近)を通して、金杉地点から現在の江戸川下流部に入り江戸湾(現在の東京湾)へと注いでいた。

江戸川上流部の流路を図-2に示す。小出、大熊らは、地形図から権現堂～杉戸間の蛇行跡を読み取り、その兩岸に現在も自然堤防が発達していることなどから、当時、太田川は権現堂川筋を蛇行しながら流下していたと考え、その蛇行跡の存在から当時の太田川の川幅が200～300m程度であったことを指摘している。

このように、近世以前の江戸川は、地盤が軟弱な沖積平野を流れていたため、乱流が多くまわりには低湿地がひろがっていたと考えられ、洪水のたびに河道が変遷していったものと考えられる(図-3中川低地の池沼跡地参照)。

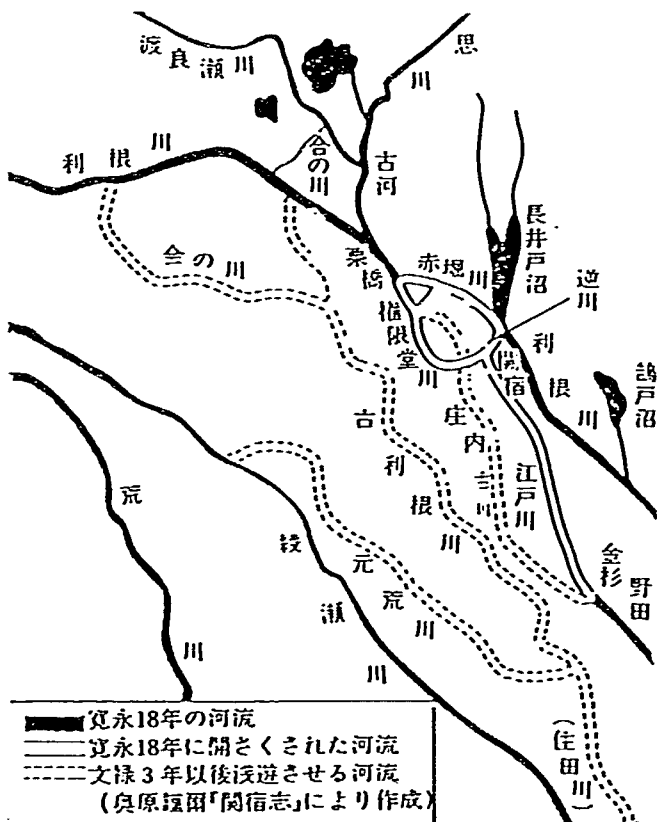


図-2 江戸川上流部の流路

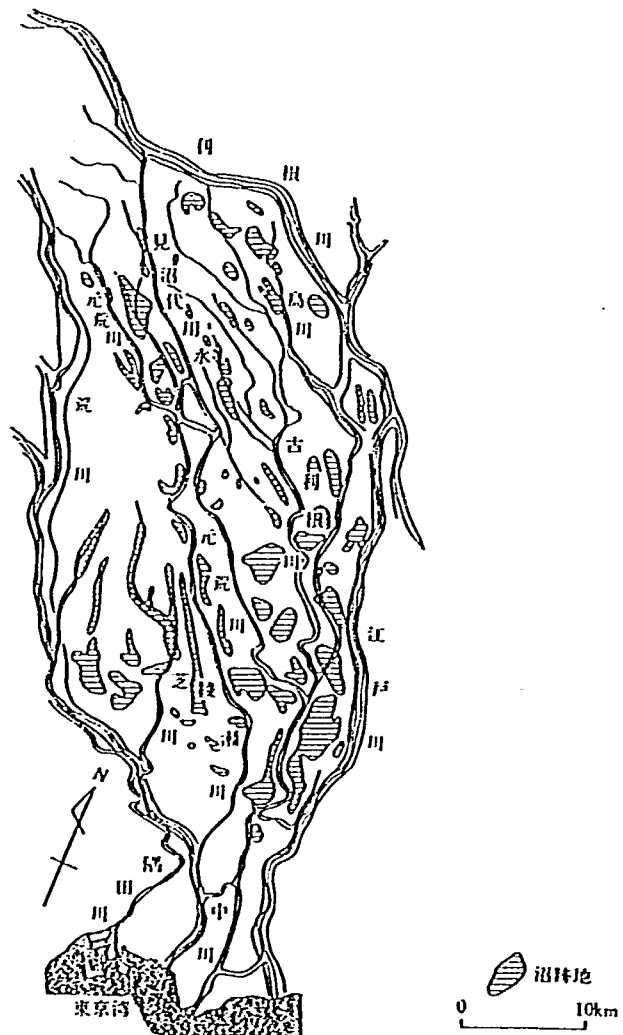


図-3 中川低地の池沼跡地

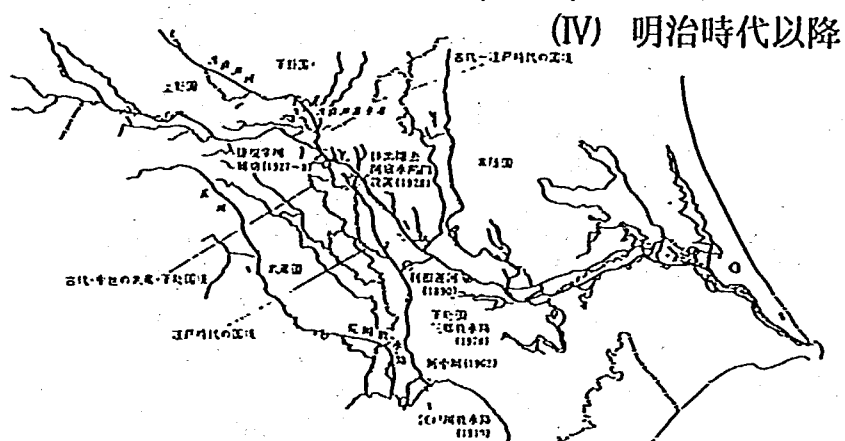
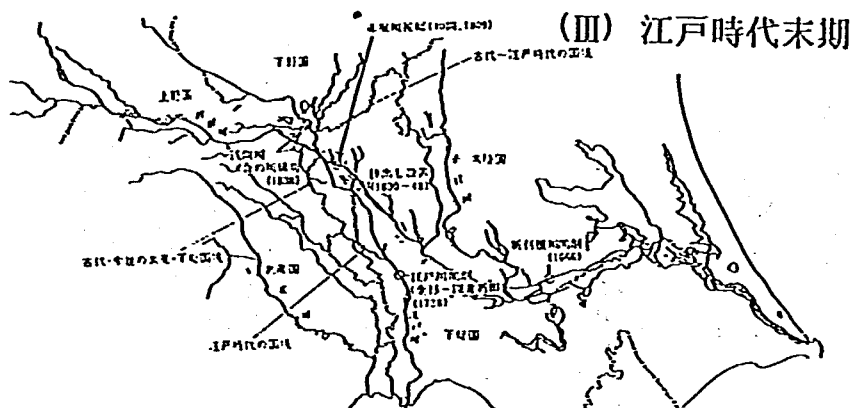
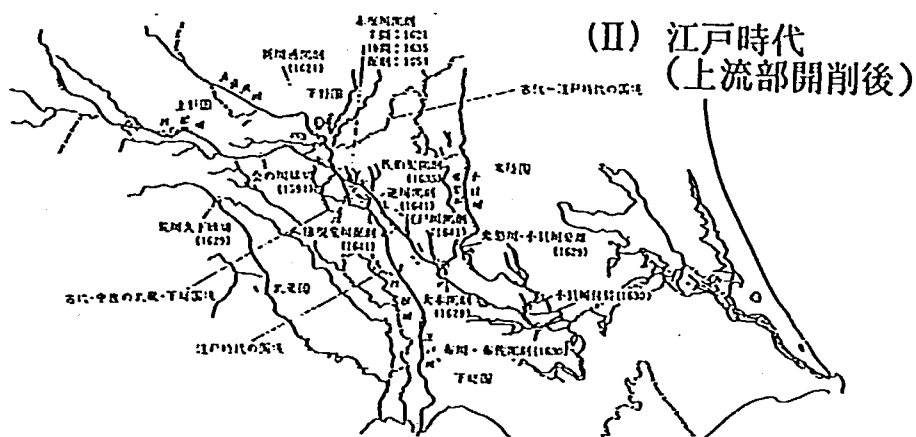
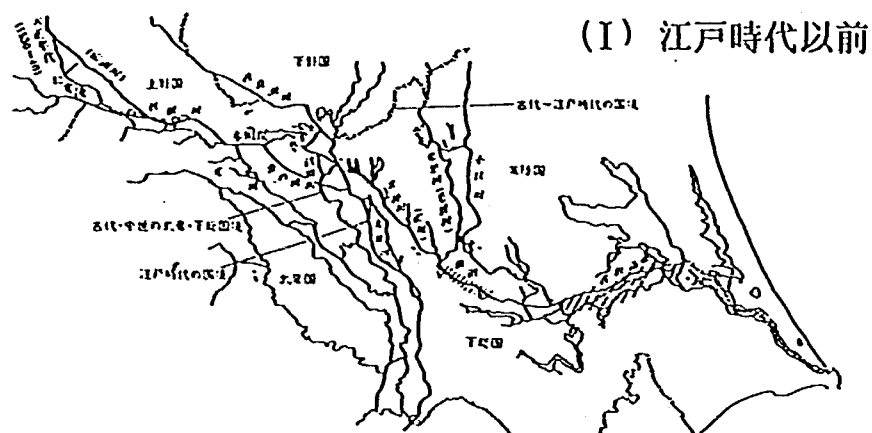


図-1 江戸川流路の変遷

2) 江戸時代 寛永年間（江戸川上流部の開削）

江戸時代（上流部開削後）の江戸川流路の変遷を図－1（Ⅱ）に示す。江戸時代に入ると、江戸幕府の誕生とともに関東は政治のみならず社会・経済の中心となり、流通、経済の発達とともに江戸川の就航路としての役割も高まってきた。同時に、洪水による農産物等への被害は住民の死活問題となり、幕府財政にも影響を及ぼすものとなっていった。そのため、このころの文献のなかに洪水に関する記述が増えてくることとなる（表－2.1江戸川の主な水害の記録参照）。こうした中で、江戸幕府は利根川東遷事業を開始する。利根川東遷事業は1953年から60年をかけて行われており、その内容は利根川を鬼怒川筋に付替え、それまで利根川に流れ込んでいた荒川を利根川から分離し入間川筋に落とし、江戸川は上流部の積台地を掘り割って利根川から分流するというものであった。

江戸川の本格的な河道改修は、この事業に合せて寛永18年（1641年）に葛飾郡庄内代官小島庄左衛門の指揮により行われている。この改修工事の内容は、江戸川の上流部の流路を変更して関宿～金杉間（延長約18km）を新たに開削するというものである。江戸川上流開削部は、大部分が洪積台地に位置しており、途中宝珠花～金野井間（約4km）で一部沖積低地が露出している（図－4江戸川周辺の洪積台地参照）。当時としては大土工である流路の変更を行った目的は次のように考えられる。第1には庄内領（中川低地）流域の灌漑事業および、その開発であり、このことは慶安検地と中島用水の創設からうかがいしれる。第2には庄内領事業および、その開発であり、このことは慶安検地と中島用水の創設からうかがいしれる。第2には庄内領流域の洪水防御のためである。当時は利根川の洪水が太日川に集中して、下流に影響を及ぼすことがあり、しかも太日川河道への土砂堆積が著しく、平地河川のために洪水のたびに乱流していたため洪水防御の必要性が高まっていた。第3には江戸への就航路の確保のためである。当時の太日川河道は土砂堆積により江戸への就航や廻米が不安定となっていたことが考えられる。このような理由から、地質的に完新統より、はるかに安定している洪積台地を開削して流路を固定化しようとしたと考えられる。江戸川上流部が洪積台地を貫入する不自然な流路となっているのは、こうした人為的開削によるものである。この改修工事により江戸川は関宿で利根川から分流し、洪積台地を流下し金杉付近で元の太日川の流路へと接続して東京湾へと流れ込む現在に近い形となった。

3) 江戸時代 享保年間（今上～深井新田間での捷水路の開削）

江戸時代末期の江戸川流路の変遷を図－1（Ⅲ）に示す。江戸川は、上流部の開削により関東水運の大動脈とされ、ますます舟運が盛んになり、延宝6年（1678年）には関東の川船に極印を打って船税を徴収する制度が確立されるほどになった。一方で、上流部開削直下の旧太日川流路では上流部からの土砂堆積のため滞筋が浅くなり、舟運に影響を与えるばかりでなく氾濫することもしばしばあった。そのため、享保13年（1728年）に井沢為永指揮のもとで、就航路の安定と洪水防御を目的として金杉～深井新田間の改修が行われ、流路が東に寄せられた。金杉～深井新田間の河道は洪積台地を流れ出た直下の地点に位置しており、元の太日川流路の上部接続地点でもあった。改修工事内容は、捷水路の開削と堤防の修築に分けられ、今上～深井新田間を川幅80間（約144m）で開削して捷水路を設け、金杉～深井新田間は堤防を修築した。

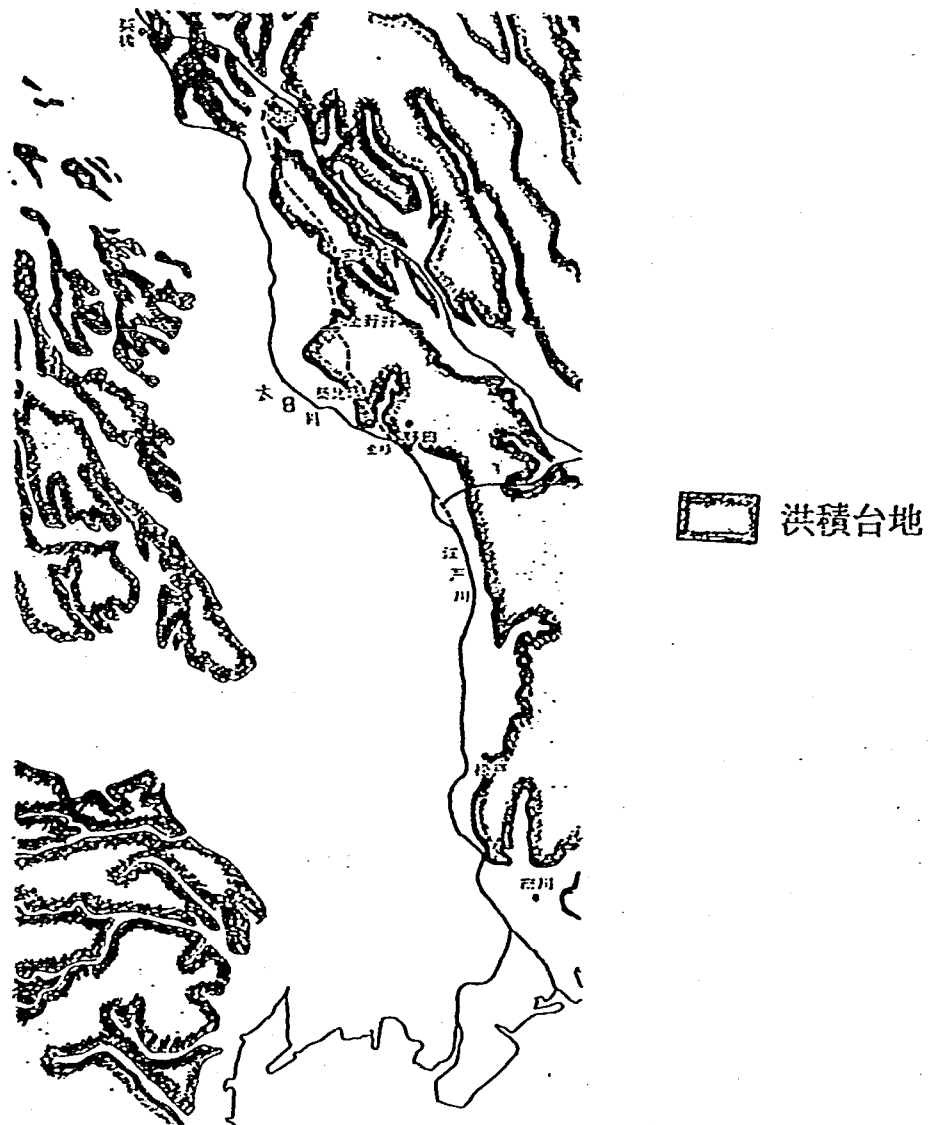


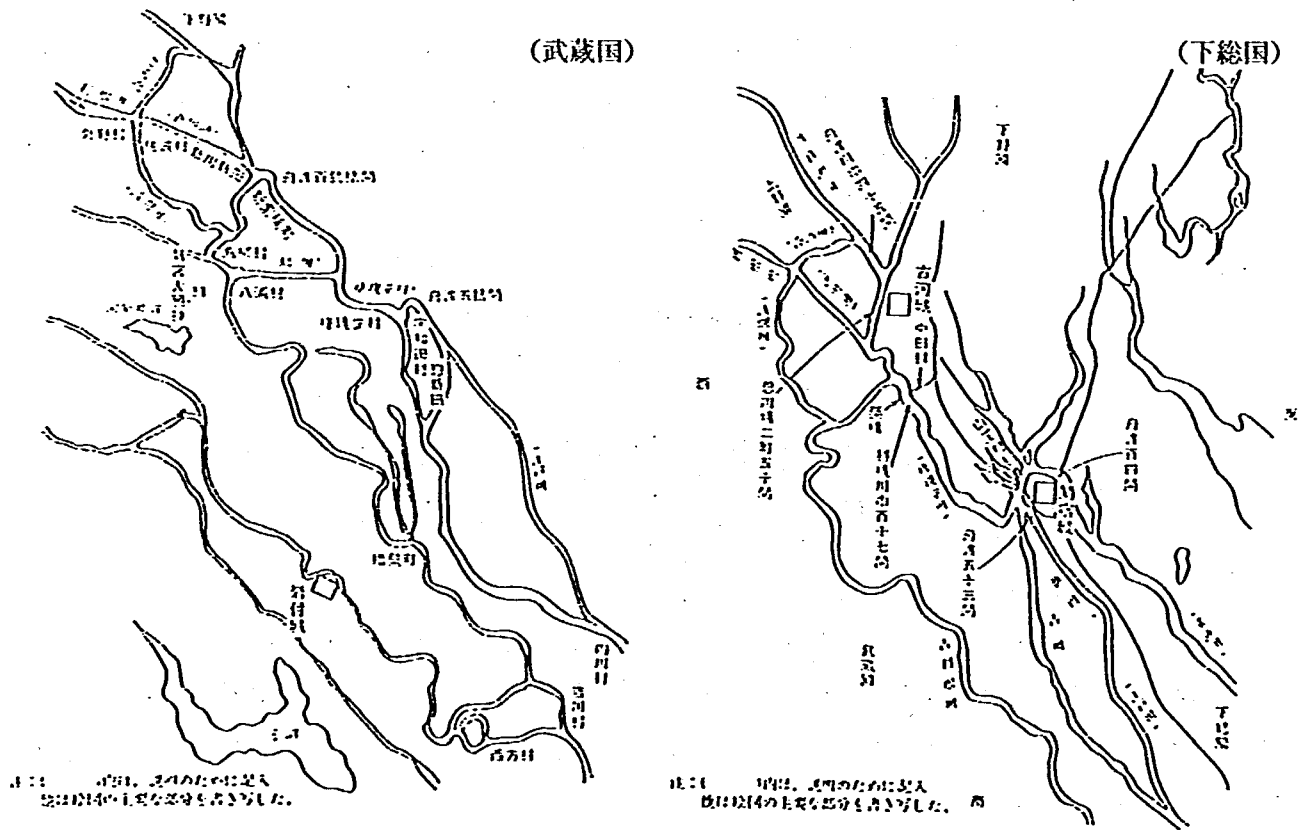
図-4 江戸川周辺の洪積台地

2. 河道の拡幅

江戸時代の上流部の掘削以降、現在に至るまで、江戸川河道は何回かにわたって河道の拡幅を行っている。以下に時代ごとの河道拡幅状況を示す。

1) 江戸時代

江戸時代（上流部開削後）の江戸川流路の変遷を図－1（Ⅱ）に示す。現在の江戸川流路の原型が形成されたのは、寛永年代（1600年代）における江戸川上流部の河道掘削によってであるが、その当時の川幅については当時の資料から推定することができる。江戸川上流部の開削は寛永12年（1635年）に起工し、寛永18年（1641年）には通水に差し支えない程度に竣工している。その後、拡幅を加え正保元年（1644年）に終了し、正保2年の正保国図に挿入されている。正保国図（武蔵国および下総国）によると当時の江戸川の川幅は90m前後と考えられ、松戸付近では108mにまでおよんでいる。正保国絵図（1640年代）を図－5に、正保国絵図から読取った当時の各地点の川幅を表－1に示す。



図－5 正保国絵図（1640年代）

表－1 正保国図（武蔵国、下総国）による当時の川幅

		正保国図（武蔵国）	正保国図（下総国）
関 流 松 市	宿	50間（約 90m）	53間（約 95m）
	山	50間（約 90m）	50間（約 90m）
	戸	60間（約108m）	60間（約108m）
	川	45間（約 81m）	50間（約 90m）

注) 1間≒1.8m

2) 明治初期～明治43年

明治以降の江戸川流路の変遷を図－1（Ⅳ）に示す。明治時代初期においては、依然として舟運が輸送手段として重要な役割を果たしており、改修工事も低水路の維持が中心となっていた。明治8年に本格的に始まった低水工事でも明治19年までは全川を通じて一貫した計画に基づいたものではなく、部分的な改良工事にすぎなかった。明治18年になって江戸川の洪水流量が初めて実測されるようになり、明治19年になるとムルディルおよび近藤仙太郎によって低水工事計画が定められる。この工事は、流心を一定とし航路を開き舟運の便を図るとともに洪水の疎通をも図るというもので、江戸川低水路においては4尺（1.2m）の水深を得るものとした。本格的に治水計画が策定されるのは明治33年の利根川改修計画が最初であるが、当時の政府の治水方針の転換にともない江戸川については現状維持のままとすることになった。このため利根川から江戸川への分流量は970m³/sとされ江戸川への本格的改修工事は実施されることはなく、明治44年に始まる江戸川改修工事までまたねばならなかった。

3) 明治44年～昭和5年（江戸川改修工事）

明治44年、改訂利根川改修計画により利根川から江戸川への分流量が970m³/sから2,230m³/sに改訂された。そのため、江戸川の流下能力を増大するために江戸川改修工事が本格化する。この工事によって、関宿～野田間において施工前100mであった川幅が250mにまで拡幅されている。野田～行徳間では、概ね現川沿いに左右岸を拡幅、河道整正が行われ、川幅は400mとなった。同時に、高水敷の河積の拡大のため一部高水敷を低水路上0.9mにまで掘削している。江戸川改修工事による拡幅された川幅を表－2に示す。

表－2 江戸川改修工事により拡幅された川幅

	川 幅
関宿 ～ 川間村（野田市）字東金野井	140間（約 90m）
川間村（野田市）字東金野井 ～ 野田	130間（約236m）
野田 ～ 河口部	220間（約400m）

4) 昭和14年～昭和23年（江戸川増補工事）

昭和14年、利根川増補計画により利根川から江戸川への分流量は2,230m³/sから3,000m³/sへと改訂された。そのため、河積の拡大が必要となり、堤防の嵩上げおよび高水敷の掘削を行い宝珠花から上流においては引堤を行った。しかし、この増補工事でも戦争の影響が深まるにつれ工事中止措置が取られ、昭和23年までに一部完成するにとどまった。

5) 昭和24年～昭和54年（江戸川改修改訂工事）

昭和24年、利根川改修改訂計画により利根川から江戸川への分流量が3,000m³/sから5,000m³/sへと改訂された。そのため、関宿～野田間において引堤を行なっている。江戸川上流部引堤概況図を図－6に示す。

この工事では施工前250m程度であった川幅を400mに拡幅するとともに、野田～河口部においては現堤の嵩上げを行なっている。流山から利根運河までの河積の不足する区間については、低水路の拡張を行なっている。また、河積を拡大し流下時の低水散流をさけるため、全川にわたって高水敷を低水位上90cmまで掘削した。江戸川改修改訂工事による川幅の変化を表－3に示す。

表-3 江戸川改修改訂工事による川幅の変化

	川幅（施工前）	川幅（施工後）
関宿 ～ 野田	130間（約236m）	約400m
野田 ～ 河口部	220間（約400m）	約400m

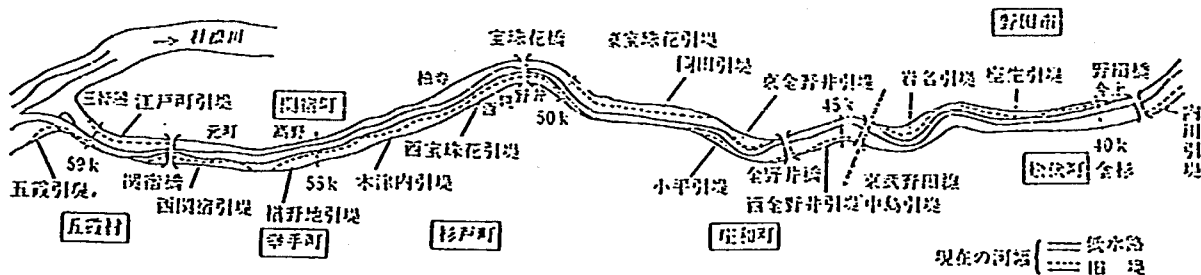


図-6 江戸川上流部引堤概況図

3. 河床掘削（矢切りの渡し付近）

明治44年改訂改修計画による河道拡幅，河道整正は昭和4年に完成するが，昭和10，13，16年の相次ぐ災害により維持工事が本格化する。こうした中で，昭和9年には松戸町矢切りの流勢の激しい地点に既設水制の継足・新設を行い，昭和10年には松戸町中矢切りでは低水路乱流による舟運支障を改良するために杭打上置水制を設置している。この当時，舟運の安定は重要な問題となっており，そのため昭和14年には，大膳渡し舟下流および岩ノ木渡し場付近の河床掘削が行われている。現在の矢切りの渡し付近（16.5 km付近）の河床の異常低下もこのころ行われた河床掘削による人為的なものと推察される。

4. 分流量の制御

江戸川流頭部においては，江戸時代末期より昭和初期まで棒出しによる分流量の制御が行なわれてきた。以下に時代背景と棒出しの変化について記す。

1) 棒出しの創設

江戸川の棒出しは，寛政8年（1796年）に西宝珠花と築比地に堤防を守るために水防杭木を設けたことに始まる。この水防杭木は後の流頭部棒出しの先駆と見られるもので，江戸川への洪水流入の制御が目的と考えられる。

本格的な江戸川流頭部の棒出しの創設は天保年代（1830～1843年）に始まっている。棒出し創設の目的としては次の2つが考えられる。第1には大洪水だけではなく中小洪水による破堤と排水不良による常習水害から庄内領（中川低地）ひいては江戸を守るという治水上の目的である。第2には当時既に舟運の大動脈となっていた江戸川の土砂堆積を少しでもくい止める目的である。このことは，享保年代（1716年～1735年）頃から土砂堆積のために舟運に支障をきたしていたことからわかる。江戸川流頭部の間隔については江戸時代末期から明治初期にかけて26～30間（50m前後）の幅があった。

2) 棒出しの強化

明治に入ると当時の政府はオランダ人技師リンドウを雇い入れ、利根川、江戸川の測量をおこなっている。その報告書である「日本の治水説第一、江戸川」によると、江戸川と利根川の水面勾配から、江戸川に疎通能力に余裕があることを指摘して、江戸川流頭部棒出しを修正し江戸川に利根川の水を大量に導くことを提案している。江戸川と利根川の水面勾配を図-7に示す。この江戸川拡大ともいえる治水方針は明治7～8年には確立していった。ところが、明治中頃になると明治政府は江戸川拡大方針から、江戸川縮小あるいは現状維持へと治水方針を転換していく。このことは、明治19年のムルデルの利根川改修計画にも表われ、この計画においては下利根川と江戸川に分流量は低水、高水とも現状を変更してはならないという前提条件がついていた。

江戸川の改修は明治8年に始まるが本格的改修は明治17、18年が最初であり、明治29、31年と棒出しは次第に強化されていった。特に、明治31年に行なわれた改修ではセメントで改修が行なわれ河床も埋められて、棒出しの間隔も幅9間強（約7 m程度）まで狭められた。

3) 棒だしの撤去

明治31年の改修によって7 m程度まで狭められた状態は昭和初期まで続く。昭和初期になると江戸川改修工事が行なわれることとなる。昭和2年には関宿水閘門の建設が行なわれ、昭和3年（1928年）には棒出しも撤去されている。同時に、江戸川流頭は約1 km上流の茨城県五霞村山地先に付替えられ、利根川から直接分流することとなる。新流頭部は高水路と低水路に分けられ、高水路には床固めを設け高水の流入を制御し、低水路には水閘門を設けて低水分流量の調節と高水の微調整を図ることとなった。

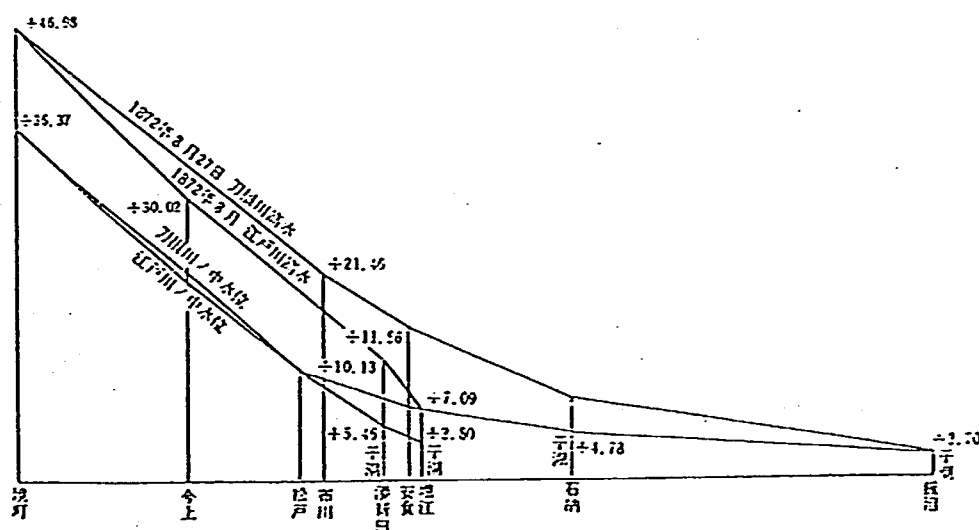


図-7 江戸川と利根川の水面勾配

参 考 文 献

本報告書で参考、引用した主な文献を示す。

- 1) 山本晃一：河道特性論，土木研究所資料2662号，1989年 8 月
- 2) 山本晃一：河道特性調査のすすめ，地質と調査，1988年第 4 号
- 3) 山本晃一：河道特性論ノート((3))－荒川中流部の河道特性と河川処理－，土木研究所資料1745号，1981年11月
- 4) 渡辺光：新版地形学，古今書院
- 5) 貝塚爽平：東京の自然史，紀伊国屋書店，1964
- 6) 貝塚爽平，成瀬洋，太田陽子：日本の平野と海岸，岩波書店，1985
- 7) 遠藤邦彦，関本勝久，高野司ほか：関東平野の沖積層，Urban Kubota No.21，1983年 4 月
- 8) 菊池隆男：先史時代の利根川水系とその変遷，Urban Kubota 第19号，1979年 4 月
- 9) 東木竜七：地形と貝塚分布より見たる関東低地の旧海岸線，地理学評論，1926
- 10) 利根川百年史（改修編）：建設省関東地方建設局，1989
- 11) 江戸川・中川改修史：建設省関東地方建設局，江戸川工事事務所
- 12) 大熊孝：利根川治水の変遷と水害，東京大学出版会
- 13) 貝塚爽平，成瀬洋：日本の第四紀研究
- 14) 高橋裕：水のはなし
- 15) 利根川ハンドブック
- 16) 佐藤俊郎：利根川－その治水と利水
- 17) 海津正倫：日本における沖積低地の発達過程，地理学評論
- 18) 湊正雄：日本の第四系
- 19) 湊正雄：変動する海水面
- 20) 平井幸弘：関東平野中央部における沖積低地の地形発達，地理学評論56－11
- 21) 小杉正人：完新統における東京湾の海岸線の変遷，地理学評論62－A 5

江戸川河道計画模型実験報告書

I S S N 0386-5878

土木研究所資料第3061号

平成4年3月(1992)

河川研究室 室長 山本晃一, 平林 桂, 有澤俊治
鈴木一孝

要 旨

本報告書は、江戸川河道改修計画における低水路法線形、高水敷の土砂堆積に関する水理的諸問題の把握と、それらの対策案等に関する検討を行った内容を述べたものである。

キーワード：江戸川、河道計画、河床変動、河岸処理、地質調査、局所洗掘

郵便はがき

41円切手
をはって
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 行

No. _____

土研資料第3061号

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第3061号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏名



土木研究所資料第3061号